

**ESCUELA  
COLOMBIANA  
DE INGENIERÍA  
JULIO GARAVITO**

**COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE UNIONES VIGA-COLUMNNA  
CON ANCLAJES ADHESIVOS**

**Ing. DERLY JOANNA RAMIREZ VALENCIA**

**ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA JULIO GARAVITO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
PROGRAMA DE ESPECIALIZACIÓN EN ESTRUCTURAS  
BOGOTÁ D.C  
2014**

**COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE UNIONES VIGA-COLUMNA  
CON ANCLAJES ADHESIVOS**

**Ing. DERLY JOANNA RAMIREZ VALENCIA**

Trabajo de investigación presentado como requisito parcial para optar al título de:

**ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS**

Directores:

**Ing. NANCY TORRES CASTELLANOS  
Ing. PEDRO NEL QUIROGA SAAVEDRA**

**ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA JULIO GARAVITO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
PROGRAMA DE ESPECIALIZACIÓN EN ESTRUCTURAS  
BOGOTÁ D.C  
2014**

## *Dedicatoria*

*A Dios....a quien doy gracias por todas y cada una de las bendiciones dadas durante mi vida.*

*A mi esposo Wilson y a mi hijo Julián, mis más grandes amores....Quienes son la fuente de motivación para alcanzar mis metas, por la paciencia, la comprensión y su apoyo incondicional.*

*A la memoria de mi padre, quien ha sido mi ejemplo a seguir, a mi madre quien siempre ha creído en mí y a mis hermanos quienes son mi motivo de orgullo.*

## **AGRADECIMIENTOS**

A mis Directores de grado, Ingeniera Nancy Torres Castellanos e Ingeniero Pedro Nel Quiroga, por sus importantes opiniones y sugerencias.

Al Ingeniero Iván Mauricio Guevara y a la Ingeniera Silvia Cristina Álvarez, por su apoyo y ayuda incondicional.

A mi sobrina Cindy Sandoval, por su acompañamiento y ayuda prestada durante la ejecución de los ensayos.

Al equipo de trabajo del laboratorio de estructuras y materiales de la Escuela Colombiana de Ingeniería “-Julio Garavito-”, por su colaboración en la elaboración y preparación de los especímenes para el ensayo experimental.

**NOTA DE ACEPTACIÓN:**

El trabajo de grado titulado:

“COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE UNIONES VIGA-COLUMNA CON ANCLAJES ADHESIVOS”, presentado por la Ingeniera Derly Joanna Ramirez Valencia, ha sido aceptado como requisito parcial para optar el título de Especialista en Estructuras.

---

**Ing. NANCY TORRES CASTELLANOS**  
DIRECTOR

---

**Ing. PEDRO NEL QUIROGA**  
**SAAVEDRA**  
DIRECTOR

# COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE UNIONES VIGA-COLUMNA CON ANCLAJES ADHESIVOS

DERLY JOANNA RAMIREZ VALENCIA

## RESUMEN

En este trabajo, se presenta los resultados experimentales obtenidos, para el estudio del comportamiento ante cargas dinámicas de uniones viga columna tipo externa, con el refuerzo principal de las vigas anclado mediante adhesivo a las columnas; se elaboraron diez prototipos de unión viga-columna tipo externa en concreto reforzado, diseñada para que cumpliera con los lineamientos del reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, para un grado de disipación de energía Moderada (DMO), las cuales se construyeron a escala real, con dos profundidades de anclaje, con y sin zona de confinamiento en las columnas y se sometieron a cargas cíclicas controladas por desplazamiento, aplicados en el extremo libre de la viga. Para efectuar un análisis comparativo, dos de los diez especímenes fueron elaborados monolíticamente con ganchos a 90°. Con los resultados obtenidos en la etapa experimental se evaluaron propiedades tales como la respuesta histerética, la energía histerética disipada, la degradación de la rigidez, la ductilidad por desplazamiento y el índice de daño, propiedades que permitieron describir y comparar el comportamiento de cada uno de los especímenes.

### Palabras clave:

Unión viga columna

Comportamiento dinámico

Anclaje con Adhesivo

Resultados experimentales

## **DYNAMIC BEHAVIOR OF BEAM-COLUMN CONNECTIONS WITH ADHESIVES ANCHORS**

DERLY JOANNA RAMIREZ VALENCIA

### **ABSTRACT**

This work presents experimental results obtained for the study of the behaviour of dynamic loads of unions beam column external type, with main reinforcement of beams anchored to columns; were ten prototypes of union beam-column external type specifically reinforced, designed to allow it to comply with the guide lines of the regulation Colombian of building earth quake resistant NSR-10, to a degree of dissipation of energy moderate (DMO), which were built to scale, with two depths of anchorage, with and with out confinement in the columns area and were subjected to displacement-controlled cyclic loading applied to the free end of the beam. To carry out a comparative analysis, two of the ten specimens were prepared monolithically with hooks to 90°. With the results obtained in the pilot phase were assessed properties such as the response hysteretic, energy dissipated hysteretic, stiffness degradation, displacement ductility and the damage index, properties that allowed to describe and compare the behaviour of each of the specimens.

#### **Keywords:**

Union beam column

Dynamic behavior

Adhesive anchor

Experimental-results

## CONTENIDO

	Pág.
<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
<b>1. MARCO TEÓRICO.....</b>	<b>4</b>
1.1 UNIÓN VIGA COLUMNA .....	4
1.1.1 Generalidades .....	4
1.1.2 Comportamiento esperado de las uniones.....	6
1.1.3 Clasificación de las uniones.....	8
1.1.4 Análisis de los nudos para estructuras con inversión de momentos.....	13
1.2 REQUISITOS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE NSR-10.....	21
1.2.1 Requisitos de diseño sismo resistentes para vigas NSR-10.....	22
1.2.2 Requisitos de diseño sismo resistentes para columnas NSR-10.....	28
1.2.3 unión vigas-columnas NSR-10.....	34
1.3 ANCLAJE EN CONCRETO .....	38
1.3.1 Sistemas de anclajes.....	38
1.3.2 Sistemas instalados en concreto endurecido .....	40
1.3.3 Comportamiento de los anclajes.....	45
1.4 LONGITUD DE ANCLAJE .....	50
1.4.1 Longitud de anclaje unión interior .....	50
1.4.2 Longitud de anclaje unión exterior.....	52
1.4.3 Longitud de desarrollo en barras ancladas .....	54
1.5 COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO EN LAS UNIONES.....	56
1.5.1 Momento curvatura.....	58
1.5.2 Ductilidad.....	60
1.5.3 Degradación de la rigidez .....	63
1.5.4 Disipación de energía .....	64
1.5.5 Índice de daño .....	65
<b>2. MARCO EXPERIMENTAL .....</b>	<b>67</b>
2.1 GENERALIDADES.....	67
2.2 DIMENSIONAMIENTO Y CARACTERÍSTICAS DE LOS ESPECÍMENES.....	67
2.3 CONDICIONES DE ANCLAJE .....	71
2.3.1 Uniones monolíticas (PUM) .....	71
2.3.2 Uniones viga columna con anclaje epóxico con zona de confinamiento (AEZC) .....	72
2.3.3 Uniones viga columna con anclaje epóxico sin zona de confinamiento (AENC).....	73
2.4 RESISTENCIA PROBABLE DE LOS ELEMENTOS.....	73



2.5	PROCESO CONSTRUCTIVO .....	76
2.5.1	Primera etapa - Columnas .....	76
2.5.2	Ensayo de extracción de anclajes .....	79
2.5.3	Segunda etapa-elementos tipo viga .....	85
2.5.4	Tercera etapa - Uniones Monolíticas.....	88
2.6	EQUIPO Y MONTAJE PARA LA PRUEBA EXPERIMENTAL.....	90
2.6.1	Equipos.....	90
2.6.2	Montaje .....	91
2.7	APLICACIÓN DE LA CARGA .....	95
<b>3.</b>	<b>RESULTADOS OBTENIDOS.....</b>	<b>101</b>
3.1	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN Y MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO.....	101
3.2	INFORME DE RESULTADO EXPERIMENTAL .....	105
<b>4.</b>	<b>ANÁLISIS DE RESULTADOS .....</b>	<b>156</b>
4.1	COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO .....	156
4.2	ENERGÍA HISTERÉTICA DISIPADA.....	158
4.3	DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ.....	159
4.4	DUCTILIDAD POR DESPLAZAMIENTO .....	160
4.5	ÍNDICE DE DAÑO .....	161
4.6	COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA.....	162
<b>5.</b>	<b>Conclusiones y recomendaciones.....</b>	<b>165</b>
5.1	CONCLUSIONES .....	165
5.2	RECOMENDACIONES.....	167
<b>6.</b>	<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>169</b>
	<b>Anexo A.....</b>	<b>173</b>
	<b>Anexo B.....</b>	<b>183</b>
	<b>Anexo C.....</b>	<b>187</b>
	<b>Anexo D.....</b>	<b>199</b>

## LISTA DE FIGURAS

	<b>Pág.</b>
Figura 1-1:Fuerzas en la unión Viga-Columna .....	7
Figura 1- 2: Uniones viga columna interiores .....	8
Figura 1- 3: Uniones viga columna externas .....	9
Figura 1- 4: Uniones Viga columna esquineras .....	10
Figura 1- 5: Nudo tipo 1; diagrama de momentos dominados por cargas gravitacionales	11
Figura 1- 6: Nudo tipo 2; diagrama de momentos dominados por efectos sísmicos .....	11
Figura 1- 7: Transferencia de cortante en un mecanismo de puntal en compresión diagonal .....	14
Figura 1- 8: Esquema control de adherencia en nudo interior .....	17
Figura 1- 9: Mecanismo de resistencia al corte en uniones exteriores .....	18
Figura 1- 10: Anclajes Cementados con mortero .....	42
Figura 1- 11: Anclajes químicos con barra roscada.....	43
Figura 1- 12: Anclaje químico con barra conformada .....	43
Figura 1- 13: Formas de carga posible.....	45
Figura 1- 14: Modos de falla típicos para los anclajes cargados a tracción. ....	49
Figura 1- 15: Unión viga columna interior sometida a carga lateral .....	51
Figura 1- 16: Fuerza en unión interior sometida a carga lateral.....	51
Figura 1- 17: Fuerzas actuantes. ....	52
Figura 1- 18 Barras con gancho en juntas exteriores a) esfuerzos generados por la fuerza a tensión b) resistencia del gancho contra la rotación permanente en el extremo.....	53
Figura 1- 19 Longitud de anclaje para unión externa viga-columna .....	54
Figura 1- 20: Deterioro de la rigidez y la resistencia por la alternancia de cargas sísmicas intensas .....	58
Figura 1- 21: Relación momento curvatura típica de una viga de concreto reforzado.....	59
Figura 1- 22: Grafica idealizada para determinar la ductilidad en una conexión. ....	62
Figura 1- 23: Representación de la rigidez pico a pico .....	63
Figura 2- 1: Refuerzo unión monolítica .....	71
Figura 2- 2: Refuerzo de unión viga columna con anclaje epóxico con zona de confinamiento .....	72
Figura 2- 3: Refuerzo unión viga columna con anclaje epóxico sin zona de confinamiento .....	73
Figura 2- 4 Localización general de los transductores electromecánicos .....	94
Figura 2- 5: Historia de carga controlada por deformación. Según FEMA 461 .....	97

Figura 2- 6: Representación gráfica del protocolo de carga aplicado a los especímenes. .....	99
Figura 3- 2: Diagrama de Histéresis prototipo PUM-1.....	106
Figura 3- 3: Envoltente de los ciclos de Histéresis prototipo PUM-1 .....	107
Figura 3- 4: Energía Histerética disipada prototipo PUM-1 .....	107
Figura 3- 5: Degradación de la rigidez prototipo PUM-1 .....	108
Figura 3- 6: Degradación de la rigidez normalizada prototipo PUM-1 .....	108
Figura 3- 7: Ductilidad por desplazamiento del prototipo PUM-1 .....	109
Figura 3- 8: Índice de daño prototipo PUM-1 .....	109
Figura 3- 9: Diagrama de Histéresis prototipo PUM-2.....	111
Figura 3- 10: Envoltente de los ciclos de Histéresis prototipo PUM-2 .....	112
Figura 3- 11: Energía histerética disipada acumulada prototipo PUM-2 .....	112
Figura 3- 12: Degradación de la rigidez prototipo PUM-2 .....	113
Figura 3- 13: Degradación de la rigidez normalizada prototipo PUM-2 .....	113
Figura 3- 14: Ductilidad por desplazamiento del prototipo PUM-2 .....	114
Figura 3- 15: Índice de daño prototipo PUM-2 .....	114
Figura 3- 16: Diagrama de Histéresis prototipo AEZC-3.....	116
Figura 3- 17: Envoltente de los ciclos de Histéresis prototipo AEZC-3.....	117
Figura 3- 18: Energía histerética disipada acumulada prototipo AEZC-3.....	117
Figura 3- 19: Degradación de la rigidez prototipo AEZC-3.....	118
Figura 3- 20: Degradación de la rigidez normalizada prototipo AEZC-3 .....	118
Figura 3- 21: Ductilidad por desplazamiento del prototipo AEZC-3.....	119
Figura 3- 22: Índice de daño prototipo AEZC-3.....	119
Figura 3- 23: Diagrama de Histéresis del prototipo AEZC-4 .....	121
Figura 3- 24: Envoltente de los ciclos de Histéresis prototipo AEZC-4.....	122
Figura 3- 25: Energía Histerética disipada acumulada prototipo AEZC-4 .....	122
Figura 3- 26: Degradación de la rigidez AEZC-4 .....	123
Figura 3- 27: Degradación de la rigidez normalizada prototipo AEZC-4 .....	123
Figura 3- 28: Ductilidad por desplazamiento del prototipo AEZC-4.....	124
Figura 3- 29: Índice de daño prototipo AEZC-4.....	124
Figura 3- 30: Diagrama de histéresis prototipo AEZC-5.....	126
Figura 3- 31: Envoltente de los ciclos de histéresis prototipo AEZC-5 .....	127
Figura 3- 32: Energía histerética disipada acumulada prototipo AEZC-5.....	127
Figura 3- 33: Degradación de la rigidez prototipo AEZC-5.....	128
Figura 3- 34: Degradación de la rigidez normalizada prototipo AEZC-5 .....	128
Figura 3- 35: Ductilidad por desplazamiento del prototipo AEZC-5.....	129
Figura 3- 36: Índice de daño prototipo AEZC-5.....	129
Figura 3- 37: Diagrama de histéresis prototipo AEZC-6.....	131
Figura 3- 38: Envoltente de los ciclos de Histéresis prototipo AEZC-6.....	132
Figura 3- 39: Energía histerética disipada acumula prototipo AEZC-6.....	132
Figura 3- 40: Degradación de la rigidez prototipo AEZC-6.....	133
Figura 3- 41: Degradación de la rigidez normalizada prototipo AEZC-6 .....	133
Figura 3- 42: Ductilidad por desplazamiento AEZC-6 .....	134
Figura 3- 43: Índice de daño prototipo AEZC-6.....	134

Figura 3- 44: Diagrama de histéresis prototipo AENC-7 .....	136
Figura 3- 45: Envoltente de los ciclos de Histéresis prototipo AENC-7 .....	137
Figura 3- 46: Energía histerética disipada acumulada prototipo AENC-7 .....	137
Figura 3- 47: Degradación de la rigidez prototipo AENC-7 .....	138
Figura 3- 48: Degradación de la rigidez normalizada AENC-7 .....	138
Figura 3- 49: Ductilidad por desplazamiento del prototipo AENC-7 .....	139
Figura 3- 50: Índice de daño prototipo AENC-7 .....	139
Figura 3- 51: Diagrama de histéresis prototipo AENC-8.....	141
Figura 3- 52: Envoltente de los ciclos de Histéresis prototipo AENC-8.....	142
Figura 3- 53: Energía histerética disipada acumulada prototipo AENC-8 .....	142
Figura 3- 54: Degradación de la rigidez prototipo AENC-8.....	143
Figura 3- 55: Degradación de la rigidez normalizada prototipo AENC-8.....	143
Figura 3- 56: Ductilidad por desplazamiento del prototipo AENC-8.....	144
Figura 3- 57: Índice de daño prototipo AENC-8.....	144
Figura 3- 58: Diagrama de Histéresis prototipo AENC-9 .....	146
Figura 3- 59: Envoltente de los ciclos de Histéresis prototipo AENC-9.....	147
Figura 3- 60: Energía histerética disipada aculada prototipo AENC-9 .....	147
Figura 3- 61: Degradación de la rigidez prototipo AENC-9.....	148
Figura 3- 62: Degradación de la rigidez normalizada prototipo AENC-9.....	148
Figura 3- 63: Ductilidad por desplazamiento prototipo AENC-9.....	149
Figura 3- 64: Índice de daño prototipo AENC-9.....	149
Figura 3- 65: Diagrama de Histéresis prototipo AENC-10 .....	151
Figura 3- 66: Envoltente de los ciclos de Histéresis prototipo AENC-10.....	152
Figura 3- 67: Energía Histerética disipada acumulada prototipo AENC-10.....	152
Figura 3- 68: Degradación de la rigidez prototipo AENC-10.....	153
Figura 3- 69: Degradación de la rigidez normalizada prototipo AENC-10.....	153
Figura 3- 70: Ductilidad por desplazamiento del prototipo AENC-10 .....	154
Figura 3- 71: Índice de daño prototipo AENC-10.....	154
Figura 4- 1: Envoltente de los ciclos histeréticos .....	158
Figura 4- 2: Energía histerética disipada .....	159
Figura 4- 3: Degradación de la rigidez normalizada .....	160
Figura 4- 4: Ductilidad de los prototipos anclados en zona confinada .....	161
Figura 4- 5: Índice de daño .....	162
Figura 4- 6: Determinación de "R", según Newmark y Hall.....	163

## LISTA DE TABLAS

	<b>Pág.</b>
Tabla 1- 1: Requisitos geométricos para las vigas.....	22
Tabla 1- 2: Refuerzo longitudinal en vigas.....	23
Tabla 1- 3: Refuerzo transversal en vigas .....	25
Tabla 1- 4: Tensiones cortantes en vigas .....	27
Tabla 1- 5: Requisitos geométricos para columnas .....	28
Tabla 1- 6: Resistencia mínima a la flexión de las columnas .....	29
Tabla 1- 7: Refuerzo longitudinal en las columnas .....	30
Tabla 1- 8: Refuerzo transversal en las columnas .....	31
Tabla 1- 9: Requisitos generales para el diseño de unión vigas columnas. ....	34
Tabla 1- 10: Requisitos para el refuerzo transversal en uniones viga columnas .....	35
Tabla 1- 11: Requisitos para el diseño a cortante en uniones viga columna.....	36
Tabla 1- 12: Requisitos para el desarrollo del refuerzo dentro de las uniones viga columna .....	37
Tabla 1- 13: Anclajes hormigonados in situ .....	38
Tabla 1- 14: Sistemas instalados en hormigón endurecido.....	40
Tabla 2- 1: Predimensionamiento de elemento tipo viga .....	68
Tabla 2- 2: Predimensionamiento de elemento tipo columna.....	69
Tabla 2- 3: Predimensionamiento de la unión viga columna.....	70
Tabla 2- 4: Resistencia teórica de elementos tipo viga .....	74
Tabla 2- 5: Configuración de los ensayos de extracción.....	79
Tabla 2- 6: Resultados de ensayos de extracción. ....	84
Tabla 2- 7: Protocolo de carga aplicado a los especímenes. ....	100
Tabla 3- 1: Resultado de los ensayos de resistencia a la compresión de los concretos.	101
Tabla 3- 2: Resumen del módulo de elasticidad de los concretos .....	102
Tabla 3- 3: Resistencia teórica de los elementos tipo viga a partir de los resultados obtenidos en ensayos experimentales.....	103
Tabla 4- 1: Cuadro comparativo de valores máximos experimentales .....	156
Tabla 4- 2: Calculo del Coeficiente de disipación de energía (R).....	164

## LISTA DE FOTOGRAFÍAS

	<b>Pág.</b>
Fotografía 2- 1: Armado de refuerzo elementos tipo columna .....	76
Fotografía 2- 2: Colocación del refuerzo dentro de la formaleta .....	77
Fotografía 2- 3: Ensayos realizados al concreto.....	78
Fotografía 2- 4: Vibrado del concreto.....	78
Fotografía 2- 5: Fundida de macizos para ensayo de extracción .....	80
Fotografía 2- 6: Localización y perforación en macizos para anclaje.....	81
Fotografía 2- 7: Limpieza con aire a presión de orificios .....	81
Fotografía 2- 8: Anclajes con los diferentes adhesivos utilizados en el ensayo de extracción .....	82
Fotografía 2- 9: Ensayo de extracción realizado a los diferentes anclajes epóxicos.....	83
Fotografía 2- 10: Perforación realizada a los elementos tipo columna .....	85
Fotografía 2- 11: Limpieza con chorro de aire y cepillado de los orificios.....	86
Fotografía 2- 12: Armado del refuerzo de vigas ancladas con epóxico .....	86
Fotografía 2- 13: Aplicación de aceite a la formaleta y puente de adherencia a los especímenes.....	87
Fotografía 2- 14: Armado del refuerzo unión monolítica.....	89
Fotografía 2- 15: Disposición del refuerzo unión monolítica .....	89
Fotografía 2- 16: Espécimen terminado unión monolítica.....	90
Fotografía 2- 17: Montaje de especímenes .....	91
Fotografía 2- 18: Fijación del espécimen al gato hidráulico .....	91
Fotografía 2- 19: Ubicación de LVDTs MG5065.....	92
Fotografía 2- 20: Localización de LVDTs MG5040.....	93
Fotografía 2- 21: Localización de LVDTs MG5039 y LVDTs MG1395.....	93
Fotografía 3- 1: Condición inicial Prototipo PUM-1 .....	106
Fotografía 3- 2: Condición del prototipo PUM-1, después del ensayo .....	110
Fotografía 3- 3: Condición inicial prototipo PUM-2 .....	111
Fotografía 3- 4: Condición del prototipo PUM-2, después del ensayo .....	115
Fotografía 3- 5: Condición inicial prototipo AEZC-3.....	116
Fotografía 3- 6: Condición del prototipo AEZC-3, después del ensayo .....	120
Fotografía 3- 7: Condición inicial prototipo AEZC-4.....	121
Fotografía 3- 8: Condición del prototipo AEZC-4, después del ensayo .....	125
Fotografía 3- 9: Condición inicial prototipo AEZC-5.....	126

Fotografía 3- 10: Condición del prototipo AEZC-5, después del ensayo.....	130
Fotografía 3- 11: Condición inicial prototipo AEZC-6 .....	131
Fotografía 3- 12: Condición del prototipo AEZC-6, después del ensayo.....	135
Fotografía 3- 13: Condición inicial prototipo AENC-7.....	136
Fotografía 3- 14: Condición del prototipo AENC-7, después del ensayo.....	140
Fotografía 3- 15: Condición inicial prototipo AENC-8.....	141
Fotografía 3- 16: Condición del prototipo AENC-8, después del ensayo .....	145
Fotografía 3- 17: Condición inicial prototipo AENC-9.....	146
Fotografía 3- 18: Condición del prototipo AENC-9, después del ensayo.....	150
Fotografía 3- 19: Condición inicial prototipo AENC-10.....	151
Fotografía 3- 20: Condición del prototipo AENC-10, después del ensayo.....	155

## LISTA DE ANEXOS

	<b>Pág.</b>
ANEXO A: Determinación del módulo de elasticidad del concreto utilizado en la fundición de los prototipos.....	173
ANEXO B: Planos con detalles del refuerzo de los prototipos.....	183
ANEXO C: Graficas de resultado experimentales ensayo dinámico .....	187
ANEXO D: Reporte de ICC-ES del Adhesivo Hilti RE-500-SD .....	198



## INTRODUCCIÓN

Un gran número de construcciones existentes son motivo de proyectos de intervención, reparación o refuerzo de la estructura, ya sea por cambios de uso, por ampliaciones adosadas a un edificio existente, porque luego de un estudio de vulnerabilidad o actualización al reglamento se requiere algún tipo de reforzamiento estructural, o porque una edificación requiera de una reparación luego de haber sufrido un evento sísmico y que por consideración de la entidad competente se demuestre que no han sufrido graves daños en su integridad estructural que la designe como de obligatoria demolición total, estos y otros muchos motivos han hecho que se generen numerosos tipos de dispositivos que se utilizan para anclar estructuras o elementos estructurales nuevos al concreto existente.

Una de las prácticas de reforzamiento o reparación utilizadas, lo constituye el uso de anclajes, en uno de los puntos críticos de una edificación como es, el de la unión viga columna, de cuyo comportamiento se asegura la continuidad del edificio, ya que éste transmite solicitaciones de un elemento a otro.

Durante los últimos 20 años, se han realizados varios estudios sobre el comportamiento sísmico de las conexiones viga-columna, a partir de los cuales, estas han sido reconocidas como zonas críticas en los pórticos de concreto armado diseñados para resistir la acción de un sismo severo. La mayoría de estos estudios se han centrado en la mejora del desempeño de estas conexiones, a través de nuevos conceptos de diseño, y en el uso de acero de refuerzo transversal en las conexiones<sup>1</sup>.

---

<sup>1</sup> COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS APORTICADOS DE HORMIGÓN ARMADO. Capítulo 5, p. 163

A medida que los diseños se volvieron más sofisticados y los análisis más rigurosos, se enfatizó más en el tema de la transferencia de cargas a través de anclajes individuales y sistemas de anclajes. Se reconoció que el comportamiento de los anclajes controlaba esta transferencia de cargas y que, en general, los modos de falla para las capacidades últimas de los anclajes eran importantes. Sin embargo hasta la fecha los códigos estructurales no han prestado demasiada atención al comportamiento de los anclajes en concreto ante los efectos que produce un sismo, los códigos se han ocupado fundamentalmente de las capacidades de tracción y corte de los anclajes ante cargas gravitacionales.

El diseño de los anclajes, que implica la selección y ubicación de estos dispositivos, se basaba en la experiencia y el juicio profesional del Ingeniero, datos de ensayos privados, datos proporcionados por los fabricantes de los dispositivos y requisitos existentes en algunos códigos. En este proyecto se abordará exclusivamente el uso de anclajes adhesivos, con énfasis a la solución de los problemas de fijación y transmisión de esfuerzos, que se presenta en las uniones vigas columnas y para ello se propone evaluar de una manera experimental dicha unión al someterla a un movimiento dinámico que refleje de manera más consistente el comportamiento ante cargas sísmicas.

Para alcanzar el principal objetivo de este proyecto de grado, se elaboraron diez prototipos de unión viga-columna tipo externa en concreto reforzado, diseñada para que cumpliera con los lineamientos del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, para un grado de disipación de energía Moderada (DMO), las cuales se construyeron a escala real, con condiciones de anclaje diferentes y se sometieron a cargas cíclicas aplicadas en el extremo libre de la viga.

La variable en los prototipos radica principalmente, en la longitud de anclaje de las barras del refuerzo longitudinal de las vigas a las columnas. En la zona de la columna donde se realiza el anclaje, se ha dispuesto para unos de los prototipos, una distribución del refuerzo transversal de manera que cumpla con los requerimientos de zona confinada y para otros no confinadas. El objetivo de esta condición radica en evaluar la eficiencia tanto del anclaje longitudinal, como el del refuerzo transversal en la unión, analizando su comportamiento al ser sometida a cargas dinámicas.

# 1. MARCO TEÓRICO

## 1.1 UNIÓN VIGA COLUMNA

### 1.1.1 Generalidades

Las uniones o conexiones son partes sensibles y esenciales que se deben mantener en buen estado estructural con el fin de proveer a una estructura de buen desempeño y ductilidad bajo las solicitaciones de carga. La unión, al igual que las vigas, las columnas y la cimentación, conforman el sistema de resistencia sísmica de una estructura.

Durante las excitaciones sísmicas se pueden presentar esfuerzos máximos, rotaciones y daños que puede terminar en colapso total o parcial de la estructura. Es común la creencia que debido a la cantidad de barras de acero de refuerzo y concreto en las uniones, estas no eran sectores críticos dentro de la estructura. Sin embargo esto no es así, debido a que estas uniones están sujetas a condiciones complejas en su frontera y a defectos, producto de su construcción y detallado, son sectores muy propensos a daño y falla en condiciones donde los elementos estructurales adjuntos no han alcanzado su capacidad última.<sup>2</sup>

En muchos otros casos, los requisitos especiales para lograr una transferencia efectiva de las fuerzas exigen una especificación completa de los detalles en los planos de ingeniería, que incluyen configuración de los dobleces, puntos de corte para las barras principales y provisiones para el refuerzo suplementario.

---

<sup>2</sup>ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE PRODUCTORES DE CONCRETO-ASOCRETO. El concreto y los terremotos: Conceptos, Comportamiento, Patología y Rehabilitación. Instituto del Concreto, primera edición, 2006

La mayor parte de las fallas en el concreto reforzado ocurren, no por deficiencias en el análisis de la estructura o en el diseño de los elementos, sino por la atención inadecuada que se le presta al despiece del refuerzo. En muchos casos, el problema está localizado en las conexiones de los elementos estructurales principales.<sup>3</sup>

El requisito básico que se debe cumplir en las uniones es que todas las fuerzas existentes en los extremos de los elementos deben transmitirse a través de la unión a los elementos de soporte. Por ejemplo, se presentan estados de esfuerzos complejos en las intersecciones de vigas y columnas que deben reconocerse en el diseño del refuerzo. Además, se presentan discontinuidades repentinas en la dirección de las fuerzas internas y se hace necesario colocar barras de refuerzo ancladas en forma adecuada para resistir las tensiones resultantes. Mediante ensayos experimentales se ha encontrado que algunos detalles utilizados muy a menudo en las conexiones llegan a proporcionar apenas el 30% de la resistencia requerida.<sup>4</sup>

Park y Paulay (1992) y Paulay et al. (1978), proponen los siguientes criterios para un desempeño adecuado de las uniones en estructuras dúctiles, diseñadas para resistir la acción sísmica:

- a) La resistencia de la unión debe ser mayor que la resistencia máxima de las columnas y que las vigas que llegan a él. La capacidad a cortante de la unión debe asegurar la fluencia en flexión de las vigas y columnas que llegan a ella, antes de alcanzar el fallo por cortante.
- b) La capacidad de la columna no debe verse comprometida por la posible degradación dentro de la unión.

---

<sup>3-4</sup>NILSON, Arthur H. Diseño de Estructuras de Concreto. Santafé de Bogotá. Colombia. Mc Graw Hill Interamericana S.A. 1999, p.308.

- c) Durante sismos moderados, la respuesta de las uniones deben estar preferiblemente dentro del rango elástico.
- d) Las deformaciones de las uniones, no deben contribuir al aumento excesivo de las derivas entre pisos.
- e) Los traslajos del refuerzo deben realizarse lo más alejado posible de la unión. El refuerzo longitudinal de las vigas no debe terminar dentro de la unión sin un anclaje adecuado. El detallamiento del refuerzo transversal debe realizarse de tal manera que evite el pandeo del refuerzo longitudinal de las vigas.
- f) El detallamiento del nudo debe realizarse de tal manera que facilite el ensamblaje del refuerzo y la colocación del concreto.

Desde la perspectiva de carga las uniones pueden estar sujetas a:

- a) Carga gravitacionales.
- b) Carga monotónicas crecientes
- c) Carga con inversión de esfuerzos.

### **1.1.2 Comportamiento esperado de las uniones**

Como la respuesta de las uniones viga-columna está controlada por los mecanismos de corte y adherencia, que tienen un comportamiento histerético pobre, no es posible considerar a la unión como una fuente importante de disipación de energía. Por tanto, la unión debe experimentar bajos niveles de agrietamiento y plastificación<sup>5</sup>.

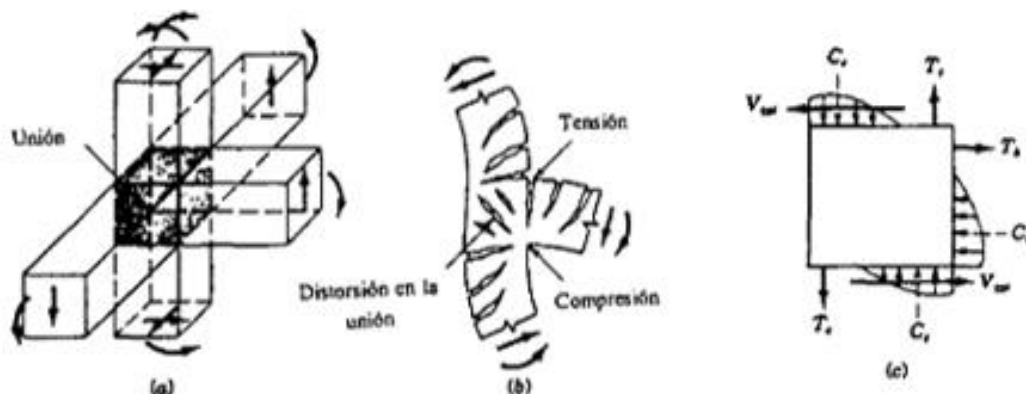
---

<sup>5</sup> Sergio M. Alcocer; Comportamiento y diseño de estructuras de concreto reforzado.

Como ejemplo, una unión de fachada estará sometida a las fuerzas indicadas en la figura 1.1. El agrietamiento de las vigas en las caras de las columnas, y el fisuramiento de las columnas en las partes superior e inferior de las vigas son el resultado del deslizamiento del refuerzo a través de la unión. Es común suponer en el análisis de edificios que las condiciones de apoyo de las vigas en las columnas son iguales a un empotramiento. En realidad, el refuerzo de las vigas se deslizará, aún para bajos niveles de esfuerzo, de manera que un empotramiento perfecto no es posible.

La unión se deforma en cortante por causa de las fuerzas resultantes que obran en ella (figura 1.1 (c)), éstas producen tracción a lo largo de una diagonal del nudo y compresión a lo largo de la otra. Las primeras grietas diagonales aparecen cuando las tensiones principales de tracción exceden la resistencia a la tracción del concreto. Como las grietas en los nudos son similares a las grietas por cortante en una viga, las primeras recomendaciones de diseño se basaron en ecuaciones adaptadas de requerimientos de corte para vigas. Es importante notar que las magnitudes de las fuerzas a las que se somete un nudo son varias veces las aplicadas en vigas y columnas.

**Figura 1-1:** Fuerzas en la unión Viga-Columna



Fuente: Comportamiento y diseño de estructuras de concreto reforzado; Sergio M. Alcocer[2]

Los factores más importantes a considerar en el diseño de los nudos son:

- Cortante
- Anclaje del refuerzo
- Transmisión de carga axial
- Adherencia
- Confinamiento del concreto
- Aspectos constructivos

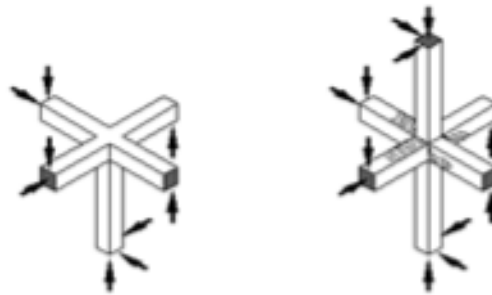
### 1.1.3 Clasificación de las uniones

- **Según su geometría y su confinamiento**

Con base en su localización dentro de la estructura, los nudos se clasifican en interiores, exteriores y de esquina. La anterior clasificación tiene que ver con el número de vigas que llegan a sus cuatro caras laterales y al tipo de anclaje de las barras de las vigas. Ese confinamiento es importante porque de él depende el trabajo del concreto a tensiones cortante, a mayor confinamiento mayor resistencia.

#### Nudos interiores

Los nudos interiores son aquellos a los cuales le llegan cuatro vigas y su refuerzo longitudinal pasa recto a través de la unión, para que un nudo interior se considere como tal, las vigas que llegan deben confinarlo en las dos direcciones



**Figura 1- 2:** Uniones viga columna interiores

Fuente: Comportamiento y diseño de estructuras de concreto reforzado; Sergio M. Alcocer[2]

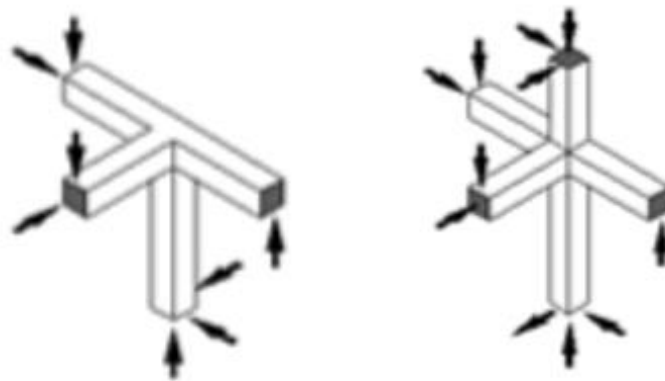


Un nudo interior se considera confinado por sus cuatros caras mediante vigas, cuando el ancho de cada viga, en cada dirección, sea al menos 0.75 veces el ancho respectivo de la columna. Si el anterior requisito sólo se cumple en una dirección, el nudo debe clasificarse como exterior, y si no se cumple en las dos direcciones, el nudo se clasifica como nudo de esquina. (NSR-10, Sec.C.21.7.4.1).

### Nudos exteriores

Los nudos exteriores son aquellos a los cuales le llegan tres vigas y el refuerzo longitudinal de una las vidas se anclan mediante ganchos. Un nudo exterior se considera confinado por la viga continua cuando el ancho de la viga sea al menos 0.75 veces el ancho respectivo de la columna. Si el anterior requisito no se cumple, el nudo se clasifica como nudo de esquina.

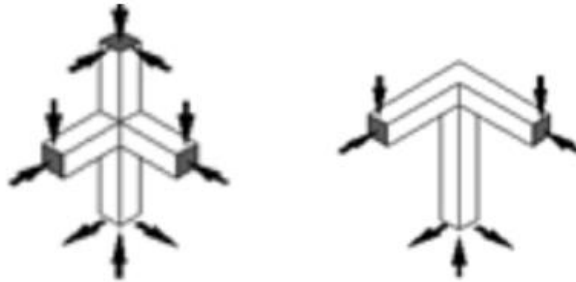
**Figura 1- 3:** Uniones viga columna externas



Fuente: Comportamiento y diseño de estructuras de concreto reforzado; Sergio M. Alcocer[2]

### Nudos de esquina

Los nudos de esquina son aquellos a los cuales le llegan dos vigas y el refuerzo longitudinal de las vidas se ancla mediante ganchos.

**Figura 1- 4:** Uniones Viga columna esquineras

Fuente: Comportamiento y diseño de estructuras de concreto reforzado; Sergio M. Alcocer[2]

- **Clasificación del ACI según su comportamiento**

Según la publicación "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Structures" del ACI, las uniones estructurales se clasifican en dos categorías, la cuales identifica como: tipo 1 y tipo 2; la diferencia entre ellas es la condición de carga y las deformaciones previstas en la junta al resistir las cargas laterales.

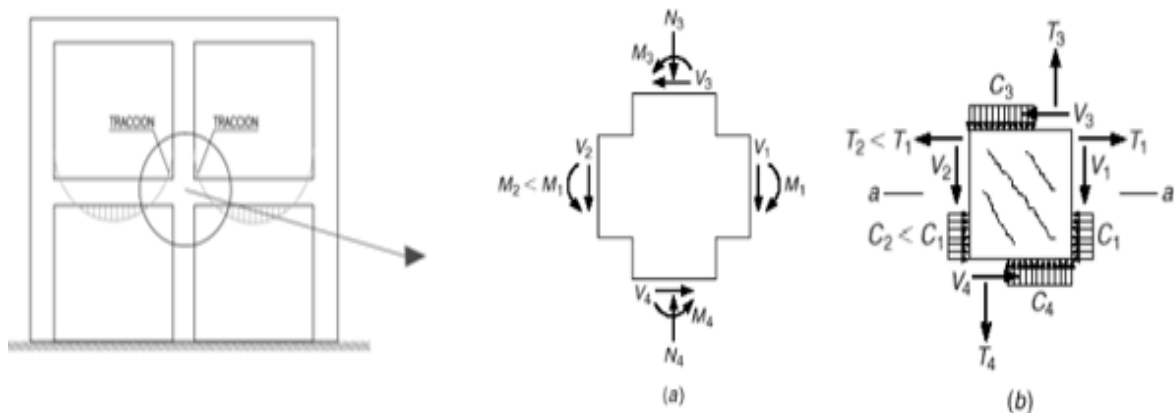
### ***Nudos tipo 1***

Un nudo tipo 1 conecta elementos diseñados para satisfacer los requisitos de resistencia del Reglamento ACI 318M-08, en los cuales no se prevén deformaciones inelásticas significativas. El nudo tipo 1 es aquel que hace parte de una estructura continua resistente a momento y la cual es diseñada con base en su resistencia, sin considerar requisitos especiales de ductilidad. Cualquier unión en un pórtico típico, diseñado para resistir cargas por gravedad y cargas de viento, pertenece a esta categoría.

En la figura 1-5, se indica un diagrama de momento propio de estructuras sometidas a cargas gravitacionales. Nótese que en el nudo central los momentos, tanto a la izquierda como a la derecha del eje central, son negativos, quiere decir que no se presenta inversión de momentos en las caras del nudo, por ello, una barra de refuerzo localizada en la parte superior de la viga trabaja a tracción,

tanto a la izquierda como a la derecha del nudo, no se presenta inversión de tensiones dentro del nudo y por ende no hay problemas de adherencia.

**Figura 1- 5:** Nudo tipo 1; diagrama de momentos dominados por cargas gravitacionales

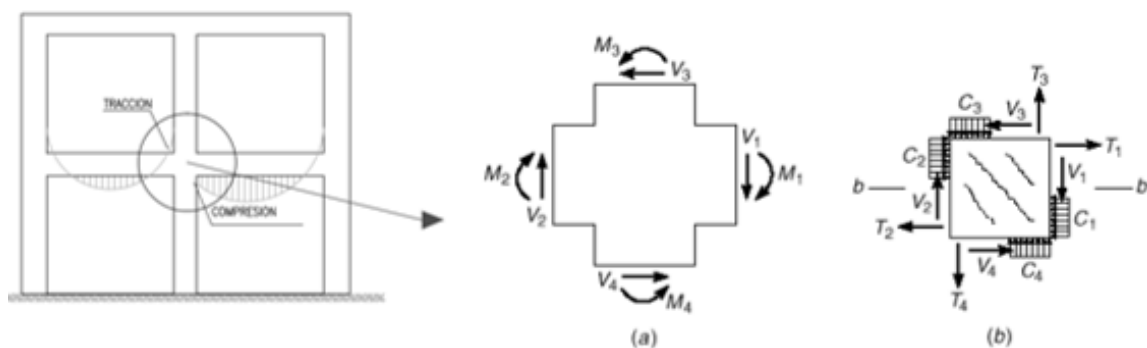


Adaptado: Diseño de estructuras de concreto; Arthur Nilson [14]

### **Nudos tipo 2**

Un nudo tipo 2 conecta elementos necesarios para disipar energía a través de deformación dentro del rango inelástico. A este grupo pertenecen las uniones en estructuras de pórticos resistentes a momento, diseñadas para resistir movimientos sísmicos vientos fuertes o efectos de explosión.

**Figura 1- 6:** Nudo tipo 2; diagrama de momentos dominados por efectos sísmicos



Adaptado: Diseño de estructuras de concreto; Arthur Nilson [14]

En el nudo tipo 2 se presenta inversión de momentos en las caras de los nudos, por ello, una barra de refuerzo, localizada en la parte superior de la viga, trabaja a tracción a un lado del nudo, y a compresión en la cara opuesta del mismo; se presenta inversión de tensiones dentro del nudo, por lo tanto hay que prestar atención especial a la adherencia.

Para los nudos tipo 2, las recomendaciones de diseño se aplican sólo en los casos en que el refuerzo de la viga esté situado dentro del núcleo de la columna.

Todos los resultados de investigaciones actualmente disponibles son para uniones en las que el ancho de la viga es menor o igual al ancho de la columna y en las que el eje de la viga pasa a través del centroide de la columna.

Las uniones en las que la línea de eje de la viga no pasa a través del centroide de la columna quedan incluidas cuando todas las barras de la viga están ancladas en el núcleo de la columna o pasan a través de él. Sin embargo debe tomarse en cuenta la torsión resultante de esta excentricidad. El nudo en el que el refuerzo de la viga pasa fuera del núcleo de la columna queda excluido como nudo tipo 2 debido a que faltan datos sobre el anclaje de dicho refuerzo.

Aunque es preferible diseñar las uniones para que permanezcan en el intervalo elástico, es muy posible que ocurran deformaciones inelásticas en ellas si los elementos adyacentes, vigas o columnas, se deforman plásticamente. En este caso las deformaciones inelásticas a lo largo de las barras penetrarán el nudo, esta unión será de tipo inelástico y corresponde su clasificación al nudo tipo 2.

- **Clasificación de los nudos por la NSR-10-según el comportamiento**

La NSR-10 clasifica los nudos de acuerdo con la ductilidad del sistema de resistencia sísmica, se identifican tres casos, demanda mínima, moderada y especial de ductilidad.

#### **Nudos para estructuras con demanda mínima y moderada de ductilidad**

La NSR-10 no presenta especificaciones especiales para el diseño de los nudos correspondientes a estos dos sistemas de resistencia sísmica, por tal motivo pueden asemejarse a la clasificación de nudos de tipo 1 del ACI.

Según la NSR-10 los nudos para estructuras con demanda mínima y moderada de ductilidad deben cumplir sólo los requisitos generales de diseño dados en las secciones. C.7.9. Para las estructuras con demanda mínima de ductilidad (DMI) no hay lugar a dudas que no se presenta inversión de momentos porque dominan los diagramas debido a las cargas gravitacionales.

#### **Nudos para estructuras con demanda especial de ductilidad**

Las especificaciones de la NRS-10 son exactamente iguales a las formuladas por el ACI para los nudos tipo 2.

### **1.1.4 Análisis de los nudos para estructuras con inversión de momentos**

- **Nudos interiores**

Un pórtico de concreto reforzado, diseñado según la NSR-10, debe disipar energía ante cargas inducidas por sismos, mediante la formación de articulaciones plásticas en las vigas. Cuando estas desarrollan sus resistencias máximas, los nudos estarán sujetos a fuerzas cortantes elevadas.

En las estructuras que presentan en los nudos interiores una inversión de momentos; una barra de refuerzo colocada en la parte superior de la viga debe pasar de tracción, en una cara de la columna, a compresión, en la cara opuesta, y este cambio de tracción a compresión debe ocurrir dentro del nudo. Para que una barra cambie de tensión dentro del nudo se requiere que este nudo tenga un espesor mínimo para poder garantizar que, por adherencia, la barra de refuerzo pueda invertir su tensión. En nudos interiores el problema principal es la adherencia.

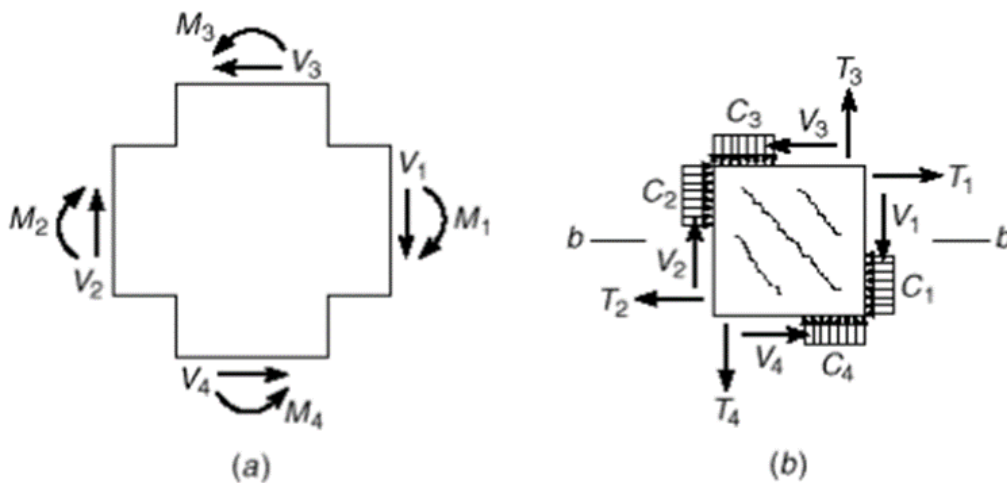
Para expresar el cortante del nudo en función del acero superior e inferior de la viga debe considerarse la siguiente relación de equilibrio:

$$C_2 = T_2 \quad (1.1)$$

$$V_{\text{nudo}} = T_1 + T_2 - V_3 \quad (1.2)$$

En donde  $V_3$  es el promedio de las fuerzas cortantes de las columnas superior e inferior, que puede suponerse igual a cero para fines de un diseño conservador.

**Figura 1- 7:** Transferencia de cortante en un mecanismo de puntal en compresión diagonal



Fuente: Diseño de estructuras de concreto; Arthur Nilson [14]

La transmisión del cortante en el nudo se hace mediante un mecanismo conocido con el nombre de puntal diagonal. El mecanismo del puntal diagonal de compresión se forma a lo largo de la diagonal principal de la unión como resultante de las tensiones verticales y horizontales de compresión que actúan en las secciones críticas de vigas y columnas. Es de notar que el puntal se desarrolla, independientemente de las condiciones de adherencia de las barras, dentro de la unión. En este mecanismo, el nudo fallará cuando el puntal lo haga por compresión-cortante, entonces debe mantenerse el confinamiento del nudo porque su resistencia al cortante depende de la resistencia del concreto, y ésta se deteriora cuando se pierde confinamiento.<sup>6</sup>

El ángulo de inclinación de los puntales diagonales depende de la relación de aspecto del núcleo del nudo y del nivel de carga axial en la columna. El equilibrio de un puntal inclinado típico depende de la presión de confinamiento horizontal y vertical del nudo.

En condiciones de servicio, la presión lateral (horizontal) puede ser provista por las vigas que llegan a las caras del nudo. En casos sísmicos, las cargas cíclicas reversibles causan agrietamiento a flexión de las vigas, lo que disminuye la capacidad de la viga para confinar el nudo. En este caso la presión lateral de confinamiento lo debe proporcionar un refuerzo transversal, estribos, que se deben colocar en una cantidad mínima dentro del nudo, para mantener así la resistencia a corte del concreto. Si se incrementa la cantidad de estribos dentro del nudo, no se obtienen mayores resistencias al corte. La carga axial en la columna tampoco influye en la resistencia del nudo. La adherencia entre el refuerzo horizontal y el concreto afecta severamente la rigidez y la capacidad de disipación de energía de la unión. Aún más, el deterioro en la adherencia modifica el mecanismo de transmisión de fuerza cortante.

---

<sup>6</sup>ROCHEL AWAD, Roberto. Análisis y diseño Sísmico de edificios. Segunda Edición. Medellín Colombia: Fondo Editorial Universidad EAFIT, 2012,p 314-315.

En general, el deterioro de la adherencia entre el acero longitudinal y el concreto puede provocar:

- Una disminución en la capacidad a cortante del nudo
- Pérdida de resistencia a flexión de vigas
- Degradación de rigidez lateral
- Disminución de la capacidad de disipación de energía

En el diseño de los nudos interiores debe prestarse cuidado especial a la adherencia. Los parámetros que influyen en ella, en los nudos son:<sup>7</sup>

- El confinamiento del nudo afecta significativamente el comportamiento de la adherencia bajo condiciones sísmicas. La fuerza de adherencia de las barras de las vigas puede mejorarse si se aumenta el confinamiento por medio del refuerzo transversal al interior de la columna.
- El diámetro de la barra no afecta significativamente la resistencia a la adherencia, pero si limita la fuerza máxima que puede ser transferida por este mecanismo.
- La resistencia a la compresión del concreto no afecta de manera importante ya que la adherencia depende de la resistencia a la tracción del concreto.
- Si la separación entre barras de refuerzo es menor de cuatro veces su diámetro, la resistencia de adherencia disminuye en un 20%.
- Tipo de corrugación: la reacción de la corrugación contra el concreto circundante es la fuente más importante de la adherencia. Debe considerarse la posición de las barras durante el vaciado; en efecto, si se colocan 30 cm o más de concreto por debajo de la barra, la resistencia a la adherencia disminuye.

---

<sup>7</sup>ROCHEL AWAD, Roberto. Análisis y diseño Sísmico de edificios. Segunda Edición. Medellín Colombia: Fondo Editorial Universidad EAFIT, 2012,p 315-316.



Se puede llegar hasta el punto donde el 40% de la deformación lateral de una estructura sea debida a la pérdida de adherencia. Se ha demostrado experimentalmente que debe proporcionarse una relación  $h / d_b \geq 20$  para garantizar que el refuerzo longitudinal puede cambiar su trabajo de tracción a compresión dentro del nudo.<sup>8</sup>

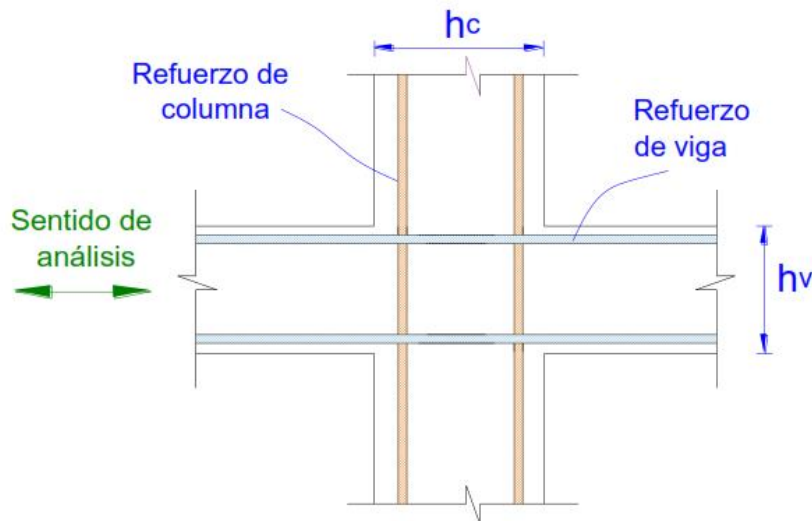
$$h_{(\text{columna})} / d_{b(\text{barra de la viga})} \geq 20 \quad (1.3)$$

$$h_{(\text{viga})} / d_{b(\text{barra de la columna})} \geq 20 \quad (1.4)$$

Donde:

- $d_b$  = Diámetro nominal de la barra longitudinal.
- $h$  = Dimensión del elemento paralelo a la dirección del refuerzo del elemento que lo atraviesa, tal como se observa en la figura 1-8.

**Figura 1- 8:** Esquema control de adherencia en nudo interior



Fuente: Análisis de conexiones viga-columna de acuerdo al código ACI 318SR-05; Roberto Aguilar Falconi, Mary Revelo, Willy Tapia [1]

<sup>8</sup>ROCHEL AWAD, Roberto. Análisis y diseño Sísmico de edificios. Segunda Edición. Medellín Colombia: Fondo Editorial Universidad EAFIT, 2012,p 315-316.

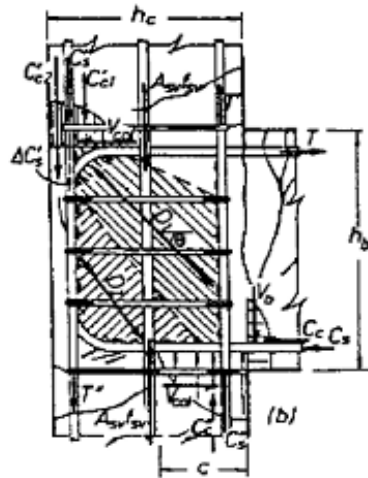
La NSR-10, Sec. C. 21.7.2.3, especifica que esta relación debe cumplirse en los nudos de estructuras aporticadas con demanda especial de ductilidad, con ello se trata de garantizar que no existirá deterioro de la rigidez de la estructura por pérdidas de adherencia en los nudos.

- **Nudos exteriores**

Al analizar la dirección del nudo exterior en la cual sólo llega una viga al nudo, se puede observar que la fuerza cortante es menor que la que se aplica en uniones interiores de dimensiones y refuerzo iguales:

$$V_{\text{nudo}} = T - V_{\text{co}} \quad (1.5)$$

**Figura 1- 9:** Mecanismo de resistencia al corte en uniones exteriores



Fuente: Comportamiento y diseño de estructuras de concreto reforzado; Sergio M. Alcocer[2]

Las barras de refuerzo que llegan a este nudo deben anclarse mediante ganchos estándar, con dobleces hacia el nudo (figura 1-9); el gancho debe colocarse lo más cerca posible de la cara externa de la columna, a menos que ésta sea muy profunda.

Al resistir el nudo los momentos flectores y las fuerzas cortantes sísmicas, se forma un puntal diagonal entre el radio del dobléz de la barra superior y la esquina inferior derecha del nudo. En las uniones exteriores, la mayor parte del cortante horizontal es transmitido al núcleo de la junta mediante el puntal de compresión.

Para mantener este mecanismo de transferencia de carga es indispensable confinar el nudo con refuerzo transversal. Usualmente, las barras superiores desarrollan fluencia mediante ganchos estándar a 90° que se doblan hacia abajo dentro del núcleo del nudo. Este tipo de anclaje es adecuado para desarrollar la fluencia de refuerzo, pero existen algunos posibles problemas:

- Una concentración de tensiones a compresión en la parte interior del gancho (a menudo combinada con concreto de relativa baja resistencia debido a sedimentación) produce un aplastamiento local del concreto. Ante cargas cíclicas, esto conduce a un deterioro más rápido que cuando se tiene un anclaje recto.
- Si se degrada la adherencia de la parte recta, se agrava el problema ya que el gancho debe resistir toda la carga.
- Las tensiones de compresión sobre el dobléz de la barra tienden a provocar que el gancho trate de abrirse.
- Si el ancho de vigas y columnas es igual, los dobleces de los ganchos de las vigas estarán junto al refuerzo longitudinal de columnas, reduciendo la eficacia para resistir la adherencia.

Los estribos en nudos exteriores persiguen dos objetivos:

- Confinar el concreto a compresión para incrementar su capacidad de deformación y mantener su resistencia (quizás aumentarla).
- Confinar el tramo recto del gancho que tratará de salirse por la cara externa de la columna.

Al diseñar un nudo exterior deben considerarse los siguientes aspectos.<sup>9</sup>

- Si se espera la formación de una articulación plástica en la cara de la columna, el anclaje de las barras de la viga se debe suponer que inicia dentro de la columna.
- Para garantizar un anclaje adecuado de las barras de la viga, en columnas poco profundas, es recomendable:
  - Usar barras de diámetro pequeño.
  - Emplear placas de anclaje soldadas a los extremos de las barras.
  - Colocar pequeñas barras en el radio interior del dobléz para retrasar el aplastamiento del concreto en ese lugar.
  - Colocar una cantidad suficiente de estribos horizontales para restringir el movimiento del gancho.
- El refuerzo de las vigas debe doblarse hacia dentro del nudo. El detalle de colocar el dobléz hacia afuera del nudo, es decir, hacia la columna, no es adecuado en zonas sísmicas.
- Colocar el dobléz del gancho lo más cercano a la cara externa de la columna.
- Cuando la arquitectura del edificio lo permita, o cuando las vigas de gran altura lleguen a columnas esbeltas, se recomienda terminar las barras de las vigas en pequeñas extensiones en la fachada. Este detalle mejora notablemente las condiciones de anclaje de las barras, lo que se traduce en un comportamiento superior del nudo.

---

<sup>9</sup>ROCHEL AWAD, Roberto. Análisis y diseño Sísmico de edificios. Segunda Edición. Medellín Colombia: Fondo Editorial Universidad EAFIT, 2012,p 315-316.

- Para reducir las tensiones de adherencia, siempre es preferible el empleo de barras del menor diámetro posible. En uniones exteriores, en la dirección en estudio, no es aplicable el requerimiento del diámetro de la barra en función de las dimensiones de la columna. En general, es más fácil cumplir con los requisitos de anclaje en los nudos exteriores que en los interiores.

- **Nudos de esquina**

Los nudos de esquina están sometidos a carga axial y cortante bajas, por lo que no presenta problemas de cortante ni de confinamiento.

El principal inconveniente de este tipo de nudos es que sólo está confinado por las dos caras en las que le llegan vigas, y por ello basta la presencia de pequeñas tensiones cortantes para que se agrieten.

Los nudos de las esquinas requieren un cuidadoso detallado, hay que prestar mucha atención a un adecuado diseño del anclaje del refuerzo y al confinamiento del concreto. El refuerzo se debe anclar con ganchos estándar y para confinar el concreto deben colocarse estribos cerrados horizontales dentro del nudo.

La falla de este tipo de uniones es el resultado del agrietamiento por tensión diagonal, por falta de anclaje del refuerzo, por fluencia del acero, por daño del anclaje o por aplastamiento del concreto. Aunque la tensión diagonal es a menudo ignorada, esta puede ser la causa de la falla en esquinas que se abren.

## **1.2 REQUISITOS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE NSR-10**

A continuación se presenta en forma resumida, las especificaciones de diseño sismo resistente, para cada uno de los elementos que conforma un nudo, según la NSR-10.

## 1.2.1 Requisitos de diseño sismo resistentes para vigas NSR-10

**Tabla 1- 1:** Requisitos geométricos para las vigas

Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - DMI	Moderada - DMO	Especial - DES
La separación entre los apoyos laterales de una viga no debe exceder de cincuenta veces el menor ancho $b$ del ala o cara de compresión.  NSR-10, Sec. C.10.4.1	La fuerza axial mayorada en el elemento no debe exceder de $0.10 f_c A_g$  NSR-10, Sec. C.21.3.2	La fuerza axial mayorada en el elemento no debe exceder de $0.10 f_c A_g$  NSR-10, Sec. C.21.5.1.1
La luz libre del elemento, $L_n$ , no debe ser menor de $4h$ .  NSR-10, Sec. C.10.7.1		La luz libre del elemento, $L_n$ , no debe ser menor de $4h$ .  NSR-10, Sec. C.21.5.1.3
	El ancho del elemento, $b_w$ , no debe ser menor que 200 mm.  NSR-10, Sec. C.21.3.4.1	El ancho del elemento, $b_w$ , no debe ser menor que el más pequeño de <b>0.3h</b> y 250 mm.  NSR-10, Sec. C.21.5.1.3
		El ancho del elemento, $b_w$ , no debe exceder el ancho del elemento de apoyo $c_2$ , más una distancia a cada lado del elemento de apoyo que sea igual al menor de entre (a) y (b):  (a) Ancho del elemento de apoyo, $c_2$  (b) 0.75 veces la dimensión total del elemento de apoyo $c_1$ .  NSR-10, Sec. C.21.5.1.4
	La excentricidad respecto a la columna que le da apoyo no puede ser mayor que el 25% del ancho del apoyo medido en la dirección perpendicular a la dirección del eje longitudinal de la viga.  NSR-10, Sec. C.21.3.4.2	

**Tabla 1- 2:** Refuerzo longitudinal en vigas

Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima – DMI	Moderada - DMO	Especial – DES
<p>Las vigas deben tener al menos dos barras longitudinales continuas colocadas a lo largo de ambas caras superior e inferior. Estas barras deben desarrollarse en la cara del apoyo.</p> <p>NSR-10, Sec. C.21.2.2</p>	<p>En cualquier sección de la viga el refuerzo superior e inferior no debe tener una cuantía, <math>\rho</math>, inferior a la que se obtiene con la ecuación C.10-3, ni debe exceder 0.025. Debe haber al menos dos barras continuas con Diámetro igual o superior a N° 4 (1/2”) ó 12M (12 mm), tanto arriba como abajo.</p> $A_{s,min} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (C.10-3)$ <p>NSR-10, Sec. C.21.3.4.3</p>	<p>En cualquier sección de un elemento a flexión, excepto por lo dispuesto en C.10.5.3, para el refuerzo tanto superior como inferior, el área de refuerzo no debe ser menor que la dada por la ecuación (C.10-3) ni menor que <math>1.4b_w d f_y</math> y la cuantía de refuerzo, <math>\rho</math>, no debe exceder 0.025. Al menos dos barras deben disponerse en forma Continúa tanto en la parte superior como inferior.</p> $A_{s,min} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (C.10-3)$ <p>NSR-10, Sec. C.21.5.2.1</p>
	<p>La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara del nudo. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un quinto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.</p> <p>NSR-10, Sec. C.21.3.4.4</p>	<p>La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, debe ser menor a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.</p> <p>NSR-10, Sec. C.21.5.2.2</p>

Tabla 1-2: Continua

Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima – DMI	Moderada - DMO	Especial – DES
	<p>No se permiten empalmes por traslapo dentro de los nudos.</p> <p>NSR-10, Sec. C.21.3.4.5</p>	<p>Sólo se permiten empalmes por traslapo de refuerzo de flexión cuando se proporcionan estribos cerrados de confinamiento o espirales en la longitud de empalme por traslapo. El espaciamiento del refuerzo transversal que confina las barras traslapadas no debe exceder al menor entre <math>d/4</math> y 100 mm. No deben usarse empalmes por traslapo:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>(a) Dentro de los nudos.</li> <li>(b) En una distancia de dos veces la altura del elemento medida desde la cara del nudo.</li> <li>(c) Donde el análisis indique fluencia por flexión causada por desplazamientos laterales inelásticos del pórtico.</li> </ul> <p>NSR-10, Sec. C.21.5.2.3</p>
		<p>Los empalmes mecánicos deben cumplir con C.21.1.6 y los empalmes soldados deben cumplir con C.21.1.7.</p> <p>NSR-10, Sec. C.21.5.2.4</p>



**Tabla 1- 3:** Refuerzo transversal en vigas

Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima – DMI	Moderada - DMO	Especial – DES
No hay requisitos especiales.	<p>En ambos extremos del elemento, deben disponerse estribos cerrados de confinamiento al menos No. 3 (3/8”) ó 10M (10 mm) por longitudes iguales a <math>2h</math>, medidas desde la cara de elemento de apoyo hacia el centro de la luz.</p> <p>NSR-10, Sec. C.21.3.4.6</p>	<p>Deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de los elementos pertenecientes a pórticos:</p> <p>(a) En una longitud igual a dos veces la altura del elemento, medida desde la cara de elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento en flexión.</p> <p>(b) En longitudes iguales a dos veces la altura del elemento a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a desplazamientos laterales inelásticos del pórtico.</p> <p>NSR-10, Sec. C.21.5.3.1</p>
	<p>El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a), (b), (c) y (d):</p> <p>(a) <math>d/4</math>.</p> <p>(b) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada más pequeña.</p> <p>(c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.</p> <p>(d) 300 mm.</p> <p>NSR-10, Sec. C.21.3.4.6</p>	<p>El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a), (b) y (c):</p> <p>(a) <math>d/4</math></p> <p>(b) Seis veces el diámetro de las barras longitudinales más pequeñas.</p> <p>(c) 150 mm.</p> <p>NSR-10, Sec. C.21.5.3.2</p>

Tabla 1-3: Continua

Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima – DMI	Moderada - DMO	Especial – DES
No hay requisitos especiales.	Donde se requieran estribos cerrados de confinamiento, las barras longitudinales del perímetro deben tener soporte lateral conforme a C.7.10.5.3.	Cuando se requieran estribos cerrados de confinamiento, las barras longitudinales principales para flexión más cercanas a las caras de tracción y compresión deben tener soporte lateral conforma a C.7.10.5.3 ò C.7.10.5.4.  El espaciamiento entre barras longitudinales con soporte lateral no debe exceder de 350 mm.
	NSR-10, Sec. C.21.3.4.7	NSR-10, Sec. C.21.5.3.3
El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder de $d/2$ en elementos de concreto no preesforzado, de $0.75h$ en elementos preesforzados, ni de 600 mm.	Deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento.	Cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento.
NSR-10, Sec. C.11.4.5.1	NSR-10, Sec. C.21.3.4.8	NSR-10, Sec. C.21.5.3.4
Donde $V_s$ sobrepase $0.33\sqrt{f'_{cb,d}}$ (MPa) las separaciones máximas dadas en C.11.4.5.1 y C.11.4.5.2 se deben reducir a la mitad.		Los estribos que se requieran para resistir cortante deben ser estribos cerrados de confinamiento colocados en los lugares dentro de los elementos descritos en C.21.5.3.1.
NSR-10, Sec. C.11.4.5.3		NSR-10, Sec. C.21.5.3.5

**Tabla 1- 4:** Tensiones cortantes en vigas

Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima – DMI	Moderada - DMO	Especial – DES
No hay requisitos especiales.	El $\phi V_n$ de vigas y columnas que resisten efectos sísmicos, $E$ , no debe ser menor que el menor de (a) y (b): (a) La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante calculado para cargas gravitacionales mayoradas. (b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan $E$ , considerando $E$ como el doble del prescrito por el Título A del Reglamento NSR-10. NSR-10, Sec. C.21.3.3	La fuerza cortante de diseño, $V_e$ , se debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizados en los extremos del elemento actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia probable, $M_{pr}$ , y que el elemento está además cargado con cargas aferentes gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz.  NSR-10, Sec. C.21.5.4.1
		El refuerzo transversal en los lugares identificados en C.21.5.3.1 debe diseñarse para resistir cortante suponiendo $V_c = 0$ cuando se produzcan simultáneamente (a) y (b): (a) La fuerza cortante inducida por el sismo calculada de acuerdo con C.21.5.4.1 representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas; (b) La fuerza axial de compresión mayorada, $P_u$ , incluyendo los efectos sísmicos es menor que $A_g f'_c / 20$ .  NSR-10, Sec. C.21.5.4.2
		Donde el refuerzo longitudinal de una viga atraviesa un nudo viga-columna, la dimensión de la columna paralela al refuerzo de la viga no debe ser menor que 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de viga de mayor diámetro, para concretos de peso normal. Para concretos livianos, la dimensión no debe ser menor que 26 veces el diámetro de la barra.  NSR-10, Sec. C.21.7.2.3

## 1.2.2 Requisitos de diseño sismo resistentes para columnas NSR-10

**Tabla 1- 5:** Requisitos geométricos para columnas

Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - DMI	Moderada - DMO	Especial - DES
No hay requisitos especiales	La fuerza axial mayor en el elemento es mayor que $0.10 f'_c A_g$  NSR-10, Sec. C.21.3.2	1.La fuerza axial mayor en el elemento es mayor que $0.10 f'_c A_g$  NSR-10, Sec. C.21.6.1
	La menor dimensión de la sección del elemento, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico de la sección, no debe ser menor de 25 cm. Las columnas en forma de T, C o I pueden tener una dimensión mínima de 20 cm, pero su área no puede ser menor que $625 \text{ cm}^2$  NSR-10, Sec.C.21.3.5.1	La menor dimensión de la sección del elemento, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico de la sección, no debe ser menor de 30 cm. Las columnas en forma de T, C o I pueden tener una dimensión mínima de 25 cm, pero su área no puede ser menor que $900 \text{ cm}^2$  NSR-10, Sec.C.21.6.1.1
		La relación entre la dimensión menor de la sección del elemento y la dimensión perpendicular a ella, no debe ser menor que 0.4  NSR-10, SEC.C.21.6.1.2
El número mínimo de barras longitudinales debe ser de cuatro barras para estribos circulares o rectangulares, tres para barras dentro de estribos triangulares y seis para barras rodeadas por espirales  NSR-10,Sec.C.10.9.2		En columnas con estribos de confinamiento circulares el número mínimo de barras longitudinales es seis  NSR-10, Sec.C.21.6.3.2

**Tabla 1- 6:** Resistencia mínima a la flexión de las columnas

Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima – DMI	Moderada - DMO	Especial – DES
No hay requisitos especiales	<p>Las columnas de pórticos resistentes a momentos, con capacidad moderada de disipación de energía, DMO, deben cumplir uno de los dos siguientes requisitos:</p> <p>1.La resistencia a la flexión de las columnas debe cumplir la siguiente ecuación:</p> $\sum M_{uc} \geq 1.20 \sum M_{uv} \text{ (C.21-4)}$ <p><math>\sum M_{uv}</math>= Suma de momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayor, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.</p> <p><math>\sum M_{uv}</math>= Suma de los momentos, resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluadas en la cara del nudo.</p> <p>Las resistencias a flexión deben sumarse de tal manera que los momentos de las columnas se opongan a los momentos de las vigas. La ecuación anterior debe cumplirse para las dos direcciones en el plano vertical del pórtico que se considera.</p> <p>NSR-10, Sec.C.21.3.6.2</p>	<p>Las columnas de pórticos resistentes a momentos, con capacidad moderada de disipación de energía, DES, deben cumplir uno de los dos siguientes requisitos:</p> <p>1.La resistencia a la flexión de las columnas debe cumplir la siguiente ecuación:</p> $\sum M_{uc} \geq 1.20 \sum M_{uv} \text{ (C.21-4)}$ <p><math>\sum M_{uv}</math>= Suma de momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayor, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.</p> <p><math>\sum M_{uv}</math>= Suma de los momentos, resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluadas en la cara del nudo.</p> <p>Las resistencias a flexión deben sumarse de tal manera que los momentos de las columnas se opongan a los momentos de las vigas. La ecuación anterior debe cumplirse para las dos direcciones en el plano vertical del pórtico que se considera.</p> <p>NSR-10, Sec.C.21.6.2.2</p>

Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima – DMI	Moderada - DMO	Especial - DES
No hay requisitos especiales	2. Cuando no se satisface lo anterior en un nudo, la resistencia lateral y la rigidez de las columnas que soportan las reacciones provenientes de dicho nudo deben ser ignoradas al determinar la resistencia y la rigidez de la estructura. Estas columnas deben tener el refuerzo de confinamiento en toda su longitud, desde el nudo donde no se satisface hasta la cimentación. El incumplimiento de este requisito sólo se permite hasta en un 10% de las columnas de un mismo piso  NSR-10,Sec.C.21.3.6.3	2. Cuando no se satisface lo anterior en un nudo, la resistencia lateral y la rigidez de las columnas que soportan las reacciones provenientes de dicho nudo deben ser ignoradas al determinar la resistencia y la rigidez de la estructura. Estas columnas deben satisfacer los requisitos para elementos que no se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas (NSR-10,Sec.C.21.13)  NSR-10,Sec.C.21.3.6.3

**Tabla 1- 7:** Refuerzo longitudinal en las columnas

Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - DMI	Moderada - DMO	Especial - DES
La cuantía de refuerzo longitudinal, $p_g$ , no debe ser menor que 0.01 ni mayor que 0.04  NSR-10,Sec.C.10.9.1	La cuantía de refuerzo longitudinal, $p_g$ , no debe ser menor que 0.01 ni mayor que 0.04  NSR-10,Sec.C.21.3.5.2	La cuantía de refuerzo longitudinal, $p_g$ , no debe ser menor que 0.01 ni mayor que 0.04  NSR-10,Sec.C.21.6.3.1
	Los empalmes por traslape se permiten únicamente la mitad central de la longitud del elemento y deben diseñarse como empalmes por traslape de tracción. Los empalmes mecánicos y soldados deben cumplir con los requisitos C.21.1.6 y C.21.1.7  NSR-10,Sec.C.21.3.5.3	Los empalmes por traslape se permiten sólo dentro de la mitad central de la longitud del elemento y deben diseñarse como empalmes por traslape de tracción; deben estar confinados dentro del refuerzo transversal. Los empalmes mecánicos y soldados deben cumplir con los requisitos C.21.1.6 y C.21.1.7  NSR-10,Sec.C.21.6.3.3

**Tabla 1- 8:** Refuerzo transversal en las columnas

Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - DMI	Moderada - DMO	Especial - DES
	<p>Debe utilizarse refuerzo en espiral o estribos de confinamiento, a menos que se requieran cantidades mayores por esfuerzos cortantes. Cuando se utilice refuerzo en espiral debe cumplirse la expresión C.21-1. Cuando se utilicen estribos de confinamiento se debe cumplir con C.21.3.5.6 a C.21.3.5.11. La sección C.21.3.5.12 se aplica a todas las columnas y la C.21.5.13 se aplica a todas las columnas que soporten elementos rígidos discontinuos.</p> <p>NSR-10,Sec.C.21.3.5.4</p>	<p>El refuerzo transversal de confinamiento debe suministrarse en la longitud <math>L_o</math> medida desde la cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales inelásticos del pórtico. La longitud <math>L_o</math> no debe ser menor que el mayor valor de:</p> <p>a. La altura del elemento en la cara del nudo o en la sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión. b. Un sexto de la luz libre del elemento. c. 45 cm</p> <p>NSR-10,Sec.C.21.6.4.1</p>
	<p>En ambos extremos del elemento deben proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento por una longitud <math>L_o</math>, medida desde la cara del nudo. El espaciamiento no debe exceder el menor valor de:</p> <p>a. Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro. b. Dieciséis veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento. c. Un tercio de la menor dimensión de la sección transversal de la columna. d. 15 cm</p> <p>NSR-10,Sec.C.21.3.5.6</p>	<p>El refuerzo transversal debe disponerse mediante espirales sencillas o traslapadas, que cumplan con C.7.10.4, estribos cerrados de confinamiento con o sin ganchos suplementarios. Se pueden usar ganchos suplementarios del mismo diámetro de barra o con un diámetro menor y con el mismo espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento. Cada extremo del gancho suplementario debe enlazar una barra perimetral del refuerzo longitudinal. Los extremos de los ganchos suplementarios consecutivos deben alternasen a lo largo del refuerzo longitudinal. El espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos, <math>h_x</math>, dentro de una sección del elemento no debe exceder de 35 cm, centro a centro.</p> <p>NSR-10,Sec.C.21.6.4.2</p>

Tabla 1-8: Continúa

Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - DMI	Moderada - DMO	Especial - DES
	<p>El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares, <math>A_{sh}</math>, colocados en la longitud <math>L_o</math> no debe ser menor que la requerida por las ecuaciones (C.21-2) y (C.21-3).</p> $A_{sh} = 0.2 \frac{s_b f'_c}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (C.21-2)$ $A_{sh} = 0.06 \frac{s_b f'_c}{f_{yt}} \quad (C.21-3)$ <p>NSR-10, Sec. C.21.3.5.7</p>	<p>(b) El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares, <math>A_{sh}</math>, no debe ser menor que la requerida por las ecuaciones (C.21-7) y (C.21-8).</p> $A_{sh} = 0.3 \frac{s_b f'_c}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (C.21-7)$ $A_{sh} = 0.09 \frac{s_b f'_c}{f_{yt}} \quad (C.21-8)$ <p>NSR-10, Sec. C.21.6.4.4</p>
	<p>Fuera de la longitud <math>L_o</math>, deben colocarse estribos de confinamiento con la misma disposición, diámetro de barra y resistencia a la fluencia, <math>f_{yt}</math>, con un espaciamiento centro a centro que no debe ser mayor que 2 veces el espaciamiento utilizado en la longitud <math>L_o</math>.</p> <p>NSR-10, Sec. C.21.3.5.11</p>	<p>Más allá de la longitud <math>L_o</math>, especificada en C.21.6.4.1, el resto de la columna debe contener refuerzo en forma de espiral o de estribo cerrado de confinamiento, que cumpla con C.7.10, con un espaciamiento, <math>s</math>, medido centro a centro que no exceda al menor de seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna o 150mm., a menos que C.21.6.3.2 ó C.21.6.5 requieran mayores cantidades de refuerzo transversal.</p> <p>NSR-10, Sec. C.21.6.4.5</p>



Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - DMI	Moderada - DMO	Especial - DES
<p>Todas las barras deben confinarse por estribos transversales de diámetro mínimo N.3 (3/8") para barras longitudinales menores o iguales a la N. 11 (1 1/4"). Se permiten estribos de barras N. 2 (1/4") cuando las columnas soporten únicamente uno o dos pisos</p>	<p>El refuerzo transversal debe disponerse mediante estribos cerrados de confinamiento rectilíneos, con un diámetro mínimo N.3 (3/8") o 10 M (10mm) con o sin ganchos suplementarios. Se pueden usar ganchos suplementarios del mismo diámetro de barra con el mismo espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento. Cada extremo del gancho suplementario debe enlazar una barra perimetral del refuerzo longitudinal. Los extremos de los ganchos suplementarios consecutivos deben alternarse a lo largo del refuerzo longitudinal. El espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos dentro de una sección del elemento no debe exceder de 35 cm, centro a centro, en la dirección perpendicular al eje longitudinal del elemento estructural</p> <p>NSR-10, Sec.C.21.3.5.8</p> <p>Alternativamente a lo indicado en C.21.3.5.7 y C.21.3.5.8 pueden colocarse estribos de Confinamiento de diámetro N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm), con <math>f_y</math> de 420 MPa, con una separación <math>s</math> de 100 mm. Si la distancia horizontal entre dos ramas paralelas de estribo es mayor que la mitad de la menor dimensión de la sección de la columna ó 200 mm, deben utilizarse cuantos estribos suplementarios de diámetro N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm), con <math>f_y</math> de 420 MPa, sean necesarios para que esta separación entre ramas paralelas no exceda la mitad de la dimensión menor de la sección de la columna ó 200 mm. Este procedimiento alterno solo puede emplearse en columnas cuyo concreto tenga un <math>f_c'</math> menor o igual a 35 MPa.</p>	<p>Las columnas que soportan reacciones de elementos rígidos discontinuos, como muros, deben satisfacer (a) y (b):</p> <p>a. El refuerzo transversal se especifica en C.21.6.4.2 a C.21.6.4.4, debe proporcionarse en su altura total, en todos los niveles, debajo del nivel en el cual ocurre la discontinuidad, cuando la fuerza mayor de compresión axial en estos elementos, relacionada con el efecto sísmico exceda <math>0.1 f_c A_g</math>. Donde se hayan magnificado las fuerzas de diseño para calcular la sobre resistencia de los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas el límite de <math>0.1 f_c A_g</math> debe aumentarse a <math>0.25 f_c A_g</math></p> <p>(b) El refuerzo transversal, debe extenderse por lo menos <math>\square_a</math> de la barra de la columna longitudinal mayor, dentro del elemento discontinuo, donde <math>L_{de}</math> se determina de acuerdo con C.21.7.5. Si el extremo inferior de la columna termina en un muro, el refuerzo transversal requerido debe extenderse dentro del muro por lo menos <math>L_{de}</math> de la mayor barra longitudinal de la columna en el punto en que termina. Si la columna termina en una zapata o una losa de cimentación, el refuerzo transversal requerido debe extenderse por lo menos 300 mm en la zapata o losa de cimentación</p>
NSR-10, Sec.C.7.10.5	NSR-10, Sec.C.21.3.5.9	NSR-10, Sec.C.21.6.4.6

### 1.2.3 Unión vigas-columnas NSR-10

**Tabla 1- 9:** Requisitos generales para el diseño de unión vigas columnas.

Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - DMI	Moderada - DMO	Especial - DES
<p>En las conexiones de los elementos principales de pórticos (tales como vigas y columnas) debe disponerse de confinamiento para los empalmes del refuerzo que continúa y para el anclaje del refuerzo que termina en tales conexiones.</p> <p>El confinamiento en las conexiones debe consistir en concreto exterior, o en estribos cerrados o espirales interiores</p> <p>NSR-10,Sec.C.7.9</p>	<p>En las conexiones de los elementos principales de pórticos (tales como vigas y columnas) debe disponerse de confinamiento para los empalmes del refuerzo que continúa y para el anclaje del refuerzo que termina en tales conexiones.</p> <p>El confinamiento en las conexiones debe consistir en concreto exterior, o en estribos cerrados o espirales interiores</p> <p>NSR-10,Sec.C.7.9</p>	<p>Las fuerzas en el refuerzo longitudinal de las vigas en la cara del nudo deben determinarse suponiendo que el esfuerzo en el refuerzo de tracción por flexión es <math>1.25 f_y</math></p> <p>NSR-10,Sec.C.21.7.2.1</p>
<p>Cuando se requiera refuerzo para cortante, o para resistencia , se debe colocar un área mínima a cortante calculada según la expresión:</p> $A_{v,min} = 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ <p>(Mpa)</p> $(0.35b_w s)/f_{yt}$ <p>(Mpa)</p> <p>NSR-10,Sec.C.11.4.6.3</p>	<p>Cuando se requiera refuerzo para cortante, o para resistencia , se debe colocar un área mínima a cortante calculada según la expresión:</p> $A_{v,min} = 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ <p>(Mpa)</p> $(0.35b_w s)/f_{yt}$ <p>(Mpa)</p> <p>NSR-10,Sec.C.11.4.6.3</p>	<p>El refuerzo longitudinal de una viga que termine en una columna debe prolongarse hasta la cara más distante dentro del núcleo confinado de la columna y anclarse en tracción de acuerdo con C.21.7.5, y en compresión de acuerdo con el capítulo C.12</p> <p>NSR-10,Sec.C.21.7.2.2</p> <p>Cuando el refuerzo longitudinal de la viga pasa a través del nudo, la dimensión de la columna, paralela al refuerzo longitudinal de la viga, no puede ser menor que <math>20 d_b</math>, calculado para la barra longitudinal de mayor diámetro de la viga</p> <p>NSR-10,Sec.C.21.7.2.4.3</p>

**Tabla 1- 10:** Requisitos para el refuerzo transversal en uniones viga columnas

Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - DMI	Moderada - DMO	Especial - DES
No hay requisitos especiales	No hay requisitos especiales	<p>El refuerzo transversal del nudo debe satisfacer:</p> <p>C.21.6.4.4 a. La cuantía volumétrica para refuerzo en espiral o estribos cerrados de confinamiento circulares no debe ser menor que:</p> $P_s = 0.12 \frac{f_c}{f_y}$ <p>C.21.6.4.4 b. El área total del refuerzo en estribos cerrados de confinamiento rectangulares no debe ser menor que:</p> $A_{st} = 0.3 \frac{s_b f_c A_g}{f_y A_{ch}} \left( \frac{s_b f_c}{f_y} - 1 \right) \geq 0.09$ <p>Deben cumplirse los espaciamientos dados en C.21.6.4.7, excepto lo prescrito en C.21.7.3.2</p> <p>NSR-10, Sec.C.21.7.3.1</p>
		<p>Cuando existan elementos que lleguen en los cuatro lados del nudo y el ancho de cada elemento mide por lo menos <math>\frac{3}{4}</math> del ancho de la columna, refuerzo transversal igual, por lo menos, a la mitad de la cantidad requerida en C.21.6.4.4 a y C.21.6.4.4 b, dentro del h del elemento de menor altura que llegue al nudo. En estos lugares, se permite que el espaciamiento especificado en C.21.6.4.3 se incrementa a 15 cm</p> <p>NSR-10, Sec.C.21.7.3.2</p>
		<p>Debe proporcionarse refuerzo transversal que pase a través del nudo para proporcionar confinamiento al refuerzo longitudinal de viga que pasa fuera del núcleo de la columna que cumpla con los requisitos de espaciamiento de C.21.5.3.2 y los requisitos C.21.5.3.3 y C.21.5.3.6, cuando dicho confinamiento no es suministrado por una viga que llegue al nudo</p> <p>NSR-10, Sec.C.21.7.3.3</p>

**Tabla 1- 11:** Requisitos para el diseño a cortante en uniones viga columna

Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - DMI	Moderada - DMO	Especial - DES
No hay requisitos	No hay requisitos	<p>La resistencia nominal al cortante en los nudos de pórticos no puede ser mayor que los valores que se dan a continuación:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Nudos confinados por vigas en sus cuatro caras:           <math display="block">\phi V_c = 1.7\phi \sqrt{f'_c} * A_j \text{ (MPa)}</math> <math display="block">\phi V_c = 5.3\phi \sqrt{f'_c} * A_j \text{ (kgf/cm)}^2</math> </li> <li>Nudos confinados por vigas en tres caras o en dos caras opuestas:           <math display="block">\phi V_c = 1.2\phi \sqrt{f'_c} * A_j \text{ (MPa)}</math> <math display="block">\phi V_c = 4.0\phi \sqrt{f'_c} * A_j \text{ (kgf/cm)}^2</math> </li> <li>Otros nudos:           <math display="block">\phi V_c = 1.0\phi \sqrt{f'_c} * A_j \text{ (MPa)}</math> <math display="block">\phi V_c = 3.2\phi \sqrt{f'_c} * A_j \text{ (kgf/cm)}^2</math> </li> </ul> <p>Se considera que una viga proporciona confinamiento al nudo si al menos <math>\frac{3}{4}</math> partes de la cara del nudo está cubierta por la viga que llega. Se permite considerar como elemento de confinamiento a las extensiones de las vigas que sobresalen al menos de una altura total h hacia afuera de la cara del nudo</p> <p>NSR-10, Sec.C.21.7.4.1</p>

**Tabla 1- 12:** Requisitos para el desarrollo del refuerzo dentro de las uniones viga columna

Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico		
Mínima - DMI	Moderada - DMO	Especial – DES
No hay requisitos especiales	No hay requisitos especiales	<p>La longitud de desarrollo, <math>L_{dh}</math>, para una barra con un gancho estándar de 90°, no debe ser menor que <math>8d_b</math>, 150 mm, o la longitud dada por la ecuación C.21-9 para barras N.3 o 10 M (10mm), a N.11 (1-3/8") o 32M (32mm).</p> $L_{dh} f_y = \frac{d_b 5.4 \sqrt{f_c}}{C.21-9}$ <p>El gancho de 90° debe quedar localizado dentro del núcleo confinado de una columna o elemento de borde</p> <p>NSR-10, Sec.C.21.7.5.1</p>
		<p>Para barras N.3 o 10M (10mm) a N.11 (1-3/8") o 32M (32mm) la longitud de desarrollo, <math>L_{dh}</math>, para barras rectas no puede ser menor que:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• 2.5 veces la longitud dada en (1) si no hay más de 300mm de concreto, vaciado en una sola etapa, por debajo de la barra, o</li> <li>• 3.5 veces la longitud requerida en (1) si hay más de 300mm de concreto vaciado en una sola etapa, por debajo de la barra.</li> </ul> <p>NSR-10, Sec.C.21.7.5.2</p>
		<p>Las barras rectas que terminen en un nudo deben pasar a través del núcleo confinado de la columna o elemento de borde. Cualquier porción de <math>L_d</math> fuera del núcleo confinado debe incrementarse mediante un factor de 1.6</p> <p>NSR-10, Sec.C.21.7.5.3</p>
		<p>Si se utiliza refuerzo con recubrimiento epóxico, las longitudes de desarrollo dadas en (1) a (3) deben multiplicarse por el coeficiente apropiado de C.12.2.4 o C.12.5.3</p> <p>NSR-10, Sec.C.21.7.5.4</p>

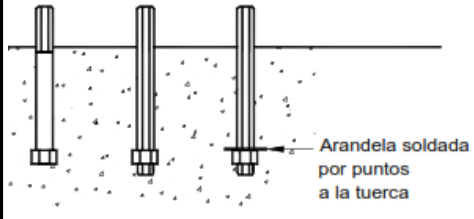
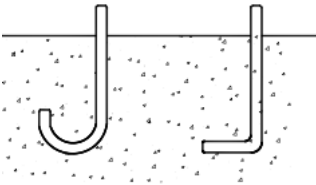
## 1.3 ANCLAJE EN CONCRETO

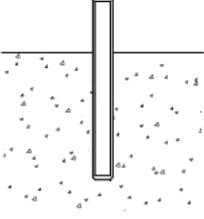
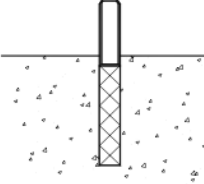
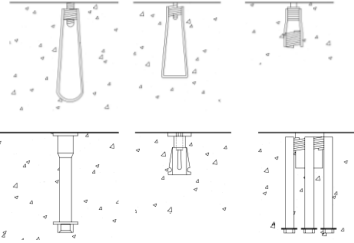
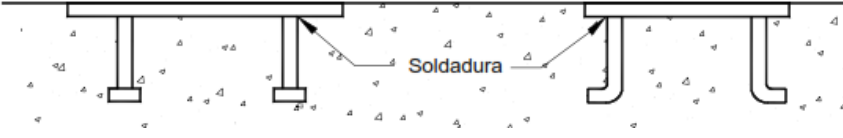
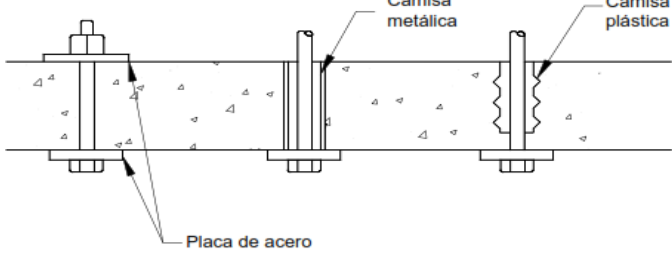
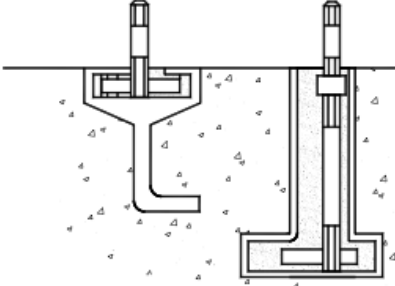
Existen numerosos tipos de dispositivos que se utilizan para anclar estructuras o elementos estructurales en concreto. El diseño de los anclajes, que implica la selección y ubicación de estos dispositivos, se basaba en la experiencia y el juicio profesional del ingeniero, datos de ensayos privados, datos proporcionados por los fabricantes de los dispositivos y requisitos existentes en algunos códigos (algunos de ellos obsoletos).

