

**ESTUDIO TEORICO-EXPERIMENTAL DE LA CORROSION EN
ACEROS DE ELEMENTOS PRETENSADOS DE HORMIGON**

MARIELA CORDERO

**Ingeniera en Construcciones
Universidad Tecnológica Nacional- Facultad Regional San Rafael**

Tesis presentada en parcial cumplimiento para la obtención del grado académico de
Magister en Ingeniería Estructural

Dirigida por:

Ing. Raúl D. Benito

Comisión de Supervisión:

Ing. Raúl D. Benito

Ing. Eduardo J. Martel

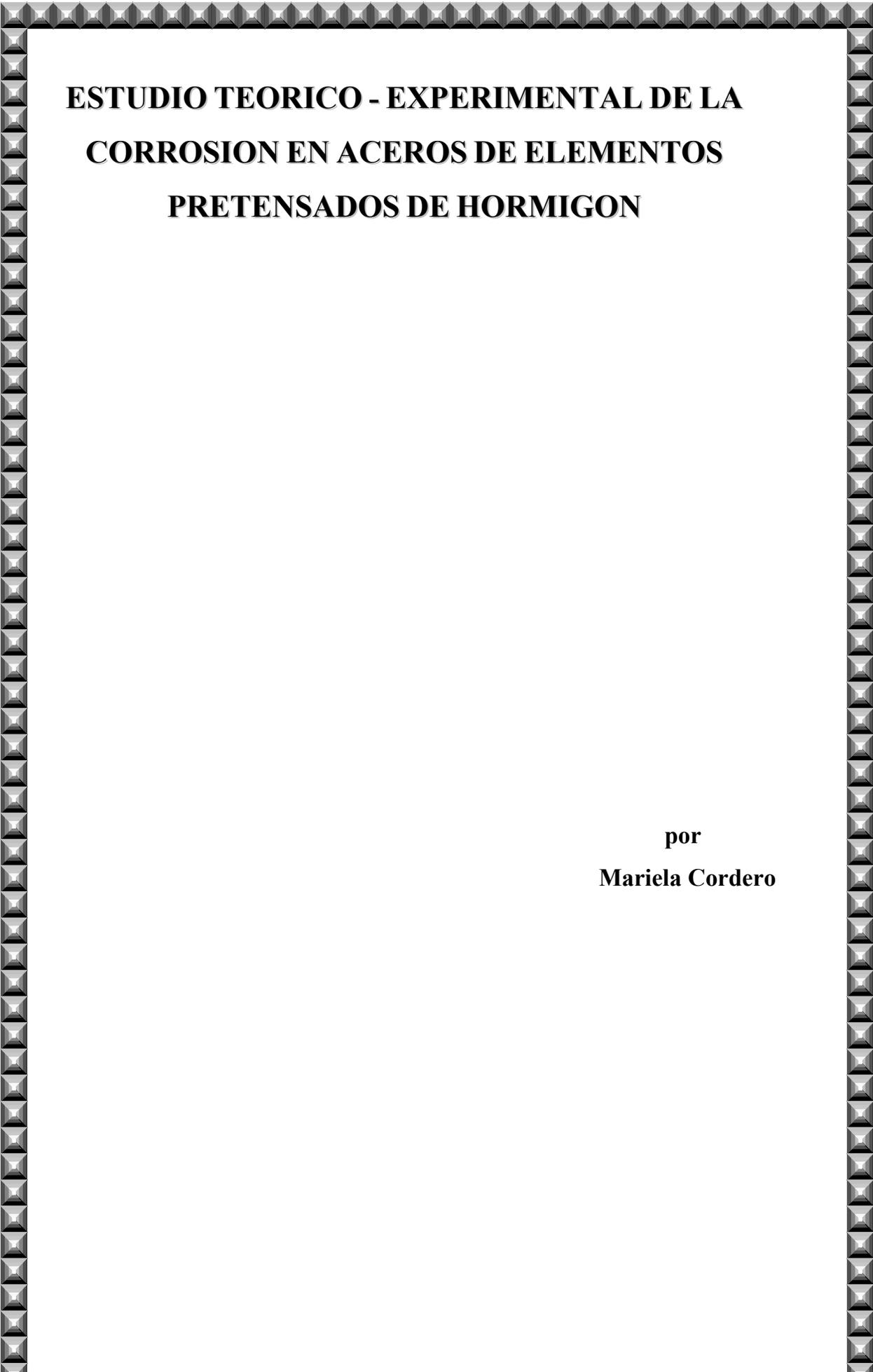
Dr. Arturo J. Bignoli

**Laboratorio de Estructuras
Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología
Universidad Nacional de Tucumán**

San Miguel de Tucumán, Octubre de 1999.



Dedico esta tesis a mis Padres, y a todos mis seres queridos por el tiempo robado para la realización de este Postgrado



**ESTUDIO TEORICO - EXPERIMENTAL DE LA
CORROSION EN ACEROS DE ELEMENTOS
PRETENSADOS DE HORMIGON**

**por
Mariela Cordero**

Al encarar este Trabajo de Investigación tendiente a la obtención del Grado de Magister en Ingeniería Estructural, se propuso como título:

“ESTUDIO TEORICO – EXPERIMENTAL DE LA CORROSION EN ACEROS DE ELEMENTOS PRETENSADOS DE HORMIGON”

A medida que se desarrollaba el mismo, el rumbo de la investigación derivó en caminos que prometían mejores avances en la materia, pero que disentían con el nombre propuesto originalmente. Concluido el mismo, se coincidió en que el Título definitivo de esta Tesis debería ser:

“ESTUDIO NUMERICO – EXPERIMENTAL DE LOS EFECTOS DE LA CORROSION EN ACEROS DE ELEMENTOS PRETENSADOS DE HORMIGON”

Desde el punto de vista académico-administrativo, modificarlo implicaba una serie de tareas complejas en relación a los pasos del expediente y al tiempo disponible, por lo que se decidió incorporar al Trabajo este Prólogo explicando las razones sugeridas para el cambio.

Es por esto que, a juicio del Tesista y de la Comisión Evaluadora, el nombre debería ser el modificado en este Prólogo.

RESUMEN

Se presentan los resultados de un trabajo teórico – experimental sobre los efectos de la corrosión en estructuras de hormigón pretensado y tres métodos de detección del fenómeno.

Reconociendo la vigencia de un problema tan serio como es el de Corrosión, se realiza una revisión bibliográfica sobre el fenómeno, los tipos que existen, los factores que la desencadenan, y algunos métodos de refuerzo y reparación.

Se modela numéricamente, una viga de hormigón pretensado de sección compuesta utilizada en la construcción de puentes carreteros, en la misma se reproducen las condiciones reales de trabajo. Se simula el proceso corrosivo que ataca al elemento pretensado en forma mecánica y se analiza el comportamiento estructural del mismo.

Experimentalmente se reproduce este ensayo sobre una viga de uso corriente para la construcción de puentes de mediana calzada. Se degrada la sección de acero teso en forma mecánica y gradual, representado el avance del proceso electroquímico con el tiempo sobre la pieza. Se estudia su comportamiento cuando es solicitada por un estado de cargas flexional, que reproduce los momentos máximos y mínimos de servicio consignados en Reglamento.

Se realiza una comparación entre los resultados numéricos y los experimentales, de los cuales se infiere que este proceso electroquímico es posible de interpretar como una reducción localizada de sección, que produce pérdida de rigidez flexional de la pieza.

Tratándose de un problema que puede desembocar en un colapso abrupto no anunciado, se estudian, calibran y proponen tres métodos de detección precoz del fenómeno, que habiendo demostrado su eficiencia en Laboratorio, pueden ser implementados por las autoridades pertinentes.

ABSTRACT

The result of a theoretical - experimental work on the effects of corrosion in structures of prestressed concrete is presented.

Aware of a serious problem as Corrosion, a bibliographical revision of the phenomenon is done: existing types, factors involved, detection, reinforcing and repairing methods.

A compound prestressed concrete beam section used in the construction of bridges cartwrights is modeled numerically. The corrosive process is simulated and its structural behavior is analyzed.

Full scale numerical rehearsal is experimentally reproduced. The steel section is gradually degraded in a mechanical way. It represents the propagation of the electrochemical process with time on the beam. The behavior at flexional loads is studied. Maximum and minimum service moments are established.

A comparison between numerical and experimental results is carried out. Therefore it is inferred that this electrochemical process is possible to be interpreted as a local reduction of reinforcement section that produces loss of flexional rigidity on the specimen.

Being a problem of a probably abrupt collapse, three methods of precocious prediction of the phenomenon are studied, gauged and proposed. Their efficiency is demonstrated in Laboratory, and can be successfully applied to roadway surveying.

AGRADECIMIENTOS

Cuando se llega al término de la redacción de la tesis y se mira hacia atrás, se recuerda cada momento que posibilitó su realización, y no se puede dejar de mencionar a la gente que colaboró, tanto técnica como humanamente, con su concreción.

En primer término, al Ing. Raúl Benito, Director de mi Tesis, quien depositó su confianza y paciencia en mi persona para alcanzar los objetivos planteados. Quiero agradecer, también los conocimientos, consejos y el aliento permanente, en especial en los momentos difíciles.

Al Dr. Rodolfo Danesi, Director del Laboratorio de Estructuras, quien con su incansable empuje y optimismo trabaja por el permanente progreso de la gran familia que conforma el Laboratorio.

Al personal técnico del Laboratorio, Sr. Eduardo Batalla, Sr. Daniel Torielli, Ing. Sergio Contino, para quienes el agradecimiento es enorme, no sólo por los conocimientos y condescendencia brindados durante el desarrollo del ensayo; si no también, porque junto con la Srta. Amelia Campos, la Sra. María Teresa Giménez Mansilla posibilitan comenzar cada día con una sonrisa.

A mis compañeros del Magister VI: Mariela, María Inés, Oscar, Abel, Sergio y Domingo, con quienes compartimos larguísimas horas de estudio, consejos, momentos de diversión, en fin vivencias diarias que forjaron entre nosotros una sólida amistad.

A los compañeros de los otros Magister, especialmente al Ing. Oscar Dip y a la Ing. Marta Amani, que brindaron su apoyo y amistad desde el momento en que arribamos a Tucumán.

A los profesores por su desinteresada transmisión de conocimientos, especialmente a la Dra. Bibiana Luccioni y al Dr. Daniel Ambrosini por la dedicación brindada permanentemente.

A la empresa Tensolite S. A., la cual interesada en su constante mejoramiento contribuyó significativamente en la etapa experimental. Al Laboratorio de Materiales, por su significativa colaboración.

He dejado para el final el infinito agradecimiento a mis padres, Osvaldo J. Cordero y Antonia F. Verge de Cordero, por su constante apoyo para continuar con mi perfeccionamiento cuando la distancia y las adversidades hacían que olvidara mis objetivos.

INDICE

Indice.....	I
Resumen.....	VIII
Abstract.....	IX
Agradecimientos.....	X
Lista de Figuras.....	XI
Lista de Fotografías.....	XIX
Lista de Tablas.....	XXI

Capítulo I: INTRODUCCION

1.1. Descripción Del Problema.....	1
1.2. Objetivos Básicos.....	2
1.3. Antecedentes.....	2
1.4. Contenidos De La Tesis.....	4
1.5. Contribuciones Originales.....	5

Capítulo II: FUNDAMENTOS GENERALES DE LA CORROSION

2.1. Corrosión De La Armadura En El Hormigón.....	7
2.2. Tipos De Corrosión.....	10

2.2.1. Corrosión Localizada.....	10
2.2.1.1 Corrosión Por Picaduras.....	10
2.2.1.2 Corrosión En Espacios Confinados.....	11
2.2.1.3 Corrosión Bajo Tensión.....	11
2.2.2. Corrosión Uniforme.....	12
2.3. Factores Que Afectan Y Desencadenan La Corrosión De Las Armaduras.	12
2.3.1. Dosificación Del Hormigón.....	13
2.3.2. Compacidad Y Homogeneidad.....	13
2.3.3. Espesor De Recubrimiento Del Hormigón.....	14
2.3.4. Humedad Ambiental.....	15
2.3.5. Efecto Del Oxígeno.....	16
2.3.6. Efecto De La Temperatura.....	16
2.3.7. Estado Superficial Del Acero.....	16
2.3.8. Tensiones Mecánicas Del Acero.....	16
2.3.9. Iones Despasivantes.....	17
2.3.9.1. Cloruros.....	17
2.3.9.2. Sulfatos.....	17
2.3.9.3. Carbonatación.....	18
2.3.10. Existencia De Fisuras.....	18

Capítulo III: DESCRIPCION DEL ENSAYO QUIMICO

3.1. Introducción.....	20
3.2. Descripción Del Modelo.....	21
3.2.1. Materiales.....	21
3.3. Descripción Del Dispositivo Empleado.....	21
3.4. Desarrollo Del Ensayo Químico.....	24

3.5. Resultados Experimentales.....	26
3.6. Conclusiones.....	31

Capítulo IV: DESCRIPCION DE LA BARRA DE PRETENSADO Y SU ENSAYO

4.1. Introducción.....	33
4.2. Descripción Del Espécimen.....	34
4.2.1. Geometría.....	34
4.2.2. Materiales.....	34
4.2.2.1. Acero.....	34
4.3. Descripción Del Instrumental Utilizado.....	35
4.4. Desarrollo Del Ensayo.....	36
4.5. Resultados Experimentales.....	38
4.6. Conclusiones.....	41

Capítulo V: DESCRIPCION DEL MODELO EXPERIMENTAL: VIGA DE HORMIGON PRETENSADO

5.1. Introducción.....	43
5.2. Descripción Del Modelo.....	44
5.3. Características Geométricas.....	45
5.4. Materiales.....	49
5.4.1. Viga Pretensada.....	49
5.4.1.1. Hormigón.....	49
5.4.1.2. Aceros.....	52
5.4.2. Capa Superior.....	53
5.4.2.1. Hormigón.....	53
5.4.2.2. Aceros.....	56

5.5. Construcción del Modelo.....	56
5.5.1. Viga Pretensada.....	56
5.5.2. Capa Superior.....	57

Capítulo VI: ENSAYO DE LA VIGA

6.1. Instrumentación.....	60
6.1.1. Instrumental Utilizado Para Medir Giros.....	61
6.1.2. Instrumental Utilizado Para Medir Flechas.....	61
6.1.3. Instrumental Utilizado Para Medir Aceleraciones.....	63
6.2. Dispositivo De Apoyo Y Carga.....	66
6.3. Desarrollo De Los Ensayos.....	70
6.3.1. Ensayo Estático.....	70
6.3.2. Ensayo Dinámico.....	74
6.4. Resultados Experimentales Del Ensayo De Carga.....	76
6.4.1. Comportamiento Estructural.....	76
6.4.1.1. Ancho De Fisuras.....	76
6.4.1.2. Giros.....	78
6.4.1.3. Flechas.....	82
6.4.1.3.1. Flexímetro En El Tercio De La Viga.....	82
6.4.1.3.2. Potenciómetro En El Tercio De La Viga.....	86
6.4.1.3.3. Potenciómetro En El Centro De La Viga.....	90
6.5. Resultados Experimentales Del Ensayo Dinámico.....	95
6.6. Conclusiones.....	99

Capítulo VII: DESCRIPCION DEL MODELO NUMERICO DE LA VIGA DE HORMIGON PRETENSADO

7.1. Introducción.....	100
7.2. Programa De Elementos Finitos.....	101
7.2.1. Generalidades.....	101
7.3. Descripción Del Modelo Numérico.....	102
7.4. Características Materiales.....	104
7.4.1. Viga Pretensada.....	105
7.4.2. Capa Superior.....	106
7.4.3. Procedimiento Incremental Para La Carga.....	106
7.5. Desarrollo Del Ensayo Numérico.....	107
7.6. Resultados Numéricos Obtenidos.....	109
7.6.1. Desplazamientos Verticales.....	109
7.6.1.1. Desplazamientos En El Centro Del Modelo.....	109
7.6.1.2. Desplazamientos En El Tercio Del Modelo.....	114
7.7. Conclusiones.....	119

Capítulo VIII: COMPARACION DE RESULTADOS

8.1. Introducción.....	120
8.2. Comparación De Flechas En El Centro De La Viga.....	120
8.3. Comparación De Flechas En Los Tercios De La Viga.....	127
8.4. Conclusiones Generales.....	134

Capítulo IX: METODOS DE DETECCION DE PROBLEMAS DE CORROSION

9.1. Introducción.....	136
9.2. Métodos De Detección.....	137

9.2.1. Método Eléctrico.....	137
9.2.2. Método Dinámico.....	140
9.2.3. Método Mixto.....	144
9.3. Conclusiones.....	146

Capítulo X: PATOLOGIA

10.1. Patología.....	147
10.2. Inspección E Información Previa.....	148
10.2.1. Información Previa.....	148
10.2.2. Inspección.....	149
10.2.2.1. Personal Adecuado.....	149
10.2.2.2. Equipo Material Necesario.....	149
10.2.2.3. Registro De Datos.....	149
10.2.2.4. Medición Durante La Inspección.....	149
10.2.3. Análisis De Los Datos Y Diagnóstico.....	150
10.2.4. Informe Preliminar.....	150
10.2.5 Informe Final.....	151
10.3. Sistemas De Refuerzo.....	152
10.3.1. Sistemas De Refuerzo Con Hormigón.....	153
10.3.1.1. Encamisados.....	153
10.3.2. Refuerzos Con Estructura Metálica.....	154
10.3.3. Refuerzos Con Resinas Epoxy.....	154
10.3.4. Refuerzos Con Pretensado.....	156
10.4. Sistemas De Reparación y Refuerzo De Estructuras Atacadas Por Corrosión.....	157
10.4.1. Losas.....	157

10.4.2. Columnas.....	157
10.4.3. Vigas.....	158
 Capítulo XI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES PARA TRABAJOS FUTUROS	
11.1. Conclusiones.....	159
11.1.1. Del Estudio Bibliográfico.....	159
11.1.2. Del Estudio Experimental.....	160
11.1.3. Del Estudio Numérico.....	161
11.1.4. De La Comparación De Resultados.....	161
11.1.5. De Los Métodos De Detección.....	162
11.2. Recomendaciones Para Trabajos Futuros.....	162
 REFERENCIAS.....	 164

LISTA DE FIGURAS

Capítulo II: FUNDAMENTOS GENERALES DE LA CORROSION

Figura II-1: Proceso De Corrosión.....	8
Figura II-2: Mecanismo De Corrosión Por Picadura De La Armadura.....	11
Figura II-3: Mecanismo De Corrosión Uniforme (Carbonatación) De La Armadura En Hormigón.....	12
Figura II-4: Valores De Espesor De Recubrimiento De Armaduras Contemplados En Diferentes Normas Internacionales.....	14
Figura II-5: Efecto Del Contenido De Humedad En Los Poros Del Hormigón, En La Corrosión De La Armadura.....	15
Figura II-6: Variación Del pH En El Hormigón Debida A La Carbonatación....	18

Capítulo III: DESCRIPCION DEL ENSAYO QUIMICO

Figura III-1: Dispositivo Donde Se Realiza El Proceso De Corrosión Acelerado.....	22
Figura III-2: Reducción Porcentual Del Diámetro De La Barra.....	28
Figura III-3: Reducción Porcentual Del Area De La Barra.....	28
Figura III-4: Reducción Del Diámetro En Tanto Por Ciento De La Barra En Función Del Tiempo.....	30

Figura III-5: Reducción Del Area En Tanto Por ciento De La Barra En Función Del Tiempo.....	30
Figura III-6: Reducción Del Diámetro De La Barra En Tanto Por Ciento Para Un Período Anual.....	31
Figura III-6: Reducción Del Area De La Barra En Tanto Por Ciento Para Un Período Anual.....	32

Capítulo IV: DESCRIPCION DE LA BARRA DE PRETENSADO Y SU ENSAYO

Figura IV-1: Dimensiones Del Cable De Pretensado.....	34
Figura IV-2: Esquema Reducción Mecánica.....	38
Figura IV-3: Relación Entre Diámetro Del Cable Y La Resistencia Ohmica.....	39
Figura IV-4: Relación Entre Area Del Cable Y La Resistencia Ohmica.....	40
Figura IV-5: Variación De La Resistencia Eléctrica En Función De La Degradación Porcentual Del Diámetro Del Cable.....	40
Figura IV-5: Variación De La Resistencia Eléctrica En Función De La Degradación Porcentual Del Area Del Cable.....	41

Capítulo V: DESCRIPCION DEL MODELO EXPERIMENTAL: VIGA DE HORMIGON PRETENSADO

Figura V-1: Disposición De Las Vigas En Un Puente Carretero.....	44
Figura V-2: Esquema Longitudinal De La Viga Pretensada	47
Figura V-3: Características Geométricas De La Viga Pretensada.....	47

Capítulo VI: ENSAYO DE LA VIGA DE HORMIGON PRETENSADO

Figura VI-1: Vinculación Entre El Instrumental Y La Computadora.....	66
Figura VI-2: Dispositivo De Apoyo Y Carga. Instrumentación.....	67
Figura VI-3: Comportamiento En Servicio. Carga-Giro. Primera Etapa	

(100% Armadura).....	78
Figura VI-4: Comportamiento En Servicio. Carga-Giro. Segunda Etapa	
(90% Armadura).....	79
Figura VI-5: Comportamiento En Servicio. Carga-Giro. Tercera Etapa	
(80% Armadura).....	79
Figura VI-6: Comportamiento En Servicio. Carga-Giro. Cuarta Etapa	
(70% Armadura).....	80
Figura VI-7: Comportamiento En Servicio. Carga-Giro. Quinta Etapa	
(60% Armadura).....	80
Figura VI-8: Comportamiento En Servicio. Carga-Giro. Sexta Etapa	
(50% Armadura).....	81
Figura VI-9: Superposición De Las Curvas Obtenidas En Cada Una De Las Etapas.....	81
Figura VI-10: Carga-flecha. Primera Etapa (100% Armadura).....	82
Figura VI-11: Carga-flecha. Segunda Etapa (90% Armadura).....	83
Figura VI-12: Carga-flecha. Tercera Etapa (80% Armadura).....	83
Figura VI-13: Carga-flecha. Cuarta Etapa (70% Armadura).....	84
Figura VI-14: Carga-flecha. Quinta Etapa (60% Armadura).....	84
Figura VI-15: Carga-flecha. Sexta Etapa (50% Armadura).....	85
Figura VI-16: Superposición De Las Curvas Obtenidas En Cada Una De Las Etapas.....	85
Figura VI-17: Carga-flecha. Primera Etapa (100% Armadura).....	86
Figura VI-18: Carga-flecha. Segunda Etapa (90% Armadura).....	87
Figura VI-19: Carga-flecha. Tercera Etapa (80% Armadura).....	87
Figura VI-20: Carga-flecha. Cuarta Etapa (70% Armadura).....	88
Figura VI-21: Carga-flecha. Quinta Etapa (60% Armadura).....	88
Figura VI-22: Carga-flecha. Sexta Etapa (50% Armadura).....	89

Figura VI-23: Superposición De Las Curvas Obtenidas En Cada Una De Las Etapas.....	89
Figura VI-24: Superposición De Las Curvas. Comportamiento Elástico De La Pieza Estructural.....	90
Figura VI-25: Carga-flecha. Primera Etapa (100% Armadura).....	91
Figura VI-26: Carga-flecha. Segunda Etapa (90% Armadura).....	92
Figura VI-27: Carga-flecha. Tercera Etapa (80% Armadura).....	92
Figura VI-28: Carga-flecha. Cuarta Etapa (70% Armadura).....	93
Figura VI-29: Carga-flecha. Quinta Etapa (60% Armadura).....	93
Figura VI-30: Carga-flecha. Sexta Etapa (50% Armadura).....	94
Figura VI-31: Superposición De Las Curvas Obtenidas En Cada Una De Las Etapas.....	94
Figura VI-32: Superposición De Las Curvas. Comportamiento Elástico De La Pieza Estructural.....	95
Figura VI-33: Aceleraciones Medidas.....	96
Figura VI-33: Espectro De Frecuencias.....	96
Figura VI-34: Variación De La Capacidad Resistente En Función De Las Frecuencias.....	98
Figura VI-35: Variación De La Frecuencia Natural En Función De La Degradación Del Acero.....	98

Capítulo VII: DESCRIPCION DEL MODELO NUMERICO DE LA VIGA DE HORMIGON PRETENSADO

Figura VII-1: Elemento Tridimensional C3D8.....	103
Figura VII-2: Malla Utilizada Para Simular La Viga De Hormigón Pretensado.....	104
Figura VII-3: Ensayo Numérico.....	107

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1.DESCRIPCION DEL PROBLEMA

Desde la década del '50 en adelante se construyeron en Europa numerosos puentes con la tecnología del hormigón postensado con aceros en vainas que posteriormente al tesado eran inyectadas con lechada de cemento como elemento de protección y posterior adherencia.

Con el tiempo, y a partir de una edad variable de entre algunos pocos años (5 a 10) o más recientemente con antigüedades de 20 a 30 años, se comenzaron a producir colapsos parciales o totales de construcciones de estas características que tuvieron problemas de corrosión bajo tensión en aceros de pretensado. En el mejor de los casos, se detectaron estos problemas en grado incipiente o con relativo poco avance del proceso de destrucción del acero de pretensar, lo que produjo interrupciones de servicio de estas obras, así como costosas reparaciones.

Lamentablemente, al ser el fenómeno de difícil observación directa, y los métodos de detección no destructiva poco eficientes hasta el momento, hacen que pase desapercibido por lo general hasta transformarse en una degradación incontenible de difícil recuperación.

Figura VII-4: Comportamiento Postfisuración Del Modelo Numérico. Carga-Desplazamiento. Primera Etapa. (100% Armadura).....	110
Figura VII-5: Comportamiento Postfisuración Del Modelo Numérico. Carga-Desplazamiento. Segunda Etapa. (90% Armadura).....	110
Figura VII-6: Comportamiento Postfisuración Del Modelo Numérico. Carga-Desplazamiento. Tercera Etapa. (80% Armadura).....	111
Fig. VII-7: Comportamiento Postfisuración Del Modelo Numérico. Carga-Desplazamiento. Cuarta Etapa. (70% Armadura).....	111
Figura VII-8: Comportamiento Postfisuración Del Modelo Numérico. Carga-Desplazamiento. Quinta Etapa. (60% Armadura).....	112
Figura VII-9: Comportamiento Postfisuración Del Modelo Numérico. Carga-Desplazamiento. Sexta Etapa. (50% Armadura).....	112
Figura VII-10: Superposición De Las Curvas Obtenidas En Cada Una De Las Etapas Del Ensayo En El Centro De La Viga.....	113
Figura VII-11: Superposición De Las Curvas. Comportamiento Para El Momento De Servicio.....	113
Figura VII-12: Comportamiento Postfisuración Del Modelo Numérico. Carga-Desplazamiento. Primera Etapa. (100% Armadura).....	115
Figura VII-13: Comportamiento Postfisuración Del Modelo Numérico. Carga-Desplazamiento. Segunda Etapa. (90% Armadura).....	115
Figura VII-14: Comportamiento Postfisuración Del Modelo Numérico. Carga-Desplazamiento. Tercera Etapa. (80% Armadura).....	116
Figura VII-15: Comportamiento Postfisuración Del Modelo Numérico. Carga-Desplazamiento. Cuarta Etapa. (70% Armadura).....	116
Figura VII-16: Comportamiento Postfisuración Del Modelo Numérico. Carga-Desplazamiento. Quinta Etapa. (60% Armadura).....	117
Figura VII-17: Comportamiento Postfisuración Del Modelo Numérico. Carga-Desplazamiento. Sexta Etapa. (50% Armadura).....	117
Figura VII-18: Superposición De Las Curvas Obtenidas En Cada Una De Las Etapas Del Ensayo En Los Tercios De La Viga.....	118

Figura VII-19: Superposición De Las Curvas. Comportamiento Para El Momento De Servicio.....	118
---	-----

Capítulo VIII: COMPARACION DE RESULTADOS

Figura VIII-1: Comparación De Resultados. Primera Etapa Del Ensayo. (100% Armadura).....	121
Figura VIII-2: Comparación De Resultados. Segunda Etapa Del Ensayo. (90% Armadura).....	121
Figura VIII-3: Comparación De Resultados. Tercera Etapa Del Ensayo. (80% Armadura).....	122
Figura VIII-4: Comparación De Resultados. Cuarta Etapa Del Ensayo. (70% Armadura).....	122
Figura VIII-5: Comparación De Resultados. Quinta Etapa Del Ensayo. (60% Armadura).....	123
Figura VIII-6: Comparación De Resultados. Sexta Etapa Del Ensayo. (50% Armadura).....	123
Figura VIII-7: Comportamiento Elástico Del Elemento Pretensado. Primera Etapa Del Ensayo. (100% Armadura).....	124
Figura VIII-8: Comportamiento Elástico Del Elemento Pretensado. Segunda Etapa Del Ensayo. (90% Armadura).....	125
Figura VIII-9: Comportamiento Elástico Del Elemento Pretensado. Tercera Etapa Del Ensayo. (80% Armadura).....	125
Figura VIII-10: Comportamiento Elástico Del Elemento Pretensado. Cuarta Etapa Del Ensayo. (70% Armadura).....	126
Figura VIII-11: Comportamiento Elástico Del Elemento Pretensado. Quinta Etapa Del Ensayo. (60% Armadura).....	126
Figura VIII-12: Comportamiento Elástico Del Elemento Pretensado. Sexta Etapa Del Ensayo. (50% Armadura).....	127

Figura VIII-13: Comparación De Resultados. Primera Etapa Del Ensayo. (100% Armadura).....	128
Figura VIII-14: Comparación De Resultados. Segunda Etapa Del Ensayo. (90% Armadura).....	128
Figura VIII-15: Comparación De Resultados. Tercera Etapa Del Ensayo. (80% Armadura).....	129
Figura VIII-16: Comparación De Resultados. Cuarta Etapa Del Ensayo. (70% Armadura).....	129
Figura VIII-17: Comparación De Resultados. Quinta Etapa Del Ensayo. (60% Armadura).....	130
Figura VIII-18: Comparación De Resultados. Sexta Etapa Del Ensayo. (50% Armadura).....	130
Figura VIII-19: Comportamiento Elástico Del Elemento Pretensado. Primera Etapa Del Ensayo. (100% Armadura).....	131
Figura VIII-20: Comportamiento Elástico Del Elemento Pretensado. Segunda Etapa Del Ensayo. (90% Armadura).....	132
Figura VIII-21: Comportamiento Elástico Del Elemento Pretensado. Tercera Etapa Del Ensayo. (80% Armadura).....	132
Figura VIII-22: Comportamiento Elástico Del Elemento Pretensado. Cuarta Etapa Del Ensayo. (70% Armadura).....	133
Figura VIII-23: Comportamiento Elástico Del Elemento Pretensado. Quinta Etapa Del Ensayo. (60% Armadura).....	133
Figura VIII-24: Comportamiento Elástico Del Elemento Pretensado. Sexta Etapa Del Ensayo. (50% Armadura).....	134
Capítulo IX: METODOS DE DETECCION DE PROBLEMAS DE CORROSION	
Figura IX-1: Método De Detección De Problemas De Corrosión.....	139
Figura IX-2: Método De Detección Utilizando Una Técnica Dinámica.....	142

Figura IX-3: Método De Detección Utilizando Una Técnica Dinámica.....	143
Figura IX-4: Método De Detección Utilizando Una Técnica Mixta.....	145

LISTA DE FOTOGRAFIAS

Capítulo III: DESCRIPCION DEL ENSAYO QUIMICO

Fotografía III-1: Disposición De Las Barras Al Inicio Del Ensayo.....	24
Fotografía III-2: Vista Del Prototipo Dentro Del Ambiente Con Temperatura Media De 40 °C.....	25
Fotografía III-3: Proceso Corrosivo A Los 54 Días Del Ensayo.....	26

Capítulo IV: DESCRIPCION DEL CABLE DE PRETENSADO Y SU ENSAYO

Fotografía IV-1: Medidor De Puesta A Tierra.....	35
Fotografía IV-2: Dispositivo De Vinculación Entre El Aparato Y El Cable.....	36
Fotografía IV-3: Medidor De La Resistencia Eléctrica.....	37
Fotografía IV-4: Reducción Mecánica De La Sección De Acero.....	37

Capítulo V: DESCRIPCION DEL MODELO EXPERIMENTAL: VIGA DE HORMIGON PRETENSADO

Fotografía V-1: Viga Pretesada.....	45
Fotografía V-2: Vista Longitudinal De La Viga.....	46
Fotografía V-3: Curado Y Estribado De La Capa De Hormigón “in situ”.....	48

Fotografía V-4: Sonda Electromagnética.....	49
Fotografía V-5: Esclerómetro.....	50
Fotografía V-6: Equipo De Ultrasonido.....	51
Fotografía V-7: Ensayo De Probetas.....	55
Fotografía V-8: Encofrado De La Capa Superior.....	57
Fotografía V-9: Armadura De La Capa Superior.....	58
Fotografía V-10: Curado De La Capa Superior.....	59

Capítulo VI: ENSAYO DE LA VIGA DE HORMIGON PRETENSADO

Fotografía VI-1: Clinómetro.....	61
Fotografía VI-2: Ubicación De Los Potenciómetros Y Del Extensómetro.....	62
Fotografía VI-3: Adquisidor De Datos (UCAM- 10A).....	63
Fotografía VI-4: Disposición De Los Acelerómetros.....	64
Fotografía VI-5: Amplificador.....	65
Fotografía VI-6: Computadora Tipo Notebook.....	65
Fotografía VI-7: Vista General Del Ensayo.....	67
Fotografía VI-8: Disposición De Los Apoyos Fijos.....	68
Fotografía VI-9: Máquina De Ensayo.....	69
Fotografía VI-10: Dispositivo De Carga. Gato Hidráulico Y Celda De Carga...70	
Fotografía VI-11: Aplicación De Cargas Mediante Gatos Hidráulicos.....	71
Fotografía V-12: Cuadro De Fisuración.....	72
FotografíaVI-13: Degradación Mecánica De La Sección De Acero.....	73
Fotografía VI-14: Reducción Del 50% De La Armadura. Corte De Las Trenzas Superiores.....	73
Fotografía VI-15: Excitación Externa A La Viga.....	75
Fotografía VI-16: Trazado Y Medición De Las Fisuras.....	77

LISTA DE TABLAS

Capítulo III: DESCRIPCION DEL ENSAYO QUIMICO

Tabla III-1: Características Del Acero.....	21
Tabla III-2: Valor Crítico De Cloruros En Hormigón Reforzados.....	23
Tabla III-3: Resultados Del Ensayo.....	27
Tabla III-4: Resultados Obtenidos Para Un Ataque Promedio.....	29

Capítulo IV: DESCRIPCION DEL CABLE DE PRETENSADO Y SU ENSAYO

Tabla IV-1: Características Geométricas Y Materiales Del Acero Pretensado...35	
Tabla IV-2: Valores Obtenidos En El Ensayo.....	39

Capítulo V: DESCRIPCION DEL MODELO EXPERIMENTAL: VIGA DE HORMIGON PRETENSADO

Tabla V-1: Tabla Con Los Valores De Resistencia Obtenidos Utilizando Esclerómetro.....	51
Tabla V-2: Tabla Con Los Valores De Resistencia Obtenidos Utilizando Ultrasonido.....	52
Tabla V-3: Aceros Empleados.....	53

Tabla V-4: Características Del Hormigón.....	53
Tabla V-5: Tensiones De Rotura A Los 28 Días.....	55
Tabla V-6: Características Del Acero No Teso.....	56

Capítulo VI: ENSAYO DE LA VIGA DE HORMIGON PRETENSADO

Tabla VI-1: Frecuencias Naturales Obtenidas Experimentalmente.....	97
Tabla VI-2 : Variación De Frecuencias Naturales En Función De La Rigidez...	97

Capítulo VII: DESCRIPCION DEL MODELO NUMERICO DE LA VIGA HORMIGON PRETENSADO

Tabla VII-1: Propiedades Mecánicas De La Viga Pretesada.....	105
Tabla VII-2: Propiedades Mecánicas De La Capa Superior.....	106

1.2.OBJETIVOS BASICOS

Los objetivos principales de la presente tesis pueden resumirse brevemente de la siguiente manera:

- Estudiar el fenómeno desde el punto de vista de la mecánica estructural, con el objeto de diagnosticar precozmente el problema en estructuras atacadas, proponer los procedimientos tecnológicos de reparación y/o refuerzo y la nueva puesta en servicio de la construcción.
- Desde el punto de vista teórico, obtener una modelación numérica mediante el método de elementos finitos que permita diagnosticar y/o predecir un posible ataque de corrosión en tendones de pretensado a través de la pérdida de rigidez previa a los últimos estadios del fenómeno, antes de rotura.
- Desde el punto de vista experimental, ajustar la técnica numérica con experiencias de laboratorio de corrosión acelerada que permita medir esta degradación y correlacionarla con la rigidez a flexión de las estructuras pretensadas.
- Por último, obtener un procedimiento de control mediante técnicas no destructivas que permita detectar el problema aún en el caso de no ser visible a simple vista, que tendría gran utilidad en los planes de verificación de estructuras sospechadas de estar atacadas por este fenómeno, o aún en aquellos casos de revisiones periódicas de control rutinario.

1.3.ANTECEDENTES

Autores como Podolny Walter Jr. (PCI Journal, 1992), abundan en datos estadísticos que confirman la necesidad imperiosa de atender en forma urgente este fenómeno que atenta contra la seguridad en las construcciones. Instituciones como el Prestressed Concrete Insitute han dado prioridad a los estudios sobre el particular, a la vez de promover estudios tendientes a atenuar el impacto de la revisión de tantas construcciones como las existentes actualmente en servicio y que necesitan ser inmediatamente reparadas.

Existen numerosos trabajos sobre el estudio de corrosión en aceros, pero casi todos relacionados con aceros estructurales clásicos, como perfiles y barras laminadas,

de distintos tipos de composiciones químicas. Sin embargo, por tratarse el acero de pretensar de un caso de material especialmente sensible y propenso a ser atacado por este fenómeno electroquímico, su estudio necesita ser profundizado.

En particular, es todo un capítulo de la ingeniería el estudio de la corrosión bajo tensión, que resulta ser el caso de los aceros aplicados en hormigón pretensado. Se ha estudiado el fenómeno en forma puntual y en particular para el acero como material, pero no en combinación con el hormigón para formar el hormigón pretensado. Por esto esta línea de investigación debe ser profundizada a partir del conocimiento de la corrosión del metal acero.

Además, los costos de mantenimiento de la estructura, como los de corrección o contención de las patologías generadas por el fenómeno, cuando estos son técnicamente posibles, son económicamente tan significativos como para que se estimule la investigación científica y tecnológica, así como los procesos de aplicación de los resultados obtenidos. En el ámbito mundial se han venido produciendo pérdidas cuantiosas debido a este problema. Así la mitad de los 575 000 puentes de Estados Unidos de Norteamérica están afectados por corrosión debido principalmente al uso de sales de deshielo y al menos un 40 % de estos han sido considerados como deficientes en el ámbito estructural.

También en el Reino Unido los puentes de las grandes autopistas requieren atención, debido a las condiciones severas de corrosión por el uso de sales de deshielo.

Con relación a Iberoamérica, no se dispone de información económica definida. El impacto económico de la corrosión es muy importante. Los resultados de la evaluación técnica en dichos países muestran que los daños por corrosión de las armaduras se encuentran dentro de las tres primeras causas de deterioro de las estructuras de hormigón. En España se analizaron 884 casos con diferentes patologías, siendo la corrosión de armaduras la tercera de mayor incidencia en los problemas encontrados.

En el Sur de Brasil, se efectuó el análisis de 1512 casos de diagnóstico con diferentes patologías, mostrando que la incidencia de la corrosión de las armaduras representa el 40 % del total de los daños.

En nuestro país se comenzó el uso de estos puentes en los años '60, por lo que todavía no se tienen muchos casos de colapsos de este tipo. Sin embargo, recientemente

se dio la caída de uno de tramos múltiples en la localidad de Pichanal, Salta. Este caso, típico de las características de colapso imprevisto, provoca grandes riesgos a personas y pérdidas cuantiosas, así como interrupciones de tránsito prolongadas.

En otros casos, se aplicó esta tecnología a edificios de grandes luces para estacionamientos de autos, lo que produjo pérdidas humanas y materiales.

1.4. CONTENIDOS DE LA TESIS

A continuación se resumen los principales contenidos de los capítulos que constituyen esta tesis:

Capítulo I: INTRODUCCION: define el problema a estudiar, los objetivos y antecedentes del mismo. También se destacan las contribuciones originales de este trabajo.

Capítulo II: FUNDAMENTOS GENERALES DE LA CORROSION: desarrolla los conceptos del fenómeno, los distintos tipos de corrosión que pueden presentarse y los factores que afectan y desencadenan el proceso.

Capítulo III: DESCRIPCION DEL ENSAYO QUIMICO: realiza la descripción de los materiales utilizados, del dispositivo empleado. Se exponen los resultados experimentales obtenidos. También, se obtienen velocidades de propagación de la corrosión y se sugieren períodos de control de obras en servicio.

Capítulo IV: DESCRIPCION DE LA BARRA DE PRETENSADO Y SU ENSAYO: realiza una descripción del cable de pretensado, de sus características geométricas, de los materiales utilizados para fabricar el dispositivo empleado, y del instrumental utilizado para medir. Se desarrolla el ensayo etapa por etapa. Finalmente, se muestran los resultados obtenidos.

Capítulo V: DESCRIPCION DEL MODELO EXPERIMENTAL: VIGA DE HORMIGON PRETENSADO: realiza la descripción de la viga de hormigón pretensado. Detalla sus características geométricas, la calidad de los materiales constituyentes, y el proceso de construcción.

Capítulo VI: ENSAYO DEL MODELO EXPERIMENTAL: describe el ensayo de la viga pretensada en cada una de sus etapas, su instrumentación, dispositivos de apoyo y carga. También, se presenta los resultados experimentales obtenidos en distintos gráficos.

Capítulo VII: DESCRIPCION DEL MODELO NUMERICO DE LA VIGA DE HORMIGON PRETENSADO: realiza la descripción del modelo utilizado para modelar la viga pretensada. Detalla sus características geométricas, materiales constituyentes. Por último se muestran los resultados numéricos obtenidos.

Capítulo VIII: COMPARACION DE RESULTADOS: realiza la comparación de los resultados numéricos con los experimentales. Se exponen las conclusiones obtenidas de esta comparación.

Capítulo IX: METODOS DE DETECCION DE PROBLEMAS DE CORROSION: se proponen tres técnicas de detección.

Capítulo X: PATOLOGIA: Se describe un trabajo de patología, y distintos sistemas de refuerzo y reparación en general para Estructuras de Hormigón. Y, en particular los sistemas para aquellas atacadas por corrosión.

Capítulo XI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES PARA TRABAJOS FUTUROS: expone las conclusiones de los estudios experimentales, del numérico y las de ambos. También, se proponen recomendaciones para futuros trabajos y normas existentes.

1.5.CONTRIBUCIONES ORIGINALES

En el presente trabajo se realizan las siguientes contribuciones originales:

- Es el primer trabajo experimental donde se simula el proceso de corrosión en forma acelerada para estudiar su comportamiento mecánico.
- Se proponen tres técnicas de detección de la presencia de corrosión en elementos estructurales en forma no destructiva.

- Se sugieren las “bandas” o zonas de confiabilidad estructural, permitiendo de esta forma decidir sobre la seguridad futura de la obra.
- Se proponen períodos máximos de tiempo entre los controles no destructivos en aras de un control preventivo de la obra.

CAPITULO II



FUNDAMENTOS GENERALES DE LA CORROSION

2.1. CORROSION DE LA ARMADURA EN EL HORMIGON

La corrosión de la armadura en el hormigón consiste en la oxidación destructiva del acero, por el medio que lo rodea. Así, la corrosión ocurre como resultado de la formación de una celda electroquímica, la cual consiste en cuatro elementos principales (Manual de Inspección, Evaluación, y Diagnóstico de Corrosión en Estructuras de Hormigón Armado, 1998) (Figura II-1):

- a)- un ánodo: donde ocurre la oxidación
- b)- un cátodo: donde ocurre la reducción
- c)- un conductor metálico: donde la corriente eléctrica es el flujo de electrones
- d)- un electrolito: en este caso el hormigón, donde la corriente eléctrica es generada por el flujo de iones en un medio acuoso.

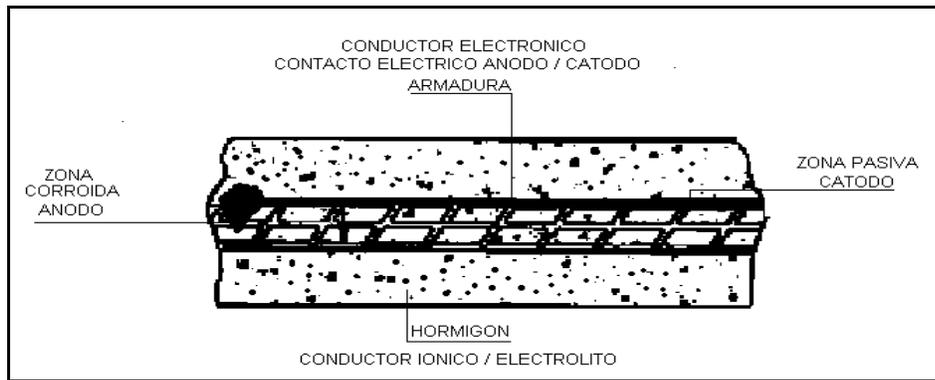


Figura II-1: Proceso De Corrosión

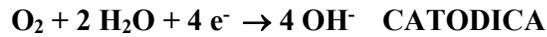
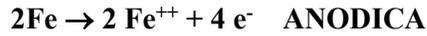
La corrosión electroquímica del acero en el hormigón resulta de la falta de uniformidad de éste (diferentes aceros, soldaduras, sitios activos sobre la superficie del acero), contacto con metales menos activos sobre su superficie, así como también, de las heterogeneidades en el medio químico o físico (hormigón) que lo rodea. Ahora bien, aunque la potencialidad para la corrosión electroquímica puede existir debido a la falta de uniformidad del acero en el hormigón, la corrosión normalmente se previene por la formación de una película de óxido de hierro “pasivante”. Pero, cuando las condiciones de servicio cambian y el hormigón se altera o a través de él penetran sustancias agresivas, se produce el rompimiento de esta película y la corrosión de las armaduras se desencadena con una triple consecuencia:

- El acero disminuye su sección o incluso se convierte completamente en óxido.
- El hormigón puede fisurarse o delaminarse debido a las presiones que ejerce el óxido expansivo al generarse.
- La adherencia armadura - hormigón disminuye o desaparece.

Para que la corrosión del acero pueda iniciarse y mantenerse existen dos mecanismos que en general son los más aceptados:

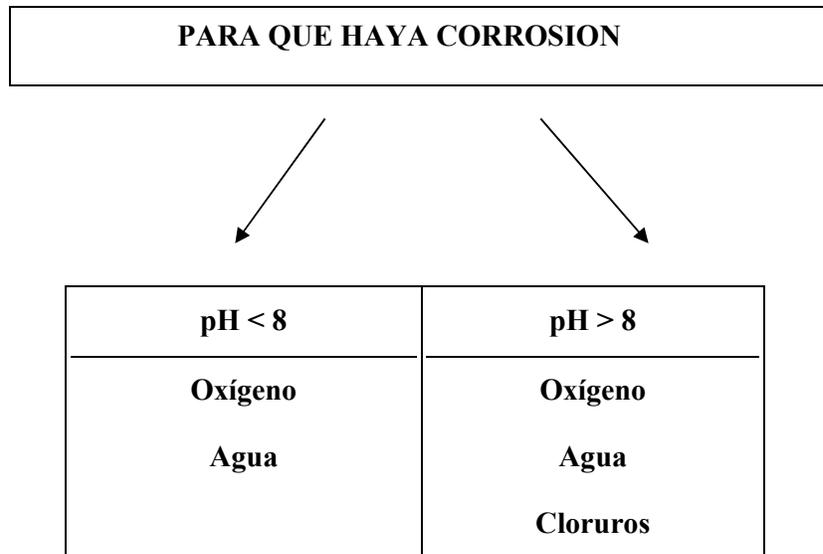
- Reducción de alcalinidad por lixiviación de las sustancias alcalinas con agua o neutralización parcial con dióxido de carbono u otro material ácido.
- Por la acción electroquímica que involucra al ion en presencia de oxígeno.

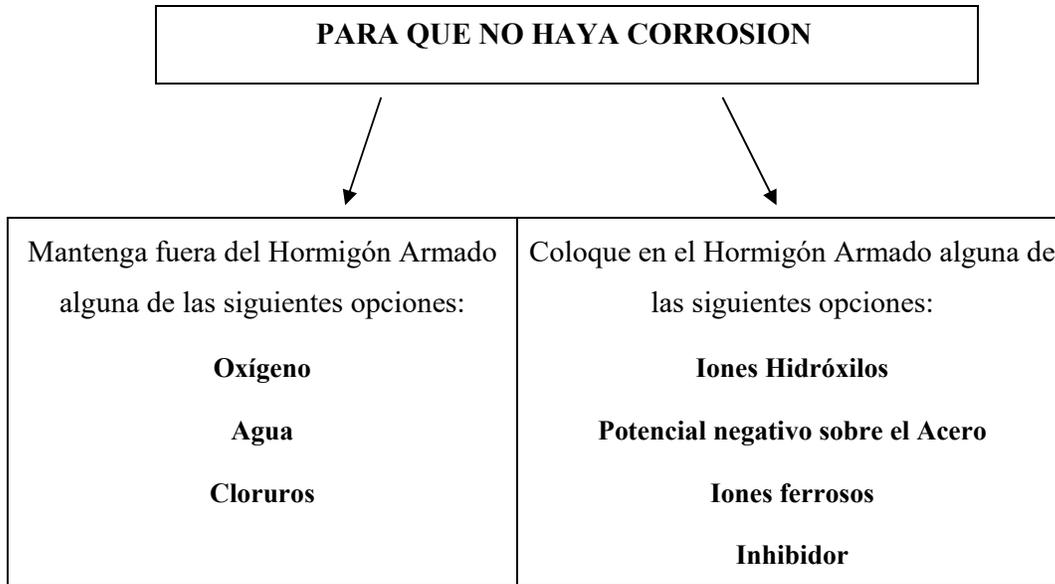
Así, el acero se corroe por la reacción anódica que permite que él se disuelva como ion ferroso. Debe haber una reacción catódica simultánea, como la reducción de oxígeno, todo esto en presencia de agua:



Es importante resaltar que sin la presencia simultánea en el hormigón de oxígeno y de humedad no es termodinámicamente posible la corrosión y, sin una cantidad mínima crítica, no es posible que se desarrolle con velocidad apreciable. Ambos factores tienen un carácter ambivalente, pues cuando las armaduras están pasivadas, una cierta cantidad de oxígeno y humedad pueden servir para engrosar la capa pasivante, pero, cuando las armaduras se corroen activamente actúan acelerando el ataque. En su ausencia, sin embargo, lo detienen completamente.

A continuación se muestra un cuadro descriptivo de algunas condiciones para que exista o no corrosión del acero en hormigón.





2.2. TIPOS DE CORROSION

Fontana M. G. (“Corrosion Engineering”, 1967) ha clasificado los diferentes tipos o formas de corrosión de acuerdo a la apariencia física del ataque.

2.2.1. CORROSION LOCALIZADA

2.2.1.1. Corrosión Por Picaduras: las picaduras se forman por la disolución localizada de la película pasiva, típicamente resultan del ingreso de iones cloruro al medio, bien sea porque provienen del medio exterior o porque fueron incorporados en la masa de hormigón (Figura II-2).

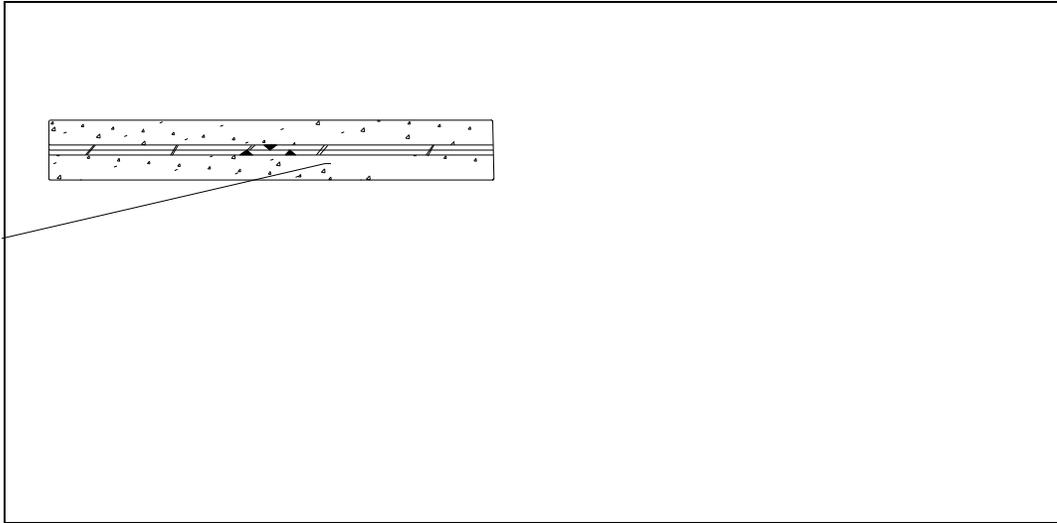


Figura II-2: Mecanismo De Corrosión Por Picadura De La Armadura

2.2.1.2. Corrosión En Espacios Confinados: la corrosión de este tipo puede ocurrir cuando sobre la superficie del metal existe un espacio lo suficientemente resguardado que evita el acceso continuo del oxígeno a esa zona, pudiendo crearse celdas diferenciales de oxígeno que inducen a la corrosión del refuerzo.

2.2.1.3. Corrosión Bajo Tensión: este tipo de corrosión ocurre cuando se dan conjuntamente dos circunstancias: esfuerzos de tracción sobre el acero y un medio agresivo. Esto ocurre preferencialmente en hormigón pre-o postensado, donde se utilizan aceros de alta resistencia debido, en general, a la presencia de hidrógeno atómico difundiendo a través del metal. Este hidrógeno puede provenir de diferentes fuentes: corrosión del acero, protección catódica, etc. Este daño produce también fragilidad por hidrógeno. La corrosión bajo tensión es un fenómeno muy específico, generalmente asociado a una mala calidad del hormigón (mal llenado de las vainas), o a la presencia de determinados iones, generalmente aportados por algunos aditivos.

En el caso de aceros pretensados, la presencia de picaduras por corrosión causada por iones cloruro puede inducir a que el acero presente corrosión por tensiones.

Este daño es considerado del tipo catastrófico, ya que está asociado a una pérdida de ductilidad y a la fractura de la armadura.

2.2.2. CORROSION UNIFORME

La corrosión uniforme es el resultado de una pérdida generalizada de la película pasiva, resultante de la carbonatación del hormigón y/o lavado por aguas puras o ligeramente ácidas (Figura II-3).

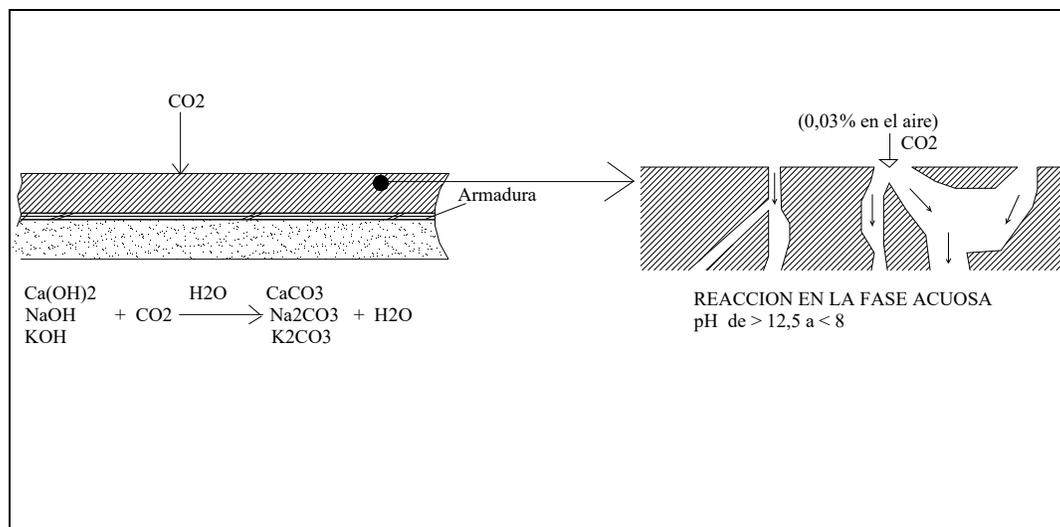


Figura II-3: Mecanismo De Corrosión Uniforme (Carbonatación) De La Armadura En Hormigón

2.3.FACTORES QUE AFECTAN Y DESENCADENAN LA CORROSION DE LAS ARMADURAS

Se denomina así a aquel conjunto de circunstancias que inducen la despasivación del acero en el hormigón. Ya se mencionó con anterioridad, que la corrosión sólo se provoca si el pH baja hasta valores ácidos (<8), por lo que serán pues factores que afectan o desencadenan todos aquellos que den lugar a una neutralización del medio alcalino propio del hormigón o bien, como es el caso de las fisuras y coqueas, que supongan la ausencia de contacto entre el acero y el hormigón.

Existen varios factores que afectan, desencadenan o producen ambos efectos en el proceso de corrosión de las armaduras. De tal manera que: la dosificación, la compacidad, la homogeneidad del hormigón, el estado superficial de la armadura y la humedad ambiental son los factores que afectan este proceso.

2.3.1. DOSIFICACION DEL HORMIGON

- El hormigón debe ser sólido, compacto, resistente y poco poroso. Tiene que garantizar además de sus significativas prestaciones mecánicas, la protección de la armadura de acero de la estructura por las acciones agresivas de los agentes externos.
- La dosificación del hormigón es un factor que influye de forma significativa en el comportamiento futuro de éste, como elemento protector del acero de refuerzo.
- El hormigón que envuelve las barras de acero de una armadura debe cumplir una doble función protectora:
 - a)- como barrera física que se opone a la penetración de los agentes agresivos externos.
 - b)- creando una capa pasivante sobre el acero – en virtud de su alcalinidad- que lo mantiene protegido durante un tiempo indefinido. La porosidad de la masa del hormigón la aporta fundamentalmente la pasta de cemento endurecida y es a través de ella que el agua ejerce su función de vector de transferencia de los elementos agresivos externos, razón por la cual la relación agua/cemento, el grado de hidratación y la cantidad de pasta son factores determinantes en la cantidad y tipos de poros en el hormigón (O’ Reilly, V.A., 1989).

2.3.2. COMPACIDAD Y HOMOGENEIDAD

La compacidad del hormigón es la propiedad más importante del mismo a los efectos de su resistencia a la penetración de los agentes agresivos externos. Ella es inversamente proporcional a la porosidad y mientras más alta sea la primera, expresa en qué magnitud está protegido el acero de la armadura minimizando significativamente la

carbonatación y el ataque de los cloruros, que son los agentes más importantes (Biczok, I., 1981).

