

11FJ 4131
C

UNIVERSIDAD DE VALPARAISO
FACULTAD DE ARQUITECTURA
ESCUELA DE ARQUITECTURA

**“LA TECNOLOGIA DEL HORMIGON PRETENSADO
CON FINES ESTRUCTURALES Y
ARQUITECTONICOS”**

54430



Curso : 'Tema De Arquitectura'
Profesor Guía: Germán Fernández Gil
Alumna: Marissel Armijo Aro

Nota: 70

1998

Recibido de la Dirección de la Escuela de Arquitectura el día 13 OCT 1998

S
ARQVI
ARM
1998

C

MFN 4131

16 MAR 2001

UNIVERSIDAD DE VALPARAISO
FACULTAD DE ARQUITECTURA
ESCUELA DE ARQUITECTURA

**“LA TECNOLOGIA DEL HORMIGON PRETENSADO
CON FINES ESTRUCTURALES Y
ARQUITECTONICOS”**



Curso : ‘Tema De Arquitectura’
Profesor Guía: Germán Fernández Gil
Alumna: Marissel Armijo Aro

1998

A mi Capitán
y a su Señora Esposa
...mis padres

INDICE

CAPITULO 0

INTRODUCCION	001
--------------	-----

CAPITULO 1

EL HORMIGON PRETENSADO: ANTECEDENTES HISTORICOS

1.1. Historia del Hormigón Pretensado	004
1.1.1. Referencia histórica del Hormigón Armado	004
1.1.2. Origen del Hormigón Pretensado	006
1.1.3. Desarrollo del Hormigón Pretensado	008
1.1.3.1. En el mundo	008
1.1.3.2. En Chile	011
1.2. Documento histórico: “La idea francesa del precontrainte Revoluciona el Arte de Construir” Autor: Eugene Freyssinet	017
1.3. Síntesis Graficada	036

CAPITULO 2

EL HORMIGON PRETENSADO: IDEA Y PRINCIPIOS FUNDAMENTALES

2.1. La Idea del Hormigón Pretensado	037
2.1.1. Consideraciones sobre el Hormigón Armado	037
2.1.2. Idea del Hormigón Pretensado	040
2.2. Principios Fundamentales	048
2.2.1. Principios Tecnológicos	048
2.2.2. Principios Normativos	052
2.2.3. Principios Económicos	059
2.3. Síntesis: “Fundamentos del Hormigón Pretensado”	061

CAPITULO 3

EL HORMIGON PRETENSADO:
DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1. Los Materiales	062
3.1.1. El Hormigón	062
3.1.1.1. Características Mecánicas del Hormigón	064
3.1.1.2. El cemento	065
3.1.1.3. Los áridos	069
3.1.1.2.1. Los áridos naturales	072
3.1.1.2.2. Los áridos artificiales	072
3.1.1.4. Agua de amasado y curado	073
3.1.1.5. Los aditivos convencionales	076
3.1.1.6. Los superplastificantes	077
3.1.1.7. Curado del Hormigón Pretensado	079
3.1.2. Los Aceros	081
3.1.2.1. Características generales de los aceros	081
3.1.2.2. Función del acero en el Pretensado	087
3.1.2.3. Las Armaduras Pasivas	089
3.1.2.4. Las Armaduras Activas	092
3.2. Consideraciones para el Diseño Estructural	099
3.2.1. Criterios de Diseño	099
3.2.2. Comportamiento Plástico de las Estructuras en Hormigón Pretensado	103
3.2.2.1. Condiciones de Servicio de las Estructuras	103
3.2.2.1.1. La Flexión	103
3.2.2.1.2. Esfuerzos de Tracción	104
3.2.2.1.3. Esfuerzos de Compresión	106
3.2.2.2. Afecciones en las Estructuras	107
3.2.2.2.1. La Fatiga	107
3.2.2.2.1.1. La fatiga en el hormigón	108
3.2.2.2.1.2. La fatiga en los aceros de pretensado	109
3.2.2.2.2. Las Altas temperaturas	109
3.2.2.2.2.1. Efectos en el hormigón	112
3.2.2.2.2.2. Efectos en las armaduras de Pretensado	114
3.2.2.2.2.3. Resistencia al fuego de las estructuras	116
3.2.2.2.2.4. Medidas de Protección contra el fuego en H.P.	119
3.2.2.2.3. La Corrosión	120
3.2.2.2.3.1. Formas de corrosión	123

3.2.2.2.3.2.	La agresividad del ambiente	124
3.2.2.2.3.3.	Tendones sin adherencia	126
3.2.2.2.4.	Deformaciones diferidas	128
3.2.2.2.4.1.	Fluencia del hormigón y Relajación del acero	130
3.2.2.2.5.	Pérdidas de tensión	135
3.3.	Clases y Sistemas de Pretensado	139
3.3.1.	Clases de Pretensado	139
3.3.1.1.	Pretensado Total	139
3.3.1.2.	Pretensado Limitado	141
3.3.1.3.	Pretensado Parcial	143
3.3.2.	Sistemas de Pretensado	144
3.3.2.1.	Hormigón Pretensado con armadura pretesa	146
3.3.2.2.	Hormigón Pretensado con armadura postesa	149
3.3.2.2.1.	Con adherencia con el Hormigón	151
3.3.2.2.2.	Sin adherencia con el Hormigón	152
3.4.	Ventajas y Desventajas del Hormigón Pretensado	153
3.4.1.	Ventajas y Desventajas del Hormigón Pretensado con Armadura Pretesa	153
3.4.1.1.	Ventajas	153
3.4.1.2.	Desventajas	154
3.4.2.	Ventajas y Desventajas del Hormigón Pretensado con Armadura Postesa	155
3.4.2.1.	Ventajas	155
3.4.2.2.	Desventajas	155
3.5.	Principales Elementos Estructurales Pretensados	157
3.5.1.	Losa Hueca Pretensada	157
3.5.2.	Cubiertas Pretensada en dos 'T'	165
3.5.3.	Vigas Pretensadas	169
3.6.	Síntesis:	172
	“ El Hormigón Pretensado, en su sentido Tecnológico Estructural”	

CAPITULO 4

EL HORMIGON PRETENSADO: PROCESO CONSTRUCTIVO

4.1. Procesos de Fabricación del Hormigón Pretensado	173
4.1.1. Proceso de Fabricación: En Fábrica	173
4.1.1.1. Prefabricación de Elementos Pretensados	173
4.1.1.1.1. Bancos de Pretensado	173
4.1.1.1.2. Puesta en Obra del Hormigón: Dosificación, Hormigonado, Vibración y Curado.	177
4.1.1.1.3. Puesta en Tensión de las Armaduras	181
4.1.1.1.4. Etapas Finales: Destensado, Desmoldaje y Almacenamiento	183
4.1.1.2. Prefabricación de Elementos Postensados.	186
4.1.2. Proceso de Fabricación: “In Situ”	187
4.1.2.1. Puesta en Obra del Hormigón	188
4.1.2.2. Operación de Pretensado	188
4.1.2.3. Vigilancia de la obra	189
4.2. Maquinarias y Aparatos Empleados en la Técnica del Pretensado	190
4.2.1. Aparatos de Tesar	190
4.2.1.1. Aparatos Mecánicos	190
4.2.1.2. Aparatos Hidráulicos	191
4.2.2. Maquinarias Empleadas	193
4.2.2.1. Hormigoneras y Amasadoras	193
4.2.2.2. Vibradores	194
4.2.2.3. Anclajes y Empalmes de las armaduras de pretensar	194
4.2.2.3.1. Anclajes	195
4.2.2.3.2. Empalmes	197
4.3. Fábricas de Pretensado Chilenas Visitadas.	199
4.3.1. Losapret S.A.	199
4.3.1.1. Antecedentes de la Fábrica	199
4.3.1.2. Proceso de Fabricación Losa Hueca Pretensada	200
4.3.2. Pretesa S.A.	209
4.3.1.1. Antecedentes de la Fábrica	209
4.3.1.2. Proceso de Fabricación con Moldajes	210

CAPITULO 5

EL HORMIGON PRETENSADO: DISEÑO ARQUITECTONICO

5.1. Presentación Realizaciones Internacionales	215
5.1.1. Caso 1: ‘Construcciones de Naves y Edificios Industriales’	215
5.1.2. Caso 2: Edificio de Exposición para ‘Utande Suministros Técnicos’	225
5.1.3. Caso 3: ‘Cúpula del Edificio de la Central Nuclear de Asco’	232
5.2. Presentación de realizaciones Nacionales	246
5.2.1. Acerca de las principales Realizaciones en Hormigón Pretensado, en Chile.	246
5.2.2. Algunas realizaciones chilenas en Hormigón Pretensado	248
5.2.2.1. Caso 1: Edificio ‘Plaza Almagro’	248
5.2.2.2. Caso 2: ‘Mersan’, Mercado para Santiago.	253
5.3. Síntesis:	257
“Apropiación de la Tecnología del Pretensado en Arquitectura”	

CAPITULO 6

SINTESIS DE “LA TECNOLOGIA DEL HORMIGON PRETENDSADO CON FINES ESTRUCTURALES Y ARQUITECTONICOS”	258
--	-----

CAPITULO 7

PERSPECTIVAS ULTERIORES	259
BIBLIOGRAFIA	264

CAPITULO 0

INTRODUCCION

0. 0. INTRODUCCION

Todo escrito que no sólo recoge información, sino además la acto-dinamiza merece ser llamada Tesis, en especial cuando su devenir se muestra en seminarios o cursos heteromorfos tendientes a dejar “mnemos” con carácter de autoría.

Mostrar este devenir, acotar el tema y fijar parámetros son las instancias de fundamentos para proyectar con certeza en cualesquiera sea la especialidad del obrar humano.

Se trata aquí de los cursos ARQ 504, ARQ 505; ambos denominados Tema de Arquitectura e incluidos en la red curricular propia de la formación profesional del arquitecto, en la carrera de Arquitectura de la Universidad de Valparaíso.

De las alternativas respecto a temas seleccionados por especialidades al interior de la Arquitectura, se optó por la Construcción convencidos de que el encuentro con la Arquitectura no demanda ni origen ni comienzo único.

Hay un convencimiento de trilogía que a esta época le pertenece una tecnología otra que el Hormigón Armado, en la línea de los pétreos u hormigones. *La Población, la Economía y el Estándar de vida* reclaman tecnologías posibilitantes desde y para el ámbito de la Industrialización de la Construcción. *Por éstas razones - las más inmediatas y comprensivas - se elige el Hormigón Pretensado como objeto de investigación*. Constituyéndose de este modo, el objetivo final de ella más allá de la inmediatez de lo pragmático, *el cual consiste en solucionar el problema de calidad de vida en poblaciones de alta o baja densidad con justicia propia de las democracias emergentes.*

Identificado este fin último y adquirida conciencia de él como tensor e inspirador conviene exponer, *primero, cuáles sean los objetivos, el general y los específicos* de esta exposición a fin de generar exactas expectativas respecto de lo estudiado y, *segundo, cuál es el o los métodos usados, recomendados y plausibles*, para finalmente, todo lo obrado sea evaluado en su justa medida.

Excluimos de esta investigación, la modalidad Hormigón Pretensado con Armadura Postesa, conocido como Hormigón Postensado, en su aspecto Tecnológico; no sus principios, por tratarse también de Hormigón Pretensado. Al ser logrado este con un procedimiento muy particular -el postesa- se extiende el estudio más allá de nuestras expectativas. Sin embargo incluiremos algunos ejemplos prácticos de esta aplicación tecnológica, con la intención de, una vez asumido el principio mismo del pretensado, conceptualizar parámetros visibles de lo que es una y otra modalidad.

Decidimos no contemplar, en esta investigación, criterios ni de cálculo ni de pre-cálculo, por considerarlos una disciplina más propia, en este caso, a la Ingeniería.

Hemos planteado como objetivo general el iniciar un camino que sintetice teoría y praxis, para esta generación, en nuestro país. La mencionada síntesis debe contemplar los aspectos necesarios que la entidad Hormigón Pretensado le permite. Es esto un verdadero trabajo de análisis: descubrir la estructura general del texto; es descubrir la estructura como elemento, sus leyes, las del Hormigón Pretensado. Estructura que indicará el horizonte y las expectativas a quienes a través de él coexisten para la Arquitectura.

Como objetivos específicos se incluyen todos aquellos intrínsecos a la profesión y que dependen de la relación Arquitectura-Hormigón Pretensado, su Tecnología. Sin embargo, la extensa y casi no finita posibilidad de enunciarlos y la posibilidad real de esta ponencia, obliga a restringir y a discriminar respecto de ellos. Por lo anterior, esta investigación pretende:

1. Incrementar el conocimiento respecto del Hormigón Pretensado en la perspectiva del desarrollo personal en vistas de uno ulterior de carácter profesional.
2. Potenciar la información bibliográfica en la Biblioteca de la Escuela de Arquitectura de nuestra Universidad con la visión, del tema en cuestión, de una estudiante de Arquitectura.
3. Introducir en el lenguaje del arquitecto Métodos de estudios y de exposición objetivos.

4. Distinguir esencias entre Historia, Concepto, Tecnología, Fabricación y Arquitectura... del Hormigón Pretensado de modo que todos entiendan, de qué se habla.
5. Aprender conceptos, los de fundamento que, optimicen los criterios para el Diseño, Construcción, Estructura y Normativos del Hormigón Pretensado.

Respecto de los métodos usados, en esta investigación, somos categóricos en nombrar al método histórico, el cual consiste, siguiendo a Karl Popper, en averiguar lo que otros han dicho respecto de un determinado tema. Sin embargo, lo anterior no se puede desligar de la observación empírica; constituye ésta el segundo método usado en esta investigación.

La observación empírica, en la medida que el hombre las articula en razonamientos, inducciones y deducciones, reclama una estructura lógica que la funde, estructura que no puede ser distinta en consistencia a lo que conocemos como método científico. Es éste el tercer método empleado.

Empero, hablamos también de los métodos recomendados.

Por cierto, los tres mencionados lo están. Sin embargo, no nombramos, pues no usamos *in extenso* el método de contrastación de hipótesis o prácticas de ensayo. Ambos son constitutivos de la técnica científica, por lo tanto, parte del método científico. Lo recomendamos en la medida de avanzar en esta investigación de acuerdo a un mismo principio; el racional, que en rigor es el que responde a lo que llamamos método plausible. No son plausibles, por ejemplo, todos aquellos métodos irracionales; la mera intuición, si bien responde con precisión en el mundo animal respecto de la relación animal-estructuras soporte, en el caso humano sólo constituye un buen comienzo. Hay entonces que calcular, razonar y contrastar.

Finalmente, corresponde exponer y desarrollar esta tesis, que bien se deja llamar: **“La Tecnología del Hormigón Pretensado, con fines Estructurales y Arquitectónicos”**.

CAPITULO 1

EL HORMIGON PRETENSADO: ANTECEDENTES HISTORICOS

EL HORMIGON PRETENSADO: ANTECEDENTES HISTORICOS

1.1. HISTORIA DEL HORMIGON PRETENSADO

1.1.1. REFERENCIA HISTORICA AL HORMIGON ARMADO

Sólo podría hablar de Hormigón Armado desde la segunda mitad del siglo XIX, período el cual en Inglaterra se inventa el Cemento Portland, ingrediente esencial de un hormigón de calidad, un aglomerante con la particularidad de endurecer en el aire y en el agua. Antes de ello, por ejemplo, podría hablarse de una “piedra armada”.

En Roma, Coliseo siglo I - bloques unidos por tendones de hierro.

Las Iglesias góticas - para compensar arcos.

El Louvre siglo XVII y El Panteón siglo XVIII - hierro con sillería o mampostería

Posterior al descubrimiento del cemento portland, se desarrolla extensivamente la construcción con hormigón, incrementándose la Industria de piezas prefabricadas. En la búsqueda de evolucionar esta técnica se descubre que mediante la introducción de barras de acero a este material, se consigue una excelente resistencia; esta combinación es lo que conocemos como “Hormigón Armado”. Surgen las primeras obras de arquitectura:

Lambot - 1855, Exposición Universal de París: Barca de carcasa metálica recubierto por hormigón de cal hidráulica.

Coignet - 1861, Forjado de hormigón armado; armado con cadenas de hierro.

Monier - 1868, Versalles: Macetas y macetones, depósitos, losas. Patentó el sistema.

Sociedad Waiss-Freytag y otras - 1880, Alemania: Empieza a trabajar con hormigón armado

Hennebique - Finales de S-XIX: Comienza a construir con hormigón armado.

Coignet y Tedesco - Finales del S-XIX: Primeras teorías sobre el hormigón armado.

El primero en realizar la idea del Hormigón Armado fue el francés Lambot, al construir una barca de remos que combinaba cemento y acero. En este mismo año, se le otorga la primera patente sobre este método constructivo.

En el año 1868, el jardinero francés Monier, obtuvo la primera patente alemana sobre un **“Procedimiento para la producción de objetos de toda clase, mediante el recubrimiento con cemento de un esqueleto de hierro que corresponda a la forma del objeto y especialmente la fabricación de traviesas de ferrocarril según este procedimiento”**

Los derechos para la utilización de este procedimiento los adquirió en Alemania, la casa Gustav Freytag, más tarde casa Wayss y Freytag. Sociedad que se dedicó a **estudiar la idea de la colaboración entre el acero y el hormigón**, por medio de Ensayos e Investigaciones; ayudando al fomento y difusión de este nuevo método de construcción.

Köenen, Arquitecto de Estado, para sus estudios utilizó los ensayos de la casa Freytag, a partir de los cuales desarrolló las primeras “Prescripciones oficiales para la Construcción de Hormigón Armado”. Indicó que **‘en esta combinación racional de acero y hormigón; el acero trabaja a la tracción, mientras que el hormigón a la compresión’**.

Pasa el tiempo y los conocimientos sobre el hormigón armado se profundizan mediante continuos ensayos y cálculos detallados, existiendo ya en nuestro siglo, estudiosos clásicos del hormigón armado, como es el caso de Considère, Mesnager, Caquot, Freyssinet y L'Hermite.

Y formalizando la disciplina, se han creado asociaciones e instituciones como el CEB (Comité Européen International du Béton) en Europa, el ACI (American Concrete Institute) en América y en España, el Grupo Español del Hormigón, así como muchas otras por todo el mundo.

1.1.2. ORIGEN DEL HORMIGON PRETENSADO

La principal problemática que se advirtió presentaba el Hormigón Armado era: **“cómo evitar las fisuras en el hormigón, cuando un elemento de hormigón armado es expuesto a tracción”**.

Hacia fines del siglo pasado, el alemán Döehring, proponía algunos procedimientos para introducir tensiones en las armaduras del concreto, decía:

“Para evitar la formación de fisuras en el hormigón, el cuerpo elástico debe ser tesado previamente para exponerlo después, simultáneamente con el cuerpo no elástico, a la misma acción tractora; de modo que ambos cuerpos estén solicitados al mismo tiempo a una resistencia absoluta de casi la misma intensidad”.

Döehring, Alemania.

El sistema consistía en la fabricación de placas de materiales que se endurecen. Los alambres que han de ser introducidos en las placas, son colocados sobre poleas y fuertemente tesados desde sus extremos; una vez endurecido el hormigón se

cortan los alambres en los extremos. Todo esto con el objeto de poder someter estas piezas a mayores cargas sin peligro de agrietamiento.

La solución de pretensar el hormigón para evitar su fisuración (Considère, Bach), se llevó a la práctica sin resultados positivos, debido seguramente a la debilidad de sus fundamentos teóricos y a la escasa resistencia de los materiales disponibles, principalmente el acero, que después de un tiempo reducido el efecto del pretensado se perdía; lográndose como consecuencia, la obtención de un hormigón de resistencia insuficiente.

En 1907, casi olvidados los trabajos de Döering, otro técnico alemán, Köenen, retoma el problema en el sentido experimental y consigue fabricar con éxito algunas piezas de hormigón resistente al agrietamiento.

Hasta aquí, la idea puede considerarse como primaria y no ambiciona más que el deseo de sus promotores de “disminuir las grietas en la parte traccionada del hormigón”.

Sólo después de 1920, varias fábricas produjeron placas de hormigón con armadura pretensada y piezas de construcción de hormigón armado, en las cuales las armaduras tenían una resistencia más elevada y eran tensadas antes del hormigonado, hasta cerca de su límite de elasticidad.

Fue el francés, Eugene Freyssinet quien, realizando la síntesis de intuición y ciencia, propone su primer **análisis sobre el comportamiento estático de los elementos precomprimidos**. Los cambios observados en el fenómeno de tensión interna introducido por la aplicación de un esfuerzo permanente en las vigas, conducen rápidamente a la **elaboración de una teoría de la pre-compresión**.

Basado fundamentalmente en la convicción de que, **‘la concepción del Hormigón Precomprimido consiste en eliminar los esfuerzos de tracción y eventuales fisuras en el hormigón, introduciendo tensiones artificiales de compresión antes de ser sometido a una carga real, de modo tal que todos los esfuerzos queden limitados a una compresión’**.

El concepto de “precompresión”, Freyssinet lo define insistiendo en el empleo de materiales de alta calidad; da las líneas de la nueva técnica y realiza estudios y experiencias que aclararon el comportamiento plástico del hormigón con las armaduras pretensadas y sus deformaciones por contracción, **aconsejando la utilización de hormigones y aceros de alta resistencia.**

De este modo, Freyssinet abre el camino para la utilización de esta nueva tecnología, llamando la atención del mundo de la ingeniería y de la arquitectura sobre este material. En 1928 obtiene las primeras patentes y realiza también, junto a sus colaboradores, las primeras aplicaciones realmente prácticas.

1.1.3. DESARROLLO DEL HORMIGON PRETENSADO

1.1.3.1. EN EL MUNDO

A partir de 1930 la técnica empieza a utilizarse en Francia y Alemania, pero no se desarrolla hasta después de la segunda guerra mundial, extendiéndose por todo el mundo y compitiendo en obras de cierta envergadura con la estructura metálica.

Posterior a las investigaciones y realizaciones de Freyssinet, se suceden con ritmo acelerado valiosos aportes a la investigación y desarrollo del pretensado. En Francia Lossier, Lebellet y Guyon que es el autor de la obra más didáctica sobre este tema: “El Hormigón Pretensado”.

En Alemania, la tendencia a industrializar el material está representada principalmente por Hoyer quien en 1930, fabrica losetas de 2 cm. de espesor, armadas con alambres (cuerdas de piano) tensadas previamente.

Procede, también, el perfeccionamiento a grado industrial de los grandes bancos de tensar que permite la fabricación de piezas

en serie con una sola operación de tensado y destensado. Morsch, Dischinger y Finsterwalder, metodizan la aplicación del sistema a las estructuras especiales de puentes.

En el Laboratorio Federal de Zurich se realizan los primeros ensayos metódicos con la intención de establecer normas para el uso del pretensado.

En 1940, en Italia, Cestelli-Guidi, publica uno de los primeros textos dando el cálculo de secciones, cuando el desarrollo de esta tecnología abordaba la totalidad de los países europeos. Morandi, Rinaldi y otros ingenieros italianos, modifican y perfeccionan los sistemas de anclaje, persiguiendo fundamentalmente la industrialización del pretensado.

En 1942, en las obras de Nervi, el hormigón pretensado encuentra un amplio campo de aplicación en obras de arquitectura.

La Asociación Española Para el Pretensado es el embrión de una Asociación Internacional que en su momento agrupara a la casi totalidad de los países, celebrando congresos todos los años y promoviendo numerosas publicaciones.

Desde hace varios años el hormigón pretensado se está desarrollando en el mundo a una velocidad impresionante, esto por sus ventajas económicas y la sencillez de sus medios. Sin embargo, nuestro país marcha con retraso en este campo y el interés de las técnicas por el pretensado comienza a revelarse sólo hacia 1960, siendo el Ministerio de Obras Públicas y los Organismos de la Universidad de Chile las primeras entidades que han promovido realizaciones y estudios de esta nueva tecnología.

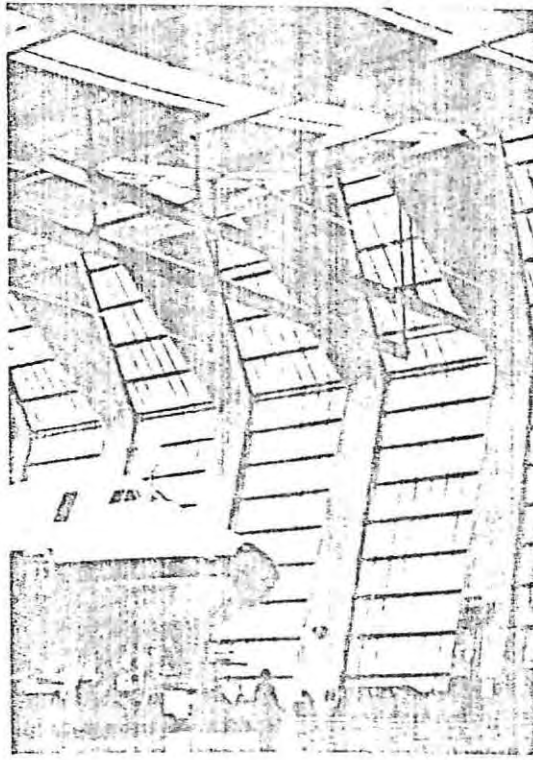


FIG. 1: VISTA INTERIOR DEL HANGAR DE
FRANKFUT (Altura Interior Mínima 25m.)

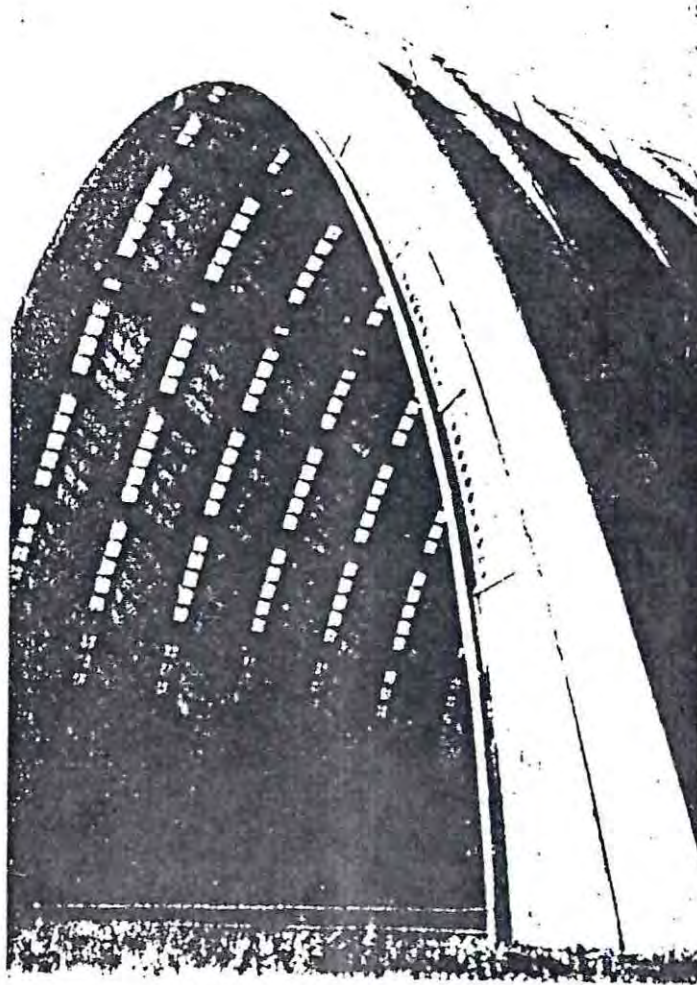


FIG. 2: ORLY, PUENTE Nº10, SOBRE
CARRETERA NACIONAL Nº7

1.1.3.2. EN CHILE

Fácil es constatar que la extensión del uso del hormigón armado en las actividades constructivas nacionales se ha verificado empíricamente, dejando numerosos asuntos técnicos sin resolver. Habitualmente, en la construcción chilena, se utiliza un esquema morfológico simplificado de este material, aprovechando a medias sus cualidades y confiando en su reconocida versatilidad para adaptarse a las condiciones desfavorables.

Las resistencias ordinarias alcanzadas, en obras fiscales importantes y en edificios particularmente controlados, no superan los 300 Kg/cm²., siendo poco habitual exigir resistencias mayores.

El material, así simplificado, tiene naturaleza incierta; puede ser muy resistente cuando la resistencia es innecesaria y puede ser débil allí donde debiera ser resistente.

Cabe preguntarnos si los defectos y limitaciones con que se elabora el hormigón en Chile representa riesgo para la estabilidad de las estructuras. Las observaciones realizadas post-terremotos y la ausencia de fracasos espectaculares, situación recurrente en edificios elevados construidos en otros países, como por ejemplo, Méjico en el terremoto de 1986. Son alentadoras para la consagración del uso del hormigón armado y validez de las Normas en nuestro país.

La ausencia de riesgo debe atribuirse a los altos coeficientes de seguridad utilizados en el cálculo; al exagerado concepto, en muchas ocasiones, de monolitismo estructural que domina a la casi totalidad de edificios y otras obras importantes y en gran parte, al criterio conservador aplicado por Arquitectos e Ingenieros en la estructuración y dimensionamiento de los edificios.

En efecto, Chile puede enorgullecerse de la estabilidad de sus construcciones, lo que en cierto modo se hace correspondiente con la reconocida solidez de algunas de sus instituciones pero, ¿podríamos estar igualmente orgullosos del ritmo con que se levantan nuestros edificios y del costo de sus estructuras?

Hacia 1960, correspondiendo al impulso estatal dado a las empresas privadas para interesarlas en el negocio de la construcción de viviendas, se observaría un cierto aumento de la mecanización de faenas.

La idea de explorar el Hormigón Pretensado en Chile, fue acogida con entusiasmo por la industria Inapreco. Sus personeros mantuvieron estrecho contacto con el Instituto de Edificación Experimental desde la fundación de la industria.

El arquitecto Juan Tapia Chuaqui, fue el forjador de esa industria y cuyo entusiasmo y capacidad de organización, contribuyó a dar paso en Chile al pretensado. Con su aporte en conocimientos y experiencia adquirida en el extranjero, se trazaron las primeras líneas de una industria para la fabricación de elementos pretensados (1).

La primera aplicación del hormigón pretensado, en Chile, comenzaría en el año 1952, con la construcción del Puente Canal de Loncomilla cerca de Linares, diseñado por la firma Freyssinet, que empleó un sistema de cables en vainas de papel tratado con asfalto como protector de la corrosión. Casi simultáneamente, tres industrias se arriesgarían a invertir capitales en el equipo ultra-especializado para tensar. Posteriormente, la construcción del puente carretero sobre el río Linares en San Javier, ejecutado con igual sistema (2). Aquí comienza, el desarrollo de esta nueva tecnología en nuestro país.

“Nadie se negaba a escuchar las cualidades del pretensado; se admiraban las flamantes muestras de viguetas y bovedillas. Los arquitectos eran atraídos por la elegancia y pulcritud de las formas, pero ninguno se decidía a utilizarlas.”

O. Depetris, Revista ‘Técnica y Creación’ 1965.

-
- (1) En el 1960 se formó la Sociedad Inapreco ,Industria Nacional de Pretensado y Construcción.
 - (2) Todas estas obras fueron ejecutadas en el país por el Departamento de Riego del M.D.P. con la asesoría de la Sociedad Para la Utilización del Precomprimido de Paris. Estas asesorías técnicas facilitaron además, la formación y adiestramiento de personas a las cuales en cursos demostrativos se les puso al tanto de los aspectos más importantes. Este tipo de transmisión tecnológica, tuvo un innegable valor de promoción y de avance tecnológico al alentar el uso del pretensado, presentándolo bajo su aspecto más sencillo.

En los inicios del Pretensado en Chile, el desconocimiento de la naturaleza del material era total, se dudaba de la adherencia entre el acero y el hormigón; se dudaba de los conos de anclaje. Como siempre el factor determinante fue el costo.

Anecdóticamente, cuando fueron aceptados los primeros 100 m2 de entepiso y el constructor pudo comparar su costo definitivo con el de la losa convencional, el camino del pretensado quedó abierto en Chile.

La industrialización, aproximadamente la década del 60, sería posible gracias a los avances tecnológicos materializados en infraestructura de punta - maquinarias y herramientas sofisticadas; y plantas de fabricación de hormigón - que han contribuido a mejorar las condiciones internas del trabajo en las obras, consecuentemente también los plazos de ejecución. Debe, en tanto, reconocerse que estos cambios se aplicarían a las formas convencionales de construcción, no representando aporte alguno para la innovación de métodos o sistemas.

Ya en la primera mitad de la década del 60 se alzarían las grandes vigas de 26 metros de los talleres Sumar construidas por Depetris; se terminaría el nuevo puente sobre el río Maipo, en Tejas Verdes proyectado por el Ministerio de Obras Públicas; comenzarían a circular los camiones cargados con las viguetas de Inapreco, cuya sigla sería denominativa de un sistema. Los Arquitectos comenzarían a interesarse por la idea del pretensado. Hacia 1964, se perfilarían las nuevas líneas de dos grandes edificios: el de la Sede de las Naciones Unidas, Arqto. E. Duhart y la gigantesca Planta de Tejidos SAID S.A., Arqto. R. Carvallo (FIG.3 y FIG.4).

Si se considera que profesionales deberán proyectar y ejecutar obras viales de trascendencia en el país, en condiciones climáticas que transitan entre, la aridez de la Zona Norte, hasta las más duras condiciones de la Zona Sur Extrema; el tema de las características de aceros y cementos, unido a los problemas tecnológicos inherentes a la práctica del hormigón pretensado, cobra especial importancia la “adopción de una norma en Chile”.

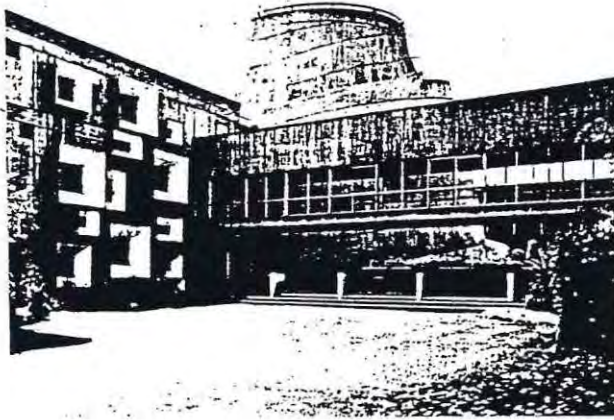


FIG. 3: EDIFICIO SEDE DE LAS NACIONES UNIDAS
ARQUITECTO E. DUHART



FIG. 4: PLANTA DE TEJIDOS SAID S.A.
ARQUITECTO R. CARVALLO

El Hormigón, tan simple a primera vista, es el más complejo e incierto de los materiales. Cuando en una obra se vierten 100 m³. de hormigón, jamás se sabe si su composición y resistencia son uniformes, lo que no tiene gran importancia si se piensa que la estructura de esa obra es solidaria entre todas sus partes. Pero al fabricar viguetas individuales, cada una de ellas debe poseer la misma resistencia y propiedades físicas porque justamente es una individualidad.

El campo de los productos pretensados es casi ilimitado, considerando la necesidad urgente de la prefabricación de viviendas; resulta ser este material capaz de proporcionar desde la fundación a la techumbre. Sin importar el diseño de vivienda prefabricada de complejidad o no; importa que se fabrique el máximo de elementos siempre en un plan industrial, coordinado, que contemple la posibilidad de producción de viviendas en serie. Allí donde se requiere de un material que se adapta a cualquier forma, duro y resistente, de duración indefinida, inerte al agua, a los ácidos, a los álcalis y a los cambios de temperatura.

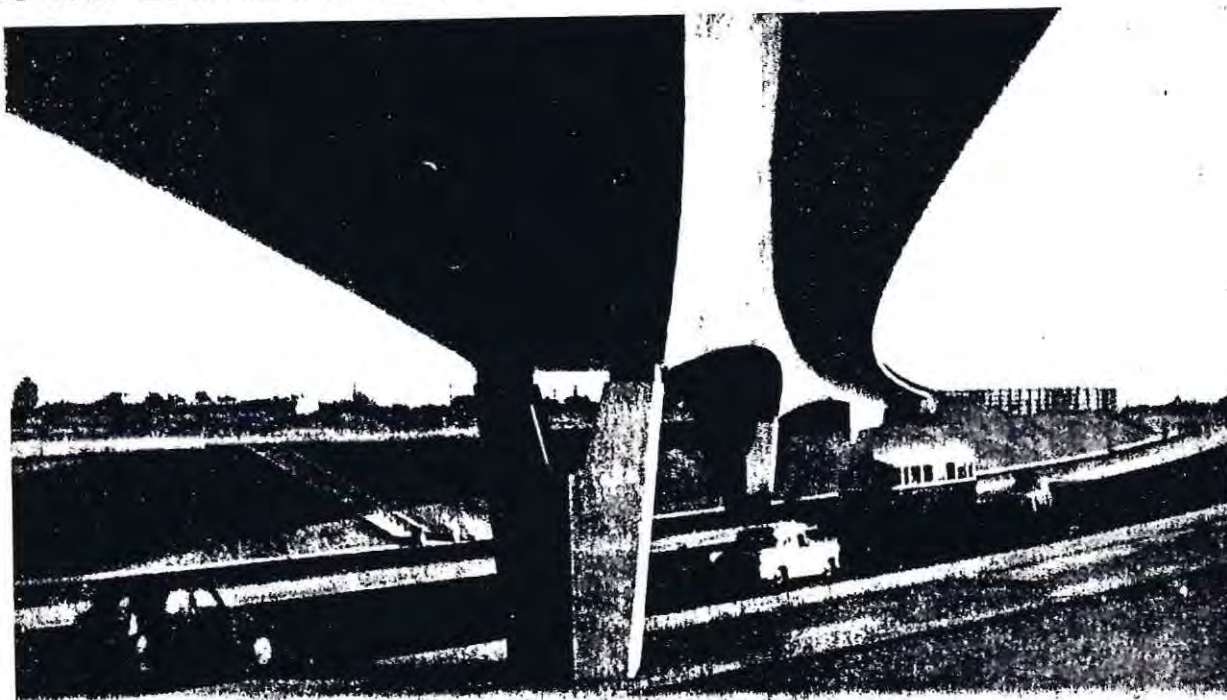
Sin embargo, hasta casi 1980, los conceptos constructivos permanecerían estacionarios. La evolución de la Arquitectura en términos de diseño 'no ha conseguido trascender las raíces de ella misma', pues no implicarían cambios substanciales en el concepto estructural ni en los materiales. En efecto, aunque de la fachada de hormigón perforada se pasaría a la de vidrio o muro cortina; o aunque los muros retrocedan hacia el corazón del edificio liberando la fachada, en concreto, la idea estructural no habría sido conmovida y el material que le dio origen, el hormigón armado, permanecería idéntico a sí mismo.

Hoy nos incorporamos a las realizaciones en hormigón pretensado en una etapa ventajosa de su desarrollo mundial. La idea, soportando las pruebas más rigurosas, ha generado ya un procedimiento con categoría de clásico, cual es la aplicación del pretensado con alambres y cables anclados al hormigón. Se ha alcanzado en esta etapa, una rigurosa precisión en el cálculo de secciones pre-tensadas y post-tensadas y los métodos de taller y de obra pueden ser dominados en corto plazo por Profesionales idóneos. Países europeos ofrecen compactos equipos para tensar alambres de acero de alta resistencia y los accesorios para los anclajes mecánicos.

El obligado mejoramiento de la calidad del hormigón y del acero utilizados en el pretensado, su riguroso control industrial, la limpieza de la forma de los moldes, la compactación mecánica y la ausencia de grietas del nuevo material le confieren un nuevo aspecto externo. Tiene más semejanza con los metales fundidos que con el hormigón clásico y consecuentemente a su mayor resistencia, las formas estructurales son más finas y flexibles.

La resistencia por rechazo o reacción de inercia que supone grandes masas inmóviles que absorban la acción sísmica, sería reemplazada por la estructura que se dobla al embate de las fuerzas. Si este concepto parecía, hasta hace algunas décadas, revolucionario, hoy no lo es tanto. Los Arquitectos, en la actualidad, deben aprender de este material y encontrar sus legítimas formas de expresión.

1.2. DOCUMENTO HISTORICO:
"LA IDEA FRANCESA DEL PRECONTRAINT
REVOLUCIONA EL ARTE DE CONSTRUIR"
AUTOR: EUGENE FREYSSINET



1.- Orly. puente Nº 10 en hormigón precompri-
 mido. sobre la carretera nacional Nº 7. Foto
 L'Architecture D'Aujoard' hui. Octubre 1963.

1

**LA IDEA FRANCESA DEL
 PRECONTRAINT REVOLUCIONA
 EL ARTE DE CONSTRUIR**

E. FREYSSINET

Aparecido en: TRAVAUX Nº 273. Julio 1957

Traducción de: LIBERATO AEDO L.

En un artículo de Travaux, de Enero de 1933, introduje la palabra *précontrainte*, para designar las fuerzas obtenidas por la tensión de hilos de acero duro, con las que contrarrestaba las tracciones desarrolladas por las cargas, en construcciones de hormigón, denominadas *Précontraintes*, a fin de evitar con ello las consecuencias de los alargamientos bajo carga de las armaduras clásicas.

No tardé en darme cuenta de que, en muchos otros casos, el constructor podría transformar ventajosamente el estado físico-mecánico de sus sistemas, por la creación de cam-

pos de tensiones, acompañadas de deformaciones. Realicé en Argelia, en Francia, importantes aplicaciones de estas ideas para las cuales creé los medios adecuados a las circunstancias.

Desde hace varios años el hormigón pretensado se está desarrollando en el mundo a una velocidad impresionante, en razón de sus ventajas económicas y de la sencillez de sus medios, y una abundante literatura lo ha convertido en clásico.

A pesar de las ventajas, todavía mayores que las del concreto pretensado clásico, habrá que esperar más

tiempo la vulgarización del *précontrainte generalizado*, que resulta de una ejecución menos fácil.

Pero, desde el presente, gracias al ejemplo dado por nuestro país, los constructores de todo el mundo saben que una modificación artificial de los estados físico-mecánicos de las construcciones, puede llegar a ser, con el mismo derecho que su definición material, un dato cuya introducción en algunos proyectos, puede convertir en fácil la solución de problemas, sin ella, insolubles.

Tal transformación de su arte, apenas esbozada, suscita una curiosidad que no está limitada sólo a los constructores. Estas páginas tienen por objeto satisfacerla tan plenamente como sea posible; al mismo tiempo me esforzaré en denunciar y combatir ideas que estimo perjudiciales para el progreso de otras, a las cuales he dedicado toda mi vida.

El précontrainte antes de 1933

Definido como fuerzas que, por su aplicación a una estructura frente a las que tiendan a destruirla, asegurándole su permanencia, los pretensados han tenido, desde siempre, un papel esencial.

En efecto, ellos constituyen el único medio concebible de reunir varios bloques en un grupo que posee las propiedades de un bloque único.

Es por precompresiones, debidas a la gravedad, que un muro resiste los esfuerzos que tienden a derribarlo. Por iguales razones la permanencia de las acumulaciones realizadas por la naturaleza o por el hombre, está asegurada.

Pero las *précontraintes* debido a la gravitación no pueden realizar los conjuntos móviles, sin los cuales ninguna cosa útil existiría; y la civilización no ha podido nacer más que el día en que un ser que, por tal camino, llegó a ser hombre, inventó la obtención de pretensados, merced a las reacciones elásticas de cuerpos violentamente solicitados.

Gracias a ligamentos fuertemente apretados, que los hacen solidarios, una piedra y un palo se convierten

en un hacha o un martillo. Toda obra del hombre, sólo existe en virtud de reacciones elásticas, obtenidas por pernos, cuñas, tarugos, remaches o zunchos. Su utilización es un reflejo normal del artesano.

Nacimiento del hormigón pretensado

Tal vez será porque heredé los reflejos de una raza de artesanos que, desde que me encontré en presencia de la dificultad mayor del hormigón armado (la imposibilidad del concreto de seguir, sin ruptura, el alargamiento del acero), empecé a pensar en sustituir, en el uso de las armaduras, una compensación a las tracciones, debidas a las cargas, por compresiones provocadas por hilos de acero, tendidos entre puntos del concreto ubicados fuera de la zona sometida a tracciones. Era la idea del concreto pretensado.

En 1907 pude hacer de ella, en Moulins, una primera aplicación, gracias a Francisco Mercier, gran empresario de Obras Públicas, cuya generosa amistad aceptó construir una bóveda de ensayo de 50 m. de luz y 2 m. de flecha, en principio destinada a estudiar el decimbramiento de las bóvedas mediante gatos, de una serie de grandes puentes sobre el Allier. Era necesario hacer también lo menos variable posible la distancia entre ambos estribos de esta bóveda.

Vací entre ellos un prisma de hormigón y comprimí el todo tendiendo alambres trefilados de 9 mm. ubicados por grupos en los alvéolos, estirados a 75 k./mm². y fijados por pares hacia atrás en los estribos. Hacían, en total 2.500 t.

Entonces creía yo, como todo el mundo, que el hormigón obedecía a las reglas admitidas por la circular de 1906.

La observación de los movimientos del arco de ensayo, comenzada en 1909, me reveló la extraordinaria complejidad de las deformaciones del concreto y la existencia de deformaciones diferidas, demasiado importantes para crear serias dudas acerca de la permanencia de las compresiones

2.— Eugene Freyssinet. 1879-1962.



2

en el hormigón. De ahí la necesidad de experiencias de larga duración, detenidas por la guerra de 1914. Estas seguían su curso, cuando, el 31 de Julio de ese año debí abandonar en 24 horas mi material y mis archivos, que se perdieron a causa de que el terreno de mis ensayos, en mi ausencia, hubo de sufrir una ocupación militar.

No pude reiniciar esos ensayos más que a principios de 1926; continuados hasta 1928, me dieron la certeza de que, mediante el empleo de aceros duros y de concretos compactos, las deformaciones diferidas no serían de temer.

Decidí entonces, consagrar todos mis esfuerzos al desarrollo de construcciones *précontraintes*. Asociándome con una filial de las grandes redes de distribución eléctrica, establecí en Bezons, en una central fuera de servicio, una usina-laboratorio lo suficientemente provista de material, para estudiar después la formación de una cadena de producción de postes *précontraintes*, cuya longitud alcanzaba hasta 16 m. Montada en Montargis, en una usina existente, fue puesta en marcha en 1933.

Empleaba hilos mecánicos duros, sometidos, por estiramientos sucesivos, mediante una máquina automática, a una tracción de 90 kg/mm². Las restablecía a su normalidad y las reestiraba a la misma tensión, límite de elasticidad.

La instalación comprendía máquinas semi-automáticas, cuyas funciones eran las siguientes: instalar en medios moldes, aceros tensados a 80 kg/mm², controlados por romanas; agrupar los medios moldes de dos en dos; llenar los medios moldes con concreto Portland; airearlos. Se ob-

tenía un llenado perfecto gracias a la alternancia entre las presiones y depresiones combinada con una vibración intensa. El secado se obtenía bajo una presión interior de 16 kg/cm². Una estufa de vapor aseguraba un calentamiento de 95 a 100° durante una media hora, temperatura que podía ser soportada por nuestros concretos, en razón de su muy alta compacidad.

Después del enfriamiento parcial, se desmoldaba y, a pesar de los *précontraintes* del hormigón, que sobrepasaba, a veces, 350 kg/cm², nunca hubo incidentes en el desmoldaje.

Aunque los pesos del acero y del hormigón fueron reducidos más de la mitad, las deformaciones de mis postes fueron reducidos en un 40% de las antiguas y soportaban indefinidamente esfuerzos alternados que en pocos minutos destruían los postes clásicos. A despecho de sus cualidades extraordinarias y de una magnífica presentación, no pudimos obtener sino pedidos insignificantes.

Para las series que habrían, por sí solas, permitido una fabricación remunerativa, nuestros clientes exigían referencias de duración. No pudiendo vender estos productos, debimos detener la cadena y vender la maquinaria como fierro viejo. Después de 4 años de los más duros esfuerzos, me encontré arruinado. Sólo un milagro podría salvarme con mi obra.

El milagro se produjo. Fue el salvamento de la estación marítima de El Havre.

Imaginad una construcción dos veces más larga y más ancha que el mayor paquebot. Se la había edificado

11



sobre enormes soportes de concreto armado que descansaban sobre pilotes plantados en un antiguo terraplén de diez metros de espesor. Pero ese terraplén reposaba sobre 20 m. de fango que, bajo su peso disminuía lentamente de volumen. Después de casi terminada la obra gruesa, a mediados de 1933 aparecieron hundimientos. Diferentes según los apoyos, sobrepasaban a menudo los 25 cm. a principios de 1934, y crecían linealmente; enormes fisuras, de día en día mayores, cortaban muros y vigas. Todos los remedios ensayados resultaban ineficaces o perjudiciales. La construcción parecía abocada a un naufragio cercano.

Presenté entonces un proyecto de restauración aceptado sin correcciones del cual, he aquí sus líneas principales.

Formé, gracias a précontraintes de 1.000 t., ligando las antiguas fundaciones con otras nuevas, elementos rígidos de gran longitud, los que, al uniformar los hundimientos, retardaron los más rápidos. En seguida implanté en pozos trabajados en el nuevo concreto, con gatas, solidarizados con los pilotes existentes mediante collares hidráulicos móviles, capaces de presiones de 320 toneladas, grandes pilotes huecos, cilíndricos. Estos se rellenaron entre el nivel del agua y bajo el primer piso por sectores vibrados y comprimidos a 20 kg/cm², ligados a los precedentes por un précontrainte y endurecido a vapor mientras se estaban instalando los primeros.

El éxito de este plan suponía que antes de la catástrofe temida, yo llegaría a concebir, a perfeccionar y realizar una buena decena de técnicas enteramente nuevas.

Para ello disponía de mi usina de Bezons y de un admirable personal, cuya fe era igual a la mía. Durante los primeros meses de 1934, todos habíamos dormido muy poco. Pero en Agosto, plantados los primeros pilotes, se detuvieron en seco los hundimientos más dañinos y, a corto plazo, todo riesgo de accidente había desaparecido.

Habíamos ganado una batalla en la cual la importancia, desde el punto de vista de la historia del *précontrainte*, iba a ser capital.

Si en Enero de 1934 hubiera yo retrocedido entre los riesgos de una empresa temeraria, el pretensado estaría hoy día, más o menos en el mismo estado que en 1933. Desde muy largo tiempo atrás se buscaba ya la posibilidad de utilizarlo. En 1928 M. Coyne, entonces Ingeniero de Puentes y Calzadas en Brest, a quien yo daba parte de mi primera patente concerniente a la idea del *précontrainte*, me dijo que en tiempos lejanos, cuando él servía en el Finistère, M. Considère había construido un muro de malecón, formado de bloques de granito precomprimidos verticalmente por barras de fierro selladas en la roca de fundación y fuertemente tendidas con la ayuda de tuercas y que él había considerado utilizar el mismo sistema para mejorar la estabilidad de las represas que proyectaba.

Desde que el concreto armado estuvo a la orden del día la idea de tensar las armaduras para retardar la producción de fisuras, sedujo a muchos espíritus, notoriamente a: Considère, Bach, Rabut, Koenan. Después de muchos ensayos, comenzados en 1907, declara éste, en el preámbulo de una patente, que sus ensayos probaban la imposibilidad de mejorar durablemente el hormigón armado, por tensión de las armaduras.

Muchos otros inventores continuaron, sin resultados valederos, tensando aceros en el concreto. Sus fracasos no se explican, sino por la ausencia de una idea directriz. El caso del alemán Hoyer es muy instructivo a este respecto.

Alrededor de 1925, Hoyer tuvo la idea de armar, con varillas estiradas, vigas y planchas en concreto. Pero sus ensayos, hechos preferentemente para la ciudad de Magdeburgo, fueron tan poco convincentes, que abandonó su idea y se abstuvo de hacer los gastos que demandaría obtener una patente.

Mucho tiempo después, conocidos mis éxitos, por las publicaciones he-

chas en Alemania por mis concesionarios, él reinició sus ensayos y, guiado por mis ideas, obtuvo, de inmediato, resultados satisfactorios. Maldiciendo su falta de tenacidad, solicitó patentes, las que los jueces alemanes denegaron, en plena guerra, reconociendo mis derechos anteriores, lo que no le impidió, bajo el amparo de la Wehrmacht, poco respetuosa de consideraciones jurídicas, de inundar la Europa ocupada, de vigas pretensadas. Pero volvamos a 1934.

¿Cómo había progresado la idea del précontrainte desde el muro de Considère, de medio siglo atrás? Sólo existían mis postes que nadie aceptaba y que pronto quedarían olvidados.

Después de El Havre, la situación cambió totalmente.

En efecto, de una visita a mi taller, M. Adme Campenon se impresionó de tal manera que desde ese momento hizo de la empresa Campenon Bernard la Promotora del pretensado, la empresa piloto que en todos los dominios de su aplicación allanaría el terreno, resolvería los problemas de ejecución y se mantendría a la cabeza del progreso. Los Ingenieros del Gobierno de Argelia, los de la Marina Nacional, los del Servicio de Caminos, encuentran en el Havre la información indiscutible que va a permitirles hacer aceptar el empleo del précontrainte para los trabajos públicos de la mayor importancia. Las grandes realizaciones comienzan sin demoras, a un ritmo impresionante.

En Argelia, Campenon Bernard ejecuta bajo la dirección de los servicios del Gobierno General, la vasta red de canalización de Oued Fodda, más de 50 km., con diámetros que alcanzan hasta 1,50 m. y presión de ensayo de 18 kg/cm². Seguirán extensiones numerosas en Africa del Norte; una presa de captación de agua en el Oued Fodda, en la cual, radiers, machones, compuertas, puertas y pedestales son pretensados. Centrales hidroeléctricas con canalización de gran diámetro y alta presión, marcos de reparto, torres de equilibrio, puentes, postes eléctricos por decenas de millares. Incluso el levantamiento de 7 m. sobre el nivel

del agua de la represa de Beni-Badhel en el Tafna, que así resultó una de las más importantes en Africa del Norte.

En Francia, Campenon Bernard ejecuta, en Brest, enormes trabajos para la Marina Nacional con el apoyo de Ingenieros de trabajos marítimos; un gran número de cajones de fundación, algunos de los cuales sobrepasan las 5.000 T., para malecones, muelles y elementos de construcciones de carenas. Su éxito hizo del précontrainte un procedimiento clásico de ejecución para las grandes obras marítimas.

En 1939 introduje los cables con revestimiento plástico o metálico y medios de anclaje, caballetes y conos que, al simplificar y suavizar la ejecución del concreto pretensado, favorecían considerablemente su difusión. Mientras Campenon Bernard aprovecha esta idea en Francia y Argelia, Mantner en Alemania se había convertido en el campeón de *précontrainte*, antes de ser forzado él mismo (*contraint*), por los nazis a huir a Inglaterra. Lo introduje en el Imperio Británico, lo que permitió la construcción, en plena guerra, de dos grandes hangares de aviación de hormigón pretensado, en Karachi. Yo había realizado prensas hidráulicas: al comienzo de la guerra M. Cagnot me pidió para la aviación, una prensa hidráulica de 40.000 t. cuya ejecución fue solamente suspendida a causa de la conflagración.

Durante la guerra, los Aliados tomaron mis patentes, pero casi no las utilizaron. En Alemania mi concesionario de preguerra, la Wayss und Freytag, construyó algunos puentes; Hoyer hizo las vigas de que hablé más atrás; Sainrapt y Brice hicieron con la Stup dos viaductos y una pasarela industrial; Magnell ejecutó dos puentes ferroviarios en Bruselas. Con Campenon Bernard inicié el puente de Luzancy; interrumpido en 1941 por la ocupación, ese puente fue continuado en 1946. La "Stup" nació en 1943 de un exceso de optimismo, mientras duraban las hostilidades.

Pasada la guerra, se descombran y reparan antiguas construcciones. Las condiciones se mantienen muy desfavorables por varios años para el pro-

greso de una técnica nueva. Sin embargo, en Orleans Campeon Bernard hace vigas de pisos, consolidaciones de machones de puentes, un gran depósito municipal, el primer depósito en concreto rigurosamente estanco y termina el puente de Luzancy.

Después de la ejecución de este puente, empezado, como ya se dijo en 1941 y continuado después de la liberación, el concreto pretensado adquiere en Francia un interés suficiente para que pueda nacer la Asociación Científica del Précontrainte (A.S.P.). Pronto nacerán en el extranjero otras asociaciones más y más numerosas. En 1949, las primeras jornadas del précontrainte, organizadas por la A.S.P., reúnen 500 adherentes, de los cuales 225 son extranjeros.

En 1950 nuestros visitantes extranjeros, más numerosos todavía, ven el taller de las galerías cubiertas de Ranan, pilotes, postes, muros de sostén y lozas de caminos, todo en elementos précontraintes prefabricados que cubren más de una hectárea, y un gran puente sobre el Sena, según un proyecto de M. Henry Lossier.

Actualmente se puede resumir como sigue la situación del concreto précontrainte:

FRANCIA.—El número de empresas que han construido en hormigón armado, bajo licencia "Stup", sobrepasa la centena. Más de 300 puentes se han ejecutado, de los cuales una treintena en el solo departamento del Norte y del Paso de Calais, bajo el impulso del Ingeniero Jefe, Dumas.

Entre las obras más recientes citamos el puente De l'attre de Tassigny en Lyon; el puente de los Recoletos en Tolosa; las rampas de acceso al puente de Tancarville. El précontrainte juega un papel muy importante en los apoyos de las pilas principales y en los refuerzos.

Las aplicaciones del précontrainte a las construcciones industriales, a los depósitos, a los trabajos portuarios se multiplican. Diez usinas fabrican viguetas en concreto y en cerámica précontrainte para la edificación y otras cinco están en construcción.

ALEMANIA.—En este país mis ideas sobre el précontrainte habían encontrado desde 1930, un defensor adicto en la persona del Dr. Mautner, Director de la Wayss und Freytag. Construyó sobre mis planes, una maquette al 1/3 de una viga de 60 m., repetida en Stugar; estas maquettes han sido sometidas a ensayos de carga, muy completas, con estudio de las deformaciones locales, publicados por el Dr. Morsch.

Apresado por los nazis, Mautner llegó a refugiarse en Inglaterra. La Wayss und Freytag hizo en una serie de numerosas obras, puentes, construcciones industriales y estadios.

La sociedad Dickerhoff et Wiedmann, animada por el Dr. Finsterwalder utiliza barras con resaltes, con notable éxito, para el célebre puente de Warms.

El Dr. Leamhardt, por un procedimiento inspirado por el de las grandes vigas del Havre, construyó un gran número de puentes.

INGLATERRA.—Una sociedad de explotación, creada por el Dr. Mautner, realiza hangares de aviación notables, en plena guerra, en Karachi; más tarde en Londres, además numerosos puentes y edificios.