### 1.3.1 Sistemas de anclajes.

De acuerdo con la práctica actual, los sistemas de anclaje se pueden dividir en dos grandes grupos: los sistemas pre-instalados in situ (anclajes que se instalan antes de colocar el concreto) y los sistemas instalados en concreto endurecido (anclajes que se instalan en orificios que se perforan después que el concreto ha sido curado). La Tabla 1-13 se identifica el primeros de los dos grupos de anclajes.

**Tabla 1- 13:** Anclajes pre-instalados in situ

SISTEMAS PRE-INSTALADOS IN SITU		DESCRIPCION
Embebidos, no regulables		
Bulones comunes		Bulones de acero estructural colocados con su cabeza dentro del concreto
Bulones en "J" o "L" terminados en gancho		Barras roscadas dobladas, lisas o conformadas. Los ensayos de arrancamiento indican que algunas veces estas barras se enderezan.

SISTEMAS PRE-INSTALADOS IN SITU		
Barras roscadas		Barras roscadas rectas, generalmente con roscas gruesas
Acero para armaduras		Barras de armaduras genéricas o con marcas registradas.
Insertos roscados		Insertos de alambre o fèrrulas roscadas internamente, o bobinas, generalmente fabricados con roscas internas o externas. Los anclajes con cabeza fabricados de barras de acero liso o conformado.
placa para soldadura de pernos		Placa de acero con barras lisas terminadas en gancho, barras cosnformadas o pernos de anclaje con cabeza.
Conexiones abulonadas		Anclajes en bulones con cabeza, tales como los conectores embebidos o instalados en agujeros pasantes.
Anclajes regulables		Los anclajes regulables permiten ajustar su posición, lateral o profundidad, generalmente se utilizan para fijar bases para grandes equipos o maquinarias.

Fuente: Informe sobre el estado del arte de los anclajes en Hormigón; ACI 355.1R-91[4]

### 1.3.2 Sistemas instalados en concreto endurecido

Estos anclajes se instalan en una perforación que se realiza cuando el concreto ya está curado. Existen dos grupos básicos de sistemas instalados en concreto endurecido: anclajes de expansión y anclaje endurecido.

- Anclajes de expansión – Los anclajes de expansión están diseñados de manera tal que se insertan en orificios pre-perforados y luego se expanden ya sea ajustando una tuerca (anclajes de expansión de torque controlado), martillando el anclaje (anclajes de expansión de deformación controlada) o bien expandiéndolos en el interior de una muesca o rebaje en el concreto (anclajes rebajados). Estos anclajes transfieren la carga de tracción del bulón al concreto por presiones o fuerzas de expansión mediante fricción y/o acción de palanca contra la pared de la perforación. Frecuentemente estos anclajes vienen con bulón, tuerca y arandela. En la tabla 1-14 se describe diferentes tipos de anclajes de expansión.

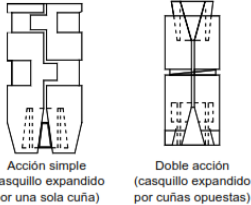
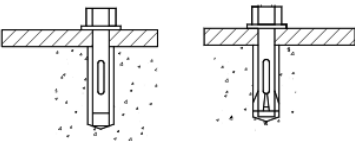
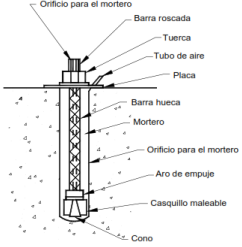
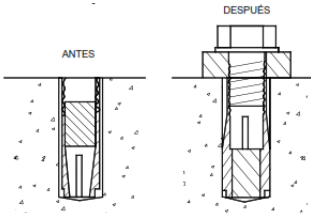
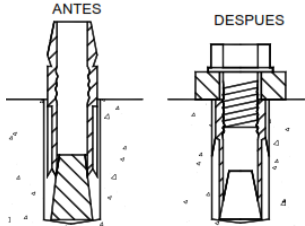
**Tabla 1- 14:** Sistemas instalados en concreto endurecido

SISTEMAS INSTALADOS EN CONCRETO ENDURECIDO		
ANCLAJES DE EXPANSION		DESCRIPCION
Anclajes de torque controlado con camisa para cargas pesadas		Consiste en un bulón o una barra roscada con una tuerca y una arandela en uno de sus extremos y un cono en el extremo embebido, alrededor del cono hay una camisa de expansión de alta resistencia. El anclaje se instala ajustando la cabeza, con la cual se tira del cono en forma ascendente dentro de la camisa de expansión, expandiendolo contra la pared de la perforación.
Anclaje con camisa		Consiste en un perno de acero, con una camisa de expansión generalmente de chapa metálica y un conjunto de tuerca y arandela. El fondo del perno de acero tiene un mandril uniformemente ahusado cuyo extremo tiene el mismo diámetro que la camisa de expansión. Al ajustar la tuerca, el mandril ahusado se mueve hacia el interior de la camisa expandiendola, y a su vez la camisa presiona contra la pared del orificio. Estos anclajes se utilizan para requisitos de anclajes medianos y livianos.

Fuente: Informe sobre el estado del arte de los anclajes en Hormigón; ACI 355.1R-91[4]



Tabla1-14: Continua

SISTEMAS INSTALADOS EN CONCRETO ENDURECIDO		DESCRIPCION
ANCLAJES DE EXPANSION		DESCRIPCION
Anclaje de expansión con casquillo	 <p>Acción simple (casquillo expandido por una sola cuña)</p> <p>Doble acción (casquillo expandido por cuñas opuestas)</p>	Estos anclajes pueden ser de dos tipos. Un tipo consiste en un casquillo de dos piezas que se mantienen unidas mediante lengüetas de acero y tiene un tapón ahusado con rosca interna en su extremo. El segundo tipo consiste en un casquillo de dos piezas con dos conos de acero ahusado, uno en la parte inferior y otra en la parte superior que se mantiene unido mediante un resorte de acero que se encuentra en el centro.
Anclajes de cuñas		Consiste en un perno de acero, con una tuerca y una arandela. La parte inferior del perno de acero tiene un mandril uniformemente ahusado al rededor del cual hay un clip de acero expansible o cuñas de acero individuales con protuberancias. Al ajustar la tuerca el clip o la cuña de acero suben sobre el mandril ahusado, acuciándose entre el mandril y la pared del orificio.
Anclaje de expansión para roca/concreto		Consiste en un bulón que en su parte superior tiene una rosca para colocar una tuerca hexagonal. El extremo inferior consiste en un gran anclaje de expansión mecánico.
Anclajes tipo "drop-in"	 <p>ANTES</p> <p>DESPUES</p>	Consiste en un casquillo de acero y un tapón de expansión interno de acero. El extremo superior del anclaje tiene una rosca interna, mientras que el extremo inferior está maquinado para lograr un ahusado uniforme que concuerde con la forma del tapón de acero dentro del anclaje. Al martillar el tapón para introducirlo en el casquillo la parte inferior del casquillo se expande y presiona contra la pared del orificio.
Anclajes autoperforantes	 <p>ANTES</p> <p>DESPUES</p>	Consiste en un casquillo de acero y un tapón ahusado en los extremos. La parte inferior del casquillo tiene dientes que le permiten recortar su propio orificio en el concreto. La parte superior tiene una rosca interna para aceptar un bulón o un perno. La parte inferior del casquillo se expande al martillar el anclaje sobre el tapón de acero.

Fuente: Informe sobre el estado del arte de los anclajes en Hormigón; ACI 355.1R-91[3]

**Tabla1-14:** Continua

SISTEMAS INSTALADOS EN CONCRETO ENDURECIDO		DESCRIPCION
ANCLAJES DE EXPANSION		
Pernos de anclaje		<p>Consiste en un perno de acero con una rosca en su extremo superior y un orificio perforado con ranuras longitudinales en su extremo inferior para aceptar un tapòn de acero ahusado. Al martillar en la parte superior del perno el tapòn ahusado expande el extremo interior del bulòn, haciendo que presione contra la pared del orificio.</p>
Anclajes rebajados		<p>Operan haciendo palanca y presionando contra una muesca rebajada en el hormigón en el fondo de la perforación. Estos anclajes provocan en el hormigón una fuerza de expansión poco significativa o nula, pero generan grandes capacidades de carga de tracción.</p>

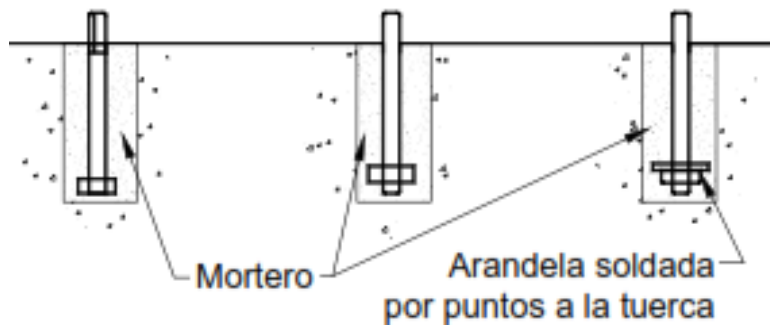
Fuente: Informe sobre el estado del arte de los anclajes en Hormigón; ACI 355.1R-91[4]

- Anclajes cementados.

Existen dos tipos de anclajes cementados:

- Anclajes cementados con mortero: Los anclajes cementados con mortero consisten en bulones con o sin cabeza o barras roscadas. Estos anclajes se instalan en orificios pre-perforados utilizando mortero de cemento portland y arena o algún otro mortero premezclado disponible comercialmente (Fig. 1-10).

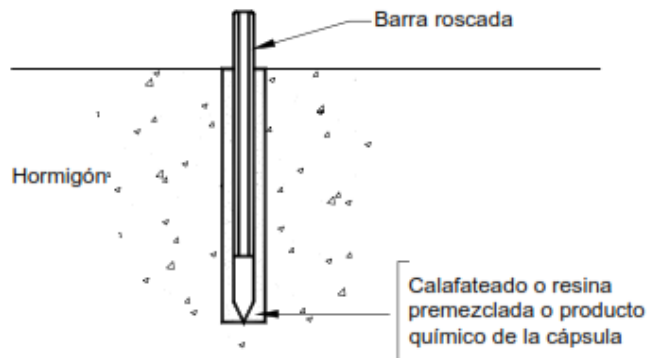
**Figura 1- 10:** Anclajes Cementados con mortero



Fuente: Informe sobre el estado del arte de los anclajes en Hormigón; ACI 355.1R-91[4]

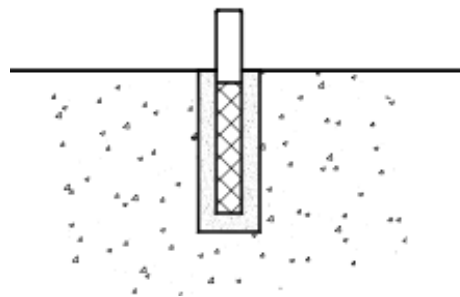
- Anclajes químicos: Los anclajes químicos generalmente consisten en barras roscadas (Fig. 1-11) o barras conformadas (Fig. 1-12) que se cementan utilizando compuestos químicos de dos componentes formados por poliésteres, vinilésteres o epoxis. Los productos químicos se pueden encontrar en cuatro presentaciones diferentes: en cápsulas de vidrio, en cartuchos plásticos, en tubos o a granel.

**Figura 1- 11:** Anclajes químicos con barra roscada



Fuente: Informe sobre el estado del arte de los anclajes en Hormigón; ACI 355.1R-91[4]

**Figura 1- 12:** Anclaje químico con barra conformada



Fuente: Informe sobre el estado del arte de los anclajes en Hormigón; ACI 355.1R-91[4]

Las cápsulas de vidrio se insertan en la perforación y luego la barra de anclaje rompe las cápsulas cuando se la rota y martilla para colocarla en su lugar, mezclando así los dos componentes para provocar una reacción química.

Los cartuchos plásticos se utilizan con un dispensador y una boquilla mezcladora que mezcla los dos componentes, iniciando una reacción química mientras se instala el compuesto en la perforación. Luego se inserta la barra de anclaje en la perforación, completando así la instalación. El tiempo de fraguado depende de la temperatura, y puede variar entre unos pocos minutos para temperaturas de 90° F hasta varias horas para temperaturas de 30° F.

Los tubos, o sistemas tipo "salchicha," contienen dos componentes que se mezclan amasando el tubo, colocando la mezcla en la perforación y final mente insertando la barra de anclaje.

Los sistemas a granel por lo general utilizan epoxis, y se pueden premezclar en una batea y utilizar inmediatamente o bien bombear a través de una mezcladora e inyectar en la perforación. El anclaje se instala inmediatamente después que el compuesto. Los epoxis se pueden formular de manera que fragüen rápida o lentamente (tiempo de curado de hasta 36 horas).

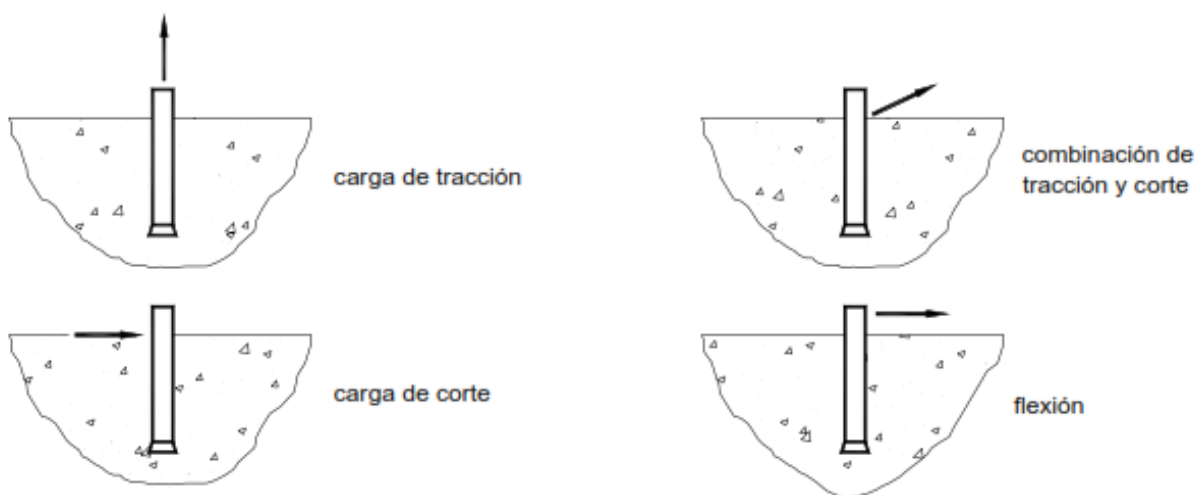
Los adhesivos son materiales patentados y su instalación se debe realizar siguiendo las instrucciones del fabricante. En los sistemas de anclaje que utilizan poliéster y viniléster los diámetros de los orificios pueden ser entre 1,0 y 2,0 mm mayores que el diámetro nominal del acero sin afectar la capacidad de carga. Estos materiales se deben almacenar de acuerdo con las recomendaciones del fabricante para evitar que el calor o la luz ultravioleta afecten la vida útil del producto que aún no ha sido utilizado. Los sistemas de anclaje que utilizan epoxis no son sensibles a estos requisitos de almacenamiento.

### 1.3.3 Comportamiento de los anclajes.

Para poder especificar los anclajes más adecuados para una aplicación determinada es necesario comprender el comportamiento de los anclajes. Esto incluye comprender los modos de falla y las resistencias, además de la relación carga-desplazamiento y características de relajación de los diferentes tipos de anclajes.

Los anclajes se cargan principalmente a través de dispositivos de fijación del anclaje embebido. La carga puede ser de tracción, de corte o una combinación de Tracción y corte (Fig. 1-13). Los anclajes también pueden estar solicitados a flexión, dependiendo de los detalles de la transferencia de corte a través del dispositivo de fijación. El comportamiento de los anclajes en tracción es de fundamental importancia y en consecuencia será tratado en primer término.

**Figura 1- 13:** Formas de carga posible



Fuente: Informe sobre el estado del arte de los anclajes en Hormigón; ACI 355.1R-91[4]

La mayoría de los ensayos de anclajes realizados hasta la fecha se han llevado a cabo en concreto no fisurado. Aunque prácticamente en todos los elemento de concreto se produce fisuración, los ensayos en concreto no fisurado proporcionan una base para comprender el comportamiento de los anclajes<sup>10</sup>.

▪ **Relación carga desplazamiento y modos de falla bajo cargas de tracción.**

Los cinco modos de falla primarios de los anclajes solicitados a tracción son los siguientes:

- a) Falla del acero
- b) Falla por arrancamiento
- c) Falla por agrietamiento del concreto
- d) Falla por desprendimiento de un cono de concreto de un anclaje traccionado.
- e) Falla de un cono de concreto atribuible a la separación y distancia a los bordes.

Los diferentes tipos de anclajes tienen diferentes características de desplazamiento dependiendo de la precarga, el mecanismo de transferencia de las cargas y el modo de falla.

Bajo cargas de trabajo todas las categorías de anclajes se deberían comportar elásticamente, con poco desplazamiento adicional después de su instalación. Sin embargo, bajo cargas últimas es deseable que el comportamiento sea plástico y, en el caso de cargas cíclicas, que haya apenas una degradación limitada de la resistencia.

---

<sup>10</sup> Informe sobre el estado del arte de los anclajes en Hormigón; ACI 355.1R-91. P 10.

- **Resistencia última en tracción**

- Falla del acero. La resistencia del acero de los anclajes controla la falla si la longitud embebida del anclaje es suficiente para excluir las fallas del concreto y si las fuerzas de expansión son suficientemente elevadas (anclajes de expansión) o si la superficie de apoyo es suficientemente grande (anclajes con cabeza y rebajados) para excluir las fallas por resbalamiento del anclaje, el modo de falla consiste en la rotura del acero del anclaje, dependiendo de la ductilidad del tipo de acero del anclaje y de la longitud embebida. La resistencia última se puede determinar mediante la Ecuación 1.6:

$$F_u = A_s \times F_{ut} \quad (1.6)$$

$A_s$  = Área bajo tensión de tracción.

$F_{ut}$  = Resistencia última a la tracción del acero

Dada las propiedades del material y las dimensiones de los anclajes, este caso define el límite superior para la capacidad de carga de tracción.

- Falla de un cono de concreto. Cuando la longitud embebida de un anclaje o grupo de anclajes es insuficiente para desarrollar la resistencia a la tracción del acero de los anclajes, el modo de falla principal es una falla por arrancamiento del concreto en forma de cono (ver fig 1-14(d)). También se presenta este tipo de falla cuando la separación de los anclajes o la ubicación de un borde (Fig 1-14 (e)) interfiere con el desarrollo de la totalidad de la resistencia al desprendimiento del concreto.

El ángulo del cono de falla, medido a partir del eje del anclaje, varía a lo largo de la superficie de falla y muestra una dispersión considerable, y tiende a disminuir a medida que aumenta la longitud embebida.

Si un anclaje se instala demasiado cerca de un borde el anclaje fallará antes que se desarrolle la resistencia al arrancamiento de un cono de concreto.

- Arrancamiento (resbalamiento) del anclaje. La falla por resbalamiento de los anclajes (Fig1-14(b)) ocurre cuando la fuerza de expansión es demasiado pequeña para desarrollar ya sea la resistencia del acero del anclaje o una falla por corte en forma de cono de concreto. La causa también puede ser una perforación sobredimensionada.

En los concreto de baja resistencia también puede haber una falla por resbalamiento del anclaje debido a la deformación de la pared de la perforación.

Las fallas por resbalamiento también pueden ocurrir en los anclajes cementados y adhesivos cuya profundidad embebida es insuficiente para desarrollar la resistencia del acero del anclaje o para provocar la falla de un cono de concreto.

La carga de falla por resbalamiento depende del coeficiente de fricción entre las superficies de resbalamiento y de la fuerza de expansión en el momento de la falla, la cual es función de la fuerza de expansión crítica que produce la falla, y de la deformabilidad del concreto, la cual varía con la profundidad del orificio y las propiedades del concreto. Todos estos factores pueden variar según el tipo de anclaje, el fabricante y el procedimiento de instalación.

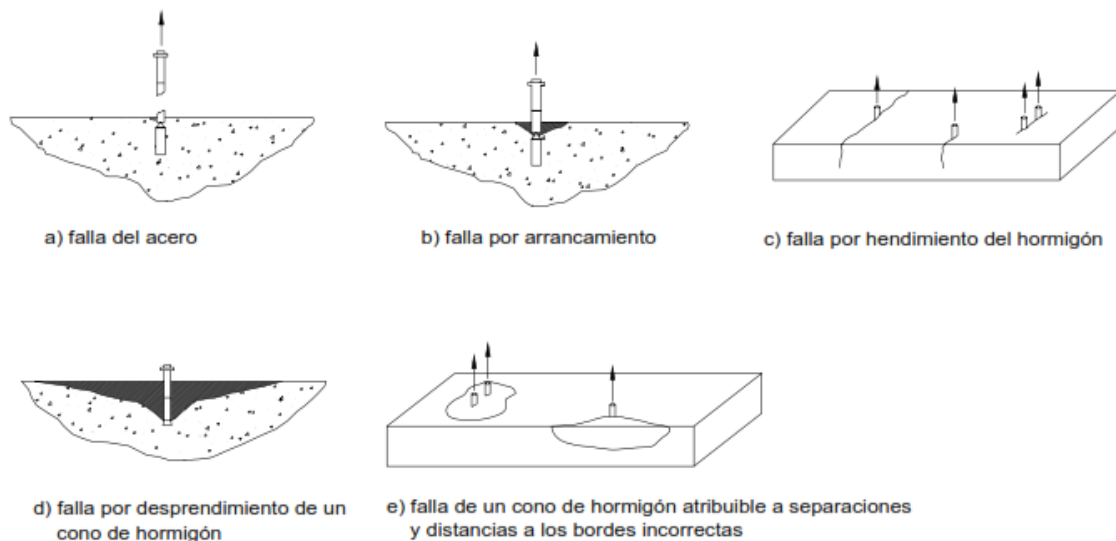
La capacidad contra el arrancamiento de los anclajes químicos aumenta a medida que aumenta la longitud embebida. Sin embargo, después de alrededor de nueve diámetros del anclaje este aumento no es proporcional a la longitud embebida. Esto se debe a que el efecto de alta adherencia provoca una elevada transferencia de carga al concreto en la parte superior del anclaje. La tensión de adherencia deja de ser uniforme y, si la carga de tracciones suficientemente elevada, la falla comienza con una falla del concreto en la parte superior del concreto y luego falla la adherencia en el resto de la longitud embebida.



- Falla por agrietamiento del concreto – Este modo de falla sólo ocurrirá si las dimensiones del concreto son demasiado pequeñas, si los anclajes están ubicados demasiado cerca de un borde o demasiado cerca de otros anclajes (Fig.1-14(c)), o si las fuerzas de expansión son demasiado elevadas. Generalmente la carga de falla es menor que la carga de falla de un cono de concreto.

Si el recubrimiento lateral o la separación de los anclajes son demasiado pequeña es posible que durante la instalación aparezcan fisuras por hendimiento, debido a las fuerzas de expansión iniciales más elevadas.

**Figura 1- 14:** Modos de falla típicos para los anclajes cargados a tracción.



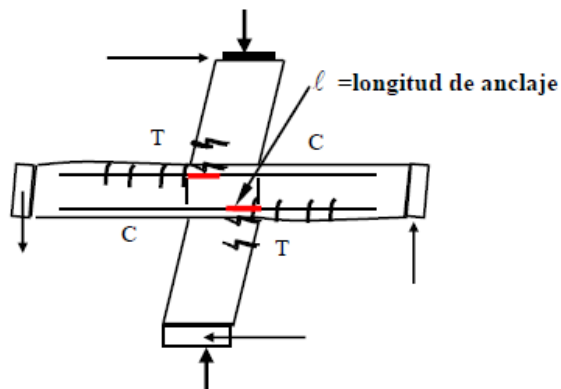
Fuente: Informe sobre el estado del arte de los anclajes en Hormigón; ACI 355.1R-91[4]

## 1.4 LONGITUD DE ANCLAJE

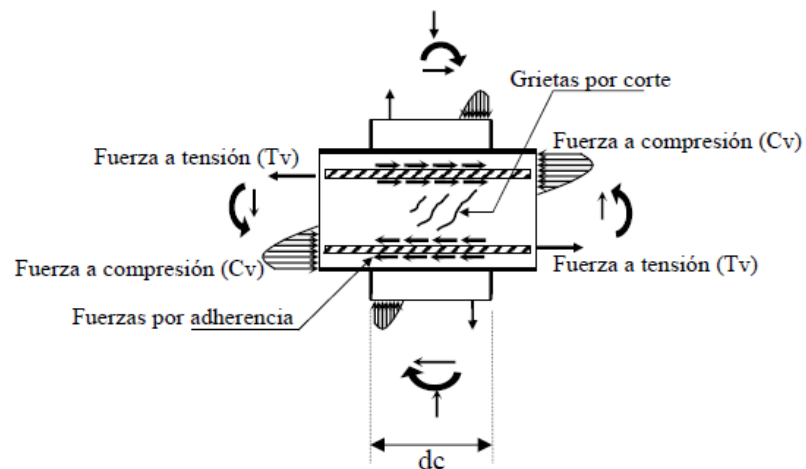
La longitud de anclaje  $l_a$ , en pórticos de concreto armado, varía según el tipo de unión viga-columna. Este tipo de unión viga-columna puede ser interior o exterior. Como se ha mencionado, en las uniones interior y exterior viga-columna ocurre la pérdida de adherencia entre el refuerzo de acero de la viga y el concreto. Debido a que una porción del acero de refuerzo de la viga pasa por fuera del núcleo de la columna y es propensa a perderla adherencia por la poca longitud de anclaje cuando es sometida a cargas laterales o acciones sísmicas. El deterioro de adherencia causa los siguientes fenómenos: estrangulamiento en las curvas histeréticas fuerza-desplazamiento, incremento de la deformación por deslizamiento entre las barras de las vigas en las uniones, disminución de la capacidad resistente de momento en la región de articulación plástica de los miembros. Por ello es necesario definir la longitud de anclaje para una unión interior y exterior.

### 1.4.1 Longitud de anclaje unión interior

En el caso de una unión interior viga -columna sujeta a carga lateral, simulando la acción sísmica ver figura 1-15, la adherencia entre el refuerzo de la viga y el concreto es considerada como se muestra en la figura 1-16. En el caso de las vigas, las barras que se encuentran en la parte superior que pasan a través de la unión están sujetas a una fuerza de tracción en la sección crítica izquierda ( $T_v$ ) de la unión y una fuerza de compresión en la sección opuesta ( $C_v$ ). Esta variación de fuerzas ( $T_v+C_v$ ) es transferida por adherencia de las barras de refuerzo al concreto en una longitud de anclaje provista en el ancho de la columna. Esta variación de fuerzas junto con las cargas reversibles a que puede estar sujeta la unión produce pérdida de adherencia y disminución en la capacidad de anclaje de las barras que pasan por fuera del núcleo confinado por la columna, y consecuentemente un estrangulamiento en la curva de comportamiento histórico carga-desplazamiento de la unión.

**Figura 1- 15:** Unión viga columna interior sometida a carga lateral

Fuente: Analysis of Bond Deterioration Process in Reinforced Concrete Beam-Column Joints Subjected to Seismic Loading[16]

**Figura 1- 16:** Fuerza en unión interior sometida a carga lateral

Fuente: Analysis of Bond Deterioration Process in Reinforced Concrete Beam-Column Joints Subjected to Seismic Loading[16]

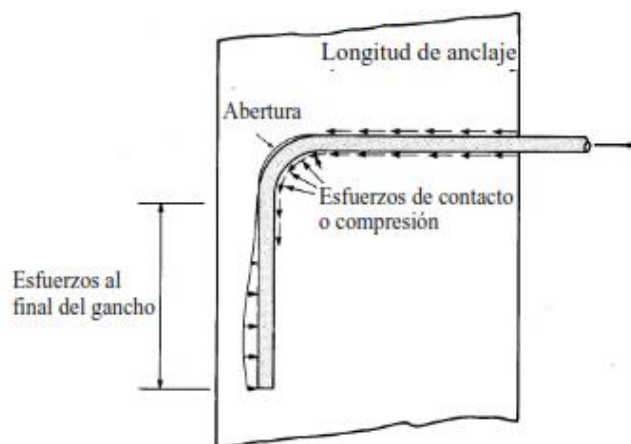
En el planteamiento anterior se supone que el esfuerzo de adherencia promedio se desarrolla a lo largo de la longitud de anclaje.

Para el caso de las uniones interiores viga-columna, dicha longitud se toma como la profundidad de la columna, debido a que es en esta zona donde el acero debe desarrollar un gradiente de esfuerzo elevado al tratar de soportar una fuerza de compresión y otra de tracción de un lado a otro de la junta.

### 1.4.2 Longitud de anclaje unión exterior.

Las barras longitudinales de las vigas de concreto armado son generalmente anclados en las uniones exteriores viga-columna mediante ganchos de 90°. Un gancho de 90° embebido en concreto y cargado a tensión desarrolla fuerzas en la manera como se muestra en la figura 1-17. Los esfuerzos en la barra son resistidos mediante la adherencia en la superficie de la barra y por la compresión en el concreto en el lado interno del gancho. El gancho se mueve hacia la parte interna, dejando un espacio sin contacto (abertura) entre la barra y el concreto en la parte externa del gancho. Porque la fuerza de compresión en la parte interna del gancho no es colineal con la fuerza de tensión aplicada, por lo tanto la barra tiende a tomar su forma recta, produciendo unos esfuerzos bajos de compresión al final del gancho.

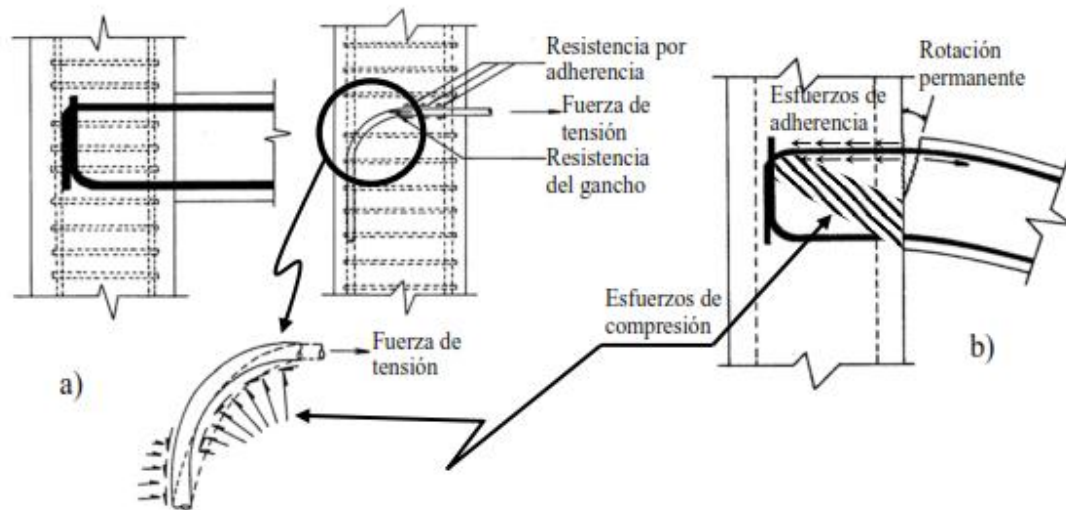
**Figura 1- 17:** Fuerzas actuantes.



Fuente: Reinforced concrete mechanics&desing[13]

Si la unión exterior viga-columna se encuentra confinada con los estribos de las columnas, como se observa en la figura 1-18a, los esfuerzos de compresión en el concreto al final del gancho desaparecen. Porque las ligaduras impiden que el final del gancho haga contacto con el concreto, y también, que el gancho enderece. Los ganchos resisten la fuerza detención e impiden grandes rotaciones permanentes en el extremo del elemento que pueden contribuir a deflexiones de la viga (ver figura 1.18b). Las barras con gancho se resisten a ser extraídas del concreto mediante la acción combinada de adherencia a lo largo de la longitud recta desde la sección crítica hasta el comienzo del gancho y del anclaje directo provisto por el gancho.

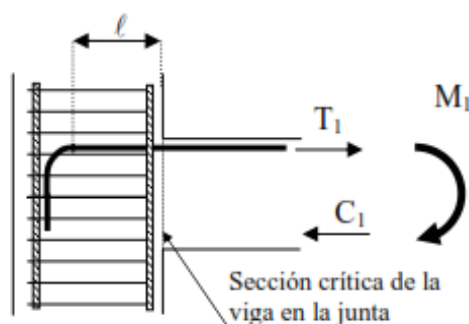
**Figura 1- 18** Barras con gancho en juntas exteriores a) esfuerzos generados por la fuerza a tensión b) resistencia del gancho contra la rotación permanente en el extremo



Fuente: Analysis of Bond Deterioration Process in Reinforced Concrete Beam-Column Joints Subjected to Seismic Loading [22]

La longitud de anclaje “ $\ell$ ” para uniones exteriores viga-columna es medido desde la sección crítica de la viga hasta el comienzo del gancho anclado en la unión (ver figura 1-19). De esta manera, al definir la longitud de anclaje en las uniones exteriores, se puede determinar el máximo esfuerzo promedio de adherencia y así, queda determinada la máxima carga a tensión “ $T(t_s)$ ” que puede soportar las barras ancladas en la unión exterior.

**Figura 1- 19** Longitud de anclaje para unión externa viga-columna



Fuente: Analysis of Bond Deterioration Process in Reinforced Concrete Beam-Column Joints Subjected to Seismic Loading [22]

### 1.4.3 Longitud de desarrollo en barras ancladas

Cuando la carga del anclaje se transfiere del acero al concreto mediante desarrollo de adherencia, la máxima transferencia de tensión ocurre cerca de la superficie y disminuye con la profundidad. La longitud embebida, requerida para desarrollar plenamente la resistencia del acero en tracción, es función de la rugosidad de la barra de anclaje (tamaño y distribución de las deformaciones). Bajo carga sostenida la adherencia es afectada por la fluencia lenta del concreto en la zona altamente tensionada próxima a la superficie.

Típicamente los anclajes cementados se fabricaban a partir de barras lisas, barras de armadura conformadas y barras totalmente roscadas. Las longitudes básicas de anclaje indicadas en el Código de Construcción ACI se basan en el recubrimiento y separación mínimos de un número ilimitado de barras. La longitud

básica de anclaje de las barras conformadas con un gancho o codo a  $90^\circ$  en su extremo es aproximadamente igual al 50 por ciento de la longitud de anclaje de las barras rectas. En 1971 se excluyó el uso de barras lisas como armaduras (Comité ACI-ASCE 326, 1962). La longitud de anclaje de las barras lisas en general se considera igual a dos veces la correspondiente a las barras corrugadas. Las longitudes de anclaje especificadas en ACI 318 aseguran que la capacidad del concreto será mayor que la fuerza de fluencia de las barras. Al evaluar la capacidad del concreto solamente se tomaron en cuenta los modos de falla por hendimiento del concreto y cizallamiento del concreto entre nervios. No se consideró el modo de falla en forma de un cono de concreto, ya que típicamente este modo no ocurre al desarrollar barras de armadura. Sin embargo, el modo de falla en forma de un cono de concreto es bastante común en el caso de los anclajes poco profundos.

Excluyendo las condiciones de borde y separación, la tensión de fluencia de una barra de armadura individual se puede desarrollar en concreto de 3000 psi en una longitud aproximadamente igual a 15 diámetros de la barra (barra recta) o aproximadamente igual a 10 diámetros de la barra (barra con gancho). Para evitar la falla de un cono de concreto se puede aumentar la longitud de anclaje aplicando un factor de hasta 4 para tomar en cuenta los efectos del recubrimiento, el número y la separación de las barras. La longitud de anclaje se debe incrementar adicionalmente aplicando un factor igual a 1,5-2,0 si los anclajes están ubicados en la zona traccionada de un elemento de concreto armado. La mayoría de las situaciones de anclaje no involucran valores mínimos de recubrimiento y separación. Los requisitos del código serán muy conservadores si se trata de barras individuales ancladas en concreto no fisurado y bien alejadas de los bordes. Sin embargo, los requisitos del código pueden no ser conservadores si se trata de un grupo de barras, próximas o no a los bordes, instaladas en concreto no fisurado o en la zona traccionada (fisurada) de un elemento de concreto armado.

## 1.5 COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO EN LAS UNIONES

Cuando ocurre un sismo que afecta una construcción, esta se sacude desarrollando desplazamientos en la dirección de sus ejes resistentes y posiblemente acciones torsionales sobre un eje vertical. Como la edificación oscila en sus modos naturales de vibración, las fuerzas inerciales cambian de dirección. En un nudo, durante una parte del ciclo de oscilación puede haber rotaciones en la dirección horaria y en la otra parte del ciclo puede haberlas en dirección contra horaria. Esta situación es muy diferente a la estática y complica el comportamiento del material, el cual, al desarrollar los ciclos de oscilación, genera un proceso de histéresis en el concreto reforzado. En el caso sísmico resulta de la mayor importancia el comportamiento de los nudos cuya integridad se degrada con la alternancia de las cargas oscilatorias, si la carga lleva al concreto a esfuerzos de tracción que superan su resistencia a la fisuración, la tracción inicialmente absorbida por el concreto se trasfiere súbitamente al acero. Si la magnitud de la carga se incrementa ocurre la propagación de la fisuración. Por otra parte, si se invierte la dirección de la carga, el acero que estuvo en compresión queda en tracción y viceversa.

Los ciclos de histéresis se producen porque las cargas externas llevan al concreto y al acero a esfuerzos más allá de los lineales y porque la adherencia entre el concreto y el acero se deteriora. La combinación de esfuerzos normales con los transversales forma grietas inclinadas, que al abrirse y cerrarse generan una fuerza de fricción que va limando sus caras, generando una degradación del material, cuando la carga externa en un ciclo lleva al acero en tracción a su esfuerzo de fluencia, ocurre una deformación residual que lo puede llevar hasta la zona de endurecimiento por deformación, en la cual el acero renueva su posibilidad de aceptar carga en tracción por sobre aquella de fluencia; no obstante en este punto, las deformaciones residuales serán tan grandes que las deformaciones permanentes en la sección pueden ser irreversibles.

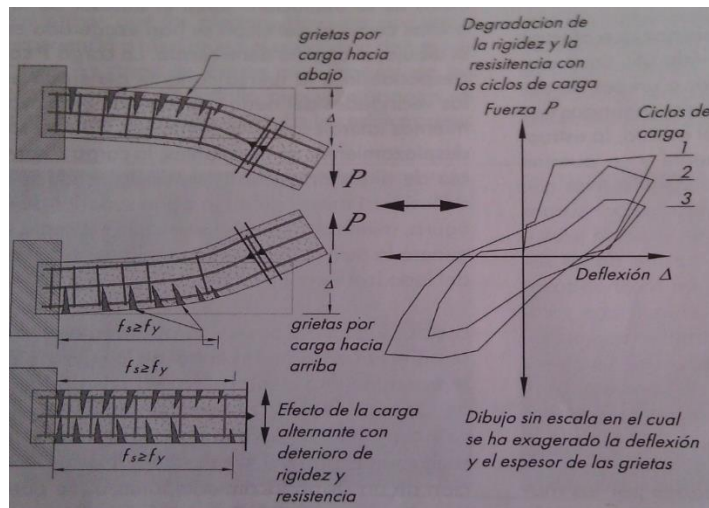


Cuando se invierte la dirección de la carga, el acero que está en tracción es comprimido y para que el concreto suministre su fuerza de compresión necesaria para desarrollar el par resistente interno, se debe recuperar el contacto entre las caras de la grieta formadas en el ciclo anterior de tracción. Esto obliga a recuperar la deformación residual del acero con desarrollo de un efecto Bauschinger que reduce la eficiencia del proceso.

La repetición de la alternancia de las cargas produce un apreciable deterioro de la viga y la columna en las inmediaciones del nudo. Por tal motivo en cada ciclo de carga y descarga la carga resistente tiende a disminuir tal como se indica en la figura 1-20. Como la rigidez del elemento estructural es  $P/\Delta$ , a medida que transcurren los ciclos de carga, la pérdida de resistencia estimula una mayor deflexión frente a una magnitud de carga dada y, en consecuencia, en el nudo ocurre no solo pérdida de resistencia sino de rigidez. El efecto conjunto de todo lo anterior, es que los aros de histéresis van sufriendo un estrangulamiento, donde el área de la energía histéretica que se disipa ciclo a ciclo cada vez es menor. Si se alcanza en un sismo el número suficiente de ciclos y si se agota la capacidad de seguir disipando energía, estos mecanismos se pueden diseminar por toda la estructura y la posibilidad del colapso es inminente.

En el caso del concreto reforzado, la forma del ciclo de histéresis tiende a presentar particularidades que depende de los materiales, de la presencia y distribución del refuerzo, de la tasa de aplicación y magnitud de las cargas, y muy particularmente del número de veces que se repite la inversión de las sollicitaciones.

**Figura 1- 20:** Deterioro de la rigidez y la resistencia por la alternancia de cargas sísmicas intensas



Fuente: El concreto y los terremotos [7]

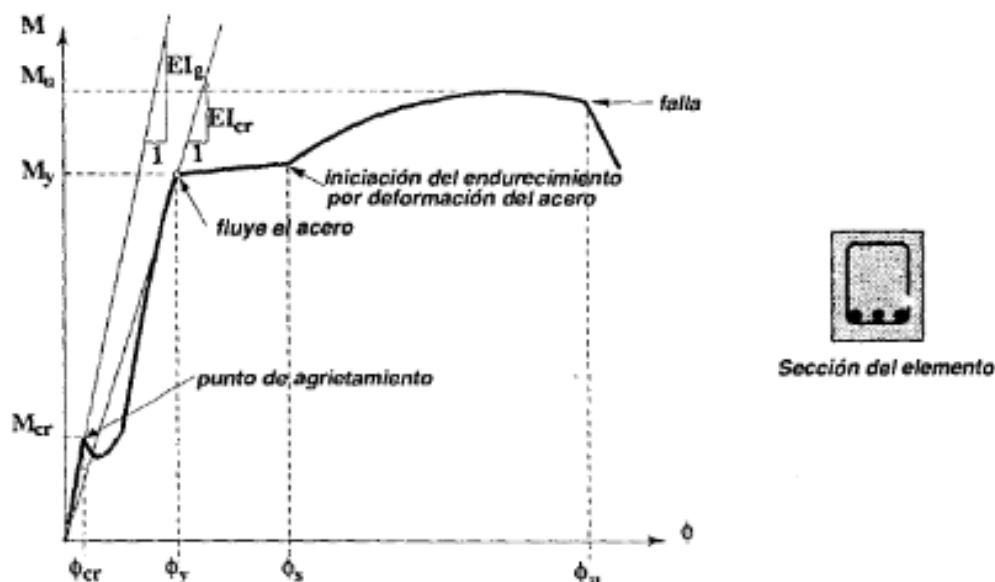
### 1.5.1 Momento curvatura.

En la figura 1-21, se presenta la relación momento-curvatura ( $M-\phi$ ), referida a un elemento estructural de concreto reforzado, sometida a la acción de un momento flector, empleado en la definición de la ductilidad a la curvatura, tema que guarda una íntima relación con la capacidad de disipar energía en una estructura de concreto reforzado, sometida a la acción de los sacudimientos producidos por un sismo, además cuando el elementos estructural responde inelásticamente, conociendo la relación momento curvatura, es posible llegar a determinar las deflexiones.

La relación momento-curvatura, se inicia aproximadamente lineal, hasta el punto en el cual se fisura el concreto en tensión. Este punto se denomina punto de agrietamiento, y le corresponde un momento de agrietamiento,  $M_{cr}$ , una curvatura de agrietamiento  $\phi_{cr}$ , y la rigidez hasta este punto se puede describir por medio de  $EI_g$ , donde  $I_g$  es la inercia de la sección no fisurada. En la medida que aumenta el momento se incrementa la fisuración, el eje neutro de la sección cambia y los esfuerzos tanto en el concreto como en el acero, se incrementan.

En el momento en que el acero de refuerzo llega a su resistencia de fluencia  $f_y$ , hay un cambio en el comportamiento de la sección, que es consecuencia del cambio en el comportamiento del acero. Allí es posible definir un momento de fluencia,  $M_y$ , una curvatura de fluencia  $\phi_y$ , y una rigidez,  $EI_{cr}$ , que se denomina rigidez fisurada. Esta rigidez, describe aproximadamente el comportamiento de la sección entre el punto de fisura y la fluencia. A partir de este punto hay un aumento en la curvatura de la sección, sin que se presente un mayor aumento en el momento, presentándose disminución en la rigidez de la sección. Esta situación se mantiene hasta que el punto en que se empieza a presentar un aumento de la resistencia del acero, debido al fenómeno de endurecimiento por deformación (Strain-hardening), allí puede definirse una curvatura para endurecimiento por deformación  $\phi_s$ . La resistencia a momento se incrementa hasta llegar al punto de máxima resistencia del acero,  $f_u$ , obteniéndose así la máxima resistencia de la sección,  $M_u$ . El momento empieza a disminuir en la medida que la resistencia del acero baja, hasta que éste falle a la tensión. Allí se obtiene la máxima curvatura en la sección  $\phi_u$ .

Figura 1- 21: Relación momento curvatura típica de una viga de concreto reforzado



Fuente: Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico [12]

### 1.5.2 Ductilidad

En las regiones expuestas a sismos, una consideración muy importante en el diseño, es la ductilidad de la estructura cuando se le sujeta a cargas de tipo sísmico. Ello se debe a que la filosofía actual del diseño sísmico se apoya en la absorción y disipación de energía, mediante la deformación inelástica. En consecuencia no debe ocurrir la falla frágil de los miembros y en caso extremos de que una estructura se cargue hasta la falla, esta debe poder desarrollar grandes deflexiones bajo cargas cercanas a la máxima, lo que puede salvar vidas al advertir la falla e impedir el desplome total.

La ductilidad es la capacidad que tiene un material estructural de resistir, sin fallar, deformaciones que llevan al material estructural más allá del límite elástico, o límite donde las deformaciones son linealmente proporcionales al esfuerzo o fuerza aplicada. Dependiendo del parámetro que describe las deformaciones, la ductilidad puede hacer referencia, entre otras a:

- Ductilidad de curvatura: Cuando la ductilidad se mide con respecto a la curvatura de la sección del elemento estructural. La curvatura se define como el cociente entre el momento flector aplicado y la rigidez de la sección.
- Ductilidad de rotación: Cuando la ductilidad se mide con respecto a la rotación que tiene un sector longitudinal del elemento estructural. La rotación se define como la pendiente de la línea elástica del elemento medida con respecto a la posición original del eje longitudinal del elemento.
- Ductilidad de desplazamiento: Cuando la ductilidad se mide con respecto al desplazamiento o deflexión que tiene el elemento estructural. El desplazamiento se mide con respecto a la posición original del eje longitudinal del elemento.
- Ductilidad de deformación: Cuando la ductilidad se mide con respecto a la deformación unitaria de una fibra paralela al eje neutro de la sección.

Siempre debe indicarse el parámetro que se utilizó para determinar la ductilidad, pues el no hacerlo puede conducir a interpretaciones erradas, pues los diferentes valores de ductilidad no son directamente comparables.

Desde el punto de vista de la acción sísmica sobre el sistema estructural, se consideran dos demandas de ductilidad, la primera al desplazamiento global de una edificación y la correspondiente a la ductilidad a la curvatura.

El valor máximo de la ductilidad por desplazamiento que puede desarrollar un elemento se denomina capacidad dúctil y se define como el cociente entre la deformación última y la de fluencia y es una propiedad intrínseca de un material o una edificación.

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (1.7)$$

La demanda de ductilidad se define como la sollicitación más allá del límite elástico que impone una demanda de carga antes de la falla, que debe ser menor que la deformación última. La demanda de ductilidad por desplazamiento se define mediante:

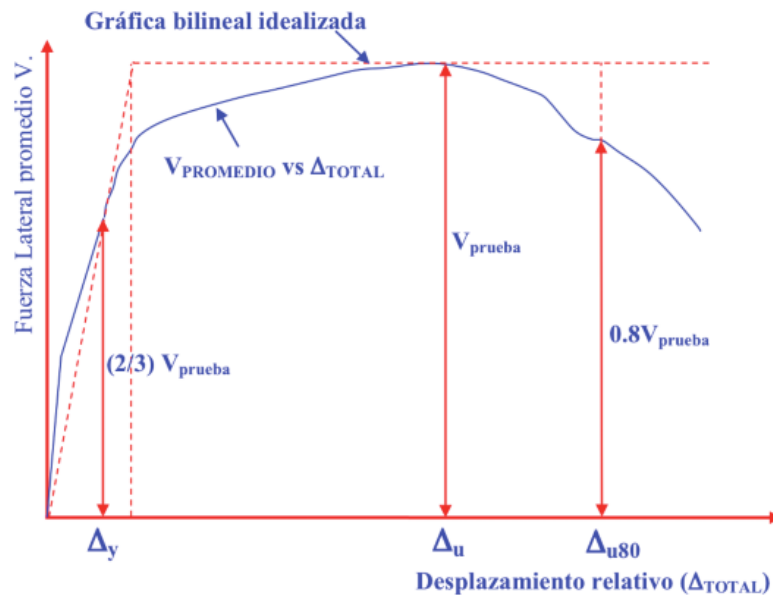
$$\mu = \frac{\delta_i}{\delta_y} \quad (1.8)$$

La ductilidad a la curvatura está asociada directamente con la capacidad de rotación de un elemento estructural sometido a la acción de un momento flector.

En el caso sísmico, el sistema estructural es sometido a violentos sacudimientos que implican desplazamientos horizontales de mayor o menor magnitud. Los desplazamientos horizontales imponen demandas de ductilidad al desplazamiento que conduce a rotaciones en las vecindades de los nudos, debido a los momentos flectores producidos por los desplazamientos horizontales conduciendo a la noción de demanda de ductilidad a la curvatura sobre los

elementos estructurales. Para efectos del presente proyecto la demanda de ductilidad la representaremos mediante las gráficas de ductilidad y la capacidad dúctil la hallaremos aplicando el método de Pan (1989) que no es más que la representación gráfica de la envolvente de los ciclos de histéresis, en donde la pendiente inicial es secante y se determina uniendo el origen con el punto donde se tiene una carga lateral igual a dos terceras partes del cortante máximo registrado durante el ensayo, a la deformación correspondiente a este valor se le denomina  $\Delta_y$  (Deformación de fluencia). La porción plástica de la gráfica pasa por la carga máxima y llega hasta el desplazamiento de falla que se define como el asociado a una disminución del 20% de la resistencia máxima registrada. Los términos a los cuales se hace referencia se pueden observar en la gráfica de la figura 1-22.

**Figura 1- 22:** Grafica idealizada para determinar la ductilidad en una conexión.



Fuente: Lateral displacement ductility of reinforced concrete flat-Slabs[15]

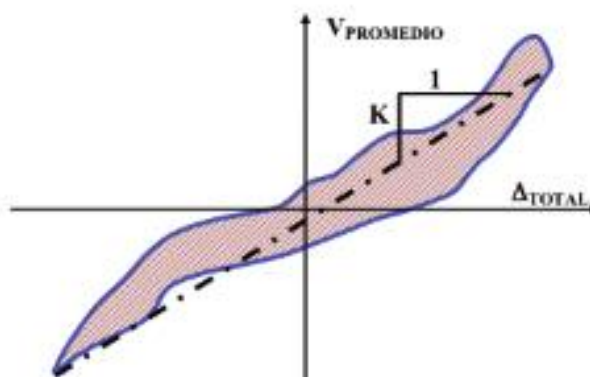
$$\mu = \frac{\Delta_{u80}}{\Delta_y} \quad (1.9)$$

### 1.5.3 Degradación de la rigidez

Como se indicó en la definición del comportamiento histéretico en las uniones, las fuerzas de compresión en un semiciclo y de tracción en el otro, implican el deterioro de la adherencia de las barras de refuerzo en la inmediata vecindad de las grietas. A medida que transcurren los ciclos, la pérdida de adherencia se propaga más lejos de las grietas. El deterioro de la adherencia se puede propagar dentro de los nudos de unión de vigas y columnas, porque que la misma barra es comprimida de un lado y estirada del otro dentro del mismo semiciclo de carga, fenómeno cuya dirección se invierte en el semiciclo siguiente contribuyendo a la degradación. El deterioro de la adherencia implica una mayor flexibilidad de la construcción, es decir, una degradación de la rigidez con implicaciones importantes en el proceso de absorción y disipación de la energía.

La rigidez se determina uniendo los puntos de máximo desplazamiento en el ciclo mediante una línea recta, la pendiente de la línea, calculada como la diferencia entre las fuerzas divididas entre la diferencia de desplazamiento, corresponde a la rigidez del ciclo. La rigidez pico a pico se define como la pendiente del diagrama fuerza lateral promedio versus desplazamiento total como se muestra en la figura 1-23.

**Figura 1- 23:** Representación de la rigidez pico a pico



Fuente: Estudio experimental de conexiones columna losa postensada aligerada [4]

Para comparar como se degrada la rigidez en los especímenes, se emplea una gráfica normalizada donde se divide la rigidez del ciclo entre la rigidez inicial (Rigidez del primer ciclo).

#### **1.5.4 Disipación de energía**

La disipación de energía, es la capacidad que tiene un sistema estructural, un elemento estructural, o una sección de un elemento estructural, de trabajar dentro del rango inelástico de respuesta sin perder su resistencia. Se cuantifica por medio de la energía de deformación que el sistema, elemento o sección es capaz de disipar en ciclos histéreticos consecutivos. Cuando hace referencia al sistema de resistencia sísmica de la edificación como un todo, se define por medio de coeficiente de capacidad de disipación de energía  $R$ .

A cada ciclo de histéresis, le corresponde una energía histéretica, parte sustancial de la cual se disipa al medio ambiente en forma de calor, por lo tanto ya no es aprovechable en el proceso de respuesta del elemento estructural frente a la acción de la carga externa. Entre mayor sea el área del ciclo de histéresis mayor la energía disipada, fenómeno que ocurre fundamentalmente en las uniones viga-columna de los sistemas estructurales de concreto reforzado; de allí que la integridad del nudo deba ser mantenida a toda costa. El trabajo interno desarrollado por las fuerzas resistentes se debe al producto del momento resistente por la rotación impuesta en cada ciclo del sacudimiento sísmico. Menos momento resistente implica, menos energía disipada ante una rotación determinada. La fricción entre las caras de la grieta que también disipa energía en forma de calor, pierde eficiencia muy rápido con la ampliación del espesor de las grietas.

En las condiciones impuestas por un sismo al sistema estructural, ensamblado a partir de la contribución de vigas, columnas y muros resistentes, cada semiciclo



de carga produce un deterioro de la rigidez, la resistencia y la capacidad de disipación de energía.

La energía histerética disipada se calcula para cada ciclo y se define como el área contenida en la curva “Fuerza versus desplazamiento total”, en la figura 1-23, corresponde al área sombreada.

La grafica de la disipación de energía se obtiene al relacionar la energía disipada en cada instante obtenida mediante la sumatoria acumulada del producto de la fuerza por la distancia y el desplazamiento acumulado como la sumatoria de los desplazamientos hasta el punto en consideración.

$$E_n = \sum_{i=1}^n F_i * \delta_i \quad (1.10)$$

$$\delta_n = \sum_{i=1}^n \delta_i \quad (1.11)$$

Donde:

E: Energía disipada

Fi: Lectura de carga

δi: Lectura de deformación

n: Numero de lecturas hasta el punto en consideración.

### 1.5.5 Índice de daño

El daño es el grado de degradación o destrucción causado por el sismo a una estructura. Desde el punto de vista estructural, generalmente se relaciona con deformaciones irrecuperable (inelásticas).

La evaluación y la interpretación del daño causado por los sismos surgen de la necesidad de cuantificar y explicar los efectos de este fenómeno sobre los diferentes tipos de estructuras existentes.

El índice de daño es una variable cualitativa de daño basada en la energía, cuya ecuación fue propuesta por Gossain (1977) calculada como se muestra en la ecuación (1.12).

$$I_D = I_w = \sum_{i=1}^n \frac{F_i * d_i}{F_y * d_y} \quad (1.12)$$

Donde:

$F_y$  = Fuerza de cedencia

$d_y$  = Desplazamiento de cedencia

$N$  = Numero de ciclos histéricos.

Generalmente se crean graficas del índice de daño, donde muestra la relación del índice de daño en valores de 0 a 1 y el desplazamiento acumulado.

## **2. MARCO EXPERIMENTAL**

### **2.1 GENERALIDADES**

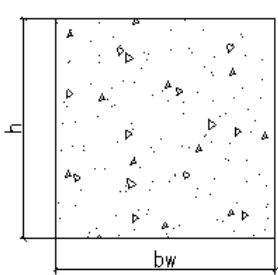
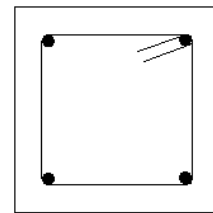
Para alcanzar el principal objetivo de este proyecto de grado, el cual consiste en estudiar el comportamiento ante cargas dinámicas, de uniones viga-columna tipo externas, con el refuerzo principal de las vigas anclado mediante adhesivo a las columnas, se elaboraron diez prototipos de unión viga-columna tipo externa en concreto reforzado, diseñada para que cumpliera con los lineamientos del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, para un grado de disipación de energía moderada (DMO), las cuales se construyeron a escala real, con condiciones de anclaje diferentes y se sometieron a cargas cíclicas aplicados en el extremo libre de la viga.

Este capítulo muestra las pautas de diseño con las que se llevaron a cabo esta investigación.

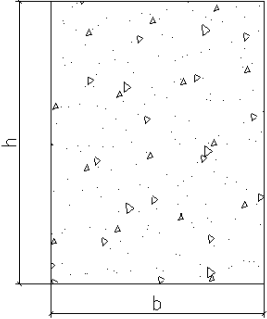
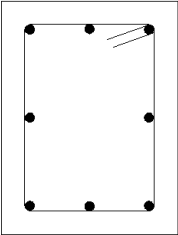
### **2.2 DIMENSIONAMIENTO Y CARACTERÍSTICAS DE LOS ESPECÍMENES**

Todos los elementos tipo viga y columnas fueron construidos utilizando los materiales y especificaciones indicadas en las tablas 2-1, 2-2 y 2-3, la diferencia entre los prototipos radica en la longitud de anclaje, en el confinamiento del nudo y el tipo de anclaje aplicado.

Tabla 2- 1: Pre-dimensionamiento de elemento tipo viga

<b>DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS TIPO VIGAS PARA PROTOTIPOS SEGÚN NSR-10 - CAPACIDAD MODERADA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA (DMO)</b>	
<p><b>CARACTERÍSTICA DE LOS MATERIALES</b></p> <p>Resistencia a la compresión del concreto (<math>f_c</math>)= 21 MPa Resistencia a la fluencia del acero (<math>f_y</math>)= 420 MPa</p> <p><b>SECCIÓN GEOMÉTRICA</b></p> <p>Base (<math>b_w</math>) 30 cm Altura (<math>h</math>) 30 cm Recubrimiento (<math>d'</math>) 5 cm Altura efectiva (<math>d</math>) 25 cm Longitud de viga ( Incluye unión ) 135 cm</p>	
<b>REFUERZO LONGITUDINAL MÍNIMO DE LA VIGA NSR 10 - C.21.3.4.3</b>	
$[A_s]_{min} = (0.25\sqrt{f_c}) / f_y b_w d = 2,05 \text{ cm}^2$ $A_{s min} = 1.4 * b_w * \frac{d}{f_y} = 2,50 \text{ cm}^2$	
<b>REFUERZO TRANSVERSAL DE LA VIGA NSR 10 - C.21.3.4.6</b>	
<b>Espaciamiento máximo de estribos en zona de confinamiento.</b>	
a)	$d/4 = 6,25 \text{ cm}$
b)	$8 * \phi_{d_b} = 12,72 \text{ cm}$
c)	$24 * \phi_{\xi} = 22,80 \text{ cm}$
e)	$30 \text{ cm} = 30,00 \text{ cm}$
<b>Longitud mínima en la zona de confinamiento del nudo</b>	
a)	$2h = 60,00 \text{ cm}$
<b>Espaciamiento máximo de estribos fuera de la zona de confinamiento C.21.3.4.8</b>	
a)	$d/2 = 12,50 \text{ cm}$
<b>ESPECIFICACIONES FINALES DE LA VIGA</b>	
	Ref. Principal Superior= 2 Varillas de 5/8" $A_s = 3,98 \text{ cm}^2$
	Ref. Principal inferior= 2 Varillas de 5/8" $A_s = 3,98 \text{ cm}^2$
	Longitud de zona de confinamiento: $L = 60,00 \text{ cm}$
	Espaciamiento de estribos en zona de confinamiento: - $\xi 3/8" \text{ C./ } 5 \text{ cm}$ Espaciamiento de estribos en zona no confinada: - $\xi 3/8" \text{ C./ } 10 \text{ cm}$

**Tabla 2- 2:** Pre-dimensionamiento de elemento tipo columna

<b>DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS TIPO COLUMNAS PARA PROTOTIPOS SEGÚN NSR-10 - CAPACIDAD MODERADA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA (DMO)</b>				
<b>CARACTERÍSTICA DE LOS MATERIALES</b>				
Resistencia a la compresión del concreto ( $f_c$ )=	21 MPa			
Resistencia a la fluencia del acero ( $f_y$ )=	420 MPa			
<b>SECCIÓN GEOMÉTRICA</b>				
Base (b)	30 cm			
Altura (h)	40 cm			
Área de la sección Transversal ( $A_g$ )=	1200 cm <sup>2</sup>			
Longitud de columna ( Incluye unión )	240 cm			
				
<b>REFUERZO LONGITUDINAL DE LA COLUMNA NSR 10 - C.21.3.5.2</b>				
$0.04 A_g$	$\leq$	$A_{st}$	$\geq$	$0.01 A_g$
48,00 cm <sup>2</sup>	$\leq$	$A_{st}$	$\geq$	12,00 cm <sup>2</sup>
<b>REFUERZO TRANSVERSAL DE LA COLUMNA NSR 10 - C.21.3.5.6</b>				
<b>Espaciamiento máximo de estribos en zona de confinamiento (<math>S_o</math>).</b>				
a)	$8 * \phi_{d_b}$	=	12,72 cm	
b)	$16 * \phi_{\xi}$	=	15,20 cm	
c)	$1/3 b$	=	10,00 cm	
e)	15 cm	=	15,00 cm	
<b>Longitud mínima de zona de confinamiento del nudo (<math>l_o</math>).</b>				
f)	$L/6$	=	35,00 cm	
g)	$h$	=	40,00 cm	
h)	50 cm	=	50,00 cm	
<b>Espaciamiento máximo de estribos fuera de la zona de confinamiento C.21.3.5.11</b>				
a)	$2 S_o$	=	20,00 cm	
<b>ESPECIFICACIONES FINALES DE LA COLUMNA</b>				
	Ref. Principal=	8 Varillas de 5/8"	$A_s =$	15,92 cm <sup>2</sup>
	Longitud de zona de confinamiento :	$l_o =$		50,00 cm
	Espaciamiento de estribos en zona de confinamiento del nudo:			
	- $\xi$ 3/8" C./ 10 cm			
	Espaciamiento de estribos fuera de la zona de confinamiento del nudo:			
	- $\xi$ 3/8" C./ 20 cm			

**Tabla 2- 3:** Pre-dimensionamiento de la unión viga columna

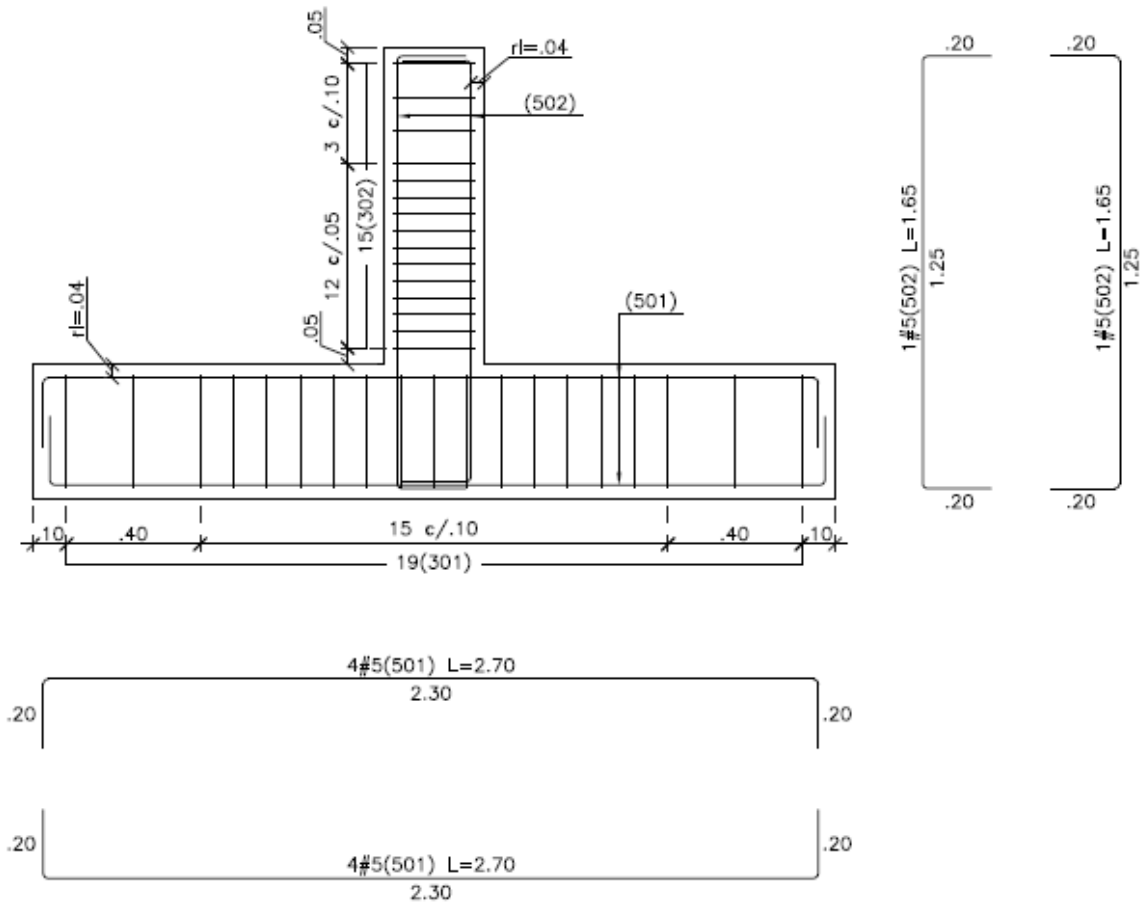
<b>PREDIMENSIONAMIENTO DE UNIÓN VIGA COLUMNA NUDO EXTERIOR SEGÚN NSR-10 - CAPACIDAD MODERADA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA (DMO)</b>	
<b>CARACTERÍSTICA DE LOS MATERIALES</b>	
Resistencia a la compresión del concreto (f'c)=	21 MPa
Resistencia a la fluencia del acero (fy)=	420 MPa
<b>SECCIÓN GEOMÉTRICA Y REFUERZO EN VIGA</b>	
Base (b)	30 cm
Altura (h)	30 cm
Recubrimiento ( d' )	5 cm
Altura efectiva ( d )	25 cm
Longitud de viga ( Incluye unión )	135 cm
Ref. Principal Superior= 2 Varillas de 5/8" A <sub>s</sub> =	3,98 cm <sup>2</sup>
Ref. Principal inferior= 2 Varillas de 5/8" A <sub>s</sub> =	3,98 cm <sup>2</sup>
Espaciamiento de estribos en zona de confinamiento: - ξ 3/8" C./ 5 cm	
<b>SECCIÓN GEOMÉTRICA Y REFUERZO EN COLUMNA</b>	
Base (b)	30 cm
Altura (h)	40 cm
Área de la sección Transversal ( A <sub>g</sub> )=	1200 cm <sup>2</sup>
Longitud de columna ( Incluye unión )	240 cm
Ref. Principal= 8 Varillas de 5/8" A <sub>s</sub> =	15,92 cm <sup>2</sup>
Espaciamiento de estribos en zona de confinamiento del nudo: - ξ 3/8" C./	
Recubrimiento	4 cm
Base área confinada bc=	22 cm
Altura área confinada hc=	32 cm
<b>REFUERZO TRANSVERSAL DEL NUDO NSR 10 - C.21.3.5.7 NSR 10 C.12.5</b>	
<b>Espaciamiento máximo de estribos en zona de confinamiento (S<sub>o</sub>).</b>	
a)	8*∅d <sub>b</sub> = 12,72 cm
b)	16*∅ξ = 15,20 cm
c)	1/3 b = 10,00 cm
e)	15 cm = 15,00 cm
<b>Revisión de área de estribos</b>	
Numero de ramas estribos	= 2
Área de refuerzo estribos A <sub>sh</sub>	= 1,42 cm <sup>2</sup>
Área de sección núcleo confinado A <sub>ch</sub>	= 704 cm <sup>2</sup>
$A_{sh1} \quad A_{sh} = 0.2 \frac{sb_c f'_c}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad A_{sh2} \quad A_{sh} = 0.06 \frac{sb_c f'_c}{f_{yt}}$	
A <sub>sh1</sub> =	1,55 cm <sup>2</sup>
A <sub>sh2</sub> =	0,66 cm <sup>2</sup>
A <sub>sh</sub> ≈	1,55 cm <sup>2</sup> o.k
<b>Revisión de longitud de anclaje</b>	
L <sub>dh</sub> =	$\left( 0.24 \psi_e f_y / \lambda \sqrt{f'_c} \right) d_b * 0,7 = 24 \text{ cm}$
Sección crítica en el borde del nudo confinado	
hc =	29 cm Los 40 cm de la columna son suficientes

## 2.3 CONDICIONES DE ANCLAJE

### 2.3.1 Uniones monolíticas (PUM)

Se fabricaron dos (2) uniones viga-columna fundidas monolíticamente, con longitud de anclaje de 35 cm más gancho. (Ver anexo B)

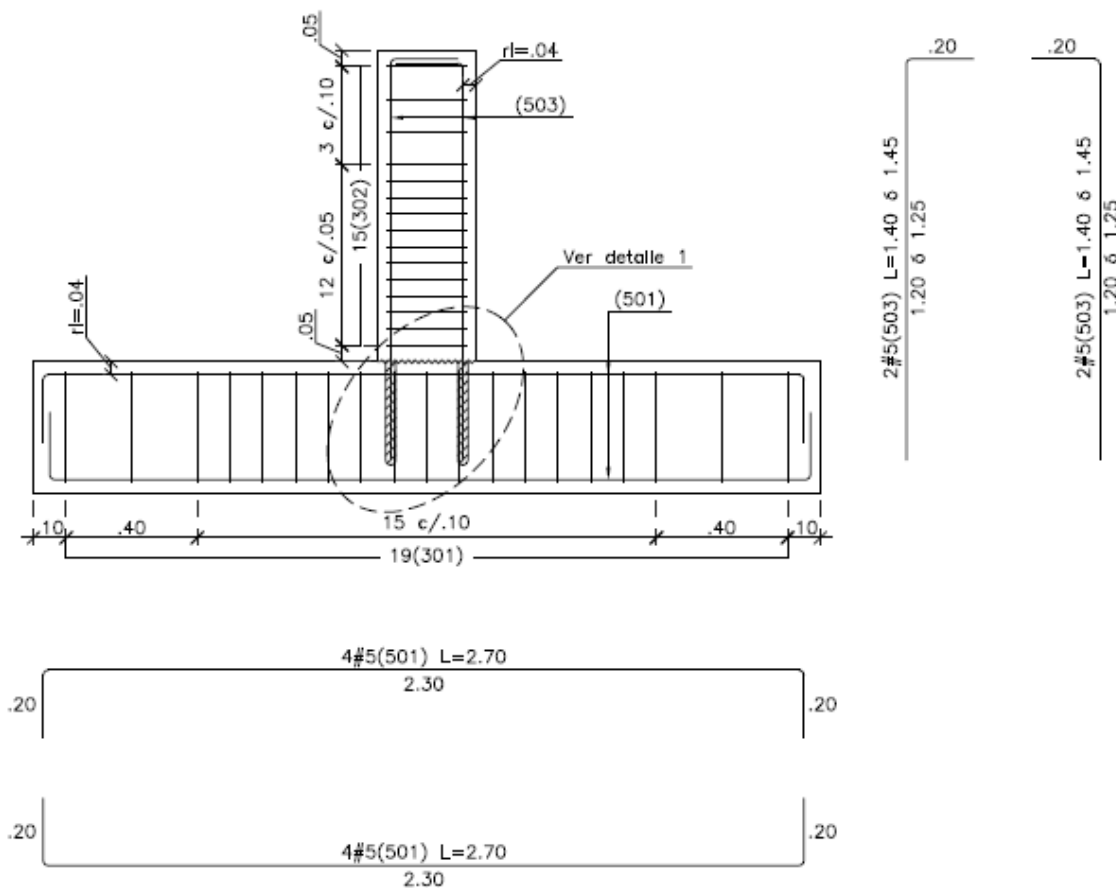
Figura 2- 1: Refuerzo unión monolítica



### 2.3.2 Uniones viga columna con anclaje epóxico con zona de confinamiento (AEZC)

Se fabricaron cuatro (4) uniones vigas-columnas, fundidas en dos etapas, anclando el refuerzo de la viga mediante material epóxico, en la zona de confinamiento del nudo (50 cm a cada lado de la viga con separación de 10 cm entre estribos de confinamiento), 2 prototipos por cada longitud de anclaje propuesto (30 cm y 35 cm), tal como se puede observar en figura 2-2. (Ver anexo B)

**Figura 2- 2:** Refuerzo de unión viga columna con anclaje epóxico en zona de confinamiento

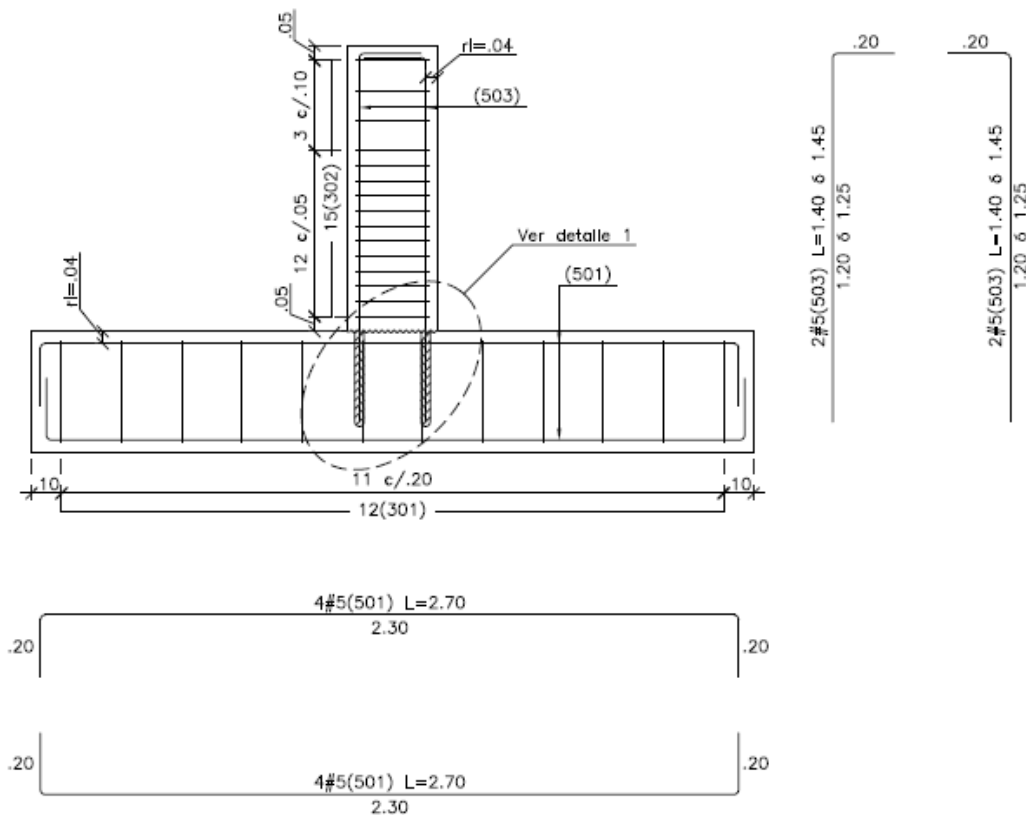




### 2.3.3 Uniones viga columna con anclaje epóxico sin zona de confinamiento (AENC)

Se fabricaron cuatro (4) uniones vigas-columnas, fundidas en dos etapas, anclando el refuerzo de la viga mediante material epóxico en la columna, dejando a cada lado de la viga una separación de 20 cm entre estribos, 2 prototipos por cada longitud de anclaje propuesto (30 cm y 35 cm).(ver anexo B)

**Figura 2- 3:** Refuerzo unión viga columna con anclaje epóxico sin zona de confinamiento



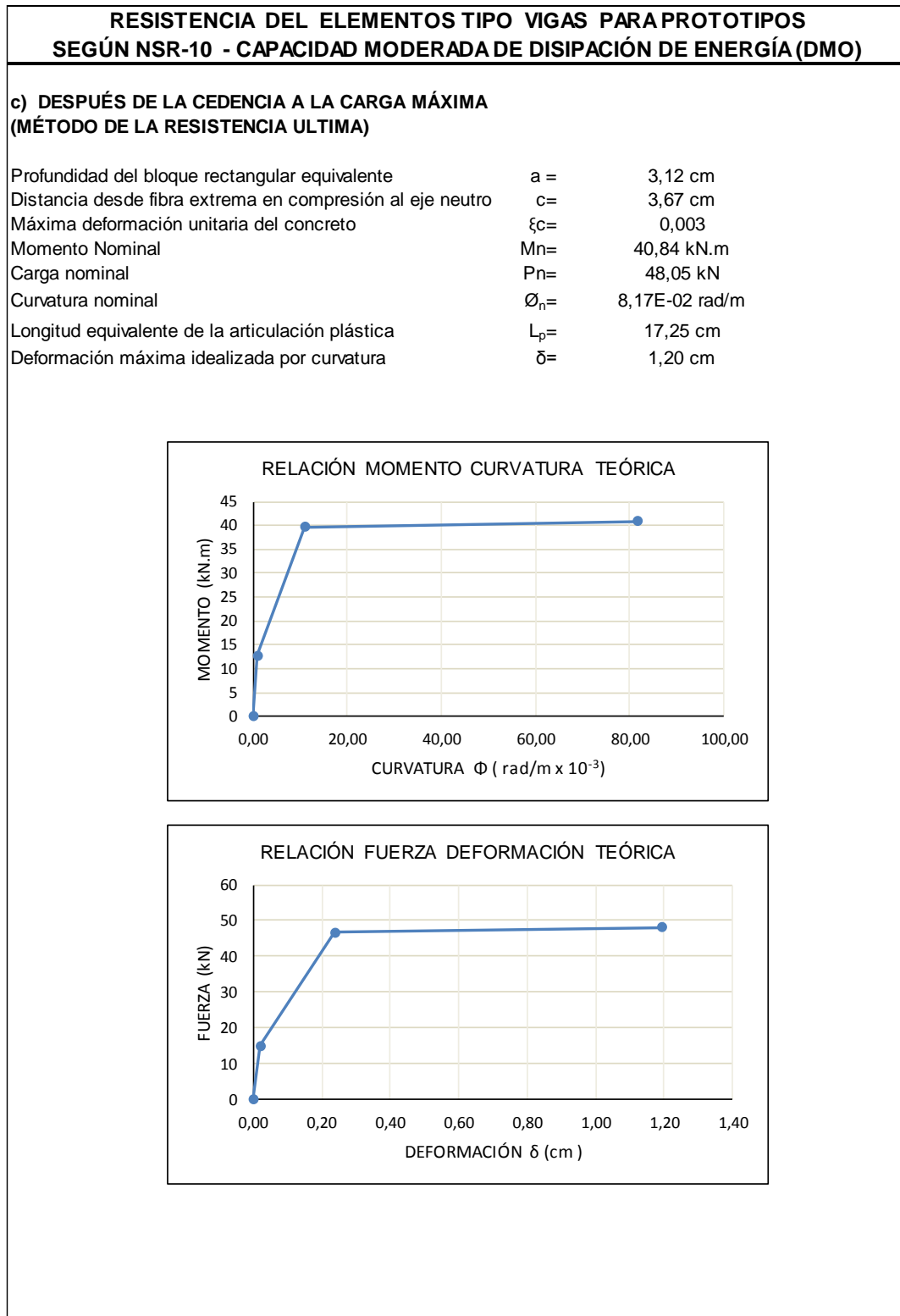
## 2.4 RESISTENCIA PROBABLE DE LOS ELEMENTOS

Definida las dimensiones y características estructurales de los prototipos, se presenta a continuación en la tabla 2-4, el análisis teórico, según lo establecido en los códigos de diseño y la NSR-10.

Tabla 2- 4: Resistencia teórica de elementos tipo viga

<b>RESISTENCIA DEL ELEMENTOS TIPO VIGAS PARA PROTOTIPOS SEGÚN NSR-10 - CAPACIDAD MODERADA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA (DMO)</b>			
<b>CARACTERÍSTICA DE LOS MATERIALES</b>			
Resistencia a la compresión del concreto ( $f_c$ )=		21,0 MPa	
Resistencia a la fluencia del acero ( $f_y$ )=		420 MPa	
Modulo de elasticidad del concreto ( $E_c$ )=		21538 MPa	
Modulo de elasticidad del acero ( $E_s$ )=		200000 MPa	
<b>SECCIÓN GEOMÉTRICA Y REFUERZO</b>			
Base ( $b_w$ )		30 cm	
Altura ( $h$ )		30 cm	
Recubrimiento ( $d'$ )		4 cm	
Altura efectiva ( $d$ )		26 cm	
Longitud de viga ( Incluye unión )		135 cm	
Longitud del voladizo de viga		85 cm	
Ref. Principal Superior= 2 Varillas de 5/8" $A_s'$ =		3,98 cm <sup>2</sup>	
Cuantía Superior		0,0051	
Ref. Principal inferior= 2 Varillas de 5/8" $A_s$ =		3,98 cm <sup>2</sup>	
Cuantía inferior		0,0051	
<b>DETERMINACIÓN TEÓRICA DE LA RELACIÓN-MOMENTO CURVATURA</b>			
<b>a) ANTES DEL AGRIETAMIENTO DEL CONCRETO (TEORÍA ELÁSTICA-METODO DE SECCIÓN TRANSFORMADA)</b>			
Momento de Inercia de la sección total	$I_g$ =	67500	cm <sup>4</sup>
Relación de módulos de elasticidad	$n$ =	9,29	
Profundidad del eje neutro	$X$ =	6,87 cm	
Momento de Inercia de la sección fisurada	$I_{cr}$ =	16814,19	cm <sup>4</sup>
Distancia desde el eje centroidal hasta la fibra extrema	$y_t$ =	15,00 cm	
Modulo de rotura del concreto	$f_r$ =	2,84 MPa	
Momento de agrietamiento por flexión	$M_{cr}$ =	<b>12,79 kN.m</b>	
Carga de agrietamiento	$P_{cr}$ =	<b>15,04 kN</b>	
Curvatura de agrietamiento	$\phi_{cr}$ =	<b>8,8E-04 rad/m</b>	
Deformación	$\delta$ =	<b>0,021 cm</b>	
<b>b) DESPUÉS DEL AGRIETAMIENTO DEL CONCRETO A LA PRIMERA CEDENCIA (MÉTODO ESFUERZOS ADMISIBLES)</b>			
Eje neutro en función de la cantidad de refuerzo	$k$ =	0,26	
Profundidad del eje neutro	$kd$ =	6,87 cm	
Constante en función de $k$	$j$ =	0,91 cm	
Brazo del par interior resistente	$jd$ =	23,71 cm	
Momento de fluencia	$M_y$ =	<b>39,64 kN.m</b>	
Carga de fluencia	$P_y$ =	<b>46,63 kN</b>	
Curvatura de fluencia	$\phi_y$ =	<b>1,10E-02 rad/m</b>	
Momento de Inercia efectivo	$I_e$ =	18515,42	cm <sup>4</sup>
Deformación	$\delta$ =	<b>0,24 cm</b>	

Tabla 2-4: Continúa



## 2.5 PROCESO CONSTRUCTIVO

El proceso constructivo de los prototipos se realizó en tres etapas:

ETAPA 1. Construcción de los elementos tipo columna.