La compacidad es función, principalmente, de la cantidad y calidad de los materiales y de la adecuada proporción entre ellos. Sin embargo, cumpliéndose con esta condición, la compacidad puede afectarse por un mal mezclado y un mal transporte, ya que esto afecta la homogeneidad del hormigón, propiciando la segregación de los materiales. De igual manera, la segregación puede producirse por un procedimiento deficiente en la colocación del hormigón y/ o inadecuado proceso de compactación.

2.3.3. ESPESOR DE RECUBRIMIENTO DEL HORMIGON

La protección que confiere el hormigón que recubre las barras de acero de una estructura de hormigón armado o pretensado dependerá del grado de impermeabilidad de éste, que a su vez estará dada por su compacidad y homogeneidad en esa zona.

El espesor de esta capa de hormigón es importante para garantizar la protección de la armadura, dependiendo del ambiente al cual va a estar expuesto. Existen normas internacionales en las que se especifican los espesores adecuados de acuerdo con la agresividad ambiental (Figura II-4).

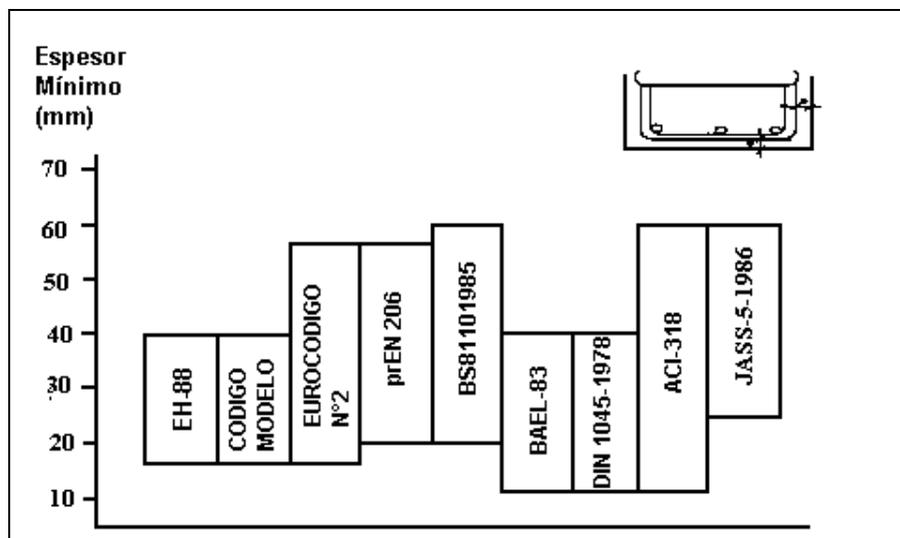


Figura II-4: Valores De Espesor De Recubrimiento De Armaduras Contemplados En Diferentes Normas Internacionales

Sin embargo, estructuralmente es recomendable que este espesor sea el mínimo indispensable, ya que por ser una zona desprovista de armadura, pudiera verse afectada por fisuración, particularmente si el elemento está sometido a esfuerzos de tracción. Por tal motivo, las normas recomiendan que en ambientes agresivos debe utilizarse una mezcla de calidad con alto contenido de cemento y baja relación a / c , garantizando así que espesores de 2 a 3 pulgadas (5-7,5 cm) permitan una alta durabilidad de la estructura.

2.3.4. HUMEDAD AMBIENTAL

La presencia de agua es imprescindible para la corrosión en medios neutros y alcalinos, pues interviene en el proceso catódico de reducción del oxígeno.

Además, el agua es necesaria para la movilidad de los iones a través del electrolito. En el hormigón seco, la resistividad eléctrica es tan elevada que impide que la corrosión se produzca aun en ausencia de la capa pasivante sobre el acero; sólo la existencia de una cierta cantidad mínima de humedad en los poros del hormigón permitirá el desarrollo de los procesos corrosivos. Por lo tanto, cuanto mayor sea el contenido de humedad en los poros del hormigón, menor será el valor de la resistividad eléctrica y más elevadas podrán ser, en principio, las velocidades de corrosión (Figura II-5).

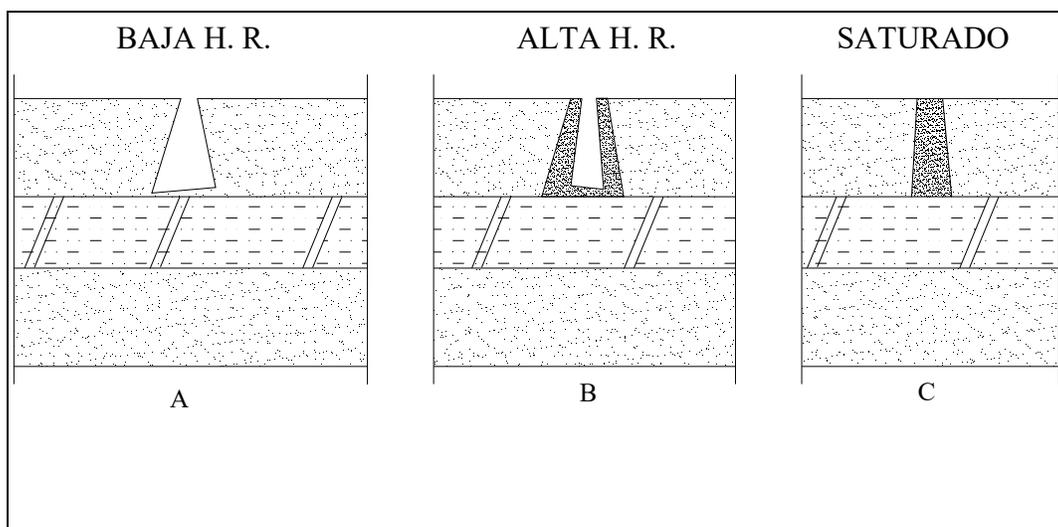


Figura II-5 : Efecto Del Contenido De Humedad En Los Poros Del Hormigón, En La Corrosión De La Armadura

2.3.5. EFECTO DEL OXIGENO

No es posible que el proceso de corrosión se desarrolle sin que llegue una mínima cantidad de oxígeno hasta las armaduras, es decir, es necesaria una cierta “aireación” de las mismas.

2.3.6. EFECTO DE LA TEMPERATURA

La temperatura juega un doble papel en los procesos de deterioro. Por un lado, su incremento provoca la movilidad de las moléculas facilitando el transporte de sustancias (López W., González J. A., Andrade C., 1993); por otro, su disminución puede dar lugar a condensaciones que, a su vez, pueden producir incrementos locales importantes del contenido de humedad del material. Además, la cantidad absoluta de vapor de agua en la atmósfera varía con la temperatura.

2.3.7. ESTADO SUPERFICIAL DEL ACERO

Siendo la superficie del acero la primera interfase con el medio, es lógico pensar que su estado superficial afectará las reacciones que tendrían lugar en contacto con él.

Los productos de corrosión presentes en forma masiva, no adherentes, deben ser eliminados, ya que ocasionan problemas de adherencia o condiciones propicias para la corrosión de la armadura en el hormigón. Esto es particularmente crítico cuando se utiliza acero de alto límite elástico en hormigón pre-postensado. En estos caso la superficie del acero debe encontrarse limpia y cabe resaltar que no se aceptará reducción de sección, ya que cualquier resto de óxido puede inducir grietas de corrosión bajo tensión a largo plazo.

2.3.8. TENSIONES MECANICAS DEL ACERO

Los aceros de pre-postensado son de composición eutectoide (alrededor del 0.8% de C) y suelen estar sometidos a tensiones entre el 60% y el 80% de su límite elástico. Estas elevadas tensiones no representan ningún riesgo si el acero está exento de

imperfecciones y de óxidos superficiales y si el hormigón que lo rodea es de elevada calidad.

En el hormigón donde la carbonatación alcance los alambres tensados o donde haya ciertos iones despasivantes, el riesgo de una corrosión bajo tensión existe. Este tipo de corrosión se caracteriza por incubar grietas no visibles al ojo humano, que se propagan con relativa rapidez hacia el interior. Alcanzada una pérdida de sección crítica, el alambre se rompe de forma frágil.

2.3.9. IONES DESPASIVANTES

De éstos los cloruros son los que más afectan directamente la pasivación del refuerzo. Los iones sulfato intervienen en la degradación del hormigón, lo cual puede permitir que la armadura se exponga al medio, produciéndose así su corrosión.

2.3.9.1. CLORUROS

Provocan una disolución localizada de la capa pasiva, dando lugar a ataques puntuales (picaduras) que pueden reducir drásticamente la sección de trabajo del acero, en espacios de tiempo relativamente cortos.

Los cloruros pueden encontrarse en la masa del hormigón por dos causas:

- Porque los contengan las materias primas (aditivos, agua, cemento, áridos).
- Porque penetren desde el exterior al estar situada la estructura en ambientes marinos o estar sometida a la acción de sales de deshielo.

2.3.9.2. SULFATOS

El ion sulfato puede estar presente en las aguas residuales industriales en forma de solución diluída de ácido sulfúrico; en las aguas del subsuelo.

2.3.9.3. CARBONATACION

Se denomina así al proceso en el que el dióxido de carbono de la atmósfera reacciona con los componentes alcalinos de la fase acuosa del hormigón y da lugar a una neutralización de todo el material. La Figura II-6 muestra el cambio abrupto de pH que se produce en el interior del hormigón y que es el que da lugar a la aparición de un frente carbonatado.

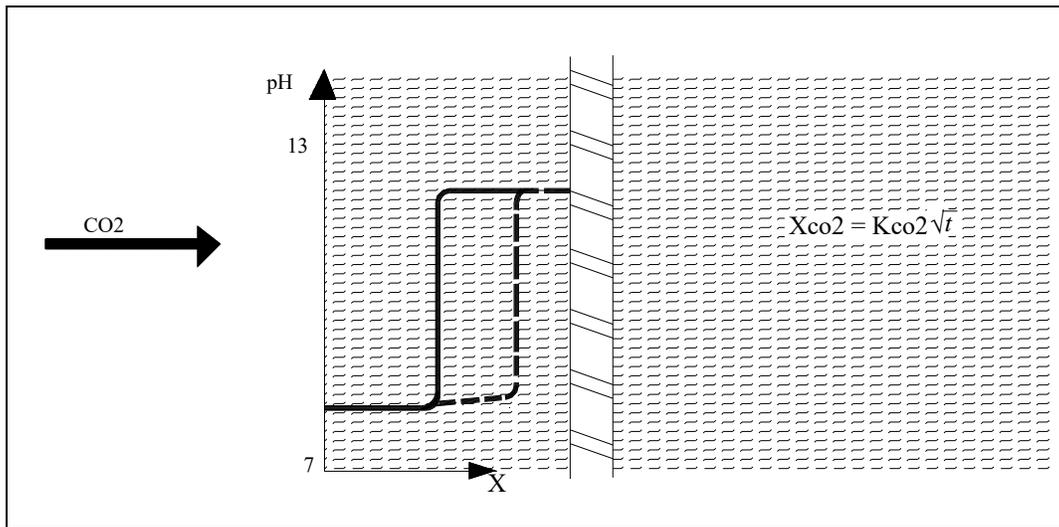


Figura II-6: Variación Del Ph En El Hormigón Debida A La Carbonatación

Cuando este frente llega hasta la armadura, ésta se despasiva como consecuencia de la disminución de pH.

2.3.10. EXISTENCIA DE FISURAS

Las fisuras del hormigón, originadas por sollicitaciones mecánicas sobre la estructura, se disponen, en general, en planos ortogonales a las armaduras principales, puesto que éstas se colocan precisamente para absorber las tensiones de tracción que el hormigón por sí solo no puede soportar. Sin embargo, limitar la deformación en tracción del acero para que no supere la de rotura en tracción del hormigón y así evitar las fisuras

transversales, supone un desperdicio económicamente inaceptable de la capacidad de las armaduras.

Las fisuras que acompañan las armaduras en su misma dirección son, en general, resultantes de un proceso de corrosión ya iniciado. Pueden sin embargo, aparecer también por procedimientos constructivos incorrectos, como por una retracción de fraguado en ciertas condiciones, estribos con muy bajo rendimiento, estados tensionales de compresión elevados por efecto del módulo de Poisson.

La abertura máxima de fisuras se limita, entre otras exigencias, por la durabilidad de la armadura (Rodríguez J., Andrade C., 1984). Los códigos suelen limitar el ancho de fisura a valores entre 0.1 y 0.4 mm.

La incidencia de la abertura de la fisura en la corrosión de la armadura depende de factores como:

- La agresividad del medio ambiente
- El recubrimiento de la armadura
- La calidad del hormigón

En la actualidad existe la tendencia a considerar que la mayor o menor agresividad no depende del tamaño de la abertura como tal, sino que se piensa que por debajo de un determinado valor de la abertura de la fisura (entre 0.3 y 0.4 mm), ésta no incrementa el riesgo de ataque (Rodríguez J., Andrade C., 1984; ACI, 1992).

La tendencia actual en relación a la abertura máxima de fisuras para estructuras de hormigón armado es pues, acotarla para el valor de 0.4 mm al considerarse que por debajo de este valor el riesgo de ataque no se incrementa. Igualmente se limita indirectamente la abertura por recomendaciones constructivas: recubrimiento de la armadura, diámetros y espaciamientos entre barras y calidad del hormigón (a/c, aditivos).

En cuanto a las fisuras longitudinales debidas a asentamientos tradicionales del hormigón o a retracción plástica, se puede considerar que se comportarán, en cuanto a la durabilidad, de forma más agresiva que las transversales, dado que el área de armadura expuesta al ataque es mayor en las fisuras longitudinales.

CAPITULO III

DESCRIPCION DEL ENSAYO QUIMICO

3.1. INTRODUCCION

En este capítulo se detalla el ensayo iniciado con el fin de provocar un proceso de corrosión acelerada sobre cables de acero de pretensado. De esta forma, podrán interpolarse para valores intermedios de ataque, entre el caso más agresivo y el de agresión nula.

El objetivo de este ensayo es estudiar como y cuanto se va degradando la sección transversal de un cable de acero de pretensado en función del transcurso del tiempo, cuando está sometido a un ataque corrosivo acelerado. Esta aceleración es producida cuando la barra de acero está en contacto con algún compuesto que contiene mayor cantidad de agentes agresivos que el admitido por Reglamento.

Los datos obtenidos son los primeros de un ensayo a largo plazo. Estos fueron utilizados para determinar los períodos de tiempo recomendables entre inspecciones estructurales para su óptima conservación. Este ensayo continuará para seguir recaudando información para investigaciones posteriores.

3.2. DESCRIPCION DEL MODELO

El modelo ensayado consistió en una barra de acero de pretensado de 6 m de longitud y un diámetro de 7 mm. Un cable con estas características geométricas y materiales fue sometido a otro ensayo experimental que está ampliamente desarrollado en el Capítulo IV. Los resultados obtenidos en ambos ensayos han originado uno de los métodos de detección propuestos en el Capítulo IX.

3.2.1. MATERIALES

Las características de este acero se exponen en la Tabla III-1 que se muestra a continuación:

Diámetro nominal	Sección transversal	Tensión de fluencia	Tensión de rotura	Alargamiento de rotura	Módulo de elasticidad
(mm)	(Mm2)	MPa	MPa	%	MPa
7	38.48	1250	1400	8	2.00 E5

Tabla III-1: Características Del Acero

3.3. DESCRIPCION DEL DISPOSITIVO EMPLEADO

Se describe a continuación la forma en que se construyó el dispositivo empleado para lograr el proceso de corrosión acelerada.

De la barra antes descrita fueron cortadas 8 porciones de 0.30 m de longitud cada una, el resto de acero fue guardado para utilizarlo en futuras experiencias. Era necesario un recipiente que pudiera contener las barras y no fuese afectado por los agentes químicos agresivos que atacarían al acero. El material que más se adaptaba a estos requisitos era el telgopor, y con él se construyó una caja. Esta caja fue seccionada en su parte media, para colocar las barras y el material que las mantendría húmedas con solución salina. Para mantener la humedad fueron utilizadas dos bandas de poliuretano

expandido. Se cortaron, en Laboratorio dos trozos del mismo tamaño de la sección de la caja fabricada.

El dispositivo fue armado colocando una de estas bandas dentro de la caja, y las barras de acero sobre ellas. En la restante mitad de la caja fue colocada otra banda de poliuretano expandido, para mantener entre ambas a los aceros en estudio.

A la mitad superior de la caja se le perforaron orificios para verter la solución salina con las que tendrían contacto las barras.

La Figura III-1 muestra el dispositivo armado.

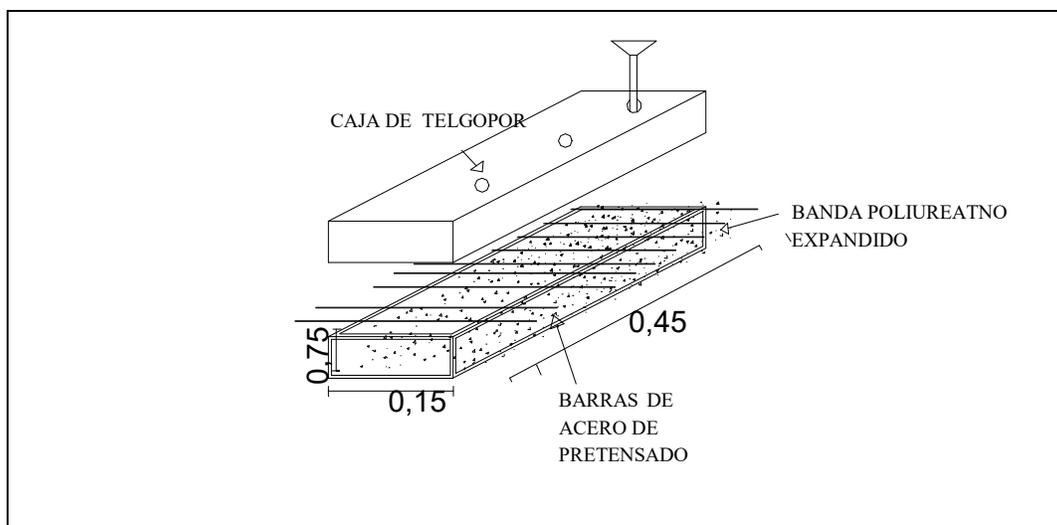


Figura III-1: Dispositivo Donde Se Realiza El Proceso De Corrosión Acelerada

La solución salina antes descrita, fue adoptada utilizando las recomendaciones del Manual de Inspección, Evaluación, y Diagnóstico de Corrosión en Estructuras de Hormigón Armado (1998), para valores críticos de cloruros en hormigones reforzados según las Normas. (Ver Tabla III-2).

PAIS	NORMA	LIMITE MAX. DE CL ⁻	REFERIDO A:
USA	ACI 318	< 0.15% en ambiente de CL ⁻	Cemento
USA	ACI 318	< 0.3% en ambiente normal	Cemento
USA	ACI 318	< 0.1% en ambiente seco	Cemento
INGLATERRA	CP- 110	< 0.35% al menos en un 95%	Cemento
AUSTRALIA	AS 3600	< 0.22%	Cemento
NORUEGA	NS 3474	< 0.6%	Cemento
ESPAÑA	EH 91	< 0.4%	Cemento
EUROPA	EUROCODIGO 2	< 0.22%	Cemento
JAPON	JSCE-SP 2	< 0.6 Kg/m ³	Hormigón
BRASIL	NBR 6118	< 0.05 %	Agua

Tabla III-2: Valor Crítico De Cloruros En Hormigones Reforzados

Se utilizó como referencia la Norma de Brasil que establece:

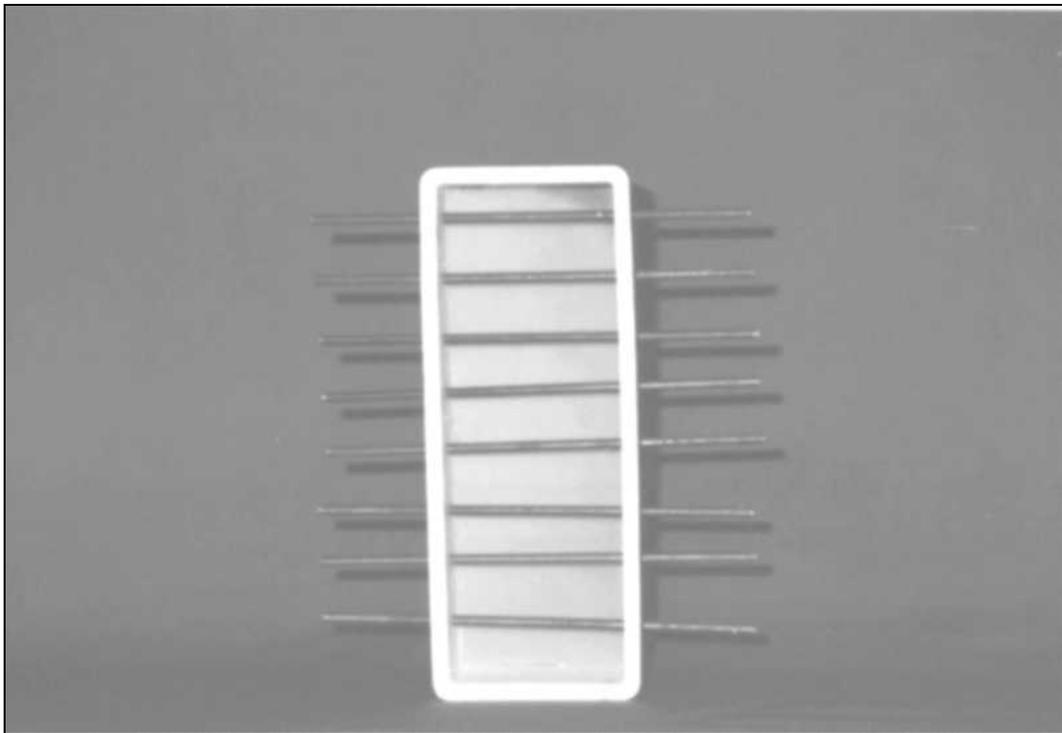
Límite Máximo Concentración de cloruros es \leq al 0.05 % de agua utilizada.

En recipientes de 5 lts. de capacidad fueron agregados 5 kg. de sal, con esta solución se humedecieron las barras diariamente.

3.4. DESARROLLO DEL ENSAYO QUIMICO

Antes de colocar las barras en la caja, utilizando un calibre de alta precisión, fueron tomadas varias medidas del diámetro de las barras en distintos puntos de su longitud, posteriormente se obtuvo el diámetro promedio de estas mediciones. Este valor ha sido archivado, ya que es el *valor - referencia* con el que se compararán los obtenidos a lo largo del ensayo.

Una vez finalizada esta etapa, fue armado el dispositivo de ensayo. Posteriormente se vertieron las soluciones salinas ya preparadas, de manera tal, que humedecieran las banda de poliuretano expandido. Fue utilizado un embudo que era colocado en cada uno de los orificios que se encuentran en la tapa de la caja para realizar una distribución uniforme del líquido (ver Fotografía III-1).



Fotografía III-1: Disposición De Las Barras Al Inicio Del Ensayo

De esta forma las barras estuvieron en permanente contacto con la sustancia agresiva. Para acelerar aún más el proceso se colocó el prototipo dentro de un ambiente

donde la temperatura media promedio es de aproximadamente 40 °C, favoreciendo el proceso electroquímico. (Fotografía III-2). Diariamente se les colocó una dosis de solución, de manera tal que las barras estuviesen en contacto permanente con ésta.



Fotografía III-2: Vista Del Prototipo Dentro Del Ambiente Con Temperatura Media De 40 °C

Luego de 60 días fue retirada una de las barras de acero de pretensado del recipiente, fue extraída la capa de óxido que la recubría utilizando un desoxidante y fosfatizante incoloro. Posteriormente, utilizando un calibre de alta sensibilidad, fue medido el diámetro en distintos puntos de la zona corroída. Una vez obtenido el promedio de estas mediciones se lo comparó con el *valor - referencia*. Finalizada la toma de datos, fue colocada nuevamente en la caja. Este procedimiento se continuó realizando hasta la fecha. Puede observarse en la siguiente foto (Fotografía III-3) como avanzó el ataque corrosivo con el transcurso del tiempo, comparando con la Fotografía III-1.



Fotografía III-3: Proceso Corrosivo A Los 54 Días Del Ensayo

3.5.RESULTADOS EXPERIMENTALES

El ensayo tenía como objetivo estudiar la reducción del diámetro de la barra de acero en función del tiempo, sometida a un proceso de corrosión intenso. A los 60 días de iniciado el ensayo, se retiraron algunas de estas barras, a las que se les midió su diámetro, luego de haberles retirado la capa de óxido que las cubría. Estas mediciones fueron repetidas cada 30 días. La última medición realizada para el período de elaboración de esta tesis, fue a los cinco meses de iniciado el ensayo. El objetivo final de éste es continuar con las mediciones para tener datos experimentales que permitan

avanzar en el estudio de la velocidad de reducción de aceros de pretensado sometidos a corrosión, sobre el cual no existe mucha información. Si se tienen datos sobre aceros comunes para hormigón armado.

Los valores hasta este momento que se han procesado son los que se muestran en la Tabla III-3:

DIAS	DIAMETRO (mm)	REDUC. DIAM. (%)	AREA (Mm2)	REDUC. AREA (%)
0	7	0	38.485	0
54	6.9	1.429	37.393	2.837
150	6.5	7.143	33.183	13.776

Tabla III-3: Resultados Iniciales Del Ensayo

Utilizando los resultados obtenidos en este período de tiempo, pueden trazarse curvas que permiten observar la tendencia de la variación de la sección de acero en función del transcurso del tiempo. Debe señalarse que los datos son relativamente pocos, pero lo suficientemente representativos como para poder extraer algunas primeras conclusiones. En las siguientes figuras puede apreciarse como disminuye el área y el diámetro del cable a medida que aumenta el tiempo de exposición a los agentes agresivos (Figuras III-2 y 3).

Si recordamos que:

$$A = (\pi * d^2) / 4$$

es lógico el resultado obtenido.

Donde:

A: área de la sección de acero

d: diámetro del cable de acero

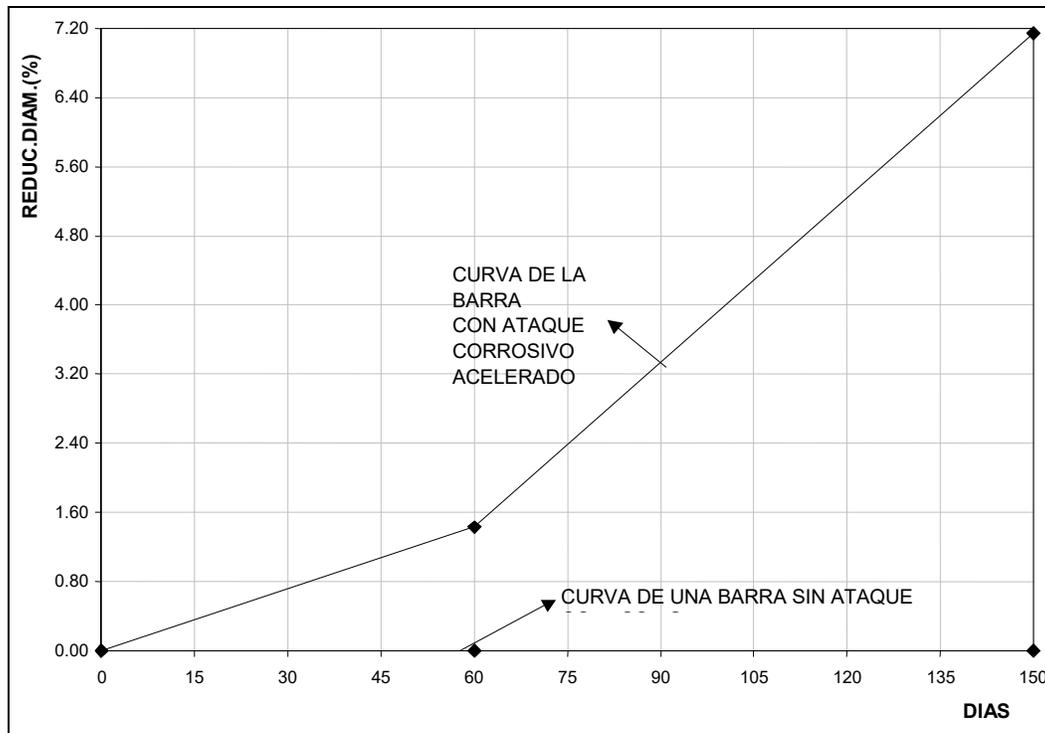


Figura III-2: Reducción Del Diámetro De La Barra En Porcentaje

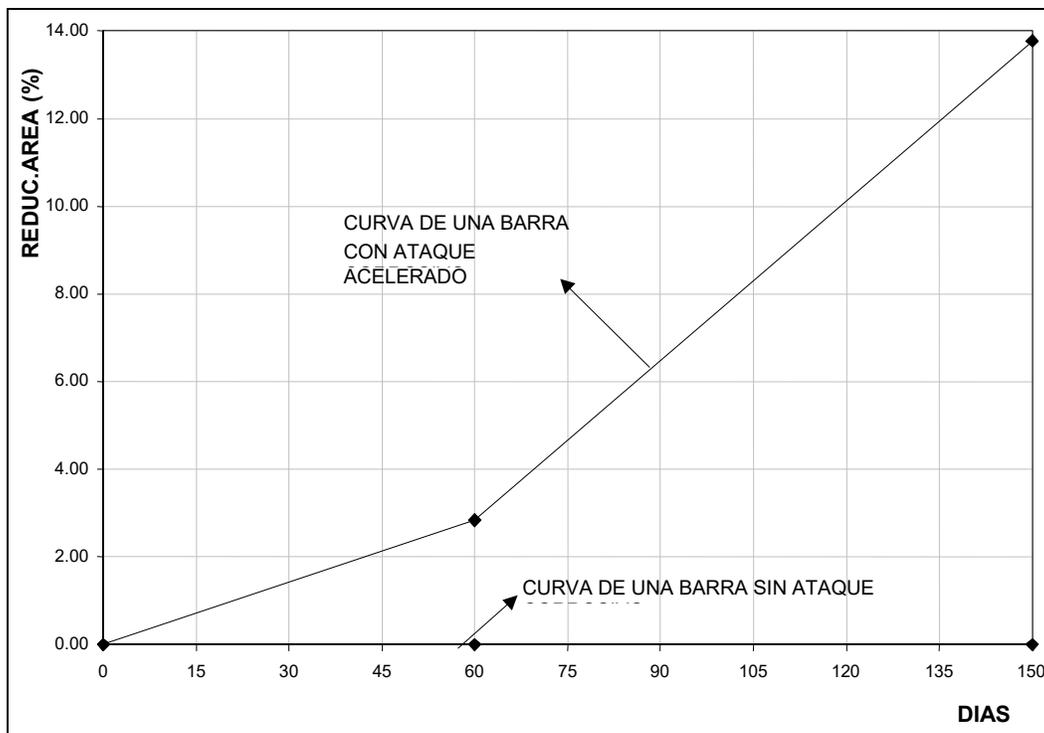


Figura III-3: Reducción Del Area De La Barra En Porcentaje

Cuando se describió el ensayo químico se explicó que el proceso corrosivo utilizado era *acelerado*. En las Figuras III-2 y 3 se han graficado los estados extremos que puede sufrir un cable de pretensado frente a un ataque corrosivo.

Para que estos datos experimentales puedan ser utilizados para casos promedios de corrosión es necesario determinar como es el avance en un caso promedio normal. Utilizando el método de interpolación cuadrático, se obtienen los valores requeridos a partir de los resultados obtenidos para los dos casos extremos que se han ensayado. Los valores obtenidos figuran en la Tabla III-4.

	ATAQUE ACELERADO	ATAQUE PROMEDIO
DIAS	Reducc.Area (%)	Reducc.Area (%)
0	0,000	0,000
60	2,837	1,248
150	13,776	5,820

Tabla III-4: Resultados De La Interpolación

En el primer gráfico (Figura III-5) se muestran los valores de la interpolación para el caso en que se toma como variable el porcentaje de reducción del diámetro de la barra en el tiempo. En el segundo gráfico (Figura III-6) puede observarse la interpolación obtenida para la variación del porcentaje de reducción del área del cable en función del tiempo.

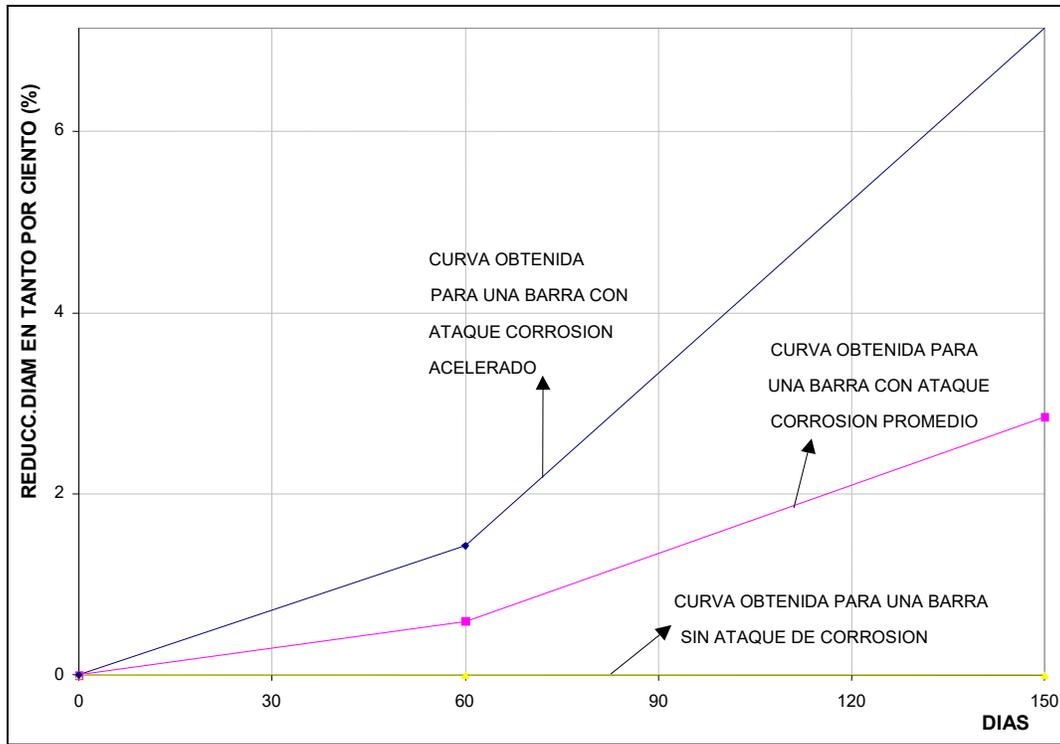


Figura III-5: Reducción Del Diámetro En Tanto Por Ciento De La Barra En Función Del Tiempo

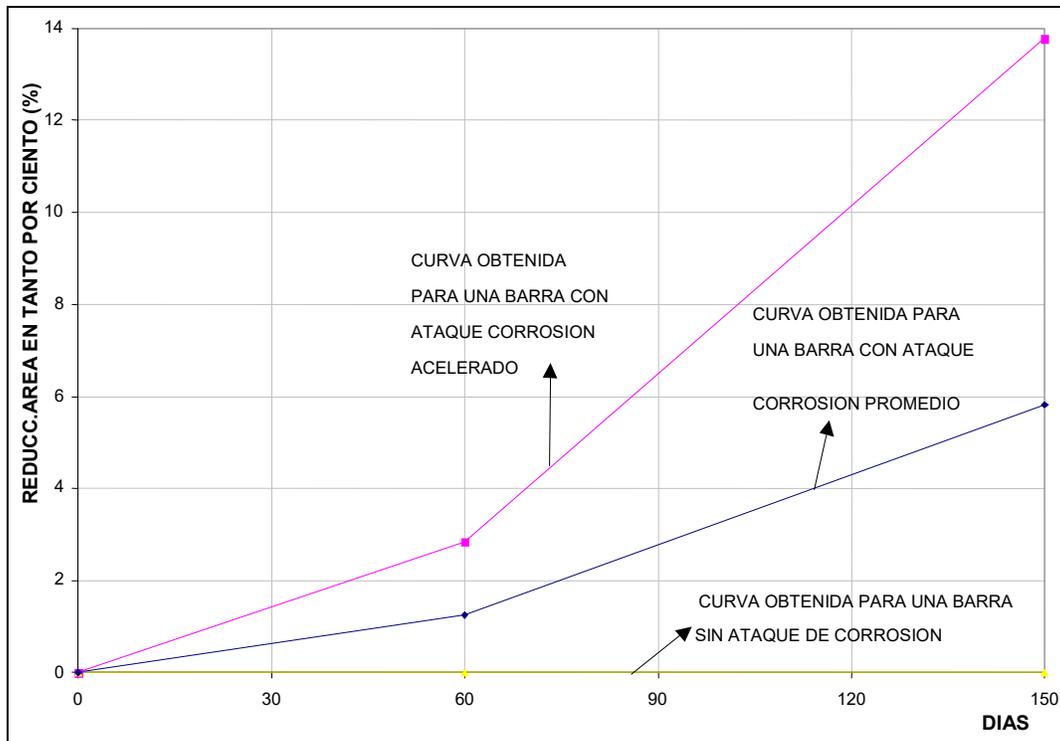


Figura III-6: Reducción Del Área En Tanto Por Ciento De La Barra En Función Del Tiempo

3.6.CONCLUSIONES

Del análisis de los resultados experimentales se extraen las siguientes conclusiones:

- Los resultados obtenidos son los primeros de un ensayo de larga duración. A pesar de que los registros son relativamente escasos, se puede extrapolar la tendencia de reducción de la sección de acero.
- Los datos obtenidos son inéditos sobre estos aceros, ya que en la bibliografía disponible sólo figuran ensayos sobre barras de acero común.
- Utilizando el concepto de regresión de la teoría Probabilística, que dice que a partir de una variable perfectamente determinada puede obtenerse el valor de la variable dependiente, se determina la reducción del área y del diámetro del cable luego de un año de producido el ataque. Las curvas obtenidas se muestran en las Figuras III-7 y 8.

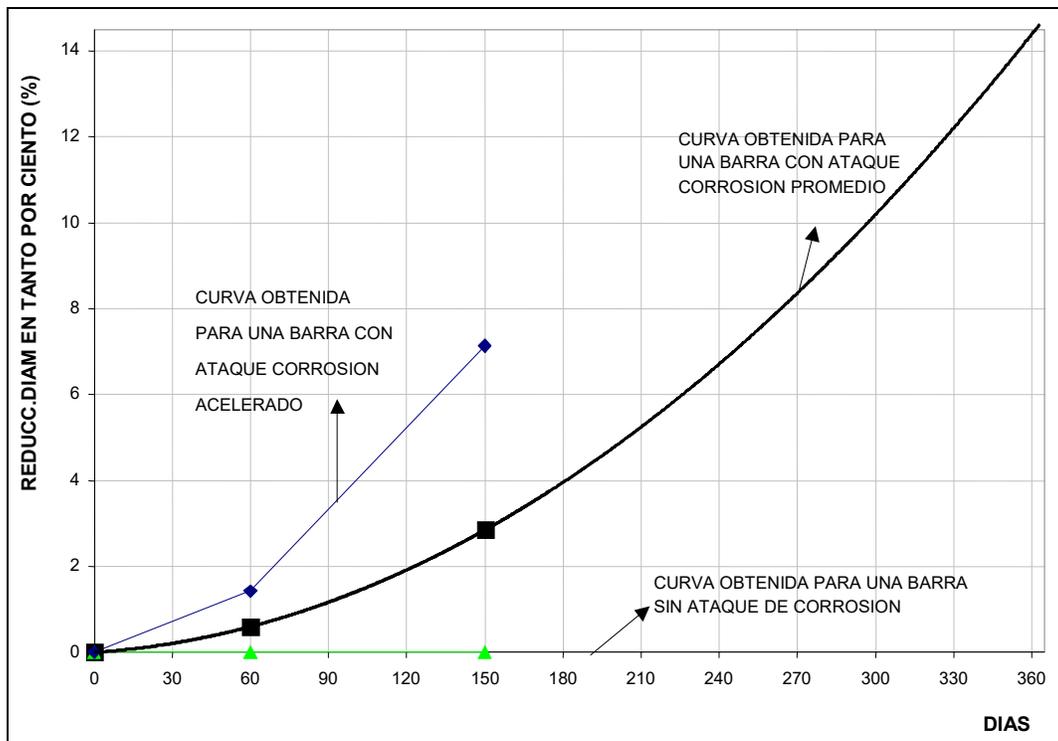


Figura III-7: Reducción Del Diámetro De La Barra En Tanto Por Ciento Para Un Período Anual

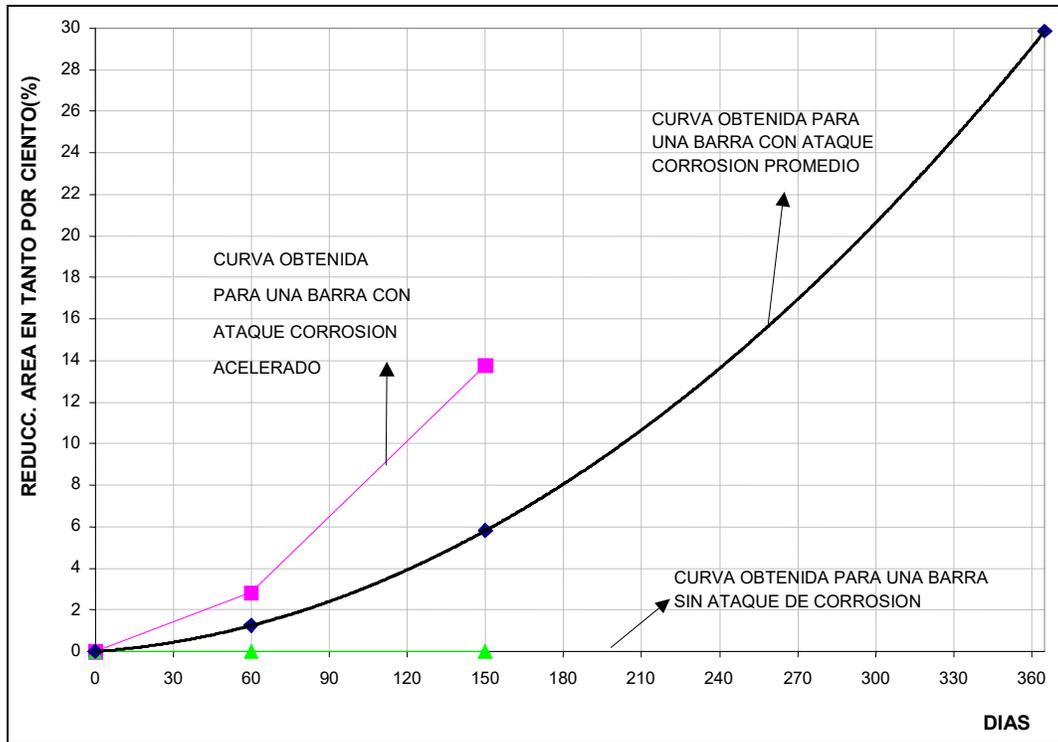


Figura III-8: Reducción Del Area De La Barra En Tanto Por Ciento Para Un Período Anual

Con los resultados obtenidos se propone:

- el tiempo máximo para realizar la primera inspección luego de la puesta en servicio de la estructura, que no debe superar los 6 meses.
- Estos resultados son utilizados en el Capítulo IX para proponer los períodos máximos de tiempo entre los controles no destructivos en aras de un control preventivo de la estructura.

CAPITULO IV

DESCRIPCION DE LA BARRA DE PRETENSADO Y SU ENSAYO

4.1.INTRODUCCION

En este capítulo se presenta el análisis del modelo experimental de la barra de acero de pretensado utilizada, sus características geométricas y materiales. Es descrito el instrumental empleado en el ensayo. Se explican cada una de las etapas del proceso de medición efectuado, y las resistencias eléctricas obtenidas. Luego, se vuelcan estos valores en gráficos donde los resultados son analizados para posteriormente ser utilizados en la implementación de un método de detección precoz del problema de corrosión.

4.2. DESCRIPCION DEL ESPECIMEN

4.2.1. GEOMETRIA

El espécimen ensayado consistió en una barra de acero de pretensado de 6 m de longitud y diámetro de 0.007 m. Las dimensiones de la misma pueden observarse en la Figura IV-1, debiendo aclarar que la misma no ha sido dibujada a escala, sino que su fin es mostrar su geometría.

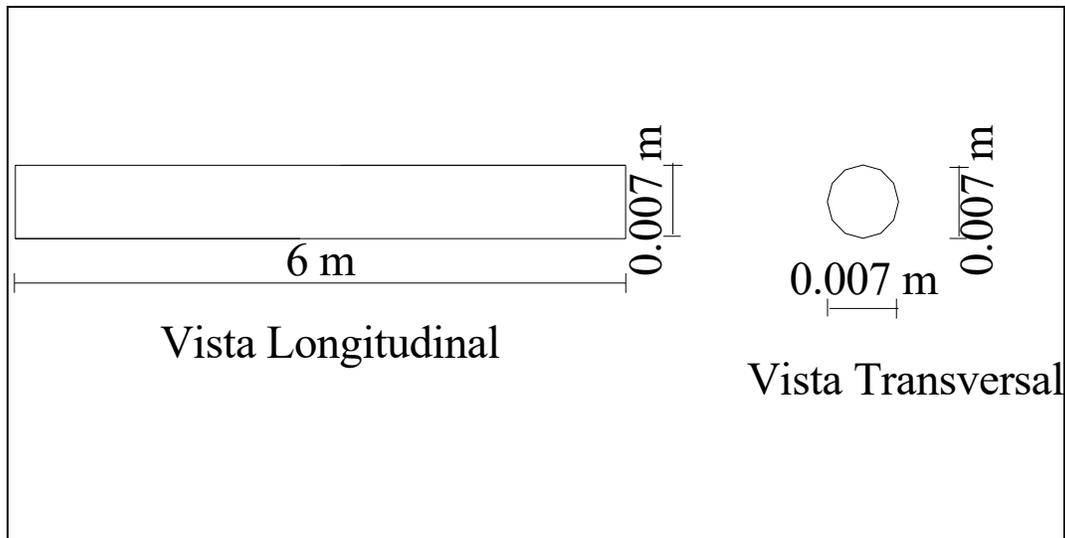


Figura IV-1: Dimensiones Del Cable De Pretensado

4.2.2. MATERIALES

4.2.2.1. ACERO

Las características del acero utilizado se resumen en la Tabla IV-1.

Diámetro nominal	Sección transversal	Tensión de fluencia	Tensión de rotura	Alargamiento de rotura	Módulo de elasticidad
(mm)	(mm ²)	MPa	MPa	%	MPa
7	38.48	1250	1400	8	2.00 E5

Tabla IV-1: Características Geométricas y Materiales Del Acero De Pretensado

4.3.DESCRIPCION DEL INSTRUMENTAL UTILIZADO

El instrumental utilizado se eligió teniendo en cuenta los siguientes propósitos:

- Estudiar las resistencias eléctricas del cable en cada etapa del ensayo.
- Disponer de una sensibilidad adecuada para poder medir resistencias de valores muy pequeños, como las de estas barras.

El aparato utilizado es un Medidor de Puesta a Tierra, LEM NORMA GmbH (Fotografía IV-1).



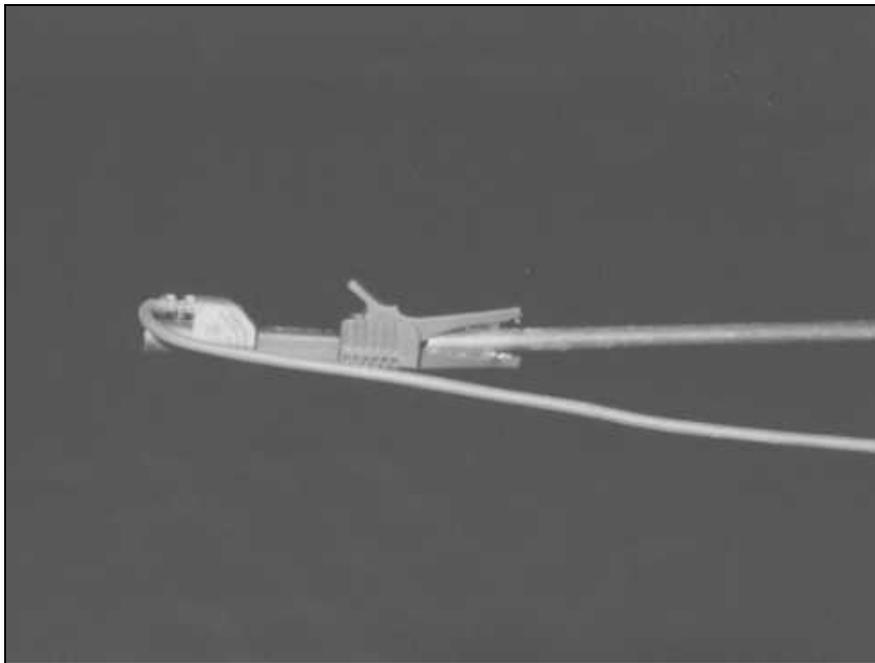
Fotografía IV-1: Medidor De Puesta A Tierra

4.4. DESARROLLO DEL ENSAYO

El ensayo consistió en medir la resistencia eléctrica del acero, simulando mecánicamente su deterioro cuando es sometido a un proceso de corrosión acelerada.

El fenómeno electroquímico actúa produciendo una reducción gradual de sección en una zona localizada de los tendones sobre las que actúa. En base a este comportamiento, se decidió materializar esta reducción en forma mecánica y localizada.

La primer etapa del ensayo consistió en medir la resistencia eléctrica de la barra de pretensado sin ataque corrosivo, utilizando el Medidor de Puesta a Tierra. Se utilizaron conectores especiales en los extremos del acero de pretensar (Fotografía IV-2).



Fotografía IV-2: Dispositivo De Vinculación Entre El Aparato Y La Barra

El instrumento, de tipo digital, registraba y procesaba valores de frecuencia, tipo de corriente, y resistencia óhmica (Fotografía IV-3).



Fotografía IV-3: Medición De La Resistencia Eléctrica

En una segunda etapa, se reduce progresivamente la sección transversal de la pieza en un mm de diámetro por estación de medición (Fotografía IV-4). Luego de verificar con un calibre la reducción localizada de la sección, se mide la resistencia de la barra.



Fotografía IV-4: Reducción Mecánica De La Sección De La Barra

Así, se continuó hasta alcanzar un diámetro final de 15 mm.

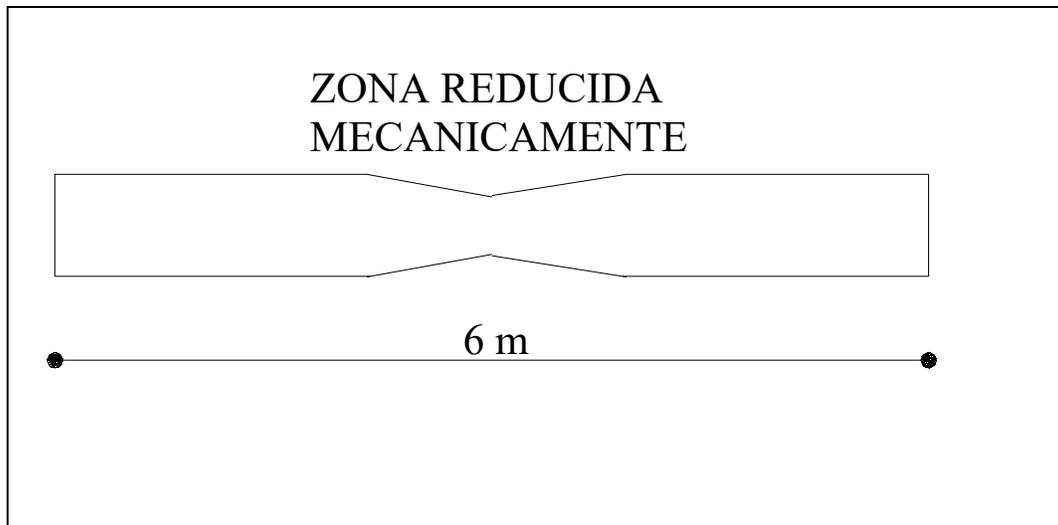


Figura VI-2: Esquema De La Reducción Mecánica

4.5.RESULTADOS EXPERIMENTALES

En cada etapa del ensayo se midió la resistencia eléctrica de la barra, variable ésta que se correlaciona con el diámetro permitiendo graficar su variación. La Tabla IV-2 muestra los diámetros de la barra en cada una de las etapas, y las resistencias eléctricas obtenidas para cada uno de ellos. Se muestra también el área transversal en función de la degradación de la sección.

DIAMETRO BARRA (mm)	AREA CABLE (mm²)	RESIST. OHMICA (ohm)
7	38.48451001	0.031
6	28.27433389	0.032
5	19.63495409	0.032
4	12.56637062	0.033
3	7.068583472	0.034
2	3.141592654	0.034

DIAMETRO BARRA (mm)	AREA CABLE (mm²)	RESIST. OHMICA (ohm)
1.5	1.767145868	0.036

Tabla IV-2: Valores Obtenidos En El Ensayo

Para realizar un mejor análisis de los resultados se trazaron distintos gráficos para favorecer su interpretación. Las figuras IV-3 y 4, muestran como varía la resistencia eléctrica con respecto al diámetro y al área del acero ensayado.

Generalizando los datos obtenidos para cualquier tipo de barra o cable, puede expresarse la variación de la resistencia eléctrica en función de la degradación porcentual del diámetro y del área de un cable de pretensado (Figuras IV-5 y 6). Posteriormente, estos resultados serán utilizados para la implementación de un método de detección de la corrosión en elementos de hormigón pretensado.