BELGICA.—El Dr. Magnell, adicto a mis ideas desde 1938 termina, tan pronto como concluye la guerra, dos puentes de ferrocarril en Bruselas. Diversos constructores han realizado buenos puentes, hangares, usinas, etc.

HOLANDA.—Es de todos los países, el que tiene la proporción más fuerte entre las obras de concreto précontrainte. Los holandeses han realizado, entre otras construcciones, importantes cubiertas delgadas de formas variadas, depósitos y puentes notables.

Los países nórdicos, Dinamarca, Noruega, Suecia, siguen el ejemplo de Holanda. Citemos, en particular, numerosas construcciones circulares (depósitos, silos para azúcar, etc.).

ESTADOS UNIDOS.—Los Estados Unidos llegaron tarde al précontrain-

te. Es todavía el único país en donde no se ha podido obtener hilos de acero, en rollos de gran diámetro lo que, en un país de mano de obra cara, resulta una pesada desventaja. Allí se usan mucho, los alambres adherentes. A mi juicio, más de lo debido. Para el puente de Pontchartrain, propuse una solución con cables que habría permitido una apreciable economía; nunca he podido comprender las razones que hicieron descartarla.

CANADA - MEXICO.—El Canadá construye numerosos puentes y México parece iniciar un buen comienzo con puentes y una usina de viguetas prefabricadas.

BRASIL.—Mi amigo Etéve de Campenon, muerto durante una misión de estudios, alcanzó a promover la construcción de puentes de consideración (Gabión en Río de Janeiro, Joazeiro); trabajos marítimos de importancia (Recife); una inmensa presa en el suelo basáltico de Ernestina.

Los puentes del Camino de Caracas en Venezuela, son célebres. La calzada sobre los arcos es totalmente prefabricada. Se construye actualmente un gran puente en Uruguay. (Mercedes).

En Africa, fuera de las obras considerables construidas por Campenon Bernard en Africa del Norte, presas, puentes, cañerías, centrales, hay que citar el enorme puente sobre el Wauri en Doivala (Camerun) y en Unión Sud-Africana el Ellis, Brown Viaduct, entre muchas otras construcciones.

En Asia, en Australia, el concreto précontrainte, se desarrolla con extraordinaria velocidad; en Japón, en Nueva Zelandia y, sobre todo en la India, en donde, a continuación del gran puente de Coleroan (14 tramos de 48 metros) en servicio desde hace 2 años, más de 20 km. de calzada van a ser próximamente realizadas. La U.R.S.S., China, Indonesia, se interesan muy seriamente por el précontrainte.

Ventajas del hormigón précontrainte

La extensión del hormigón pretensado clásico tropieza con dificultades,

tales como insuficiencia de las armaduras, cuando los medios de producción no alcanzan a satisfacer la demanda; imperfección del equipo todavía en pleno desarrollo. La obligación de crear sin detenerse, nuevos especialistas. Si ella sigue tan rápida a pesar de todo, es porque el hormigón précontrainte sustituye muy frecuentemente al concreto armado, con ventajas importantes.

Las verificaciones son sencillas. Tomando, por ejemplo, una losa uniformemente cargada. El cálculo prueba que, introduciendo "precontraintes" convenientes, se puede llevar la resistencia de flexión y de cizallamiento de la losa, a lo menos, al triple de la misma losa armada normalmente.

La ventaja es mucho mayor todavía para las cargas aisladas. En concreto armado, la acción de la armadura es local y está limitada con respecto al concreto vecino. En hormigón pretensado toda la armadura contribuye a crear un campo de précontrainte en el conjunto de la construcción; puede, sin que su eficacia disminuya, ser notoriamente exterior a la masa sobre la cual actúa. La posición y la forma de las líneas de fuerza de tal campo dependen esencialmente de las deformaciones del concreto; se estrechan en las zonas correspondientes a cargas aisladas, donde se generan tendencias a un alargamiento elástico; más todavía cuando ese alargamiento llega a ser plástico. Las consecuencias prácticas de este fenómeno son considerables.

Algunos experimentos han probado, en efecto, que las áreas précontraintes continuas son capaces de soportar antes de la fisuración aparente, y de manera indefinidamente reversible, cargas enormes, más de cuatro veces superiores a las que puede soportar una losa cortada por uniones en las vecindades de un ángulo.

A más de la superioridad de resistencia del hormigón précontrainte, quiero indicar dos ventajas prácticas: 1º—La sencillez de las uniones prefabricadas, mediante cables tendidos sobre los elementos ligados por juntas de mortero, incluso si sus caras

son planas, (particularidad que no ofrece ningún sistema constructivo).

2º.—Condiciones de seguridad muy particulares, sobre las cuales habré de insistir.

Mejor calidad del hormigón

En las obras précontraintes las armaduras son menos numerosas que en concreto armado. La utilización de concretos menos ricos en agua y elementos finos es allí pues, más fácil.

Es más, todo aumento de la resistencia del concreto hace posible el aumento proporcional de la de las vigas, lo que está muy lejos de ser verdad para el hormigón armado.

La consecuencia es que los concretos précontraintes, son, en término medio, más adhesivos y más resistentes a la compresión que los armados; de donde emana una tendencia justificada de las oficinas de estudios a sobrepasar los límites de los esfuerzos admitidos en concreto armado.

Es de notar que el endurecimiento bajo compresión de los concretos, al reducir en ellos la formación de microfisuras, aumenta su resistencia, principalmente a la tracción.

Procedimientos para poner en tensión los aceros

a) Tensión antes del vaciado

En este procedimiento se colocan los aceros sujetos provisoriamente en órganos exteriores al concreto, a menudo en grandes longitudes, cuando se trata del amoldado en serie de piezas iguales.

Después de alojar las fijaciones provisionarias, se cortan los hilos de acero.

La unión entre armadura y concreto que asegura la suma de las tensiones sobre éste, resulta de la adherencia; se la puede reforzar por salientes de diversas formas, por la torsión de los alambres, en grupos de dos o tres,

o, por las deformaciones sinuosas de los mismos en las zonas de adherencia. Contrariamente a una opinión difundida, aunque falsa, el valor de las adherencias es independiente de la escala de diseño.

El empleo de este procedimiento se limita a vigas independientes, generalmente de poca capacidad de carga, armadas con hilos rectos y de sección constante. Por otra parte, las tensiones totales disminuyen con las relajaciones debidas a todas las causas de contracción del concreto que actúan a partir del amoldado.

El rendimiento del acero es pues, mediocre, salvo el empleo de tasas muy elevadas de tensión.

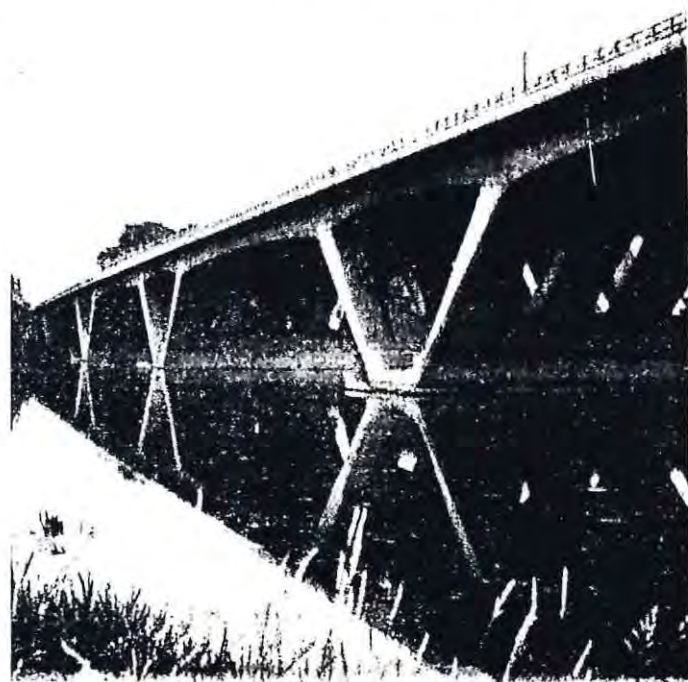
Como contrapartida de estos defectos se obtiene con facilidad un buen revestimiento de las armaduras y la mecanización puede llegar a ser muy completa. Es por esta causa que este método es muy aceptado en los EE. UU.

Se puede economizar en acero de 25 a 30% disponiendo los anclajes en puntos de moldes correspondientes a longitudes óptimas de armaduras. Yo lo he hecho en mis postes de Montargis y en las vigas de los puentes en Argel y en Alemania.

Se ha buscado, sin gran éxito, aplicar la tensión antes del vaciado en la ejecución de grandes obras amoldadas

Foto: Pierre Joly - Vera Cardot.

6



6.—Puente Saint Michel en Toulouse. Hormigón précomprimido, cinco tramos. L'Architecture D'Aujourd'hui. Octubre-Noviembre 1963.

en su emplazamiento y en armaduras curvas, apoyándose para la puesta en tensión de un grupo de hilos, sobre un núcleo de acero duro hecho de trozos sucesivos, articulados concéntricos a este grupo (Sistema Chalots Beteille)

Se puede, en fin obtener la tensión de aceros colocados en su lugar antes del vaciado, por cambio de dimensiones en el concreto, todavía plástico, hecho solidario de los hilos por fuertes presiones (Tubos de Oned Fodda; pilotes de El Havre).

b) *Tensión después del endurecimiento*

En las obras amoldadas en su lugar se obtiene la tensión por apoyo sobre el concreto, una vez duro, lo que ofrece la ventaja de eliminar las deformaciones producidas antes de establecer este apoyo, además de disminuir los relajamientos.

En El Havre, en 1934, empotraba los extremos de las armaduras largas, (colocadas en paquetes en las ranuras), en masas de hormigón, accionando con gatos, después del endurecimiento de todos los concretos, gatos que reemplazaba por anclajes definitivos al final de la puesta en tensión.

Desde 1940 utilizo, exclusivamente grupos de hilos paralelos (llamados cables) aislados del concreto amoldado, por pinturas plásticas, vainas de papel bituminoso de diversas materias, y lo más frecuente, de acero delgado; se puede así enhebrar los cables en agujeros trabajados en el concreto. Un gato portador de los medios de fijación provisoria, realiza la tensión. Un segundo gato, contenido en el primero, realiza el anclaje definitivo, por acoplamiento entre un cono hembra, fuertemente guarnecido y un cono macho, en el concreto, el cual bajo compresión de varios millares de kg. por cm^2 , se vuelve plástico y asegura una unión perfecta a cada alambre a despecho de las imperfecciones de los hilos y conos.

Un canal central en las paredes constituidas por un tubo de acero muy resistente, atraviesa los conos machos y permite la inyección de todos los

vacíos entre hilos y vainas con productos a base de cemento; ello asegura la adherencia y la protección química.

Este procedimiento es todavía susceptible de perfeccionamiento, y trabajo en ello todavía. Ha suscitado un gran número de imitaciones y de variantes; a pesar de todo, mis conos equipan a la mitad de los cables que hay en uso en el mundo.

Las relajaciones

Las tensiones creadas por los estiramientos, no se mantienen en su totalidad por tres razones:

1º—La puesta en carga de un anclaje se hace con deformaciones y deslizamientos, de donde surge una relajación de anclaje importante para los cables muy cortos.

2º—Un acero tendido entre dos puntos fijos pierde una fracción de su tensión, creciente con ésta. Esta relajación varía con los aceros; es muy pequeña para ciertas calidades.

3º—Pero la causa principal de las relajaciones reside en las deformaciones del concreto, posteriores al anclaje (retracción y deformaciones diferidas).

Un gran número de medidas dan por valor medio de relajación de los cables la longitud corriente, alrededor de un 18‰ de la tensión inicial.

Los aceros del concreto précontrainte

En EE. UU., en Inglaterra y en Alemania, la industria suministra barras terrajadas, con límites de elasticidad relativamente elevados, que se pueden acomodar entre sí y anclar en los extremos mediante cilindros atornillados.

Mucho más frecuentemente se emplean hilos de 2 a 10 mm. de acero, mejorado con adiciones de manganeso.

Producidos al estado de alambre mecánico, son tratados por la vía térmica y por trefilado, en que un pase es suficiente para asegurar la constancia de la sección, cualidad muy importante en el estiramiento. Estos procedimientos son, con frecuencia, asociados. Los límites de ruptura van

desde 220/240 para los 2 mm. a 140/150 kg/mm². para los 10 mm. Las acérras han aceptado (excepto en U.S.A.) despacharlos en rollos de diámetro suficientemente grande para que, al desembalarlo, el alambre esté prácticamente derecho.

Cualidades que deben tener los aceros

Las cualidades que deben pedirse a los alambres están determinadas por el aspecto muy particular que ofrecen los problemas de seguridad y de ruptura en el concreto précontrainte.

Cuando, en el curso de la carga de una construcción clásica se sobrepasa el límite de elasticidad en zonas importantes, uno es advertido por la relación carga/flexión; pero demasiado tarde; porque las deformaciones adquiridas son irreversibles y las alteraciones de la obra, definitivas.

En hormigón précontrainte, el aviso precede a la alteración y es una preciosa ventaja. Cuando se carga progresivamente una viga de igual resistencia, de hilos adherentes, se advierten primero flexiones mucho más débiles que las de una viga corriente del mismo grueso.

A partir de un primer límite de carga, después del fin de la compresión del concreto de la zona tendida la obra se comporta como una viga de concreto armado de sección de armadura anormalmente débil. La relación flexión/carga aumenta de 5 a 10 veces, aparecen numerosas fisuras; está disminuida la resistencia al cizallamiento. Pero, si se suprime la sobrecarga, antes de que alcance un segundo valor límite, correspondiente a trasponer el límite de elasticidad de la armadura, flexión y fisuras desaparecen completamente, la construcción se halla inalterada en su estado primitivo.

Para el sólo hormigón précontrainte existe pues, una carga de aviso, que corresponde más o menos a las cargas límites de las obras de tipo antiguo y que indican, al seguir, por un gran aumento las flexiones, un riesgo que no se realiza sino cuando se tras-pasa un segundo límite, separado del primero por un margen, siempre importante.

En efecto, el segundo límite corresponde al límite de elasticidad del acero, al menos, igual a la tensión inicial; está, pues, separado del primero por la suma de las relajaciones, aumentadas eventualmente con la diferencia existente entre el límite elástico y la tensión inicial. Un mínimo de relajación, lejos de ser perjudicial, es pues, necesario para garantizar la existencia de este margen de seguridad.

El restablecimiento de la tensión inicial que, lo más a menudo, al menos en las construcciones que yo he controlado, es superior al límite elástico del acero al salir de la usina, tiene pues, por efecto, restablecer la carga por la cual la viga pierde, a título reversible, las cualidades de concreto précontrainte.

Por consiguiente, a medida que la tensión inicial es, a lo menos, igual al límite de elasticidad, el margen que separa la carga de advertencia de la que provoca en la viga desórdenes permanentes se ensancha por el aumento de las relajaciones, consecuencia inevitable del aumento de las tensiones iniciales.

Hay, pues, interés en tensar al máximo las armaduras del précontrainte, observando solamente dos limitaciones:

—La primera resulta de la necesidad de evitar las rupturas en el curso del estiramiento, lo que impone un margen entre la tasa de tensión y la tasa de ruptura que no es función, sino de la regularidad del metal. Este margen interesa sobre todo a los ejecutantes que estiman, en general, que un valor de 10% es suficiente.

—La segunda limitación se relaciona con la seguridad de evitar la ruptura en el elemento ejecutado. Desde este punto de vista hay que distinguir dos categorías de construcciones, según el tipo de unión de las armaduras entre sí y con el concreto:

a) Hilos no adherentes y no solidarios del concreto y otros alambres.

En este caso la fragilidad de la obra es una consecuencia inevitable de la de los alambres; porque el efecto de la ruptura de un hilo, interesando toda su longitud, puede provo-

car otras rupturas, hasta el hundimiento de la viga. En este caso, la resistencia de la armadura no es sino la suma de la resistencia mínima de cada alambre.

Siendo la ausencia de fragilidad una cualidad esencial, debe obtenerse aunque sea en detrimento de la resistencia y del costo.

Por tal causa se impone una limitación de las tensiones.

Estas vigas tienen aún otro inconveniente; siendo mínima la resistencia alrededor de la aparición de la primera grieta, ésta tiende a profundizarse sin que aparezcan otras y la ruptura de la viga por destrucción del hormigón sigue muy de cerca a este primer estado, en razón a una limitación muy localizada de la altura del área comprimida del hormigón.

Es una falla muy importante de las construcciones que utilizan cables libres que no son ni económicos, ni seguros.

En las experiencias hechas en Tolosa por la S. N. C. F. la carga de ruptura de las vigas inyectadas desde largo tiempo atrás, sobrepasó considerablemente a las de las vigas cuyo mortero de inyección no estaba aún endurecido.

b) Los alambres se adhieren entre sí y al concreto.

En este caso la resistencia de la armadura es la suma de las resistencias medias de los alambres (en lugar de mínima, pudiendo la diferencia ser grande). Además, son los alargamientos locales de diversos hilos en una misma sección y no ya sus tensiones, las que son iguales. Entre los efectos de una misma sección, siendo proporcionales a los módulos de alargamiento, las diferencias pueden ser considerables; un hilo puede trabajar en fase plástica entre otros todavía en fase elástica.

Si entre el alargamiento en servicio y el alargamiento de ruptura de un alambre existe un margen de alargamiento plástico, sensiblemente igual al alargamiento elástico total, el esfuerzo soportado por cada alambre, será inferior a su resistencia, aún en caso del descenso notable de ésta (a

condición que el hilo conserve su capacidad de alargamiento plástico). Esto ocurre hasta el momento en que todos los alambres, acercándose a su límite de resistencia se alargan plásticamente provocando un aumento de flexión súbito e importante que advierte que la ruptura está cercana.

En el caso de disminución de resistencia de un hilo, con alteración de su facultad de alargamiento (por destemple o corrosión) la ruptura se hace posible. Pero la pérdida de resistencia de la viga, localizada por adherencia, es insignificante, porque en una armadura hay siempre muchos kilos y es raro el caso en que, en una misma sección, varios de ellos tengan el mismo defecto, ya que normalmente su objeto es impedir la producción de tales tensiones; prácticamente el peligro en referencia, será nulo.

La fragilidad relativa de un hilo no entraña necesariamente la de la viga, cuya cualidad esencial es la resistencia misma, aunque esto signifique sacrificio de su ductibilidad.

No solamente es el mejor hilo el más resistente a la ruptura, sino aquél en que las deformaciones son más insignificantes. En efecto, las rupturas de las vigas, salvo condiciones excepcionales, se deben a aplastamiento del concreto por reducción del espesor de la zona afectada por la exagerada curvatura de deformación. De esto se deduce que la tasa de tracción útil máxima del metal no es su tasa de ruptura sino la tasa de compresión que provoca la curvatura de la viga, que rompe el concreto.

En definitiva, los mejores aceros son aquéllos cuyo diagrama, primero rígido, produce en seguida un margen de deformación plástica que duplica o triplica la deformación elástica total, ya que ésta es necesaria para evitar rupturas sin previo aviso.

Ciertas personas que me han parecido poseían una experiencia insuficiente de los problemas del concreto précontrainte han exagerado mucho la importancia de su fragilidad, atribuyendo a ello accidentes debidos, en realidad, a errores de concepción que

han llevado a rupturas de tubos por disminución local de su resistencia o por traspaso fortuito del límite de tensión admisible.

Ciertos deslizamientos, originados en la trefiladora pueden producir desgarraduras del material o recalentamientos superficiales que provoquen temple muy duros y el consiguiente destemple. Causas químicas (corrosión fisurante) pueden también disminuir localmente la resistencia, con supresión del alargamiento plástico. Tales hilos pueden romperse sin que sea necesario hablar de fragilidad que, en este caso fue adquirida a causa de condiciones de uso defectuoso.

Así mismo, algunas cargas fortuitas imprevisibles pueden producir accidentes muy graves.

En los cables retorcidos, por ejemplo, los cordones pueden, en el curso de manipulaciones violentas, experimentar desplazamientos relativos, cambiando la carga de algunos de ellos en detrimento de otros. En Plougastel constaté personalmente una ruptura de cordones bajo una carga inferior al tercio del límite de ruptura del cable.

La utilización de cables retorcidos para précontraintes es, pues peligrosa, y si por razones particulares, hay que enfrentarse a ella, debe hacerse con grandes precauciones.

Las aplicaciones del précontrainte clásico

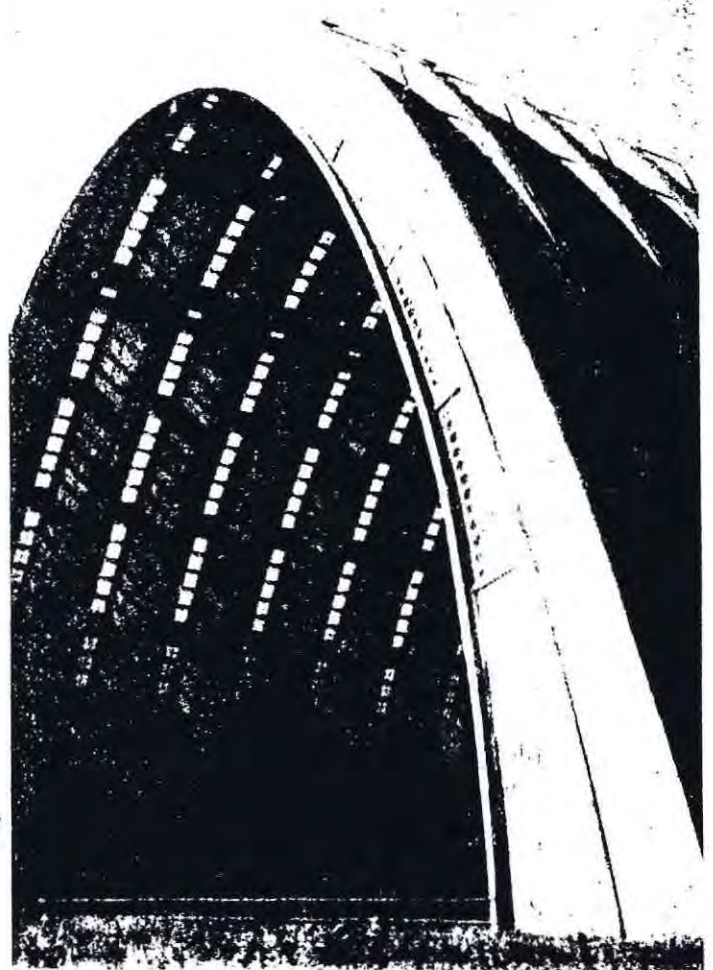
El dominio de las aplicaciones futuras del précontrainte clásico es tan vasto que las realizaciones ya hechas no pueden dar de ello, sino una idea débil. Cada día determina nuevas direcciones y, en los medios conocidos, no estamos más que en los primeros pasos.

Cuando M. M. Brocard y Muner vinieron a pedirme que les ayudara a construir máquinas voladoras de précontrainte, creí al principio, en una broma de mal gusto. Sin embargo, los ensayos realizados, con colaboración

de los Stup han probado que, con el empleo de las técnicas antiguamente empleadas para mis postes en Bezons, el hormigón précontrainte puede llegar a ser uno de los mejores materiales para las máquinas que, más allá del sonido, se enfrentan a la muralla del calor.

El concreto pretensado o sucedáneos darán una solución que otros medios no pueden resolver, tales como las máquinas sometidas a vibraciones internas, pudiendo el précontrainte extenderse a elementos de cualquier naturaleza, fundición, acero, etc.

En este orden de ideas Sainrapt y Brice, con los consejos de la Stup, realizaron en 1951 en U. S. A., una construcción para un martillo pilón (martinete) de 8 t., de gran velocidad para la International Nickel Company. Las vibraciones engendradas por este martinete habían, casi instantá-



7.—Hangar en Orly.

neamente demolido una primera construcción de concreto armado. El edificio précontrainte sigue en pie.

Sobre un pedido de M. Caquot, estudié en 1930, para la Aviación, una prensa de 40.000 t. cuya ejecución, no fue posible debido a la invasión. Su estudio, llevado hasta el detalle hizo aparecer de enorme superioridad los edificios précontraintes con relación de los de sistemas clásicos. Sería más cara y apenas más difícil si, al multiplicarse por tres las cotas de los planos, propusiéramos una prensa de 360.000 t. Esto sería irrealizable por los medios clásicos.

El dominio de la construcción de máquinas no abordado aún en profundidad, es inmenso y ofrece posibilidades inauditas. Su única dificultad consiste en hacer colaborar albañiles y mecánicos.

Un problema como el del refugio de Lourdes es casi imposible concebir en concreto armado. El précontrainte ha hecho de él un problema fácil. Se podría, sin dificultad, triplicar las dimensiones, lo que permitiría alojar allí 200.000 personas.

Para los cuerpos huecos: tubos, silos, el concreto précontrainte, domina sin oposición. Admite todos los diámetros y todas las presiones, sin límites. Así mismo ocurre con los puentes sobre lo que volveré más lejos.

Pero el más vasto dominio del hormigón pretensado está todavía virgen: es el mar. No cito, sino de memoria los cajones flotantes realizados en Brest, Cherburgo, El Havre, siendo sus dimensiones minúsculas, en relación con lo que será, no solamente posible, sino fácil. El mar es, en efecto, el dominio de grandes organismos y, si hasta aquí el hombre se ha mostrado modesto en sus realizaciones navales, es que, para continuarlas o para repararlas, hace de los cuerpos flotantes, objetos terrestres embarazos y pesados.

El précontrainte al permitir establecer y suprimir uniones de enorme potencia entre elementos a flote, aporta nuevos medios a la solución de los problemas del mar: máquinas navales

a flote o submarinas, muelles flotantes o realizados en tierra, islas o torres marinas pueden, gracias al précontrainte, alcanzar dimensiones impensadas en el cuadro de los medios clásicos.

Aplicaciones del pretensado diferentes del hormigón précontrainte clásico

Al principio de estas notas señalé que la idea del précontrainte tiene posibilidades de aplicación a otros materiales que el concreto clásico y no menos importantes. Desde 1935, mis colaboradores y yo mismo, lo hemos probado por muchas realizaciones importantes y variadas. Pero esos ejemplos no han sido imitados. Estas posibilidades no han recibido todavía ninguna aplicación.

Una razón del desarrollo privilegiado del concreto précontrainte clásico es que con él se sustituye al hormigón armado en un dominio en plena explotación. No ha tenido más que extenderse en ese terreno creando su propia técnica de utilización.

Su intervención en los problemas del futuro no está aún delimitada. Sus progresos estarán ligados al nacimiento de nuevas necesidades aún difíciles de prever. Creo, sin embargo, que adquirirán un día gran importancia.

El précontrainte de construcciones no dilatables

Hay construcciones en concreto, como canalizaciones enterradas, radiers, malecones, revestimiento de subterráneos, en que la dilatación está impedida por sus uniones con el suelo, siendo muy útil y efectivo el pretensarlos.

Toda estructura está más o menos sometida a tracciones o retracciones que determinan variaciones en sus esfuerzos internos. Si se supone la creación de esfuerzos, la deformación diferida determina en tal caso, una relajación progresiva limitada.

Pero esta creación de esfuerzo está en contradicción con nuestra hipótesis de indeformabilidad. Vamos a cortar la construcción en trozos, lo su-

ficiente pequeños para que, a una indeformabilidad absoluta, sustituyan acciones de frotamientos que no sobrepasan ciertos límites que juzgamos aceptables.

Se pueden comprimir estas tajadas de dos maneras:

—Por las tracciones que actúan entre las caras opuestas de una misma tajada.

—Por compresiones entre las caras opuestas de una unión.

La primera solución implica el mantenimiento de juntas de libre dilatación cuyo espesor medio aumenta por la deformación diferida del concreto. Además que su aplicación es generalmente onerosa, este método divide la masa precomprimida, en elementos independientes, lo que es incompatible con las condiciones prácticas de la obra.

El segundo método implica el emplazamiento de las uniones de gatos hidráulicos potentes, para los cuales, una carrera corta será, en general, suficiente.

He proyectado gatos muy delgados formados por dos láminas unidas entre sí, periféricamente. Al introducir entre las láminas un líquido a presión, éstas se separan y el conjunto entero aumenta entonces de volumen.

Utilizando chapa de acero con repujado profundo de 2 mm. aproximadamente, se alcanzan presiones comprendidas entre 150 - 200 Kg/cm² con desplazamiento de unos pocos centímetros.

Estos gatos permiten realizar importantes precompresiones a poco costo. Uno de ellos, de 1 m². que pesa no más de 40 Kg. ejecuta empujes de millares de toneladas.

Utilizando líquidos o agentes autofraguantes (cemento o resinas) y bloqueo entre los gatos, se pueden obtener las compresiones permanentes después de cumplidas las relajaciones inmediatas.

Se llega así a dotar a construcciones muy extensas de las propiedades de un monolito, sometido a compresiones variables entre un mínimo y un máximo, fijado después del término de las relajaciones.

Hice la primera aplicación de esta técnica al radier de la presa de las "Puertas de Acero" sobre el Oued Fodda (1935-1937). Este radier de más de 100 m. de longitud proyectado para resistir a las presiones inferiores, utilizando en ello el peso de la superestructura, estuvo comprimido contra las orillas rocosas muy sólidas, por conjunto activo central, bajo una presión inicial del orden de los 60 Kg./cm². de la sección del concreto mantenida durante alrededor de un mes, lo que permitió materializar una fracción importante de la deformación diferida. El bloqueo se obtuvo por una adición de mortero entre dos gatos.

Mis colaboradores de la "Stup" y "Campenon Bernard" han empleado sistemas similares en las siguientes obras:

—Dique de carena en Tolón.

—Canalización subterránea o terraplenes en el norte de Africa.

—Depósitos subterráneos de petróleo.

—Diversos radiers.

Hace algunos años, esperaba realizar una vasta aplicación de estos sistemas fuera de Francia. Se trataba de una gran esclusa marítima. Las autoridades, muy interesadas, aceptaban en principio mi solución. La inmensidad de fuerzas y de masas en juego hacían posibles enormes economías. Pero, cuando la empresa debió resolverse sobre un precio, los calculistas, el servicio de estudios de precios y la Dirección General, agobiados por un miedo terrible a lo nuevo, se escudaron en diversos rubros no consultados, cuyo total sobrepasaba con mucho el de las economías y que arrastraron el proyecto al fracaso.

Actualmente, la aplicación del précontrainte a masas de dilatación contenida o limitada, se revela como susceptible de vasto desenvolvimiento. Tomemos como ejemplo la pistas de aterrizaje para aviones pesados. Las cargas impuestas por los aviones modernos sobrepasan las 100 t. por rueda. Parece que se irá todavía más lejos en el porvenir. Las pistas clásicas más gruesas resisten mal estas enor-

mes cargas y se han producido ya graves accidentes.

He afirmado que las áreas précontraintes continuas soportan extraordinariamente bien las cargas concentradas.

En 1949 realicé en Orly una pista de 0,16 m. de grueso precomprimido a 35 Kg. en todos sentidos, de 420 m. por 60 m. Esta pista libremente dilatada, después de 10 años de un servicio muy duro, no presenta aún señales de fatiga. Ha resistido perfectamente ensayos de sobrecarga de 100 t., repetidos un gran número de veces. Pero los artificios que permiten su dilatación sin interrupción de su continuidad mecánica son demasiado complejos para permitir su empleo generalizado.

Las juntas de dilatación de funcionamiento perfectamente seguro bajo cargas de 100 t. animadas de enorme velocidad son muy caras y gravan pesadamente el precio del m². si están próximas. Desde que se aumenta la distancia entre las juntas para reducir su número, el frotamiento de la pista sobre el terreno introduce variaciones del esfuerzo de precompresión que alcanza a los 20 kg/cm². al medio de un tramo de 200 m. entre juntas, lo que convierte en extremadamente oneroso un pretensado con cables. Es por eso que el empleo de losas continuas, sin juntas prácticamente soldadas al piso por el précontrainte y no dilatables, ha sido adoptado a pesar de las dificultades enormes que ocasionan las grandes variaciones climáticas en los pretensados que, en Francia y Argelia sobrepasan probablemente 60 kg/cm².; necesidad de evitar las menores salientes sobre la pista de rodamiento; fijación de los extremos de las pistas por estribos capaces de resistir sin ninguna deformación permanente, al máximo de choques aún muy excepcionales y de corta duración.

La dirección del puerto de París ha hecho construir en Orly, en 1953, por Campenon Bernard una taxi-vía de 25 x 400 m. x 0,18 m. de espesor, dotada de precompresión transversal de 18 kg/cm². suministrada por cables.

Longitudinalmente la dilatación no es libre, salvo en los extremos, donde son posibles ciertas deformaciones, gracias a una acción elástica entre el empalme de las pistas y los topes, establecida a fin de limitar la acción local de los empujes sufridos por éstos, bajo el efecto de las dilataciones. Los précontraintes longitudinales varían, pues, muy notablemente alrededor de un medio diverso.

En 1955, el aeropuerto de Argel hizo construir por Campenon Bernard la pista de Casa Blanca y su taxi-vía (2.430 x 60 m. de 2.430 x 25 m.) pretensados transversalmente a 18 kg/cm². por cables; su dilatación está impedida por los extremos por 2 apoyos a los cuales están unidos directamente, como en Orly. El papel de esta ligazón elástica es limitar el empuje de las vecindades del valor medio del pretensado, en lugar de un valor máximo, desconocido y probablemente, muy elevado. Perfectamente bien realizado por la empresa Campenon Bernard, esta pista se comporta bien hasta el presente. Es admisible que estos ejemplos sean imitados, con los perfeccionamientos sugeridos por la experiencia.

Se procura actualmente extender estas técnicas a calzadas camineras a las cuales darán resistencia sobresaliente, aún en suelos muy malos.

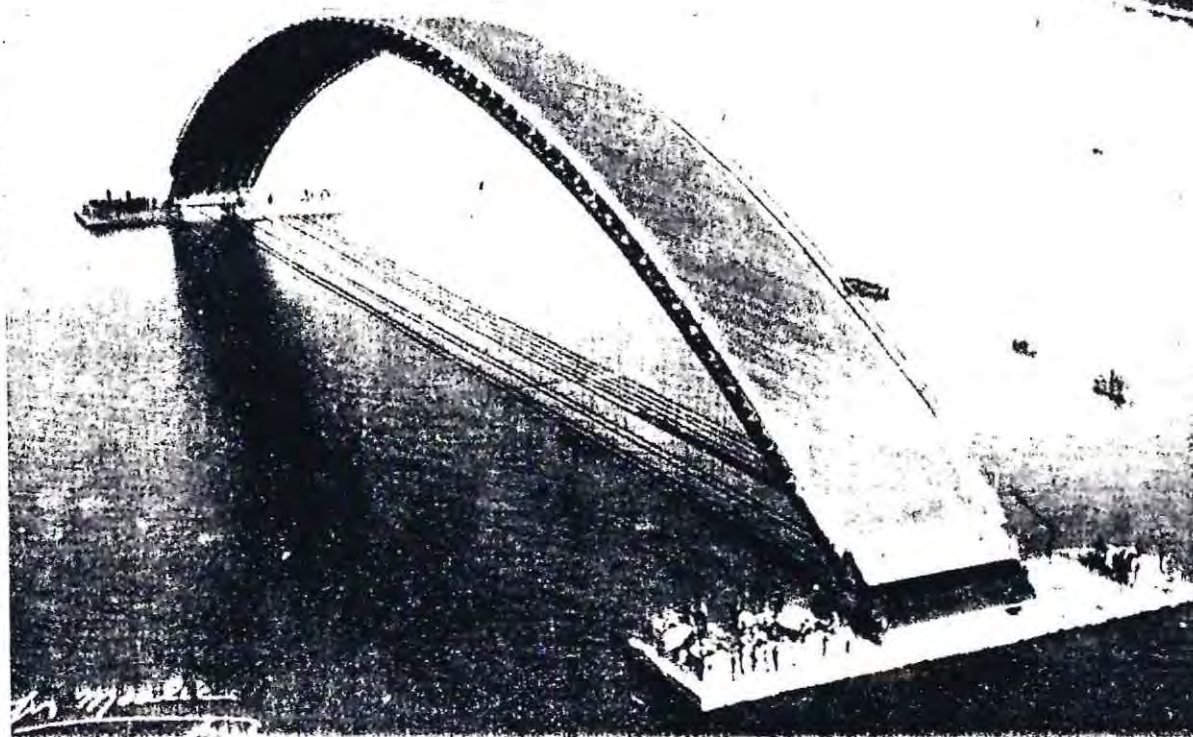
El précontrainte de los suelos

Este dominio es tan variado que debo limitarme a esbozar algunas aplicaciones. Hay técnicas muy antiguas, como la compresión del fango por cargas o por pisones en forma de conos truncados practicado desde muy antiguo en Holanda. Disponiendo gracias a mis gatos planos, de medios de compresión baratos y muy potentes, me ha venido la idea de utilizarlos para transformar la reacción de los suelos de apoyo de las obras.

Presa de Beni Badhel

En 1938 tuve que resolver los problemas presentados por la elevación en 7 metros de altura, ya muy grande, de la represa de bóvedas múltiples de

Foto: J. Moalic.



8

8.—Cimbra flotante para el puente de Plougastel. Reproducida de Razón y Ser de los tipos estructurales de Eduardo Torraja.

Beni-Badhel sobre el Tafnar (Argelia, Departamento de Orán).

Se había pensado en alargar los contrafuertes unos 10 metros río abajo; pero en razón del cambio de condiciones de ejecución del apoyo entre las partes antiguas y las nuevas, agravado por la irregularidad del terreno, se temieron fisuraciones. Ya lo que pasa en un contrafuerte de 100 m. de longitud y ejecutado en condiciones normales y expuesto a violentas variaciones termo-higrométricas y a variaciones de carga, no es ni fácil de comprender, ni tranquilizador.

Propuse conservar los contrafuertes antiguos salvo verticalizar la parte superior de su sección baja y el reforzamiento de la parte alta, con vigas pretensadas por cables. Pero sometí la base a empujes, cuya cuantía y direcciones las hice independientes de las deformaciones eventuales del suelo, mediante baterías de gatos planos que se apoyaban mediante prismas de concreto, en los macizos establecidos más abajo, de las antiguas fundaciones. Estas presiones que, para ciertos contrafuertes pueden sobrepasar las 20.000 t., en el caso de

máxima coincidencia de temperatura y de altura del agua, se combinan con el peso y los empujes para crear condiciones de equilibrio que resultan ser más favorables, a pesar de la sobre-elevación, que las condiciones antiguas.

Otra dificultad importante de la reedificación provenía de que las condiciones de apoyo de las bóvedas terminales en los flancos del valle, ya mediocres, se hacían muy malas a causa de la mayor elevación lo que hacía casi paralela a las fisuras de la roca, la dirección de los empujes.

Esto lo resolví por un précontrainte del terreno, paralelo al muro de la presa, obtenido por apoyos normales a los contrafuertes que iban de la primera a la última bóveda, puestos en précontrainte por juntas activas creadas entre dos contrafuertes sucesivos.

L. E. G. A. ha empleado las mismas soluciones, en escala superior, para la enorme represa de bóvedas múltiples del Djem-Djem (Argelia, Departamento de Constantina). La potencia del muro activo podrá, en efecto, sobrepasar las 40.000 t. por contrafuerte.

Además, 5 contrafuertes dirigidos perpendicularmente a los que reciben las bóvedas, darán un pretensado de 5x8.000 t. al terreno de apoyo de la última bóveda de la izquierda que, sin este reforzamiento, no podría soportar el muro de estribo de la misma.

Pretensados de los suelos fangosos

Gracias al benévolo apoyo del señor Inspector General Rumpier, Director de Caminos, hemos podido tener éxito en el Marne en una experiencia consistente en la construcción, en una usina central, con elementos transportados por vía acuática de 5 grandes puentes pretensados, en forma de arcos quebrados cerca de los apoyos notables por su rebaje des acostumbrado, (distancia entre articulaciones 74 m., flecha 4,35 m., capacidad máxima 2.000 t.) en consecuencia muy sensible al menos desplazamiento de los estribos.

Además, los arcos se apoyan casi siempre en terreno de muy débil consistencia, por cuanto las posibilidades económicas excluyen toda idea de buscar apoyo en terreno sólido que habría sido necesario buscar a gran profundidad.

Siendo la carga máxima de 2.000 t. se puede considerar que una masa de terraplén de 10.000 t. formaría un estribo suficiente si se la pudiera solidarizar rigidamente con el arranque de los arcos.

Para realizar esta solidarización se lleva primero el peso de cada medio arco a un estribo sobre pilotes, sin resistencia al empuje horizontal; se les apoya en 2 apoyos de concreto longitudinales, formados de elementos sucesivos que se afirman cada uno por juntas provistas de gatos, contra láminas transversales embutidas en el terraplén al nivel del agua. Comenzando por la más lejana del puente, cada lámina recibe un empuje dirigido hacia atrás netamente superior al esfuerzo máximo y, por el cual esta lámina debería contribuir a la estabilidad del puente, bajo este empuje que crea un verdadero précontrainte del terreno. La lámina sufre un desplazamiento

hacia atrás lento y progresivo, y se mantiene al impulso X en tanto que no cese de moverse. Es por lo demás, necesariamente limitado si el impulso X es menor que la diferencia entre los empujes mínimo y máximo del terreno y, una vez que haya terminado, la lámina queda inmóvil bajo todos los impulsos menores que X, como Y por ejemplo.

Los puentes tienen ya 8 años y ningún estribo ha fallado.

—Túneles y canalizaciones.

Sí, tratándose de un revestimiento de túnel se ejerce, entre trozos sucesivos de una parte, entre el revestimiento y la tierra, de otra parte, una presión suficiente, se obtiene un doble resultado. Se mejora el equilibrio del suelo, acercándolo a lo que existía antes de la apertura del túnel y, si el revestimiento es continuo, el túnel resiste a toda presión líquida interior, inferior a la presión radial creada. Esta presión radial puede ser obtenida, sea directamente por gatos colocados entre el concreto y el terreno que se ha reemplazado, a veces por inyecciones de colgraut bajo presión, sea indirectamente por aumento del diámetro del revestimiento mediante gatos colocados en las juntas normales. Se puede aún imaginar procesos de perforación en los cuales la aplicación de presiones entre revestimiento y suelo serían condicionados a manera de prevenir toda descompresión.

Los empresarios Campenon Bernard han utilizado en numerosas reparaciones esquemas de este género en diversas obras: canalización o depósitos.

Me propongo indicar en un próximo artículo medios que permitan realizar canalizaciones de este género, por diámetros y presiones nunca contempladas todavía.

Los "précontraintes" internos

Cuando se rompe un prisma de concreto entre dos superficies de apoyo engrasadas, se divide en prismas, bajo la acción de fuerzas interiores normales a la presión.

Se puede oponer précontraintes a estas fuerzas interiores.

Entre la acción de tales fuerzas y un zunchado hay la misma diferencia que entre la acción de un précontrainte y una armadura de concreto armado. Se sabe que, cuando se comprime el concreto zunchado, los zunchos no actúan sino después de ponerlos en tensión, es decir, después de importantes deformaciones plásticas del concreto, sin aumento de la carga, lo que en particular, suprime toda resistencia al pandeo de una pieza zunchada, sometida a una carga del orden de la resistencia a ruptura de una pieza no zunchada.

Al contrario, el concreto sometido a précontraintes internos conserva su estructura y leyes de deformaciones regulares.

Se obtiene por este medio, materiales de resistencia tan elevada como uno lo desee.

Supongamos un cilindro zunchado por un hilo de acero en tensión, a manera de crear una presión hidroestática P , por ejemplo, por un sistema de gatos planos, localizados en el concreto, aumentaremos a KP la resistencia del cilindro. K se puede determinar por ensayos.

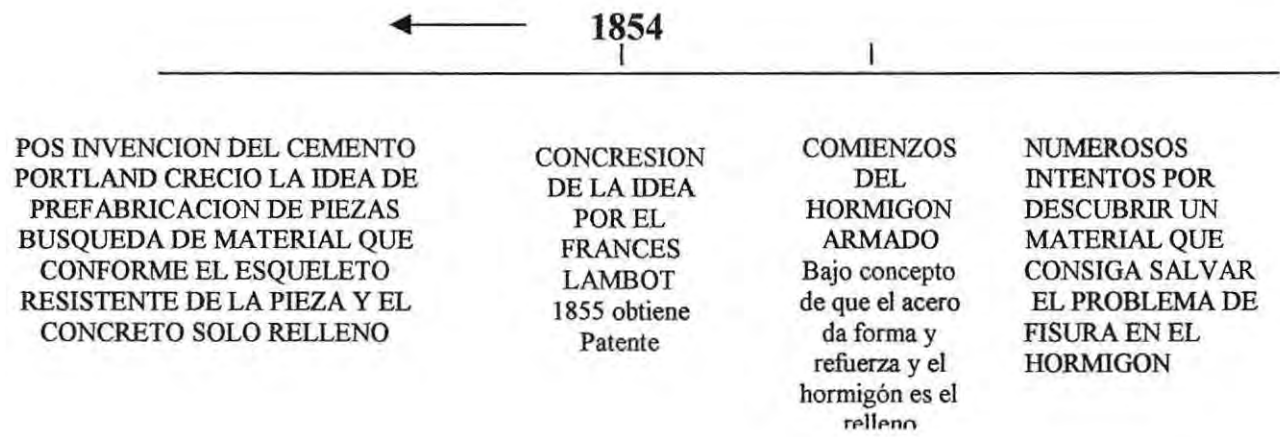
Utilizando agregados muy duros y una granulometría adecuada, se pueden obtener concretos que posean un límite elástico de más de 2.000 kg/cm^2 , equivalente, a pesos iguales, a aceros del tipo de los que pueden trabajarse o soldarse semejantes a los obtenidos por forja, y esta resistencia podría aumentarse todavía, incorporando en el concreto armaduras longitudinales, de muy alto límite elástico. Por procedimientos derivados de este principio, se pueden crear elementos de puentes de tal resistencia que ningún otro método permitiría obtener, y dar al problema de la gran distancia entre apoyos, soluciones muy diferentes a la de los puentes colgantes, sin los graves defectos que estas obras acusan.



E. FREYSSINET

1.3. SINTESIS GRAFICADA

HISTORIA DEL HORMIGON PRETENSADO



EN EL MUNDO



CAPITULO 2

EL HORMIGON PRETENSADO: IDEA Y PRINCIPIOS FUNDAMENTALES

EL HORMIGON PRETENSADO: IDEA Y PRINCIPIOS FUNDAMENTALES

2.1. LA IDEA DEL HORMIGON PRETENSADO

2.1.1. CONSIDERACIONES SOBRE EL HORMIGON ARMADO

El Hormigón Armado es un material que se obtiene por el endurecimiento de una mezcla que se vierte en estado líquido en encofrados, con armaduras de acero en su interior.

El hormigón es resultado de la mezcla de cemento, agua y agregados, arena y grava, en razones que dependen de los resultados requeridos. La armadura es constituida por barras de acero generalmente con nervaduras para conseguir una mejor adherencia, éstas se disponen en la estructura dependiendo de los esfuerzos estáticos y en cantidades que dependen de los cálculos respectivos. La forma a conseguir es definida por los encofrados que anidan la mezcla en estado líquido hasta su endurecimiento.

Los materiales componentes del Hormigón Armado, principalmente hierro y cemento, desde sus comienzos, hacia fines del siglo XVIII, comenzaron los estudios sobre las propiedades de estos materiales encontrados en la naturaleza y cómo mejorar su calidad para la aplicación en la construcción, era principal inquietud de los estudiosos.

Sólo con la aparición del Cemento Portland, comienzan los primeros intentos por aplicar el hormigón armado en solución de los problemas constructivos; en especial a lo que refiere a la necesidad de proteger el acero de la oxidación y del fuego y en lo que refiere a la demanda de las nuevas industrias de solucionar estructuras de grandes dimensiones.

Aquí comienza el desarrollo de este material que más tarde habría de convertirse en uno de los más utilizados y bondadosos en la Construcción y Arquitectura.

Sin embargo, cabe destacar que la resistencia a la tracción del hormigón es sólo un 10 ó 15% de su resistencia a compresión y en general, ni siquiera se dispone de ella para soportar cargas ya que es consumida parcial o totalmente por las inevitables tensiones propias. A causa de esta deficiente resistencia a la tracción y de las considerables tracciones propias, se calcula el hormigón armado, según la teoría clásica, suponiendo su zona de tracción fisurada y se confía la resistencia de las tracciones a las armaduras.

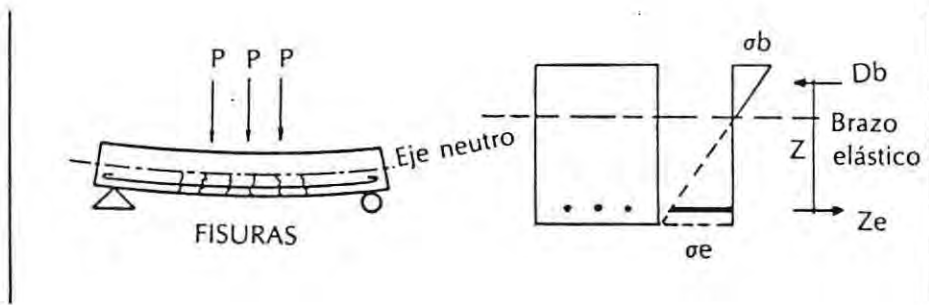


FIG. 5: VIGA DE HORMIGON SIMPLE CARGADA CENTRALMENTE EN FORMA PUNTUAL

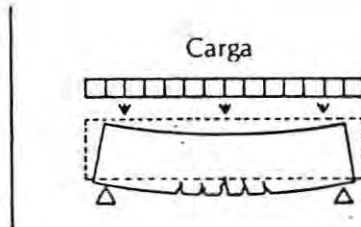


FIG. 6: DEFORMACION Y ROTURA DE UNA VIGA SIMPLE UNIFORMEMENTE REPARTIDA

Las fisuras supuestas en el cálculo aparecen bajo la carga total, aunque pudiera no vérsese a simple vista. Se ha conseguido disminuir la separación entre fisuras y por lo tanto, su ancho, mediante un reparto adecuado de la armadura y la utilización de barras de formas especiales con buena adherencia. Este hecho, tiene una decisiva importancia en el uso del hormigón en estructuras.

Sólo un porcentaje reducido de estructuras de hormigón puede ser diseñado económicamente de tal modo que los esfuerzos de tracción no excedan las resistencias a la tracción. Por esta razón la mayoría de las estructuras de hormigón cuentan con armaduras de refuerzos.

Es necesario recordar que el refuerzo no previene el agrietamiento del hormigón, pero la cantidad de refuerzo tiene influencia en los anchos de las grietas.

Según los códigos y reglamentos del hormigón armado hay que despreciar la resistencia a la tracción para el dimensionamiento en etapa II. Se deben absorber todas las fuerzas de tracción por medio de las armaduras de acero. Este método de diseño supone que la sección de hormigón está fisurada bajo las cargas de trabajo, estableciéndose normas para el ancho máximo de las fisuras, dependiendo de las condiciones ambientales en donde se encuentra la estructura (3).

En esta fase II, la rotura por flexión se alcanza de dos maneras, principalmente:

a) Falla por tracción.

Para las vigas sub-armadas la falla es iniciada por la influencia del refuerzo, que induce altos esfuerzos en el hormigón produciéndose la falla por aplastamiento.

(3) Tomando como base experiencias recogidas hasta el momento, se puede aceptar como inofensivo un ancho de fisura de hasta 0,2 mm. en estructuras a la intemperie y de 0,3 mm. en estructuras protegidas, siempre que no existan causas de corrosión.

Sin embargo, se observa en ocasiones, graves daños debido a la fisuración, especialmente cuando el recubrimiento de las barras es demasiado pequeño, o en casos en que se ve favorecida su destrucción por condiciones atmosféricas adversas, ambiente salino, gases agresivos u otros igualmente dañinos.



b) Falla por aplastamiento del hormigón.

Se supera la resistencia a la compresión del hormigón antes que el acero alcance la fluencia. Estas estructuras se conocen como sobreamadas.

Desde los primeros tiempos del hormigón armado, la fisuración del hormigón fue considerada perjudicial. Pronto se pensó en evitar las fisuras, pretensando o sometiendo a compresión al hormigón mediante el tensado de las barras de acero.

Parece ser improbable poder mejorar la resistencia a tracción, del hormigón, manteniendo además, sus cualidades pétreas favorables. Su combinación con el acero, que ha originado el Hormigón Armado, salva este escollo por toda una época, dando origen a la extensa gama de obras y realizaciones que conocemos actualmente.

2.1.2. IDEA DEL HORMIGON PRETENSADO

“Se entiende por piezas de hormigón pretensado (Spannbeton), a aquellas en las cuales mediante la introducción de fuerzas especiales, el hormigón es comprimido de tal modo, que la carga útil le exija un esfuerzo de extensión nulo o limitado. Bajo tensión previa se entiende solamente el estado de tensión propia, provocado por la introducción de estas fuerzas especiales en la pieza de hormigón, del que todavía queda algo después de deducir todas las tensiones procedentes de otras cargas” (4).

(4) Definición establecida en las Normas para el Dimensionamiento y la Ejecución del Hormigón Pretensado, DIN 4227, establecidas por la “Deutscher Ausschuss für Stahlbeton” (comisión Alemana para el Hormigón Pretensado).

Cuando los elementos de concreto son utilizados para soportar cargas, se inducen diferentes esfuerzos en el material; principalmente esfuerzos de tracción, de compresión y cortante. Estos esfuerzos son contrarrestados por la resistencia del concreto y la del refuerzo, que le otorga a la estructura la capacidad necesaria para soportar las cargas y las fuerzas del diseño. Sin embargo, cuando las cargas producen una deflexión, el acero respondiendo a sus cualidades se elonga y el concreto, en forma opuesta, en su parte inferior se fisura.

La deflexión y la fisuración a la que están expuestas constantemente las estructuras de hormigón, están determinadas por el calculista dentro de unos límites aceptables para que los elementos puedan usarse económicamente durante la vida útil de la estructura. A medida que se incremente la luz entre apoyos, o las cargas soportadas, se debe aumentar la sección del elemento de hormigón armado o reducir el distanciamiento entre armaduras. En consecuencia al aumentar el volumen del concreto, la masa adicional ocasiona más esfuerzos en el elemento; lo que también aumenta proporcionalmente su costo.

Motivada por esta deficiencia presentada por el hormigón tradicional, se origina la "idea del pretensado", con la noble intención de proporcionar una alternativa para incrementar la capacidad de resistencia del hormigón y la longitud de los elementos. Para concretar esta idea se usarían acero y hormigón de alta resistencia y por medio de la aplicación de algún sistema de tensionamiento, se induciría un esfuerzo de compresión considerable en el elemento, de tal modo que pueda contrarrestar los esfuerzos cortantes y de tracción.

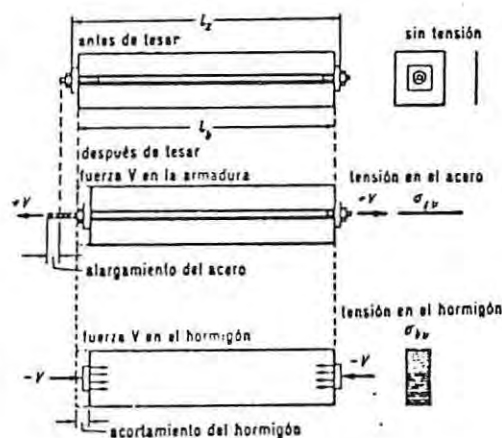


FIG. 7: PRISMA DE HORMIGON PRETENSADO AXIALMENTE CON ARMADURA ANTES Y DESPUES DE TESAR

El hormigón que se consigue con este procedimiento es un **hormigón sin tracciones**. Su zona precomprimida neutraliza las tracciones, antes que ellas se manifiesten, constituyéndose en un material que trabaja en su totalidad y sin zonas inertes.

El Hormigón Pretensado se deforma considerablemente menos que una estructura en hormigón armado. La relación entre las tensiones disponibles para sobrecarga y los módulos de elasticidad de ambos materiales es de 0,00033 en el Hormigón Pretensado y de 0,001. La deformación de una viga de Hormigón Pretensado alcanza un 33% de la deformación de una viga de acero St 52 de igual esbeltez.

El Homigón Pretensado tiene la capacidad de recuperarse totalmente de la deformación producida por un exceso de carga, sin que queden daños permanentes en las estructuras, ya que al desaparecer la sobrecarga, las fisuras se cierran por completo.

Entendiéndose, de este modo, el Pretensado como la técnica que consiste en someter estructuras a tensiones previas, artificialmente creadas y "Autoequilibradas", de forma que juntamente con las cargas y sobrecargas que posteriormente actúen sobre ellas, se originen unos estados de tensión o de deformación dentro de unos límites convenientes prefijados.

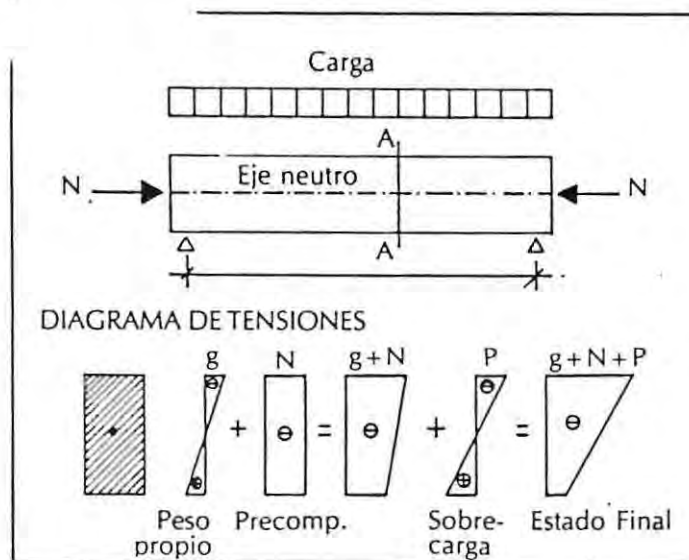


FIG. 8: VIGA CON LA APLICACIÓN DE UNA FUERZA DE COMPRESIÓN EN SENTIDO LONGITUDINAL, EN EJE NEUTRO CON SU DIAGRAMA DE TENSIONES.