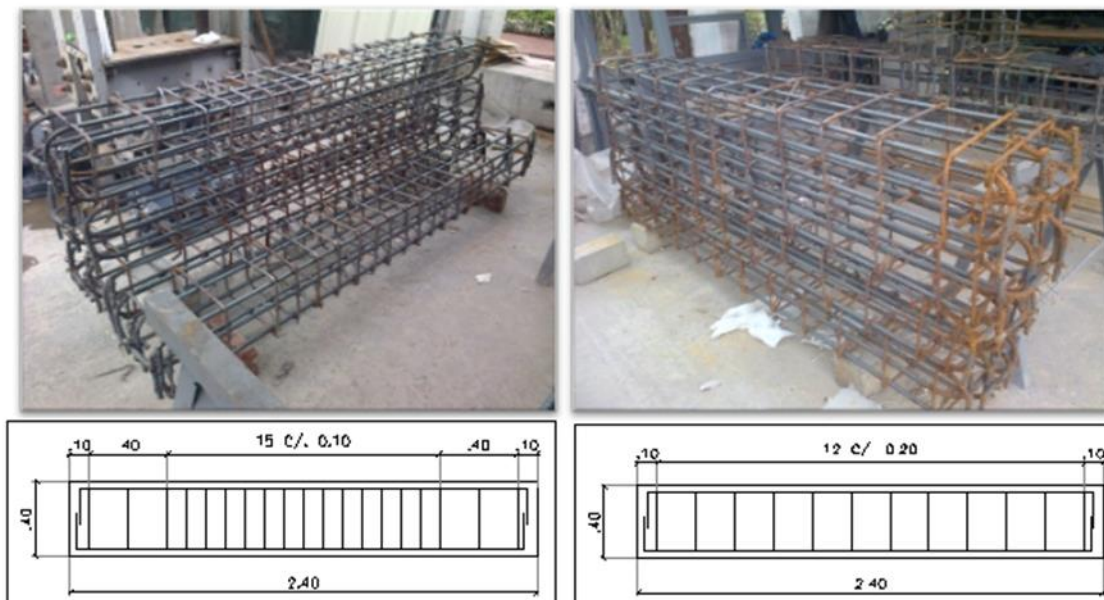
ETAPA 2. Construcción de los elementos tipo viga.

ETAPA 3. Construcción de las uniones monolíticas.

### 2.5.1 Primera etapa - Columnas

El proceso constructivo de las columnas se inició con el armado del refuerzo, previamente figurado, teniendo en cuenta la distribución del refuerzo principal y la separación de los estribos indicada en los planos, ver anexo B, cuatro canastas de columna con zona de confinamiento en el nudo y cuatro sin zona confinada. A continuación en la fotografía 2-1, se presenta el refuerzo armado de los elementos tipo columna.

**Fotografía 2- 1:** Armado de refuerzo elementos tipo columna



(a) Columna con zona confinada

(b) Columna sin zona confinada

Como se puede observar en la fotografía 2-2, una vez verificada la cantidad y espaciamiento del refuerzo, se procedió a armar las formaletas utilizando tablas de madera, asegurándose mediante listones y alambre entorchado para evitar que se deforme la formaleta durante el vaciado del concreto. Se le aplicó aceite a la formaleta, para evitar que el concreto se adhiriera a la misma y permitir un buen acabado; se ubicó el refuerzo dentro de la formaleta previniendo de dejar el recubrimiento necesario (4 cm) respecto a los flejes, en todos los constados.

**Fotografía 2- 2:** Colocación del refuerzo dentro de la formaleta



Ajustada la dosificación a las condiciones y característica de los materiales respecto a la humedad, se dio inicio a la preparación de la mezcla. El agua se dosificó en volumen, el cemento y los agregados en peso.

La mezcla de los componentes del concreto se realizó en mezcladora tipo trompo, obteniéndose una mezcla homogénea y manejable. Los controles de calidad de la mezcla se realizaron aplicando la norma ICONTEC 396 para la medición de la trabajabilidad, (Ensayo de Asentamiento) y la norma ICONTEC 550 y 673 en

donde se describen los métodos de elaboración y ensayo de las probetas para la determinación de la resistencia a la compresión del concreto, en la fotografía 2-3, se evidencia los ensayos realizados al concreto.

**Fotografía 2- 3:** Ensayos realizados al concreto



(a) Ensayo de asentamiento

(b) Elaboración de cilindros

El vaciado del concreto se realizó en capas de aproximadamente 15 cm. A cada capa y a la unión entre ellas se le aplicó vibración, para darle uniformidad a la mezcla, tal como se puede observar en la fotografía 2-4. Una vez terminado el vaciado del concreto de la columna, e iniciado el fraguado del concreto se le aplicó agua constantemente para su curado.

**Fotografía 2- 4:** Vibrado del concreto.



### 2.5.2 Ensayo de extracción de anclajes

Con el objeto de seleccionar el adhesivo epóxico a emplear en los anclajes, se realizó ensayos de extracción, a tres marcas comerciales de productos epóxicos en Colombia. El ensayo de extracción se basó en la Norma ASTM C900, “Standard Test Method for Pullout Strength of Hardened Concrete”, este método determina la resistencia a la extracción de una barra en concreto endurecido midiendo la fuerza requerida para extraerla. Para la realización de este ensayo se elaboraron, 12 bloques de concreto simple, de sección cuadrada de 30x30 cm y 40 cm de profundidad, utilizando el diseño de mezcla aplicado en la elaboración de los especímenes tipo columna, con resistencia a la compresión de  $f'_c = 21$  MPa. A los cuales se les anclaron, barras de 5/8" una vez alcanzada la resistencia a los 28 días. El anclaje tipo químico se realizó, utilizando el material y especificaciones indicados en la tabla 2-5.

**Tabla 2- 5:** Configuración de los ensayos de extracción

ADHESIVO	MUESTRA	Ø BARRA	Ø ORIFICIO	PROFUNDIDAD ANCLAJE	CONDICION			
				( cm )				
1	S1-30	5/8"	3/4"	30	SOPLADO CON AIRE SECO Y CEPILLADO			
	S2-30			30				
	S1-35			35				
	S2-35			35				
2	H1-30						30	
	H2-30						30	
	H1-35						35	
	H2-35						35	
3	T1-30						30	
	T2-30						30	
	T1-35						35	
	T2-35						35	

- **Proceso constructivo de los especímenes para ensayo de extracción**

La elaboración del concreto se realizó, siguiendo el procedimiento indicado en la etapa de fabricación de los elementos tipo columna, utilizando el mismo diseño de mezcla para la obtención del concreto con resistencia a la compresión de  $f'_c=21$  MPa, al igual que la etapa 1, se le realizó control de manejabilidad y resistencia. En la fotografía 2-5, se observa la formaleta y vibrado del concreto utilizado en la elaboración de los macizos.

**Fotografía 2- 5:** Fundida de macizos para ensayo de extracción



Cumplido los 28 días de resistencia del concreto, se procedió a realizar los orificios, utilizando taladro y broca con punta de carburo de tungsteno de  $\frac{3}{4}$  de pulgada de diámetro, no sin antes haber programado y marcado la profundidad de anclaje; en total se realizaron 6 bloques de concreto con 30 cm de profundidad de anclaje y 6 bloques con 35 cm de profundidad.



**Fotografía 2- 6:** Localización y perforación en macizos para anclaje

Cada perforación fue limpiada con aire a presión y se introdujo un cepillo de cerda de alambre o churrusco para limpiar completamente la superficie. En la fotografía 2-7, se observa el proceso de limpieza de los orificios mediante la aplicación de aire a presión.

**Fotografía 2- 7:** Limpieza con aire a presión de orificios

Las perforaciones fueron rellenas con el adhesivo correspondiente, proporcionado, mezclado y colocado atendiendo estrictamente las recomendaciones y limitaciones del fabricante, luego de lo cual se introdujo las barras en los orificios, hasta alcanzar la profundidad de anclaje. En la fotografía 2-8, se muestra el espécimen de ensayo, para cada uno de los tipos de adhesivos utilizados.

### ▪ Ensayo de extracción

Para la extracción de las barras, se utilizó la máquina de ensayos shimadzu, de capacidad 1000 kN a tensión, del laboratorio de materiales de la Escuela Colombiana de Ingeniería “-Julio Garavito-”, el ensayo consistió básicamente en ajustar la barra en las mordazas de la máquina, una vez realizado el montaje se aplica la fuerza de tensión a la barra, que está insertada en el concreto, provocando la extracción de la misma. La carga y el deslizamiento es registrada a intervalos hasta que la barra alcance el punto de cedencia o que el concreto o la barra se deslicen o que se fracture el concreto.

**Fotografía 2- 8:** Anclajes con los diferentes adhesivos utilizados en el ensayo de extracción



(a) Barras ancladas en Macizos con adhesivo 1



(b) Barras ancladas en Macizos con adhesivo 2



(c) Barras ancladas en macizos con adhesivo 3

Para identificar el tipo de falla que se presentó en el ensayo de los macizos, se realizó una revisión bibliográfica previa, de la cual se hace referencia en el capítulo 1.3.3 Comportamiento de anclajes, de esta forma se logró clasificar el tipo de falla presentada en los especímenes de acuerdo a lo mostrado en la figura 1-14 y sus posibles combinaciones.

**Fotografía 2- 9:** Ensayo de extracción realizado a los diferentes anclajes



(a) Ensayo de extracción para anclaje con adhesivo 1



(b) Ensayo de extracción para anclaje con adhesivo 2



(c) Ensayo de extracción para anclaje con adhesivo 3

Con el ensayo se determinó la capacidad del sistema en general (barras - Epóxico-Concreto). En la tabla 2-6, se observan dichos resultados.

**Tabla 2- 6:** Resultados de ensayos de extracción.

MUESTRA	Ø BARRA	ADHESIVO	PROFUNDIDAD ANCLAJE	RESISTENCIA A LA EXTRACCIÓN	RESISTENCIA A LA EXTRACCIÓN PROM	ESFUERZO DE TENSIÓN	ÁREA EXPUESTA DEL ADHESIVO	ADHERENCIA DEL ADHESIVO	% DE EFICIENCIA	CONDICIÓN FINAL DEL ANCLAJE
			( cm )	( Kg <sub>f</sub> )	( Kg <sub>f</sub> )	( Kg <sub>f</sub> /cm <sup>2</sup> )	( cm <sup>2</sup> )	( Kg <sub>f</sub> /cm <sup>2</sup> )	( * )	
S1-30	5/8"	1	30	7970	7905	3972	150	53	97%	Falla por agrietamiento del concreto
S2-30				7840						Falla por agrietamiento del concreto
S1-35			35	9320	8670	4357	175	50	98%	Falla por agrietamiento del concreto
S2-35				8020						Falla por agrietamiento del concreto
H1-30		2	30	8180	8140	4090	150	54	100%	Fisuración en forma de cuña
H2-30				8100						Fisuración en forma de cuña
H1-35			35	8380	8835	4440	175	51	100%	Fisuración en forma de cuña
H2-35				9290						Fisuración en forma de cuña
T1-30		3	30	7410	6890	3462	150	46	85%	Falla por agrietamiento del concreto
T2-30				6370						Falla por agrietamiento del concreto
T1-35			35	8460	8310	4176	175	48	94%	Falla por agrietamiento del concreto
T2-35				8160						Falla por agrietamiento del concreto

(\*) Calculados en base al de mejores resultados

Con los resultados obtenidos en los ensayos de extracción, se puede observar que el adhesivo 2, fue el que presento mejor comportamiento tanto para la profundidad de anclaje de 35 cm, como para la de 30 cm, sin embargo haciendo análisis de costo-beneficio, se decidió continuar el proyecto experimental, utilizando el adhesivo 1, quien presentó en sus resultados, el segundo mejor comportamiento, y solo varia en un 3% con respecto al adhesivo 2. Por otra parte, comparando los resultados con el valor de la fluencia teórica 4200 kgf/cm<sup>2</sup>, para la barra de 5/8" de diámetro, se observa que, en el caso de la profundidad de anclaje de 35 cm, es superada en un 3.7% por el adhesivo 1, lo que indica

una adherencia satisfactoria del sistema en general (barra-epóxico-concreto). En cuanto a los resultados obtenidos para la profundidad de anclaje de 30 cm, se observa que ningún producto epóxico, logra superar al valor de la fluencia teórica y que para el caso del adhesivo 1 tan solo difiere en un 5.7%.

### 2.5.3 Segunda etapa-elementos tipo viga

Seleccionado el adhesivo epóxico y cumplidos los 28 días de fraguado del concreto de los elementos tipo columna, se procedió a realizar la segunda etapa, para la construcción de los prototipos unión viga-columna. El proceso constructivo inició con el anclaje de las barras del refuerzo principal de las vigas en las columnas, para ello se realizaron las perforaciones utilizando taladro y broca con punta de carburo de tungsteno de  $\frac{3}{4}$  de pulgada de diámetro, no sin antes haber programado y marcado la profundidad de anclaje según el tipo de unión que se deseaba realizar (Uniones con o sin zona de confinamiento en el nudo) y con profundidades de anclaje de 30 y 35 cm. En la fotografía 2-10 se observa dicho procedimiento.

**Fotografía 2- 10:** Perforación realizada a los elementos tipo columna



Cada perforación fue limpiada con aire a presión y cepillada con un churrusco o cepillo de cerda de alambre, dejando así la superficie de contacto libre de sedimentos proveniente de la perforación (Ver fotografía 2-11).

Siguiendo las recomendaciones y limitaciones del fabricante del adhesivo seleccionado, se anclaron las barras del refuerzo principal de la viga en la columna. Posteriormente se inició con el armado del refuerzo, previamente figurado, teniendo en cuenta la separación de los estribos indicada en los planos, ver fotografía 2-12.

**Fotografía 2- 11:** Limpieza con chorro de aire y cepillado de los orificios.



**Fotografía 2- 12:** Armado del refuerzo de vigas ancladas con epóxico



Una vez verificada la cantidad y espaciamiento del refuerzo, se procedió a armar las formaletas utilizando tablas de madera, asegurándose mediante listones y alambre entorchado para evitar que se deformara la formaleta durante el vaciado del concreto.

Se le aplicó aceite a la formaleta, para evitar que el concreto se adhiriera a la misma y permitir un buen acabado; como etapa previa a la fundida, se escarificó la superficie de contacto entre la viga y la columna dejando una textura rugosa, libre de partes sueltas, polvo u otro contaminante, a esta superficie se le aplicó un adhesivo epóxico que sirvió como puente de adherencia para la unión de concreto fresco con el concreto endurecido.

Posteriormente se ubicó la formaleta previniendo de dejar el recubrimiento necesario (4 cm) respecto a los flejes, en todos los constados. En la fotografía 2-13, se observa el proceso de aplicación de aceite a la formaleta y el prototipo dispuesto con la superficie rugosa para la aplicación del adhesivo que sirvió como puente de adherencia.

**Fotografía 2- 13:** Aplicación de aceite a la formaleta y puente de adherencia a los especímenes.



Ajustada la dosificación a los materiales componentes de la mezcla del concreto a las condiciones y característica de los materiales respecto a la humedad, se dió inicio a la preparación de la mezcla. Al igual que la columna, la mezcla de los componentes del concreto se realizó en mezcladora tipo trompo, obteniéndose una mezcla homogénea y manejable. Los controles de calidad de la mezcla se realizaron aplicando la norma ICONTEC 396 para la medición de la trabajabilidad, (Ensayo de Asentamiento) y la norma ICONTEC 550 y 673.

El vaciado del concreto se realizó en capas de aproximadamente 20 cm de espesor, teniendo en cuenta de no segregar los materiales. A cada capa y a la unión entre ellas se le aplicó vibración, para darle uniformidad a la mezcla. Una vez terminada la fundida de la viga, e iniciado el fraguado del concreto se le aplicó agua constantemente para su curado.

#### **2.5.4 Tercera etapa - Uniones Monolíticas**

Con el fin de tener un punto de comparación, se construyeron dos uniones, monolíticas diseñadas de acuerdo a los requerimientos de la NSR-10. A continuación se indica el proceso constructivo de las mismas.

El proceso constructivo de las uniones monolíticas se inició con el armado del refuerzo, previamente figurado, teniendo en cuenta la distribución del refuerzo principal y la separación de los estribos indicada en los planos, ver anexo B.

Una vez verificada la cantidad y espaciamiento del refuerzo, se procedió a armar las formaletas utilizando tablas de madera, asegurándose mediante listones y alambre entorchado para evitar que se deformara la formaleta durante la fundida. Se le aplicó aceite a la formaleta, para evitar que el concreto se adhiriera a la misma y permitir un buen acabado; se ubicó el refuerzo dentro de la formaleta previniendo de dejar el recubrimiento necesario (4 cm) respecto a los flejes, en todos los constados. A continuación se observa en las fotografías 2-14 y 2-15, el



refuerzo armado de la una unión viga columna y su ubicación dentro de la formaleta.

**Fotografía 2- 14:** Armado del refuerzo unión monolítica



**Fotografía 2- 15:** Disposición del refuerzo unión monolítica



La preparación, los controles de calidad, la fundida y el curado del concreto se realizaron siguiendo los mismos procedimientos expuestos para la fabricación de los otros prototipos y en la fotografía 2-16 se muestra el resultado de dicha actividad.

**Fotografía 2- 16:** Espécimen terminado unión monolítica



## 2.6 EQUIPO Y MONTAJE PARA LA PRUEBA EXPERIMENTAL

### 2.6.1 Equipos

Para la realización de los ensayos dinámicos, se contó con el marco de carga y equipos del sistema de adquisición de datos perteneciente al laboratorio de materiales y estructuras de la Escuela Colombiana de Ingeniería “-Julio Garavito-”. En el marco de carga se encuentra instalado el actuador dinámico o gato hidráulico operado por una bomba servo controlada, el cual se encarga de aplicar mediante un sistema automatizado las cargas o desplazamientos a los especímenes. Para la medición de los desplazamientos se utilizaron LVDTs transductores electromecánicos del tipo Linear Variable Differential Transducers, los cuales se conectan a un equipo de recolección automática de datos y se manejan a través de un software especializado.

### 2.6.2 Montaje

Una vez ubicado el prototipo sobre el marco metálico de carga, se procedió a sujetar los especímenes mediante la utilización de soportes metálicos, los cuales restringen el desplazamiento lateral horizontal del espécimen garantizando las condiciones de apoyo, ver fotografía 2-17.

**Fotografía 2- 17:** Montaje de especímenes



Para sujetar el cabezote del gato hidráulico o actuador dinámico a la viga del espécimen fue necesario ubicar dos barras de  $\frac{3}{4}$ " de diámetro y platinas de tal forma que abrazaran la viga, tal como se puede observar en la fotografía 2-18. Este sistema de sujeción no fue necesario modificar para que se comportara como una rótula ya que internamente el cabezote del gato hidráulico tiene una esfera que le permite la rotación en las tres direcciones y de esta forma garantizar la transmisión de la fuerza ejercida por el gato a la viga.

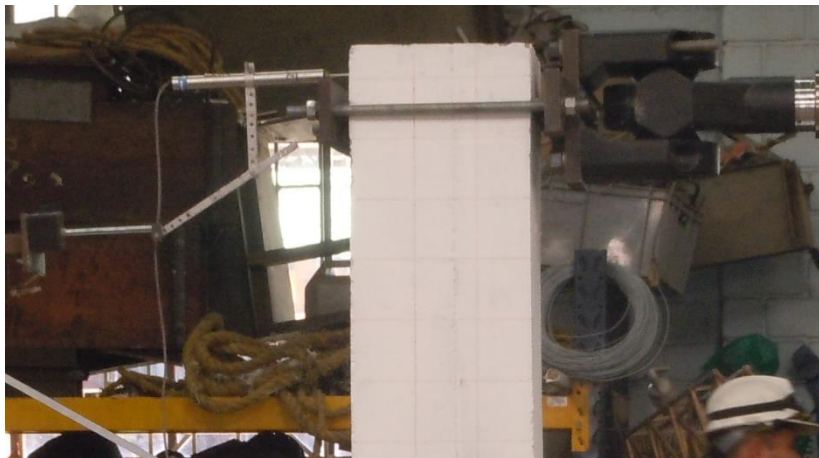
**Fotografía 2- 18:** Fijación del espécimen al gato hidráulico



Para tomar lecturas de desplazamientos se instalaron 4 transductores electromecánicos. A continuación se describe la referencia y recorrido de los transductores electromecánicos LVDTs, utilizados en los ensayos, la localización y el objetivo de su aplicación.

**LVDTsMG5065:** Localizado horizontalmente sobre la cara y eje de la viga a 10 cm de la parte externa del voladizo, de acuerdo a lo mostrado en la fotografía 2-19. Fue el encargado de tomar las lecturas del desplazamiento lateral horizontal, generado por la aplicación de la carga cíclica suministrada con el actuador dinámico. El recorrido máximo que puede realizar es de 100 mm, y debido al comportamiento cíclico de la carga, se posicionó para que tuviera un recorrido hacia la derecha y hacia la izquierda de 50 mm.

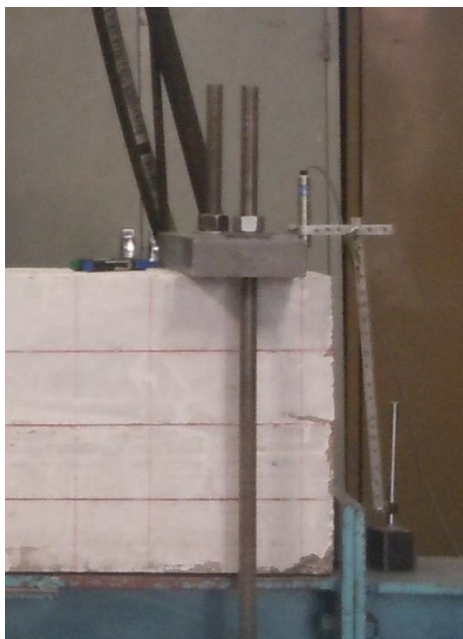
**Fotografía 2- 19:** Ubicación de LVDTs MG5065



**LVDTs MG5040:** Localizado horizontalmente en el eje de la viga a 10 cm de la cara interna de la columna. Fue el encargado de tomar las lecturas del desplazamiento relativo respecto al desplazamiento tomado con el LVDTs MG5065. El recorrido máximo que puede realizar es de 50 mm, y debido al comportamiento cíclico de la carga, se posicionó para que tuviera un recorrido hacia la derecha y hacia la izquierda de 25 mm.

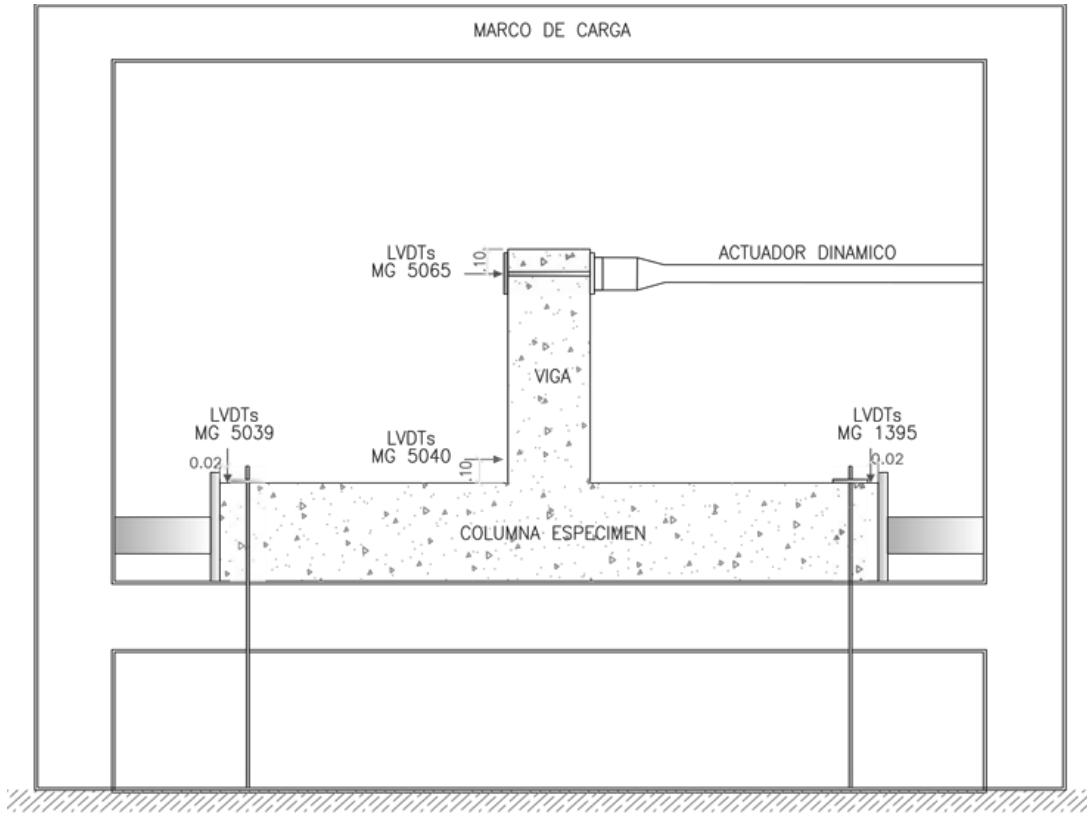
**Fotografía 2- 20:** Localización de LVDTs MG5040

LVDTs MG5039 y LVDTs MG1395. Localizados verticalmente en el eje la cara superior de la columna a 2 cm de su borde izquierdo. Fue el encargado de tomar las posibles lecturas del desplazamiento vertical en los apoyos. El recorrido máximo que pueden realizar es de 25mm.

**Fotografía 2- 21:** Localización de LVDTs MG5039 y LVDTs MG1395

En la figura 2-4, se muestra de una forma esquemática la localización de los LVDTs utilizados en los ensayos dinámicos de carga.

**Figura 2- 4** Localización general de los transductores electromecánicos



## 2.7 APLICACIÓN DE LA CARGA

Para observar el comportamiento de las conexiones diseñadas y fabricadas en este proyecto de grado, ante sollicitaciones dinámicas, se sometió cada uno de los especímenes a un ensayo que consiste en imponer en el extremo de la viga en voladizo, una carga o desplazamiento oscilante, es decir, que cambia de dirección siguiendo un protocolo de carga. Esta carga o desplazamiento aplicado correspondería a la fuerza cortante generada en las vecindades del nudo cuando hay desplazamientos laterales de una estructura. El protocolo de carga consiste en aplicar una carga cíclica o de deformación, con un patrón de carga determinado.

En el documento FEMA 461-Protocolo de prueba, para determinar las características de rendimiento sísmicos de los componentes estructurales y no estructurales-“INTERIM TESTING PROTOCOLS FOR DETERMINING THE SEISMIC PERFORMANCE CHARACTERISTICS OF STRUCTURAL AND NONSTRUCTURAL COMPONENTS”, se presentan los protocolos de carga o de deformaciones o historia de carga o de deformaciones, recomendados para la evaluación de las características de desempeño de los componentes de un edificio y de los subsistemas, cuyo comportamiento es controlado principalmente, por la aplicación de fuerzas sísmicas o por desplazamientos sísmicos inducidos.

Estos protocolos pueden utilizarse para determinar datos de fragilidad de los elementos no estructurales y para derivar propiedades de fuerza-deformación y datos de histéresis en los componentes estructurales, necesarios para su evaluación y análisis estructural. Dentro de los elementos estructurales que pueden ser analizados de acuerdo con estos protocolos se encuentran los muros de carga, uniones de viga-columna y marcos; elementos no estructurales tales como revestimiento de paneles, paneles de cristal y particiones en paneles de yeso; también puede ser utilizado estos protocolos en el análisis estructural de

un sistema no estructural de los cuales el componente no estructural forma parte, por ejemplo: tuberías y conductos, conexiones de sistema de conductos y varios tipos de anclajes y tirantes.

La prueba puede realizarse bajo control de fuerza o deformación, dentro del rango elástico, así como en el rango inelástico. Las pruebas por fuerza controlada deben tener en cuenta que, la cantidad de fuerza de control sea una cantidad medible y controlable que se refiera a una cantidad de demanda que puede predecirse por el análisis estructural de un edificio.

En pruebas de deformación controlada, el parámetro de control de deformación puede ser un desplazamiento, o una rotación. Sin embargo es importante que este parámetro pueda ser correlacionado con el de una edificación, por ejemplo: la deriva que puede predecirse mediante un análisis estructural convencional.

Con los protocolos se pretende garantizar que las cargas o desplazamientos se aumenten gradualmente en pasos que no son ni demasiado grandes ni demasiado pequeños. Si los incrementos de carga o de deformación son demasiado grandes, la capacidad de la deriva del sistema no puede determinarse con suficiente exactitud. Si los incrementos son demasiado pequeños, el sistema puede ser ablandado por la carga de repeticiones, que resulta en artificialmente bajas resistencias laterales máximas y artificiales altas derivas máximas. También, cuando los incrementos son demasiados pequeños, la tasa de cambio de energía almacenada en el sistema puede ser demasiado pequeña en comparación con el cambio que se produce durante un gran evento sísmico.

Para la presente investigación, se controlaron los desplazamientos impuestos en el extremo de la viga, teniendo en cuenta los parámetros recomendados en el documento FEMA 461, que se exponen a continuación:



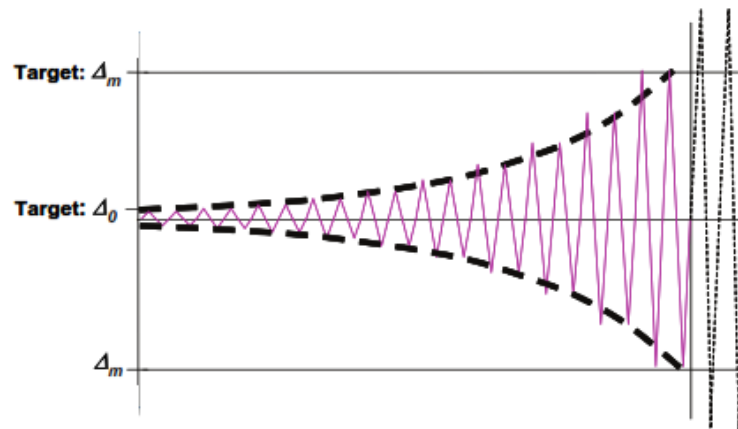
La deformación impuesta, por lo general se aplica en un solo grado de libertad (carga unidireccional).

La historia de carga es apropiada para pruebas de histéresis al utilizar muestras que cuantifiquen todos los estados de daño. Cuantificación implica que por lo menos un punto de dato se obtiene de la carga con la que cada estado inicia. Se recomienda realizar una prueba adicional monotónica para proporcionar una base y estimar el efecto de daño acumulado en cada uno de los estados de daño.

La historia de carga, consiste en ciclos repetidos de paso a paso, con aumento de las amplitudes de deformación. Dos ciclos en cada amplitud serán completados.

En la figura 2-5, se presenta un diagrama conceptual de la historia de carga recomendada.

**Figura 2- 5:** Historia de carga controlada por deformación. Según FEMA 461



Fuente: FEMA 461 [10]

La historia de carga se define por el texto siguiente:

$\Delta_0$  = Amplitud de deformación más pequeña de la Historia de carga:

Que con seguridad debe ser menor que la amplitud en la que se espera inicie la aparición de las fisuras. Antes de que se presenten las primeras fisuras por lo menos seis ciclos deben ser ejecutados. Si no existen datos sobre la amplitud de deformación donde es probable que se inicien los primeros daños, el valor recomendado para  $\Delta_0$  es 0.0015 (En términos de deriva  $\delta/h$ ).

$\Delta_m$  = Amplitud de deformación máxima de la historia de carga.

Se trata de un valor estimado de la deformación impuesta en la que se espera inicia la aparición de los daños más severos. Este valor debe ser estimado antes de la prueba (puede ser estimado mediante un ensayo monotónico). Si los daños más severos inician en una deriva más pequeña que la estimada, la historia de carga debe continuar con incrementos de amplitud de  $0.3\Delta_m$ . Un valor recomendado de esta amplitud, al carecer de otras, como los resultados de una prueba monotónica es de 0.03 (En términos de deriva  $\delta/h$ ).

$N$  = Es el número de pasos o incrementos de la historia de carga, generalmente 10 o más.

$\Delta_i$  = Es la amplitud de los ciclos, en la medida en que aumenta en magnitud, es decir, en primer lugar, una amplitud  $\Delta_1$ , es  $\Delta_0$  (o un valor cercano a él), y la última amplitud prevista  $\Delta_n$ , es  $\Delta_m$ , (o un valor cercano a él), siempre que sea posible, el ensayo debe continuar más allá de  $\Delta_m$  aunque se presenten los daños más severos. Las pruebas se deben terminar sólo cuando, por ejemplo, la carrera disponible de la instrumentación haya terminado o cuando el espécimen haya presentado una degradación tan grave, que la información recibida no sea relevante.

La amplitud  $a_{i+1}$  (no de cada ciclo, ya que cada paso o incrementos tiene dos ciclos) está dada por la siguiente ecuación:

$$a_{i+1} = 1.4a_i \quad (1-9)$$

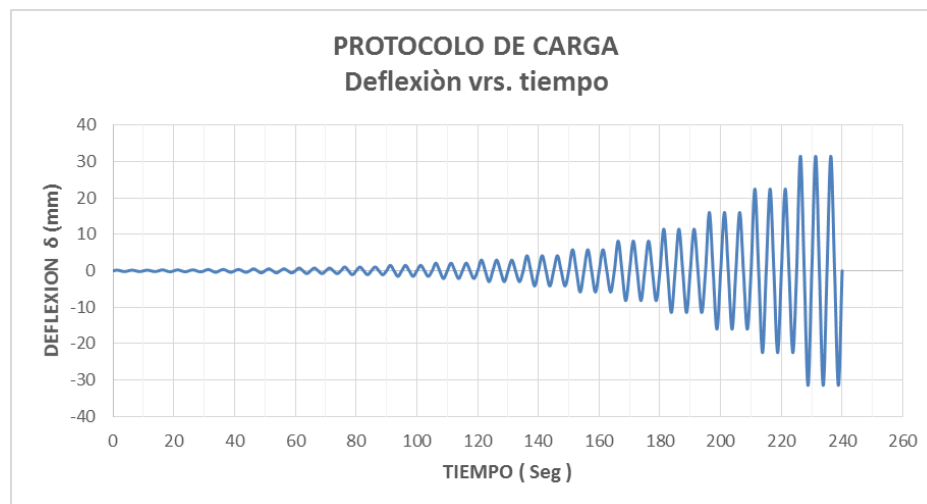
Donde  $a_i$ , es la amplitud del paso anterior, y  $a_n$  en la amplitud del paso cerca de la meta  $\Delta_m$ .

Si el espécimen no ha alcanzado el estado final de daños  $\Delta_m$ , la amplitud se incrementará aún más por la constante de incremento  $0.3\Delta_m$ .

De acuerdo con los parámetros señalados en FEMA 461, se determinó el protocolo de carga para la etapa experimental con algunas variaciones. A criterio personal y con el objeto de suavizar el protocolo de carga, se decide aumentar el número de ciclos por amplitud, de dos a tres. Todos y cada uno de los 10 especímenes fueron ensayados utilizando el mismo protocolo de carga, aplicando una frecuencia de 0.2 Hz, es decir un ciclo completo cada 5 segundos.

En la figura 2-6, se presenta la representación gráfica de la función de carga controlada por deformación, o protocolo en función del tiempo acumulado de acuerdo con la tasa de aplicación de 0.2 Hz y en la tabla 2-7, se muestra el protocolo de carga en función del tiempo acumulado

**Figura 2- 6:** Representación gráfica del protocolo de carga aplicado a los especímenes.



**Tabla 2- 7:** Protocolo de carga aplicado a los especímenes.**PROTOCOLO DE CARGA SEGÚN FEMA 461**

**FRECUENCIA** 0,2 Hz  
**BRAZO APLICACIÓN DE CARGA** 1050 mm  
**FACTOR DE CORRECCION** 1,125


<b>NUMERO DE CICLOS</b>	<b>TIEMPO ( s )</b>	<b>AMPLITUD ( mm )</b>	<b>DERIVA ( % )</b>	<b>AMP. CORREG ( mm )</b>
3	0	0,00	0,00	0,00
3	15	0,20	0,02	0,23
3	30	0,28	0,03	0,32
3	45	0,39	0,04	0,44
3	60	0,55	0,05	0,62
3	75	0,77	0,07	0,87
3	90	1,08	0,10	1,22
3	105	1,51	0,14	1,70
3	120	2,12	0,20	2,39
3	135	2,97	0,28	3,34
3	150	4,16	0,40	4,68
3	165	5,83	0,56	6,56
3	180	8,17	0,78	9,20
3	195	11,45	1,09	12,88
3	210	16,05	1,53	18,05
3	225	22,48	2,14	25,29
3	240	31,50	3,00	35,44

### 3. RESULTADOS OBTENIDOS

#### 3.1 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN Y MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO.

Durante la elaboración de los prototipos, se tomaron 12 cilindros de concreto de los cuales a 4 de ellos se le realizó ensayo de resistencia a la compresión y a los 8 restantes se le realizó ensayo de resistencia a la compresión y determinación del módulo de elasticidad simultáneamente. Todos los cilindros fueron ensayados a edades mayores o iguales a los 28 días. Los resultados de los ensayos de resistencia a la compresión se encuentran consignados en la tabla 3-1.

**Tabla 3- 1:** Resultado de los ensayos de resistencia a la compresión de los concretos.

 CILINDRO No.	LUGAR DE LA MUESTRA	EDAD DEL CILINDRO (ENSAYO)	FUERZA ULTIMA A COMPRESIÓN	ÁREA TRANSVERSAL DEL CILINDRO	ESFUERZOS DE COMPRESIÓN	ESFUERZO DE COMPRESIÓN PROMEDIO
		Días	(kg)	(mm <sup>2</sup> )	MPa	MPa
1-15-05	COLUMNAS NUDO CONFINADO	91	21000	8332	24,7	23,9
2-15-05			19200	8171	23,0	
1-18-05	COLUMNAS NUDO NO CONFINADO	88	22900	8171	27,5	24,1
2-18-05			17700	8332	20,8	
1-23-05	UNIONES MONOLÍTICAS Y MACIZOS PARA ENSAYOS DE EXTRACCIÓN	59	15800	8332	19,0	21,4
2-23-05			15900	8332	18,7	
3-23-05		71	20800	8171	25,0	
4-23-05			19000	8171	22,8	
1.-09-07	VIGAS NUDO CONFINADO	36	19500	8171	23,4	23,9
2.-09-07			20800	8332	24,5	
1-17-07	VIGAS NUDO NO CONFINADO	28	19000	8171	22,8	23,3
2-17-07			20300	8332	23,9	
					<b>f<sub>c</sub></b>	<b>23,0</b>

La resistencia máxima a la compresión promedio es de 23 MPa. Siendo este valor ligeramente mayor al de la resistencia a la compresión de diseño el cual es de 21 MPa. Con el valor teórico de la resistencia a la compresión se realizaron los

cálculos de predimensionamiento de los prototipos y resistencia teórica de la viga de la etapa experimental, ver tabla 2-4.

Para determinar el Módulo de elasticidad estático en concreto a compresión, se aplicó el procedimiento indicado en la Norma Técnica Colombiana NTC 4025, con la cual se obtuvieron los resultados indicados en la tabla 3-2. En el anexo A, se presenta las tablas de cálculo experimental de cada uno de las muestras ensayadas.

**Tabla 3- 2:** Resumen del módulo de elasticidad de los concretos

PARÁMETROS DE CALCULO	UND	CILINDRO No.							
		1-15-05	2-15-05	1-18-05	2-18-05	1-09-07	2-09-07	1-17-07	2-17-07
Esfuerzo máxima a la compresión ( $f_c$ )	MPa	24,70	23,03	27,46	20,82	23,39	24,46	22,79	23,88
40% Esfuerzo Máximo ( $\sigma_2$ )	MPa	9,88	9,21	10,99	8,33	9,35	9,79	9,11	9,55
Def.Unitaria (Corresp.40% Esfuerzo máximo) $\xi_2$		0,00047182	0,0004235	0,00050296	0,00035852	0,00045566	0,0004958	0,00045331	0,00048256
Esfuerzo para def.unitarias $\xi_1 = 5 \times 10^{-6}$ ( $\sigma_1$ )	MPa	1,78	2,24	2,29	2,17	1,81	2,19	1,97	1,77
Modulo de elasticidad del concreto	MPa	19199,38	18666,56	19194,36	19954,46	18609,86	17029,67	17726,52	17993,90
Esfuerzo a la compresión promedio del concreto ( $f_c$ )	MPa	<b>23</b>							
Modulo de elasticidad promedio del concreto ( $E_c$ )	MPa	<b>18547</b>							
Modulo de elasticidad teórico del concreto	MPa	22538							
Según NSR-10 C.8.5.1 $E_c = 4700 \sqrt{f_c}$	MPa	22538							

$$E_c = \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)}{(\xi_2 - 0.000050)}$$

Según la NSR-10 en el capítulo C.8.5.1, se presenta la expresión para determinar el valor teórico del módulo de elasticidad del concreto en función de la resistencia máxima a la compresión y al aplicarla arrojó un valor de  $E_{ct} = 22538$  MPa, este valor resulta ser mayor al promedio encontrado experimentalmente  $E_c = 18547$  MPa.

Debido a que el valor promedio encontrado experimentalmente no nos ofrece ninguna margen de seguridad respecto al teórico, se decidió utilizar el valor experimental  $E_c = 18547$  MPa, en la rectificación de los cálculos teóricos, los cuales serán aplicados de aquí en adelante, a continuación se presentan la resistencia teórica de los elementos tipo viga utilizando los resultados obtenidos mediante los ensayos de calidad tanto de la resistencia a la compresión del concreto, como el de su correspondiente módulo de elasticidad.

**Tabla 3- 3:** Resistencia teórica de los elementos tipo viga a partir de los resultados obtenidos en ensayos experimentales.

<b>RESISTENCIA DEL ELEMENTOS TIPO VIGAS PARA PROTOTIPOS SEGÚN NSR-10 - CAPACIDAD MODERADA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA (DMO)</b>			
<b>CARACTERÍSTICA DE LOS MATERIALES</b>			
Resistencia a la compresión del concreto ( $f_c$ )=		23,0 MPa	
Resistencia a la fluencia del acero ( $f_y$ )=		420 MPa	
Modulo de elasticidad del concreto ( $E_c$ )=		18547 MPa	
Modulo de elasticidad del acero ( $E_s$ )=		200000 MPa	
<b>SECCIÓN GEOMÉTRICA Y REFUERZO</b>			
Base ( $b_w$ )		30 cm	
Altura (h)		30 cm	
Recubrimiento ( $d'$ )		4 cm	
Altura efectiva ( $d$ )		26 cm	
Longitud de viga ( Incluye unión )		135 cm	
Longitud del voladizo de viga		85 cm	
Ref. Principal Superior= 2 Varillas de 5/8" $A_s$ =		3,98 cm <sup>2</sup>	
Cuantía Superior		0,0051	
Ref. Principal inferior= 2 Varillas de 5/8" $A_s$ =		3,98 cm <sup>2</sup>	
Cuantía inferior		0,0051	
<b>DETERMINACIÓN TEÓRICA DE LA RELACIÓN-MOMENTO CURVATURA</b>			
<b>a) ANTES DEL AGRIETAMIENTO DEL CONCRETO (TEORÍA ELÁSTICA-METODO DE SECCIÓN TRANSFORMADA)</b>			
Momento de Inercia de la sección total	$I_g$ =	67500	cm <sup>4</sup>
Relación de módulos de elasticidad	$n$ =	10,78	
Profundidad del eje neutro	$X$ =	7,31 cm	
Momento de Inercia de la sección fisurada	$I_{cr}$ =	18952,63	cm <sup>4</sup>
Distancia desde el eje centroidal hasta la fibra extrema	$y_t$ =	15,00 cm	
Modulo de rotura del concreto	$f_r$ =	3,0 MPa	
Momento de agrietamiento por flexión	$M_{cr}$ =	<b>13,4 kN.m</b>	
Carga de agrietamiento	$P_{cr}$ =	<b>15,7 kN</b>	
Curvatura de agrietamiento	$\phi_{cr}$ =	<b>1,1E-03 rad/m</b>	
Deformación	$\delta$ =	<b>0,026 cm</b>	
<b>b) DESPUÉS DEL AGRIETAMIENTO DEL CONCRETO A LA PRIMERA CEDENCIA (MÉTODO ESFUERZOS ADMISIBLES)</b>			
Eje neutro en función de la cantidad de refuerzo	$k$ =	0,28	
Profundidad del eje neutro	$kd$ =	7,31 cm	
Constante en función de $k$	$j$ =	0,91 cm	
Brazo del par interior resistente	$jd$ =	23,56 cm	
Momento de fluencia	$M_y$ =	<b>39,4 kN.m</b>	
Carga de fluencia	$P_y$ =	<b>46,3 kN</b>	
Curvatura de fluencia	$\phi_y$ =	<b>1,12E-02 rad/m</b>	
Momento de Inercia efectivo	$I_e$ =	20855,29	cm <sup>4</sup>
Deformación	$\delta$ =	<b>0,25 cm</b>	

Tabla 3-3: Continua

RESISTENCIA DEL ELEMENTOS TIPO VIGAS PARA PROTOTIPOS SEGÚN NSR-10 - CAPACIDAD MODERADA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA (DMO)		
<b>c) DESPUÉS DE LA CEDENCIA A LA CARGA MÁXIMA (MÉTODO DE LA RESISTENCIA ULTIMA)</b>		
Profundidad del bloque rectangular equivalente	a =	2,85 cm
Distancia desde fibra extrema en compresión al eje neutro	c =	3,35 cm
Máxima deformación unitaria del concreto	$\xi_c =$	0,003
Momento Nominal	Mn =	<b>41,1 kN.m</b>
Carga nominal	Pn =	<b>48,3 kN</b>
Curvatura nominal	$\phi_n =$	8,94E-02 rad/m
Longitud equivalente de la articulación plástica	Lp =	17,25 cm
Deformación máxima idealizada por curvatura	$\delta =$	1,30 cm

**RELACIÓN MOMENTO CURVATURA TEÓRICA**

Curvatura $\Phi$ (rad/m x 10 <sup>-3</sup> )	Momento (kN.m)
0,00	0
~1,00	~14
10,00	40
90,00	~41

**RELACIÓN FUERZA DEFORMACIÓN TEÓRICA**

Deformación $\delta$ (cm)	Fuerza (kN)
0,00	0
~0,05	~16
0,25	48
1,30	~49



### 3.2 INFORME DE RESULTADO EXPERIMENTAL

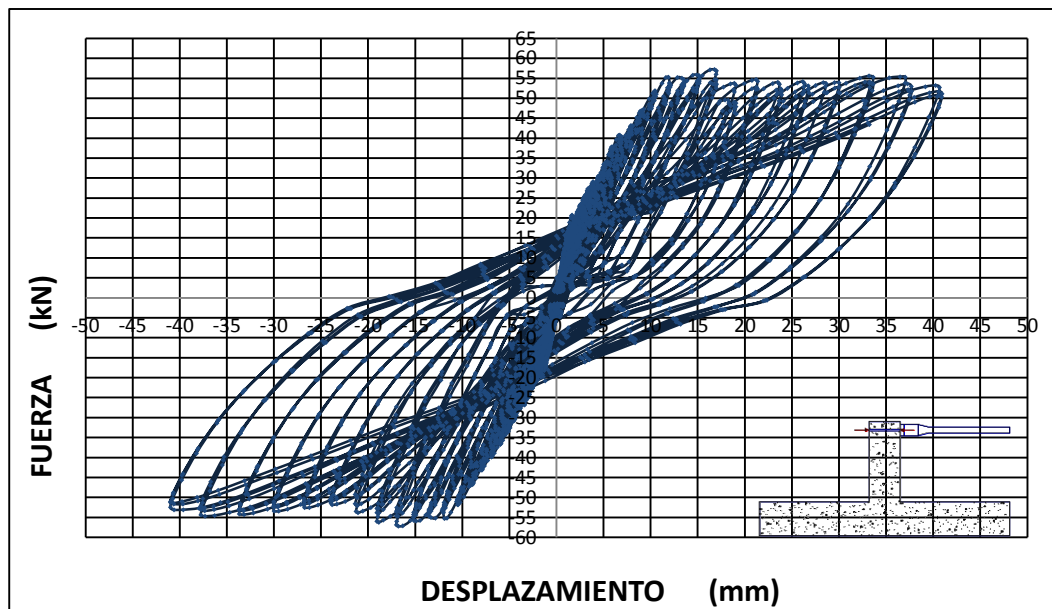
En la tabla 3-4 se presenta la identificación por su denominación, de cada uno de los prototipos ensayados y para cada uno de ellos se presentará la respuesta histerética, la energía histerética disipada, la degradación de la rigidez, la ductilidad al desplazamiento, el índice de daño y el análisis de falla, las cuales son propiedades mecánicas representativas de una conexión, que permiten describir su comportamiento ante un evento sísmico. En el capítulo 1-5, se presentó en forma detallada la descripción de dichas propiedades

**Tabla 3- 4:** Identificación de los prototipos.

PROTOTIPOS	LONGITUDES DE ANCLAJE	TIPO DE ANCLAJE	DESCRIPCION
	cm		
PUM-1	35	MONOLITICO	Prototipo unión monolitica
PUM-2	35	MONOLITICO	
AEZC-3	30	QUIMICO	Anclaje epoxico en zona confinada con longitud de anclaje 30 cm
AEZC-4	30	QUIMICO	
AEZC-5	35	QUIMICO	Anclaje epoxico en zona confinada con longitud de anclaje 35 cm
AEZC-6	35	QUIMICO	
AENC-7	30	QUIMICO	Anclaje epoxico en zona no confinada con longitud de anclaje 30 cm
AENC-8	30	QUIMICO	
AENC-9	35	QUIMICO	Anclaje epoxico en zona no confinada con longitud de anclaje 35 cm
AENC-10	35	QUIMICO	

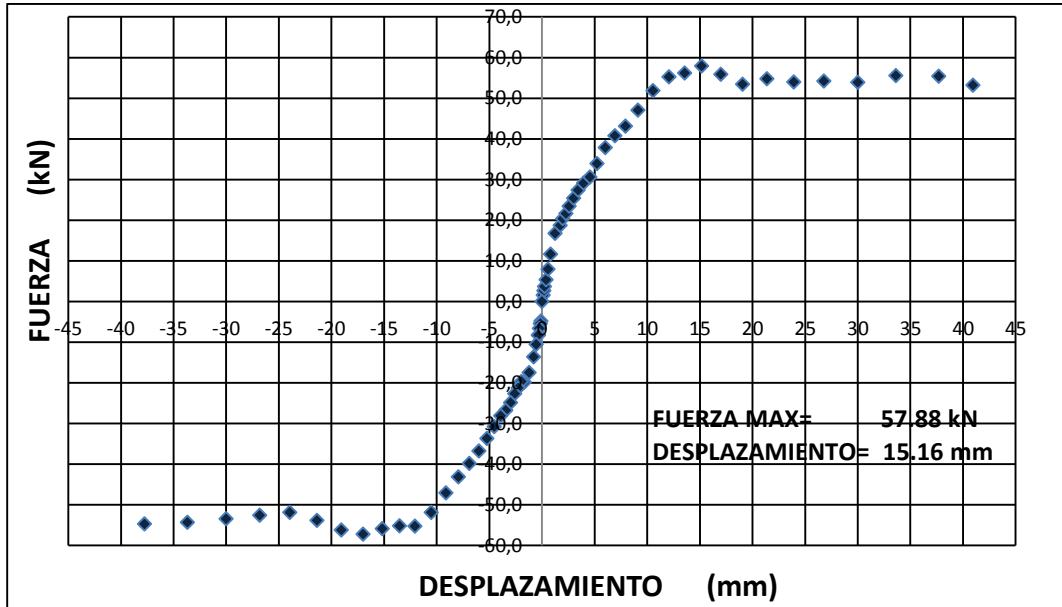
**PROTOTIPO PUM-1****Fotografía 3- 1:** Condición inicial Prototipo PUM-1**DESCRIPCION**

PUM-1	Unión viga-columna fundida monolíticamente. Ver descripción y distribución de refuerzo en el anexo B.
Refuerzo anclado	4 Barras de 5/8" Correspondiente al refuerzo longitudinal de la viga.
Tipo de anclaje	Monolítico
Longitud de anclaje	35 cm

**RESPUESTA HISTERÉTICA****Figura 3- 1:** Diagrama de Histéresis prototipo PUM-1

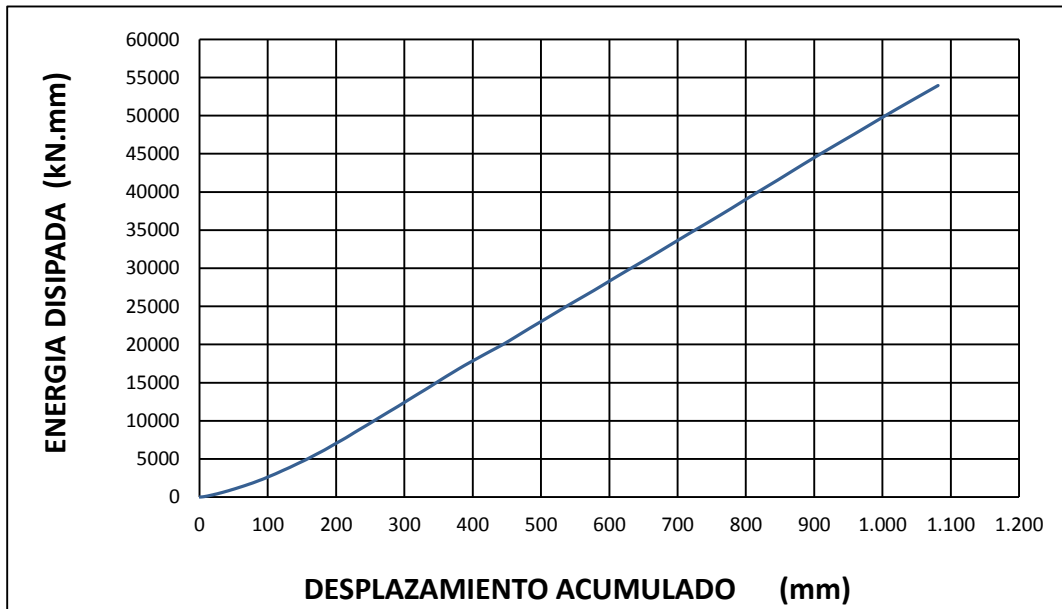
**ENVOLVENTE DE LA RESPUESTA HISTERÉTICA**

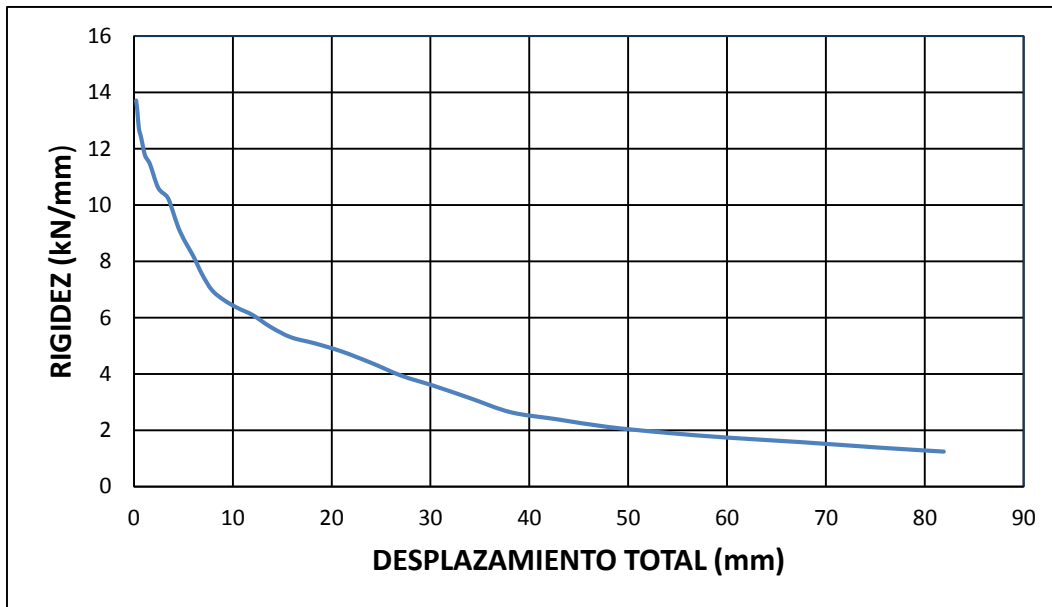
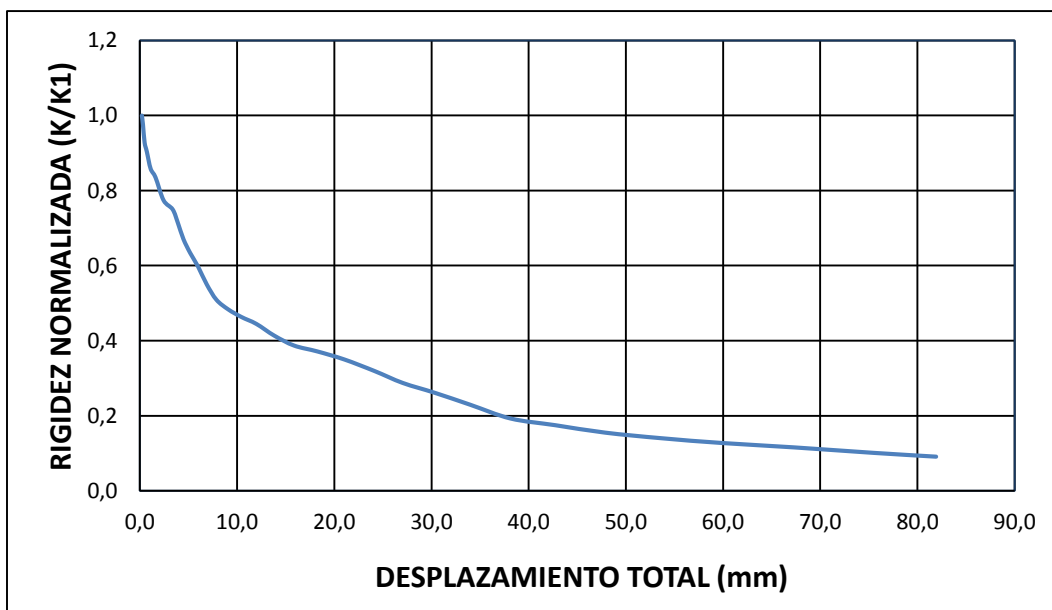
**Figura 3- 2:** Envolvente de los ciclos de Histéresis prototipo PUM-1



**ENERGÍA HISTERÉTICA DISIPADA**

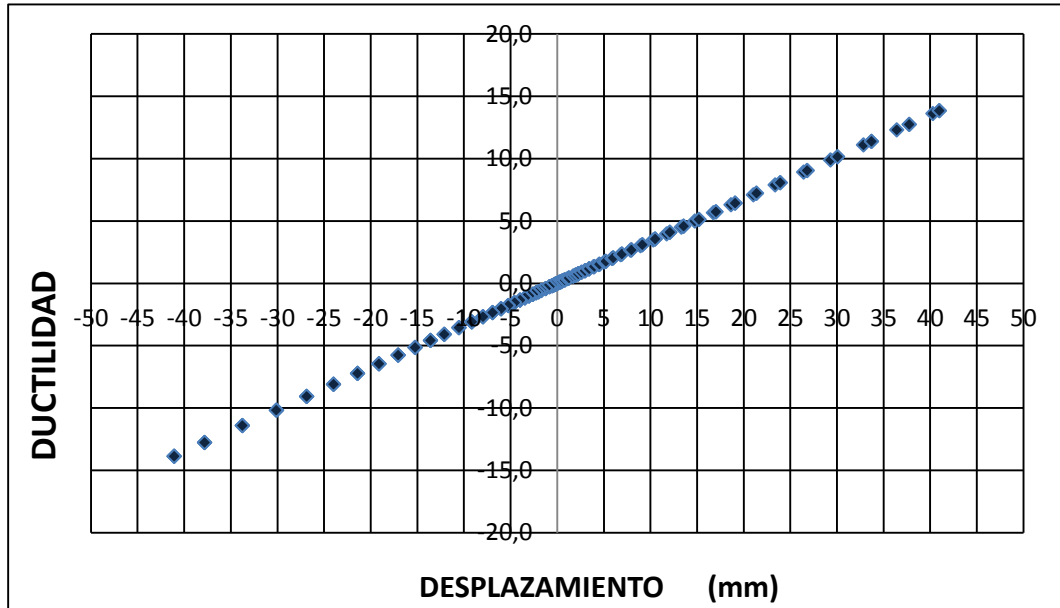
**Figura 3- 3:** Energía Histerética disipada prototipo PUM-1



**DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ****Figura 3- 4:** Degradación de la rigidez prototipo PUM-1**DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ NORMALIZADA****Figura 3- 5:** Degradación de la rigidez normalizada prototipo PUM-1

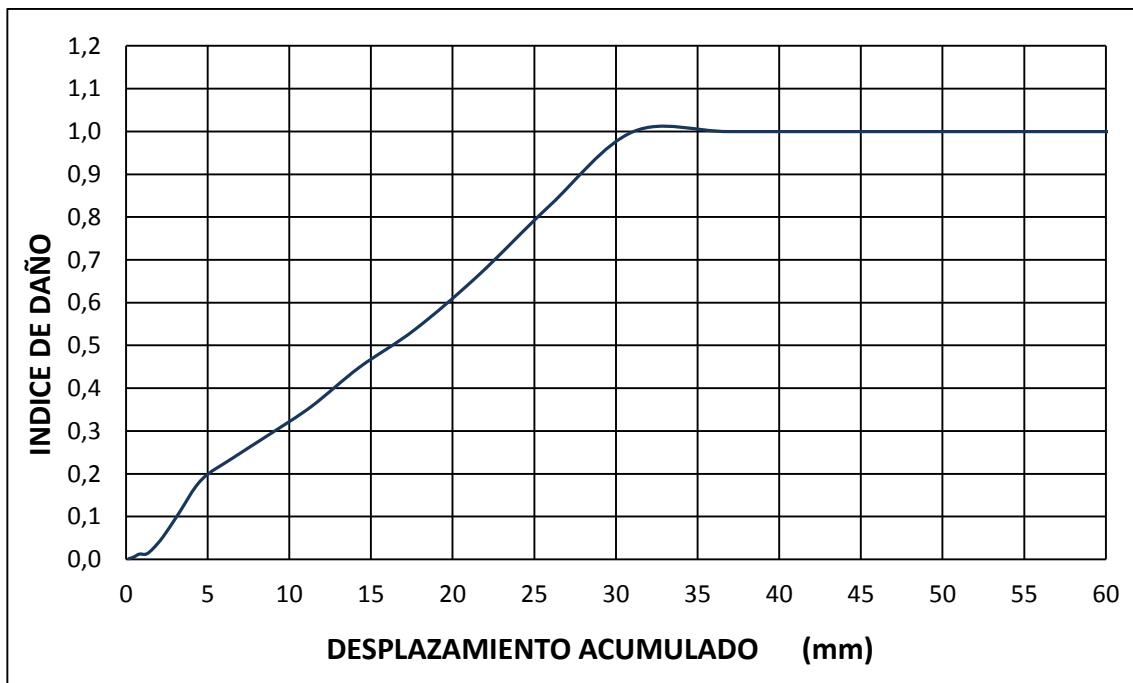
**DUCTILIDAD POR DESPLAZAMIENTO**

**Figura 3- 6:** Ductilidad por desplazamiento del prototipo PUM-1



**ÍNDICE DE DAÑO**

**Figura 3- 7:** Índice de daño prototipo PUM-1



**DESCRIPCIÓN DE LA FALLA****Fotografía 3- 2:** Condición del prototipo PUM-1, después del ensayo.

(a) Vista frontal



(b) Vista posterior

Durante el ensayo de la unión viga columna monolítica se observa que las primeras fisuras se presentan cerca de la unión (cara interna de la columna) en la parte superior e inferior de la viga, esto es debido a que la deformación impuesta alcanza el módulo de rotura del concreto, posteriormente las fisuras se presentan en el cuerpo de la viga en la sección inferior, ya que empieza a presentar efectos debido al cortante aplicado, se observan fisuras diagonales inclinadas más o menos a  $45^\circ$  que arranca desde la cara inferior y superior de la viga hacia el centro de la misma. Finalmente se presentaron fisuras en el núcleo de la columna también a  $45^\circ$  de inclinación arrancando desde la cara interna de la columna desde la parte superior e inferior de la viga hacia el centro del núcleo, este tipo de fisuras es característico de una falla por puntal diagonal el cual es un mecanismo de resistencia al corto. En general esta unión presenta el comportamiento esperado ya que se busca que se produzca la falla en las vigas antes que en las columnas.

**PROTOTIPO PUM-2**

**Fotografía 3- 3:** Condición inicial prototipo PUM-2

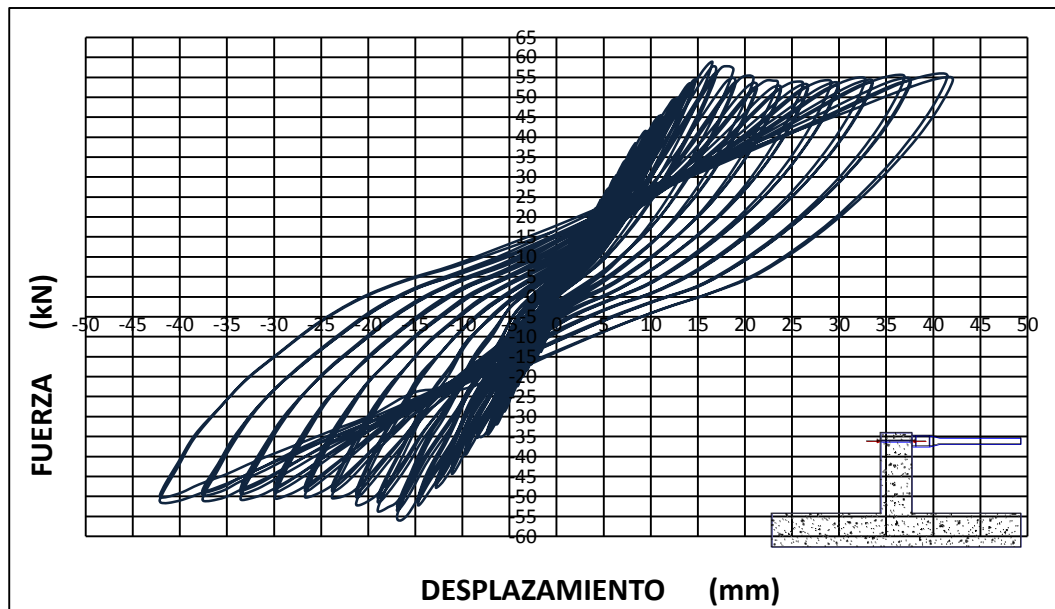


**DESCRIPCIÓN**

PUM-2	Unión viga-columna fundida monólicamente. Ver descripción y distribución de refuerzo en el anexo B
Refuerzo anclado	4 Barras de 5/8" Correspondiente al refuerzo longitudinal de la viga.
Tipo de anclaje	Monolítico
Longitud de anclaje	35 cm

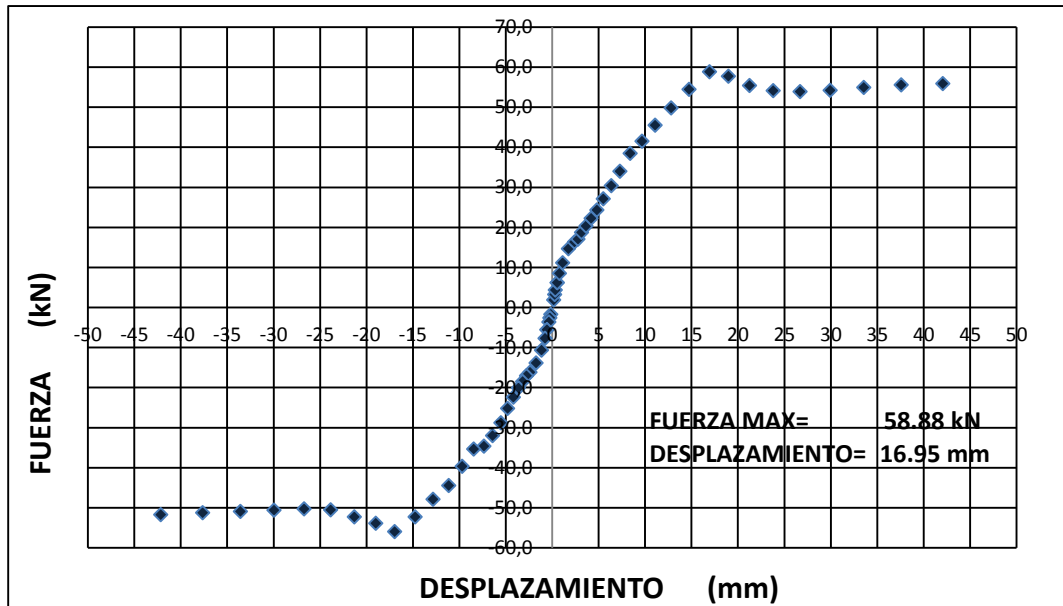
**RESPUESTA HISTERÉTICA**

**Figura 3- 8:** Diagrama de Histéresis prototipo PUM-2



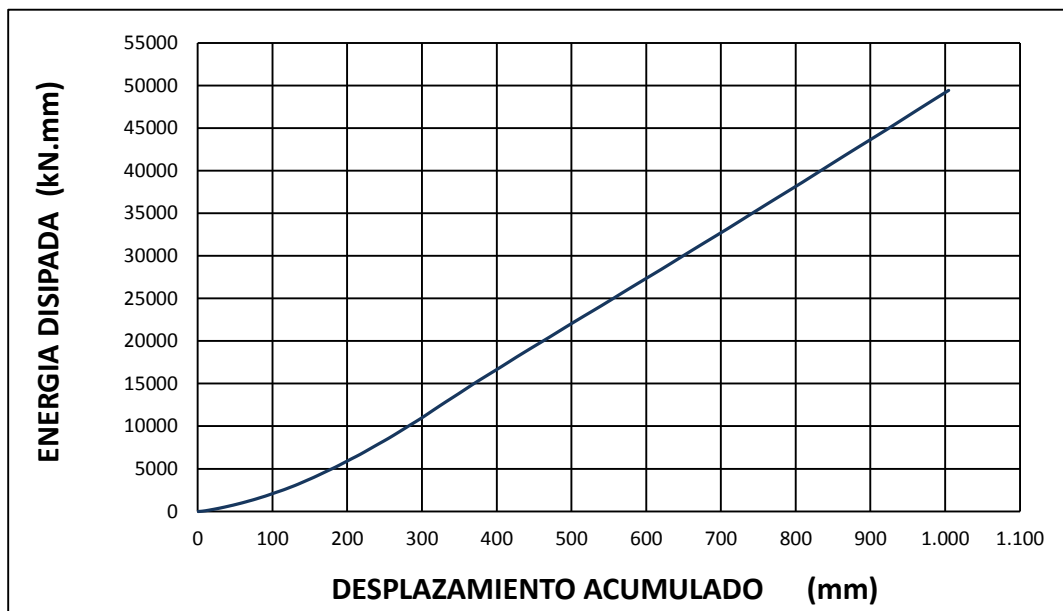
### ENVOLVENTE DE LA RESPUESTA HISTERÉTICA

Figura 3- 9: Envoltorio de los ciclos de Histéresis prototipo PUM-2

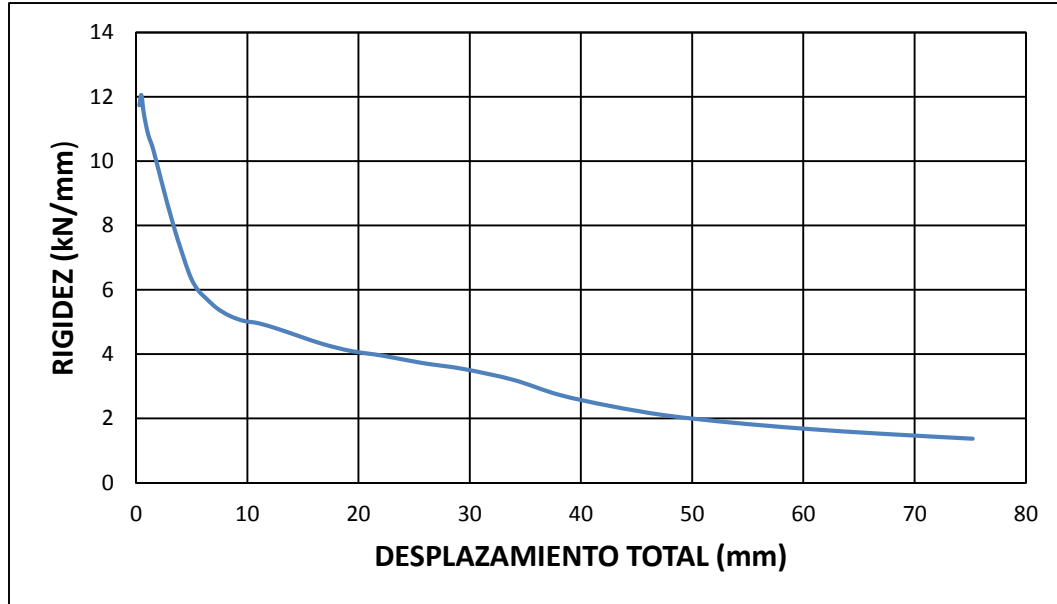
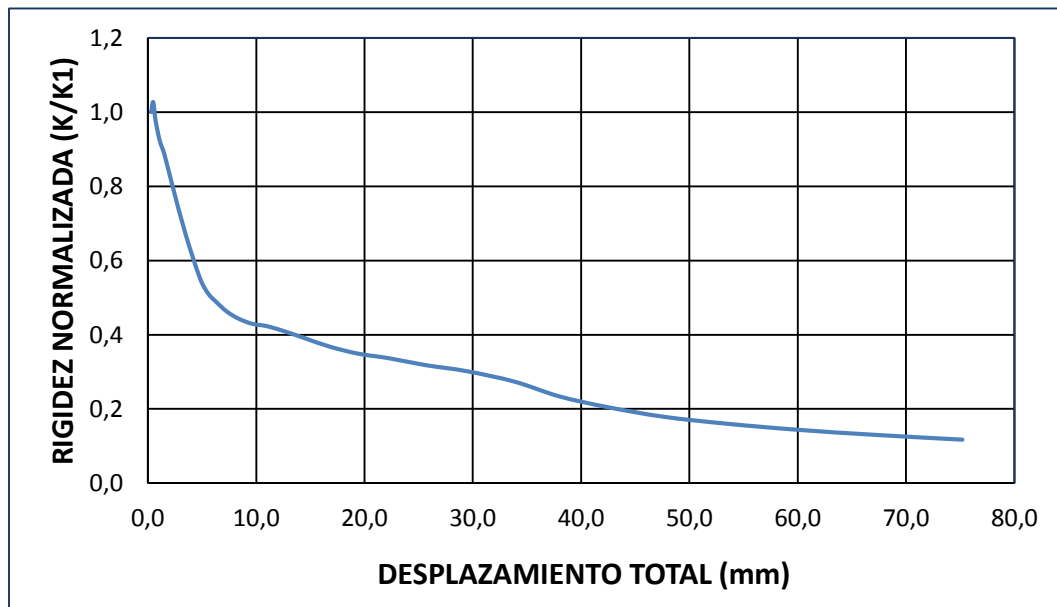


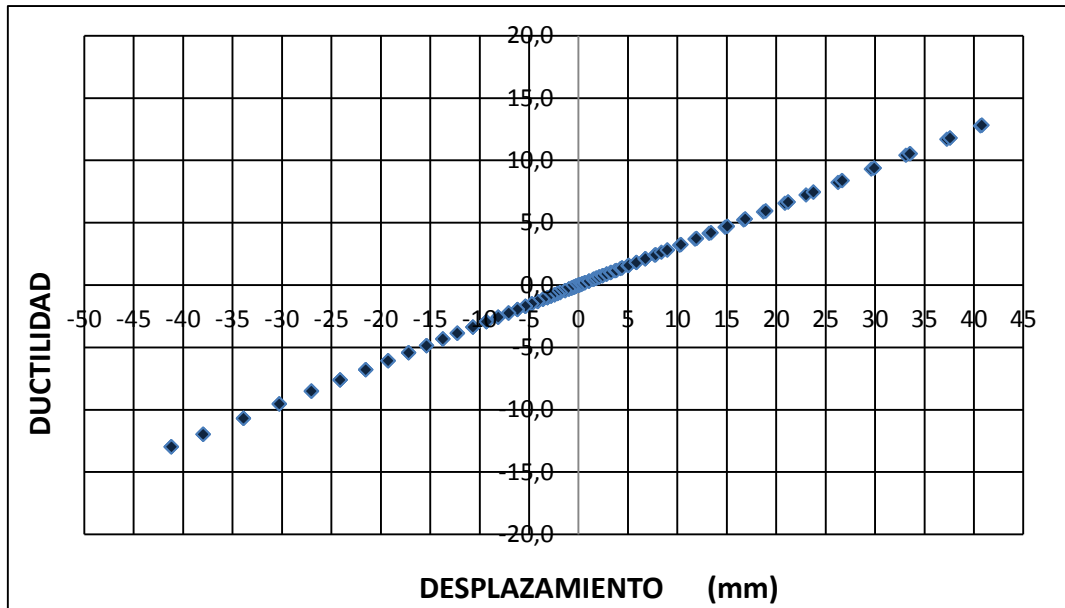
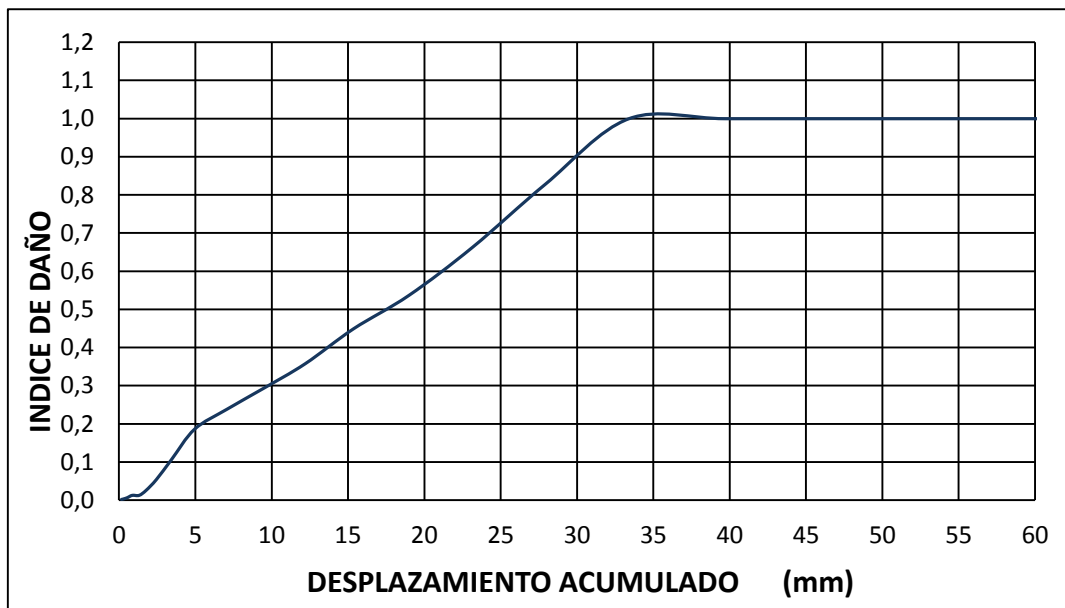
### ENERGÍA HISTERÉTICA DISIPADA

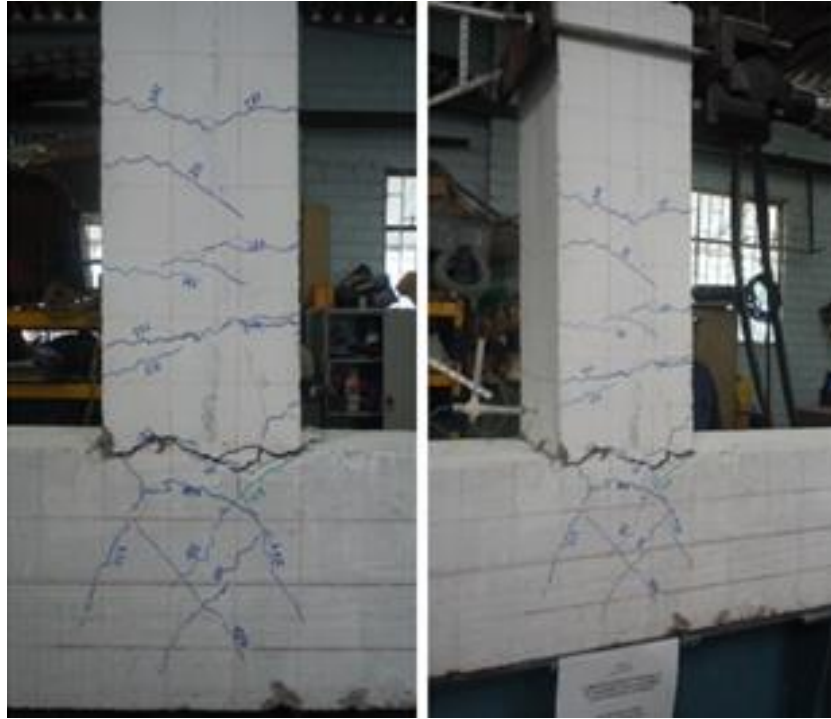
Figura 3- 10: Energía histerética disipada acumulada prototipo PUM-2





**DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ****Figura 3- 11:** Degradación de la rigidez prototipo PUM-2**DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ NORMALIZADA****Figura 3- 12:** Degradación de la rigidez normalizada prototipo PUM-2

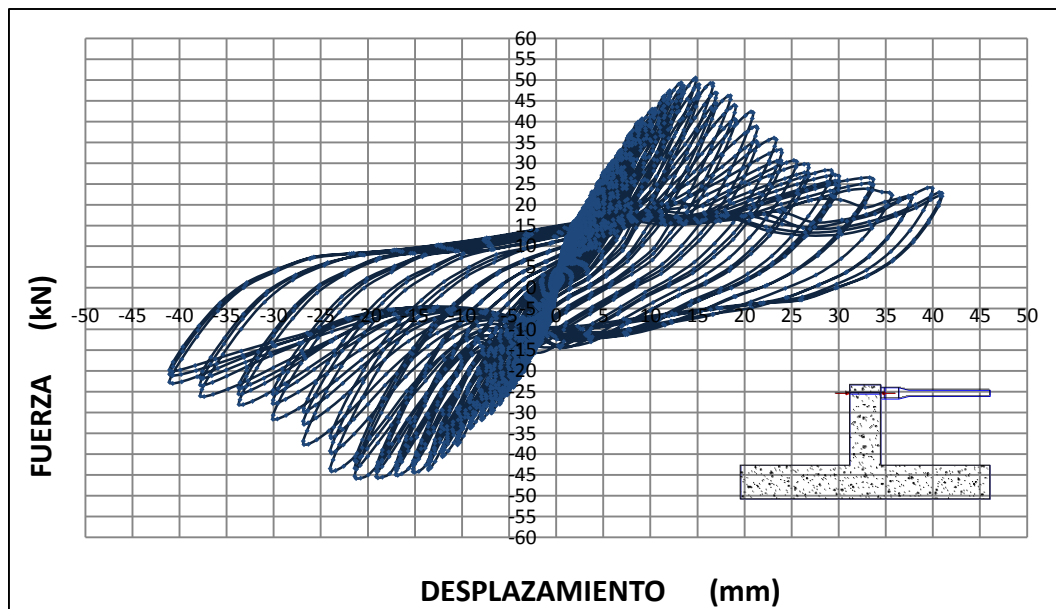
**DUCTILIDAD POR DESPLAZAMIENTO****Figura 3- 13:** Ductilidad por desplazamiento del prototipo PUM-2**ÍNDICE DE DAÑO****Figura 3- 14:** Índice de daño prototipo PUM-2

**DESCRIPCIÓN DE LA FALLA****Fotografía 3- 4:** Condición del prototipo PUM-2, después del ensayo

Esta unión presenta el mismo comportamiento del espécimen anterior ya que durante el ensayo de la unión viga columna monolítica se observa que las primeras fisuras se presentan cerca de la unión (cara interna de la columna) en la parte superior e inferior de la viga, esto es debido a que la deformación impuesta alcanza el módulo de rotura del concreto, posteriormente las fisuras se presentan en el cuerpo de la viga en la sección inferior, ya que empieza a presentar efectos debido al cortante aplicado, se observan fisuras diagonales inclinadas más o menos a  $45^\circ$  que arranca desde la cara inferior y superior de la viga hacia el centro de la misma. Finalmente se presentaron fisuras en el núcleo de la columna también a  $45^\circ$  de inclinación arrancando desde la cara interna de la columna desde la parte superior e inferior de la viga hacia el centro del núcleo, este tipo de fisuras es característico de una falla por puntal diagonal el cual es un mecanismo de resistencia al corto. En general esta unión presenta el comportamiento esperado ya que se busca que se produzca la falla en las vigas antes que las columnas.