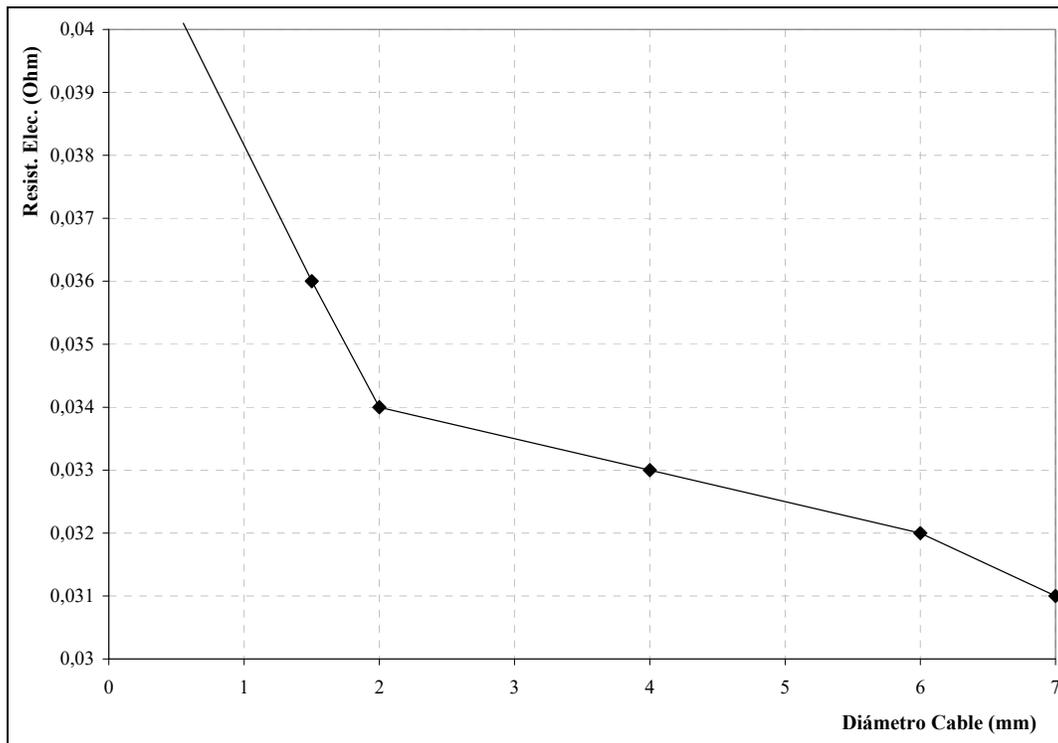


Figura IV-3: Relación Entre Diámetro Del Cable Y La Resistencia Ohmica

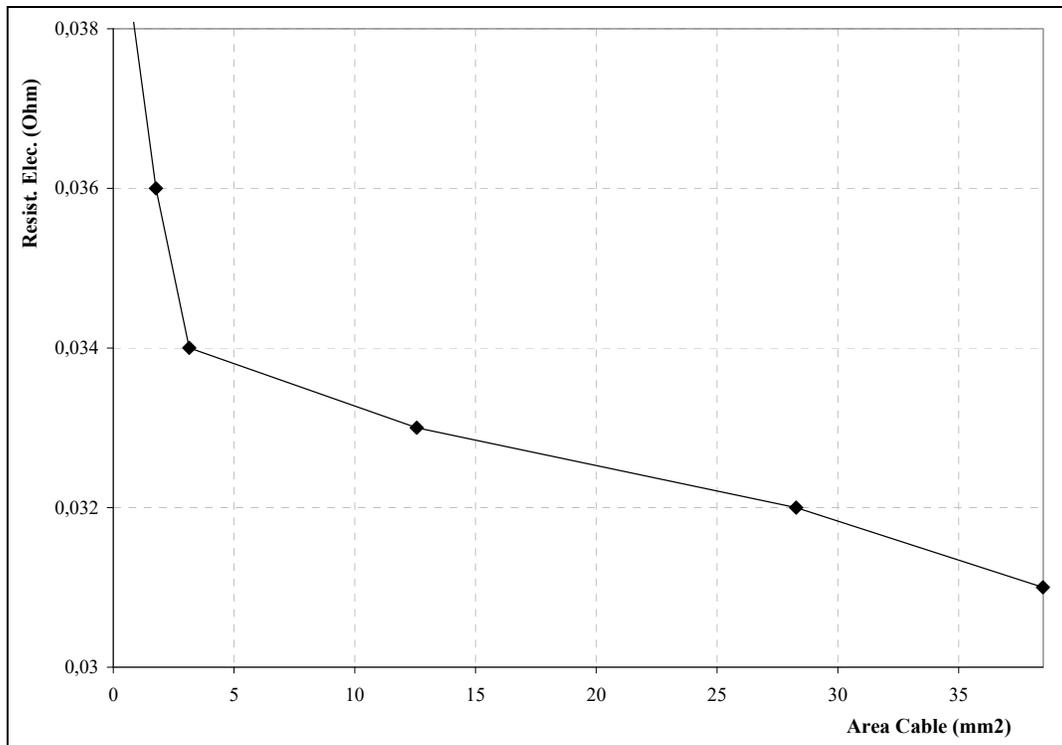


Figura IV-4: Relación Entre Area Del Cable Y La Resistencia Ohmica

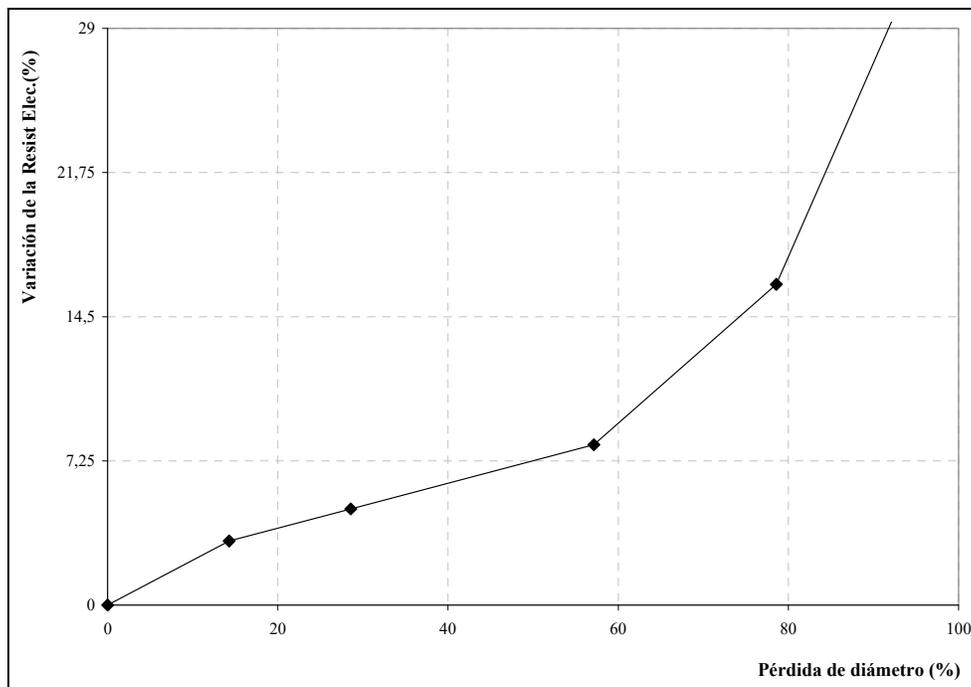


Figura IV-5: Variación De La Resistencia Eléctrica En Función De La Degradación Porcentual Del Diámetro Del Cable

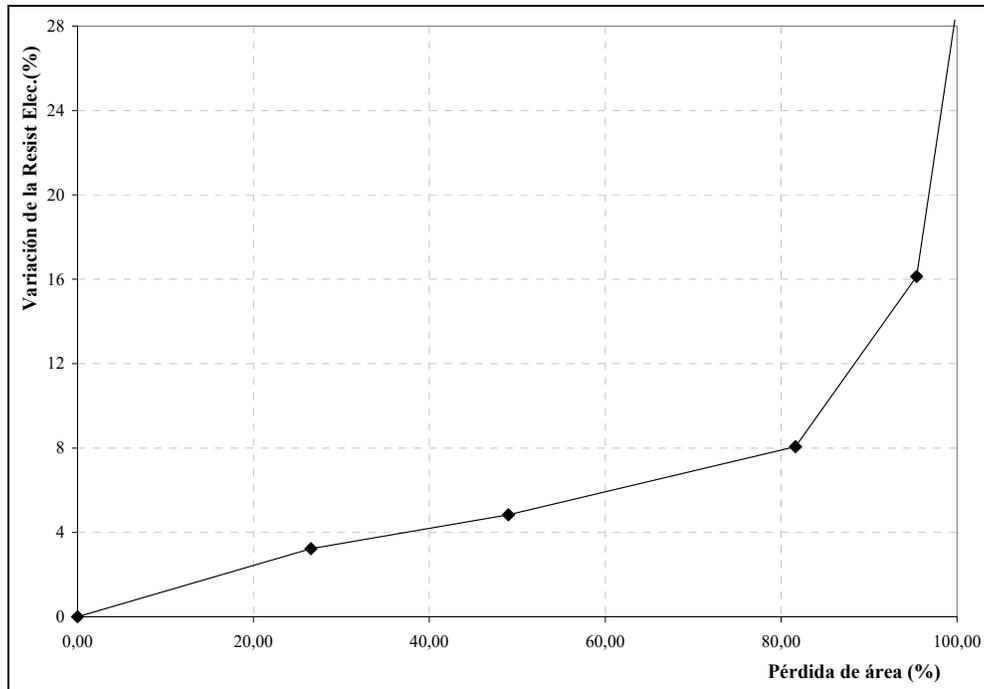


Figura IV-5: Variación De La Resistencia Eléctrica En Función De La Degradación Porcentual Del Area Del Cable

4.6. CONCLUSIONES

Del análisis de los resultados experimentales se extraen las siguientes conclusiones:

- Los valores obtenidos de resistencias eléctricas estuvieron dentro de lo esperado.
- Se pudo observar como aumenta la resistencia óhmica a medida que se reduce la sección de acero. Esto es un comportamiento lógico, si recordamos que:

$$R = \rho * l / A$$

Donde:

R: resistencia eléctrica

ρ : resistividad eléctrica

A: área del cable

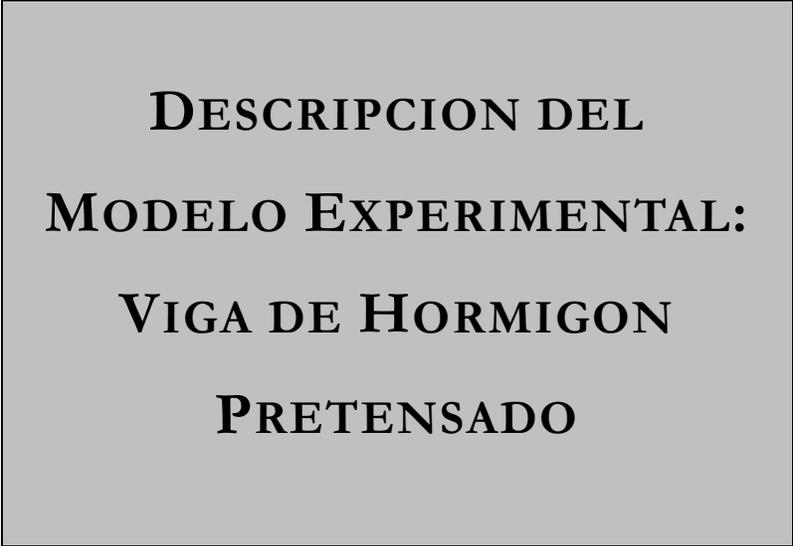
L: longitud del cable

- Finalmente, extendiendo los resultados al proceso de reducción transversal de barras de acero por efecto electroquímico, se concluye que el aumento de corrosión genera un aumento de la resistencia eléctrica. Esto será utilizado como base para proponer un método de detección de la corrosión en cualquier pieza estructural de hormigón armado o pretensado.
- Un interrogante surgido durante el ensayo, era el desconocimiento de cómo podía afectar las lecturas de medición de la resistencia eléctrica la capa superficial de óxido de las armaduras. Se suponía que el valor de la misma debía ser grande, pero no se contaban con datos experimentales que lo corroboraran.

Con el objeto de hallar valores reales de resistencia eléctricas de las capas de óxido, fueron realizados ensayos sobre barras de pretensado en un estado de oxidación avanzado.

La resistencia eléctrica obtenida para la capa de óxido fue aproximadamente 1000 veces superior a la del acero de pretensado. Puede concluirse entonces que el óxido es muy mal conductor de la electricidad, por lo que el flujo de corriente de medición se canaliza en forma casi total por el conductor de acero.

CAPITULO V



**DESCRIPCION DEL
MODELO EXPERIMENTAL:
VIGA DE HORMIGON
PRETENSADO**

5.1.INTRODUCCION

Los objetivos principales de este ensayo fueron:

- Interpretando al proceso electroquímico como una reducción localizada de sección, estudiar la pérdida de rigidez flexional de las piezas estructurales.
- Utilizar los datos medidos para compararlos con los obtenidos en el ensayo numérico y de esta manera, calibrar los parámetros numéricos de ajuste.
- Proponer métodos de detección de la corrosión, que son ampliamente desarrollados en el Capítulo IX.

Para alcanzar los objetivos propuestos, se trató de reproducir lo más fielmente posible las condiciones reales de trabajo de una viga pretensada utilizada en la construcción de puentes carreteros. Para ello se utilizó una viga provista por una empresa local. Esta pieza estructural es una de las más comunes en la construcción de puentes de mediana luz en la región.

Prototipos de estas características, han sido estudiados para el cálculo de anchos de fisuras cuando están sometidos a la acción de cargas repetitivas. Se cuentan con ensayos realizados en el año 1989 por el Ing. Sergio Gutiérrez, en el año 1995 por el Ing. Gustavo Pérez, ambos del Laboratorio de Estructuras de la Universidad Nacional de Tucumán. Los datos que se han obtenido en éstos, han servido de base para este estudio posterior. En este ensayo además de la acción de cargas repetitivas se suma un factor aún más perjudicial como es la simulación de un proceso corrosivo.

5.2.DESCRIPCION DEL MODELO

El modelo ensayado consistió en una viga de puente de hormigón pretensado, en escala natural, simplemente apoyada, de 13,80 metros de longitud y 13,30 metros de luz libre entre apoyos. La sección estaba integrada por dos hormigones de diferente calidad, uno pretensado y el otro sin pretesar, simulando un proceso constructivo muy utilizado en puentes, que consiste en lograr el trabajo conjunto de un tablero de hormigón armado hecho “*in situ*” con vigas de hormigón pretensado, generalmente elaboradas en fábrica. Este tipo de viga se identifica en la bibliografía como “*viga de sección compuesta*”.

La viga ensayada se utiliza en puentes carreteros, manteniendo constante la sección transversal de hormigón y variando la cantidad de armaduras incorporadas. Como se disponen yuxtapuestas entre los apoyos respectivos, la construcción del tablero no requiere encofrados (Figura V-1).

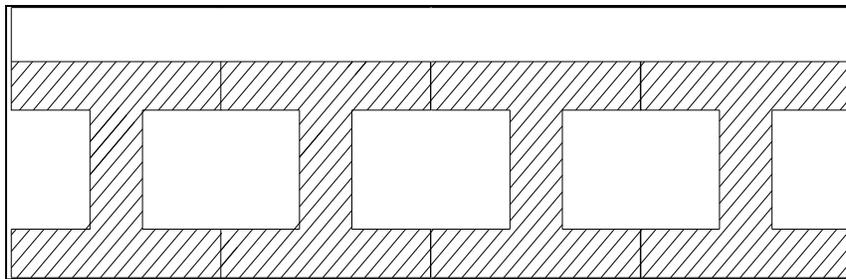
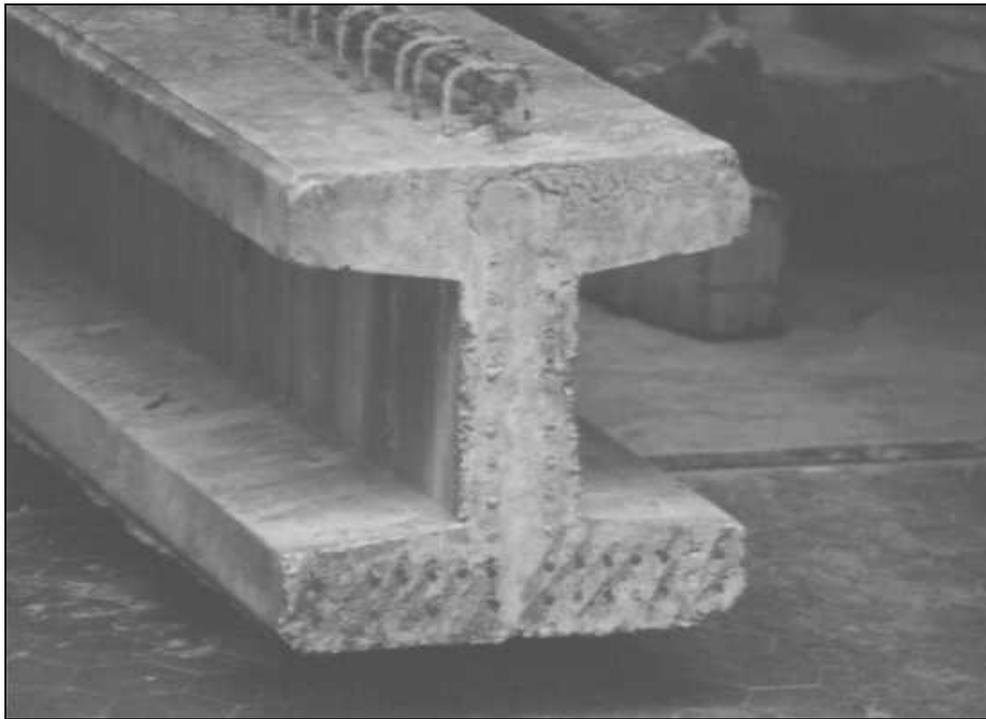


Figura V-1: Disposición De Las Vigas En Un Puente Carretero

5.3. CARACTERISTICAS GEOMETRICAS

La parte pretensada del modelo ensayado estaba constituida por una viga de sección doble T doblemente simétrica, de 0,40 metros de altura, 0,10 metros de ancho de alma y 0,40 metros de ancho de ala (Fotografía V-1).

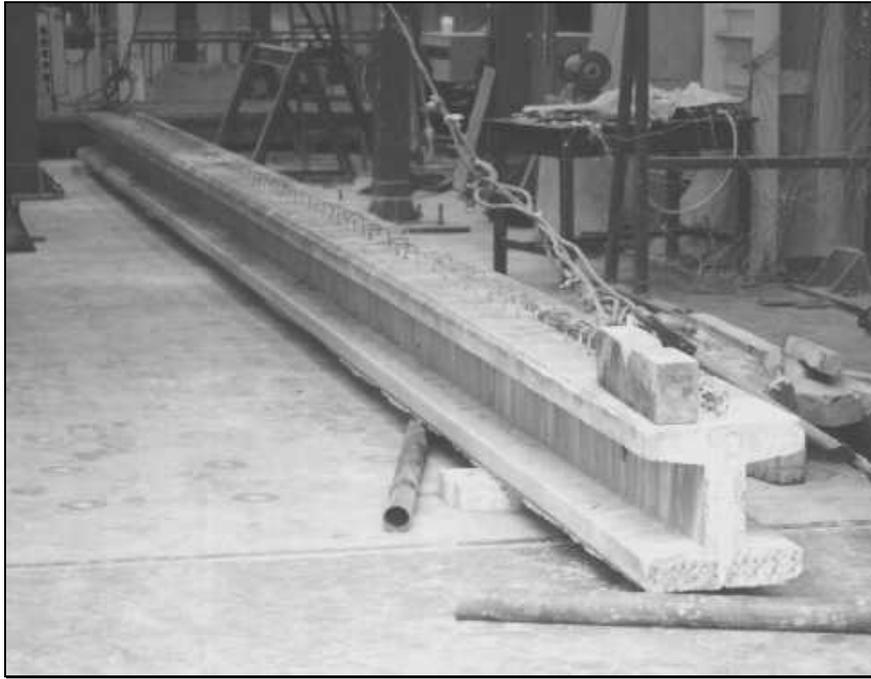
La viga pretensada fue elaborada en la empresa Tensolite S.A., especializada en prefabricación de una gran variedad de elementos estructurales, y cedida para su ensayo en esta investigación como parte de un convenio existente desde el año 1991 entre la empresa mencionada y el Laboratorio de Estructuras de la Universidad Nacional de Tucumán.



Fotografía V-1: Viga Pretensada

Esta viga tenía como armadura de flexión 20 cordones finos tesados. Cada cordón estaba constituida por 3 alambres de alta resistencia de 3 mm de diámetro. El área total de acero tesado que tenía era de $424,11 \text{ mm}^2$. La armadura transversal estaba integrada por 119 estribos cerrados de 6 mm de diámetro, la separación variaba desde 0,07 metros en los extremos hasta 0,13 metros en la zona central. Estos estribos

sobresalían 0,05 metros de la cara superior de la viga, debido a que posteriormente quedan inmersos en la masa de hormigón que se coloca sobre ésta, simulando el tablero, asegurando de esta forma el trabajo en conjunto (Fotografía V-2).



Fotografía V-2: Vista Longitudinal De La Viga

Las Figuras V-2 muestra las dimensiones generales de la viga ensayada, la armadura longitudinal, la transversal y los estribos. También, se muestra en la Figura V-3 una vista tridimensional del prototipo con sus dimensiones.

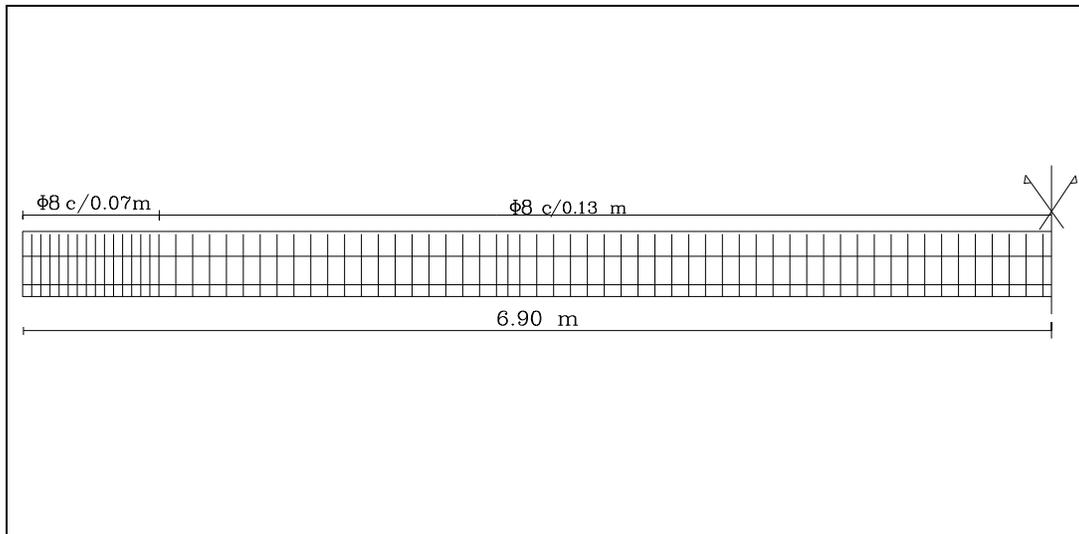


Figura V-2: Esquema Longitudinal De La Viga Pretensada

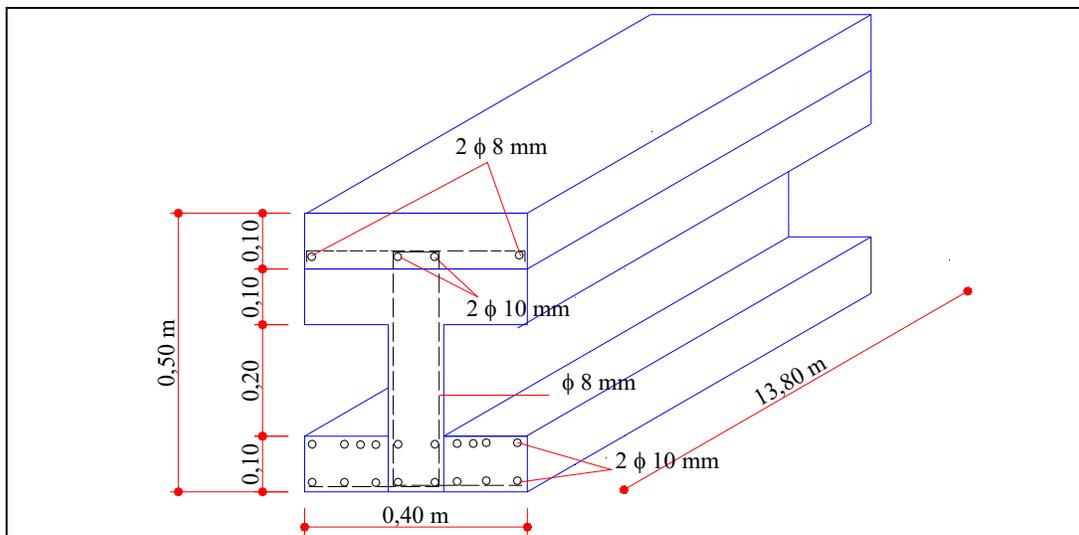


Figura V-3: Características Geométricas De La Viga Pretensada

A su vez, el sector superior estaba formado por una capa de hormigón de 0,10 metros de altura y 0,40 metros de ancho colado sobre la viga pretensada.

Esta capa de hormigón fue elaborada en el Laboratorio de Estructuras de la Universidad Nacional de Tucumán, (Fotografía V-3) y tenía como armadura longitudinal 2 barras de acero ADN42 de 10 mm de diámetro y dos barras de 8 mm de diámetro. La armadura transversal de distribución de la capa de compresión estaba

compuesta por 119 barras rectas con patillas en sus extremos de diámetro 10 mm, ubicadas en coincidencia con la armadura transversal vertical de la viga prefabricada.



Fotografía V-3: Curado Y Estribado De La Capa De Hormigón “In Situ”

5.4.MATERIALES

5.4.1. VIGA PRETESADA

La viga pretensada del modelo experimental tenía 4 años de edad, y los datos sobre su resistencia a los 28 días, así como las características de acero empleado fueron proporcionados por el fabricante.

5.4.1.1. HORMIGON

La resistencia de diseño a los 28 días era 30 MPa. Según recomendaciones de distintos Códigos, la resistencia al momento del ensayo se estimó en 35 MPa y el módulo elástico en 36000 MPa.

Estos datos fueron verificados, realizando sobre la viga ensayos no destructivos. Antes de proceder a medir la resistencia del hormigón, se ubicaron las armaduras utilizando una sonda electromagnética (Fotografía V-4). El principio de funcionamiento de estos equipos está basado en la alteración del campo magnético por la presencia del acero.



Fotografía V-4: Sonda Electromagnética

Una vez localizada la armadura, se determinó la resistencia mediante esclerometría y ultrasonido. El esclerómetro mide el índice de rebote, y por lo tanto la dureza superficial del hormigón, mediante un muelle que se carga apretando el aparato contra la superficie del hormigón hasta su carga completa. En ese momento el muelle dispara el vástago de acero contra la superficie del hormigón y el aparato mide el índice de rebote dejando una marca en posición fija a lo largo de su escala (Fotografía V-5). El funcionamiento del equipo de ultrasonido está basado en transmitir un tren de ondas entre dos transductores electroacústicos y medir el tiempo y por ende la velocidad de recorrido en el hormigón (Fotografía V-6).



Fotografía V-5: Esclerómetro





Fotografía V-6: Equipo De Ultrasonido

Las resistencias medidas utilizando el esclerómetro pueden verse en la Tabla V-1:

	Extremo Izquierdo de la Viga	Centro de la Viga	Extremo Derecho de la Viga	
Número de Golpes Promedio	54	57	54,5	
Resistencia obtenida (MPa)	55,05	58,10	55,55	Resistencia Promedio (MPa) 56,23

Tabla V-1: Tabla Con Los Valores De Resistencia Obtenidos Utilizando Esclerómetro

Estos valores elevados de resistencia, se deben principalmente a la carbonatación superficial. Como la viga tiene 4 años desde su fabricación, el hormigón es maduro y por consiguiente la capa superficial tiene una resistencia mayor a la del

material del interior. Para tener mejores datos de la resistencia real, se la midió utilizando ultrasonido. Siendo el espesor del alma de la viga de 0,10 metros, el mínimo que recomienda el Manual del Aparato, los valores obtenidos fueron pequeños y se descartaron. Se pueden observar en la Tabla V-2.

	Extremo Izquierdo De La Viga	Centro De La Viga	Extremo Derecho De La Viga	
Espesor (mm)	100	100	100	
Tiempo (μs)	24,9	24,9	24,9	
Velocidad (km./seg.)	4,02	4,02	4,02	
Resistencia según Manual Pundit (MPa)	10,82	14.26	10,82	Resistencia Promedio (MPa) 11.97

Tabla V-2: Tabla Con Los Valores De Resistencia Obtenidos Utilizando Ultrasonido

De los ensayos obtenidos, se adoptó por más realista el obtenido con el esclerómetro. Teniendo en cuenta la edad del hormigón, se redujo en un 20% el valor obtenido = $56,23 * 20\% = 45 MPa$, coincidiendo con el valor de resistencia que se obtuvo a partir del módulo de elasticidad global obtenido en el ensayo de la viga trabajando a flexión.

5.4.1.2. ACEROS

Los aceros empleados son los usuales en este tipo de elementos prefabricados. Sus principales características son las mostradas en la Tabla V-3.

	Módulo Elástico (MPa)	Tensión De Fluencia (MPa)	Tensión De Rotura (MPa)	Densidad (MPa/m)	Coefficiente De Poisson	Alargamiento de Rotura (%)
Armadura No Tesa	2,1 . 10 ⁵	460	540	796	0.3	16
Armadura Tesa	1,96 . 10 ⁵	1600	1750	796	0.3	6

Tabla V-3: Aceros Empleados

5.4.2. CAPA SUPERIOR

La capa superior fue elaborada en el Laboratorio de Estructuras de la Universidad Nacional de Tucumán, fue dosificada de tal forma de obtener una resistencia de 21 MPa, que es el tipo de hormigón con el que se construyen los puentes carreteros, donde se utilizan este tipo de vigas compuestas.

5.4.2.1. HORMIGON

Las características principales de este hormigón se exponen en la Tabla V-5.

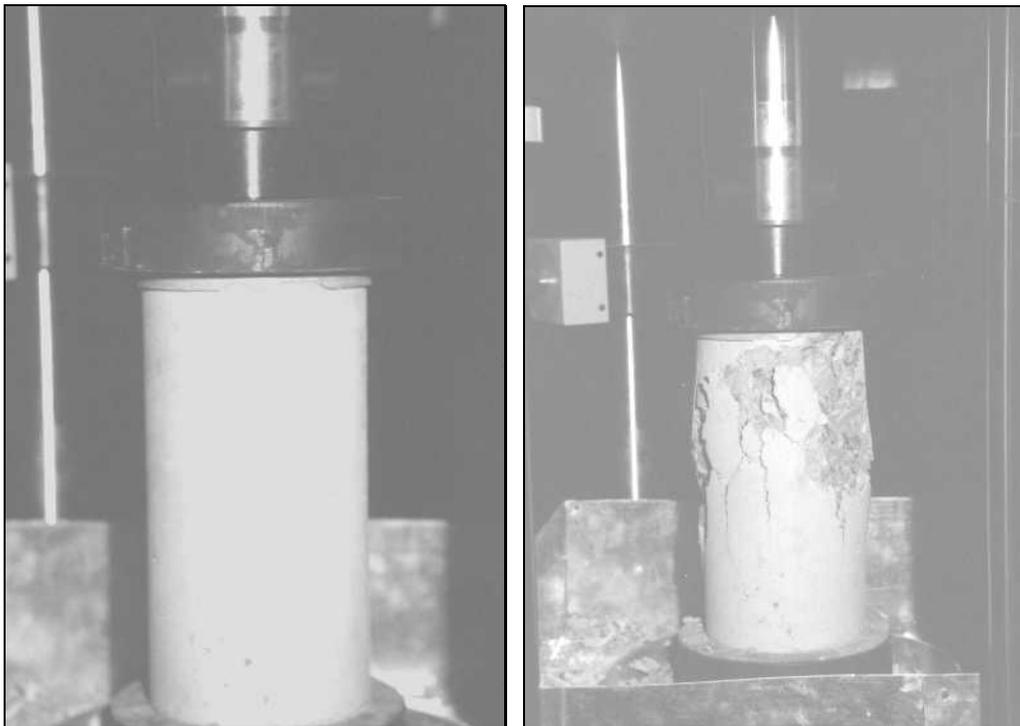
Tamaño Máximo de Agregado (mm)	19
Módulo de Fineza del Agregado Grueso	7,19
Módulo de Fineza del Agregado Fino	2.99
Asentamiento (mm)	40
Peso Específico de los Agregados (daN/m ³)	2,650
Peso Unitario del Agregado Grueso (daN/m ³)	1,610
Peso Unitario del Agregado Fino (daN/m ³)	1,580
Relación agua/cemento	0,5

Tabla V-4: Características Del Hormigón

La dosificación utilizada para un pastón de 100 litros es la siguiente:

- Cemento: 320 daN
- Agua: 80 lts.
- Arido Grueso: 998 daN
- Arido Fino: 845 daN

Para obtener las propiedades del hormigón realizado “in situ” se extrajeron de cada pastón amasado probetas para luego ser ensayadas. Se obtuvieron un total de 20 probetas, entre las que había: 10 probetas cilíndricas de 15 cm x 30 cm y 10 probetas de 10 cm x 20 cm. A los 14 días se ensayaron 8 de ellas utilizando la máquina INSTRON cuya capacidad máxima es de 60 Tn. Estos ensayos se repitieron a los 21 y 28 días obteniéndose de cada una de ellas la tensión última (Fotografías V-7). Luego se halló el valor de la tensión promedio, la resistencia característica y el módulo elástico en base a los datos obtenidos experimentalmente.





Fotografía V-7 : Ensayo de Probetas

Los valores de tensión de rotura obtenidos a los 28 días para cada probeta se muestran en la Tabla V-5.

Probeta N°	Tensión de Rotura (MPa)
1	31,7
2	30,9
3	21,6
4	26,1
5	30,6
6	32,9
7	26,4
8	25,6
9	24,2
10	23,7
11	27,6

Tabla V-5: Tensiones De Rotura A Los 28 Días

- Tensión promedio calculada es: $\sigma_m = 27,40 \text{ MPa}$
- Rensistencia Característica calculada es: $\sigma_r = 21,00 \text{ MPa}$
- Módulo Elástico obtenido experimentalmente: $E = 45 \text{ 000 MPa}$

5.4.2.2. ACEROS

Los aceros empleados en la capa superior tienen las mismas características de la armadura transversal de la viga pretensada. La Tabla V-7 muestra las propiedades más destacadas.

	Módulo Elástico (MPa)	Tensión De Fluencia (MPa)	Tensión De Rotura (MPa)	Densidad (MPa/m)	Coefficiente De Poisson	Alargamiento de Rotura (%)
Armadura No Tesa	$2,1 \cdot 10^5$	460	540	796	0.3	16

Tabla V-6: Características Del Acero No Teso

5.5.CONSTRUCCION DEL MODELO

Se describen a continuación las características más importantes de la viga de sección compuesta, tanto para la parte pretensada como para la capa superior.

5.5.1. VIGA PRETESADA

La viga pretesada fue elaborada en fábrica, utilizando los métodos convencionales para este tipo de elementos prefabricados. Para ello los cordones de acero se tienden entre dos bloques de anclaje, convenientemente fijados al terreno, y se tesan desde uno de los extremos por medio de gatos hidráulicos. Luego, utilizando moldes metálicos, se cuela el hormigón en etapas sucesivas e inmediatas mientras se accionan vibradores de encofrados. El hormigón se elabora en una planta automática con control de materiales en peso y corrección automática de humedad. A continuación

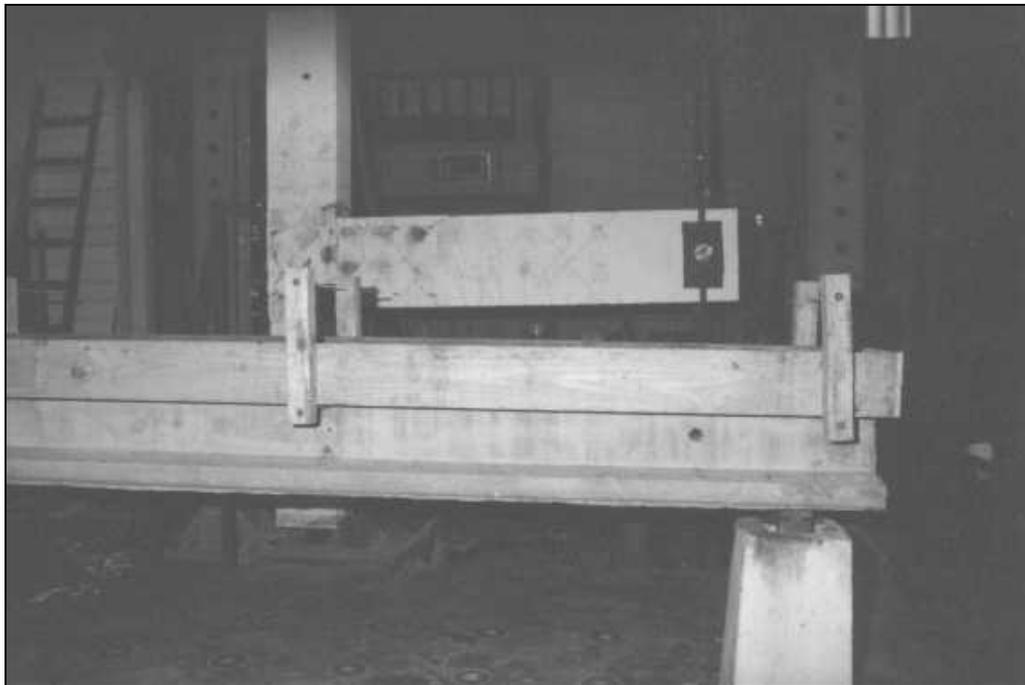
se somete al elemento a curado al vapor y a las 24 horas se cortan los cables transfiriéndose la fuerza de tesado al hormigón ya endurecido.

5.5.2. CAPA SUPERIOR

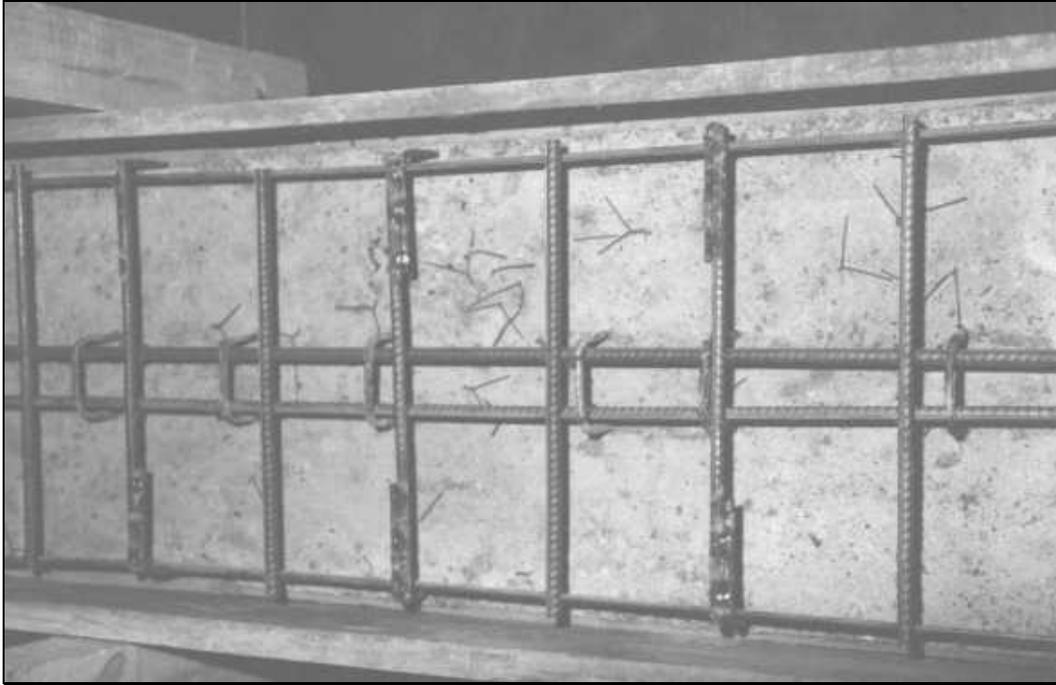
La capa superior fue construida en el Laboratorio de Estructuras de la Universidad Nacional de Tucumán, tratando de reproducir las condiciones normales de hormigonado en obra.

El primer paso fue la limpieza profunda de la superficie de la viga pretesada, especialmente en su fibra superior sobre la cual se colaría el nuevo hormigón, mediante la utilización de agua a alta presión. De esta manera, la superficie quedó en óptimas condiciones y, como estaba suficientemente rugosa, no fue necesario ningún tratamiento adicional para asegurar la correcta adherencia entre los dos hormigones.

En una segunda etapa, fueron colocadas las armaduras anteriormente descriptas (Fotografía V-8), se armaron los encofrados de madera y colocaron en la viga pretesada vinculándolos mediante la utilización de varillas roscadas (Fotografía V-9).



Fotografía V-8: Encofrado De La Capa Superior



Fotografía V-9: Armadura De La Capa Superior

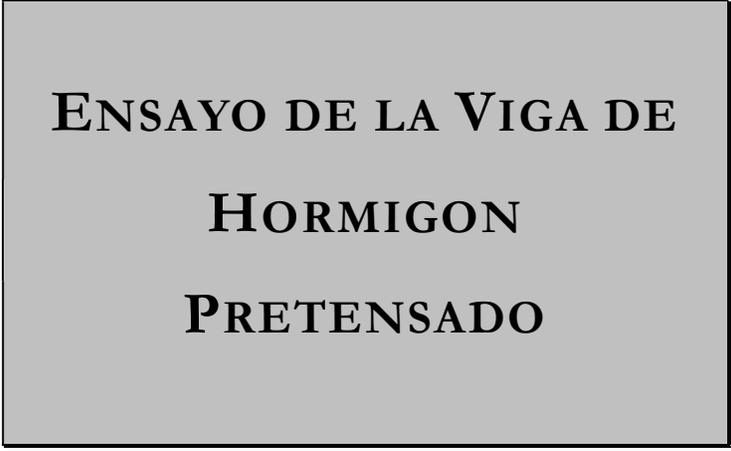
El método de llenado consistió en la elaboración de cuatro pastones de hormigón de 150 lts. cada uno para realizar el colado de la capa superior y de los cilindros testigos. En cada etapa se efectuó vibrado utilizando vibradores de aguja para una adecuada compactación del hormigón. Además se tomaron de cada pastón elaborado cinco probetas cilíndricas: tres de 0,30 metros de altura y 0,15 metros de diámetro, y dos de 0,20 metros de altura por 0,10 metros de diámetro. Fueron elaborados con la misma dosificación y metodología de elaboración, utilizando materiales controlados por peso (orden de inclusión de materiales, tiempo de mezclado, etc.) en un mismo día. El personal afectado al momento del hormigonado de la viga realizaba siempre las mismas tareas para evitar diferentes regímenes de vibrado, colado, enrasado, etc.

La viga y las probetas cilíndricas se mantuvieron humedecidas bajo una carpa plástica durante 14 días (Fotografía V-10).



Fotografía V-10: Curado De La Capa Superior

CAPITULO VI



**ENSAYO DE LA VIGA DE
HORMIGON
PRETENSADO**

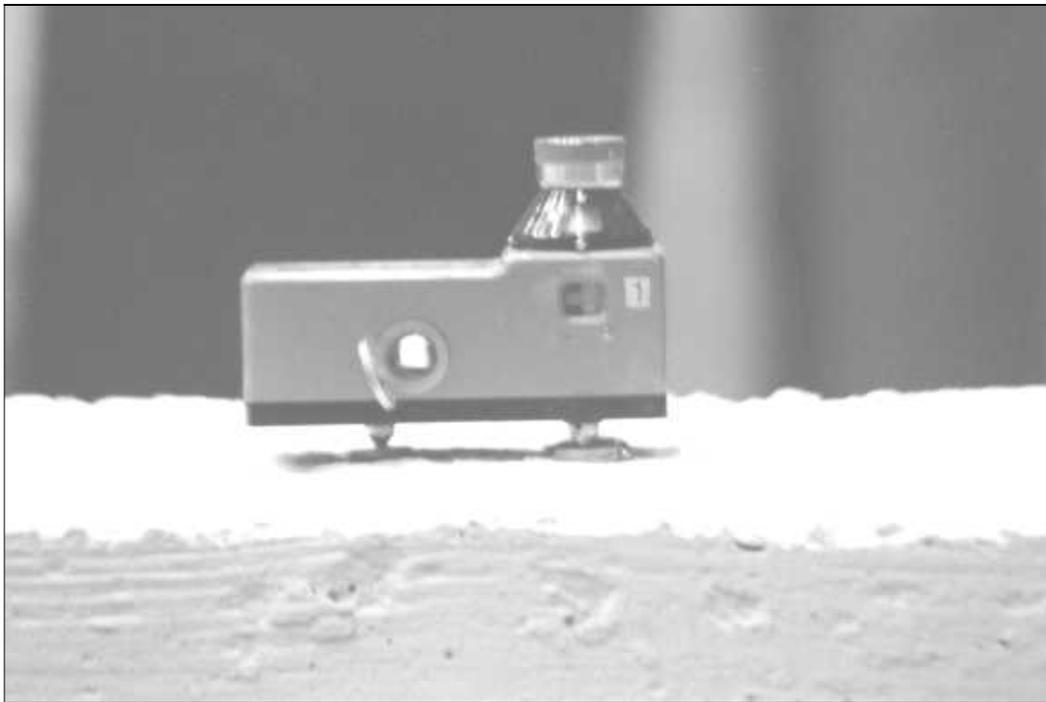
6.1. INSTRUMENTACION

El tipo de instrumentos de medición utilizados y su ubicación fue decidida teniendo en cuenta los siguientes propósitos:

- Estudiar el comportamiento del modelo durante la aplicación de las cargas cuasi estáticas.
- Estudiar el comportamiento dinámico del prototipo cuando sufre una excitación externa.
- Observar la pérdida de rigidez de la pieza estructural cuando se degrada su armadura.
- Se colocaron algunos instrumentos adicionales de control con el objeto de detectar cualquier error del instrumental principal.

6.1.1. INSTRUMENTAL UTILIZADO PARA MEDIR GIROS

Se dispuso de dos clinómetros, marca OFFICINE GALILES en ambos extremos de la viga. Estaban ubicados sobre la capa superior a 0,25 metros de los bordes. (Fotografía VI-1).



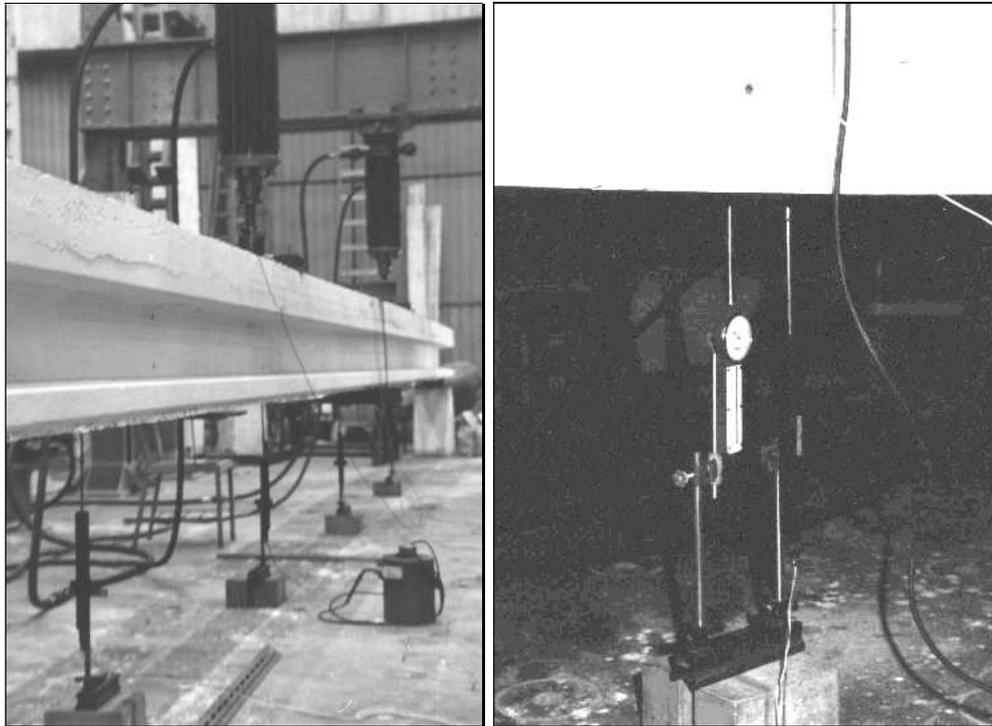
Fotografía VI-1: Clinómetro

Estos instrumentos de medición fueron utilizados para medir los giros que sufre la viga con cada aplicación de la carga. De esta manera se puede obtener la curva de deflexión una vez recopilados los datos del ensayo.

6.1.2. INSTRUMENTAL UTILIZADO PARA MEDIR FLECHAS

Fueron colocados transductores de desplazamiento potenciométricos en el centro y en los tercios de la luz de la viga pretensada, sobre la cara inferior de la misma, teniendo como objetivo medir los desplazamientos verticales en dichos puntos. Además,

en uno de los tercios fue colocado un extensómetro mecánico con el fin de controlar las mediciones electrónicas. Los potenciómetros utilizados tienen un rango de 200 mm y una sensibilidad de 0,01 mm, mientras que el flexímetro marca AMES tiene igual rango, una sensibilidad de 0,025 mm (Fotografía VI-2). Estos transductores potenciométricos estaban convenientemente equipados con resortes que les permitían acompañar al espécimen en todos los desplazamientos posibles.



Fotografiavi-2: Ubicación De Los potenciómetros Y Del Extensómetro

La adquisición de datos fue realizada mediante un equipo UCAM-10A de marca KYOWA (Fotografía VI-3). Este sistema adquiría datos tanto del instrumental montado como de la maquinaria de aplicación de cargas.

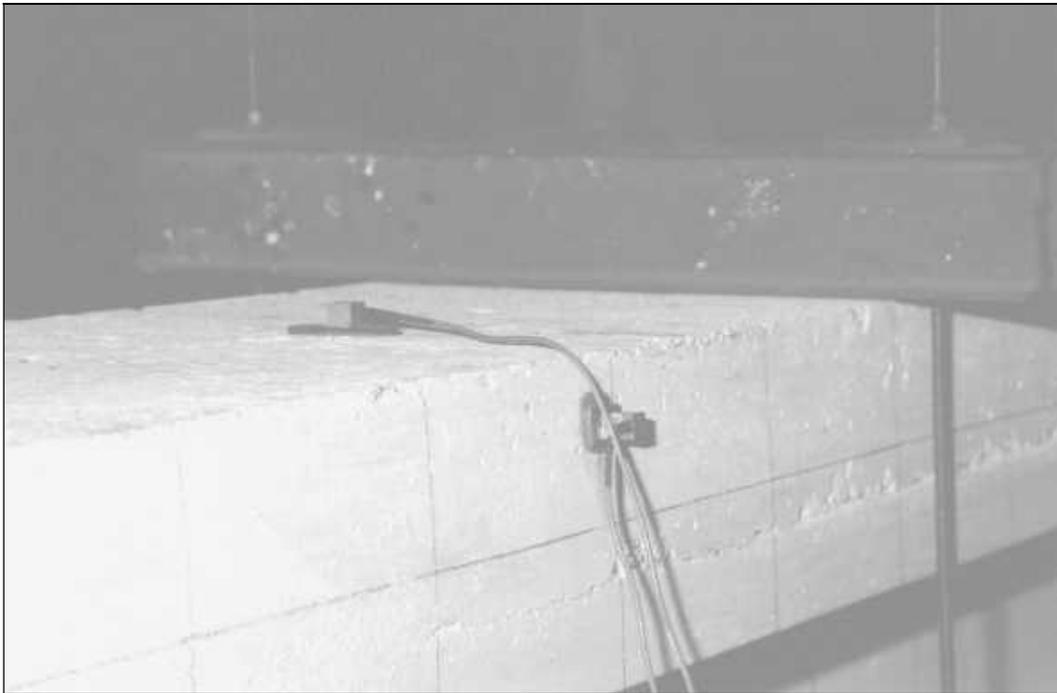
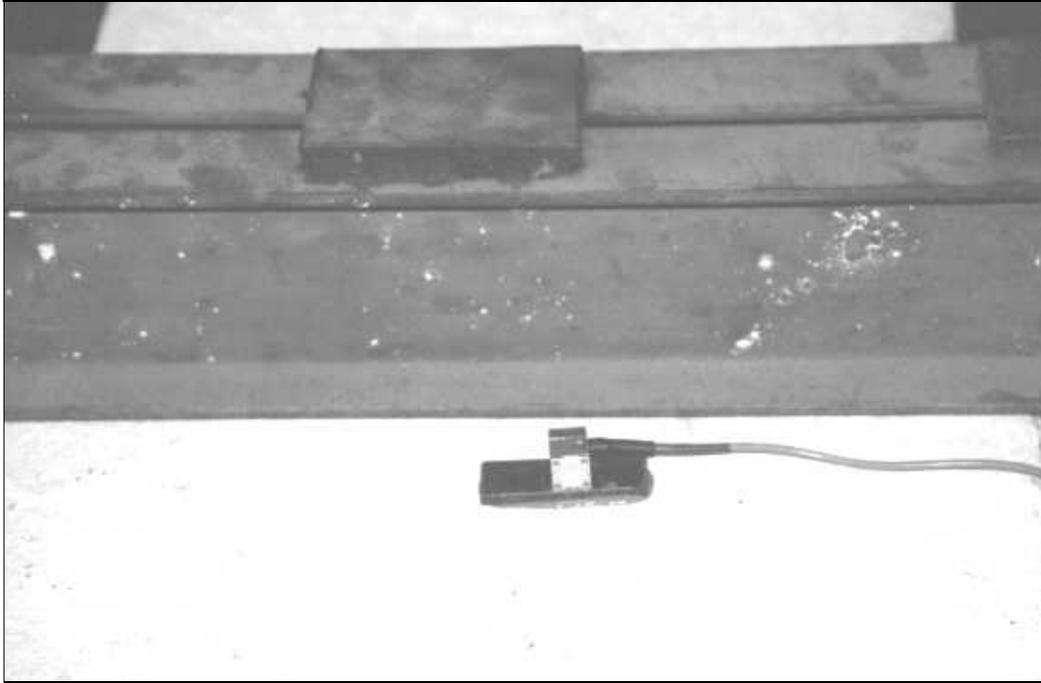


Fotografía VI-3: Adquisidor De Datos (UCAM - 10A)

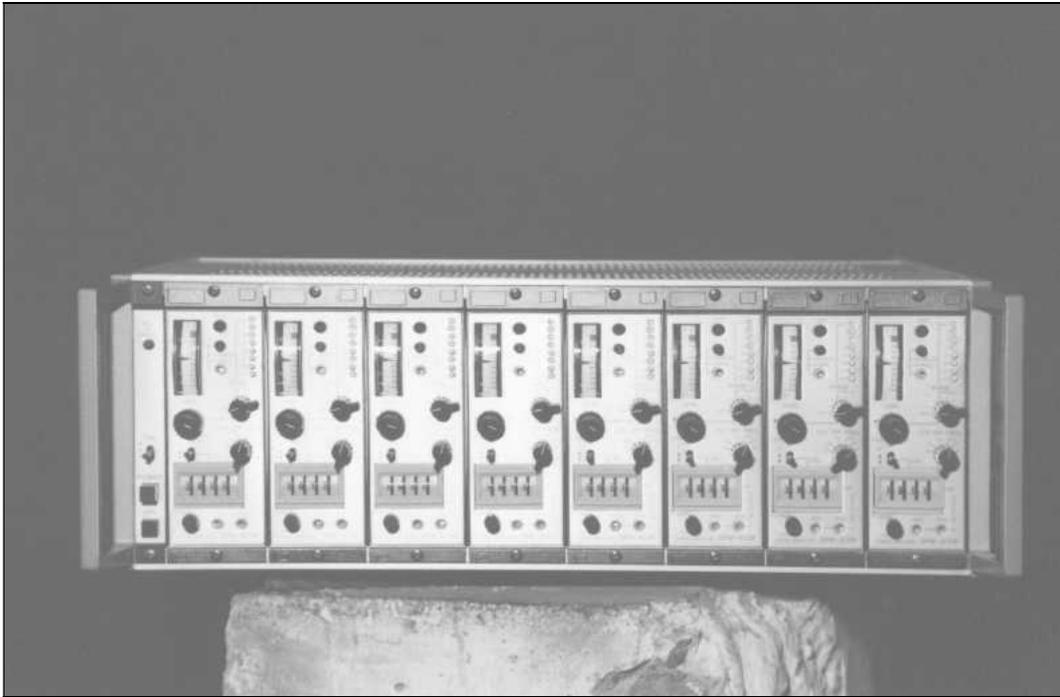
6.1.3. INSTRUMENTAL UTILIZADO PARA MEDIR ACELERACIONES

Para medir las aceleraciones y las frecuencias de la viga en cada etapa del ensayo fueron colocados cuatro acelerómetros en el modelo experimental. Se dispusieron tres sobre la cara superior de la viga, dos estaban en los cuartos y el último en el centro (sobre el eje de la pieza). El cuarto se ubicó en la cara lateral del ala superior de la viga en el centro de la misma. El objetivo de este último era captar las frecuencias torsionales (Fotografías VI-4).

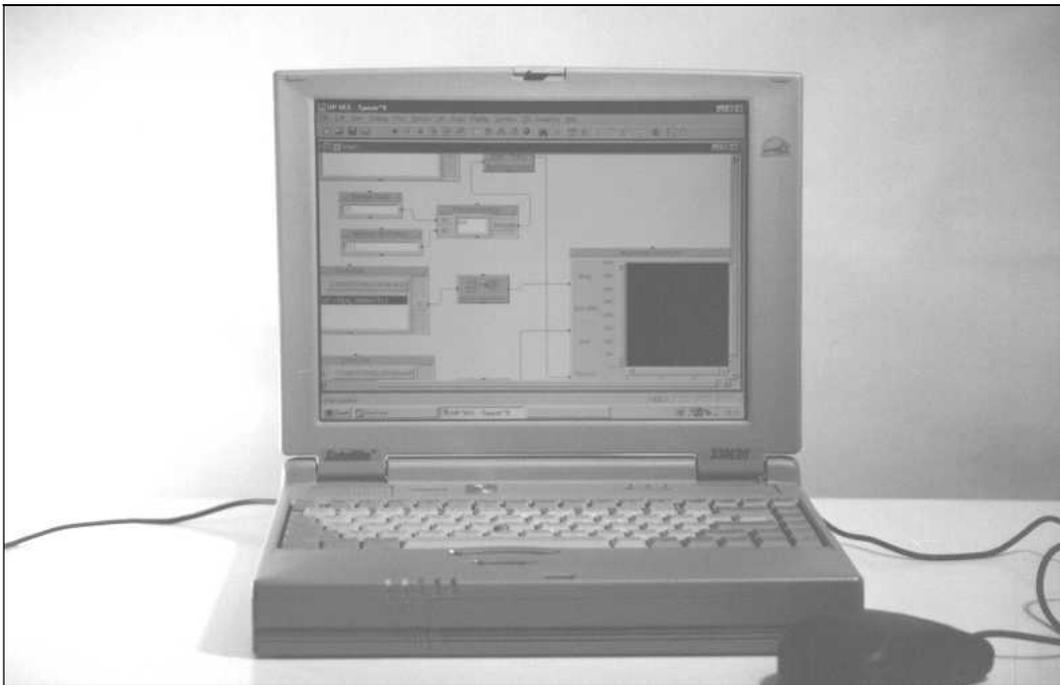
El sistema de medición de las características dinámicas constaba básicamente de transductores de aceleración y un equipo portátil de adquisición de datos. Para el registro de la aceleración se utilizaron acelerómetros marca KYOWA, conectados a un amplificador dinámico KYOWA, modelo DPM-600. El equipo de adquisición de datos consistía en una computadora portátil y una placa de adquisición de datos diferencial de 8 canales PCM-DAS16/16, ComputerBoards 1997. El programa de adquisición de datos se desarrolló usando el lenguaje HPVEE 1998 (Fotografía VI-5 y 6).



Fotografía VI-4: Disposición De Los Acelerómetros



Fotografía VI-5: Amplificador



Fotografía VI-6: Computadora Tipo Notebook

Esquema del Registro de Mediciones. Vinculación del Instrumental a la Computadora:

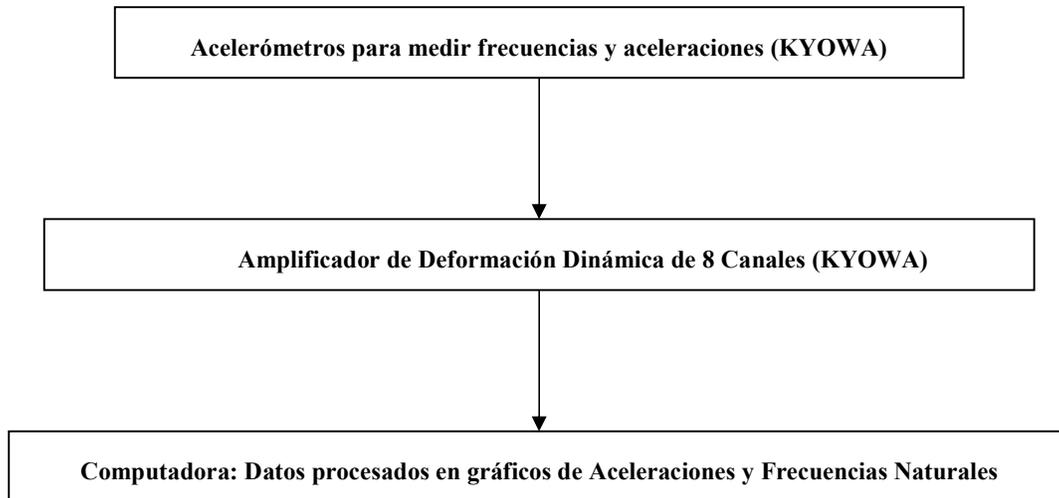


Figura VI-1: Vinculación Entre El Instrumental Y La Computadora

6.2.DISPOSITIVO DE APOYO Y CARGA

La Figura VI-2 y la Fotografía VI-7 muestran el dispositivo de carga y los apoyos empleados en el ensayo. El modelo fue dispuesto sobre rodillos que materializaban apoyos fijos y móviles, cada uno dispuesto entre dos planchuelas, restringiendo los desplazamientos verticales y horizontales, permitiendo el giro. Estos fueron nivelados antes de colocar la viga sobre ellos. La luz entre apoyos era de 13,30 metros (Fotografía VI-8).