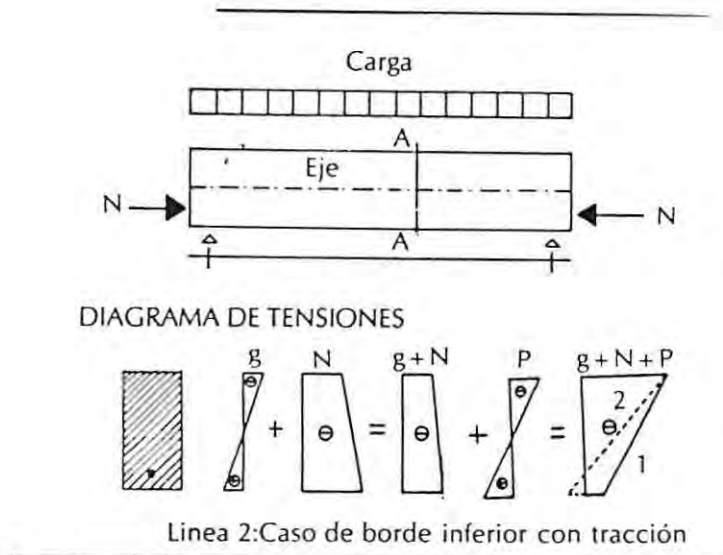


FIG. 9: VIGA CON APLICACIÓN DE UNA FUERZA DE COMPRESIÓN BAJO EL EJE NEUTRO.

El principio del Hormigón Pretensado es graficado con el siguiente ejemplo: una tubería o conducción forzada por donde circule agua a una presión de 20 a 30 atmósferas. No basta que la tubería **resista** la presión de servicio. Es preciso que, además, sea **estanca**, al menos en condiciones normales de funcionamiento.

Una tubería de palastro podría satisfacer ambas condiciones de resistencia y estanqueidad, pero su coste sería muy elevado si grande es su diámetro y reducida su durabilidad por posible oxidación. La solución de armar con acero el hormigón de la envoltura no es adecuada, por la incompatibilidad de trabajo de ambos materiales. Para que el primero desarrolle su función resistente, precisa aceptar unos alargamientos, que el segundo en su misión de capa impermeabilizadora, no puede soportar. Rota la continuidad de la capa protectora, el agua se escapa por las innumerables fisuras del hormigón. **Sólo reduciendo al mínimo necesario los alargamientos del acero, puede conseguirse la compatibilidad requerida en el desempeño de sus respectivas funciones, pero la solución no es viable.** Para que el hormigón no se fisure, la armadura tiene que trabajar en un régimen muy limitado de tensiones y por consiguiente, en condiciones abiertamente antieconómicas.

Supongamos ahora, un tubo de hormigón de espesor de pared h compuesta por un material que además de ser impermeable,

sea capaz de soportar los esfuerzos de tracción que origina la presión interior P de servicio.

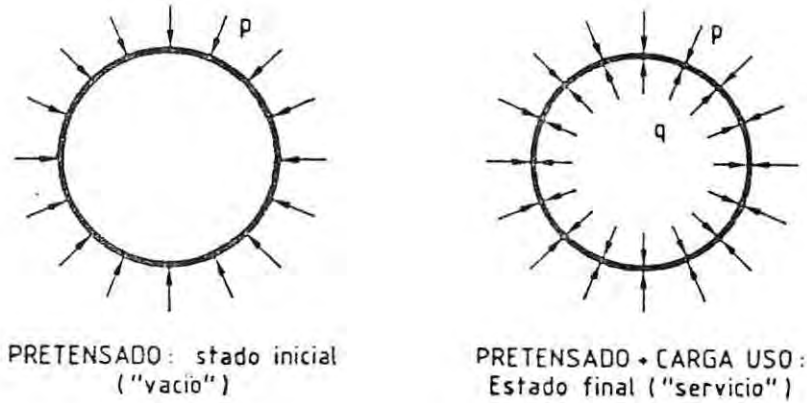


FIG. 10: SECCION DE UNA TUBERIA SOMETIDA A UNA PRESION INTERIOR P Y A OTRA EXTERIOR P'

Si disponemos en la periferia del tubo, un cinturón de tal modo que mediante un mecanismo tensor, ejerza sobre el material de espesor h una presión centrípeta P' . Esta presión externa, introducida antes de que actúe la presión hidráulica, generará una compresión inicial sobre el hormigón. Posteriormente, cuando actúe la presión de servicio P , el material constituyente del tubo estará sometido a una carga centrípeta $P' - P$; de compresión, cuando la diferencia sea positiva y, de tracción, cuando sea negativa.

Siendo P , un dato de Proyecto y P' una presión centrípeta que podemos modular a nuestro antojo, basta que sea mayor que P para conseguir que el material que conforma el tubo esté siempre trabajando bajo en régimen de compresión variable entre un máximo.

$$\sigma \text{ máx.} : \frac{P}{r h}$$

y un mínimo.

$$\sigma \text{ mín.} : \frac{P' - P}{r h}$$

En este estado de compresión, el hormigón puede constituir el material conformante del tubo; y su espesor h será el requerido para que la compresión sea la máxima admisible. El hormigón por estar comprimido es estanco al quedar libre de fisuras.

Esta solución es la más idónea, el hormigón es aprovechado en su máximo rendimiento y en sus condiciones más favorables; siendo su espesor y su volumen, mínimos. La armadura que se adhiere a la superficie exterior es sometida a tensión límite de su capacidad mecánica.

De lo anterior podemos observar que **el llevar la armadura a su tensión máxima, el hormigón se comprime dotándole de cualidades de resistencia e impermeabilidad que en condiciones normales, no tendría.** Estas nuevas cualidades le permiten cumplir la función encomendada a la tubería.

Es éste, el Principio Rector: **“El Hormigón Pretensado debe ser estanco e impedir la formación de fisuras”.**

De este ejemplo resultan claras algunas ideas que pueden aplicarse a cualquier estructura:

1º **En una estructura es necesario, asegurar su resistencia en todo momento,** en el ejemplo, el llevar la armadura a su estado de límite último, otorga cualidades favorables al hormigón. Sin embargo, el concepto de estados últimos si se sobrepasan llevan al colapso.

2º Lo anterior es condición necesaria, pero no suficiente. **Además de que la estructura no colapse, es preciso que en todo momento pueda ser utilizada adecuadamente en la función para la que ha sido concebida y construida,** en el ejemplo, **asegurando la estanqueidad** para que el tubo cumpla la función de tubería de circulación, de agua, lo que se consigue sólo gracias al pretensado o precomprimido. Conceptos de estados límites de utilización que si sobrepasan provocan que la estructura no funcione como se requiere.

Debe advertirse que para el primer requisito de resistencia y estabilidad como estructura no haría falta más que el tubo de

hormigón armado sin pretensar los cables; para el segundo requisito de utilización se requiere imprescindiblemente del pretensado.

El hormigón pretensado, representa fundamentalmente una idea nueva, una audaz simbiosis de material y fuerza. Los materiales son comprimidos y después son sellados como un balón de gas, por ejemplo. La energía contenida en ellos por este procedimiento no se libera sino para realizar un trabajo, el de equilibrar las exteriores cuando entren a solicitarlos.

El pre-esfuerzo multiplica la capacidad resistente de un determinado elemento estructural. Sin embargo, hoy el pre-esfuerzo es aplicable a una estructura entera una vez ejecutada, lo que le confiere propiedades distintas. Así, por ejemplo, es posible ejecutar un edificio mediante piezas prefabricadas independientes unas de otras y obtener su equilibrio para acciones isostáticas. Si el edificio es postensado, será capaz de trabajar reaccionando como estructura hiperestática.

Como hemos señalado anteriormente, no sólo se pretensan estructuras de hormigón y tampoco existe una única forma de pretensar estructuras, esto puede conseguirse mediante gatos hidráulicos, cemento expansivos, pre-deformaciones y otros procedimientos además de la utilización de armaduras de acero tesadas.

Sin embargo, la forma más habitual de pretensar estructuras de hormigón consiste en el tensado de las armaduras de acero denominadas armaduras activas o armaduras del pretensado con anclaje de estas en el hormigón, su efecto es duradero y no depende de elementos o factores externos. En casos de rotura, las armaduras se comportan como armaduras pasivas de hormigón armado, resistiendo tracciones.

Retomando la idea original del Hormigón Pretensado que en un momento se ve favorecida por la tecnología de materiales emergentes: hormigones y aceros de alta resistencia. En un comienzo se ofrecieron hormigones de 300 kg/cm^2 ó 30 Mpa y aún más altas. Materiales que resultaron inadecuados para la técnica del Hormigón Armado.

Necesario es en este momento destacar, que la técnica del Pretensado en el Hormigón, puede hacerse principalmente de dos modos, como trataremos más adelante, con sus respectivas variedades:

a. Tensión Previa al Hormigón (Pretensado con Armadura Pretesa)

La Armadura se tensa previo al hormigonado del elemento, anclándose en placas macizas especiales al efecto o bien sobre los propios moldes, para evitar en el caso de piezas cortas, el efecto de pandeo, que al tesar y anclar las armaduras, entran en compresión. Una vez endurecido el hormigón se suprimen los anclajes, las armaduras comprimen la pieza, anclándose por adherencia.

Este es un sistema propio de talleres de fabricación. Aquí el trazado de las armaduras activas suele ser recta o poligonal.

b. Tensión Posterior al Hormigón (Pretensado con armadura Postesa).

Se hormigona la pieza dejando en su interior unas vainas dentro de la cual se aloja la armadura activa, tensándose cuando el hormigón ha endurecido lo suficiente. Por lo general en los extremos de la pieza disponen unos elementos de anclaje. Posteriormente se realiza la inyección de los materiales que protegen las armaduras contra la corrosión, pudiendo ser materiales adherentes o no adherentes.

Este es sistema propio de talleres de fabricación de pie de obra o bien “in situ”. Aquí el trazado de las armaduras puede ser curvo.

2.2. PRINCIPIOS FUNDAMENTALES

2.2.1. PRINCIPIOS TECNOLOGICOS

Como se ha señalado, la puesta en tensión de las armaduras activas puede hacerse, antes de hormigonar (armaduras pretesas) o después de endurecido el hormigón (armaduras postesas) comportando aspectos tecnológicos variados.

En este apartado nos referimos en forma general a los aspectos diferenciales de la Tecnología del pretensado, con el objetivo de obtener una visión global, en este momento, de las consideraciones requeridas para el desarrollo de esta técnica:

a) Materiales Componentes

1. Hormigón alta resistencia
2. Armadura activa (alta resistencia)

Para la formalización con armadura Postesas del tendón solo requiere de vainas o conductor donde estas se disponen. Estas vainas dependen cumplir los siguientes requisitos:

1. Con un cierto grado de estanqueidad en función del material que le rodea y el inyectado en su interior.
2. Rigidez, para evitar deformaciones excesivas entre apoyos.
3. Resistencia, para evitar roturas por la exposición a tránsito de operarios y golpes del vibrador.
4. Compatibilidad química con los materiales que estará en contacto, para evitar problemas de durabilidad y de compatibilidad física, para disminuir rozamiento entre la vaina y la armadura.

5. Economía en su formalización, puede utilizarse diversos materiales aceros, plásticos y otros de sección usualmente circular.

b) Disposición de las Armaduras

En el caso de las Armaduras Pretesas, éstas se disponen en bancos de producción, generalmente extendidas manualmente. La posición final requerida se consigue de dos modos:

1. Mediante la puesta en tensión de la armadura en bancadas el peso propio de la armadura podría conducir a exceder los límites de tolerancia en secciones centrales.
2. Mediante la disposición de separadores fijos en el caso de grandes vigas dispuestas entre éstas en zonas no hormigonadas y móviles, en el caso de las máquinas moldeadoras para viguetas, losas, etc. se reposiciona la armadura por delante de la máquina.

En el caso de armaduras postesadas debe posicionarse la vaina, disponiendo separadores necesarios para mantener el trazado previsto, evitando ángulos que para la puesta en tensión faciliten la creación de rocas o empujes al vacío.

La colocación de la armadura dentro de la vaina o enfilado puede hacerse antes o después de instalar la vaina. El enfilado antes suele hacerse en taller y va asociado a elementos no muy largos y que van contribuir de una vez sin ajustar. El enfilado posterior es indicado para elementos que se construyan en forma evolutiva.

En la operación del enfilado se dispone en la parte delantera del tendón un elemento auxiliar de forma esférica que impida muescas en la vaina y evita que los cordones se desenrollen. En la técnica del enfilado pueden usarse cables tractores, que tiren desde el extremo contrario donde se enfila, o bien enfiladoras que empujan los extremo desde donde se enfila.

c) Puesta en Tensión

1. En el caso de armaduras pretesas, para la puesta en tensión suelen utilizarse dos tipos de equipos: gatos unifilares, de largo recorrido de émbolo y los pistones hidráulicos para el movimiento del extremo móvil del banco de producción. Con frecuencia se utilizan ambos equipos completamente, el unifilar para estirar y dar tensión previa y los ejes hidráulicos, para estirar y dar tensión previa y los ejes hidráulicos para la puesta en tensión final.
2. En el caso armaduras postesas se suelen utilizar para la puesta en tensión, gatos hidráulicos. La potencia dependerá del tendón a tesar.

Sin embargo, hay que destacar que lo importe no es única y exclusivamente el equipo técnico, sino también conocer cuáles son los requisitos técnicos que deban cumplirse en definitiva, el prestigio de la empresa que lo realiza puede ser un buen indicador.

Se desarrollan rigurosos controles para la puesta en tensión, sobre la medición de niveles de tensión y precauciones extremas para evitar riesgos inherentes a los procedimientos de trabajo. La puesta en tensión es ejecutada generalmente desde un extremo del banco. Sin embargo, puede realizarse simultáneamente desde ambos extremos.

En el caso de las armaduras postesadas entre la puesta en tensión y la inyección como en el caso de las armaduras pretesadas entre la puesta en tensión y el hormigonado debe limitarse el tiempo con la facilidad de evitar riesgos de corrosión en el tiempo que la armadura no esté protegida.

d) Anclaje

Post-puesta en tensión, debe transferirse la fuerza de pretensado al elemento estructural por lo que se requiere de un

aparato de anclaje. El anclaje puede conseguirse **vía mecánica** o bien **por adherencia**.

En el anclaje por adherencia la fuerza de pretensado se equilibra con las tensiones tangenciales entre hormigón y acero. Esta solución es de uso general en elementos de Hormigón Pretensado con armaduras pretesas y de uso específico, en elementos de Hormigón Pretensado con armaduras postesas.

En el anclaje por medios mecánicos, la fuerza de pretensado se transfiere al hormigón por medio de una placa de anclaje en el que a la vez se anclan cada unidad de armadura activa. Este tipo de anclaje varía según función de la unidad, empleada; para barras se utilizan anclajes mecánicos tipo rosca y para cordones suele usarse cuñas y para los alambre el empleo de remaches.

Se concluye, entonces, que la elección del sistema de anclajes dependerá del tipo de armadura empleada. Otros factores que pueden intervenir son la significación de la pérdidas en el acoplamiento del anclaje, manipulación posterior del anclaje, etc.

e) **Inyección**

Tras la puesta en tensión se requiere tomar medidas de protección de estas frente a agentes, exteriores, agresivos. En el caso de las armaduras pretesa se confía esta protección al mismo hormigón.

Sin embargo, para el caso de las armaduras postesa, la protección de éstas se realiza mediante la inyección de un material que proteja y ocupe el espacio entre paredes de la vaina y la armadura. Los materiales comunmente utilizados son mortero de cemento y grasas.

La elección del material de inyección está condicionada principalmente por las exigencias que requiere el tendón, durante la vida en servicio de la estructura.

Si el tendón puede ser sustituible o sometido a ensayos de inspección o simplemente retesado, el material empleado para la inyección tendrá que ser uno no adherente, como grasa, por ejemplo. Mientras que en caso contrario es frecuente la utilización de materiales adherentes, mortero de cemento por ejemplo.

2.2.2. ASPECTOS NORMATIVOS

Se hace necesario dedicar este apartado a los aspectos normativos, pues, evidentemente, una normalización es imprescindible en toda técnica cuyo empleo se halle ampliamente difundido y si se desea mantener dentro de unos aceptables límites de perfección y seguridad y especialmente, para conseguir, sin detrimento para la propia técnica, grandes producciones en serie, mediante procedimiento económicos y mecanizados.

Trataremos el aspecto evolutivo de la normativa, conjuntamente con los aspectos esenciales de la Normativa internacional y la nacional, existiendo en esta, la nacional, norma sólo para los aceros.

a. Evolución de la Normativa

La historia o evolución de la normativa internacional para el Hormigón Pretensado, es un hecho. Por de pronto, las Normas oficiales que reconocen la utilización de pretensados parciales son la DIN 4227 del año 1953, las normas polacas del año 1957, las finlandesas del año 1958, las recomendaciones austríacas, las instrucciones soviéticas, las normas italianas de 1960 y las británicas de 1959. Estas últimas, además de precisar la definición de las clases II y III (5) dice la tensión admisible de la

(5) En el Capítulo 3 se trata el tema sobre las Clases de Pretensado.

tracción en el hormigón variable entre 1.2 y 3.4 N/mm² según la duración o frecuencia de las cargas consideradas como máximas de servicio, según la resistencia del hormigón y según la modalidad de pretensado, antes o después del hormigonado. La tensión máxima admisible puede ser incrementada en 1.7 Mpa y si la carga es excepcionalmente alta respecto de la ordinariamente soportada, se podrán aceptar tensiones superiores a las citadas anteriormente a condición de que, al recuperarse las consideraciones solicitadas como normales, todas las tensiones fueren de compresión para asegurar que las posibles fisuras abiertas queden totalmente cerradas. Esta norma se aplicó a edificios ya que las especificaciones del Ministerio Británico del Transporte excluyó la utilización del hormigón parcialmente pretensado en puentes.

La década 50-60 pensó que el hormigón pretensado constituía una técnica distinta a la del hormigón armado por exigir al primero limitaciones en materia de tensiones admisibles que no se imponían al hormigón armado.

Al admitirse en las clases II Y III tensiones de tracción y estados de agrietamiento proscritos en la clase, los pretensados parciales que hacia 1962 se decían de una estructura que admitía en el cálculo débiles tensiones de tracción aparecían como una modalidad más permisiva pero menos exigente y como consecuencia, técnicas de interés secundario respecto de las cuales el estudio y las realizaciones eran aisladas; su carácter era más bien tolerante y se introducían con timidez algunas normas para solucionar estructuras de mediana importancia y de temporal permanencia. Se definía

también por aquella época como pretensado limitado a aquel que aceptaba una ligera fisuración en condiciones de servicio.

La FIP, Federación Internacional del Pretensado, en su IV Congreso, en el año 1962, sede Roma y Nápoles observó la conveniencia de realizar el estudio sistemático de los pretensados parciales bajo una nueva óptica; la de constituir un nexo con el hormigón armado, estableciendo una continuidad entre una y otra modalidad constructiva.

La Association Scientifique de la Précontrainte, ASP, una asociación privada redactó, en el año 1964, en Francia, un reglamento, el cual, por tratarse de una institución privada, no pudo ser aplicado de modo coercitivo en la nación y quedó en el ámbito de las recomendaciones; precisamente se denominó Recomendaciones de la A.S.P. para el Cálculo y Ejecución de Estructuras Pretensadas.

Las recomendaciones presentaban dos novedades respecto al reglamento oficial: **la primera, plantear la necesidad de un cálculo en rotura como más eficaz comprobación de los márgenes de seguridad exigibles y, la segunda, reconocer la modalidad de los pretensados parciales estableciendo**, a tal efecto, las cláusulas pertinentes para definir las clases dos y tres en función de una extensión máxima de tracción, consideradas como admisibles en cada categoría según la agresividad ambiental y las condiciones particulares de la función que la estructura debe desarrollar.

Presentada la anterior idea, al V Congreso de la FIP en París, en el año 1966, aparecen las discrepancias con la tesis mantenida por el comité mixto FIP- CEB, que si bien concuerda con la clasificación del pretensado en tres grupos, el parámetro que los distingue, se basa en unos estados límites de alargamiento del hormigón o, si se quiere, en unos incrementos máximos de la armaduras situadas en el borde extendido por flexión.

En el año 1968 se publica el Reglamento Suizo en el que a diferencia de las normas británicas, no se establece limitación alguna para las tensiones de tracción en el hormigón. Lo único que se limita son las máximas tensiones admisibles en las armaduras, unas tensiones que se deducen en el supuesto de un hormigón fisurado bajo las cargas de servicio. En el caso particular de las armaduras pasivas, esta tensión máxima admisible es de 150 Mpa, estipulándose que, en las condiciones de fisuración antes dichas, el incremento en la tensión de la armadura activa, no debe exceder el décimo de su resistencia, incremento que se reduce a un bigésimo en puentes de ferroviarios. Como condición adicional se establece la imperativa necesidad de que, en todo caso, todas las fibras de hormigón

deben permanecer longitudinalmente comprimidas bajo la acción de las cargas permanentes.

Cuatro años más tarde aparece una nueva edición de las normas de pretensado británicas en las que se intenta englobar las normas de hormigón armados aún cuando su unificación no sea completa siguiendo las líneas generales del Comité mixto CEB- FIP, se establecen tres categorías o grupos (temas tratado como tal en el apartado 3.2.3.)

b. Extracto de Normas Internacionales

1. Condiciones que deben satisfacer los aceros:

- a) Los diagramas de esfuerzo-deformación deberán mostrar:
 - Módulo elástico en el origen.
 - Límites convencionales 0,1% y 0,2% de deformación permanente.
 - Carga y alargamiento de rotura.

El alargamiento considerado será el que corresponda a la caída de la pendiente de “la curva después de la rotura”. Este se expresará en milímetros mediante la fórmula:

$$B = 50 + 10 \phi$$

Siendo ϕ el diámetro en milímetros; para las secciones no circulares el término 10ϕ será sustituido por la expresión $11,3$ representando s la sección en mm^2 .

- b) Resistencia al doblado alternativo.

La prueba se verificará según los procedimientos previstos en las tablas UNI 1482-84, sobre un pasador que tenga un diámetro cuádruple del alambre que se prueba; en los alambres con sección no circular, se considerará el diámetro equivalente.

c) Optativa

Resistencia a la torsión alternada, hecha en una longitud de alambre de 50ϕ o longitud equivalente.

Resistencia a la fatiga (repetición de esfuerzos) variando su intensidad en forma ondulada.

d) Relajamiento a las 120 horas.

2. Límites impuesto a los valores medios de las diferentes características:

- a) La relación entre la carga de rotura y el límite convencional al 0,2% debe permanecer siempre superior, o cuando menos igual a 1,1.
- b) Alargamiento a la rotura por relajamiento: debe ser superior o igual al límite fijado en tanto por ciento por la expresión: $2,25 + 0,20\phi$ (siendo ϕ el diámetro en milímetros). Para las trenzas de alambres esta norma se aplica al diámetro de un solo alambre de los que la forman.
- c) Doblado alternativo. El acero deberá poder sufrir sin romperse cuando menos cuatro dobleces.
- d) En caso que sea obligatoria la prueba de fatiga ondulatoria el margen de seguridad disponible, respecto a las oscilaciones que la carga experimenta en la obra, debe resultar cuando menos igual a dos.
- e) En las pruebas que se produzca la rotura de la muestra se observará el aspecto de la fractura que manifiesta fragilidad será obligatorio hacer prueba de fatiga ondulatoria y torsión alternativa.

3. Norma para el ensaye de materiales

El fabricante deberá presentar los certificados de laboratorio de las pruebas que se hagan para controlar su calidad con la frecuencia siguiente:

- a) Para todos los carretes: Diámetro y carga de rotura.
- b) Para cada 10 carretes: alargamiento y doblado.
- c) Para cada 20 carretes: determinar el límite elástico convencional para un alargamiento de 0,1% y de 0,2%.
- d) Para 10 toneladas: (o para cada envío en conjunto). Todas las pruebas optativas.

4. Tolerancia:

- a) En las dimensiones transversales: se admite una tolerancia del 2% por exceso únicamente.
- b) En el límite convencional del 0,2% en carga y alargamiento a la rotura: se admite una dispersión, respecto al promedio de cuatro resultados un 5% para tres probetas y un 6% para la cuarta. Cuando la norma no se satisfaga se podrá repetir la prueba en otras cuatro probetas y se operará con el promedio de las ocho pruebas; se tolerará una desviación de 5% en los resultados más aproximados. Si también esta prueba falla, se le atribuirá a la partida de material la característica de la probeta clasificada en séptimo lugar en el sentido decreciente.

5. Estado de las muestras.

En el momento de utilizarse los aceros deberán presentarse libres de oxidación, corrosión, defectos superficiales visibles y dobladuras. Se tolerará una oxidación que desaparezca mediante un ligero frotado con trapo seco.

No se admite en la obra ninguna operación de enderezado. Cuando se desenrolla de los carretes el cable que se empleará en la fabricación, tendiendo en el suelo un tramo de 10 m. no deberá presentar curvatura u ondulación sensible.

c. Norma en Chile

La institución a cargo de la normalización en Chile es I.N.N., Instituto Nacional de Normalización. Le corresponde a éste normar el máximo de aspectos conforme su evolución. Sin embargo, respecto del Hormigón Pretensado como unidad no existe norma alguna, insistimos, de carácter nacional. Si existe para el acero, es la NCh.860 Of.72 y la NCh.859 Of.73, ambas referidas al 'Acero, Cordones Desnudos de Acero sin Tensiones Internas para Tendones de Hormigón Pretensado'. Cada una consta de 17 apartados y son los siguientes:

1. Alcance,
2. Referencia,
3. Terminología,
4. Clasificación,
5. Obtención de Material,
6. Composición Química,
7. Propiedades Mecánicas,
8. Tolerancias,
9. Presentación y Terminación,
10. Marcas,
11. Extracción de Muestras,
12. Preparación de Probetas,
13. Análisis Químico,
14. Ensayo Mecánico,
15. Inspección,
16. Aceptación y Rechazo,
17. Certificación.

2.2.3. ASPECTOS ECONOMICOS

En el presupuesto global de una estructura el coste de las armaduras es una de las partidas más importantes.

“Si no fuera por el elevado coste de las cimbras, los puentes en arco constituirían la solución más económica para salvar luces importantes ya que en ellos, la tracción de un imaginario tirante que uniera los arranques, se confía al terreno de cimentación.”

“El Hormigón Pretensado...” A. Páez 1989

Ahora bien, refiriéndonos particularmente al acero en términos de costos, podríamos decir que mientras mejor es la calidad de éste, mayor es el precio unitario. Sin embargo, si nos referimos a su resistencia, podríamos decir que un acero de doble resistencia mecánica, no cuesta el doble, corresponde, dentro de ciertos límites sólo al 20%. Concluimos, así que la solución más económica para resistir un determinado esfuerzo de tracción. Consiste en recurrir a un acero de la más alta calidad mecánica.

La Industria siderúrgica consigue en mejor forma estas altas calidad con alambres que con barras gruesas, hacen que sean los cables trenzados o no, la solución más idónea para soportar un esfuerzo de tracción con el coste mínimo.

Este simple principio, no puede ser aplicado satisfactoriamente al Hormigón Armado, pues, mientras mayor es la calidad mecánica del acero, mayor es la deformación. Está comprobado que una armadura pasiva o tradicional de calidad superior a los 500 Mpa de límite elástico produce alargamientos unitarios tales, que el hormigón a esa armadura adherido se agrieta o fisura considerablemente.

Así consiguiendo deformar o tensar la armadura previamente, el Hormigón Pretensado resuelve dicha incompatibilidad en el funcionamiento de ambos materiales.



Independientemente de cómo se realice la maniobra de pretensado ya sea tensando las armaduras en bancos antes de hormigonar o bien alojándolas en vainas dispuestas con el trazado adecuado; **lo trascendente es vencer la incompatibilidad de funcionamientos, recurriendo a aceros de alta calidad para las armaduras activas, material componente del Hormigón Pretensado.**

Conscientes de que la economía que alcanza, queda en parte compensada con la costosa operación de tesado, pero este coste adicional disminuye a medida que la longitud del cable aumenta. Por definición los costos son antieconómicos al incidir en una escasa longitud de armadura, el coste de los dispositivos de anclaje y en utilización de unos gatos cuyo manejo exige una mano de obra especializada.

Cabe destacar que el uso de elementos prefabricados de Hormigón Pretensado en edificaciones y estructuras, conlleva una reducción de la obra de mano necesaria, lo que al parecer resulta mucho más importante que una aparente economía en el coste final del producto. También es importante señalar en relación al coste del pretensado que al reducirse el peso de las piezas se reduce proporcionalmente a los gastos de transporte y colocación o montaje y que la posibilidad de solidarizar entre sí, mediante el pretensado, a los distintos elementos prefabricados, supone también una economía en los empalmes y uniones, al hacer innecesarios el empleo de soldaduras, remaches, pasadores, tornillos y otros.

Desde el punto de vista de la economía debe valorarse del Hormigón Pretensado, el empleo de este en obras viables y el creciente aumento en el área de la Construcción y Arquitectura. Considerando los factores que deben tenerse presentes que son por una parte, el coste del pretensado y la dificultad que representa el manejo de piezas de gran longitud. Frente a esto deben considerarse las ventajas que supone el poder reducir el número de apoyos, con sus correspondientes comentarios y el número de juntas.

2.3. SINTESIS: FUNDAMENTOS DEL HORMIGON PRETENSADO

El Hormigón Armado es la síntesis formal de dos materiales de comportamiento mecánico, esencialmente, distintos y contrarios, el Hormigón y el Acero.

El Acero con la propiedad de resistir de excelente forma a la tracción y, el Hormigón con la propiedad de resistir deficientemente al mismo esfuerzo, sólo de un 10 a un 15% de su resistencia a la compresión.

Al disponerse juntos estos materiales, en su estado tensional natural, aún cuando es posible conseguir resistencias exigidas para las estructuras, aumentando masa y cuantía, sobrevienen deficiencias en economía, determinaciones en el diseño y, aumento del estado tensional del conjunto.

En la práctica, cuando las estructuras de Hormigón Armado, deben soportar cargas de deflexión, el acero responde elongándose y el Hormigón fisurándose.

Esta deficiencia del Hormigón Armado de no responder favorablemente a las cargas de deflexión, origina la idea del Pretensado, entendida como la técnica que consiste en someter estructuras atenciones previas y autoequilibradas, de forma tal que, cuando actúan cargas y sobrecargas en ella, se originen estados de tensión o de deformación dentro de límites prefijados convenientemente.

CAPITULO 3

EL HORMIGON PRETENSADO: DISEÑO ESTRUCTURAL

EL HORMIGON PRETENSADO: DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1. LOS MATERIALES COMPONENTES

3.1.1. EL HORMIGON

Este material es definido por su resistencia a la compresión. Su resistencia mínima es fijada por los diferentes reglamentos.

Particularmente, el pretensado exige en su elaboración, el empleo de materiales de primera calidad, sus componentes deben ser elegidos en forma cuidadosa, sometidos a ensayos y sus características deben permitir dosificación científica y sus métodos de fabricación y colocación absolutamente racionales.

Para el caso de su uso en hormigón pretensado el Reglamento CIRSOC 201, fija como resistencia característica mínima $\sigma'_{bk} = 30 \text{ Mpa}$ (300 kg/cm²), en el caso de elementos pretensados por adherencia, que es el tema que nos ocupa.

El Hormigón para pretensado, debe ser trabajable y esto se obtiene aumentando el agua de amasado, pero ello es perjudicial para su resistencia, por lo tanto es conveniente el estudio de una dosificación adecuada, además mediante el uso de plastificantes, se mejora la trabajabilidad sin aumentar la relación agua-cemento.

En general, para acelerar la producción, deben alcanzarse altas resistencias en corto tiempo. Esto exige en la dosificación y el curado, la aplicación de procedimientos tecnológicos de avanzada y confiables a través del tiempo.

El uso de vapor saturado a baja presión, es uno de los procedimientos para obtener altas resistencias en pocas horas.

Compresión introducida	Humedad relativa media del ambiente			
	50 %	60 %	70 %	80 %
$\beta_4 < 0,17$	7	6	5	4 días
$0,17 < \beta_4 < 0,20$	8	7	5	4 días
$0,20 < \beta_4 < 0,23$	10	8	5	4 días
$0,23 < \beta_4 < 0,27$	13	9	6	5 días
$0,27 < \beta_4 < 0,30$	15	10	6	5 días
$0,30 < \beta_4 < 0,34$	18	11	7	6 días
$0,34 < \beta_4 < 0,40$	23	13	7	6 días

FIG. 11: TABLA DE EDAD MINIMA DEL HORMIGON PARA INICIAR EL TESADO

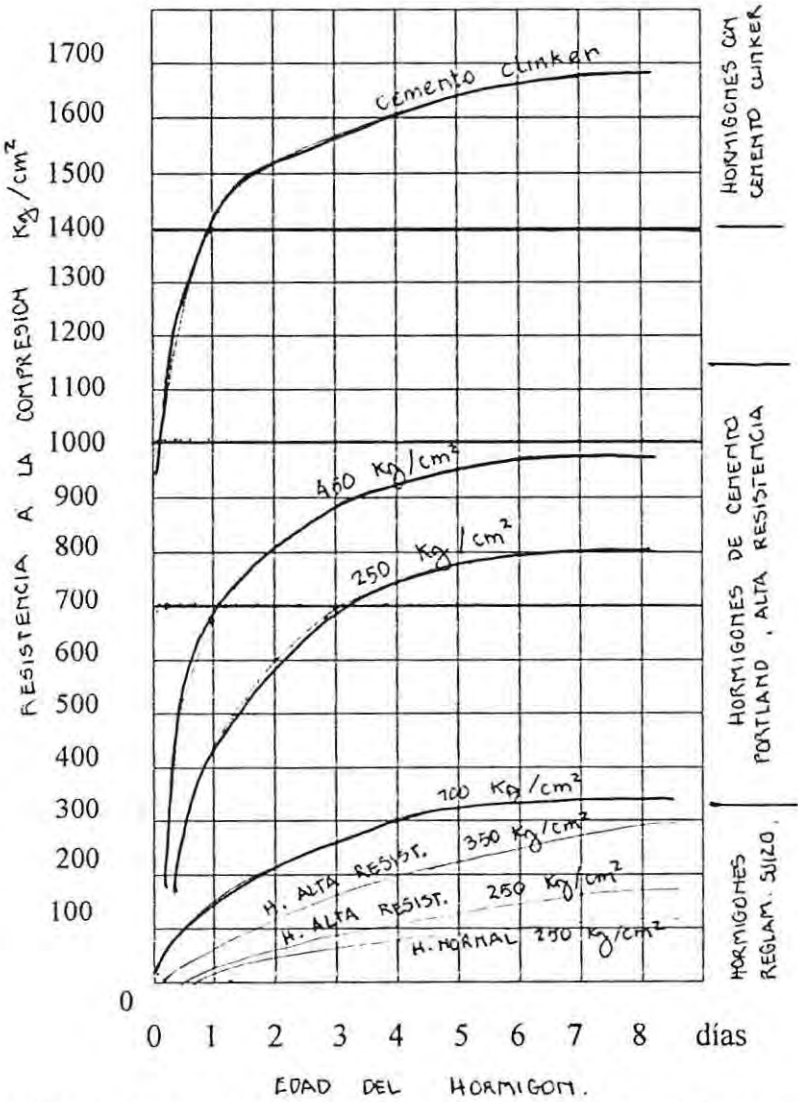


FIG. 12: RESISTENCIA A COMPRESION DE LOS DIFERENTES TIPOS DE HORMIGON EN FUNCION DE LA EDAD

3.1.1.1. CARACTERISTICAS MECANICAS DEL HORMIGON

La técnica experimental ha instrumentado un conjunto de ensayos tipificados, para definir la resistencia de un material, intentando con ello reproducir los resultados. Como se trata fundamentalmente de cuantificar un hecho real, **las normas reglamentan unos procedimientos tendientes a que un mismo Hormigón arroje un mismo resultado.**

La idea es moldear unas probetas de tamaño uniforme que después de curadas en cámaras al 100% de humedad se ensayan a los 28 días entre los platos de una máquina que comprime probetas a una cierta celeridad en un ambiente a 20°C de temperatura.

Todas estas normas reglamentadas y experimentadas en ensayos tipificados, no hacen más que evidenciar la circunstancia de que la **resistencia del hormigón no depende sólo de sus propiedades intrínsecas, sino también, de circunstancias externas, de su edad, de su conservación, de la temperatura, del ambiente en el momento del ensayo, de la velocidad con que se incrementa la carga.** Si alguno de estos parámetros de ensayo se cambia, o si el tamaño de la probeta se modifica, el resultado será otro.

La resistencia del Hormigón no es un resultado estadístico fijo, 'es una medida en unas determinadas condiciones; de modo, de ambiente y de tiempo'. Generalizar un resultado es indiscutiblemente un error conceptual en la práctica.

La "Mecánica Racional" como la "Resistencia de los materiales" son ciencias que funcionan con esquemas prefijados dada ciertas cargas y dimensiones, con el fin de hallar el régimen tensional interno de una pieza, en pocas palabras, frente a determinadas causas, hallar el efecto.

Si bien, este mecanismo como esquema mental es lícito y viable, en la praxis, la realidad es otra. Las cargas no son datos de proyecto, más bien es a la inversa, son estimaciones de sucesos o acontecimientos condicionados por circunstancias difícilmente valorables. **La capacidad resistente de un hormigón**

tampoco es una cantidad conocida, predeterminada e invariable, sino más bien azarosa y como tal, problemática.

Además, el muestreo obtenido a través del análisis de probetas, representa los resultados de una parte del total y se olvida que las condiciones particulares de los ensayos distan, muchas veces de las circunstancias y condiciones que rodearán el material del elemento construido.

Ahora bien, si del amasado sacamos un cierto número de probetas, pero puede pretenderse que, una vez ensayadas, todos los resultados sean coincidentes. No obstante, a lo que más podemos llegar será a establecer una probabilidad asociada a un valor mínimo.

“Cuando con toda propiedad, decimos que la probabilidad de que una probeta se rompa bajo cargas inferiores a 30 M.pa. es de una milésima, afirmamos que si se rompieran 10.000 probetas, diez de ellas, una por cada grupo indiscriminado de mil, presentarían resistencias inferiores a 30 M.pa.”

3.1.1.2. EL CEMENTO

El Cemento, dentro del grupo de los conglomerantes hidráulicos (6) ocupa un sitio privilegiado, por sus propiedades físicas, mecánicas y económicas. Su extenso campo de aplicación posibilita que pueda subdividirse en cementos Portland, Aluminosos, Siderúrgicos Naturales y otros.

(6) Aquellos productos que tienen la particularidad de que amasados con agua fraguan y endurecen manteniéndose estables e inalterables en posterior contacto con dicho líquido.

Dentro del grupo de los cementos, las normas distinguen diferentes categorías. La clasificación del tipo P-350, P-450, P-550, es para designar tipos de cemento Portland, que amasados según unas dosificaciones tipificadas de arena y agua, alcanzan a los 28 días unas resistencias medias de 35, 45, 55 Mpa., respectivamente.

Para el campo específico del Hormigón Pretensado, los elementos más comúnmente empleados, deben ser capaces de permitir la obtención de hormigones de elevadas características mecánicas. Si además la pieza es prefabricada el requisito fundamental es que esa resistencia la alcance prontamente.

Cabe mencionar, que al momento de elegir el tipo de cemento adecuado para satisfacer los requerimientos inherentes a su función. Aparece una nueva exigencia impuesta por las características especiales de las armaduras activas. Pues el acero de alta resistencia de estas armaduras, generalmente constituido por alambres trenzados o no, son particularmente sensibles a los efectos de corrosión bajo tensión. Para subsanar tales inconvenientes, es preciso rodear la armadura de un ambiente alcalino en donde tanto el contenido de cloruros como de sulfuros, se reduzca a unos límites muy estrictos. Por este motivo, suele exigirse al cemento la condición de que su contenido de ión cloro, nunca rebase el 0,03 % en peso.

Circunstancias, similares, impulsan a ciertas reservas en el uso de cementos siderúrgicos. La presencia de sulfuros en las escorias, utilizadas en la fabricación de estos cementos, pueden determinar en circunstancias especiales la fragilización por hidrógeno de las armaduras de pretensado.

Los cementos ricos en sal son, por lo tanto, los más resistentes. *“La relación del el contenido de cal en los componentes: sílice, alúmina y óxido de fierro, se llama Modulo de Hidraulicidad y casi siempre es de 1,7 a 2,2”.*(7)

(7) R. Saliger, “El Hormigón Armado”

COMPONENTES DEL CEMENTO	CEMENTO PORTLAND	CEMENTO PORTLAND HIERRO	CEMENTOS DE ALTOS HORNOS	CEMENTO ALUMINOSO
Cal (Ca O)	60-68 %	55-62 %	42-55 %	39-44 %
Sílice (Si O ₂)	18-24 %	21-26 %	26-31 %	6,5-8,5 %
Alúmina (Al ₂ O ₃)	4-8 %	6-10 %	8-17 %	42-46 %
Ox.de Fe. (Fe ₂ O ₃)	1-6 %	1,5-3,5 %	0,5-2,5 %	0,6-1,4 %
Magnesia(Mg O)	1-5 %	1,5-5 %	1,5-7 %	1,3-2,1 %

FIG.13: COMPOSICION DE LOS CEMENTOS

Respecto de la calcinación de las mezclas, ésta debe hacerse con temperaturas correspondientes al punto de fusión de los componentes, 1500°C, influyendo grandemente su correcta ejecución y resultados, en la calidad final los cementos.

Ahora, para conseguir una homogeneidad de la mezcla, de hormigón, deben los granos de áridos ser trabados y para ello deben quedar envueltos en una película de lechada de cemento, siendo esta película de un espesor que va a depender de la granulometría del agregado, mientras más grande o grueso es el agregado, la película ha de ser de mayor espesor y, por lo tanto, mayor la cantidad de cemento para conseguir la misma resistencia.

En definitiva, ‘el poder aglutinante del cemento y por tanto, las resistencias del hormigón dependen – como afirma R. Saliger - en igual medida de la finura del molido’.

Podemos concluir, entonces, que si se emplean cementos insuficientes, la película será deficiente, el aglutinante escaso y la resistencia reducida.

Se justifica plenamente, el uso de cementos especiales, para corresponder a la calidad y resistencias exigidas en el pretensado y a la rapidez del desmolde y de relajación del acero. Lo más aconsejable es el uso de cementos de fragua rápida como el Super Melón, que dan altas resistencias iniciales, diferenciándose del Portland, en la

elección más cuidadosa de la materia prima y en una calcinación y molienda más perfecta.

Para el pretensado, de los cementos especiales el más recomendable es el Cemento Aluminoso compuesto por cal y bauxita, doblando en resistencia mecánica al cemento Portland corriente y es también muy resistente a los ácidos.

Finalmente, se ha ideado un sistema para conseguir hormigones de alta resistencia para pretensados, avalado por una serie de ensayos y que consiste en la sustitución de los áridos de hasta 6mm de diámetro máximo, por el Clinker correspondiente.

Con este sistema de confección del hormigón, es posible alcanzar, con contracciones reducidas, resistencias de 60 Mpa. a la compresión y 15 Mpa. a la tracción, esto a los tres días de confeccionado y de 100 y 20 Mpa., respectivamente a los 28 días. Vibrados, consiguen hasta 150 Mpa. a la compresión.

Hormigón de 300 Kg. de cemento /m3, hecho con:	Resistencia a la compresión en Kg/m2 a los 7 días.	Retracción al cabo de 50 días	Intumescencia al cabo de 50 días.	Coefficiente de trabajo por flexión Kg/cm2
Cemento Portland	136	-5 55x10	-5 39x10	13,8
Cem. Fragua rápida	190	-5 57x10	-5 38x10	20,2
Cemento Aluminoso	356	-5 75x10	-5 58x10	30,2

FIG.14: RESULTADOS DE ENSAYOS CON HORMIGONES DE 300 Kg. de cemento /m3 CON DIFERENTES TIPOS DE CEMENTOS

3.1.1.3. LOS ARIDOS

Las características de los áridos para el pretensado, son similares a las exigidas en el hormigón armado, en lo que refiere a limpieza y propiedades mecánicas, el árido grueso deben ser mayor o igual al de los morteros a usarse; cumpliéndose con estas exigencias, la procedencia de los áridos no debiera importar.

Donde sí debe recomendarse estricto rigor es en las condiciones granulométricas, por ser factor esencial en la calidad de los hormigones, fundamental en el pretensado y en la fineza y esbeltez de las estructuras que resultan con esta tecnología.

Basados en el hecho de que a similares características, es más resistente un hormigón con agregados de mayor tamaño, pues mientras menor sea la superficie de los áridos mayor será la resistencia, investigadores recomiendan granulometrías discontinuas, con proporciones mayores de agregados gruesos, en la medida que lo permitan las secciones de los elementos.

Respecto del uso de los áridos, existen algunas recomendaciones necesarias de considerar:

- a. **El hormigón, necesariamente, debe envolver las armaduras**, lo que precisa un tamaño máximo del árido que no supere el 80% del espacio entre barras paralelas o entre las vainas de la armadura activa. De no ser así, la masa no invade la armadura y queda retenida. Puede admitirse hasta un 15% de tamaños superiores.
- b. El tamaño de los áridos, que se clasifican en gruesos (mayores 5 cm) finos o arenas, **deben poseer una correcta granulometría** de modo que ocupen un mayor espacio dentro del volumen dado y en consecuencia que la cantidad de mezcla sea menor sin afectar las condiciones de resistencia y docilidad.

- c. Con una **cantidad de mortero mínima necesaria para obtener una estructura compacta**, determina una menor retracción, fluencia y calor de fraguado – en el Hormigón.
- d. Se considera **apropiado para el pretensado una granulometría discontinua** (8) porque permite que la superficie de los áridos a adherir con una determinada cantidad de cemento sea mucho menor, necesitándose menor cantidad de mortero.
- e. Es conveniente el **uso de áridos de 15 mm. como máximo, para la construcción de piezas prefabricadas delgadas** o en aquellos lugares de gran concentración de armaduras, por ejemplo en las zonas de anclaje.
- f. Respecto de la proporción de finos, Hummel descubre que **para lograr mayor resistencia dicha proporción debe corresponder de un 4,5 a un 9% del árido total**. Se debe alcanzar las siguientes cantidades para asegurar efectiva granulometría.

Tamaño máximo	m3 (fino incluido)
7 mm.	500 kg.
15 mm.	425 kg.
30 mm.	350 kg.
50 mm.	300 kg.
70 mm.	275 kg.

TABLA PESO DEL ARIDO SEGÚN
TAMAÑO EN UN M3
(estos valores anteriores son válidos si
se emplean aireantes).

(8) entendiéndose por granulometría discontinua a aquella curva irregular que contiene tamaños en gradación no correlativa.

- g. **Si existe mayor cantidad de finos, deben ser eliminados y reemplazados por grano finísimo**, de 0 a 0,09 mm. en cantidad alrededor del 6% del total de áridos. Puede agregarse para tal caso cualquier material inerte (polvo de cuarzo, por ejemplo). Se hace necesaria esta sustitución, porque un excesivo contenido de finos perjudica la densidad y aumenta la retracción al aumentar la cantidad de agua necesaria.
- h. **La dosificación en Hormigón Pretensado, debe hacerse en peso de los áridos**, porque los más pequeños, especialmente, producto de la humedad y la compacidad, pueden aumentar su volumen, por lo que no resulta conveniente la dosificación en volumen.
- i. Se recomienda **no usar áridos de mar o lavados con agua de mar**, porque las sales introducidas en la masa, cloruros en su mayoría, favorecen la corrosión de las armaduras, particularmente peligrosa en la técnica del Hormigón Pretensado.
- j. **Con el empleo de áridos ligeros, naturales o artificiales, el peso del Hormigón puede reducirse considerablemente.** Las propiedades en estos áridos varían notablemente, pero en general se recomiendan los áridos que tienen mayor consistencia en su capa superficial. Como la absorción en este tipo de áridos es mayor, debe tenerse especial cuidado al efectuar las correcciones debidas a la humedad.
- k. **El almacenamiento de estos áridos debe ser en montones separados por tamaño**, los áridos más finos deben ser cubiertos para aminorar el cambio en su contenido.

3.1.1.3.1. LOS ARIDOS NATURALES

Los áridos naturales son los más corrientemente utilizados en la fabricación del Hormigón, cualquiera sea éste, a igualdad de dosificación de agua de amasado, los hormigones fabricados con áridos rodados son más dóciles y fluidos que los ejecutados con áridos procedentes del machaqueo de rocas. Sin embargo, a igualdad de consistencia los hormigones de canto rodado no es mayor, en resistencia, que los de machaqueo, como pudiera pensarse a causa de su menor relación agua-cemento. Pues, el material- gravilla- obtenido por trituración posee formas angulosas, aristas vivas y rugosas y su superficie rara vez está sucia, por lo que se constituyen en excelente material conformante del hormigón.

Lo anterior no significa que los áridos naturales sean inadecuados para la ejecución de hormigón pretensado. Sólo que al estimar el coste real de la construcción, la proximidad o lejanía de canteras es factor decisivo en la elección.

Respecto de su tamaño los áridos se clasifican en gruesos (mayores que 5 mm) finos o arenas. Se suele llamar piedra, a los áridos de más de 8 cm., gruesos a los comprendidos entre 2 y 8 cm. y gravilla a los que están entre los 10 y 20 mm.

3.1.1.3.2. LOS ARIDOS ARTIFICIALES.

No es justificable reducir el empleo de los áridos al grupo de los naturales nada más. Si bien es cierto, difícilmente puede encontrarse otros productos más económicos, inertes y resistentes como las piedras. Sin embargo, debe admitirse que esta situación puede ser viable cuando.

- a. Por no existir áridos naturales en las cercanías, el transporte desde puntos alejados resulta muy costoso.

- b. Por motivos específicos, se desea conferir al hormigón propiedades determinadas.

El que más posibilidades ofrece es el segundo grupo. Los áridos ligeros y sus contrarios pertenecían a este grupo por añadir propiedades adicionales como la ligereza y la pesadez. **Se incluyen aquí también los áridos para hormigones refractarios, así como todos aquellos que le confieren al hormigón una mayor resistencia mecánica, una mayor capacidad de resistencia frente a la absorción de sus superficies, o un cierto colorido de sus paramentos.**

Sin embargo, aunque los áridos pesados le confieren propiedades especiales al hormigón no es adecuado el uso en Hormigones Pretensados; sólo se justifica en casos especiales de muros o recintos, que además de ser estancos deben proporcionar una adecuada protección frente a la nocividad de emisiones radiactivas.

El empleo de áridos ligeros, es más exitoso ya que maneja los tres parámetros que formalizan su fabricación: **resistencia, ligereza y coste.** Para iguales materias primas, mayor resistencia, menor ligereza.

3.1.1.4. AGUA DE AMASADO Y CURADO.

El agua es otro de los materiales constituyentes del Hormigón y la importancia de su intervención en la resistencia depende de la relación Agua/Cemento empleado en la dosificación. Y las características que debe reunir para el Pretensado son idénticas a las del Hormigón Armado.

A continuación se expone algunas consideraciones acerca del agua de amasado y de curado del Hormigón:

- a. La relación Agua/Cemento de amasado para los Hormigones estructurales, desde el punto de vista mecánico y siempre en peso, **debe comprenderse entre 0,38 y 0,42.**
- b. El agua como material, precisa reunir condiciones mínimas de pureza. En pocas palabras puede decirse que **son utilizables todas aquellas aguas que por sus cualidades físicas o químicas, sean potables.**
- c. Un agua que contenga cloruros y sales magnésicas ya sea por procedencia marina o bien porque haya disuelto sales sedimentadas sobre áridos no lavados, puede parecer un agua apta en el ensayo de probetas, pero sin embargo, **puede al cabo de un tiempo producir deterioros importantes en la resistencia del hormigón y una corrosión considerable de las armaduras.**

A diferencia del Hormigón Armado se aceptan grandes tolerancias en la dosificación del agua; en el Pretensado debe emplearse siempre y sin ningún reparo el mínimo posible, la más baja razón agua/cemento para que se efectúe el proceso químico del fraguado y endurecimiento, de lo contrario es imposible obtener hormigones de alta resistencia, por tanto, hormigones pretensados.

Si se incorpora menos cantidad de agua que la necesaria (20% en peso del cemento), una parte del cemento queda sin fraguar y los áridos no quedan todos envueltos con una película aglutinante.

Si se incorpora exceso de agua, se disminuye el poder adherente del cemento y la sobrante se evapora aumentando la retracción de los hormigones y dejando huecos o poros que disminuyen la densidad y resistencia de estos.

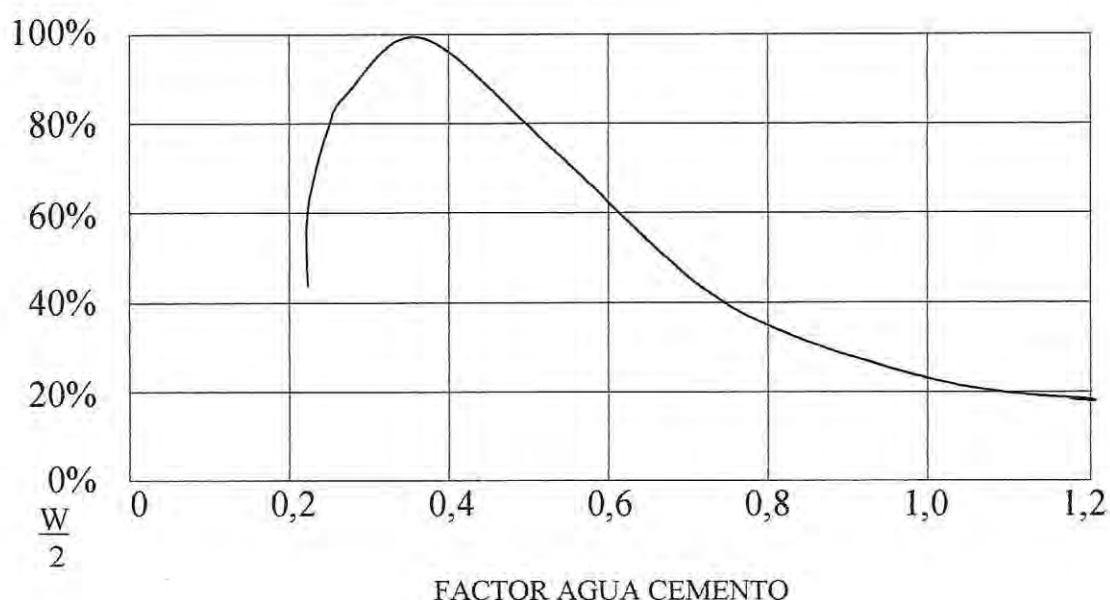


FIG.15 RESISTENCIA DEL HORMIGON EN FUNCION DEL FACTOR AGUA - CEMENTO

Los distintos reglamentos en relación al contenido de máximo de sales disueltas en el agua, tanto de amasado como de curado. Deben considerarse, a estos efectos, como rechazables, las aguas que después de estar mezclados con los áridos, no cumplan algunos de los siguientes requisitos:

- a. El contenido de Ion Cloro, será inferior a 0,25 g/Lt.
- b. El contenido de sulfatos, expresados en $S O_4$, será inferior a 1g/Lt.
- c. El contenido de residuo salino seco, obtenido por la evaporación del agua, será inferior a 15 g/Lt.

3.1.1.5. LOS ADITIVOS CONVENCIONALES.

Los aditivos son productos químicos que se incorporan durante el amasado al hormigón con el objeto de modificar, en un sentido favorable, las propiedades de un determinado hormigón

Es casi inevitable el uso de alguno de ellos para la fabricación del Pretensado. Sin embargo, cabe destacar que aunque una cantidad determinada de este producto puede modificar favorablemente las propiedades del hormigón, el duplicar las dosis, se doblará el resultado obtenido, incluso puede obtenerse resultados contrarios, **en el caso de los acelerantes de fraguado que sí se utilizan por bajo la dosis mínima, actúan como retardadores y por encima de ésta puede ocasionar nocivos efectos de corrosión.**

Los aditivos que normalmente se usan en el hormigón pueden clasificarse de acuerdo a sus efectos en:

- a. ***Impermeabilizantes:*** no tienen aplicación práctica en el Hormigón Pretensado, ya que éste por definición es impermeable, alto peso específico, calidad y ausencia de grietas.
- b. ***Plastificantes o incorporadores de aire:*** consiste en incorporar al hormigón pequeñas burbujas, incomunicadas entre sí y repartidas homogéneamente en toda la masa, con diámetros de 1,2 a 1,3 mm. Dichas características permiten que el aire incorporado artificialmente no afecte la resistencia de los elementos. Esta incorporación de aire es posible desde un 1 a un 6% en volumen.

Los aditivos que conocemos de este tipo son la Resina Vinsol, el Plastocreto y otros.

- c. ***Aceleradores de fragüe:*** son sales que actúan como catalizadores en la hidratación y cristalización en los componentes del cemento anhidros del cemento.

Los aditivos de este tipo más conocidos en nuestro país son: Sika2 y Sika3, ambos cloruro de calcio en diferente concentración, para fragüe ultra-rápido y fragüe controlado respectivamente.

- d. **Retardadores o densificadores:** son aditivos que reducen la tensión superficial entre el agua y el cemento, actuando como dispersantes de los granos de éste, el cemento, humedeciendo rápido sin formar grumos, envolviendo y adhiriéndose íntimamente a los áridos.

La gran docilidad, la baja dosis de agua y el fragüe lento, son propiedades que se pueden obtener con el empleo de estos aditivos, que en gran medida favorecen al Hormigón Pretensado.

Debido a que los hormigones utilizados en el pretensado son de consistencia seca, **las adiciones aireantes y aceleradores tienen por objeto mejorar la trabajabilidad de la mezcla para facilitar su colocación y consolidación.** Estas adiciones deben incorporarse en pequeñas cantidades (0,1 a 1% del peso del cemento), antes o durante el mezclado del concreto.

En ningún caso se recomienda la utilización de aditivos que contengan cloruro cálcico, puesto que ello causa corrosión en las armaduras.

Todos los aditivos, por lo general, son antieconómicos, de modo que su empleo sólo es justificado cuando exista real necesidad.

3.1.1.6. LOS SUPERPLASTIFICANTES

Se consideran incluidos dentro de este grupo, los dispersantes de naturaleza tenso-activa que, incorporados al hormigón durante el batido, permiten el reducir el agua de amasado, a igualdad de consistencia, en una proporción notablemente mayor que con los plastificantes convencionales. Por su diferente composición química, estos aditivos especiales pueden agruparse en las cuatro categorías siguientes:

- a. Soluciones concentradas o productos derivados de formaldehído de sulfonatos de melamina.
- b. Productos derivados de formaldehído concentrados de sulfonatos de naftaleno.
- c. Productos derivados de los ligninsulfonatos.
- d. Productos varios (polímeros hidratados, mezclas de aminoácidos y polisacáridos, etc.).

Sin excepción, los superplastificantes ejercen un **marcado efecto dispersivo sobre los aglomerados del cemento durante el proceso inicial de hidratación**. Al ser absorbidos por los granos de cemento, las partículas del mismo quedan afectadas por unas propiedades mutuamente repulsivas como resultado de la naturaleza aniónica del producto. Este fenómeno de absorción hace que la dosificación óptima, al menos de los superplastificantes del grupo A, sea proporcional a la superficie específica de los morteros y hormigones.