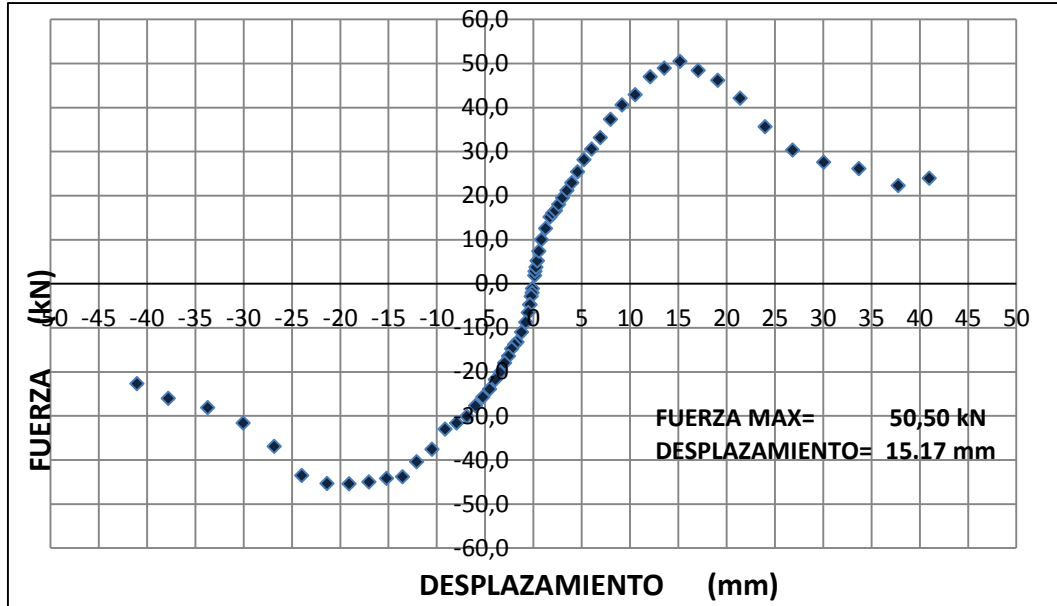
**PROTOTIPO AEZC-3****Fotografía 3- 5:** Condición inicial prototipo AEZC-3**DESCRIPCIÓN**

AEZC-3	Unión viga-columna con anclaje epóxico en zona confinada Ver descripción y distribución de refuerzo en el anexo B.
Refuerzo anclado	4 Barras de 5/8" Correspondiente al refuerzo longitudinal de la viga.
Tipo de anclaje	Químico
Longitud de anclaje	30 cm

**RESPUESTA HISTERÉTICA****Figura 3- 15:** Diagrama de Histéresis prototipo AEZC-3

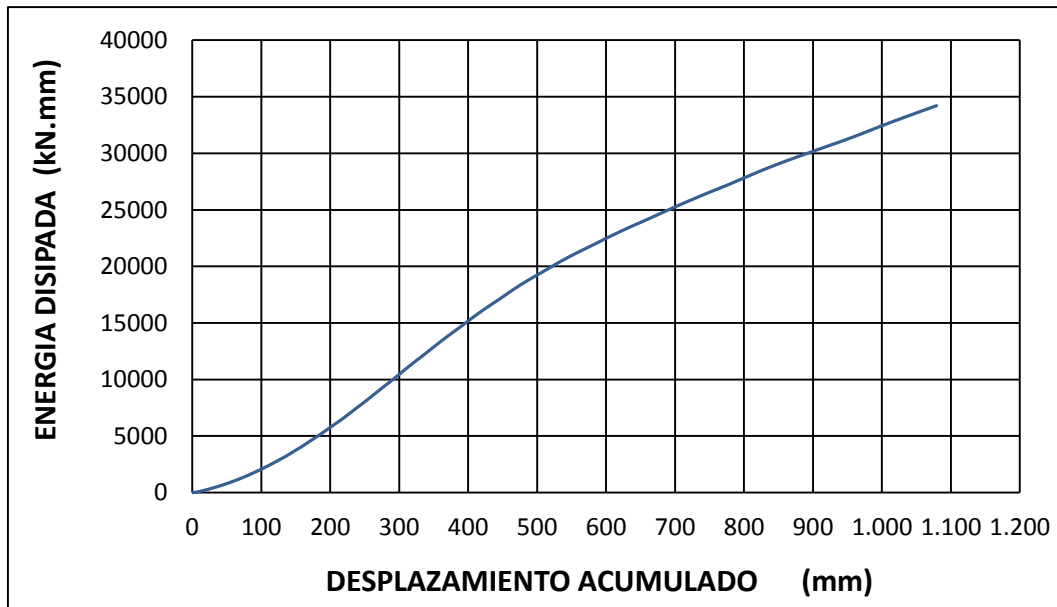
**ENVOLVENTE DE LA RESPUESTA HISTERÉTICA**

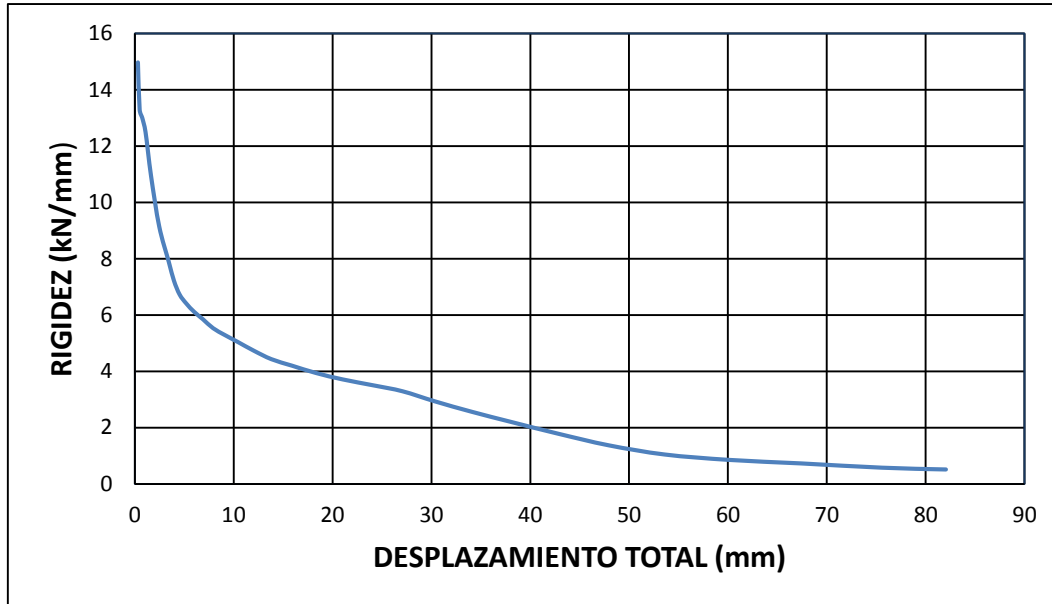
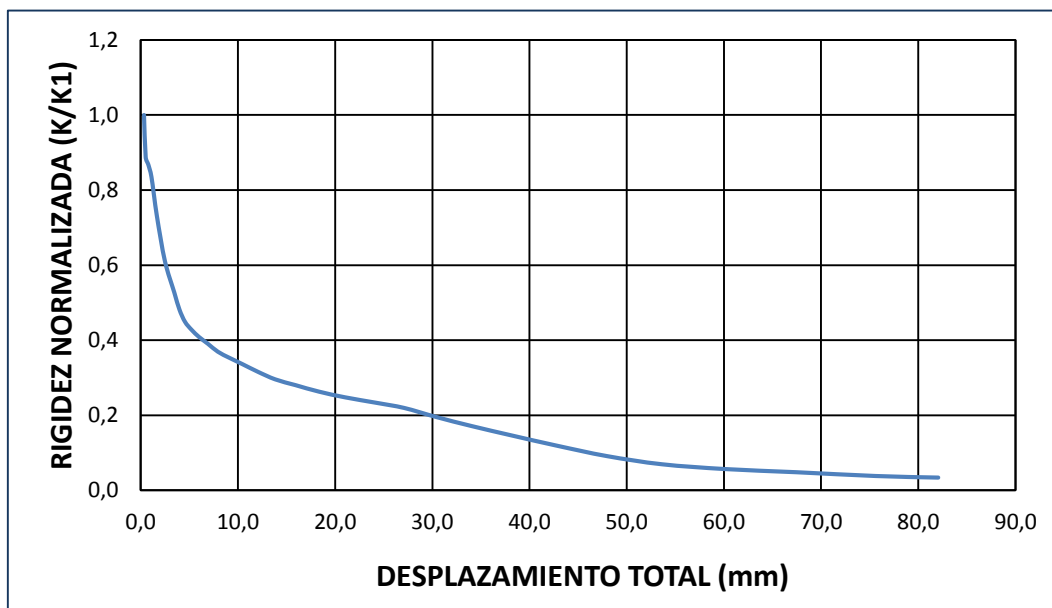
**Figura 3- 16:** Envolvente de los ciclos de Histéresis prototipo AEZC-3



**ENERGÍA HISTERÉTICA DISIPADA**

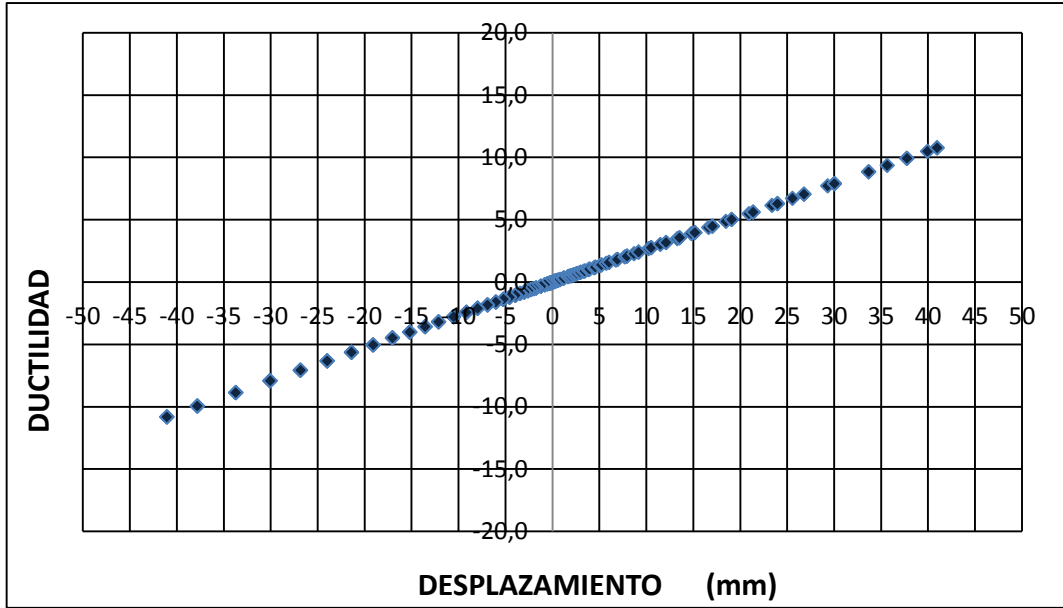
**Figura 3- 17:** Energía histerética disipada acumulada prototipo AEZC-3



**DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ****Figura 3- 18:** Degradación de la rigidez prototipo AEZC-3**DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ NORMALIZADA****Figura 3- 19:** Degradación de la rigidez normalizada prototipo AEZC-3

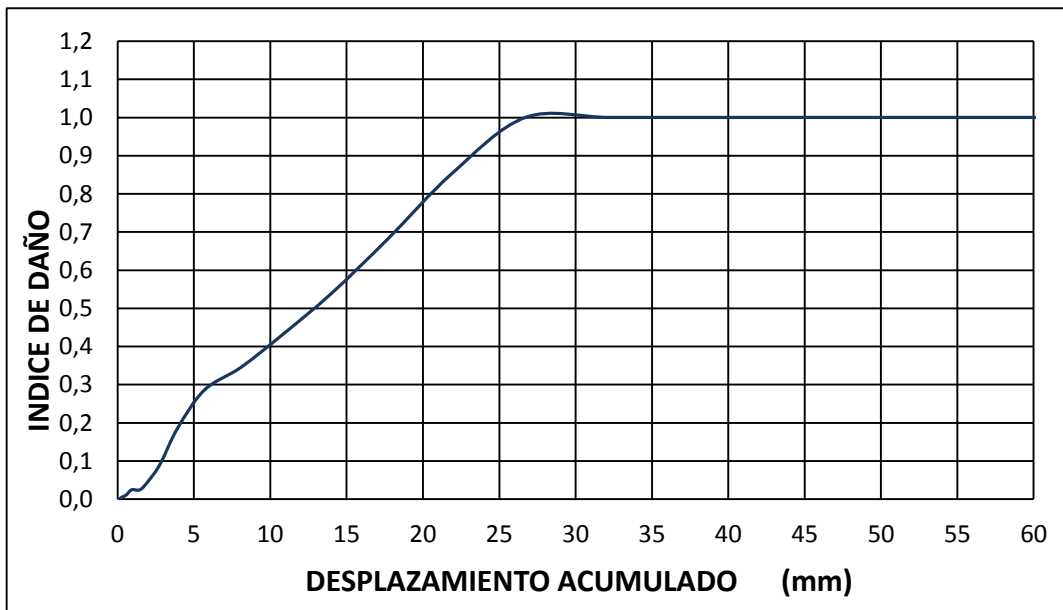
**DUCTILIDAD POR DESPLAZAMIENTO**

**Figura 3- 20:** Ductilidad por desplazamiento del prototipo AEZC-3



**ÍNDICE DE DAÑO**

**Figura 3- 21:** Índice de daño prototipo AEZC-3



### DESCRIPCIÓN DE LA FALLA

**Fotografía 3- 6:** Condición del prototipo AEZC-3, después del ensayo



Este prototipo luego del ensayo presenta menos fisuras a lo largo de la viga y fisuras drásticas en el puente de adherencia entre el concreto fresco y el endurecido, hasta el punto de presentar descascamiento del concreto, prácticamente el núcleo de la unión no sufrió daños, debido a su corta longitud de anclaje se presenta estrangulamiento en la curva histerética el cual se atribuye a la pérdida de adherencia o deslizamiento del refuerzo a tracción de la viga. Por la configuración de la curva histerética se puede decir que los esfuerzos de adherencia fueron superados por las sollicitaciones aplicadas inmediatamente de alcanzar el valor máximo de carga a resistir por lo presenta una falla frágil.



**PROTOTIPO AEZC-4**

**Fotografía 3- 7:**Condición inicial prototipo AEZC-4

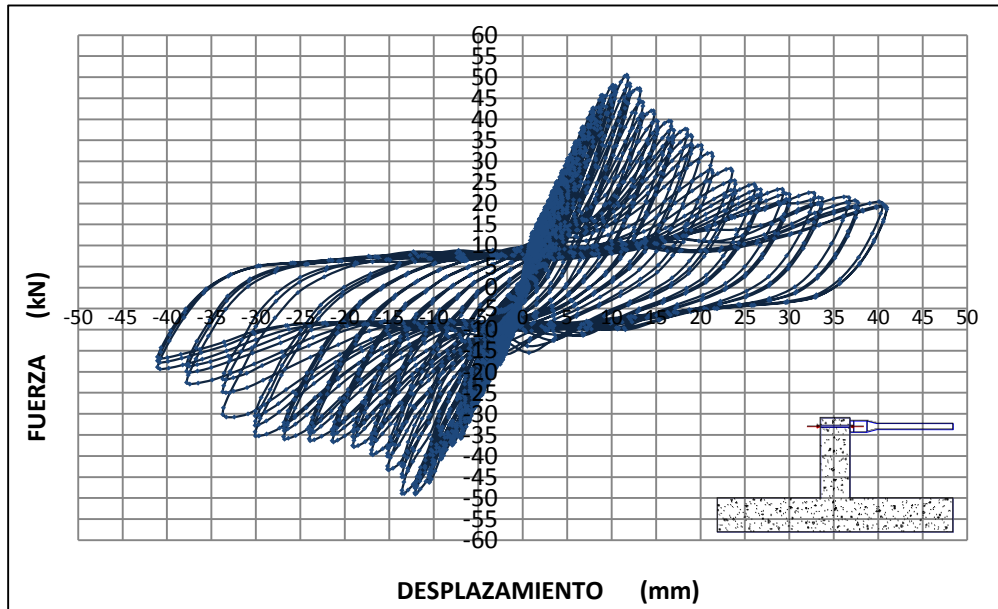


**DESCRIPCIÓN**

AEZC-4	Unión viga-columna con anclaje epóxico zona confinada Ver descripción y distribución de refuerzo en el anexo B.
Refuerzo anclado	4 Barras de 5/8" Correspondiente al refuerzo longitudinal de la viga.
Tipo de anclaje	Químico
Longitud de anclaje	30 cm

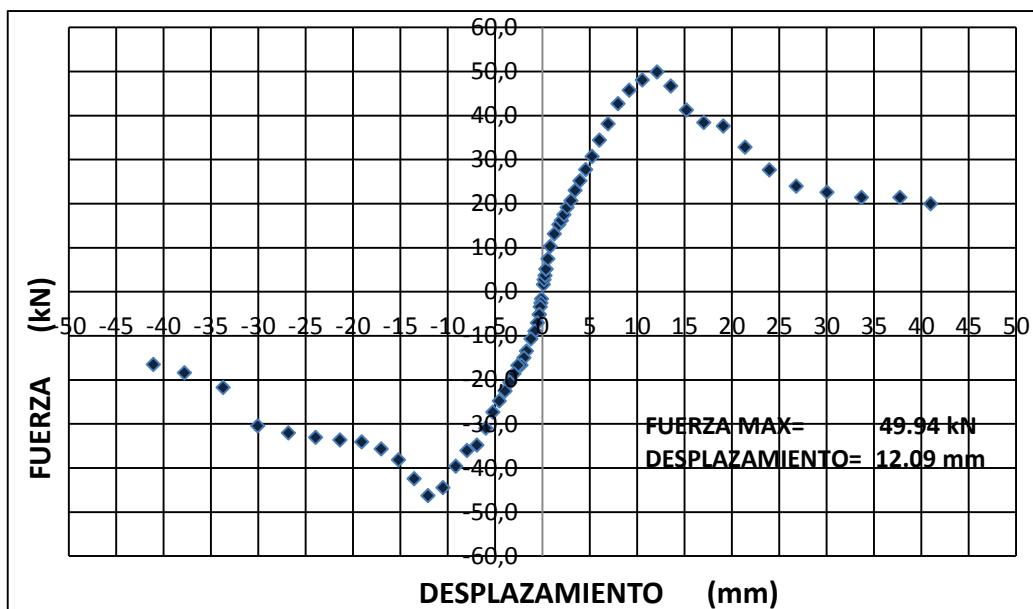
**RESPUESTA HISTERÉTICA**

**Figura 3- 22:** Diagrama de Histéresis del prototipo AEZC-4



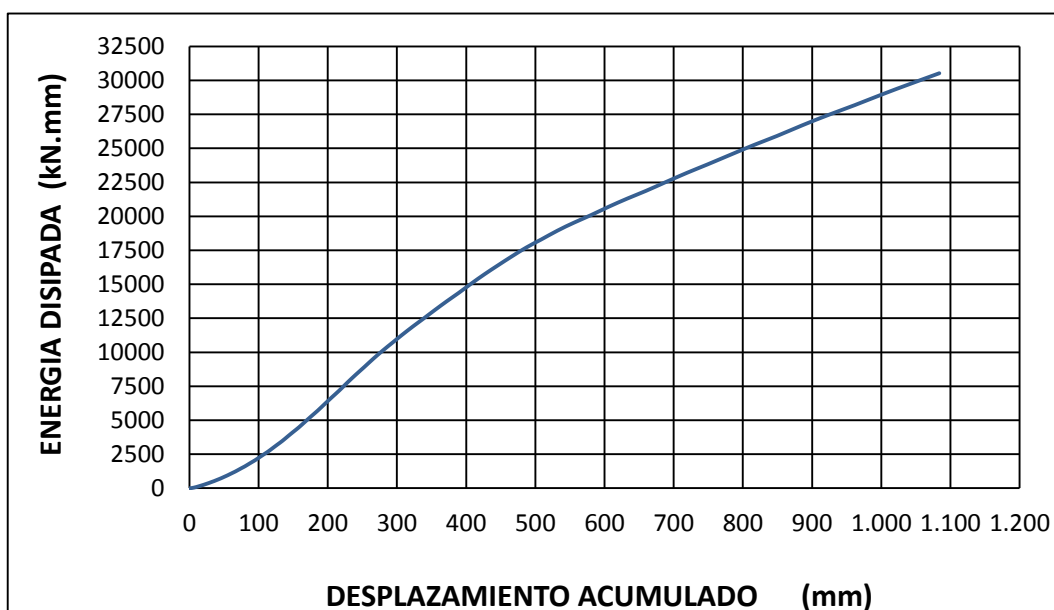
### ENVOLVENTE DE LA RESPUESTA HISTERÉTICA

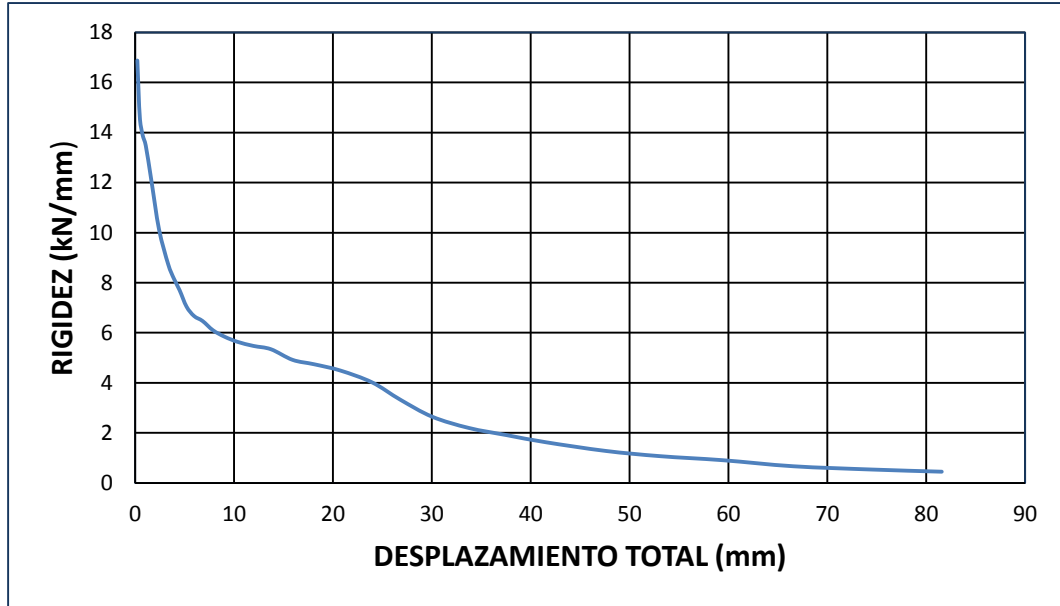
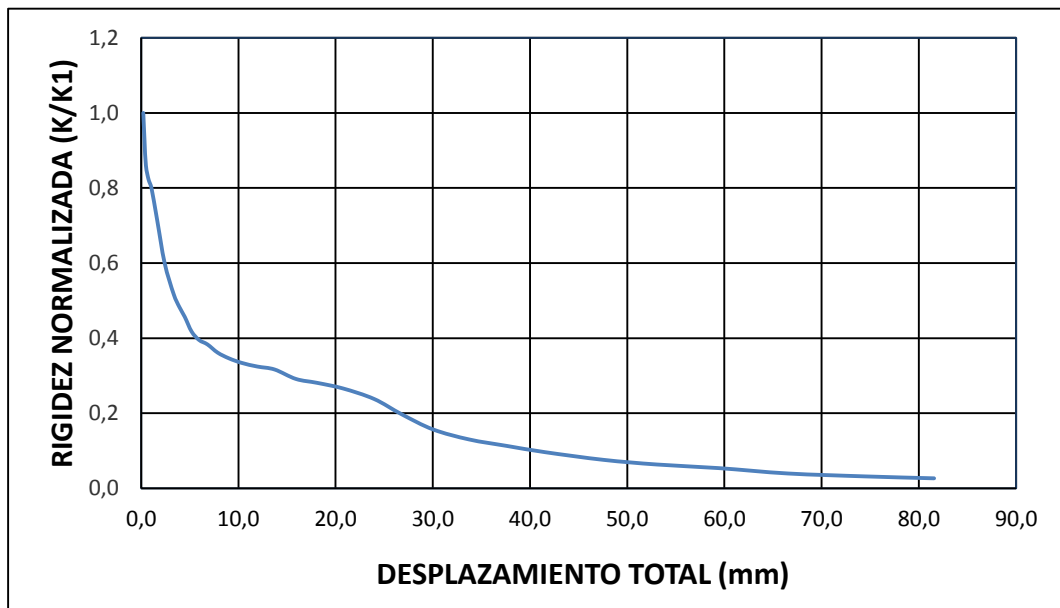
Figura 3- 23: Envoltorio de los ciclos de Histéresis prototipo AEZC-4

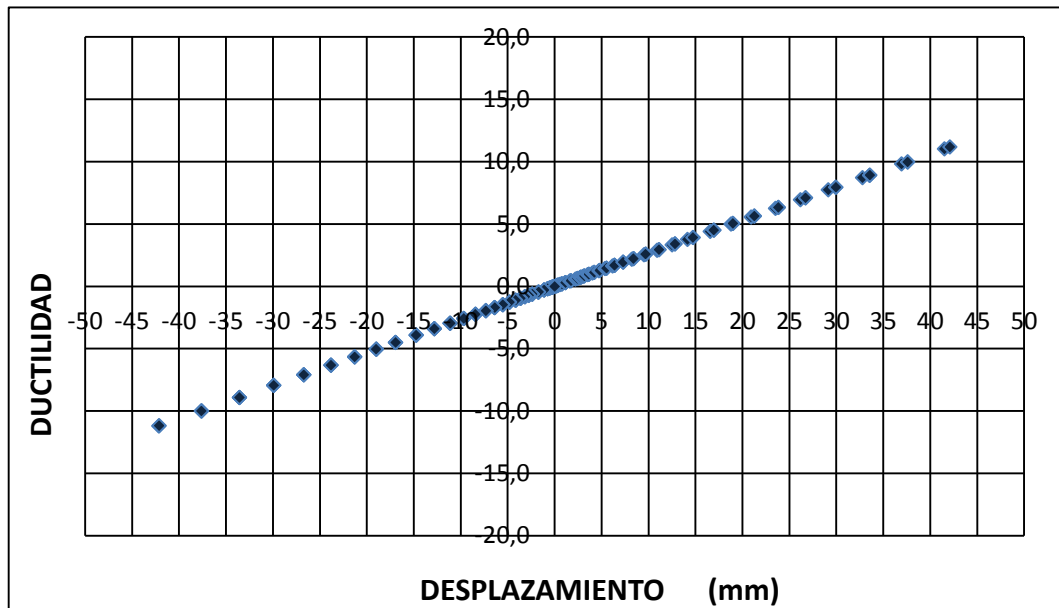
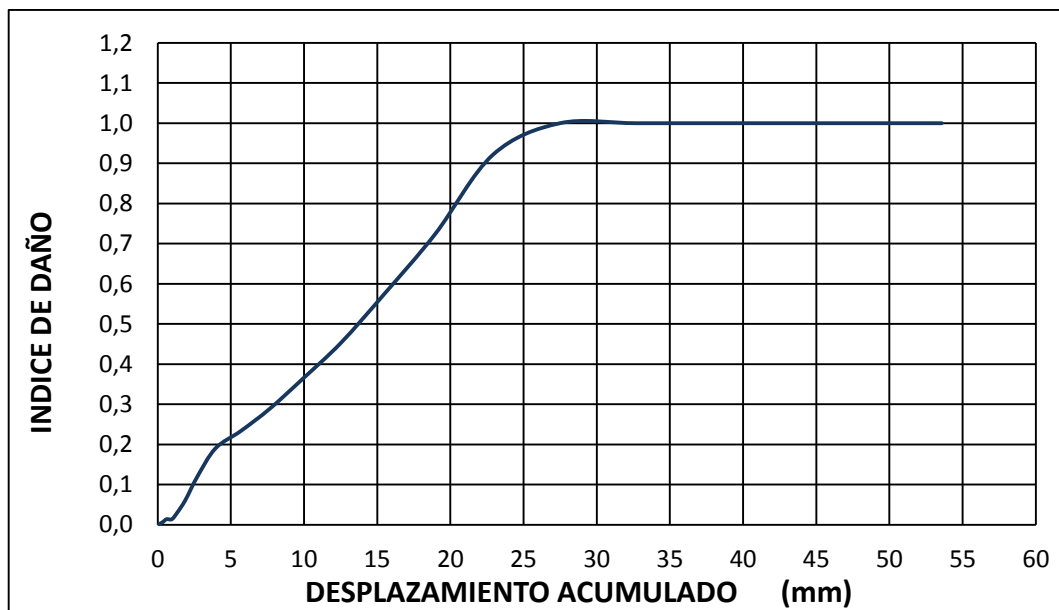


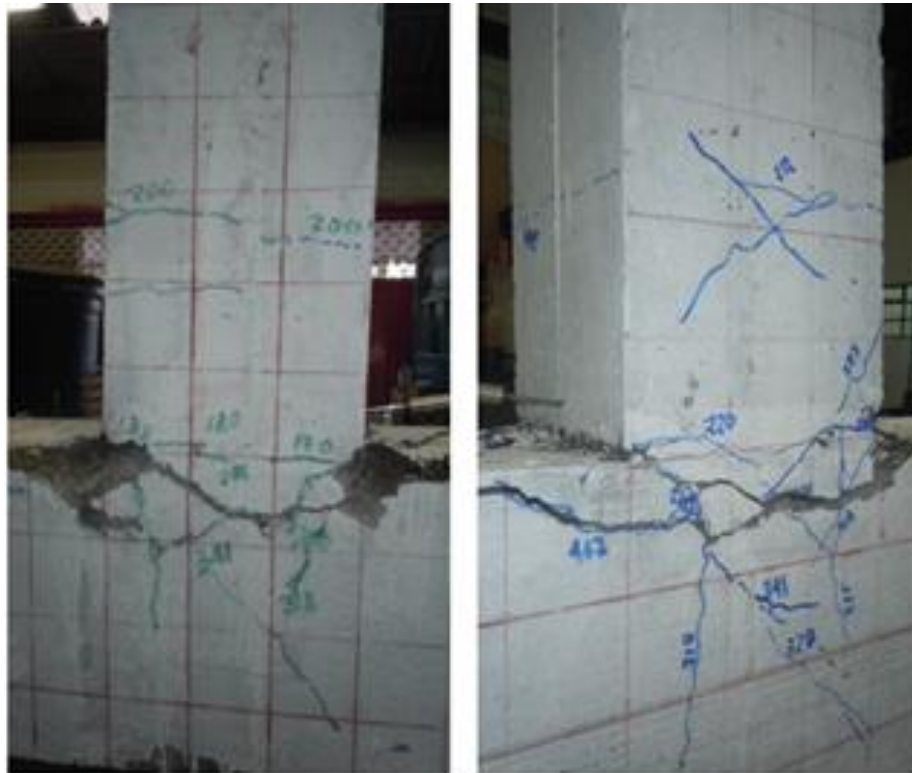
### ENERGÍA HISTERÉTICA DISIPADA

Figura 3- 24: Energía Histerética disipada acumulada prototipo AEZC-4

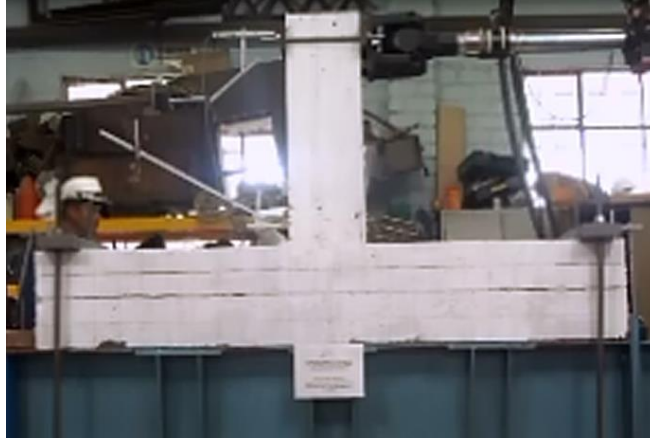


**DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ****Figura 3- 25:** Degradación de la rigidez AEZC-4**DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ NORMALIZADA****Figura 3- 26:** Degradación de la rigidez normalizada prototipo AEZC-4

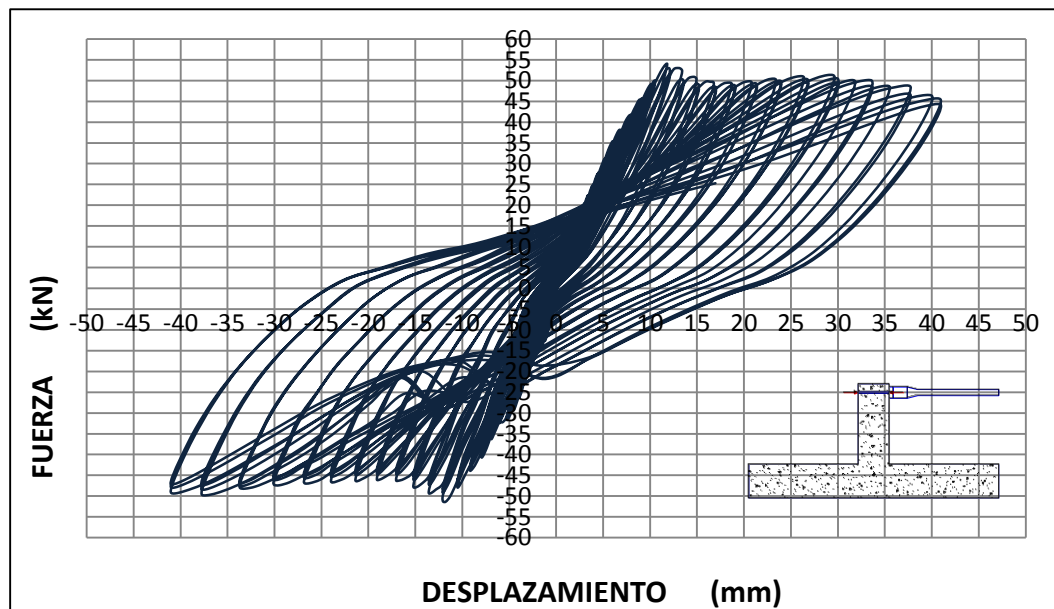
**DUCTILIDAD****Figura 3- 27:** Ductilidad por desplazamiento del prototipo AEZC-4**ÍNDICE DE DAÑO****Figura 3- 28:** Índice de daño prototipo AEZC-4

**DESCRIPCIÓN DE LA FALLA****Fotografía 3- 8:** Condición del prototipo AEZC-4, después del ensayo

El comportamiento de este prototipo es idéntico al del prototipo AEZC-3, ya que presenta el mismo mecanismo de falla presentando menos fisuras a lo largo de la viga y fisuras drásticas en el puente de adherencia entre el concreto fresco y el endurecido, hasta el punto de presentar descascaramiento del concreto, prácticamente el núcleo de la unión no sufrió daños, debido a su corta longitud de anclaje se presenta estrangulamiento en la curva histerética el cual se atribuye a la pérdida de adherencia o deslizamiento del refuerzo a tracción de la viga. Por la configuración de la curva histerética se puede decir que los esfuerzos de adherencia fueron superados por las solicitaciones aplicadas inmediatamente de alcanzar el valor máximo de carga a resistir por lo presenta una falla frágil.

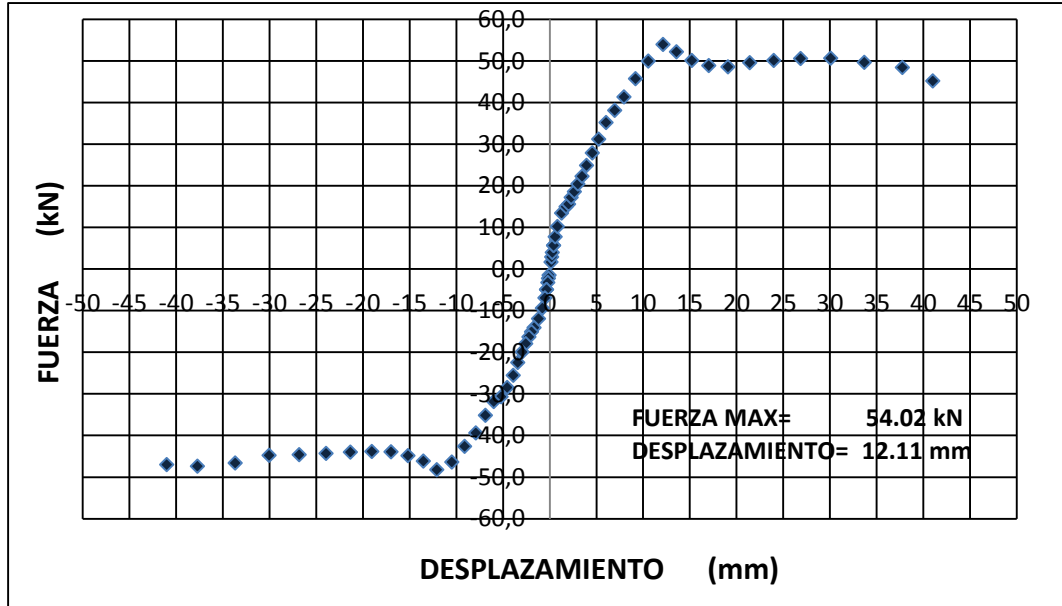
**PROTOTIPO AEZC-5****Fotografía 3- 9:** Condición inicial prototipo AEZC-5**DESCRIPCIÓN**

AEZC-5	Unión viga-columna con anclaje epóxico zona confinada Ver descripción y distribución de refuerzo en el anexo B.
Refuerzo anclado	4 Barras de 5/8" Correspondiente al refuerzo longitudinal de la viga.
Tipo de anclaje	Químico
Longitud de anclaje	35 cm

**RESPUESTA HISTERÉTICA****Figura 3- 29:** Diagrama de histéresis prototipo AEZC-5

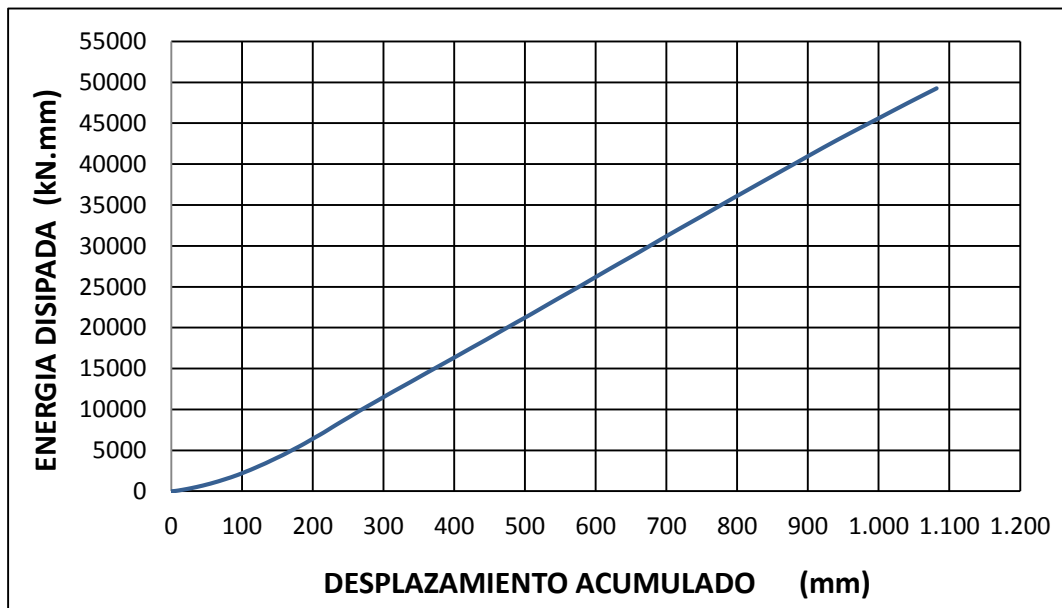
**ENVOLVENTE DE LA RESPUESTA HISTERÉTICA**

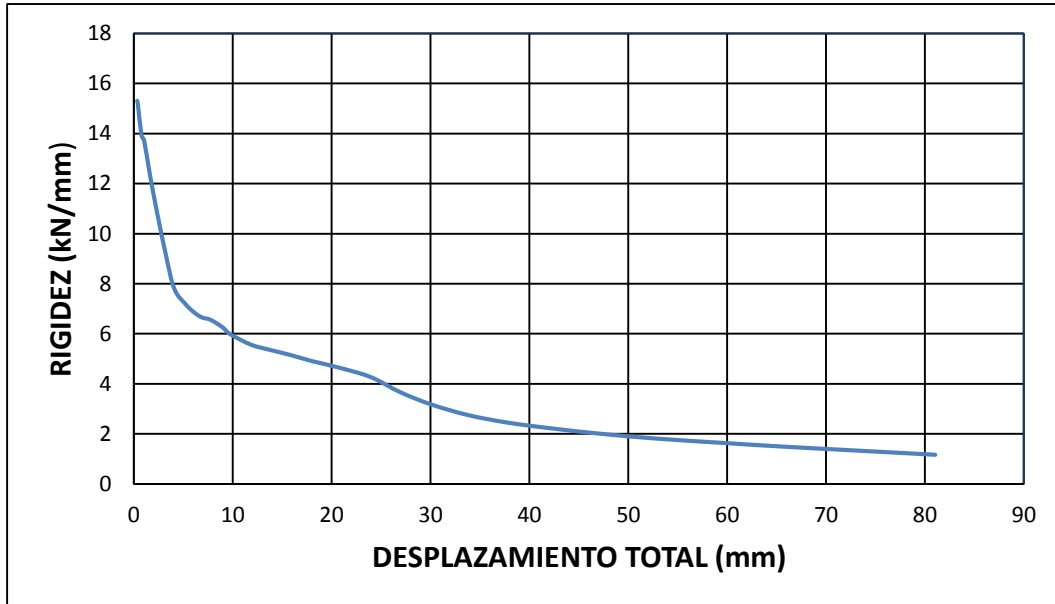
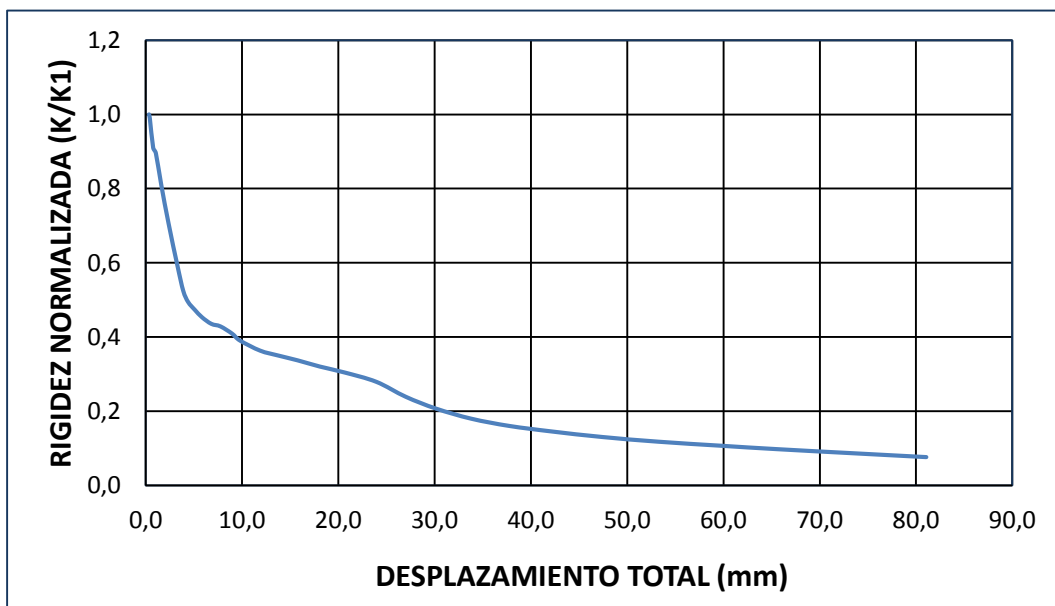
**Figura 3- 30:** Envolvente de los ciclos de histéresis prototipo AEZC-5



**ENERGÍA HISTERÉTICA DISIPADA**

**Figura 3- 31:** Energía histerética disipada acumulada prototipo AEZC-5

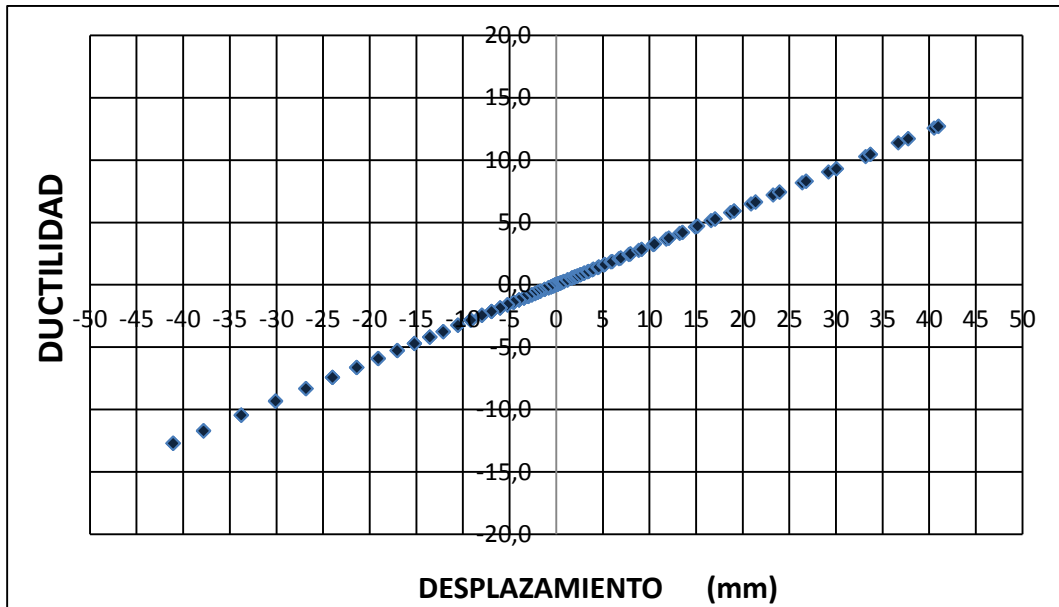


**DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ****Figura 3- 32:** Degradación de la rigidez prototipo AEZC-5**DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ NORMALIZADA****Figura 3- 33:** Degradación de la rigidez normalizada prototipo AEZC-5



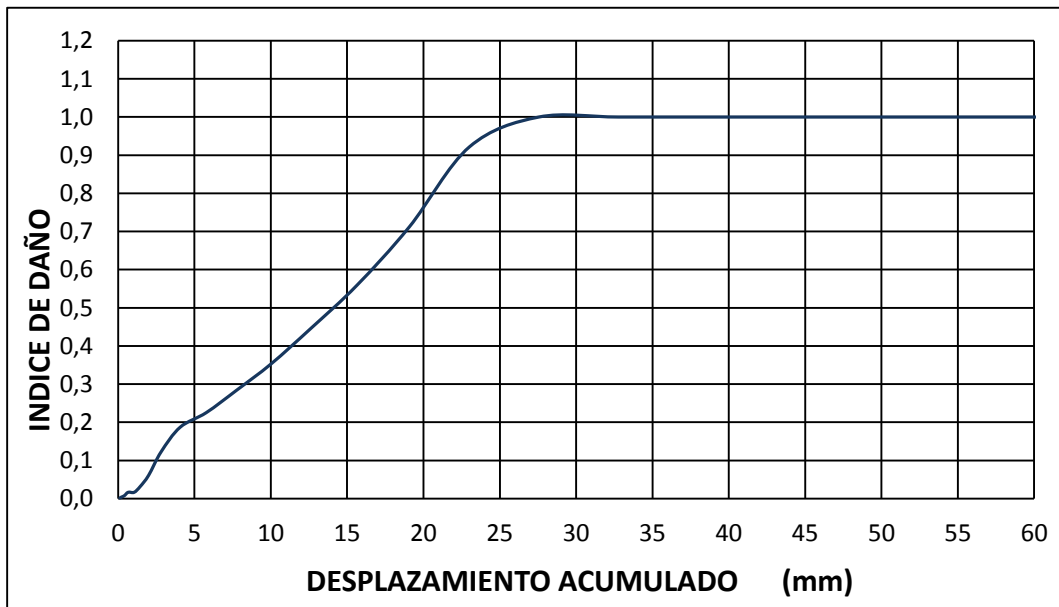
**DUCTILIDAD POR DESPLAZAMIENTO**

**Figura 3- 34:** Ductilidad por desplazamiento del prototipo AEZC-5



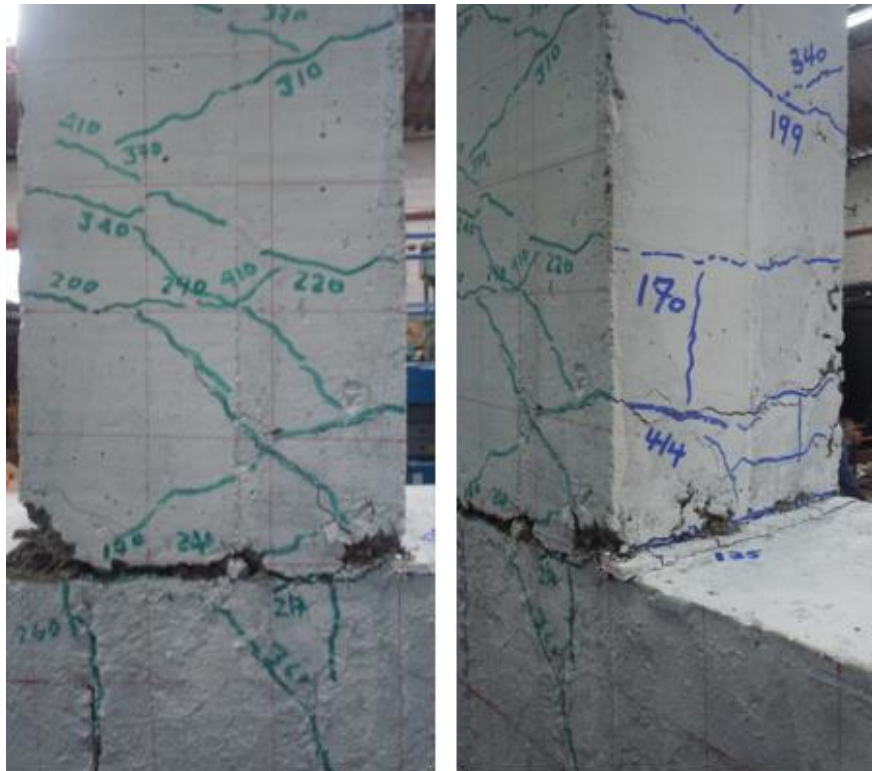
**ÍNDICE DE DAÑO**

**Figura 3- 35:** Índice de daño prototipo AEZC-5



### DESCRIPCIÓN DE LA FALLA

**Fotografía 3- 10:** Condición del prototipo AEZC-5, después del ensayo



Al observar la gráfica del comportamiento histerético vemos que no se presenta estrangulamiento, por lo que se asume que los esfuerzos actuantes en el nudo no superaron los esfuerzos resistentes por adherencia, de ahí que al observar las fisuras en esta unión nos podemos dar cuenta, que el núcleo de la columna en la zona de la conexión no presenta daños severos, la mayoría de las fisuras se crearon a lo largo de la viga y la falla se genera en el punto de conexión por la cara interna de la columna.

### PROTOTIPO AEZC-6

**Fotografía 3- 11:** Condición inicial prototipo AEZC-6

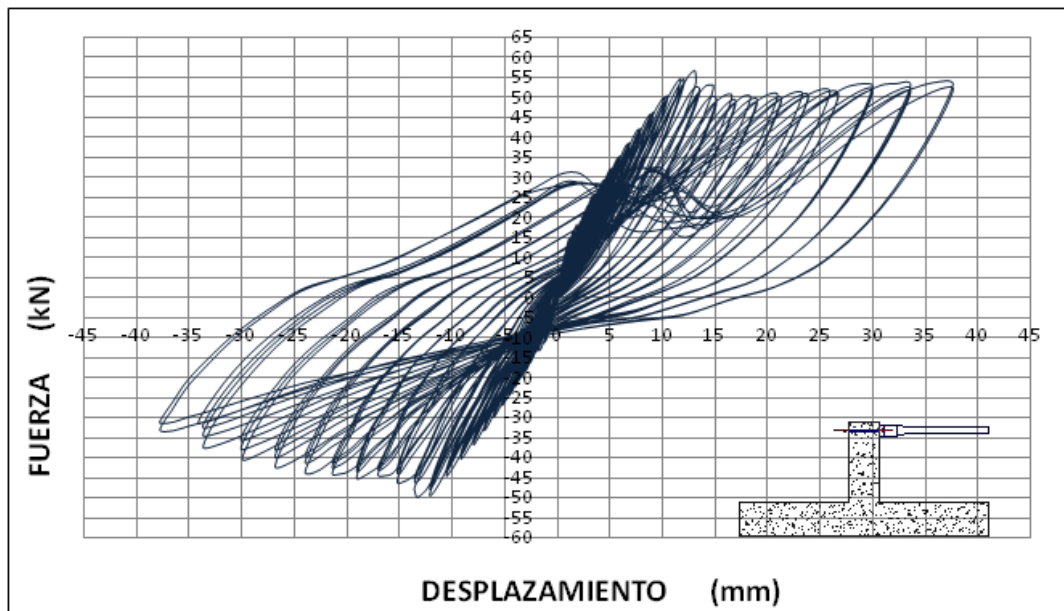


### DESCRIPCIÓN

AEZC-6	Unión viga-columna con anclaje epóxico zona confinada Ver descripción y distribución de refuerzo en el anexo B.
Refuerzo anclado	4 Barras de 5/8" Correspondiente al refuerzo longitudinal de la viga.
Tipo de anclaje	Químico
Longitud de anclaje	35 cm

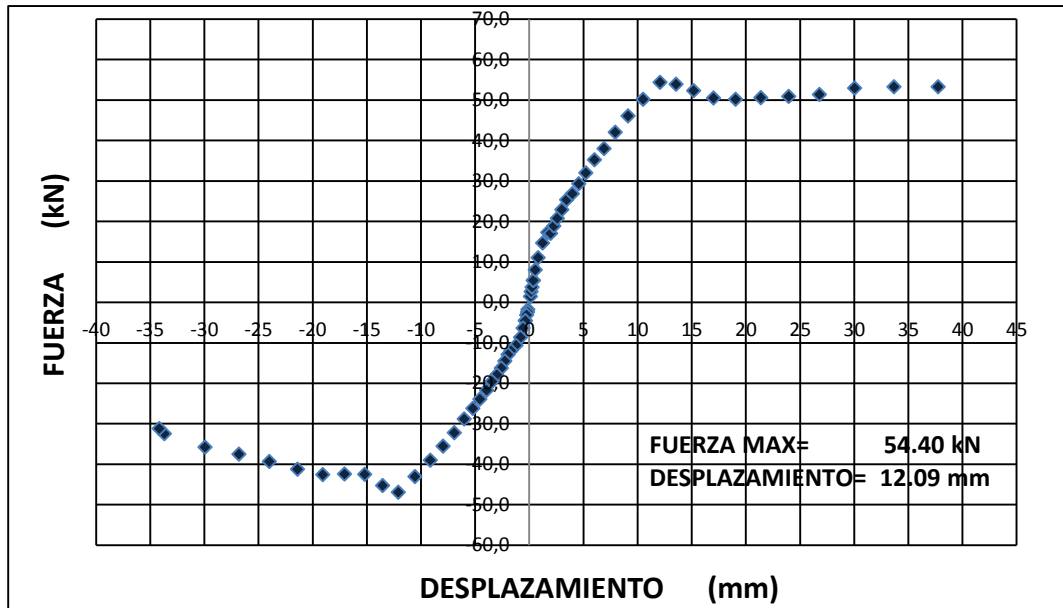
### RESPUESTA HISTERÉTICA

**Figura 3- 36:** Diagrama de histéresis prototipo AEZC-6



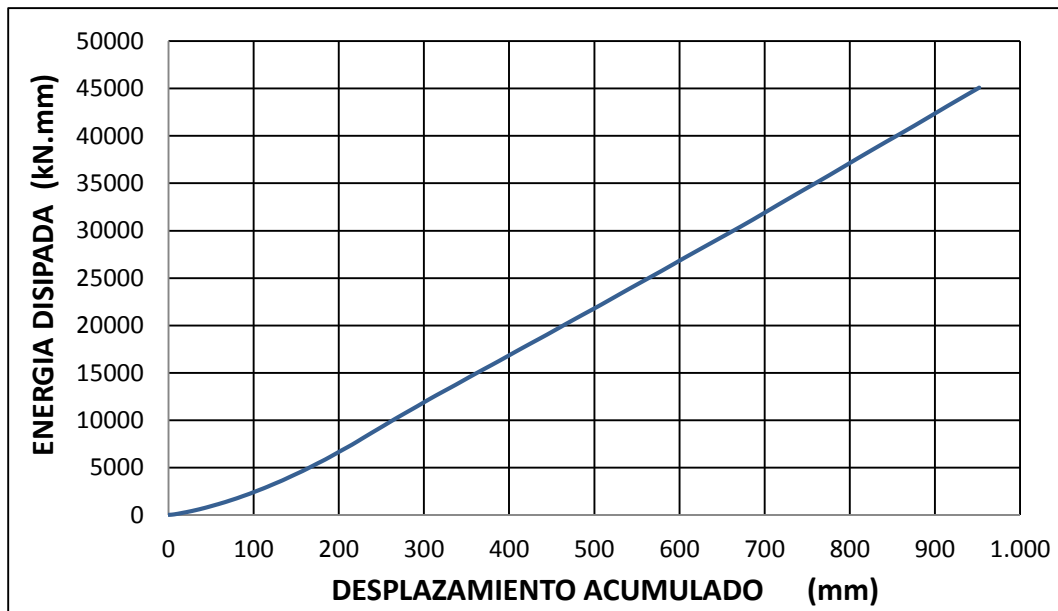
### ENVOLVENTE DE LA RESPUESTA HISTERÉTICA

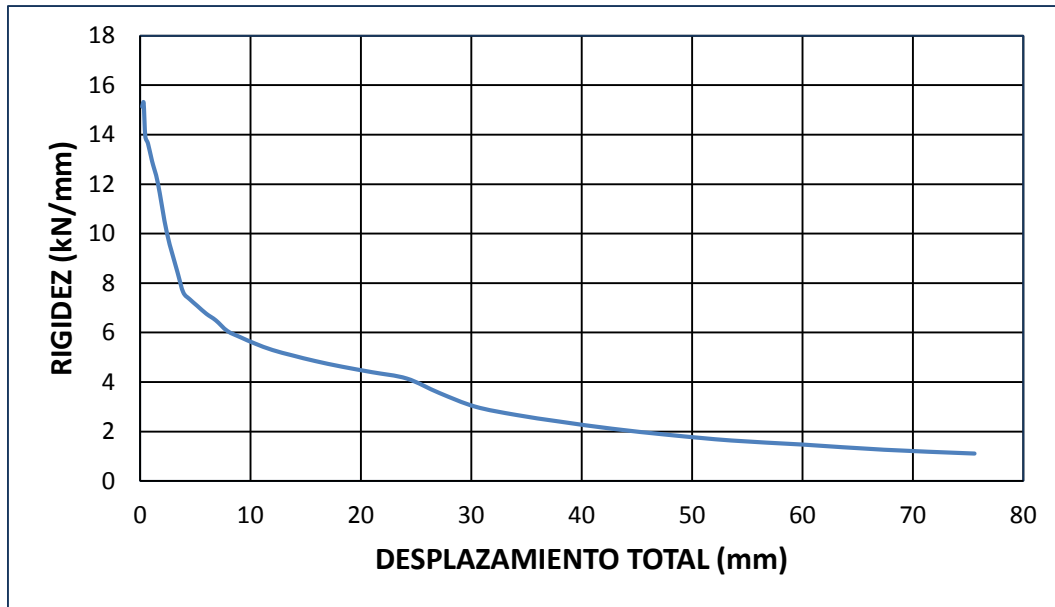
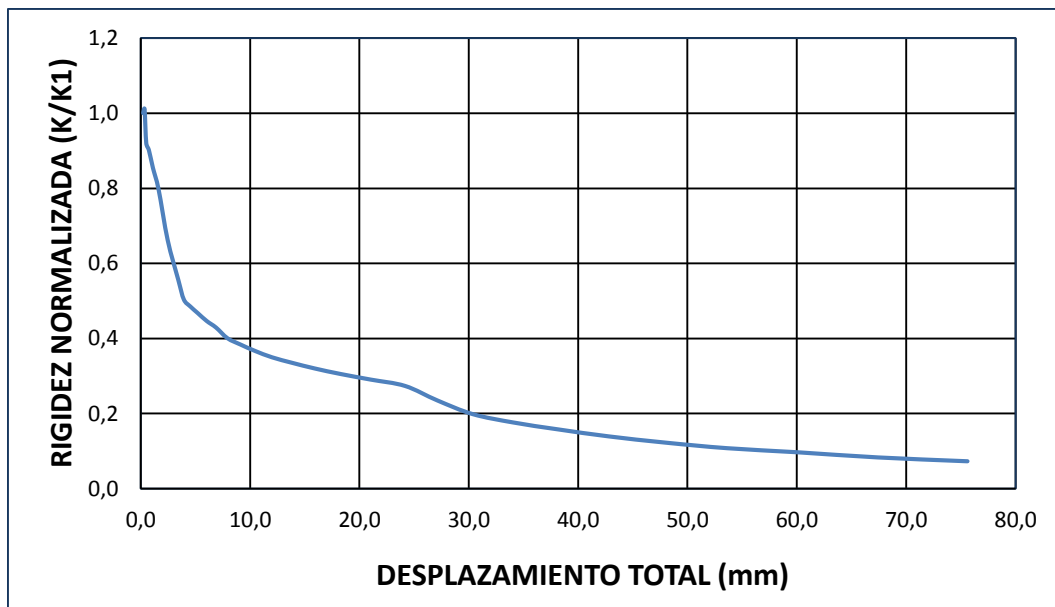
Figura 3- 37: Envoltorio de los ciclos de Histéresis prototipo AEZC-6

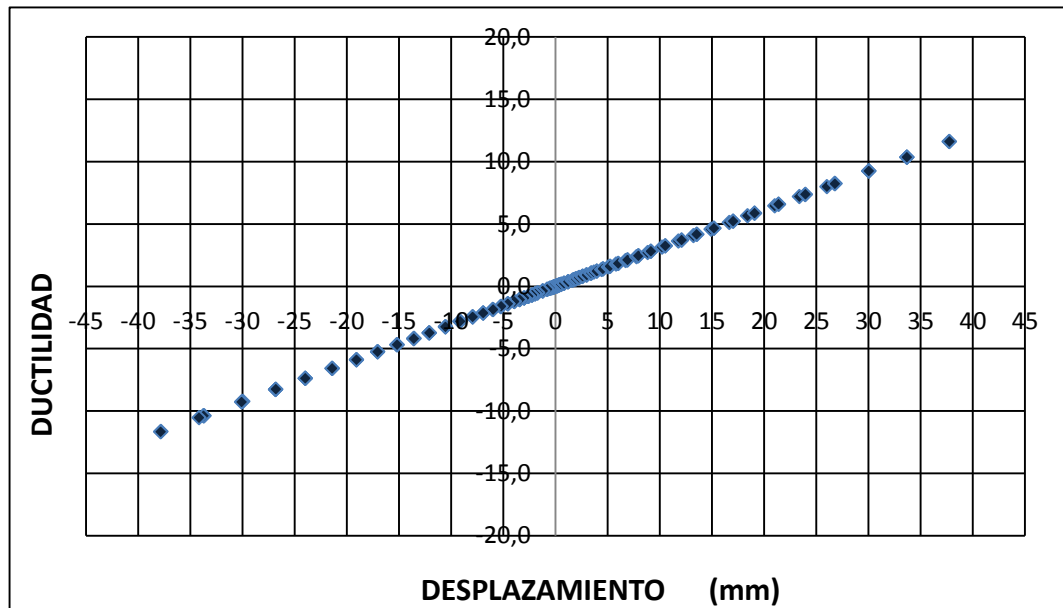
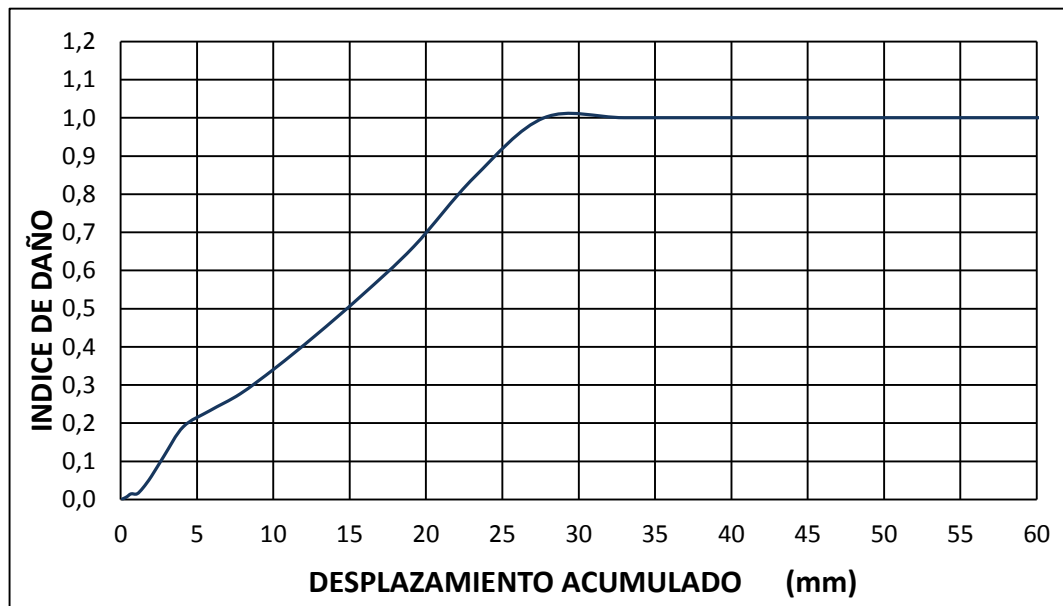


### ENERGÍA HISTERÉTICA DISIPADA

Figura 3- 38: Energía histerética disipada acumulada prototipo AEZC-6



**DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ****Figura 3- 39:** Degradación de la rigidez prototipo AEZC-6**DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ NORMALIZADA****Figura 3- 40:** Degradación de la rigidez normalizada prototipo AEZC-6

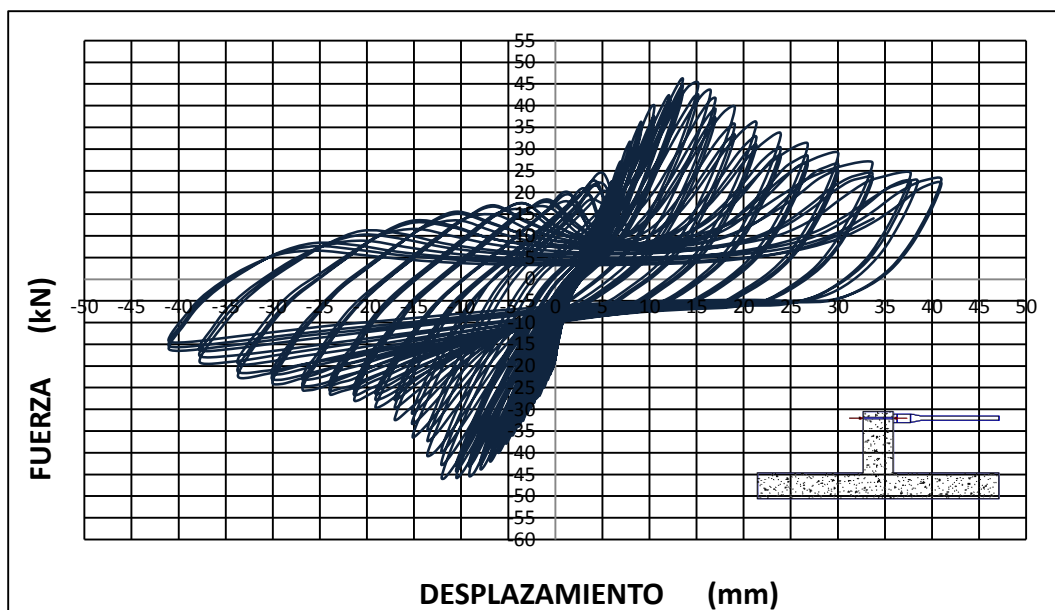
**DUCTILIDAD POR DESPLAZAMIENTO****Figura 3- 41:** Ductilidad por desplazamiento AEZC-6**ÍNDICE DE DAÑO****Figura 3- 42:** Índice de daño prototipo AEZC-6

**DESCRIPCIÓN DE LA FALLA****Fotografía 3- 12:**Condición del prototipo AEZC-6, después del ensayo

Al observar la gráfica del comportamiento histerético vemos que no se presenta estrangulamiento, por lo que se asume que los esfuerzos actuantes en el nudo no superaron los esfuerzos resistentes por adherencia, de ahí que al observar las fisuras en esta unión nos podemos dar cuenta, que el núcleo de la columna en la zona de la conexión no presenta daños severos, la mayoría de las fisuras se crearon a lo largo de la viga y la falla se genera en el punto de conexión por la cara interna de la columna.

**PROTOTIPO AENC-7****Fotografía 3- 13:** Condición inicial prototipo AENC-7**DESCRIPCIÓN**

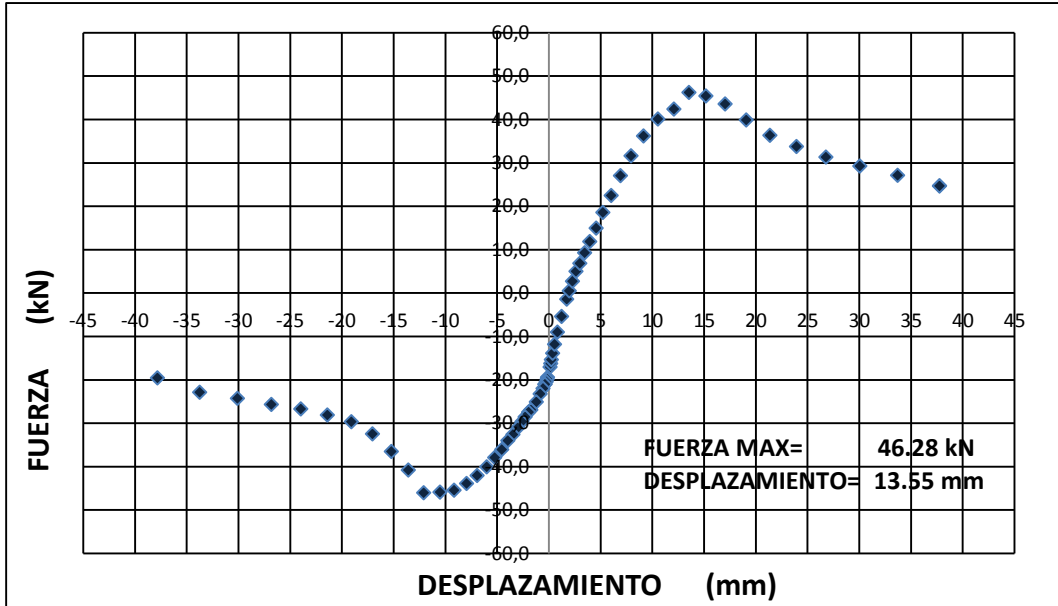
AENC-7	Unión viga-columna con anclaje epóxico en zona sin confinamiento Ver descripción y distribución de refuerzo en el anexo B
Refuerzo anclado	4 Barras de 5/8" Correspondiente al refuerzo longitudinal de la viga.
Tipo de anclaje	Químico
Longitud de anclaje	30 cm

**RESPUESTA HISTERÉTICA****Figura 3- 43:** Diagrama de histéresis prototipo AENC-7



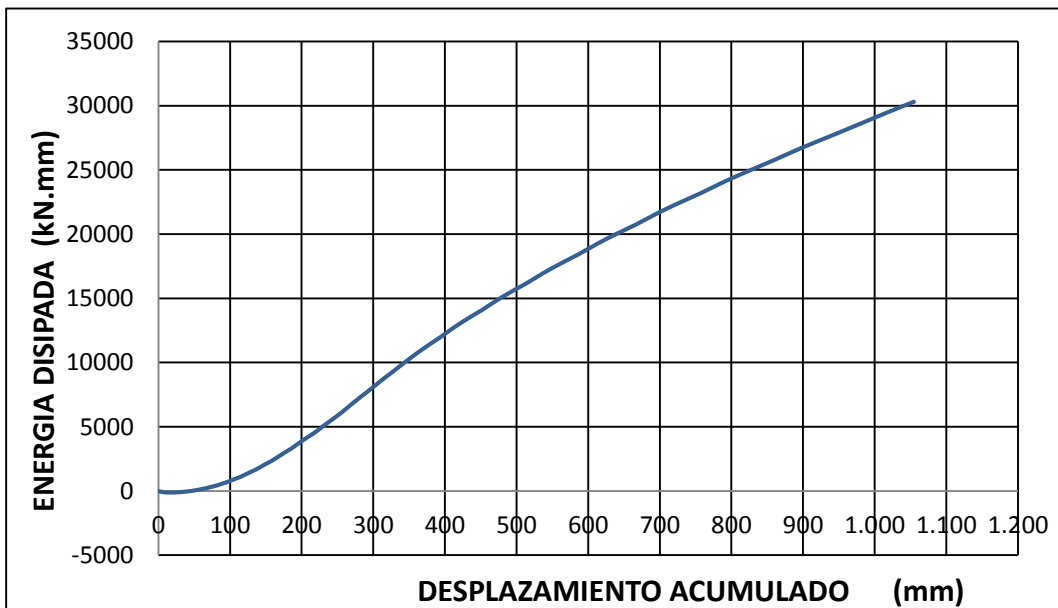
**ENVOLVENTE DE LA RESPUESTA HISTERÉTICA**

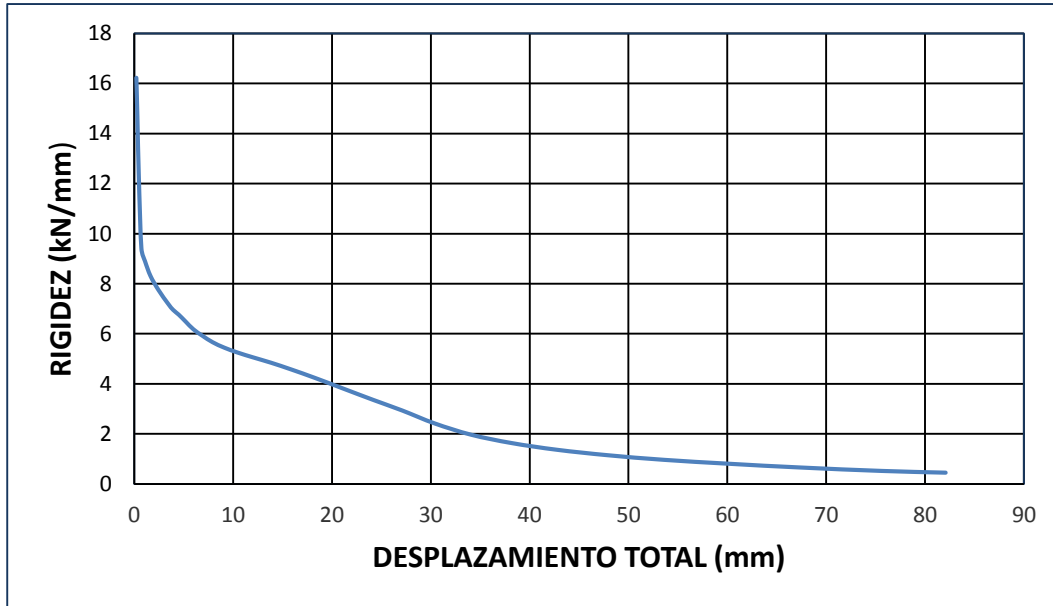
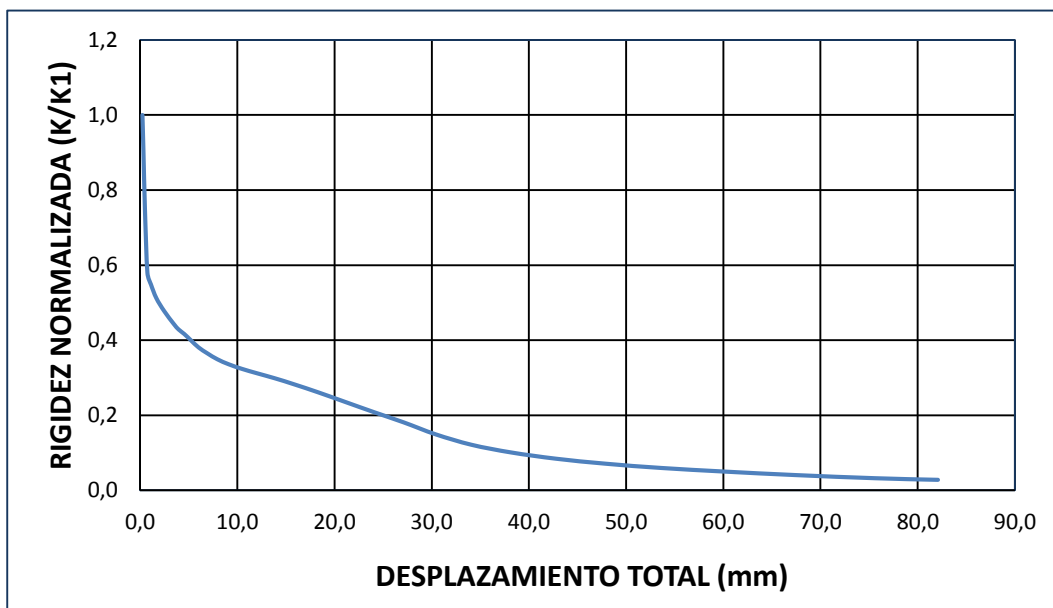
**Figura 3- 44:** Envolvente de los ciclos de Histéresis prototipo AENC-7



**ENERGÍA HISTERÉTICA DISIPADA**

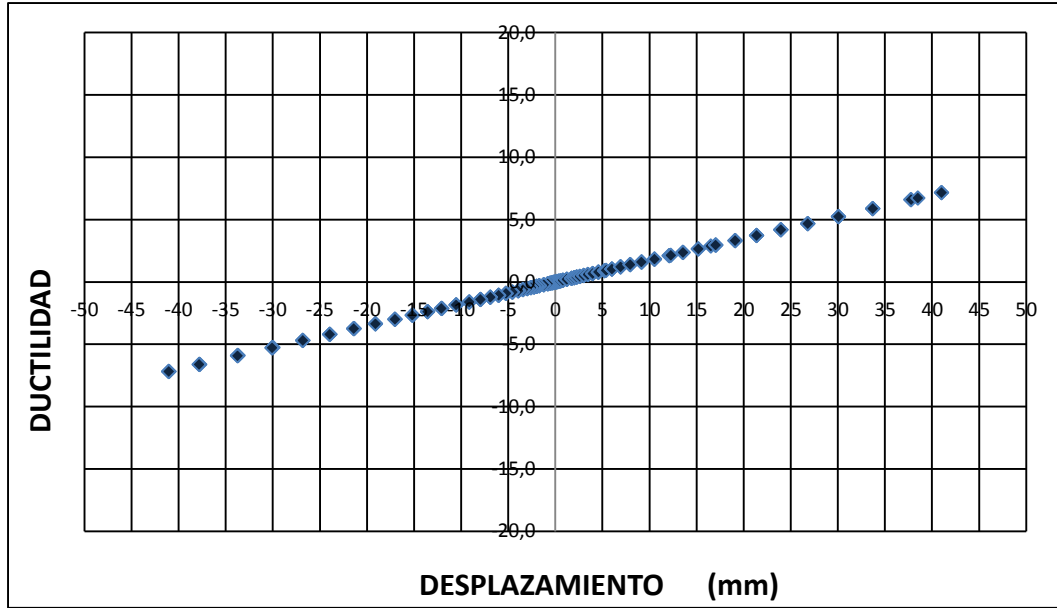
**Figura 3- 45:** Energía histerética disipada acumulada prototipo AENC-7



**DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ****Figura 3- 46:** Degradación de la rigidez prototipo AENC-7**DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ NORMALIZADA****Figura 3- 47:** Degradación de la rigidez normalizada AENC-7

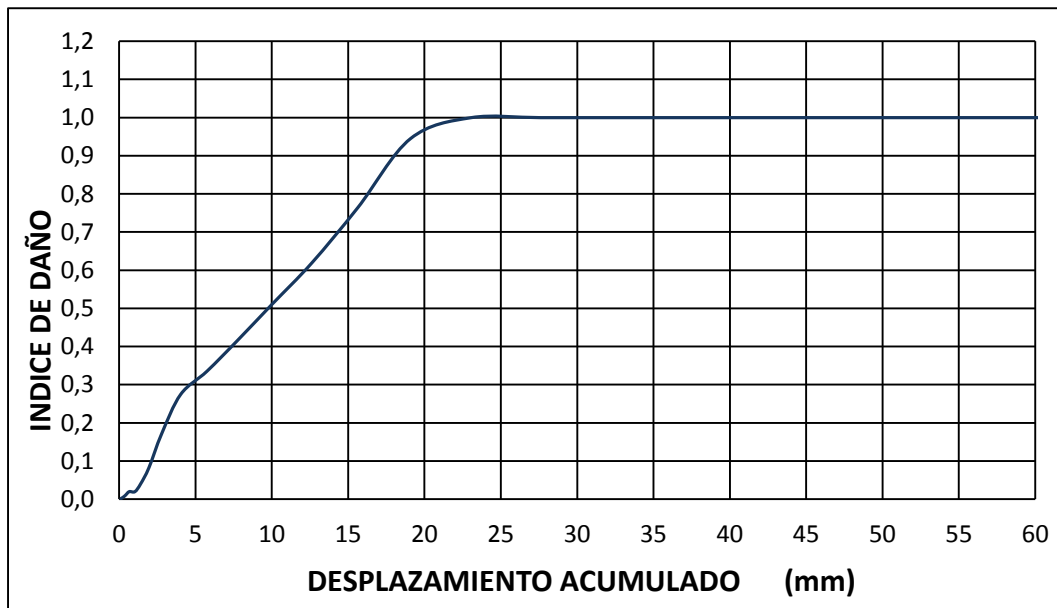
**DUCTILIDAD POR DESPLAZAMIENTO**

**Figura 3- 48:** Ductilidad por desplazamiento del prototipo AENC-7



**ÍNDICE DE DAÑO**

**Figura 3- 49:** Índice de daño prototipo AENC-7



### DESCRIPCIÓN DE LA FALLA

**Fotografía 3- 14:** Condición del prototipo AENC-7, después del ensayo



Este prototipo luego del ensayo presenta menos fisuras a lo largo de la viga y fisuras drásticas en el puente de adherencia entre el concreto fresco y el endurecido, hasta el punto de presentar descascaramiento del concreto en la parte interna de la columna el cual es característico de las uniones sin confinamiento, ya que esta zona sufre esfuerzos a compresión. Se presenta estrangulamiento en la curva histerética el cual se atribuye a la pérdida de adherencia o deslizamiento del refuerzo a tracción de la viga. Por la configuración de la curva histerética se puede decir que los esfuerzos de adherencia fueron superados por las sollicitaciones aplicadas inmediatamente después de alcanzar el valor máximo de carga a resistir por lo que presenta una falla frágil.