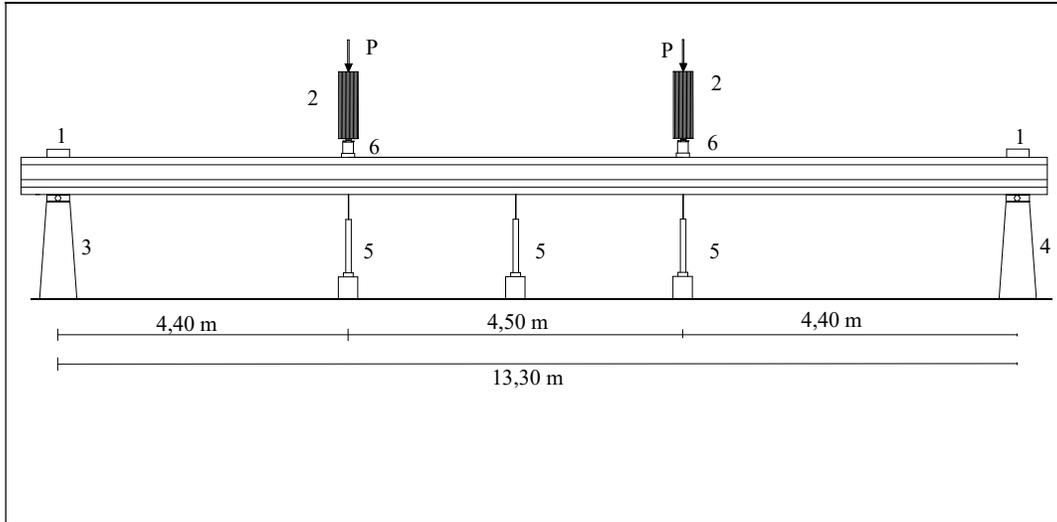
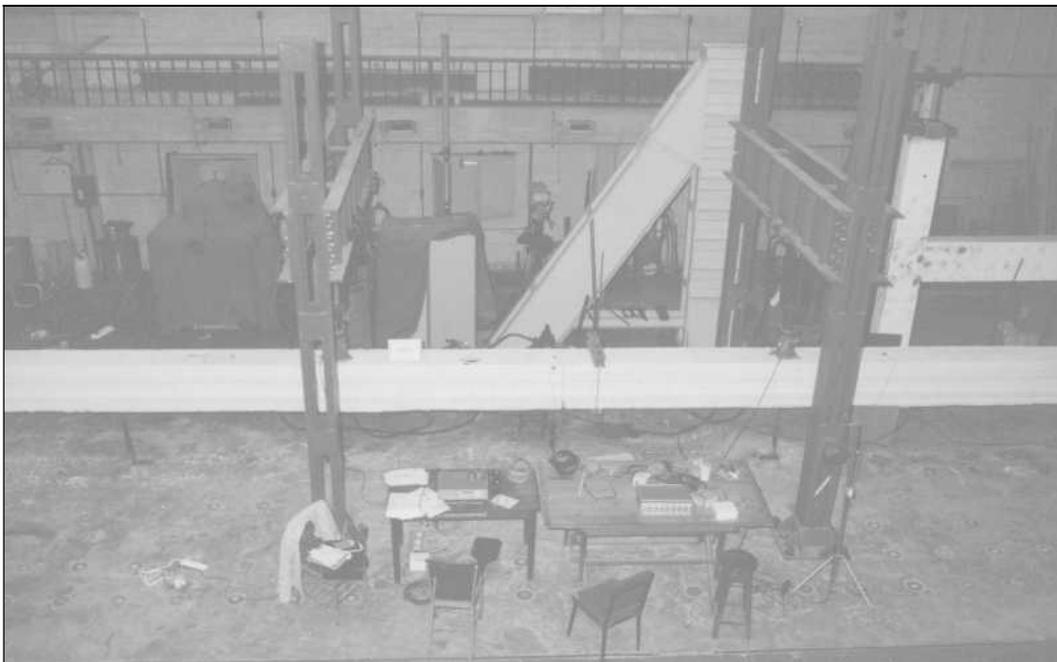
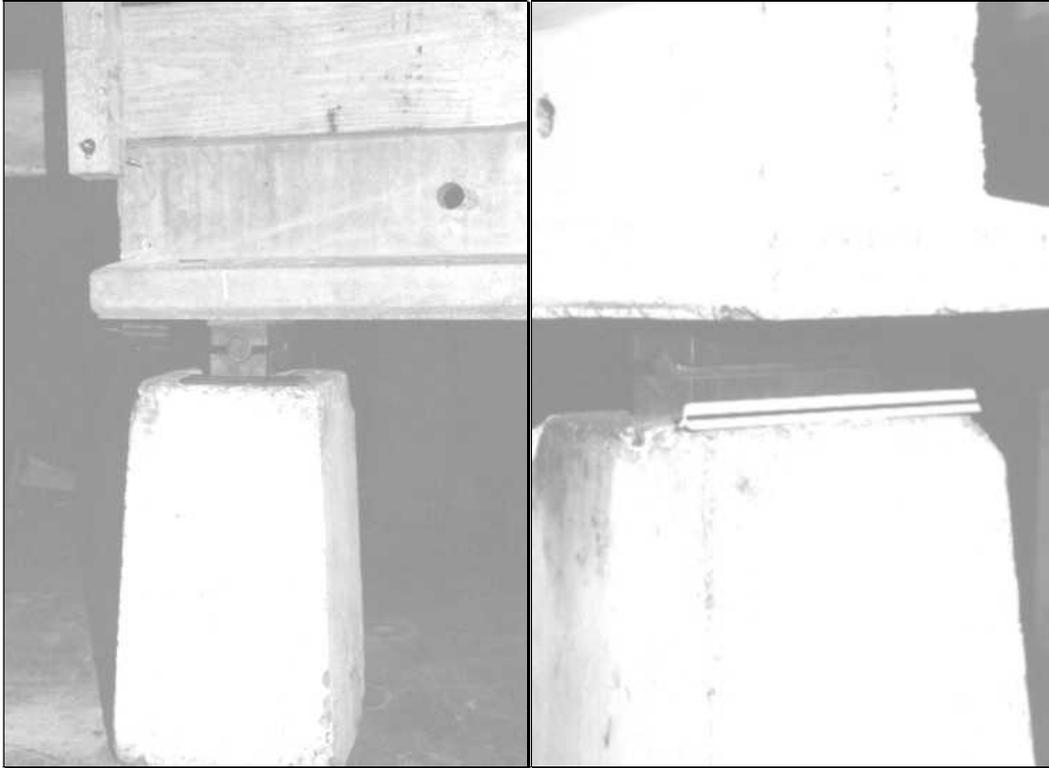


Figura VI-2: Dispositivo De Apoyo Y Carga. Instrumentación

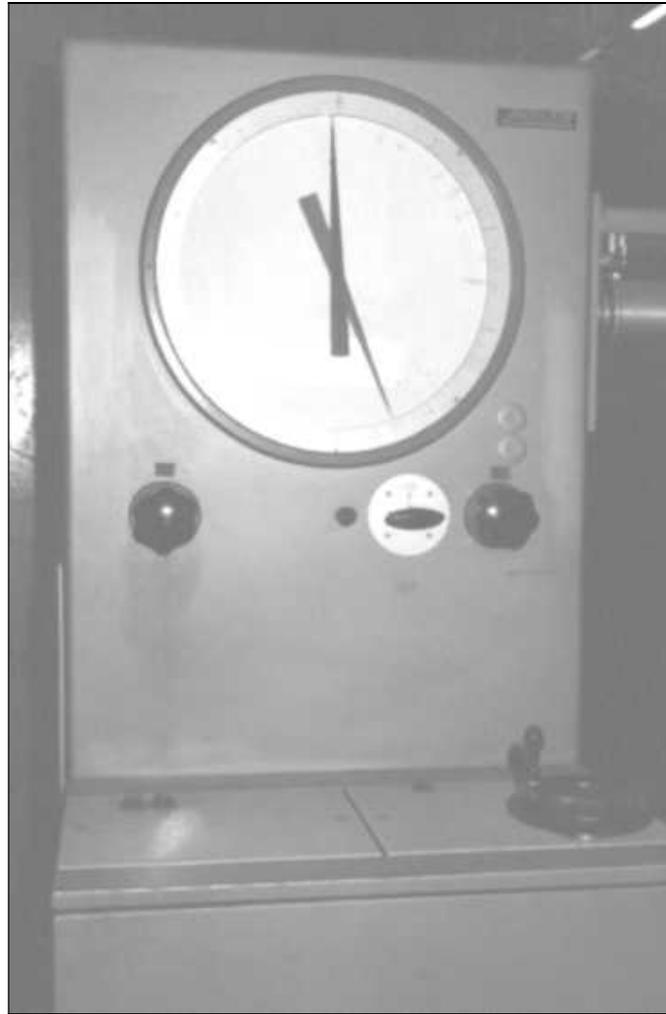


Fotografía VI-7: Vista General Del Ensayo



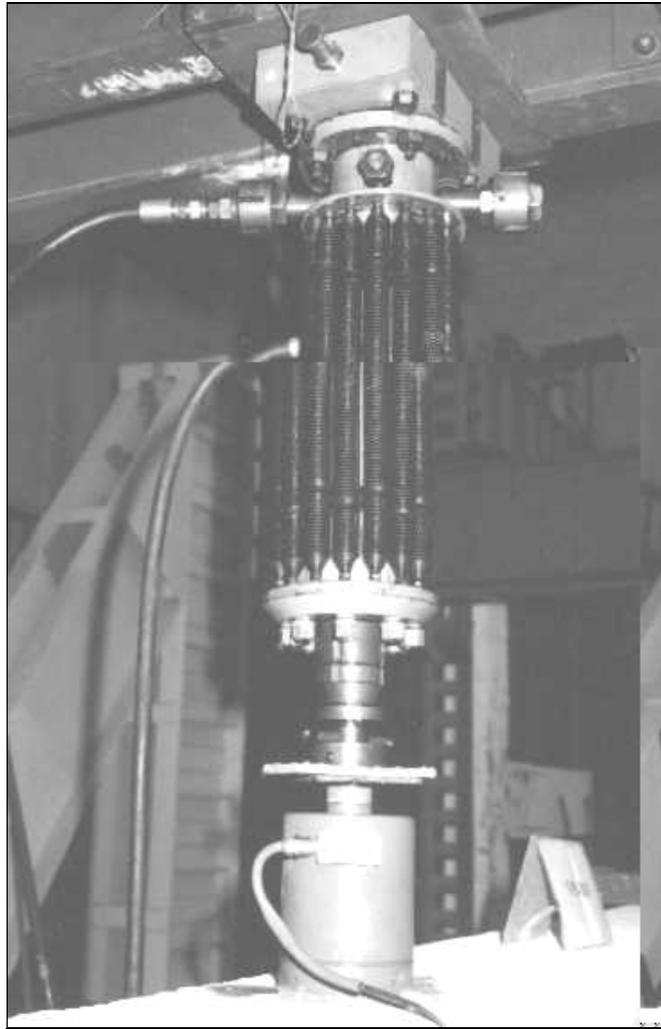
Fotografía VI-8: Disposición De Los Apoyos

Las cargas se aplicaron en los tercios de la luz de la viga, mediante dos gatos hidráulicos marca AMSLER de capacidad estática máxima 200 KN y 100 KN de capacidad dinámica. Estaban sostenidos por dos pórticos de carga, convenientemente ubicados. Los gatos estaban conectados a una máquina de ensayo consistente en dos módulos: una de aplicación de cargas estáticas denominado Dinamómetro a resorte, Tipo PM103, y otro de aplicación de cargas dinámicas, Pulsador AMSLER, Tipo P960 (Fotografía VI-9).



Fotografía VI-9: Máquina de Ensayo

Los gatos estaban apoyados sobre dos celdas de carga, marca KYOWA, de capacidad máxima 200 KN. Estos fueron colocados para controlar las cargas que se aplicaban sobre la viga. Las celdas de carga estaban conectadas al adquisidor de datos UCAM-10A (Fotografía VI-10).



Fotografía VI-10: Dispositivo de Carga. Gato Hidráulico y Celda de Carga

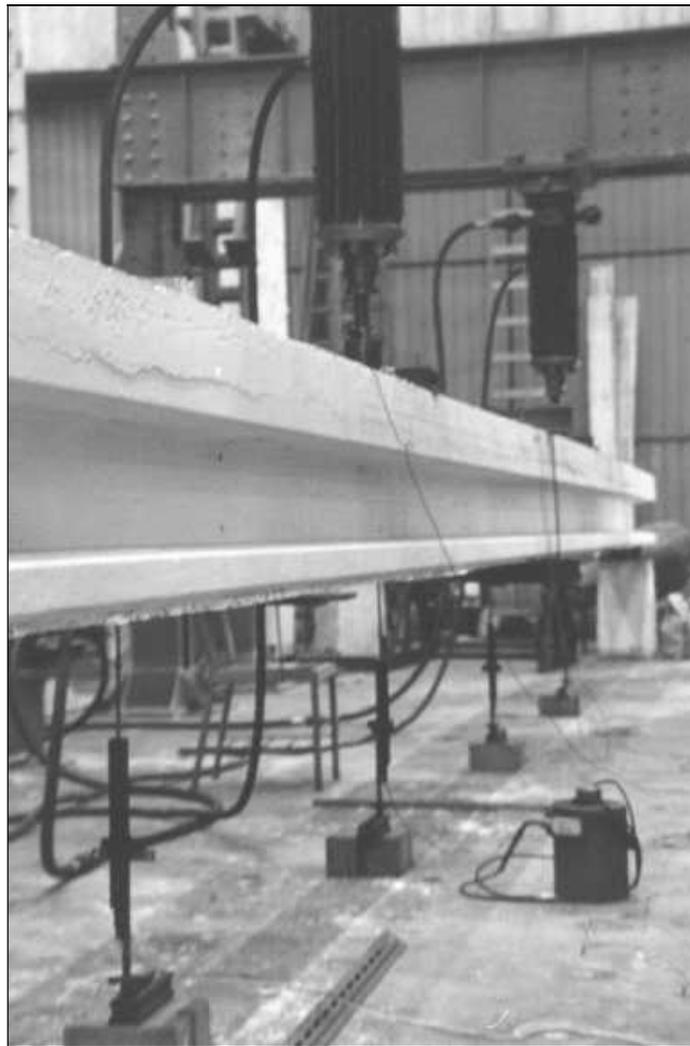
6.3.DESARROLLO DE LOS ENSAYOS

6.3.1. ENSAYO ESTÁTICO DE CARGA

El modelo se ensayó a flexión pura en su parte central, bajo carga aplicada estáticamente en forma creciente incremental, reproduciendo el mínimo momento de servicio hasta el máximo, para una viga de puente carretero de igual luz entre apoyos y ancho de calzada convencional, calculada según la reglamentación de la Dirección

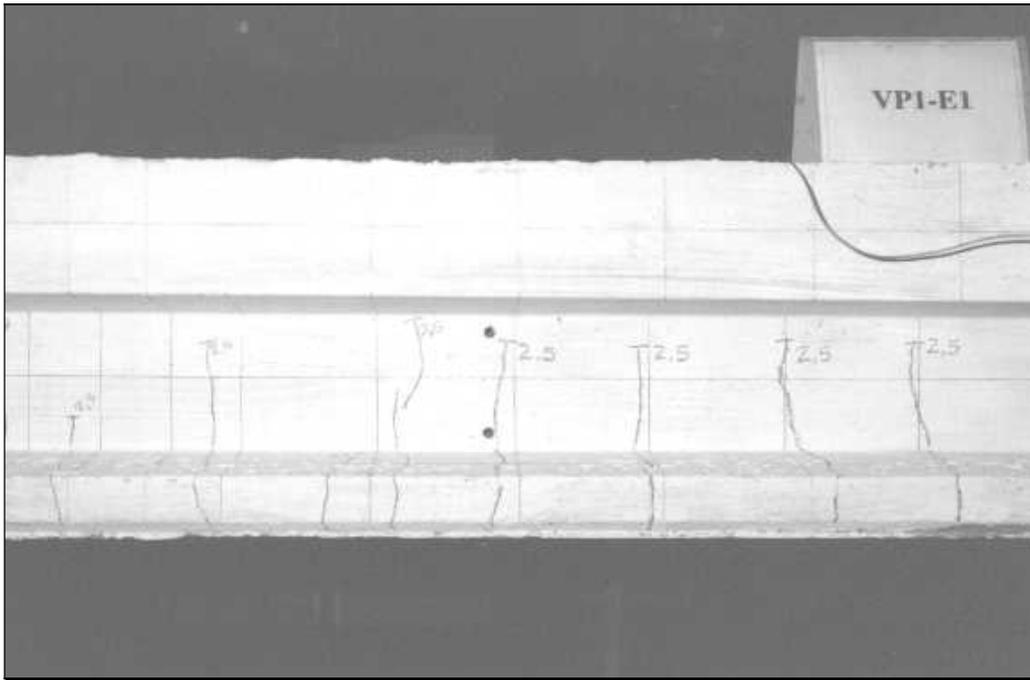
Nacional de Vialidad, bajo la suposición de colaboración uniforme entre todas las vigas que soportan el tablero. También se incursionó en el rango no lineal.

Una vez puesto a punto el sistema de ensayo completo (mecanismos de apoyo del modelo, de aplicación de cargas, estructura de sostén de las mismas, instrumentación, sistema de adquisición de datos, maquinaria de aplicación de cargas, etc.) se realizaron las lecturas iniciales de los instrumentos de medición (Figura VI-11).



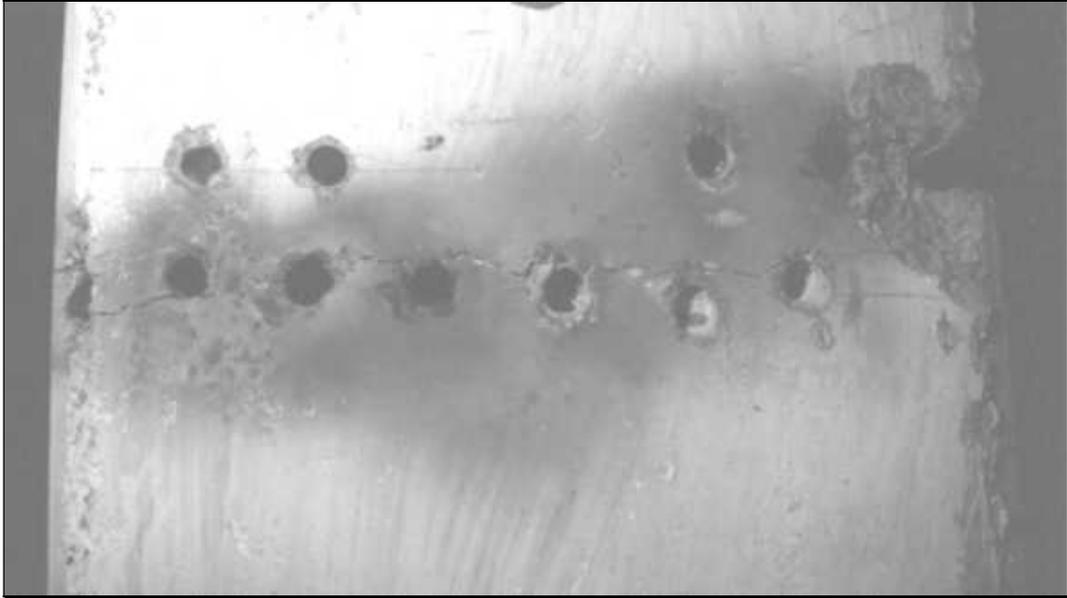
Fotografía VI-11: Aplicación De Cargas Mediante Gatos Hidráulicos

El protocolo de aplicación de cargas estaba dividido en 6 etapas incrementales. Estas fueron aplicadas a velocidad constante, de tal manera de alcanzar el valor de carga de servicio predeterminada. Una vez superado este valor apareció el cuadro de fisuración, el cual fue debidamente registrado. En cada incremento se realizaba la lectura de los instrumentos, mientras era mantenida la carga. Una vez que fue superada la carga de fisuración, la viga fue descargada a cero (Fotografía VI-12).



Fotografía VI-12: Cuadro De Fisuración

Debido a que el proceso de corrosión se produce a través del tiempo, se aceleró su accionar provocando mecánicamente la reducción progresiva de la sección de acero, consecuencia a la que conduce el proceso electroquímico actuando en el tiempo. La “corrosión localizada” fue provocada en la sección media de la viga. La degradación de la armadura tesa se provocó a través de localizar las trenzas inferiores mediante covermeter, descubrirlas utilizando un taladro de gran robustez y cortar la continuidad de 2 trenzas de la armadura total (10 %) por etapa de ensayo, para lo cual se utilizó un soldador eléctrico (Fotografía VI-13).



Fotografía VI-13: Degradación Mecánica De La Sección De Acero



Fotografía VI-14: Reducción Del 50% De La Armadura. Corte De Las Trenzas Superiores.

La intención del ensayo era cargar el espécimen con armadura completa hasta fisuración como primera etapa. Una vez llegada esta carga máxima predeterminada, se descargaba y era degradado el siguiente 10% de armadura. Siguiendo esta metodología

de ensayo se continuó hasta reducir a un 50% la sección de acero con respecto a la original. El motivo de llegar hasta un 50% de reducción de la armadura tesa es debido a que se supone en este momento se estaría en presencia de una seguridad aproximadamente igual a 1, o sea colapso inminente. Por lo tanto, no tiene sentido estudiar el comportamiento de la pieza para reducciones mayores.

En este ensayo el objetivo principal era determinar como perdía capacidad de carga y rigidez de flexión la viga a medida que se reducía la sección de acero.

6.3.2. ENSAYO DINAMICO

Además del ensayo de cargas al que fue sometido el modelo experimental, fue solicitado a excitaciones externas con el objetivo de estudiar su comportamiento dinámico. En cada una de las etapas, luego de alcanzada la carga y estabilizados los desplazamientos, se descargaba y medían las aceleraciones. De éstas, se obtuvo el espectro de frecuencia, del cual se extrajo el valor de la frecuencia natural. Este valor fue utilizado como parámetro de comparación en cada una de las distintas etapas del ensayo, para observar si sufría alguna alteración a medida que se disminuía la sección de acero.





Fotografía VI-15: Excitación Externa A La Viga

Al inicio del capítulo se describieron los acelerómetros dispuestos sobre la viga, estos medían las aceleraciones de la pieza cuando era sometida a una excitación externa. Esta fue materializada suministrando golpes sobre dos perfiles que abrazaban la viga, dispuestos de esta manera para no provocar daños en el hormigón debido al impacto (Fotografía VI-15).

El ensayo dinámico se realizaba a continuación del escalón del ensayo estático. En la primer etapa se midió las aceleraciones de la viga cuando no estaba sometida a un seudo ataque corrosivo. Luego de la primer degradación, y antes de someterla a carga, se volvió a medir las aceleraciones. Se obtuvo la frecuencia natural cuando la armadura era del 90 % del total. En cada una de las etapas en que se redujo la sección de acero,

fue repetido el ensayo. De esta forma pudo obtenerse la variación de las frecuencias naturales a medida que se degradaron las trenzas de pretensado de la viga.

Las lecturas eran realizadas instantes después de la excitación, de modo de registrar únicamente la vibración libre.

6.4.RESULTADOS EXPERIMENTALES DEL ENSAYO DE CARGA

Durante el ensayo fueron medidos los desplazamientos verticales, los giros, el ancho de fisuras. Estos datos fueron procesados, para luego compararlos con los obtenidos numéricamente.

A continuación se exponen los resultados experimentales, se muestran los obtenidos para las cargas de postfisuración, posteriormente se analizan los resultados correspondientes al máximo momento de servicio.

6.4.1. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

6.4.1.1. ANCHO DE FISURAS

La viga fue llevada a carga de postfisuración para estudiar su comportamiento en el rango no lineal. Las fisuras aparecieron para una carga de 19800 N.

En la primer etapa del ensayo, cuando la carga alcanzó el valor de fisuración, se mantuvo la carga para medir el ancho de las fisuras originadas. Para medirlas fueron utilizadas una escala de comparación y un medidor de fisuras *Tinius-Olsen*, y el tamaño máximo obtenido fue de 2 décimas de milímetro.

En el resto de las etapas del ensayo, al no superarse la carga máxima alcanzada para el 100% de la armadura, no se amplió el cuadro de fisuración (Fotografía VI-16).

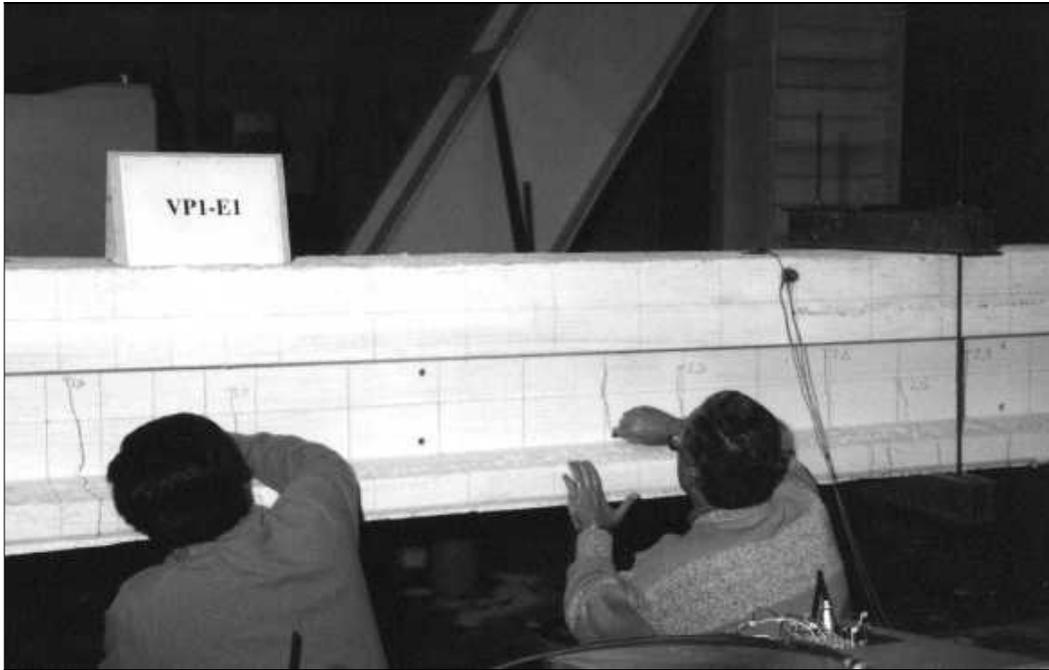


Figura VI-16: Trazado y Medición De Las Fisuras

6.4.1.2. GIROS

Como fue mencionado anteriormente, los clinómetros estaban dispuestos en los extremos de la viga. En cada uno de los incrementos de carga que se aplicó en cada etapa del ensayo, fueron leídos estos instrumentos. Los resultados obtenidos para cada etapa del ensayo, pueden observarse en las Figuras VI-3 a 8. Finalmente, en la Figura VI-9 puede observarse el conjunto de curvas obtenidas en cada etapa del ensayo, en el cual queda expuesto la disminución de la capacidad resistente a medida que se degrada la sección de acero. Hay que señalar que los puntos que aparecen en los distintos gráficos corresponden a las lecturas tomadas del instrumento de medición. También, se debe mencionar que el origen de coordenadas corresponde al inicio real del ensayo, por lo tanto se debe tener en cuenta que a partir de la carga de fijación que se adoptó (2000 N) el equipo de aplicación de carga y los instrumentos se acomodaron, para comenzar con el desarrollo del ensayo. La posible consolidación que podría observarse en los primeros puntos, se debe al acomodamiento mencionado anteriormente. Las curvas trazadas en cada uno de los estados, son las obtenidas a partir de la interpolación polinómica de las mediciones tomadas.

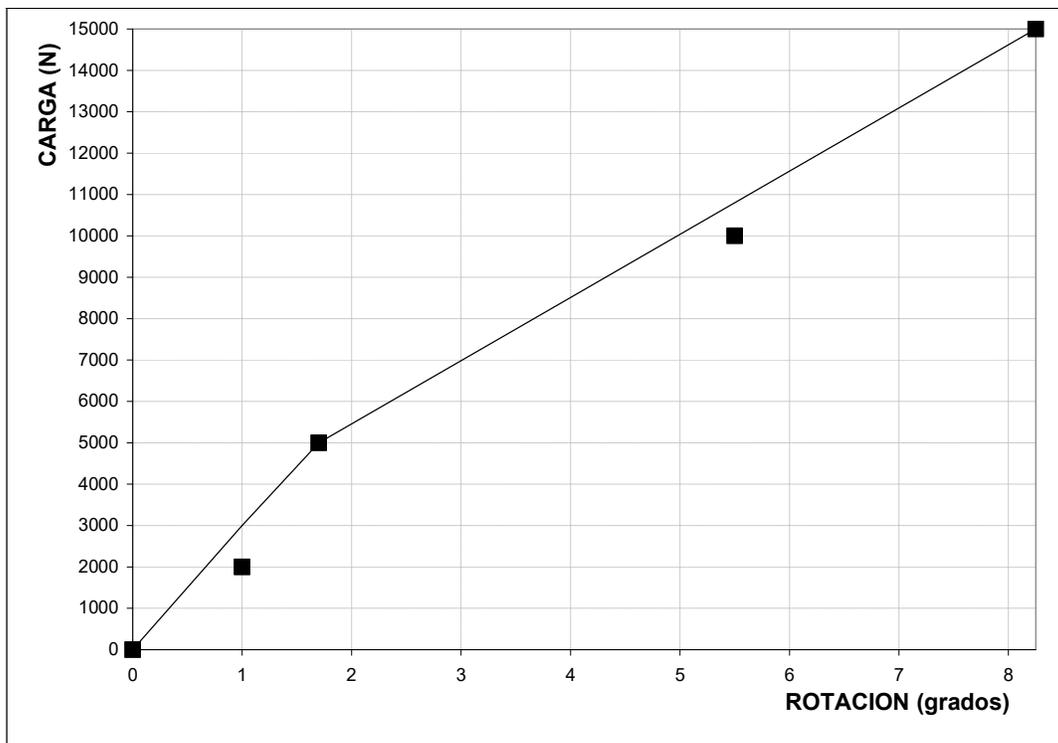


Figura VI-3: Comportamiento En Servicio. Carga- Giro. Primera Etapa (100% Armadura)

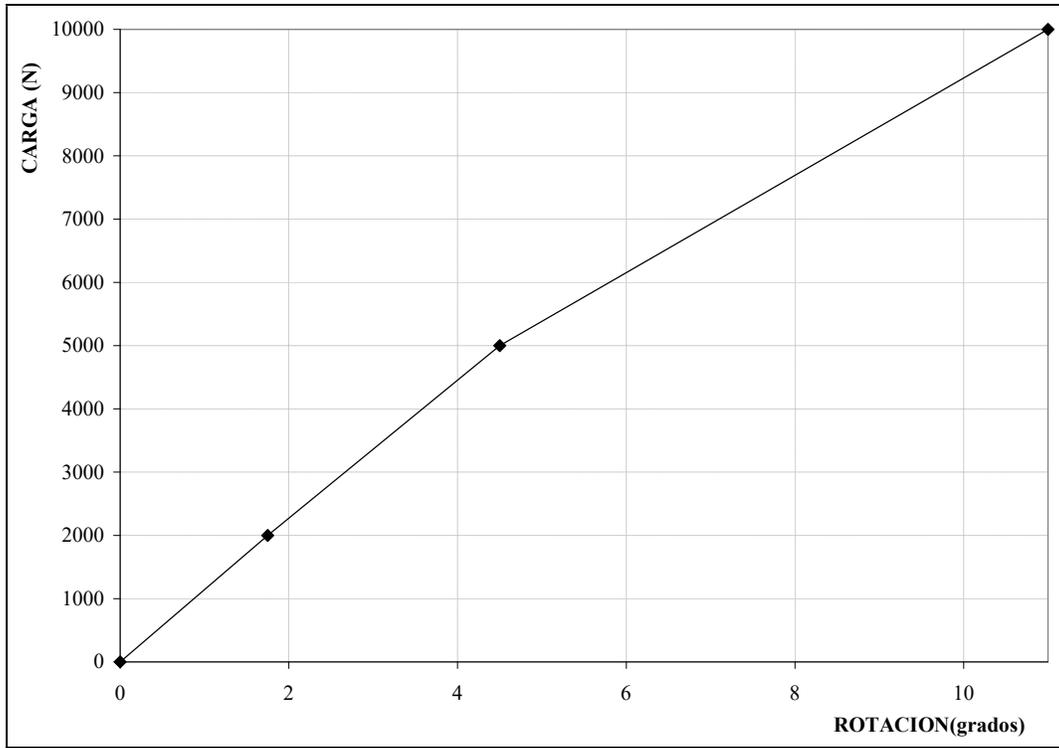


Figura VI-4: Comportamiento En Servicio. Carga- Giro. Segunda Etapa (90% Armadura)

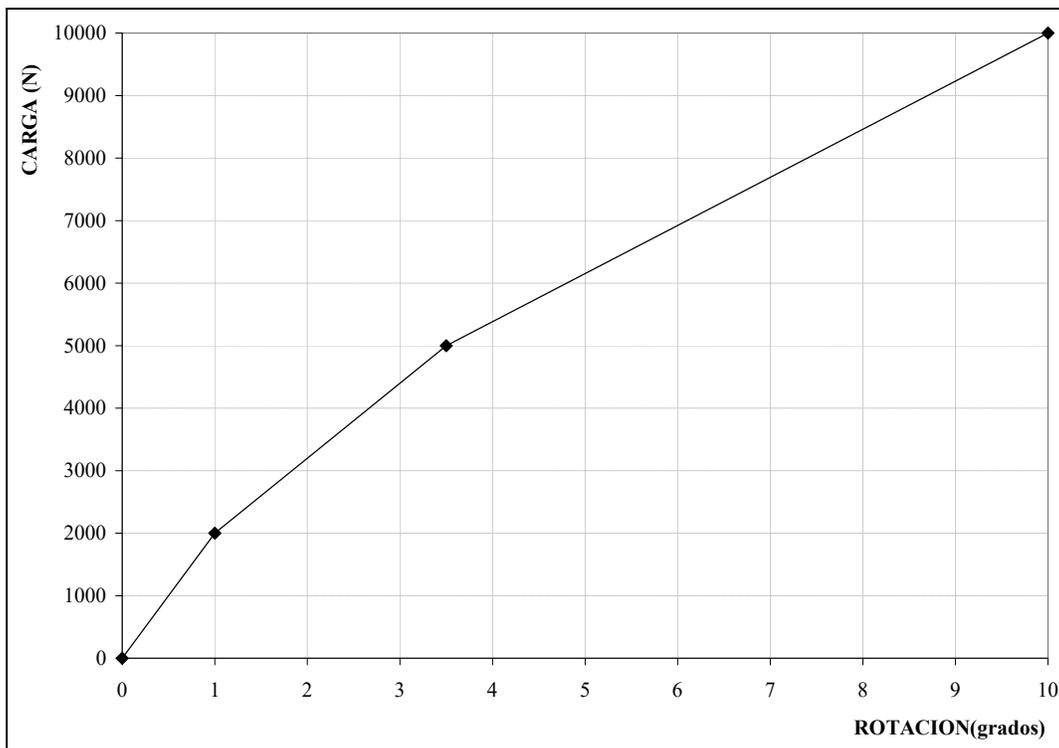


Figura VI-5: Comportamiento en Servicio. Carga- Giro. Tercera Etapa (80% Armadura)

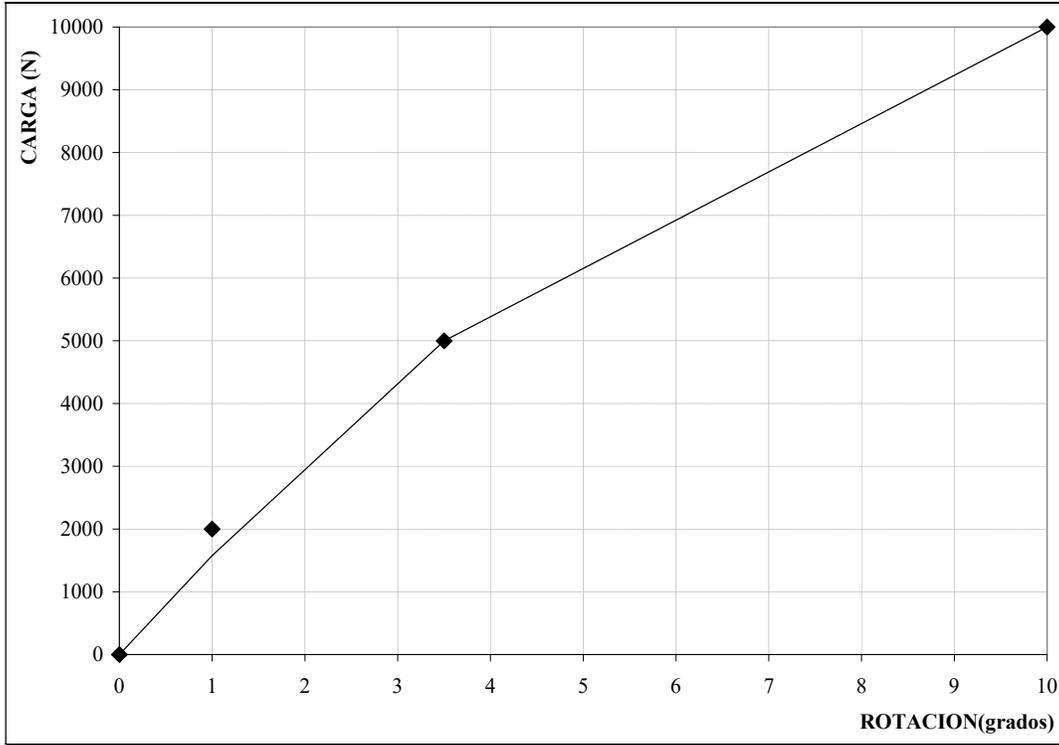


Figura VI-6: Comportamiento En Servicio. Carga- Giro. Cuarta Etapa (70% Armadura)

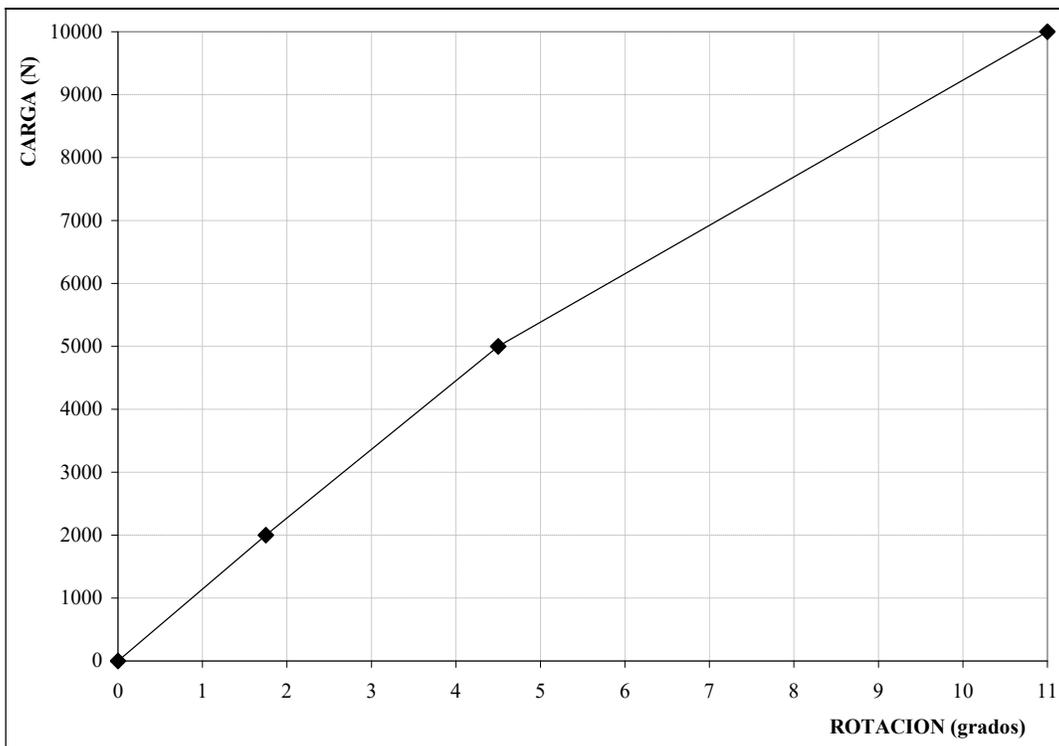


Figura VI-7: Comportamiento En Servicio. Carga- Giro. Quinta Etapa (60% Armadura)

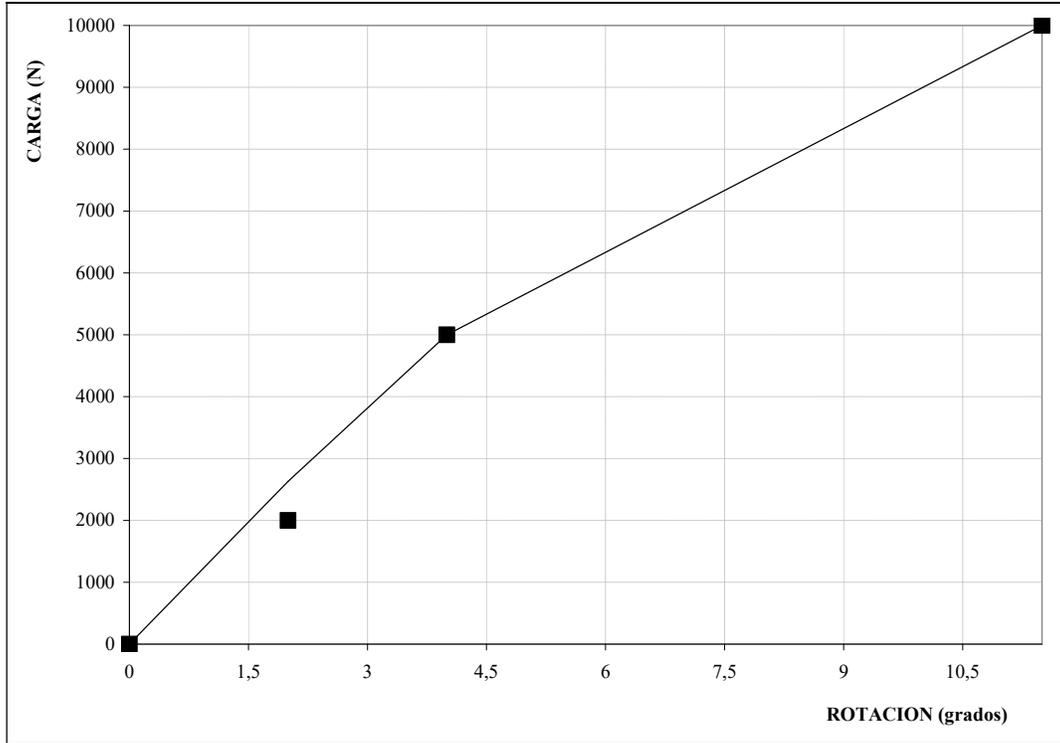


Figura VI-8: Comportamiento En Servicio. Carga- Giro. Sexta Etapa (50% Armadura)

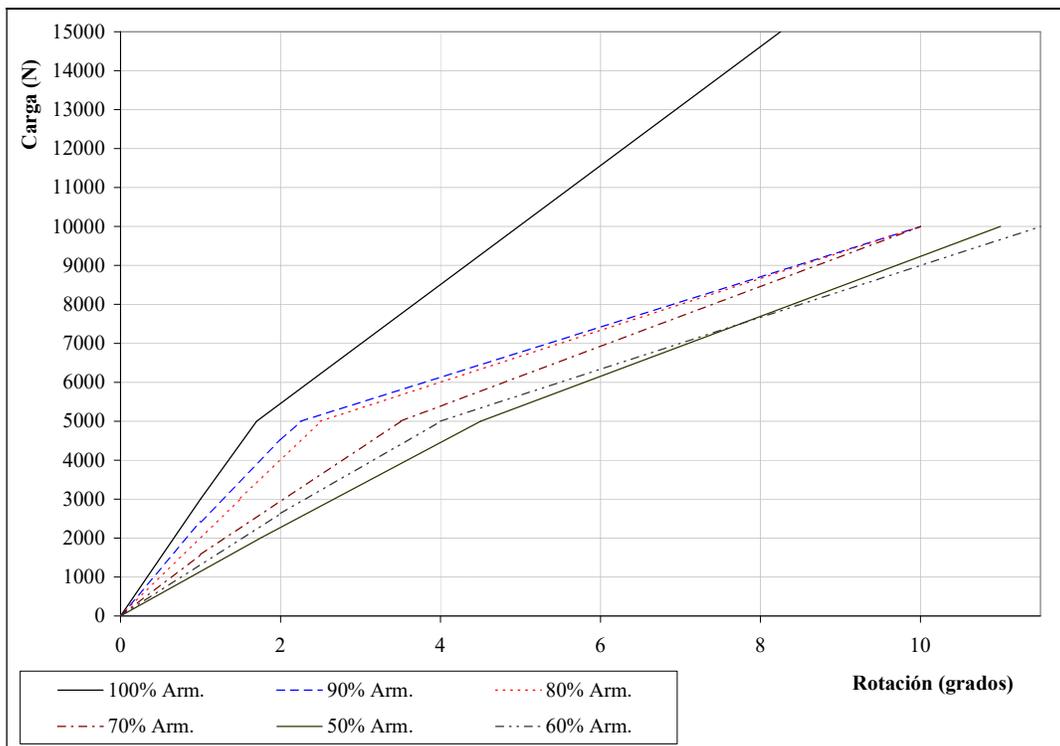


Figura VI-9: Superposición De Las Curvas Obtenidas En Cada Una De Las Etapas

En la figura VI-9 se muestra la superposición de las curvas obtenidas en cada etapa del ensayo. En este gráfico puede observarse la pérdida de rigidez de la viga debido a la reducción de armadura, a través de la disminución en las pendientes de las curvas para cada estado.

6.4.1.3. FLECHAS

Los desplazamientos verticales fueron medidos utilizando transductores potenciométricos y flexímetros mecánicos. Su ubicación y características fueron descritas anteriormente. Los resultados de la medición de flechas, durante la aplicación de las cargas, se muestran a continuación, en las Figuras VI-10 a VI-30.

Se han señalado los valores obtenidos con los instrumentos en cada etapa del ensayo y se han trazado las curvas óptimas para cada caso. Estas se obtuvieron realizando interpolación polinómica con los datos medidos. El cero indicado en los gráficos es el que se obtuvo en el inicio del ensayo, antes de aplicar la carga de fijación.

Las figuras, muestran la evolución de la flecha de la viga al aplicar los distintos incrementos de carga. Al llegar a un valor de carga de 19800 N en cada gato, la viga ingresa en el rango anelástico.

6.4.1.3.1. FLEXIMETRO EN EL TERCIO DE LA VIGA

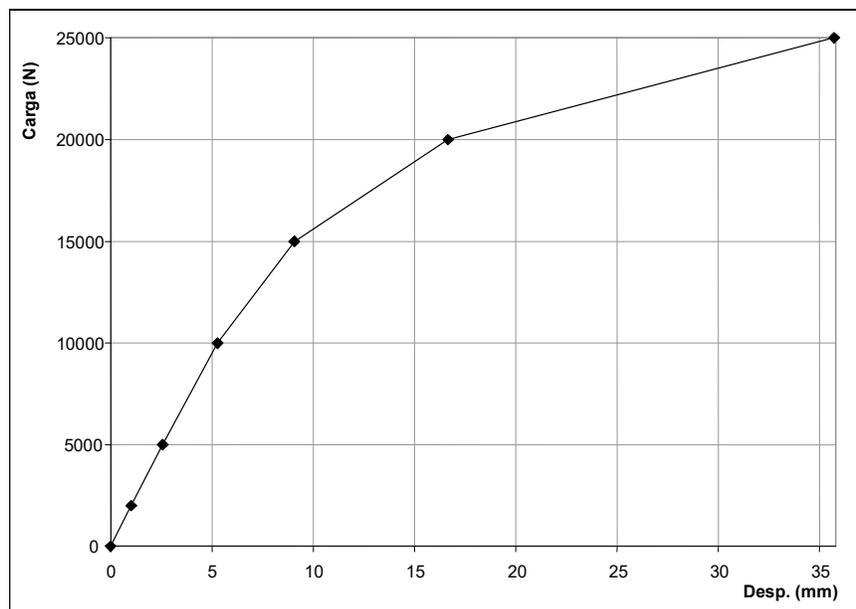


Figura VI-10: Carga- Flecha. Primera Etapa (100% Armadura)

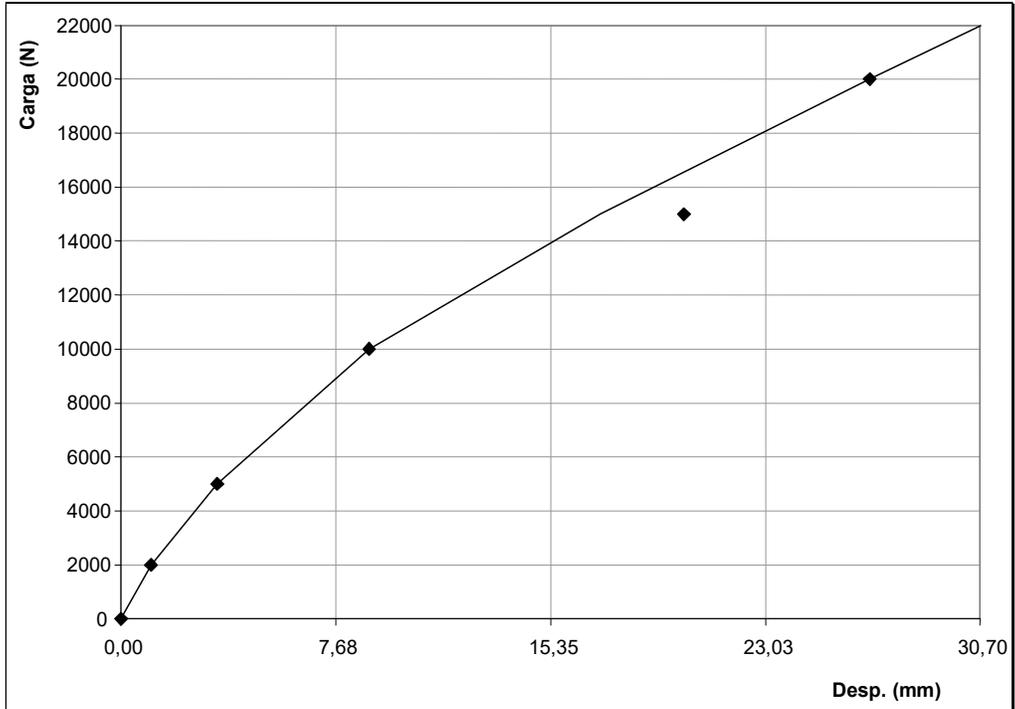


Figura VI-11: Carga- Flecha. Segunda Etapa (90% Armadura)

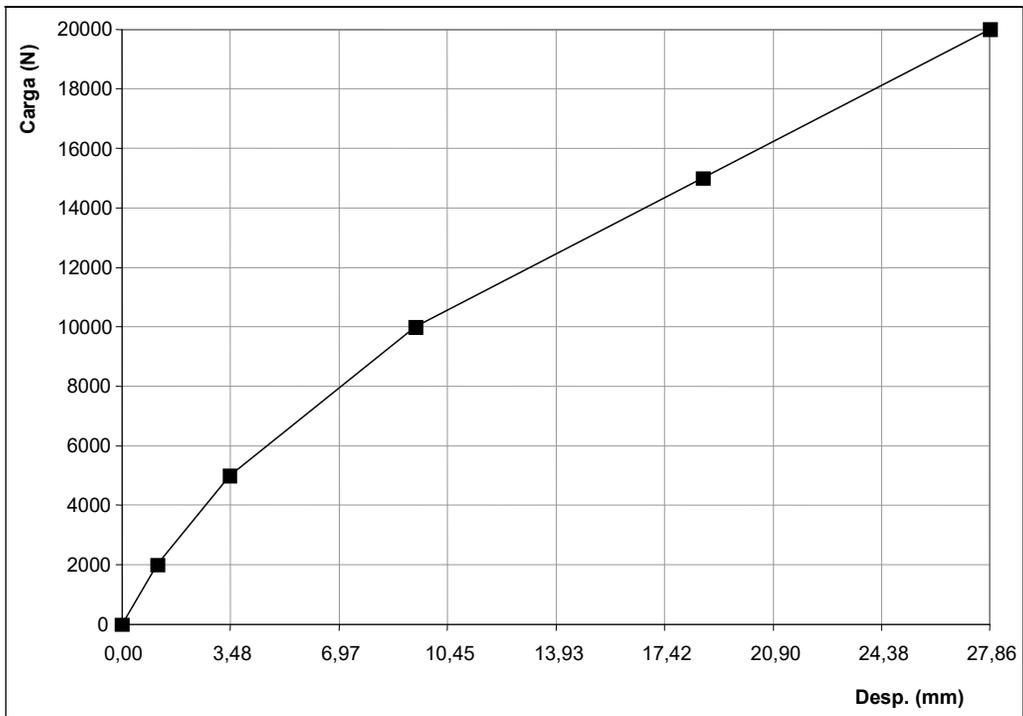


Figura VI-12: Carga- Flecha . Tercera Etapa (80% Armadura)

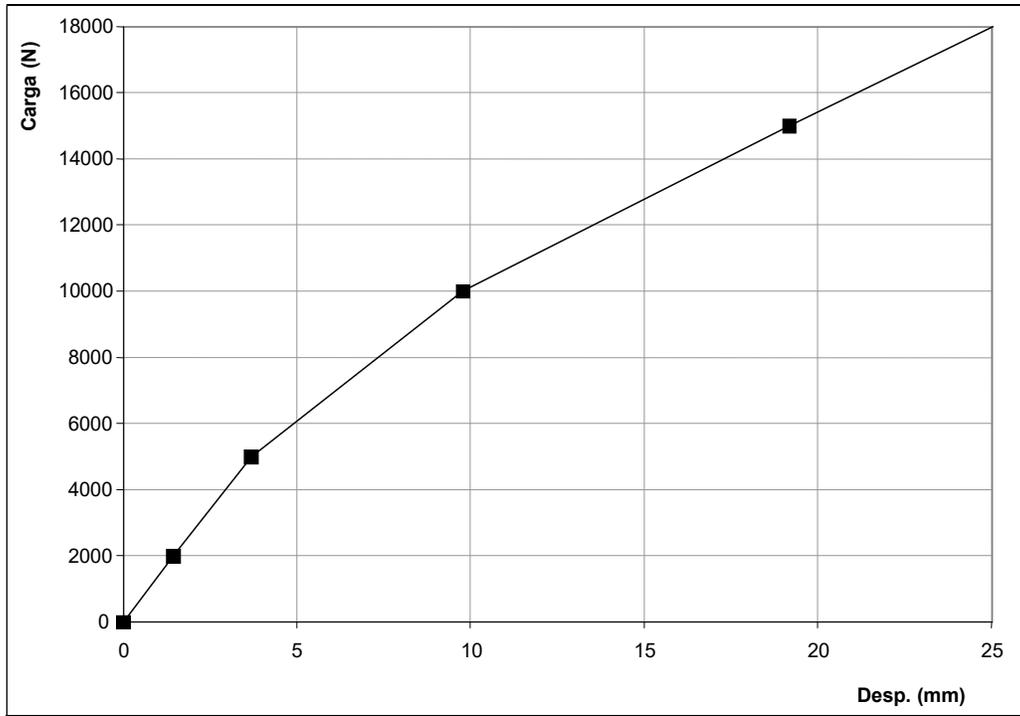


Figura VI-13: Carga- Flecha. Cuarta Etapa (70% Armadura)

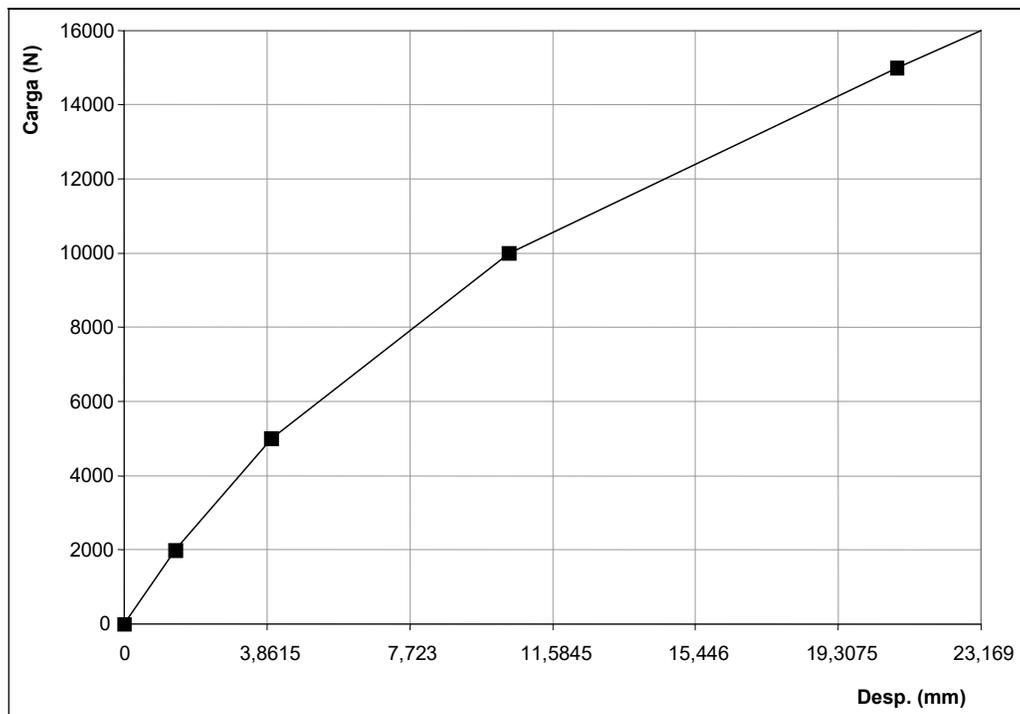


Figura VI-14: Carga- Flecha. Quinta Etapa (60% Armadura)

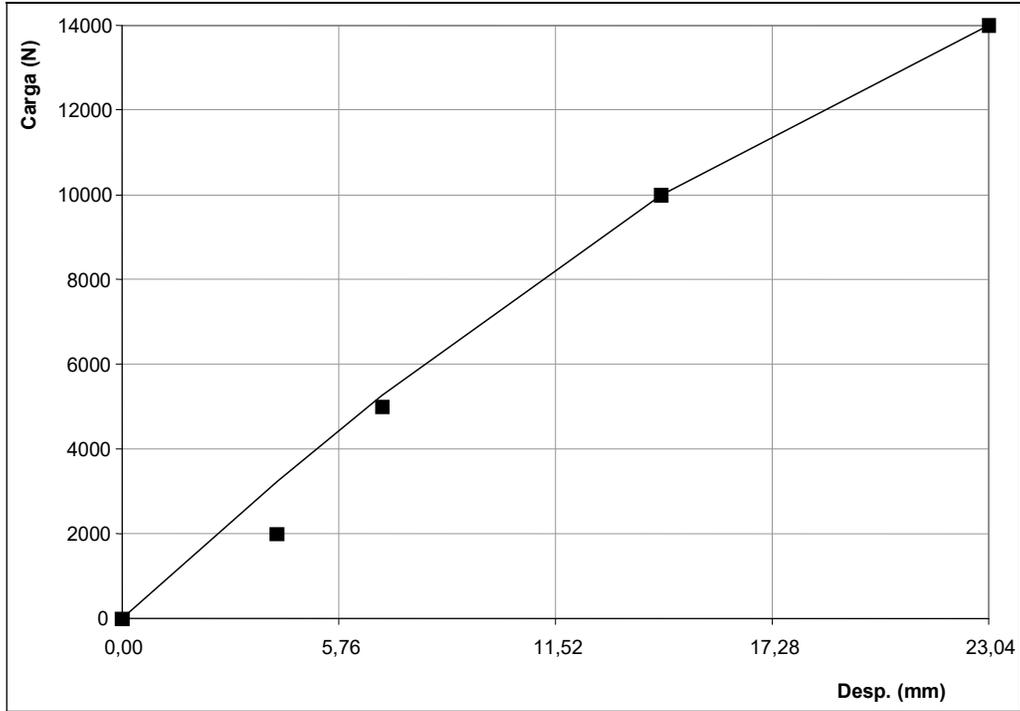


Figura VI-15: Carga- Flecha. Sexta Etapa (50% Armadura)

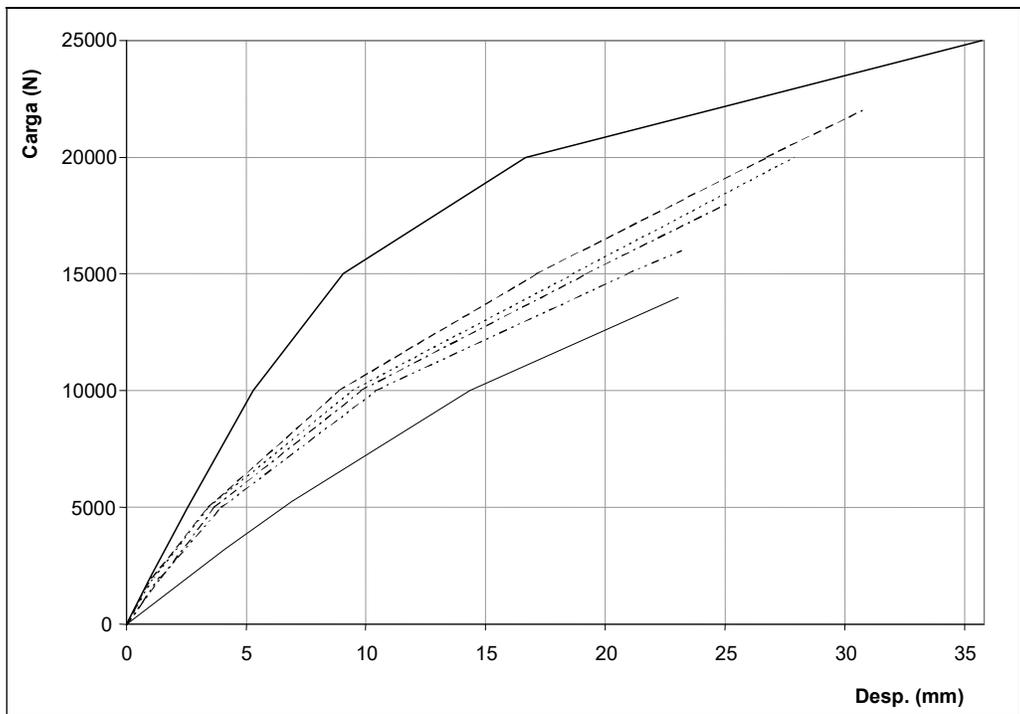


Figura VI-16: Superposición De Las Curvas Obtenidas En Cada Una De Las Etapas

En la figura VI-16 puede observarse como se degradó la rigidez de la viga en función del avance del seudo ataque electroquímico. También, se ve como es el comportamiento no lineal de la pieza.