Los superplastificantes de los grupos A y B, se distinguen de los C y D en que su naturaleza tensoactiva no supone una disminución sensible en la tensión superficial. Esta parece ser la razón por la cual un hormigón puede tolerar una alta dosificación de estos productos sin que se registre una excesiva concentración de aire.

El uso de los superplastificantes como medio práctico para colocar volúmenes de hormigón de una resistencia media sin necesidad de recurrir a la vibración, ha sido masivamente empleada en el Japón si bien, en el momento actual, su utilización se extiende paulatinamente por Europa y Norteamérica. **La conveniencia o no de su empleo, se reduce a un simple problema económico en donde la agilidad de la puesta en obra del hormigón sin vibrar, puede comprender el coste de este aditivo.**

La alta plastificación de la mezcla conseguida con el empleo de los superplastificantes, permite también disminuir la dosis de agua manteniendo la misma consistencia de la masa. Si el agua se

reduce, la resistencia del hormigón aumenta por encima de unos límites hasta ahora difícilmente asequibles porque, sin superplastificantes, una consistencia tan seca era manejable.

Aunque la característica principal de los superplastificantes es su potencia dispersora, esta propiedad no implica que la sola intervención de estos productos sea preferible a una ponderada combinación con los aditivos convencionales. Algunos fabricantes de hormigones preparados, combinan el superplastificante con otro plastificante, con un aireante y en ocasiones, con un retardador de fraguado.

3.1.1.7. CURADO DEL HORMIGON PRETENSADO

El sistema de curado en el Hormigón Pretensado se aplica básicamente igual que en el Hormigón Armado, con el objeto de mantener el concreto con el agua necesaria para que se produzca, en forma normal, el proceso de endurecimiento.

Por concepto de conseguir un mayor rendimiento de los moldajes y dispositivos de tensión, esencialmente en la prefabricación, se utilizan métodos de curado por humedad y calor, que además de acelerar el endurecimiento aumentan la resistencia. Se recurre generalmente a ellos cuando no se han utilizado aditivos o bien en forma simultanea.

Los procedimientos, más comúnmente utilizados son el curado por vapor caliente o agua caliente en recintos o mediante moldajes especiales; y el curado por vapor a presión en autoclaves. Este último se constituye en el mejor curado actualmente conocido, ya que otorga resistencias superiores a cualquier edad en comparación a las que se obtienen por curado húmedo normal.

El fraguado que se produce por una absorción de calor, puede conseguirse principalmente por los siguientes medios:



1. **Tratamiento a vapor:** este tratamiento consta de cuatro fases: precalentamiento, calefacción, calentamiento isotérmico y enfriado.

El precalentamiento de las piezas permite una utilización más económica de las instalaciones, una calefacción más rápida y un calentamiento isotérmico más corto.

El tiempo de tratamiento puede variar entre 1 y 4 horas, siendo mejor el tratamiento cuando más largo es el tiempo de precalentamiento.

El tratamiento de vapor se ha empleado mayormente porque puede producirse con sencillez de medios, los moldes no necesitan más dispositivos para cubrirlos que tapas o cubiertas.

2. **Agua Caliente:** esta clase de tratamiento térmico exige de tuberías y moldes especiales. Por éste motivo, no es aplicable a todos los tipos de construcciones, pero presenta la ventaja que se puede obtener una exacta regulación de las temperaturas. Igual sucede con el aceite combustible y el aire caliente.
3. **Tratamiento por vacío:** consiste en la succión del agua y del aire del hormigón fresco. Esto es realizado en un espacio cuya presión interior es menor que la atmosférica. Este procedimiento implica una baja relación agua/ cemento, pero da lugar a un aumento de la resistencia del cemento y una aceleración del proceso de endurecimiento.

Cuanto mayor sea el espesor del hormigón, mayor será el tiempo de tratamiento por vacío. El máximo de espesor, para que el tratamiento sea económico es de 30 cm.

El cuadro que a continuación se presenta, indica las ventajas que este sistema de curado representa.

Presión en la Cámara de Vapor, en exceso sobre la atmosférica en Kg/cm ²	Resistencia en % de la obtenida a los 2 días con curado normal a 20°C.
0,0	100
0,1	292
0,5	295
1,0	325
2,0	406
3,0	535
4,0	630
5,0	726

FIG. 16 CUADRO REPRESENTATIVO DE CURADO DEL HORMIGON

3.1.2. LOS ACEROS

3.1.2.1. CARACTERISTICAS DE LOS ACEROS DE PRETENSADO

Los aceros empleados en el Pretensado son aceros duros, a diferencia de los empleados en el Hormigón Armado que son los aceros dulces; aceros al carbono, laminados térmicamente o trefilados. Con el fin de mejorar sus cualidades, los aceros laminados pueden ser tratados con posterioridad. Sus más grandes características son: **sus grandes resistencias a la tracción, su elevado límite elástico y sus curvas de tensiones**, estas últimas, son deformaciones regulares que no presentan, como el caso de los aceros dulces, escalones de plastificación.

El desarrollo del pretensado exigió una especialidad dentro del ramo de aceros cuyas bases primordiales son:

- Absoluta seguridad contra la rotura.
- Absoluta seguridad a la producción de deformaciones persistentes.

- c. Alta resistencia a la tracción.
- d. Alto límite de elasticidad.
- e. Alta adherencia con el hormigón.
- f. Gran tenacidad a los ensayos de doblado en frío.

Por lo general, las deformaciones se llevan en abscisas y las tensiones de tracción en ordenadas.

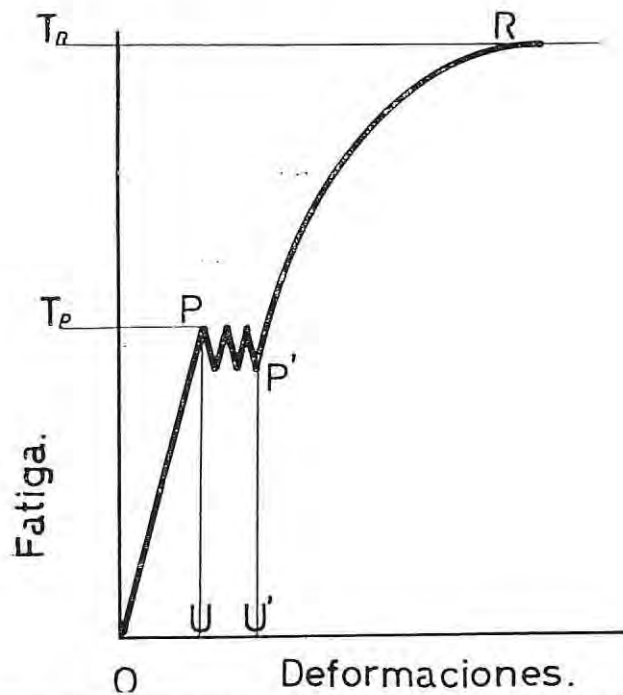


FIG. 17: DEFORMACION DE ACEROS DUROS

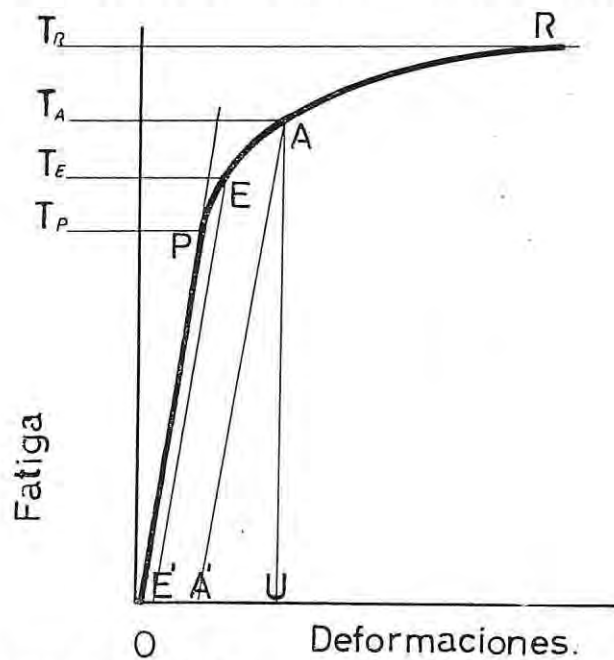


FIG.18: DEFORMACION DE ACEROS BLANDOS

En los aceros duros, el apreciar las variaciones del alargamiento unitario $U = \Delta L / L$ en función a la tensión de tracción T , no aparece el escalafón de PP' que en los aceros blandos define aparentemente el límite elástico. Las curvas de los aceros duros son regulares, no presentan discontinuidad.

Se puede observar una recta OP y una curva PR donde las ordenadas tienen un máximo valor de R. Este máximo R indica la carga de rotura.

A la tensión representada por la ordenada P, en TP se denomina límite de proporcionalidad. Bajo TP todas las medidas pueden definirse como perfectamente elásticas, las líneas de carga y descarga están superpuestas y no presentan alargamiento posterior a la descarga.

La pendiente de la recta OP' es el módulo de elasticidad del acero.

El coeficiente o módulo de elasticidad en el período de proporcionalidad tiene un valor medio de 21000 Kg/mm² encontrándose valores de 18000 a 23000 Kg/mm² en algunas probetas.

Cuando la tensión sobrepasa el límite de proporcionalidad, su punto representativo describe la curva PR.

a. Clasificación de los Aceros

Debe hacerse una distinción, los aceros según su calidad y características mecánicas son empleados en el Hormigón Pretensado como conformantes de las armaduras pasivas, las no sometidas a tensiones previas y, de las armaduras activas, las sometidas a tensiones previas (Tratados en los apartados 3.1.2.3. y en 3.1.2.4.)

Los aceros empleados en las armaduras pasivas son los usados comúnmente en el Hormigón Armado, las barras corrugadas y las mallas electrosoldadas.

Los aceros empleados en las armaduras activas son aceros de alta resistencia y dureza. Se dividen fundamentalmente en tres grupos: los alambres, los cables o cordones y las barras.

b. Extracto de Normas Internacionales

1. Condiciones que deben satisfacer los aceros:

a. Los diagramas de esfuerzo-deformación deberán mostrar:

1. Módulo elástico en el origen.
2. Límites convencionales 0,1% y 0,2% de deformación permanente.
3. Carga y alargamiento de rotura.

El alargamiento considerado será el que corresponda a la caída de la pendiente de “la curva después de la rotura”. Este se expresará en milímetros mediante la fórmula:

$$B = 50 + 10 \phi$$

Siendo ϕ el diámetro en milímetros; para las secciones no circulares el término 10ϕ será sustituido por la expresión $11,3$ representando a la sección en mm^2 .

b. Resistencia al doblado alternativo.

La prueba se verificará según los procedimientos previstos en las tablas UNI 1482-84, sobre un pasador que tenga un diámetro cuádruple del alambre que se prueba; en los alambres con sección no circular, se considerará el diámetro equivalente.

c. Optativa

Resistencia a la torsión alternada, hecha en una longitud de alambre de 50ϕ o longitud equivalente.

Resistencia a la fatiga (repetición de esfuerzos) variando su intensidad en forma ondulada.

d. Relajamiento a las 120 horas.

2. Límites impuesto a los valores medios de las diferentes características:

- a. La relación entre la carga de rotura y el límite convencional al 0,2% debe permanecer siempre superior, o cuando menos igual a 1,1.
- b. Alargamiento a la rotura por relajamiento: debe ser superior o igual al límite fijado en tanto por ciento por la expresión: $2,25 + 0,20\phi$ (siendo ϕ el diámetro en milímetros). Para las trenzas de alambres esta norma se aplica al diámetro de un solo alambre de los que la forman.
- c. Doblado alternativo. El acero deberá poder sufrir sin romperse cuando menos cuatro dobleces.
- d. En caso que sea obligatoria la prueba de fatiga ondulatoria el margen de seguridad disponible, respecto a las oscilaciones que la carga experimenta en la obra, debe resultar cuando menos igual a dos.
- e. En las pruebas que se produzca la rotura de la muestra se observará el aspecto de la fractura que manifiesta fragilidad será obligatorio hacer prueba de fatiga ondulatoria y torsión alternativa.

3. *Norma para el ensaye de materiales*

El fabricante deberá presentar los certificados de laboratorio de las pruebas que se hagan para controlar su calidad con la frecuencia siguiente:

Para todos los carretes: Diámetro y carga de rotura.

Para cada 10 carretes: alargamiento y doblado.

Para cada 20 carretes: determinar el límite elástico convencional para un alargamiento de 0,1% y de 0,2%.

Para 10 toneladas: (o para cada envío en conjunto). Todas las pruebas optativas.

4. *Tolerancia:*

- a. En las dimensiones transversales: se admite una tolerancia del 2% por exceso únicamente.
- b. En el límite convencional del 0,2% en carga y alargamiento a la rotura: se admite una dispersión, respecto al promedio de cuatro resultados un 5% para tres probetas y un 6% para la cuarta. Cuando la norma no se satisfaga se podrá repetir la prueba en otras cuatro probetas y se operará con el promedio de las ocho pruebas; se tolerará una desviación de 5% en los resultados más aproximados. Si también esta prueba falla, se le atribuirá a la partida de material la característica de la probeta clasificada en séptimo lugar en el sentido decreciente.

5. *Estado de las muestras.*

En el momento de utilizarse los aceros deberán presentarse libres de oxidación, corrosión, defectos superficiales visibles y dobladuras. Se tolerará una oxidación que desaparezca mediante un ligero frotado con trapo seco. No se admite en la obra ninguna operación de enderezado. Cuando se desenrolla de los carretes el cable que se empleará en la fabricación, tendiendo en el suelo un tramo de 10 m. no deberá presentar curvatura u ondulación sensible.

3.1.2.2. FUNCION DEL ACERO EN EL PRETENSADO

El acero en el hormigón pretensado es para establecer un pre-esfuerzo de compresión y ayudar a resistir el momento flector aplicado.

La idea del pretensado, como ya se ha dicho, no se refiere a un perfeccionamiento del hormigón armado, aún cuando a menudo se confunden ambos materiales.

En una barra de hormigón armado trabajando a flexión, el acero, ubicado estratégicamente, se encarga de equilibrar las tracciones. A medida que ellas se producen, el acero que inicialmente está en reposo va adquiriendo carga y recorre diversos estados elásticos hasta una eventual ruptura por tracción.

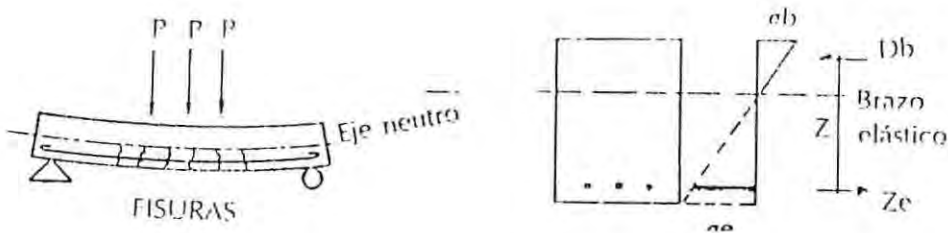


FIG.19: VIGA DE HORMIGON ARMADO
SOMETIDA A TRACCION

Si se tratara sólo de un perfeccionamiento de uno de los materiales sea hormigón como acero, o de ambos, el fenómeno físico sería idéntico desarrollándose en otras escalas.

La denominación genérica de “précontrainte” introducida por Freyssinet para este nuevo grupo de materiales debe entenderse como **pre-esforzado, que no es más que piezas o miembro estructural en un estado inicial inerte y al cual se le incorpora un esfuerzo de magnitud considerable que somete sus moléculas a una compresión permanente.**

Los términos pretensado y postensado se refieren sólo a los ingeniosos sistemas mecánicos utilizados para estirar el acero, que será el vehículo a través del cual se transmite a vuestro objetivo, la energía de compresión.

Sería indiferente que el acero en las piezas pretensadas estuviera incluido o fuera exterior a ellos. En el fondo sería indiferente incluso, que hubiera o no acero, ya que también una pieza puede ser comprimida en una prensa, o aplicando el método para las estructuras no dilatables de Freyssinet. Una gran masa de hormigón puede ser comprimida introduciendo en ella un “gato plano” que, al dilatarse por presión hidráulica empujando a las masas de hormigón hacia sus anclajes, comprimen fuertemente el material.

El acero en el hormigón pretensado se tensa antes del vaciado y endurecimiento del hormigón. En el post-tensado el acero se coloca y se tensa después que el hormigón ha endurecido. En ambos casos, el acero es depositario de una cantidad de energía que cede al hormigón a través de sus anclajes, mucho antes que la viga o la losa comiencen a realizar trabajo estático.

Lo que interesa entonces, es que el acero posea **una gran resistencia a la rotura**, por que ello significa economía; interesa **un amplio margen de elasticidad** con la finalidad de que el acero se transmita al hormigón; se requiere finalmente, **una calidad uniforme. Un diámetro exacto, una adherencia perfecta.**

3.1.2.3. LAS ARMADURAS PASIVAS

Salvo excepciones, el acero empleado en construcción sigue un mismo proceso de calentamiento de la palanquilla, a una cierta temperatura, se le transporta por trenes de laminación hasta formalizar su determinada sección transversal. Cada paso por estos rodillos implica un trabajo de forjado, así, el acero elaborado tendrá, **dentro de ciertos límites una resistencia mecánica tanto mayor cuanto mayor sea el número de pasos sufridos en la laminación.**

En términos generales, la producción de un acero bajo en impurezas (azufre y fósforo), mediano en carbono (0,25% al 0,30%), con apropiadas proporciones de manganeso y silicio para la fabricación de barras de 400 a 500 Mpa. de límite elástico, es ligeramente más alto en coste que la producción de los aceros dulces o extra suaves. Como el límite elástico de estos últimos suele ser de 240 Mpa., comparativamente la resistencia se duplica con un sobre coste que no alcanza al 20%.

Las mencionadas circunstancias económicas son las que han motivado la razón por la cual las barras de sección circular, sean las armaduras más comúnmente empleadas desde los comienzos del Hormigón Armado. De acuerdo con una convención internacional, se denomina alambres a estas barras, en general lisas, de diámetro inferior a los 8 mm., que hayan sufrido este proceso de trefilado.

En estas armaduras, la calidad del acero está directamente asociada a su capacidad resistente. Mientras, en Norteamérica existen diferentes 'grados', en Europa y una gran parte de países sudamericanos la calidad del acero se identifica con el límite elástico, hace años expresado en Kgf/mm² y actualmente en Mpa. o en N/mm². En otras palabras, lo que antes era un acero 41, hoy es un acero 410.

Los aceros empleados fundamentalmente son las mallas electrosoldadas y las barras corrugadas.

La existencia en el mercado de las diferentes calidades de acero, plantea la necesidad de discernir cuál es la más apropiada en cada caso. En principio, el precio del kilogramo de acero no es

proporcional a su capacidad mecánica. El precio del kilogramo de acero 400 es inferior a 1,67 veces el precio del kilogramo de acero 240 (relación de 400/240), resultando evidente que la solución de emplear el primero es más económica que la de utilizar el segundo. Este razonamiento no es aplicable a los aceros 500 y 600, en que su coste, de uno y otro, no guarda la relación de 500/400 o de 600/400, sino que su coste es inferior a las respectivas a las respectivas relaciones de capacidad resistente cuando esta capacidad se expresa en términos del límite elástico convencional de la armadura.

Este aparente contrasentido lo justifican dos razones. La primera de ellas es la de que, a diferencia con el hormigón armado, la armadura pasiva no tiene la misión de absorber los esfuerzos de tracción. Bajo la compresión ejercida por el pretensado de la armadura activa, la armadura pasiva está, como en el hormigón, fundamentalmente sometida a esfuerzos de compresión. En muchos casos podrá entrar en tracción pero esa eventualidad es tan transitoria como transitoria es una sobrecarga excepcional. Pasado este momento crítico, si se formaron fisuras, se vuelven a cerrar y la armadura pasiva vuelve al sosegado trabajo de aceptar algunos acortamientos unitarios compatibles con el estado de compresiones del hormigón. El uso de aceros con límites elásticos superiores a 450 Mpa, pues las deformaciones necesarias para alcanzar esas tensiones, superan los límites aceptables por el otro material, el hormigón.

La segunda razón, es su inconveniente relativo a los fenómenos de fatiga en todos aquellos aceros de calidad superior a los 400 Mpa. Un acero de mediano contenido de carbono, es un acero agrio; cualquier entalladura reduce su resistencia a los esfuerzos repetidos o alternados. Dos barras lisas de distinta calidad de acero presentan distinto comportamiento en un ensayo de fatiga, en cambio dos barras corrugadas de distinta calidad de acero, en un ensayo de fatiga pueden presentar análogo comportamiento. Los resaltos, oblicuos o transversales, son los que con su efecto de entalla, hacen que una barra corrugada sometida a ciclos repetidos de carga, sea poco sensible a la calidad de acero que la constituye.

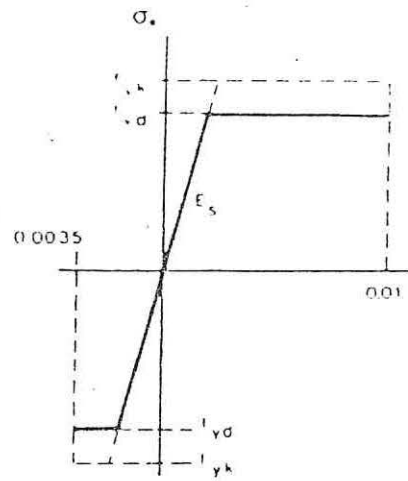


FIG. 20: DIAGRAMA DE TENSION DEFORMACION
ACEROS DE DUREZA NATURAL

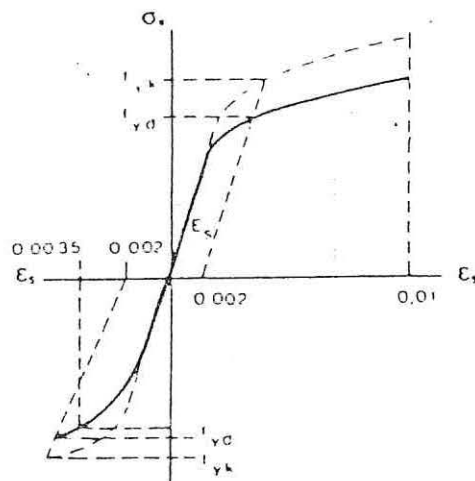


FIG. 21: DIAGRAMA TENSION DEFORMACION
ACEROS ESTIRADOS EN FRIO

A falta de datos experimentales precisos, puede suponerse que el diagrama característico, adopta la forma vista en las FIG.20 y FIG.21, según se trata de aceros de dureza natural o estirados en frío. En ambos casos el valor del límite elástico corresponde prácticamente a una deformación remanente del 0,2%.

3.1.2.4. LAS ARMADURAS ACTIVAS.

Sólo los aceros de alta resistencia son adecuados para el Hormigón Pretensado ya que parte del alargamiento obtenido al tesar, junto con la fuerza de pretensado, se pierde con el acortamiento posterior del hormigón y el alargamiento inicial del acero. **Así, cuanto mayor sea el alargamiento elástico del acero conseguido al pretensar, tanto menor será la pérdida de fuerza del pretensado.**

En la actualidad, los tendones de las armaduras activas están constituidas por alambres o barras de acero de alta resistencia y adecuada ductilidad. **Estos aceros especiales, cuya resistencia equivale a 4 veces la de los aceros constitutivos de las armaduras pasivas, se caracterizan por su alto contenido de carbono, contenido que alcanza perfectamente el 0,8%. Este alto porcentaje es el elemento principal determinante de sus altas cualidades mecánicas.** Algunas normas limitan el contenido de carbono a un mínimo del 0,6% y a máximo de un 0,9%, el del manganeso entre un mínimo del 0,5% y un máximo del 0,9%, el de silicio, fósforo, azufre a máximos del 0,04%. Otros elementos también, como níquel, cromo, aliados en precisas proporciones, así como una sucesión de tratamientos térmicos y mecánicos contribuyen a la formación de una textura cuyas excelentes propiedades metalúrgicas se afinan y mejoran mediante enfriamientos finales, lentos o rápidos, según convenga a la dureza y ductilidad que se desee incorporar a su superficie.

Tratamientos mecánicos, como trefilados, laminados y estirados, completan complejos procesos industriales de elaboración. Estos tratamientos se clasifican en tres:

1. Los laminados en caliente
2. Los laminados en caliente y tratados
3. Los trefilados

1. Aceros Laminados en Caliente

Estos aceros se fabrican de 5 a 12mm. Es el más deficiente de los tres empleados, por tener los más bajos valores de resistencia y

límite elástico, 850 y 600 Mpa respectivamente; y por tener irregularidades en secciones, que suelen ser ovaladas con diferencias de hasta 3/10 de mm. Sin embargo, es el más barato, lo que en muchas ocasiones determina su uso, que ha quedado reducido, fundamentalmente, a la fabricación de piezas en grandes bancadas de pretensado, ya que allí desaparecen, en parte, las dificultades de forma.

2. Aceros laminados en caliente y tratados

Estos aceros se fabrican de 5 a 7 mm. y el tratamiento más corriente consiste en un calentamiento de 900°C, para luego ser sumergidos en plomo a 400°C. Si bien, el problema de las secciones irregulares persiste, su resistencia y límite elástico aumentan a 1250 y 1500 Mpa. Su empleo, también es recomendado en grandes bancadas y cuando los dispositivos de anclaje son de hormigón (conos de Freyssinet), ya que por fallas en la forma, el material permite pequeñas deformaciones.

3. Los Trefilados

Se llama así a los aceros laminados o estirados en frío. Se fabrican de 2 a 7 mm., son rigurosamente calibrados, con tolerancia máxima de aplastamiento de 1/10 de mm. y sus resistencias aumentan de 2200 Mpa en los dos mm y a 1500 Mpa en espesores mayores. Siendo su límite elástico de 1800 Mpa y 1200Mpa respectivamente. Su empleo es altamente recomendado en el pretensado, pues su forma no produce problemas en los anclajes y gatos y los valores anteriores aseguran la estática de las piezas, esencialmente en la de grandes dimensiones.

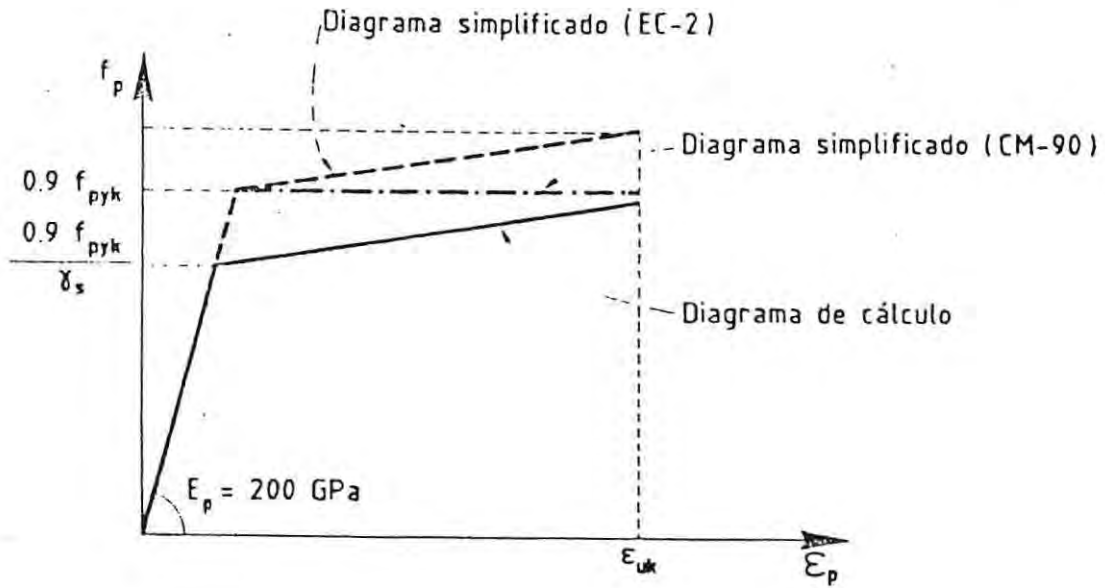


FIG. 22: DIAGRAMA TENSION DEFORMACION
ACEROS PARA ARMADURA ACTIVA

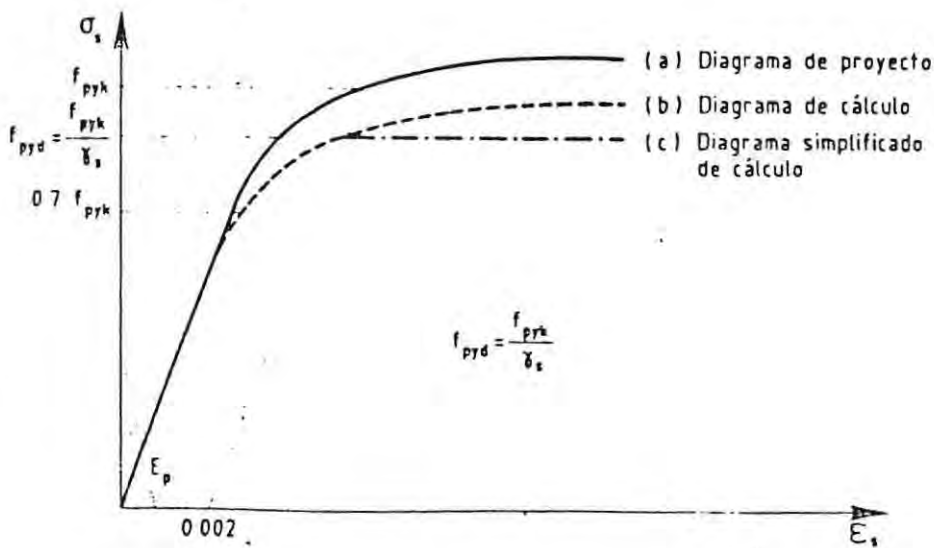


FIG. 23: DIAGRAMA DE CALCULO DE TENSION DEFORMACION
DE ACERO PARA ARMADURA ACTIVA

Como diagrama Tensión- Deformación de proyecto de acero para armadura activa puede adoptarse el que establezca el fabricante hasta la deformación $\epsilon_p = 0,02$, basado en una amplia experiencia y garantizado que las tensiones que corresponden a las deformaciones a intervalos de 0,005, están asociados a un nivel de confianza del 95% (FIG.22). De no disponer este diagrama garantizado, puede utilizarse el definido hasta la deformación $\epsilon_p = 0,02$.

Formalmente, los tipos de aceros de las armaduras activas se dividen en tres grupos: los alambres, los cordones o cables y las barras.

a. Los Alambres

Los alambres, al igual que las barras, tienen igual proceso de fabricación, ambos se laminan en caliente. Sin embargo, los alambres terminan en un proceso de trefilación consistente en hacerlos pasar por unas hileras cada vez más estrechas consiguiéndose diámetros inferiores a los 8 ó 10mm. Los alambres se suministran en rollos de gran longitud.

b. Los Cordones

Se denomina cordón a la unidad o cable formado por el arrollamiento helicoidal de 3, 7 ó más alambres lisos. Este arrollamiento, implica la introducción de unas deformaciones transversales permanentes tales que no sólo mejora las características resistentes del conjunto, sino que además, permite que el arrollamiento permanezca estable, sin tendencia a desenroscarse. Con el fin de mejorar su capacidad resistente a la tracción son sometidos a proceso de trefilado.

Por sus favorables condiciones geométricas, el cordón más utilizado en la técnica del Hormigón Pretensado es el constituido por 7 alambres, de los cuales los seis periféricos son de igual calibre, mientras que el central, por causa de las deformaciones transversales inducidas por el cordoneado, tiene un calibre ligeramente mayor. Un cordón característico de este tipo es el de media pulgada, 12,7mm, formado por 6 ϕ 4,2 arrollados helicoidalmente y un central de ϕ 4,3. De sección nominal 94mm² y carga a rotura de 166 KN con alambres de 1770 Mpa de resistencia característica. Un límite elástico convencional de 141 KN.

La principal ventaja de los cordones es que, estando compuestos por alambres trefilados de pequeño diámetro, la tensión de rotura y su límite elástico son mayores que los alambres o barras de igual sección, circunstancia que supone una mejor relación resistencia/coste. Su flexibilidad permite

la distribución en carretes. Su mayor inconveniente es que al no admitir remaches, su retención por cuñas es menos eficaz que los alambres.

c. Las Barras

Denominados así a los elementos constitutivos de las armaduras pasivas, aplicando el mismo término genérico de barras a los redondos de superficie lisa corrugada o fileteada con paso de rosca, laminados en caliente a partir de una palanquilla de acero de alta calidad, bajo en impurezas, alto en carbonoaleadas con magnesio, silicio y cromo. La imposibilidad de trefilar barras por sobre los 12mm de diámetro, hacen que el difícil equilibrio económico entre resistencia y diámetro, se concentre en la producción de barras de diámetro 26mm. como mejor solución de compromiso. La barras así tratadas, con diámetros nominales entre25 y 32mm., con cargas de rotura de 0,50 y 0,80 MN, y con límites elásticos de 0,42 y 0,67 MN, implican unas resistencias de 1000 Mpa y unos límites elásticos de 850 Mpa, considerablemente inferiores a las tensiones garantizadas para los cordones y los alambres.

Acero	Diámetro	Sección	Resistencia de rotura característica	Uso	Norma IRAM
	mm	mm²	MPa		
Alambres Conformados	2,6	5,31	1.800	Viguetas Losas Huecas Etc.	U500-517
	3,4	9,04	1.800		
	4,2	13,56	1.800		
	5,2	21,20	1.650		
Cordones o Trenzas	2 x 1,84	5,31	1.800	Viguetas Losas Huecas Etc.	U500-07
	2 x 2,40	9,04	1.800		
	3 x 2,40	13,56	1.800		
	3 x 3,00	21,20	1.650		
Cordones de 7 alambres	9,5 (3/8")	51,6	1.750	Puentes Grandes Premoldeados	U500-03
	12,7 (1/2")	92,9	1.750		
	15,2 (0,6")	139,4	1.750		
Barras	26	531	1.050	Puentes	U500-517
	32	804	1.050		

1 MPa (Mega Pascal) ≈ 10 Kg/cm²

FIG. 24: TIPOS DE ACERO UTILIZADOS EN EL PRETENSADO

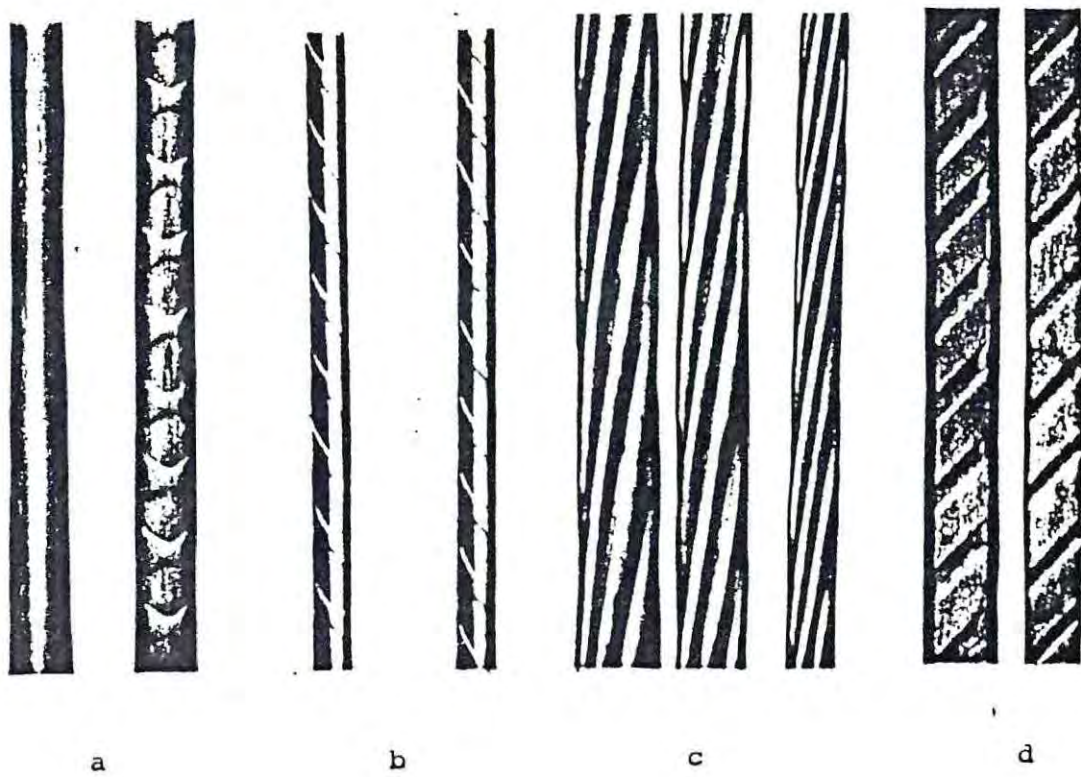


FIG. 25: TIPOS DE ARMADURAS DE PRETENSAR

- a Alambre Neptun con huellas rómbicas
- b Alambre con huellas elípticas
- c Cordones de 7 alambres
- d Alambre Sigma-Oval con nervios diagonales

Diám. Ø mm	Area A _p mm ²	Masa g/m	Resist. f _{pk} MPa	Carga F _{pk} MN	Módulo E _p GPa
6,4	24,5	193	1840	0,045	207
7,9	37,4	295	1840	0,070	206
9,3	52,3	408	1800	0,094	205
11	71	557	1770	0,125	203
12,5	94,2	739	1770	0,166	200
15,2	138,7	1100	1670	0,230	197

FIG.26: TABLA CORDONES DE 7 ALAMBRES

Diám. Ø mm	Area A _p mm ²	Masa g/m	Resist. f _{pk} MPa	Carga rotura MN	Límite elástico MN
20	314	2466	1035	0,325	0,275
25	491	3854	1018	0,500	0,425
32	804	6314	995	0,800	0,675
40	1257	9864	994	1,250	1,050

FIG.27: TABLA BARRAS DE ALTA RESISTENCIA

3.2. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1.1. CRITERIOS DE DISEÑO

La técnica del hormigón pretensado, desde sus orígenes ha basado su pretendida superioridad sobre la del hormigón armado bajo premisa de que su capacidad es mayor al tener que satisfacer mayores exigencias. Lo cierto es que, comparación no cabe, son simplemente tecnologías distintas con pretensiones distintas.

Si bien, en un comienzo las normas limitaban las tensiones a unos valores máximos admisibles, se le imponía particularmente al hormigón pretensado, la condición adicional de que las tensiones de tracción en el hormigón no debían sobrepasar ciertos límites. Y más recientemente, **cuando todos los cálculos se plantean en función de comprobar los márgenes de seguridad frente a la rotura; al hormigón pretensado se le exige adicionalmente la verificación de su estado tensional bajo cargas de servicio.**

Estos criterios exigentes de Diseño Estructural, generalmente conducen a desmedidos sobre-dimensionamientos. El doble cálculo: en prefisuración y en rotura, conllevan una doble comprobación, siendo frecuente el caso en que las exigencias añadidas al cálculo de las tensiones admisibles, imponen la necesidad de unos esfuerzos de pretensado que superan todo margen de seguridad impuesto por el cálculo en rotura, en ocasiones hasta desmedidas. Así, la armadura que resulta de las condiciones de no fisuración en servicio, suele ser mayor que la estrictamente necesaria en rotura.

Sin embargo, consecuentemente, los pretensados totales ofrecen por su mayor cantidad de acero, una probabilidad más reducida de hundimiento. Lo que no significa que los pretensados parciales son más económicos que los totales.

Si se realiza el cociente entre el cálculo en prefisuración que determina la magnitud del esfuerzo de pretensado y el cálculo en rotura que define la capacidad de las armaduras para salvaguardar la

seguridad, se tendría teóricamente el doble requisito de manera estricta. De resultar el cociente inferior a la respectiva tensión máxima de las armaduras activas, situación que no es frecuente, pueden hacerse dos cosas una es tensar por igual todas ellas y otra es tensar al máximo unas y no pretensar el resto.

Estas son consideraciones, que profesionales dedicados y estudiosos del tema deben tener presente, al momento de proyectar y destacar los elementos prefabricados en este caso pretensados.

“ Lo que ahora determina un criterio de diseño, es la actitud que debe adoptarse en el caso de que cociente supere, como es regla casi general, la respectiva tensión máxima de las armaduras de pretensado. Dos soluciones aparecen como posibles. Una de ellas es aumentar la sección de las armaduras pasivas por encima de las exigencias mecánicas determinadas por la seguridad frente a la rotura. Otra es reducir deliberadamente el momento de fisuración. Adoptar la primera solución equivale a mantener el criterio ampliamente conservador y prudente, de incrementar el margen de seguridad por encima de su valor estricto. La segunda solución, que ya se advierte como más económica, es la de admitir, conscientemente, el riesgo de una fisuración cada vez que se superen unas cargas inferiores a las máximas previstas como de servicio” (9).



Tener un criterio de Diseño, es poder dar, solución, alternativa incluso, indistintivamente a los variados problemas a que se enfrenta el profesional, tener presente que no existe un único pretensado ideal y que dependerá del caso o los casos el nivel de pretensado que se requiera, es categórico.

Por ejemplo, en aquellos casos de viguetas, losas y elementos que por una especial disposición, salvan varios pequeños la sobrecarga generalmente supera en un 45% la carga permanente,

(9) ‘El H. Pretensado...’ A. Páez 1989.

en estos casos un pretensado ideal sólo es posible con pretensados parciales (10).

Otra consideración importante, es que la relación entre cuantías mecánicas pasivas y activa, es variable, de un caso a otro; de tal modo que la definición de un nivel de pretensado, para tal caso, no es relevante, sí su índice de calidad. Lo interesante es, en todo proyecto, medir los estados límites. Su comportamiento en servicio y su margen de seguridad frente a la rotura.

El cálculo de una estructura se inicia cuando, configurada la disposición de sus elementos resistentes se desarrolla el proceso numérico tendiente a reducir a un mínimo el peso de los materiales a fin de obtener la solución que entre las infinitas posibles, satisfaga la cualidad de ser la más económica en su coste global.

Para el desarrollo de este planteamiento, se precisa no sólo suponer conocidas las cargas actuantes, sino también la resistencia del material encargado de realizarla. Puesto que el peso propio es una de las cargas, en ocasiones la más importante, cuyo valor depende de las dimensiones del elemento resistente que se intenta definir, el desarrollo numérico implica un proceso eminentemente iterativo.

La principal dificultad es la estimación de cargas que se presentaran en un futuro y que el calculista debe prever. Siendo siempre estas previsiones pésimas y desde esa base iniciar el cálculo.

(10) “En opinión de Menn, el principal inconveniente de los pretensados parciales es el de que cualquier pérdida imprevista de pretensado (alto rozamiento en las vainas o inadecuado control durante la maniobra de la puesta en carga de la armadura activa), conduce a unas tensiones adicionales en el acero y a unas deformaciones de la estructura notablemente superiores a las que tales pérdidas originarían en la misma pieza totalmente pretensada. Puesto que el coeficiente de fricción entre alambres y vainas, puede variar en la banda de 0.07 a 0.4 se deduce que la ejecución de una estructura parcialmente pretensada debe someterse a unos controles tanto más estrictos y rigurosos cuanto más se separe de un pretensado total.”

Una de las razones que ha motivado el desarrollo de la técnica del Hormigón Pretensado ha sido el hecho de que, desde sus comienzos en la primera mitad del siglo XX, se le ha exigido más que al hormigón armado. En lugar de efectuarse una comprobación, se duplica su cálculo. No es suficiente que la pieza sólo agote su capacidad resistente cuando las cargas, o las solicitaciones, alcancen un valor γf veces el previsto. Se precisa que además, tanto bajo las máximas sobrecargas previstas, como bajo las mínimas, las tensiones que resulten en el hormigón sean inferiores a unos valores establecidos como máximos admisibles. Mientras que la primera comprobación, cálculo en rotura, supone una precisa valoración del margen de seguridad disponible frente a posibles imponderables, la segunda acredita el adecuado comportamiento de la pieza en condiciones normales de servicio. En este supuesto, deformándose la pieza en un régimen de tensiones moderadas, la proporcionalidad entre las tensiones y las deformaciones aparece como la ley más apropiada para vincular ambas variables.

Esta doble comprobación, tanto de los márgenes de seguridad que determinan el agotamiento resistente de la pieza como el moderado régimen tensional establecido para las condiciones de servicio, implica un riguroso planteamiento de las más exigentes condiciones de operatividad. Si igual procedimiento no se aplica a las piezas simplemente armadas, se debe a la imposibilidad de adecuar estos criterios cuando no se dispone del grado de libertad que supone tensar la armadura longitudinal al nivel apropiado. A estos efectos, podría decirse que el hormigón armado es el caso particular del hormigón pretensado en el que la tensión dada a las armaduras es igual a cero.

La doble comprobación, constituye el origen de la Teoría de lo Estados Límites. Conforme a ella, la pieza no sólo debe estar facultada para poder resistir los llamados estados límites últimos o de agotamiento, sino también satisfacer las condiciones de operatividad propios de los estados que se definen como de utilización o de servicio ($\gamma f = 1$). Mientras que en el hormigón armado estas condiciones de operatividad se limitan a la comprobación de unas flechas y fisuración moderadas, el hormigón pretensado, por razón de sus mayores posibilidades paramétricas, resuelve brillantemente el problema al acotar, de un modo radical, tanto el inicio de una fisuración como el campo dentro del cual fluctúan las tensiones correspondientes a las diversas condiciones de servicio

3.2.2. COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS EN HORMIGÓN PRETENSADO

3.2.2.1. CONDICIONES DE SERVICIO DE LAS ESTRUCTURAS

3.2.2.1.1. LA FLEXIÓN

La flexión es una de las sollicitaciones a las que más comúnmente están sometidas las estructuras. En el caso del Pretensado una de las más usuales aplicaciones, es su utilización al caso particular de piezas sometidas a esfuerzos de flexión. Sus favorables condiciones económicas, la durabilidad alcanzada con la supresión de todo principio de fisuración, la supresión de soldaduras o empalmes de barras de dudosa eficacia por la posibilidad de una descuidada ejecución, hacen que, en grandes estructuras, las vigas se proyecten conforme a los principios generales establecidos. La aparición de una fisura, ofrece el signo inequívoco de una rotunda advertencia: algo no funciona como estaba previsto. O han actuado cargas superiores a las supuestas o la estructura no ha respondido en la forma adecuada.

Debe suponerse, en condiciones normales, que si todo el hormigón debiera estar longitudinalmente comprimido por la acción del pretensado, la aparición de una fisura implica que la pieza ha rebasado, en un momento crítico, el estado de servicio o de utilización previsto. Si tal fisura es incompatible con el estado, puede afirmarse que todo agrietamiento del hormigón advierte, en estas circunstancias, la presencia de una anomalía. Mientras que en el hormigón armado las fisuras, al menos las finas se escapan al control en cálculo, mediante el pretensado, puede limitarse su aparición hasta el nivel conveniente para que sólo delaten la presencia de una anomalía. De este modo, al actuar una carga de tipo excepcional, una simple inspección visual nos permitirá conocer las piezas dañadas por la acción de ese suceso accidental.

El proyecto de una pieza sometidas a los efectos de unas cargas, fijas o móviles, se establece en base al criterio de suponer que, en condiciones normales de servicio, el régimen tensional del elemento resistente debe ser lo suficientemente moderado como para estar comprendido entre unos límites máximos o extremos admisibles. De acuerdo con estos principios, la tensión en el borde

superior de la sección de una pieza sometida a un momento positivo M_1 y comprimida por la acción de un esfuerzo de pretensado P actuando con una excentricidad e por debajo de la directriz, será, conforme a la conocida fórmula de Coulomb-Navier:

$$\sigma_{lv} = \frac{P}{A} + \frac{(M_1 - P e) v'}{I}$$

v' representa la distancia de la directriz al borde más alto del elemento.

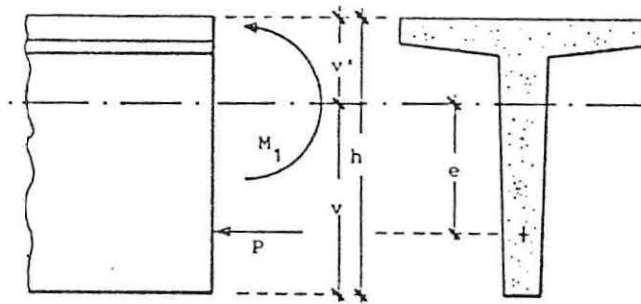


FIG.26: EXENTRICIDAD 'e' DE LA COMPRESION P respecto a una DIRECTRIZ que dista v y v' de uno y otro BORDE de la PIEZA

3.2.2.1.2. ESFUERZOS DE TRACCION

En el hormigón Pretensado, al aumentar la resistencia a compresión, la resistencia a tracción, también aumenta.

No es finalidad exigida para el Hormigón Pretensado la supresión absoluta de tracciones, sino conseguir que estas queden entre valores límites que el material, en condiciones de completa seguridad, pueda soportar indefinidamente.

“ Si la tensión límite inferior, puede ser, en condiciones de seguridad completa, una tracción, no hay razón para no adoptarla con la prudencia que es conveniente, para que la seguridad contra las grietas quede garantizada incluso en las circunstancias más desfavorables” (11).

Los casos en que se presenta, en la práctica este tipo de sollicitación, no son pocos. Las péndolas verticales que sustentan entramados horizontales, los tirantes de sustentación o de compensación de algunos edificios.

Para dichos casos, en péndolas por ejemplo, la solución puede ser otorgada en hormigón armado, pero la ineludible presencia de grietas que aparecerían en el hormigón como consecuencia de su impropio trabajo, dejaría la armadura incapaz de defenderse contra los ataques de la corrosión.

El hormigón Pretensado resuelve estos inconvenientes con la introducción de tensiones en el hormigón, para que toda su sección, resulte comprimida en toda la longitud del tirante, dentro del campo del campo de variabilidad del esfuerzo de tracción, siendo siempre mayor a este el esfuerzo de pretensado. Se elimina así toda posibilidad de agrietamiento, pues el hormigón estará siempre comprimido.

(11) “Hormigón Pretensado”, Y. Guyon

3.2.2.1.3. ESFUERZOS DE COMPRESION

Sin lugar a dudas, el hormigón es el material más apropiado para soportar los esfuerzos de compresión. Con la incorporación del acero en forma de armaduras longitudinales y transversales, la técnica de la construcción resuelve de modo satisfactorio los problemas de enlace de unas piezas con otras. Las bases fundamentales del diseño estructural, lo constituyen tanto los elementos verticales, columnas con bases repartidoras de carga, como los elementos inclinados y curvos, arcos y bóvedas.

Debido a que la armadura activa tiene la misión de comprimir el hormigón, allí donde sin ella habría tracciones, se comprende que cuando esas tracciones no existen la adición de armaduras longitudinales no sería necesaria. El comprimir una columna con armadura activa vertical, lo único que consigue es recargar aún más el hormigón, la razón de hacerlo precisa justificación para no entenderla como incoherencia.

Es habitual la recurrencia al pretensado como solución eficaz a los problemas que plantea la estabilidad de elementos que son verticales, para transmitir al terreno las cargas que soportan, por ejemplo los postes y pilotes. Elementos que se disponen para sustentar esfuerzos principalmente de compresión, pero esta carga viene acompañada por otras acciones horizontales u oblicuas que descentran la compresión hasta transformarla en flexión compuesta.

En la medida que la excentricidad provocada por la interacción de estas cargas transversales sea permanente o errática, de orden primario o secundario, tendrá o no razón de ser, la disposición de armaduras axiales o excéntricas.

Las tensiones máximas de compresión admitidas en las construcciones de Hormigón Pretensado son en general del orden de los 17 Mpa de tensión de servicio y de carga de ruptura de 60 Mpa. Con métodos perfeccionados de fabricación se consiguen incluso, 1200 Mpa a la ruptura, condiciones del hormigón que debieran ser aprovechadas. En estos conceptos, los de peso, las construcciones en hormigón pretensado podrían compararse con las de acero sin mayor ostentación.

3.2.2.2. AFECCIONES EN LAS ESTRUCTURAS

3.2.2.2.1. LA FATIGA.

Generalmente, las piezas que componen una estructura están sometidas a sollicitaciones que varían en el tiempo, el valor de éstas depende de la magnitud y posición de las sobrecargas. Estos cambios, lentos o rápidos, provocan que el acero y el hormigón sufran alteraciones en su estado tensional el cual oscila entre unas deformaciones mínimas cuando la estructura está descargada y unas tensiones máximas cuando la sobrecarga actúa con mayor intensidad.

La variación de esfuerzos en forma de ciclos oscilantes, repetidos o alternados, provoca la fatiga del material, anticipando su rotura bajo esfuerzos inferiores a su capacidad resistente en el ensayo estático convencional.

La importancia de esta reducción depende del número de ciclos aplicados y de la amplitud de la oscilación. Si ésta es pequeña o, grande, pero de un número no elevado de ciclos la pérdida de resistencia es irrelevante y la fatiga como fenómeno pasa inadvertido.

Lo anterior se observa casi instintivamente cuando cortamos un alambre con las manos. No rompemos el alambre por tracción, tirando, como lo hacemos cuando cortamos un hilo. El alambre lo doblamos y lo desdoblamos una y otra vez y en cada flexión sentimos que el esfuerzo que se precisa es cada vez menor y se presiente la rotura. Este fenómeno tan simple es poco considerado en la toma de decisiones respecto de la fatiga y rotura en las estructuras.

La aplicación de la reflexión anterior, incluida en la acción de cortar un alambre permite comprender que perfectamente admitimos de un terremoto de una cierta intensidad ser más desastroso cuando más prolongada es su acción, pero no relacionamos este efecto con el evidente fenómeno de fatiga. Nos detenemos en la valoración de las oscilaciones máximas alcanzadas por los nudos de las estructuras, pero no consideramos las consecuencias de la pérdida de resistencia mecánica ocasionada por la sucesión de ciclos deducibles de las observaciones.

3.2.2.2.1.1. FATIGA EN EL HORMIGON

Las cargas eventuales inducen a las estructuras que las soportan a variaciones tensionales de difícil valoración, porque es impredecible la historiografía de las cargas con sus oscilaciones cambiantes independiente de los fenómenos de tipo dinámica que la mencionada variación de cargas puede generar, lo cierto es que tanto unas como otras, las tensiones como las cargas que las originan, sólo pueden ser estimadas como unos valores aleatorios de caprichosa evolución en el lapso que se consideran.

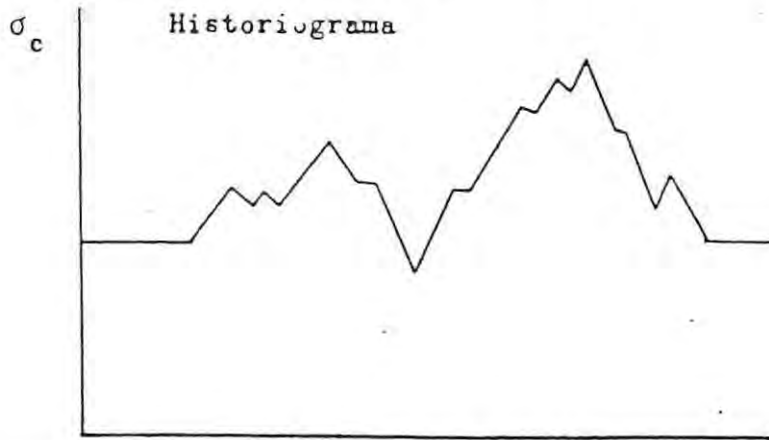


FIG.28 VARIACIÓN DE LA INTENSIDAD DE LAS CARGAS EN EL TIEMPO.

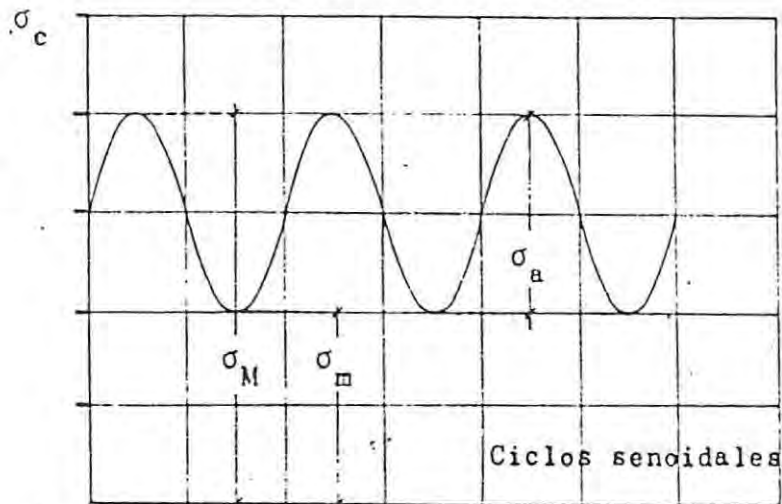


FIG.29: CICLOS OSCILANTES DE CARGAS DE IGUAL AMPLITUD O PERÍODO.

Una primera expresión del fenómeno de la fatiga consiste en someter el material a unos ciclos senoidales de carga como los expresados en la figura, o bien a unos procesos oscilantes de la carga linealmente variable. La razón de estos ensayos, es la de que en ellos, se deja definido el historiograma mediante tres parámetros, la tensión máxima σ_M , la tensión mínima σ_m , y la frecuencia o celeridad de los ciclos.

3.2.2.2.1.2. LA FATIGA EN LOS ACEROS DE PRETENSADO.

La rotura de una viga en el ensayo estático de flexión acontece por agotamiento resistente del hormigón con mayor o menor participación del esfuerzo cortante si éste predomina sobre la flexión, la rotura puede producirse por deslizamiento de las armaduras a causa de una insuficiencia en el anclaje. La rotura de las fibras metálicas en un ensayo de flexión, además de ser atípico, denota una excesiva acritud del acero, razón por la cual se limita esa fragilidad mediante la normativa exigencia de un mínimo alargamiento de rotura tanto para las barras como para los alambres y cordones.

Respecto de las roturas de vigas sometidas a tracción creadas por la aplicación de repetidos ciclos de cargas, su forma más corriente es la producida por el fallo de la armadura. Una viga que en un ensayo estático falla por aplastamiento del hormigón comprimido al alcanzarse una cierta carga, puede partirse por rotura de la armadura después de la aplicación de miles de ciclos oscilantes cuya carga máxima es inferior a la que motivó la rotura en el ensayo estático.

Cuando una pieza está pretensada, bajo la acción de las cargas de servicio, todas las secciones están sometidas a compresión compuesta, no se produce fisuración alguna en el hormigón ya que, por hipótesis todas las fibras longitudinales están comprimidas. De este modo soportan millones de ciclos sin registrar fatiga alguna. Contrariamente, si la viga, por estar solo parcialmente pretensada, se fisura bajo la acción de una sobrecarga, cada ciclo implica la acumulación de un daño que acaba por originar el agotamiento resistente de la armadura activa entre los labios de la grieta abierta. La presencia de la armadura pasiva, generalmente compuesta por barras corrugadas, añade una adicional complejidad al fenómeno de la fatiga.