### PROTOTIPO AENC-8

**Fotografía 3- 15:** Condición inicial prototipo AENC-8

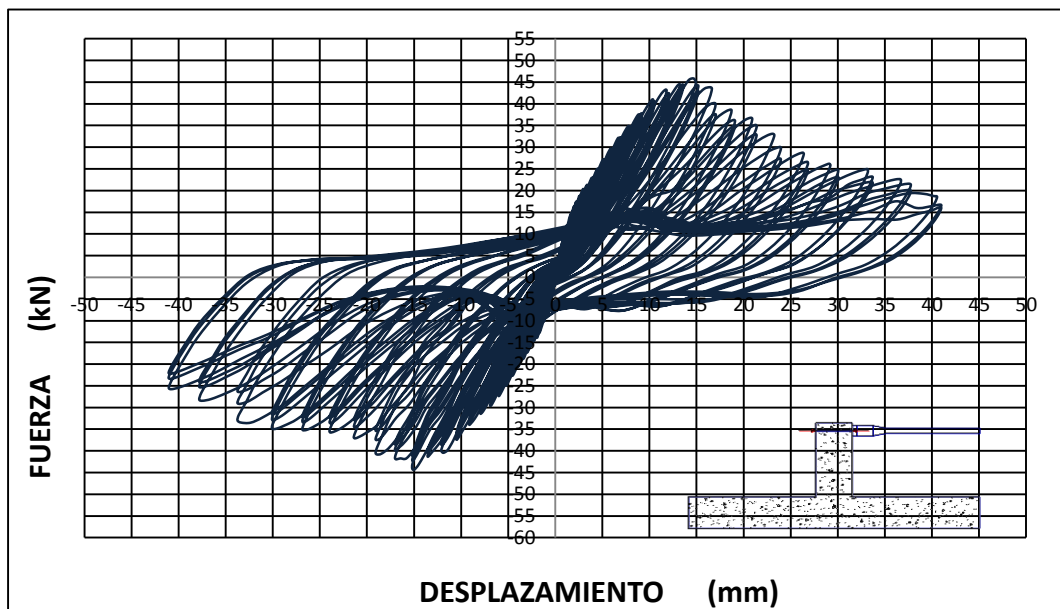


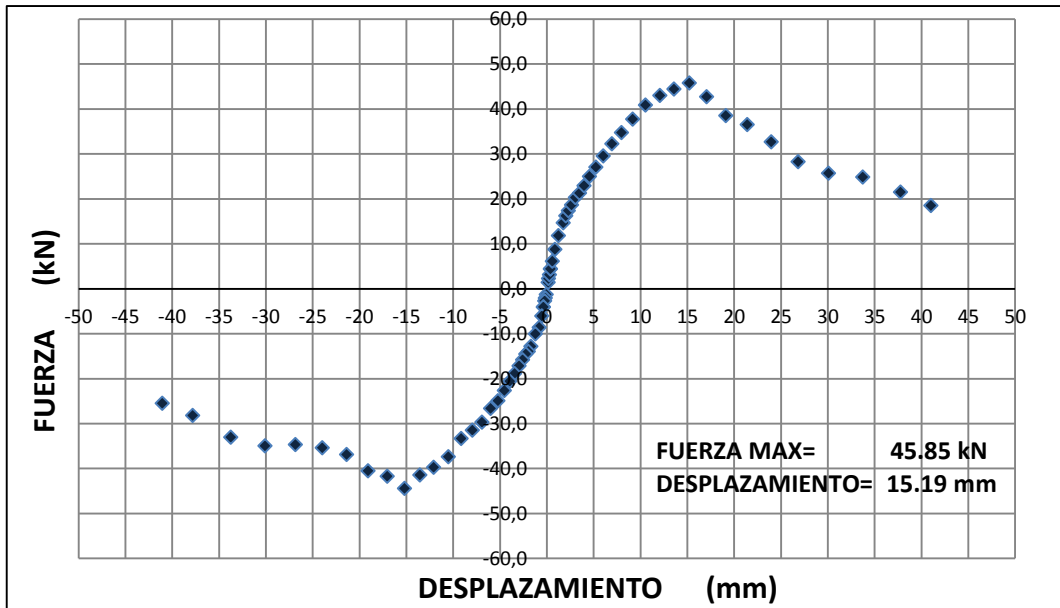
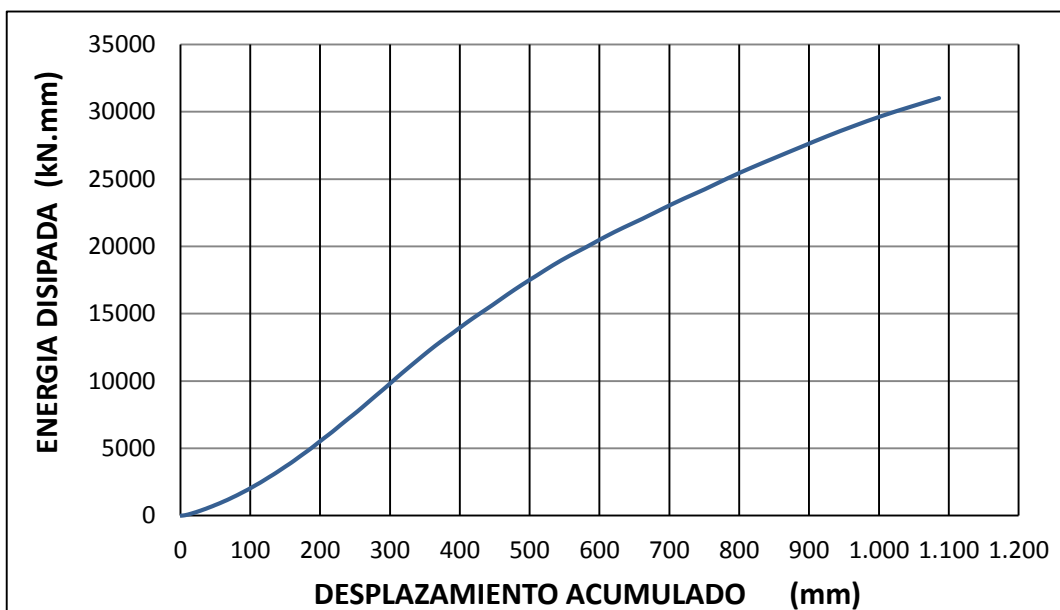
### DESCRIPCIÓN

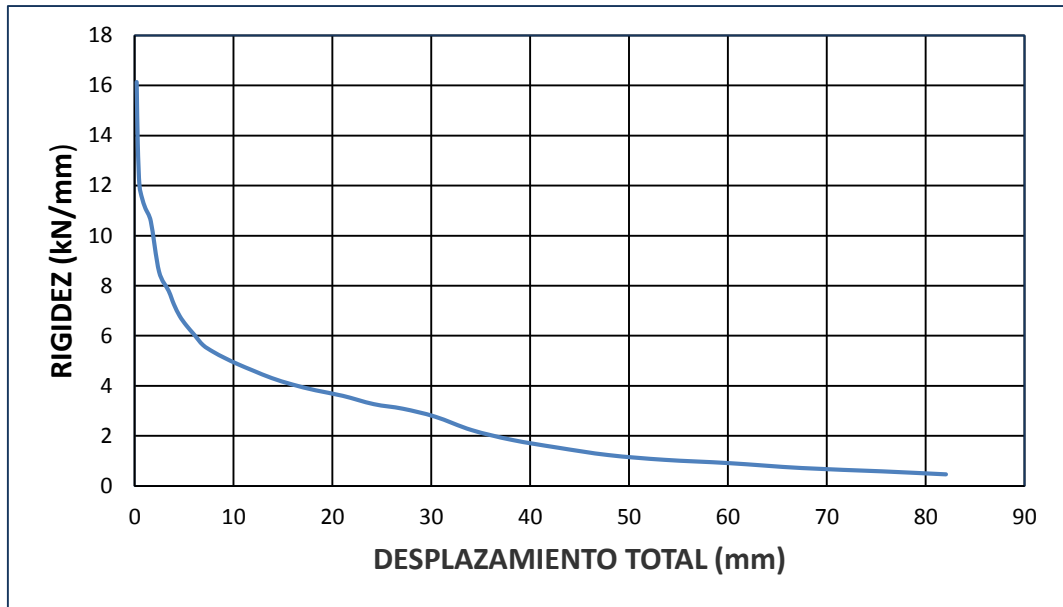
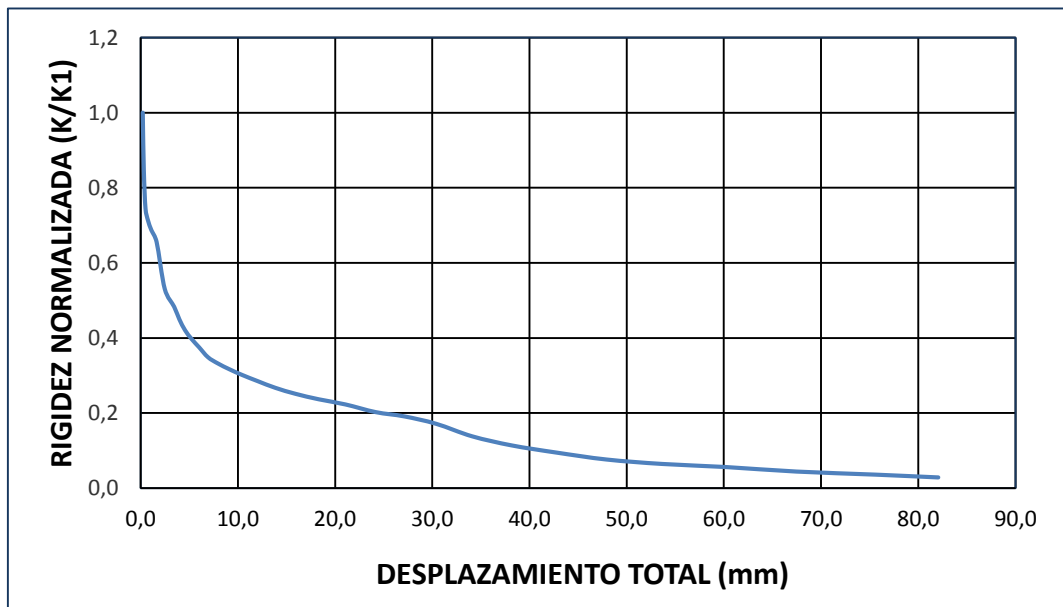
AENC-8	Unión viga-columna con anclaje epóxico en zona sin confinamiento Ver descripción y distribución de refuerzo en el anexo B.
Refuerzo anclado	4 Barras de 5/8" Correspondiente al refuerzo longitudinal de la viga.
Tipo de anclaje	Químico
Longitud de anclaje	30 cm

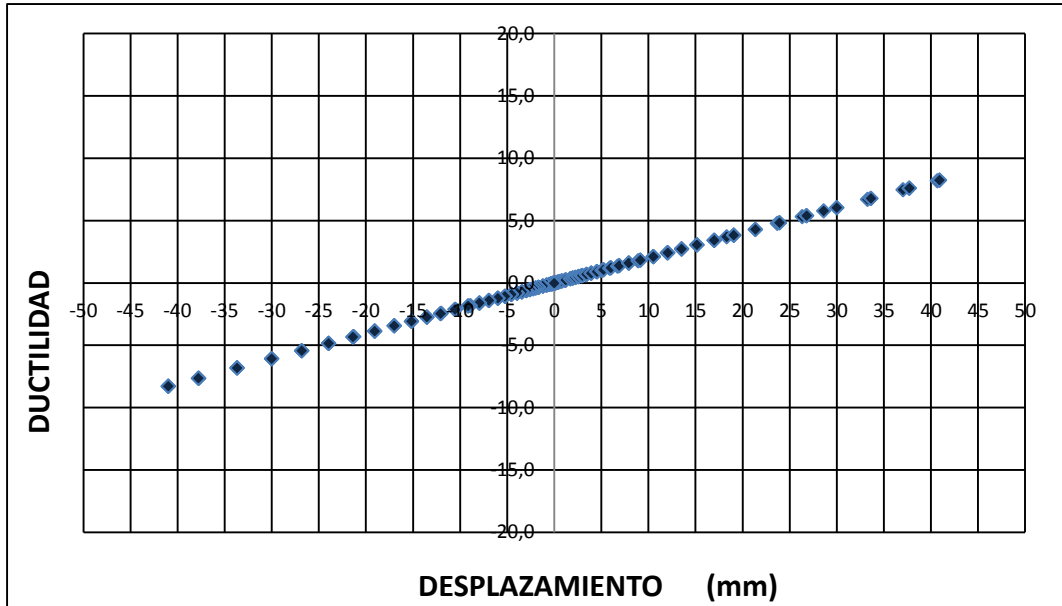
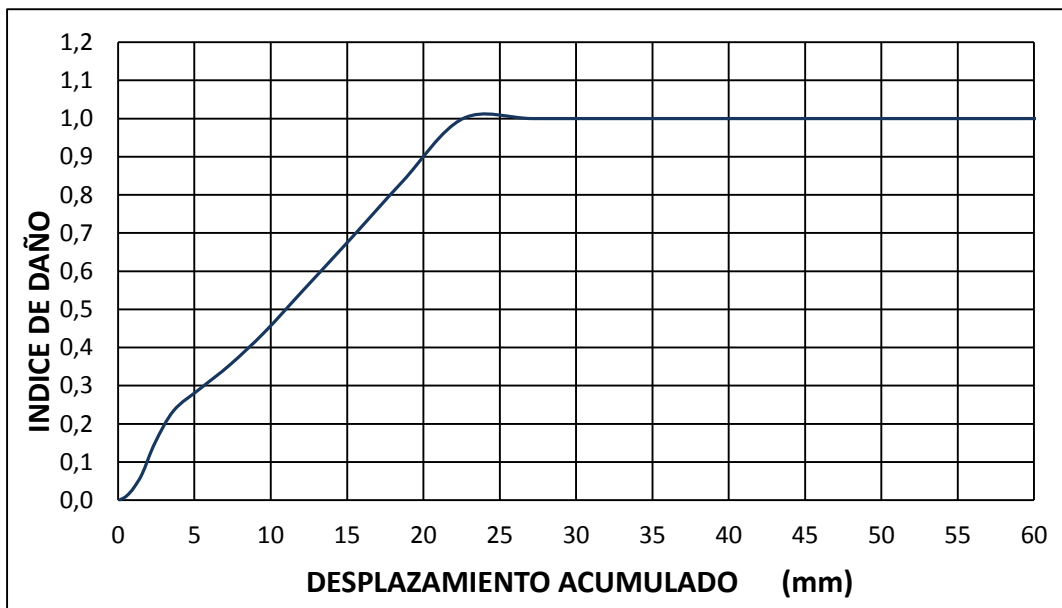
### RESPUESTA HISTERÉTICA

**Figura 3- 50:** Diagrama de histéresis prototipo AENC-8



**ENVOLVENTE DE LA RESPUESTA HISTERÉTICA****Figura 3- 51:** Envolvente de los ciclos de Histéresis prototipo AENC-8**ENERGÍA HISTERÉTICA DISIPADA****Figura 3- 52:** Energía histerética disipada acumulada prototipo AENC-8

**DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ****Figura 3- 53:** Degradación de la rigidez prototipo AENC-8**DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ NORMALIZADA****Figura 3- 54:** Degradación de la rigidez normalizada prototipo AENC-8

**DUCTILIDAD POR DESPLAZAMIENTO****Figura 3- 55:** Ductilidad por desplazamiento del prototipo AENC-8**ÍNDICE DE DAÑO****Figura 3- 56:** Índice de daño prototipo AENC-8



**DESCRIPCIÓN DE LA FALLA****Fotografía 3- 16:** Condición del prototipo AENC-8, después del ensayo

Este prototipo luego del ensayo presenta menos fisuras en el núcleo y fisuras **drásticas** en el puente de adherencia entre el concreto fresco y el endurecido, hasta el punto de presentar fisuras **drásticas** en la parte interna de la columna el cual es característico de las uniones sin confinamiento, ya que esta zona sufre esfuerzos a compresión. Se presenta estrangulamiento en la curva histerética el cual se atribuye a la pérdida de adherencia o deslizamiento del refuerzo a tracción de la viga. Por la configuración de la curva histerética se puede decir que los esfuerzos de adherencia fueron superados por las solicitaciones aplicadas inmediatamente después de alcanzar el valor máximo de carga a resistir por lo presenta una falla frágil.

### PROTOTIPO AENC-9

**Fotografía 3- 17:** Condición inicial prototipo AENC-9

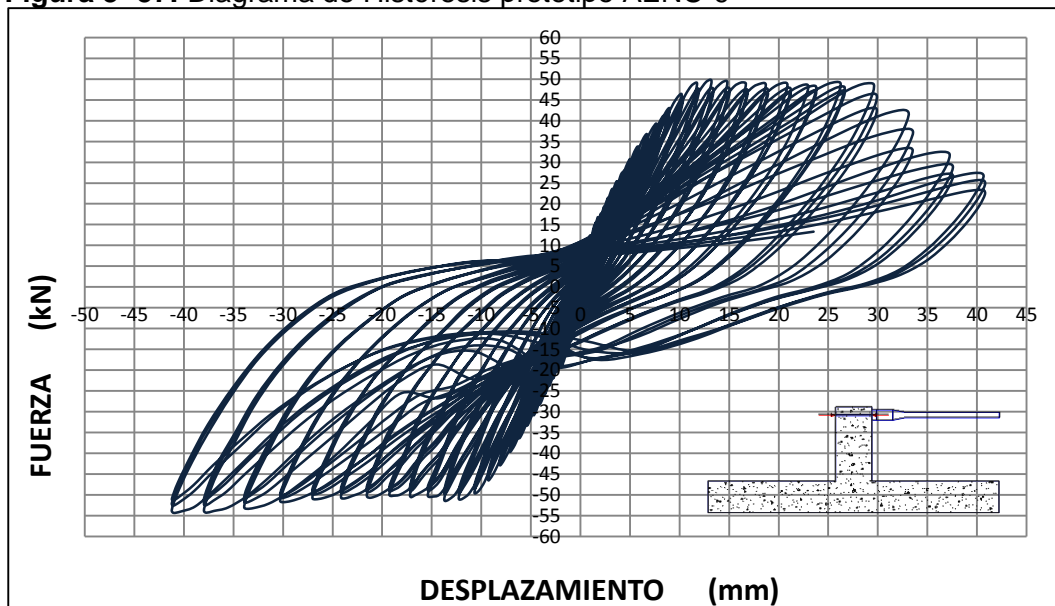


### DESCRIPCIÓN

AENC-9	Unión viga-columna con anclaje epóxico en zona sin confinamiento Ver descripción y distribución de refuerzo en el anexo B
Refuerzo anclado	4 Barras de 5/8" Correspondiente al refuerzo longitudinal De la viga.
Tipo de anclaje	Químico
Longitud de anclaje	35 cm

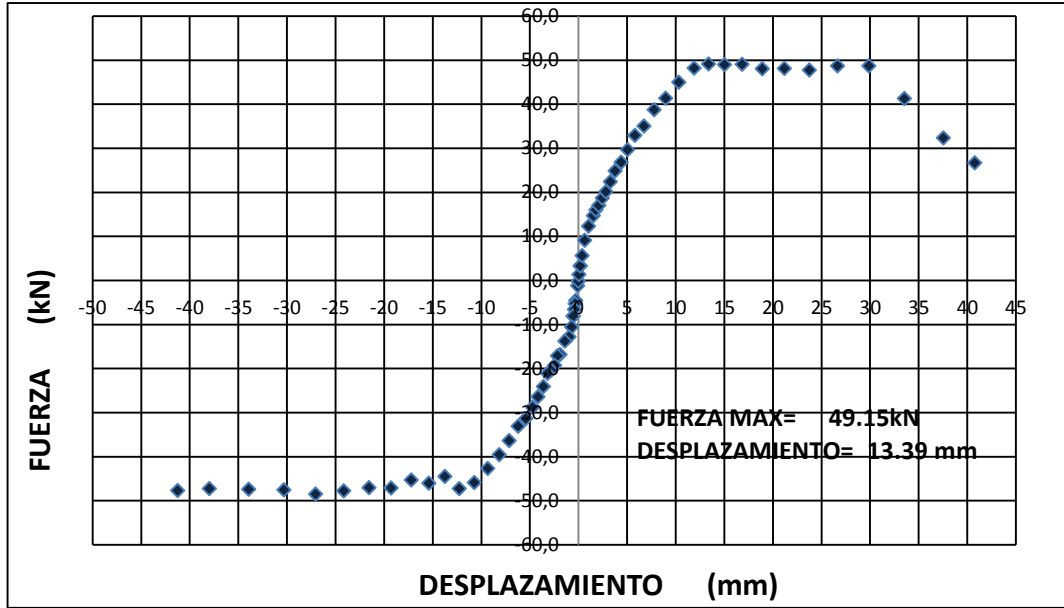
### RESPUESTA HISTERÉTICA

**Figura 3- 57:** Diagrama de Histéresis prototipo AENC-9



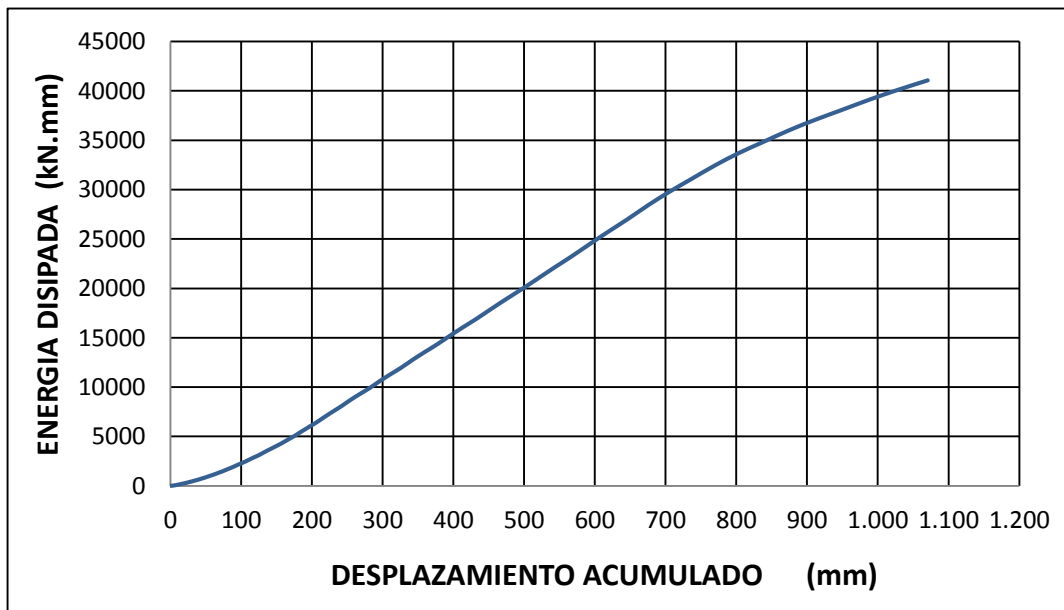
**ENVOLVENTE DE LA RESPUESTA HISTERÉTICA**

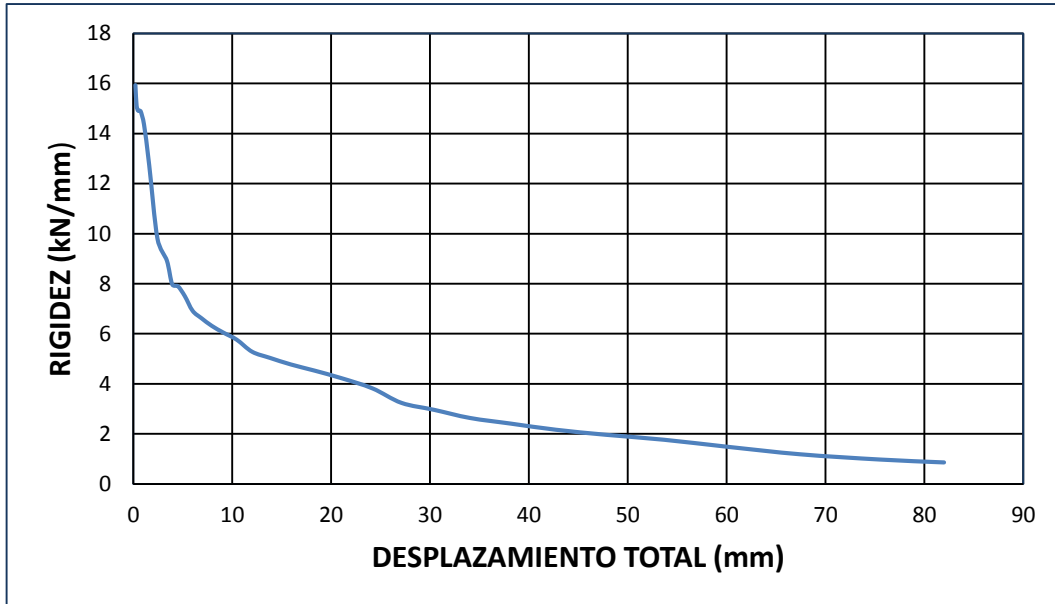
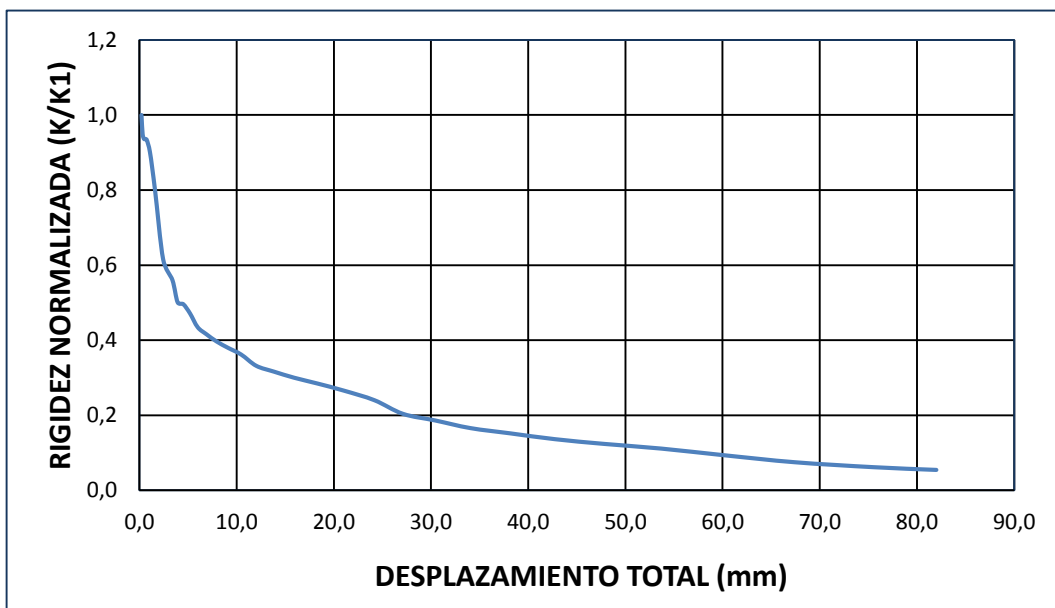
**Figura 3- 58:** Envolvente de los ciclos de Histéresis prototipo AENC-9



**ENERGÍA HISTERÉTICA DISIPADA**

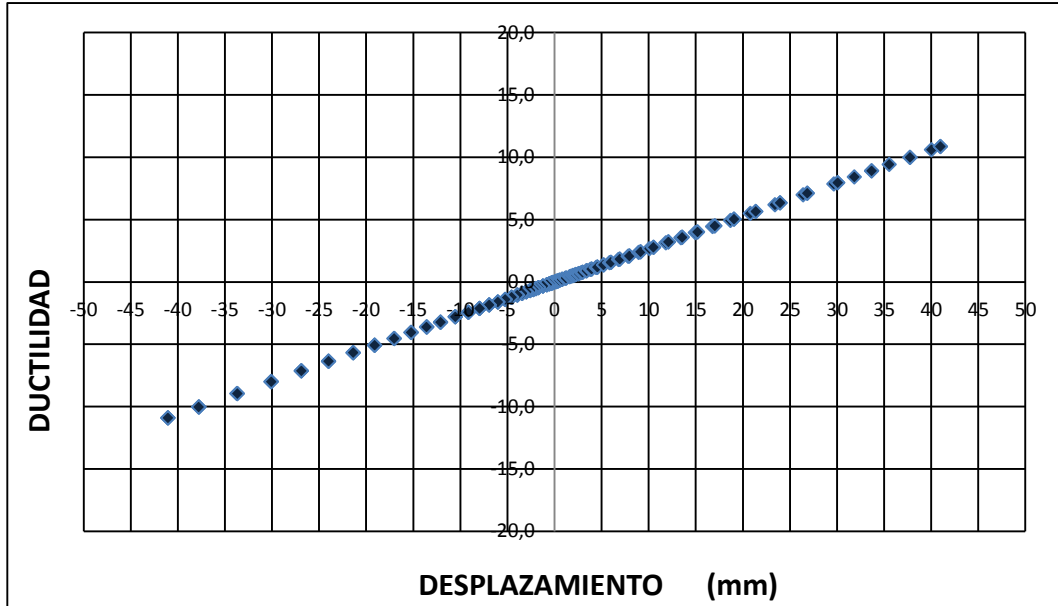
**Figura 3- 59:** Energía histerética disipada aculada prototipo AENC-9



**DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ****Figura 3- 60:** Degradación de la rigidez prototipo AENC-9**DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ NORMALIZADA****Figura 3- 61:** Degradación de la rigidez normalizada prototipo AENC-9

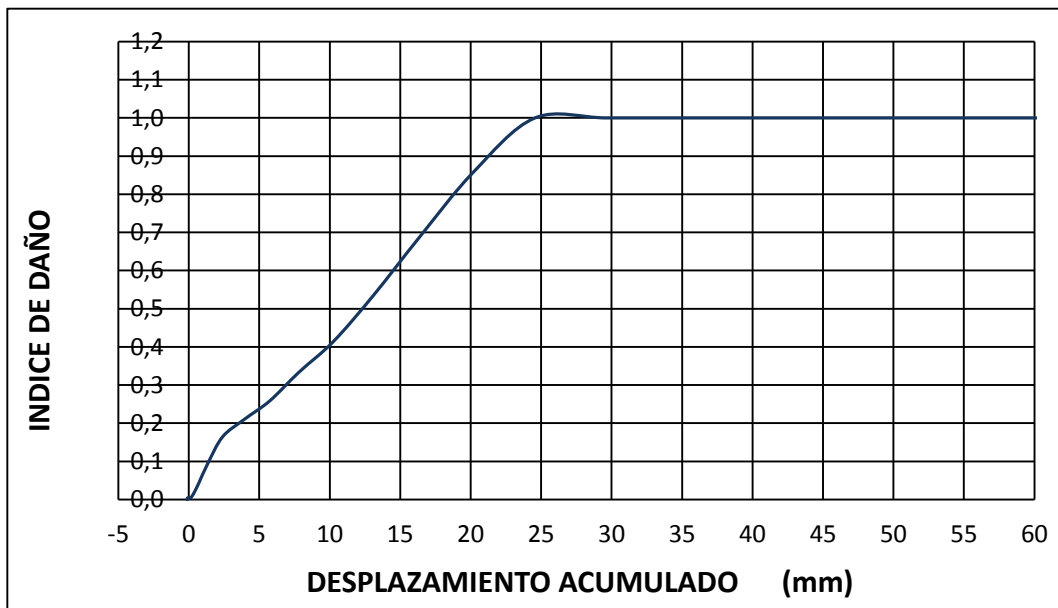
**DUCTILIDAD POR DESPLAZAMIENTO**

**Figura 3- 62:** Ductilidad por desplazamiento prototipo AENC-9



**ÍNDICE DE DAÑO**

**Figura 3- 63:** Índice de daño prototipo AENC-9



**DESCRIPCIÓN DE LA FALLA****Fotografía 3- 18:** Condición del prototipo AENC-9, después del ensayo

Se observan fisuras a lo largo de la viga e inmediaciones de la unión viga columna y en especial en el refuerzo ubicado en la sentido positivo del desplazamiento lo que indica que se presentó deslizamiento en este refuerzo, también se presenta levantamiento del concreto en el sentido contrario.

**PROTOTIPO AENC-10**

**Fotografía 3- 19:** Condición inicial prototipo AENC-10

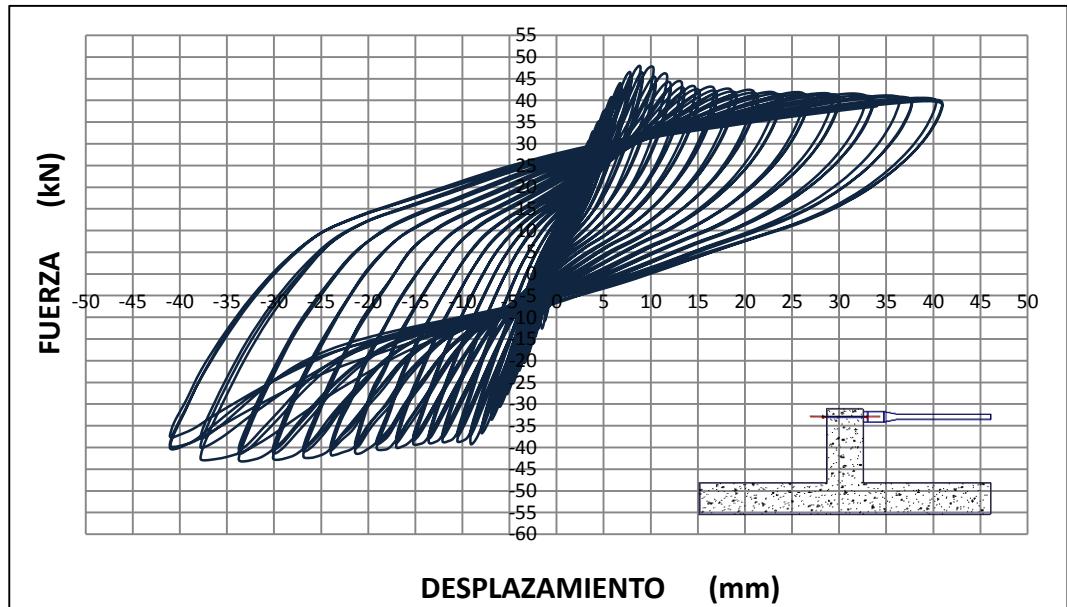


**DESCRIPCIÓN**

AENC-10	Unión viga-columna con anclaje epóxico en zona sin confinamiento Ver descripción y distribución de refuerzo en el anexo B
Refuerzo anclado	4 Barras de 5/8" Correspondiente al refuerzo longitudinal De la viga.
Tipo de anclaje	Químico
Longitud de anclaje	35 cm

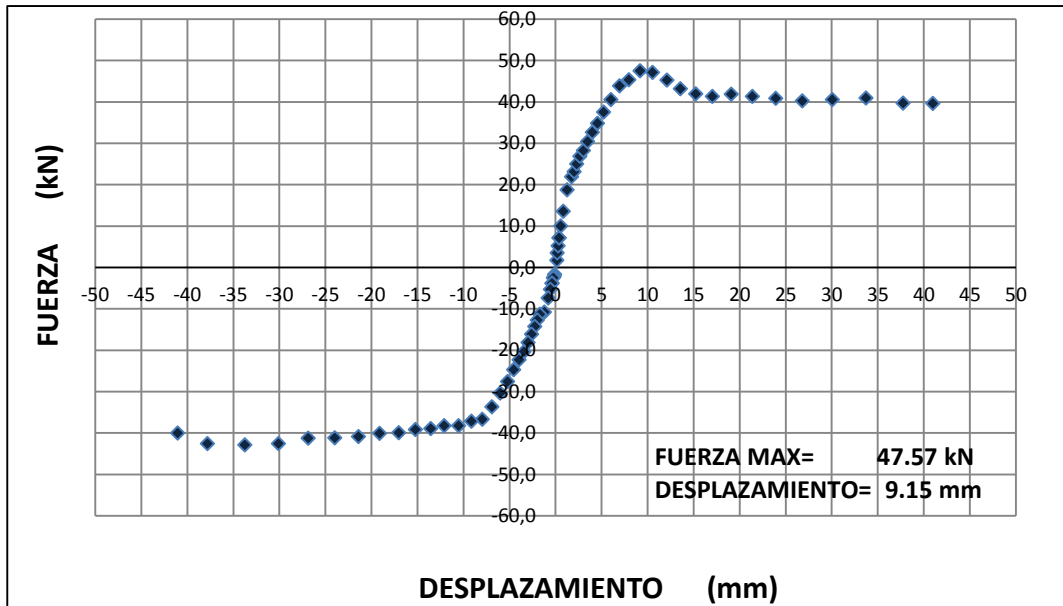
**RESPUESTA HISTERÉTICA**

**Figura 3- 64:** Diagrama de Histéresis prototipo AENC-10



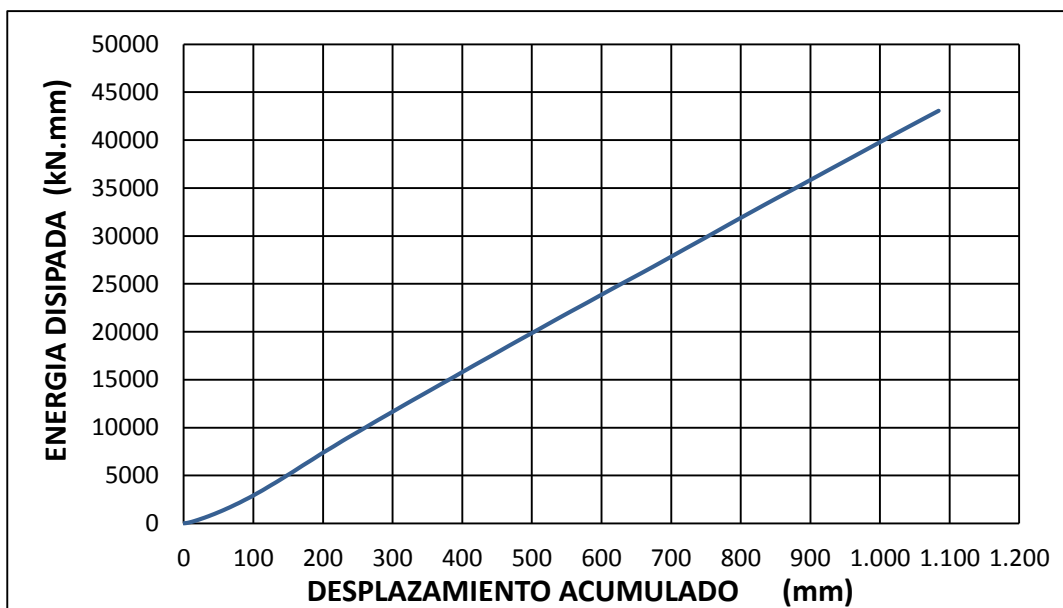
### ENVOLVENTE DE LA RESPUESTA HISTERÉTICA

Figura 3- 65: Envolvente de los ciclos de Histéresis prototipo AENC-10

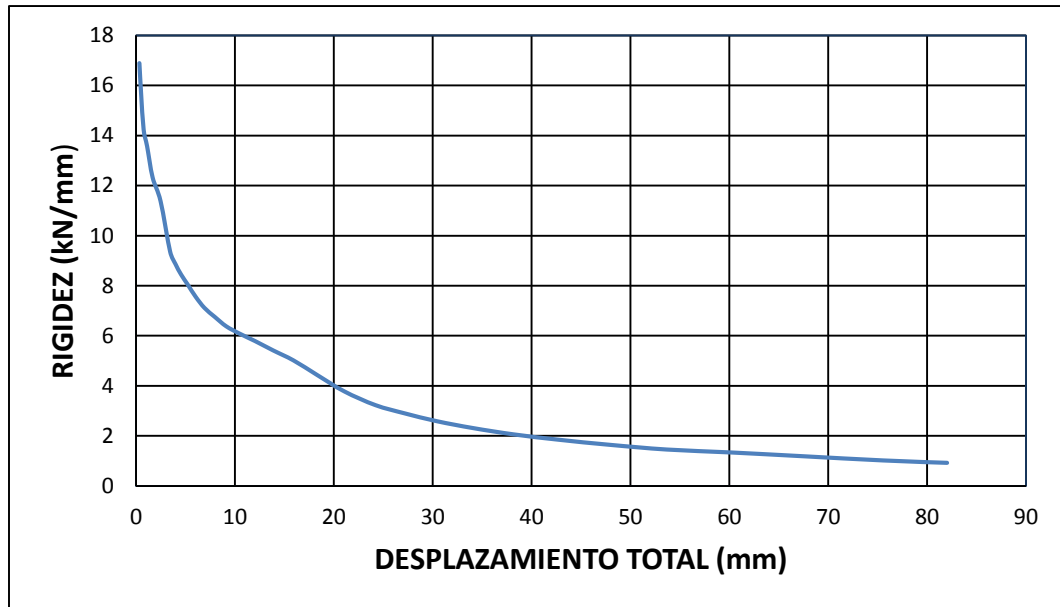
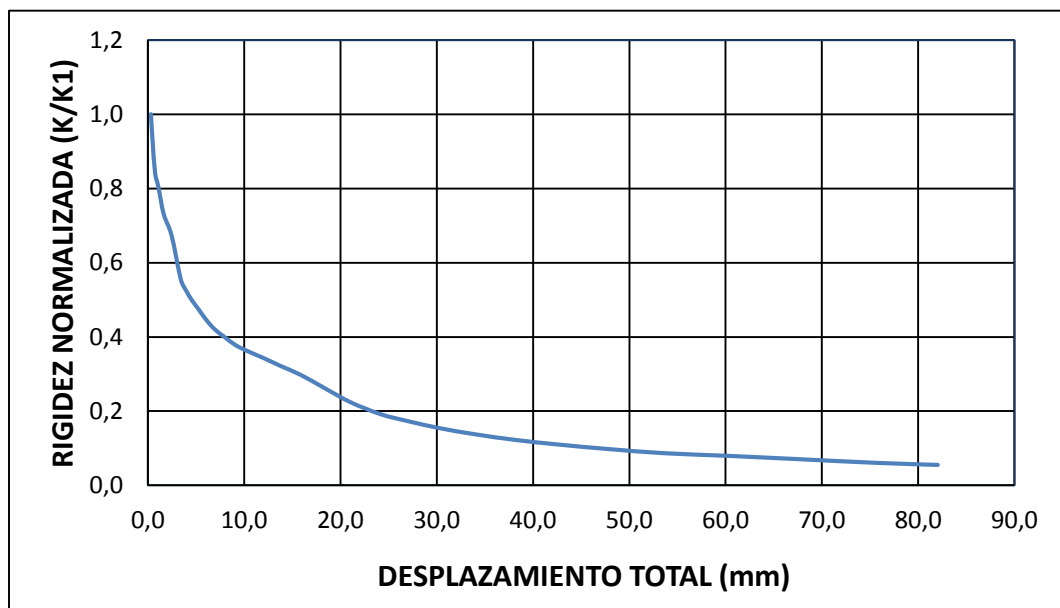


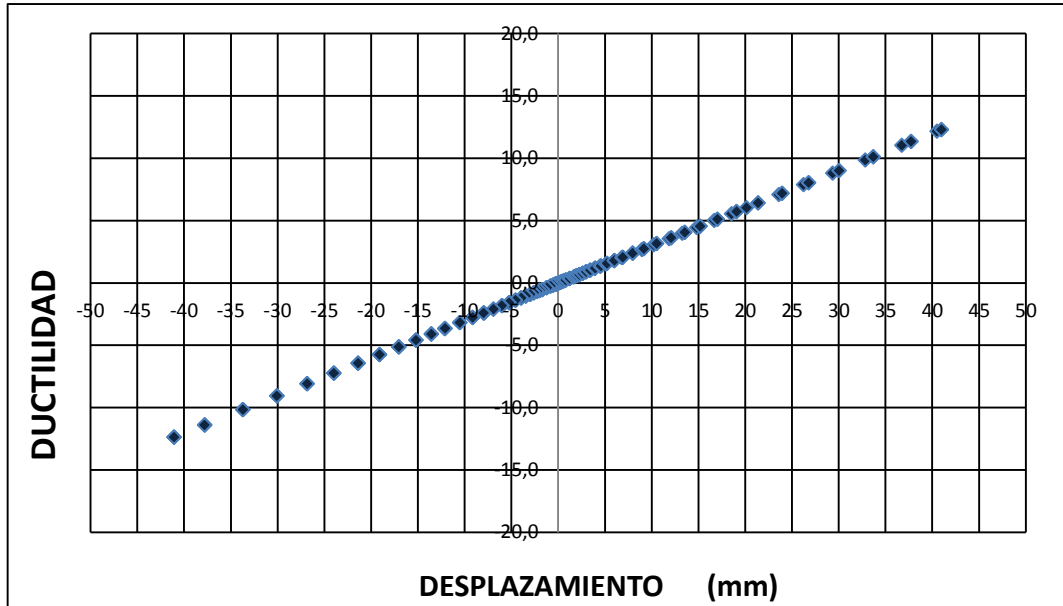
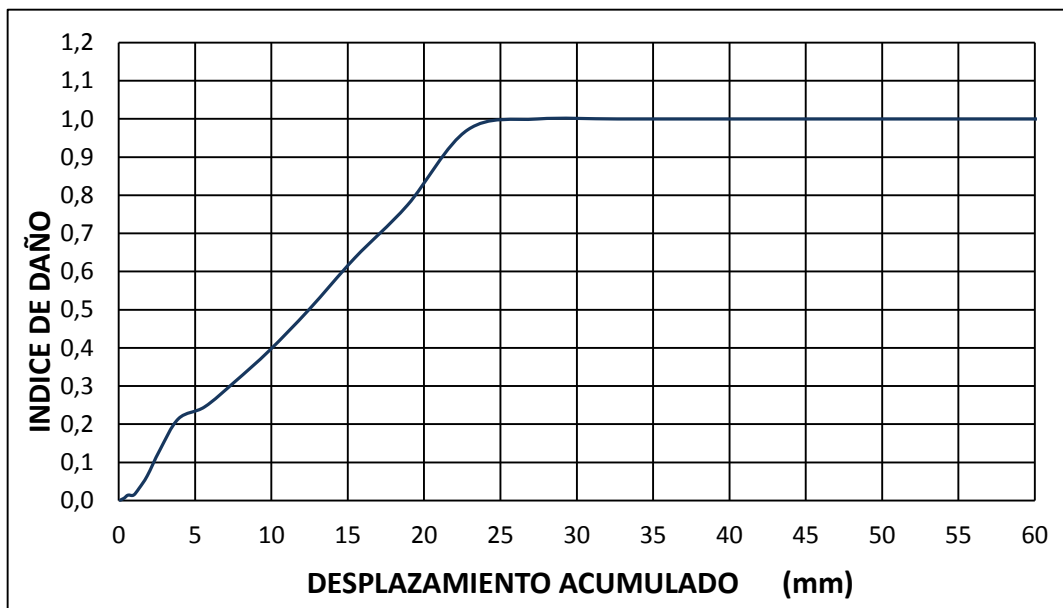
### ENERGÍA HISTERÉTICA DISIPADA

Figura 3- 66: Energía Histerética disipada acumulada prototipo AENC-10





**DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ****Figura 3- 67:** Degradación de la rigidez prototipo AENC-10**DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ NORMALIZADA****Figura 3- 68:** Degradación de la rigidez normalizada prototipo AENC-10

**DUCTILIDAD POR DESPLAZAMIENTO****Figura 3- 69:** Ductilidad por desplazamiento del prototipo AENC-10**ÍNDICE DE DAÑO****Figura 3- 70:** Índice de daño prototipo AENC-10

**DESCRIPCIÓN DE LA FALLA****Fotografía 3- 20:** Condición del prototipo AENC-10, después del ensayo

En este prototipo se observa menos fisuramiento tanto en la columna como en el núcleo de la unión, pero se presenta una falla del puente de adherencia, la forma de la curva histerética indica que no se presentó estrangulamiento, por lo que la falla por adherencia no es aplicable en este caso. En general se presenta mayores deformaciones luego de alcanzar la carga última, y puede ser debido a la falla que se presentó en el puente de adherencia.

## 4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

### 4.1 COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO

A continuación se presenta un cuadro comparativo de los valores máximos obtenidos de los diagramas de histéresis y las gráficas de envolventes de los ciclos histeréticos comparativos.

**Tabla 4- 1:** Cuadro comparativo de valores máximos experimentales

PROTOTIPOS	LONGITUDES	RESULTADO EXPERIMENTAL		PROMEDIO		% DE EFICIENCIA	VALOR TEÓRICO (TABLA 3-3)	
	DE ANCLAJE	FUERZA MAX	DESPLAZAMIENTO	FUERZA	DESPLAZAMIENTO		FUERZA	DESPLAZ
	cm	kN.	mm	kN.	mm		kN	mm
PUM-1	MONOLÍTICA	57,88	15,16	58,4	16,1	1,00	48,3	13,0
PUM-2	MONOLÍTICA	58,88	16,95					
AEZC-3	30	50,50	15,17	50,2	13,6	0,86		
AEZC-4	30	49,94	12,09					
AEZC-5	35	54,02	12,11	54,2	12,1	0,93		
AEZC-6	35	54,4	12,09					
AENC-7	30	46,28	13,55	46,1	14,4	0,79		
AENC-8	30	45,85	15,19					
AENC-9	35	49,15	13,39	48,4	11,3	0,83		
AENC-10	35	47,57	9,15					

% de eficiencia= Calculado en base al de mayor resultado

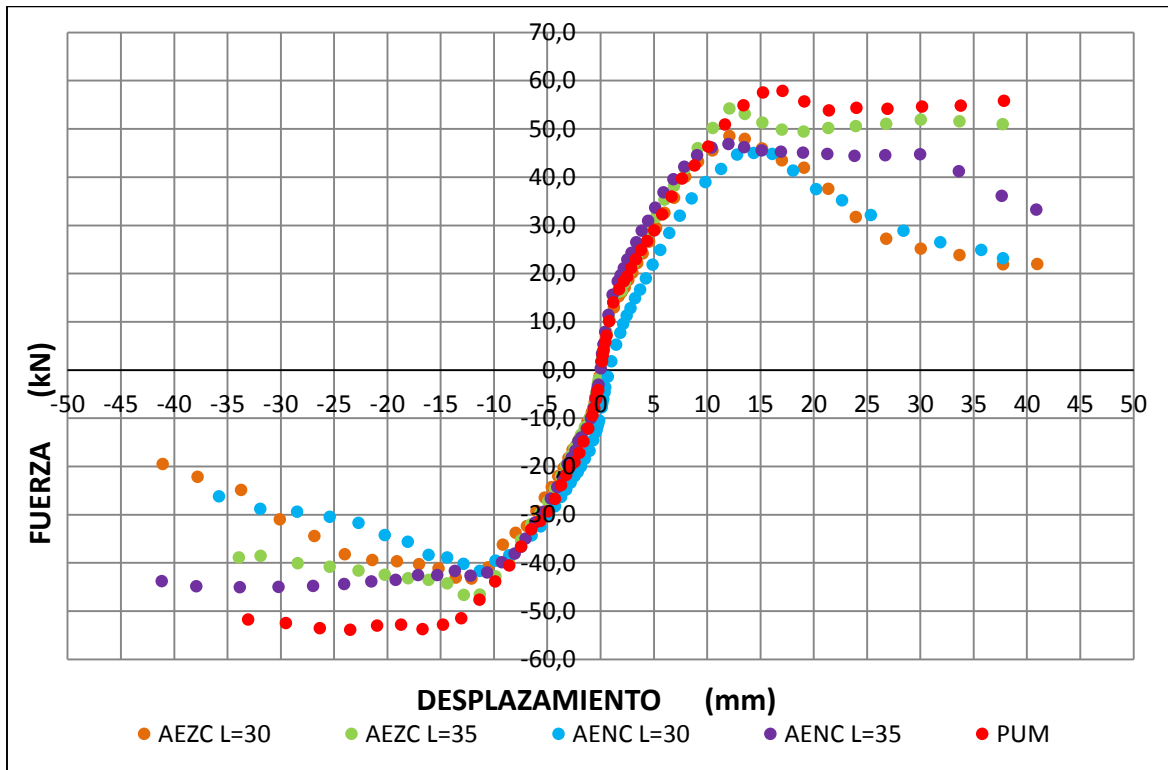
La tabla 4-1, muestra los valores máximos obtenidos de los diagramas de histéresis, en ella se puede observar que los prototipos anclados mediante epóxico en la zona de confinamiento de las columnas y con longitudes de anclajes de 35 cm obtuvieron una mayor resistencia que los de 30 cm, ya que los primeros solo difieren en un 7% del valor máximo obtenido para los prototipos monolíticos y los segundos en un 14%. Los valores experimentales nos ofrecen un buen margen de seguridad, ya que estos superaron al valor de la fuerza resistente teórica.

Los prototipos anclados mediante epóxico en la zona no confinada de la columna, presentan un comportamiento similar, aunque con una mayor diferencia respecto a los prototipos monolíticos 17% para prototipos con longitudes de anclaje de 35 cm y 21% para prototipos con longitudes de anclajes de 30 cm.

Al comparar los prototipos por su longitud de anclaje, en el caso de  $L=30$  cm, se observa que las conexiones que más resistencia ofrecen son los anclajes epóxicos que se anclan en las zonas confinadas 14% de diferencia respecto a las uniones monolíticas y las ancladas en zonas no confinadas 21%.

En prototipos con anclaje epóxicos y longitud de anclaje  $L=35$  cm, el que menos difiere con los anclajes monolíticos son las conexiones ancladas en zonas de confinamiento 7%, mientras que los prototipos anclados en la zona no confinada de la columna difieren en un 17%.

En la figura 4-1, se puede observar que el comportamiento de los anclajes epóxicos anclados en las zonas de confinamiento y con longitudes de anclajes iguales a 35 cm es similar al comportamiento histerético de los prototipos monolíticos, diferenciando en sus valores máximos, mientras que los prototipos con longitud de anclaje igual a 30 cm anclados en zonas de confinamiento, presentan una tendencia a la degradación de la rigidez de manera pronunciada, luego de alcanzar la resistencia máxima, además se observa que sin importar la configuración de la zona donde se ancla el refuerzo de la viga el comportamiento histerético es el mismo al comparar los prototipos con igual longitud de anclaje.

**Figura 4- 1:** Envolvente de los ciclos histeréticos

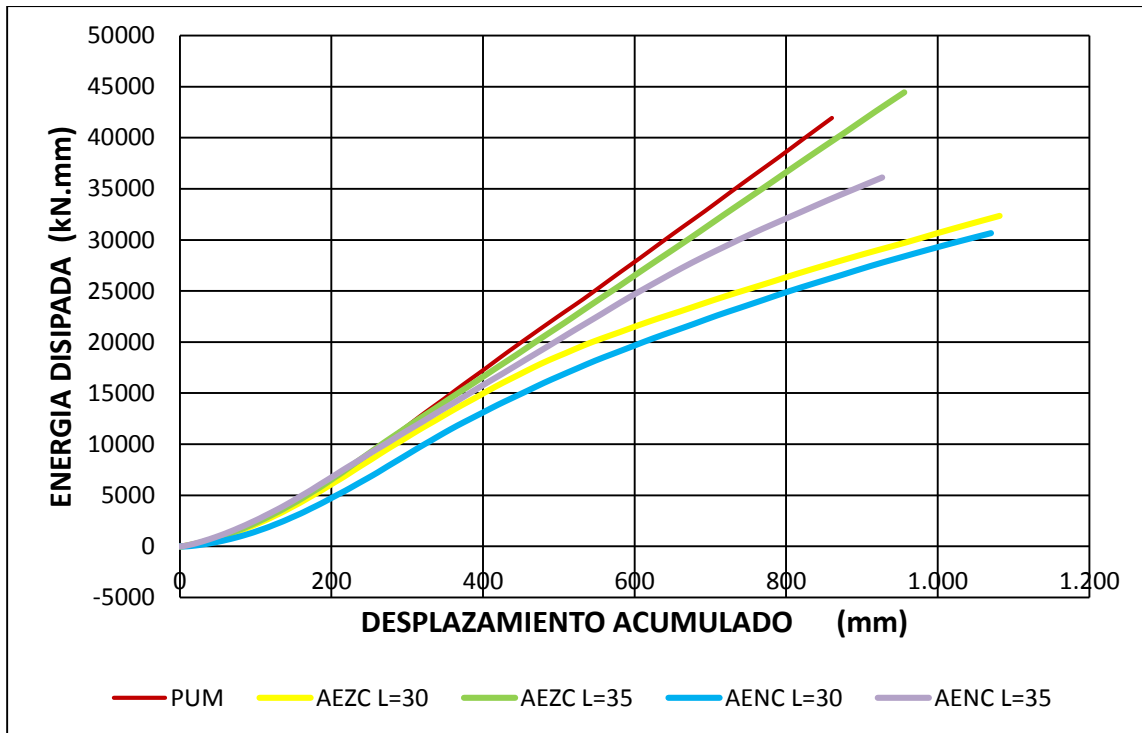
PUM: Prototipo unión monolítica  
 AEZC: Anclaje en zona confinada  
 AENC: Anclaje en zona no confinada

## 4.2 ENERGÍA HISTERÉTICA DISIPADA

La figura 4-2, muestra la energía disipada en función del desplazamiento acumulado de los prototipos anclados en la zona confinada de la columna con adhesivo, en ellas se observa que los prototipos con mayor longitud de anclaje  $L=35$  cm disipan mayor energía, similar al de los prototipos monolíticos, lo mismo sucede con los prototipos anclados con adhesivo en zonas no confinadas, también se observa que los prototipos con menor refuerzo transversal en la columna, en el punto de conexión como es el caso de las ancladas con epóxicos en la zona no confinadas son las que menor energía potencial disipan y en menor proporción aquella con longitud de anclaje  $L=30$  cm.

En todas las figuras comparativas, las uniones monolíticas son las que mayor energía histerética disipan en comparación con los prototipos anclados con adhesivo.

**Figura 4- 2:** Energía histerética disipada



PUM: Prototipo unión monolítica  
 AEZC: Anclaje en zona confinada  
 AENC: Anclaje en zona no confinada

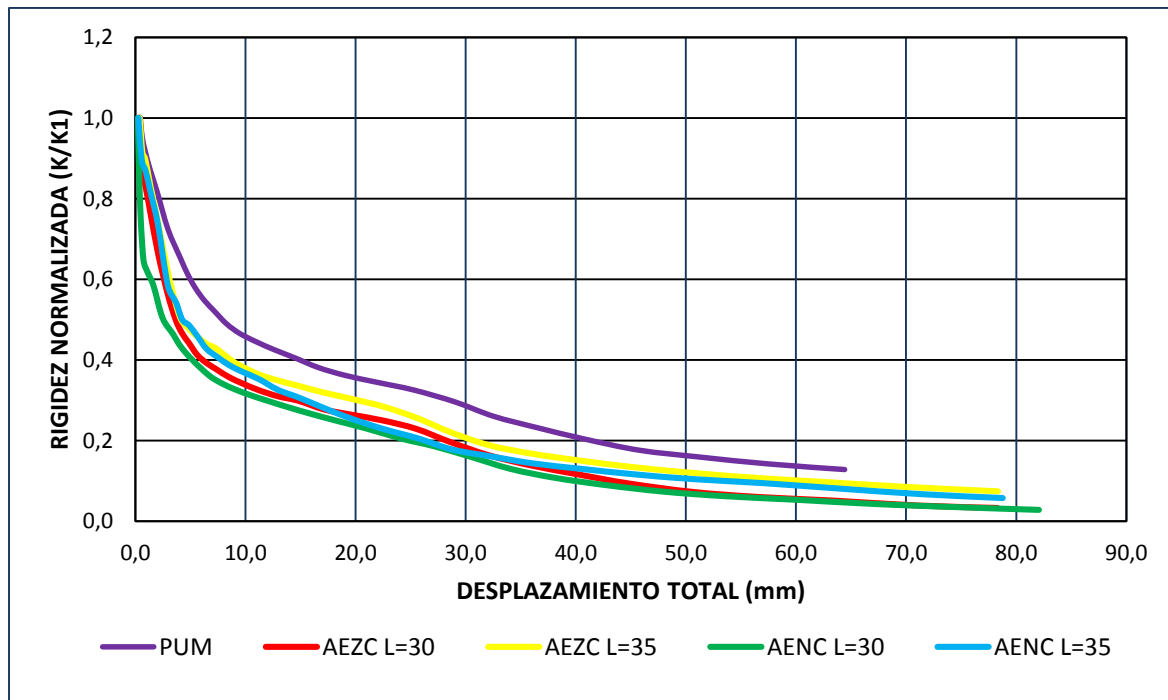
### 4.3 DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ

La figura 4-3, muestra el comportamiento de la rigidez de la unión en función del desplazamiento total de los prototipos anclados en la zona confinada de la columna con adhesivo epóxico, en ellas se observa que las uniones con mayor rigidez son aquellas que tienen mayor longitud de anclaje  $L=35$  cm, este comportamiento se observa a lo largo de todo el ensayo, lo mismo sucede con los prototipos anclados con adhesivo epóxico en zonas no confinadas, sin embargo se puede observar que existe menor desviación de la rigidez, entre las dos longitudes de anclaje analizadas  $L=30$  cm y  $L=35$  cm, en las uniones ancladas en

la zona no confinada, lo que indica que gran parte de la rigidez depende de la configuración del refuerzo tanto transversal como longitudinal en el nudo.

En todas las figuras comparativas, las uniones monolíticas son las que mayor rigidez poseen en comparación con los prototipos anclados con adhesivo epóxico, esto tal vez se deba a que en el momento de presentarse las grietas haya menor adherencia del refuerzo en los anclajes epóxicos, lo que contribuye a una mayor degradación de la rigidez.

**Figura 4- 3:** Degradación de la rigidez normalizada



PUM: Prototipo unión monolítica  
 AEZC: Anclaje en zona confinada  
 AENC: Anclaje en zona no confinada

#### 4.4 DUCTILIDAD POR DESPLAZAMIENTO

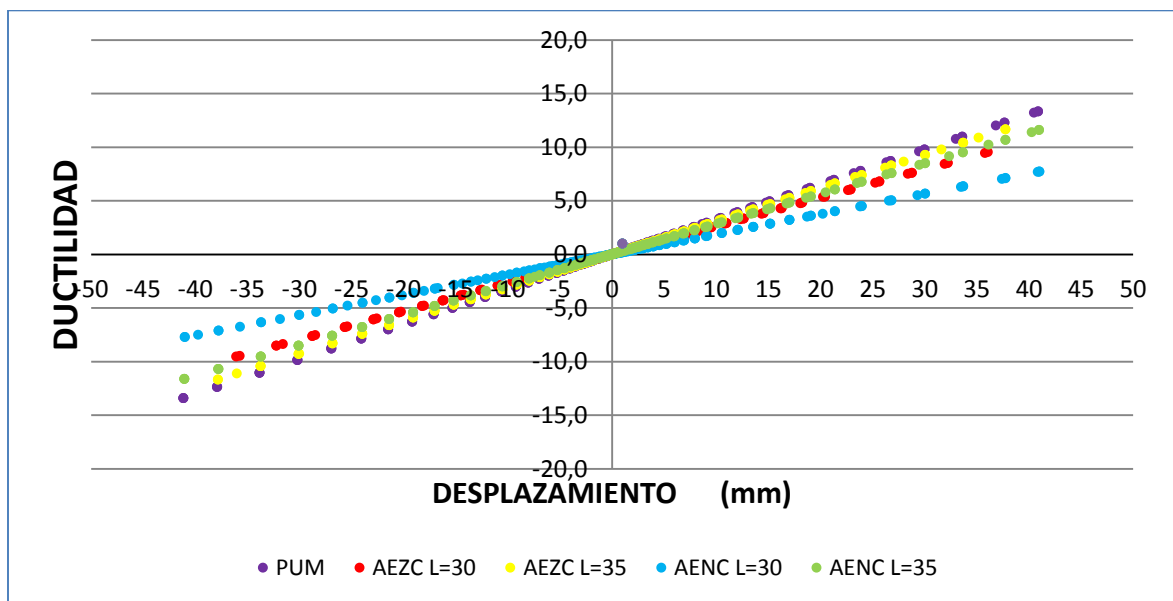
La figura 4-4, muestra el comportamiento de los prototipos ante la demanda de ductilidad en función del desplazamiento cuando se encuentran anclados en la zona confinada de la columna con adhesivo epóxico, en ellas se observa que los prototipos con mayor longitud de anclaje L=35 cm se comportan con mayor



ductilidad, similar al de los prototipos monolíticos. Lo mismo sucede con los prototipos anclados con adhesivo epóxico en zonas no confinada, además se observa que los prototipos con menor refuerzo transversal en la columna, en el punto de conexión como es el caso de las ancladas con epóxicos en la zona no confinadas son las que presentan menor ductilidad y en menor proporción aquella con longitud de anclaje  $L=30$  cm.

En todas las figuras comparativas, las uniones monolíticas son las más dúctiles en comparación con los prototipos anclados con adhesivo epóxico, ya que estas desarrollan mayores deformaciones antes de la rotura más allá de las deformaciones de fluencia.

**Figura 4- 4:** Ductilidad de los prototipos anclados en zona confinada



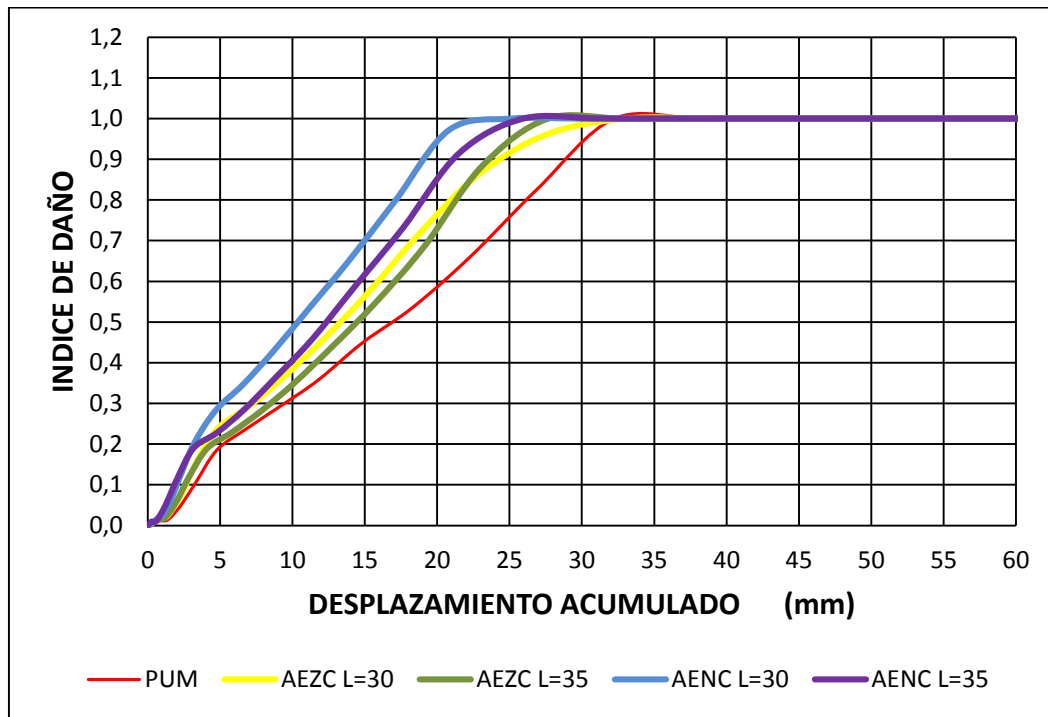
PUM: Prototipo unión monolítica  
 AEZC: Anclaje en zona confinada  
 AENC: Anclaje en zona no confinada

#### 4.5 ÍNDICE DE DAÑO

De la figura 4-5, se puede concluir que se presenta más daño en las uniones cuya longitud de anclaje es menor  $L=30$  cm y adicionalmente los prototipos con menor refuerzo transversal en la columna, en el punto de conexión como es el caso de

las ancladas con epóxicos en la zona no confinadas son las que presentan mayor índice de daño. Es decir que el efecto conjunto conformado por el refuerzo transversal en la columna y la longitud de anclaje del acero de la viga reducen la posibilidad de presentar daños en la unión, tal como se observa en todas las figuras comparativas, donde las uniones monolíticas son las que menos daño presenta comparada con los prototipos anclados con adhesivo.

**Figura 4- 5:** Índice de daño



PUM: Prototipo unión monolítica  
 AEZC: Anclaje en zona confinada  
 AENC: Anclaje en zona no confinada

## 4.6 COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

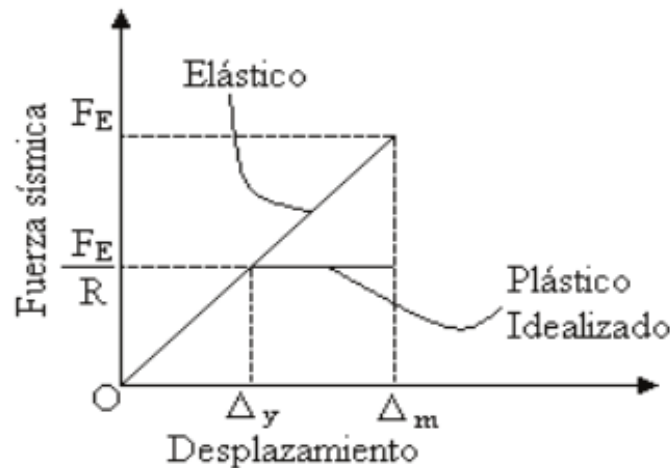
La capacidad de disipación de energía, es la capacidad que tiene un sistema estructural, un elemento estructural, o una sección del elemento estructural, de trabajar dentro del rango inelástico de respuesta sin perder su resistencia y se

cuantifica por medio de la energía de deformación que el sistema, elemento o sección es capaz de disipar en ciclos histeréticos consecutivos. Esta capacidad de disipación de energía se mide por medio del coeficiente de reducción de resistencia  $R_o$ , que depende de la ductilidad del sistema estructural y de la demanda sísmica a la que se espera estará sometida la estructura.

La NSR-10 define ese coeficiente en función de: el sistema de resistencia sísmica, el sistema de resistencia para cargas verticales, el grado de irregularidad de la edificación, la zona de amenaza sísmica y las conexiones.

Una de las formas de determinar el coeficiente de disipación de energía  $R_o$ , se basa en la propuesta de Newmark y Hall (-1973) y el cual es el más utilizado por los códigos de diseño sísmico. La figura 4-6, ilustra esta propuesta, en donde se supone que si la estructura se comportase elásticamente bajo la acción de una fuerza  $F_E$ , sufrirá un desplazamiento  $\Delta_m$ , mientras que si su comportamiento fuera plástico idealizado, se alcanzaría el mismo desplazamiento para una fuerza reducida  $F_E/R$ .

**Figura 4- 6:** Determinación de "R", según Newmark y Hall



De la figura 4-6, la ductilidad en función del desplazamiento, es:

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} = R \quad (4-1)$$

Donde  $\Delta_y$ , corresponde al desplazamiento de fluencia, el cual se obtuvo a partir de la gráfica de valores máximos histeréticos de cada prototipo, y según Pan (1989) corresponde al desplazamiento donde se tiene una carga lateral igual a dos terceras partes de la carga máxima registrada durante la prueba.

**Tabla 4- 2:** Calculo del Coeficiente de disipación de energía (R)

PROTOTIPOS	LONGITUDES DE ANCLAJE	TIPO DE ANCLAJE	DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA (mm)	DESPLAZAMIENTO ULTIMO $\delta_{U80}$ (mm)		DUCTILIDAD		R
	cm		$\delta_y^+$	$\delta_{max}^+$	$\delta_{max}^-$	$\mu^+$	$\mu^-$	
	PUM-1		35	MONOLÍTICO	6,23	40,97	37,77	
PUM-2	35	MONOLÍTICO	8,71	42,08	42,15	4,83	4,84	
AEZC-3	30	QUÍMICO	7,03	22,09	27,19	3,14	3,87	3,33
AEZC-4	30	QUÍMICO	5,76	16,03	16,03	2,78	2,78	
AEZC-5	35	QUÍMICO	6,25	40,98	41,04	6,55	6,56	6,27
AEZC-6	35	QUÍMICO	6,31	37,75	34,18	5,98	5,41	
AENC-7	30	QUÍMICO	7,77	20,95	15,09	2,70	1,94	3,03
AENC-8	30	QUÍMICO	6,34	21,26	23,71	3,35	3,74	
AENC-9	35	QUÍMICO	5,78	27,43	28,79	4,75	4,98	6,15
AENC-10	35	QUÍMICO	3,74	28,25	25,60	7,55	6,84	

Según la tabla 4-2, los prototipos con mayor valor de coeficiente de disipación de energía son aquellos que poseen mayor longitud de anclaje al igual que las uniones monolíticas, mientras que el valor más bajo se presenta en las uniones con longitud de anclaje  $L=30$  cm y en menor proporción aquellas que se anclan en la zona de la columna con menor refuerzo transversal llamadas en este proyecto como zona no confinada.

## 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1 CONCLUSIONES

Experiencias anteriores han demostrado que la colocación de refuerzo transversal en adición al refuerzo longitudinal produce una radical modificación en la relación esfuerzo deformación del concreto reforzado, el efecto del confinamiento ayuda a incrementar la resistencia y la capacidad de deformación última, lo cual resulta fundamental para afrontar la demanda sísmica<sup>11</sup>. Esta afirmación la podemos ratificar mediante los resultados obtenidos en este estudio experimental en donde los prototipos anclados mediante epóxico en la zona de confinamiento de las columnas y con longitudes de anclajes de 35 cm obtuvieron una mayor resistencia que los de 30 cm, ya que los primeros solo difieren en un 7% del valor máximo obtenido para los prototipos monolíticos y los segundos en un 14%. Por otra parte los prototipos anclados mediante epóxico en la zona no confinada de la columna, presentan un comportamiento similar, aunque con una mayor diferencia respecto a los prototipos monolíticos 17% para prototipos con longitudes de anclaje de 35 cm y 21% para prototipos con longitudes de anclajes de 30 cm.

La profundidad de anclaje es una variable que afecta de manera directa la rigidez, la disipación de energía y la ductilidad de las uniones viga-columna, la cual se ve reflejada al analizar cada una de las gráficas comparativas, ya que los prototipos que se anclaron con una longitud mayor  $L=35$  cm, demostraron un mejor comportamiento en comparación con aquellos que se anclaron con una longitud  $L=30$  cm, sin embargo no superaron en magnitud los resultados obtenidos para los prototipos monolíticos.

---

<sup>11</sup> COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS APORTICADOS DE HORMIGÓN ARMADO. Capítulo 5, p. 163

La capacidad de disipación de energía por ciclo depende de la deformación y de los fenómenos internos de adherencia, fricción y esfuerzos a los cuales está sometido el material del cual está conformado el nudo. Partiendo de esta afirmación se concluye que entre los prototipos anclados mediante epóxico los que tienen mayor longitud de anclaje  $L=35$  cm presenta mejor adherencia entre el concreto y el acero pues son los que mayor energía disipan y esto se ve reflejado en el tipo de falla del prototipo, donde se observa que el nudo sufre menos fisuras que la viga.

Como a medida que transcurren los ciclos de carga, la pérdida de resistencia estimula una mayor deflexión frente a una magnitud de carga dada y en consecuencia en el nudo ocurre no solo una pérdida de resistencia sino una de rigidez, los prototipos que mayor degradación de la rigidez presentan son aquellos con menor longitud de anclaje y en especial aquellos donde el refuerzo longitudinal de la viga son ancladas en la zona de menos confinamiento de la columna.

Teniendo en cuenta que el refuerzo transversal restringe la expansión lateral del concreto manteniendo la integridad del núcleo de la sección de concreto reforzado permitiendo la presencia de mayores esfuerzos y deformaciones a compresión, con los resultados experimentales obtenidos, se puede concluir que efectivamente aquellos prototipos con mayor refuerzo transversal en el nudo presentaron mejor comportamiento ante las deformaciones aplicadas, sin embargo en algunos casos la longitud de anclaje compensa la mayor separación del refuerzo transversal.

Los nudos con los refuerzos bien diseñados y contruidos monolíticamente se comportan mejor que los anclajes instalados en concreto endurecido, esto es debido a que los primeros normalmente se extienden dentro del concreto hasta una profundidad mayor y porque bajo condiciones de carga última la falla se produce en el acero antes que en el concreto. Sin embargo cuando se requiere

un reforzamiento se hace necesario aplicar este tipo de alternativa, para ellos es necesario conocer la longitud de anclaje requerido y su resistencia ante las sollicitaciones estimadas, de ahí la importancia de esta investigación.

La capacidad de un anclaje puede estar limitada por la resistencia del concreto, por la resistencia del acero del anclaje, o por la adherencia del anclaje. El modo de falla es una importante consideración que se debe tener en cuenta en el diseño.

La falla del concreto puede ocurrir antes o durante el resbalamiento del anclaje. En general las propiedades del acero están bien definidas y la falla del acero es Predecible y controlable. Una falla por resbalamiento puede ser frágil o dúctil, dependiendo de la habilidad del mecanismo de anclaje para soportar carga durante el resbalamiento.

## **5.2 RECOMENDACIONES**

En futuros ensayos se recomienda evaluar los prototipos con mayor longitud del tramo de viga, y analizar el comportamiento entre vigas cortas y largas.

Se recomienda analizar las uniones con diferentes diámetros de barras.

Se recomienda analizar el protocolo de carga, antes de iniciar los ensayos asesorándose con otros proyectos de igual características.

En futuras investigaciones es necesario que se siga las recomendaciones de instalación de los productos epóxicos según el proveedor.

En futuras investigaciones es conveniente realizar prototipos cuyos anclajes se realicen con adhesivos aptos para concretos fisurados. Para ello es necesario conocer los reportes del ICC-ES de cada uno de los Adhesivo que se vayan a aplicar en los prototipos. En el anexo D, se adjuntó el reporte del ICC-ES de uno de los productos epóxicos.



## 6. BIBLIOGRAFÍA

[1] AGUIAR FALCONÌ, Roberto; REVELO, Mary; TAPIA, Willy. Analisis de conexiones viga-columna de acuerdo al còdigo ACI 318SR-05, Jornada de investigaciòn cientifica desde las aulas. Quito, 30p.

[2] ALCOCER, Sergio M. Comportamiento y Diseño de Estructuras de concreto Reforzado, Uniones de Elementos, Centro Nacional de Prevenciòn de desastres e Instituto de Ingeniería. México.

[3] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE ACI-ASCE COMMITTEE 352. Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures (ACI 352R-02) American Concrete Institute, 2002.

[4] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE ACI-COMITE 355. Informe Sobre el Estado del Arte de los Anclajes en Hormigòn (ACI 355.1R-91). American Concrete Institute, 1991.

[5] ARELLAMO MENDEZ, Eduardo; GONZALES CUEVAS, Oscar M. Estudio Experimental de conexiones columna-Losa postensada aligerada. Mexico. 2004. Investigaciòn realizada por los autores. Universidad Autonoma Metropolitana-Alcapotzalco.

[6] ASOCIACIÒN COLOMBIANA DE INGENERÍA SÌSMICA, Reglamento Colombiano De Construcciòn Sismo Resistente (NSR-10). Primera ediciòn, Bogotá: 3R Editores Ltda. 2010.

[7] ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE PRODUCTORES DE CONCRETO-ASOCRETO. El concreto y los terremotos: Conceptos, Comportamiento, Patología y Rehabilitación. Instituto del Concreto, primera edición, 2006.

[8] BASF, Thechemical Company. Boletín técnico, Como anclar pernos, Barras y Estribos con Adhesivo Epóxico. 2006.

[9]COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS APORTICADOS DE HORMIGÓN ARMADO. Capítulo 5, pp. 131-184.

[10] C.V.R, Murty; DURGESH C.Rai; K.K. Bajpai; SUDHIR K. Jain. "Effectiveness of reinforcement details in exterior reinforced concrete beam-column joints for earth quake resistance", en ACI Structural Journal, vol. 100, núm.2, march-April 2003, pp. 149-155.

[11] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, FEMA. Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components. FEMA 461.Washington, E.U. 2007.

[12] GARCIA REYES, Luis Enrique. Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico. Universidad de los Andes, Facultad de Ingeniería, 1998, 575p.

[13] JAMES G. McGregor "Reinforced concrete mechanics & desing". Second edition. Pretince Hall Editorial. 1992.

[14] NILSON, Arthur H. Diseño de Estructuras de Concreto. Duodécima Edición. Santafé de Bogotá. Colombia. Mc Graw Hill Interamericana S.A. 1999.

- 
- [15] PAN, A.; Moehle, L.P., "Lateral displacement ductility of reinforced concrete flat-slabs", en ACI Structural Journal, vol. 86, núm. 3, may-june 1989, pp. 250-258.
- [16] PARVIZ, Soroushian; KIENUWA, Obaseki; MOHAMAD, Nagi and M. C. Rojas. "Pullout behavior of hookedbars in exterior Beam-Column connections". ACI Structural Journal. March-April. Pp 269-276.1989.
- [17] PAULO R. DO LAGO, Helene, Manual para la reparación, refuerzo y protección de las estructuras de concreto, Instituto Mexicano del cemento y del concreto A.C, primera edición, 1997.
- [18] PICON R, Ricardo A. Modelo simplificado para el comportamiento dinámico de pórticos con vigas plana-columna de concreto armado considerando el deslizamiento entre el refuerzo y el concreto en las juntas. Mérida Venezuela. 2003, 190p. Tesis de Doctorado (Doctorado en Ciencias Aplicadas). Universidad de los Andes, facultad de Ingeniería. Dirigida por el Ingeniero: Julio Flores López.
- [19] RANGEL RAMIREZ, José G. Diseño de Súper Estructuras de concreto reforzado
- [20] ROCHEL AWAD, Roberto. Análisis y diseño Sísmico de edificios. Segunda Edición. Medellín Colombia: Fondo Editorial Universidad EAFIT, 2012,388p.
- [21] SIKA COLOMBIA S.A. Manual de productos 2007. Sika Colombia S.A, 2007.
- [22] TADA, T. and TAKEDA, T., "Analysis of Bond Deterioration Process in Reinforced Concrete Beam-Column Joints Subjected to Seismic Loading", Design of Beam to Column Joints for Seismic Resistance, Detroit, Michigan,1991.

[23] URIBE VALLEJO, Maritza. Calificación de una conexión rígida de una viga I y una columna tubular rellena de concreto bajo la acción de cargas dinámicas. Bogotá. 2008, 445p. Tesis de Maestría (Maestría en Estructuras). Universidad Nacional de Colombia, facultad de Ingeniería. Dirigido por: Ingeniero Gabriel F. Valencia Clement.


[24] VALENCIA CLEMENT. Gabriel; VALENCIA R, Doralba;. Evaluación del coeficiente de disipación de energía,  $R$ , para algunos tipos de estructuras de acero. En revista Ingeniería e Investigación, vol. 28, núm.1, abril 2008, pp. 41-49.

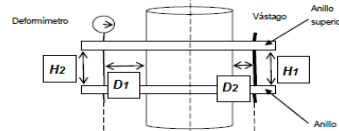
[25] VULNERABILIDAD Y DAÑO SÍSMICO, Capítulo 2: Concepto y Evaluación, 38p.