6.4.1.3.2. POTENCIOMETRO EN EL TERCIO DE LA VIGA

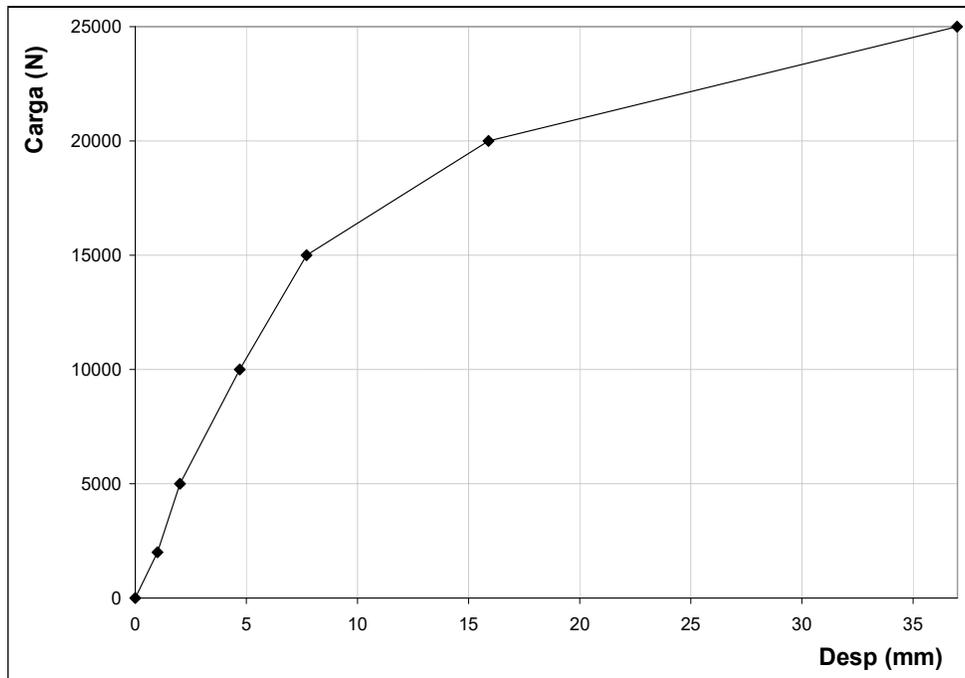


Figura VI-17: Carga- Flecha. Primera Etapa (100% Armadura)

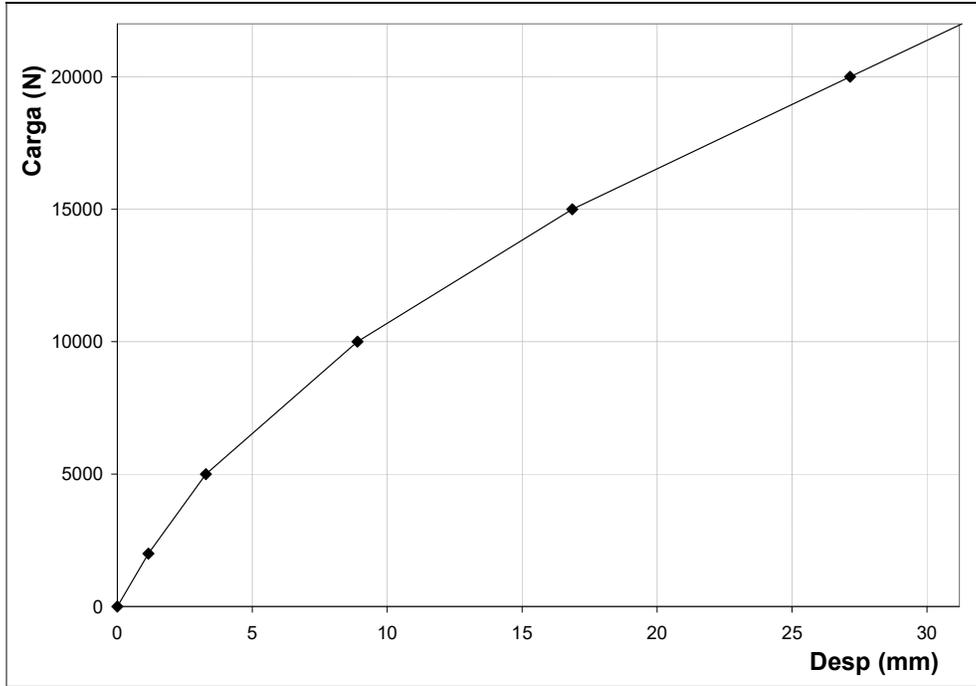


Figura VI-18: Carga- Flecha. Segunda Etapa (90% Armadura)

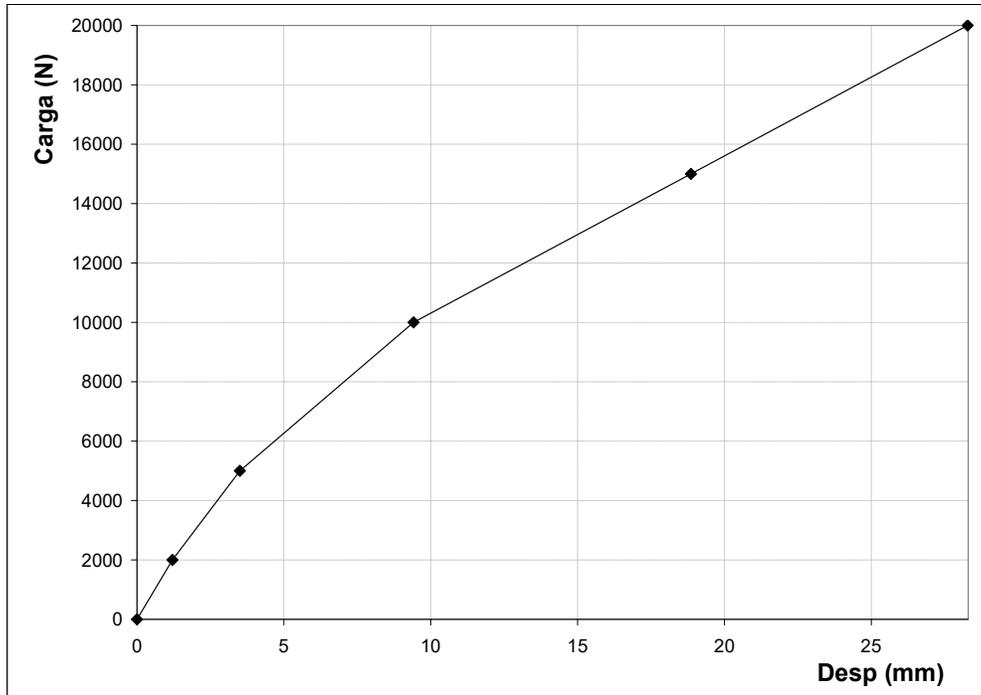


Figura VI-19: Carga- Flecha. Tercera Etapa (80% Armadura)

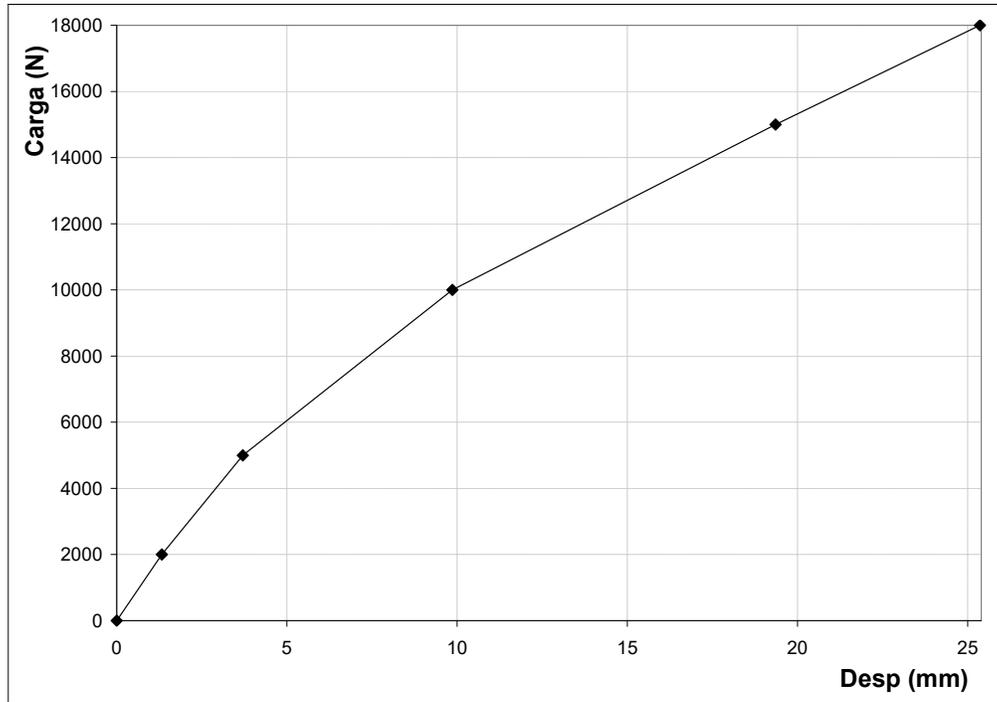


Figura VI-20: Carga- Flecha. Cuarta Etapa (70% Armadura)

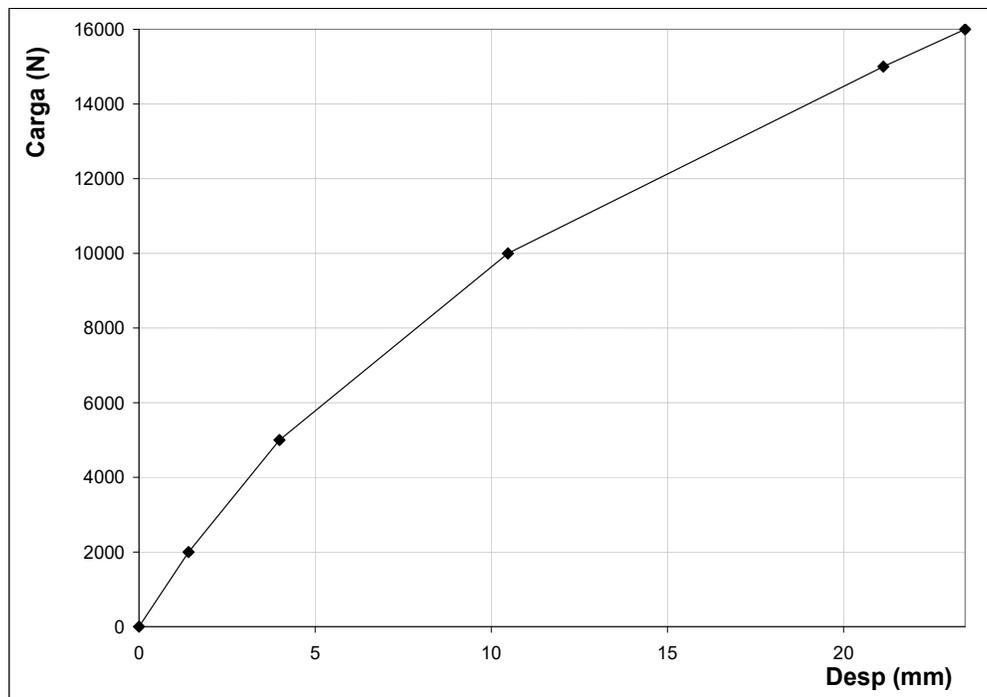


Figura VI-21: Carga- Flecha. Quinta Etapa (60% Armadura)

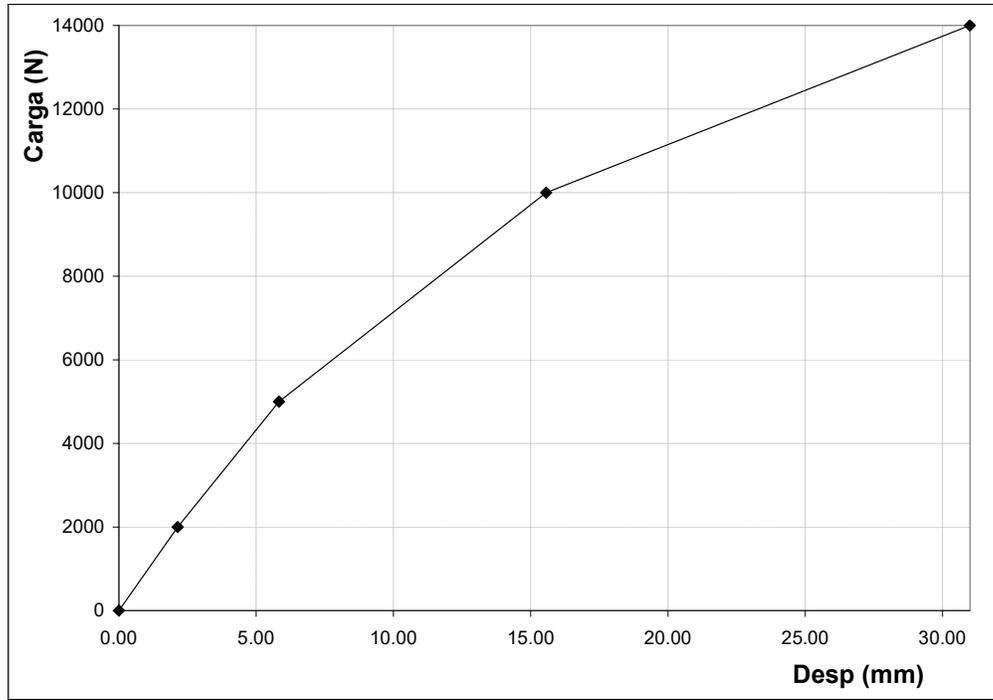


Figura VI-22: Carga- Flecha. Sexta Etapa (50% Armadura)

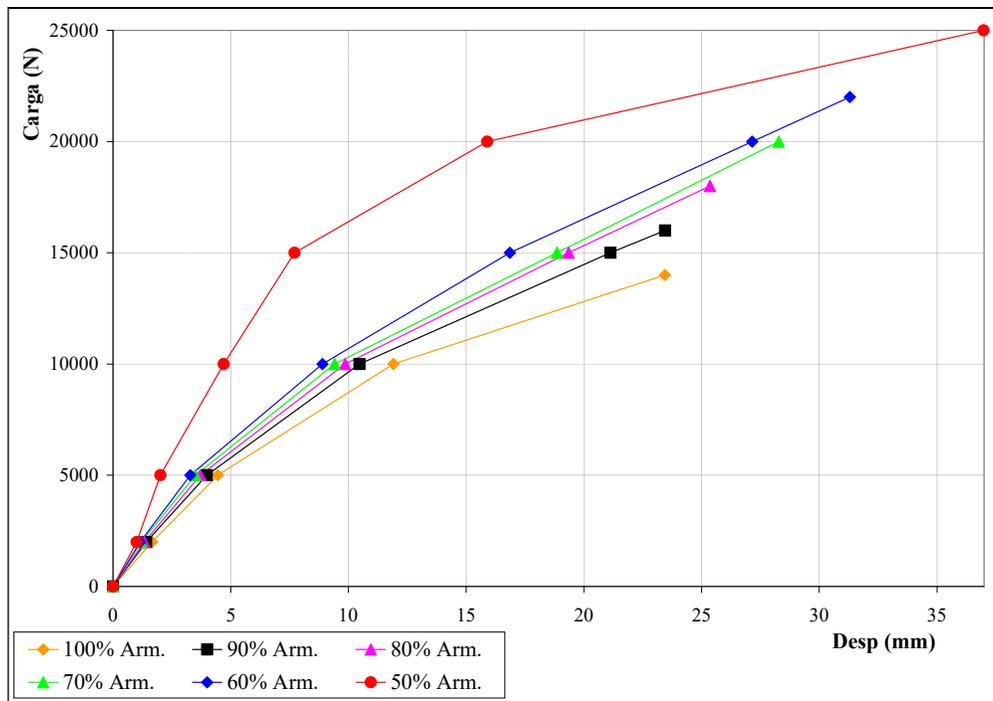


Figura VI-23: Superposición De Las Curvas Obtenidas En Cada Una De Las Etapas

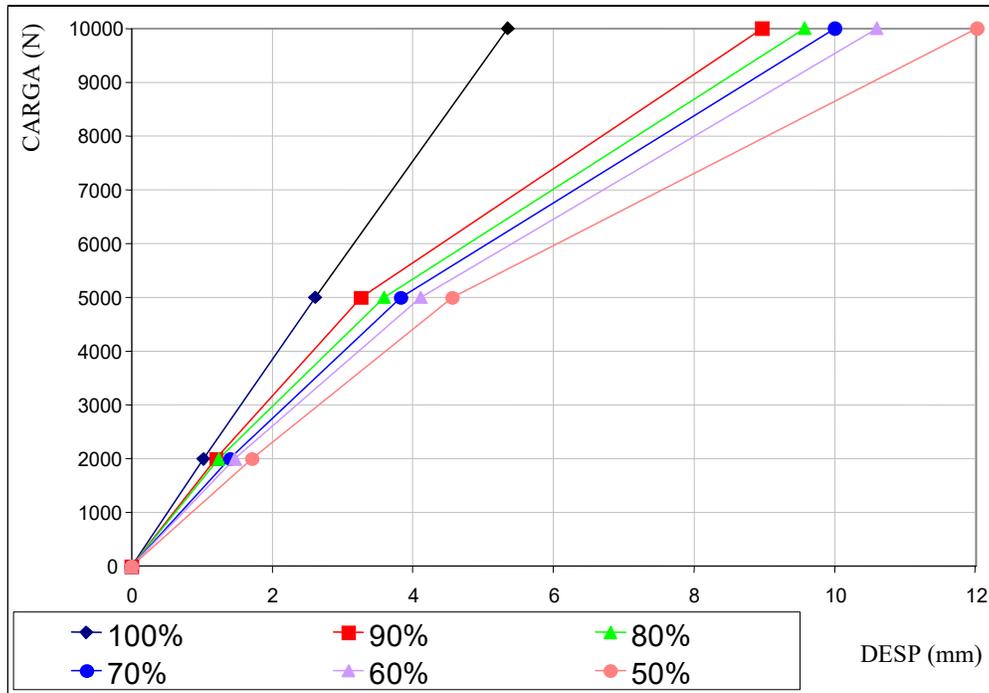


Figura VI-24: Superposición De Las Curvas. Comportamiento Elástico De La Pieza Estructural

Las mediciones obtenidas de los potenciómetros muestran, también como perdió capacidad el prototipo frente al supuesto ataque corrosivo.

6.4.1.3.3. POTENCIOMETRO EN EL CENTRO DE LA VIGA

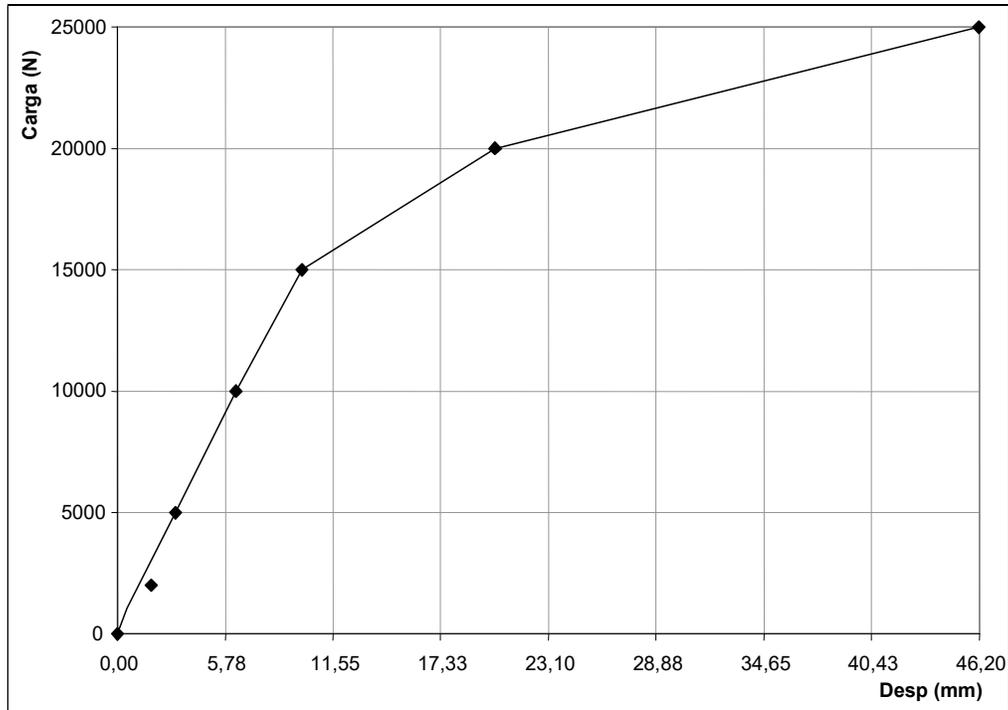


Figura VI-25: Carga- Flecha. Primera Etapa (100% Armadura)

Los puntos graficados corresponden a las lecturas del potenciómetro ubicado en el centro de la viga. La curva trazada es la que mejor se ajusta para los resultados obtenidos. Este criterio se aplica en cada etapa del ensayo. También, se destaca que el cero del gráfico corresponde al estado inicial del ensayo. Una vez aplicada la carga de fijación (2000 N), el sistema se estabiliza y las lecturas tomadas muestran el comportamiento real de la viga ante las solicitaciones.

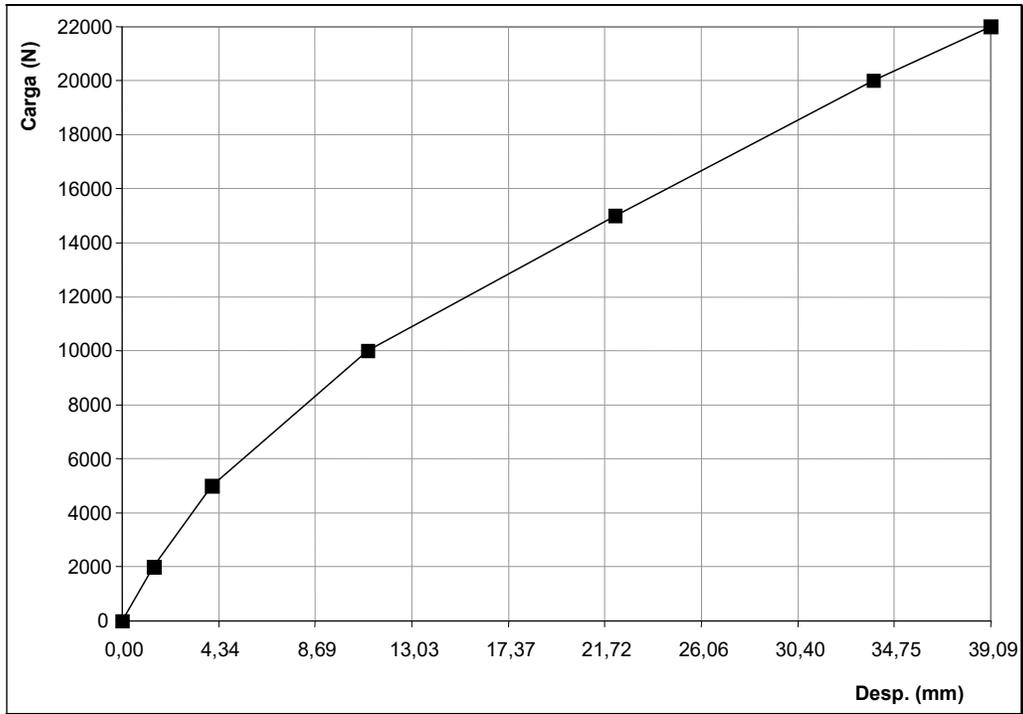


Figura VI-26: Carga - Flecha. Segunda Etapa (90% Armadura)

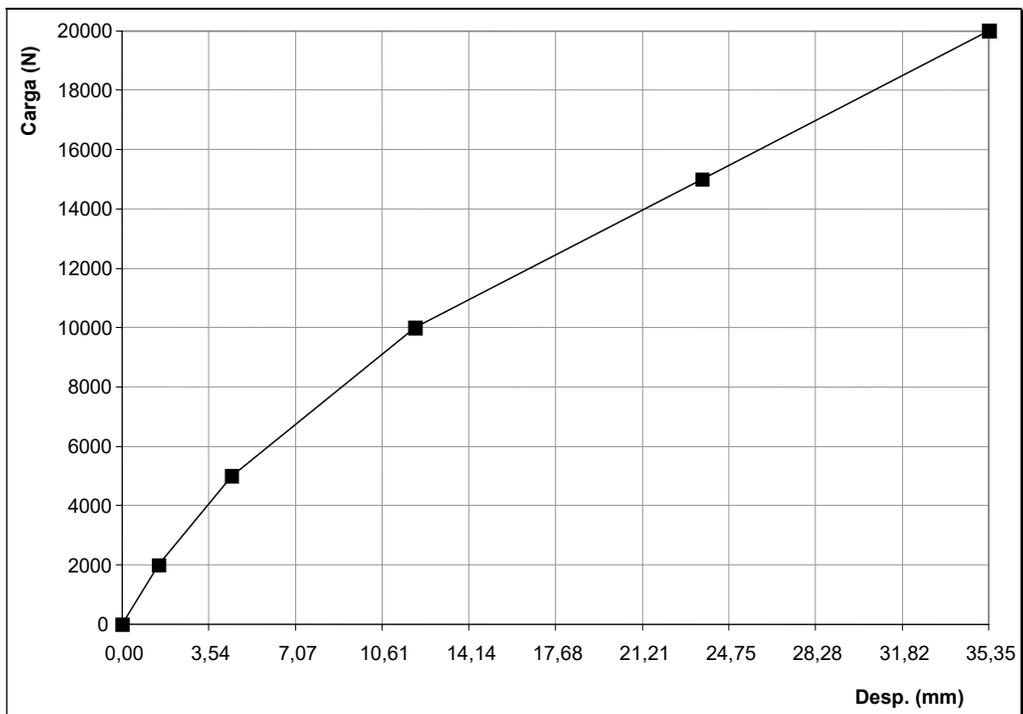


Figura VI-27: Carga - Flecha. Tercera Etapa (80% Armadura)

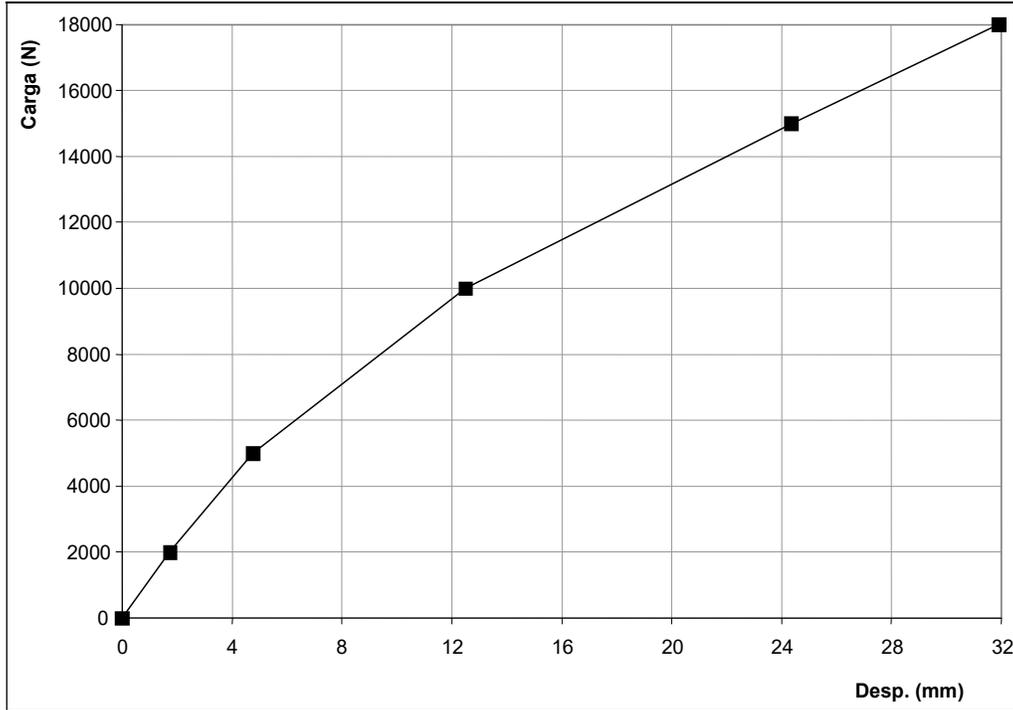


Figura VI-28: Carga - Flecha. Cuarta Etapa (70% Armadura)

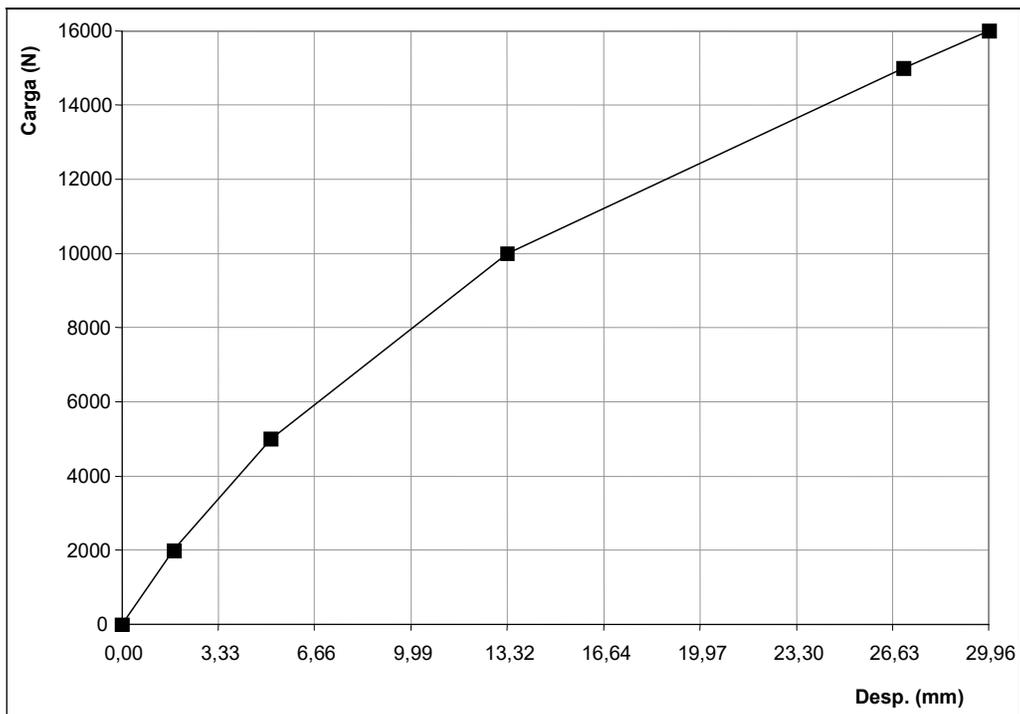


Figura VI-29: Carga - Flecha. Quinta Etapa (60% Armadura)

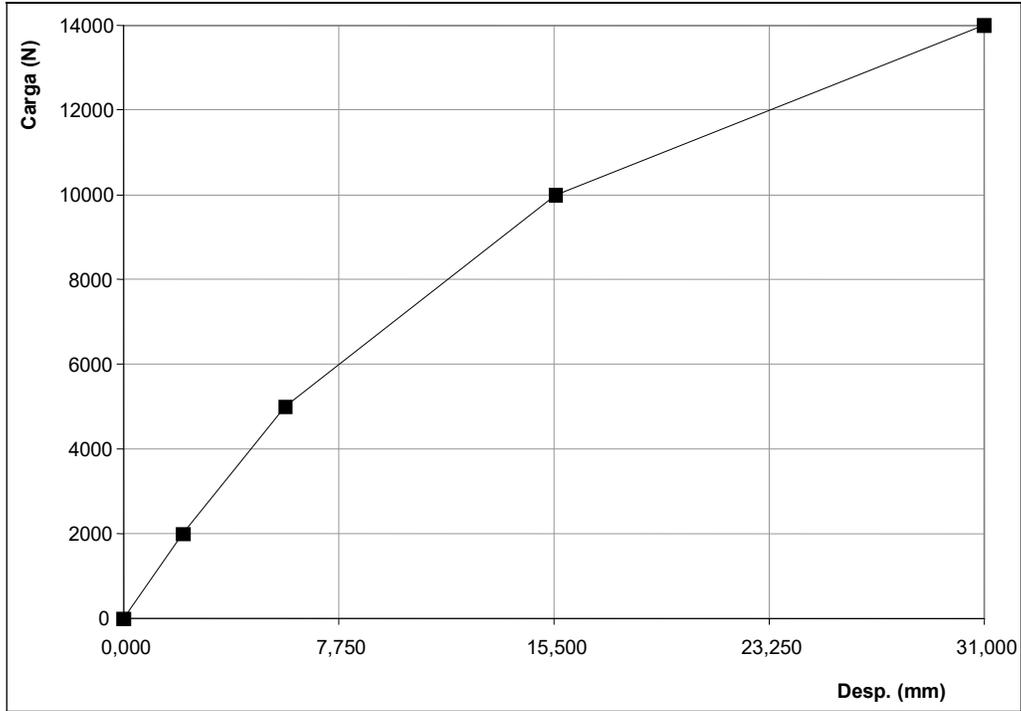


Figura VI-30: Carga - Flecha. Sexta Etapa (50% Armadura)

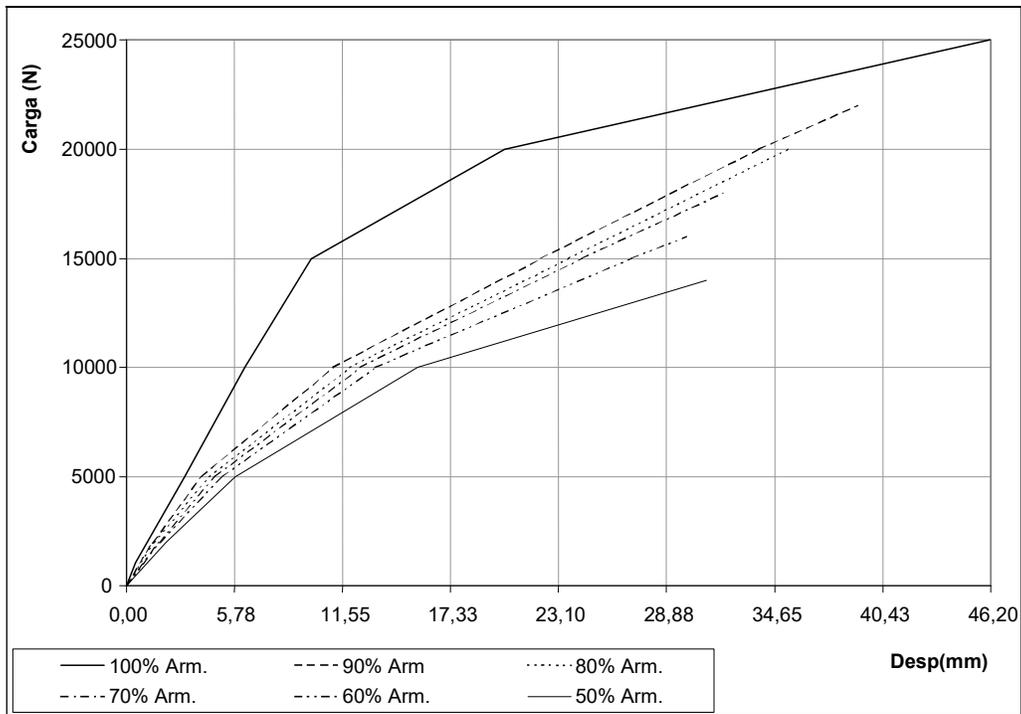


Figura VI-31: Superposición De Las Curvas Obtenidas En Cada Una De Las Etapas

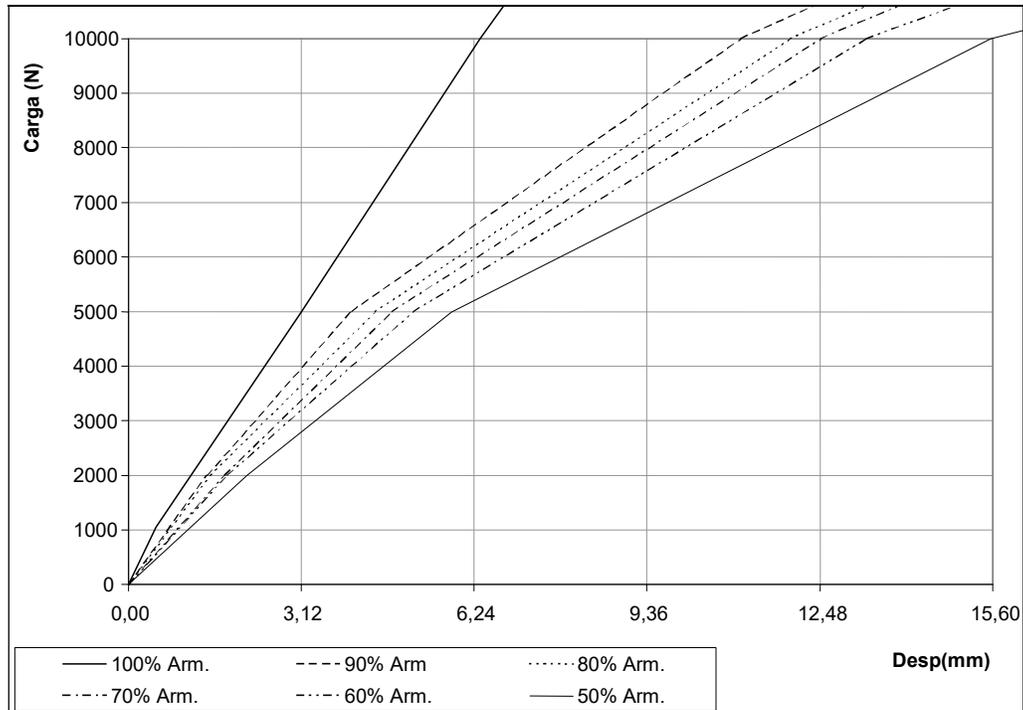


Figura VI-32: Superposición De Las Curvas. Comportamiento Elástico De La Pieza Estructural

De todas las figuras mostradas, se manifiesta claramente la pérdida de rigidez flexional de un elemento pretensado cuando se reduce el área de los aceros de pretensado. La figura más significativa es la última que se expone. Estas conclusiones serán utilizadas para poder detectar la presencia de este fenómeno en las estructuras.

6.5.RESULTADOS EXPERIMENTALES DEL ENSAYO DINAMICO

Durante este ensayo fueron medidas las aceleraciones de la viga, cuando era excitada por una carga externa. De los gráficos de aceleraciones, se extrajeron los espectros de frecuencia para cada etapa del ensayo. De éste, fueron obtenidas las frecuencias naturales para cada una de las etapas del ensayo. A modo de ejemplo, se presentan en las Figuras VI-33 y 34 las aceleraciones medidas por un transductor y su correspondiente espectro de frecuencia.

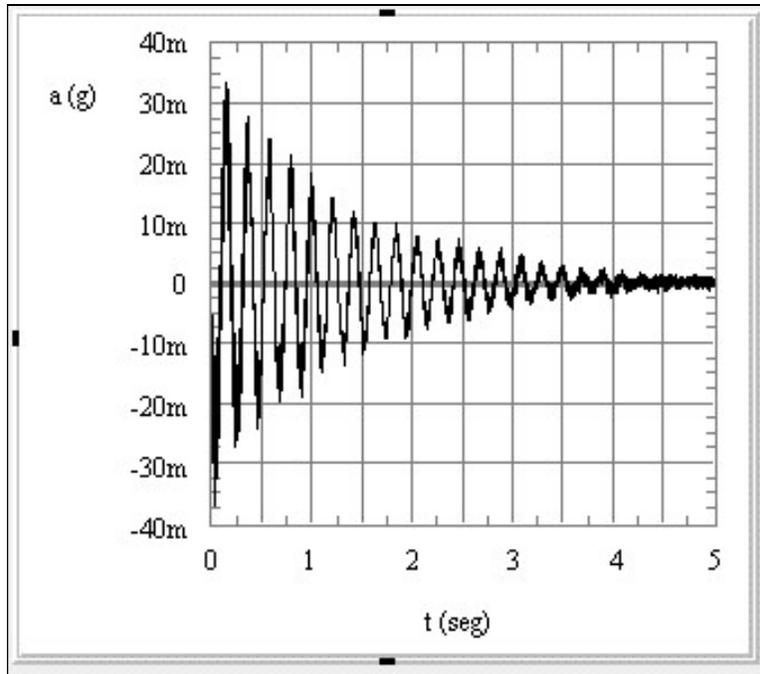


Figura VI-33: Aceleraciones Medidas

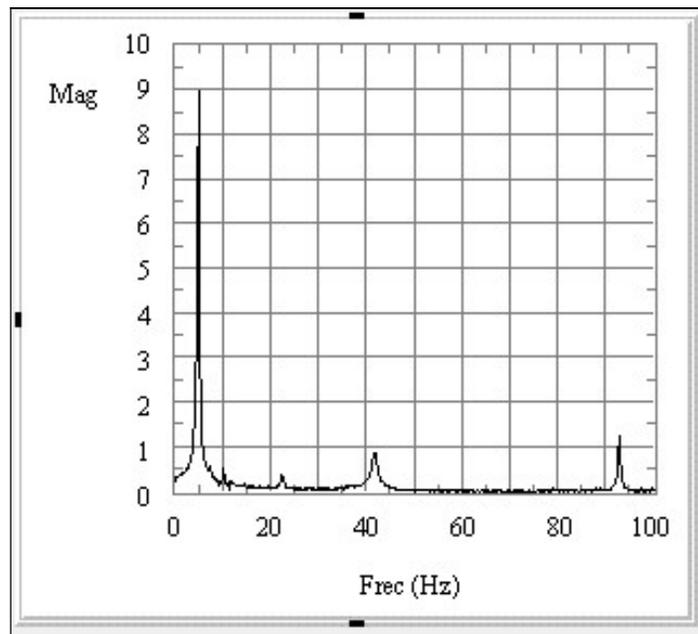


Figura VI-33: Espectro De Frecuencias

En la Tabla VI-1 se han consignado los valores de las 4 primeras frecuencias obtenidas experimentalmente para cada una de las etapas del ensayo.

Modo	Frecuencia [Hz]						
	Inicial	Fisurada	2 trenzas cortadas	4 trenzas cortadas	6 trenzas cortadas	8 trenzas cortadas	10 tren. cortadas
1	5.80	5.60	5.60	5.60	5.40	5.20	5.00
2	22.80	21.60	21.40	21.40	21.40	21.20	21.40
3	47.00	45.70	45.70	45.70	45.40	43.40	42.20
4	92.40	92.40	92.40	92.40	92.40	92.40	92.40

Tabla VI-1: Frecuencias Naturales Obtenidas Experimentalmente

En todas las etapas, la frecuencia que más variación relativa sufre es la correspondiente al primer modo de vibración (frecuencia natural).

También se puede observar como varía las frecuencias naturales en función de la pérdida de rigidez de la viga pretensada. Tabla VI-2.

<u>ENSAYOS</u>	<u>AREA (mm²)</u>	<u>RIGIDEZ (N/m)</u>	<u>FRECUENCIA (CICLOS/SEG.)</u>
ENSAYO CON TODA LA ARMADURA (estado inicial)	424.115	1.5667	5.80
ENSAYO CON TODA LA ARMADURA (estado fisurado)	424.115	1.5667	5.60
ENSAYO CON 2 TRENZAS CORTADAS DE LA ARMADURA	381.7	1.2379	5.60
ENSAYO CON 4 TRENZAS CORTADAS DE LA ARMADURA	339.29	1.1116	5.60
ENSAYO CON 6 TRENZAS CORTADAS DE LA ARMADURA	296.88	1.0581	5.40
ENSAYO CON 8 TRENZAS CORTADAS DE LA ARMADURA	254.47	0.9232	5.20
ENSAYO CON 10 TRENZAS CORTADAS DE LA ARMADURA	212.06	0.8495	5.00

Tabla VI-2 : Variación De Las Frecuencias Naturales En Función De La Rigidez

En el gráfico siguiente podemos ver esta variación representada por una curva.

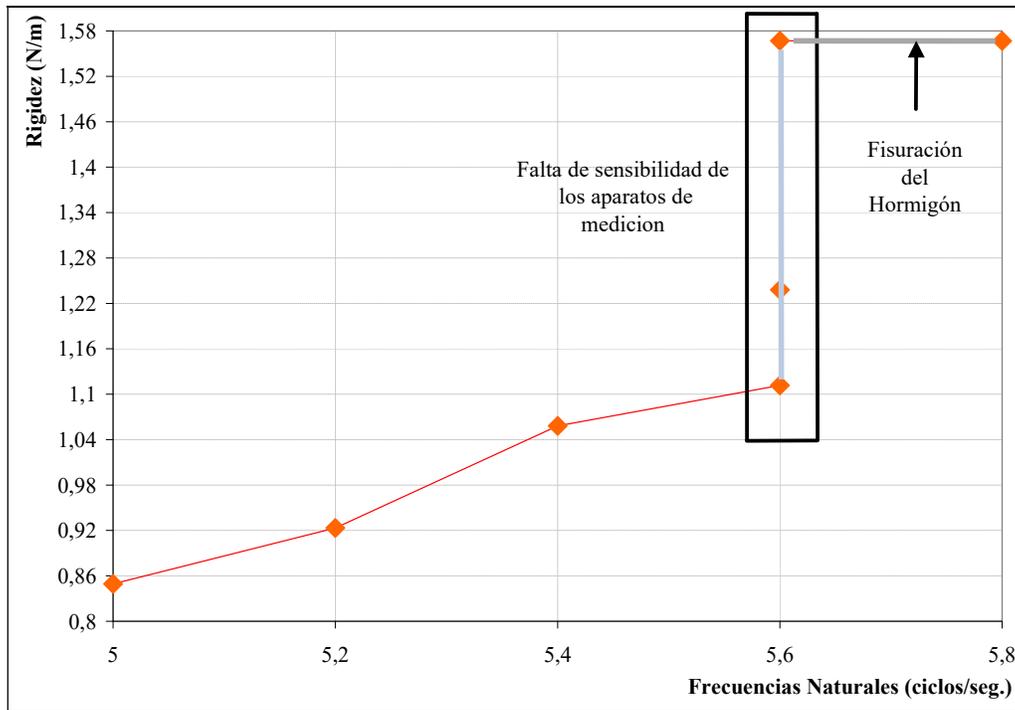


Figura VI-34: Variación De La Capacidad Resistente En Función De Las Frecuencias

La figura VI-35 muestra como varía la frecuencia natural en función de la degradación de la sección de acero.

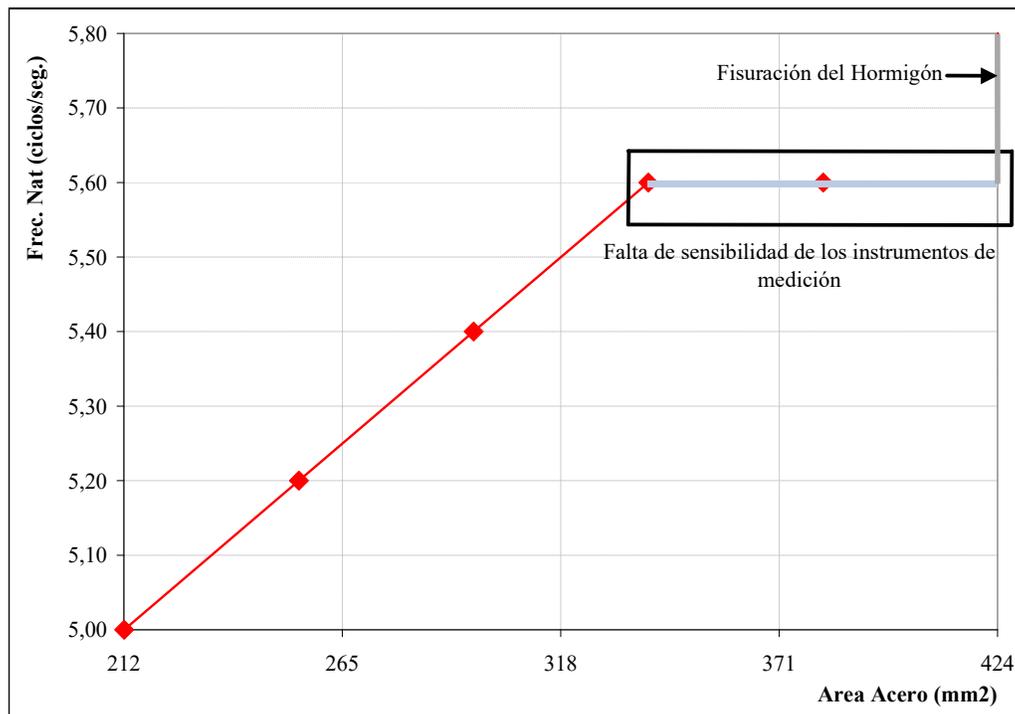


Figura VI-35: Variación De La Frecuencia Natural En Función De La Degradación Del Acero

Las zonas recuadradas en el gráfico son de incertidumbre debido a que, para pequeñas reducciones de la armadura, la sensibilidad de los acelerómetros no alcanza a detectar mejor el cambio de frecuencia. Es por esto que se obtuvieron frecuencias similares para dos etapas de reducción de armadura tesa. Se descarta que utilizando acelerómetros de mejor sensibilidad, las frecuencias deben variar en forma leve, pero gradual.

6.6.CONCLUSIONES

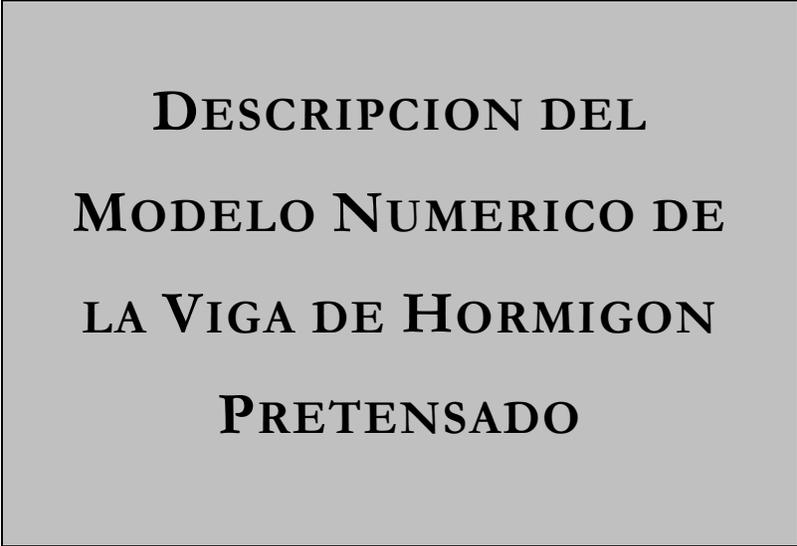
Ensayo Estático De Carga

- Se pudo observar en los gráficos correspondientes a cada uno de los instrumentos de medición utilizados en el ensayo de carga como varían los desplazamientos verticales a medida que es aplicada la carga.
- También, se muestra claramente en los gráficos donde son superpuestas las curvas obtenidas en las distintas etapas en las que fue desarrollado el ensayo, como la viga pierde capacidad resistente y rigidez con la disminución de sección de acero.
- La disminución de las pendientes de las curvas, o sea la reducción de la rigidez del elemento pretensado, será utilizada como método de detección del problema en el Capítulo IX.

Ensayo Dinámico

- En las mediciones realizadas pudo observarse como a medida que se reducía la sección de armadura también lo hacía la frecuencia natural de oscilación.
- Se observó asimismo que al decrecer la capacidad portante de la viga disminuye el valor de la frecuencia natural.
- A partir de estas importantes conclusiones, se propondrá un método de detección del problema de corrosión utilizando una técnica dinámica.

CAPITULO VII



**DESCRIPCION DEL
MODELO NUMERICO DE
LA VIGA DE HORMIGON
PRETENSADO**

7.1.INTRODUCCION

En este capítulo se describen las diferentes características del modelo numérico realizado para el análisis de la rigidez de la viga en función de la degradación de la armadura. Primero, se describe el modelo implementado utilizando un Programa de Elementos Finitos, sus características geométricas y materiales. Luego, es analizado el comportamiento flexional del modelo frente al estado de cargas aplicado, habiendo o no presencia de corrosión. Finalmente, son mostrados los resultados obtenidos.

7.2.PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS

7.2.1. GENERALIDADES

Luego de su aparición a mediados de la década del '50 (Clough 1980), el método de Elementos Finitos (MEF) se transformó en la técnica numérica de mayor popularidad en ingeniería. Una década después de su aparición, esta poderosa herramienta comenzó a ser aplicada al análisis no lineal de estructuras de hormigón (Ngo y Scordelis 1967, Rashid 1968). Sin embargo, a pesar de la relativa proliferación de trabajos en esta área a comienzo de los '80 (ASCE 1981), rápidamente se reconoció que el empleo de programas de Elementos Finitos no lineales para el hormigón era raramente adoptado en el diseño (ASCE1981), a pesar de la gradual, aunque siempre creciente aceptación de la filosofía del Estado Límite en los Códigos de Práctica. Ahora, una década después. La actitud del ingeniero práctico continúa inalterada. La principal razón para esto parece ser la falta de confianza en la credibilidad global de las predicciones de los distintos modelos de Elementos Finitos propuestos para el hormigón, ya que la mayoría de ellos son notablemente deficientes en lo que respecta a su aplicabilidad general, principalmente en cuanto a la seguridad con la cual ellos pueden ser utilizados para analizar formas estructurales arbitrarias distintas a las estructuras específicas para las cuales fueron desarrollados y/o contra las cuales sus predicciones fueron “afinadas” o simplemente ensayadas.

La mayor parte de los modelos desarrollados hasta el presente para el análisis de hormigón estructural, están basados en que la representación analítica de las características de ablandamiento (*strain-softening*) del hormigón a nivel material es un hecho esencial para una predicción realista del comportamiento estructural. Además, prevalece la visión de que un modelo analítico apropiado también debería incluir una descripción detallada de las características de resistencia residual y propiedades de deformación del hormigón “fisurado” en regiones sometidas a condiciones de tensiones de tracción predominantes. En la realidad, la exploración de los aspectos anteriormente mencionados del comportamiento del material y los problemas de estabilidad numérica consecuentes asociados con su implementación en el análisis forman la parte principal de los esfuerzos de investigación actuales concernientes con la modelación constitutiva

del comportamiento del hormigón y el desarrollo de métodos computacionales apropiados para el análisis de estructuras de hormigón.

En contraste, el modelo utilizado en esta etapa de la investigación adopta un material frágil –de acuerdo con evidencia experimental significativa- de modo tal que no resulte aplicable una rama descendente de ablandamiento (*strain-softening*). Esto simplifica la descripción del hormigón fisurado y es compatible con la noción de que este último hace solamente una contribución menor a la resistencia global de la estructura. Más aún, la característica clave aunque raramente mencionada de la expansión volumétrica que experimenta el hormigón justo antes de la tensión pico causa invariablemente la aparición de condiciones triaxiales de tensión en la región de la estructura que realmente determina su resistencia global y, por lo tanto, el modelo de Elementos Finitos adoptado es tridimensional completo, evitando las posibles limitaciones implícitas en las formulaciones bidimensionales (González Vidosa et al 1988a).

El modelo de Elementos Finitos utilizado para el análisis de Estructuras de Hormigón Pretensado en esta investigación, trata de simular el comportamiento real de una estructura, como es el caso de un puente.

7.3.DESCRIPCION DEL MODELO NUMERICO

Para modelar la viga de hormigón pretensado fue utilizado un programa comercial de Elementos Finitos, ABAQUS/Standard, Versión 5.7-3. Este fue utilizado debido a su reciente adquisición en el Laboratorio de Estructuras, para estudiar su capacidad en la resolución de problemas con materiales no homogéneos, como es el hormigón. Como se observará en los párrafos siguientes es una herramienta muy poderosa para elementos homogéneos e isotropos, pero tiene dificultades para representar correctamente el comportamiento de la estructura cuando ésta trabaja en rango no lineal.

Para lograr una simulación lo más cercana al modelo real posible se eligió un elemento que permitiera modelar las armaduras tesas, no tesas y los estribos. Se adoptó, entonces el elemento tipo sólido (continuo) *8-node linear brick (C3D8)*. Estos eran tridimensionales de 8 nodos con una función de interpolación lineal. Son bastante

empleados en el modelado mediante MEF, con un comportamiento comprobado para problemas lineales. En el elemento C3D8 fueron utilizados 5 puntos de Gauss. Su formulación detallada puede encontrarse en cualquier texto sobre EF. El elemento finito utilizado es ilustrado en la Figura VII-1.