3.2.2.2.2. ALTAS TEMPERATURAS.

La escasa conductividad térmica del hormigón, así como se manifiesta incombustibilidad hacen que, en algunas ocasiones muy específicas se haga uso de este material como adecuado para el

aislamiento térmico. Un ejemplo representativo lo constituye el uso de hormigones refractarios como revestimiento resistente a las más altas temperaturas.

Sin embargo, pocas son las estructuras que, por razones de servicio, están ordinariamente sometidas a elevadas temperaturas entendiéndose superiores a 200°C. Chimeneas, cajas de humo y muros o placas próximas a hornos industriales rara vez operan en tales condiciones.

Lo anterior, no significa que estas circunstancias sean utópicas. Rara es la estructura de hormigón, tanto armado como pretensado que no esté sujeta de modo transitorio, bien sea a efectos de un eventual incendio o a la acción de altas temperaturas por avería en la instalación. La característica principal del primer caso, la estructura de silo, almacén, teatro o edificio en general, debe soportar, sin riesgo inmediato de hundimiento, los efectos del fuego, acción que puede perdurar durante unas horas. Al segundo grupo, pertenecen los de carácter industrial y en general todos aquellos elementos estructurales que, accidentalmente, puedan ser sometidos a la acción de unas altas temperaturas durante plazos muy superiores a los citados anteriormente.

Esta generalidad de los casos, debe motivar la consideración del comportamiento particular de los materiales componentes del hormigón pretensado, hormigón, armaduras pasivas y/o activas bajo acción eventual de unas altas temperaturas que actúan durante un plazo relativamente breve.

A continuación se incluyen gráficos de incendios convencionales y típicos conforme al método preconizado de acuerdo a la ASTM E-119-73.

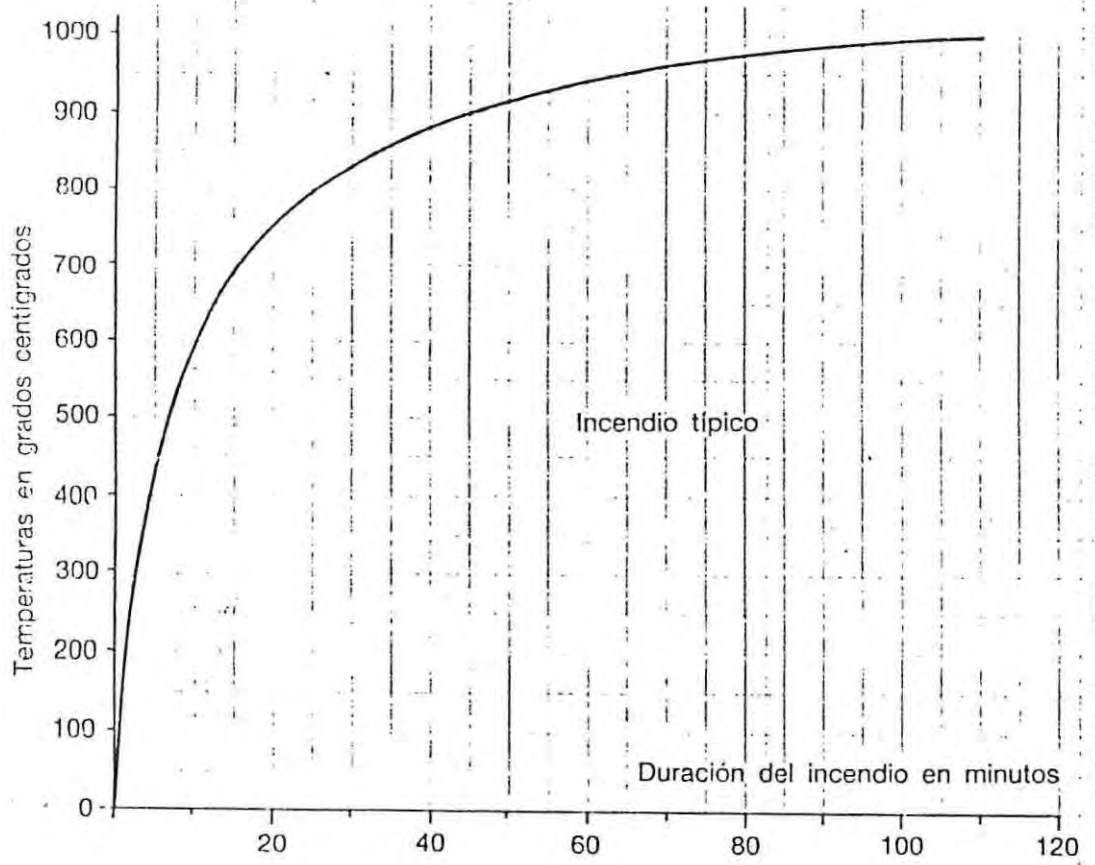


FIG.30: TEMPERATURAS ALCANZADAS POR EL INCENDIO CONVENCIONAL NORMALIZADO.

3.2.2.2.1. EFECTOS EN EL HORMIGON.

La escasa conductividad térmica del hormigón hace que la penetración del calor sea muy lenta. Para que las armaduras pasivas puedan alcanzar la temperatura de los 400°C , distantes del paramento 4 ó 5 cm., se precisa la acción de un incendio de varias horas de duración, tanto más la armadura activa de pretensado comúnmente situada más adentro.

Así, el comportamiento de una pieza, viga o placa, muro o columna, depende no sólo de la intensidad calorífica de la radiación sino también de la duración de ese flujo, como también del espesor de la pieza y de los recubrimientos de las armaduras.

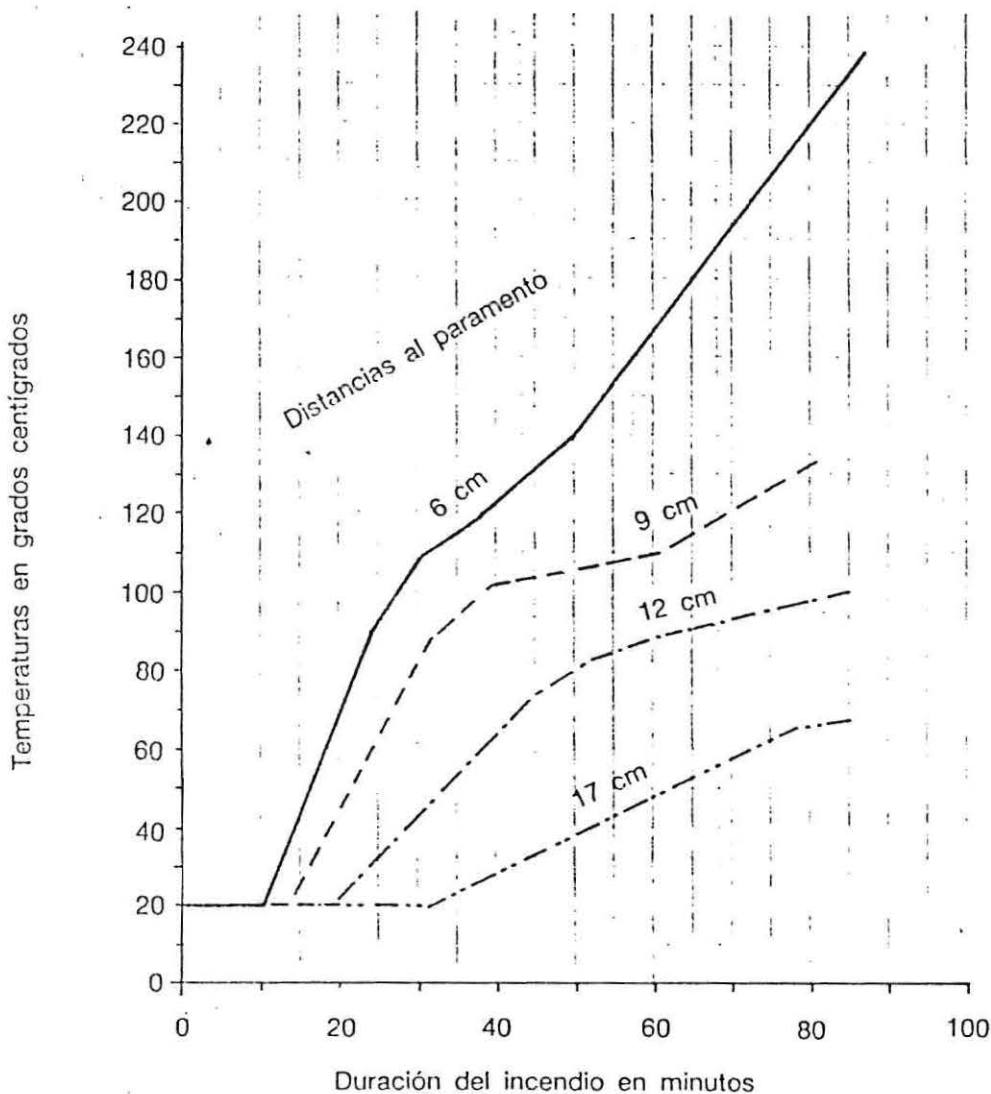


FIG. 31: TEMPERATURAS EN EL HORMIGÓN PRODUCIDAS POR UN INCENDIO TIPO

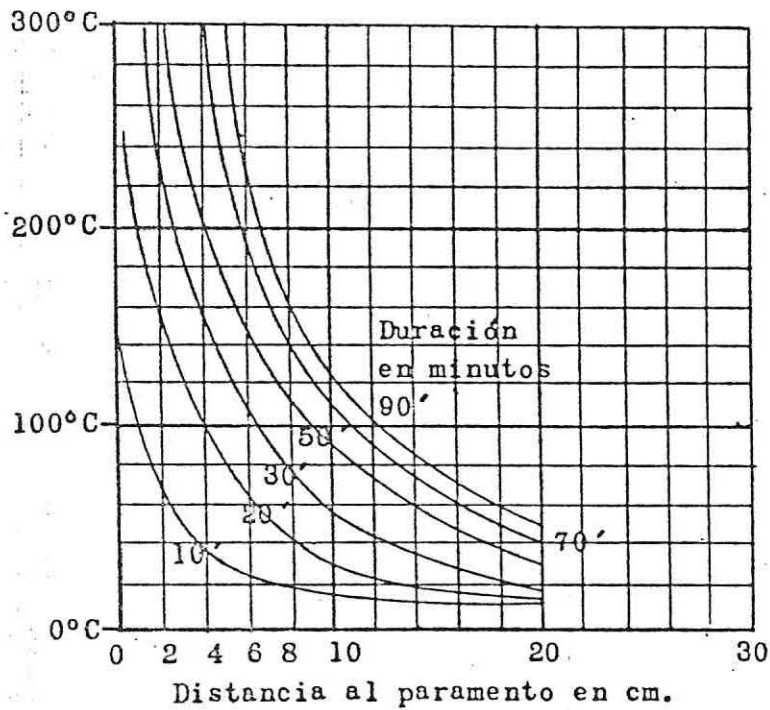


FIG. 32: TEMPERATURAS EN EL INTERIOR DEL HORMIGÓN.

Bajo la acción de una temperatura superior a los 100°C , la resistencia del hormigón disminuye, al principio ligeramente, para decrecer más rápidamente cuando se rebasan los 200°C . El agua libre contenida en los poros se evapora a partir de los 100°C , hace que en las proximidades a los 150°C , la resistencia decrezca tanto más rápido cuando mayor sea la humedad interna del hormigón.

Según resultados arrojados por ensayos a probetas, la rotura por compresión en estas condiciones, es frágil si el hormigón está seco y dúctil si su núcleo aún está húmedo.

3.2.2.2.2. EFECTOS EN LAS ARMADURAS DE PRETENSADO.

Debe conocerse cómo se modifican con las altas temperaturas, las propiedades resistentes de los aceros a pretensar, para poder someter a juicio la resistencia al fuego y las consecuencias de otros ataques del calor.

En los aceros naturales duros, la resistencia a partir de unos 300°C, se reduce notablemente alcanzando después de dos horas de calentamiento a 600°C sólo 1/5 de la resistencia original. Si el acero se enfría de nuevo recupera lentamente su resistencia primitiva.

En el caso de los aceros mejorados y principalmente los estirados pierden su elevada resistencia, incluso a temperaturas inferiores y a diferencia de los otros no recuperan mediante el enfriamiento su resistencia original pues el tratamiento de mejora queda anulado por el calor.

Para representar los efectos de las temperaturas en las armaduras se muestra gráficamente la relación de resistencia a temperaturas altas a resistencia normal 20°C y algunas curvas de tensión-deformación de diferentes tipos de aceros de alta resistencia a temperaturas de 20°, 300° y 500°C. La línea de trazos corresponde a probetas que tras ser sometidas a calentamiento de una hora a una temperatura T fueron enfriados nuevamente a 20°C.

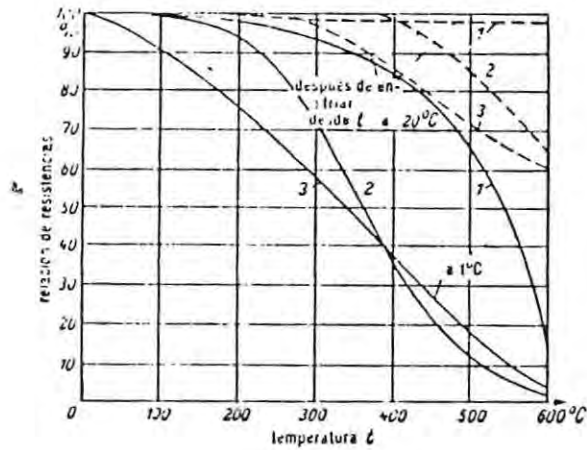


FIG. 33: LÍMITE ELÁSTICO 0,2% A TEMPERATURAS ELEVADAS

(de 2,5 a 3,5 horas de calentamiento progresivo manteniendo la temperatura durante 1 hora más) y después de enfriar de nuevo, referido en cada caso al valor original, 20°C.

1. Redondos naturales duros, laminados en caliente, St 60/90 (*), diámetro 26 mm.
2. Alambre mejorado, St 145/165, diámetro 5,2 mm.
3. Alambre estirado, St 150/170, diámetro 5 mm.

(*) St.../...= calidad del acero, expresada por el límite elástico (1º cifra) y la resistencia a tracción (2º cifra), en Kg/mm². Si se da un solo número corresponde a la resistencia a tracción.

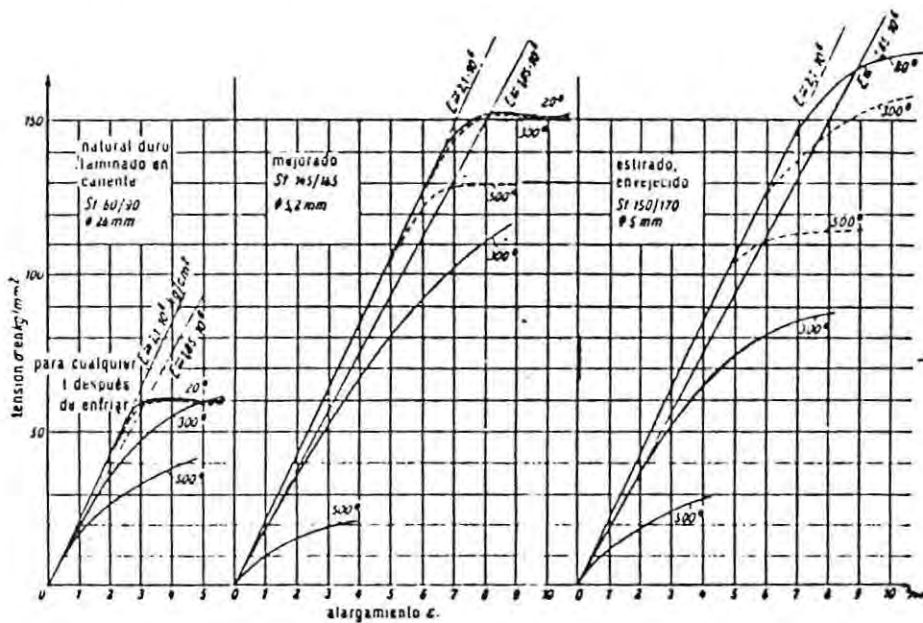


FIG.34: DIAGRAMA DE TENSION-DEFORMACIÓN A TEMPERATURAS ELEVADAS (—), Y DESPUÉS DE ENFRIAR (-----).

Finalmente, podemos concluir que los aceros duros sometidos a altas temperaturas pueden recuperar sus propiedades originales como se puede ver en el desarrollo de la curva mientras que los aceros mejorados y los estirados acusan pérdidas permanentes de resistencia si son sometidos a temperaturas superiores a los 400°C.

3.2.2.2.3. RESISTENCIA AL FUEGO DE LAS ESTRUCTURAS.

El tiempo que una pieza o estructura debe resistir a la acción de incendio se expresa en minutos y se denomina Período de Resistencia al Fuego. Se entiende que la pieza está capacitada para soportar las cargas de servicio incluido el peso propio.

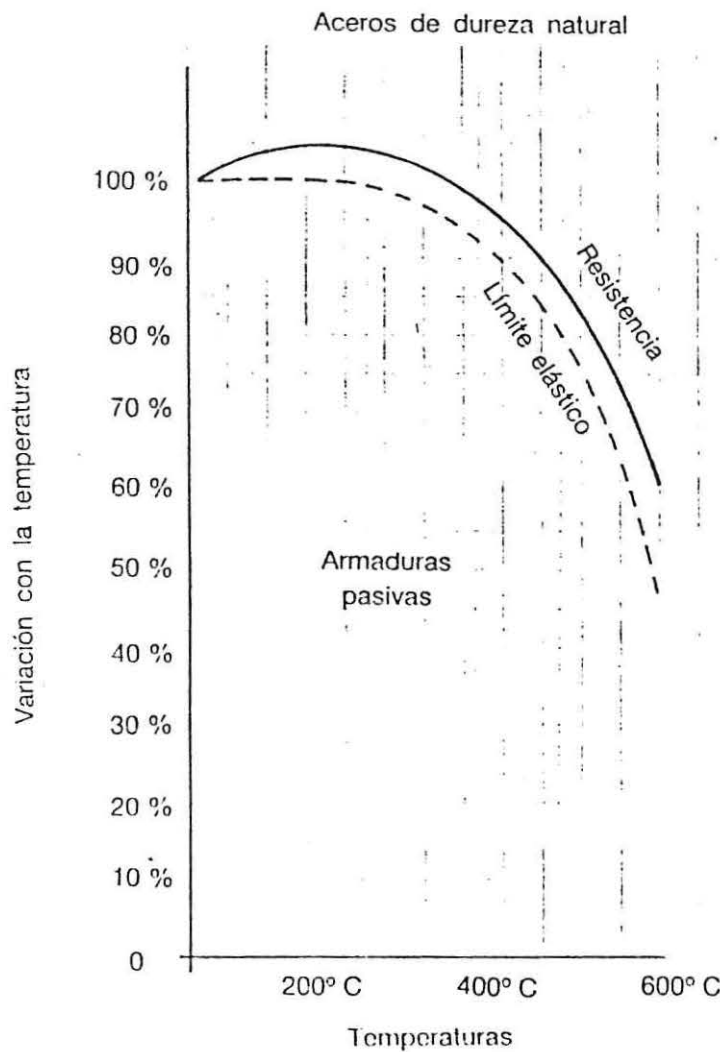


FIG. 35: RESISTENCIA DE LAS ARMADURAS PASIVAS A LAS ALTAS TEMPERATURAS

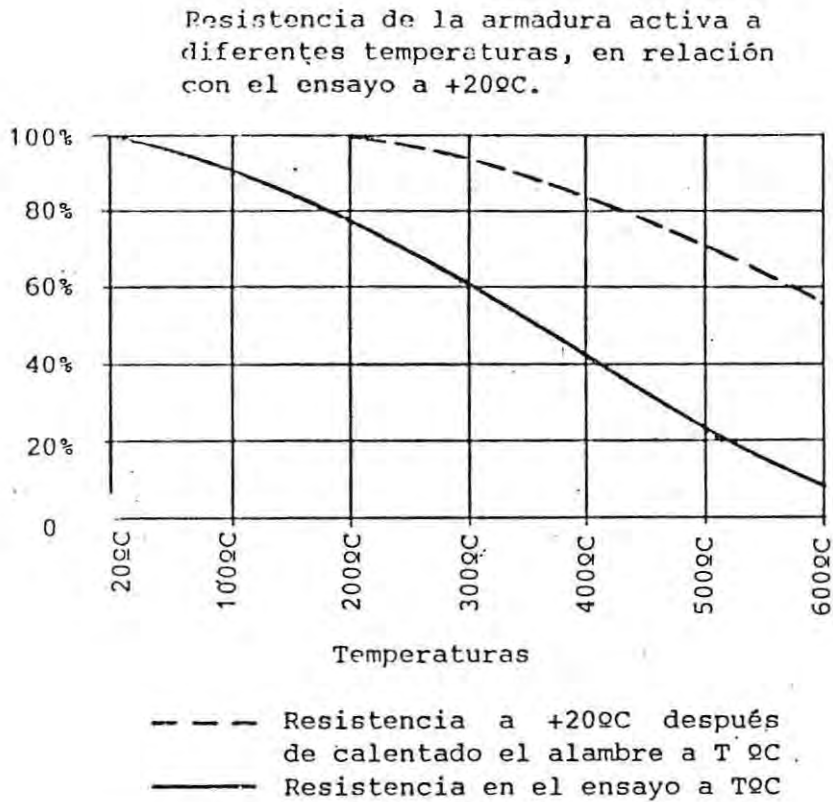


FIG. 34: RESISTENCIA DE LA ARMADURA ACTIVA A LAS ALTAS TEMPERATURAS

La normalización de estas materias comenzó a mediados de la década pasada indistintamente en algunos países. Las Ordenanzas Municipales reguladoras de estos periodos fueron las encargadas de tal función. Se denomina F- 30, F-90, F-120, F-180 y F-240 al período de resistencia al fuego; insistimos se registra en minutos.

La pieza queda fuera de servicio desde el punto de vista de los estados límites de utilización considerados en los gráficos de FIG.35 y FIG.36.

Si se trata de controlar los efectos destructores ocasionados por un incendio, la reglamentación determina el recubrimiento que como mínimo debe existir entre las armaduras y la pieza a fin de que la inercia térmica del hormigón, retrase en medida oportuna el calentamiento crítico del acero.

Forjados aligerados con bovedillas	Períodos de resistencia al fuego					
	F 30	F 60	F 90	F 120	F 180	F 240
Canto mínimo	100	110	140	160	175	190
Ancho mínimo del nervio	50	70	80	90	100	125
Recubrimiento mínimo de la armadura principal	10	20	30	40	55	65

FIG.37: TABLA DE RELACION ENTRE LOS PERIODOS F DE RESISTENCIA AL FUEGO, en minutos, Y LOS RECUBRIMIENTOS c NECESARIOS, en milímetros.

Los ensayos muestran un creciente incremento en los aceros de pretensar de las propiedades mecánicas, resistencia, límite elástico y módulo de elasticidad, conforme disminuye la temperatura. Salvo resultados irregulares en las Barras Macalloy, puede decirse que estos incrementos son proporcionales a la diferencia de temperatura. En la Tabla de la FIG.38, se registran las cargas unitarias de rotura en diferentes casos abordados.

Tipo de acero	Resistencias en MPa a las temperaturas de					
	+20° C	-20° C	-50° C	-100° C	-150° C	-196° C
Alambre de 7 mm	1544					2000
Alambre de 7 mm	1600	—	—	—	—	2027
Alambre de 5 mm	1900	—	—	—	—	2344
Alambre de 5 mm	1700	1750	1800	1840	1880	1920
Acero Sigma	1588	—	—	1670	—	2157
Barras Macalloy	1100	1160	1170	1296	1160	1230

FIG.38: TABLA DE RESISTENCIAS A DIFERENTES TEMPERATURAS, en MPA, EN DIFERENTES TIPOS DE ACERO

3.2.2.2.4. MEDIDAS DE PROTECCION CONTRA EL FUEGO EN EL HORMIGON PRETENSADO.

- a. Puede ser mejorada la resistencia al fuego mediante revestimientos protectores aislantes, o un cielo raso suspendido incombustible. Estas medidas sólo suponen una ayuda en el caso de que las capas protectoras se adhieran bien y antes de lo previsto no se desprendan.
- b. El acero no puede calentarse sobre los 200°C, para mantener una suficiente capacidad resistente post incendio.
- c. El aumento de la temperatura a causa del fuego depende del tipo y espesor del recubrimiento protector de las armaduras.
- d. El recubrimiento de hormigón está en peligro en caso de fuego, debido a que a alcanzar una temperatura de unos 100°C, puede romperse o sufrir descascaramiento, por evaporación del agua libre y la presión interior a que esto da lugar y también por la diferencia de dilatación térmica entre caras de la pieza. Estas destrucciones son generadas a lo largo de las armaduras, quedando expuestas por completo al fuego, alcanzando rápidamente altas temperaturas.
- e. Los recubrimientos de hormigón superiores a 25 mm., deben ser asegurados con el objeto de impedir los descascaramientos del hormigón, con una ligera armadura tradicional anclada en la zona superior menos expuesta al calor.
- f. Los revestimientos protectores para elevar la resistencia al fuego o que se conserve la capacidad resistente post incendio, deben actuar como aislantes térmicos, con el objeto de retardar la subida de la temperatura en el hormigón y en el acero. Para algunos tipos de revestimientos es preciso humedecer la superficie dejando luego secar.
- g. Los revestimientos de protección más usados son:
20 mm. de mortero



20 mm. de yeso
15 mm. revestimiento de asbesto
15 mm. revestimiento de vermiculita
15 mm. revestimiento de perllita

- Las planchas aislantes resistentes al fuego hechas con vermiculita o perlita conglomerado con cemento, o las placas finas de hormigón celular, que son colocadas en el encofrado, proporcionan una excelente protección de modo que en espesores de 20 y 25 mm. mantienen con un fuego de 90 minutos toda la capacidad resistente de la estructura.

3.2.2.2.3. LA CORROSION

El acero de alta calidad que exige el hormigón pretensado es más sensible a la corrosión que usado en armaduras pasivas.

Al ser de menor diámetro, el daño superficial por oxidación tiene consecuencias más inmediatas.

Su almacenamiento y transporte se realiza en rollos y la curvatura original crea un alto grado tensional, el cual al acercarse al límite de proporcionalidad favorece a la corrosión, que en otras circunstancias tendría una débil influencia.

La intemperie también juega un rol en la oxidación acelerada al extremo de que en pocos meses se reduce las cualidades metálicas, especialmente las relativas al comportamiento bajo la acción de siglos reiterados de cargas oscilantes.

El hecho de que los rollos permanezcan enrollados por tiempo relativamente prolongado y los modos de transporte y almacenamiento, obliga a extremar las medidas de seguridad. Se debe aislar el recinto de almacenamiento de la humedad de suelos y muro y los rollos deben ser envueltos en fundas impermeables.

En el pretensado propiamente tal observamos que el hormigón es una excelente barrera de protección para el acero respecto de la corrosión.

El ambiente alcalino creado por el cemento produce una delgada película de privación a lo largo de la superficie de contacto con las barras.

Esta ligera capa es la principal protección frente al hormigón. Se adiciona a ésta, el carácter compacidad del hormigón que impide el ingreso de agua y de cualquier otro agente agresivo. Al ser el hormigón un material impermeable, se incrementa la resistencia eléctrica del elemento pretensado, lo cual reduce el flujo de corrientes vagabundas causantes de la denominada corrosión electroquímica. Se constituye así la tercera y última capa de protección del acero, respecto a la corrosión en el elemento pretensado.

Rigurosamente, no existe corrosión del acero en el hormigón pretensado. Cuando sucede se debe a una mala calidad de hormigón o a una solución no adecuada respecto de las condiciones ambientales que rodean la estructura.

Respecto de aquellas estructuras cercanas a ambientes marinos, o de aquellas que son instalaciones industriales dedicadas a la fabricación de productos químicos, también los puentes o estructuras expuestas a la intemperie y aquellas en las cuales se ha esparcido cloruro como anticongelante, para fundir nieve o escarcha es posible afirmar el estar más expuestas a la corrosión.

La reparación de los daños provocados por la corrosión en estas estructuras es de alto costo, lo cual obliga el acento en la investigación.

Uno de los principales causantes de la corrosión es el ión cloro, un ión ubicuo por naturaleza, el cual, en reducidas proporciones está presente intencionalmente en los aditivos del hormigón.

La carbonatación de hormigón también es causa de corrosión sólo que ésta se observa en contadas ocasiones.

Es una mala elección de la granulometría provoca oquedades en el hormigón, los cuales de ubicarse en zonas de tracción originan fisuras o grietas permitiendo el contacto de las armaduras con la humedad iniciándose el proceso de oxidación, principal causa de oxidación.

La durabilidad de los elementos es un tema de alta preocupación. La dificultad en la emisión de juicios respecto de ésta en el tiempo, radica en la dudosa valoración cuantitativa de los fenómenos. No es fácil definir numéricamente la agresividad del medio, tampoco la relación de esa agresividad con el periodo de exposición que ocasiona la rotura.

Las pruebas o ensayos en estas materias son a largo plazo, los procesos o sistemas probatorios, cuando existen son acelerados. O se sobre valora un tema o se le desprecia. El asunto sólo se retoma cuando acontecen lamentaciones.

Es posible, también distinguir parámetros que intervienen en la corrosión. Distinguíamos que mientras mejor era la calidad del acero, peor era su comportamiento frente a la corrosión; nos sorprenderá también observar que el comportamiento de aceros bajo cargas mantenidas experimentan menores deformaciones lentas y son precisamente los más afectos a la corrosión.

Por lo anterior, se recomienda el uso de aceros de baja relajación a largo plazo si lo que se desea es seguridad, durabilidad, no corrosión.

3.2.2.2.3.1. FORMAS DE CORROSION

Este apartado es comprensivo y de clasificaciones respecto de la corrosión. La literatura existente y la observación en la realidad permite hablar de tres clases principales de corrosión, éstas son:

a) *Corrosión generalizada.*

Es la que sufre la superficie metálica al quedar expuesta a un medio agresivo. Es de origen químico y similar a la oxidación global de un elemento metálico.

Al ser propio del hormigón pretensado el recubrimiento de las armaduras por el hormigón y por las razones de cómo éste protege las armaduras este tipo de corrosión no es frecuente y si llegase a suceder no aparece tan nocivo.

Acentúa lo anterior el hecho de que los esfuerzos de tracción en nada influyen en la iniciación de este modo de corrosión.

b) *Corrosión Focalizada.*

Es opuesta a la anterior, se produce en zonas pequeñas y aisladas, como cráteres o picaduras.

El texto explicatorio es el siguiente: Es un hecho que el acero está recubierto de hormigón. Este, por sus características de compacidad, de impermeabilidad y por la posibilidad de entregar al acero una primera capa de protección, que se llama capa de privación hacen del pretensado un elemento por naturaleza protector del acero al existir grietas, cráteres o picaduras, penetra la humedad, se estudia la capa de privación y actúa el medio agresivo en el acero al ser puntual este ataque, puesto que se ha picado la capa de privación se torna esta corrosión más peligrosa que la de carácter generalizado. El

efecto de entalladura que la picadura produce en la sección de la barra la hace particularmente sensible a los efectos mecánicos de fatiga producida por la acción reiteradas de ciclos de carga

c) *Corrosión de las cristalitas metálicas.*

Es la más peligrosa de todas. Si el ataque se produce bordeando las cristalitas la corrosión se llama intercristalina y si las atraviesa se denominan transcristalinas. En esta el alambre está sometido a la acción reiterada de ciclos de carga.

La corrosión transcristalina a su vez se puede dividir en dos categorías, la Anódica y la Catódica. Los procesos de corrosión Anódica varían con el tipo y composición del acero y la corrosión Catódica son los fenómenos de fragilización por hidrógeno.

3.2.2.2.3.2. LA AGRESIVIDAD DEL AMBIENTE.

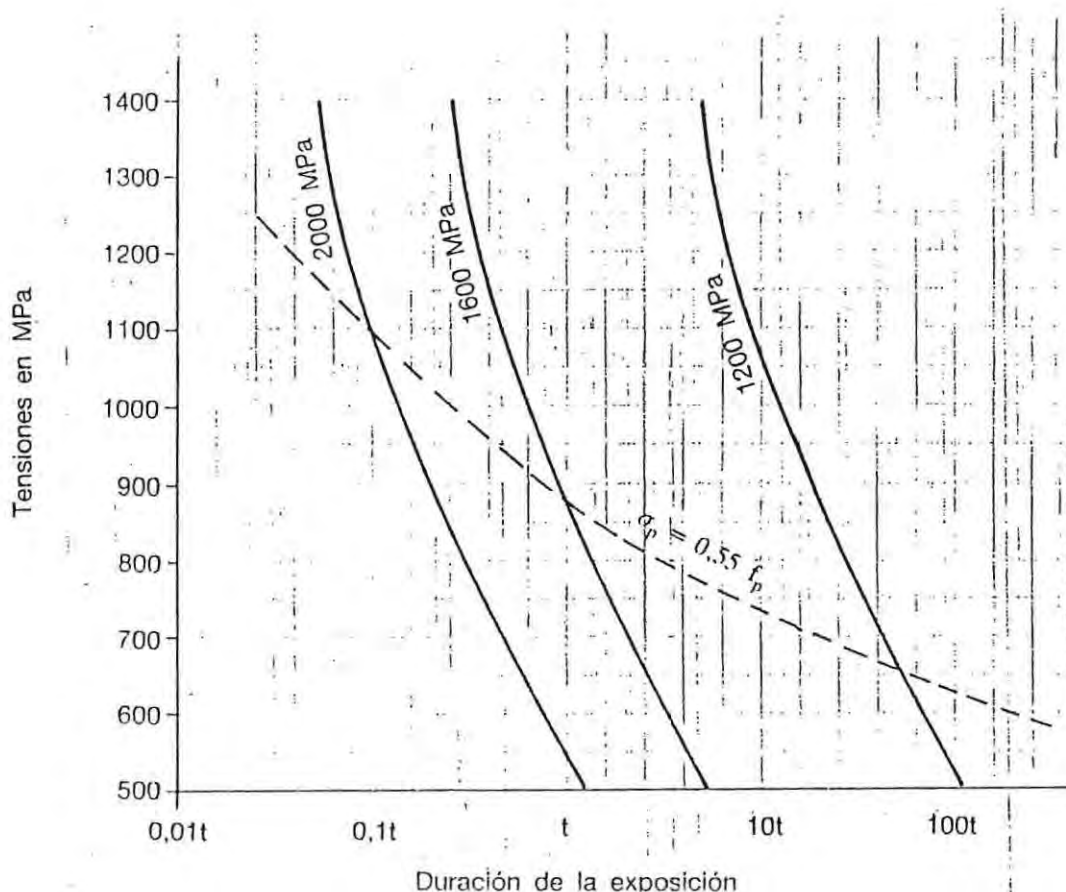
Al parecer todos los metales que se exponen al intemperie son afectada por la corrosión.

Desde cierta perspectiva hay dos tipos de ambiente, los naturales y los contaminados. En el primero, los únicos agentes de la corrosión son el oxígeno y el dióxido de carbono, generalmente arrastrado por la lluvia; en el segundo, en zonas industriales por ejemplo tenemos al sulfuro producto de la combustión de hidrocarburos. El ácido sulfúrico es muy agresivo, al extremo de no pasar inadvertido aun cuando se presenten en pequeñas proporciones.

En los ambientes marinos tenemos sales y cloruros. La presencia de estas sales supone un ataque rápido a consecuencia de la mayor conductividad de sus disoluciones .

Con propiedad es la humedad de la lluvia, la del rocío, la del cualquier tipo de condensación de vapor y el polvo atmosférico

los causantes de corrosión. Ellos se pueden depositar en sustancias higroscópicas precipitando toda la superficie del metal.



**FIG. 39: ENSAYO COMPARATIVO DE CORROSION
FRENTE A UN MISMO AGENTE AGRESIVO**

La FIG.39, representa unos ensayos de cansancio bajo carga mantenida, tipificada de tracción, con la particularidad de que las probetas están inmersas en un mismo ambiente agresivo.

Sin embargo, existen otros factores que inciden en la corrosión por ejemplo, los dependiente del clima. La variación térmica, la acción humecedora o desecadora de la brisa, los rayos solares. También lo es la forma de la estructura según retenga la lluvia o la evacue rápidamente. Otros también lo son; la naturaleza y

la composición de las armaduras la magnitud del recubrimiento de hormigón respecto del acero, la compacidad del hormigón y la disposición y la calidad de los impermeabilizantes, la proximidad de la armadura a conductos eléctricos o la presencia de corrientes vagabundas.

A estos efectos conviene que, cuales quiera sea la calidad del acero una armadura rodeada de un ambiente predominantemente húmedo, no puede resistir por mucho tiempo una tensión elevada si no se le protege de la intemperie por poco agresiva que esta sea. Mientras que la armadura pasiva sólo excepcionalmente esta sometida a elevados esfuerzos, la armadura activa esta permanentemente solicitada por cargas próximas a su limite de proporcionalidad. En estas condiciones, lógico es que las armaduras activas exijan un tratamiento, una vigilancia, un manejo y, unos cuidados muy distintos al de las armaduras pasivas

3.2.2.2.3.3. TENDONES SIN ADHERENCIA

El uso de tendones sin adherencia, de pequeña capacidad, ha crecido especialmente, ha partir del año 1960. En Estados Unidos se han instalados más de siete millones de tendones entre los años 1960 – 1980.

Accidentes ocurridos por corrosión en el mencionado país suman 28, el 50 de estos compromete a tendones sin adherencias recubiertos con grasa embutida dentro de vainas de plásticos la principal causa de la corrosión fue la presencia de cloruro cálcico en el hormigón o en el mortero empleado para sellar las cabezas de anclajes. Hubo un caso en donde el agua marina penetró determinándose como principal causante del problema; en otros, fue la presencia de sulfuros libres en el árido ligero. Otras veces se debió al deterioro de la vaina de plástico, rotura que permitió la penetración de cloruros en le interior del tendón. En esta lista de causante de accidentes no faltan casos en los cuales la causa primaria del deterioro fue la acción de corrientes eléctricas vagabundas.

En todos los casos, la corrosión se hubiese evitado de haberse empleado medidas de protección eficaces. Como la generalizada causa de corrosión en estos casos es la penetración de humedad al interior del tendón ya sea porque se destruyó la vaina o por infiltraciones en los dispositivos extremos de anclaje se le debe dedicar especial atención a los siguientes puntos:

- a. la vaina que enfunda el tendón, debe ser, no sólo estanco frente a la húmeda, sino también lo suficientemente fuerte para resistir el desgaste la erosión ocasionados por su manejo durante el transporte, colocación y hormigonado. La vaina deberá ser continua en toda la longitud del tendón, sin picaduras ni solución de continuidad. Las juntas, si las hubiera deberán ser igualmente impermeables a la humedad aún cuando permitan pequeños movimientos de adaptación al trazado.
- b. El material protector más frecuente empleado en la grasa. Si bien muchas impiden el paso a la humedad algunas son rechazadas por contener elementos nocivos que emigrando de la grasa, pueden establecer contacto directo con las armaduras envueltas. Como criterio general se recomienda el uso de grasa elaboradas específicamente para estos fines.
- c. Los puntos más vulnerables a la corrosión son los terminales del tendón, por lo mismo las precauciones deben extremarse en la ejecución del sellado de los anclajes, único medio para impedir que la humedad penetre al interior del tendón.

Son estos los principios generales respecto a la corrosión en los tendones sin adherencias. Más medidas de protección son plausibles, se encontrarán en catálogos y literatura para el caso.

3.2.2.2.4. DEFORMACIONES DIFERIDAS.

Un cuerpo sometido a un cierto esfuerzo se deforma, por ejemplo, si en un alambre colgamos un peso P , el estiramiento del alambre dependerá del peso P .

Si E es una escala donde se miden alargamientos y L la longitud inicial del alambre, al dividir el peso del alambre por la sección de éste y el alargamiento por la longitud, es expresarse, de modo general a la dependencia de las tensiones con las deformaciones.

Del análisis del fenómeno expuesto se observa que:

- a. Por el peso P , el alambre se deforma, como respuesta a la carga.
- b. Si este peso P es pequeño en relación con el peso que como límite resiste el alambre nada especial ocurre respecto de la deformación.
- c. La deformación, que es pequeña se estabiliza con el tiempo hasta, finalmente, anularse.
- d. Si se descarga el alambre, la deformación desaparece por acción del período elástico.
- e. Si el peso P es grande, pero no más allá del límite de rotura se observa una deformación instantánea mayor que la del caso anterior.
- f. La deformación o alargamiento expuesto en el punto anterior, tarda en estabilizar y parece no encontrar el límite.
- g. Si aplicamos una carga P más pesada, que la explicada en “f”, pero siempre inferior al límite de rotura, hay una deformación instantánea al extremo de parecer que el material es incapaz de reducir la velocidad de deformación.

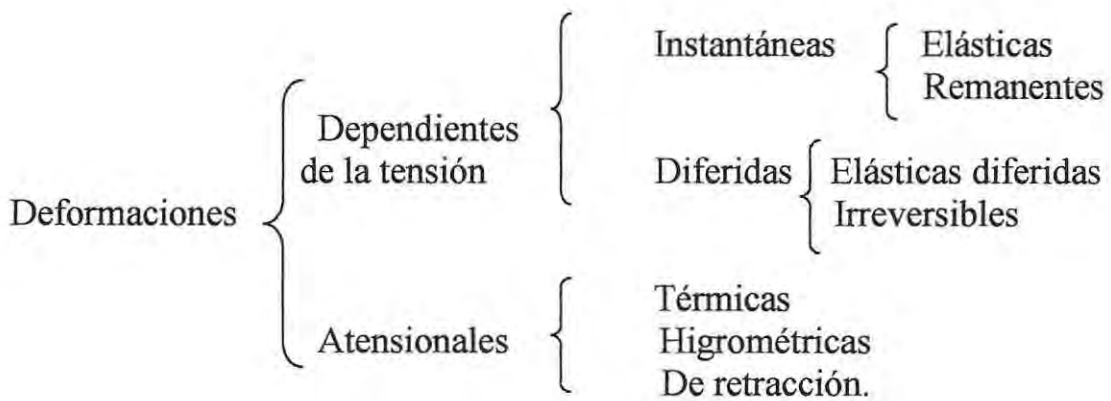
- h. En ningún caso el alargamiento puede prolongarse en el tiempo, pues si se agota la plastificación viscosa, se incrementa la velocidad de deformación para finalmente producirse la rotura.
- i. Esta rotura se presenta con fuertes incrementos en el proceso de deformación.

Siguiendo la explicación del paso d, descubrimos el concepto de deformación elástica instantánea.

Siguiendo la explicación del paso g, descubrimos el concepto de deformaciones elásticas diferidas, deformaciones que sólo el transcurso del tiempo recupera.

Aún cuando el ejemplo se centra en el estiramiento de un alambre, el ejemplo se puede extender no sólo a una probeta de hormigón que se comprime, sino también a otros sistemas de carga más complejas.

Esperando los beneficios propios de las clasificaciones, observemos la siguiente:



3.2.2.2.4.1. FLUENCIA DEL HORMIGON Y RELAJACION DEL ACERO

La estimación aproximada de las deformaciones lentas que sufren las distintas fibras longitudinales de una pieza de hormigón, tiene mayor importancia en la técnica del hormigón pretensado que en la del hormigón armado. El hormigón comprimido por las armaduras de pretesado, las deformaciones lentas que se suceden en el tiempo hacen que estas fibras sufran acortamientos que, variables con la tensión y el tiempo, modifican la propia acción de las armaduras activas a través del tiempo, constituyendo la relajación de éstas. Los terminales de los tendones, una vez anclados en la masa de hormigón, tanto la retracción como las deformaciones lentas inducen unos acortamientos que destensan los alambres determinando pérdidas en la tensión originalmente aplicada.

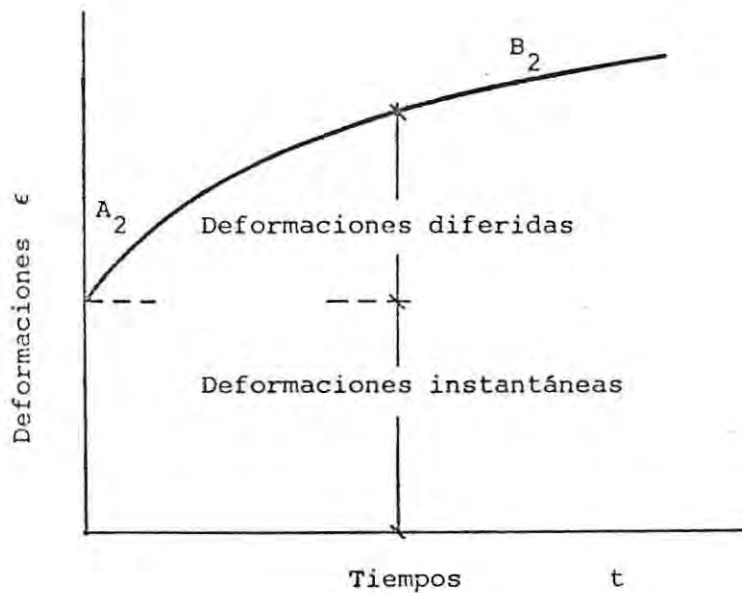


FIG.40: DEFORMACIONES INSTANTANEAS Y LENTAS

Un cuerpo sometido a un cierto esfuerzo, se deforma. Si para hacer más gráfica la representación imaginamos el caso particular de un alambre sometido a la tracción ejercida por un peso P , FIG.41, resultará que, según la magnitud del peso, será el alargamiento sufrido por el alambre. Para expresar la dependencia de las tensiones con las deformaciones, bastará con dividir el peso por la sección del alambre y el alargamiento por la longitud de este.

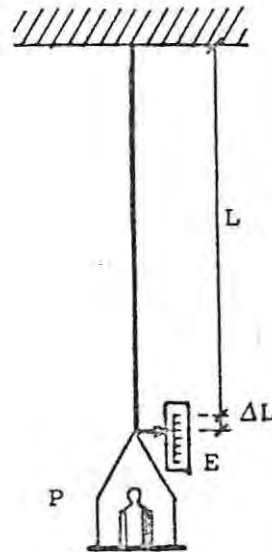


FIG. 41: ALARGAMIENTO DIFERIDO
BAJO CARGA CONSTANTE

El Límite elástico definido por la AFNOR (Association Française de Normalization), como la tensión T_e para la cual el alargamiento OE' medido tras una carga de 10 segundos de duración, seguido de descarga, es de 0,2%. Esta determinación es convencional, se contradice con otras objeciones, por ser difícil de normalizar los tiempos de permanencia de diversas cargas. Sabido es que, **más allá de ciertas cargas, siempre inferior al límite de elasticidad convencional, los aceros sufren alargamientos plásticos que no alcanzan de golpe su valor definitivo.** Lo anterior puede comprobarse por curvas de alargamiento, carga que es diferente para ensayos ejecutados rápida o lentamente.

El esfuerzo de tensión aplicado al acero no es transferido totalmente a la pieza de hormigón. Hay en efecto, una ligera relajación de los alambres de acero un tiempo después de terminado el proceso de estiramiento.

Por otro lado, el gato tensor retrocede ligeramente al término de la carrera prefijada como tensión máxima, en los breves segundos que anteceden al bloqueo; el material de los conos, fuertemente solicitado “fluye” en cierta medida proporcionando una nueva pérdida de tensión.

El trazado curvo de los cables origina rozamiento entre ellos y su vaina, lo que también representa perder parte de la tracción ejecutada sobre ellos y medida con el manómetro.

Existen, por tanto, diferentes pérdidas que pueden ser evaluadas en la confección del proyecto y poseyendo claridad sobre la naturaleza del acero utilizado. En términos porcentuales, la suma de todas ellas representa de un 18 a un 20 % del total de la tensión aplicada.

Los alargamientos de los aceros, dependerán casi exclusivamente de la resistencia y de la correspondiente tensión admisible en el acero y no de los módulos de elasticidad los cuales varían entre 1900 t/cm² y 2150 t/cm². Cuanto más se pueda tensar y consecuentemente alargar el acero, tanto menores serán la cuantía de acero y la proporción de la fuerza de pretensado, introducidos para recompensar las pérdidas.

Se recomienda el uso entre en el hormigón pretensado de una alta resistencia. Por lo general no se aceptan acero de pretensar de una resistencia inferior a los 12000 k / cm² .

Es posible conseguir aceros de alta resistencias de tres modos:

1. A partir de acero naturales duros, mediante de aleaciones apropiadas.

2. Por deformación en fríos, en general estirando a la vez de hilera a la temperatura ambiente el alambre laminado.
3. Mediante el temple y revenido, calentando por encima del punto crítico un acero aliado apropiado para este tratamiento y reviniéndolo finalmente en plomo líquido.

Los aceros tensados y otros mejorados pasan de forma continua al dominio plástico. El punto en que la línea σ - ϵ comienza a desviarse de la recta, corresponde al llamado límite de proporcionalidad.

Para caracterizar los aceros, se utiliza siguiendo la norma DIN 50144, 50145 y 50146 los siguientes datos:

$\beta_{0,01}$: límite elástico 0,01% ó límite de proporcionalidad.

$\beta_{0,02}$: límite elástico 0,02% ó límite elástico convencional.

Para enjuiciar los aceros de pretesar es importante conocer el diagrama de tensiones-curva σ - ϵ bajo carga rápida hasta la rotura. Los aceros naturales duros y algunos tipos de acero mejorado muestran un diagrama recto hasta un marcado límite elástico β_s .

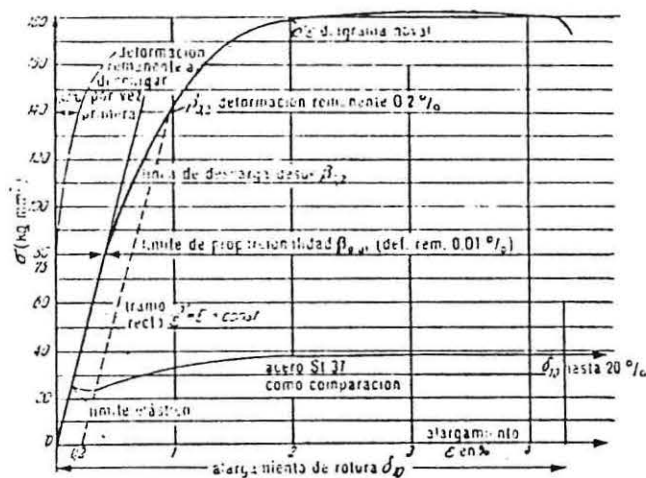


FIG.42: CARACTERÍSTICAS DE LOS DIAGRAMAS DE TENSION- DEFORMACION DE ACEROS DE PRETENSAR

Observaciones realizadas durante largo tiempo y el estudio analítico de los anclajes prescritos que ha permitido la conclusión anterior, demuestra la eficacia de esos sistemas. Sin esta seguridad fundamental, no habría sido posible el impresionante avance del pretensado.

a.- Pérdidas de esfuerzo inmediatas:

Pueden definirse como pérdidas de esfuerzo inmediatas, las siguientes situaciones:

1. La caída de esfuerzo o tensión producida por rozamiento a lo largo de los cables.
2. Pérdidas por rozamiento en el gato y anclajes.
3. En los casos de post-tensado en los que los anclajes son confeccionados en hormigón, se producen pérdidas por deformaciones plásticas de ese material.
4. Caídas de tensiones en los anclajes mediante cuñas, debido a pequeños deslizamientos del acero.

b.- Deformaciones lentas:

Si un alambre es tensado y sus extremos se fijan, la tensión disminuye con el tiempo. Tensión que se denomina **relajamiento**.

En experiencias realizadas, **su valor límite se alcanza al cabo de 15 a 20 días, siendo la velocidad de este fenómeno muy rápida en sus comienzos ya que, a las 120 horas ha experimentado los 2/3 de esta deformación límite.**

Si un alambre se mantiene a tensión constante sobre la mitad de su límite elástico, se produce un alargamiento lento. A este fenómeno se le denomina **fluencia o deformación diferida**.

Para tensiones iniciales inferiores al límite de proporcionalidad, no existe deformación diferida apreciable.

La literatura acerca de este tema, recomienda no aceptar aceros cuyo límite elástico AFNOR, sea inferior a los 8/10 de la resistencia a la rotura.

3.2.2.2.5. PERDIDAS DE TENSION.

Cuando un gato introduce una tensión en el tendón que tensa, su manómetro indica la magnitud del esfuerzo ejercido en este terminal. Sería un error admitir que esa tracción se mantiene constante en el tiempo e invariable a lo largo del trazado. Un conjunto de pérdidas, algunas instantáneas, otras referidas, hacen que la tensión real de la armadura cambie de año en año y de metro a metro. Puesto que la pérdida global, lo más frecuente es que se supere el 20% de la tracción introducida, se comprende que la valoración de unas y otras tengan un indudable interés práctico.

Entre las pérdidas instantáneas están las producidas:

- a. Por la fricción de la armadura con la vaina,
- b. Por el acortamiento elástico del hormigón.

Y entre las pérdidas diferidas, las más importantes, están las causadas:

- c. Por la retracción del hormigón,
- d. Por la fluencia del hormigón,

e. Por la relajación del acero.

Estas cinco pérdidas son importantes, en especial para el cálculo, respecto de lo que se denomina pérdida global, entendida como la suma de las cinco pérdidas que, por distintos conceptos, se han estimado como predecibles. Estas pérdidas son expuestas a continuación.

a. Fricción en los Tendones.

El movimiento del émbolo del gato indica el alargamiento sufrido por el tendón, es un alargamiento que frecuentemente supera los 10 cm. Si la armadura está alojada en un conducto, metálico o de plástico, basta con que esa vaina tenga una débil curvatura o sinuosidad, para que los alambres componentes del tendón, en alguno o en muchos puntos, presionen fuertemente la superficie interna de su alojamiento, al sufrir alargamiento del tensado, deslicen sobre ese quiebre o curvatura, desarrollando la correspondiente fricción.

b. Acortamiento Elástico del Hormigón.

Es principio general que las armaduras se pretensan para, con su efecto, comprimir el hormigón y facultarle a resistir mejor los posteriores alargamientos o descompresiones que las cargas engendrarán en un futuro. Puesto que el desarrollo de estos esfuerzos dependen, en gran medida, de las particularidades propias de la armadura activa, es necesario estudiar el tensado de la armadura antes del hormigonado y en contraposición del que se produce después del hormigonado.

1. Tensado de la armadura antes del hormigonado. Hay un caso simple, aunque poco frecuente, en que la armadura de la pieza tiene su baricentro coincidente con el centro de gravedad de la sección del hormigón; el desbloqueo de los anclajes, motiva una compresión centrada sobre la pieza.

2. Si el baricentro de la armadura activa no coincidiera con el baricentro de la sección de hormigón, la pieza estaría sometida a compresión excéntrica.
3. Armaduras tensadas después del hormigonado. Si la armadura activa está formada por un solo tendón, entonces, no se produce ninguna pérdida por acortamiento elástico instantáneo del hormigón. El acortamiento de la pieza se produce al mismo tiempo que se tensa la armadura, al estar aplicado el gato contra esta misma. Una vez alcanzada la presión o carga requerida el hormigón se ha deformado en función del esfuerzo aplicado. Igual sucede en el caso que un conjunto de gatos, para varios tendones, actúan sobre todos y cada uno de ellos simultáneamente.

Si los tendones son más que el número de gatos disponibles, los tensados sucesivos producirán acortamientos adicionales en el hormigón, acortamientos que afectarán en las cargas previamente introducidas. En teoría, si conocemos, con suficiente precisión los acortamientos producidos por todos los tendones, se podrá tensar los primeros con la sobre-tensión necesaria para compensar los acortamientos sucesivos, producidos por los tendones que posteriormente se tensen.

c. Pérdidas por Retracción

Es un tipo de deformación diferida, debido al acortamiento que experimenta la armadura activa como consecuencia de la retracción por desecación del hormigón.

Con la excepción de piezas cuyas armaduras se tensan antes del hormigonado, en las demás, la puesta en carga de la armadura se realiza cuando el calor del fraguado ya se ha disipado y por consiguiente, ha transcurrido ya la retracción de origen térmico. En todo caso, la retracción desarrollada estará coartada por la presencia de las armaduras pasivas a las cuales hay que medir la cuantía de la armadura activa ya que, de un modo o de otro, su acción frena el acortamiento aunque sólo sea por reducción del esfuerzo de compresión.

d. Pérdidas por Fluencia del Hormigón.

Acontecen pérdidas de tensión de las armaduras por fluencia del hormigón. Su evolución comienza a partir de la introducción del pretensado, es decir, se considera la edad del hormigón.

Las deformaciones lentas introducen unos acortamientos que evolucionan con el tiempo. Bloqueada la armadura en sus anclajes, todo acortamiento implica una distensión de las armaduras activas, distensión que produce la compresión ejercida sobre el hormigón. A su vez, esta menor compresión genera menores pérdidas al ser menor la fluencia.

e. Pérdidas pos Relajación del acero

Se denomina pérdida por relajación del acero, a aquella pérdida de tensión que sufre con el tiempo el acero que es tensado y fijado en sus extremos.

Las tensiones creadas por los tensados, no se mantienen en su totalidad, según Freyssinet, por tres razones:

1. La puesta en carga de un anclaje se ejecuta con deformaciones y deslizamientos, de donde surge una relajación del anclaje, importante para cables cortos.
2. Un acero tendido entre dos puntos fijos, pierde una fracción de su tensión, creciente con esta. Esta relajación varía según los aceros, que para ciertas calidades es muy pequeña.
3. La causa principal de la relajación reside en las deformaciones del hormigón, posteriores al anclaje, retracción y deformaciones diferidas.

Un gran número de medidas dan por valor medio de relajación de los cables la longitud habitual de un 18% de su tensión inicial.

3.3. CLASES Y SISTEMAS DE PRETENSADO

3.3.1. CLASES DE PRETENSADO

En el V Congreso de la FIP, el año 1996, el Comité Conjunto FIP-CEB, propuso clasificar las estructuras de hormigón armado en cuatro clases, dependiendo del grado de pretensado.

CLASE I:	HORMIGON TOTALMENTE PRETENSADO.
CLASE II:	PRETENSADO LIMITADO, se desea evitar la fisuración bajo las cargas de servicio.
CLASE III:	PRETENSADO PARCIAL, se admite y limita la fisuración bajo cargas de servicio.
CLASE IV:	HORMIGON ARMADO.

En general, Clase II y III exigen la presencia de Armaduras Activas armaduras pasivas no pretensadas que son las normales del Hormigón Armado.

3.3.1.1. PRETENSADO TOTAL.

El pretensado total ofrece un gran número de ventajas, entre las que se destacan el mantener los anchos de grietas bajo límites especificados y el prevenir la formación de éstas.