## **Anexo A**

**Determinación del módulo de elasticidad del concreto  
utilizado en la fundición de los prototipos**

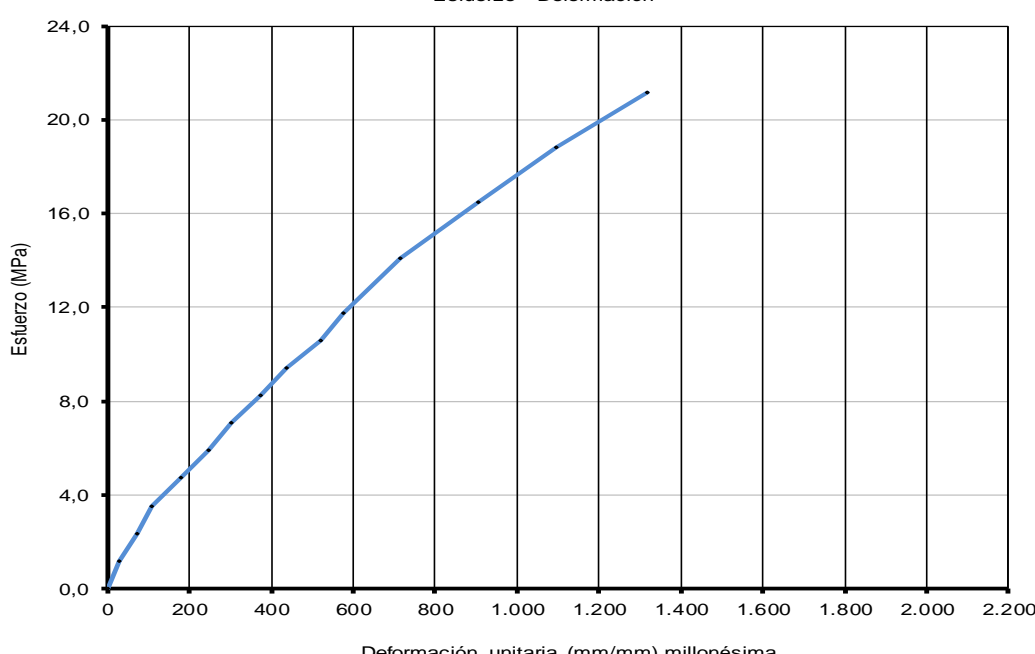
**Tabla A. 1:** Determinación del módulo de Elasticidad cilindro 1-15-05

 ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA JULIO GARAVITO FACULTAD DE INGENIERÍA-POSGRADO EN ESTRUCTURAS PROYECTO: COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE UNIONES VIGA-COLUMNA CON ANCLAJES ADHESIVOS MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO - NTC 4025			
<b>CILINDRO No.</b>	1-15-05	<b>DIMENSIONES DEL MONTAJE</b>	
<b>UBICACIÓN:</b>	COLUMNA NUDO CONFINADO	Distancia interna entre el cilindro y el deformimetro (mm) = D <sub>1</sub>	<b>53</b>
<b>DIMENSIONES DEL CILINDRO</b>		Distancia interna entre el cilindro y el vástago (mm) = D <sub>2</sub>	<b>55</b>
		Distancia interna entre anillos (lado del vástago) (mm) = H <sub>1</sub>	<b>91</b>
Altura promedio H (mm)	200	Distancia interna entre anillos (lado del deformimetro) (mm) = H <sub>2</sub>	<b>93</b>
Diámetro promedio D (mm)	103	Promedio de las distancias H <sub>1</sub> y H <sub>2</sub> (mm)	<b>92</b>
Área Transversal A (mm <sup>2</sup> )	8332		





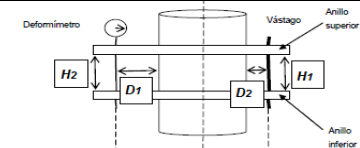

Carga (kg)	$\delta \times 10^{-2}$ (mm)	$\sigma$ MPa	$\epsilon_{cl} \times 10^{-6}$ (mm)
0	0,0	0,00	0
1.000	0,5	1,18	27
2.000	1,3	2,35	71
3.000	2,0	3,53	110
4.000	3,3	4,70	181
5.000	4,5	5,88	247
6.000	5,5	7,06	302
7.000	6,8	8,23	373
8.000	8,0	9,41	439
9.000	9,5	10,59	521
10.000	10,5	11,76	576
12.000	13,0	14,11	713
14.000	16,5	16,47	905
16.000	20,0	18,82	1.097
18.000	24,0	21,17	1.317



MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO	
 $E_c = \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)}{(\xi_2 - 0.000050)}$	
Carga Máxima ( Kg )	21000
Esfuerzo Máximo (MPa) = f <sub>c</sub>	24,70
40% Esfuerzo Máximo ( $\sigma_2$ ) (MPa)	9,88
Def. Unitaria (Corresp. 40% Esfuerzo máximo) $\xi_2$	0,00047182
Esfuerzo para def. unitarias $\xi_1 = 5 \times 10^{-6}$ $\sigma_1$ (MPa)	1,78
<b>E<sub>c</sub> (MPa)</b>	<b>19199,38</b>

**Tabla A. 2:** Determinación del módulo de Elasticidad cilindro 2-15-05

 ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA JULIO GARAVITO FACULTAD DE INGENIERÍA-POSGRADO EN ESTRUCTURAS PROYECTO: COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE UNIONES VIGA-COLUMNA CON ANCLAJES ADHESIVOS MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO - NTC 4025			
<b>CILINDRO No.</b>	2-15-05	<b>DIMENSIONES DEL MONTAJE</b>	
<b>UBICACIÓN:</b>	COLUMNA NUDO CONFINADO	Distancia interna entre el cilindro y el deformimetro (mm) = D <sub>1</sub>	50
<b>DIMENSIONES DEL CILINDRO</b>		Distancia interna entre el cilindro y el vástago (mm) = D <sub>2</sub>	53
		Distancia interna entre anillos (lado del vástago) (mm) = H <sub>1</sub>	91
		Distancia interna entre anillos (lado del deformimetro) (mm) = H <sub>2</sub>	93
		Promedio de las distancias H <sub>1</sub> y H <sub>2</sub> (mm)	92
Altura promedio H (mm)	201		
Diámetro promedio D (mm)	102		
Área Transversal A (mm <sup>2</sup> )	8171		
<b>Carga (kg)</b>	$\delta \times 10^{-2}$ (mm)	$\sigma$ MPa	$\epsilon_{ci} \times 10^{-6}$ (mm)
0	0,0	0,00	0
1.000	0,3	1,20	17
2.000	1,0	2,40	55
3.000	2,3	3,60	127
4.000	3,5	4,80	193
5.000	4,5	6,00	248
6.000	6,0	7,20	331
7.000	7,0	8,40	386
8.000	8,0	9,59	441
9.000	9,3	10,79	513
10.000	10,8	11,99	596
12.000	13,5	14,39	744
14.000	16,5	16,79	910
16.000	20,0	19,19	1.103
18.000	24,5	21,59	1.351
<b>MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO</b>			
 $E_c = \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)}{(\xi_2 - 0.000050)}$			
Carga Máxima ( Kg )	19200		
Esfuerzo Máximo (MPa) = f <sub>c</sub>	23,03		
40% Esfuerzo Máximo (σ <sub>2</sub> ) (MPa)	9,21		
Def. Unitaria (Corresp. 40% Esfuerzo máximo) ξ <sub>2</sub>	0,00042350		
Esfuerzo para def. unitarias ξ <sub>1</sub> = 5x10 <sup>-6</sup> σ <sub>1</sub> (MPa)	2,24		
<b>E<sub>c</sub> (MPa)</b>	<b>18666,56</b>		

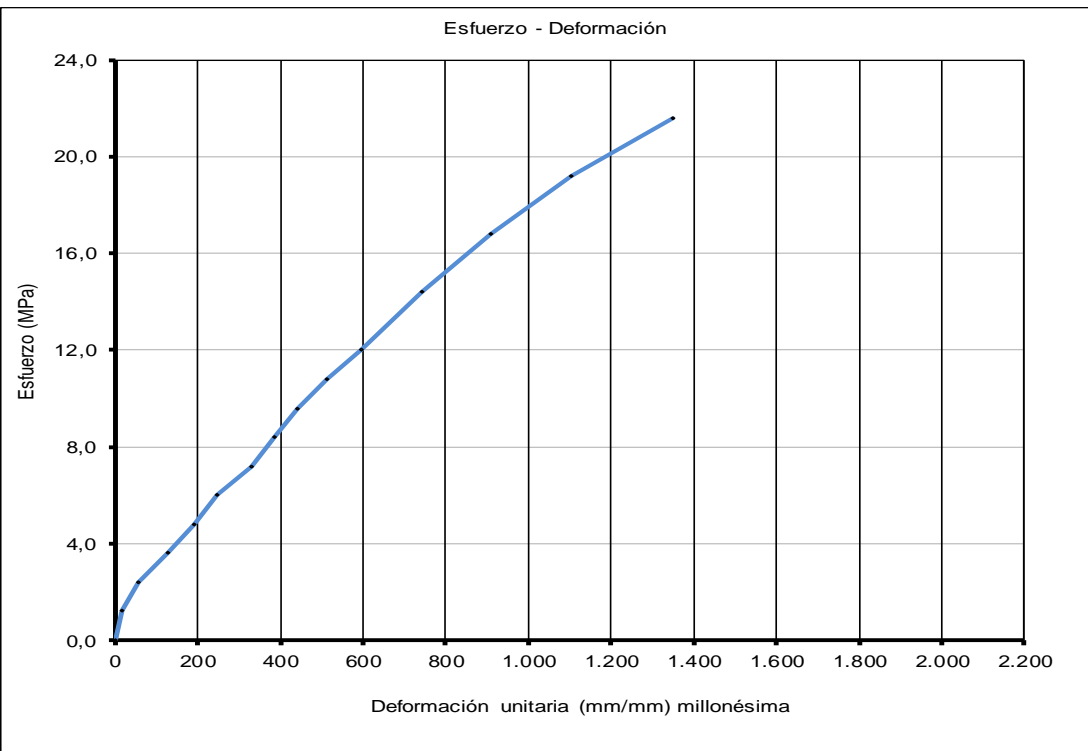
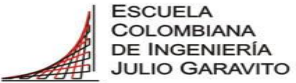
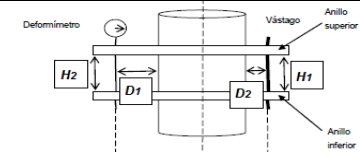

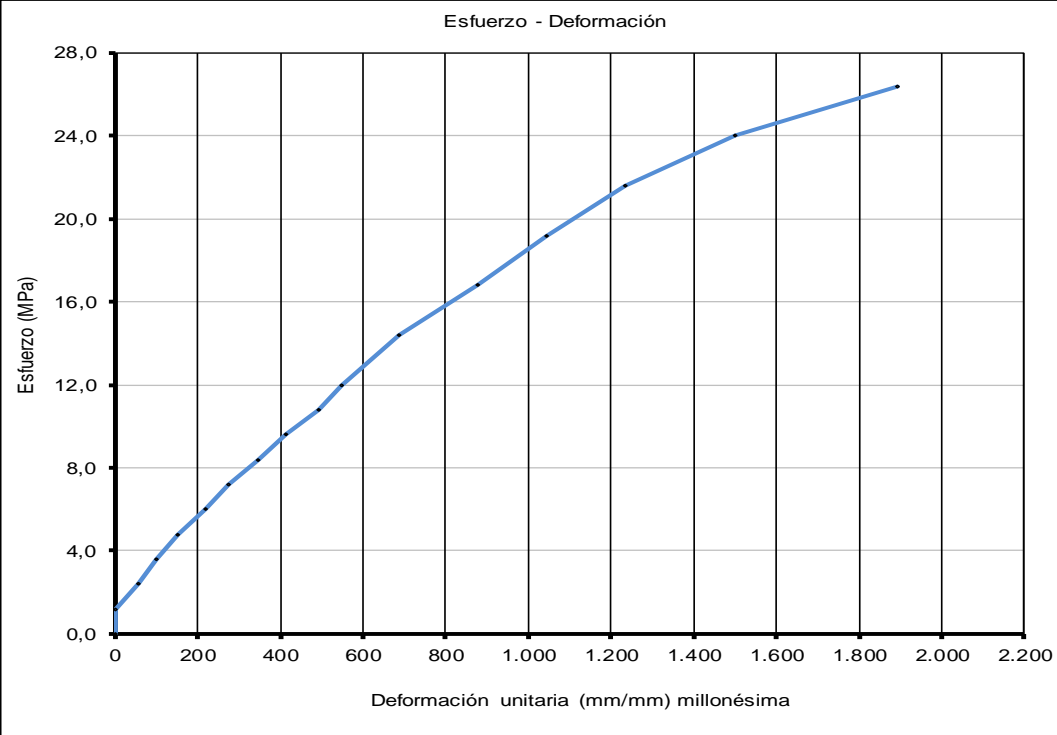


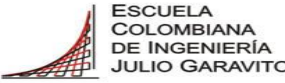
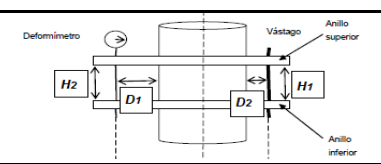

Tabla A. 3: Determinación del módulo de Elasticidad cilindro 1-18-05

		ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA JULIO GARAVITO FACULTAD DE INGENIERIA-POSGRADO EN ESTRUCTURAS PROYECTO: COMPORTAMIENTO DINAMICO DE UNIONES VIGA-COLUMNA CON ANCLAJES ADHESIVOS MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO - NTC 4025	
<b>CILINDRO No.</b>	1-18-05	<b>DIMENSIONES DEL MONTAJE</b>	
<b>UBICACIÓN:</b>	COL. NUDO NO CONFINADO	Distancia interna entre el cilindro y el deformimetro (mm) = D <sub>1</sub>	52
<b>DIMENSIONES DEL CILINDRO</b>		Distancia interna entre el cilindro y el vástago (mm) = D <sub>2</sub>	53
		Distancia interna entre anillos (lado del vástago) (mm) = H <sub>1</sub>	90
		Distancia interna entre anillos (lado del deformimetro) (mm) = H <sub>2</sub>	93
		Promedio de las distancias H1 y H2 (mm)	91,5
Altura promedio H (mm)	202		
Diámetro promedio D (mm)	102		
Área Transversal A (mm <sup>2</sup> )	8171		
<b>Carga (kg)</b>	<b>δ x 10<sup>-2</sup> (mm)</b>	<b>σ MPa</b>	<b>ε<sub>cl</sub> X 10<sup>-6</sup> (mm)</b>
0	0,0	0,00	0
1.000	0,0	1,20	0
2.000	1,0	2,40	55
3.000	1,8	3,60	99
4.000	2,8	4,80	154
5.000	4,0	6,00	220
6.000	5,0	7,20	275
7.000	6,3	8,40	346
8.000	7,5	9,59	412
9.000	9,0	10,79	494
10.000	10,0	11,99	549
12.000	12,5	14,39	686
14.000	16,0	16,79	879
16.000	19,0	19,19	1.043
18.000	22,5	21,59	1.235
20.000	27,3	23,99	1.499
22.000	34,5	26,39	1.894
<b>MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO</b>			
 $E_c = \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)}{(\xi_2 - 0.000050)}$			
Carga Máxima ( Kg )	22900		
Esfuerzo Máximo (MPa) = f <sub>c</sub>	27,46		
40% Esfuerzo Máximo (σ <sub>2</sub> ) (MPa)	10,99		
Def. Unitaria (Corresp. 40% Esfuerzo máximo) ξ <sub>2</sub>	0,00050296		
Esfuerzo para def. unitarias ξ <sub>1</sub> = 5x10 <sup>-6</sup> σ <sub>1</sub> (MPa)	2,29		
<b>E<sub>c</sub> (MPa)</b>	<b>19194,36</b>		





**Tabla A. 4:** Determinación del módulo de Elasticidad cilindro 2-18-05

 ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA JULIO GARAVITO FACULTAD DE INGENIERÍA-POSGRADO EN ESTRUCTURAS PROYECTO: COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE UNIONES VIGA-COLUMNA CON ANCLAJES ADHESIVOS MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO - NTC 4025			
<b>CILINDRO No.</b>	2-18-05	<b>DIMENSIONES DEL MONTAJE</b>	
<b>UBICACIÓN:</b>	COL. NUDO NO CONFINADO	Distancia interna entre el cilindro y el deformimetro (mm) = D <sub>1</sub>	50
<b>DIMENSIONES DEL CILINDRO</b> Altura promedio H (mm) 202 Diámetro promedio D (mm) 103 Área Transversal A (mm <sup>2</sup> ) 8332		Distancia interna entre el cilindro y el vástago (mm) = D <sub>2</sub>	53
		Distancia interna entre anillos (lado del vástago) (mm) = H <sub>1</sub>	90
		Distancia interna entre anillos (lado del deformimetro) (mm) = H <sub>2</sub>	91
		Promedio de las distancias H <sub>1</sub> y H <sub>2</sub> (mm)	90,5
			
<b>Carga (kg)</b>	$\alpha \times 10^{-2}$ (mm)	$\sigma$ MPa	$\epsilon_{ci} \times 10^{-6}$ (mm)
0	0,0	0,00	0
1.000	0,3	1,18	17
2.000	1,0	2,35	56
3.000	2,3	3,53	129
4.000	3,0	4,70	168
5.000	4,0	5,88	224
6.000	5,0	7,06	280
7.000	6,3	8,23	353
8.000	7,5	9,41	420
9.000	8,5	10,59	476
10.000	9,5	11,76	533
12.000	12,0	14,11	673
14.000	15,0	16,47	841
16.000	19,0	18,82	1.065
<b>MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO</b>			
 $E_c = \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)}{(\xi_2 - 0.000050)}$			
Carga Máxima ( Kg )	17700		
Esfuerzo Máximo (MPa) = f <sub>c</sub>	20,82		
40% Esfuerzo Máximo (σ <sub>2</sub> ) (MPa)	8,33		
Def. Unitaria (Corresp. 40% Esfuerzo máximo) ξ <sub>2</sub>	0,00035852		
Esfuerzo para def. unitarias ξ <sub>1</sub> = 5x10 <sup>-6</sup> σ <sub>1</sub> (MPa)	2,17		
<b>E<sub>c</sub> (MPa)</b>	<b>19954,46</b>		

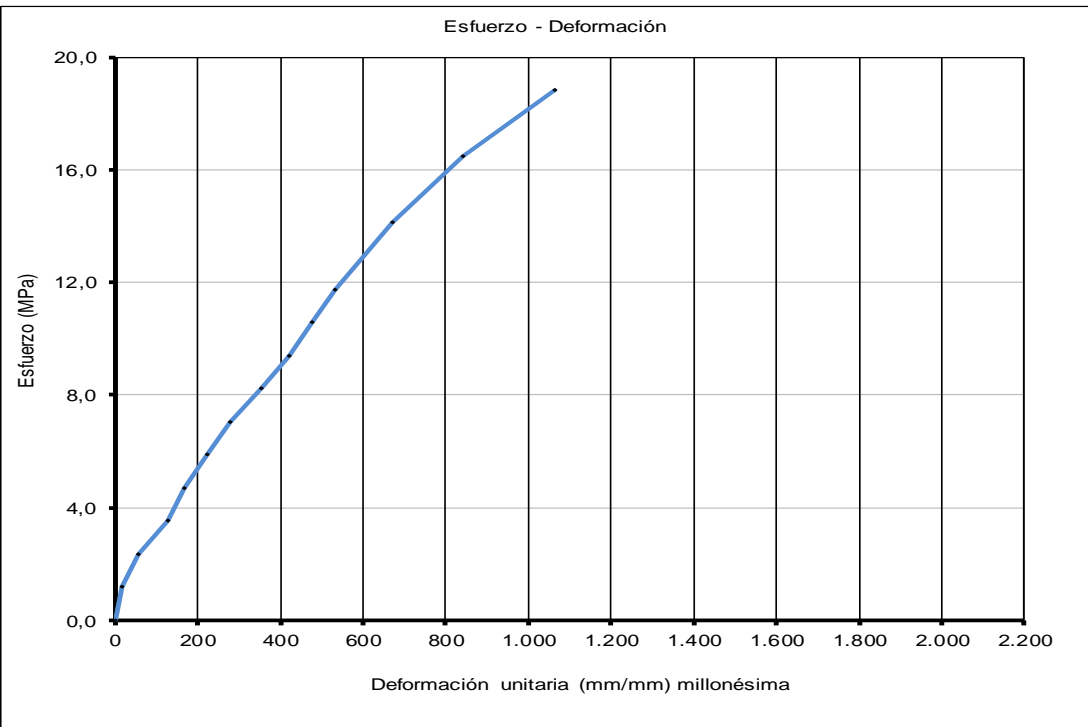
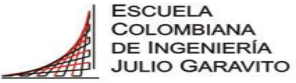
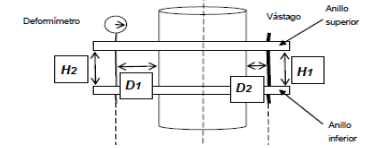


Tabla A. 5: Determinación del módulo de Elasticidad cilindro 1-09-07


 ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA JULIO GARAVITO FACULTAD DE INGENIERÍA-POSGRADO EN ESTRUCTURAS PROYECTO: COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE UNIONES VIGA-COLUMNA CON ANCLAJES ADHESIVOS MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO - NTC 4025			
<b>CILINDRO No.</b>	1.-09-07	<b>DIMENSIONES DEL MONTAJE</b>	
<b>UBICACIÓN:</b>	VIGAS NUDO CONFINADO	Distancia interna entre el cilindro y el deformimetro (mm) = D <sub>1</sub>	53
<b>DIMENSIONES DEL CILINDRO</b>		Distancia interna entre el cilindro y el vástago (mm) = D <sub>2</sub>	55
Altura promedio H (mm)	201	Distancia interna entre anillos (lado del vástago) (mm) = H <sub>1</sub>	90
Diámetro promedio D (mm)	102	Distancia interna entre anillos (lado del deformimetro) (mm) = H <sub>2</sub>	93
Área Transversal A (mm <sup>2</sup> )	8171	Promedio de las distancias H1 y H2 (mm)	91,5



Carga (kg)	$\delta \times 10^{-2}$ (mm)	$\sigma$ MPa	$\epsilon_{cl} \times 10^{-6}$ (mm)
0	0,0	0,00	0
1.000	0,3	1,20	17
2.000	1,5	2,40	83
3.000	2,3	3,60	127
4.000	3,5	4,80	193
5.000	4,5	6,00	248
6.000	6,0	7,20	331
7.000	7,3	8,40	403
8.000	8,5	9,59	469
9.000	10,3	10,79	568
10.000	12,0	11,99	662
12.000	16,0	14,39	883
14.000	20,8	16,79	1.147
16.000	28,5	19,19	1.572
18.000	30,8	21,59	1.699

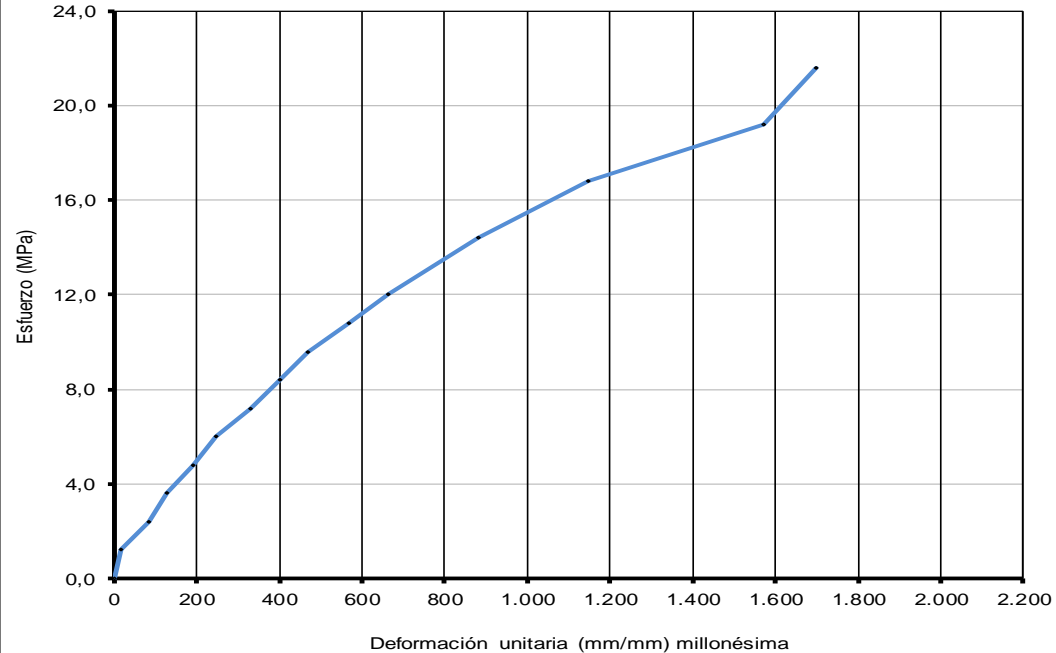
**MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO**



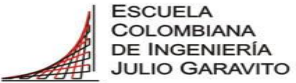
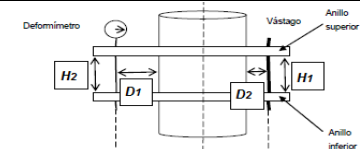

$$E_c = \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)}{(\xi_2 - 0.000050)}$$

Carga Máxima ( Kg )	19500
Esfuerzo Máximo (Mpa) = f <sub>c</sub>	23,39
40% Esfuerzo Máximo (σ <sub>2</sub> ) (MPa)	9,35
Def.Unitaria (Corresp.40% Esfuerzo máximo) ξ <sub>2</sub>	0,00045566
Esfuerzo para def.unitarias ξ <sub>1</sub> = 5x10 <sup>-6</sup> σ <sub>1</sub> (MPa)	1,81
<b>E<sub>c</sub> (MPa )</b>	<b>18609,86</b>

**Esfuerzo - Deformación**



**Tabla A. 6:** Determinación del módulo de Elasticidad cilindro 2-09-07

		ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA JULIO GARAVITO FACULTAD DE INGENIERIA-POSGRADO EN ESTRUCTURAS PROYECTO: COMPORTAMIENTO DINAMICO DE UNIONES VIGA-COLUMNA CON ANCLAJES ADHESIVOS MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO - NTC 4025	
<b>CILINDRO No.</b>	2.-09-07	<b>DIMENSIONES DEL MONTAJE</b>	
<b>UBICACIÓN:</b>	VIGAS NUDO CONFINADO	Distancia interna entre el cilindro y el deformimetro (mm) = D <sub>1</sub>	51
<b>DIMENSIONES DEL CILINDRO</b>		Distancia interna entre el cilindro y el vástago (mm) = D <sub>2</sub>	52
		Distancia interna entre anillos (lado del vástago) (mm) = H <sub>1</sub>	90
Altura promedio H (mm)	202	Distancia interna entre anillos (lado del deformimetro) (mm) = H <sub>2</sub>	92
Diámetro promedio D (mm)	103	Promedio de las distancias H1 y H2 (mm)	91
Área Transversal A (mm <sup>2</sup> )	8332		
<b>Carga (kg)</b>	<b>α x 10<sup>-2</sup> (mm)</b>	<b>σ MPa</b>	<b>ε<sub>cl</sub> x 10<sup>-6</sup> (mm)</b>
0	0,0	0,00	0
1.000	0,3	1,18	17
2.000	1,0	2,35	55
3.000	2,3	3,53	127
4.000	3,5	4,70	193
5.000	4,8	5,88	265
6.000	6,0	7,06	331
7.000	7,3	8,23	403
8.000	8,5	9,41	469
9.000	10,0	10,59	552
10.000	11,0	11,76	607
12.000	14,0	14,11	773
14.000	18,0	16,47	994
16.000	23,0	18,82	1.270
18.000	30,0	21,17	1.656
<b>MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO</b>			
 $E_c = \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)}{(\xi_2 - 0.000050)}$			
Carga Máxima ( Kg )	20800		
Esfuerzo Máximo (MPa) = f <sub>c</sub>	24,46		
40% Esfuerzo Máximo (σ <sub>2</sub> ) (MPa)	9,79		
Def.Unitaria (Corresp.40% Esfuerzo máximo) ξ <sub>2</sub>	0,00049580		
Esfuerzo para def.unitarias ξ <sub>1</sub> = 5x10 <sup>-6</sup> σ <sub>1</sub> (MPa)	2,19		
<b>E<sub>c</sub> (MPa )</b>	17029,67		

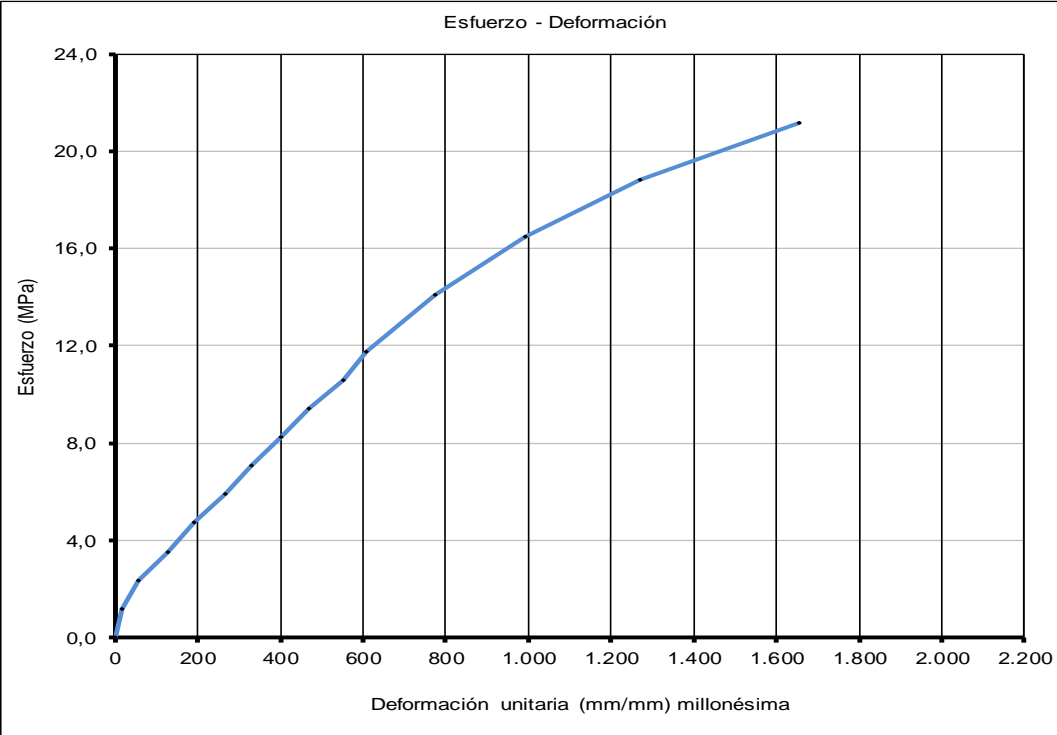

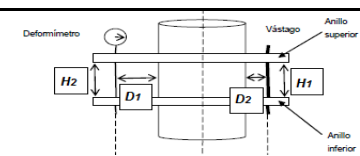

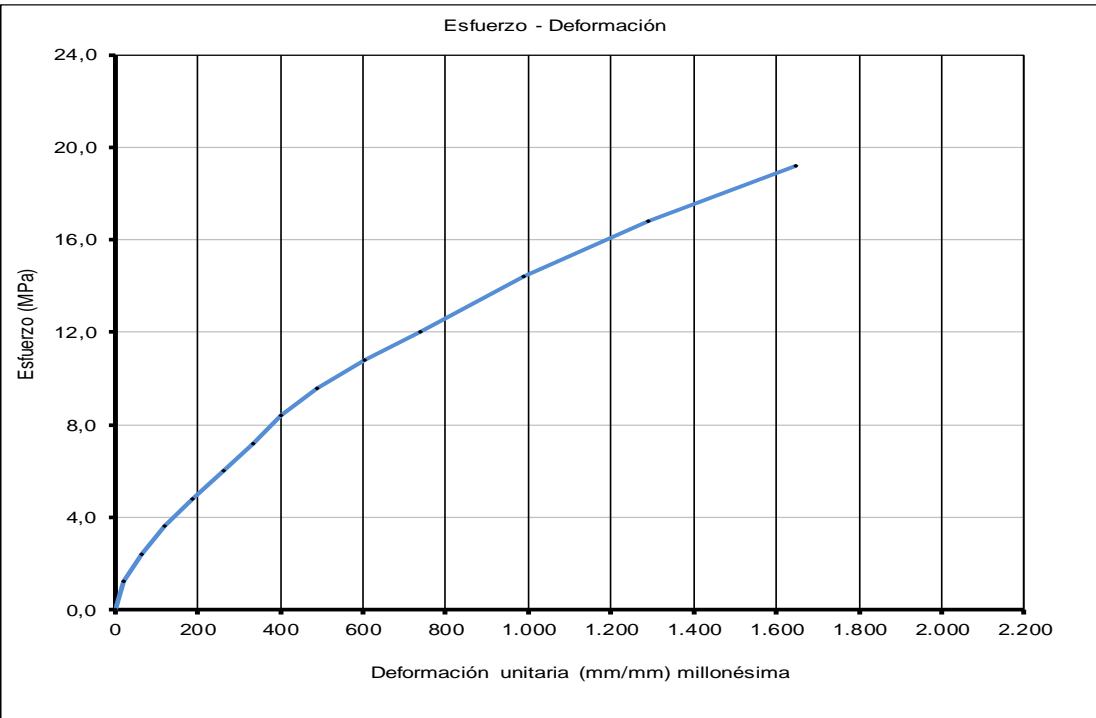
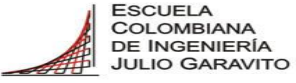
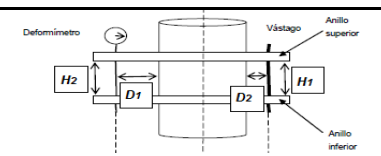



Tabla A. 7: Determinación del módulo de Elasticidad cilindro 1-17-07

 ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA JULIO GARAVITO FACULTAD DE INGENIERÍA-POSGRADO EN ESTRUCTURAS PROYECTO: COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE UNIONES VIGA-COLUMNA CON ANCLAJES ADHESIVOS MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO - NTC 4025					
<b>CILINDRO No.</b>	1-17-07	<b>DIMENSIONES DEL MONTAJE</b>			
<b>UBICACIÓN:</b>	VIGAS NUDO NO CONFINADO	Distancia interna entre el cilindro y el deformimetro (mm) = D <sub>1</sub>	50		
<b>DIMENSIONES DEL CILINDRO</b>		Distancia interna entre el cilindro y el vástago (mm) = D <sub>2</sub>	52		
		Distancia interna entre anillos (lado del vástago) (mm) = H <sub>1</sub>	91		
Altura promedio H (mm)	201	Distancia interna entre anillos (lado del deformimetro) (mm) = H <sub>2</sub>	93		
Diámetro promedio D (mm)	102	Promedio de las distancias H1 y H2 (mm)	92		
Área Transversal A (mm <sup>2</sup> )	8171				
Carga (kg)	$\delta \times 10^{-2}$ (mm)			$\sigma$ MPa	$\epsilon_{ci} \times 10^{-6}$ (mm)
0	0,0			0,00	0
1.000	0,4			1,20	22
2.000	1,2			2,40	66
3.000	2,2			3,60	121
4.000	3,4			4,80	187
5.000	4,8			6,00	263
6.000	6,1			7,20	335
7.000	7,3			8,40	401
8.000	8,9			9,59	488
9.000	11,0			10,79	604
10.000	13,5			11,99	741
12.000	18,0	14,39	988		
14.000	23,5	16,79	1.290		
16.000	30,0	19,19	1.646		
<b>MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO</b>					
 $E_c = \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)}{(\xi_2 - 0.000050)}$					
Carga Máxima ( Kg )	19000				
Esfuerzo Máximo (MPa) = f <sub>c</sub>	22,79				
40% Esfuerzo Máximo ( $\sigma_2$ ) (MPa)	9,11				
Def. Unitaria (Corresp. 40% Esfuerzo máximo) $\xi_2$	0,00045331				
Esfuerzo para def. unitarias $\xi_1 = 5 \times 10^{-6}$ $\sigma_1$ (MPa)	1,97				
<b>E<sub>c</sub> (MPa)</b>	<b>17726,52</b>				



**Tabla A. 8:** Determinación del módulo de Elasticidad cilindro 2-17-07

 ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA JULIO GARAVITO FACULTAD DE INGENIERÍA-POSGRADO EN ESTRUCTURAS PROYECTO: COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE UNIONES VIGA-COLUMNA CON ANCLAJES ADHESIVOS MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO - NTC 4025					
<b>CILINDRO No.</b>	2-17-07	<b>DIMENSIONES DEL MONTAJE</b>			
<b>UBICACIÓN:</b>	VIGAS NUDO NO CONFINADO	Distancia interna entre el cilindro y el deformimetro (mm) = D <sub>1</sub>	50		
<b>DIMENSIONES DEL CILINDRO</b>		Distancia interna entre el cilindro y el vástago (mm) = D <sub>2</sub>	53		
		Distancia interna entre anillos (lado del vástago) (mm) = H <sub>1</sub>	90		
Altura promedio H (mm)	202	Distancia interna entre anillos (lado del deformimetro) (mm) = H <sub>2</sub>	93		
Diámetro promedio D (mm)	103	Promedio de las distancias H1 y H2 (mm)	91,5		
Área Transversal A (mm <sup>2</sup> )	8332				
Carga (kg)	$\delta \times 10^{-2}$ (mm)			$\sigma$ MPa	$\epsilon_{cl} \times 10^{-6}$ (mm)
0	0,0			0,00	0
1.000	0,5			1,18	28
2.000	1,3			2,35	72
3.000	2,4			3,53	133
4.000	3,5			4,70	194
5.000	4,7			5,88	261
6.000	5,9			7,06	327
7.000	7,1			8,23	394
8.000	8,5			9,41	471
9.000	10,2			10,59	565
10.000	12,4	11,76	687		
12.000	18,1	14,11	1.003		
14.000	24,7	16,47	1.369		
16.000	30,8	18,82	1.708		
<b>MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO</b>					
 $E_c = \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)}{(\xi_2 - 0.000050)}$					
Carga Máxima ( Kg )	20300				
Esfuerzo Máximo (MPa) = f <sub>c</sub>	23,88				
40% Esfuerzo Máximo (σ <sub>2</sub> ) (MPa)	9,55				
Def.Unitaria (Corresp.40% Esfuerzo máximo) ξ <sub>2</sub>	0,00048256				
Esfuerzo para def.unitarias ξ <sub>1</sub> = 5x10 <sup>-6</sup> σ <sub>1</sub> (MPa)	1,77				
<b>E<sub>c</sub> (MPa)</b>	<b>17993,90</b>				

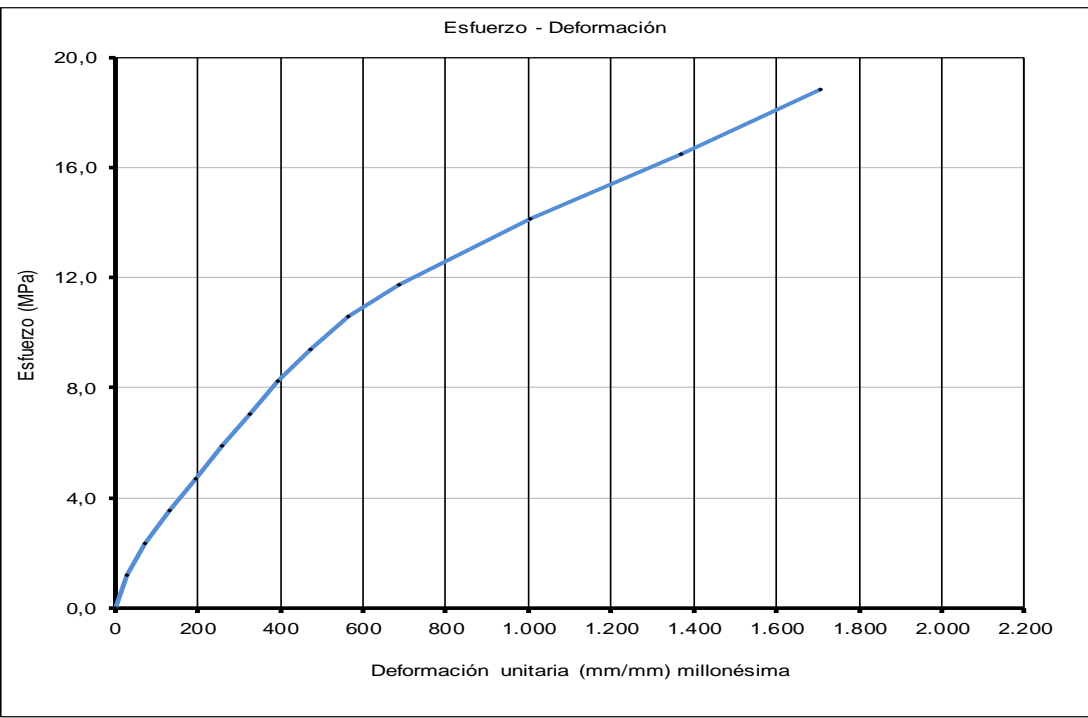
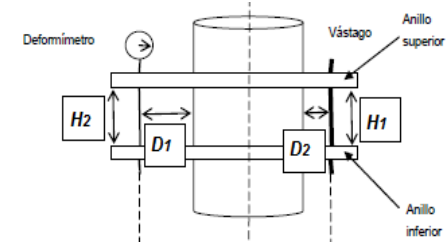


Tabla A. 9: Modulo de elasticidad promedio del concreto

PARAMETROS DE CALCULO	UND	CILINDRO No.							
		1-15-05	2-15-05	1-18-05	2-18-05	1-09-07	2-09-07	1-17-07	2-17-07
Esfuerzo máxima a la compresión ( $f_c$ )	MPa	24,70	23,03	27,46	20,82	23,39	24,46	22,79	23,88
40% Esfuerzo Maximo ( $\sigma_2$ )	MPa	9,88	9,21	10,99	8,33	9,35	9,79	9,11	9,55
Def.Unitaria (Corresp.40% Esfuerzo máximo) $\xi_2$		0,00047182	0,0004235	0,00050296	0,00035852	0,00045566	0,0004958	0,00045331	0,00048256
Esfuerzo para def.unitarias $\xi_1 = 5 \times 10^{-6}$ ( $\sigma_1$ )	MPa	1,78	2,24	2,29	2,17	1,81	2,19	1,97	1,77
Modulo de elasticidad del concreto	MPa	19199,38	18666,56	19194,36	19954,46	18609,86	17029,67	17726,52	17993,90
Esfuerzo a la compresión promedio del concreto ( $f_c$ )	MPa	<b>22,99</b>							
Modulo de elasticidad promedio del concreto ( $E_c$ )	MPa	<b>18546,84</b>							
Modulo de elasticidad teorico del concreto	MPa	22537,92							
Según NSR-10 C.8.5.1 $E_c = 4700 \sqrt{f_c}$	MPa								

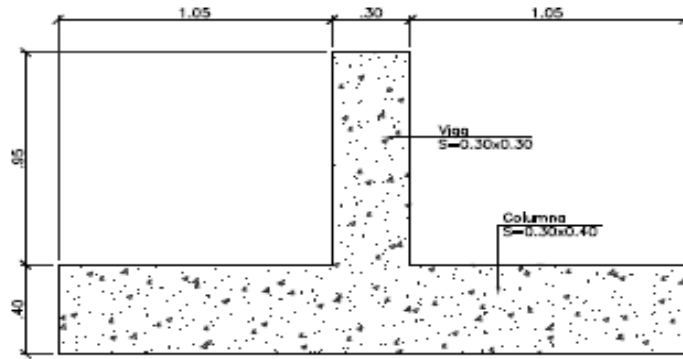
$$E_c = \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)}{(\xi_2 - 0.000050)}$$



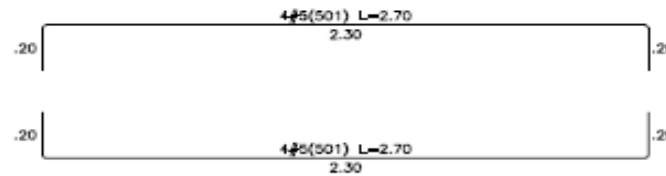
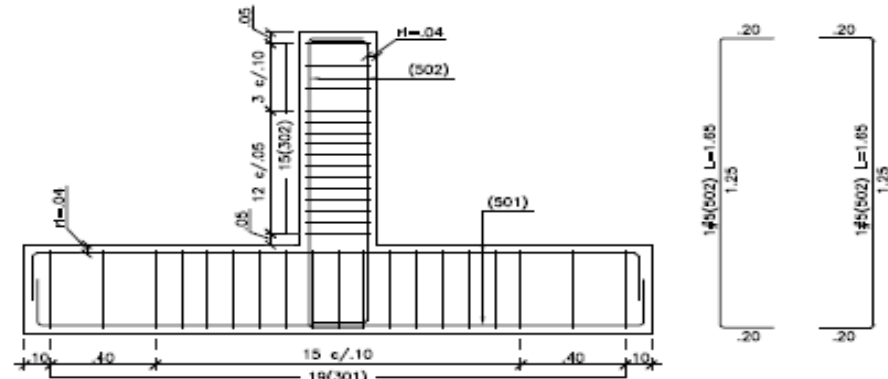
## **Anexo B**

### **Planos con detalles del refuerzo de los prototipos**

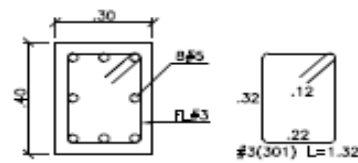
**Plano B. 1:** Refuerzo unión monolítica



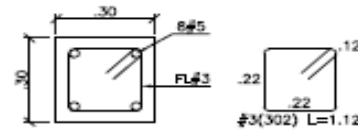
**DETALLE UNION MONOLITICA – FORMALETA**  
 ESCALA 1:25



**DETALLE UNION MONOLITICA – REFUERZO**  
 ESCALA 1:25



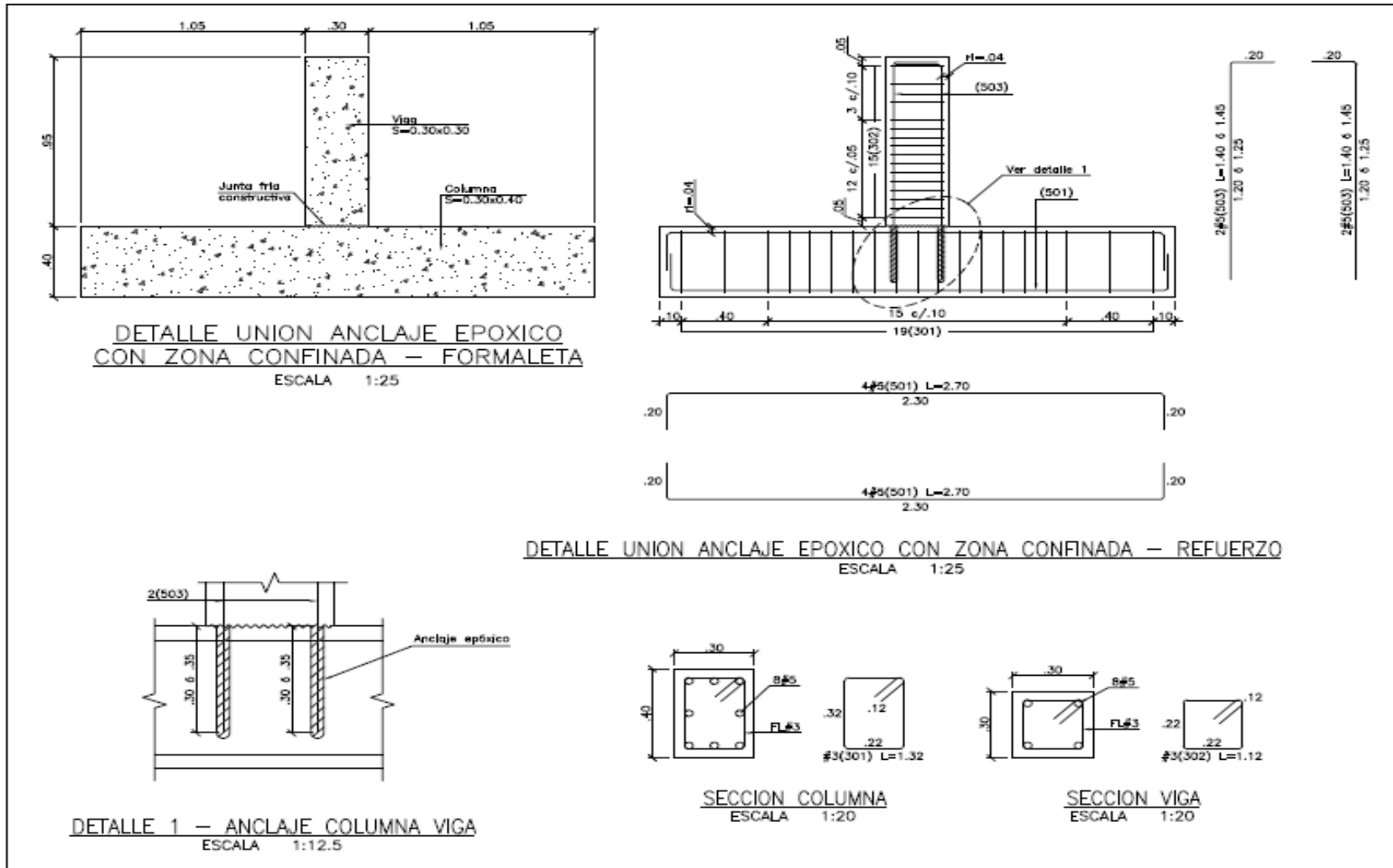
**SECCION COLUMNA**  
 ESCALA 1:20



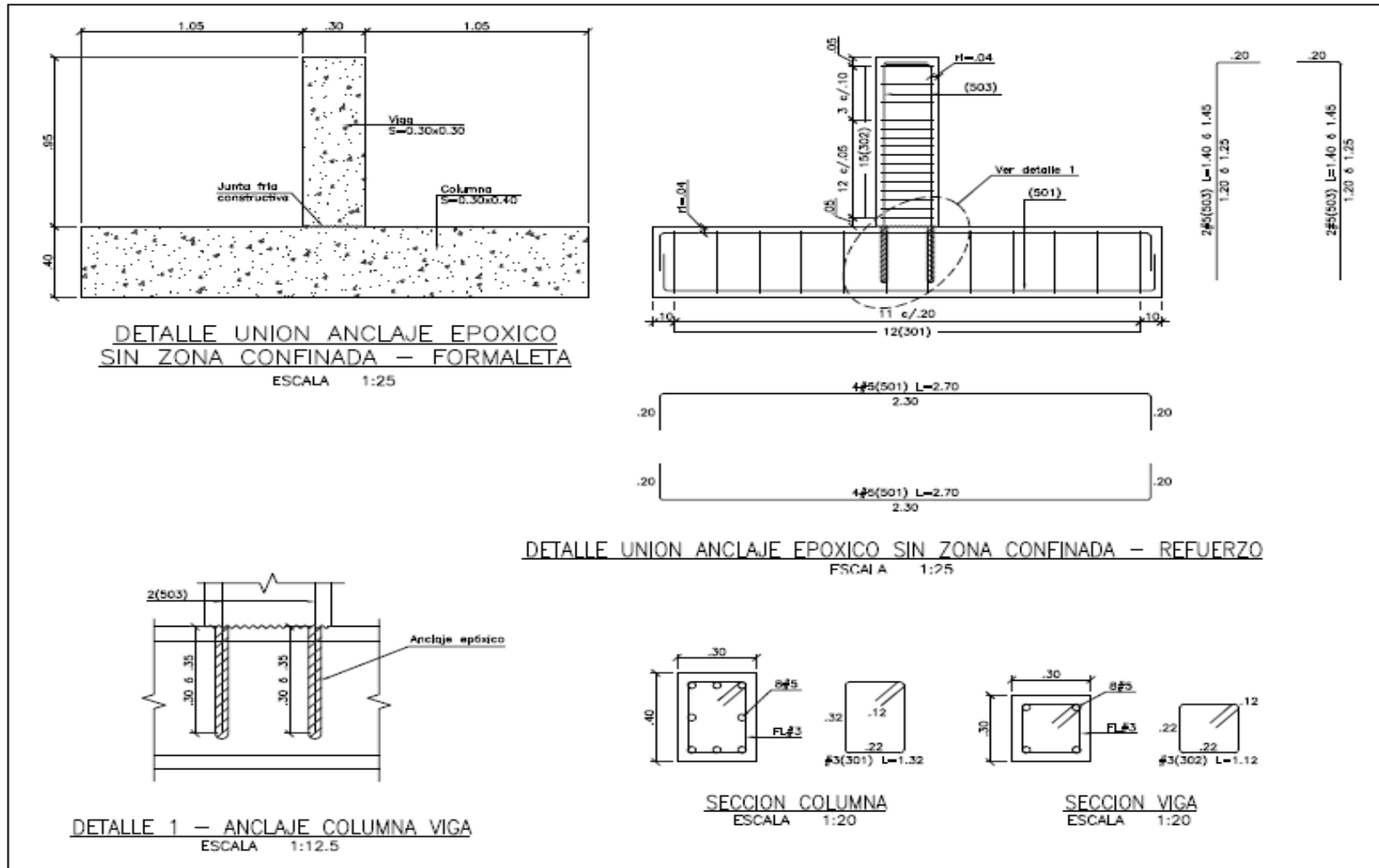
**SECCION VIGA**  
 ESCALA 1:20



**Plano B. 2:** Refuerzo unión con anclaje en zona confinada



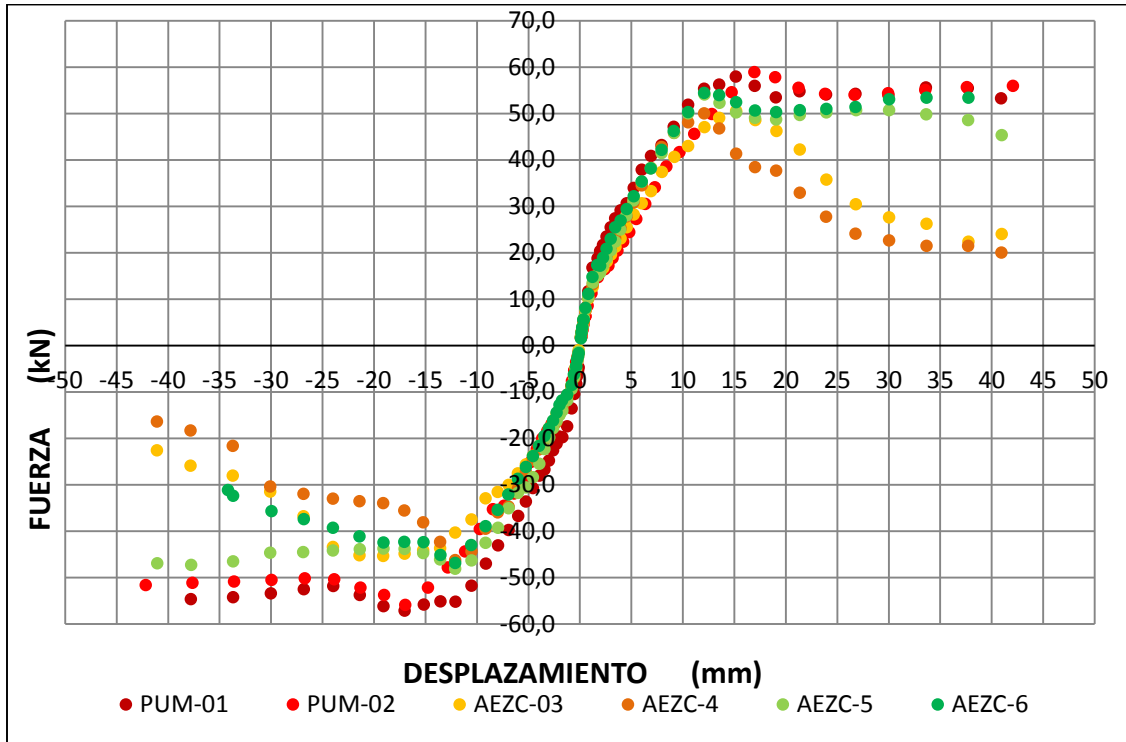
**Plano B. 3:** Refuerzo unión con anclaje en zona no confinada



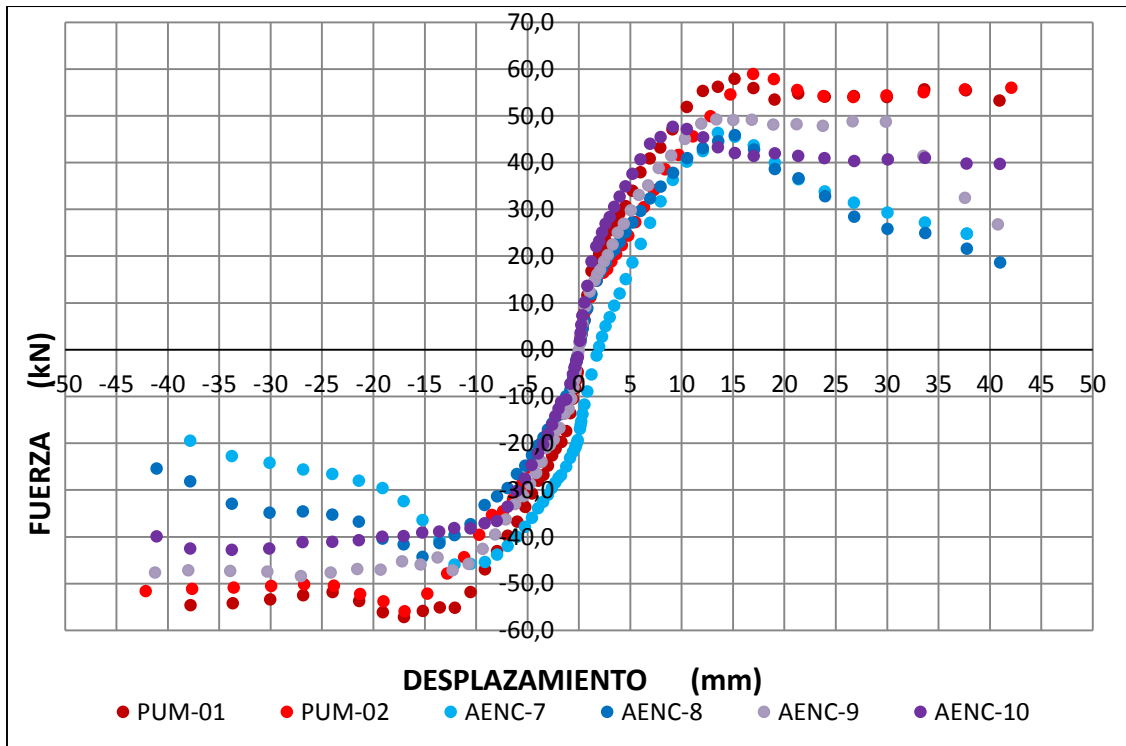
## **Anexo C**

### **Gráficas resultados experimentales ensayo dinámico**

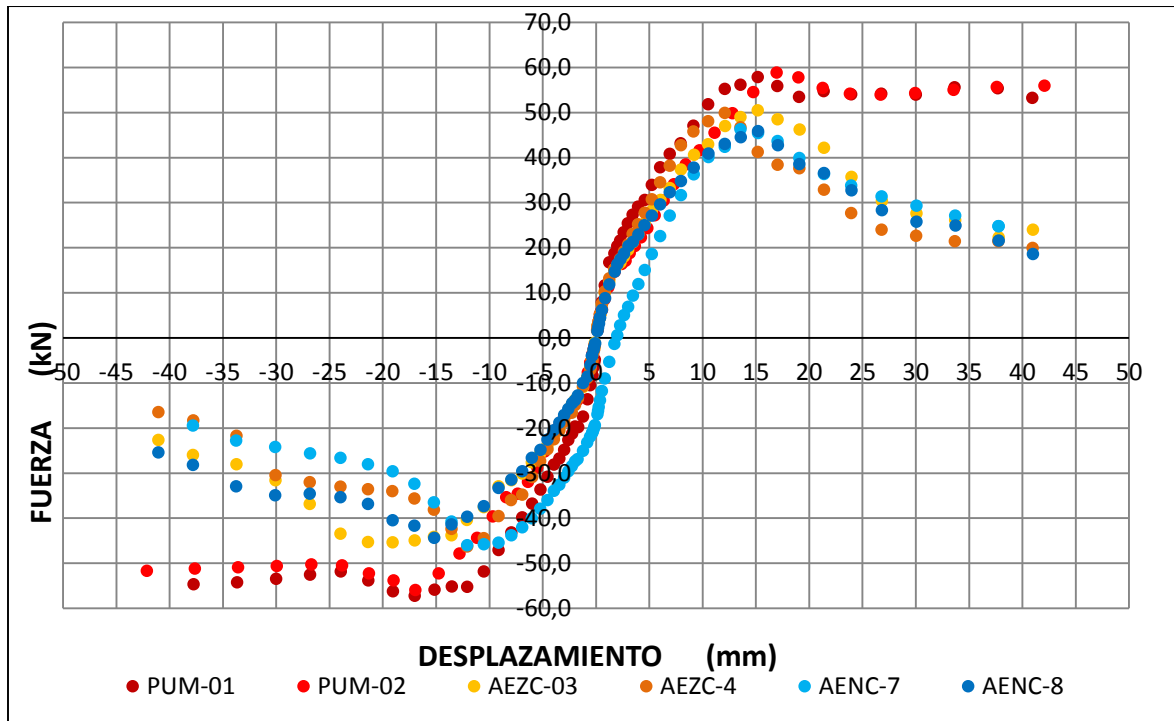
Gráfica C-1: Envolvente de los ciclos histeréticos prototipos con zona confinada



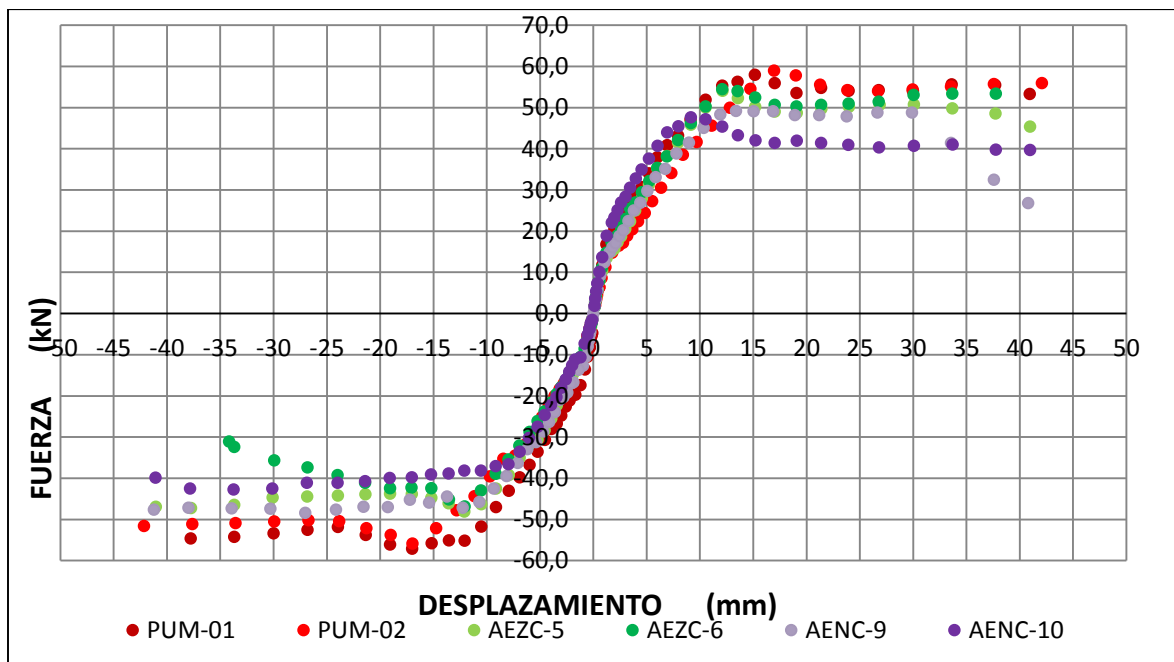
Gráfica C-2: Envolvente de los ciclos histeréticos prototipos sin zona confinada



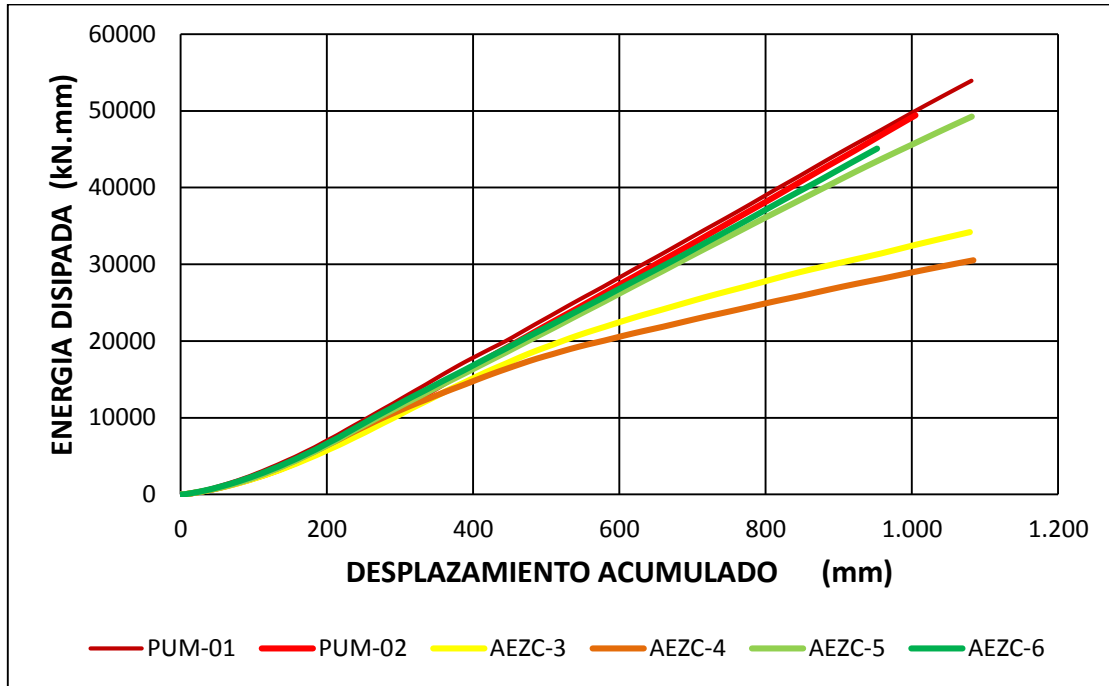
**Gráfica C-3:** Envoltente de los ciclos histeréticos prototipos con longitud de anclaje L=30 cm



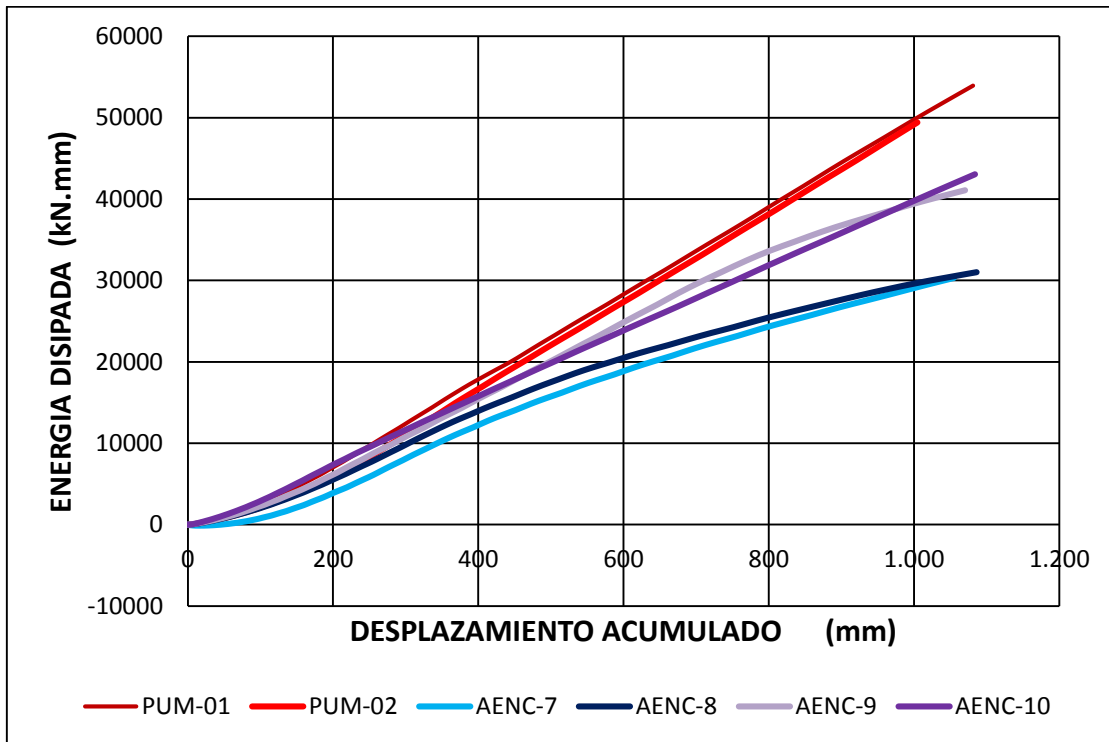
**Gráfica C-4:** Envoltente de los ciclos histeréticos prototipos con longitud de anclaje L=35 cm



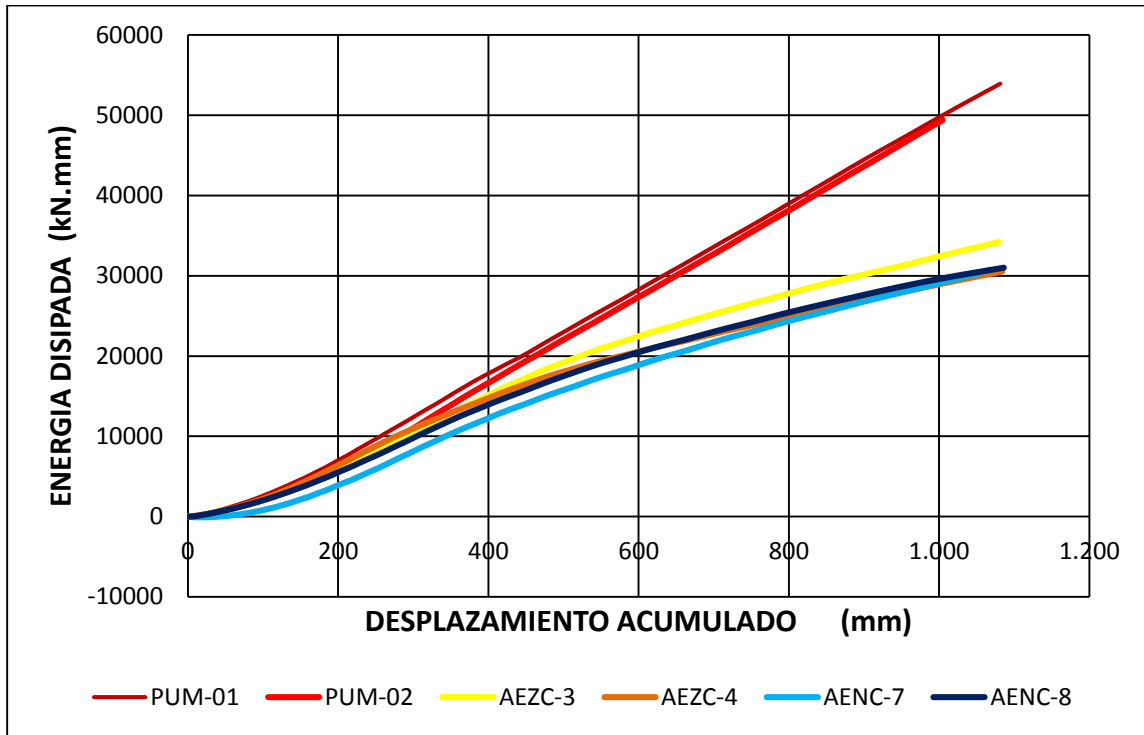
Gráfica C-5: Energía histerética disipada prototipos con zona confinada



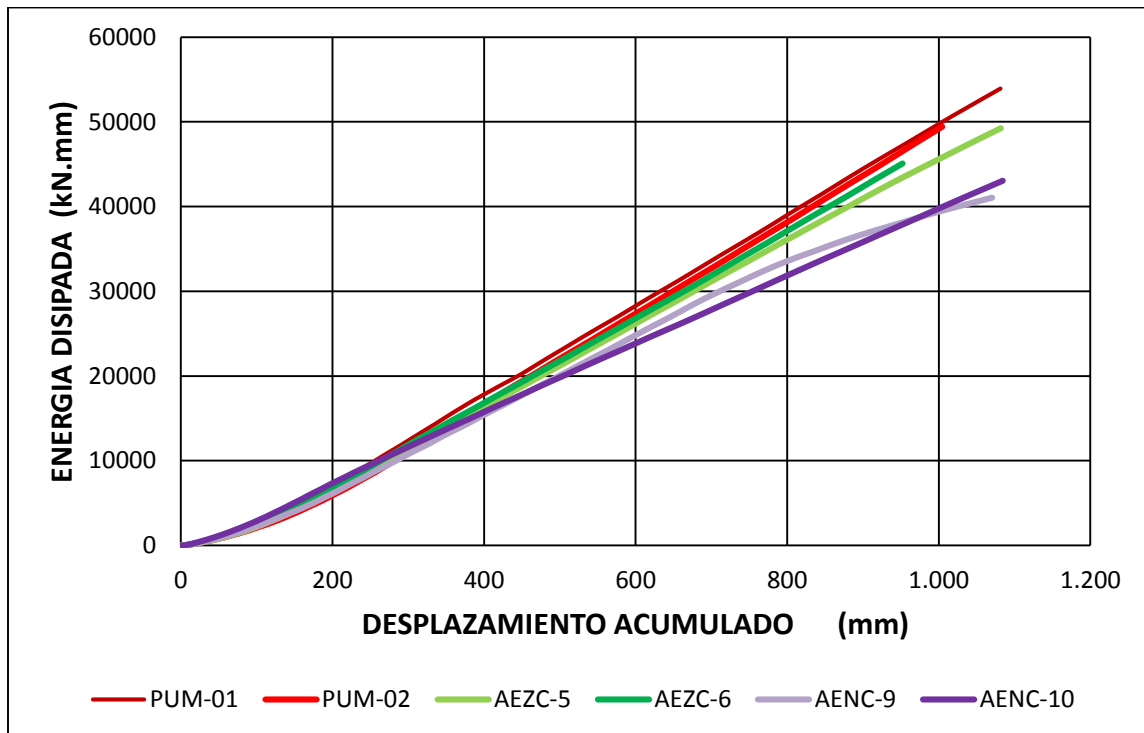
Gráfica C-6: Energía histerética disipada prototipos sin zona confinada

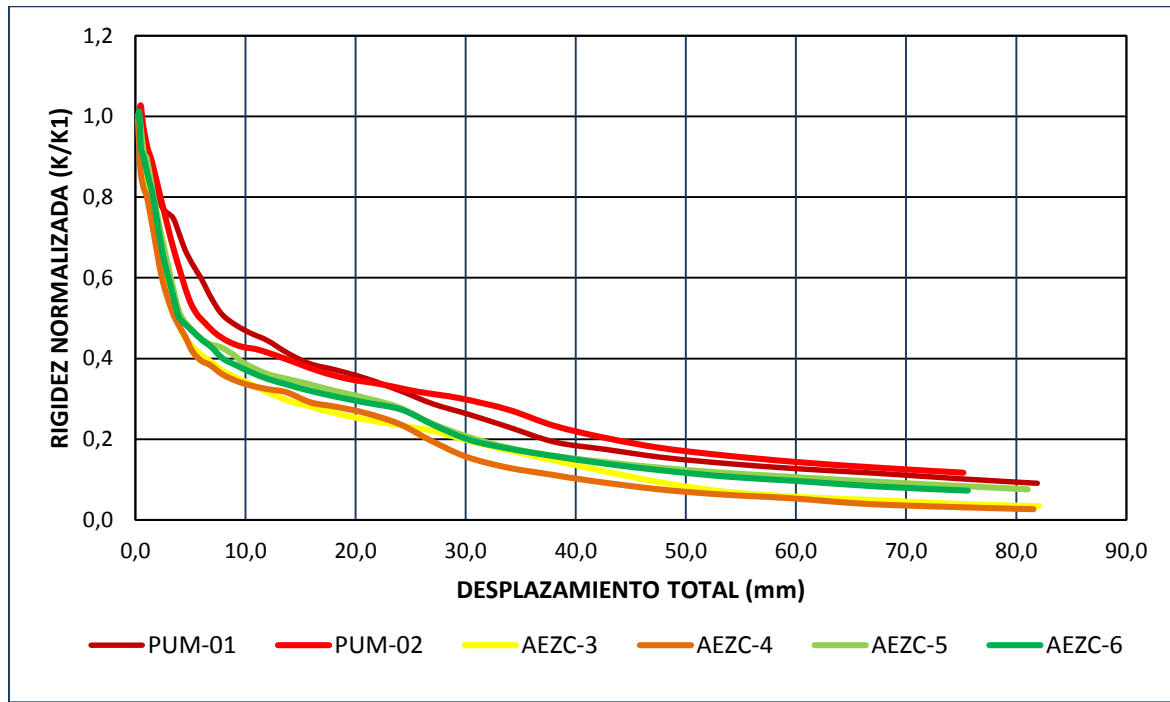
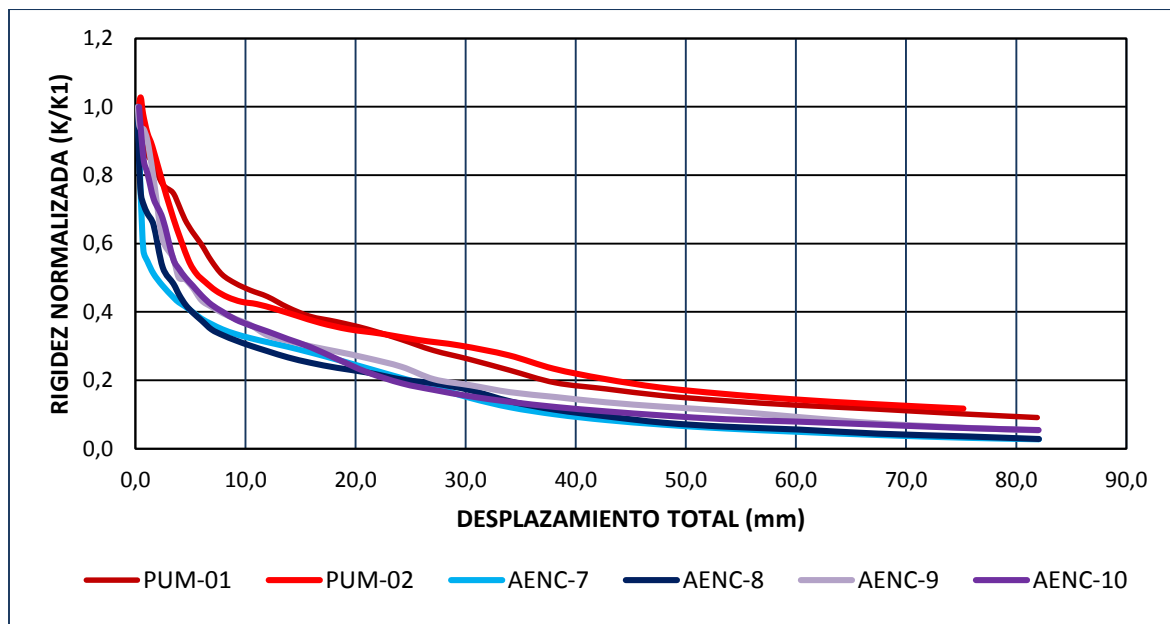


**Gráfica C-7:** Energía histerética disipada prototipos con longitud de anclaje L=30 cm



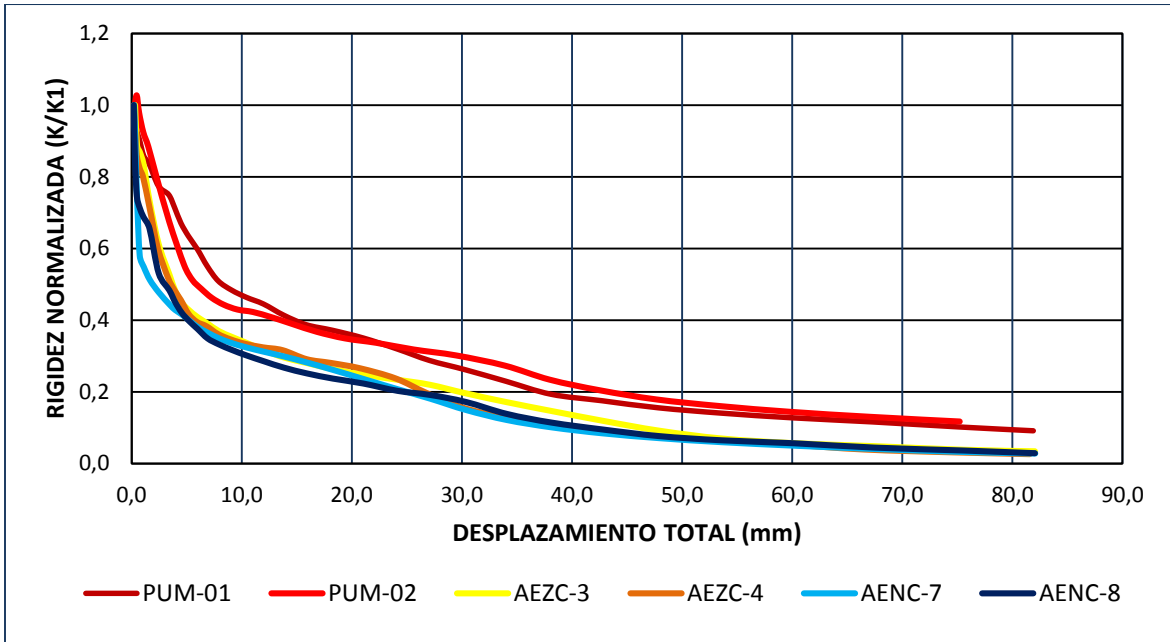
**Gráfica C-8:** Energía histerética disipada prototipos con longitud de anclaje L=35 cm



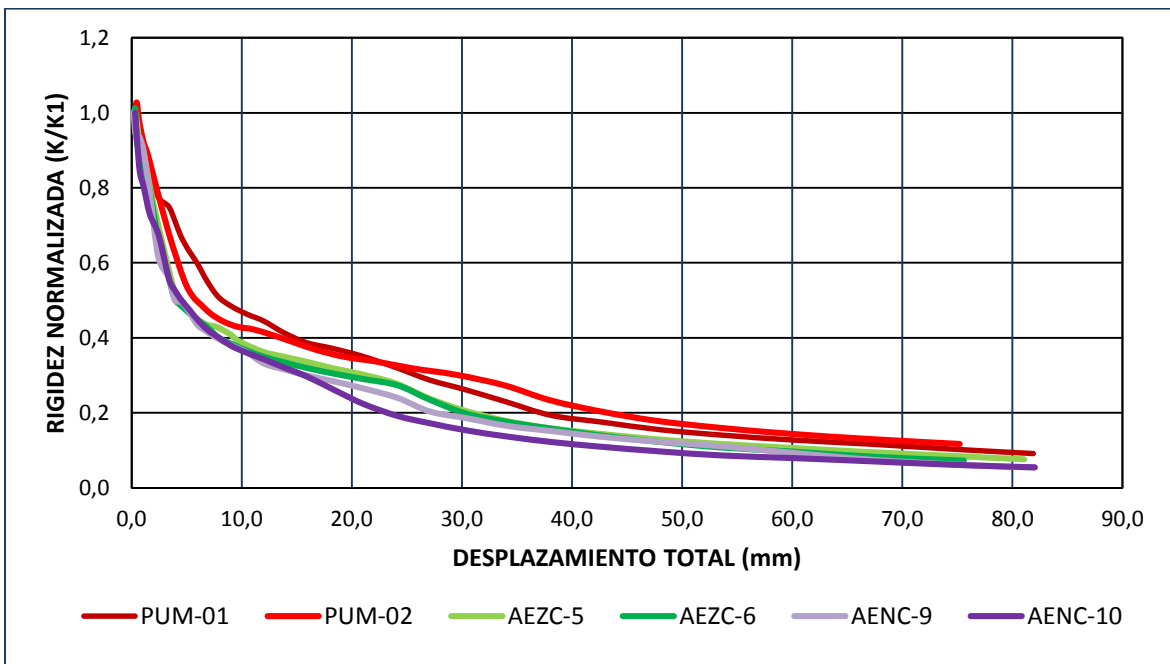
**Gráfica C-9:** Degradación de la rigidez normalizada prototipos zona confinada**Gráfica C-10:** Degradación de la rigidez normalizada prototipos zona no confinada



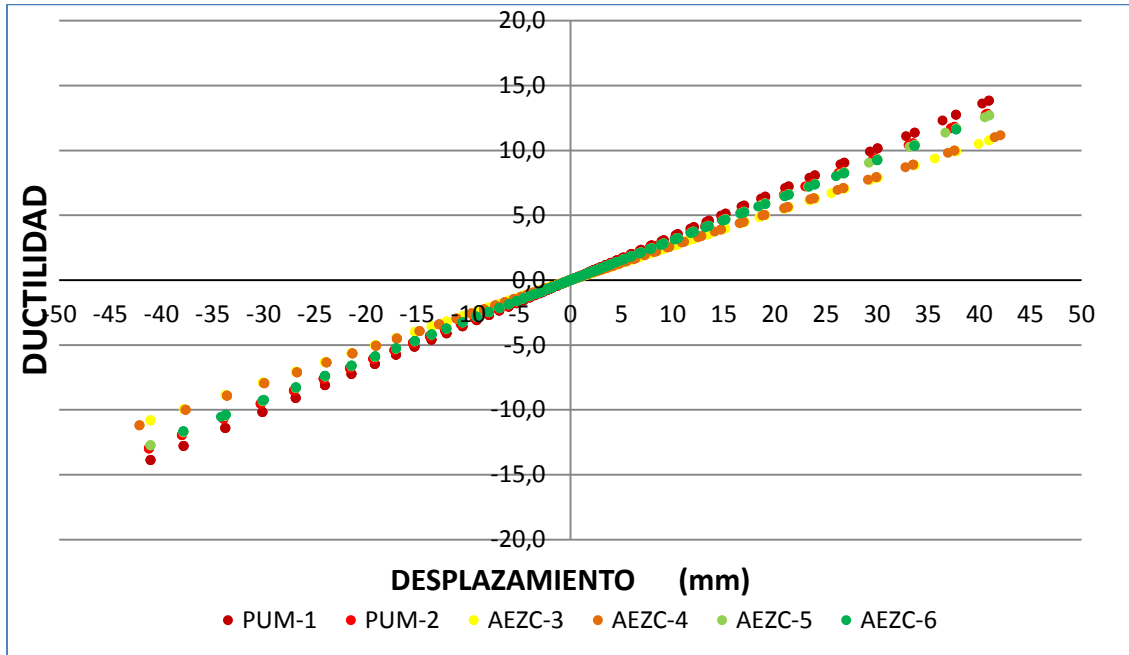
**Gráfica C-11:** Degradación de la rigidez normalizada prototipos con longitud de anclaje L=30 cm



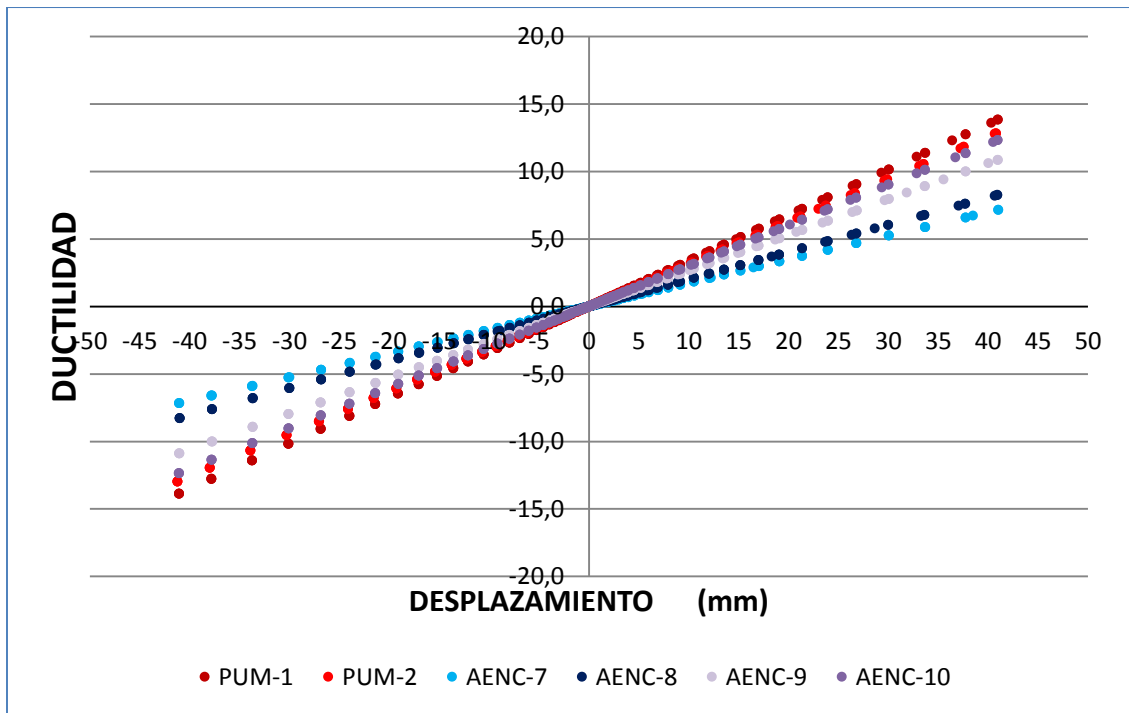
**Gráfica C-12:** Degradación de la rigidez normalizada prototipos con longitud de anclaje L=35 cm



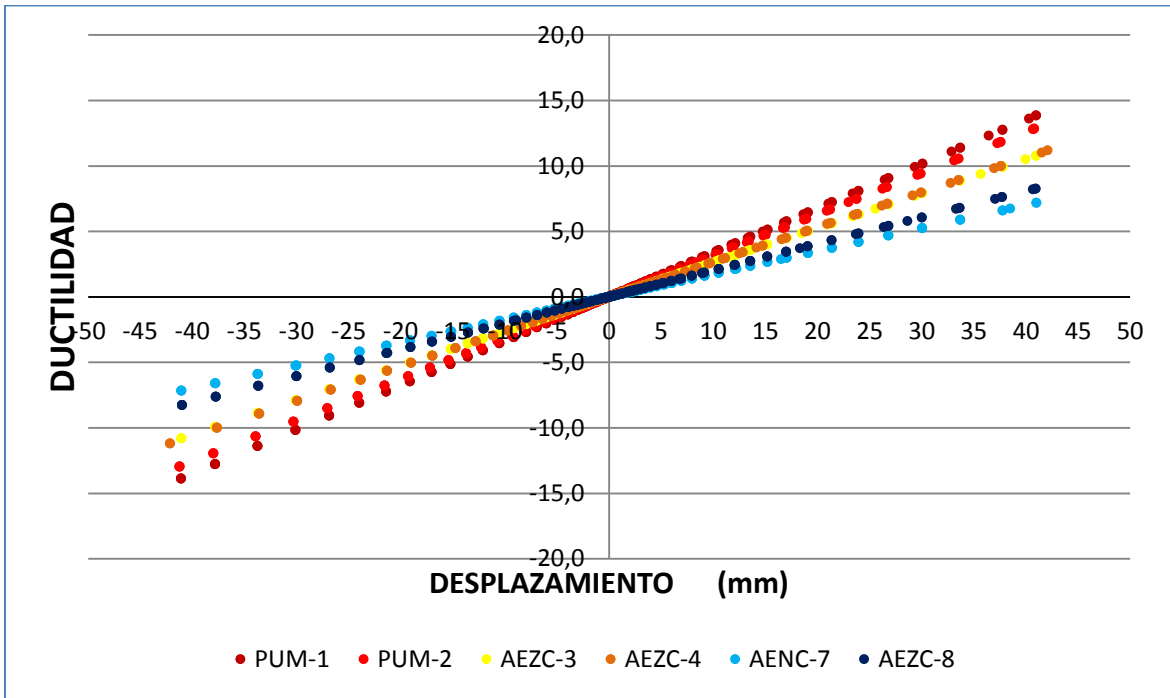
**Gráfica C-13:** Ductilidad de los prototipos anclados en zona confinada



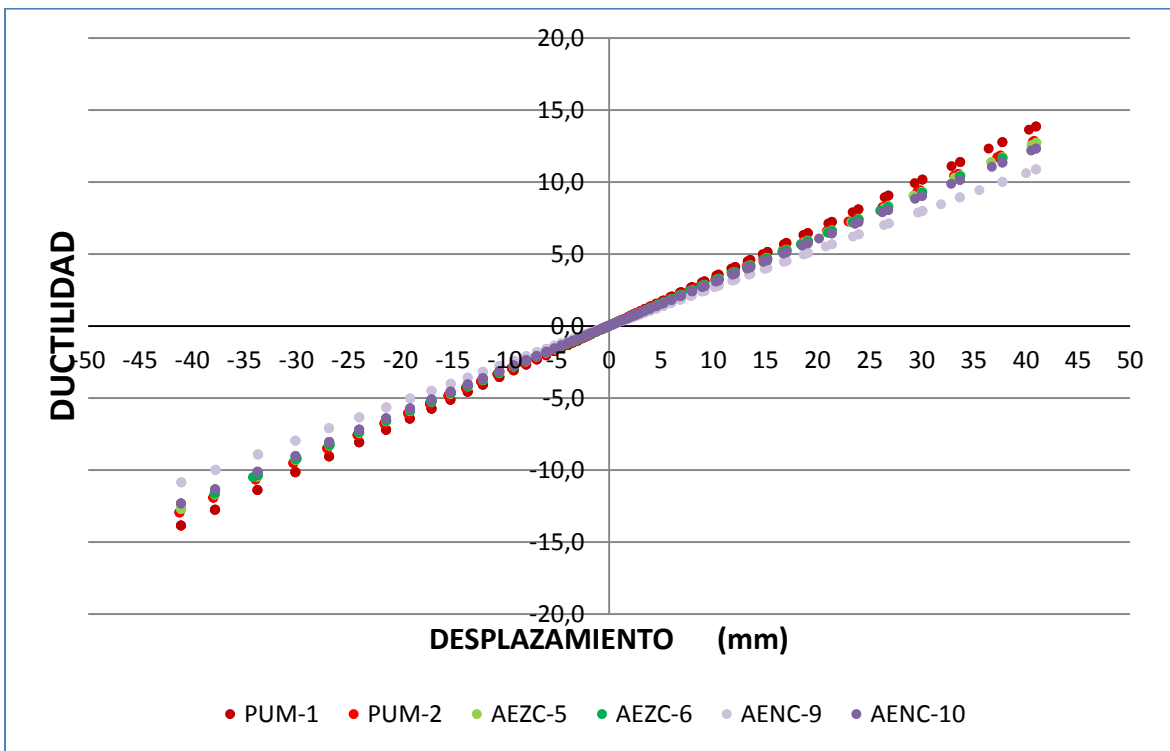
**Gráfica C-14:** Ductilidad prototipos anclados en zonas no confinadas

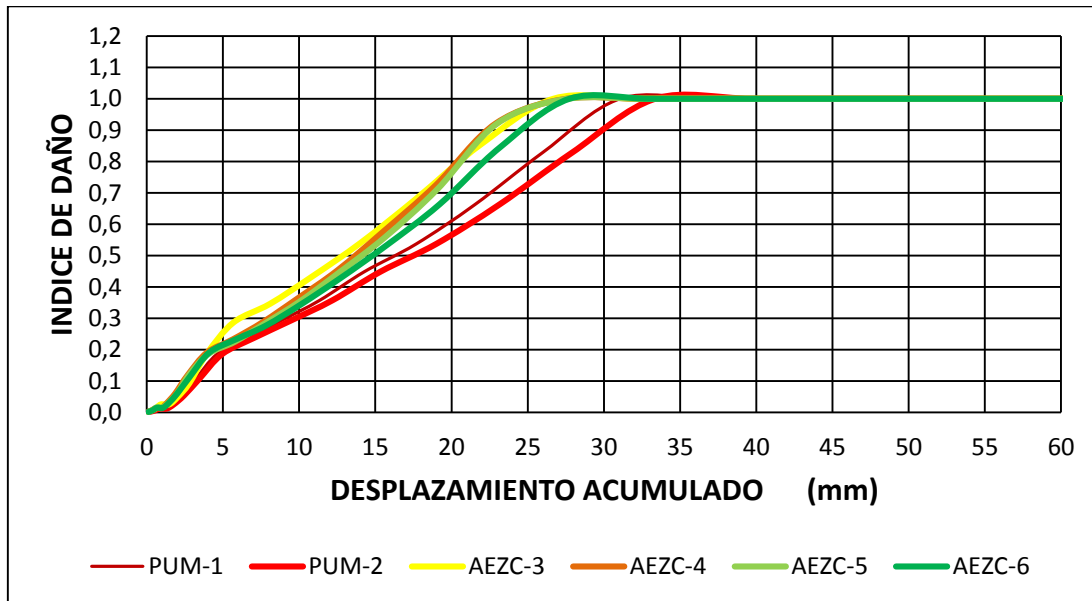
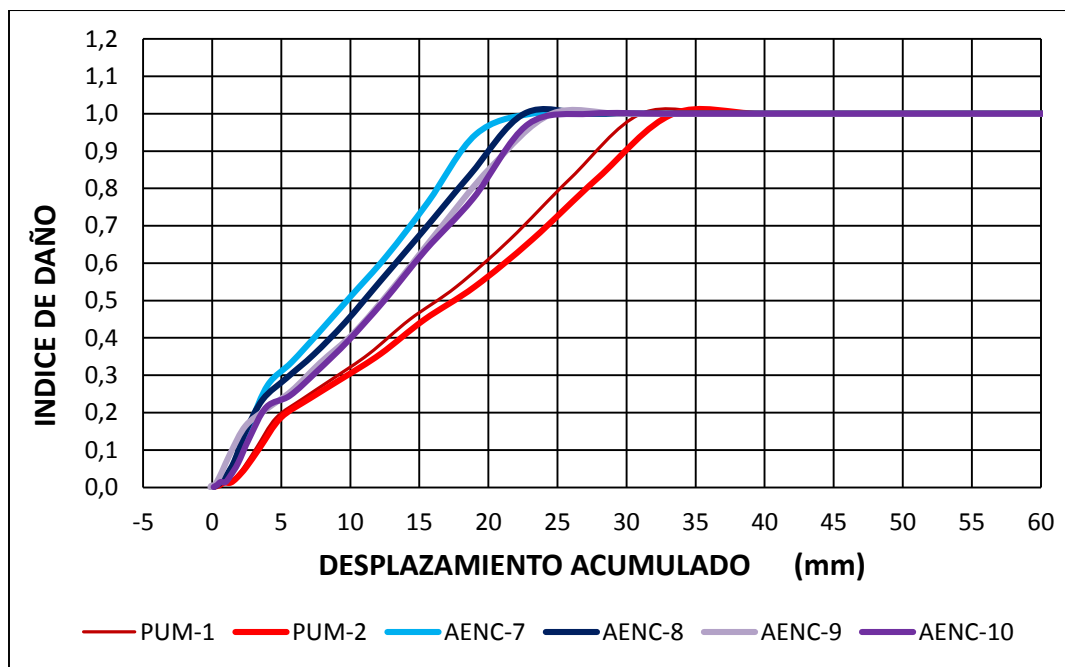


**Gráfica C-15:** Ductilidad de prototipos con longitud de anclaje L=30 cm

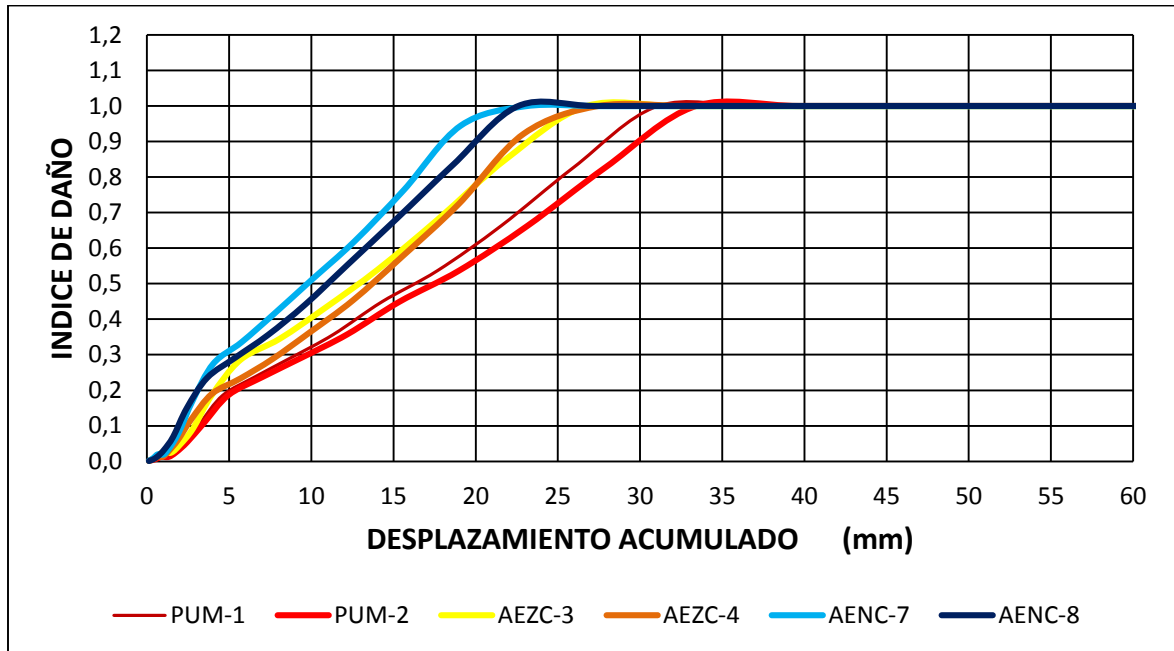


**Gráfica C-16:** Ductilidad de prototipos con longitud de anclaje L=35 cm

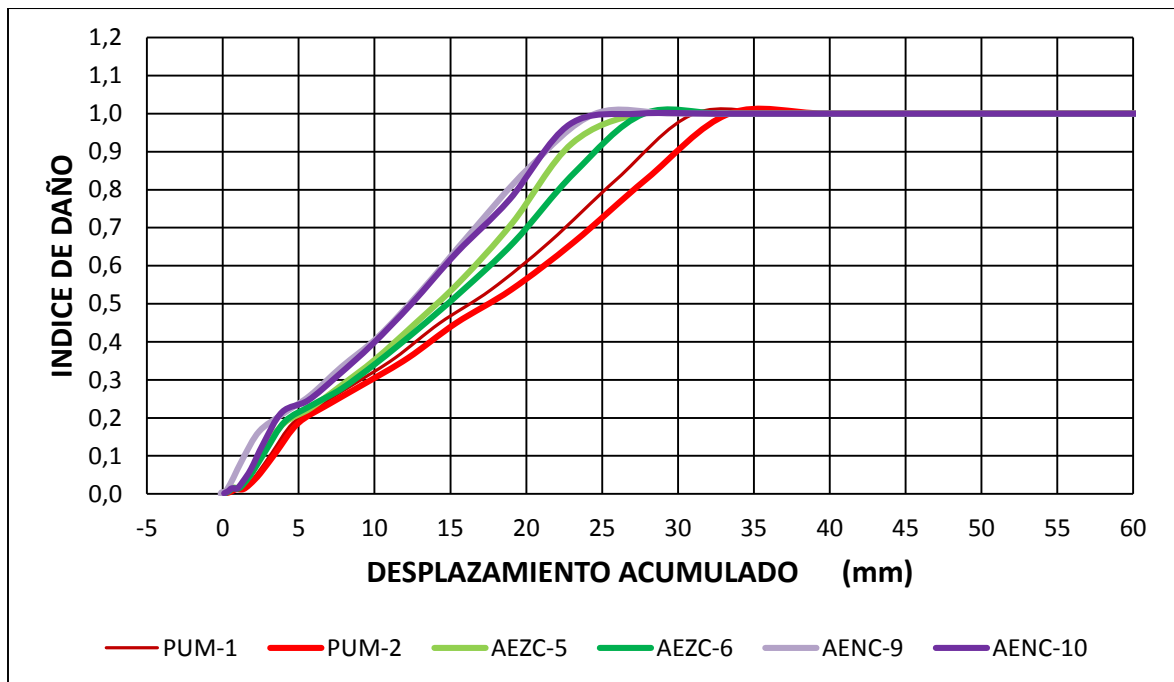


**Gráfica C-17:** Índice de daño prototipos anclados en zona confinada**Gráfica C-18:** Índice de daño prototipos anclados en zona no confinada

**Gráfica C-19:** Índice de daño en prototipos con longitudes de anclajes L=30 cm



**Gráfica C-20:** Índice de daño en prototipos con longitud de anclaje L=35 cm



**Anexo D**  
**Reporte de ICC-ES del Adhesivo Hilti RE-500-SD**

**ICC-ES Evaluation Report****ESR-2322**

Reissued February 1, 2014

This report is subject to renewal April 1, 2016.