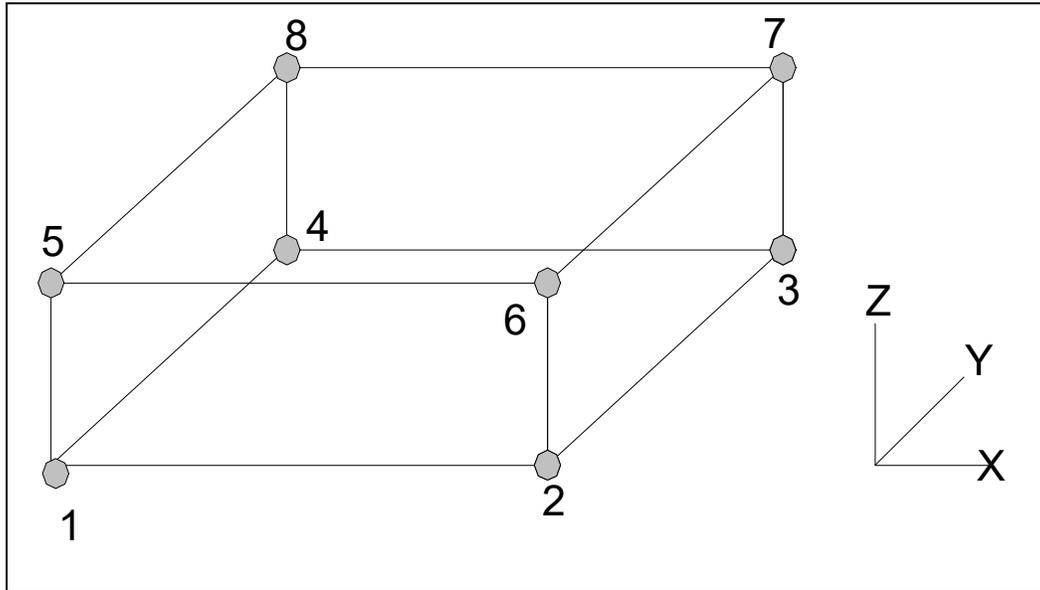


Figura VII-1: Elemento Tridimensional C3D8

En la modelación de la capa superior que simula el tablero se utilizaron los mismos elementos tridimensionales que fueron ampliamente descritos anteriormente. La armadura no tesa fue simulada mediante planos que contenían las barras longitudinales según el modelo experimental.

El programa simula las armaduras utilizando superficies en cada elemento, orientados según la disposición de la armadura en la viga real. Estos planos contienen las barras ubicadas a la altura a la que fueron definidos, y la separación entre ellas es la que existía en la viga real. La armadura tesa fue simulada incorporando, además, condiciones iniciales de tensión con el valor de la fuerza de pretensado que tenía el modelo experimental. Finalmente, los estribos fueron modelados a lo largo de toda la longitud de la viga.

El modelo numérico quedó formado por 1000 elementos, 100 dispuestos en sentido longitudinal y 10 en el sentido transversal, según muestra la Figura VII-2.

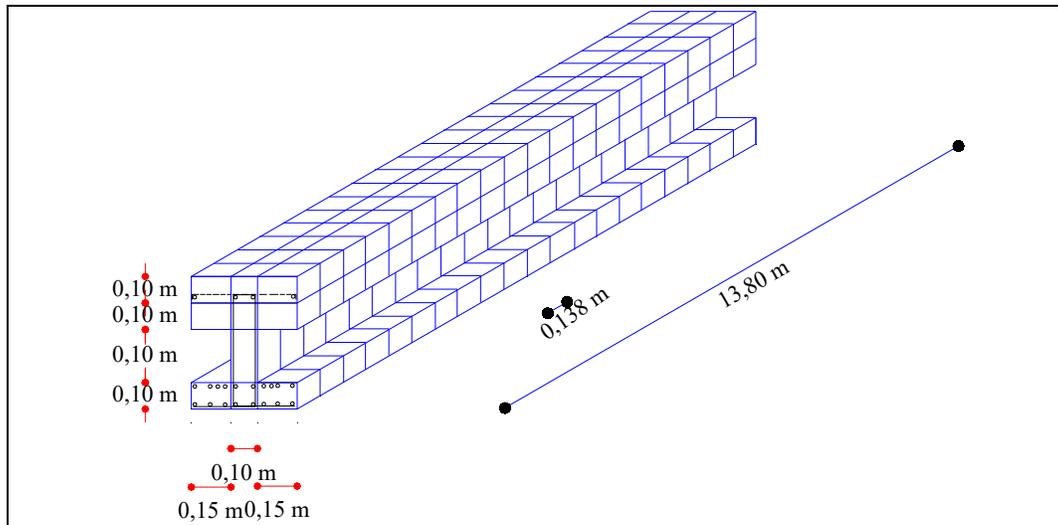


Figura VII-2: Malla Utilizada Para Simular La Viga De Hormigón Pretensado

7.4. CARACTERÍSTICAS MATERIALES

El modelo de hormigón que emplea ABAQUS provee una capacidad general para simular el hormigón en todos los tipos de estructuras, brinda la posibilidad de modelar el acero de las armaduras de manera tal de poder trabajar con hormigón armado y pretensado.

En estructuras de hormigón armado las armaduras son provistas mediante elementos de resistencia uni-dimensional, que pueden ser definidos como barras simples o embebidas en superficies orientadas. La armadura utiliza un modelo de plasticidad metálica para describir el comportamiento del material y está superpuesto sobre una malla de elementos tipo standard usados en el modelo de hormigón. Con este tipo de modelación, el comportamiento del hormigón es considerado independiente del comportamiento del acero. Los efectos asociados con la interfase armadura/hormigón, tales como adherencia entre la armadura y el hormigón, acción de cuña de la barra propiamente dicha, son modelados aproximadamente introduciendo el factor “tension stiffening” en el modelo de hormigón para simular la carga de transferencia a través de las fracturas hacia la armadura. Este factor de rigidización en tracción tiene en cuenta la aparición de fisuras ortogonales adyacentes a las barras de armadura.

“Cracking” es asumido como el aspecto más importante en el comportamiento del hormigón, representa la fisuración y el comportamiento de postfisuración que domina el modelo.

Comportamiento a la Compresión: cuando las componentes de tensión son principalmente compresión, la respuesta del hormigón se modela con una teoría elasto-plástica usando una forma simple de la superficie de fluencia escrita en términos de la presión equivalente y la tensión equivalente deviatorica de Von Mises. Se usa flujo asociado y endurecimiento isotrópico.

Para todos estos parámetros adicionales que son necesarios para terminar de definir el modelo de hormigón fueron adoptados los valores aconsejados en la bibliografía consultada, de acuerdo a las propiedades mecánicas determinadas para los materiales del modelo. Hay que destacar la elevada sensibilidad del modelo numérico a variaciones en los parámetros citados, cuando se alcanza el rango no lineal. Esto puede conducir a la falta de convergencia de los resultados aún para valores de carga alejados del agotamiento de la capacidad de la viga.

7.4.1. VIGA PRETESADA

Para definir el modelo de hormigón antes descrito fueron ingresadas las propiedades mecánicas de los materiales de la viga pretensada (módulo de elasticidad, coef. de Poisson, etc.). Estas fueron otorgadas por el fabricante y algunas de ellas fueron verificadas mediante la realización de ensayos no destructivos. También fueron definidas las propiedades de las armaduras tesa y no tesa, para el modelo del acero. Los datos ingresados en el programa de Elementos Finitos, ABAQUS pueden observarse en la Tabla VII-1.

	MODULO ELAST. [GPa]	TENSION DE FLUENCIA [MPa]	TENSION DE ROTURA [MPa]	DENSIDAD [Kg/ m ³]	COEF. DE POISSON
HORMIGON VIGA	45	32	47	2450	0.2
ACERO NO TESADO	210	460	540	7960	0.3
ACERO TESADO	196	1600	1750	7960	0.3

Tabla VII-1: Propiedades Mecánicas De Viga Pretensada

7.4.2. CAPA SUPERIOR

En el caso de la capa superior que se modeló simulando la contribución del tablero de un puente como ocurre en la realidad, fueron ingresadas las mismas características antes mencionadas, sólo variaban las propiedades del hormigón, que fue elaborado “in situ”. Las propiedades del acero eran las mismas que las determinadas para la viga pretensada. A continuación se muestran las propiedades del hormigón “in situ”:

	MODULO ELAST. [GPa]	TENSION DE FLUENCIA [MPa]	TENSION DE ROTURA [MPa]	DENSIDAD [Kg/ m ³]	COEF. DE POISSON
HORMIGON TABLERO	40	23	32	2450	0.2

Tabla VII-2: Propiedades Mecánicas de la Capa Superior

7.4.3. PROCEDIMIENTO INCREMENTAL PARA LA CARGA

El método iterativo elegido para el análisis no lineal es la técnica incremental Newton-Raphson (Zienkiewicz 1977). Hay numerosas variaciones del método dependiendo de la estrategia utilizada para la actualización de las propiedades de la matriz de rigidez.

El vector de cargas externa Δf_e se aplica en pasos de carga al cual hay que añadirse el vector de fuerzas residuales Δf_r . Luego se decide si es necesario actualizar la matriz de rigidez incremental \mathbf{K} de la estructura. Si el sistema de ecuaciones puede ser resuelto, se obtienen los incrementos del vector de desplazamientos nodales $\Delta \mathbf{d}$, a partir de los cuales pueden calcularse los nuevos incrementos de deformaciones $\Delta \boldsymbol{\varepsilon}$ y tensiones $\Delta \boldsymbol{\sigma}$ en todos los puntos de Gauss a través de las matrices \mathbf{B} y \mathbf{D} , respectivamente. Entonces, pueden evaluarse las deformaciones $\boldsymbol{\varepsilon}$ y las tensiones $\boldsymbol{\sigma}$ totales (acumulativas). Las nuevas tensiones totales satisfacen el equilibrio pero no son compatibles con las leyes constitutivas no lineales, salvo que se haya alcanzado convergencia. Por lo tanto, estas tensiones equilibradas son corregidas de modo de satisfacer las ecuaciones constitutivas, que llevan a un nuevo estado de tensiones $\boldsymbol{\sigma}'$

para el cual ya no se satisface el equilibrio. Las tensiones correctivas $\Delta\sigma'$ crean nuevas fuerzas residuales Δf_r las cuales, a menos que se satisfagan los criterios de convergencia, requieren más ciclos iterativos mientras la fuerza exterior se mantiene constante. Caso contrario, se añade un nuevo escalón de carga Δf_e y el procedimiento se repite. Debe hacerse notar que, antes de nuevas iteraciones, deben tomarse decisiones sobre la actualización de la diferentes matrices D .

El proceso incremental se detiene solamente debido a la divergencia de las fuerzas residuales cuando, bajo intensa fisuración, la degradación de la matriz de rigidez de la estructura lleva a una matriz K no positiva o *mal - condicionada*. Como consecuencia, todas las predicciones de cargas últimas se refieren a la máxima carga soportada en el análisis, la cual corresponde al último escalón de carga convergente.

7.5. DESARROLLO DEL ENSAYO NUMÉRICO

Una vez finalizada la modelación de la viga, fueron restringidos los grados de libertad que materializaban los apoyos móvil y fijo en los extremos de la pieza. Las cargas fueron aplicadas en los tercios de la luz de la misma forma en que fue realizado el ensayo experimental. Estas fueron aplicadas por escalones de carga en forma estática monotónicamente creciente (Figura VII-4).

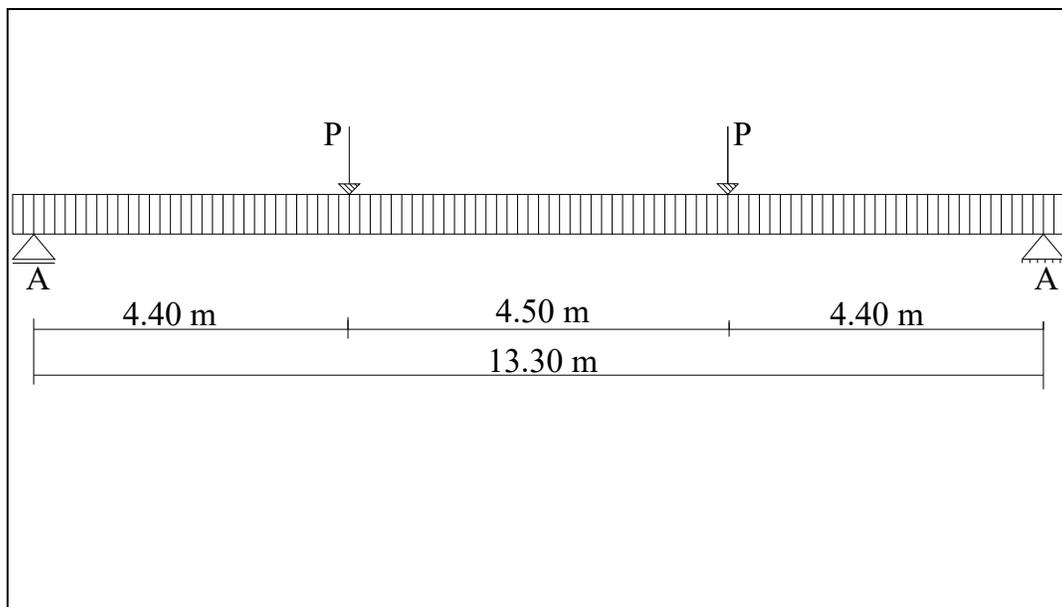


Figura VII-3: Ensayo Numérico

Para ingresar la carga en el Programa de Elementos Finitos, es necesario establecer la forma que tendrá la misma en el tiempo, en este caso se necesitaba que fuese creciente, como es la que se muestra en la Figura VII-3. Y también como varía la misma en función del tiempo.

Repitiendo el desarrollo del ensayo experimental se cargó la viga hasta el máximo momento de servicio, se siguió incrementando la misma hasta superar la fisuración y llegar a un valor cercano al de carga última. El modelo fue descargado completamente.

Para realizar la simulación numérica de un ataque electroquímico como es la corrosión, debía lograrse producir una reducción localizada de la sección de armadura, reproduciendo el accionar mecánico de la corrosión. Este se logró, cortando en una sección localizada de la viga, precisamente en el centro de la misma, la continuidad de dos trenzas de pretensado (10% de la sección de armadura total). Una vez provocada la degradación, el modelo fue cargado repitiendo el estado de cargas antes explicado. Cuando se alcanzaba la carga máxima predeterminada la pieza era descargada.

En la siguiente etapa se reducía el próximo 10% de la armadura, era cargado nuevamente el modelo y una vez alcanzada la carga antes mencionada se lo descargaba. Estas etapas del ensayo fueron repitiéndose hasta reducir el total de la sección de acero tesado en un 50%.

En cada una de las etapas en que fue desarrollado el ensayo y para cada incremento de carga el programa procesaba los desplazamientos verticales que sufría la viga en los nodos ubicados en los tercios y en el centro de la luz de la viga. También era obtenido el cuadro de tensiones y de deformaciones de la viga en cada uno de los incrementos de carga.

Un objetivo de este ensayo numérico era determinar la pérdida de rigidez de la viga en función de la reducción de la armadura, y además comparar los resultados obtenidos con los resultados experimentales.

7.6.RESULTADOS NUMERICOS OBTENIDOS

Durante el desarrollo del ensayo numérico, eran monitoreados los desplazamientos verticales en los nodos ubicados en el centro y en los tercios de la luz de la viga modelada. También, fueron obtenidas las tensiones y las deformaciones del modelo en cada etapa del ensayo.

En el apartado siguiente figuran los resultados obtenidos numéricamente, en el rango no lineal. Posteriormente se analizan los resultados para el comportamiento elástico del modelo.

7.6.1. DESPLAZAMIENTOS VERTICALES

El ensayo numérico se programó de tal manera de ir controlando el comportamiento de los nodos ubicados en el centro y en los tercios del modelo numérico a medida que se iba aplicando la carga.

7.6.1.1. DESPLAZAMIENTOS EN EL CENTRO DEL MODELO

Las siguientes figuras muestran los desplazamientos en cada etapa del ensayo. En la primer curva (Figura VII-5) puede observarse el comportamiento perfectamente elástico del modelo numérico hasta una carga de fisuración de 22000 N, cuando no está sometido a un ataque electroquímico. En el resto de las curvas podemos analizar como influye un proceso corrosivo en el comportamiento mecánico de un modelo numérico. Las curvas graficadas resultan de unir los puntos procesados con el programa.

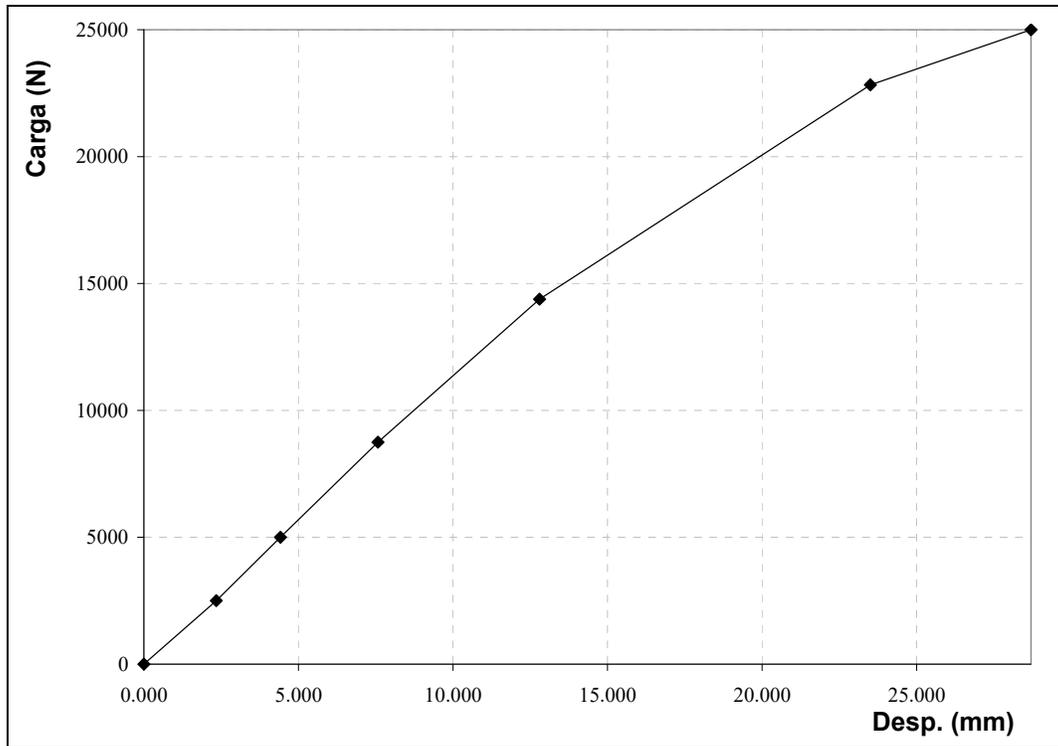


Figura VII-4: Comportamiento Postfisuración del Modelo Numérico. Carga- Desplazamiento. Primera Etapa. (100% Armadura)

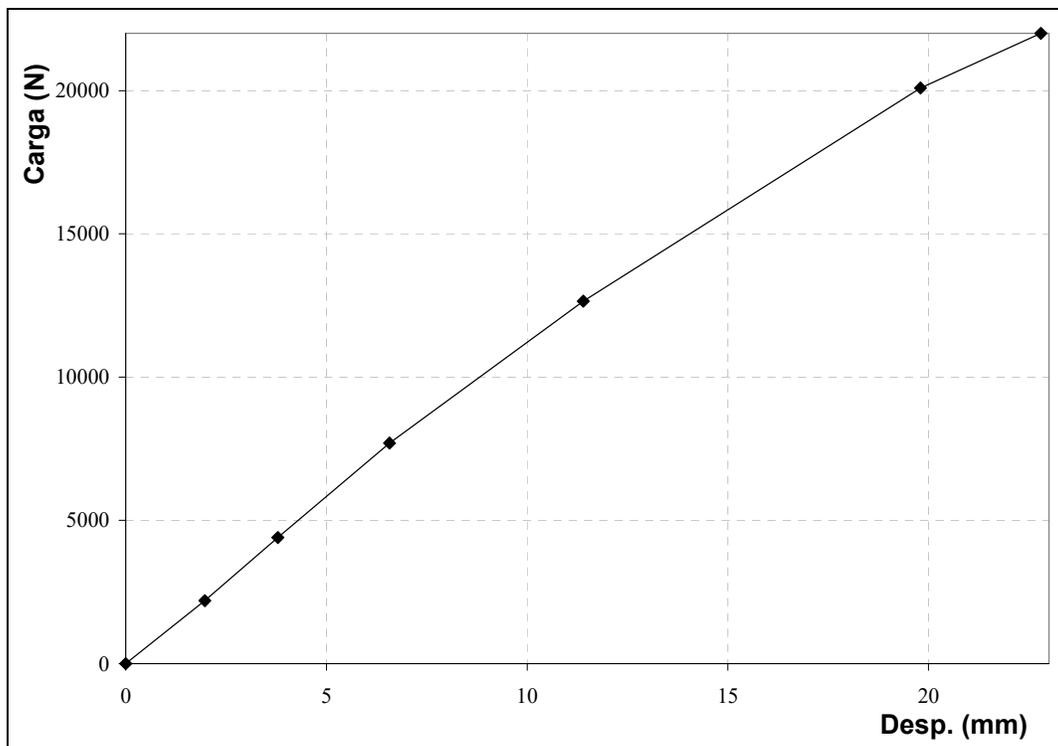
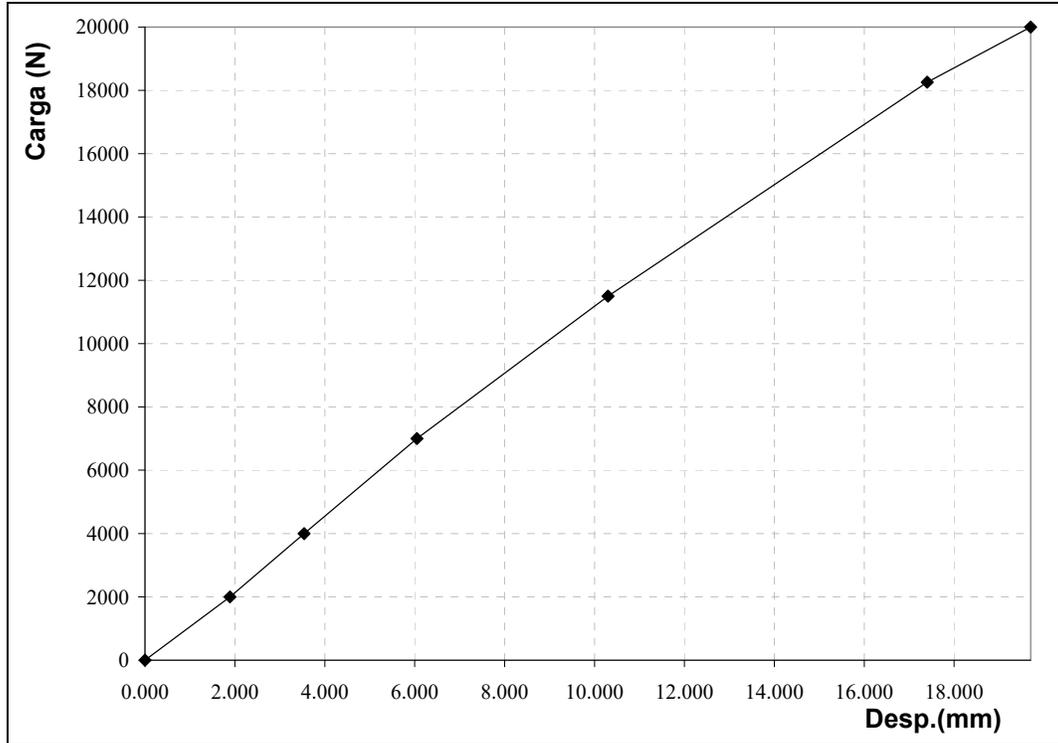
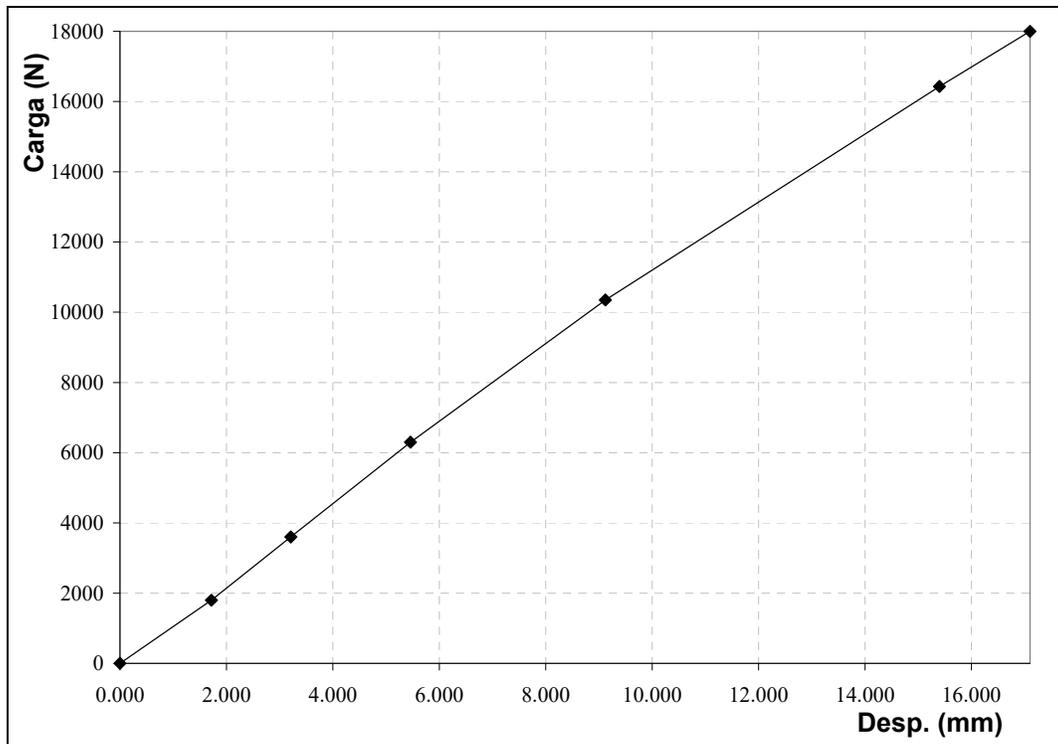


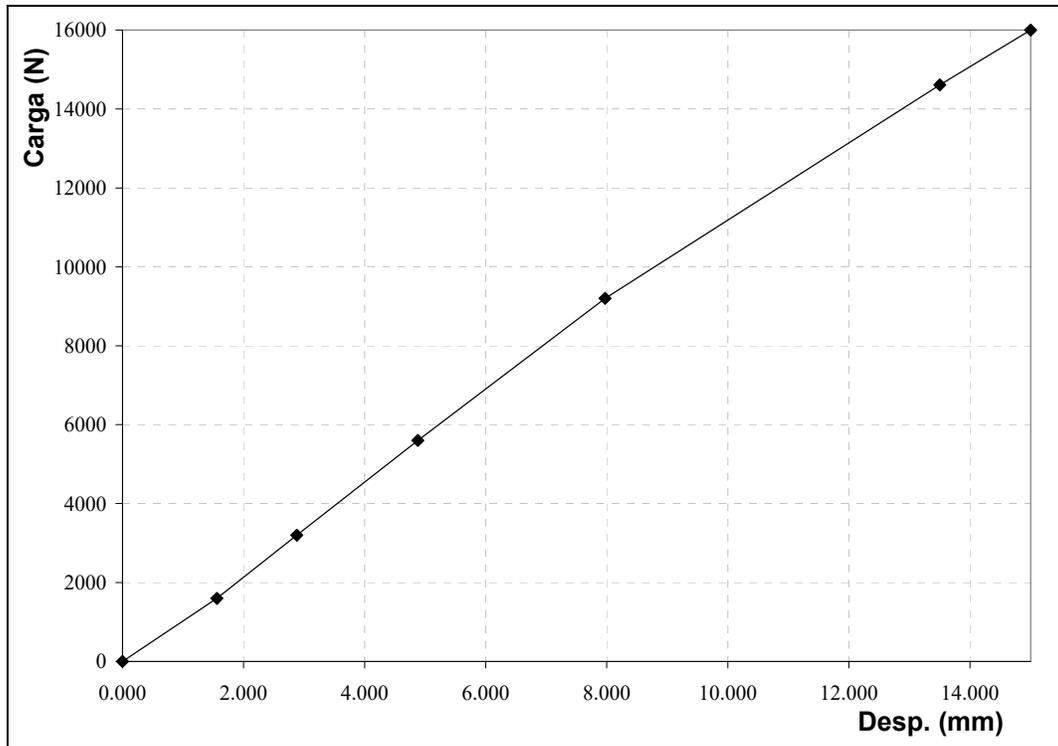
Figura VII-5: Comportamiento Postfisuración del Modelo Numérico. Carga- Desplazamiento. Segunda Etapa. (90% Armadura)



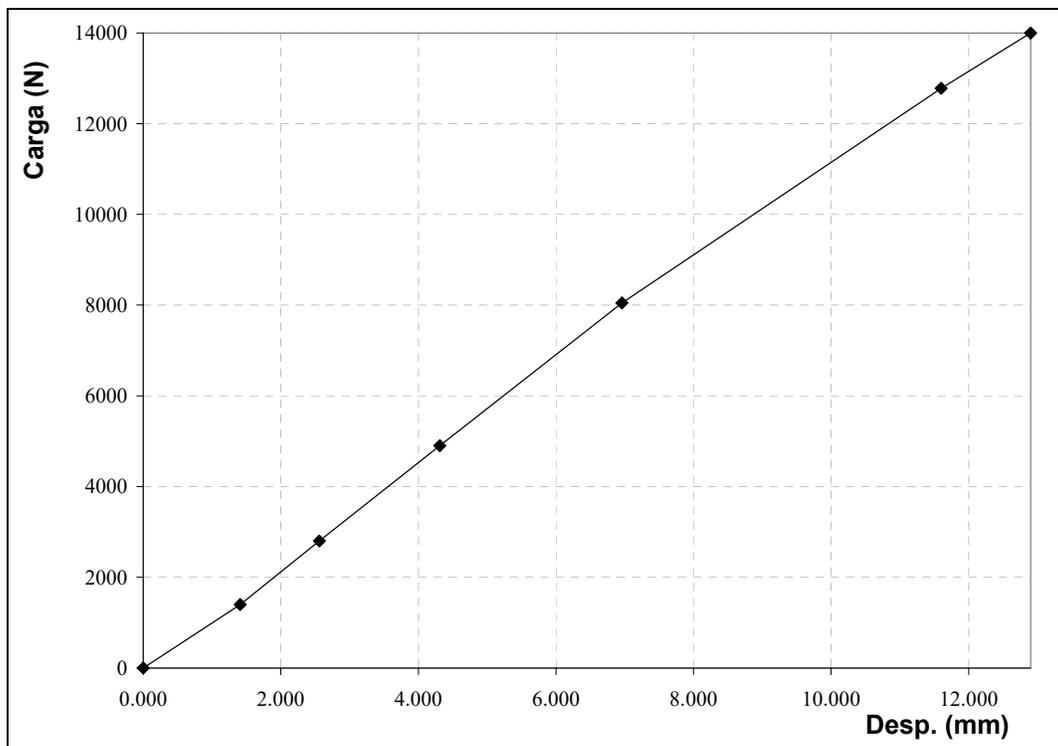
**Figura VII-6: Comportamiento Postfisuración del Modelo Numérico. Carga- Desplazamiento.
Tercera Etapa. (80% Armadura)**



**Fig. VII-7: Comportamiento Postfisuración del Modelo Numérico. Carga- Desplazamiento.
Cuarta Etapa. (70% Armadura)**



**Figura VII-8: Comportamiento Postfisuración del Modelo Numérico. Carga- Desplazamiento.
Quinta Etapa. (60% Armadura)**



**Figura VII-9: Comportamiento Postfisuración del Modelo Numérico. Carga- Desplazamiento.
Sexta Etapa. (50% Armadura)**

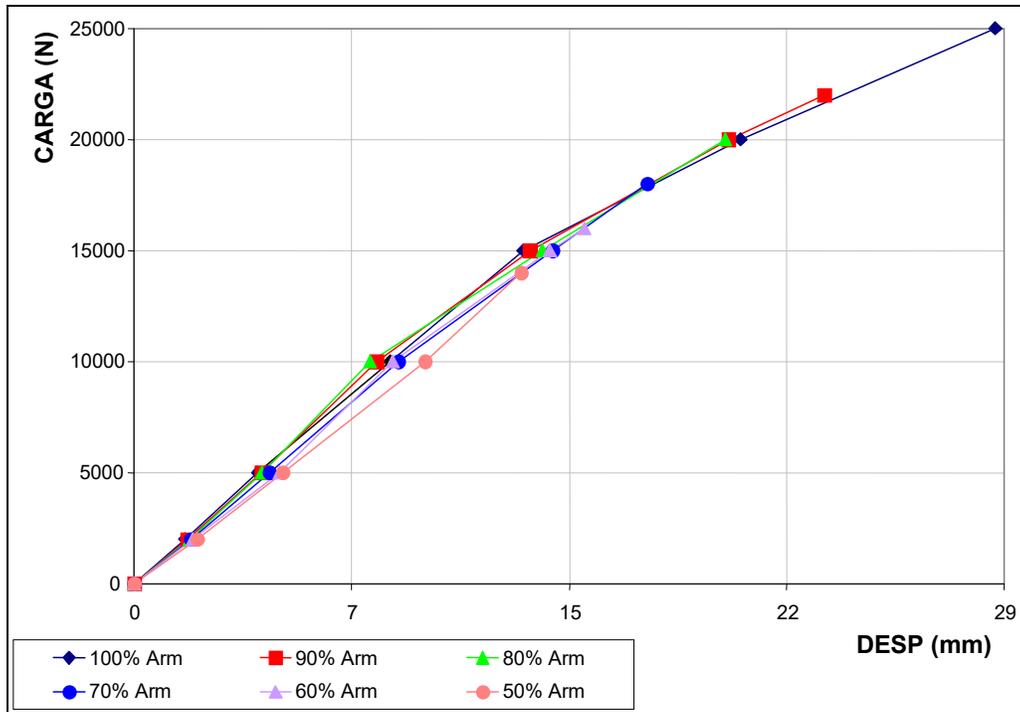


Figura VII-10: Superposición De Las Curvas Obtenidas En Cada Una De Las Etapas Del Ensayo En El Centro De La Viga

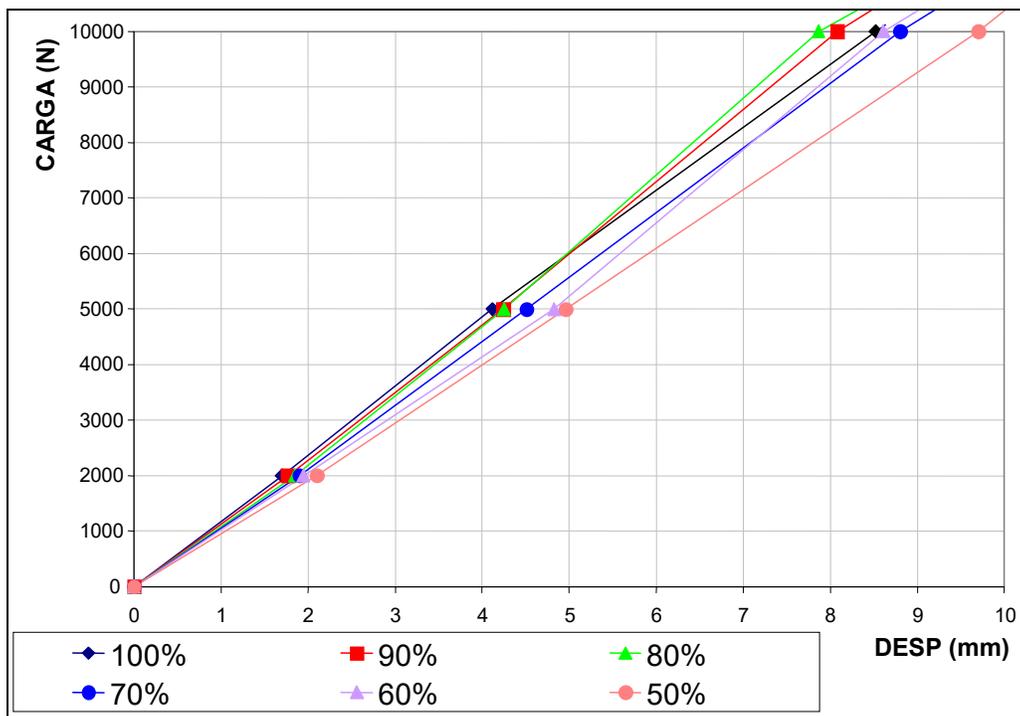


Figura VII-11: Superposición De Las Curvas. Comportamiento Para El Momento De Servicio

En la Figura VII-10 se muestra el comportamiento del modelo durante todo el ensayo. Se observa como el programa reproduce el comportamiento del modelo en el rango lineal, pero luego de superar la carga de fisuración las curvas tienden a juntarse. Con este comportamiento se concluye que el programa no representa el problema real una vez pasado el rango elástico. Una posible explicación de este problema se puede deber a un mal ajuste en los parámetros ingresados para representar al hormigón. Los datos que se utilizaron fueron los recomendados por los manuales del programa, debido a que este trabajo ha sido el primero que se ha realizado con esta nueva herramienta numérica. Queda como objetivo para próximas investigaciones profundizar este tema.

En el rango lineal, se reproduce el comportamiento de la estructura. En la Figura VII-11 se observa la disminución de la pendiente de la curva carga–desp. a medida que se degrada la sección de acero.

7.6.1.2. DESPLAZAMIENTOS EN EL TERCIO DEL MODELO

De la misma forma que se mostraron los desplazamientos verticales en el centro del modelo, se muestran los obtenidos para los tercios del mismo. Estos resultados se comparan con los obtenidos experimentalmente.

En los gráficos que se muestran a continuación, se repiten las conclusiones a las que se llegó en el apartado anterior. El programa representó bien el comportamiento elástico de la viga modelada, pero se alejó completamente cuando el modelo comenzó a trabajar en el rango no lineal.

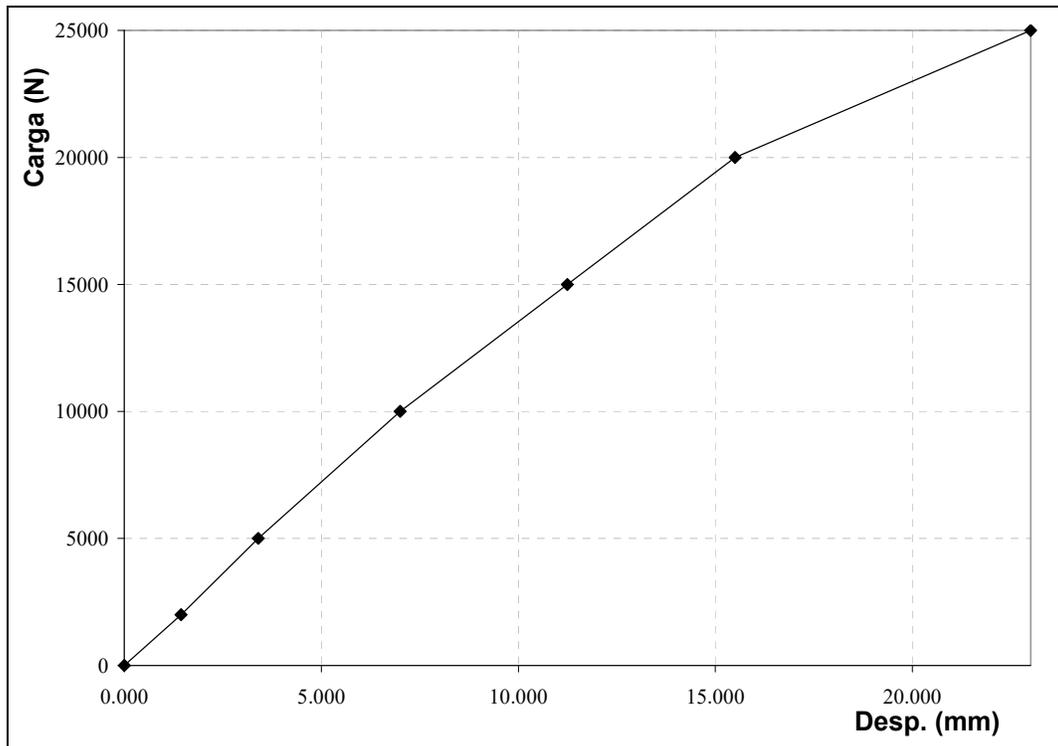


Figura VII-12: Comportamiento Postfisuración del Modelo Numérico. Carga- Desplazamiento.

Primera Etapa. (100% Armadura)

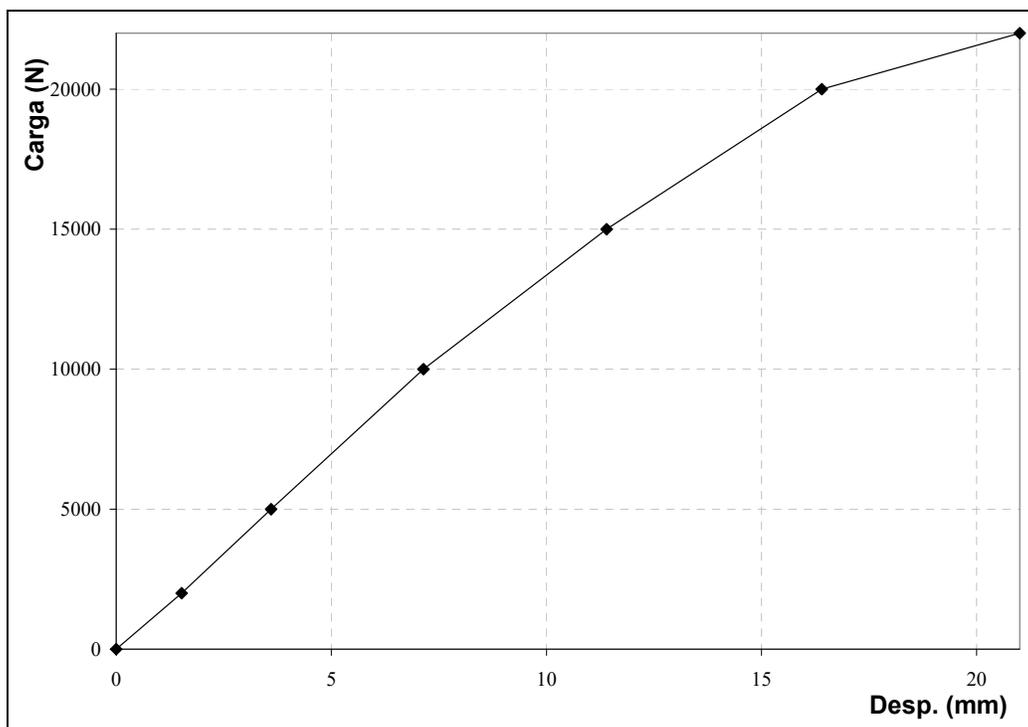


Figura VII-13: Comportamiento Postfisuración del Modelo Numérico. Carga- Desplazamiento.

Segunda Etapa. (90% Armadura)

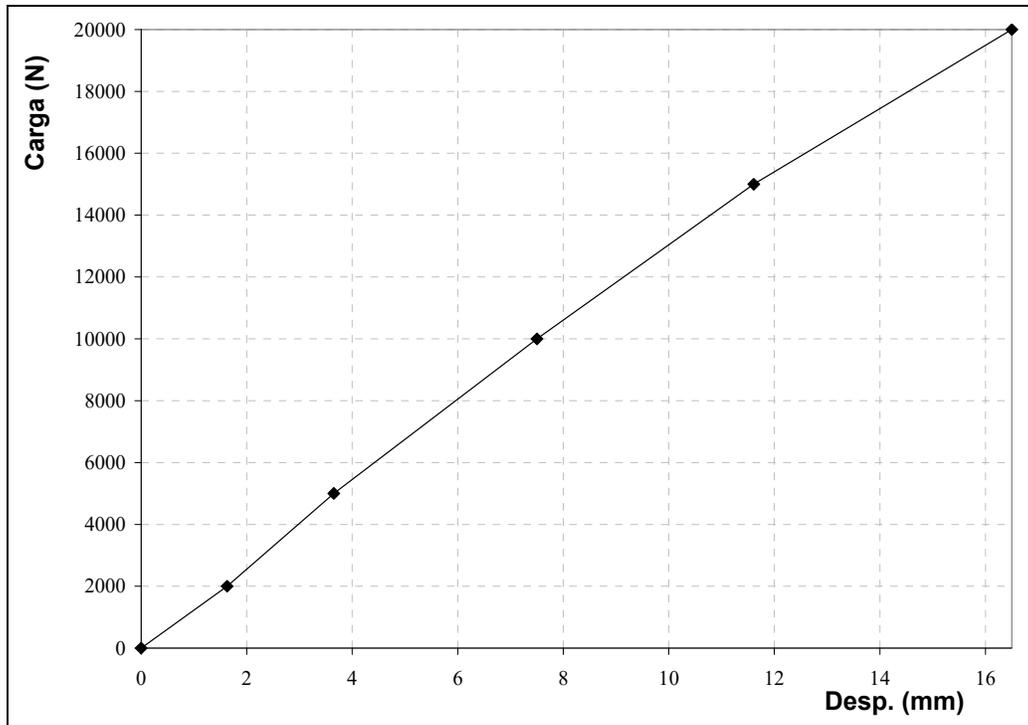


Figura VII-14: Comportamiento Postfisuración del Modelo Numérico. Carga- Desplazamiento. Tercera Etapa. (80% Armadura)

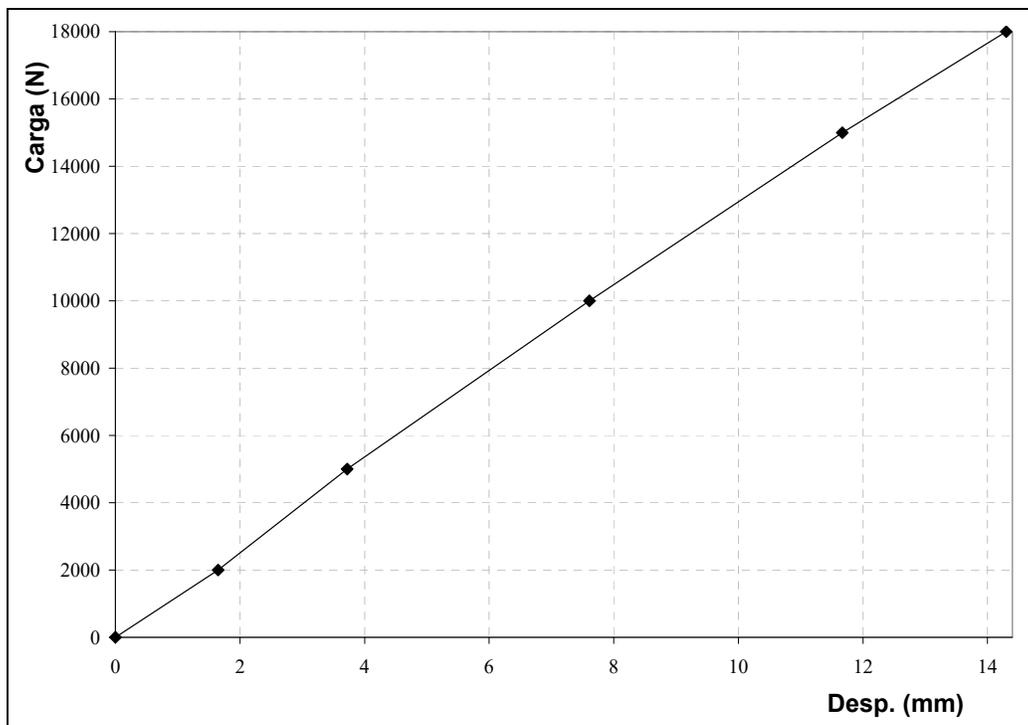
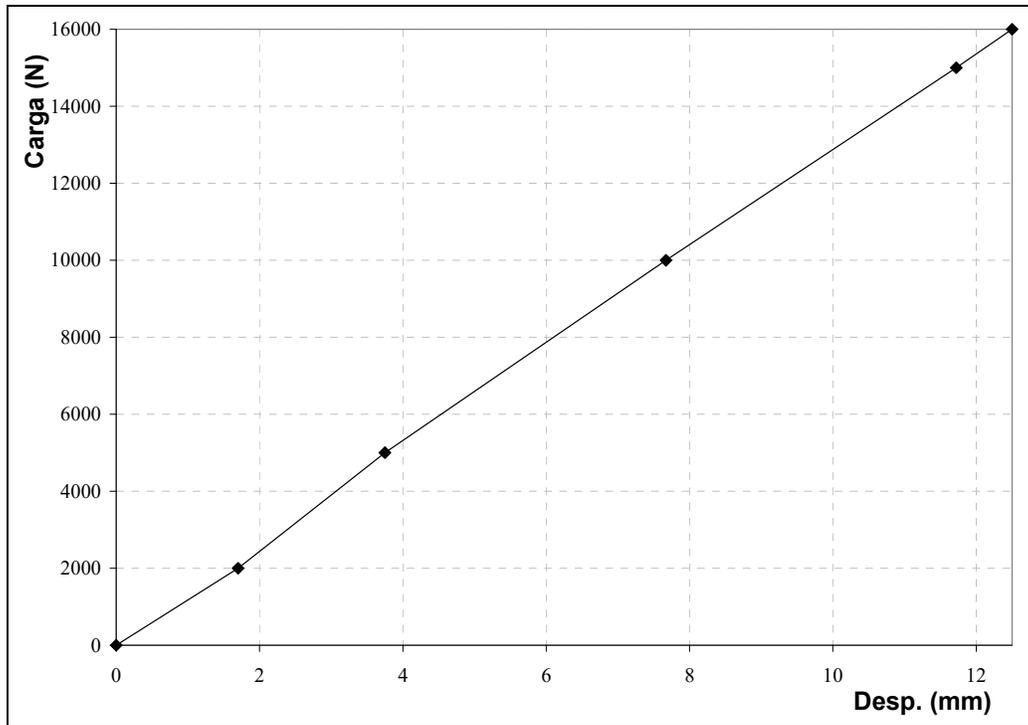
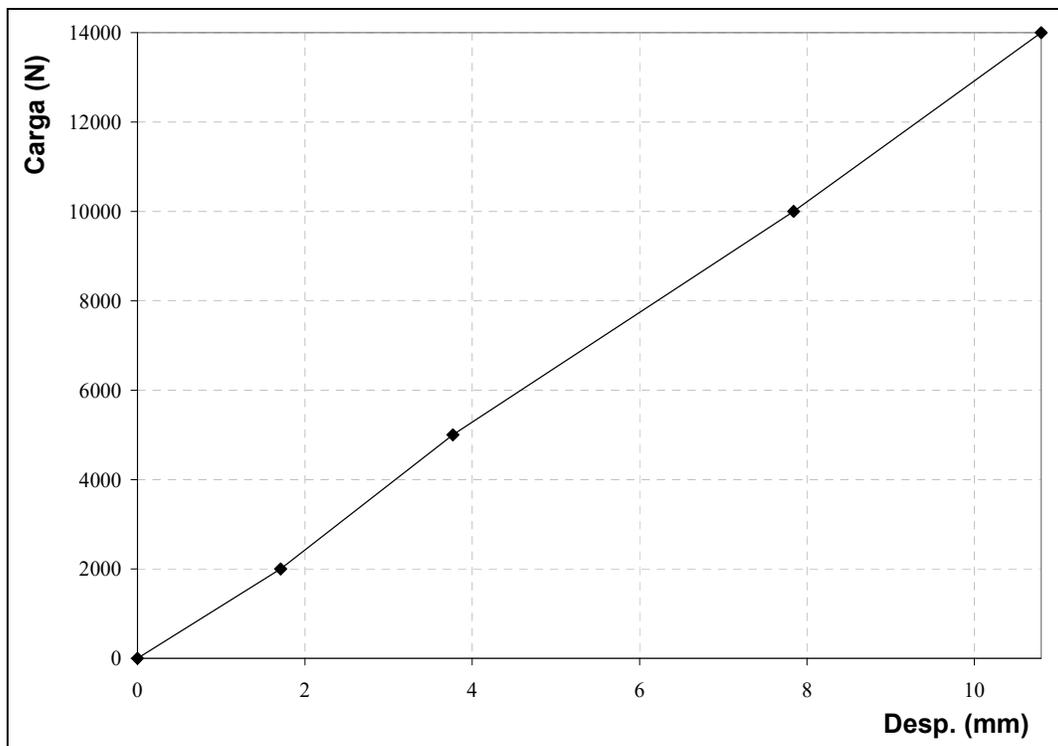


Figura VII-15: Comportamiento Postfisuración del Modelo Numérico. Carga- Desplazamiento. Cuarta Etapa. (70% Armadura)



**Figura VII-16: Comportamiento Postfisuración del Modelo Numérico. Carga- Desplazamiento.
Quinta Etapa. (60% Armadura)**



**Figura VII-17: Comportamiento Postfisuración del Modelo Numérico. Carga- Desplazamiento.
Sexta Etapa. (50% Armadura)**

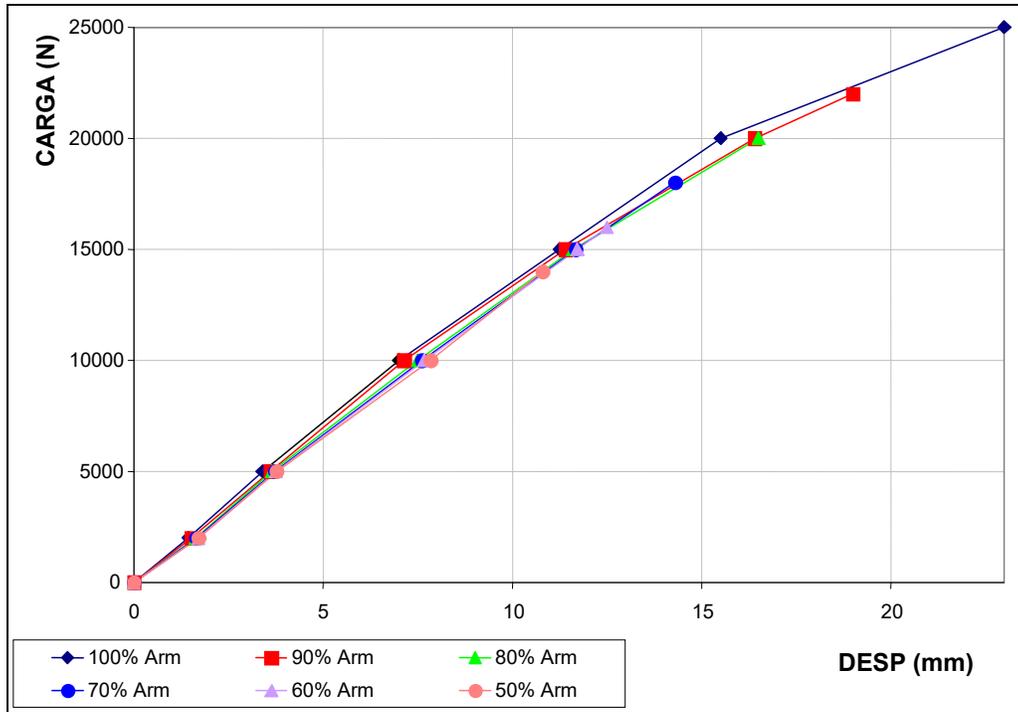


Figura VII-18: Superposición De Las Curvas Obtenidas En Cada Una De Las Etapas Del Ensayo En Los Tercios De La Viga

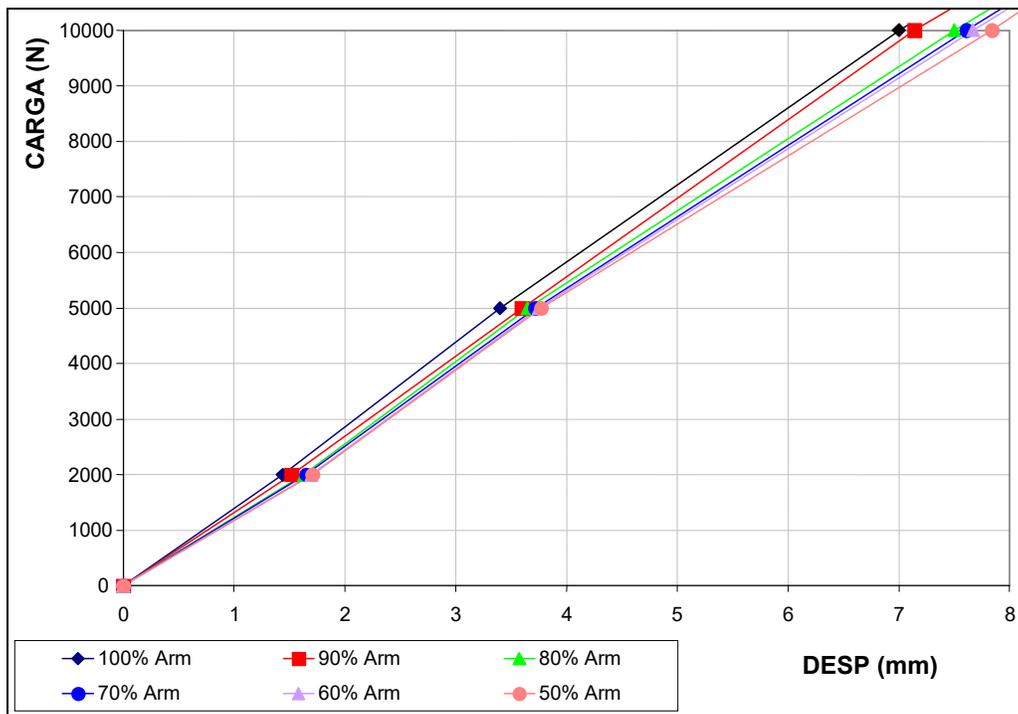


Figura VII-19: Superposición De Las Curvas. Comportamiento Para El Momento De Servicio

El modelo presentado contempla gran parte de los aspectos más importantes que caracterizan el comportamiento inelástico del hormigón. El uso de una formulación plástica localmente isótropa, combinada con el concepto de localización del daño, da lugar a un comportamiento globalmente anisótropo. El programa de Elementos Finitos una vez calibrado con los valores experimentales permitió simular adecuadamente el comportamiento *elástico* de la viga pretensada. El comportamiento no lineal, se alejó considerablemente del real. También, quedó de manifiesto la pérdida de rigidez flexional del modelo numérico cuando es reducida en una sección “localizada” la sección de acero. Quedó demostrado el daño producido en el hormigón una vez superada la carga de fisuración.