FIG. 43: SECCION COMPLETA EN COMPRESION



La reducción de los anchos de grietas o la eliminación de las mismas, reduce o elimina el riesgo de corrosión de los refuerzos pretensados y no pretensados. También se mejora la resistencia del concreto contra el ataque químico.

La resistencia contra la penetración del agua otros líquidos, aire y gases, es mejorada.

La estructura pretensada presenta una mejor resistencia contra el fatigamiento, las variaciones de esfuerzos son reducidas debido a la reducción de los anchos de grietas o la eliminación de éstas. Si se aborda desde el punto de vista estético, la eliminación de las grietas o reducción de los anchos de grietas son una ventaja.

El pretensado aumenta la profundidad del eje neutro. Esto significa que un área mayor de la sección de Hormigón es activa.

La rigidez a la flexión es consecuentemente aumentada. Por esta razón la profundidad total de la sección puede ser reducida, lo que puede ser una ventaja.

El pretensado exige el utilizar acero de alta resistencia como refuerzo. Si esos aceros no fueran pretensados y la alta resistencia fuera utilizada, resultarían anchos de grietas inaceptables.

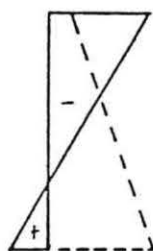
Los tendones de alta resistencia proveen una manera de resistir grandes esfuerzos de tracción dentro de una sección limitada.

En otro uso del pretensado se puede decir que suministra una manera eficiente y conveniente de unión de elementos prefabricados de hormigón. Por ejemplo, la técnica de construcción de voladizos sucesivos ha permitido construir puentes de grandes luces de Hormigón Prefabricado.

Otro aspecto importante del Pretensado, está en la excelente posibilidad de Controlar deflexiones.

3.3.1.2. PRETENSADO LIMITADO.

Se permite tensiones de tracción debido a la flexión, pero que no sobrepasen la resistencia a la tracción del hormigón. Para cargas de larga duración se debe evitar las tensiones de tracción.



$$\sigma_t < f_r$$

FIG. 44: SECCION EN PRETENSADO PARCIAL

σ_t : esfuerzo de tracción en la fibra inferior

f_r : Módulo de rotura del hormigón

(esfuerzo de tracción del hormigón sobre el cual se produce el agrietamiento)

En el pretensado limitado las tracciones admitidas en el hormigón vienen fijadas por la norma DIN 4227. Estas tracciones, según sea el caso son alrededor del 20 al 30% menores de la resistencia que soporta el hormigón, por lo tanto son calculadas según el estado I. Cabe destacar que no se dispone completamente de esta resistencia para soportar las tensiones producidas por la carga de servicio. Experiencias realizadas, muestran que ésta es utilizable a largo plazo sólo si se evitan las diferencias por retracción y fluencia del hormigón.

Hasta la fecha estos fenómenos no se han podido controlar completamente. Esto queda de manifiesto, cuando se fisuran las caras externas de las estructuras de hormigón pretensado, durante el período del fraguado. En forma similar, la retracción se hace presente, ocasionando tensiones que encogen más rápidamente las fibras externas que las internas. En consecuencia no se puede entrar a disponer totalmente de la resistencia a tracción del hormigón debido a que las fisuras y las tensiones se hacen presentes antes de aplicar las cargas.

En las piezas pretensadas de pequeñas dimensiones, se puede disponer de una parte importante de la resistencia a tracción del hormigón debido a que en estos casos los efectos de la retracción y la temperatura se ven disminuidos. Sin embargo, no ocurre lo mismo en estructuras de mayor sección y en condiciones climáticas variables.

En consecuencia se debe suponer que el hormigón puede fisurarse, bajo las tracciones admitidas en la norma DIN 4227, o que pueden existir fisuras capilares ya antes de pretensar. De esto se deduce, la necesidad de cubrir las tracciones calculadas según el estado I, por medio de las armaduras tradicionales, o dimensionar esta última según el estado II.

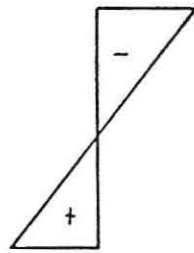
Con la formación de fisuras se ve fuertemente solicitado el enlace entre el hormigón y el acero. Si se sobrepasa la resistencia de adherencia, se abre la fisura. Por esta razón, es esencial en el pretensado limitado una buena adherencia para minimizar el ancho de las fisuras.

En el caso de cargas oscilantes o repetidas con frecuencia, no se debe contar en absoluto, salvo excepciones, con la resistencia a tracción del hormigón. Al igual que en el hormigón armado, ocurre en el pretensado, en el estado II, que la unión hormigón-acero basada sólo en la adherencia pura que va destruyéndose cada vez más por efecto de la repetición de las cargas. Por esta razón, el pretensado limitado no es apropiado para su aplicación en puentes de ferrocarril o en estructuras parecidas con sollicitación oscilante.

Cuando se aplica pretensado limitado, debe comprobarse cuidadosamente la seguridad al agotamiento ya que en general no es suficiente el acero de pretensar para resistir el momento de agotamiento exigido. Habrá que añadir entonces una armadura tradicional convenientemente repartida junto a los bordes de la sección para que ayude a disminuir la separación entre fisuras.

3.3.1.3. PRETENSADO PARCIAL.

En este caso el pretensado tiene la finalidad de disminuir y aplazar la formación de fisuras en el hormigón. Las tracciones que se admiten están por sobre el valor que puede resistir el hormigón. Esto implica que no se puede calcular en el estado I, debido a las fisuras que tienen lugar en la fibra extrema de la pieza. Por consiguiente, al igual que en el hormigón armado se deberá calcular en el estado II.



$$\sigma_t > f_r$$

FIG. 45: SECCION PRETENSADO PARCIAL

σ_t : esfuerzo de tracción en la fibra inferior

f_r : Módulo de rotura del hormigón

(esfuerzo de tracción del hormigón sobre el cual se produce el agrietamiento)

En 1938 V. Emperer, propuso tensar parte de las armaduras antes de hormigonar, para aminorar la intensidad de las fisuras y poder aumentar la tensión admisible de la armadura no pretensada.

Abeles, desarrolló esta idea y después de varios ensayos llegó a la conclusión de que tesando del 40 al 60 % de la armadura, se obtienen anchos de fisura admisibles bajo la carga de servicio, adoptándose para ambas armaduras cables de 5 mm. con superficie rugosa, lo cual mejora la adherencia en un hormigón particularmente bueno. Concluyó finalmente que se puede aumentar la tensión admisible en los cables no pretensados hasta aproximadamente 4.000 o 5.000 Kg/cm², sin que el ancho de las fisuras sobrepase el ancho de los 0,2 mm.

En 1907 C. BACH probó que las fisuras eran más débiles con el empleo de armaduras de diámetro pequeño, debido a que éstas tienen la particularidad de tener mayor resistencia al deslizamiento. Esto fue ratificado más tarde por SERRASIN en 1945.

Con el pretensado de las armaduras se logra además que las grietas ocasionadas por la carga de servicio desaparezcan total o parcialmente al descargar.

3.3.2. SISTEMAS DE PRETENSADO

En el sentido más general podemos decir que existen dos modalidades para obtención del hormigón pretensado, estas aluden al instante en que se tensan las armaduras. La primera consiste en aplicar el correspondiente esfuerzo de tracción antes de verter el hormigón; la segunda consiste en tensarla después que el hormigón haya endurecido.

Al primer sistema se le denomina Hormigón Pretensado, con armadura Pretesa y al segundo Hormigón Pretensado, con armadura Postesa. De este último encontramos también dos modalidades, el denominado hormigón pretensado con armadura Postesa, con adherencia y el hormigón pretensado con armadura Postesa, pero sin adherencia.

En términos constructivos, los elementos pretensados, pueden dividirse en: los prefabricados con armadura anclada por adherencia y los construidos en fábrica o “in situ” con armaduras ancladas por medios mecánicos (12).

(11) Recuerdo que hemos dedicado el estudio principalmente al primer grupo, los pretensados con armaduras ancladas por adherencia, por constituir estas, la técnica más común y apropiada en Chile para construcciones no Civiles.

El hormigón del primer grupo, los pretensados con armadura anclada por adherencia, por razones de ejecución deben frontalmente alcanzar la resistencia necesaria para retirar en el menos plazo posible los anclajes provisionales. El hormigón del segundo grupo. Los contruidos en fábrica o “in situ” con armaduras ancladas por medios mecánicos, suelen estar destinadas a salvar grandes luces, introduciendo el pretensado sea para concretar la armadura o para conseguir que con la comprensión ejercida el hormigón adquiera mejores condiciones de trabajo, de impermeabilidad o de durabilidad.

Esta es, el principal contraste ente ambos grupos el primero para seguimientos de fabricación de hormigones de alta resistencia inicial, el segundo para requerimientos de ejecución de hormigones de gran calidad bien sea para conseguir altas resistencias mecánicas o bien para lograr una alta compacidad e impermeabilidad de la masa. Lo común es, que en ambos casos el hormigón tendrá que soportar fuertes cargas de trabajo derivadas de la retención de las armaduras activas, bien sea por adherencia o por presión ejercida por dispositivos de anclajes.

El desafío, en el caso de estos hormigones, es alcanzar en pocos días resistencias considerables, lo que beneficiaría la producción, pues implicaría un rápido desencofrado y disponibilidad de las bancadas de fabricación, todo sin desmedro, evidentemente, de la calidad del producto.

En la actualidad la tendencia generalizada apunta hacia el empleo de hormigones de alta resistencia o calidades, esta tendencia, ha promovido el estudio experimental de las características mecánicas de estos hormigones obteniéndose comparativamente con los hormigones tradicionales diagramas de tensión deformación más lineal y elástico hasta el 90% de la tensión máxima de rotura.

3.3.2.1. HORMIGON PRETENSADO CON ARMADURA PRETESA

En este sistema, la armadura es tesada antes de hormigonar la pieza a fabricar, siendo ancladas por adherencia al hormigón. La puesta intensión de las armaduras es realizada desde el banco de tesado, este es una extensa pista que posee en ambos extremos estribos fijos, firmemente empotrados que permiten soportar las fuerzas de tesado.

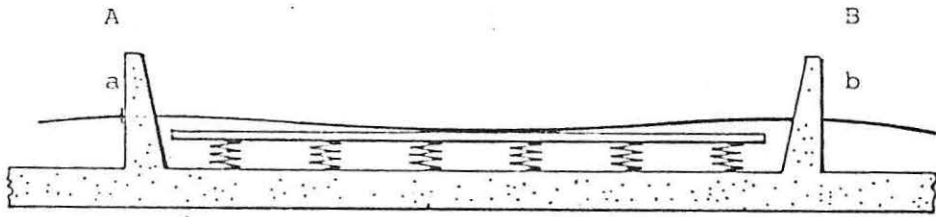


FIG.46 a: TENSADO PREVIO AL HORMIGONADO, PRIMERA FASE DE PREFABRICACIÓN: LA ARMADURA SE SITÚA ENTRE LOS BASTIDORES A Y B.

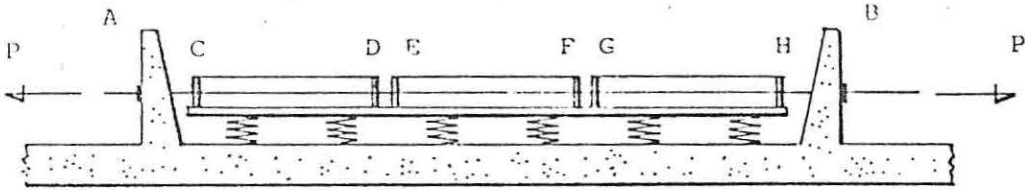


FIG.46 b: SEGUNDA FASE DE PREFABRICACIÓN: LA ARMADURA, SUJETA EN A SE TENSA EN SU EXTREMO B.

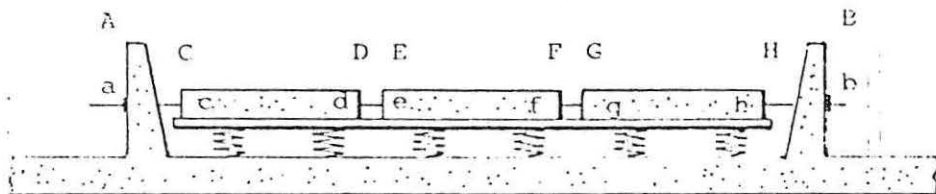


FIG.46 c: TERCERA FASE: SE HORMIGONA EL INTERIOR DE LOS MOLDES Y SE DESBLOQUEA LA CUÑA b.

Respecto de fabricación de vigas o viñetas, una vez tensadas las armaduras se colocan los encofrados metálicos, pasando los alambres por los edificios practicados en los extremos frontales y se procede al vuelco del hormigón quedando cubiertos por la masa. Una vez endurecido formará un cuerpo con los alambres que componen la armadura activa. Los cables de los estribos se sueltan para transmitir al hormigón las compresiones deseadas.

Este sistema de pretensado es privativo de talleres de prefabricación, ya que para ejecutarlo se requiere de amplias instalaciones las cuales resultan económicas y rentables cuando se usan con frecuencia.

El acero en el hormigón pretensado es para establecer un pre-esfuerzo de compresión y ayudar a resistir el momento flector aplicado. Después que el hormigón ha alcanzado la resistencia requerida, se suelta el acero previamente tensionado, transmitiéndose los esfuerzos de tensión al hormigón por adherencia.

La capacidad del acero para ser anclado por adherencia no varía mucho con su diámetro, cuando este fluctúa entre los 2,5 y 7 mm. La longitud de empotramiento es ligeramente mayor, conforme aumente el diámetro del alambre.

Al aumentar la resistencia del alambre se debiera esperar una adherencia mayor, pero la adherencia entre el acero y el hormigón es un fenómeno de fricción. Sin embargo, la calidad del hormigón modifica su capacidad para sostener la presión radial que resulta del aumento del diámetro al ser soltado el alambre tensionado.

El acero oxidado desarrolla completamente la transferencia del pre-esfuerzo mucho más rápidamente que el alambre limpio. Esto fue demostrado por Bert y Graff a principios de siglo. Actualmente experiencias realizadas sobre alambres delgados sometidos a tensiones no confirman este hecho.

Los tratamientos químicos para aumentar la aspereza de la superficie de los alambres no han tenido éxito y sólo han conseguido debilitar la resistencia final de los aceros tratados.

La inclusión de resaltos, rugosidades, así como el trenzado de los aceros ha conducido a un positivo incremento en la adherencia.

Los ingenieros soviéticos Ratz, Holmjanski y Kolner han desarrollado una amplia serie de ensayos con el fin de determinar la influencia que, sobre la adherencia, ejercen las diferentes variables. Las conclusiones son las siguientes:

1. La calidad del hormigón medida como resistencia en compresión, parece tener una importancia decisiva en la correcta unión del acero con el hormigón. De acuerdo con los resultados obtenidos sobre las 200 probetas por ellos ensayadas, las longitudes, o con más propiedad los deslizamientos observados en el hormigón y el acero, bajo las distintas cargas aplicadas son, de manera aproximada inversamente proporcionales a las resistencias del hormigón.
2. La adherencia de las barras corrugadas es naturalmente mayor que las lisas. Cuanto mayor es la altura de los resaltos, mejor es la adherencia conseguida. Se considera que una altura de resalte igual al 5 % del diámetro, es la más eficaz. Con alturas mayores la adherencia mejora, pero en la proporción con que aumenta en el caso de la altura de resaltos inferiores.
3. Una mejora de 120 Kg/cm² en la calidad del hormigón, equivale a aumentar al cuádruple la altura de los resaltos. La separación de los salientes tiene una influencia semejante a la altura. Para obtener una misma adherencia, deberá ser doble la altura de resaltos doblemente espaciados.
4. Los cables tipo Isteg, formados por alambres trenzados, tienen la misma adherencia que si los alambres estuvieran separados.
5. Los cables compuestos por 7 alambres de 1,6 mm. de diámetro tienen las mismas propiedades de adherencia con los aceros corrugados de 3 a 4 mm. con altura de resaltos de 0,2 mm. separados a 8 mm., excepto para los hormigones de alta calidad, en cuyo caso la adherencia de los cables es menor que la de dichas barras corrugadas.

Las longitudes de anclaje expresadas en centímetros necesarias para poder contar con plenitud de los esfuerzos de pretensado, en función de la tensión inicialmente introducida en los alambres y de la calidad del hormigón son las siguientes:

Tensión del alambre (kg/cm2)	Resistencia del hormigón		
	200 kg/cm2	300 kg/cm2	400 kg/cm2
Alambre liso Ø 3mm 6.000	36	18	9
Alambre liso Ø 3mm 8.000	38	20	10
Alambre liso Ø 3mm 10.000	41	23	13
Alambre corrugado Ø 4mm 8.000	30	18	12
Alambre corrugado Ø 4mm 10.000	31	19	13
Alambre corrugado Ø 4mm 12.000	32	20	14
Alambre corrugado Ø 5mm 8.000	51	29	22
Alambre corrugado Ø 5mm 10.000	56	33	26
Alambre corrugado Ø 5mm 12.000	60	38	32
Cable trenzado de 2 Ø 2,6 8.000	27	12	5
Cable trenzado de 2 Ø 2,6 10.000	31	15	6
Cable trenzado de 2 Ø 2,6 12.000	36	18	8
Cable trenzado de 7 Ø 1,6 8.000	40	23	15
Cable trenzado de 7 Ø 1,6 10.000	43	26	17
Cable trenzado de 7 Ø 1,6 12.000	47	30	20

FIG. 47: TABLA DE LONGITUDES DE ANCLAJES, EN CENTIMETROS

Todas estas longitudes representan, como ya se ha indicado, la distancia que media entre la cara extrema de la pieza y el punto o sección donde la armadura alcanza su tensión de régimen. Dicho de otro modo, indica la longitud de armadura necesaria para la total transmisión del esfuerzo de pretensado al hormigón.

3.3.2.2. HORMIGON PRETENSADO CON ARMADURA POSTESA.

Este sistema en cierto modo inverso al anterior, plantea el tesado de las armaduras después del endurecimiento del hormigón. Las armaduras son dispuestas en vainas en bebidas en el hormigón, conforme a un trazado que puede ser recto, curvo o poligonal. Puede instalarse con la armadura en su interior o, sin ella, según más convenga. Los aparatos tensores se apoyan en el hormigón endurecidos de las mismas piezas que se pretesan. Una vez aplicada la tensión en el aseo este es anclado en los extremos del elemento

para que produzca las compresiones esperadas en el hormigón. Este procedimiento se utiliza tanto en talleres prefabricación y también en la modalidad "in situ". Por ejemplo, en la construcción de puentes, en que las armaduras se tensan casi exclusivamente después del endurecimiento del hormigón.

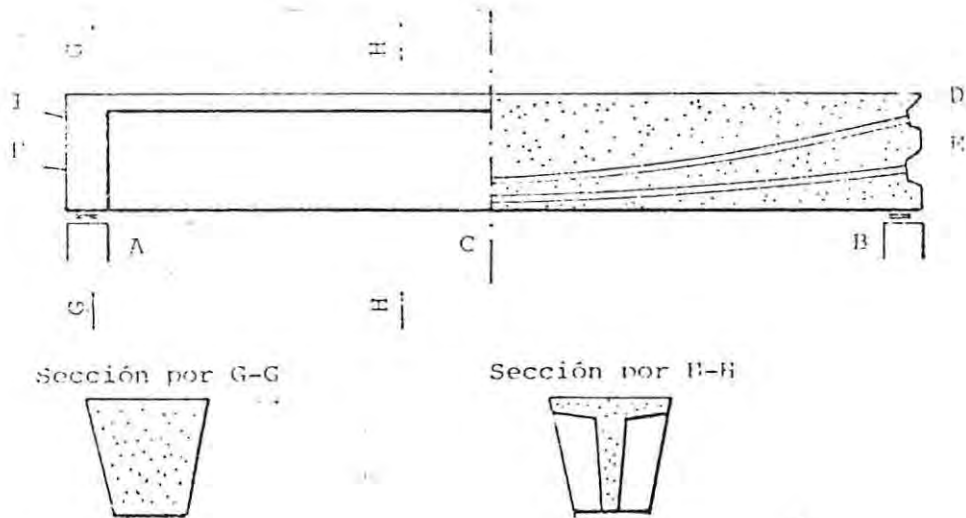


FIG. 48 a: TESADO POSTERIOR AL HORMIGONADO LA ARMADURA SE SITUA EN EL INTERIOR DE UNAS VAINAS

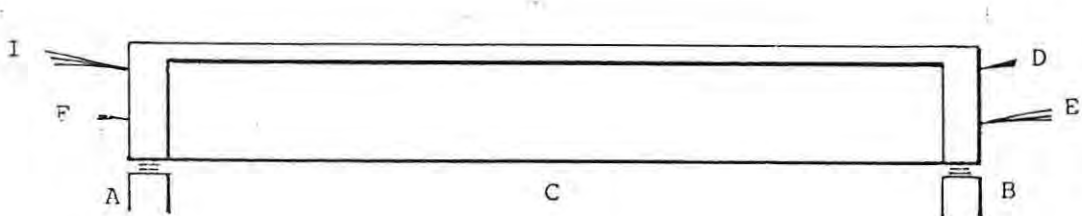


FIG. 48 b: ENFILADA LA ARMADURA, SE BLOQUEA O FIJA EN SUS EXTREMOS I y F

Si se considera la adherencia entre el hormigón y el acero, podemos distinguir dos modalidades distintas, una definida como Hormigón Pretensado con armadura postesada con adherencia y otra, Hormigón Pretensado con armadura postesada sin adherencia con el hormigón.

Si bien es cierto que la transferencia del esfuerzo del acero estirado al hormigón mediante la adherencia entre ambos materiales

es directamente comprensible, también lo es de manera intuitiva su eficacia.

No ocurre así, cuando los alambres estirados que en el caso del post-tensado están colocados en vainas y son físicamente independientes del hormigón, se anclan mediante dispositivos mecánicos al material previamente endurecido.

Sobre estos sistemas de anclaje no trataremos aquí, por no constituir parte del tema en estudio.

3.3.2.2.1. HORMIGON PRETENSADO CON ARMADURA POSTESA CON ADHERENCIA CON EL HORMIGON.

En esta modalidad las armaduras se colocan, al principio, de modo que puedan desplazarse longitudinalmente en unos espacios vacíos a manera de canales que se dejan en la masa de hormigón. Sólo después del endurecimiento del hormigón y del tesado de la armadura se procede a efectuar la unión del acero y el hormigón mediante el relleno de los espacios vacíos por donde pasan los elementos de la armadura. Este relleno se ejecuta bien sea con mortero o pasta de cemento. El mencionado método de ejecución del hormigón pretensado se ha generalizado en el mundo para elementos que se realizan “in situ”, estimulando a las técnicas del mundo entero a encontrar numerosas posibilidades de solución respecto al acero que debe usarse, a la forma de la sección transversal, a la colocación de las armaduras y a la organización de los dispositivos tensores y de los anclajes.

Las soluciones existentes, que por sus rasgos esenciales y particulares características, se pueden distinguir cinco grupos y dependiendo de la forma de anclaje de las armaduras, estos son: anclaje mediante tuercas y placas; mediante dispositivo de cuñas y pinzas por formación de lazos en las armaduras; mediante adherencia y roce de las armaduras con el hormigón y finalmente, por la formación de cabezas de remache.

3.3.2.2.2. HORMIGON PRETENSADO CON ARMADURA POSTESA SIN ADHERENCIA CON EL HORMIGON.

En esta modalidad para evitar la adherencia con el hormigón, los extremos de las barras de hierro están provistos de una envoltura de metal, papel, tela, arcilla o materia análoga y son tesados después del endurecimiento del hormigón, mediante tuercas enroscadas en ello. Otra proposición indica que las barras de acero son tesadas durante el fraguado del hormigón y las fuerzas ejercidas por el dispositivo tensor no tiene la habilidad necesaria, no acierte el momento exacto para el tesado y procede a efectuarlo demasiado pronto o demasiado tarde.

3.4. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL HORMIGÓN PRETENSADO

3.4.1. VENTAJAS DEL HORMIGÓN PRETENSADO CON ARMADURA PRETESA

3.4.1.1. VENTAJAS

1. **Ahorro de hormigón.** Se producen economías de un 15 a un 30 % en relación al hormigón armado tradicional.
2. **Ahorro de acero.** Si bien los principios del hormigón pretensado exigen aceros de alta calidad, esta aparente adición de gastos, se economiza en la medida en que éstos se permiten altas tensiones, por lo mismo menores dimensiones para idénticas solicitudes en el hormigón armado tradicional.
3. **Menores deformaciones** que las estructuras de hormigón armado tradicional. Alcanzan sólo la cuarta parte de las flechas de hormigón armado tradicional, para la misma altura y los mismos valores de las tensiones admisibles.
4. **Mayor esbeltez.** Al ser pequeñas las deformaciones se consigue una mayor esbeltez, siempre comparando con el hormigón armado tradicional.
5. **Recuperación total de la deformación** producida por la aplicación de cargas. Se han observado algunas vigas de hormigón armado tradicional con flexiones no recuperadas.
6. **Mejor resistencia a la fatiga.** De ésta se siguen múltiples consecuencias.
7. **Mayor durabilidad.** Por principios constructivos, físico-químicos y mecánicos, la corrosión debiera acontecer sólo en hormigones pretensados mal diseñados o accidentados.

8. **Intrínseca buena calidad.** Al ser el hormigón pretensado un elemento concebido racionalmente parece impropio de esta concepción constituirse de mala calidad, de suceder se transgreden los principios que lo originaron.
9. **Menor ocupación de espacio habitable.** Al permitir el hormigón pretensado, por ejemplo, paneles de espesores pequeños, no ocupa espacios por magnitud de espesores, asunto relevante al menos en el caso de la vivienda social.
10. **Logro de grandes luces.** Es intrínseco al hormigón pretensado el logro de grandes luces.
11. **Ahorro en costo.** Todas las anteriores, en definitiva contribuyen, comparativamente a un menor precio de los elementos logrados.

3.4.1.2. DESVENTAJAS DEL HORMIGON PRETENSADO CON ARMADURA PRETESA

1. Pérdida de la utilidad del carácter formáceo del hormigón como elemento de diseño. El alto costo en infraestructura que implica su procesamiento obliga a la industrialización, con lo cual se tiende a la modulación.
2. Definición irreversible del tesado de las armaduras. En el caso del pretesa, por el principio de adherencia acero-hormigón es imposible retesar en el supuesto que por asunto de cálculo fuese necesario. Con el postesa sí se podría retesar.
3. Restricciones por transporte. Al constituirse el hormigón pretensado fundamentalmente en elementos que si bien pueden ser menos pesados que las piezas prefabricadas de hormigón armado tradicional, aún así es restringida el área de acción de una planta cualquiera.
4. El procedimiento general, proceso de fabricación, demanda gastos iniciales de inversión.

3.4.2. VENTAJASDESVENTAJAS DEL HORMIGON PRETENSADO CON ARMADURA POSTESA

3.4.2.1. VENTAJAS

1. El tesado puede ser realizado in situ, de lo cual se sigue:
 - a. In situ permite pretesar grandes masas de hormigón.
 - b. Las dimensiones no se ven afectadas por el problema de transporte.
 - c. No requiere necesariamente de amplias instalaciones de prefabricado, industria.
2. Se permite el retesado de cables y con ello recuperar pérdida de tensión.
3. El tesado mismo es un proceso relativamente más corto comparativamente con el proceso pretesa.
4. Los efectos de la retracción se ven disminuidos, puesto que en momento del tesado de las armaduras, gran parte de éstas ya se ha hecho efectiva.

3.4.2.2. DESVENTAJAS

1. El control y el curado del hormigón no han de ser los de mejor calidad, generalmente en terreno no se dispone de instrumental adecuado.
2. Las herramientas para tesar sufren deterioros por los correspondientes traslados.

3. Muchas veces, los ductos de deslizamiento impiden que las barras se alarguen de una manera uniforme.
4. El sellado de los extremos es el único modo de impedir que la humedad ambiente penetre al interior de los tendones, provocando la correspondiente corrosión.

3.5. PRINCIPALES ELEMENTOS ESTRUCTURALES PRETENSADOS

Poder introducir un estado autoequilibrado de tensiones previas de compresión en el hormigón, mediante el tesado de sus armaduras, permite que un elemento estructural posea, mayores márgenes de capacidad y de resistencia, por tanto, un favorable comportamiento estructural a diferentes cargas a las que es sometido.

Como sabemos, una vez definidos en las estructuras, el módulo de elasticidad, el coeficiente de Poisson, módulo transversal y condiciones de entorno de la misma, debe tenerse presente, para el dimensionamiento del elemento carga soportar y luz a salvar. Cuando se decimos que un Hormigón Pretensado tiene mayor capacidad para soportar mayores cargas, decimos que tiene mayor momento admisible, puede soportar mayores cargas como salvar mayores luces o bien, una combinación de ambas, dentro de unos márgenes de resistencia y seguridad admisibles.

La materialización del Principio del Hormigón Pretensado, el de conseguir que el hormigón tenga, en definitiva, una mayor capacidad portante; fue asumida industrialmente, la obra se lleva a taller, se fabrican elementos pretensados en Industrias Manufactureras de Estructuras en Serie, consiguiendo industrializar la construcción con este material, con esta nueva tecnología.

3.5.1. LA LOSA HUECA PRETENSADA

La Losa Hueca Pretensada es uno de los elementos más importantes en la construcción tanto de viviendas como de infraestructura, es la losa estructural de comportamiento rígido. Representa, este elemento estructural, la evolución máxima de la losa de hormigón, primero la maciza y luego la nervada. El empleo de esta tecnología en el elemento losa, ha permitido conseguir un mejor resultado en calidad, economía y rapidez de ejecución.

Está compuesta, por lo menos, de un 60% de aire, o agujeros, y el resto de hormigón dosificado en plantas

computarizadas y controladas, con la incorporación de agregados pétreos ligeros que permite la obtención de elementos estructurales livianos armados con acero de alta resistencia y diámetro reducido, encargado de transmitir el esfuerzo previo de compresión a la masa de hormigón

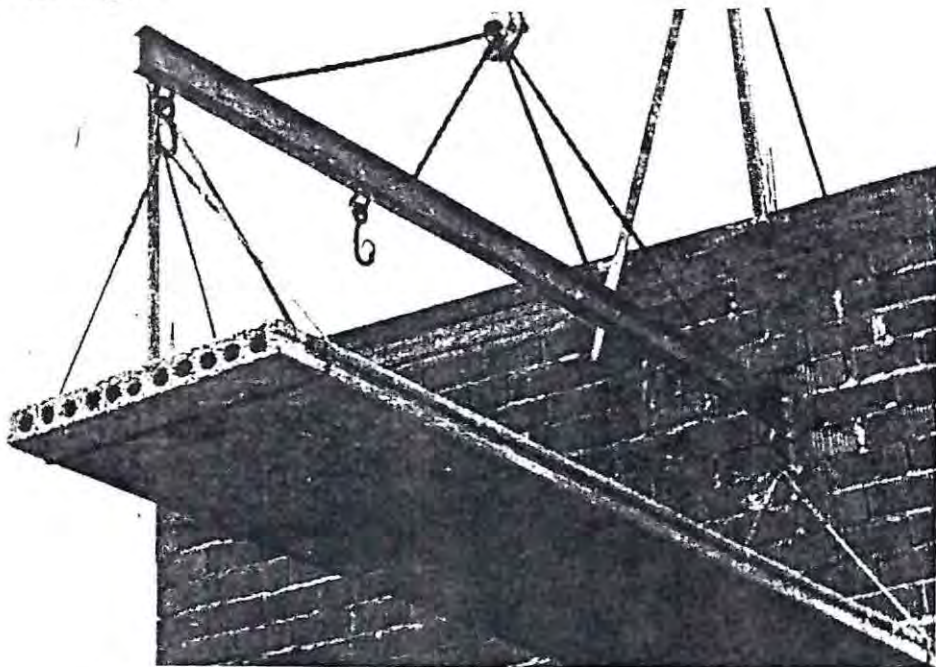


FIG. 49: IMAGEN LOSA HUECA PRETENSADA

a. Características

El hormigón prefabricado pretensado está concebido en la idea de mantener comprimida toda la sección del hormigón, mediante el tesado de cables de acero de alta resistencia antes de concretar el elemento. Una vez destensado los cables, el apoyo en el hormigón endurecido, se logra por adherencia entre este y el acero, en toda la pieza. La disposición de esta armadura activa mantiene prácticamente invariable su tensión a medida que aumenta la carga, y sólo aumenta su tensión si la carga sigue aumentando y se sobrepasa la fisuración.

En el hormigón pretensado se produce un aprovechamiento total de la sección, en donde la compresión ayuda además a tomar el esfuerzo de corte por roce interno entre secciones verticales adyacentes, logrando elementos más esbeltos y livianos, con menores deformaciones y fisuraciones, permitiendo salvar luces que son imposibles para el hormigón armado tradicional. De esta manera representa una alternativa económica de armadura a la

tracción cuando resultan cuantías importantes con el acero corriente.

Su principal característica es, aún cuando discutida, la capacidad de conformar un diafragma rígido, existiendo, sin embargo, las ocasiones en que debe construirse una sobrelosa o el uso de llaves de corte para conseguir un monolitismo.

Los forjados que transmiten los esfuerzos horizontales a los rigidizadores, trabajan como vigas láminas flexadas en su propio plano y calculadas como perfectamente rígidas en su plano. Esta característica discutida, ha sido sometida a ensayos para comprobar la Hipótesis, en el Instituto Eduardo Torroja de Madrid, siendo los resultados favorables. En Chile se realizó un ensayo con espesores de losas huecas pretensadas de 160mm y cargas horizontales alternativas, concluyéndose que lo importante para la materialización del diafragma rígido es asegurarse un buen llenado de las juntas entre losas y un buen vínculo de hormigón in situ entre el diafragma prefabricado y el zuncho perimetral vaciado en obra.

Las juntas entre las losas huecas correctamente llenadas con un mortero dosificado adecuadamente, anchura no inferior a 30mm y mortero clase 30 a lo menos, son un medio estructural apropiado para la transmisión del esfuerzo cortante tanto vertical como longitudinal, tanto entre losas como entre losa y zuncho perimetral, confinando el diafragma premoldeado.

En general, puede decirse que los forjados compuestos por losas huecas pretensadas con juntas rellenas y rodeados por zunchos de hormigón armado perimetral, otorgan a los edificios sometidos a esfuerzos horizontales una rigidez equivalente a la que darían las losas monolíticas.

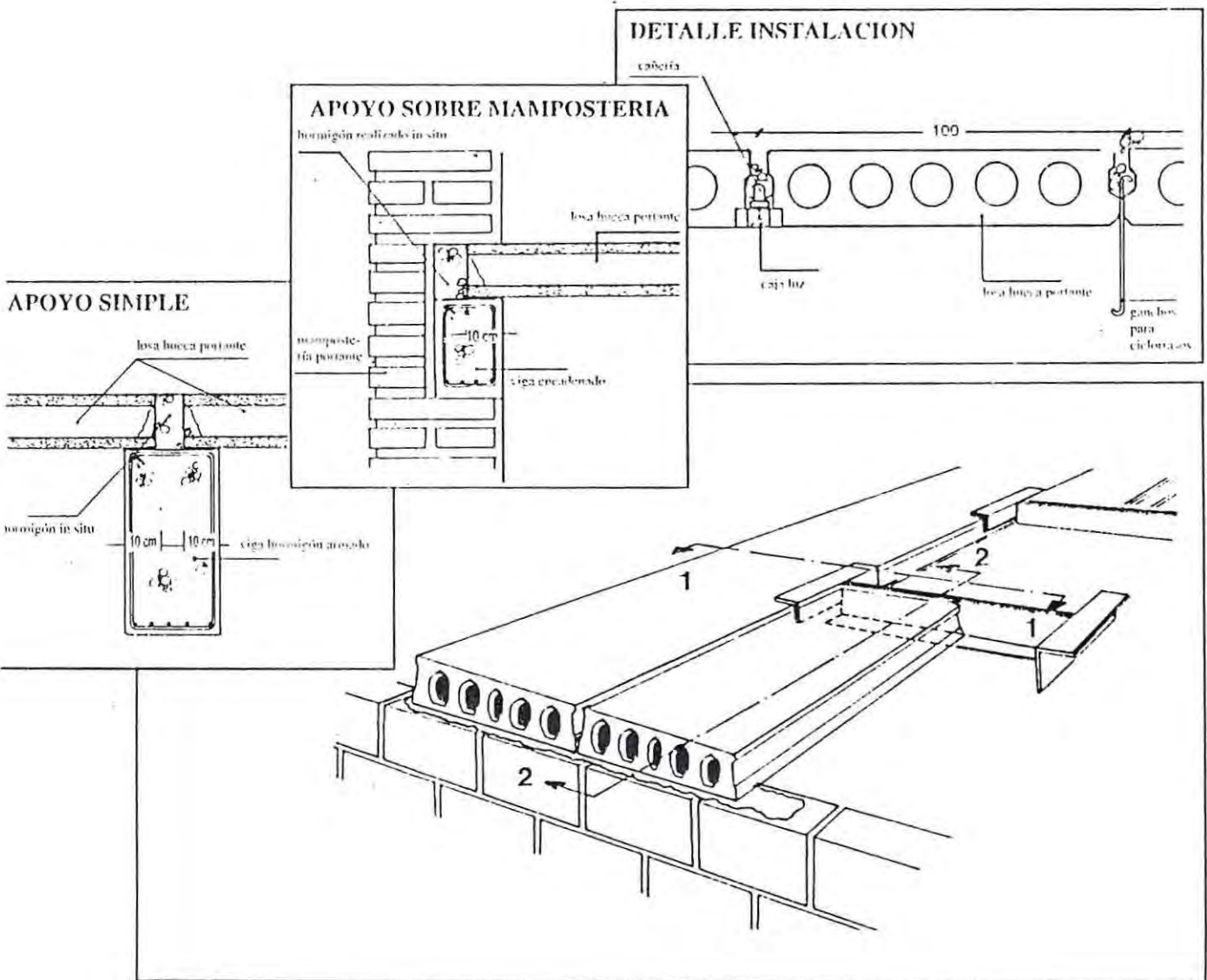


FIG. 50: DETALLES SOBRE SU MONTAJE

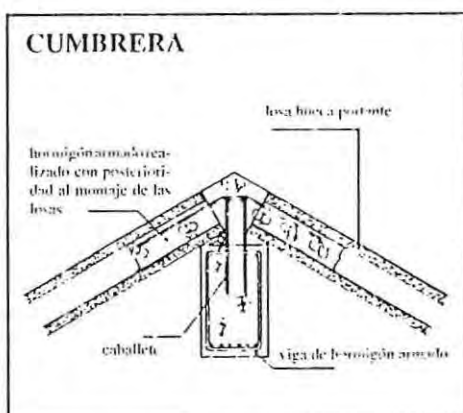


FIG. 51: UNION EN CUMBRERA

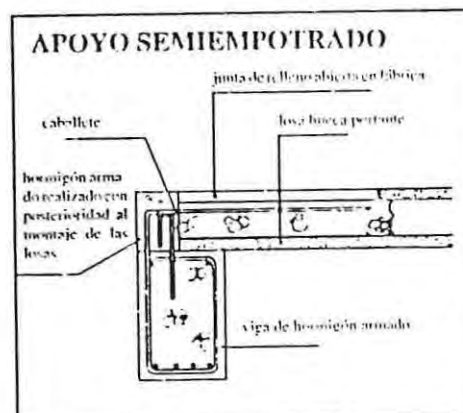


FIG. 52: UNION LOSA-VIGA

b. Construcción

Actualmente, se construye estas losas estructurales de hormigones con cementos de alta resistencia y baja razón agua- cemento, compactados por vibrado de alta frecuencia. Estos elementos son armados con acero estriado pretensado de alta resistencia a la tracción, con una resistencia mínima a la rotura de aproximadamente 18.000 kg/cm². Este conjunto le incorpora a la losa prefabricada pretensada un comportamiento resistente importante frente a sollicitaciones de flexión y corte.

La construcción de estos elementos se realiza en industrias especializadas que utilizan tecnología de punta en el sistema de pretensado. La fabricación se inicia una vez tesado el acero con gatos hidráulicos, operación que se realiza fijando los cables a los cabezales del banco para pretensado. Luego una máquina se desplaza, va compactando y dando la forma al producto final, el que queda depositado en la pista donde se produce el curado, que se acelera con aplicaciones de vapor. Una vez conseguida la resistencia de transferencia se efectúa el destense gradual de los cables, los que tienden a recuperar su longitud inicial, comprimiendo el hormigón por adherencia. Finalmente, el corte de las losas se realiza con una máquina cortadora con disco de acero diamantado. Estas losas luego se acopian para ser trasladadas y posteriormente montadas en la obra. En el proceso anteriormente descrito tanto las materias primas como los productos terminados son sometidos a estrictos controles de calidad de acuerdo a la normativa vigente.

Las dimensiones de las losas construidas generalmente son de anchos estándares, con espesores y largos que se adecuan a las exigencias del proyecto. Longitudinalmente las piezas pueden alcanzar hasta 12 m., con diferentes armaduras en este sentido, según la cuantía que arroje el cálculo estructural.

La superficie inferior terminada es adecuada tanto para dejarla a la vista como para terminaciones de cielo como enlucidos, cielo falso, pintura con textura, y otros. En tanto, la cara superior es rugosa para lograr una buena adherencia con la sobrelosa o con la capa de nivelación que recibirá el pavimento. Así mismo, los bordes laterales aseguran una buena transmisión de esfuerzos en las juntas, permitiendo además instalar cajas eléctricas,

colgadores de cielo, y otros. Gracias a la estructuración como cuerpo rígido que presenta al agregarle a la losa hueca una sobrelosa armada de 5 cm. o más, permite tener una buena resistencia al fuego. Además debido a la existencia de alvéolos se facilita la instalación de ductos.

LUCES MAXIMAS DE CALCULO CON APOYO SIMPLE								
	SECCIONES	TIPO	g. peso propio Kg./m ²	Me kgm / m	p = SOBRECARGA Kg./m ²			
					200	300	400	500
LH10		1	150	438	3,10	2,80	2,50	2,30
		2	150	604	3,70	3,30	3,00	2,70
		3	150	845	4,40	3,90	3,50	3,20
LH12		1	160	1002	4,70	4,10	3,70	3,40
		2	160	1431	5,60	4,90	4,50	4,10
		3	160	1683	6,10	5,40	4,90	4,50
LH16		1	210	2557	7,10	6,30	5,80	5,40
		2	210	3099	7,80	7,00	6,40	5,90
		3	210	4160	9,00	8,10	7,40	6,80
LH20			230	5769	10,40	9,30	8,50	7,90
LH24			270	8217	11,80	10,70	9,90	9,20

FIG. 52: LUCES MAXIMAS DE CALCULO CON APOYO SIMPLE

Estas losas se usan normalmente en la construcción de estructuras donde se requiere grandes luces libres, como oficinas, supermercados, industrias, galpones, estacionamientos, colegios y otros. También son usadas como muros de cierre para las estructuras anteriormente señaladas, además como muros de contención en subterráneos, divisiones en terrenos con fuerte pendiente, tapas de alcantarillas o canales de regadío, etc.

Las losas huecas pretensadas son aptas para construir en mayores luces y cargas, con entrepisos de menor espesor, comparándolos con los sistemas tradicionales de hormigón armado macizos.

Al eliminarse los envigados intermedios se logran mayores espacios útiles. Siendo la superficie inferior de las losas huecas de un acabado liso, es posible el pintado directo, lográndose de esta forma, ciellorrasos muy económicos y con buena terminación.

No requieren capa de compresión y son adaptables a estructuras de hormigón armado, metálicas y prefabricadas.

Son de montaje mecánico, con grúa y equipo de personas de cuatro, siendo posible cubrir hasta 400 m² por jornada de trabajo, y por ser elementos autorresistentes, luego de colocadas las placas y realizado el sellado de las juntas, se continúa con el proceso normal de obra de plantas superiores, sin encofrados y apuntalamientos previos.

c. Acopio, Manipuleo y Carga

Las losas huecas pretensadas se acopian utilizando tirantes de madera como separadores de las mismas, estos deben colocarse alineados verticalmente, para evitar que la carga se desvíe y provoque rotura en las losas, deben ser de la misma sección y el conjunto, no más de 7 losas, se acopiará sobre piso firme para evitar el descenso de los apoyos.

En general, la carga de estas losas se realiza sobre semirremolques, cuyos pisos deberán estar en buenas condiciones. La carga se debe realizar, al igual que el acopio, con listones de igual sección, no formando voladizos mayores de 50 cm. y superponiendo un conjunto máximo de 4 losas entre listones horizontales.

d. Ventajas

La losa hueca de hormigón pretensado tiene todas las ventajas del hormigón pretensado, al usar hormigón y acero de alta resistencia y aprovechar la sección completa de hormigón, trabajando esta a compresión durante toda la vida útil; estas ventajas se traducen en:

1. Con elementos más livianos y esbeltos se logra salvar grandes luces con menores deformaciones.
2. Esta tecnología está incorporada en lo que es el sistema constructivo de prefabricado, por lo que el uso de estos elementos permite una gran rapidez en el avance de ejecución de las obras en los proyectos, ya que se evita el tiempo necesario para que el hormigón adquiriera resistencia suficiente.
3. En gran medida también se evita el uso de mano de obra, alzaprimados y moldajes, que constituyen una parte importante del costo de la obra y que definen a su vez el plazo de construcción.
4. Estas características además permiten la ejecución de obras limpias en la cual se puede avanzar en el desarrollo paralelo de otras especialidades.
5. El costo y almacenamiento de inventario también se suple con el uso de estos elementos, ya que son montados directamente una vez que llegan a la obra, evitando de esta manera pérdidas en los materiales como áridos, cemento, moldajes, enfierradura, y otros.
6. Con el sistema de construcción prefabricado pretensado se puede lograr piezas de gran resistencia y un alto nivel de calidad de los elementos, sin aumentos significativos en los costos, con lo que las terminaciones en obra pueden disminuir hasta ser prácticamente mínimas.

7. A la optimización de los costos directos de la obra hay que agregar además la de los costos indirectos, como los costos de supervisión, de administración y financieros, que se verán reducidos en forma importante al disminuir el tiempo de construcción de los proyectos. En general, al considerar estas variables se tendrá la certeza de manejar costos asegurados por este concepto.

3.5.2. CUBIERTAS PRETENSADAS

La cubierta pretensada, ha sido diseñada fundamentalmente, para cubrir grandes luces de hasta 12 m con máxima economía.

Su tipología equivale estructuralmente a dos vigas T, unidas horizontalmente por sus alas. Mientras la sección permanece constante, el acero varía de acuerdo a las solicitaciones.

Dado el tipo de encofrado utilizado, la incorporación de aditivos especiales y el vibrado en el llenado, hacen innecesario aplicar revestimientos de terminación en su cara inferior, cielorraso.

a. Características

Las cubiertas pretensadas están formadas por elementos de hormigón pretensado, especialmente diseñados para cubrir grandes luces, con rapidez, bajo costo y sin necesidad de un mantenimiento posterior.

Estas cubiertas por su perfecto acabado, no requieren revoque y pueden ser empleadas directamente a la vista, sin necesidad de revestimiento. Su resistencia permite el montaje de cielorrasos livianos, artefactos de iluminación y ventilación cenital, conductos y demás instalaciones usuales.

Resisten sin deterioro a través del tiempo, a los agentes de contaminación industrial, ambiental y a agentes climáticos.

Esta cubierta consiste estructuralmente en dos vigas T, en hormigón pretensado, para cuya fabricación se utilizan hormigones de resistencia característica $\sigma'_{bk} = 300 \text{ kg/cm}^2$ y aceros para pretensado de $\sigma_{ek} = 16.500/17.500 \text{ kg/cm}^2$.

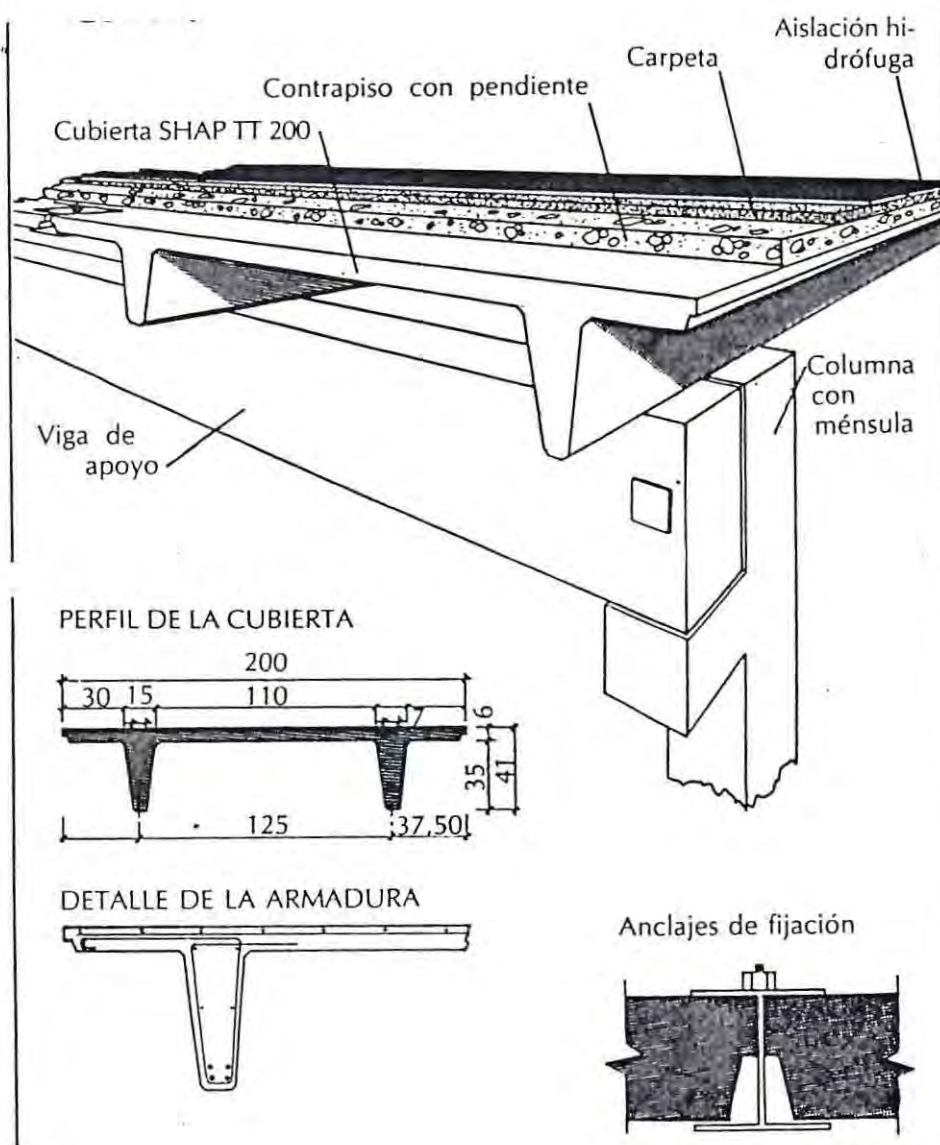


FIG. 53: DETALLES DE LA CUBIERTA TRATADA

b. Construcción

El proceso de fabricación es similar al de las losas huecas pretensadas. Tensado el acero sobre los moldes que le darán la forma a la cubierta, se moldea el hormigón, dejando fraguar y luego, al destensar lentamente el acero, se traslada el esfuerzo al hormigón por adherencia.

Mientras la sección de la cubierta permanece constante, para las diferentes luces a cubrir, se va variando la sección del acero, de acuerdo a requerimientos de cálculo en cada caso. Como armadura se emplean cordones de acero de 6 a 13mm de diámetro, conforme a las longitudes de fabricación.

c. Montaje

Sea para carga como para el montaje, se emplean perchas especiales para que la cubierta no sufra esfuerzos incompatibles con la función estructural calculada. Esta percha toma la cubierta por unos ganchos de izaje ancladas a ella misma.

En el montaje debe tenerse presente, la línea de borde y las escuadras. Ya colocadas las cubiertas se procede a realizar los orificios por donde pasarán los bulones con sus respectivas planchuelas y tuercas de fijación, que se instalan en el ala superior de la misma.

De estos elementos pueden suspenderse cielorrasos, artefactos de iluminación, tuberías especiales, cañerías de electricidad y otros. El rendimiento del montaje es muy significativo, pues con una grúa y cuatro operarios pueden montarse aproximadamente 600m² de cubierta en una sola jornada de trabajo.

d. Impermeabilización

Por tratarse de un elemento de hormigón pretensado, es resistente al paso de la humedad. Sin embargo, es recomendable seguir el siguiente proceso:

- 1º Colocar sobre la unión de las cubiertas una membrana flotante.
- 2º Para obtener una perfecta evacuación de las aguas pluviales, es necesario ejecutar sobre la placa el proceso ejecutado en la FIG. 53.

e. Iluminación

La iluminación cenital de los espacios cubiertos por estos elementos, se consigue de dos maneras (Fig54).

1. Mediante separación de las placas y colocando claraboyas o lucarnas.
2. Mediante la incorporación de premarcos, en la etapa de fabricación de las mismas.

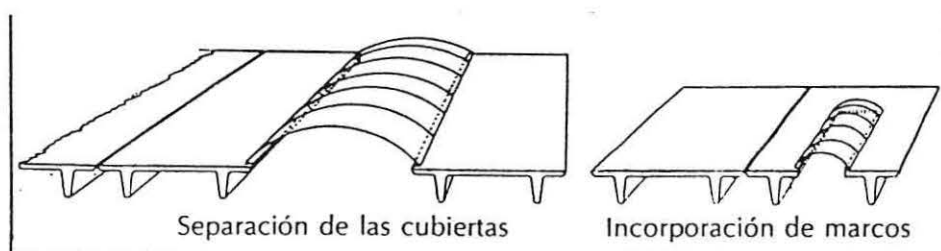


FIG.54: SISTEMA DE ILUMINACION

f. Acopio y Transporte

Este tipo de cubiertas se acopian colocándolas sobre tirantes de madera dura apoyadas sobre piso firme. Se colocan en formas superpuestas, una dentro de otra, separadas por tacos de madera de igual altura, ubicados en coincidencia con los ganchos de izaje.

Para el transporte, además de los tacos de madera se dispone de una cama recubierta con goma y forma de la cubierta. A fin de evitar los movimientos laterales de la carga, se utilizan además de los separadores de madera, unas planchas pequeñas de poliestireno expandido fijadas a los ganchos de anclaje.

3.5.3. VIGAS PRETENSADAS

Comparadas las soluciones netamente metálicas, las piezas de hormigón tienen sus ventajas pero también sus inconvenientes. frente a su mayor durabilidad, resistencia al fuego y economía, resultan más pesadas. Para luces inferiores a los 10 m, la baratura de la sencillez de ejecución prima sobre los materiales constituyentes, nada más simple que la directa colocación de unas vigas prefabricadas, simplemente apoyadas en sus extremos, para permitir el hormigonado de una plataforma.

Conforme la luz aumenta, la incidencia en el peso propio es cada vez mayor para llegar, en el caso de los grandes vanos, a ser la carga más importante de cuantas actúan sobre el elemento resistente. Una disminución en el peso propio, implica una notable disminución del momento crítico que la viga ha de resistir.

Salvo excepciones, puede afirmarse que las vigas pretensadas constituyen la solución más económica para salvar grandes luces, las comprendidas entre 15 y 100m.

El elemento estructural ‘Viga Pretensada’, se fabrica de variadas dimensiones y características geométricas, dependiendo de los requerimientos de cálculo.

La mayoría de las vigas son empleadas en obras viales, por sus altas cualidades resistentes y grandes luces. Generalmente se adopta la sección DOBLE TE (TT), teniendo en cuenta que la sobrecarga es predominante sobre el peso propio del elemento, por lo que se precisa proyectar una cabeza de tracción más ancha.

Las vigas pretensadas, son premoldeadas en las pistas de pretensado con armadura de acero y de resistencias, generalmente, superiores a los 1800 Mpa, anclados por adherencia.

En la FIG. 55, se indica un esquema de armadura normalmente empleada en este tipo de elementos, variando, como ya habíamos dicho, de acuerdo a los requerimientos de cálculo.

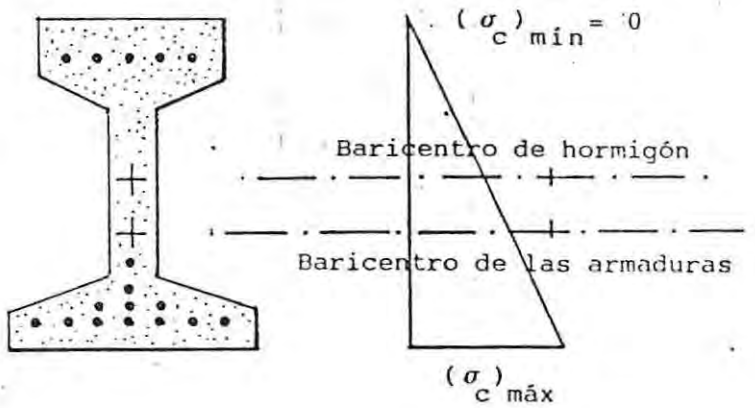


FIG. 55: SECCION VIGA TT PRETENSADA

Como armadura complementaria se utiliza acero tipo III con $\sigma_{ek} = 420$ Mpa. Teniendo el hormigón una resistencia, generalmente, de 30 Mpa.

Cuando una Viga Pretensada es utilizada en puentes, se colocan separadas de acuerdo al cálculo y se unen entre sí por una losa superior construida 'in situ'. Se estructuran en su largo, por vigas transversales de vinculación, para la transmisión de cargas asimétricas en la sección del puente.