[www.icc-es.org](http://www.icc-es.org) | (800) 423-6587 | (562) 699-0543

A Subsidiary of the International Code Council®

**DIVISION: 03 00 00—CONCRETE**  
**Section: 03 16 00—Concrete Anchors****DIVISION: 05 00 00—METALS**  
**Section: 05 05 19—Post-Installed Concrete Anchors****REPORT HOLDER:****HILTI, INC.**  
5400 SOUTH 122<sup>ND</sup> EAST AVENUE  
TULSA, OKLAHOMA 74146  
(800) 879-8000  
[www.us.hilti.com](http://www.us.hilti.com)  
[HiltiTechEng@us.hilti.com](mailto:HiltiTechEng@us.hilti.com)**EVALUATION SUBJECT:****HILTI HIT-RE 500-SD ADHESIVE ANCHORS IN  
CRACKED AND UNCRACKED CONCRETE****1.0 EVALUATION SCOPE****Compliance with the following codes:**

- 2009 and 2006 *International Building Code*® (IBC)
- 2009 and 2006 *International Residential Code*® (IRC)

**Property evaluated:**

Structural

**2.0 USES**

The Hilti HIT-RE 500-SD Adhesive Anchoring System is used to resist static, wind and earthquake (Seismic Design Categories A through F) tension and shear loads in cracked and uncracked normal-weight concrete having a specified compressive strength,  $f'_c$ , of 2,500 psi to 8,500 psi (17.2 MPa to 58.6 MPa).

The anchor system is an alternative to cast-in-place and post-installed anchors described in Sections 1911 and 1912 of the 2009 and 2006 IBC. The anchor systems may also be used where an engineered design is submitted in accordance with Section R301.1.3 of the 2009 and 2006 IRC.

**3.0 DESCRIPTION****3.1 General:**

The Hilti HIT-RE 500-SD Adhesive Anchoring System is comprised of the following components:

- Hilti HIT-RE 500-SD adhesive packaged in foil packs
- Adhesive mixing and dispensing equipment

- Equipment for hole cleaning and adhesive injection

The Hilti HIT-RE 500-SD Adhesive Anchoring System may be used with continuously threaded rod, Hilti HIS-(R)N and HIS-RN internally threaded inserts or deformed steel reinforcing bars. The primary components of the Hilti Adhesive Anchoring System, including the Hilti HIT-RE 500-SD Adhesive, HIT-RE-M static mixing nozzle and steel anchoring elements, are shown in Figure 2 of this report.

The manufacturer's printed installation instructions (MP11), as included with each adhesive unit package, are replicated as Figure 5 of this report.

**3.2 Materials:**

**3.2.1 Hilti HIT-RE 500-SD Adhesive:** Hilti HIT-RE 500-SD Adhesive is an injectable two-component epoxy adhesive. The two components are separated by means of a dual-cylinder foil pack attached to a manifold. The two components combine and react when dispensed through a static mixing nozzle attached to the manifold. Hilti HIT-RE 500-SD is available in 11.1-ounce (330 ml), 16.9-ounce (500 ml), and 47.3-ounce (1400 ml) foil packs. The manifold attached to each foil pack is stamped with the adhesive expiration date. The shelf life, as indicated by the expiration date, corresponds to an unopened foil pack stored in a dry, dark environment, in accordance with the MP11.

**3.2.2 Hole Cleaning Equipment:** Hole cleaning equipment must be in accordance with Figure 5 of this report.

**3.2.3 Dispensers:** Hilti HIT-RE 500-SD must be dispensed with manual dispensers, pneumatic dispensers, or electric dispensers provided by Hilti.

**3.2.4 Anchor Elements:**

**3.2.4.1 Threaded Steel Rods:** Threaded steel rods must be clean, continuously threaded rods (all-thread) in diameters as described in Tables 7 and 11 and Figure 5 of this report. Steel design information for common grades of threaded rods are provided in Table 2 and Table 3. Carbon steel threaded rods must be furnished with a 0.005-millimeter-thick (5  $\mu$ m) zinc electroplated coating complying with ASTM B633 SC 1 or must be hot-dipped galvanized complying with ASTM A153, Class C or D. Threaded steel rods must be straight and free of indentations or other defects along their length. The ends may be stamped with identifying marks and the embedded end may be blunt cut or cut on the bias (chisel point).

**3.2.4.2 Steel Reinforcing Bars:** Steel reinforcing bars are deformed bars (rebar). Tables 23, 27 and 31 and

Figure 5 summarize reinforcing bar size ranges. The embedded portions of reinforcing bars must be straight, and free of mill scale, rust and other coatings that may impair the bond with the adhesive. Reinforcing bars must not be bent after installation, except as set forth in Section 7.3.2 of ACI 318 with the additional condition that the bars must be bent cold, and heating of reinforcing bars to facilitate field bending is not permitted.

**3.2.4.3 HIS-N and HIS-RN Inserts:** Hilti HIS-N and HIS-RN inserts have a profile on the external surface and are internally threaded. Tensile properties for HIS-N and HIS-RN inserts are provided in Table 4. The inserts are available in diameters and lengths as shown in Tables 15 and 19 and Figure 5. HIS-N inserts are produced from carbon steel and furnished either with a 0.005-millimeter-thick (5 μm) zinc electroplated coating complying with ASTM B633 SC 1 or a hot-dipped galvanized coating complying with ASTM A153, Class C or D. The stainless steel HIS-RN inserts are fabricated from X5CrNiMo17122 K700 steel conforming to DIN 17440. Specifications for common bolt types that may be used in conjunction with HIS-N and HIS-RN inserts are provided in Table 5. Bolt grade and material type (carbon, stainless) must be matched to the insert. Strength reduction factors,  $\phi$ , corresponding to brittle steel elements must be used for HIS-N and HIS-RN inserts.

**3.2.4.4 Ductility:** In accordance with ACI 318 D.1, in order for a steel element to be considered ductile, the tested elongation must be at least 14 percent and reduction of area must be at least 30 percent. Steel elements with a tested elongation less than 14 percent or a reduction of area less than 30 percent, or both, are considered brittle. Values for various common steel materials are provided in Tables 2, 3 and 5 of this report.

**3.3 Concrete:**

Normal-weight concrete must comply with Section 1903 and 1095 of the IBC. The specified compressive strength of concrete must be from 2,500 psi to 8,500 psi (17.2 MPa to 58.6 MPa). Where values are nonconforming or unstated, the steel must be considered brittle.

**4.0 DESIGN AND INSTALLATION**

**4.1 Strength Design:**

**4.1.1 General:** The design strength of anchors under the 2009 and 2006 IBC, as well as the 2009 and 2006 IRC, must be determined in accordance with ACI 318-11 (ACI 318) and this report.

A design example according to the 2009 IBC based on ACI 318-11 is given in Figure 4 of this report.

Design parameters are based on ACI 318-11 for use with the 2009 and 2006 IBC unless noted otherwise in Sections 4.1.1 through 4.1.11 of this report.

The strength design of anchors must comply with ACI 318 D.4.1, except as required in ACI 318 D.3.3.

Design parameters are provided in Tables 5 through 10 of this report. Strength reduction factors,  $\phi$ , as given in ACI 318-11 D.4.3 must be used for load combinations calculated in accordance with Section 1605.2 of the 2009 or 2006 IBC or Section 9.2 of ACI 318. Strength reduction factors,  $\phi$ , as given in ACI 318 D.4.4 must be used for load combinations calculated in accordance with ACI 318 Appendix C.

**4.1.2 Static Steel Strength in Tension:** The nominal static steel strength of an anchor in tension,  $N_{sa}$ , in accordance with ACI 318 D.5.1.2 and the associated

strength reduction factor,  $\phi$ , in accordance with ACI 318 D.4.3 are provided in the tables outlined in Table 1 for the corresponding anchor steel.

**4.1.3 Static Concrete Breakout Strength in Tension:**

The nominal static concrete breakout strength of a single anchor or group of anchors in tension,  $N_{cb}$  or  $N_{cbg}$ , must be calculated in accordance with ACI 318 D.5.2 with the following addition:

The basic concrete breakout strength of a single anchor in tension,  $N_b$ , must be calculated in accordance with ACI 318 D.5.2.2 using the values of  $k_{c,cr}$  and  $k_{c,uncr}$  as provided in Tables 8, 12, 16, 20, 24, 28 and 32 of this report. Where analysis indicates no cracking in accordance with ACI 318 D.5.2.6,  $N_b$  must be calculated using  $k_{c,uncr}$  and  $\Psi_{c,N} = 1.0$ . See Table 1. For anchors in lightweight concrete see ACI 318-11 D.3.6. The value of  $f'_c$  used for calculation must be limited to 8,000 psi (55 MPa) in accordance with ACI 318 D.3.7. Additional information for the determination of nominal bond strength in tension is given in Section 4.1.4 of this report.

**4.1.4 Static Bond Strength in Tension:**

The nominal static bond strength of a single adhesive anchor or group of adhesive anchors in tension,  $N_a$  or  $N_{ag}$ , must be calculated in accordance with ACI 318-11 D.5.5. Bond strength values are a function of the concrete compressive strength, whether the concrete is cracked or uncracked, the concrete temperature range, the drilling method (hammer drill, core drill) and the installation conditions (dry, water-saturated, etc.). The resulting characteristic bond strength must be multiplied by the associated strength factor  $\phi_{nn}$  and modified with the factor  $K_{nn}$  for cases where holes are drilled in water-saturated concrete ( $K_{ws}$ ), where the holes are water-filled at the time of anchor installation ( $K_{wf}$ ), or where the anchor installation is conducted underwater ( $K_{uw}$ ) as follows:

CONCRETE TYPES	CRACKED	HOLE	HAMMER DRILLING	PERMISSIBLE INSTALLATION CONDITIONS	BOND STRENGTH	ASSOCIATED STRENGTH REDUCTION FACTOR
				DRIILL	Dry concrete	$\tau_{k,cr}$
UNCRACKED			DRIILL	Water-saturated	$\tau_{k,cr} \cdot K_{ws}$	$\phi_{ws}$
				Dry concrete	$\tau_{k,uncr}$	$\phi_d$
				Water-saturated	$\tau_{k,uncr} \cdot K_{ws}$	$\phi_{ws}$
				Water-filled hole	$\tau_{k,uncr} \cdot K_{wf}$	$\phi_{wf}$
				Underwater application	$\tau_{k,uncr} \cdot K_{uw}$	$\phi_{uw}$
				CORE	Dry concrete	$\tau_{k,uncr}$
	Water saturated	$\tau_{k,uncr} \cdot K_{ws}$	$\phi_{ws}$			

Figure 2 of this report presents a bond strength design selection flowchart. Strength reduction factors for determination of the bond strength are given in Tables 9, 10, 13, 14, 17, 18, 21, 22, 25, 26, 29, 30, 33 and 34. See Table 1. Adjustments to the bond strength may also be made for increased concrete compressive strength as noted in the footnotes to the corresponding tables.

**4.1.5 Static Steel Strength in Shear:** The nominal static strength of an anchor in shear as governed by the steel,  $V_{sa}$ , in accordance with ACI 318 D.6.1.2 and strength reduction factor,  $\phi$ , in accordance with ACI 318 D.4.3 are given in the tables outlined in Table 1 for the anchor element types included in this report.



**4.1.6 Static Concrete Breakout Strength in Shear:** The nominal concrete breakout strength of a single anchor or group of anchors in shear,  $V_{cb}$  or  $V_{cbg}$ , must be calculated in accordance with ACI 318 D.6.2 based on information given in the tables outlined in Table 1 for the corresponding anchor steel. The basic concrete breakout strength of a single anchor in shear,  $V_b$ , must be calculated in accordance with ACI 318 D.6.2.2 using the values of  $d$  given in the tables as outlined in Table 1 for the corresponding anchor steel in lieu of  $d_a$  (2009 IBC) and  $d_o$  (2006 IBC). In addition,  $h_{ef}$  shall be substituted for  $\ell_e$ . In no case must  $\ell_e$  exceed  $8d$ . The value of  $f'_c$  must be limited to a maximum of 8,000 psi (55 MPa) in accordance with ACI 318 D.3.7.

**4.1.7 Static Concrete Pryout Strength in Shear:** The nominal static pryout strength of a single anchor or group of anchors in shear,  $V_{cp}$  or  $V_{cpg}$ , must be calculated in accordance with ACI 318 D.6.3.

**4.1.8 Interaction of Tensile and Shear Forces:** For designs that include combined tension and shear, the interaction of tension and shear loads must be calculated in accordance with ACI 318 Section D.7.

**4.1.9 Minimum Member Thickness  $h_{min}$ , Anchor Spacing  $s_{min}$  and Edge Eistance  $c_{min}$ :** In lieu of ACI 318 D.8.1 and D.8.3, values of  $s_{min}$  and  $c_{min}$  described in this report must be observed for anchor design and installation. In lieu of ACI 318 Section D.8.5, the minimum member thicknesses,  $h_{min}$ , described in this report must be observed for anchor design and installation. For adhesive anchors that will remain untorqued, ACI 318 D.8.4 applies.

For edge distances  $c_{ai}$  and anchor spacing  $s_{ai}$  the maximum torque  $T_{max}$  shall comply with the following requirements:

REDUCED MAXIMUM INSTALLATION TORQUE $T_{max,red}$ FOR EDGE DISTANCES $c_{ai} < (5 \times d_a)$		
EDGE DISTANCE, $c_{ai}$	MINIMUM ANCHOR SPACING, $s_{ai}$	MAXIMUM TORQUE, $T_{max,red}$
$1.75 \text{ in. (45 mm)} \leq c_{ai} < 5 \times d_a$	$5 \times d_a \leq s_{ai} < 16 \text{ in.}$ $s_{ai} \geq 16 \text{ in. (406 mm)}$	$0.3 \times T_{max}$ $0.5 \times T_{max}$

**4.1.10 Critical Edge Distance  $c_{ac}$ :** In lieu of ACI 318 D.8.6,  $c_{ac}$  must be determined as follows:

$$c_{ac} = h_{ef} \cdot \left( \frac{\tau_{uncr}}{1160} \right)^{0.4} \cdot \left[ 3.1 - 0.7 \frac{h}{h_{ef}} \right] \quad (D-43)$$

where  $\left[ \frac{h}{h_{ef}} \right]$  need not be taken as larger than 2.4; and

$\tau_{uncr}$  = characteristic bond strength stated in the tables of this report where by  $\tau_{uncr}$  need not be taken as larger than:

$$\tau_{uncr} = \frac{k_{uncr} \sqrt{h_{ef} f'_c}}{\pi d_a}$$

**4.1.11 Design Strength in Seismic Design Categories C, D, E and F:** In structures assigned to Seismic Design Category C, D, E or F under the IBC or IRC, design anchors must be in accordance with ACI 318 Section D.3.3. The nominal steel shear strength,  $V_{sa}$ , must be adjusted by  $\alpha_{V,seis}$  as given in the tables summarized in Table 1 for the corresponding anchor steel. The nominal bond strength  $\tau_{k,cr}$  must be adjusted by  $\alpha_{N,seis}$  as given in the tables summarized in Table 1 for the corresponding anchor steel.

Modify ACI 318 Sections D.3.3.4.2, D.3.3.4.3(d) and D.3.3.5.2 to read as follows:

D.3.3.4.2 - Where the tensile component of the strength-level earthquake force applied to anchors exceeds

20 percent of the total factored anchor tensile force associated with the same load combination, anchors and their attachments shall be designed in accordance with D.3.3.4.3. The anchor design tensile strength shall be determined in accordance with D.3.3.4.4.

**Exception:**

1. Anchors designed to resist wall out-of-plane forces with design strengths equal to or greater than the force determined in accordance with ASCE 7 Equation 12.11-1 or 12.14-10 shall be deemed to satisfy Section D.3.3.4.3(d).

D.3.3.4.3(d) – The anchor or group of anchors shall be designed for the maximum tension obtained from design load combinations that include E, with E increased by  $\Omega_0$ . The anchor design tensile strength shall be calculated from D.3.3.4.4.

D.3.3.5.2 – Where the shear component of the strength-level earthquake force applied to anchors exceeds 20 percent of the total factored anchor shear force associated with the same load combination, anchors and their attachments shall be designed in accordance with D.3.3.5.3. The anchor design shear strength for resisting earthquake forces shall be determined in accordance with D.6.

**Exceptions:**

1. For the calculation of the in-plane shear strength of anchor bolts attaching wood sill plates of bearing or non-bearing walls of light-frame wood structures to foundations or foundation stem walls, the in-plane shear strength in accordance with D.6.2 and D.6.3 need not be computed and D.3.3.5.3 need not apply provided all of the following are satisfied:

1.1. The allowable in-plane shear strength of the anchor is determined in accordance with AF&PA NDS Table 11E for lateral design values parallel to grain.

1.2. The maximum anchor nominal diameter is  $5/8$  inch (16 mm).

1.3. Anchor bolts are embedded into concrete a minimum of 7 inches (178 mm).

1.4. Anchor bolts are located a minimum of  $1\ 3/4$  inches (45 mm) from the edge of the concrete parallel to the length of the wood sill plate.

1.5. Anchor bolts are located a minimum of 15 anchor diameters from the edge of the concrete perpendicular to the length of the wood sill plate.

1.6. The sill plate is 2-inch or 3-inch nominal thickness.

2. For the calculation of the in-plane shear strength of anchor bolts attaching cold-formed steel track of bearing or non-bearing walls of light-frame construction to foundations or foundation stem walls, the in-plane shear strength in accordance with D.6.2 and D.6.3 need not be computed and D.3.3.5.3 need not apply provided all of the following are satisfied:

2.1. The maximum anchor nominal diameter is  $5/8$  inch (16 mm).

2.2. Anchors are embedded into concrete a minimum of 7 inches (178 mm).

2.3. Anchors are located a minimum of  $1\ 3/4$  inches (45 mm) from the edge of the concrete parallel to the length of the track.

2.4. Anchors are located a minimum of 15 anchor diameters from the edge of the concrete perpendicular to the length of the track.

2.5. The track is 33 to 68 mil designation thickness.

*Allowable in-plane shear strength of exempt anchors, parallel to the edge of concrete shall be permitted to be determined in accordance with AISI S100 Section E3.3.1.*

3. In light-frame construction, bearing or nonbearing walls, shear strength of concrete anchors less than or equal to 1 inch [25 mm] in diameter attaching a sill plate or track to foundation or foundation stem wall need not satisfy D.3.3.5.3(a) through (c) when the design strength of the anchors is determined in accordance with D.6.2.1(c).

#### 4.2 Installation:

Installation parameters are illustrated in Figure 1 of this report. Installation must be in accordance with ACI 318-11 D.9.1 and D.9.2. Anchor locations must comply with this report and the plans and specifications approved by the code official. Installation of the Hilti HIT-RE 500-SD Adhesive Anchor System must conform to the manufacturer's printed installation instructions included in each unit package as described in Figure 5 of this report.

#### 4.3 Special Inspection:

Periodic special inspection must be performed where required in accordance with Sections 1704.4 and 1704.15 of the 2009 IBC or Section 1704.13 of the 2006 IBC and this report. The special inspector must be on the jobsite during anchor installation to verify anchor type, anchor dimensions, concrete type, concrete compressive strength, adhesive identification and expiration date, hole dimensions, hole cleaning procedures, anchor spacing, edge distances, concrete thickness, anchor embedment, tightening torque and adherence to the manufacturer's printed installation instructions.

The special inspector must verify the initial installations of each type and size of adhesive anchor by construction personnel on site. Subsequent installations of the same anchor type and size by the same construction personnel are permitted to be performed in the absence of the special inspector. Any change in the anchor product being installed or the personnel performing the installation must require an initial inspection. For ongoing installations over an extended period, the special inspector must make regular inspections to confirm correct handling and installation of the product.

Continuous special inspection of adhesive anchors installed in horizontal or upwardly inclined orientations to resist sustained tension loads shall be performed in accordance with ACI 318 D.9.2.4.

Under the IBC, additional requirements as set forth in Sections 1705 and 1706 must be observed, where applicable.

#### 5.0 CONDITIONS OF USE

The Hilti HIT-RE 500-SD Adhesive Anchor System described in this report is a suitable alternative to what is specified in, those codes listed in Section 1.0 of this report, subject to the following conditions:

- 5.1 Hilti HIT-RE 500-SD adhesive anchors must be installed in accordance with the manufacturer's printed installation instructions as included in the adhesive packaging and described in Figure 5 of this report.
- 5.2 The anchors must be installed in cracked and uncracked normal-weight concrete having a specified compressive strength  $f'_c = 2,500$  psi to 8,500 psi (17.2 MPa to 58.6 MPa).
- 5.3 The values of  $f'_c$  used for calculation purposes must not exceed 8,000 psi (55.1 MPa)
- 5.4 Anchors must be installed in concrete base materials in holes predrilled in accordance with the instructions in Figure 5.
- 5.5 Loads applied to the anchors must be adjusted in accordance with Section 1605.2 of the IBC for strength design.
- 5.6 Hilti HIT-RE 500-SD adhesive anchors are recognized for use to resist short- and long-term loads, including wind and earthquake, subject to the conditions of this report.
- 5.7 In structures assigned to Seismic Design Category C, D, E or F under the IBC or IRC, anchor strength must be adjusted in accordance with Section 4.1.11 of this report.
- 5.8 Hilti HIT-RE 500-SD adhesive anchors are permitted to be installed in concrete that is cracked or that may be expected to crack during the service life of the anchor, subject to the conditions of this report.
- 5.9 Strength design values are established in accordance with Section 4.1 of this report.
- 5.10 Minimum anchor spacing and edge distance as well as minimum member thickness must comply with the values described in this report.
- 5.11 Prior to installation, calculations and details demonstrating compliance with this report must be submitted to the building official. The calculations and details must be prepared by a registered design professional where required by the statutes of the jurisdiction in which the project is to be constructed.
- 5.12 Anchors are not permitted to support fire-resistive construction. Where not otherwise prohibited in the code, Hilti HIT-RE 500-SD adhesive anchors are permitted for installation in fire-resistive construction provided that at least one of the following conditions is fulfilled:
  - Anchors are used to resist wind or seismic forces only.
  - Anchors that support gravity load-bearing structural elements are within a fire-resistive envelope or a fire-resistive membrane, are protected by approved fire-resistive materials, or have been evaluated for resistance to fire exposure in accordance with recognized standards.
  - Anchors are used to support nonstructural elements.
- 5.13 Since an ICC-ES acceptance criteria for evaluating data to determine the performance of adhesive anchors subjected to fatigue or shock loading is unavailable at this time, the use of these anchors under such conditions is beyond the scope of this report.
- 5.14 Use of zinc-plated carbon steel anchors is limited to dry, interior locations.
- 5.15 Steel anchoring materials in contact with preservative-treated and fire-retardant-treated wood must be of zinc-coated carbon steel or stainless steel. The minimum coating weights for zinc-coated steel must comply with ASTM A153.
- 5.16 Periodic special inspection must be provided in accordance with Section 4.3 of this report. Continuous

special inspection for anchors installed in horizontal or upwardly inclined orientations to resist sustained tension loads must be provided in accordance with Section 4.3 of this report.

- 5.17 Installation of anchors in horizontal or upwardly inclined orientations to resist sustained tension loads must be performed by personnel certified by an applicable certification program in accordance with ACI 318 D.9.2.2 or D.9.2.3.
- 5.18 Hilti HIT-RE 500-SD adhesives are manufactured by Hilti GmbH, Kaufering, Germany, under a quality control program with inspections by ICC-ES.
- 5.19 Hilti HIS-N and HIS-RN inserts are manufactured by Hilti (China) Ltd., Guangdong, China, under a quality control program with inspections by ICC-ES.

**6.0 EVIDENCE SUBMITTED**

Data in accordance with the ICC-ES Acceptance Criteria for Post-installed Adhesive Anchors in Concrete (AC308),

dated February 2013, including but not limited to tests under freeze/thaw conditions (Table 4.2, test series 6).

**7.0 IDENTIFICATION**

- 7.1 Hilti HIT-RE 500-SD adhesive is identified by packaging labeled with the manufacturer's name (Hilti Corp.) and address, anchor name, and evaluation report number (ESR-2322).
- 7.2 HIS-N and HIS-RN inserts are identified by packaging labeled with the manufacturer's name (Hilti Corp.) and address, anchor name, and evaluation report number (ESR-2322).
- 7.3 Threaded rods, nuts, washers, bolts, cap screws, and deformed reinforcing bars are standard elements and must conform to applicable national or international specifications.

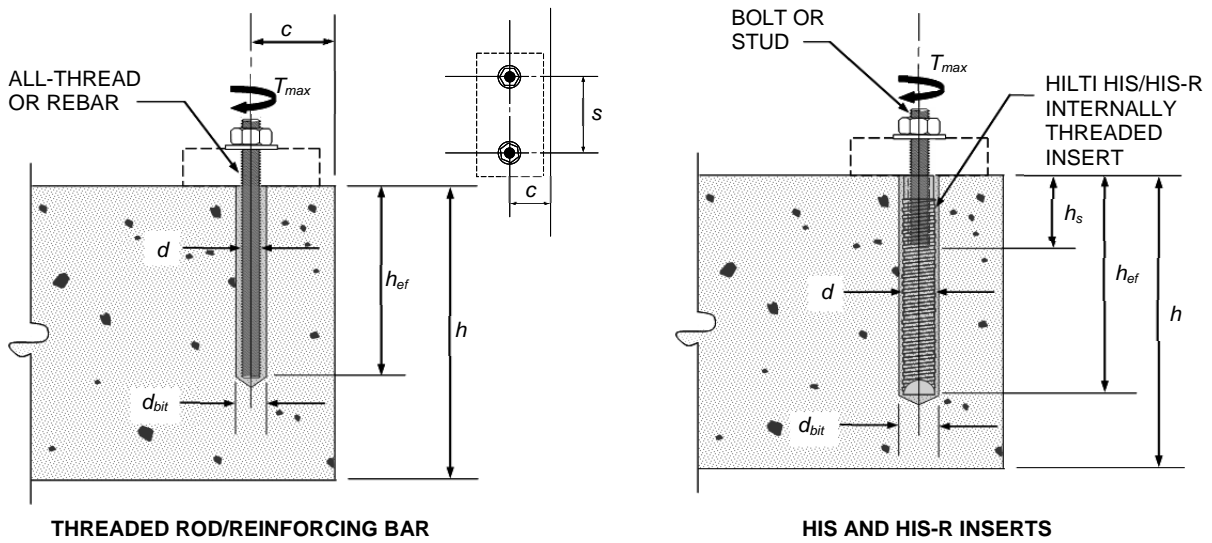


FIGURE 1—INSTALLATION PARAMETERS

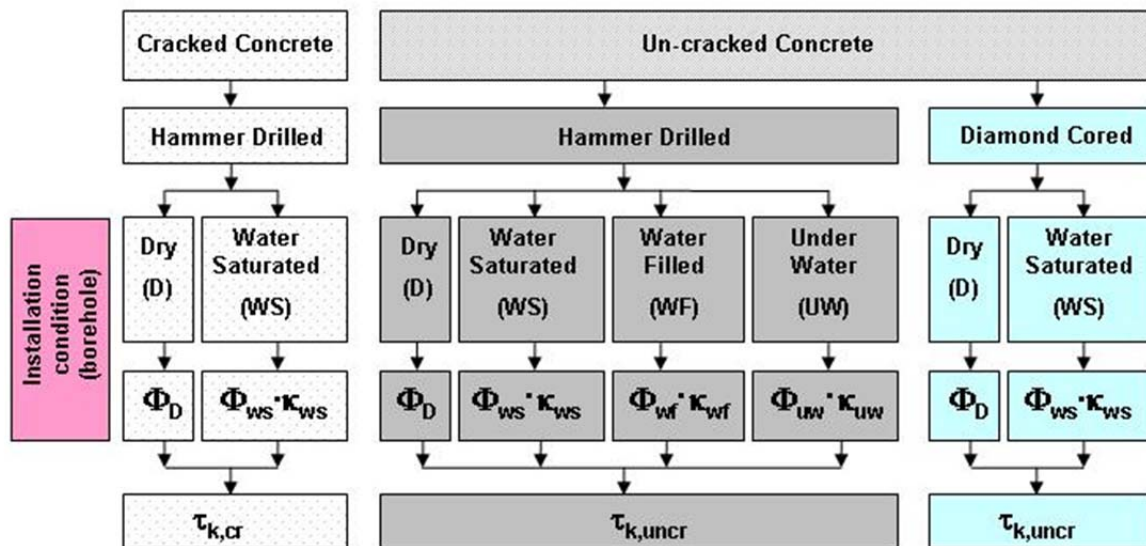


FIGURE 2—FLOW CHART FOR THE ESTABLISHMENT OF DESIGN BOND STRENGTH

TABLE 1—DESIGN TABLE INDEX

Design strength <sup>1</sup>		Threaded rod		Hilti HIS internally threaded insert		Deformed reinforcement			
		fractional	metric	fractional	metric	fractional	metric	Canadian	
Steel	$N_{sa}, V_{sa}$	Table 7	Table 11	Table 15	Table 19	Table 23	Table 27	Table 31	
Concrete	$N_{pn}, N_{sb}, N_{sbg}, N_{cb}, N_{cbg}, V_{cb}, V_{cbg}, V_{cp}, V_{cpg}$	Table 8	Table 12	Table 16	Table 20	Table 24	Table 28	Table 32	
Bond <sup>2</sup>	$N_a, N_{ag}$	hammer-drilled holes	Table 9	Table 13	Table 17	Table 21	Table 25	Table 29	Table 33
		diamond cored holes	Table 10	Table 14	Table 18	Table 22	Table 26	Table 30	Table 34

<sup>1</sup>Ref. ACI 318-11 D.4.1.1.

<sup>2</sup>See Section 4.1 of this evaluation report

TABLE 2—SPECIFICATIONS AND PHYSICAL PROPERTIES OF COMMON CARBON STEEL THREADED ROD MATERIALS<sup>1</sup>

THREADED ROD SPECIFICATION		Minimum specified ultimate strength, $f_{uta}$	Minimum specified yield strength 0.2 percent offset, $f_{ya}$	$f_{uta}/f_{ya}$	Elongation, min. percent <sup>5</sup>	Reduction of Area, min. percent	Specification for nuts <sup>6</sup>
ASTM A193 <sup>2</sup> Grade B7 ≤ 2 1/2 in. (≤ 64 mm)	psi (MPa)	125,000 (862)	105,000 (724)	1.19	16	50	ASTM A194
ASTM F568M <sup>3</sup> Class 5.8 M5 (1/4 in.) to M24 (1 in.) (equivalent to ISO 898-1)	MPa (psi)	500 (72,500)	400 (58,000)	1.25	10	35	DIN 934 (8-A2K) ASTM A563 Grade DH <sup>7</sup>
ISO 898-1 <sup>4</sup> Class 5.8	MPa (psi)	500 (72,500)	400 (58,000)	1.25	22	-	DIN 934 (8-A2K)
ISO 898-1 <sup>4</sup> Class 8.8	MPa (psi)	800 (116,000)	640 (92,800)	1.25	12	52	DIN 934 (8-A2K)

<sup>1</sup>Hilti HIT-RE 500-SD must be used with continuously threaded carbon steel rod (all-thread) have thread characteristics comparable with ANSI B1.1 UNC Coarse Thread Series or ANSI B1.13M M Profile Metric Thread Series. Values for threaded rod types and associated nuts supplied by Hilti are provided here.

<sup>2</sup>Standard Specification for Alloy-Steel and Stainless Steel Bolting Materials for High-Temperature Service

<sup>3</sup>Standard Specification for Carbon and Alloy Steel Externally Threaded Metric Fasteners

<sup>4</sup>Mechanical properties of fasteners made of carbon steel and alloy steel – Part 1: Bolts, screws and studs

<sup>5</sup>Based on 2-in. (50 mm) gauge length except for A 193, which are based on a gauge length of 4d and ISO 898, which is based on 5d.

<sup>6</sup>Nuts of other grades and styles having specified proof load stresses greater than the specified grade and style are also suitable. Nuts must have specified proof load stresses equal to or greater than the minimum tensile strength of the specified threaded rod.

<sup>7</sup>Nuts for fractional rods.

TABLE 3—SPECIFICATIONS AND PHYSICAL PROPERTIES OF COMMON STAINLESS STEEL THREADED ROD MATERIALS<sup>1</sup>

THREADED ROD SPECIFICATION		Minimum specified ultimate strength, $f_{uta}$	Minimum specified yield strength 0.2 percent offset, $f_{ya}$	$f_{uta}/f_{ya}$	Elongation, min. percent	Reduction of Area, min. percent	Specification for nuts <sup>4</sup>
ASTM F593 <sup>2</sup> CW1 (316) 1/4 to 5/8 in.	psi (MPa)	100,000 (689)	65,000 (448)	1.54	20	-	ASTM F594 Alloy group 1, 2 or 3
ASTM F593 <sup>2</sup> CW2 (316) 3/4 to 1 1/2 in.	psi (MPa)	85,000 (586)	45,000 (310)	1.89	25	-	ASTM F594 Alloy group 1, 2, or 3
ISO 3506-1 <sup>3</sup> A4-70 M8 – M24	MPa (psi)	700 (101,500)	450 (65,250)	1.56	40	-	ISO 4032
ISO 3506-1 <sup>3</sup> A4-50 M27 – M30	MPa (psi)	500 (72,500)	210 (30,450)	2.00	40	-	ISO 4032

<sup>1</sup>Hilti HIT-RE 500-SD must be used with continuously threaded stainless steel rod (all-thread) that have thread characteristics comparable with ANSI B1.1 UNC Coarse Thread Series or ANSI B1.13M M Profile Metric Thread Series. Values for threaded rod types and associated nuts supplied by Hilti are provided here.

<sup>2</sup>Standard Steel Specification for Stainless Steel Bolts, Hex Cap Screws, and Studs

<sup>3</sup>Mechanical properties of corrosion-resistant stainless steel fasteners – Part 1: Bolts, screws and studs.

<sup>4</sup>Nuts of other grades and styles having specified proof load stresses greater than the specified grade and style are also suitable. Nuts must have specified proof load stresses equal to or greater than the minimum tensile strength of the specified threaded rod.

TABLE 4—SPECIFICATIONS AND PHYSICAL PROPERTIES OF U.S. CUSTOMARY UNIT AND METRIC HIS-N AND HIS-RN INSERTS

HILTI HIS-N AND HIS-RN INSERTS		Minimum specified ultimate strength, $f_{uta}$	Minimum specified yield strength, $f_{ya}$
Carbon Steel DIN EN 10277-3 11SMnPb30+c or DIN 1561 9SMnPb28K $\frac{3}{8}$ and M8 to M10	MPa	490	410
	(psi)	(71,050)	(59,450)
Carbon Steel DIN EN 10277-3 11SMnPb30+c or DIN 1561 9SMnPb28K $\frac{1}{2}$ to $\frac{3}{4}$ and M12 to M20	MPa	460	375
	(psi)	(66,700)	(54,375)
Stainless Steel EN 10088-3 X5CrNiMo 17-12-2	MPa	700	350
	(psi)	(101,500)	(50,750)

TABLE 5—SPECIFICATIONS AND PHYSICAL PROPERTIES OF COMMON BOLTS, CAP SCREWS AND STUDS FOR USE WITH HIS-N AND HIS-RN INSERTS<sup>1,2</sup>

BOLT, CAP SCREW OR STUD SPECIFICATION		Minimum specified ultimate strength $f_{uta}$	Minimum specified yield strength 0.2 percent offset $f_{ya}$	$f_{uta}/f_{ya}$	Elongation, min.	Reduction of Area, min.	Specification for nuts <sup>6</sup>
SAE J429 <sup>3</sup> Grade 5	psi	120,000	92,000	1.30	14	35	SAE J995
	(MPa)	(828)	(634)				
ASTM A325 <sup>4</sup> $\frac{1}{2}$ to 1-in.	psi	120,000	92,000	1.30	14	35	A563 C, C3, D, DH, DH3 Heavy Hex
	(MPa)	(828)	(634)				
ASTM A193 <sup>5</sup> Grade B8M (AISI 316) for use with HIS-RN	psi	110,000	95,000	1.16	15	45	ASTM F594 <sup>7</sup> Alloy Group 1, 2 or 3
	(MPa)	(759)	(655)				
ASTM A193 <sup>5</sup> Grade B8T (AISI 321) for use with HIS-RN	psi	125,000	100,000	1.25	12	35	ASTM F594 <sup>7</sup> Alloy Group 1, 2 or 3
	(MPa)	(862)	(690)				

<sup>1</sup>Minimum Grade 5 bolts, cap screws or studs must be used with carbon steel HIS inserts.

<sup>2</sup>Only stainless steel bolts, cap screws or studs must be used with HIS-RN inserts.

<sup>3</sup>Mechanical and Material Requirements for Externally Threaded Fasteners

<sup>4</sup>Standard Specification for Structural Bolts, Steel, Heat Treated, 120/105 ksi Minimum Tensile Strength

<sup>5</sup>Standard Specification for Alloy-Steel and Stainless Steel Bolting Materials for High-Temperature Service

<sup>6</sup>Nuts must have specified minimum proof load stress equal to or greater than the specified minimum full-size tensile strength of the specified stud.

<sup>7</sup>Nuts for stainless steel studs must be of the same alloy group as the specified bolt, cap screw, or stud.

TABLE 6—SPECIFICATIONS AND PHYSICAL PROPERTIES OF COMMON STEEL REINFORCING BARS

REINFORCING BAR SPECIFICATION		Minimum specified ultimate strength, $f_{uta}$	Minimum specified yield strength, $f_{ya}$
ASTM A615 <sup>1</sup> Gr. 60	psi	90,000	60,000
	(MPa)	(620)	(414)
ASTM A615 <sup>1</sup> Gr. 40	psi	60,000	40,000
	(MPa)	(414)	(276)
DIN 488 <sup>2</sup> BSt 500	MPa	550	500
	(psi)	(79,750)	(72,500)
CAN/CSA-G30.18 <sup>3</sup> Gr. 400	MPa	540	400
	(psi)	(78,300)	(58,000)

<sup>1</sup>Standard Specification for Deformed and Plain Carbon Steel Bars for Concrete Reinforcement

<sup>2</sup>Reinforcing steel; reinforcing steel bars; dimensions and masses

<sup>3</sup>Billet-Steel Bars for Concrete Reinforcement

TABLE 7—STEEL DESIGN INFORMATION FOR U.S. CUSTOMARY UNIT THREADED ROD<sup>1</sup>

DESIGN INFORMATION		Symbol	Units	Nominal rod diameter (in.)						
				<sup>3</sup> / <sub>8</sub>	<sup>1</sup> / <sub>2</sub>	<sup>5</sup> / <sub>8</sub>	<sup>3</sup> / <sub>4</sub>	<sup>7</sup> / <sub>8</sub>	1	1 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>
Rod O.D.		<i>d</i>	in. (mm)	0.375 (9.5)	0.5 (12.7)	0.625 (15.9)	0.75 (19.1)	0.875 (22.2)	1 (25.4)	1.25 (31.8)
Rod effective cross-sectional area		<i>A<sub>se</sub></i>	in. <sup>2</sup> (mm <sup>2</sup> )	0.0775 (50)	0.1419 (92)	0.2260 (146)	0.3345 (216)	0.4617 (298)	0.6057 (391)	0.9691 (625)
ISO 898-1 Class 5.8 <sup>2</sup>	Nominal strength as governed by steel strength	<i>N<sub>sa</sub></i>	lb (kN)	5,620 (25.0)	10,290 (45.8)	16,385 (72.9)	24,250 (107.9)	33,470 (148.9)	43,910 (195.3)	70,260 (312.5)
		<i>V<sub>sa</sub></i>	lb (kN)	2,810 (12.5)	6,175 (27.5)	9,830 (43.7)	14,550 (64.7)	20,085 (89.3)	26,345 (117.2)	42,155 (187.5)
	Reduction for seismic shear	<i>α<sub>V,seis</sub></i>	-	0.70						
	Strength reduction factor <i>φ</i> for tension <sup>2</sup>	<i>φ</i>	-	0.65						
	Strength reduction factor <i>φ</i> for shear <sup>2</sup>	<i>φ</i>	-	0.60						
ASTM A 193 B7 <sup>2</sup>	Nominal strength as governed by steel strength	<i>N<sub>sa</sub></i>	lb (kN)	9,685 (43.1)	17,735 (78.9)	28,250 (125.7)	41,810 (186.0)	57,710 (256.7)	75,710 (336.8)	121,135 (538.8)
		<i>V<sub>sa</sub></i>	lb (kN)	4,845 (21.5)	10,640 (47.3)	16,950 (75.4)	25,085 (111.6)	34,625 (154.0)	45,425 (202.1)	72,680 (323.3)
	Reduction for seismic shear	<i>α<sub>V,seis</sub></i>	-	0.70						
	Strength reduction factor <i>φ</i> for tension <sup>2</sup>	<i>φ</i>	-	0.75						
	Strength reduction factor <i>φ</i> for shear <sup>2</sup>	<i>φ</i>	-	0.65						
ASTM F593, CW Stainless <sup>2</sup>	Nominal strength as governed by steel strength	<i>N<sub>sa</sub></i>	lb (kN)	7,750 (34.5)	14,190 (63.1)	22,600 (100.5)	28,430 (126.5)	39,245 (174.6)	51,485 (229.0)	82,370 (366.4)
		<i>V<sub>sa</sub></i>	lb (kN)	3,875 (17.2)	8,515 (37.9)	13,560 (60.3)	17,060 (75.9)	23,545 (104.7)	30,890 (137.4)	49,425 (219.8)
	Reduction for seismic shear	<i>α<sub>V,seis</sub></i>	-	0.70						
	Strength reduction factor <i>φ</i> for tension <sup>2</sup>	<i>φ</i>	-	0.65						
	Strength reduction factor <i>φ</i> for shear <sup>2</sup>	<i>φ</i>	-	0.60						

For **SI**: 1 inch ≅ 25.4 mm, 1 lbf = 4.448 N, 1 psi = 0.006897 MPa.

For pound-inch units: 1 mm = 0.03937 inches, 1 N = 0.2248 lbf, 1 MPa = 145.0 psi

<sup>1</sup> Values provided for common rod material types are based on specified strengths and calculated in accordance with ACI 318-11 Eq. (D-2) and Eq. (D-29). Nuts and washers must be appropriate for the rod.

<sup>2</sup> For use with the load combinations of ACI 318 Section 9.2, as set forth in ACI 318 D.4.3.

TABLE 8—CONCRETE BREAKOUT DESIGN INFORMATION FOR U.S. CUSTOMARY UNIT THREADED ROD<sup>1</sup>

DESIGN INFORMATION	Symbol	Units	Nominal rod diameter (in.)						
			<sup>3</sup> / <sub>8</sub>	<sup>1</sup> / <sub>2</sub>	<sup>5</sup> / <sub>8</sub>	<sup>3</sup> / <sub>4</sub>	<sup>7</sup> / <sub>8</sub>	1	<sup>1</sup> / <sub>4</sub>
Effectiveness factor for cracked concrete	$k_{c,cr}$	in-lb (SI)	17 (7.1)						
Effectiveness factor for uncracked concrete	$k_{c,uncr}$	in-lb (SI)	24 (10)						
Min. anchor spacing <sup>3</sup>	$s_{min}$	in. (mm)	<sup>1</sup> / <sub>8</sub> (48)	<sup>1</sup> / <sub>2</sub> (64)	<sup>3</sup> / <sub>8</sub> (79)	<sup>3</sup> / <sub>4</sub> (95)	<sup>4</sup> / <sub>8</sub> (111)	5 (127)	<sup>6</sup> / <sub>4</sub> (159)
Min. edge distance <sup>3</sup>	$c_{min}$	in. (mm)	<sup>1</sup> / <sub>8</sub> (48)	<sup>1</sup> / <sub>2</sub> (64)	<sup>3</sup> / <sub>8</sub> (79)	<sup>3</sup> / <sub>4</sub> (95)	<sup>4</sup> / <sub>8</sub> (111)	5 (127)	<sup>6</sup> / <sub>4</sub> (159)
Minimum member thickness	$h_{min}$	in. (mm)	$h_{ef} + 1\frac{1}{4}$ ( $h_{ef} + 30$ )		$h_{ef} + 2d_o$				
Critical edge distance – splitting (for uncracked concrete)	$c_{ac}$	-	See Section 4.1.10 of this report.						
Strength reduction factor for tension, concrete failure modes, Condition B <sup>2</sup>	$\phi$	-	0.65						
Strength reduction factor for shear, concrete failure modes, Condition B <sup>2</sup>	$\phi$	-	0.70						

For SI: 1 inch ≅ 25.4 mm, 1 lbf = 4.448 N, 1 psi = 0.006897 MPa.

For pound-inch units: 1 mm = 0.03937 inches, 1 N = 0.2248 lbf, 1 MPa = 145.0 psi

<sup>1</sup>Additional setting information is described in Figure 5, installation instructions.

<sup>2</sup>Values provided for post-installed anchors under Condition B without supplementary reinforcement as defined in ACI 318 Section D.4.3.

<sup>3</sup>For installations with <sup>1</sup>/<sub>4</sub>-inch edge distance refer to Section 4.1.10 for spacing and maximum torque requirements.



TABLE 9—BOND STRENGTH DESIGN INFORMATION FOR U.S. CUSTOMARY UNIT THREADED ROD<sup>1,4</sup>

DESIGN INFORMATION		Symbol	Units	Nominal rod diameter (in.)						
				<sup>3</sup> / <sub>8</sub>	<sup>1</sup> / <sub>2</sub>	<sup>5</sup> / <sub>8</sub>	<sup>3</sup> / <sub>4</sub>	<sup>7</sup> / <sub>8</sub>	1	<sup>1</sup> / <sub>4</sub>
Temperature range A <sup>3</sup>	Characteristic bond strength and minimum anchor embedment in cracked concrete	$\tau_{k,cr}$	psi (MPa)	1,090 (7.5)	1,075 (7.4)	1,045 (7.2)	1,000 (6.9)	920 (6.3)	850 (5.9)	730 (5.0)
		$h_{ef,min}$	in. (mm)	<sup>2</sup> / <sub>8</sub> (60)	<sup>2</sup> / <sub>4</sub> (70)	<sup>3</sup> / <sub>8</sub> (79)	<sup>3</sup> / <sub>2</sub> (89)	<sup>3</sup> / <sub>2</sub> (89)	4 (102)	5 (127)
		$h_{ef,max}$	in. (mm)	<sup>7</sup> / <sub>2</sub> (191)	10 (254)	<sup>12</sup> / <sub>2</sub> (318)	15 (381)	<sup>17</sup> / <sub>2</sub> (445)	20 (508)	25 (635)
	Characteristic bond strength and minimum anchor embedment in uncracked concrete	$\tau_{k,uncr}$	Psi (MPa)	2,285 (15.7)	2,235 (15.4)	2,140 (14.8)	2,065 (14.3)	2,000 (13.8)	1,945 (13.4)	1,860 (12.8)
		$h_{ef,min}$	in. (mm)	<sup>2</sup> / <sub>8</sub> (60)	<sup>2</sup> / <sub>4</sub> (70)	<sup>3</sup> / <sub>8</sub> (79)	<sup>3</sup> / <sub>2</sub> (89)	<sup>3</sup> / <sub>2</sub> (89)	4 (102)	5 (127)
		$h_{ef,max}$	in. (mm)	<sup>7</sup> / <sub>2</sub> (191)	10 (254)	<sup>12</sup> / <sub>2</sub> (318)	15 (381)	<sup>17</sup> / <sub>2</sub> (445)	20 (508)	25 (635)
Temperature range B <sup>3</sup>	Characteristic bond strength and minimum anchor embedment in cracked concrete <sup>2</sup>	$\tau_{k,cr}$	Psi (MPa)	445 (3.1)	430 (3.0)	380 (2.6)	345 (2.4)	315 (2.2)	295 (2.0)	260 (1.8)
		$h_{ef,min}$	in. (mm)	<sup>2</sup> / <sub>8</sub> (60)	<sup>2</sup> / <sub>4</sub> (70)	<sup>3</sup> / <sub>8</sub> (79)	<sup>3</sup> / <sub>2</sub> (89)	<sup>3</sup> / <sub>2</sub> (89)	4 (102)	5 (127)
		$h_{ef,max}$	in. (mm)	<sup>7</sup> / <sub>2</sub> (191)	10 (254)	<sup>12</sup> / <sub>2</sub> (318)	15 (381)	<sup>17</sup> / <sub>2</sub> (445)	20 (508)	25 (636)
	Characteristic bond strength and minimum anchor embedment in uncracked concrete <sup>2</sup>	$\tau_{k,uncr}$	Psi (MPa)	790 (5.4)	770 (5.3)	740 (5.1)	715 (4.9)	690 (4.8)	670 (4.6)	645 (4.4)
		$h_{ef,min}$	in. (mm)	<sup>2</sup> / <sub>8</sub> (60)	<sup>2</sup> / <sub>4</sub> (70)	<sup>3</sup> / <sub>8</sub> (79)	<sup>3</sup> / <sub>2</sub> (89)	<sup>3</sup> / <sub>2</sub> (89)	4 (102)	5 (127)
		$h_{ef,max}$	in. (mm)	<sup>7</sup> / <sub>2</sub> (191)	10 (254)	<sup>12</sup> / <sub>2</sub> (318)	15 (381)	<sup>17</sup> / <sub>2</sub> (445)	20 (508)	25 (636)
Permissible installation conditions	Dry concrete	$\phi_d$	-	0.65	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55
	Water-saturated concrete	$\phi_{ws}$	-	0.55	0.55	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
		$\kappa_{ws}$	-	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.99	0.94
	Water-filled hole	$\phi_{wf}$	-	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
		$\kappa_{wf}$	-	1.00	1.00	0.96	0.91	0.87	0.84	0.79
	Underwater application	$\phi_{uw}$	-	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$\kappa_{uw}$		-	0.95	0.94	0.94	0.93	0.92	0.92	0.91	

For SI: 1 inch = 25.4 mm, 1 lbf = 4.448 N, 1 psi = 0.006897 MPa.  
 For pound-inch units: 1 mm = 0.03937 inches, 1 N = 0.2248 lbf, 1 MPa = 145.0 psi

<sup>1</sup> Bond strength values correspond to concrete compressive strength in the range 2,500 psi ≤  $f_c$  ≤ 4,500 psi. For the range 4,500 psi <  $f_c$  ≤ 6,500 psi, tabulated characteristic bond strengths may be increased by 6 percent. For the range 6,500 psi <  $f_c$  ≤ 8,000 psi, tabulated characteristic bond strengths may be increased by 10 percent.

<sup>2</sup> Bond strength values are for sustained loads including dead and live loads. For load combinations consisting of short-term loads only such as wind and seismic, bond strengths may be increased 40 percent.

<sup>3</sup> Temperature range A: Maximum short term temperature = 110°F (43°C), maximum long term temperature = 80°F (26°C).

Temperature range B: Maximum short term temperature = 162°F (72°C), maximum long term temperature = 110°F (43°C).

Short term elevated concrete temperatures are those that occur over brief intervals, e.g., as a result of diurnal cycling. Long term concrete temperatures are roughly constant over significant periods of time.

<sup>4</sup> For structures assigned to Seismic Design Categories C, D, E or F, bond strength values must be multiplied by  $\alpha_{N,seis} = 0.65$ .

**TABLE 10—BOND STRENGTH DESIGN INFORMATION FOR U.S. CUSTOMARY UNIT THREADED ROD IN HOLES DRILLED WITH A CORE DRILL<sup>1,4</sup>**

DESIGN INFORMATION		Symbol	Units	Nominal rod diameter (in.)						
				<sup>3</sup> / <sub>8</sub>	<sup>1</sup> / <sub>2</sub>	<sup>5</sup> / <sub>8</sub>	<sup>3</sup> / <sub>4</sub>	<sup>7</sup> / <sub>8</sub>	1	1 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>
Temperature range A <sup>3</sup>	Characteristic bond strength and minimum anchor embedment in uncracked concrete	$\tau_{k,uncr}$	psi (MPa)	1,740 (12.0)	1,705 (11.7)	1,555 (10.7)	1,440 (9.9)	1,355 (9.4)	1,280 (8.8)	1,170 (8.1)
		$h_{ef,min}$	in. (mm)	2 <sup>3</sup> / <sub>8</sub> (60)	2 <sup>3</sup> / <sub>4</sub> (70)	3 <sup>1</sup> / <sub>8</sub> (79)	3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (89)	3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (89)	4 (102)	5 (127)
		$h_{ef,max}$	in. (mm)	7 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (191)	10 (254)	12 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (318)	15 (381)	17 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (445)	20 (508)	25 (636)
Temperature range B <sup>3</sup>	Characteristic bond strength and minimum anchor embedment in uncracked concrete <sup>2</sup>	$\tau_{k,uncr}$	psi (MPa)	600 (4.1)	590 (4.1)	535 (3.7)	495 (3.4)	470 (3.2)	440 (3.1)	405 (2.8)
		$h_{ef,min}$	in. (mm)	2 <sup>3</sup> / <sub>8</sub> (60)	2 <sup>3</sup> / <sub>4</sub> (70)	3 <sup>1</sup> / <sub>8</sub> (79)	3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (89)	3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (89)	4 (102)	5 (127)
		$h_{ef,max}$	in. (mm)	7 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (191)	10 (254)	12 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (318)	15 (381)	17 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (445)	20 (508)	25 (636)
Permissible installation conditions	Dry concrete	$\phi_d$	-	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.45	0.45
	Water-saturated concrete	$\phi_{ws}$	-	0.55	0.55	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
		$k_{ws}$	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.95	0.88

For **SI**: 1 inch ≅ 25.4 mm, 1 lbf = 4.448 N, 1 psi = 0.006897 MPa.

For pound-inch units: 1 mm = 0.03937 inches, 1 N = 0.2248 lbf, 1 MPa = 145.0 psi

<sup>1</sup> Bond strength values correspond to concrete compressive strength in the range 2,500 psi ≤  $f_c$  ≤ 4,500 psi. For 4,500 psi <  $f_c$  ≤ 6,500 psi, tabulated characteristic bond strengths may be increased by 6 percent. For the range 6,500 psi <  $f_c$  ≤ 8,000 psi, tabulated characteristic bond strengths may be increased by 10 percent.

<sup>2</sup> Characteristic bond strengths are for sustained loads including dead and live loads. For load combinations consisting of short-term loads such as wind and seismic, bond strengths may be increased 40 percent.

<sup>3</sup> Temperature range A: Maximum short term temperature = 110°F (43°C), maximum long term temperature = 80°F (26°C).

Temperature range B: Maximum short term temperature = 162°F (72°C), maximum long term temperature = 110°F (43°C).

Short term elevated concrete temperatures are those that occur over brief intervals, e.g., as a result of diurnal cycling. Long term concrete temperatures are roughly constant over significant periods of time.

<sup>4</sup> Bond strength values applicable to Seismic Design Categories A and B only.

TABLE 11—STEEL DESIGN INFORMATION FOR METRIC THREADED ROD<sup>1</sup>

DESIGN INFORMATION		Symbol	Units	Nominal rod diameter (mm)							
				8	10	12	16	20	24	27	30
Rod Outside Diameter		$d$	mm (in.)	8 (0.31)	10 (0.39)	12 (0.47)	16 (0.63)	20 (0.79)	24 (0.94)	27 (1.06)	30 (1.18)
Rod effective cross-sectional area		$A_{se}$	mm <sup>2</sup> (in. <sup>2</sup> )	36.6 (0.057)	58 (0.090)	84.3 (0.131)	157 (0.243)	245 (0.380)	353 (0.547)	459 (0.711)	561 (0.870)
ISO 898-1 Class 5.8	Nominal strength as governed by steel strength	$N_{sa}$	kN (lb)	18.5 (4,114)	29.0 (6,519)	42.0 (9,476)	78.5 (17,647)	122.5 (27,539)	176.5 (39,679)	229.5 (51,594)	280.5 (63,059)
		$V_{sa}$	kN (lb)	9.0 (2,057)	14.5 (3,260)	25.5 (5,685)	47.0 (10,588)	73.5 (16,523)	106.0 (23,807)	137.5 (30,956)	168.5 (37,835)
	Reduction for seismic shear	$\alpha_{V,seis}$	-	0.70							
	Strength reduction factor $\phi$ for tension <sup>2</sup>	$\phi$	-	0.65							
	Strength reduction factor $\phi$ for shear <sup>2</sup>	$\phi$	-	0.60							
ISO 898-1 Class 5.8	Nominal strength as governed by steel strength	$N_{sa}$	kN (lb)	29.5 (6,582)	46.5 (10,431)	67.5 (15,161)	125.5 (28,236)	196.0 (44,063)	282.5 (63,486)	367.0 (82,550)	449.0 (100,894)
		$V_{sa}$	kN (lb)	14.5 (3,291)	23.0 (5,216)	40.5 (9,097)	75.5 (16,942)	117.5 (26,438)	169.5 (38,092)	220.5 (49,530)	269.5 (60,537)
	Reduction for seismic shear	$\alpha_{V,seis}$	-	0.70							
	Strength reduction factor $\phi$ for tension <sup>2</sup>	$\phi$	-	0.65							
	Strength reduction factor $\phi$ for shear <sup>2</sup>	$\phi$	-	0.60							
ISO 3506-1 Class A4 Stainless <sup>3</sup>	Nominal strength as governed by steel strength	$N_{sa}$	kN (lb)	25.6 (5,760)	40.6 (9,127)	59.0 (13,266)	109.9 (24,706)	171.5 (38,555)	247.1 (55,550)	229.5 (51,594)	280.5 (63,059)
		$V_{sa}$	kN (lb)	12.8 (2,880)	20.3 (4,564)	35.4 (7,960)	65.9 (14,824)	102.9 (23,133)	148.3 (33,330)	137.7 (30,956)	168.3 (37,835)
	Reduction for seismic shear	$\alpha_{V,seis}$	-	0.70							
	Strength reduction factor $\phi$ for tension <sup>2</sup>	$\phi$	-	0.65							
	Strength reduction factor $\phi$ for shear <sup>2</sup>	$\phi$	-	0.60							

For SI: 1 inch ≅ 25.4 mm, 1 lbf = 4.448 N, 1 psi = 0.006897 MPa.

For pound-inch units: 1 mm = 0.03937 inches, 1 N = 0.2248 lbf, 1 MPa = 145.0 psi

<sup>1</sup> Values provided for common rod material types are based on specified strengths and calculated in accordance with ACI 318-11 Eq. (D-2) and Eq. (D-29). Nuts and washers must be appropriate for the rod.

<sup>2</sup> For use with the load combinations of ACI 318 Section 9.2, as set forth in ACI 318 D.4.3.

<sup>3</sup> A4-70 Stainless (M8- M24); A4-502 Stainless (M27- M30)

**TABLE 12—CONCRETE BREAKOUT DESIGN INFORMATION FOR METRIC THREADED ROD IN HOLES DRILLED WITH A HAMMER DRILL AND CARBIDE BIT<sup>1</sup>**

DESIGN INFORMATION	Symbol	Units	Nominal rod diameter (mm)							
			8	10	12	16	20	24	27	30
Effectiveness factor for cracked concrete	$k_{c,cr}$	SI (in-lb)	7.1 (17)							
Effectiveness factor for uncracked concrete	$k_{c,uncr}$	SI (in-lb)	10 (24)							
Min. anchor spacing <sup>3</sup>	$s_{min}$	mm (in.)	40 (1.6)	50 (2.0)	60 (2.4)	80 (3.2)	100 (3.9)	120 (4.7)	135 (5.3)	150 (5.9)
Min. edge distance <sup>3</sup>	$c_{min}$	mm (in.)	40 (1.6)	50 (2.0)	60 (2.4)	80 (3.2)	100 (3.9)	120 (4.7)	135 (5.3)	150 (5.9)
Minimum member thickness	$h_{min}$	mm (in.)	$h_{ef} + 30$ ( $h_{ef} + 1\frac{1}{4}$ )			$h_{ef} + 2d_o$				
Critical edge distance – splitting (for uncracked concrete)	$c_{ac}$	-	See Section 4.1.10 of this report.							
Strength reduction factor for tension, concrete failure modes, Condition B <sup>2</sup>	$\phi$	-	0.65							
Strength reduction factor for shear, concrete failure modes, Condition B <sup>2</sup>	$\phi$	-	0.70							

For **SI**: 1 inch  $\equiv$  25.4 mm, 1 lbf = 4.448 N, 1 psi = 0.006897 MPa.  
 For pound-inch units: 1 mm = 0.03937 inches, 1 N = 0.2248 lbf, 1 MPa = 145.0 psi

<sup>1</sup>Additional setting information is described in Figure 5, installation instructions.  
<sup>2</sup>Values provided for post-installed anchors installed under Condition B without supplementary reinforcement.  
<sup>3</sup>For installations with  $1\frac{3}{4}$  inch edge distance refer to Section 4.1.10 for spacing and maximum torque requirements.

**TABLE 13—BOND STRENGTH DESIGN INFORMATION FOR METRIC THREADED ROD IN HOLES DRILLED WITH A HAMMER DRILL AND CARBIDE BIT<sup>1,4</sup>**

DESIGN INFORMATION		Symbol	Units	Nominal rod diameter (mm)							
				8	10	12	16	20	24	27	30
Temperature range A <sup>3</sup>	Characteristic bond strength and minimum anchor embedment in cracked concrete	$\tau_{k,cr}$	MPa (psi)	7.5 (1,092)	7.5 (1,092)	7.5 (1,092)	7.2 (1,044)	6.5 (972)	6.0 (877)	5.5 (831)	5.5 (768)
		$h_{ef,min}$	mm (in.)	60 (2.4)	60 (2.4)	70 (2.8)	80 (3.1)	90 (3.5)	96 (3.8)	108 (4.3)	120 (4.7)
		$h_{ef,max}$	mm (in.)	160 (6.3)	200 (7.9)	240 (9.4)	320 (12.6)	400 (15.7)	480 (18.9)	540 (21.4)	600 (23.7)
	Characteristic bond strength and minimum anchor embedment in uncracked concrete	$\tau_{k,uncr}$	MPa (psi)	15.5 (2,264)	15.5 (2,264)	15.5 (2,264)	15.0 (2,142)	14.0 (2,039)	13.5 (1,974)	13.5 (1,927)	13.0 (1,880)
		$h_{ef,min}$	mm (in.)	60 (2.4)	60 (2.4)	70 (2.8)	80 (3.1)	90 (3.5)	96 (3.8)	108 (4.3)	120 (4.7)
		$h_{ef,max}$	mm (in.)	160 (6.3)	200 (7.9)	240 (9.4)	320 (12.6)	400 (15.7)	480 (18.9)	540 (21.4)	600 (23.7)
Temperature range B <sup>3</sup>	Characteristic bond strength and minimum anchor embedment in cracked concrete <sup>2</sup>	$\tau_{k,cr}$	MPa (psi)	3.0 (444)	3.0 (444)	3.0 (444)	2.5 (379)	2.5 (336)	2.0 (303)	2.0 (287)	2.0 (268)
		$h_{ef,min}$	mm (in.)	60 (2.4)	60 (2.4)	70 (2.8)	80 (3.1)	90 (3.5)	96 (3.8)	108 (4.3)	120 (4.7)
		$h_{ef,max}$	mm (in.)	160 (6.3)	200 (7.9)	240 (9.4)	320 (12.6)	400 (15.7)	480 (18.9)	540 (21.4)	600 (23.7)
	Characteristic bond strength and minimum anchor embedment in uncracked concrete <sup>2</sup>	$\tau_{k,uncr}$	MPa (psi)	5.5 (781)	5.5 (781)	5.5 (781)	5.0 (739)	5.0 (704)	4.5 (681)	4.5 (665)	4.5 (649)
		$h_{ef,min}$	mm (in.)	60 (2.4)	60 (2.4)	70 (2.8)	80 (3.1)	90 (3.5)	96 (3.8)	108 (4.3)	120 (4.7)
		$h_{ef,max}$	mm (in.)	160 (6.3)	200 (7.9)	240 (9.4)	320 (12.6)	400 (15.7)	480 (18.9)	540 (21.4)	600 (23.7)
Permissible installation conditions	Dry concrete	$\phi_d$	-	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55
	Water-saturated concrete	$\phi_{ws}$	-	0.55	0.55	0.55	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
		$\kappa_{ws}$	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	0.95
	Water-filled hole	$\phi_{wf}$	-	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
		$\kappa_{wf}$	-	1.00	1.00	1.00	0.96	0.90	0.86	0.83	0.81
	Underwater application	$\phi_{uw}$	-	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$\kappa_{uw}$		-	0.95	0.95	0.95	0.94	0.93	0.92	0.92	0.91	

For SI: 1 inch  $\equiv$  25.4 mm, 1 lbf = 4.448 N, 1 psi = 0.006897 MPa.

For pound-inch units: 1 mm = 0.03937 inches, 1 N = 0.2248 lbf, 1 MPa = 145.0 psi

<sup>1</sup> Bond strength values correspond to concrete compressive strength in the range 2,500 psi  $\leq f'_c \leq$  4,500 psi. For the range 4,500 psi  $< f'_c \leq$  6,500 psi, tabulated characteristic bond strengths may be increased by 6 percent. For the range 6,500 psi  $< f'_c \leq$  8,000 psi, tabulated characteristic bond strengths may be increased by 10 percent.

<sup>2</sup> Characteristic bond strengths are for sustained loads including dead and live loads. For load combinations consisting of short-term loads only such as wind and seismic, bond strengths may be increased 40 percent.

<sup>3</sup> Temperature range A: Maximum short term temperature = 110°F (43°C), Maximum long term temperature = 80°F (26°C).

Temperature range B: Maximum short term temperature = 162°F (72°C), Maximum long term temperature = 110°F (43°C).

Short term elevated concrete temperatures are those that occur over brief intervals, e.g., as a result of diurnal cycling. Long term concrete temperatures are roughly constant over significant periods of time.

<sup>4</sup> For structures assigned to Seismic Design Categories C, D, E or F, bond strength values must be multiplied by  $\alpha_{N,seis} = 0.65$ .

TABLE 14—BOND STRENGTH DESIGN INFORMATION FOR METRIC THREADED ROD IN HOLES DRILLED WITH A CORE DRILL<sup>1,4</sup>

DESIGN INFORMATION		Symbol	Units	Nominal rod diameter (mm)							
				8	10	12	16	20	24	27	30
Temperature range A <sup>3</sup>	Characteristic bond strength and minimum anchor embedment in uncracked concrete	$\tau_{k,uncr}$	MPa (psi)	12.0 (1,740)	12.0 (1,740)	12.0 (1,740)	10.5 (1,553)	9.5 (1,413)	9.0 (1,310)	8.5 (1,254)	8.5 (1,197)
		$h_{ef,min}$	mm (in.)	60 (2.4)	60 (2.4)	70 (2.8)	80 (3.1)	90 (3.5)	96 (3.8)	108 (4.3)	120 (4.7)
		$h_{ef,max}$	mm (in.)	160 (6.3)	200 (7.9)	240 (9.4)	320 (12.6)	400 (15.7)	480 (18.9)	540 (21.4)	600 (23.7)
Temperature range B <sup>3</sup>	Characteristic bond strength and minimum anchor embedment in uncracked concrete <sup>2</sup>	$\tau_{k,uncr}$	MPa (psi)	4.0 (601)	4.0 (601)	4.0 (601)	3.5 (536)	3.5 (488)	3.0 (452)	3.0 (433)	3.0 (413)
		$h_{ef,min}$	mm (in.)	60 (2.4)	60 (2.4)	70 (2.8)	80 (3.1)	90 (3.5)	96 (3.8)	108 (4.3)	120 (4.7)
		$h_{ef,max}$	mm (in.)	160 (6.3)	200 (7.9)	240 (9.4)	320 (12.6)	400 (15.7)	480 (18.9)	540 (21.4)	600 (23.7)
Permissible installation conditions	Dry concrete	$\phi_d$	-	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.45	0.45
	Water-saturated concrete	$\phi_{ws}$	-	0.55	0.55	0.55	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
		$K_{ws}$	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.97	0.93	0.90

For SI: 1 inch ≅ 25.4 mm, 1 lbf = 4.448 N, 1 psi = 0.006897 MPa.

For pound-inch units: 1 mm = 0.03937 inches, 1 N = 0.2248 lbf, 1 MPa = 145.0 psi

<sup>1</sup> Bond strength values correspond to concrete compressive strength in the range 2,500 psi ≤  $f_c$  ≤ 4,500 psi. For the range 4,500 psi <  $f_c$  ≤ 6,500 psi, tabulated characteristic bond strengths may be increased by 6 percent. For the range 6,500 psi <  $f_c$  ≤ 8,000 psi, tabulated characteristic bond strengths may be increased by 10 percent.

<sup>2</sup> Characteristic bond strengths are for sustained loads including dead and live loads. For short-term loads including wind and seismic, bond strengths may be increased 40 percent.

<sup>3</sup> Temperature range A: Maximum short term temperature = 110°F (43°C), Maximum long term temperature = 80°F (26°C).

Temperature range B: Maximum short term temperature = 162°F (72°C), Maximum long term temperature = 110°F (43°C).

Short term elevated concrete temperatures are those that occur over brief intervals, e.g., as a result of diurnal cycling. Long term concrete temperatures are roughly constant over significant periods of time.

<sup>4</sup> Bond strength values applicable to Seismic Design Categories A and B only.

TABLE 15—STEEL DESIGN INFORMATION FOR U.S. CUSTOMARY UNIT HILTI HIS-N AND HIS-RN INSERTS<sup>1</sup>

DESIGN INFORMATION	Symbol	Units	Nominal bolt/cap screw diameter (in.)				
			<sup>3</sup> / <sub>8</sub>	<sup>1</sup> / <sub>2</sub>	<sup>5</sup> / <sub>8</sub>	<sup>3</sup> / <sub>4</sub>	
HIS insert O.D.	<i>d</i>	in. (mm)	0.65 (16.5)	0.81 (20.5)	1 (25.4)	1.09 (27.6)	
HIS insert length	<i>l</i>	in. (mm)	4.33 (110)	4.92 (125)	6.69 (170)	8.07 (205)	
Bolt effective cross-sectional area	<i>A<sub>se</sub></i>	(mm) (mm <sup>2</sup> )	0.0775 (50)	0.1419 (92)	0.2260 (146)	0.3345 (216)	
HIS insert effective cross-sectional area	<i>A<sub>insert</sub></i>	in. <sup>2</sup> (mm <sup>2</sup> )	0.178 (115)	0.243 (157)	0.404 (260)	0.410 (265)	
ASTM A193 B7	Nominal strength as governed by steel strength – ASTM A193 B7 <sup>3</sup> bolt/cap screw	<i>N<sub>sa</sub></i>	lb (kN)	9,690 (43.1)	17,740 (78.9)	28,250 (125.7)	41,815 (186.0)
		<i>V<sub>sa</sub></i>	lb (kN)	5,815 (25.9)	10,645 (47.3)	16,950 (75.4)	25,090 (111.6)
	Nominal strength as governed by steel strength – HIS-N insert	<i>N<sub>sa</sub></i>	lb (kN)	12,650 (56.3)	16,195 (72.0)	26,925 (119.8)	27,360 (121.7)
	Reduction for seismic shear	<i>α<sub>V,seis</sub></i>	-	0.70			
	Strength reduction factor <i>φ</i> for tension <sup>2</sup>	<i>φ</i>	-	0.65			
	Strength reduction factor <i>φ</i> for shear <sup>2</sup>	<i>φ</i>	-	0.60			
ASTM A193 Grade B8M SS	Nominal strength as governed by steel strength – ASTM A193 Grade B8M SS bolt/cap screw	<i>N<sub>sa</sub></i>	lb (kN)	8,525 (37.9)	15,610 (69.4)	24,860 (110.6)	36,795 (163.7)
		<i>V<sub>sa</sub></i>	lb (kN)	5,115 (22.8)	9,365 (41.7)	14,915 (66.3)	22,075 (98.2)
	Nominal strength as governed by steel strength – HIS-RN insert	<i>N<sub>sa</sub></i>	lb (kN)	17,165 (76.3)	23,430 (104.2)	38,955 (173.3)	39,535 (175.9)
	Reduction for seismic shear	<i>α<sub>V,seis</sub></i>	-	0.70			
	Strength reduction factor <i>φ</i> for tension <sup>2</sup>	<i>φ</i>	-	0.65			
	Strength reduction factor <i>φ</i> for shear <sup>2</sup>	<i>φ</i>	-	0.60			

For SI: 1 inch ≅ 25.4 mm, 1 lbf = 4.448 N, 1 psi = 0.006897MPa.

For pound-inch units: 1 mm = 0.03937 inches, 1 N = 0.2248 lbf, 1 MPa = 145.0 psi

<sup>1</sup> Values provided for common rod material types based on specified strengths and calculated in accordance with ACI 318-11 Eq. (D-2) and Eq. (D-29). Nuts and washers must be appropriate for the rod.

<sup>2</sup> For use with the load combinations of ACI 318 9.2, as set forth in ACI 318 D.4.3. Values correspond to a brittle steel element for the HIS insert.

<sup>3</sup> For the calculation of the design steel strength in tension and shear for the bolt or screw, the *φ* factor for ductile steel failure according to ACI 318 D4.3 can be used.

TABLE 16—CONCRETE BREAKOUT DESIGN INFORMATION FOR U.S. CUSTOMARY UNIT HILTI HIS-N AND HIS-RN INSERTS<sup>1</sup>

DESIGN INFORMATION	Symbol	Units	Nominal bolt/cap screw diameter (in.)			
			$\frac{3}{8}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{5}{8}$	$\frac{3}{4}$
Effective embedment depth	$h_{ef}$	in. (mm)	$4\frac{3}{8}$ (110)	5 (125)	$6\frac{3}{4}$ (170)	$8\frac{1}{8}$ (205)
Effectiveness factor for cracked concrete	$k_{c,cr}$	in-lb (SI)	17 (7.1)			
Effectiveness factor for uncracked concrete	$k_{c,uncr}$	in-lb (SI)	24 (10)			
Min. anchor spacing <sup>3</sup>	$s_{min}$	in. (mm)	$3\frac{1}{4}$ (83)	4 (102)	5 (127)	$5\frac{1}{2}$ (140)
Min. edge distance <sup>3</sup>	$c_{min}$	in. (mm)	$3\frac{1}{4}$ (83)	4 (102)	5 (127)	$5\frac{1}{2}$ (140)
Minimum member thickness	$h_{min}$	in. (mm)	5.9 (150)	6.7 (170)	9.1 (230)	10.6 (270)
Critical edge distance – splitting (for uncracked concrete)	$c_{ac}$	-	See Section 4.1.10 of this report.			
Strength reduction factor for tension, concrete failure modes, Condition B <sup>2</sup>	$\phi$	-	0.65			
Strength reduction factor for shear, concrete failure modes, Condition B <sup>2</sup>	$\phi$	-	0.70			

For SI: 1 inch  $\equiv$  25.4 mm, 1 lbf = 4.448 N, 1 psi = 0.006897MPa.

For pound-inch units: 1 mm = 0.03937 inches, 1 N = 0.2248 lbf, 1 MPa = 145.0 psi

<sup>1</sup>Additional setting information is described in Figure 5, installation instructions.

<sup>2</sup>Values provided for post-installed anchors installed under Condition B without supplementary reinforcement.

<sup>3</sup>For installations with  $1\frac{3}{4}$ -inch edge distance refer to Section 4.1.10 for spacing and maximum torque requirements.



**TABLE 17—BOND STRENGTH DESIGN INFORMATION FOR U.S. CUSTOMARY UNIT HILTI HIS-N AND HIS-RN INSERTS IN HOLES DRILLED WITH A HAMMER DRILL AND CARBIDE BIT<sup>1,4</sup>**

DESIGN INFORMATION		Symbol	Units	Nominal bolt/cap screw diameter (in.)			
				<sup>3</sup> / <sub>8</sub>	<sup>1</sup> / <sub>2</sub>	<sup>5</sup> / <sub>8</sub>	<sup>3</sup> / <sub>4</sub>
Effective embedment depth		$h_{ef}$	in. (mm)	$4^{3/8}$ (110)	5 (125)	$6^{3/4}$ (170)	$8^{1/8}$ (205)
HIS insert O.D.		$d$	in. (mm)	0.65 (16.5)	0.81 (20.5)	1 (25.4)	1.09 (27.6)
Temperature range A <sup>3</sup>	Characteristic bond strength in cracked concrete	$\tau_{k,cr}$	psi (MPa)	1040 (7.2)	955 (6.6)	845 (5.8)	805 (5.6)
	Characteristic bond strength in uncracked concrete	$\tau_{k,uncr}$	psi (MPa)	2125 (14.6)	2030 (14.0)	1945 (13.4)	1910 (13.2)
Temperature range B <sup>3</sup>	Characteristic bond strength in cracked concrete <sup>2</sup>	$\tau_{k,cr}$	psi (MPa)	375 (2.6)	330 (2.3)	290 (2.0)	280 (1.9)
	Characteristic bond strength in uncracked concrete <sup>2</sup>	$\tau_{k,uncr}$	psi (MPa)	735 (5.1)	700 (4.8)	670 (4.6)	660 (4.5)
Permissible installation conditions	Dry concrete	$\phi_d$	-	0.65	0.65	0.55	0.55
	Water-saturated concrete	$\phi_{ws}$	-	0.45	0.45	0.45	0.45
		$\kappa_{ws}$	-	1.00	1.00	0.99	0.97
	Water-filled hole	$\phi_{wf}$	-	0.45	0.45	0.45	0.45
		$\kappa_{wf}$	-	0.95	0.89	0.84	0.82
	Underwater application	$\phi_{uw}$	-	0.45	0.45	0.45	0.45
$\kappa_{uw}$		-	0.93	0.93	0.92	0.92	

For **SI**: 1 inch  $\equiv$  25.4 mm, 1 lbf = 4.448 N, 1 psi = 0.006897 MPa.  
 For pound-inch units: 1 mm = 0.03937 inches, 1 N = 0.2248 lbf, 1 MPa = 145.0 psi

<sup>1</sup> Bond strength values correspond to concrete compressive strength in the range 2,500 psi  $\leq f_c \leq$  4,500 psi. For the range 4,500 psi  $< f_c \leq$  6,500 psi, tabulated characteristic bond strengths may be increased by 6 percent. For the range 6,500 psi  $< f_c \leq$  8,000 psi, tabulated characteristic bond strengths may be increased by 10 percent.

<sup>2</sup> Characteristic bond strengths are for sustained loads including dead and live loads. For load combinations consisting of short-term loads only such as wind and seismic, bond strengths may be increased 40 percent.

<sup>3</sup> Temperature range A: Maximum short term temperature = 110°F (43°C), Maximum long term temperature = 80°F (26°C).

Temperature range B: Maximum short term temperature = 162°F (72°C), Maximum long term temperature = 110°F (43°C).

Short term elevated concrete temperatures are those that occur over brief intervals, e.g., as a result of diurnal cycling. Long term concrete temperatures are roughly constant over significant periods of time.

<sup>4</sup> For structures assigned to Seismic Design Categories C, D, E or F, bond strength values must be multiplied by  $\alpha_{N,seis} = 0.65$ .

**TABLE 18—BOND STRENGTH DESIGN INFORMATION FOR U.S. CUSTOMARY UNIT  
HILTI HIS-N AND HIS-RN INSERTS IN HOLES DRILLED WITH A CORE DRILL<sup>1,4</sup>**

DESIGN INFORMATION		Symbol	Units	Nominal bolt/cap screw diameter (in.)			
				<sup>3</sup> / <sub>8</sub>	<sup>1</sup> / <sub>2</sub>	<sup>5</sup> / <sub>8</sub>	<sup>3</sup> / <sub>4</sub>
Effective embedment depth		$h_{ef}$	in. (mm)	4 <sup>3</sup> / <sub>8</sub> (110)	5 (125)	6 <sup>3</sup> / <sub>4</sub> (170)	8 <sup>1</sup> / <sub>8</sub> (205)
HIS insert O.D.		$d$	in. (mm)	0.65 (16.5)	0.81 (20.5)	1 (25.4)	1.09 (27.6)
Temperature range A <sup>3</sup>	Characteristic bond strength in uncracked concrete	$\tau_{k,uncr}$	psi	1,535	1,405	1,280	1,235
			(MPa)	(10.6)	(9.7)	(8.8)	(8.5)
Temperature range B <sup>3</sup>	Characteristic bond strength in uncracked concrete <sup>2</sup>	$\tau_{k,uncr}$	psi	530	485	440	425
			(MPa)	(3.7)	(3.3)	(3.1)	(2.9)
Permissible installation conditions	Dry concrete	$\phi_d$	-	0.55	0.55	0.45	0.45
	Water-saturated concrete	$\phi_{ws}$	-	0.45	0.45	0.45	0.45
		$\kappa_{ws}$	-	1.00	1.00	0.95	0.92

For **SI**: 1 inch  $\equiv$  25.4 mm, 1 lbf = 4.448 N, 1 psi = 0.006897 MPa.

For pound-inch units: 1 mm = 0.03937 inches, 1 N = 0.2248 lbf, 1 MPa = 145.0 psi

<sup>1</sup> Bond strength values correspond to concrete compressive strength in the range 2,500 psi  $\leq f'_c \leq$  4,500 psi. For the range 4,500 psi  $< f'_c \leq$  6,500 psi, tabulated characteristic bond strengths may be increased by 6 percent. For the range 6,500 psi  $< f'_c \leq$  8,000 psi, tabulated characteristic bond strengths may be increased by 10 percent.

<sup>2</sup> Characteristic bond strengths are for sustained loads including dead and live loads. For load combinations consisting of short-term loads only such as wind and seismic, bond strengths may be increased 40 percent.

<sup>3</sup> Temperature range A: Maximum short term temperature = 110°F (43°C), Maximum long term temperature = 80°F (26°C).

Temperature range B: Maximum short term temperature = 162°F (72°C), Maximum long term temperature = 110°F (43°C).

Short term elevated concrete temperatures are those that occur over brief intervals, e.g., as a result of diurnal cycling. Long term concrete temperatures are roughly constant over significant periods of time.

<sup>4</sup> Bond strength values applicable to Seismic Design Categories A and B only.