7.7.CONCLUSIONES

- Puede mencionarse, aunque es ampliamente expuesto en el Capítulo siguiente, que existe semejanza entre los resultados numéricos y los experimentales dentro del *rango elástico*. Esta no sólo es cualitativa, sino también cuantitativa como se verá más adelante.
- Se desprende, entonces que utilizando un programa de Elementos Finitos puede simularse el comportamiento elástico mecánico degradado correspondiente al proceso de corrosión localizada en tendones de hormigón pretensado.
- En el último gráfico, se muestra detalladamente el comportamiento de la pieza cuando aún no se ha superado el rango elástico. Este período es de particular interés en este trabajo, debido a que uno de los objetivos del mismo es obtener un método para detectar el problema y permitir su reparación, para que la estructura continúe funcionando.

CAPITULO VIII

COMPARACION DE RESULTADOS

8.1.INTRODUCCION

Anteriormente, fueron presentados los resultados del ensayo experimental. El objetivo del mismo fue estudiar los efectos de la corrosión sobre las propiedades mecánicas de elementos pretensados sometidos a estados flexionales. También, fueron mostrados los resultados obtenidos utilizando una herramienta numérica, como es el caso de un programa de Elementos Finitos. Como fue expuesto en ese capítulo, el objetivo era simular el comportamiento mecánico degradado de la pieza. En este capítulo se comparan los resultados obtenidos en ambos casos. Se exponen las conclusiones a las que se arribó una vez finalizado el trabajo de investigación.

8.2.COMPRARACION DE FLECHAS EN EL CENTRO DE LA VIGA

En este apartado son comparados los desplazamientos verticales obtenidos numérica y experimentalmente durante el ensayo de carga al cual fue sometida la viga

pretesada. Las Figuras VIII- 1 a 6 muestran la comparación de estos resultados en carga post-fisuración, con inversión en el período anelástico.

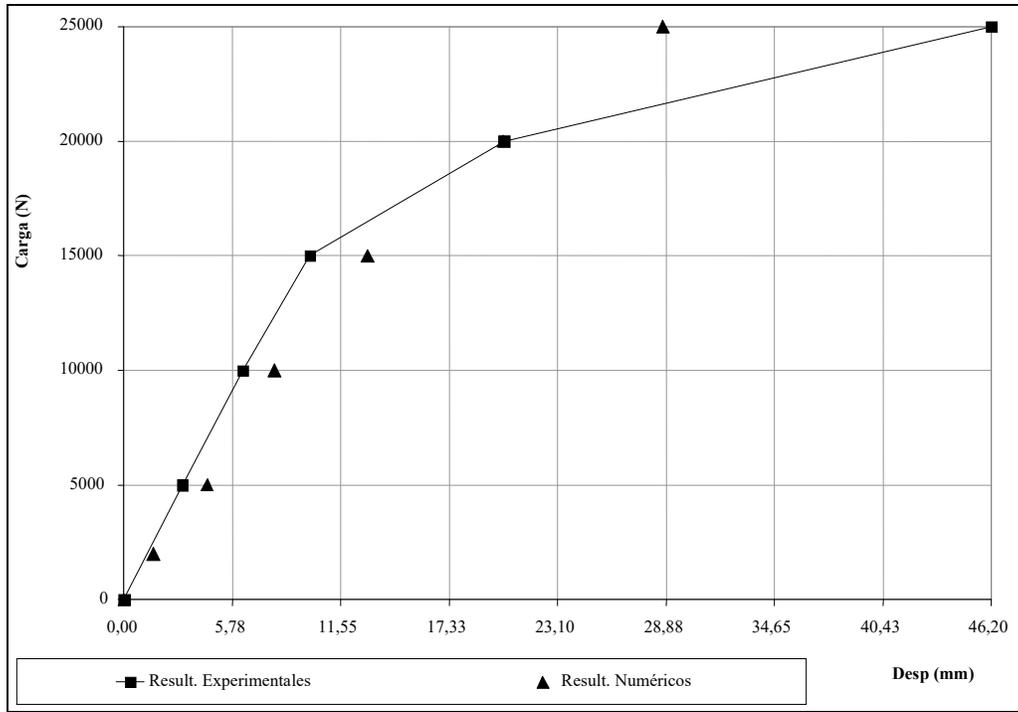


Figura VIII-1: Comparación De Resultados. Primera Etapa Del Ensayo. (100% Armadura)

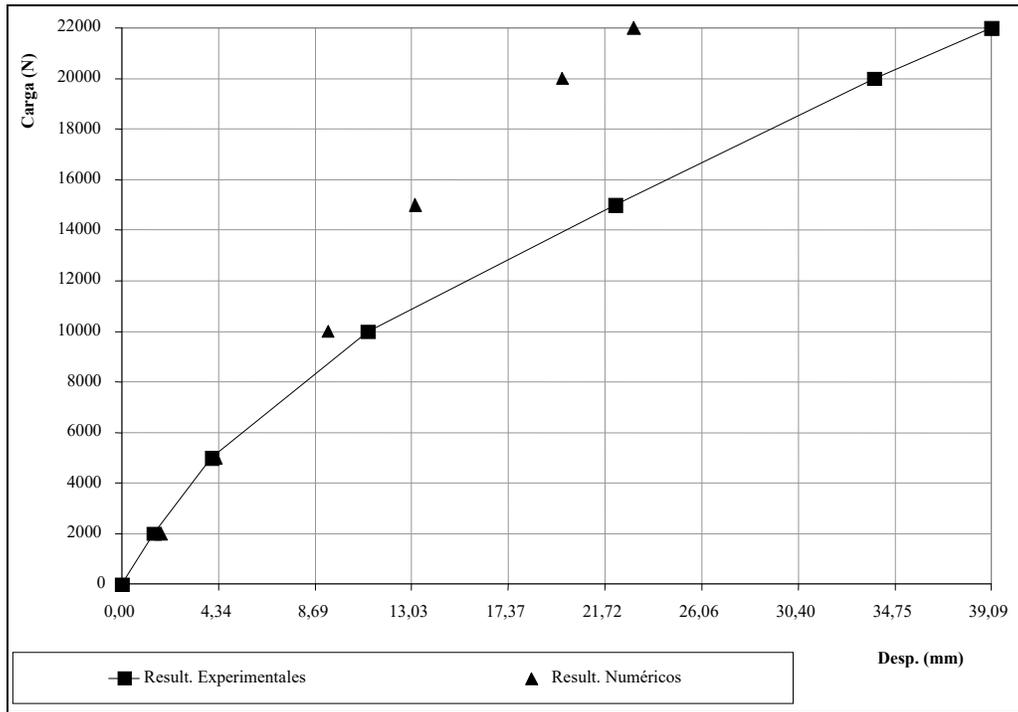


Figura VIII-2: Comparación De Resultados. Segunda Etapa Del Ensayo. (90% Armadura)

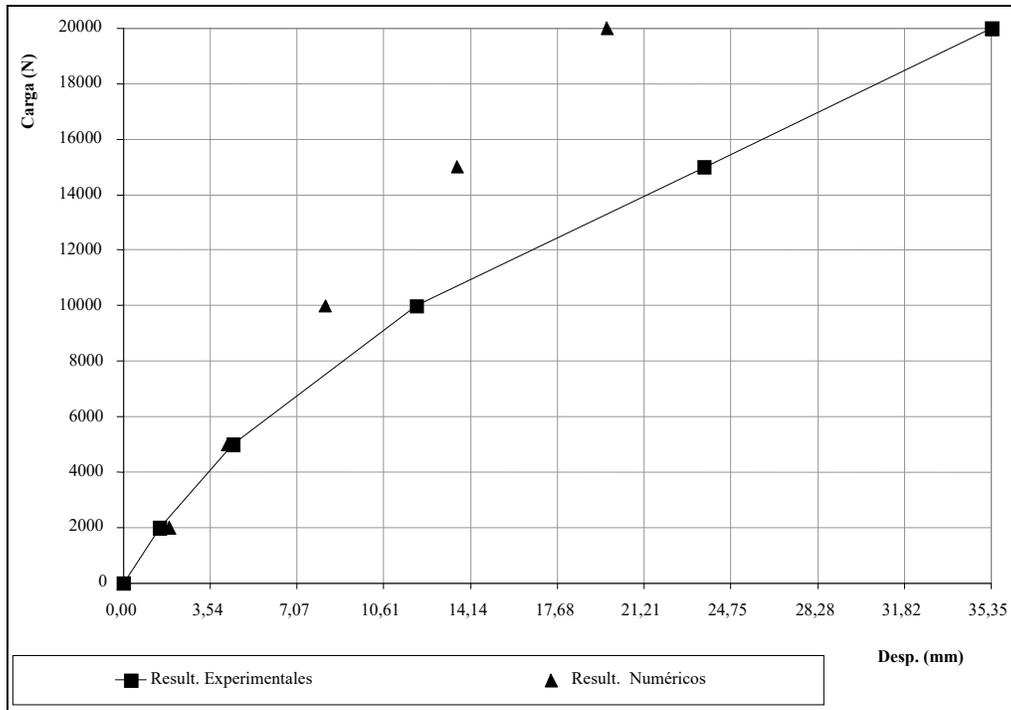


Figura VIII-3: Comparación De Resultados. Tercera Etapa Del Ensayo. (80% Armadura)

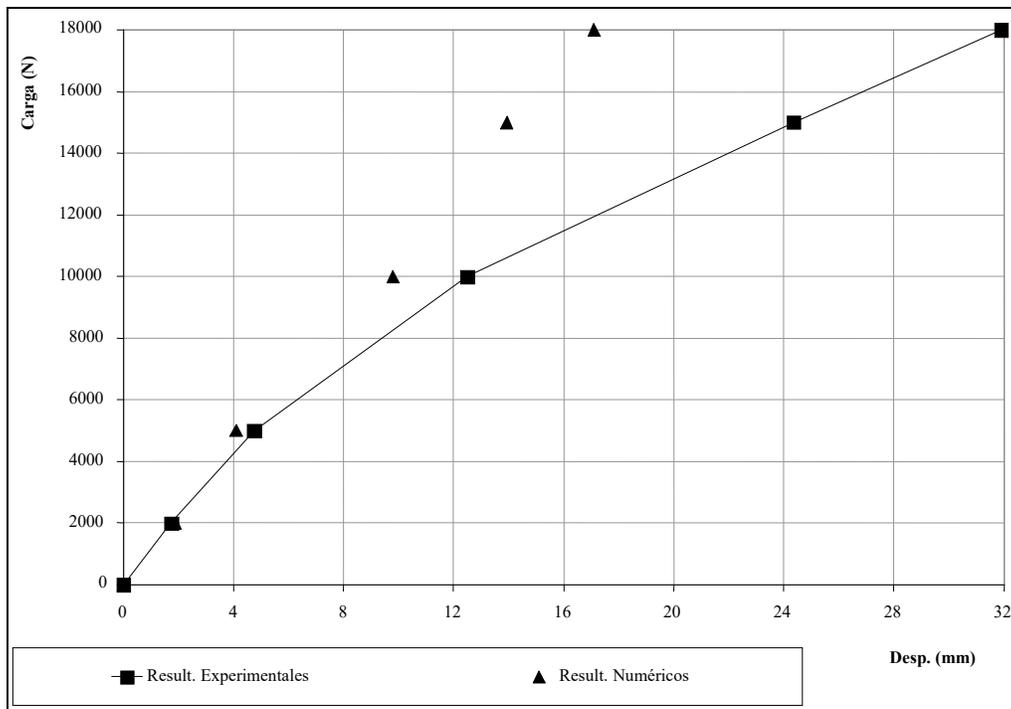


Figura VIII-4: Comparación De Resultados. Cuarta Etapa Del Ensayo. (70% Armadura)

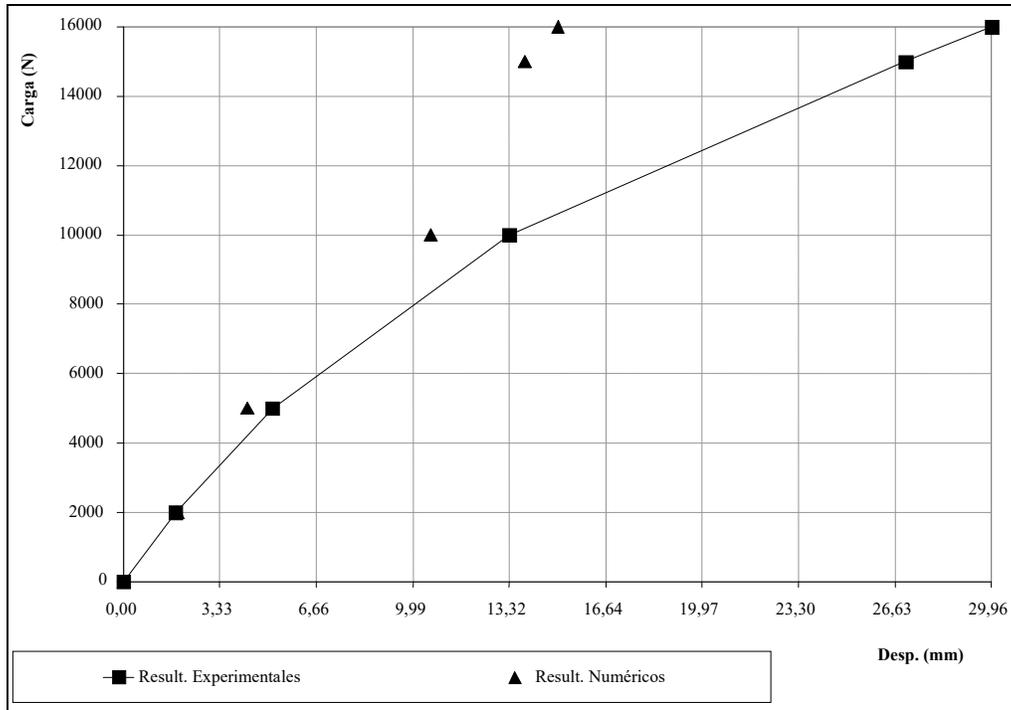


Figura VIII-5: Comparación De Resultados. Quinta Etapa Del Ensayo. (60% Armadura)

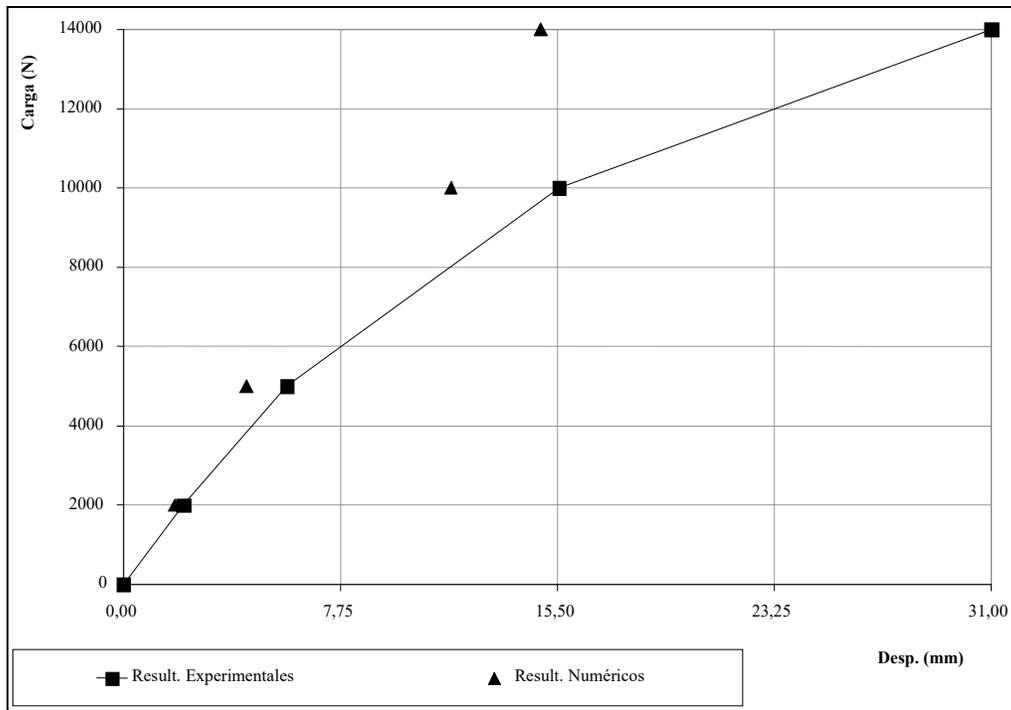


Figura VIII-6: Comparación De Resultados. Sexta Etapa Del Ensayo. (50% Armadura)

Los gráficos muestran los valores obtenidos numérica y experimentalmente durante el transcurso del ensayo. Las curvas trazadas unen los puntos experimentales para marcar una diferencia de los resultados numéricos. En todos los gráficos, el cero indica el inicio teórico del ensayo, distinto al evaluado a través de la carga de fijación del sistema.

En la Figura VIII-1, cuando el acero aún no ha sido degradado, se observa ajuste en el *rango lineal* del comportamiento de la viga. Luego, existen diferencias menores en el posterior período elástico no lineal. En el resto de las figuras los resultados coinciden hasta valores cercanos a los 10000 N. Para este valor el ensayo numérico presenta un comportamiento mucho más rígido que el obtenido experimentalmente. Se destaca la gran divergencia de los resultados numéricos en el período anelástico. Esta diferencia se debe a que los modelos constitutivos utilizados en el análisis dependen fuertemente de las propiedades adoptadas para los materiales, que no han sido mejor evaluados para representar las características de los materiales reales por centrarse el interés de esta tesis en los primeros estadios de trabajo de la estructura.

Para una mejor cuantificación de este fenómeno, se grafica el comportamiento elástico de la viga pretensada para cada una de las etapas del ensayo (Figuras VIII-7 a 12).

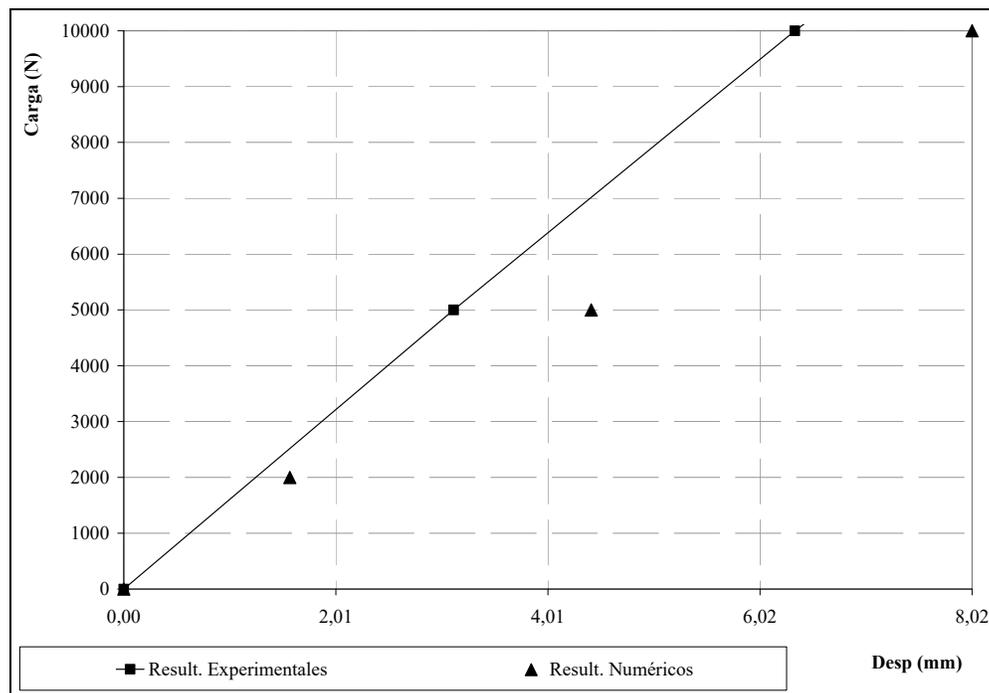


Figura VIII-7: Comportamiento Elástico Del Elemento Pretensado. Primera Etapa Del Ensayo. (100% Armadura)

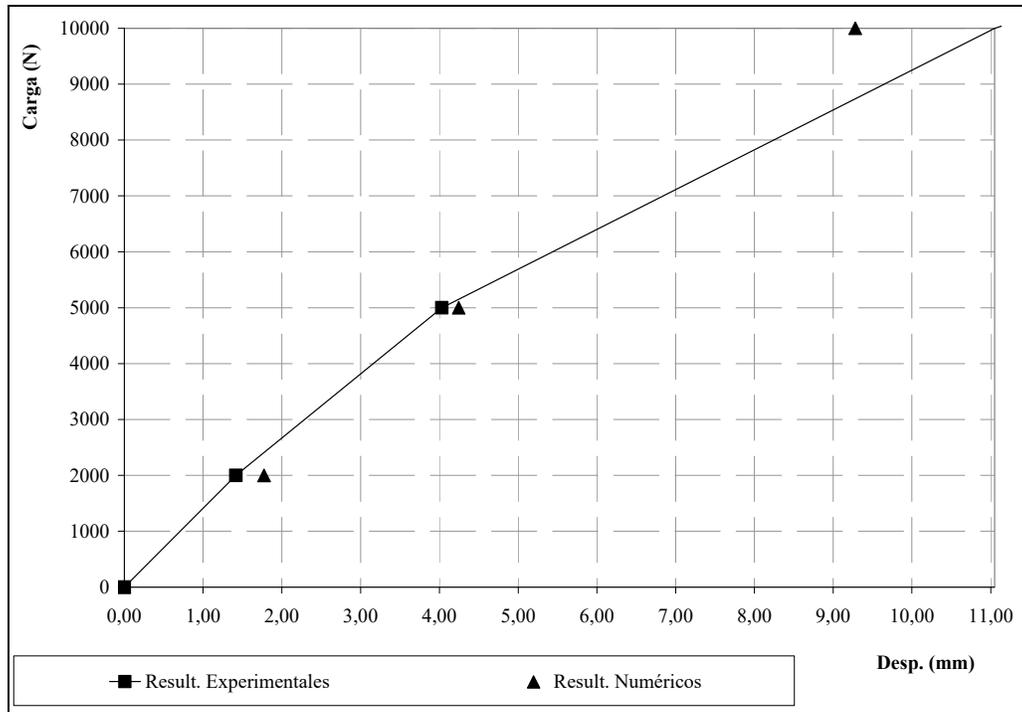


Figura VIII-8: Comportamiento Elástico Del Elemento Pretensado. Segunda Etapa Del Ensayo. (90% Armadura)

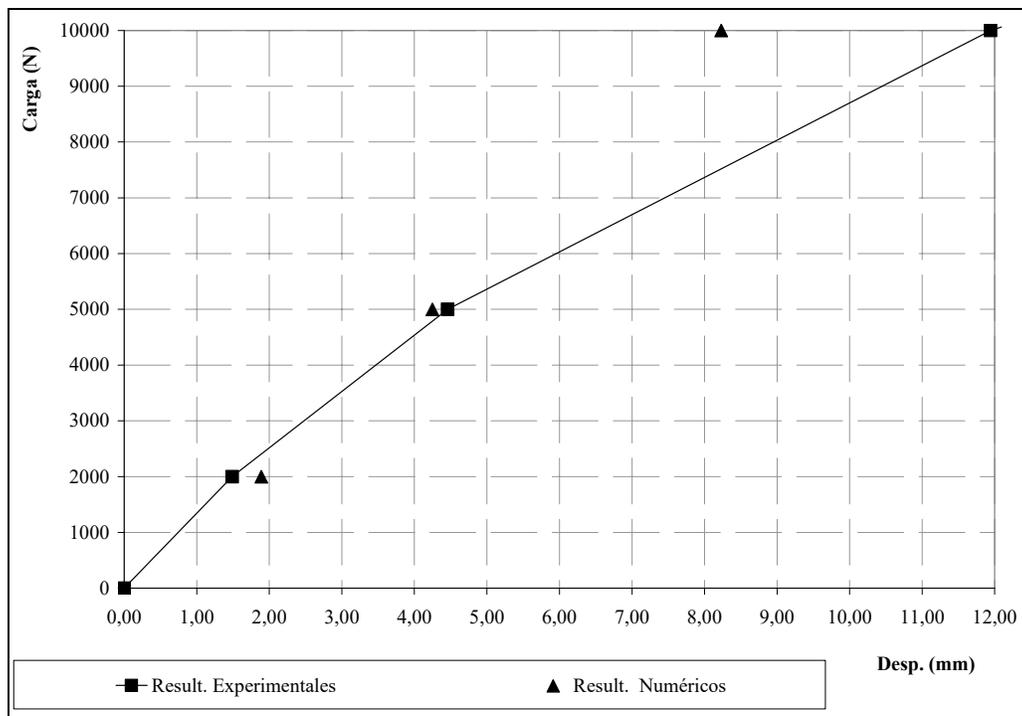


Figura VIII-9: Comportamiento Elástico Del Elemento Pretensado. Tercera Etapa Del Ensayo. (80% Armadura)

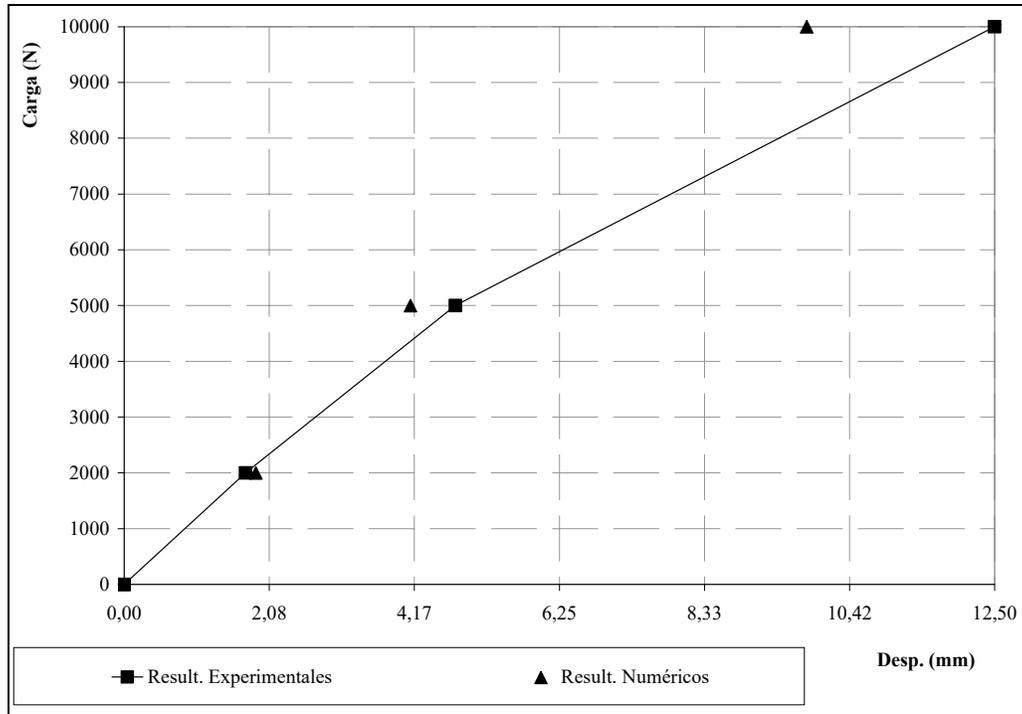


Figura VIII-10: Comportamiento Elástico Del Elemento Pretensado. Cuarta Etapa Del Ensayo. (70% Armadura)

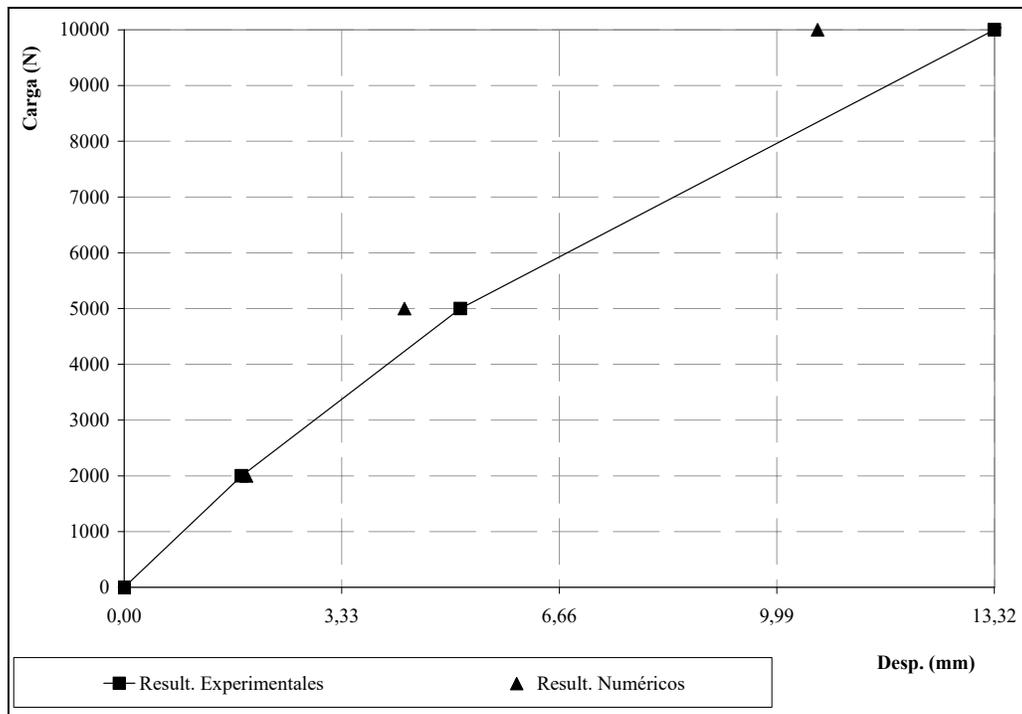


Figura VIII-11: Comportamiento Elástico Del Elemento Pretensado. Quinta Etapa Del Ensayo. (60% Armadura)

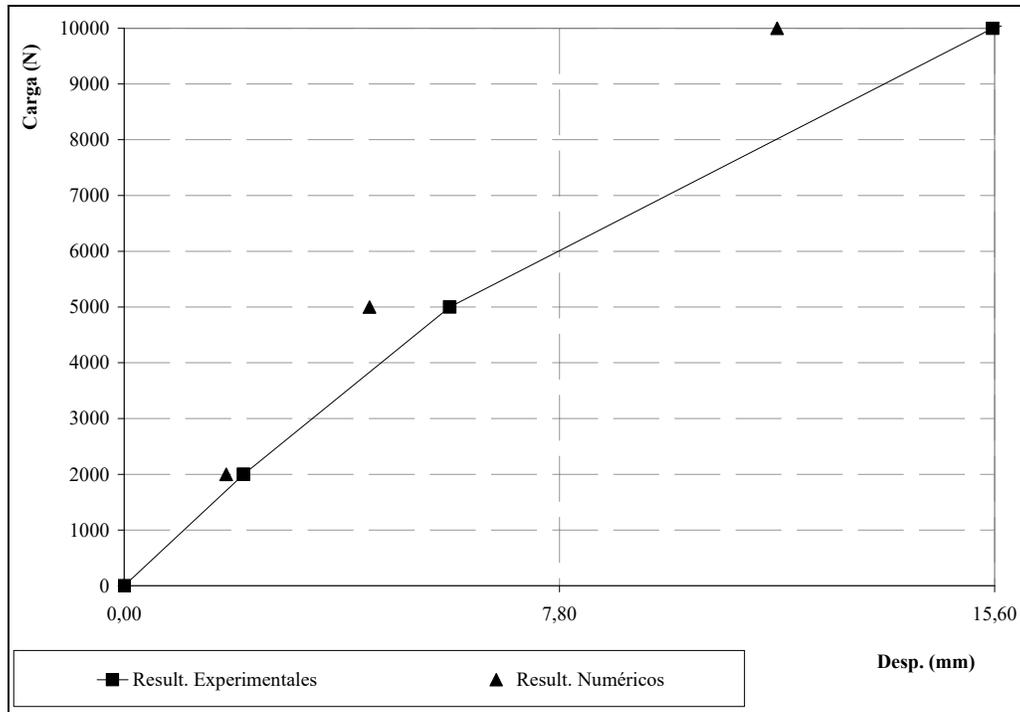


Figura VIII-12: Comportamiento Elástico Del Elemento Pretensado. Sexta Etapa Del Ensayo. (50% Armadura)

En las figuras anteriores se muestra el ajuste entre los resultados numéricos y experimentales, en el rango elástico del modelo. Esto sugiere que el modelo numérico es una herramienta que reproduce el comportamiento mecánico en este período. Las máximas diferencias observadas en los gráficos no son mayores a un 10 o 12%.

8.3.COMPARACION DE FLECHAS EN LOS TERCIOS DE LA VIGA

A continuación se exponen los resultados obtenidos en los tercios de la viga.

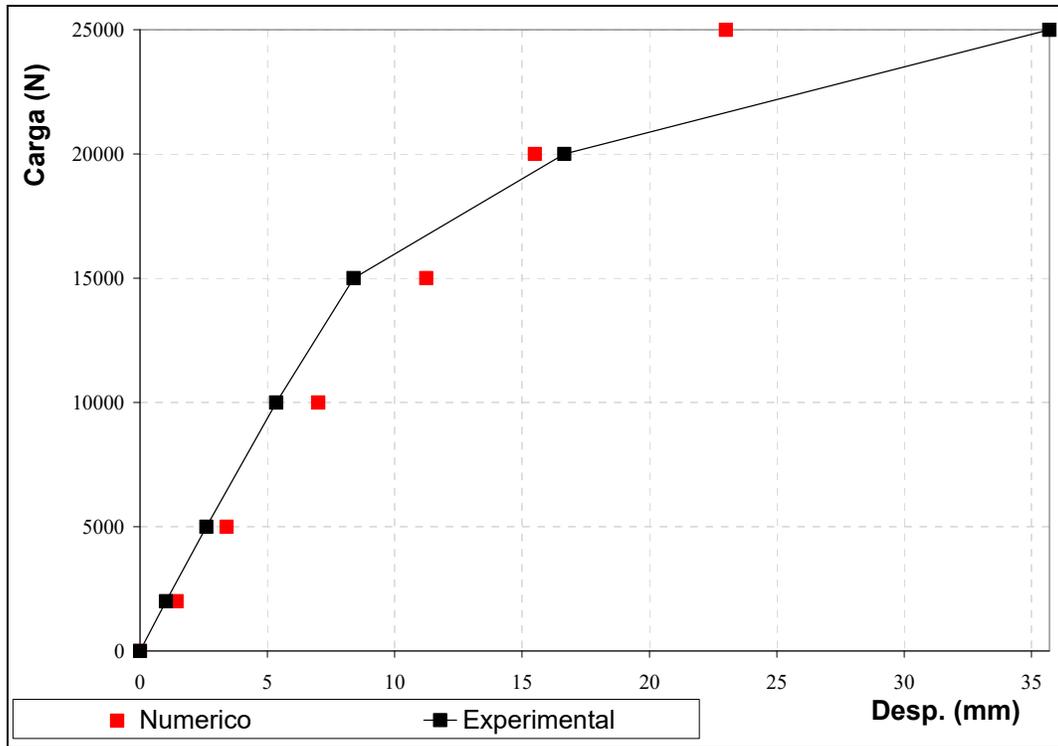


Figura VIII-13: Comparación De Resultados. Primera Etapa Del Ensayo. (100% Armadura)

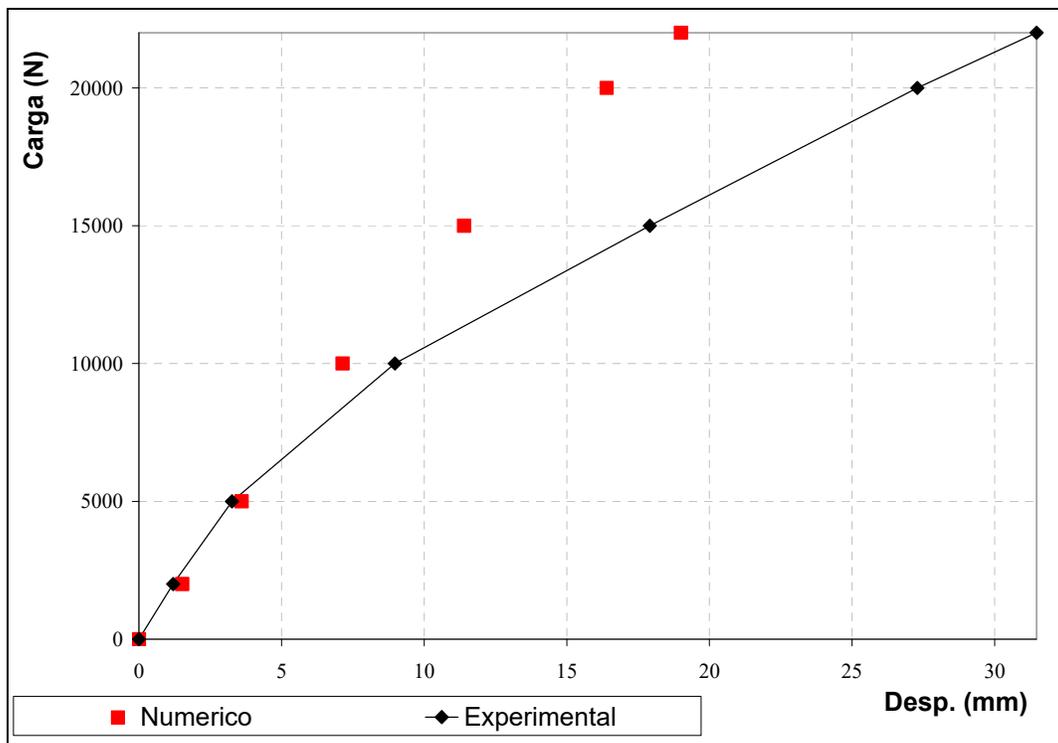


Figura VIII-14: Comparación De Resultados. Segunda Etapa Del Ensayo. (90% Armadura)

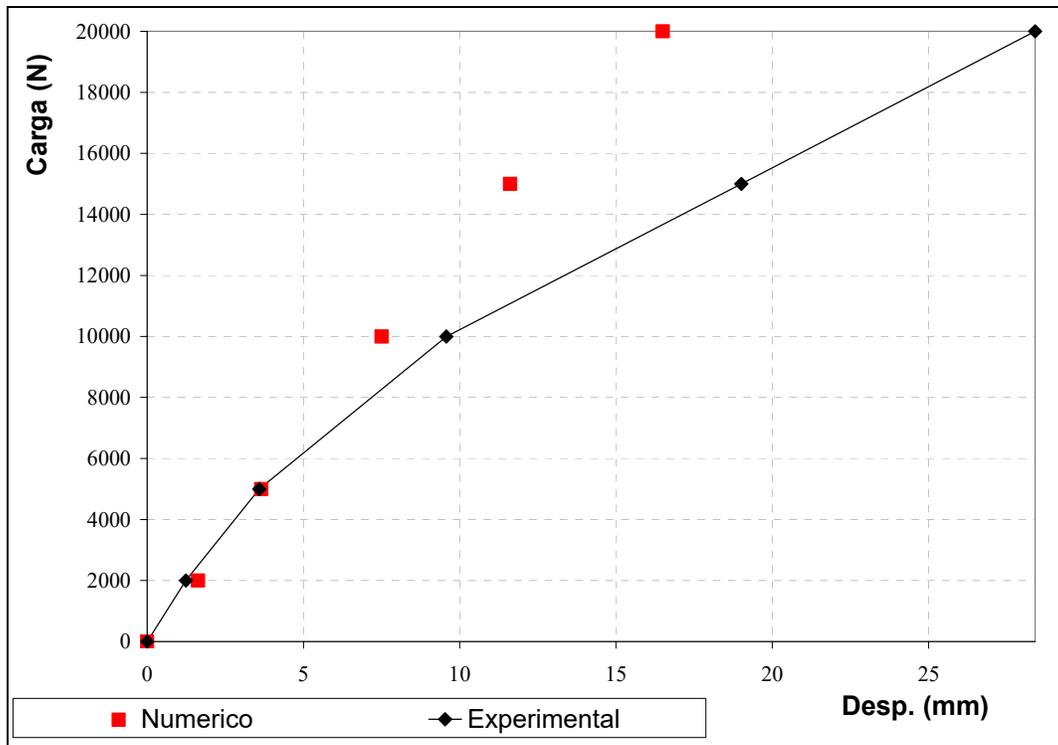


Figura VIII-15: Comparación De Resultados. Tercera Etapa Del Ensayo. (80% Armadura)

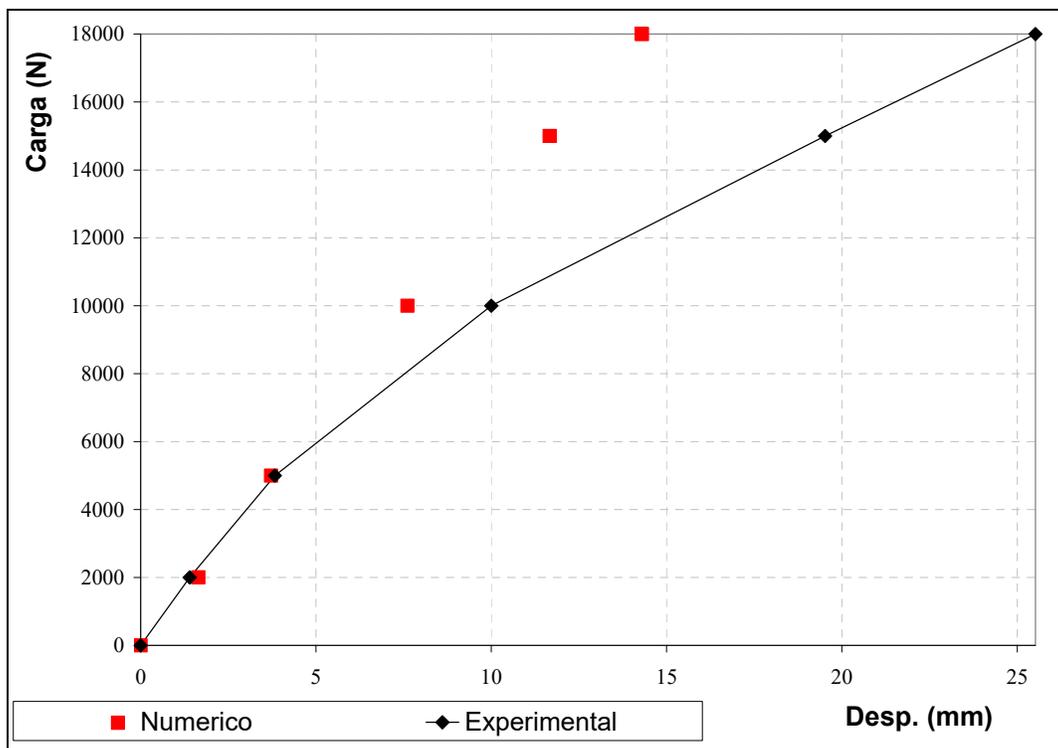


Figura VIII-16: Comparación De Resultados. Cuarta Etapa Del Ensayo. (70% Armadura)

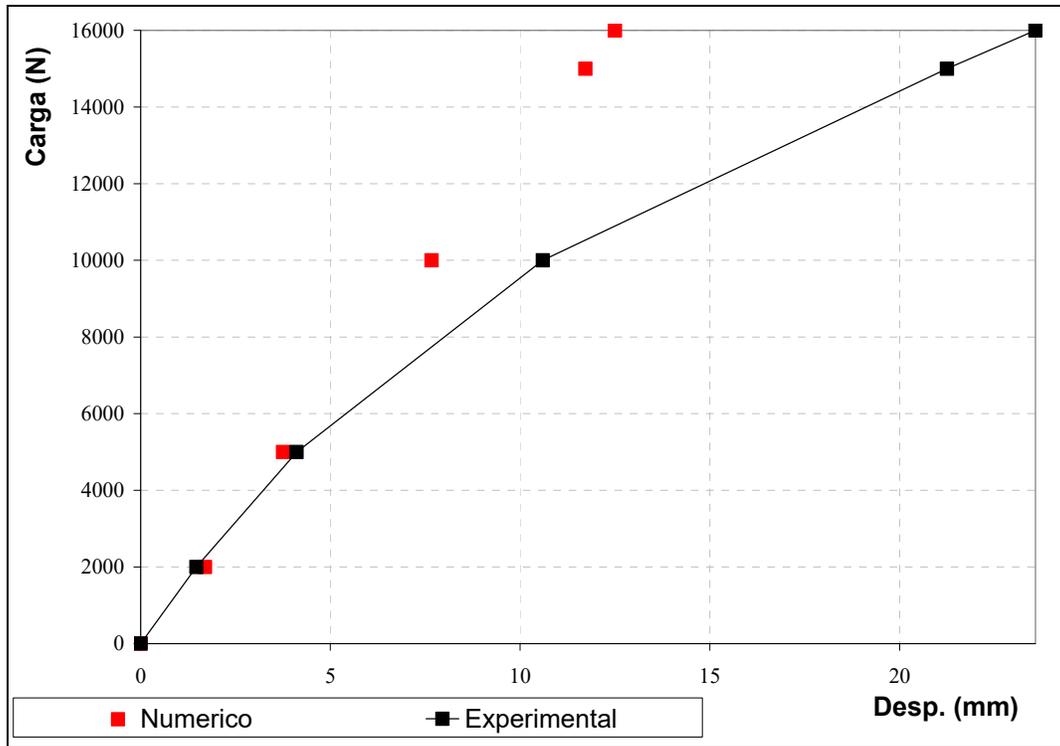


Figura VIII-17: Comparación De Resultados. Quinta Etapa Del Ensayo. (60% Armadura)

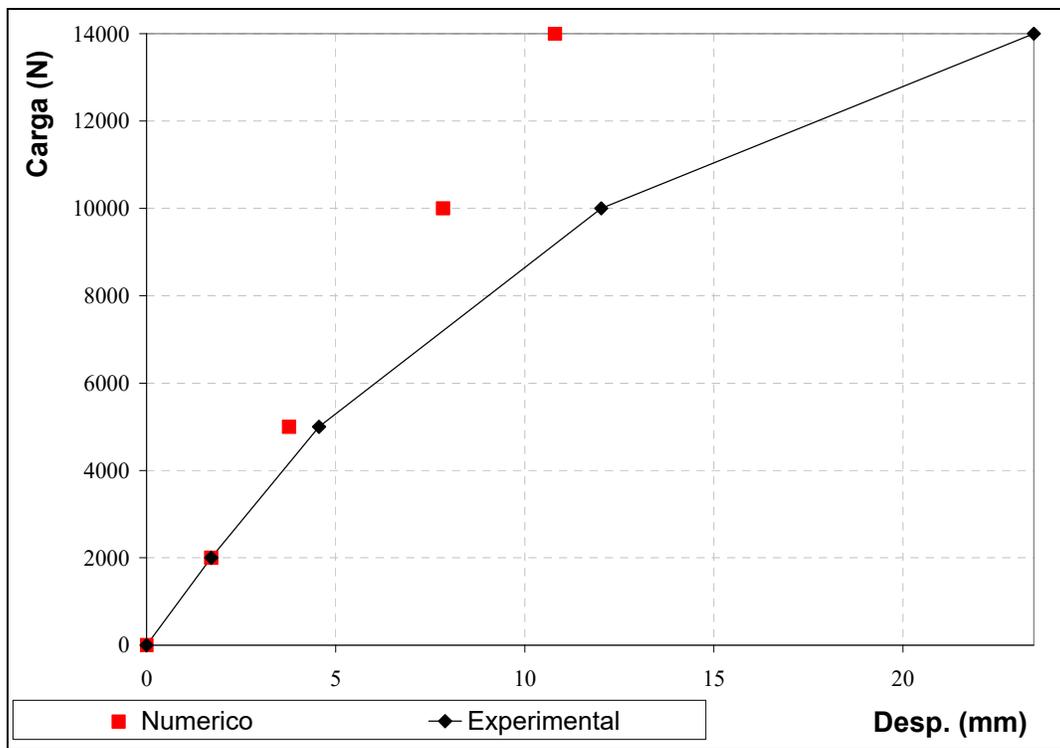


Figura VIII-18: Comparación De Resultados. Sexta Etapa Del Ensayo. (50% Armadura)

De las Figuras anteriores se desprenden las mismas conclusiones que para los desplazamientos en el centro de la viga pretesada.

Las Figuras VIII-19 hasta VIII-24 expuestas a continuación muestran los desplazamientos obtenidos durante el comportamiento cuasi-elástico del prototipo.

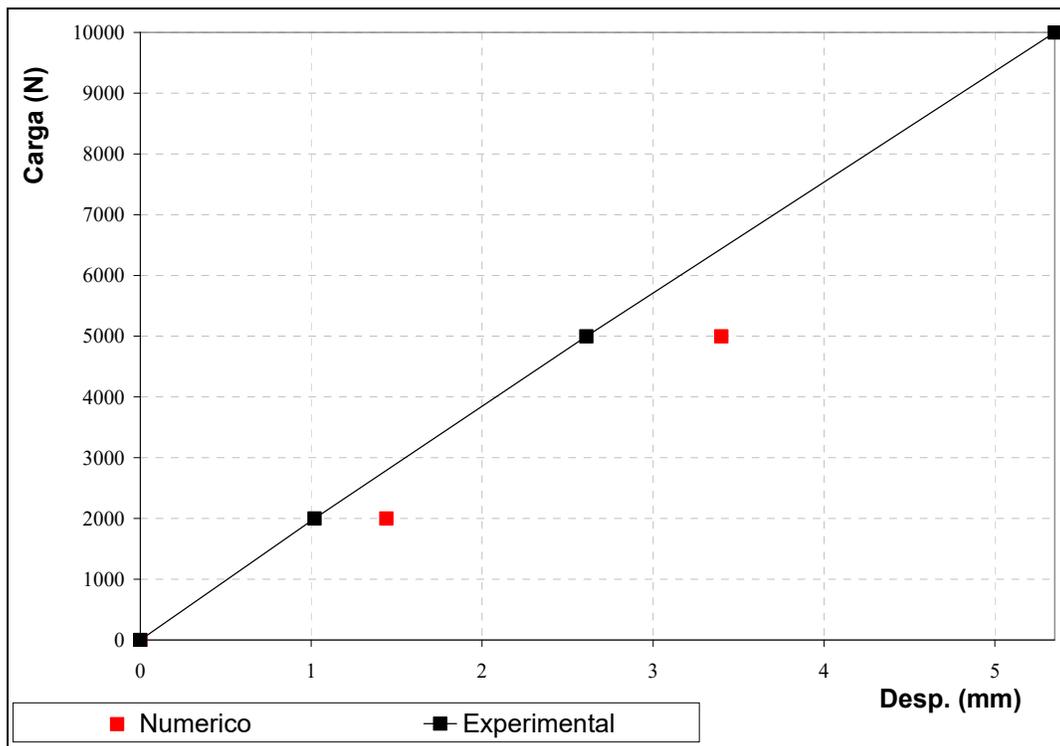


Figura VIII-19: Comportamiento Elástico Del Elemento Pretensado. Primera Etapa Del Ensayo. (100% Armadura)

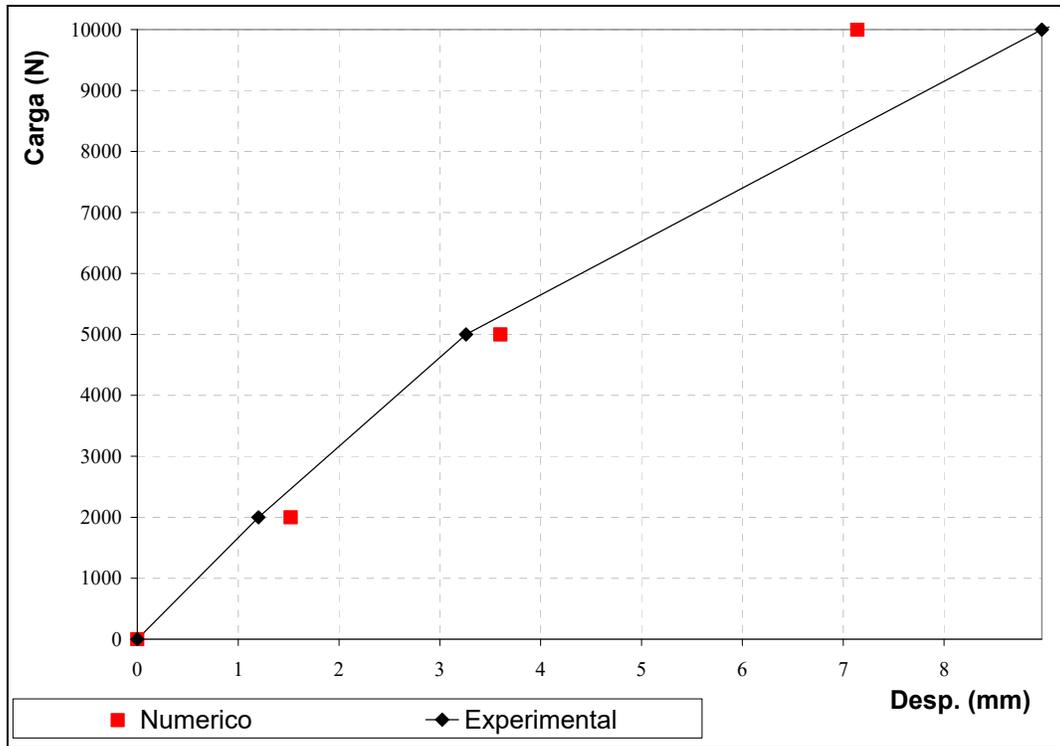


Figura VIII-20: Comportamiento Elástico Del Elemento Pretensado. Segunda Etapa Del Ensayo. (90% Armadura)

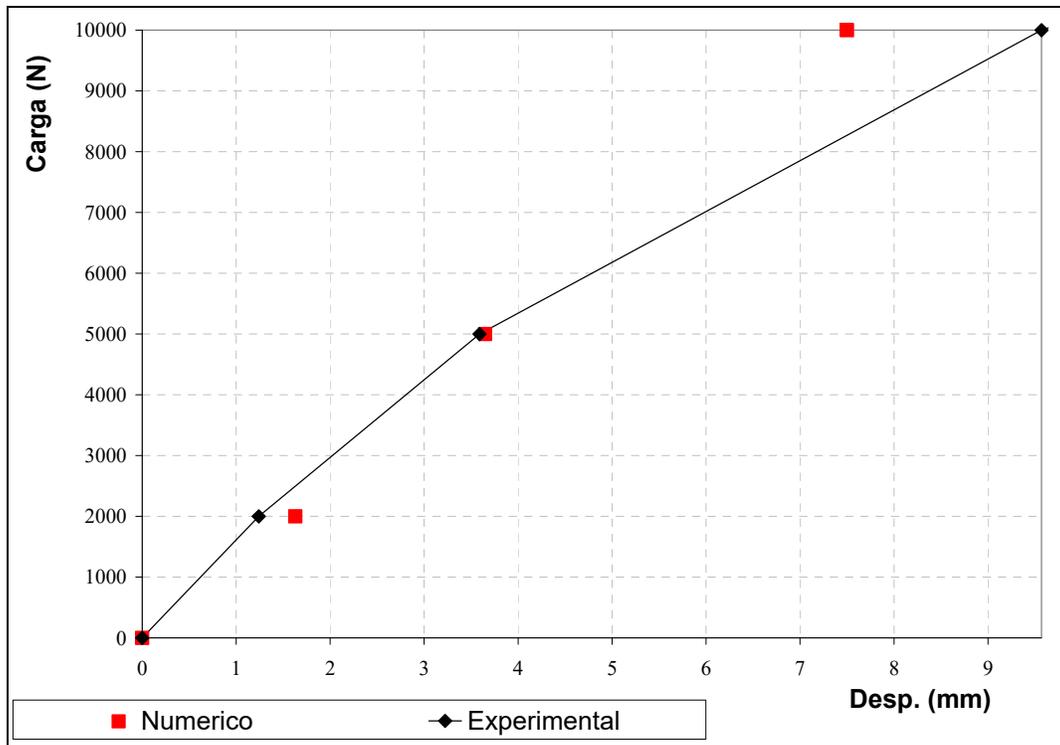


Figura VIII-21: Comportamiento Elástico Del Elemento Pretensado. Tercera Etapa Del Ensayo. (80% Armadura)

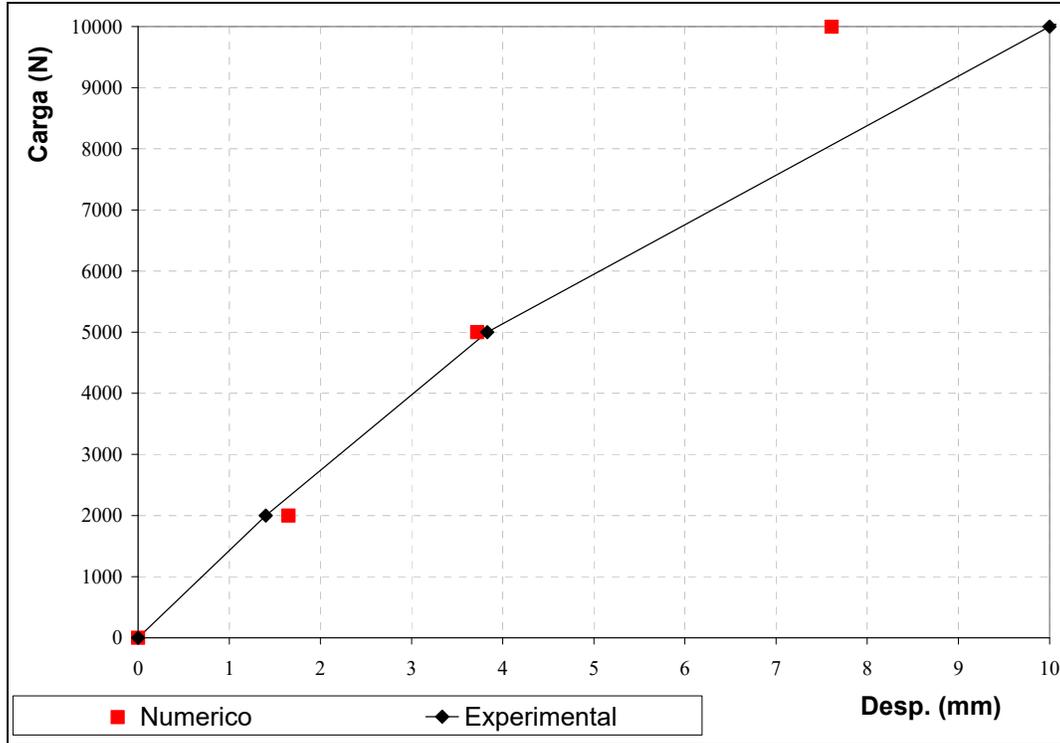


Figura VIII-22: Comportamiento Elástico Del Elemento Pretensado. Cuarta Etapa Del Ensayo. (70% Armadura)

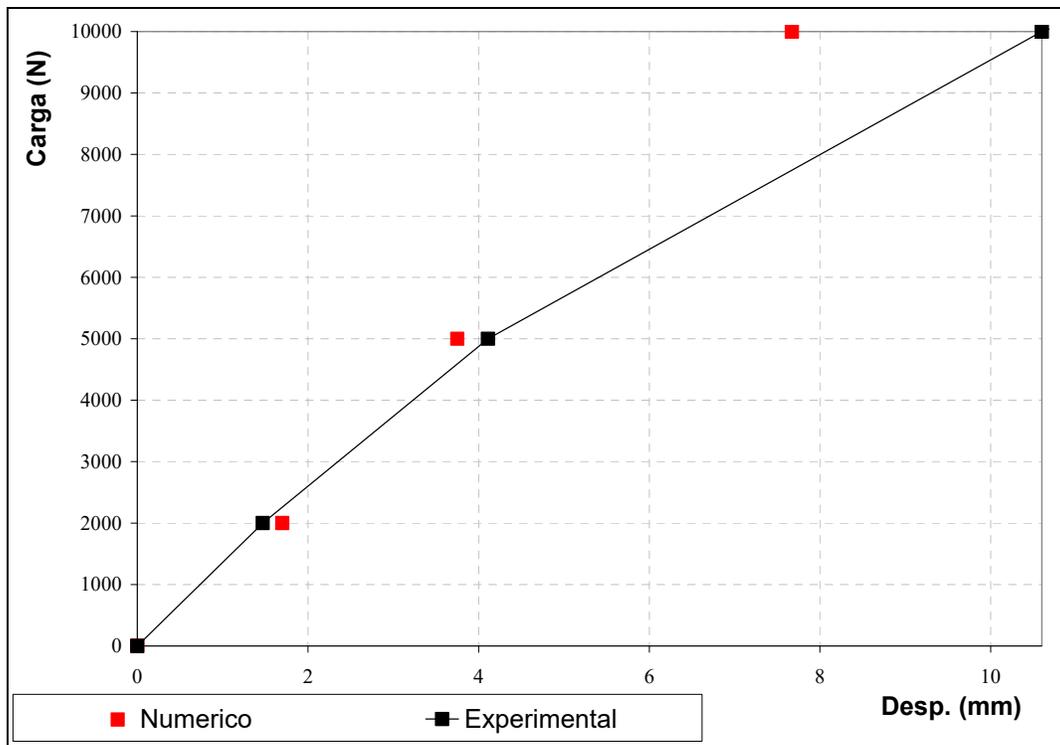


Figura VIII-23: Comportamiento Elástico Del Elemento Pretensado. Quinta Etapa Del Ensayo. (60% Armadura)

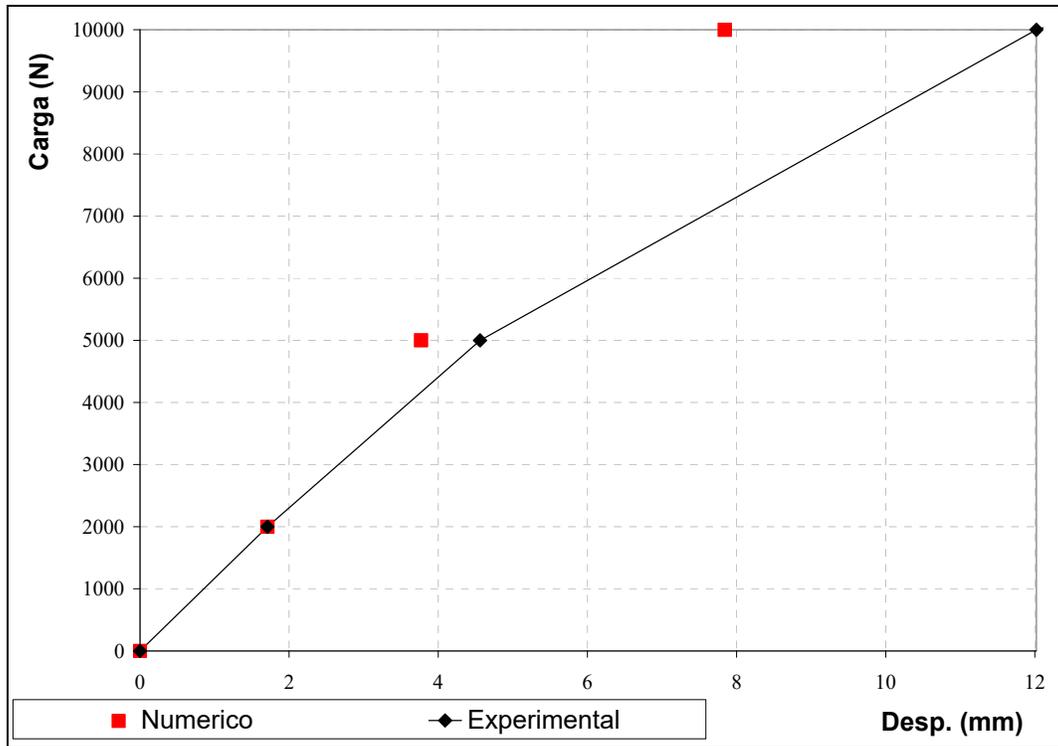


Figura VIII-24: Comportamiento Elástico Del Elemento Pretensado. Sexta Etapa Del Ensayo. (50% Armadura)

De estos gráficos, las conclusiones extraídas son idénticas a las del centro de la viga.