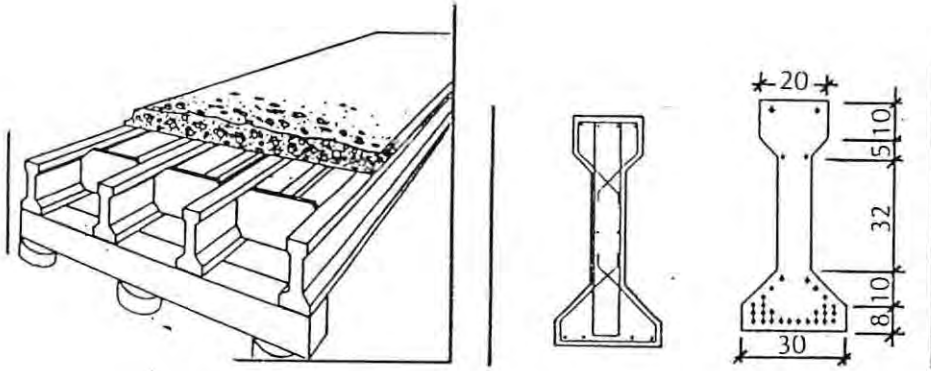


FIG.56: VIGA PRETENSADA PARA PUENTES

**3.6. SINTESIS:
'EL HORMIGON PRETENSADO,
EN SU SENTIDO TECNOLOGICO ESTRUCTURAL'**

1. Hay un Principio Tecnológico:
El Pretensado
2. Aplicado a una Estructura:
Elemental o Compleja,
3. Determinado por un Sistema:
Pre-Pre, Pre-Post
4. Bajo una determinada Clase:
Total, Parcial o Limitada
5. Que permite, previo deseo, **una Proyección**
Resistente a un conjunto especial de esfuerzos, logrados, una vez salvada la dificultad del Hormigón Armado, de resistir sin fisurarse, con los mismos materiales: Hormigón y Acero, pero con propiedades mecánicas acentuadas al máximo permitido, **con precompresiones del Hormigón y con pretensiones del Acero.**

CAPITULO 4

EL HORMIGON PRETENSADO: PROCESO CONSTRUCTIVO

EL HORMIGON PRETENSADO: PROCESO CONSTRUCTIVO

4.1. PROCESOS DE FABRICACION

El Proceso de fabricación del Hormigón Pretensado puede ser de dos modos, en Fábrica o bien, “in situ”. Consiguiéndose el realizado en fábrica o prefabricado de dos maneras, pretensado con armadura pretesa – llamados elementos pretensados - o bien, pretensado con armadura postesa - llamados elementos postensados- ambos con un proceso de fabricación distinto. (12)

4.1.1. PROCESO DE FABRICACION: EN FABRICA

4.1.1.1. PREFABRICACION DE ELEMENTOS PRETENSADOS

4.1.1.1.1. BANCOS DE PRETENSADO

La producción de los elementos pretensados –aquellos con armadura pretesa- se lleva a cabo en Bancos de Pretensado especialmente preparadas para el vaciado directo o en moldes debidamente rigidizados y normados.

a. Vaciado Directo

En el vaciado directo los elementos, generalmente losas y viguetas que no requieren moldajes, son producidos por

(12) Cuando nos refiramos al proceso de prefabricación de elementos postensados, lo haremos grosso modo, con la intención de fijar los parámetros de diferenciación entre la obtención de estos dos tipos de elementos pretensados. Aún cuando los elementos postensados son parte constituyente del Hormigón Pretensado, no conforma materia principal de este estudio, como se dijo en un comienzo esta investigación está dedicada al Hormigón Pretensado con armadura pretesa.

extrusión, con máquinas moldeadoras directo en los bancos de pretensado que consiste en unas pistas de producción de una longitud, habitualmente, de 100 a 120 m y de un ancho de 1 a 1,2 m, situado en sus extremos las zonas de anclaje; en un extremo, una zona de 'anclaje fija' que consta de un bloque fijo o pasivo al que se anclan los cables y en el otro extremo una zona de 'anclaje móvil' que consiste en un cabezal de tesado en donde se realiza la operación de tesado de las armaduras.

Estos bancos, para la producción de piezas, son tratados como base del elemento a fabricar, por lo que deben estar correctamente limpias y debidamente engrasadas con una película de desmoldante, para iniciar la faena de producción.

b. Con encofrados

En lo que refiere a dimensión y preparación de los encofrados, para la fabricación de los elementos prefabricados, es necesaria una precisión más rigurosa que lo normal, pues es vital lograr un perfecto acoplamiento entre elementos conformantes del sistema estructural.

Cuando los encofrados están hormigonados pueden producirse imprecisiones, debido a que los bloques divisorios son susceptibles de experimentar cualquier movimiento. Se suma también, a la eventual producción de desperfectos, el peso del hormigón, los trabajadores y el equipo empleado, por lo que se recomienda que el área de trabajo, sea lo suficientemente amplio.

En general, estos encofrados están constituidos por fondo ajustable, un panel de cierre y una placa lateral y, un núcleo móvil interno. Es primordial que estos encofrados, previo a su uso, deban presentarse limpios y ligeramente engrasados con un material desmoldante.

Algunas de las características de los encofrados se podrían enumerar en las siguientes:

1. Los encofrados deben ser **muy rígidos**, de forma tal, que impidan desalineamientos o deformaciones mayores de 3mm por metro.
2. Deben poseer una **precisión de forma y dimensiones**.
3. **Facilidad de manejo**
4. Debe otorgar la posibilidad de **montar sus lados en forma independiente uno del otro**, para poder disponer cómodamente los dispositivos de situación de cables y vainas, pudiendo controlar así, su perfecta ubicación.
5. Deben poseer la **capacidad para soportar los esfuerzos de vibrado**.
6. Deben tener el mínimo de juntas para disminuir al máximo los derrames y fugas de lechada.
7. En el caso de postensado, **el fondo del moldaje debe ser lo suficientemente resistente para soportar la carga en sus extremos** a que da lugar la contraflecha del elemento, producida por el tesado de los cables.

Por otra parte, debe tenerse presente la limpieza de los moldajes, ya que es un trabajo que requiere una inversión de tiempo considerable (5% del tiempo total de fabricación). Esta fase puede ser realizada con chorro de agua o con aire a presión. Favorece la facilidad de limpieza, una buena lubricación con el desmoldante.

Respecto de los materiales utilizados en la fabricación de los moldajes para la producción de elementos pretensados se encuentran: el acero, la madera, el hormigón y el plástico.

1. *Moldajes de acero:* Aunque son relativamente costosos, son los que más se emplean en la prefabricación, por lo que se hace necesario destinarlos a series grandes o bien, que estén contruidos de tal manera, que posibilite modificaciones. Estos moldajes tienen como característica, poseer larga durabilidad, siempre que su construcción sea robusta.

Este tipo de encofrado debe estar constituido, de tal forma que el desmolde se ejecute con el desmontado de la menor cantidad de piezas posibles, ya que al armarse nuevamente, puede implicar diferencias significativas.

Las distintas piezas de los moldajes de acero, van unidas por pernos, requiriendo generalmente, una junta adicional.

En la prefabricación de vigas, los vibradores son montados sobre los moldes, transformándose éstos en verdaderas mesas vibratoras.

Finalmente si el moldaje está bien preparado, limpio y pulido, la adherencia entre los moldes de acero y el elemento de hormigón se reduce, favoreciendo el desmoldaje.

2. *Moldaje de madera:* Empleados en la prefabricación de series pequeñas y como requiere que estén perfectamente contruidos, no resultan más económicos que los de acero,

La adherencia entre la madera y el hormigón es alta, por ello suelen emplearse láminas protectoras plásticas, por ejemplo.

Estos encofrados, a diferencia de los de acero, son deformables, se desgastan rápidamente. En caso que sea indispensable un peso requerido y donde exista mejor posibilidad de trabajar la madera, el empleo de ellos es conveniente.

3. *Moldaje de Hormigón:* Este tipo de moldaje permite trabajar con medidas exactas, pero no admiten modificaciones.

Se deterioran fácilmente y sus superficies deben pulirse para dejarlas bien lisa, ya que presentan mucha adherencia para la realización del desmoldaje. Esto, más el hecho de que deben limpiarse prolijamente, torna su mantenimiento costoso.

4. *Moldaje de Plástico:* Estos moldajes están armados con fibras de vidrio. Presentan ventajas como la ligereza de peso, gran adaptabilidad para tornar diferentes formas de moldes. No permiten modificación, son de volumen estable, pero su conservación y mantenimiento lo hacen más costoso.

Sus elementos se desmoldan fácilmente, pues su superficie es lisa.

4.1.1.1.2. PUESTA EN OBRA DEL HORMIGON: DOSIFICACION, HORMIGONADO, VIBRACION Y CURADO

a. **Dosificación y mezcla de hormigón**

El Hormigón es elaborado con amplios controles en su dosificación y en su equipo de dosificación que debe mantenerse en condiciones de servicio y su precisión ser comprobada periódicamente.

Al controlar la dosificación los dos factores más importantes a considerar son: la razón agua/cemento y la razón agua/peso total.

Las correcciones necesarias en la dosificación deben hacerse, según la humedad de los áridos.

Existen muchos sistemas para efectuar la dosificación y uno de los mecanismos es:

1. Determinación de la proporción agua/cemento, necesaria para la calidad del cemento y hormigón previstas.
2. Determinación de la proporción agua arena, la que resulta más económica mientras menor es la cantidad de arena. La arena debe ser tal que rellene los huecos entre gravas. Esta relación es óptima y da lugar al máximo peso por unidad de volumen. Al aumentar el tamaño de la grava, esta relación decrece.
3. Con ambas relaciones, se añade agua y cemento al conjunto arena-grava en la relación fijada hasta lograr la consistencia deseada.

Lo importante es que, independientemente del sistema que se emplee en la dosificación, las características de los áridos y la del cemento se mantengan.

Por concepto de economía, la cantidad de mortero debe ser sólo la necesaria para llenar los huecos entre grava, pero para conseguir una buena docilidad es necesario un exceso de mortero como lubricante y para aumentar un mortero económicamente, hay que aumentar la cantidad de arena y no la de pasta, esto dentro de los límites de obtención de docilidad y facilidad de colocación.

En la mezcla, los materiales deben combinarse de modo que la segregación sea mínima.

El tiempo de mezclado dependerá del tipo de hormigonera que puede ser mecánica de eje vertical o de otro tipo adecuado. Debe mezclarse rápidamente evitando segregación o daño de sus componentes.

Con la finalidad de evitar manipulaciones innecesarias, debe depositarse cerca del lugar de hormigonado.

La temperatura de los materiales durante la mezcla es otro de los factores importantes en la dosificación, siendo la temperatura ideal entre 18,9° y 22°. Para mantener la temperatura constante durante el mezclado, pueden calentarse o enfriarse los materiales; el agua a temperatura menor o igual a los 74°C y para los áridos, antes de ser calentados deben ser humedecidos para evitar pérdidas de consistencia.

b. Hormigonado

El hormigonado puede ser efectuado manualmente o con una extrusora, siendo esencial una buena compactación, la que es garantizada con el uso de máquinas extrusoras, de lo contrario debe ser supervisada cuidadosamente.

El transporte, la colocación y la vibración del hormigón, producen segregación y pérdidas de consistencia, las que deben ser, para estos efectos, mínimas.

Las pérdidas de consistencia se deben, generalmente, a tiempo insuficiente de mezclado, a temperatura excesiva durante el transporte y a un clima seco o ventoso.

Un incremento rápido y anormal de la consistencia, generalmente es ocasionado por: una demasiada evaporación del agua, una absorción de agua por los áridos, una temperatura elevada de los distintos componentes aceleradores o características del cemento.

Un hormigón de consistencia excesiva debe rechazarse, pues no puede, en esas condiciones, consolidar y, en ningún caso debe hacerse un nuevo mezclado con adición de agua. Para que la mezcla pueda consolidar adecuadamente es vital que el tiempo entre mezclado y hormigonado no sea muy prolongado.

La compactación del hormigón, también debe ser tal, que no produzca segregación apreciable.

La vibración excesiva, puede producir concentración de los áridos en la parte inferior y de la pasta en la superficie. También puede formar bolsas de agua bajo las armaduras, disminuyendo la adherencia de éstas con el hormigón. Sin embargo, una baja vibración, da lugar a una compactación inadecuada.

La vibración es correcta cuando la superficie del elemento presenta un aspecto vítreo.

Para encofrados estrechos y altos el hormigón debe colocarse en capas de 30 y 60 cm., compactando adecuadamente cada capa. La consistencia deberá aumentarse a medida que se va acercando al extremo superior del elemento.

En general, en hormigón pretensado no se permiten juntas de construcción.



Si se hormigona a temperaturas bajas, debe tomarse las medidas necesarias para asegurar una temperatura del hormigón al momento de colocado de 6,7°C o más y, posteriormente mantenerse sobre 2,2°C, hasta su endurecimiento.

c. Vibración del Hormigón

La vibración del hormigón puede llevarse a cabo, principalmente, de dos modos.

1. *Vibradores de inmersión*: útiles para trabajos normales, en los cuales la calidad del trabajo depende de la habilidad del operario. Los vibradores deben introducirse verticalmente, lenta y continuamente; evitando deslizarlo horizontalmente y, evitando también el contacto con las armaduras y el encofrado.
2. *Vibradores externos*: usados generalmente para la producción industrializada de piezas, aunque para lograr una compactación uniforme, se usan combinados con vibradores internos o de inmersión.

En el caso de superficies defectuosas en las piezas deberá revisarse el procedimiento de vibrado, composición de la mezcla y granulometría de los áridos y, efectuarse las correcciones necesarias.

d. Curado del Hormigón

Por la necesidad de acelerar el procedimiento de desmoldaje de los encofrados y por el transporte de las piezas prefabricadas, se justifica una aceleración de fraguado.

En plantas que trabajan continuamente, se hace necesario la aplicación de un sistema de curado artificial, para que la capacidad de la planta sea rentable.

Los procedimientos, más comúnmente utilizados son el curado por vapor caliente o agua caliente en recintos o mediante moldajes especiales; y el curado por vapor a presión en autoclaves. Este último se constituye en el mejor curado actualmente conocido, ya que otorga resistencias superiores a cualquier edad en comparación a las que se obtienen por curado húmedo normal (13).

4.1.1.1.3. PUESTA EN TENSION DE LAS ARMADURAS

El proceso de la puesta en tensión comienza con el tejido de los tendones a través de las placas terminales de anclaje o de distribución y con la colocación del acero, como en el caso de salientes o estribos, a lo largo de los bancos de pretensado o a través del molde, según sea el caso. Los tendones o cables se fijan a un extremo del banco, usando algún tipo de mordaza, generalmente cuñas, aquí los cables deben asomar mínimo 15 cm. En el otro

(13) Tratados en el Capítulo 3, apartado 3.1.1.7.

extremo, el extremo tensionador, se instalan mordazas similares, aquí los cables asoman mínimo 75 cm.

En el terminal de tesado, el cable sobrante es introducido al interior de un gato, generalmente hidráulico, manejado por un operador y en forma horizontal a la altura del alambre a tesar.

El gato de tesar, que está constituido en su parte posterior por una pieza atornillada, que es donde calza el portacúñas, y un terminal que estará encarando la cuña, el cable es pasado por el interior de la gata y aparece en la parte posterior, lo que sobra de alambre, pasará por el interior del portacúña y la cuña, para asomar definitivamente unos centímetros.

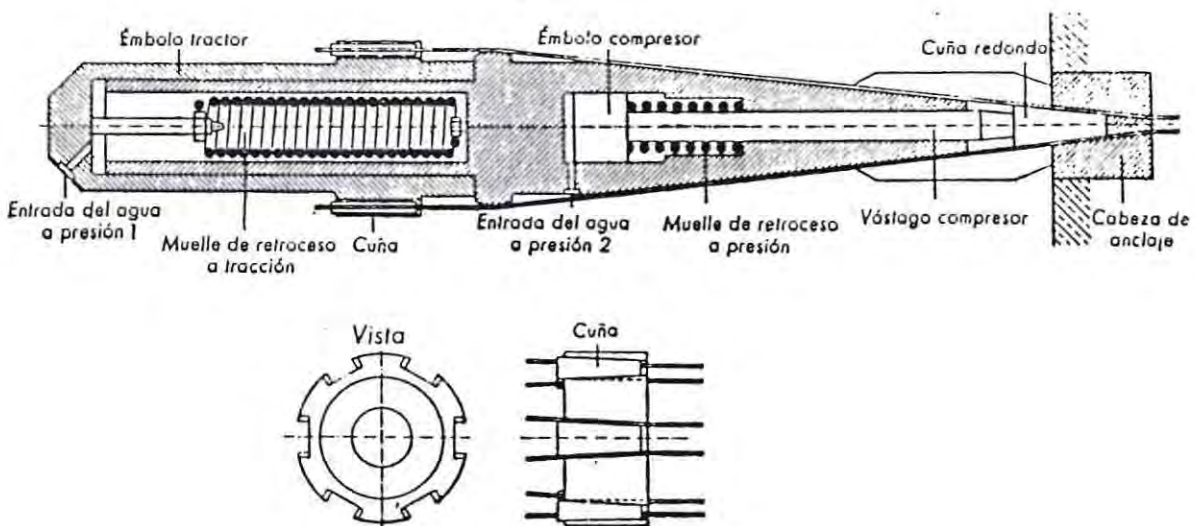


FIG.57: GATO TENSOR FREYSSINET PARA FAJOS DE 12 ALAMBRES DE 5mm DE DIAMETRO

Se aplica en primera instancia una pequeña cantidad uniforme de fuerza con el gato de tesar, para comenzar la operación, la válvula de control en la parte superior de la unidad de bomba, debe girarse en el sentido de las agujas de reloj, hasta la posición stresss y luego operar la unidad de bomba de mano hasta lograr la presión requerida, para la primera instancia, en la unidad y en la gata. Luego se realiza la fuerza principal de tesado, sea individual o en grupos.

Una vez alcanzada la fuerza necesaria leída en el manómetro, la válvula se gira antireloj, hasta la posición neutro. En este punto actúa el resorte del terminal XL, que empuja la cuña en su receptor.

El alargamiento del brazo debe medirse antes de efectuar la operación de girar la válvula a neutro. Posteriormente, la válvula se gira a la posición de retorno y el pistón vuelve a su posición inicial

Se retira el portacuñas y la cuña apoyada en la parte posterior del gato y que servirá para los cables siguientes. En este punto deben asegurarse en su lugar el refuerzo secundario y las fijaciones para resistir.

Es importante tener presente que la operación de tensionamiento debe llevarse a cabo lenta y sistemáticamente, sin interrupciones momentáneas, continuando hasta que la lectura del extensómetro sea la especificada.

4.1.1.1.4. ETAPAS FINALES:

DESTENSADO, DESMOLDAJE Y ALMACENAMIENTO

a. Destensado

La operación de destensado de los cables, común para la fabricación de piezas de Hormigón pretensado con armadura pretesa, se realiza una vez que se haya comprobado, mediante ensayos, que el hormigón ha alcanzado la resistencia requerida para el elemento.

Esta operación es de cuidado, pues las fuerzas aún están presentes en los cables libres entre la unidad prefabricada y el terminal del banco.

Existen fundamentalmente dos modos de destensado.

1. *Destensado mediante tornillos*: primero, se sueltan los pernos que sujetan la parte móvil de la mesa de tesado y segundo, se destornillan en forma simultánea y pareja los pernos x e y, que a medida que se sueltan las respectivas cuñas de acero, subirán permitiendo el desplazamiento hacia delante de la parte móvil de la mesa y por tanto, soltando las cuñas.

Mediante pequeños golpes y tenazas pueden sacarse los conos y sus respectivos receptores, para un nuevo uso posterior.

2. *Destensado mediante 'Puente'*: Se usa una herramienta, aplicando nuevamente el gato de pretensado al cable, sirviendo esta herramienta de apoyo al gato.

Se carga nuevamente hasta obtener una fuerza de la misma magnitud que la original, de modo que la cuña quede un tanto suelta. Mediante unos golpes se procede a soltarla.

Se descarga nuevamente y así se ha destensado.

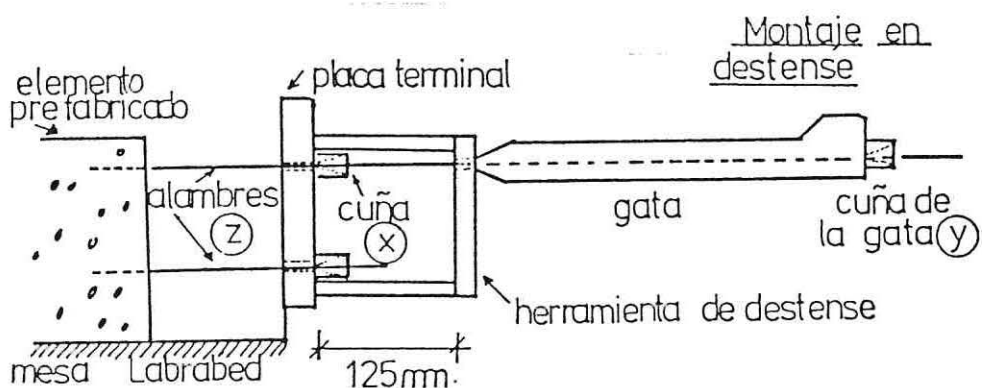


FIG. 58: ESQUEMA DE LA OPERACIÓN DEDESTENSE

b. Desmoldaje

La operación de desmoldaje es efectuada una vez que los cables de los elementos se han cortado en sus extremos. Este procedimiento varía según la naturaleza y tipo de moldes y también de las características de los propios elementos.

El desmoldaje se realiza, generalmente cuando el hormigón ha alcanzado al menos el 50% de su resistencia a los 28 días.

c. Almacenamiento

Los elementos siempre se deben llevar y apilar únicamente sobre o cerca de sus extremos. Los elementos largos se deben manipular usando trapecios o cadenas muy largas.

Los elementos se deben descargar solamente en dos travesaños o maderos de soporte, un tercer soporte intermedio podrá no estar nivelado y dañará la pieza. La excepción se da en losas de piso pulidas en su parte superior e inferior durante la fabricación, ya que estas se colocan una directamente sobre la otra; en tales casos es esencial que el área superior esté libre de desechos antes de colocar la otra unidad sobre.

Los elementos se deben manejar y apilar verticalmente independientemente de la necesidad de que la masa de la viga retenga la fuerza de pretensado, existe una tendencia en el concreto a fluir plásticamente durante un almacenamiento prolongado, lo que conlleva problemas cuando las vigas han sido colocadas cerca una de otra durante el montaje.

4.1.1.2. PREFABRICACION DE ELEMENTOS POSTENSADOS

En el caso de los elementos postensados, el concreto se deposita en formaletas o moldes de acuerdo a si se hace 'in situ' o prefabricado. El refuerzo de acero se coloca sobre un panel base o en una plataforma de vaciado. Los ductos para los tendones se colocan cuidadosamente de acuerdo al perfil o catenaria indicada en los planos del elemento; éstos se sostienen mediante rejillas de acero pegadas a los estribos principales o en dovelas que atraviesen la formaleta en el lugar deseado. Es esencial que estén asegurados para impedir los desplazamientos verticales u horizontales durante la colocación y la vibración de concreto o la subpresión que puede generar flotación. Después de ensamblar los moldes laterales se verifica la localización de los ductos.

En el postensado es necesario colocar anclajes o placas de soporte que transmitan la fuerza del tendón al concreto. Estas deben ser requeridas en los extremos o en diferentes posiciones, a lo largo del elemento, dependiendo de la catenaria calculada o del patrón del ducto.

Las cajas alrededor del anclaje deben tener tales dimensiones que la nariz del gato se pueda insertar sin obstrucción en el momento de la aplicación de la fuerza de pretensado

Es importante que los anclajes estén alineados y las superficies de transporte sean perpendiculares a la línea del ducto, sea para lograr la transferencia de la fuerza como para que el anclaje sea satisfactorio. Algunos anclajes están diseñados para incorporar platinas para mordazas; otros traen soportes para cañones y otros son diseñados para que la fuerza sea transmitida por medio de tornillos y tuercas o por aparatos similares. Normalmente hay refuerzo de acero adicional en forma de estribos de espirales alrededor de los anclajes, para prevenir que las fuerzas de estallido dañen los extremos del elemento.

El concreto debe ser colocado y compactado cuidadosamente, teniendo la precaución de no obstruir el moldaje. Debe ponerse especial atención en efectuar una compactación adecuada del concreto cercano a los anclajes, donde es probable que haya una cantidad considerable de acero. Una vibración interna es

útil, usando el vibrador más largo que pueda ser introducido entre el acero de refuerzo. La cara superior del concreto se debe cubrir con una membrana o rociar con un compuesto químico, para compensar el proceso de curado usando vapor o moldes calientes.

Las probetas deben prepararse para ser almacenadas bajo las mismas condiciones que el elemento. Ellas son selladas para asegurar que se ha alcanzado la resistencia a la compresión requerida por el ingeniero, antes de tensionar los elementos. El tensionamiento se lleva a cabo, después de insertar los tendones, aplicando una fuerza por medio de gatos en un extremo del elemento. Deben llevarse registros de las lecturas del extensómetro y de las deformaciones producidas al momento de la transmisión de la fuerza. El diseñador puede calcular cuál es la fuerza real dada a cada tendón. En algunos casos después de un porcentaje de tendones que se ha tensando, el elemento puede llevarse a un lugar de apilamiento para dar un tensionamiento adicional. Si durante la operación de tensionamiento la relación entre la deformación y la lectura del extensómetro se vuelve no lineal, la operación se debe detener para consultar un ingeniero.

Con el postensado se deben tener presentes las mismas normas de seguridad que en el pretensado, no deben circular operadores mientras se está ejecutando la operación de tesado, los trabajadores deben tener despejada un área de 60° a ambos lados de los ejes de los tendones.

4.1.2. PROCESO DE FABRICACION: 'IN SITU'

Para las estructuras pretensadas "in situ", se precisa establecer un plan de hormigonado y concretarlo en forma gráfica. Este plan debe prever ante todo las deformaciones de las cimbras. La subdivisión debe realizarse de manera que el hormigón fraguado no se vea solicitado a flexión a causa de la deformación de la cimbra. Por este motivo, es conveniente comenzar el hormigonado por el centro del elemento, avanzando hacia los puntales. Si las cantidades de hormigón, comparadas con el rendimiento de hormigonado, son tan grandes, que no se pueda contar con unir los hormigones frescos

de un tramo y el siguiente, es necesario disponer juntas de hormigonado sobre los puntales de la cimbra. Estas juntas serán ortogonales a las compresiones. Es conveniente encofrarlas con un tejido de alambre o con metal desplegado, que puede quedar en la estructura.

4.1.2.1. PUESTA EN OBRA DEL HORMIGON

Además de las reglas normales para la puesta en obra del hormigón hay que tener en cuenta, que el hormigón no se debe verter directo sobre los cables, para no modificar la posición de estos con el impacto brusco. Por este motivo, debe ser colocado con pala, o introducido entre los cables con ayuda de un embudo de vertido, o de tubos, dejando que vaya subiendo entre los cables con ayuda de vibración. El vibrador, en lo posible no debe tocar los tubos envolventes de los cables. Se debe evitar por completo las grandes alturas de vertido, con taludes, siendo conveniente la puesta en obra tongadas de 20 a 30 cm de espesor, según la intensidad del vibrador.

Debe evitarse, con todo rigor las desviaciones desfavorables respecto a la mezcla prescrita, pues una resistencia deficiente puede ocasionar daños al presentar la estructura. En caso de helada o peligro se debe evitar el hormigonado de estructuras pretensadas, a no ser que se tomen las medidas adecuadas y efectivas que garanticen el hormigonado a más de 10°C y que se mantendrá en esta temperatura durante los primeros 10 días.

4.1.2.2. OPERACION DE PRETENSAR

Antes de comenzar a pretensar debe existir, por parte de la dirección de obra, un programa de tesado. Además, debe comprobarse cuidadosamente todos los aparatos, tarar los manómetros y asegurar la libertad de la estructura para comprimirse.

Como no es controlable con posterioridad el grado de pretensado alcanzado, debe realizarse el tesado de las armaduras en presencia de la inspección de obra competente. Un ingeniero deberá dirigir la operación y llevar un registro de cada cable por separado. Cuando se pretesa con gatos hidráulicos es de especial importancia el vigilar permanentemente, los manómetros, para que en el caso de surgir cualquier obstáculo imprevisto no se sobrepase la tensión admisible de los cables al continuar trabajando la bomba.

4.1.2.3. VIGILANCIA DE LA OBRA

Además de las medidas normalmente adoptadas, debe tenerse en consideración las siguientes indicaciones:

- a. Comprobar que la recepción del alambre en fábrica se ha realizado bajo las normas, que no se han producido daños durante el transporte y, que el alambre es almacenado protegido de la oxidación
- b. Comprobar la posición de los cables y, además que han sido fijados al encofrado de forma tal que no puedan desplazarse al hormigonar.
- c. Comprobar la estanqueidad de los conductos.
- d. Fijar a su debido tiempo el programa de hormigonado y vigilancia
- e. Fijar a su debido tiempo el programa de pretensado teniendo en cuenta la cimbra.
- f. Comprobar la libertad de la estructura para acortarse sobre la cimbra, en las juntas móviles y similares
- g. Vigilancia del proceso de tesado y, de los datos tomados acerca de las fuerzas y recorrido de tesado alcanzado.
- h. Vigilancia de la inyección de las vainas en donde se albergan los cables, para el caso de postensado.

4.2. MAQUINARIA Y APARATOS EMPLEADOS EN LA TECNICA DEL PRETENSADO

4.2.1. APARATOS DE TESAR

4.2.1.1. APARATOS MECANICOS

Con los aparatos de tesar mecánicos, se ejercen fuerzas relativamente altas cuyo valor debe ser medido con exactitud. Para ello existen los aparatos mecánicos simples y las devanadoras.

a. Aparatos Simples

Los dispositivos mecánicos son utilizados casi exclusivamente en los bancos de tesado.

Consiste en una máquina de tesar con peso, que funciona según el esquema de la FIG. 59. El alambre de pretesar es empalmado detrás del bloque de anclaje al cable de tracción, mediante una grapa. Este sistema tiene la ventaja de que se aplica la fuerza de tesado con exactitud e independiente del alargamiento de los cables.

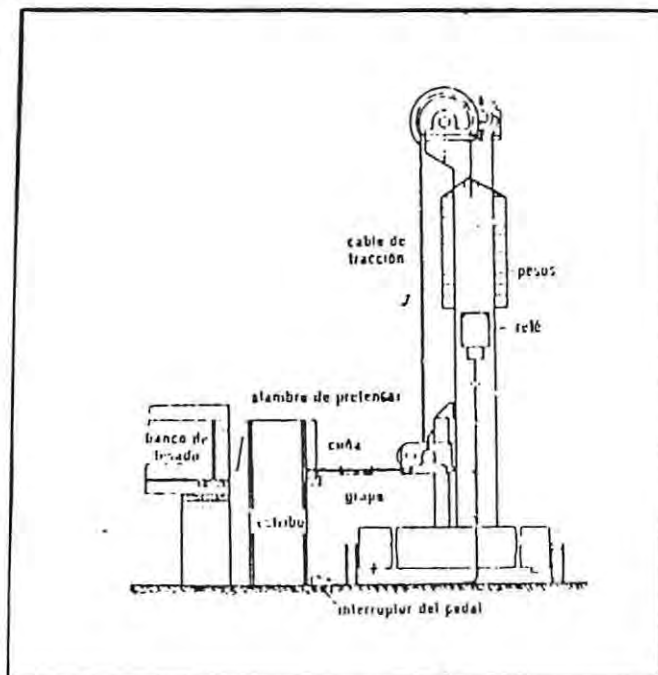


FIG.59: ESQUEMA CORRESPONDIENTE a un tipo de dispositivo PARA TESAR MEDIANTE PESOS, UTILIZADO EN BANCOS DE TESADO

b. Devanadoras

Son máquinas creadas para la fabricación en masa de placas pretensadas, devanan el alambre en tensión alrededor de unos mandriles fijados a una plataforma de tesado metálico, formando madejas, tanto en dirección longitudinal como transversal. En un cierto tipo de máquinas el aparato de tesado es fijo y la masa de tesado se encuentra sobre una base giratoria. FIG. 60.

1. Rollo de alambre
2. Mecanismo de alimentación
3. Dispositivo de tesado
4. Peso
5. Núcleo giratorio
6. Alambre devanado en tensión
7. Mesa giratoria
8. Pernos

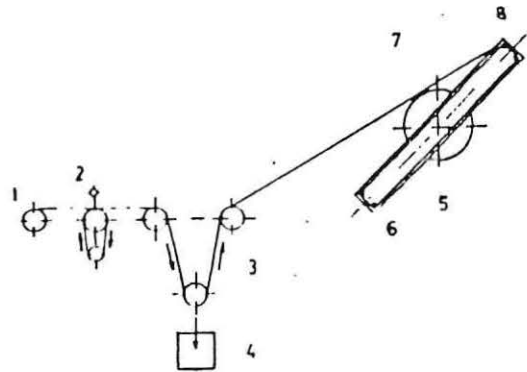


FIG. 60: ESQUEMA DE FUNCIONAMIENTO DE DEVANADORA PARA EL PRETENSADO DEL ALAMBRE, UTILIZANDO UNA MESA GIRATORIA

4.2.1.2. APARATOS HIDRAULICOS

Entre estos aparatos, se hayan los gatos hidráulicos, que son empleados con frecuencia, ya que la presión hidráulica es el medio más fácil de conseguir grandes fuerzas de tesado.

Los gatos hidráulicos, son aparatos que definen la seguridad del proceso de tesado de la pieza y estado de las superficies

del cilindro, de las empaquetaduras y otros, deben mantenerse protegidos de la oxidación.

Durante el tesado se debe poder medir con exactitud, tanto la fuerza ejercida por el gato como el recorrido de tesado, a objeto de poder llevar un control correcto de la tensión aplicada a los cables.

a. Gatos de tesado corriente

Son gatos para cables o barras individuales. Existen diferentes tipos y cada uno definido en función uno, de la forma de tesar el alambre, individual o de pareja; dos, de la fuerza de tesado; tres, de carrera y longitud aproximada; cuatro, del peso y, por último, de la presión de trabajo.

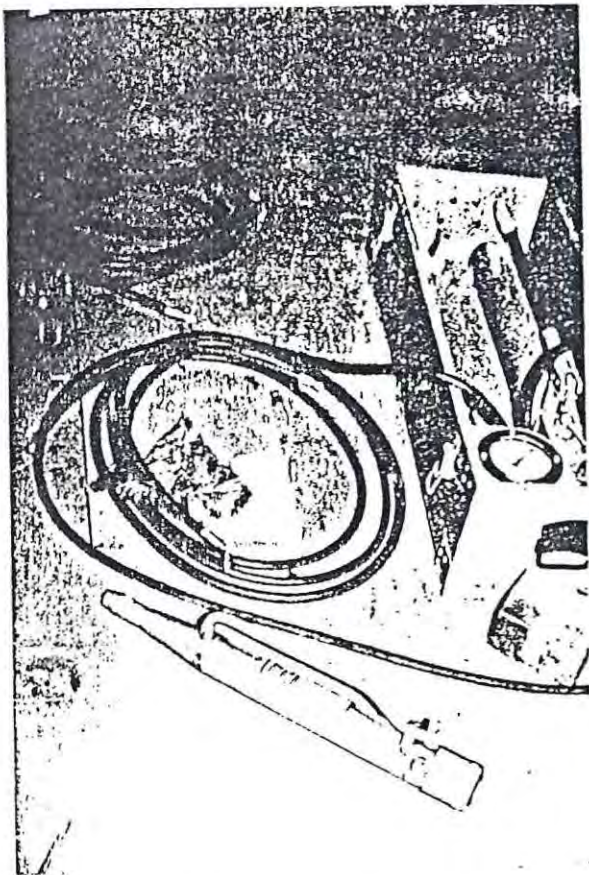


FIG. 61: GATO CORRIENTE DE PRETENSADO

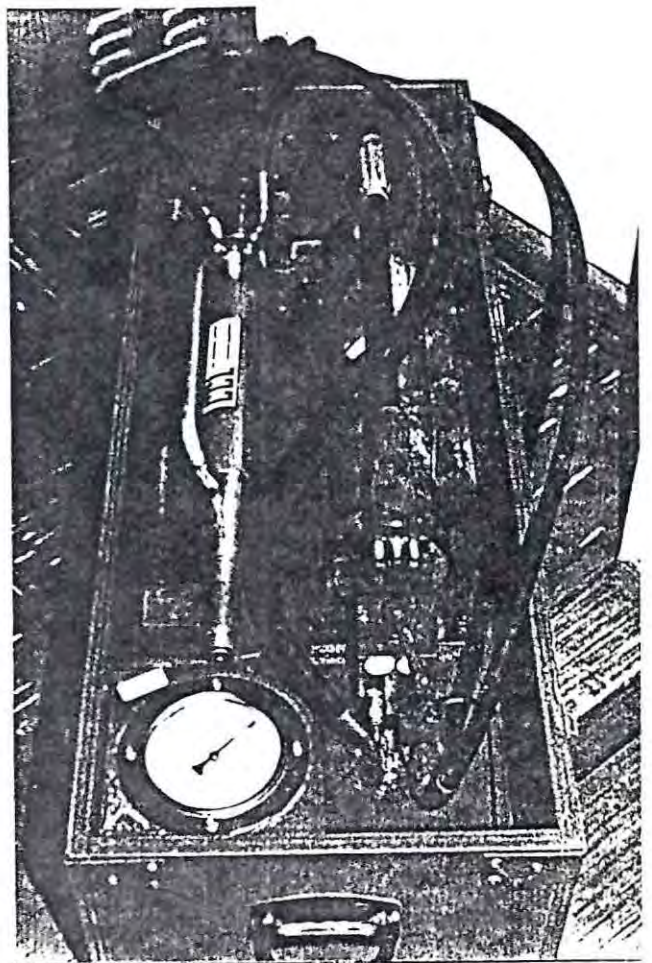


FIG. 62: SU UNIDAD DE BOMBA

Algunos de estos tipos de gatos son: Gatos de tesado de la “Heilitbau”, Gato Magnel, Gato Freyssinet, Gato PIV, Gato Leoba, Gato B.B.R.V. y Gatos hidráulicos para bancos de tesado y otros.

4.2.2. MAQUINARIAS EMPLEADAS

4.2.2.1. HORMIGONERAS Y AMASADORAS

Las Hormigoneras de tipo mecánico sean intermitentes o continuas, se dividen en dos grupos: uno, amasado por caída libre y dos, amasado forzado.

La diferencia entre ambos sistemas, consiste en que el material que se amasa en la hormigonera forzada es mantenido en estado constante la fluidez por un mecanismo agitador, en cambio en las hormigoneras de caída libre, hay una sucesión alternada de reposo y de movimiento del material.

En un tambor de una hormigonera de caída libre, existen unas paletas mezcladoras de forma especial y, que al girar el tambor eleva el material hasta el punto más alto de allí lo deja caer de manera que en su caída libre se entrecruza y mezcla íntimamente.

En general la eficacia de amasado, debe tener presente que el comportamiento de cada uno de los materiales a mezclar es diferente. La forma de los granos, su tamaño, su humedad, consistencia, peso, densidad y otros desempeñan su papel al momento de amasado.

En general puede decirse que los elementos componentes de la mezcla se amasa mejor mientras más agua se le agrega y se dificulta, mientras mayor es la cantidad de finos.

4.2.2.2. VIBRADORES

La vibración en la industria del prefabricado tiene sus ventajas ellas son: Facilidad de puesta en obra, calidad de compactación obtenida, mayores resistencias iniciales y rapidez de desencofrado, fundamentalmente.

Debe aclararse que la vibración no vuelve bueno un hormigón de mala calidad, incluso, una inadecuada vibración puede ser perjudicial.

Para contrarrestar las fuerzas interiores y facilitar la compactación, debe dotarse a los elementos de una cierta vibración, para lo que se requiere de un foco productor de vibraciones, transmitidas a través de la masa del hormigón.

Este foco productor de vibraciones, es el vibrador. La vibración se caracteriza por su amplitud, frecuencia, fuerza vibrante, dirección y radio de acción.

4.2.2.3. ANCLAJES Y EMPALMES EN EL PRETENSADO

Existen numerosos tipos de anclajes, dividiéndose principalmente en dos grandes grupos, “anclajes directos” en el hormigón y “anclajes mediante piezas de acero”.

4.2.2.3.1. ANCLAJES

a. Anclaje directo en el hormigón

En este tipo, el anclaje se consigue por adherencia o rozamiento de las armaduras sobre el hormigón que las envuelve en la zona de anclaje. Para que el anclaje sea más efectivo, las armaduras se doblan en los extremos. También se usan barras de sección especial, con resaltes a modo de corrugado, tal que se logra una mayor adherencia que permita reducir longitudes de anclaje necesarias.

En este caso, el tesado de las armaduras debe hacerse con disposiciones especiales, generalmente, se separan los bloques de hormigón en que están ancladas para llevar a cabo dicho tensado.

Este tipo de anclaje se suele anclar como anclaje muerto de otros sistemas cuyos anclajes activos se ejecutan por método.

La principal ventaja de este sistema es la de la parte económica, ya que al suprimir los dispositivos normales de anclaje se abaratan los costos.

b. Anclaje mediante piezas de acero

Estos anclajes están formados por un cono hembra o elemento fijo que se apoya sobre el hormigón directamente o por las placas de apoyo y, de una o varias cuñas o elementos móviles que son arrastrados por alambres al que intentan deslizar, produciéndose el acuíñamiento y anclaje de los mismos.

Son dos, principalmente. Los sistemas que se emplean en este tipo de anclaje. Uno, es el sistema en el que la cuña es interior a los alambres de modo que queda aprisionado por éstos sin rozar sobre el cono hembra, que a su vez sirve de apoyo a los alambres. Aquí, la cuña es fácilmente arrastrada por alambres, por lo que no requiere de un gran coeficiente de rozamiento entre ambos elementos. Para cono hembra y cuña uniforme, se pueden anclar como máximo 3 alambres y, para cono hembra o cuña deformable, más de 3 alambres.

Y otro, es el sistema en que la cuña es exterior al alambre o barra que se ancla, quedando en contacto con el cono hembra. Aquí, la cuña debe vencer el rozamiento de la misma sobre el cono hembra, para poder ser arrastrada por el alambre central. La cuña tiene un dentado en su superficie de contacto para lograr el anclaje de contacto para lograr el anclaje de éste a la cuña. En este sistema se puede anclar un solo alambre por cuña, pudiéndose modificar el número de anclajes colocando sobre la placa de apoyo. En ambos sistemas se pueden anclar cables de 9 y 28 mm. El deslizamiento que se puede producir en este método significa, reducción del esfuerzo de tesado; esto se puede compensar con una sobre-tensión.

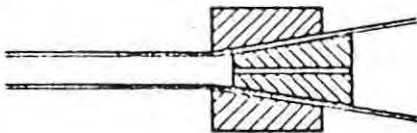
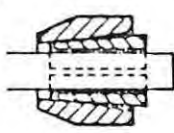
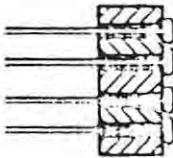
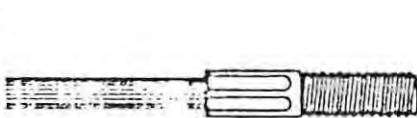
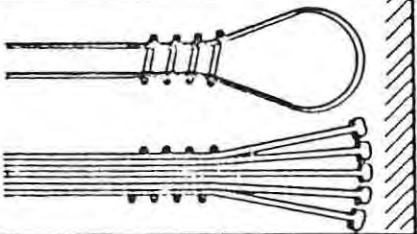
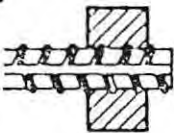
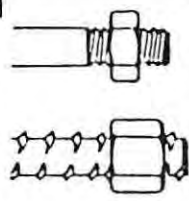
TIPO ARMADURA	ANCLAJE		
	ALAMBRE	CORDON	BARRA
CUÑA	A 		E 
REMACHE	B 	/	
EXTRUSION MECANICO	C 		
PASIVO	D 		G 
ROSCA	/		H 

FIG. 63: DIFERENTES SISTEMAS DE ANCLAJE
a) Por Adherencia, b) Por Medios Mecánicos.

4.2.2.3.2. EMPALME DE ARMADURAS

Los empalmes para armaduras de pretensado son elementos, de formas diversas dependiendo del tipo de armadura, diámetro y propósito requerido. Los más usados son los empalmes mediante cuñas, los empalmes de manguitos roscados, los empalmes por soldadura normal o fuerte y los empalmes de grapas.

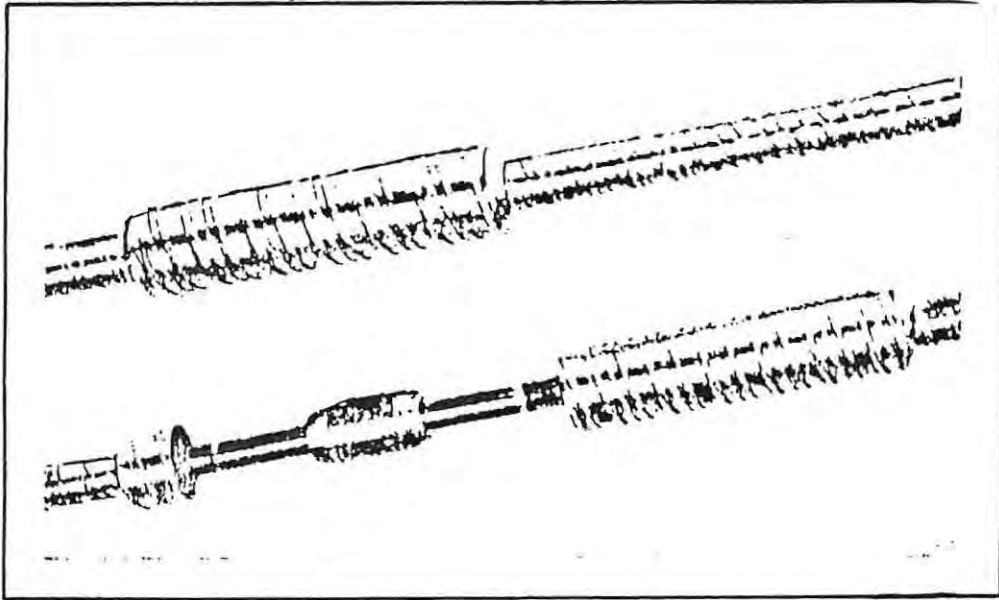
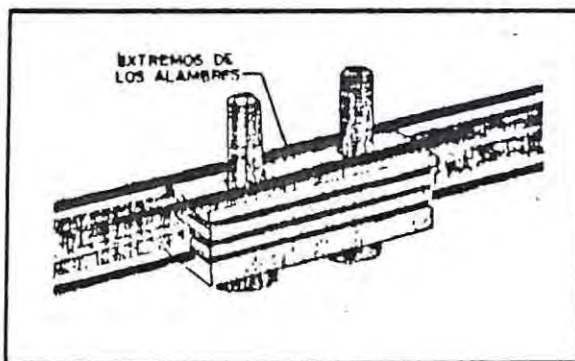
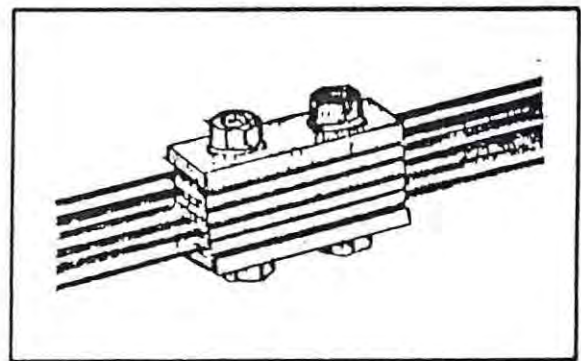


FIG. 64: EMPALME DE MANGUITO PARA BARRAS DE 26mm DE ACERO St 105.



Durante el montaje



Terminado el montaje

FIG. 64: EMPALME DE GRAPAS KKA PARA 10 ALAMBRES SIGMA OVAL 40

Sin embargo, en la mayoría de estos tipos de anclaje y empalme, la resistencia a la fatiga del acero de pretensar, se reduce, cuando la sollicitación es oscilante. Las causas son diversas, si se utilizan roscas, por ejemplo, se tiene un efecto de entalladura perjudicial; en el caso de las cuñas, manguitos estirados y similares, la existencia de presión transversal ligada al efecto de entalladura perjudicial y, en los bucles, los problemas de flexión ligados a la presión transversal.

En las estructuras de Hormigón Pretensado no tiene vital importancia la reducción de la resistencia a la fatiga en los puntos de anclaje, ya que a consecuencia de la unión entre los cables y el hormigón circundante, no se producen variaciones de la tensión en estos lugares, a no ser que se trate de piezas que trabajan a tracción pura.

Para el caso de elementos normales, conseguido del 50% al 75% de su resistencia final, el elemento puede izarse y moverse sin problema alguno.

Cuando los elementos son muy frágiles el calculista puede exigir un 100% de su resistencia final para poder izar y mover.

4.3. FABRICAS DE PRETENSADO CHILENAS VISITADAS

4.3.1. LOSAPRET S.A.

4.3.1.1. ANTECEDENTES DE LA FABRICA

Dirección Matriz: Rinconada de Nos Parcela N°10 San Bernardo
Casilla de Correos N°313
Fonos: 8572456/8571924 Fax: 8573231

Representante Legal: Carlos Fabián Zygiel Lemelson
Ingeniero Civil.

Giro: Estructuras de Hormigón Industrializado, Premoldeadas,
Pre y Postensadas. Servicios de Post –Tensado a clientes.

Producción Anual: En la Primera Etapa: 18.000 m3.
En la Segunda Etapa: 30.000 m3.

Infraestructura Fija:

Una Maestranza completa Metal Mecánica.

Un galpón totalmente Premoldeado de 150 mt. de longitud,
por 20 mt. de luz con separación de Pilares a 10 mt.

Existen ocho Pistas de Producción.

Un Laboratorio completo, con Banco de Prueba de Ensayo.

4.3.1.2. PROCESO DE FABRICACION

Se reconoce en este Proceso un ciclo de Producción de elementos en Hormigón Pretensado definido por las etapas secuenciales siguientes.

1. Preparado de los Bancos de Producción
2. Bancos de Tesado.
3. Dosificación.
4. Máquina Moldeadora Ambulante
5. Curado.
6. Destensado.
7. Dimensionamiento.
8. Retiro de los Elementos Dimensionados



A continuación se presenta el desarrollo del Proceso constructivo en fábrica del elemento estructural: Losa Hueca Pretensada.

1. Preparado de los Bancos de Fabricación

Los Bancos de Fabricación consisten en pistas metálicas, en este caso 8, de una longitud de 120 mts. de los que 100 mts. son destinados a producción, un ancho de 1,00 mt. y una pendiente de un 1%.

La etapa de preparación de los bancos o pistas, requiere de la concreción de las siguientes instancias:

- a. Limpiado de bancos. (con espátula o pala)
- b. Escobillado de pistas (con escobilla de acero).
- c. Retiro de restos.
- d. Traslado de restos en carretilla a cementerio de escombros.
- e. Lavado de pistas (con agua)
- f. Colocación de desmoldante (Petróleo con Aceite, 17/3).



FOTO 1: PREPARACIÓN DE BANCOS PARA PRODUCCIÓN DE LOSAS HUECAS PRETENSADAS.

2. Bancos de Tesado

Conforme a requerimientos de proyecto y resistencia a la que serán solicitados los elementos a fabricar, en este caso losas huecas pretensadas, se determina: cantidad, diámetro y calidad de los cables. Los alambres utilizados son de origen extranjero, transportado en rollos o torrones de diámetros variables y de alta resistencia, al momento de la visita los cables empleados eran de origen norteamericano y trenzados de siete hilos.

- Los cables son desenrollados y extendidos sobre el banco de producción, con la intervención de tres o cuatro operarios
- En los extremos de cada banco se hallan unos bloques de anclaje en placas de acero, donde se anclan los cables mediante cuñas. En uno de los extremos se anclan los cables por presión y en el otro, se tensan; midiéndose la Fuerza de Tesado y el Alargamiento del cable



Guías que fijan la posición vertical e inmovilizan los cables.

Bloque de anclaje donde son sostenidos o anclados los cables para luego ser tesados desde el otro extremo del banco.

FOTO 2: EXTREMO DEL BANCO, BLOQUE DE ANCLAJE.



FOTO 3: EXTENSIÓN DE LOS CABLES SOBRE EL BANCO DE PRODUCCIÓN, POSTERIOR A LA COLOCACIÓN DE LOS CABLES EN EL BLOQUE DE ANCLAJE.

- Para la operación de tesado, se requiere de dos a tres operarios, uno en la manipulación de la máquina de tesado y uno o dos en los cables, manipulando el gato.



FOTO 4: CABEZAL DESDE DONDE SE REALIZA EL TESADO.

- Se tensarán los cables en este caso, compuesto de 7 hilos y un peso de 1200 grs./ml, a 280 kg/m², en dos intentos; el primero a 100 kg/m² y el segundo a 180 kg/m² indicados en el manómetro.
- Se permite un alargamiento máximo de 6 cm. en 100 mt. y la retracción de los hilos no debe ser superior a 1 cm.



FOTO 5: MÁQUINA DE TESADO COMPUESTA POR GATO HIDRÁULICO Y MANÓMETRO.

3. Dosificación

La Fábrica cuenta con una Planta dosificadora, desde donde un operador, en la sala de control de la planta, programa la dosificación ocupándose de tarar correctamente cada uno de los componentes, valiéndose de equipos electrónicos computarizados, esto conforme a especificaciones de cálculo del cliente o bien del equipo profesional de la fábrica.

1. Los diferentes áridos se encuentran seleccionados por tamaño en el acopio tipo estrella, desde donde son arrastrados y conducidos por una compuerta hacia el lugar donde son pesados uno a uno y en proporción 1:5, 370 de cemento por 1800 de arena, esta lleva incorporado un 20% de gravilla.
2. La dosificación es llevada a cabo desde una sala de control dirigida por un operario idóneo, valiéndose de equipos electrónicos computarizados.
3. Una vez dosificada la cantidad de arena y cemento, estos materiales son entregados a un elevador que los deposita a su vez en una mezcladora de eje vertical giratorio.
4. El cemento se extrae del silo, ubicado a un costado del acopio, es pesado para luego ser agregado a la mezcladora.
5. La cantidad de agua que se le incorpore a la mezcla, va a depender de las condiciones de la arena y gravilla y va introduciéndola el operario conforme exigencias de cálculo, la misma mezcladora desde el disco giratorio va incorporando el agua programada.
6. Transcurridos cuatro minutos de amasado se abre el registro de la mezcladora para verificar la plasticidad de la mezcla y si requiere o no de más cantidad de agua.



FOTO 6: ESTRELLA DE ACOPIO



FOTO 7: PLANTA DOSIFICADORA.

7. Efectuada la dosificación, la mezcla es vaciada por una escotilla, que se encuentra levemente desplazada del eje de la base de la mezcladora, cayendo por gravedad a un capacho que es carga de un camión que le transporta a las cercanías del banco de producción, para ser mediante la grúa deslizante depositado en la máquina moldeadora.



FOTO 8: VACIADO DEL MATERIAL AL CAPACHO PARA SER TRANSPORTADO A LA MÁQUINA MOLDEADORA.



FOTO 9: SALA DE CONTROL DEDOSIFICACIÓN



FOTO 10: VERIFICACIÓN DE PLASTICIDAD DE LA MEZCLA.

4. Máquina Moldeadora Ambulante

Se da en este momento, el ciclo de transporte del Hormigón, desde la máquina Dosificadora a la Moldeadora, que procederá a iniciar el hormigonado o producción del elemento.

CICLO DE TRANSPORTE

Planta Dosificadora – Máquina Moldeadora Ambulante

1. Una vez que el capacho que transporta el camión ha sido llenado, este- el camión- se ubica a un costado de las pistas de producción, desde donde el capacho es enganchado al puente grúa- que soporta un peso de 10 ton.- y trasladado a la máquina moldeadora para ser vaciado y concretar la producción.
2. El camión se dirige nuevamente a la Planta dosificadora con un segundo capacho desocupado y repite la operación.
3. El primer capacho es retirado de la máquina moldeadora ambulante, mediante el puente grúa, el cual es manejado a control remotoeléctrico manual, y en su lugar es instalado el segundo capacho.
4. Este ciclo se repite hasta completar en forma ininterrumpida el producto.



**FOTO 11: HORMIGONADO
LOSA MEDIANTE MÁQUINA
MOLDEADORA**



**FOTO 12: TRASLADO DEL HORMIGON
DESDE EL CAMION, MEDIANTE
PUENTE GRÚA DESLIZANTE.**

Antes de iniciar el ciclo de pretensado y posterior hormigonado, la máquina debe ser calibrada, tanto en altura, variable de 14 a 24cm. y la cantidad de cables a emplear, con una tolerancia máxima de 29 cables en el piso y 8 en la parte superior.

- a. Una vez que la pista está preparada con el desmoldante se instala la máquina moldeadora con ayuda del puente grúa, la que se desplaza por sobre los rieles metálicos.
- b. La máquina es cargada por su parte superior con capacho que contiene el hormigón.
- c. Tirada por un huinche que regula la velocidad de avance (2m/minuto) la máquina va arrojando el hormigón a la vez que va moldeando y a través de vibraciones, compacta el elemento.
- d. La máquina, cuenta en un extremo con unas guías que aseguran el alineamiento vertical y horizontal de los cables. Y en su otro extremo, cuenta con una flauta que irriga por goteo, una vez compactado el hormigón.
- e. La máquina, vibra el hormigón en tres etapas, primero en el piso de la losa, segundo, en el nervio y tercero en el techo de esta, la losa.
- f. Conforme avanza la máquina moldeando el elemento, es, o rasgada su superficie con la intención de crear rugosidad para recibir una sobrelosa, o bien, sólo pulida si así se requiere.
- g. Se consigue un rendimiento, con tres operarios trabajando, de 300m²/día, que comparado con la losa tradicional es muy superior.



FOTO 13: DETALLE MAQUINA MOLDEADORA (hucinche y guías)



FOTO 13: DESLIZAMIENTO MAQUINA MOLDEADORA



FOTO 14: ACABADO SUPERFICIE DEL ELEMENTO

5. Curado del Hormigón

El hormigón suele ser curado con vapor, para ello se cubre la pieza, sea losa o viga u otro elemento, con plásticos y se introduce el vapor generado por una caldera instalada en la planta, 60° aproximadamente, en un transcurso de 9 a 10 horas, de manera de acelerar su endurecimiento esperando que al cabo de 18 a 20 horas haya alcanzado la resistencia para mantener por adherencia la fuerza de tensado que hasta este momento la resiste el cabezal de tesado.

Se ensayan, en laboratorio las resistencias de edad del hormigón, de tal forma de controlar el logro de las resistencias requeridas. En días muy calurosos se colocan paños de arpillera humedecidos para mantener la hidratación necesaria.

6. Destensado

Para transmitir la fuerza de pretensado al Hormigón, se cortan los alambres, con tenazas o sopletes, junto a los anclajes, para ello debe comenzarse por los alambres interiores, cortando por último los exteriores.

El tiempo mínimo de destense es de 3 días. La resistencia que alcanza la losa a esta edad es de 350 Kg/cm² y a los 5 días de 500 kg/cm².

7. Dimensionamiento

Conforme a pedido, una vez destensadas las piezas, son dimensionadas, cortándose con una máquina que posee un disco diamantado, de 80cm de diámetro, y que al momento de cortar refrigera con agua.



FOTO 15: DIMENSIONAMIENTO DE LAS PIEZAS

8. Retiro de los elementos dimensionados

Las losas dimensionadas son retiradas, mediante izaje, ejecutado por el puente grúa, hasta el camión que las despacha a obra, o almacenadas en la misma planta, con las rigurosidades correspondientes.