TABLE 19—STEEL DESIGN INFORMATION FOR METRIC HILTI HIS-N AND HIS-RN INSERTS<sup>1</sup>

DESIGN INFORMATION	Symbol	Units	Nominal bolt/cap screw diameter (mm)					
			8	10	12	16	20	
HIS insert O.D.	$d$	mm (in.)	12.5 (0.49)	16.5 (0.65)	20.5 (0.81)	25.4 (1.00)	27.6 (1.09)	
HIS insert length	$l$	mm (in.)	90 (3.54)	110 (4.33)	125 (4.92)	170 (6.69)	205 (8.07)	
Bolt effective cross-sectional area	$A_{se}$	mm <sup>2</sup> (in. <sup>2</sup> )	36.6 (0.057)	58 (0.090)	84.3 (0.131)	157 (0.243)	245 (0.380)	
HIS insert effective cross-sectional area	$A_{insert}$	mm <sup>2</sup> (in. <sup>2</sup> )	51.5 (0.080)	108 (0.167)	169.1 (0.262)	256.1 (0.397)	237.6 (0.368)	
ISO 898-1 Class 8.8	Nominal strength as governed by steel strength – ISO 898-1 Class 8.8 bolt/cap screw	$N_{sa}$	kN (lb)	29.5 (6,582)	46.5 (10,431)	67.5 (15,161)	125.5 (28,236)	196.0 (44,063)
		$V_{sa}$	kN (lb)	17.5 (3,949)	28.0 (6,259)	40.5 (9,097)	75.5 (16,942)	117.5 (26,438)
	Nominal strength as governed by steel strength – HIS-N insert	$N_{sa}$	kN (lb)	25.0 (5,669)	53.0 (11,894)	78.0 (17,488)	118.0 (26,483)	110.0 (24,573)
	Reduction for seismic shear	$\alpha_{V,seis}$	-	0.70				
	Strength reduction factor $\phi$ for tension <sup>2</sup>	$\phi$	-	0.65				
	Strength reduction factor $\phi$ for shear <sup>2</sup>	$\phi$	-	0.60				
ISO 3506-1 Class A4-70 Stainless	Nominal strength as governed by steel strength – ISO 3506-1 Class A4-70 Stainless bolt/cap screw	$N_{sa}$	kN (lb)	25.5 (5,760)	40.5 (9,127)	59.0 (13,266)	110.0 (24,706)	171.5 (38,555)
		$V_{sa}$	kN (lb)	15.5 (3,456)	24.5 (5,476)	35.5 (7,960)	66.0 (14,824)	103.0 (23,133)
	Nominal strength as governed by steel strength – HIS-RN insert	$N_{sa}$	kN (lb)	36.0 (8,099)	75.5 (16,991)	118.5 (26,612)	179.5 (40,300)	166.5 (37,394)
	Reduction for seismic shear	$\alpha_{V,seis}$	-	0.70				
	Strength reduction factor $\phi$ for tension <sup>2</sup>	$\phi$	-	0.65				
	Strength reduction factor $\phi$ for shear <sup>2</sup>	$\phi$	-	0.60				

For SI: 1 inch = 25.4 mm, 1 lbf = 4.448 N, 1 psi = 0.006897 MPa.

For pound-inch units: 1 mm = 0.03937 inches, 1 N = 0.2248 lbf, 1 MPa = 145.0 psi

<sup>1</sup> Values provided for common rod material types based on specified strengths and calculated in accordance with ACI 318-11 Eq. (D-2) and Eq. (D-29). Nuts and washers must be appropriate for the rod.

<sup>2</sup> For use with the load combinations of ACI 318 9.2 as set forth in ACI 318 D.4.3. Values correspond to a brittle steel element.

TABLE 20—CONCRETE BREAKOUT DESIGN INFORMATION FOR METRIC HILTI HIS-N AND HIS-RN INSERTS<sup>1</sup>

DESIGN INFORMATION	Symbol	Units	Nominal bolt/cap screw diameter (in.)				
			8	10	12	16	20
Effective embedment depth	$h_{ef}$	mm (in.)	90 (3.5)	110 (4.3)	125 (4.9)	170 (6.7)	205 (8.1)
Effectiveness factor for cracked concrete	$k_{c,cr}$	SI (in-lb)	7.1 (17)				
Effectiveness factor for uncracked concrete	$k_{c,uncr}$	SI (in-lb)	10 (24)				
Min. anchor spacing <sup>3</sup>	$s_{min}$	mm (in.)	63 (2.5)	83 (3.25)	102 (4.0)	127 (5.0)	140 (5.5)
Min. edge distance <sup>3</sup>	$c_{min}$	mm (in.)	63 (2.5)	83 (3.25)	102 (4.0)	127 (5.0)	140 (5.5)
Minimum member thickness	$h_{min}$	mm (in.)	120 (4.7)	150 (5.9)	170 (6.7)	230 (9.1)	270 (10.6)
Critical edge distance – splitting (for uncracked concrete)	$c_{ac}$	-	See Section 4.1.10 of this report.				
Strength reduction factor for tension, concrete failure modes, Condition B <sup>2</sup>	$\phi$	-	0.65				
Strength reduction factor for shear, concrete failure modes, Condition B <sup>2</sup>	$\phi$	-	0.70				

For SI: 1 inch  $\equiv$  25.4 mm, 1 lbf = 4.448 N, 1 psi = 0.006897 MPa.

For pound-inch units: 1 mm = 0.03937 inches, 1 N = 0.2248 lbf, 1 MPa = 145.0 psi

<sup>1</sup>Additional setting information is described in Figure 5, installation instructions.

<sup>2</sup>Values provided for post-installed anchors installed under Condition B without supplementary reinforcement.

<sup>3</sup>For installations with 1<sup>3</sup>/<sub>4</sub>-inch edge distance refer to Section 4.1.10 for spacing and maximum torque requirements.

**TABLE 21—BOND STRENGTH DESIGN INFORMATION FOR METRIC HILTI HIS-N AND HIS-RN INSERTS IN HOLES DRILLED WITH A HAMMER DRILL AND CARBIDE BIT<sup>1,4</sup>**

DESIGN INFORMATION		Symbol	Units	Nominal bolt/cap screw diameter (in.)				
				8	10	12	16	20
Effective embedment depth		$h_{ef}$	mm (in.)	90 (3.5)	110 (4.3)	125 (4.9)	170 (6.7)	205 (8.1)
HIS insert O.D.		$d$	mm (in.)	12.5 (0.49)	16.5 (0.65)	20.5 (0.81)	25.5 (1.00)	27.5 (1.09)
Temperature range A <sup>3</sup>	Characteristic bond strength in cracked concrete	$\tau_{k,cr}$	MPa (psi)	7.5 (1,080)	7.0 (1,040)	6.5 (957)	6.0 (845)	5.5 (806)
	Characteristic bond strength in uncracked concrete	$\tau_{k,uncr}$	MPa (psi)	15.5 (2,245)	14.5 (2,124)	14.0 (2,030)	13.5 (1,946)	13.0 (1,908)
Temperature range B <sup>3</sup>	Characteristic bond strength in cracked concrete <sup>2</sup>	$\tau_{k,cr}$	MPa (psi)	3.0 (433)	2.5 (374)	2.5 (330)	2.0 (292)	2.0 (278)
	Characteristic bond strength in uncracked concrete <sup>2</sup>	$\tau_{k,uncr}$	MPa (psi)	5.5 (775)	5.0 (733)	5.0 (701)	4.5 (672)	4.5 (659)
Permissible installation conditions	Dry concrete	$\phi_d$	-	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55
	Water-saturated concrete	$\phi_{ws}$	-	0.55	0.45	0.45	0.45	0.45
		$\kappa_{ws}$	-	1.00	1.00	1.00	0.99	0.97
	Water-filled hole	$\phi_{wf}$	-	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
		$\kappa_{wf}$	-	1.00	0.95	0.89	0.84	0.82
	Underwater application	$\phi_{uw}$	-	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$\kappa_{uw}$		-	0.94	0.93	0.93	0.92	0.92	

For SI: 1 inch  $\equiv$  25.4 mm, 1 lbf = 4.448 N, 1 psi = 0.006897 MPa.  
 For pound-inch units: 1 mm = 0.03937 inches, 1 N = 0.2248 lbf, 1 MPa = 145.0 psi

<sup>1</sup> Bond strength values correspond to concrete compressive strength in the range 2,500 psi  $\leq f'_c \leq$  4,500 psi. For the range 4,500 psi  $< f'_c \leq$  6,500 psi, tabulated characteristic bond strengths may be increased by 6 percent. For the range 6,500 psi  $< f'_c \leq$  8,000 psi, tabulated characteristic bond strengths may be increased by 10 percent.

<sup>2</sup> Characteristic bond strengths are for sustained loads including dead and live loads. For load combinations consisting of short-term loads only such as wind and seismic, bond strengths may be increased 40 percent.

<sup>3</sup> Temperature range A: Maximum short term temperature = 110°F (43°C), Maximum long term temperature = 80°F (26°C).  
 Temperature range B: Maximum short term temperature = 162°F (72°C), Maximum long term temperature = 110°F (43°C).

Short term elevated concrete temperatures are those that occur over brief intervals, e.g., as a result of diurnal cycling. Long term concrete temperatures are roughly constant over significant periods of time.

<sup>4</sup> For structures assigned to Seismic Design Categories C, D, E or F, bond strength values must be multiplied by  $\alpha_{N,seis} = 0.65$ .

**TABLE 22—BOND STRENGTH DESIGN INFORMATION FOR METRIC HILTI HIS-N AND HIS-RN INSERTS IN HOLES DRILLED WITH A CORE DRILL<sup>1,4</sup>**

DESIGN INFORMATION		Symbol	Units	Nominal bolt/cap screw diameter (in.)				
				8	10	12	16	20
Effective embedment depth		$h_{ef}$	mm (in.)	90 (3.5)	110 (4.3)	125 (4.9)	170 (6.7)	205 (8.1)
HIS insert O.D.		$d$	mm (in.)	12.5 (0.49)	16.5 (0.65)	20.5 (0.81)	25.5 (1.00)	27.5 (1.09)
Temperature range A <sup>3</sup>	Characteristic bond strength in uncracked concrete	$\tau_{k,cr}$	MPa	12.0	10.5	9.5	9.0	8.5
			(psi)	(1,712)	(1,534)	(1,403)	(1,282)	(1,235)
Temperature range B <sup>3</sup>	Characteristic bond strength in uncracked concrete <sup>2</sup>	$\tau_{k,cr}$	MPa (psi)	4.0 (591)	3.5 (530)	3.5 (484)	3.0 (442)	3.0 (426)
Permissible installation conditions	Dry concrete	$\phi_d$	-	0.65	0.55	0.45	0.45	0.45
	Water-saturated concrete	$\phi_{ws}$	-	0.55	0.45	0.45	0.45	0.45
		$\kappa_{ws}$	-	1.0	1.0	1.0	0.95	0.92

For **SI**: 1 inch  $\equiv$  25.4 mm, 1 lbf = 4.448 N, 1 psi = 0.006897 MPa.  
 For pound-inch units: 1 mm = 0.03937 inches, 1 N = 0.2248 lbf, 1 MPa = 145.0 psi

<sup>1</sup> Bond strength values correspond to concrete compressive strength in the range 2,500 psi  $\leq f_c \leq$  4,500 psi. For the range 4,500 psi  $< f_c \leq$  6,500 psi, tabulated characteristic bond strengths may be increased by 6 percent. For the range 6,500 psi  $< f_c \leq$  8,000 psi, tabulated characteristic bond strengths may be increased by 10 percent.

<sup>2</sup> Characteristic bond strengths are for sustained loads including dead and live loads. For load combinations consisting of short-term loads only such as wind and seismic, bond strengths may be increased 40 percent.

<sup>3</sup> Temperature range A: Maximum short term temperature = 110°F (43°C), Maximum long term temperature = 80°F (26°C).

Temperature range B: Maximum short term temperature = 162°F (72°C), Maximum long term temperature = 110°F (43°C).

Short term elevated concrete temperatures are those that occur over brief intervals, e.g., as a result of diurnal cycling. Long term concrete temperatures are roughly constant over significant periods of time.

<sup>4</sup> For structures assigned to Seismic Design Categories C, D, E or F, bond strength values must be multiplied by  $\alpha_{N,seis} = 0.65$ .

TABLE 23—STEEL DESIGN INFORMATION FOR U.S. CUSTOMARY UNIT REINFORCING BARS<sup>1</sup>

DESIGN INFORMATION	Symbol	Units	Bar size								
			#3	#4	#5	#6	#7	#8	#9	#10	
Nominal bar diameter	$d$	in. (mm)	$\frac{3}{8}$ (9.5)	$\frac{1}{2}$ (12.7)	$\frac{5}{8}$ (15.9)	$\frac{3}{4}$ (19.1)	$\frac{7}{8}$ (22.2)	1 (25.4)	$1\frac{1}{8}$ (28.6)	$1\frac{1}{4}$ (31.8)	
Bar effective cross-sectional area	$A_{se}$	in. <sup>2</sup> (mm <sup>2</sup> )	0.11 (71)	0.2 (129)	0.31 (200)	0.44 (284)	0.6 (387)	0.79 (510)	1.0 (645)	1.27 (819)	
ASTM A615 Gr. 40	Nominal strength as governed by steel strength	$N_{sa}$	lb (kN)	6,600 (29.4)	12,000 (53.4)	18,600 (82.7)	26,400 (117.4)	36,000 (160.1)	47,400 (210.9)	60,000 (266.9)	76,200 (339.0)
		$V_{sa}$	lb (kN)	3,960 (17.6)	7,200 (32.0)	11,160 (49.6)	15,840 (70.5)	21,600 (96.1)	28,440 (126.5)	36,000 (160.1)	45,720 (203.4)
	Reduction for seismic shear	$\alpha_{V,seis}$	-	0.70							
	Strength reduction factor $\phi$ for tension <sup>2</sup>	$\phi$	-	0.65							
	Strength reduction factor $\phi$ for shear <sup>2</sup>	$\phi$	-	0.60							
ASTM A615 Gr. 60	Nominal strength as governed by steel strength	$N_{sa}$	lb (kN)	9,900 (44.0)	18,000 (80.1)	27,900 (124.1)	39,600 (176.2)	54,000 (240.2)	71,100 (316.3)	90,000 (400.4)	114,300 (508.5)
		$V_{sa}$	lb (kN)	5,940 (26.4)	10,800 (48.0)	16,740 (74.5)	23,760 (105.7)	32,400 (144.1)	42,660 (189.8)	54,000 (240.2)	68,580 (305.1)
	Reduction for seismic shear	$\alpha_{V,seis}$	-	0.70							
	Strength reduction factor $\phi$ for tension <sup>2</sup>	$\phi$	-	0.65							
	Strength reduction factor $\phi$ for shear <sup>2</sup>	$\phi$	-	0.60							

For SI: 1 inch  $\equiv$  25.4 mm, 1 lbf = 4.448 N, 1 psi = 0.006897 MPa.

For pound-inch units: 1 mm = 0.03937 inches, 1 N = 0.2248 lbf, 1 MPa = 145.0 psi

<sup>1</sup> Values provided for common rod material types based on specified strengths and calculated in accordance with ACI 318-11 Eq. (D-2) and Eq. (D-29). Nuts and washers must be appropriate for the rod.

<sup>2</sup> For use with the load combinations of ACI 318 Section 9.2, as set forth in ACI 318 Section D.4.3.

TABLE 24—CONCRETE BREAKOUT DESIGN INFORMATION FOR U.S. CUSTOMARY UNIT REINFORCING BARS

DESIGN INFORMATION	Symbol	Units	Bar size							
			#3	#4	#5	#6	#7	#8	#9	#10
Effectiveness factor for cracked concrete	$k_{c,cr}$	in-lb (SI)	17 (7.1)							
Effectiveness factor for uncracked concrete	$k_{c,uncr}$	in-lb (SI)	24 (10)							
Min. bar spacing <sup>3</sup>	$s_{min}$	in. (mm)	1 <sup>7</sup> / <sub>8</sub> (48)	2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (64)	3 <sup>1</sup> / <sub>8</sub> (79)	3 <sup>3</sup> / <sub>4</sub> (95)	4 <sup>3</sup> / <sub>8</sub> (111)	5 (127)	5 <sup>5</sup> / <sub>8</sub> (143)	6 <sup>1</sup> / <sub>4</sub> (159)
Min. edge distance <sup>3</sup>	$c_{min}$	in. (mm)	1 <sup>7</sup> / <sub>8</sub> (48)	2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (64)	3 <sup>1</sup> / <sub>8</sub> (79)	3 <sup>3</sup> / <sub>4</sub> (95)	4 <sup>3</sup> / <sub>8</sub> (111)	5 (127)	5 <sup>5</sup> / <sub>8</sub> (143)	6 <sup>1</sup> / <sub>4</sub> (159)
Minimum member thickness	$h_{min}$	in. (mm)	$h_{ef} + 1\frac{1}{4}$ ( $h_{ef} + 30$ )		$h_{ef} + 2d_o$					
Critical edge distance – splitting (for uncracked concrete)	$c_{ac}$	-	See Section 4.1.10 of this report.							
Strength reduction factor for tension, concrete failure modes, Condition B <sup>2</sup>	$\phi$	-	0.65							
Strength reduction factor for shear, concrete failure modes, Condition B <sup>2</sup>	$\phi$	-	0.70							

For **SI**: 1 inch  $\equiv$  25.4 mm, 1 lbf = 4.448 N, 1 psi = 0.006897 MPa.

For pound-inch units: 1 mm = 0.03937 inches, 1 N = 0.2248 lbf, 1 MPa = 145.0 psi

<sup>1</sup>Additional setting information is described in Figure 5, installation instructions.

<sup>2</sup>Values provided for post-installed anchors installed under Condition B without supplementary reinforcement.

<sup>3</sup>For installations with 1<sup>3</sup>/<sub>4</sub>-inch edge distance refer to Section 4.1.10 for spacing and maximum torque requirements.



**TABLE 25—BOND STRENGTH DESIGN INFORMATION FOR U.S. CUSTOMARY UNIT REINFORCING BARS IN HOLES DRILLED WITH A HAMMER DRILL AND CARBIDE BIT<sup>1,4</sup>**

DESIGN INFORMATION		Symbol	Units	Bar size							
				#3	#4	#5	#6	#7	#8	#9	#10
Temperature range A <sup>3</sup>	Characteristic bond strength and minimum anchor embedment in cracked concrete	$\tau_{k,cr}$	psi (MPa)	1,090 (7.5)	1,075 (7.4)	1,045 (7.2)	1,000 (6.9)	915 (6.3)	855 (5.9)	800 (5.5)	730 (5.0)
		$h_{ef,min}$	in. (mm)	2 <sup>3</sup> / <sub>8</sub> (60)	2 <sup>3</sup> / <sub>4</sub> (70)	3 <sup>1</sup> / <sub>8</sub> (79)	3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (89)	3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (89)	4 (102)	4 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (114)	5 (127)
		$h_{ef,max}$	in. (mm)	7 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (191)	10 (254)	12 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (318)	15 (381)	17 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (445)	20 (508)	22 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (572)	25 (635)
	Characteristic bond strength and minimum anchor embedment in uncracked concrete	$\tau_{k,uncr}$	psi (MPa)	2,265 (15.6)	2,235 (15.4)	2,145 (14.8)	2,065 (14.3)	2,000 (13.8)	1,945 (13.4)	1,900 (13.1)	1,860 (12.8)
		$h_{ef,min}$	in. (mm)	2 <sup>3</sup> / <sub>8</sub> (60)	2 <sup>3</sup> / <sub>4</sub> (70)	3 <sup>1</sup> / <sub>8</sub> (79)	3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (89)	3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (89)	4 (102)	4 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (114)	5 (127)
		$h_{ef,max}$	in. (mm)	7 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (191)	10 (254)	12 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (318)	15 (381)	17 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (445)	20 (508)	22 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (572)	25 (635)
Temperature range B <sup>3</sup>	Characteristic bond strength and minimum anchor embedment in cracked concrete <sup>2</sup>	$\tau_{k,cr}$	psi (MPa)	444 (3.1)	431 (3.0)	379 (2.6)	345 (2.4)	316 (2.2)	294 (2.0)	276 (1.9)	260 (1.8)
		$h_{ef,min}$	in. (mm)	2 <sup>3</sup> / <sub>8</sub> (60)	2 <sup>3</sup> / <sub>4</sub> (70)	3 <sup>1</sup> / <sub>8</sub> (79)	3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (89)	3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (89)	4 (102)	4 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (114)	5 (127)
		$h_{ef,max}$	in. (mm)	7 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (191)	10 (254)	12 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (318)	15 (381)	17 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (445)	20 (508)	22 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (572)	25 (635)
	Characteristic bond strength and minimum anchor embedment in uncracked concrete <sup>2</sup>	$\tau_{k,uncr}$	psi (MPa)	781 (5.4)	772 (5.3)	739 (5.1)	714 (4.9)	691 (4.8)	672 (4.6)	656 (4.5)	643 (4.4)
		$h_{ef,min}$	in. (mm)	2 <sup>3</sup> / <sub>8</sub> (60)	2 <sup>3</sup> / <sub>4</sub> (70)	3 <sup>1</sup> / <sub>8</sub> (79)	3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (89)	3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (89)	4 (102)	4 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (114)	5 (127)
		$h_{ef,max}$	in. (mm)	7 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (191)	10 (254)	12 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (318)	15 (381)	17 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (445)	20 (508)	22 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (572)	25 (635)
Permissible installation conditions	Dry concrete	$\phi_d$	-	0.65	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
	Water-saturated concrete	$\phi_{ws}$	-	0.55	0.55	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
		$\kappa_{ws}$	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.97	0.94
	Water-filled hole	$\phi_{wf}$	-	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
		$\kappa_{wf}$	-	1.00	1.00	0.96	0.91	0.87	0.84	0.82	0.79
	Underwater application	$\phi_{UW}$	-	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$\kappa_{UW}$		-	0.95	0.94	0.94	0.93	0.92	0.92	0.92	0.91	

For SI: 1 inch ≅ 25.4 mm, 1 lbf = 4.448 N, 1 psi = 0.006897 MPa.

For pound-inch units: 1 mm = 0.03937 inches, 1 N = 0.2248 lbf, 1 MPa = 145.0 psi

<sup>1</sup> Bond strength values correspond to concrete compressive strength in the range 2,500 psi ≤  $f'_c$  ≤ 4,500 psi. For the range 4,500 psi <  $f'_c$  ≤ 6,500 psi, tabulated characteristic bond strengths may be increased by 6 percent. For the range 6,500 psi <  $f'_c$  ≤ 8,000 psi, tabulated characteristic bond strengths may be increased by 10 percent.

<sup>2</sup> Characteristic bond strengths are for sustained loads including dead and live loads. For load combinations consisting of short-term loads only such as wind and seismic, bond strengths may be increased 40 percent.

<sup>3</sup> Temperature range A: Maximum short term temperature = 110°F (43°C), Maximum long term temperature = 80°F (26°C).

Temperature range B: Maximum short term temperature = 162°F (72°C), Maximum long term temperature = 110°F (43°C).

Short term elevated concrete temperatures are those that occur over brief intervals, e.g., as a result of diurnal cycling. Long term concrete temperatures are roughly constant over significant periods of time.

<sup>4</sup> For structures assigned to Seismic Design Categories C, D, E or F, bond strength values must be multiplied by  $\alpha_{N,seis} = 0.65$ .

**TABLE 26—BOND STRENGTH DESIGN INFORMATION FOR U.S. CUSTOMARY UNIT REINFORCING BARS IN HOLES DRILLED WITH A CORE DRILL<sup>1,4</sup>**

DESIGN INFORMATION		Symbol	Units	Bar size							
				#3	#4	#5	#6	#7	#8	#9	#10
Temperature range A <sup>3</sup>	Characteristic bond strength and minimum anchor embedment in uncracked concrete	$\tau_{k,uncr}$	psi (MPa)	1,740 (12.0)	1,705 (11.7)	1,555 (10.7)	1,440 (9.9)	1,355 (9.4)	1,280 (8.8)	1,225 (8.4)	1,170 (8.1)
		$h_{ef,min}$	in. (mm)	2 <sup>3</sup> / <sub>8</sub> (60)	2 <sup>3</sup> / <sub>4</sub> (70)	3 <sup>1</sup> / <sub>8</sub> (79)	3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (89)	3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (89)	4 (102)	4 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (114)	5 (127)
		$h_{ef,max}$	in. (mm)	7 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (191)	10 (254)	12 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (318)	15 (381)	17 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (445)	20 (508)	22 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (572)	25 (635)
Temperature range B <sup>3</sup>	Characteristic bond strength and minimum anchor embedment in uncracked concrete <sup>2</sup>	$\tau_{k,uncr}$	psi (MPa)	600 (4.1)	590 (4.1)	535 (3.7)	495 (3.4)	470 (3.2)	440 (3.1)	425 (2.9)	405 (2.8)
		$h_{ef,min}$	in. (mm)	2 <sup>3</sup> / <sub>8</sub> (60)	2 <sup>3</sup> / <sub>4</sub> (70)	3 <sup>1</sup> / <sub>8</sub> (79)	3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (89)	3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (89)	4 (102)	4 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (114)	5 (127)
		$h_{ef,max}$	in. (mm)	7 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (191)	10 (254)	12 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (318)	15 (381)	17 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (445)	20 (508)	22 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> (572)	25 (635)
Permissible installation conditions	Dry concrete	$\phi_d$	-	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.45	0.45	0.45
	Water-saturated concrete	$\phi_{ws}$	-	0.65	0.55	0.55	0.55	0.45	0.45	0.45	0.45
		$\kappa_{ws}$	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.95	0.91	0.88

For SI: 1 inch ≅ 25.4 mm, 1 lbf = 4.448 N, 1 psi = 0.006897 MPa.

For pound-inch units: 1 mm = 0.03937 inches, 1 N = 0.2248 lbf, 1 MPa = 145.0 psi

<sup>1</sup> Bond strength values correspond to concrete compressive strength in the range 2,500 psi ≤  $f_c$  ≤ 4,500 psi. For the range 4,500 psi <  $f_c$  ≤ 6,500 psi, tabulated characteristic bond strengths may be increased by 6 percent. For the range 6,500 psi <  $f_c$  ≤ 8,000 psi, tabulated characteristic bond strengths may be increased by 10 percent.

<sup>2</sup> Characteristic bond strengths are for sustained loads including dead and live loads. For load combinations consisting of short-term loads only such as wind and seismic, bond strengths may be increased 40 percent.

<sup>3</sup> Temperature range A: Maximum short term temperature = 110°F (43°C), Maximum long term temperature = 80°F (26°C).

Temperature range B: Maximum short term temperature = 162°F (72°C), Maximum long term temperature = 110°F (43°C).

Short term elevated concrete temperatures are those that occur over brief intervals, e.g., as a result of diurnal cycling. Long term concrete temperatures are roughly constant over significant periods of time.

<sup>4</sup> Bond strength values applicable to Seismic Design Categories A and B only.

TABLE 27—STEEL DESIGN INFORMATION FOR EU METRIC REINFORCING BARS<sup>1</sup>

DESIGN INFORMATION	Symbol	Units	Bar size									
			8	10	12	14	16	20	25	28	32	
Nominal bar diameter	$d$	mm (in.)	8.0 (0.315)	10.0 (0.394)	12.0 (0.472)	14.0 (0.551)	16.0 (0.630)	20.0 (0.787)	25.0 (0.984)	28.0 (1.102)	32.0 (1.260)	
Bar effective cross-sectional area	$A_{se}$	mm <sup>2</sup> (in. <sup>2</sup> )	50.3 (0.078)	78.5 (0.122)	113.1 (0.175)	153.9 (0.239)	201.1 (0.312)	314.2 (0.487)	490.9 (0.761)	615.8 (0.954)	804.2 (1.247)	
DIN 488 BSt 550/500	Nominal strength as governed by steel strength	$N_{sa}$	kN (lb)	27.5 (6,215)	43.0 (9,711)	62.0 (13,984)	84.5 (19,034)	110.5 (24,860)	173.0 (38,844)	270.0 (60,694)	338.5 (76,135)	442.5 (99,441)
		$V_{sa}$	kN (lb)	16.5 (3,729)	26.0 (5,827)	37.5 (8,390)	51.0 (11,420)	66.5 (14,916)	103.0 (23,307)	162.0 (36,416)	203.0 (45,681)	265.5 (59,665)
	Reduction for seismic shear	$\alpha_{V,seis}$	-	0.70								
	Strength reduction factor $\phi$ for tension <sup>2</sup>	$\phi$	-	0.65								
	Strength reduction factor $\phi$ for shear <sup>2</sup>	$\phi$	-	0.60								

For SI: 1 inch  $\equiv$  25.4 mm, 1 lbf = 4.448 N, 1 psi = 0.006897 MPa.  
 For pound-inch units: 1 mm = 0.03937 inches, 1 N = 0.2248 lbf, 1 MPa = 145.0 psi

<sup>1</sup> Values provided for common rod material types based on specified strengths and calculated in accordance with ACI 318-11 Eq. (D-2) and Eq. (D-29). Other material specifications are admissible. Nuts and washers must be appropriate for the rod.

<sup>2</sup> For use with the load combinations of ACI 318 Section 9.2, as set forth in ACI 318 Section D.4.3.

TABLE 28—CONCRETE BREAKOUT DESIGN INFORMATION FOR EU METRIC REINFORCING BARS IN HOLES DRILLED WITH A HAMMER DRILL AND CARBIDE BIT<sup>1</sup>

DESIGN INFORMATION	Symbol	Units	Bar size								
			8	10	12	14	16	20	25	28	32
Effectiveness factor for cracked concrete	$k_{c,cr}$	SI (in-lb)	7.1 (17)								
Effectiveness factor for uncracked concrete	$k_{c,uncr}$	SI (in-lb)	10 (24)								
Min. bar spacing <sup>3</sup>	$s_{min}$	mm (in.)	40 (1.6)	50 (2)	60 (2.4)	70 (2.8)	80 (3.1)	100 (3.9)	125 (4.9)	140 (5.5)	160 (6.3)
Min. edge distance <sup>3</sup>	$c_{min}$	mm (in.)	40 (1.6)	50 (2)	60 (2.4)	70 (2.8)	80 (3.1)	100 (3.9)	125 (4.9)	140 (5.5)	160 (6.3)
Minimum member thickness	$h_{min}$	mm (in.)	$h_{ef} + 30$ ( $h_{ef} + 1\frac{1}{4}$ )			$h_{ef} + 2d_o$					
Critical edge distance – splitting (for uncracked concrete)	$c_{ac}$	-	See Section 4.1.10 of this report.								
Strength reduction factor for tension, concrete failure modes, Condition B <sup>2</sup>	$\phi$	-	0.65								
Strength reduction factor for shear, concrete failure modes, Condition B <sup>2</sup>	$\phi$	-	0.70								

For SI: 1 inch  $\equiv$  25.4 mm, 1 lbf = 4.448 N, 1 psi = 0.006897 MPa.  
 For pound-inch units: 1 mm = 0.03937 inches, 1 N = 0.2248 lbf, 1 MPa = 145.0 psi

<sup>1</sup> Additional setting information is described in Figure 5, installation instructions.

<sup>2</sup> Values provided for post-installed anchors installed under Condition B without supplementary reinforcement.

<sup>3</sup> For installations with 1<sup>3</sup>/<sub>4</sub>-inch edge distance refer to Section 4.1.10 for spacing and maximum torque requirements.

**TABLE 29—BOND STRENGTH DESIGN INFORMATION FOR EU METRIC REINFORCING BARS IN HOLES DRILLED WITH A HAMMER DRILL AND CARBIDE BIT<sup>1,4</sup>**

DESIGN INFORMATION		Symbol	Units	Bar size								
				8	10	12	14	16	20	25	28	32
Temperature range A <sup>3</sup>	Characteristic bond strength and minimum anchor embedment in cracked concrete	$\tau_{k,cr}$	MPa (psi)	7.5 (1,092)	7.5 (1,092)	7.5 (1,092)	7.5 (1,068)	7.0 (1,044)	6.5 (972)	6.0 (862)	5.5 (806)	5.0 (732)
		$h_{ef,min}$	mm (in.)	60 (2.36)	60 (2.36)	70 (2.76)	75 (2.95)	80 (3.15)	90 (3.54)	100 (3.94)	112 (4.41)	128 (5.04)
		$h_{ef,max}$	mm (in.)	160 (6.3)	200 (7.9)	240 (9.4)	280 (11.1)	320 (12.6)	400 (15.7)	500 (19.8)	560 (22.2)	640 (25.3)
	Characteristic bond strength and minimum anchor embedment in uncracked concrete	$\tau_{k,uncr}$	MPa (psi)	15.5 (2,264)	15.5 (2,264)	15.5 (2,264)	15.0 (2,198)	15.0 (2,142)	14.0 (2,039)	13.5 (1,955)	13.0 (1,908)	13.0 (1,862)
		$h_{ef,min}$	mm (in.)	60 (2.36)	60 (2.36)	70 (2.76)	75 (2.95)	80 (3.15)	90 (3.54)	100 (3.94)	112 (4.41)	128 (5.04)
		$h_{ef,max}$	mm (in.)	160 (6.3)	200 (7.9)	240 (9.4)	280 (11.1)	320 (12.6)	400 (15.7)	500 (19.8)	560 (22.2)	640 (25.3)
Temperature range B <sup>3</sup>	Characteristic bond strength and minimum anchor embedment in cracked concrete <sup>2</sup>	$\tau_{k,cr}$	MPa (psi)	3.0 (444)	3.0 (444)	3.0 (444)	3.0 (410)	2.5 (379)	2.5 (336)	2.0 (298)	2.0 (278)	2.0 (260)
		$h_{ef,min}$	mm (in.)	60 (2.36)	60 (2.36)	70 (2.76)	75 (2.95)	80 (3.15)	90 (3.54)	100 (3.94)	112 (4.41)	128 (5.04)
		$h_{ef,max}$	mm (in.)	160 (6.3)	200 (7.9)	240 (9.4)	280 (11.1)	320 (12.6)	400 (15.7)	500 (19.8)	560 (22.2)	640 (25.3)
	Characteristic bond strength and minimum anchor embedment in uncracked concrete <sup>2</sup>	$\tau_{k,uncr}$	MPa (psi)	5.5 (781)	5.5 (781)	5.5 (781)	5.0 (759)	5.0 (739)	5.0 (704)	4.5 (675)	4.5 (659)	4.5 (643)
		$h_{ef,min}$	mm (in.)	60 (2.36)	60 (2.36)	70 (2.76)	75 (2.95)	80 (3.15)	90 (3.54)	100 (3.94)	112 (4.41)	128 (5.04)
		$h_{ef,max}$	mm (in.)	160 (6.3)	200 (7.9)	240 (9.4)	280 (11.1)	320 (12.6)	400 (15.7)	500 (19.8)	560 (22.2)	640 (25.3)
Permissible installation conditions	Dry concrete	$\phi_d$	-	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
	Water-saturated concrete	$\phi_{ws}$	-	0.55	0.55	0.55	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
		$\kappa_{ws}$	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.97	0.94	0.94
	Water-filled hole	$\phi_{wf}$	-	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
		$\kappa_{wf}$	-	1.00	1.00	1.00	0.96	0.93	0.87	0.82	0.79	0.79
	Underwater application	$\phi_{uw}$	-	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$\kappa_{uw}$		-	0.95	0.95	0.94	0.94	0.93	0.92	0.92	0.91	0.91	

For SI: 1 inch  $\equiv$  25.4 mm, 1 lbf = 4.448 N, 1 psi = 0.006897 MPa.  
 For pound-inch units: 1 mm = 0.03937 inches, 1 N = 0.2248 lbf, 1 MPa = 145.0 psi

<sup>1</sup> Bond strength values correspond to concrete compressive strength in the range 2,500 psi  $\leq f_c \leq$  4,500 psi. For the range 4,500 psi  $< f_c \leq$  6,500 psi, tabulated characteristic bond strengths may be increased by 6 percent. For the range 6,500 psi  $< f_c \leq$  8,000 psi, tabulated characteristic bond strengths may be increased by 10 percent.

<sup>2</sup> Characteristic bond strengths are for sustained loads including dead and live loads. For load combinations consisting of short-term loads only such as wind and seismic, bond strengths may be increased 40 percent.

<sup>3</sup> Temperature range A: Maximum short term temperature = 110°F (43°C), Maximum long term temperature = 80°F (26°C).

Temperature range B: Maximum short term temperature = 162°F (72°C), Maximum long term temperature = 110°F (43°C).

Short term elevated concrete temperatures are those that occur over brief intervals, e.g., as a result of diurnal cycling. Long term concrete temperatures are roughly constant over significant periods of time.

<sup>4</sup> For structures assigned to Seismic Design Categories C, D, E or F, bond strength values must be multiplied by  $\alpha_{N,seis} = 0.65$ .

**TABLE 30—BOND STRENGTH DESIGN INFORMATION FOR EU METRIC REINFORCING BARS IN HOLES DRILLED WITH A CORE DRILL<sup>1,4</sup>**

DESIGN INFORMATION		Symbol	Units	Bar size								
				8	10	12	14	16	20	25	28	32
Temperature range A <sup>3</sup>	Characteristic bond strength and minimum anchor embedment in uncracked concrete	$\tau_{k,uncr}$	MPa (psi)	12.0 (1,740)	12.0 (1,740)	12.0 (1,740)	11.5 (1,637)	10.5 (1,553)	9.5 (1,413)	9.0 (1,291)	8.5 (1,235)	8.0 (1,169)
		$h_{ef,min}$	mm (in.)	60 (2.36)	60 (2.36)	70 (2.76)	75 (2.95)	80 (3.15)	90 (3.54)	100 (3.94)	112 (4.41)	128 (5.04)
		$h_{ef,max}$	mm (in.)	160 (6.3)	200 (7.9)	240 (9.4)	280 (11.1)	320 (12.6)	400 (15.7)	500 (19.8)	560 (22.2)	640 (25.3)
Temperature range B <sup>3</sup>	Characteristic bond strength and minimum anchor embedment in uncracked concrete <sup>2</sup>	$\tau_{k,uncr}$	MPa (psi)	4.0 (601)	4.0 (601)	4.0 (601)	4.0 (565)	3.5 (536)	3.5 (488)	3.0 (446)	3.0 (426)	3.0 (404)
		$h_{ef,min}$	mm (in.)	60 (2.36)	60 (2.36)	70 (2.76)	75 (2.95)	80 (3.15)	90 (3.54)	100 (3.94)	112 (4.41)	128 (5.04)
		$h_{ef,max}$	mm (in.)	160 (6.3)	200 (7.9)	240 (9.4)	280 (11.1)	320 (12.6)	400 (15.7)	500 (19.8)	560 (22.2)	640 (25.3)
Permissible installation conditions	Dry concrete	$\phi_d$	-	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.45	0.45	0.45
	Water-saturated concrete	$\phi_{ws}$	-	0.55	0.55	0.55	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
		$\kappa_{ws}$	-	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.92	0.88	0.88

For **SI**: 1 inch  $\equiv$  25.4 mm, 1 lbf = 4.448 N, 1 psi = 0.006897 MPa.  
 For pound-inch units: 1 mm = 0.03937 inches, 1 N = 0.2248 lbf, 1 MPa = 145.0 psi

<sup>1</sup> Bond strength values correspond to concrete compressive strength in the range 2,500 psi  $\leq f_c \leq$  4,500 psi. For the range 4,500 psi  $< f_c \leq$  6,500 psi, tabulated characteristic bond strengths may be increased by 6 percent. For the range 6,500 psi  $< f_c \leq$  8,000 psi, tabulated characteristic bond strengths may be increased by 10 percent.

<sup>2</sup> Characteristic bond strengths are for sustained loads including dead and live loads. For load combinations consisting of short-term loads only such as wind and seismic, bond strengths may be increased 40 percent.

<sup>3</sup> Temperature range A: Maximum short term temperature = 110°F (43°C), Maximum long term temperature = 80°F (26°C).

Temperature range B: Maximum short term temperature = 162°F (72°C), Maximum long term temperature = 110°F (43°C).

Short term elevated concrete temperatures are those that occur over brief intervals, e.g., as a result of diurnal cycling. Long term concrete temperatures are roughly constant over significant periods of time.

<sup>4</sup> Bond strength values applicable to Seismic Design Categories A and B only.

**TABLE 31—STEEL DESIGN INFORMATION FOR CANADIAN METRIC REINFORCING BARS<sup>1</sup>**

DESIGN INFORMATION		Symbol	Units	Bar size				
				10 M	15 M	20 M	25 M	30 M
Nominal bar diameter		$d$	mm (in.)	11.3 (0.445)	16.0 (0.630)	19.5 (0.768)	25.2 (0.992)	29.9 (1.177)
Bar effective cross-sectional area		$A_{se}$	mm <sup>2</sup> (in. <sup>2</sup> )	100.3 (0.155)	201.1 (0.312)	298.6 (0.463)	498.8 (0.773)	702.2 (1.088)
CSA G30	Nominal strength as governed by steel strength	$N_{sa}$	kN (lb)	54.0 (12,175)	108.5 (24,408)	161.5 (36,255)	270.0 (60,548)	380.0 (85,239)
		$V_{sa}$	kN (lb)	32.5 (7,305)	65.0 (14,645)	97.0 (21,753)	161.5 (36,329)	227.5 (51,144)
	Reduction for seismic shear	$\alpha_{V,seis}$	-	0.70				
	Strength reduction factor $\phi$ for tension <sup>2</sup>	$\phi$	-	0.65				
	Strength reduction factor $\phi$ for shear <sup>2</sup>	$\phi$	-	0.60				

For **SI**: 1 inch  $\equiv$  25.4 mm, 1 lbf = 4.448 N, 1 psi = 0.006897 MPa.  
 For pound-inch units: 1 mm = 0.03937 inches, 1 N = 0.2248 lbf, 1 MPa = 145.0 psi

<sup>1</sup> Values provided for common rod material types based on specified strengths and calculated in accordance with ACI 318-11 Eq. (D-2) and Eq. (D-29). Other material specifications are admissible. Use nuts and washers appropriate for the rod strength.

<sup>2</sup> For use with the load combinations of ACI 318 Section 9.2, as set forth in ACI 318 Section D.4.3.

**TABLE 32—CONCRETE BREAKOUT DESIGN INFORMATION FOR CANADIAN  
METRIC REINFORCING BARS IN HOLES DRILLED WITH A HAMMER DRILL AND CARBIDE BIT<sup>1</sup>**

DESIGN INFORMATION	Symbol	Units	Bar size				
			10 M	15 M	20 M	25 M	30 M
Effectiveness factor for cracked concrete	$k_{c,cr}$	SI (in-lb)	7.1 (17)				
Effectiveness factor for uncracked concrete	$k_{c,uncr}$	SI (in-lb)	10 (24)				
Min. bar spacing <sup>3</sup>	$s_{min}$	mm (in.)	57 (2.2)	80 (3.1)	98 (3.8)	126 (5.0)	150 (5.9)
Min. edge distance <sup>3</sup>	$c_{min}$	mm (in.)	57 (2.2)	80 (3.1)	98 (3.8)	126 (5.0)	150 (5.9)
Minimum member thickness	$h_{min}$	mm (in.)	$h_{ef} + 30$ $(h_{ef} + 1\frac{1}{4})$	$h_{ef} + 2d_o$			
Critical edge distance – splitting (for uncracked concrete)	$c_{ac}$	-	See Section 4.1.10 of this report.				
Strength reduction factor for tension, concrete failure modes, Condition B <sup>2</sup>	$\phi$	-	0.65				
Strength reduction factor for shear, concrete failure modes, Condition B <sup>2</sup>	$\phi$	-	0.70				

For **SI**: 1 inch  $\equiv$  25.4 mm, 1 lbf = 4.448 N, 1 psi = 0.006897 MPa.

For pound-inch units: 1 mm = 0.03937 inches, 1 N = 0.2248 lbf, 1 MPa = 145.0 psi

<sup>1</sup>Additional setting information is described in Figure 5, installation instructions.

<sup>2</sup>Values provided for post-installed anchors installed under Condition B without supplementary reinforcement.

<sup>3</sup>For installations with 1<sup>3</sup>/<sub>4</sub> inch edge distance refer to Section 4.1.10 for spacing and maximum torque requirements.

**TABLE 33—BOND STRENGTH DESIGN INFORMATION FOR CANADIAN METRIC REINFORCING BARS IN HOLES DRILLED WITH A HAMMER DRILL AND CARBIDE BIT<sup>1,4</sup>**

DESIGN INFORMATION		Symbol	Units	Bar size				
				10 M	15 M	20 M	25 M	30 M
Temperature range A <sup>3</sup>	Characteristic bond strength and minimum anchor embedment in cracked concrete	$\tau_{k,cr}$	MPa (psi)	7.5 (1,092)	7.0 (1,044)	7.0 (991)	6.0 (852)	5.5 (777)
		$h_{ef,min}$	mm (in.)	60 (2.37)	80 (3.15)	90 (3.54)	101 (3.97)	120 (4.71)
		$h_{ef,max}$	mm (in.)	226 (9.0)	320 (12.6)	390 (15.4)	504 (20.0)	598 (23.6)
	Characteristic bond strength and minimum anchor embedment in uncracked concrete	$\tau_{k,uncr}$	MPa (psi)	15.5 (2,264)	15.0 (2,142)	14.0 (2,058)	13.5 (1,955)	13.0 (1,880)
		$h_{ef,min}$	mm (in.)	60 (2.37)	80 (3.15)	90 (3.54)	101 (3.97)	120 (4.71)
		$h_{ef,max}$	mm (in.)	226 (9.0)	320 (12.6)	390 (15.4)	504 (20.0)	598 (23.6)
Temperature range B <sup>3</sup>	Characteristic bond strength and minimum anchor embedment in cracked concrete <sup>2</sup>	$\tau_{k,cr}$	MPa (psi)	3.0 (444)	2.5 (379)	2.5 (342)	2.0 (294)	2.0 (271)
		$h_{ef,min}$	mm (in.)	60 (2.37)	80 (3.15)	90 (3.54)	101 (3.97)	120 (4.71)
		$h_{ef,max}$	mm (in.)	226 (9.0)	320 (12.6)	390 (15.4)	504 (20.0)	598 (23.6)
	Characteristic bond strength and minimum anchor embedment in uncracked concrete <sup>2</sup>	$\tau_{k,uncr}$	MPa (psi)	5.5 (781)	5.0 (739)	5.0 (710)	4.5 (675)	4.5 (649)
		$h_{ef,min}$	mm (in.)	60 (2.37)	80 (3.15)	90 (3.54)	101 (3.97)	120 (4.71)
		$h_{ef,max}$	mm (in.)	226 (9.0)	320 (12.6)	390 (15.4)	504 (20.0)	598 (23.6)
Permissible installation conditions	Dry concrete	$\phi_d$	-	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55
	Water-saturated concrete	$\phi_{ws}$	-	0.55	0.45	0.45	0.45	0.45
		$\kappa_{ws}$	-	1.0	1.0	1.0	1.0	0.96
	Water-filled hole	$\phi_{wf}$	-	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
		$\kappa_{wf}$	-	1.00	0.96	0.91	0.85	0.81
	Underwater application	$\phi_{UW}$	-	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$\kappa_{UW}$		-	0.95	0.94	0.93	0.92	0.92	

For SI: 1 inch = 25.4 mm, 1 lbf = 4.448 N, 1 psi = 0.006897 MPa.

For pound-inch units: 1 mm = 0.03937 inches, 1 N = 0.2248 lbf, 1 MPa = 145.0 psi

<sup>1</sup> Bond strength values correspond to concrete compressive strength in the range 2,500 psi ≤  $f'_c$  ≤ 4,500 psi. For the range 4,500 psi <  $f'_c$  ≤ 6,500 psi, tabulated characteristic bond strengths may be increased by 6 percent. For the range 6,500 psi <  $f'_c$  ≤ 8,000 psi, tabulated characteristic bond strengths may be increased by 10 percent.

<sup>2</sup> Characteristic bond strengths are for sustained loads including dead and live loads. For load combinations consisting of short-term loads only such as wind and seismic, bond strengths may be increased 40 percent.

<sup>3</sup> Temperature range A: Maximum short term temperature = 110°F (43°C), Maximum long term temperature = 80°F (26°C).

Temperature range B: Maximum short term temperature = 162°F (72°C), Maximum long term temperature = 110°F (43°C).

Short term elevated concrete temperatures are those that occur over brief intervals, e.g., as a result of diurnal cycling. Long term concrete temperatures are roughly constant over significant periods of time.

<sup>4</sup> For structures assigned to Seismic Design Categories C, D, E or F, bond strength values must be multiplied by  $\alpha_{N,seis} = 0.65$ .

**TABLE 34—BOND STRENGTH DESIGN INFORMATION FOR CANADIAN METRIC REINFORCING BARS IN HOLES DRILLED WITH A CORE DRILL<sup>1,4</sup>**

DESIGN INFORMATION		Symbol	Units	Bar size				
				10 M	15 M	20 M	25 M	30 M
Temperature range A <sup>3</sup>	Characteristic bond strength and minimum anchor embedment in uncracked concrete	$\tau_{k,uncr}$	MPa (psi)	12.0 (1,740)	10.5 (1,553)	10.0 (1,431)	9.0 (1,291)	8.5 (1,197)
		$h_{ef,min}$	mm (in.)	60 (2.37)	80 (3.15)	90 (3.54)	101 (3.97)	120 (4.71)
		$h_{ef,max}$	mm (in.)	226 (9.0)	320 (12.6)	390 (15.4)	504 (20.0)	598 (23.6)
Temperature range B <sup>3</sup>	Characteristic bond strength and minimum anchor embedment in uncracked concrete	$\tau_{k,uncr}$	MPa (psi)	4.0 (601)	3.5 (536)	3.5 (494)	3.0 (446)	3.0 (413)
		$h_{ef,min}$	mm (in.)	60 (2.37)	80 (3.15)	90 (3.54)	101 (3.97)	120 (4.71)
		$h_{ef,max}$	mm (in.)	226 (9.0)	320 (12.6)	390 (15.4)	504 (20.0)	598 (23.6)
Permissible installation conditions	Dry concrete	$\phi_d$	-	0.65	0.55	0.55	0.45	0.45
	Water-saturated concrete	$\phi_{ws}$	-	0.55	0.45	0.45	0.45	0.45
		$K_{ws}$	-	1.00	1.00	1.00	0.96	0.90

For SI: 1 inch  $\equiv$  25.4 mm, 1 lbf = 4.448 N, 1 psi = 0.006897 MPa.

For pound-inch units: 1 mm = 0.03937 inches, 1 N = 0.2248 lbf, 1 MPa = 145.0 psi

<sup>1</sup> Bond strength values correspond to concrete compressive strength in the range 2,500 psi  $\leq f'_c \leq$  4,500 psi. For the range 4,500 psi  $< f'_c \leq$  6,500 psi, tabulated characteristic bond strengths may be increased by 6 percent. For the range 6,500 psi  $< f'_c \leq$  8,000 psi, tabulated characteristic bond strengths may be increased by 10 percent.

<sup>2</sup> Characteristic bond strengths are for sustained loads including dead and live loads. For load combinations consisting of short-term loads only such as wind and seismic, bond strengths may be increased 40 percent.

<sup>3</sup> Temperature range A: Maximum short term temperature = 110°F (43°C), Maximum long term temperature = 80°F (26°C).

Temperature range B: Maximum short term temperature = 162°F (72°C), Maximum long term temperature = 110°F (43°C).

Short term elevated concrete temperatures are those that occur over brief intervals, e.g., as a result of diurnal cycling. Long term concrete temperatures are roughly constant over significant periods of time.

<sup>4</sup> Bond strength values applicable to Seismic Design Categories A and B only.



**FIGURE 3—HILTI HIT-RE 500-SD ANCHORING SYSTEM & STEEL ELEMENTS.**

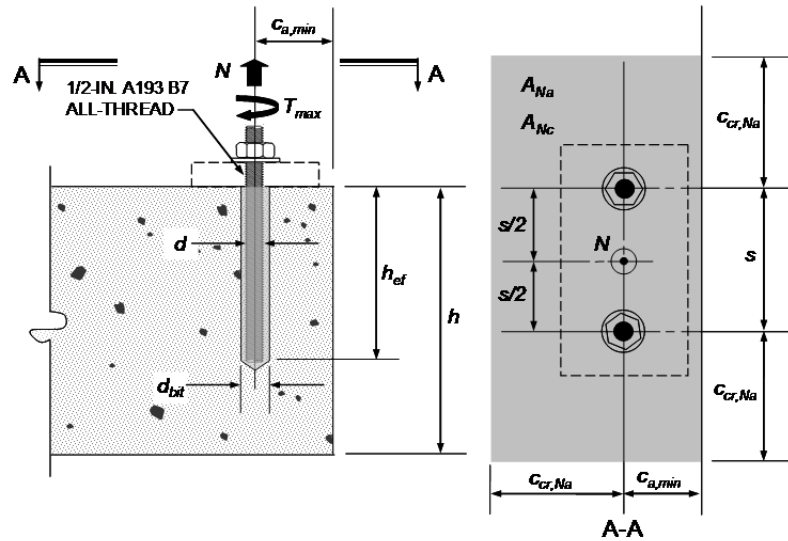


**Specifications / Assumptions:**

ASTM A193 Grade B7 threaded rod  
 Normal weight concrete,  $f'_c = 4,000$  psi  
 Seismic Design Category (SDC) B  
 No supplementary reinforcing in accordance with ACI 318-11 D.1 will be provided.  
 Assume maximum short term (diurnal) base material temperature  $\leq 110^\circ$  F.  
 Assume maximum long term base material temperature  $\leq 80^\circ$  F.  
 Assume installation in dry concrete and hammer-drilled holes.  
 Assume concrete will remain uncracked for service life of anchorage.

**Dimensional Parameters:**

$h_{ef} = 9.0$  in.  
 $s = 4.0$  in.  
 $c_{a,min} = 2.5$  in.  
 $h = 12.0$  in.  
 $d = 1/2$  in.



Calculation in accordance with ACI 318-11 Appendix D and this report	ACI 318 Code Ref.	Report Ref.
<p><b>Step 1. Check minimum edge distance, anchor spacing and member thickness:</b></p> <p><math>c_{min} = 2.5 \text{ in.} \leq c_{a,min} = 2.5 \text{ in.} \therefore \text{OK}</math>  <math>s_{min} = 2.5 \text{ in.} \leq s = 4.0 \text{ in.} \therefore \text{OK}</math>  <math>h_{min} = h_{ef} + 1.25 \text{ in.} = 9.0 + 1.25 = 10.25 \text{ in.} \leq h = 12.0 \therefore \text{OK}</math>  <math>h_{ef,min} \leq h_{ef} \leq h_{ef,max} = 2.75 \text{ in.} \leq 9 \text{ in.} \leq 10 \text{ in.} \therefore \text{OK}</math></p>	-	Table 8 Table 9
<p><b>Step 2. Check steel strength in tension:</b></p> <p>Single Anchor: <math>N_{sa} = A_{se} \cdot f_{uta} = 0.1419 \text{ in}^2 \cdot 125,000 \text{ psi} = 17,738 \text{ lb.}</math>                      Anchor Group: <math>\phi N_{sa} = \phi \cdot n \cdot A_{se} \cdot f_{uta} = 0.75 \cdot 2 \cdot 17,738 \text{ lb.} = 26,606 \text{ lb.}</math>                      Or using Table 7: <math>\phi N_{sa} = 0.75 \cdot 2 \cdot 17,735 \text{ lb.} = 26,603 \text{ lb.}</math></p>	D.5.1.2 Eq. (D-2)	Table 2 Table 7
<p><b>Step 3. Check concrete breakout strength in tension:</b></p> <p><math>N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nc0}} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{ed,N} \cdot \psi_{c,N} \cdot \psi_{cp,N} \cdot N_b</math></p>	D.5.2.1 Eq. (D-4)	-
<p><math>A_{Nc} = (3 \cdot h_{ef} + s)(1.5 \cdot h_{ef} + c_{a,min}) = (3 \cdot 9 + 4)(13.5 + 2.5) = 496 \text{ in}^2</math></p>	-	-
<p><math>A_{Nc0} = 9 \cdot h_{ef}^2 = 729 \text{ in}^2</math></p>	D.5.2.1 and Eq. (D-5)	-
<p><math>\psi_{ec,N} = 1.0</math> no eccentricity of tension load with respect to tension-loaded anchors</p>	D.5.2.4	-
<p><math>\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c_{a,min}}{1.5h_{ef}} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{2.5}{1.5 \cdot 9} = 0.76</math></p>	D.5.2.5 and Eq. (D-10)	-
<p><math>\psi_{c,N} = 1.0</math> uncracked concrete assumed (<math>k_{c,uncr} = 24</math>)</p>	D.5.2.6	Table 8
<p>Determine <math>c_{ac}</math>:                      From Table 9: <math>\tau_{uncr} = 2,235 \text{ psi}</math>  <math>\tau_{uncr} = \frac{k_{c,uncr}}{\pi \cdot d} \sqrt{h_{ef} \cdot f'_c} = \frac{24}{\pi \cdot 0.5} \sqrt{9.0 \cdot 4,000} = 2,899 \text{ psi} &gt; 2,235 \text{ psi} \therefore \text{use } 2,235 \text{ psi}</math>  <math>c_{ac} = h_{ef} \cdot \left( \frac{\tau_{uncr}}{1,160} \right)^{0.4} \cdot \left[ 3.1 - 0.7 \cdot \frac{h}{h_{ef}} \right] = 9 \cdot \left( \frac{2,235}{1,160} \right)^{0.4} \cdot \left[ 3.1 - 0.7 \cdot \frac{12}{9} \right] = 25.4 \text{ in.}</math></p>	-	Section 4.1.10 Table 9
<p>For <math>c_{a,min} &lt; c_{ac}</math> <math>\psi_{cp,N} = \frac{\max\{c_{a,min}; 1.5 \cdot h_{ef}\}}{c_{ac}} = \frac{\max\{2.5; 1.5 \cdot 9\}}{25.4} = 0.53</math></p>	D.5.2.7 and Eq. (D-12)	-
<p><math>N_b = k_{c,uncr} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h_{ef}^{1.5} = 24 \cdot 1.0 \cdot \sqrt{4,000} \cdot 9^{1.5} = 40,983 \text{ lb.}</math></p>	D.5.2.2 and Eq. (D-6)	Table 8
<p><math>N_{cbg} = \frac{496}{729} \cdot 1.0 \cdot 0.76 \cdot 1.0 \cdot 0.53 \cdot 40,983 = 11,232 \text{ lb.}</math></p>	-	-
<p><math>\phi N_{cbg} = 0.65 \cdot 11,232 = 7,301 \text{ lb.}</math></p>	D.4.3(c)	Table 8

FIGURE 4—SAMPLE CALCULATION

<p><b>Step 4. Check bond strength in tension:</b></p> $N_{ag} = \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} \cdot \psi_{ec,Na} \cdot \psi_{ed,Na} \cdot \psi_{cp,Na} \cdot N_{ba}$	<p><b>D.5.5.1 Eq. (D-19)</b></p>	<p>-</p>
$A_{Na} = (2C_{Na} + s)(C_{Na} + c_{a,min})$ $C_{Na} = 10d_a \sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{1,100}} = 10 \cdot 0.5 \cdot \sqrt{\frac{2,235}{1,100}} = 7.13 \text{ in.}$ $A_{Na} = (2 \cdot 7.13 + 4)(7.13 + 2.5) = 175.8 \text{ in}^2$	<p><b>D.5.5.1 Eq. (D-21)</b></p>	<p><b>Table 9</b></p>
$A_{Na0} = (2C_{Na})^2 = (2 \cdot 7.13)^2 = 203.3 \text{ in}^2$	<p><b>D.5.5.1 and Eq. (D-20)</b></p>	<p>-</p>
<p><math>\psi_{ec,Na} = 1.0</math> no eccentricity – loading is concentric</p>	<p><b>D.5.5.3</b></p>	<p>-</p>
$\psi_{ed,Na} = \left( 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c_{a,min}}{C_{Na}} \right) = \left( 0.7 + 0.3 \cdot \frac{2.5}{7.13} \right) = 0.81$	<p><b>D5.5.4</b></p>	<p>-</p>
$\psi_{cp,Na} = \frac{\max\{c_{a,min}; C_{Na}\}}{c_{ac}} = \frac{\max\{2.5; 7.13\}}{25.4} = 0.28$	<p><b>D.5.5.5</b></p>	<p>-</p>
$N_{ba} = \lambda \cdot \tau_{uncr} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} = 1.0 \cdot 2,235 \cdot \pi \cdot 0.5 \cdot 9.0 = 31,597 \text{ lb.}$	<p><b>D.5.5.2 and Eq. (D-22)</b></p>	<p><b>Table 9</b></p>
$N_{ag} = \frac{175.8}{203.3} \cdot 1.0 \cdot 0.81 \cdot 0.28 \cdot 31,597 = 6,197 \text{ lb.}$	<p>-</p>	<p>-</p>
<p><math>\phi N_{ag} = 0.65 \cdot 6,197 = 4,028 \text{ lb.}</math></p>	<p><b>D.4.3(c)</b></p>	<p><b>Table 9</b></p>
<p><b>Step 5. Determine controlling strength:</b></p> <p>Steel Strength <math>\phi N_{sa} = 26,603 \text{ lb.}</math></p> <p>Concrete Breakout Strength <math>\phi N_{cbg} = 7,301 \text{ lb.}</math></p> <p>Bond Strength <math>\phi N_{ag} = 4,028 \text{ lb. CONTROLS}</math></p>	<p><b>D.4.1</b></p>	<p>-</p>

FIGURE 4—SAMPLE CALCULATION (Continued)



**HILTI HIT-RE 500-SD**  
**See the Material Safety Data Sheet for this product before handling.**  
**For Industrial Use Only. Keep out of the reach of children!**  
**Danger:** Corrosive. Harmful if inhaled or swallowed. Can cause eye and skin burns. Risk of serious damage to eyes. Can cause sensitization with some individuals.  
**Contains:** quartz sand.  
**Precautions:** Wear suitable protection clothing, eye protection and gloves. Do not get in eyes. Avoid contact with the skin. Avoid inhalation of vapors. Avoid inhalation of dusts during demolition/removal.  
**First Aid:** For eye contact, flush with water for 15 minutes while holding the eyelids apart. Seek medical attention immediately. For skin contact, wash immediately with soap and water. If ingested, drink two glasses of water and seek medical attention immediately.

**HILTI HIT-RE 500-SD**  
**Se reporter à la Fiche de données de sécurité de produit déjà l'usage.**  
**Pour usage industriel seulement. Tenir hors de la portée des enfants!**  
**Danger:** Corrosif. Nocif si respiré ou avalé. Peut brûler les yeux et la peau. Risque de lésions oculaires graves. Peut entraîner la sensibilisation chez certains individus.  
**Contient du:** sable quartzéux.  
**Précautions:** Pour travailler, porter des vêtements, des gants et une protection pour les yeux. Éviter tout contact avec les yeux. Éviter tout contact avec la peau. Éviter d'inhaler les vapeurs. Éviter d'inhaler les poussières lors de la démolition ou du retrait.  
**Premiers soins:** En cas de contact avec les yeux, rincer à grande eau pendant 15 minutes en tenant les paupières ouvertes. Faire immédiatement appel à un médecin. En cas de contact avec la peau, se laver immédiatement avec de l'eau et du savon. En cas d'ingestion, boire deux verres d'eau et faire immédiatement appel à un médecin.

**HILTI HIT-RE 500-SD**  
**Consulte con las Hojas de datos de seguridad para este producto antes de usarlo.**  
**Sólo Para Uso Industrial. Mantener alejado del alcance de los niños.**  
**Peligro:** Corrosivo. Nocivo en caso de ser inhalado o ingerido. Puede causar quemadura de la piel y de los ojos. Riesgo de lesiones oculares graves. Puede causar sensibilización en algunas personas.  
**Contiene:** arena de Cuarzo.  
**Precaución:** Utilice indumentaria y guantes adecuados y protección para los ojos/la cara. Evite contacto con los ojos y la piel. Evite inhalación de los vapores. Evite inhalación polvo durante la remoción o la demolición.  
**Primeros auxilios:** Para contacto con los ojos, enjuague con agua por 15 minutos mientras aguante los párpados abiertos. Acudir atención médica. Para contacto con la piel, enjuague inmediatamente con agua y jabón. De ser ingerido, tome dos vasos de agua y acudir inmediatamente a un médico.



HILTI, Inc. Tulsa, OK 74146 / HILTI Canada Corp.

In Case of Emergency, call Chem-Trec: 1-800-424-8900 (USA, PR, Virgin Islands, Canada)  
 En caso d'urgence, Météorchem Chem-Trec: 1-800-424-8900 (USA, PR, Virgin Islands, Canada)  
 En Caso de Emergencia, llame Chem-Trec: (01-705-927-2887) (other countries/autres pays/otros países)



## HilTI HIT-RE 500-SD

Instructions for use en

---

Mode d'emploi fr

---

Instrucciones de uso es



ICC-ES ESR -2322

HILTI, Inc.  
 1430 South 122nd East Ave.  
 Tulsa, OK 74146 USA  
 Tel.: +1-800-879-8000  
 www.us.hilti.com

HILTI (Canada) Corp.  
 6790 Century Avenue, Suite 300  
 CDN-Mississauga, Ontario L5N 2V8  
 Tel.: +1-800-363-4416  
 www.ca.hilti.com

Made in Germany  
 Fabriqué en Allemagne  
 Hecho en Alemania  
 www.us.hilti.com  
 HILTI = registered trademark of HILTI Corporation, Schaan, LI

391163 / V05 02.2011

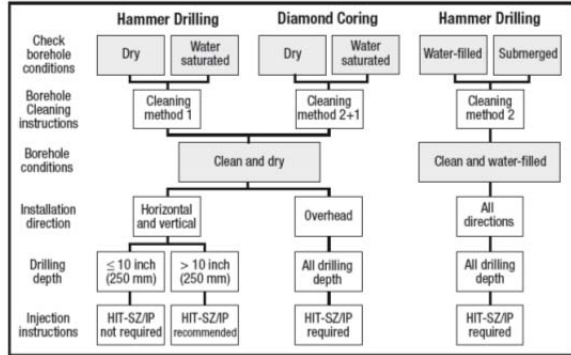
FIGURE 5—INSTALLATION INSTRUCTIONS

**Hilti HIT-RE 500-SD**

**Adhesive anchoring system for fastenings in normal weight concrete**  
 Prior to use of product follow instructions for use and recommended safety precautions.  
**Check expiration date:** See expiration date imprint on foil pack manifold. (Month/Year). Do not use expired product.  
**Foil pack temperature:** Must be between 41°F and 104°F (5°C - 40°C) when in use.  
**Base material temperature at time of installation:** Must be between 41°F and 110°F (5°C - 43°C).  
**Instructions for transport and storage:** Keep in a cool, dry and dark place between 41°F and 77°F (5°C - 25°C).  
**Material Safety Data Sheet:** Review the MSDS before use.

**Installation instructions:** Follow the pictograms 1-14 for the sequence of operations and refer to tables 1-4 for setting details. **For any application not covered by this document** (e.g. "h<sub>ef</sub>" beyond values specified in setting details), **contact Hilti.**

**Installation flow chart**



- 1** Drill hole normal to the surface with a hammer drill set in rotation-hammer mode using an appropriately sized carbide drill bit, or with a core rig and an appropriately sized diamond core bit, to the required embedment depth. See tables describing setting details.
  - 2-4** Clean hole: Cleaning method has to be decided based on drilling method and borehole conditions (see flow chart above). Just before setting an anchor/rebar, the borehole must be free of dust and debris by one of the following methods:
    - Method 1 - for dry or water saturated concrete (refer to pictograms):**
      - Blow from the back of the borehole with oil-free compressed air (min. 90psi at 3.5 CFM (6 bar at 6 m<sup>3</sup>/h)) fully retracting the air extension 2 times until return air stream is free of noticeable dust.
      - Brush 2 times with the specified brush size (brush Ø ≥ bore hole Ø) by inserting the round steel brush to the back of the borehole in a twisting motion and removing it. The brush should resist insertion into the borehole - if not, the brush is too small and must be replaced with the proper brush diameter.
      - Blow again with compressed air 2 times until return air stream is free of noticeable dust.
    - Method 2 - for water filled boreholes, submerged concrete or diamond cored boreholes:**
      - Flush hole 2 times by inserting a water hose (water-line pressure) to the back of the borehole until water runs clear.
      - Brush 2 times with the specified brush size (brush Ø ≥ borehole Ø) by inserting the round steel brush to the back of the borehole with a twisting motion and removing it. The brush should resist insertion into the borehole - if not, the brush is too small and must be replaced with the proper brush diameter.
      - Flush again 2 times until water runs clear.
      - important! For diamond cored boreholes and if a dry borehole is required for injection (e.g. water flows into cleaned borehole), continue with borehole cleaning as described by method 1. Remove all standing water completely (i.e. vacuum, compressed air or other appropriate procedure). To attain a dried borehole, a Hilti HIT-DL air nozzle attachment is recommended for borehole depth ≤ 10 inch (250 mm) and required for borehole depth > 10 inch (250 mm).
- The borehole must be free of dust, debris, ice, oil, grease and other contaminants prior to adhesive injection. Inadequate borehole cleaning = poor load values
- 5** Insert foil pack in foil pack holder. Never use damaged foil packs and/or damaged or unclean foil pack holders.
  - 6** Tightly attach Hilti HIT-RE-M mixer to foil pack manifold. Attach new mixer prior to dispensing a new foil pack (snug fit). Do not modify the mixer in any way. Make sure the mixing element is in the mixer. Use only the type of mixer supplied with the adhesive.
  - 7** Insert foil pack holder with foil pack into HIT-dispenser. Push release trigger, retract plunger and insert foil pack holder into the appropriate Hilti dispenser.
  - 8** Discard initial adhesive. The foil pack opens automatically as dispensing is initiated. Depending on the size of the foil pack an initial amount of adhesive has to be discarded. See pictogram 8 for discard quantities. If a new mixer is installed onto a previously-opened foil pack, the first trigger pulls must also be discarded as described above. For each new foil pack a new mixer must be used.
  - 9-10** Inject adhesive from the back of the borehole without forming air voids:
    - Verify if borehole conditions have changed (e.g. water in the borehole) after cleaning. If yes, repeat cleaning according points 2 - 4.
    - Inject the adhesive starting at the back of the borehole (use the extension for deep boreholes), slowly withdraw the mixer with each trigger pull.
    - Fill holes approximately 2/3 full, or as required to ensure that the annular gap between the anchor/rebar and the concrete is completely filled with adhesive along the embedment length. After injection is completed, depressurize the dispenser by pressing the release trigger. This will prevent further adhesive discharge from the mixer.

**Hilti HIT-RE 500-SD**

•Piston plug injection - HIT-SZ/IP recommended for borehole depth > 10 inch/250 mm. Water-filled bore-holes or submerged concrete, and overhead installation the injection is only possible with aid of piston plugs. Assemble HIT-RE-M mixer, extension(s) and appropriately sized piston plug HIT-SZ/IP. Insert piston plug to back of the borehole and inject adhesive as described in the injection method above. During injection the piston plug will be naturally extruded out of the borehole by the adhesive pressure.

- 11** Insert anchor/rebar into borehole. Mark and set anchor/rebar to the required embedment depth. Before use, verify that the anchor/rebar is dry and free of oil and other contaminants. To ease installation, anchor/rebar may be slowly twisted as they are inserted. After installing an anchor/rebar, the annular gap must be completely filled with adhesive. If the borehole is not completely filled along the embedment depth the installation should be rejected. Hilti should be contacted for further information.
- Attention!** For overhead applications take special care when inserting the anchor/rebar. Excess adhesive will be forced out of the borehole - take appropriate steps to prevent it from falling onto the installer. Position the anchor/rebar and secure it from moving/falling during the curing time (e.g. wedges). Observe the gel time "t<sub>gel</sub>", which varies according to temperature of base material. Minor adjustments to the anchor/rebar position may be performed during the gel time. See table.
- 12** Do not disturb the anchor/rebar once the gel time "t<sub>gel</sub>" has elapsed until "t<sub>cure,ini</sub>" has passed.
- 13** Preparation work may continue for rebar applications. Between "t<sub>cure,ini</sub>" and "t<sub>cure,full</sub>" the adhesive has a limited load bearing capacity, do not apply a torque or load on the anchor/rebar during this time.
- 14** Apply load/torque after "t<sub>cure,full</sub>" has passed, and the fixture to be attached has been positioned.

Partly used foil packs must be used up within four weeks. Leave the mixer attached to the foil pack manifold and store under the recommended storage conditions. If reused, attach a new mixer and discard the initial quantity of anchor adhesive as described by point 8.

**Safety Instructions**

**For Industrial Use Only. Keep out of reach of children.**

**Danger:** Corrosive  
 Harmful if inhaled or swallowed.  
 Can cause eye and skin burns.  
 Risk of serious damage to eyes.  
 Can cause sensitization with some individuals.  
 Contains quartz sand.



**Precautions:**  
 Wear suitable protection clothing, eye protection and gloves.  
 Do not get in eyes.  
 Avoid contact with the skin. Avoid inhalation of vapors.  
 Avoid inhalation of dusts during demolition/removal.

**First Aid:**  
 For eye contact, flush with water for 15 minutes while holding the eyelids apart. Seek medical attention immediately. For skin contact, wash immediately with soap and water. If ingested, drink two glasses of water and seek medical attention immediately.

Ingredient	CAS Number	Part B: (Small side)	
<b>Part A: (Large side)</b>			
Quartz sand	14808-60-7	m-xylene diamine	01477-55-0
Bisphenol A epoxy resin	25068-39-6	Aliphatic polyamine (NJ TSNR)	19136100-5014*
Bisphenol F epoxy resin	28064-14-4	Quartz sand	14808-60-7
Diglycidyl ether (NJ TSNR)	19136100-5013*	Bonding agent	85997-16-2
Alkylglycidyl ether (NJ TSNR)	19136100-5012*	Aluminum oxide	01344-28-1
Amorphous silica	67762-90-7	Amorphous silica	67762-90-7

\* NJ TSNR = New Jersey Trade Secret Registry Number

In Case of Emergency, call Chem-Trec: 1-800-424-0300 (USA, P.R., Virgin Islands, Canada)  
 En cas d'urgence, téléphonez Chem-Trec: 1-800-424-0300 (USA, P.R., Virgin Islands, Canada)  
 En Caso de Emergencia, llame Chem-Trec: 001-703-527-3887 (other countries/autres pays/otros países)

Made in Germany

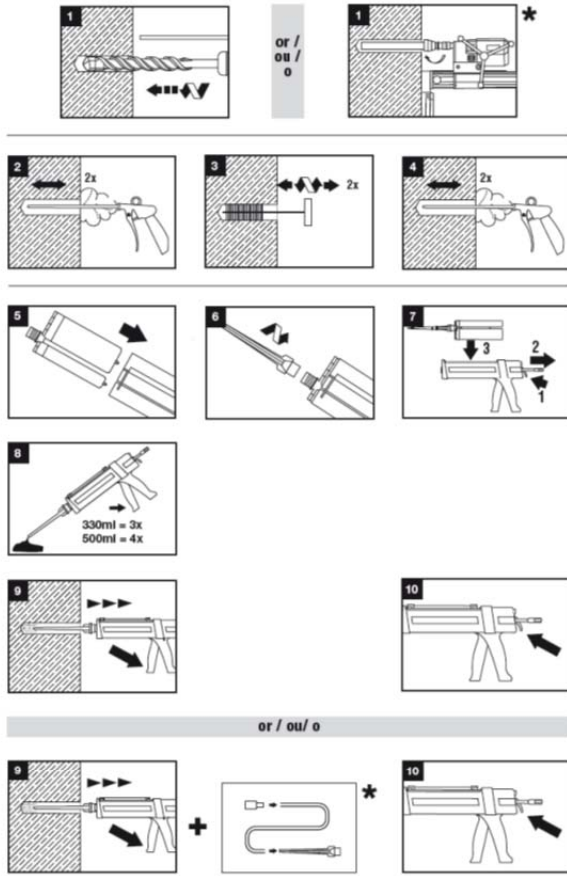
Net contents: 11.1 fl. oz (330 ml)/16.9 fl. oz (500 ml) Net weight: 16.6 oz (470 g)/25.0 oz (710 g)

Warranty: Refer to standard Hilti terms and conditions of sale for warranty information.

Failure to observe these installation instructions, use of non-Hilti anchors, poor or questionable concrete conditions, or unique applications may affect the reliability or performance of the fastenings.

FIGURE 5—INSTALLATION INSTRUCTIONS (Continued)

Hilti HIT-RE 500-SD



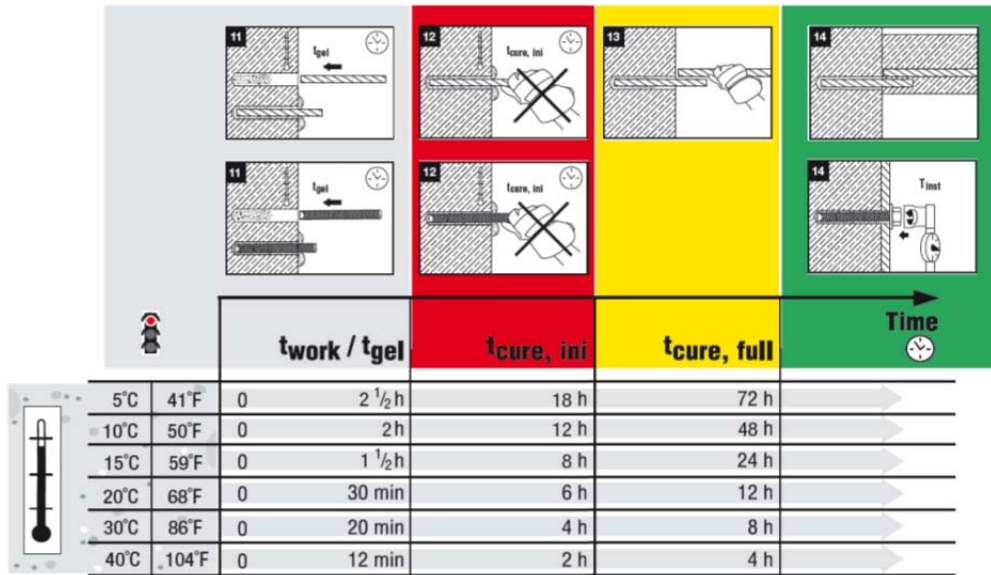
\*) Please refer to technical literature (approvals, setting instructions) for detail  
 \*) Voir littérature technique (agrément, manuels d'utilisation produits) pour plus de détail  
 \*) Por favor vease la referencia técnica (normativa y manuales de uso) para mas detalle

Hilti HIT-RE 500-SD

Table 1

HAS		HIS		Rebar		HIT-RB		HIT-SZ/IP		HIT-DL	
Ø[mm]	Ø[mm]	Ø[mm]	Ø[mm]	HIT-RB	Item no.	HIT-SZ	Item no.	HIT-DL	Item no.		
10	8			10	380917	-	-	-	-		
12	10			12	336548	12	335022	12	371715		
14	12	8	10	14	336549	14	335023	14	371716		
16				12	336550	16	335024	16	371717		
18	16	10	14	18	336551	18	335025	18	371718		
20				16	336552	20	335026	20	371719		
22				12	370774	22	380922	20	371719		
24	20			24	380918	24	380923	20	371719		
25				20	336553	25	335027	25	371720		
28	24	16		28	380919	28	380924	25	371720		
30	27			30	380920	30	380925	25	371720		
32				25	336554	32	335028	32	371721		
35	30			28	380921	35	380926	32	371721		
40				32	382260	40	380927	32	371721		
Ø[inch]	Ø[inch]	Ø[inch]	Ø[inch]	HIT-RB	Item no.	HIT-IP	Item no.	HIT-DL	Item no.		
7/16	3/8			7/16"	273203	-	-	-	-		
1/2				1/2"	273204	1/2"	274019	1/2"	38237		
9/16	1/2			9/16"	273205	9/16"	274020	9/16"	38238		
5/8				5/8"	273207	5/8"	274021	9/16"	38238		
11/16		3/8		11/16"	273209	11/16"	274022	11/16"	38239		
3/4	5/8			#5   15 M	273210	3/4"	274023	3/4"	38240		
7/8	3/4	1/2		#6	273211	7/8"	274024	7/8"	38241		
1	7/8			#7   20 M	273212	1"	274025	1"	38242		
1 1/8	1	5/8		#8	273214	1 1/8"	274026	1"	38242		
1 1/4		3/4		25 M	273216	1 1/4"	274027	1"	38242		
1 3/8	1 1/4			#9	273217	1 3/8"	274028	1 3/8"	38243		
1 1/2				#10   30 M	273218	1 1/2"	274029	1 3/8"	38243		

Drill bits must conform to ANSI B212-1994  
 Les mèches de forage doivent être conformes à ANSI B212-1994.  
 Brocas deben cumplir con el estándar ANSI B212-1994.



• Linear interpolation for intermediate temperatures is possible.  
 • Une interpolation linéaire des données est possible pour les températures intermédiaires.  
 • Interpolación lineal para temperaturas intermedias es posible.

FIGURE 5—INSTALLATION INSTRUCTIONS (Continued)

### Hilti HIT-RE 500-SD

Setting Details of Hilti HIT-RE 500-SD with threaded rod

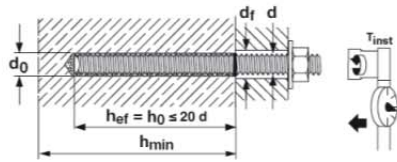


Table 2: HAS

d		d <sub>0</sub>	h <sub>ef</sub> min-max		T <sub>inst</sub>		d <sub>f</sub>	h <sub>min</sub>
[inch]	[mm]	[inch]	[inch]	[mm]	(ft-lb)	(Nm)	[inch]	[inch]
3/8	9.5	7/16	2 3/8 - 7 1/2	60 - 191	15	20	7/16	h <sub>ef</sub> + 1 1/4 (30 mm)
1/2	12.7	9/16	2 3/4 - 10	70 - 254	30	41	9/16	
5/8	15.9	3/4	3 1/8 - 12 1/2	79 - 318	60	81	1 1/16	h <sub>ef</sub> + 2 d <sub>0</sub>
3/4	19.1	7/8	3 1/2 - 15	89 - 381	100	136	1 3/16	
7/8	22.2	1	3 1/2 - 17 1/2	89 - 445	125	169	1 5/16	
1	25.4	1 1/8	4 - 20	102 - 508	150	203	1 1/8	h <sub>ef</sub> + 2 d <sub>0</sub>
1 1/4	31.8	1 3/8	5 - 25	127 - 635	200	271	1 3/8	
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[Nm]	[mm]	[mm]	[mm]
M8	10	10	60 - 160	10	9	9	9	h <sub>ef</sub> + 30
M10	12	12	60 - 200	20	12	12	12	
M12	14	14	70 - 240	40	14	14	14	h <sub>ef</sub> + 2 d <sub>0</sub>
M16	18	18	80 - 320	80	18	18	18	
M20	24	24	80 - 400	150	22	22	22	
M24	28	28	96 - 480	200	26	26	26	h <sub>ef</sub> + 2 d <sub>0</sub>
M27	30	30	108 - 540	270	30	30	30	
M30	35	35	120 - 600	300	33	33	33	

Setting Details of Hilti HIT-RE 500-SD with HIS-N and HIS-RN Inserts

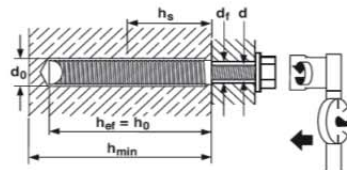


Table 3: HIS-(R)N

d		d <sub>0</sub>	h <sub>ef</sub>		T <sub>inst</sub>		d <sub>f</sub>	h <sub>min</sub>	
[inch]	[mm]	[inch]	[inch]	[mm]	(ft-lb)	(Nm)	[inch]	[inch]	[mm]
3/8	9.5	1 1/16	4 3/8	110	15	20	7/16	5 3/4	150
1/2	12.7	7/8	5	125	30	41	9/16	6 3/4	170
5/8	15.9	1 1/8	6 3/4	170	60	81	1 1/16	9	230
3/4	19.1	1 1/4	8 1/8	205	100	136	1 3/16	10 3/4	270
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[Nm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
M8	14	30	110	10	9	9	9	120	120
M10	18	110	110	20	12	12	12	150	150
M12	22	125	125	40	14	14	14	170	170
M16	28	170	170	80	18	18	18	230	230
M20	32	205	205	150	22	22	22	270	270

### Hilti HIT-RE 500-SD

Setting Details of Hilti HIT-RE 500-SD with reinforcement bars

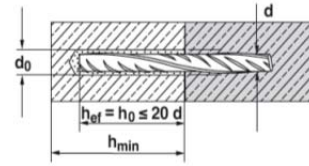


Table 4

d	d <sub>0</sub>	h <sub>ef</sub> min-max		h <sub>min</sub>
US rebar	[inch]	[inch]	[mm]	[inch]
# 3	1/2	2 3/8 - 7 1/2	60 - 191	h <sub>ef</sub> + 1 1/4 (30 mm)
# 4	5/8	2 3/4 - 10	70 - 254	
# 5	3/4	3 1/8 - 12 1/2	79 - 318	h <sub>ef</sub> + 2 d <sub>0</sub>
# 6	7/8	3 1/2 - 15	89 - 381	
# 7	1	3 1/2 - 17 1/2	89 - 445	
# 8	1 1/8	4 - 20	102 - 508	h <sub>ef</sub> + 2 d <sub>0</sub>
# 9	1 3/8	4 1/2 - 22 1/2	114 - 572	
# 10	1 1/2	5 - 25	127 - 635	
Rebar	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
8	12	60 - 160	60	h <sub>ef</sub> + 30
10	14	60 - 200	70	
12	16	70 - 240	70	h <sub>ef</sub> + 2 d <sub>0</sub>
14	18	75 - 280	75	
16	20	80 - 320	80	
20	25	90 - 400	90	h <sub>ef</sub> + 2 d <sub>0</sub>
25	32	100 - 500	100	
28	35	112 - 560	112	
32	40	128 - 640	128	
CA rebar	[inch]	[mm]	[mm]	[inch]
10 M	9/16	60 - 226	60	h <sub>ef</sub> + 1 1/4 (30 mm)
15 M	3/4	80 - 320	80	
20 M	1	90 - 390	90	h <sub>ef</sub> + 2 d <sub>0</sub>
25 M	1 1/4	101 - 504	101	
30 M	1 1/2	120 - 598	120	

FIGURE 5—INSTALLATION INSTRUCTIONS (Continued)

**ICC-ES Evaluation Report****ESR-2322 FBC Supplement**

Reissued February 1, 2014

This report is subject to renewal April 1, 2016.

[www.icc-es.org](http://www.icc-es.org) | (800) 423-6587 | (562) 699-0543

A Subsidiary of the International Code Council®

**DIVISION: 03 00 00—CONCRETE**  
**Section: 03 16 00—Concrete Anchors****DIVISION: 05 00 00—METALS**  
**Section: 05 05 19—Post-Installed Concrete Anchors****REPORT HOLDER:****HILTI, INC.**  
5400 SOUTH 122<sup>ND</sup> EAST AVENUE  
TULSA, OKLAHOMA 74146  
(800) 879-8000  
[www.us.hilti.com](http://www.us.hilti.com)  
[HiltiTechEng@us.hilti.com](mailto:HiltiTechEng@us.hilti.com)**EVALUATION SUBJECT:****HILTI HIT-RE 500-SD ADHESIVE ANCHORS IN CRACKED AND UNCRACKED CONCRETE****1.0 REPORT PURPOSE AND EVALUATION SCOPE****Purpose:**

The purpose of this evaluation report supplement is to indicate that Hilti HIT-RE 500-SD Adhesive Anchoring System, recognized in ICC-ES master evaluation report ESR-2322, has also been evaluated for compliance with the codes noted below.

**Compliance with the following codes:**

- 2010 *Florida Building Code—Building*
- 2010 *Florida Building Code—Residential*

**2.0 PURPOSE OF THIS SUPPLEMENT**

The Hilti HIT-RE 500-SD Adhesive Anchoring System, described in Sections 2.0 through 7.0 of the master evaluation report ESR-2322, complies with the 2010 *Florida Building Code—Building* and the 2010 *Florida Building Code—Residential*, provided the design and installation are in accordance with the 2009 *International Building Code*® (IBC) provisions noted in the master report and the following provisions apply:

- Design wind loads must be based on Section 1609 of the 2010 *Florida Building Code—Building* or Section 301.2.1.1 of the 2010 *Florida Building Code—Residential*, as applicable.
- Load combinations must be in accordance with Section 1605.2 or Section 1605.3 of the 2010 *Florida Building Code—Building*, as applicable.
- The modifications to ACI 318 as shown in the 2009 IBC Sections 1908.1.9 and 1908.1.10, as noted in 2009 IBC Section 1912.1, do not apply to the 2010 *Florida Building Code*.

Use of the Hilti HIT-RE 500-SD Adhesive Anchoring System for compliance with the High Velocity Hurricane Zone provisions of the 2010 *Florida Building Code—Building* has not been evaluated, and is outside the scope of this supplement report.

For products falling under Florida Rule 9N-3, verification that the report holder's quality assurance program is audited by a quality assurance entity approved by the Florida Building Commission for the type of inspections being conducted is the responsibility of an approved validation entity (or the code official when the report holder does not possess an approval by the Commission).

This supplement expires concurrently with the master evaluation report reissued February 1, 2014.