Se concluye que la respuesta numérica propone una aproximación aceptable en el comportamiento elástico observado experimentalmente, tanto cuali como cuantitativamente.

8.4. CONCLUSIONES GENERALES

Las conclusiones obtenidas a lo largo del desarrollo del ensayo de la viga pretensada son:

- De los resultados numéricos – experimentales, se infiere que el proceso de corrosión es posible de interpretar como una reducción localizada de sección, que produce pérdida de rigidez flexional en la pieza.

- Las curvas comparativas de los resultados numéricos y los experimentales, coinciden en el rango lineal, con tendencia a divergir en la etapa post-elástica. Esta zona puede mejorar su ajuste a través de una mejor modelación de los parámetros involucrados.
- Se propondrá como método precoz de detección de la armadura remanente en vigas con corrosión en estructuras de puentes, al de la medición de la rigidez a través de un ensayo de carga y una modelación numérica. Este método de auscultación es ampliamente desarrollado en el Capítulo IX.

CAPITULO IX

METODOS DE DETECCION DE PROBLEMAS DE CORROSION

9.1.INTRODUCCION

En la última década, ha aumentado la toma de conciencia sobre los efectos del medio ambiente y la potencial degradación de las estructuras a lo largo del tiempo. Actualmente, existe un mejor entendimiento del daño severo que ocasiona la corrosión en tendones de pretensado (Walter Podolny Jr., 1992).

El hormigón pretensado, en comparación con el hormigón armado convencional ha sido considerado más resistente a la corrosión porque se considera que está libre de fisuras. Sin embargo, la corrosión se produce y es más grave que la que ocurre sobre estructuras de hormigón armado, debido a que los tendones pretensados tienen un área transversal relativamente pequeña sometida a muy altas tensiones. El acero de alta resistencia, como es el caso de los tendones es más susceptible a la posibilidad de rotura frágil. El proceso de corrosión produce una discontinuidad sobre la superficie del metal

(picaduras), esto provoca una concentración de tensiones alrededor de las picaduras, que incrementan las tensiones de tracción en un volumen reducido del metal. Las fisuras provocadas por la corrosión se producen en la base de la picadura, provocando su propagación. La corrosión relacionada con la fractura del acero de pretensado puede llevar al colapso de una estructura sin aviso. Hay que destacar que no existen muchos ejemplos de corrosión en estructuras de hormigón pretensado. Pero también, hay que enfatizar que adoptar medidas de detección y protección cuando las estructuras son expuestas a un ambiente perjudicial es bastante reciente.

A continuación serán expuestos tres métodos que pueden ser utilizados para detectar la presencia de corrosión sobre estructuras de hormigón pretensado en forma precoz, para poder evitar colapsos bruscos que traen aparejados pérdidas económicas y en algunos casos hasta humanas.

9.2.METODOS DE DETECCION

9.2.1. METODO ELECTRICO

Surge de ensayos experimentales y utiliza la resistencia óhmica como parámetro a medir. Básicamente, consiste en medir la resistencia eléctrica de la armadura resistente de la pieza a lo largo del tiempo. En caso de producirse el fenómeno de la corrosión, estas armaduras reducen su sección transversal permitiendo un estrangulamiento del acero que produce un aumento de la resistencia medida. De esta forma, se pueden detectar pequeñas variaciones de la misma y dar la alerta sobre la aparición del fenómeno, o su agravamiento. Esto fue comprobado experimentalmente en laboratorio.

En el caso de puentes, que constituyen los casos más comunes de estudio de estos problemas de corrosión, el procedimiento en caso de estructuras nuevas o en proceso de construcción sería:

- Dejar borneras en los extremos de vigas, así como una caja de conexionado. Estas serán necesarias para conectar el instrumental eléctrico de auscultación periódica (en caso de puentes existentes, bastaría con descubrir el recubrimiento de los anclajes extremos para colocar las borneras de auscultación periódica)

- Finalizada la obra, y en el momento de la puesta en servicio, recolección de las primeras lecturas de resistencia óhmica.
- Estas mediciones deben realizarse utilizando aparatos eléctricos de alta sensibilidad, como un Medidor de Puesta a Tierra.
- Se realizan inspecciones periódicas cada 6 meses, y sus resultados se comparan con los anteriores.

Se determina así:

$$\mathbf{CRO = ROActual / ROInicial}$$

CRO: cociente entre la resistencia óhmica actual y la inicial

ROActual: resistencia óhmica actual

ROInicial: resistencia óhmica inicial

Este coeficiente es:

$$\mathbf{CRO \geq 1}$$

- Con **CRO** se obtiene de la curva de la Figura IX-1 el coeficiente **CA**. Este indica el porcentaje de armadura residual en la viga. Se traza una vertical hasta intersectar la curva desde ese punto se prolonga una horizontal hasta el eje de ordenadas donde se obtiene **CA**. Se determina, también la zona de confiabilidad de la estructura.

CA: cociente entre área de sección de armadura actual y la inicial.

Las zonas de confiabilidad que aparecen en el gráfico se proponen según los límites propuestos por Calavera Ruiz (“Patología de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado”, 1995) que han coincidido con los obtenidos en laboratorio a través de muchos ensayos realizados.

La zona verde significa que la estructura puede considerarse confiable hasta sufrir una reducción de la armadura del 20% (0,8*armadura inicial). La zona amarilla es de incertidumbre cuando la estructura sufre una reducción de su armadura entre 20% y el 30%. Una vez que la reducción supera el 30%, la estructura se torna no confiable. Esto se indica como zona roja.

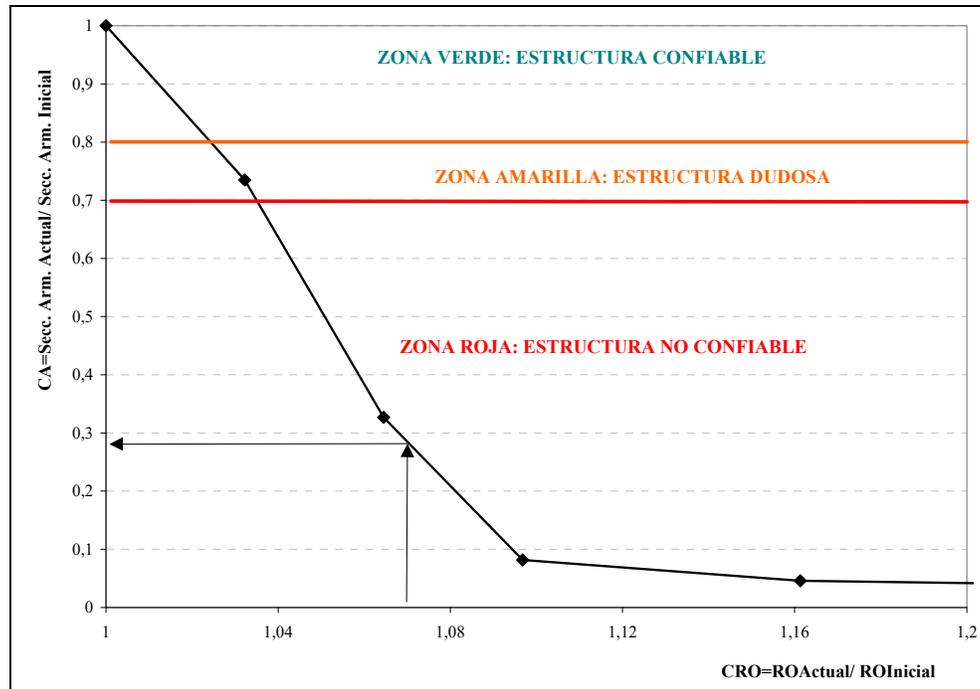


Figura IX-1: Método De Detección De Problemas De Corrosión

Los puntos que aparecen en el gráfico, son los obtenidos experimentalmente según se explicó en el Capítulo IV, la curva surge de la unión de los mismos.

- Con el coeficiente CA se calcula:

$$CA = \text{Sección Armadura Actual} / \text{Sección Armadura Inicial}$$

$$\text{Sección Armadura Actual} = CA * \text{Sección Armadura Inicial}$$

- Una vez determinada la zona y el área de armadura que le resta a la viga se tomarán las medidas correspondientes en cada caso. Podrá determinarse cuanto está afectada por la corrosión y cuanto le queda de vida útil.

9.2.2. METODO DINAMICO

La rigidez de una pieza estructural está relacionada con la frecuencia de vibración de la misma. Este hecho se manifiesta en elementos de hormigón armado o pretensado, donde el hecho de variar la armadura resistente produce un cambio en la frecuencia y en los modos de oscilación de los mismos.

Este fenómeno, asociado a la reducción de sección localizada o extendida que producen los problemas de corrosión sobre los aceros resistentes, se detecta con instrumental adecuado y es factible su uso para predecir, por la reducción de frecuencia de oscilación del armónico fundamental, esta pérdida de rigidez. En forma “musical”, podría decirse que es factible determinar si una estructura de hormigón armado o pretensado está afectada por problemas de corrosión a priori sin evidencias a la vista del mismo, por el hecho que, auscultada mediante acelerómetros, “desafina” con respecto a su modo de vibración “sano”.

En forma sistemática, puede implementarse este procedimiento de detección precoz del problema a puentes o estructuras pretensadas en general con el siguiente procedimiento de análisis.

- Cuando se proceda a habilitar la obra, o cuando se tengan dudas acerca de su estado patológico por problemas de corrosión, se disponen acelerómetros en puntos donde se obtenga una buena respuesta de sus vibraciones. En caso de puentes, parece recomendable hacerlo en medio de sus tramos. Se conectan a un equipo de adquisición de datos y se miden aceleraciones y espectros de frecuencia. A partir de estos espectros se obtienen las frecuencias naturales del puente. Este procedimiento de medición se detalla en el Capítulo III.
- En una próxima auscultación realizada luego de transcurrido un plazo prudencial según el grado de ataque que pueda estimarse que se produce en el medio en que trabaja la estructura (6 meses como máximo), se repiten las mediciones y se comparan períodos de vibración, en particular el primero.

- Se determina el coeficiente CFN de la siguiente manera:

$$\text{CFN} = \text{Frec. Nat. Actual} / \text{Frec. Nat. Inicial}$$

CFN: cociente entre la frecuencia natural actual y la inicial.

En caso de que el coeficiente CFN sea igual a 1, o sea que no se produjeron cambios en el comportamiento vibratorio de la estructura, el puente se encuentra en excelente estado de conservación. Si hubiese disminuciones, es señal de que el proceso de oxidación y reducción de las secciones ha comenzado, por lo que será necesario disponer de más mediciones y estudios, por cuanto se debe determinar el grado de confiabilidad de la estructura. Como ilustración del tipo de análisis realizado en laboratorio para determinar esta confiabilidad, se resumen a continuación los pasos a seguir.

- Con el coeficiente se ingresa a la Figura IX-2, se traza una recta vertical hasta que corte la curva, y a partir de allí con otra recta horizontal se obtiene el coeficiente de sección de armadura CA.

CA: cociente entre la sección de armadura actual y la inicial.

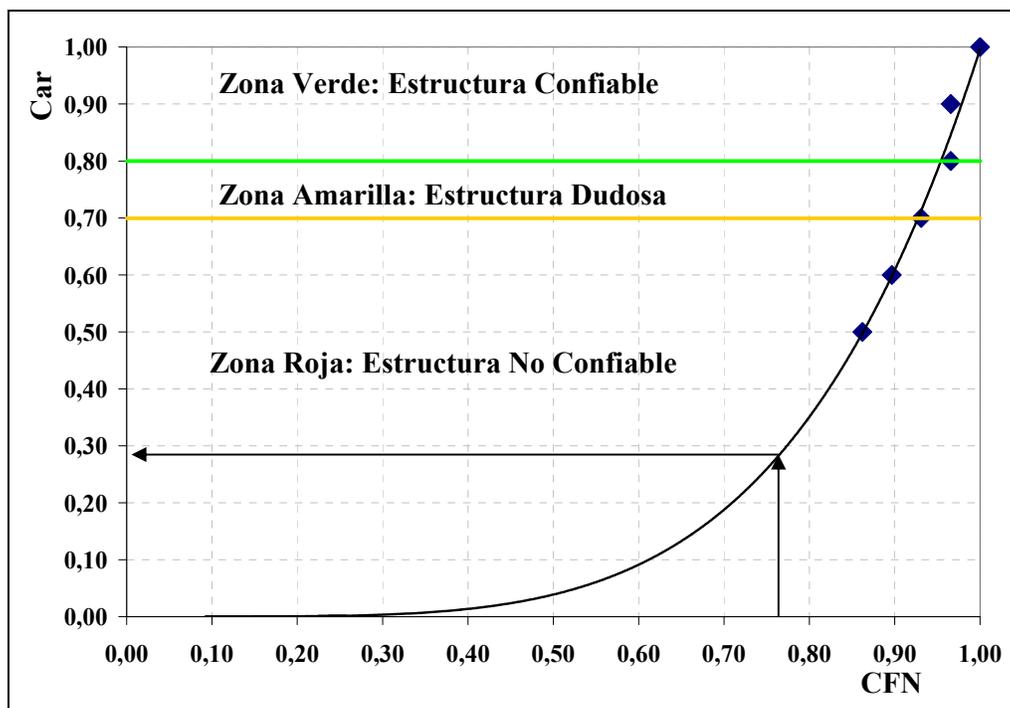


Figura IX-2: Método De Detección Utilizando Una Técnica Dinámica

Los puntos que aparecen son los obtenidos experimentalmente (Capítulo VI), la curva es la que mejor aproxima a los puntos trazados.

- Cuando se ha obtenido CA, puede determinarse la sección remanente de acero que le queda a cada viga del puente.

$$CA = \text{Sección Armadura Actual} / \text{Sección Armadura Inicial}$$

$$\text{Sección Armadura Actual} = CA * \text{Sección Armadura Inicial}$$

- También con el coeficiente CFN se ingresa a la Figura IX-3, se traza una recta vertical hasta que corte la curva, y con la horizontal se obtiene el coeficiente de rigidez CR.

CR: cociente entre la rigidez actual y la inicial.

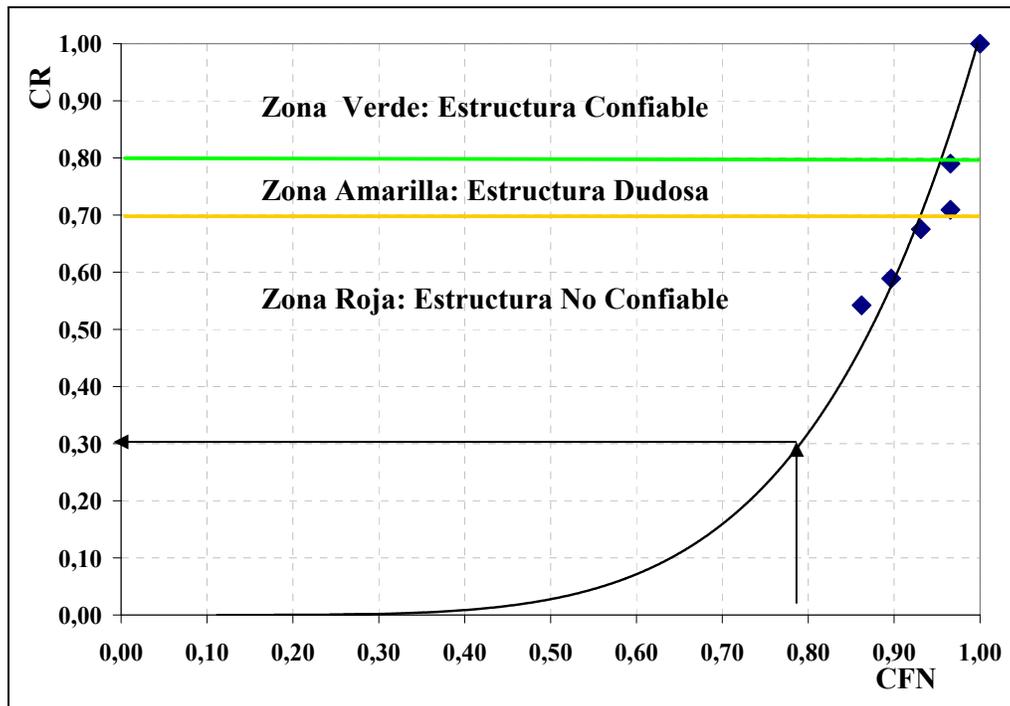


Figura IX-3: Método De Detección Utilizando Una Técnica Dinámica

Los puntos son los obtenidos experimentalmente utilizando la técnica dinámica, la curva es la que mejor aproxima a los puntos obtenidos. Esta se obtuvo aplicando extrapolación polinómica a los resultados experimentales.

En el gráfico IX-3, la zona verde significa que la estructura ha reducido su capacidad resistente en un 20%. La zona amarilla es de incertidumbre cuando capacidad de la estructura se ha reducido entre el 20% y el 30%. Una vez que la reducción supera el 30%, la estructura no es confiable (zona roja).

- Una vez obtenido el coeficiente **CR**, y definido en qué zona de seguridad se encuentra la estructura, se calcula el valor de rigidez que tiene el puente en el momento del ensayo.

$$\mathbf{CR = RActual / RInicial}$$

$$\mathbf{RActual = CR * RInicial}$$

RActual: rigidez actual

RInicial: rigidez inicial

Con esta técnica, al igual que con las propuestas anteriormente, existe la posibilidad no sólo de saber en que zona de confiabilidad se encuentra la estructura, sino determinar la sección de armadura remanente y la capacidad portante que posee en el momento de la inspección.

9.2.3. METODO DE LA PERDIDA DE RIGIDEZ

En este método se utiliza una combinación de las técnicas numérica y experimental. En laboratorio se realizaron ensayos de carga que luego fueron simulados numéricamente. Los valores obtenidos en la parte experimental fueron utilizados para calibrar los modelos numéricos. Una vez finalizados pudo concluirse que mediante la técnica de Elementos Finitos y la experimental podía predecirse la disminución de la capacidad resistente de la estructura, a partir de datos recogidos en un ensayo de carga.

En pocas palabras, el método consiste en medir flechas en la estructura cargada con una carga arbitraria, en dos momentos distintos de la vida útil de la misma. De esta forma, en caso de haberse producido un problema de corrosión en aceros, la pérdida de rigidez de la pieza acusará una mayor deformación para una carga similar. De esta forma, conociendo por el modelo numérico calibrado con el experimental que para dicha pérdida de rigidez se correlaciona una determinada pérdida de área de armaduras, se obtiene el resultado buscado.

En forma sistemática, el procedimiento se describe como sigue. Se describen las condiciones para puentes nuevos, pero es igualmente aplicable para dos momentos de su vida útil, y por supuesto para cualquier estructura.

- Utilizar los datos obtenidos del ensayo de carga realizado por el Organismo Vial competente, para determinar la rigidez inicial del puente. Este ensayo de carga que se realiza hasta obtener el máximo momento de servicio de la estructura es uno de los requisitos que exige esta Institución para poner en funcionamiento el puente.
- Este parámetro se utiliza para calibrar el modelo numérico, que luego simulará la pérdida de capacidad flexional frente a un ataque de corrosión.
- Luego de transcurrido un lapso de tiempo prudencial, se realiza un nuevo ensayo de carga para obtener el valor de rigidez en ese momento.
- En caso de que haya disminuido se podrá determinar cuanto a sido esta reducción. Se calcula entonces CR:

$$\mathbf{CR = Rigidez Actual / Rigidez Inicial}$$

CR: cociente entre la rigidez actual y la inicial

- Una vez obtenido este coeficiente, se utiliza la Figura IX-4 para obtener un coeficiente de reducción de la sección de armadura (CA). Este gráfico introduce CR, se traza una línea vertical hasta cortar la curva. A partir de allí y con una recta horizontal se obtiene el valor del coeficiente CA.

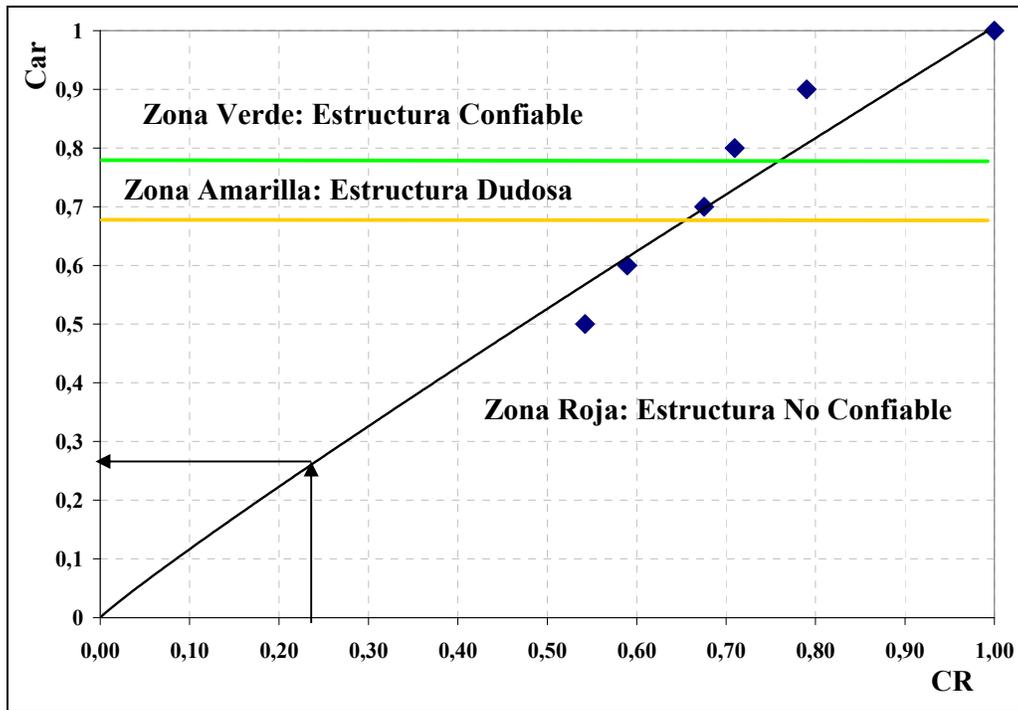


Figura IX-4: Método De Detección Utilizando La Pérdida De Rigidez

- También, puede determinarse en que zona de seguridad estructural se halla la estructura en el momento del ensayo. La obtención de los límites de las zonas de confiabilidad se expuso en el primer método de detección desarrollado.
- Una vez obtenido el valor del coeficiente CA, se calcula la sección de armadura remanente en los elementos pretensados.

$$CA = \text{Sección Armadura Actual} / \text{Sección Armadura Inicial}$$

$$\text{Sección Armadura Remanente} = CA * \text{Sección Armadura Inicial}$$

9.3.CONCLUSIONES

En este capítulo se plantean tres métodos para detectar en forma sencilla la presencia de la corrosión sobre cualquier elemento pretensado.

También, hay que destacar que sólo pueden ser llevados a cabo, si se ha seguido la historia de la estructura. Cada uno de estos métodos necesita de valores de los parámetros cuando la estructura fue puesta en servicio o al menos de un valor inicial que sirva de referencia, a partir del cual pueda graficarse el comportamiento de la obra en estudio en función del tiempo.

Se recomienda el uso de dos de estos métodos para obtener resultados de comparación.

CAPITULO X



PATOLOGIA

10.1. PATOLOGIA

Un observador ajeno al tema, al contemplar el crecimiento de las fallas en las construcciones, pensaría probablemente que cada vez disminuye la capacidad del hombre para construir correctamente. Esto no es cierto. Si lo es que el número de fallas y de problemas en general, crece sin cesar, pero NO proporcionalmente a lo construido (Calavera Ruiz, José).

Juzgar el origen del crecimiento de la patología es tarea delicada y compleja y no puede abordarse sin considerar cuidadosamente lo siguiente.

- Hoy se construye mucho más de lo que se ha construido nunca
- Se construye con mucha velocidad.
- Se llevan a cabo construcciones de mucha mayor complejidad que en el pasado.
- Aunque los esfuerzos realizados en la formación profesional son de buena calidad y muy meritorios, su intensidad está muy por debajo, no sólo de la necesidad para mejorar la calidad de la mano de obra, sino incluso de la imprescindible para mantenerla en satisfactorio estado.

- Los planes de estudios universitarios se revelan como incapaces para proporcionar a la Industria de la Construcción el número de profesionales bien preparados que esa industria necesita.
- En sectores muy amplios de la construcción, aparecen continuamente materiales que después de una vida corta son reemplazados por otros que presentan más interés. En medida importante esto impide adquirir una experiencia válida sobre su uso. Por supuesto, se mantiene en los técnicos la validez de la experiencia profesional general, pero decrece el valor de la experiencia concreta sobre ciertos materiales y procesos, por su corto período de uso.

10.2. INSPECCION E INFORMACION PREVIA

Un Informe de Patología sobre una determinada construcción, se inicia con un acuerdo entre el peticionario y el técnico. El peticionario puede facilitar la información e investigación necesarias y el técnico posee los conocimientos adecuados al caso en estudio.

Un Informe de Patología consta de varias partes, que serán brevemente detalladas a continuación.

10.2.1. INFORMACION PREVIA

Puede obtenerse por dos caminos diferentes:

- Información Verbal: se recoge en las entrevistas mantenidas con el Peticionario.
- Información Escrita: datos de proyecto, cálculos, planos datos geotécnicos, etc.

Lo esencial de la información recogida, tanto verbal como escrita, debe ser consignada con detalle en el Informe, pues en medida importante las conclusiones del mismo estarán basadas en ella.

Además, dicha información es básica para el planteamiento de la Inspección a realizar. Es el primer paso para la redacción del Informe.

10.2.2. INSPECCION

La Inspección ha de basarse esencialmente en dos puntos:

- La información verbal y escrita recogida.
- La experiencia del Técnico que ha de dirigir el Informe.

10.2.2.1. PERSONAL ADECUADO

Un primer punto es decidir quien va a realizar la Inspección Preliminar. En el caso de estructuras de Hormigón, la información previa puede aconsejar que la Inspección Preliminar la realice:

- Un especialista en estructuras.
- Un especialista en geotecnia.
- Un especialista en albañilería.

10.2.2.2. EQUIPO MATERIAL NECESARIO

Un segundo punto, es decidir que tipo de material será necesario. (Equipo de fotografía, regla de fisuras, equipos topográficos, etc.). Puede ocurrir que un planteamiento erróneo de esta fase obligue a repetir la Inspección.

10.2.2.3. REGISTRO DE DATOS

Las fotografías y croquis son esenciales para el trabajo posterior. En ocasiones las fisuras no se observan con claridad en las fotografías, entonces deben realizarse croquis acotados que permitan situarlas y representarlas.

10.2.2.4. MEDICION DURANTE LA INSPECCION

Normalmente se realizarán varias series de medidas. Unas se refieren a las dimensiones generales de la obra. Otros a la medición de la resistencia del hormigón,

características del mismo, posición, diámetro y recubrimiento de las armaduras, calidad del acero.

10.2.3. ANALISIS DE LOS DATOS Y DIAGNOSTICO

Las mediciones y en general la información recogida en la inspección deben ser analizadas en sí mismas y en comparación con la Información Previa verbal y escrita. Los datos anteriores, en unión de los datos de las eventuales medidas posteriores a la inspección, la documentación fotográfica, los datos de planos y cálculos, etc. son los elementos de base del diagnóstico.

Es un axioma en patología, que si el diagnóstico es correcto la solución del problema vendrá por sí sola. Por tanto al diagnóstico, aunque todavía en esta etapa sea preliminar, no se le puede regatear tiempo.

10.2.4. INFORME PRELIMINAR

La estructura básica de un Informe Preliminar puede estructurarse de la siguiente forma:

- Antecedentes: este apartado debe describir brevemente, quien es el peticionario, cual es el problema a estudiar y describir inequívocamente la situación y definición de la construcción.
- Informe Disponible: descripción de la Información Previa. Generalmente la información escrita se describirá sucintamente y se acompañará completa o resumida en un Anexo.
- Resultado de la Inspección: debe contener todos los datos recogidos durante la inspección, con descripción detallada de los técnicos que la realizan y de las personas que estuvieron presentes con indicación clara de su relación con el asunto.
- Análisis del Problema: sus modalidades son muy variadas, pero en todo caso contienen lo esencial del razonamiento que el Técnico hace para pasar de la información disponible al diagnóstico y a las conclusiones.

- Conclusiones: con base en lo anterior se establece un apartado independiente destinado al diagnóstico y a las conclusiones. El Informe debe ser claro en sus conclusiones, considerando la posibilidad de diagnósticos alternativos.
- Plan de Acción: normalmente el Informe Preliminar no cierra el tema, sino que es un paso, prudente y obligado, para centrar correctamente la investigación e informes definitivos. Por lo tanto, usualmente terminará con un Plan de Acción que contemplará: ensayos necesarios, adquisición de información complementaria, realización de cálculos, redacción del informe definitivo.

El establecimiento del Plan de Acción requiere una gran claridad en su planteamiento. Ninguna información necesaria debe ser omitida. Pero al igual que en la resolución de los problemas matemáticos, la sobriedad de los métodos y técnicas empleados es la mejor cualidad. Una vez finalizado, se procede a la realización de un Informe Final.

10.2.5. INFORME FINAL

El objetivo de un Informe Final es siempre el establecimiento claro del origen de los daños, de sus causas, de su trascendencia y de su posible evolución, así como establecer las actuaciones posteriores necesarias. (Calavera Ruiz José)

El punto esencial, en la mayoría de los casos, es establecer fundamentalmente si es necesario el refuerzo o no lo es. Por supuesto, en ocasiones excepcionales puede ser necesaria o aconsejable la demolición, pero con los avances de las técnicas de refuerzo esta situación es cada vez menos frecuente.

Su esquema suele ser el siguiente:

- Antecedentes: a lo mencionado en el informe preliminar hay que añadirle la realización del Plan de Inspección con los Ensayos de Información Complementaria y las modificaciones e incidencias ocurridas en el planteamiento.
- Información Disponible: a la indicada en el Informe Preliminar debe agregarse toda la recogida con posterioridad. Incluyendo ensayos, medidas, inspecciones, comprobaciones, etc.

- Comprobaciones y revisiones de los cálculos originales de la estructura: es un aspecto esencial de un informe de este tipo, y no deben establecerse conclusiones sin haberlo analizado, ya que ello podría introducir errores graves en muchos sentidos.
- Estudio del origen y causa de los daños.
- Evaluación de la capacidad resistente frente a estados límites últimos.
- Evaluación de la capacidad resistente frente a estados límites de servicio.
- Evaluación de las condiciones de durabilidad.
- Conclusiones: son la esencia del informe y deben ser tan claras y concisas como el problema lo permita, evitando por supuesto la rotundidad excesiva. Deben redactarse pensando claramente en el destinatario del Informe. Las conclusiones deben establecer claramente: origen y causas de los daños; su trascendencia; evolución previsible; influencia en la seguridad, funcionalidad y durabilidad de la construcción y finalmente la necesidad o no de refuerzos.
- Recomendaciones: pueden contener el nivel de riesgo para la utilización de la construcción. En caso de refuerzos debe establecerse el lapso para realizarlos. Puede darse una orientación de los sistemas de refuerzo posibles, con sus ventajas e inconvenientes respectivos.

10.3. SISTEMAS DE REFUERZO PARA ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

Conviene destacar que en los casos de rehabilitación y de refuerzo, se actúa sobre estructuras que en gran parte son un hecho ya ocurrido, a diferencia de los casos normales de proyecto en que se está actuando sobre una construcción futura. Ello permite, junto a los aspectos negativos que puedan haber surgido, especialmente en los casos de patología tener en cambio un grado de conocimiento en cuanto a calidades de materiales, posición de armaduras, dimensiones de piezas, acciones existentes, etc. incomparablemente mayor que en los proyectos ordinarios.

Los estudios de rehabilitación y de refuerzo tienen una responsabilidad mayor del proyectista, y además tendrá que trabajar en campos no cubiertos por la normativa vigente ejerciendo por lo tanto su propio juicio.

10.3.1. SISTEMAS DE REFUERZO CON HORMIGON

El hormigón se ha revelado como un sistema flexible y de aplicación muy amplia para el refuerzo de las estructuras de hormigón armado que presentan defectos o para la rehabilitación de edificios de hormigón armado. Se mencionarán los métodos más frecuentemente utilizados:

- Zunchos de Hormigón: el sistema consiste en rodear una pieza de hormigón, ya existente, por un zuncho de hormigón armado, que en general se ejecuta con hormigón de alta retracción. La retracción del zuncho produce un efecto de zunchado contra la pieza de hormigón previamente existente y ello permite aplicaciones muy variadas. No se entrará en el detalle de cálculo de zunchos, pero el armado de los mismos se realiza por una aplicación particular de la fórmula de los tubos, clásica en teoría de la elasticidad, además de una comprobación cuidadosa del corte entre el hormigón del zuncho y el hormigón de la pieza preexistente. Generalmente, esto no constituye un problema debido a que dado el efecto de zuncho producido por la retracción, la capacidad de transmisión por corte entre ambos hormigones es elevada.

10.3.1.1. ENCAMISADOS

Es un tipo de refuerzo, alternativo al de estructura metálica, muy indicado para los casos de fallas de calidad en estructuras de hormigón o para casos de rehabilitación de columnas de hormigón armado. Consiste en rodear la columna preexistente, una vez matadas sus aristas y cepillada ligeramente su superficie, por una camisa de hormigón con las armaduras adecuadas. El espesor de esta camisa está fijado por razones constructivas en un mínimo de 7 cm. No se explicará el método de cálculo, pero el nuevo hormigón es plenamente colaborante entonces puede calcularse como una sección compuesta. Hay que tener en cuenta que la transmisión de cargas entre la columna preexistente y el encamisado, al realizarse por esfuerzo rasante entre ambos hormigones, necesita una cierta longitud para producirse. Por lo tanto esta transición debe realizarse antes de llegar al sector defectuoso.

De excepcional importancia dentro de los sistemas de refuerzo con hormigón armado, es el refuerzo del entrepiso en la cara superior. Esta situación, se produce

cuando por algún motivo la armadura de momentos negativos del entrepiso, ya ejecutado, es insuficiente.

10.3.2. REFUERZOS CON ESTRUCTURA METALICA

La estructura metálica proporciona alternativas interesantes al refuerzo de estructuras de hormigón con el propio hormigón, y muchas de ellas permiten una gran flexibilidad en el refuerzo y al mismo tiempo una gran velocidad en su ejecución. Sin embargo deben contemplarse con cuidado los sistemas de transmisión de acciones a través de la propia estructura de hormigón. En particular, esto es cierto en el caso de los sistemas de refuerzo de columnas de hormigón que se realizan con cuatro perfiles ángulo y presillas.

La estructura metálica no solamente se presta para refuerzo de columnas, sino que es sumamente flexible para el refuerzo de elementos horizontales e incluso para el arriostramiento a viento y sismos de estructuras.

La estructura metálica tiene en el caso de refuerzo de elementos horizontales, otras posibilidades, como es el caso de un entrepiso sin vigas que puede ser reforzado cambiando su sistema estructural, pasándolo al de placas de hormigón armado apoyadas en emparrillados perpendiculares de vigas metálicas.

10.3.3. REFUERZOS CON RESINAS EPOXY

El descubrimiento de las resinas epoxy se produjo a principio de los años 30', dentro de programas de investigación de tipo general. Transcurrió mucho tiempo antes de que se vieran sus posibles aplicaciones a la construcción. Esta se produjo primeramente en la reparación de puentes en la década del 60'. A partir de ese momento, su uso se ha extendido considerablemente, tanto en los tipos estructurales como en las diferentes combinaciones de productos actualmente en empleo.

Antes de continuar, conviene recordar que lo que habitualmente se entiende como resina epoxy es un compuesto de un monómero y un endurecedor que se polimerizan, una vez mezclados por efecto de la temperatura. Las propiedades de las resinas han evolucionado en los últimos años de forma muy rápida y actualmente es

muy fácil conseguir formulaciones epoxy cuya resistencia a tracción supera los 300 kp / cm² y cuya resistencia a compresión supera los 2000 kp / cm². Las ventajas fundamentales de estos productos no han sido solamente las resistencias sino también su excelente capacidad de adherencia a las armaduras y al hormigón, su gran estabilidad dimensional, y su excelente resistencia química. Un punto débil en la aplicación de este tipo de compuestos es su baja resistencia a los aumentos de temperatura. Todas las resinas hoy prácticamente aplicables, pierden su resistencia para temperaturas algo inferiores a 100 C°, por lo que desde el punto de vista de las temperaturas, la situación de las resinas epoxy, o de las estructuras reparadas con formulaciones epoxy es incluso más sensible que las de las estructuras metálicas no protegidas.

En la época inicial del empleo de las formulaciones epoxy, dicho empleo estaba en manos de pocas empresas productoras y de un reducido número de aplicadores, lo cual permitió una gran calidad en las reparaciones. Actualmente la situación no es esa y han proliferado las organizaciones dedicadas a la aplicación de resinas, especialmente las empresas dedicadas a reparaciones, existiendo en el mercado empresas de muy distinta calidad técnica en cuanto a realizaciones.

Una primera aplicación de las resinas epoxy, tanto como por su sencillez como desde el punto de vista cronológico es la inyección de fisuras en estructuras de hormigón. Las fisuras se tapan con un cordón de masilla y cada cierta distancia el cordón de masilla se perfora con una aguja que posteriormente se retira, aplicando en el orificio correspondiente una pistola que inyecta resina a alta presión. La evolución reciente de las resinas ha permitido obtener cada vez resinas más fluidas a las temperaturas ambientes en obra con lo cual las posibilidades de inyección han aumentado extraordinariamente. En algunos casos y dado el elevado costo de las resinas y del endurecedor se añaden a ambos productos una “carga” o “filler” destinado a abaratar el coste de un determinado volumen de mortero de formulación.

Una extensión habitual de las resinas ha sido el empleo de morteros con resina para el recubrimiento de superficies de hormigón o incluso pinturas directas de resina sobre superficies de hormigón para conseguir protección frente a los agentes agresivos.

Sin embargo, uno de los más potentes recursos de las resinas epoxy, es la de emplearse como agente de unión entre la estructura de hormigón y chapas metálicas de refuerzo. El sistema permite tanto el refuerzo de elementos verticales como elementos

horizontales, y es de aplicación para los refuerzos de vigas con procesos de corrosión como los expuestos en esta tesis.

Aunque el empleo más generalizado de las chapas sea para reforzar elementos verticales o para suplementar armadura de tracción en momentos positivos o negativos en vigas, el sistema es perfectamente válido para el refuerzo a esfuerzo cortante.

También, el sistema es perfectamente válido para el refuerzo de columnas, disponiendo de cartelas para la transmisión de la carga y reparto de la misma a los entresijos con el fin de transmitir las cargas de una planta a la inmediata inferior.

10.3.4. REFUERZOS CON PRETENSADO

La técnica del pretensado es extraordinariamente útil y potente en múltiples soluciones de refuerzo. Ello se deriva del concepto esencial del pretensado, es decir, de la posibilidad de introducir fuerzas de intensidad y dirección variable en cualquier estructura. Antes de entrar en consideraciones particulares de la aplicación del sistema conviene sin embargo realizar dos consideraciones preliminares:

- En general la aplicación del pretensado a los sistemas de refuerzo requiere la fabricación especial de elementos de anclaje y de desvío de fuerzas. No es posible desenvolverse solamente con las piezas de producción standard de los sistemas que han sido pensadas, naturalmente para otras aplicaciones correspondientes a proyectos habituales.
- La técnica del pretensado no suele ser económica en el caso de que haya que aplicarla al refuerzo de un número relativamente reducido de elementos. En este caso como en otras múltiples aplicaciones de métodos especiales de construcción, existe una serie de partidas fijas en el coste, debidas a traslados de elementos fundamentalmente, que repercuten fuertemente si el número de piezas a reforzar es reducido.

Algunas aplicaciones pueden ser: compensar la acción de cargas verticales en un dintel; para un refuerzo a momentos negativos y a esfuerzo cortante; compensación de fuerzas en un voladizo; refuerzos de cimentaciones; para esfuerzos cortantes. En este último caso se necesitan tendones de corta longitud.

El pretensado no sólo ha resultado útil en el refuerzo de estructuras industriales y de estructuras normales de edificación sino también en múltiples estructuras de Obras Públicas y en particular puentes.

El estudio de los detalles de empalme, anclajes, desvíos de los tendones son especialmente importante en el caso de los sistemas de refuerzo.

10.4. SISTEMAS DE REPARACION Y REFUERZO DE ESTRUCTURAS ATACADAS POR CORROSION

Anteriormente, se han descripto métodos de refuerzos para estructuras de hormigón armado en general. A continuación, se mencionan algunos de los utilizados para el caso de estructuras atacadas por corrosión.

10.4.1. LOSAS

- Limpieza total de armaduras con cepillo metálico u otro.
- Pintar con un pasivador de corrosión.
- Colocar un puente de adherencia entre el mortero y el hormigón.
- Completar el recubrimiento con un mortero específico.
- Impermeabilizar el solado existente con un producto a base de siliconas o rehacer completamente el piso colocando la aislación adecuada.

10.4.2. COLUMNAS

- Limpiar las armaduras mediante arenado o cepillado.
- Aplicar un producto pasivador de corrosión.
- Aplicar un puente de adherencia entre el hormigón viejo y el nuevo.
- Realizar el encamisado de la columna, si fuese necesario.

10.4.3. VIGAS

- Limpiar la armadura de la viga (tesa, no tesa o vainas) mediante arenado en seco, espátula o cepillos mecánicos de alambre.
- Aplicar un convertidor de óxido.
- Aplicar una de las siguientes técnicas de refuerzo, entre otros:
 - Planchuelas de acero o bandas de fibra de carbono pegadas con epoxy en la fibra inferior de la viga.
 - Postesado no adherente externo.
 - Encamisado con hormigón.

CAPITULO XI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES PARA TRABAJOS FUTUROS

11.1. CONCLUSIONES

A través de lo desarrollado a lo largo de esta tesis pueden enunciarse las siguientes conclusiones:

11.1.1. DEL ESTUDIO BIBLIOGRAFICO

- Ha podido comprobarse a través del estudio bibliográfico que la corrosión bajo tensión en estructuras de hormigón pretensado es el tipo de corrosión localizada más peligrosa por su pérdida de ductilidad, y consiguiente rotura frágil de la armadura.
- Hasta el momento, no existen métodos de detección no destructiva completamente eficientes.

11.1.2. DEL ESTUDIO EXPERIMENTAL

ENSAYO QUIMICO

- Los resultados obtenidos son los primeros de un ensayo de larga duración sobre aceros de pretensar de diámetro 7 mm. A pesar de que los datos medidos hasta este momento son relativamente escasos, se pudo estudiar la tendencia futura con que se irá degradando la sección de acero.
- Los datos obtenidos son los primeros de un ensayo de estas características ya que en la bibliografía sólo figuran ensayos sobre barras de acero no tesado.
- Extrapolando los valores a un año de duración, se obtuvo la reducción de sección en distintas condiciones de agresividad del medio.
- En base a estos resultados, se determinaron los períodos de inspección recomendables para evitar degradaciones que sean de difícil recuperación.

ENSAYO ELECTRICO

- Se estudió experimentalmente la variación de la resistencia eléctrica con la disminución del área de acero de pretensar.
- Se propone un método de detección, fundado en los resultados de este ensayo.
- Para evitar alteraciones de la medición de resistencia óhmica debido a la presencia del óxido de hierro que recubre la zona afectada por corrosión, se determinó experimentalmente que este óxido posee una resistencia óhmica mucho mayor a la del acero puro, por lo que el error inducido por esta causa es mínimo y no invalida el uso de este método.

ENSAYO ESTATICO DE CARGA

- Se obtuvieron gráficos carga – flechas que ilustran acabadamente la respuesta mecánica de estructuras atacadas por una reducción de sección de aceros en forma progresiva por efectos de la corrosión.
- En ellos se determina claramente cómo la viga pierde capacidad resistente y rigidez con la disminución de sección de acero.

- La reducción de la rigidez del elemento de hormigón pretensado en función de la disminución de sección útil de armadura resistente, será utilizada como método de detección del problema.

ENSAYO DINAMICO

- Se detectó y midió la reducción del valor de la frecuencia natural de la pieza estructural con la disminución de la sección de acero.
- Se correlacionó la variación de la rigidez de la viga en función de la disminución del valor de la frecuencia natural.
- A partir de estas importantes conclusiones, se propone otro método de detección del problema de corrosión.

11.1.3. DEL ESTUDIO NUMERICO

ENSAYO NUMERICO

- Las semejanzas obtenidas entre los resultados numéricos y los experimentales coinciden únicamente dentro del rango lineal. Esta semejanza es cualitativa y cuantitativa.
- Utilizando el programa de Elementos Finitos puede simularse el comportamiento mecánico degradado correspondiente al proceso de corrosión localizada en tendones de hormigón pretensado, en estadio I.
- Se centró el estudio del comportamiento de la pieza dentro del rango cuasi-elástico, debido a que es un objetivo de esta tesis obtener métodos para detectar precozmente el problema y reparar la estructura para mantenerla en servicio.

11.1.4. DE LA COMPARACION DE RESULTADOS

En este apartado se detallan las principales conclusiones obtenidas del ensayo de la viga de hormigón pretensado.

- De los resultados numéricos – experimentales, se infiere que el proceso de corrosión es posible de interpretar como una reducción localizada de sección, que produce pérdida de rigidez flexional en la pieza.
- De los resultados numéricos, se concluye que el Programa de Elementos Finitos, ABAQUS puede simular este proceso para el rango elástico.
- Las curvas comparativas de los resultados numéricos y experimentales, coinciden en el rango lineal, con tendencia a divergir en la etapa post-elástica. Esta zona puede mejorar su ajuste a través de una mejor modelación de los parámetros involucrados, que no es motivo de esta tesis.
- Se propone como método precoz de detección de la armadura remanente en vigas con corrosión en estructuras de puentes, al de la medición de la rigidez a través de un ensayo de carga y una correlación con una modelación numérica.

11.1.5. DE LOS METODOS DE DETECCION

- Se han propuesto tres métodos no destructivos de detección precoz del problema de corrosión. Resultan de fácil aplicación, requieren de poco instrumental y son accesibles económicamente.
- La utilización de estos métodos requiere de la medición de parámetros en al menos dos momentos de la vida de la estructura. Es de desear que la primera medición se realice durante la puesta en servicio, o al menos corresponder a un conjunto de parámetros iniciales que sirvan de referencia, a partir de los cuales se pueda graficar el comportamiento de la estructura estudiada en función del tiempo.

11.2. RECOMENDACIONES PARA TRABAJOS FUTUROS

A continuación se formulan algunas recomendaciones para trabajos futuros:

- Estudiar más profundamente los parámetros materiales de origen experimental que son incorporados a los modelos numéricos, ya que no lograron un ajuste adecuado de los resultados experimentales en el rango de post-fisuración.

- Obtener mayor información experimental para avalar o mejorar el modelo numérico utilizado.
- Seguir profundizando sobre los métodos de detección, para lograr que sean cada vez más confiables y eficientes. Para ello, se sugiere la implementación de pruebas de campo, sobre puentes completos, para evitar el efecto laboratorio de estudio sobre un solo espécimen (viga única).
- Desarrollar métodos de ubicación del sector atacado por la corrosión, una vez que se haya detectado su presencia, para facilitar su reparación.

REFERENCIAS

- PODOLNY WALTER JR.**, “Corrosion of Prestressing Steels and Its Mitigation”, Special Report, PCI Journal, Vol.37, N°5, September - October 1992, pp. 34-55.
- DURAR, RED TEMATICA XV. B, DURABILIDAD DE LA ARMADURA**, “Manual de Inspección, Evaluación y Diagnóstico de Corrosión en Estructuras de Hormigón Armado”, 2^{da} Edición / Julio 1998.
- ABAQUS / Standard**, Versión 5.7-3, 1997.
- CALAVERA RUIZ JOSÉ**, “Patología de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado”, INTEMAC Ediciones, Madrid 1995.
- CALAVERA RUIZ JOSÉ**, “Patología de Construcciones de Hormigón: Investigación, Diagnóstico y Reparaciones”, Noviembre 1998.
- M. NEVILLE & J. J. BROOKS**, “Concrete Technology”, Longman Singapore Publishers Pte Ltd, Reprinted 1991.
- J. C. SCULLY**, “The Fundamentals of Corrosion”, Pergamon Press, 3rd Edition, 1990.
- D. W. HOBBS**, “Alkali – Silica Reaction in Concrete”, Thomas Telford, London, 1988.
- GEOFFREY K. COOK & DR. A. J. HINKS**, “APPRAISING Building Defects: Perspectives on Stability and Hygrothermal Performance”, Longman Group (FE) Limited, 1992.
- M. D. KOTSOVOS & M. N. PAVLOVIC**, “Structural Concrete: Finite-element analysis for limit-state design”, Redwood Books, Trowbridge, Wiltshire, 1995.

NAAMAN A. E., "Prestressed Concrete Analysis and Design", McGraw-Hill Book Company, New York, 1982.

ACI COMMITTEE 222, "Corrosion of Metals in Concrete", Concrete International , American Concrete Institute, 1989.

DARIO CORONELLI, "Bond of Corroded Bars in Confined Concrete: Test Results and Mechanical Modelling", Studi Ricerche , Scuola di Specializzazione in Costruzione in C.A., Politecnico di Milano, Italia, 1997.

RASHEEDUZZAFAR, DAKHIL, BADER, KHAN, "Perfomance of Corrosion Resisting Steels in Chloride-Bearing Concrete", ACI Materials Journal, Technical Paper, V.89, N° 5, September-October 1992.

FRANGOPOL, FELLOW, ASCE, KAI-YUNG LIN, ESTES, "Reliability of Reinforced Concrete Girders under Corrosion Attack", Journal of Structural Engineering, March, 1997.

LAGOUDAS, ENTCHEV, TRIHARJANTO, "Modelling of Oxidation and its Effect on Crack Growth Resistance of Titanium Alloys", Damage Mechanics in Engineering Materials, 1998.

TOURNEY, P., BERKE, N., "Concrete International", 1993.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI), "Conferencia Internacional sobre Evaluación y Rehabilitación de Estructuras de Hormigón e Innovaciones en Diseño", Hong Kong, Diciembre 91.

FREEMAN, S. A., "Assesment of Structural Damage and Criteria for Repair". Proceed. Of the 3rd Vs/Japan Work Shop for Urban Earthquake hazard Reduction, Publication No 93-B, EERI, Oackland, California 1995.

KOTSOVOS M., "Structural Concrete design: An Appraisal of Safety". 11thHellenic Conf. On Concrete, Techn, Chamber of Greece, Corfu, 1994.

ALLEN, W, "Failures, Research and Feed-back. Proc. Conf. Building Defects", Kensigton, London, Febreuary 1989.

WALLBANK, E.J., "The perfomance of concrete bridges: a survey of 200 highway bridges HMSO", London, 1989 pp 96.

GRUPO ESPAÑOL DEL HORMIGÓN, “Encuesta sobre Patologías de Estructuras de Hormigón“, GEHO, Boletín 10, Madrid, 1992.

DAL MOLIN, D., ”Fissuras em Estruturas de Concreto Armado: Análise das Manifestações Típicas e Levantamento de Casos Ocorridos no Estado do Rio Grande do Sul”. Dissertação (Mestrado). Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1988.

PEREZ GUSTAVO ARIEL, “Estudio Teórico-Experimental de Anchos de Fisuras en Vigas Pretensadas bajo la Aplicación de Cargas Instantáneas y Repetitivas”, Tesis de Magister en Ingeniería Estructural, Universidad Nacional de Tucumán, Diciembre 1995.

GUTIERREZ SERGIO E., “Análisis Tiempo Dependiente de Deformación y Tensión en Secciones Parcialmente Pretensadas” , Tesis de Magister en Ingeniería Estructural, Universidad Nacional de Tucumán, Agosto 1994.

UNIDO/UNDP, “Repair and Strengthening of Historical Monuments and Buildings in Urban Nuclei, 6, Vienna, 1984.

PODOLNY, W., JR., “Corrosion Protection of Prestressing Steels”, Vol. 2, FIP-XIth International Congress on Prestressed Concrete, Hamburg, June 4-9, 1990, pp. T57-T61.

SZILARD,R., “Corrosion and Corrosion Protection of Tendons in Prestressed Concrete Bridges”, ACI Journal, Vol. 66, N°. 1, January 1969, pp. 42 - 59.

SCHUPACK, M., “A Survey of the Durability Performance of Post-Tensioning Tendons “, ACI Journal , Vol. 75, N°.10, October 1978. pp. 501-510.

SCHUPACK, M. , AND SUAREZ, M.G., “Some Recent Corrosion Embrittlement Failures of Prestressing Systems in the United States”, PCI JOURNAL, Vol. 27, N°. 2, March-April 1982, pp. 38-55.

PERENCHIO,W. FRACZEK, J., AND PFEIFER, D. W., NCHRP, Report 313: “Corrosion Protection of Prestressing Systems in Concrete Breidges”, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., February 1989, 25 pp.

FIP STATE- OF- THE ART REPORT, “Corrosion and corrosion protection of Prestressed Ground Anchorages”, Fédération Internationale de la Précontrainte, London, 1986, 28pp.

NOVOKSHCHENOV, V., “Salt Penetration and Corrosion in Prestressed Concrete Members”, Report N°. FHWA-RD-88-269, Office of Engineering and Highway Operations, Research and Development, Federal Highway Administration, D.C., November 1988, p.212.

MONFORE, G. E., AND VERBECK, G. J., “Corrosion of Prestressed Wire in Concrete”, ACI Journal, Vol. 57, N°. 5, November 1996, pp. 491-515.

FIP RECOMMENDATIONS, “Corrosion Protection of Unbonded Tendons”, Fédération Internationale de la Précontrainte, 1986, 6 pp.

FONTANA M. G., “Corrosion Engineering”, Third Edition, Mc Graw-Hill, Publishing Company, Chapter Three, 1967.

O’ REILLY V. A., “La Durabilidad del Hormigón; Su relación con la Compacidad y Porosidad de éste”, Editorial Micons, España, 1989.

BICZOCK I., “La Corrosión del Hormigón y su Prtección”, Editorial URMO, Bilbao, España, 1981.

LOPREZ W., GONZALEZ J. A., ANDRADE C., “Influence of Temperature on the Service Life of Rebar”, Cement and Concrete Research. Vol 23. 1993.

RODRIGUEZ J., ANDRADE C., “Análisis de las Condiciones de Fisuración en las Estructuras de Hormigón Armado y su Relación con la Probabilidad de Corrosión de las Armaduras”, Informes de la Construcciones, Vol 36, N° 366, 1984.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, Building Code Requirements for Reinforced Concret: ACI. Committee 318- ACI Manual of Concrete Practice, 1992.