FOTO 16: RETIRO DEL ELEMENTO DE LA PISTA, MEDIANTE EL IZAJE

4.3.2. PRETESA S.A.

4.3.2.1. ANTECEDENTES DE LA FABRICA

Dirección Matriz.: Avenida Ferrocarril, Cerrillos, Santiago
Fonos: 6399329 Fax: 2234391

Gerente General: Enrique Delgeón M.

Giro: Estructuras de Hormigón Industrializado,
Pre y Postensados.

Infraestructura Fija:

Una Maestranza Completa Metal Mecánica

Dos Marcos Metálicos deslizables en los que se hayan
dos Puentes Grúas de 45 y 35 T.

Seis Pistas de Producción, tres de 105m y 3 de 85m.

Un Laboratorio Completo, con Banco de Prueba de Ensayo

4.3.2.2. PROCESO DE FABRICACION CON MOLDAJES



El Ciclo de Producción con encofrados o moldajes, lo componen etapas muy similares al Proceso descrito anteriormente, sólo que aquí, en los bancos de tesado se disponen los moldajes, que otorgará la forma al producto.

1. Preparación de los Moldajes
2. Colocación de las Armaduras pasivas y Activas
3. Tesado de los cables de pretensado
4. Hormigonado
5. Curado
6. Destensado y Corte de cables
7. Desmoldaje de piezas

Se presenta a continuación, el desarrollo de estas etapas que definen el elemento pretensado, sean vigas, viguetas, pilares y otros.

1. Preparación de los Moldajes

Los moldajes empleados en la fabricación de estos elementos, son metálicos en base a módulos. Se disponen sobre los bancos de tesado, con la instalación de los respectivos separadores en longitudes requeridas

2. Colocación de armaduras Pasivas y Activas

Primero, se instala la armadura pasiva generalmente siguiendo la forma del molde, para el caso de fabricación de vigas, se emplea una armadura principal en U, a modo de malla.



FOTO 18: MOLDAJE VIGUETA



La Armadura activa, los cables de pretensado, son instalados con unas placas separadoras, que cumplen la función de mantener el cable en su correcta posición.

Entre el cabezal de tesado y el elemento a fabricar, existe una guía metálica, para mantener el cable en su posición, y no afecte lo que pudiera pasar en el extremo del elemento.

3. Tesado de los cables

Existen dos parámetros para saber si la presión efectiva de los cables es la correcta.

El Gato Hidráulico, con el que se estira el cable, tiene un manómetro que indica la presión de Aceite en el sistema, da el Pci, pero no dice las toneladas de tiraje.

Se supone, que el calculista, habla de una tensión en Toneladas. Se consideran, para estos efectos, dos recursos:

- 1º Mediante un anillo de contrastación, el que está asociado a una carga. Según una Tabla establecida, cuando el anillo o reloj marca 100 divisiones significa que está tirando 50T.

Es decir, este anillo asocia la presión en el gato a una carga equivalente.



FOTO 20: DETALLE, EXTREMOS DE LOS ELEMENTOS

- 2º El segundo parámetro de verificación, es por la elongación del cable. Por cálculo se tiene, el coeficiente de roce del cable, más el porcentaje de roce de la cuña. Finalmente, se concluye que el alambre puede elongarse 30 o 40cm.

El Procedimiento de tensar se lleva acabo en dos etapas: aplicando, primeramente, una precarga y luego, una carga final.

Se precarga el gato a un 30% de la carga final, se realiza en el cable una rayita y, vuelve a tensarse hasta conseguir, la resistencia requerida. Admitiéndose un margen de error relativo al 5% de elongación y de Presión Pci en el gato.

Otro factor que influye en la Tensión del elemento es la Postura de los planos, pues el elemento está calculado, con una contraflecha, la que bajará, un tanto por ciento por peso propio, cuando los cables se corten, otro, cuando se monte en obray, otro tanto, cuando se coloque la sobrelosa.



FOTO.21: DETALLE SEPARACION DE LOS ELEMENTOS



FOTO.22: DETALLE CABEZAL DE ANCLAJE

5. Hormigonado

La calidad depende del calculista y la cantidad de cables también, los cables. Por lo menos el Hormigón debe tener la resistencia que le permita soportar las cargas de tensión

En la Planta el Hormigón lo consiguen 'in situ', o vía Premix.

5. Curado

Se acelera el fraguado del Hormigón mediante vapor, otorgado por debajo de los moldes, mediante tubos o mediante mangueras colocadas por los costados. Se deja en las noches, de 12 a 18 horas.

La idea de acelerar el fraguado es 'Conseguir Resistencia a temprana edad'

6. Destensado y corte de los cables

Una vez, verificado la resistencia alcanzada por el Hormigón, mediante ensayos. Puede comenzar la operación de destense. Los tornillos del cabezal se giran por presión. Por presión la cuña se levanta, si no se ayuda con gatos. La tensión de los cables disminuye de un 30 a un 40%.

La idea es traspasar los esfuerzos que está soportando el cabezal, a los extremos de la pieza.

Con este Procedimiento pueden presentarse dos inconvenientes: uno es que el cable encoja por la poca adherencia conseguida y otra que la presión traspasada a los extremos del elemento lo flecte y rompa.



FOTO 23: VISTA VIGA EN SECCION

El corte de los cables se ejecuta sea con soplete o tenazas, razón por la cual se deja una separación considerable 30 ó 40 cm entre piezas, y que por razón propias de los esfuerzos de pretensado no podrían ser inferiores



FOTO 24: VISTA LATERAL VIGA PRETENSADA

7. Desmolde de las Piezas

De levantan, mediante ganchos de izaje, se acopian o bien se despachan al lugar de la obra donde serán montados.

CAPITULO 5

EL HORMIGON PRETENSADO: DISEÑO ARQUITECTONICO

EL HORMIGON PRETENSADO: DISEÑO ARQUITECTONOCO

5.1. PRESENTACION REALIZACIONES INTERNACIONALES

5.1.1 CASO 1: CONSTRUCCIONES DE NAVES Y EDIFICIOS INDUSTRIALES.

Generalidades

El sistema de Construcción industrializada es utilizado en Arquitectura, en la ejecución de estructuras de colegios y edificios industriales.

Los tipos de naves son diversos dependiendo de la luz máxima a cubrir. El sistema que estudiaremos es el correspondiente al presentado en la IX Asamblea de la Asociación Técnica Española Del Pretensado, referido al Sistema denominado serie INDUS, fabricado en Hormigón pretensado y destinado con preferencia a naves de hasta 30 m de luz.

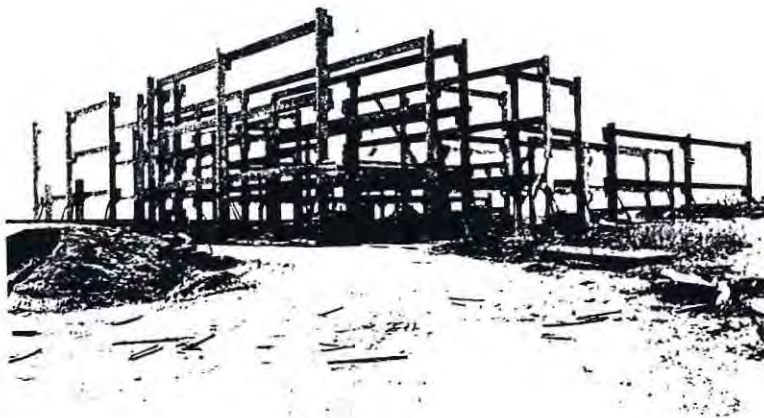


FIG. 65: ESQUELETO SISTEMA ESTRUCTURAL

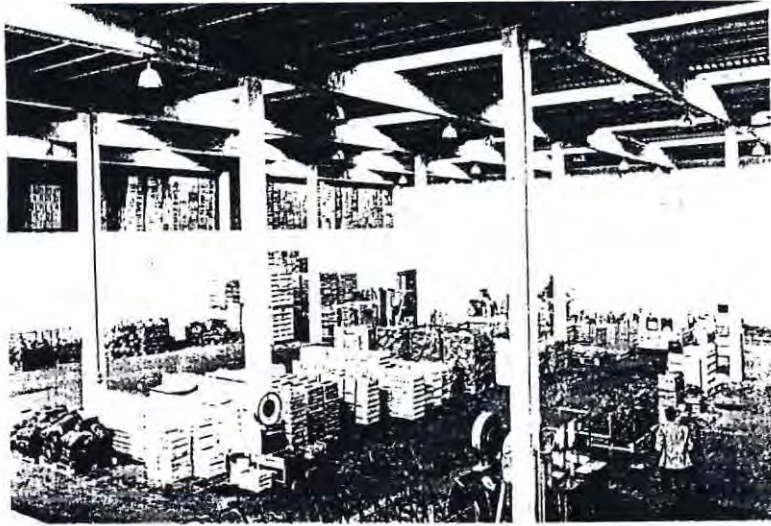


FIG. 66: VISTA INTERIOR BODEGA DE ALMACENAJE

Los elementos que le conforman son: pilares, vigas de inercia variable y vigas de inercia constante y correas.

En el caso de edificios escolares e industriales, además de los soportes y vigas citados, el sistema se completa con paneles TT. En ambos casos y ya como elementos secundarios, se prefabrican también los paneles de cerramiento.



FIG.67: VISTA CERRAMIENTO EDIFICIO INDUSTRIAL

Conforme a las necesidades de proyecto, la longitud de los soportes puede elegirse a voluntad. Asimismo, su armado es variable según las solicitaciones a las que está sometido.

Se fabrican con secciones de forma rectangular o en H

Los primeros están indicados en la carrera común de naves múltiples y en carreras de fachada con cerramiento a paño con sus caras.

En una de ellas es posible la disposición de tantas ménsulas como se desee, en número y en posición, mientras que en la opuesta sólo es posible la existencia de una a igual o distinto nivel que las anteriores. Así es factible la disposición de uno o más puentes grúas, el apoyo de vigas en muchas ménsulas, la construcción de naves gemelas a distinta cota, naves de distinta altura y otras.

Los pilares de sección H se caracterizan por:

- 1º Disponer en sus caras laterales de dos escotaduras a fin de encastrar en ellas los cerramientos, sean prefabricados o "in situ".
- 2º Llevar en su cabeza un rebaje para apoyo de las jácenas, rebaje que puede verse, en la coronación del pie derecho.
- 3º Presentar una cara vista a fachada perfectamente terminada. En la fotografía, se aprecia el encastramiento del cerramiento en el soporte y la cara vista perfectamente acabada.

En su cara interior pueden disponer de una o más ménsulas a la cota que se desee y, de este modo, es posible la existencia de uno o más puentes grúa, el apoyo de elementos intermedios y otros.

Las vigas de inercia variable, Vigas I.V. o INDUS, tienen una pendiente de sólo 5%, esta puede incrementarse con la adición de enanos en apoyos de correas.

La sección central es doble I, sección que en apoyos y para incrementar la contribución a cortante se transforma a través de una

zona intermedia de transición, en sección rectangular. Se fabrican en secciones que van de los 12 a 30 m de luz.

Longitudinalmente disponen de cordones de 172" como armaduras activas de barras porta estribos y piel en armadura pasiva.

Existe también una versión de sección T con la que sólo es posible llegar a los 21 m de luz, pero que simplifica el molde y su fabricación, al no necesitar apertura en la fase de extracción.

En la cobertura de naves con pendiente única y en vigas carrileras se emplean Jácenas de Sección Trapecial, prefabricadas en Hormigón Pretensado, denominadas vigas P.F.

Pueden disponerse como isostáticas y también en continuidad para lo cual se funde en obra la parte superior de la viga correspondiente a la zona de momentos negativos.

Van armadas longitudinalmente con cordones de 1/2" y con barras porta estribos. La armadura transversal se obtiene de una malla electrosoldada, proveniente de rollos convenientemente cortada y doblada.

Con separaciones entre pórticos de hasta 6 m y con placas de fibrocemento normales, las Correas tienen sección rectangular a fin de facilitar su fabricación.

En interejes de pórticos superiores, 10 a 12 m. y, con placas de fibrocemento de gran luz, tipo escalonada, las correas tienen sección en T. Sus armaduras activas son también cordones de 1/2".

Los Cerramientos, pueden constituirse "in situ" con bloques de hormigón, cerámicos o bien industrialmente con paneles prefabricados de sección en U o TT. Los nervios vistos hacia el exterior y el juego de sombras dan lugar a paramentos de gran efecto plástico, como puede observarse en la fotografía.

Respecto a las uniones entre elementos, existe un gran número de soluciones sancionadas por la experiencia.

De entre ellas se han preferido las recomendadas por el Instituto Norteamericano del Hormigón Pretensado.

Las uniones más características en la construcción de naves son:

1. Unión Zapata – Pilar
2. Unión Pilar – Jácena
3. Unión Pilar – Viga Carrilera
4. Unión Jácena – Correa

1. La Unión Zapata – Pilar

Dado que en la mayoría de los casos es necesario transmitir a la cimentación fuertes momentos se resuelve mediante empotramiento, con la unión Tipo CB-5.

En esencia consiste en alojar el soporte en un cajetín previsto en la zapata con relleno posterior de Hormigón.

Se han realizado otras uniones cuando no es posible la formación del cajetín, por ejemplo en pilares sobre coronación de muros. En tales casos el enlace se resuelve con armaduras salientes, tipo CB-4, o también con angulares soldados, tipo CB-2.

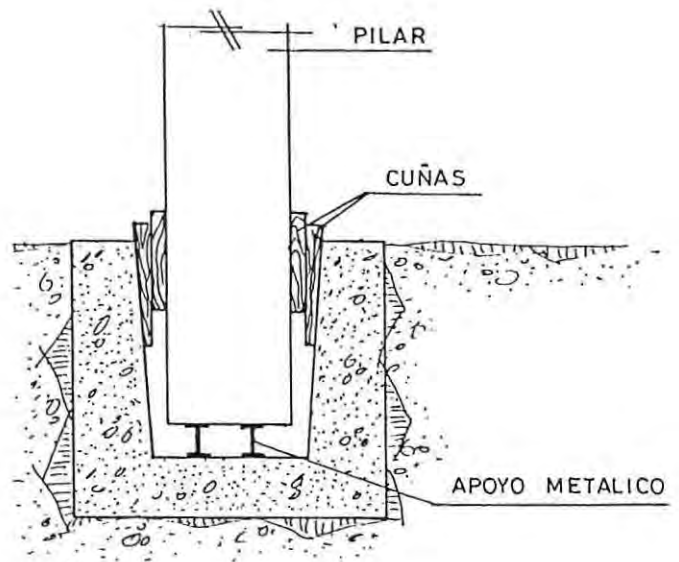
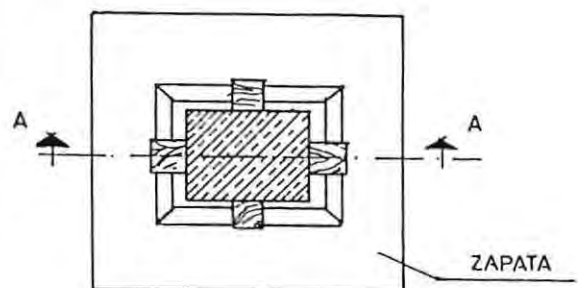


FIG.68: UNION ZAPATA- PILAR

PLANTA



2. Unión Pilar – Jácena

Se prevé una escotadura para alojamiento de las jácenas y la colocación de Hormigón "in situ" en el hueco existente entre ellas y las vigas riostras. Se garantiza así un mejor comportamiento frente a las acciones horizontales.

En el caso de pilares H la unión incluye también el atado con el cerramiento de paneles prefabricados o con el zuncho correspondiente al cierre.

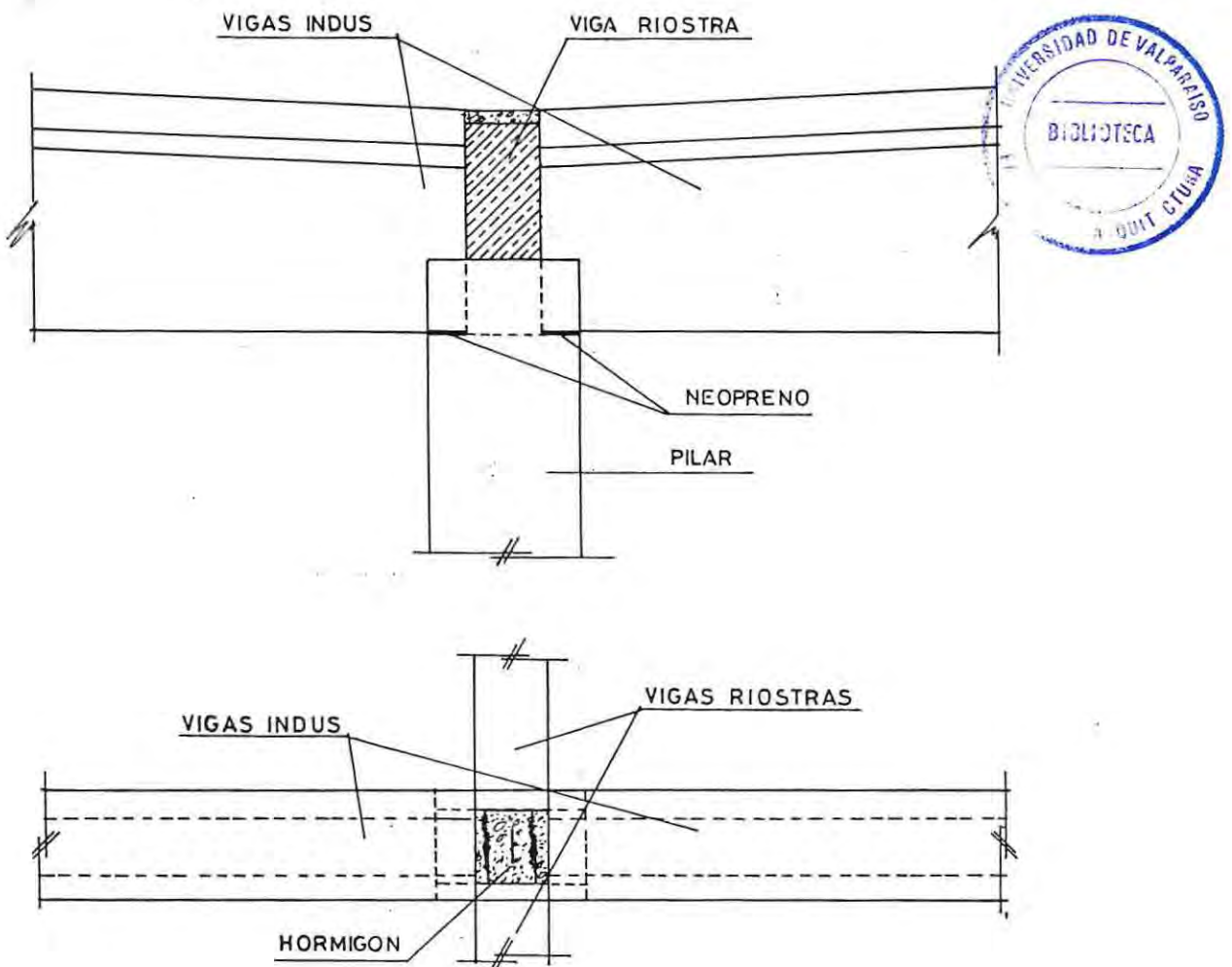


FIG. 69: UNION PILAR - JACENA

3. Unión Pilar – Viga Carrilera

Es la correspondiente al enlace entre vigas continuas en la que se incluyen armaduras de unión al pilar a fin de absorber empujes horizontales.

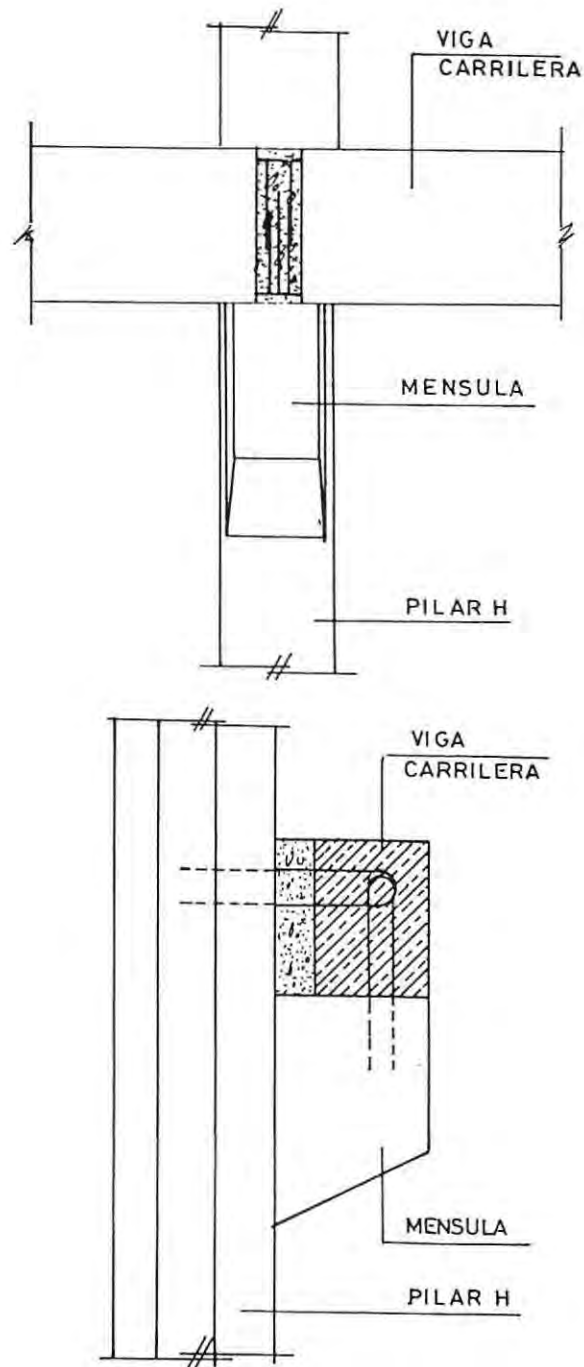


FIG.70: UNION PILAR – VIGA CARRILERA

4. Unión Jácena – Correa

Se adopta una solución con empalmes por solapo dentro del ancho de la viga.

Dicha unión y la disposición en continuidad de las correas permite la consideración de la cubierta a modo de viga Vierendel y su contribución frente a empujes horizontales.

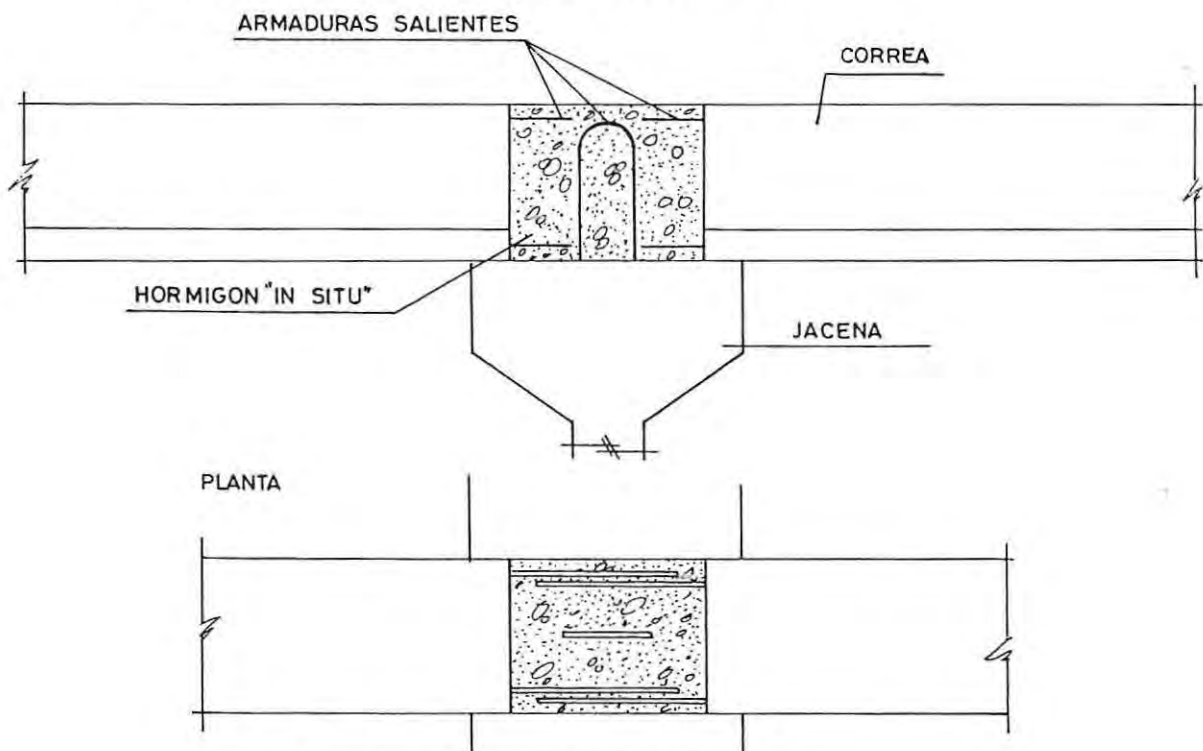


FIG.71: UNION JACENA- CORREA

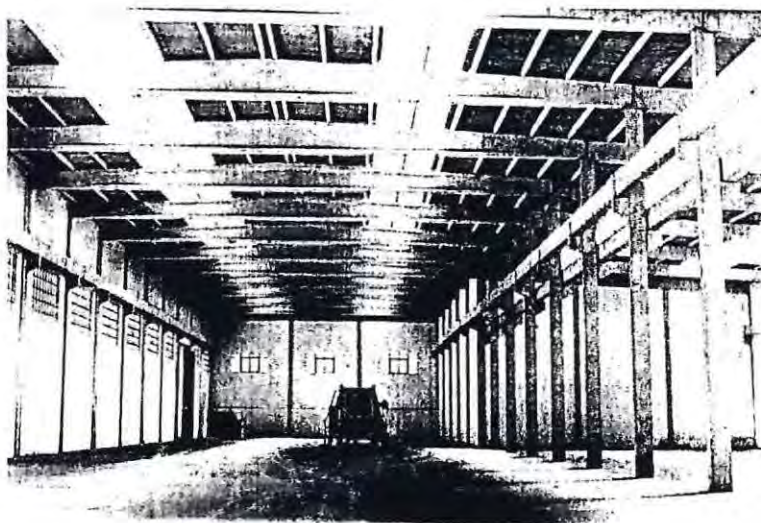


FIG. 72: APLICACIÓN DEL SISTEMA

La Puesta en Obra de los Pilares se realiza a través del gancho de elevación existente en la cabeza, en el caso de pilares de poca esbeltez y también por ganchos adicionales intermedios con pilares esbeltos.

El pie derecho se sitúa dentro del cajetín, apoyado sobre un casquillo que garantice separación del fondo y su posterior envuelta en hormigón.

La nivelación se consigue por apeado a través de puntales telescópicos para proceder seguidamente al acuñado.

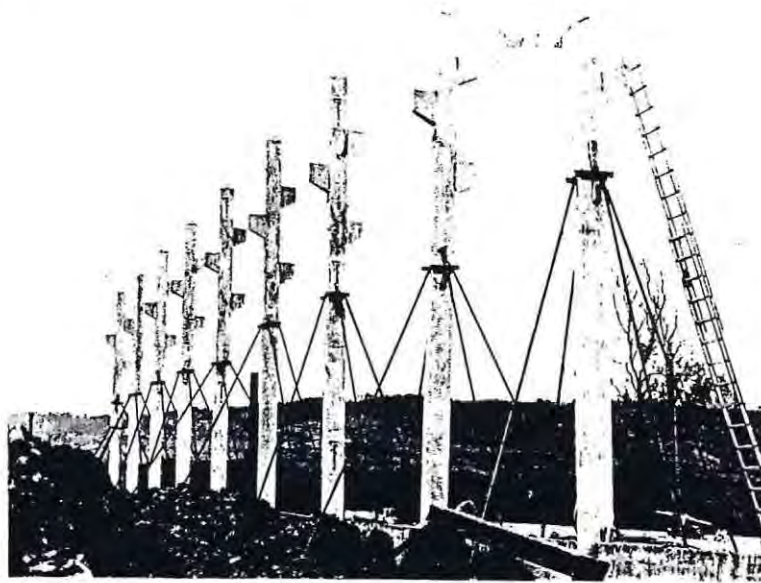


FIG. 73: MONTAJE DE PILARES

Finalmente se hormigona el hueco existente entre zapata y pilar.

La flexibilidad de los pilares largos, o que soportan varios elementos, obliga en ocasiones a más de un aplomado por lo que el hormigonado de la base no debe hacerse hasta finalizado el montaje.

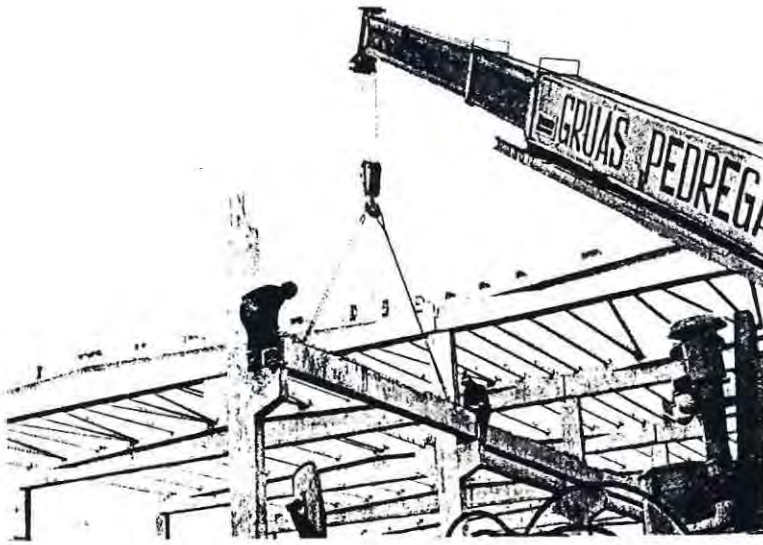


FIG. 74: MONTAJE DE JACENAS

En la Puesta en Obra de las Jácenas, las vigas y en general los elementos horizontales, se elevan a través de ganchos de elevación bien directamente en el caso de piezas cortas o con la ayuda de balancines cuando la longitud de estas es elevada.

De acuerdo con la cabeza del pilar, la viga puede enhebrarse a través de tubos cameros existentes en ella a armaduras salientes de aquél o alojarse en escotaduras o soldarse a placas dispuestas a tal efecto.

De existir una unión hormigonada en obra, se procede previamente al solapo, ferrallado de zonas de momentos negativos o soldadura de la unión.

Lo mismo puede decirse de los restantes elementos horizontales que por la simpleza de montaje y puesta en obra, no merecen más comentario.

El sistema no presenta grandes novedades, pero sirve como ejemplo de las posibilidades del Hormigón Pretensado en la Construcción Industrial.

5.1.2. CASO 2: EDIFICIO DE EXPOSICION PARA
 “UTANDE SUMINISTROS TECNICOS”
 Domingo Tabuyo, Dr. Arquitecto.

Generalidades

El proyecto a analizar, forma parte de un conjunto de edificaciones pensadas para la concentración de diferentes actividades de la firma “utande Suministros Técnicos”, dedicada a la construcción de mobiliario de oficinas, técnico, de hogar y distribución de todo tipo de material auxiliar en las ramas de arquitectura, Ingeniería, Topografía, Fotografía y otras. Se proyectan en un solar de 17.000,00 m² situado a 10 Km. De La Coruña con frente a la Carretera N- VI y a la de Armuño a Lubre.



FIG. 75: VISTA PRINCIPAL DEL EDIFICIO

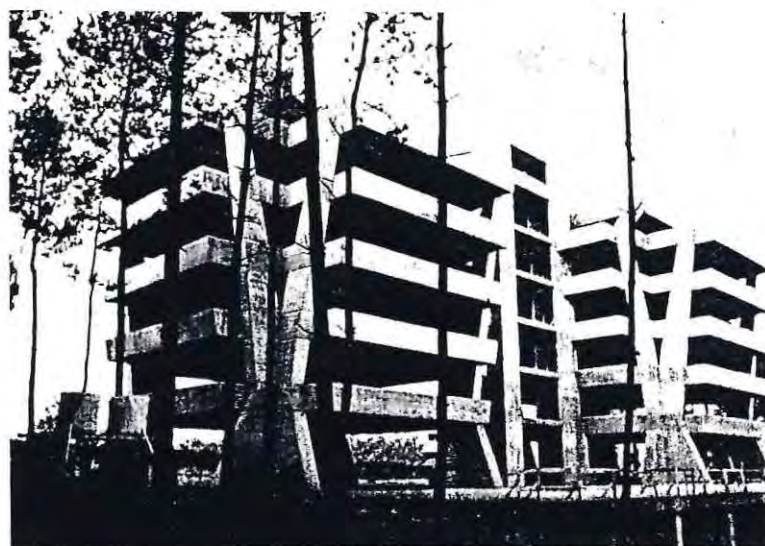


FIG. 76: VISTA POSTERIOR DEL EDIFICIO

El tiene un considerable desnivel entre ambas carreteras, circunstancia aprovechada para que las naves que se iban a proyectar, no se acusasen desde la Carretera N-VI.

El conjunto se dividió en dos partes:

- a. Zona de fabricación y almacenes con acceso por la carretera posterior de Armuño a Lubre.
- b. Zona de exposición y oficinas con frente a la Carretera N-VI.

La zona de fabricación se dispone en una serie de naves escalonadas, con desniveles entre ellas del orden de 4,00 m y comunicadas interiormente entre sí.

La diferencia de nivel entre la cota 0,00 del edificio principal y las naves es de 7,00 m, circunstancia que se aprovechó para crear dos semisótanos, respecto de la rasante de la carretera N-VI y que se comunican con el edificio principal por medio de un núcleo vertical de escalera, montamuebles y ascensor.

Edificio Principal

El propietario, Julio Jorge Utande, a la hora de proyectar dejó completa libertad de expresión, sin el menor condicionamiento, tanto en las formas plásticas como en el planteamiento general de la edificación, funcionalidad, distribución, materiales y otros.

Ante tal consideración, pensaron en el conjunto de obras a realizar y se inclinaron por el concepto, que dentro de su funcionalidad y plástica, tuviera un carácter propio y expresivo.

Planteamientos Previos.

1. Máxima y total diafanidad de plantas, que permitiese una total flexibilidad de distribución en oficinas y plantas de exposición.

2. Ocupación del mínimo espacio de suelo, en planta baja, puesto que se pretendía dejar ésta diáfana, excepto el vestíbulo de acceso y comunicaciones verticales.
3. Gran representatividad para la firma.
4. Estructura de Hormigón visto tanto interior como exteriormente.

Con estas consideraciones previas, surge la idea inicial que permaneció invariable hasta su ejecución real y es la presentada a continuación

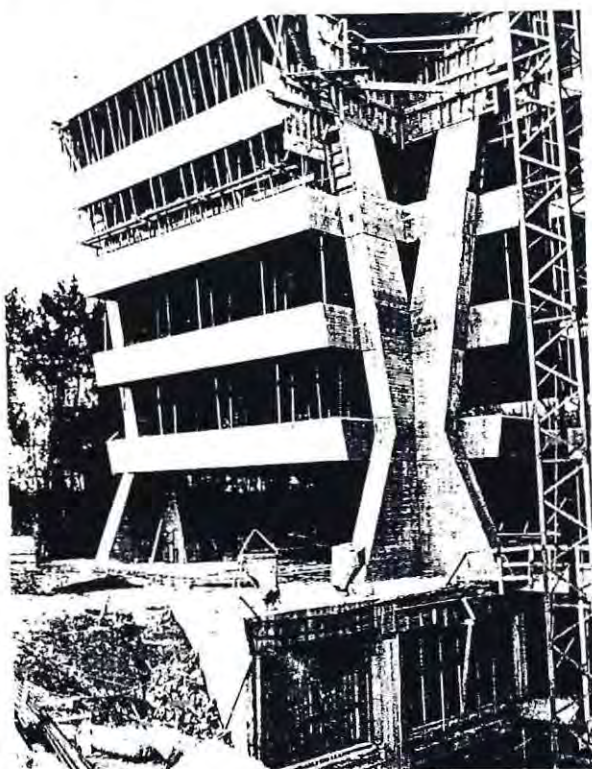


FIG.77: VISTA DE UNO DE LOS PILARES DEL EDIFICIO

Se plantean dos bloques simétricos respecto del núcleo de comunicaciones, escalera, ascensores y vestíbulo de plantas, que están desfasados respecto de la línea de edificación de O.P., que no es perpendicular a los linderos del terreno, para adaptarse a la misma.

Dos bloques con una planta de 13 x 13 a eje de pilares y cuatro únicos pilares en las esquinas, con una sección cruciforme de 5 x 5 x 0,75 m. en planta baja, que se reducen en planta primera hasta 2 x 2 x 0,75 m. en planta de cruz disimétrica.

Las plantas superiores crecen en superficie, en dimensiones, hasta la 5ª planta y los cuatro pilares de planta baja se van desdoblado en dos en cada planta, inclinados en el plano perpendicular a la fachada correspondiente. La inclinación de estos pilares es de $1/4,25$ no existiendo ningún otro elemento de sustentación vertical, excepto en el núcleo de comunicación vertical, muros de ascensores y dos pilares para apoyo de la escalera que se proyecta en voladizo hacia el exterior en sus tramos inclinados.

Cada planta a su vez vuela 1,5 m. sobre la cara exterior de cada pilar inclinado.

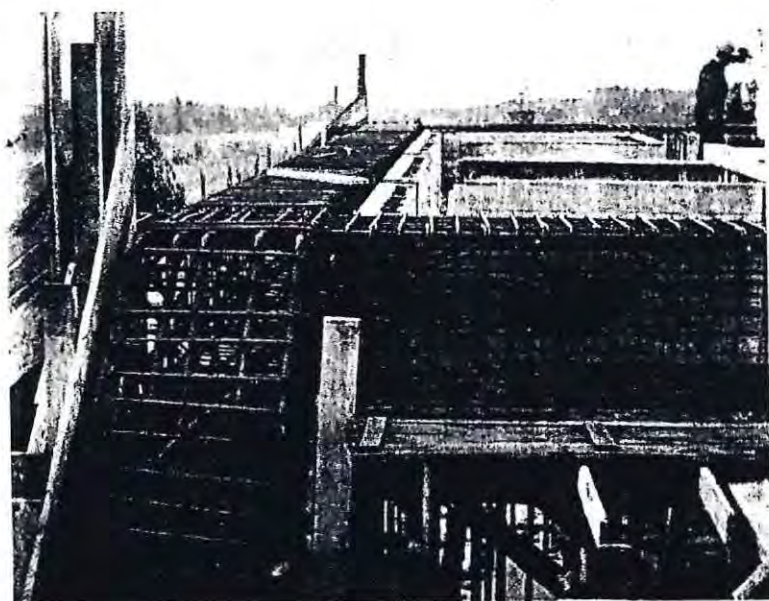
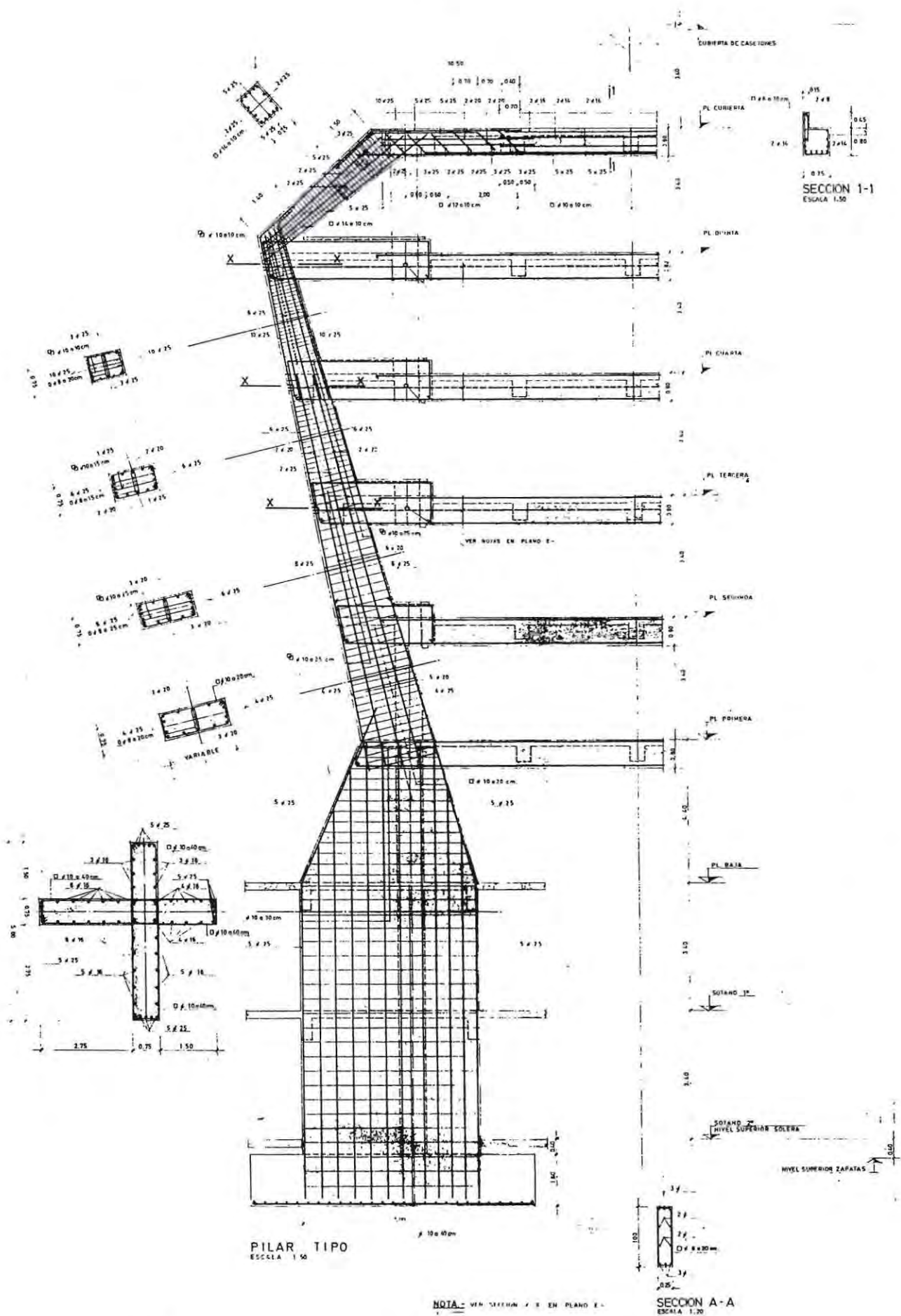


FIG. 78: DETALLE ARMADURAS PARTE CUBIERTA Y VIGAS INCLINADAS

Los cuatro pilares de la planta baja que en las plantas superiores se han desdoblado en ocho, se recogen nuevamente dos a dos en planta de ático, inclinándose nuevamente hacia el interior del plano de fachada y enlazando con los pilares del otro extremo de cada bloque del edificio, en un tramo horizontal de vigas, en la perpendicular de los pilares de planta baja. En esta planta 5ª, las luces entre pilares extremos según cada eje del edificio es de 21,00m. a caras exteriores.

Estos pilares con el gran macizo de planta baja de $5 \times 5 \times 0,75$ y su apertura en las plantas altas se expresan con toda su sección, variable en altura, totalmente al exterior incluso en su espesor, constante en toda la altura.



De este modo, el edificio adquiere en proyecto su aspecto característico, ampliándose al ascender y obteniendo las superficies necesarias en cada con la mínima ocupación del suelo. El cierre de antepechos de fachadas se proyectó a base de vigas de canto, que servirían de cierre y elemento estructural.

Planteada la solución de anteproyecto surge la solución estructural a resolver con unos grandes vanos, que crecen desde 13,00 m. en planta baja, hasta los 21,00 m., más voladizos de 1,50 m. en cada lado, de la planta 5ª.

En principio, se opta por una solución a base de una cuadrícula de grande vigas PREFLEX, pero a pesar de su gran capacidad mecánica, la solución económica se disparaba a grandes costos y sobre todo, el concepto de monolitismo del edificio se perdía al tener cuatro grandes pilares en esquina, con una altura de unos 21,00 m que prácticamente iban a trabajar como grandes ménsulas, con las vigas PREFLEX, apoyadas en ellos, produciendo por su forma inclinada unos fuertes empujes laterales, que con la ménsula se deberían absorber y, otras vigas PREFLEX cerrando la retícula para conseguir forjados normales, apoyadas en las anteriores.

No satisfechos con esta solución, que perdía gran calidad en cuanto a su conjunto, se fue a la estructura total en hormigón armado, que condujo a la solución de Hormigón Pretensado.

Se plantea la solución estructural definitiva a base de carreras entre pilares y pantallas resistentes en el perímetro de fachada, tipo reticular, con retícula interior de 3,25 m entre ejes y losa de Hormigón armado de 12 cm de espesor, entre ellas, con voladizos hacia el exterior de los pilares y hacia el núcleo de comunicaciones, con el que se establecen dos juntas de dilatación, que permiten la ejecución previa de este núcleo exento y posteriormente, sirviéndose de él, para la elevación y comunicación de los cuerpos laterales.

Las secciones interiores de estas carreras resultaron de 0,75 y 0,80 m las que unen los pilares perpendiculares, en el centro del vano, y de 0,75 x 1,20 en las zonas próximas al pilar, hasta la vertical del pilar de planta baja, y de 0,35 x 0,60 las de la retícula interior

Las cargas verticales actuantes sobre los pilares, dan lugar a una componente axial sobre los mismos y, a otra horizontal hacia el exterior del edificio en el plano de los forjados.

La solución en Hormigón Pretensado con armadura postesa o postensado, permitió resolver el problema de los empujes laterales, de forma racional.

Los valores que se calcularon para dichas componentes horizontales fueron: para la planta quinta una fuerza horizontal de 70T, para la cuarta una fuerza horizontal de 40T y para la tercera una fuerza horizontal de 20T, para las plantas primera y segunda, los pilares no inician aún su desdoblamiento, por tanto, los empujes no son especiales.

Se valoró para la solución de este problema el procedimiento de absorber las tracciones mediante un refuerzo adicional, en los cuatro nervios que delimitan esta familia de pilares. Este refuerzo se resuelve con aceros en redondos normales. Aunque como solución presentara como mayor problema la fisuración.

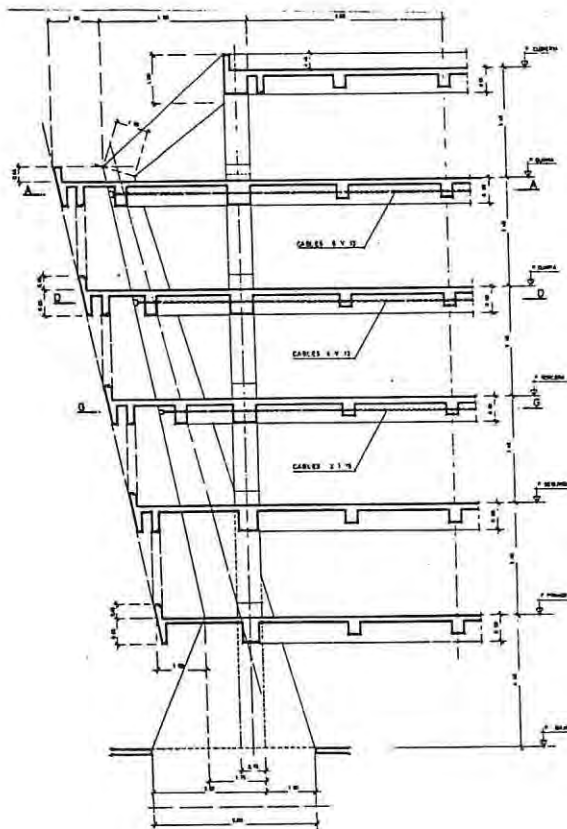


FIG.80: SECCION DEL PORTICO

5.1.3. CASO 3: CUPULA DEL EDIFICIO DE LA CENTRAL NUCLEAR DE ASCO (TARRAGONA).

Alberto Vives Escuder, Ingeniero Civil de la Dirección de Obras de la Central Nuclear de Ascó.

Generalidades

El Edificio de Contención, que alberga principalmente el reactor y los generadores de vapor, es un cilindro de hormigón pretensado, sobre unas losas de hormigón armado. La cubierta es una cúpula teórico-esférica de hormigón pretensado, con un anillo de refuerzo de hormigón armado y que sirve para anclaje de los tendones de la cúpula.

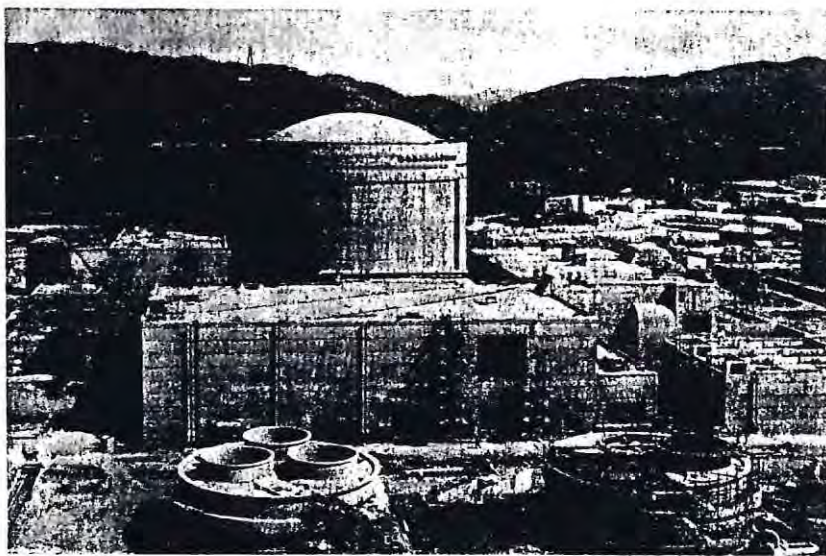


FIG. 81: VISTA GENERAL GRUPO I

Todo el paramento interior, tiene un blindaje protector de chapa de acero de 6,5mm de espesor, soldado, rigidizado con perfiles metálicos y fijado a través de ellos al hormigón. Este blindaje proporciona una estanqueidad rigurosa frente a cualquier accidente eventual que pudiera ocurrir.

Las dimensiones principales son; diámetro interior 40m, espesor de muros 1,15m, espesor de la base 2,75m, Espesor de la cúpula en la parte esférica 1m, Canto de anillo superior 6,6m, Altura del muro cilíndrico hasta el anillo 48m, altura total, desde la parte superior de la base hasta la cúspide de la cúpula 60,5m y, volumen interior aproximado 60 m³.

Requerimientos y condicionantes

El Edificio de Contención está principalmente diseñado, para hacer frente a la presión interna que pudiera ocurrir en caso de accidente, junto a las solicitaciones de operación y de entorno. En el caso de ocurrir esta presión interna, induciría altas tensiones en el hormigón, lo que lo obliga a ser fuertemente armados o pretensados o ambos, a fin de obtener una completa seguridad de funcionamiento

La función principal del pretensado es la de neutralizar las tensiones de tracción inducidas por el accidente de presión.

Las cúpulas pueden tener variadas configuraciones; semi esférica, teórico esférica o similares como las elípticas. Para un mismo volumen, la teórico esférica tendrá una menor altura total del contenedor. Sin embargo, en las cúpulas teórico esféricas se produce una alta concentración de tensiones en la zona de tangencia con el cilindro y en la zona de anclaje de los tendones de la cúpula, por tanto se requerirá de un anillo de gran canto y de mayor espesor con una mayor armadura de refuerzo.

Estos requerimientos generales, estructurales y particulares de factibilidad constructiva, imponen ciertas exigencias a cumplir que condicionan las soluciones.

Estos condicionantes, para cada actividad de proyecto y construcción son alusivas a las características de encofrado, de las armaduras, del hormigón y de los tendones. Para este caso particular las características de los condicionantes son:

Encofrado.- Para el intradós de la cúpula debía servir el blindaje metálico de protección de la cúpula de 6,5mm con rigidizadores meridianos y paralelos. Para el paramento cilíndrico exterior de la

viga de anillo de 6,60m de altura debía usarse el encofrado trepante, que había servido para el cilindro del edificio. Los encofrados de los cajetines serían especiales.

Armadura.- En general, la armadura es densa, debiendo dejar paso libre a la trayectoria de vainas de los tendones y no interferir con los anclajes. El número de anclajes, cuya placa de repartición es de 50 x 50cm, es de 112 unidades verticales y de 168 unidades en la viga anillo para los tendones de la cúpula.

Hormigón.- La resistencia exigida es la de 386 Kg/cm², 38,6 Mpa, a compresión a 90 días en probeta cilíndrica. Debiendo ser bombeable, con un asentamiento máximo de cono de Abrams de 75mm. en la zona de vertido. Las fases de hormigonado debían establecerse de manera tal, que el peso del hormigón vertido sobre la cúpula metálica, que servía de encofrado, no produjera deformaciones más allá de las tolerancias permitidas. Estas fases de hormigonado generarían juntas condicionadas a las zonas de empalme de armaduras, colocación de anclajes y vainas.

Tendones.- Su trayectoria debía cumplir con estar contenido en planos verticales paralelos (simple curvatura); las curvas espaciales debían evitarse y la geometría de los tendones estar formada por arcos circulares y líneas rectas.; su tolerancia debía mantenerse dentro de más o menos 20mm. Los tendones debían formar tres haces de 120°, situados en superficies concéntricas en la zona esférica, entre las capas de armaduras. Como consecuencia de estas dos condicionantes, los tendones no pueden estar anclados perpendicularmente al paramento de la viga anillo, provocando gran diversidad en la forma de los cajetines. Por estos motivos, el diseño y la colocación de las armaduras alrededor de los anclajes es complejo por las particularidades de cada caso.

Posibles Soluciones

La búsqueda de la solución fue extensa y siguió un proceso de análisis de cada paso mediante planos y maquetas.

1. Existían posiciones iniciales de diseño de armaduras, de hormigonado y de disposición de los anclajes que, desde el punto de vista

estructural y constructivo, no satisfacían las exigencias de diseño y comportamiento. Debiendo ser necesaria la presentación a escala de los tendones, para visualizar los problemas, detectándose claras interferencias entre los tendones de la cúpula y los verticales, debido a diferentes leyes geométricas de trayectoria.

2. La ingeniería de proyecto, recomendaba que, a fin de rigidizar paulatinamente la cúpula metálica que servía de encofrado, se hormigonara en una sólo etapa una capa de 20cm de espesor formando un casquete esférico o por anillos formando zonas esféricas. Se estudiaron tres posibilidades; sin adoptarse ninguna por problemas constructivos, no quedaba claro la colocación de anclajes, vainas y armaduras.
3. Freyssinet, para los cajetines de los anclajes de la cúpula, hizo una primera proposición, conforme a las dimensiones de su gato en la que la penetración dentro de la vaina era un tanto excesiva, impidiendo el paso de armaduras principales y dificultando el hormigonado. El análisis de esta proposición estimó conveniente girar los cajetines alrededor del eje del tendón, situando una arista del prisma paralela al manto cilíndrico, reduciendo considerablemente el hueco.

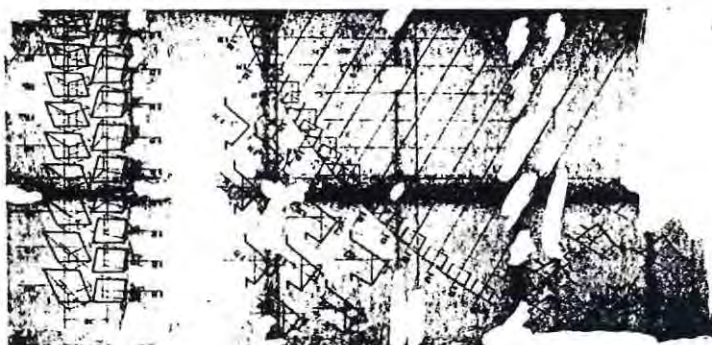


FIG. 82: PRIMERA APROXIMACION DE FREYSSINET,
PARA LOS CAJETINES

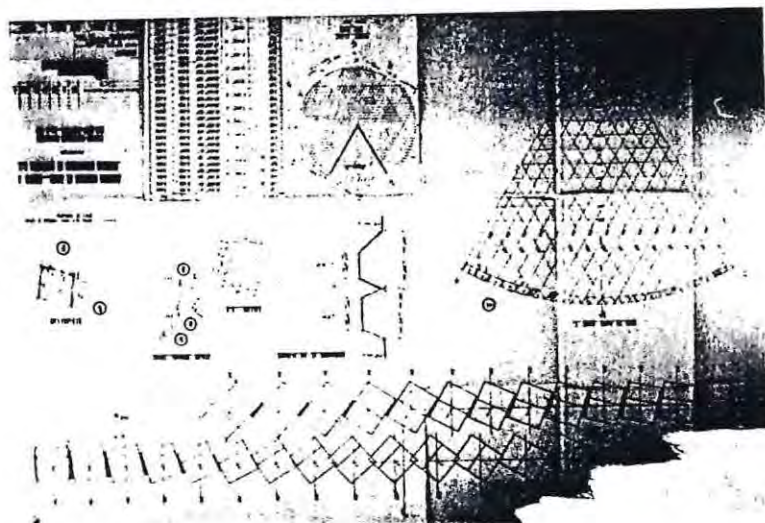


FIG. 83: SOLUCION GIRANDO LOS CAJETINES

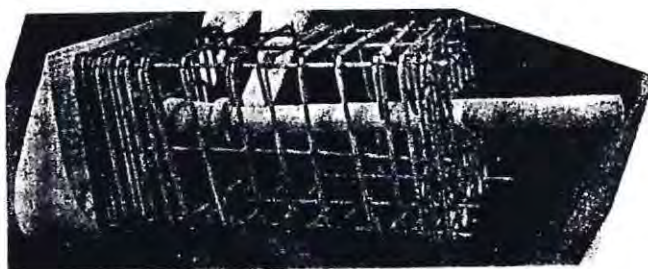


FIG. 84: ARMADURA INICIAL DE REFUERZO
DETRÁS DE LAS PLACAS DE ANCLAJE

Frente a la gran cantidad de problemas visualizados en los planos, se confeccionó una maqueta escala 1:5 de la zona más conflictiva de la viga anillo y del arranque de la cúpula.

Con la maqueta y luego de tres intentos de disposición de las armaduras, se llegó a la solución definitiva adoptada.

Solución Adoptada

La solución adoptada permitió cumplir con los requisitos de claridad y facilidad constructiva, de posibilidad efectiva de colocación de las armaduras y hormigonado alrededor de los cajetines, de mantener los tendones de la cúpula en un plano vertical evitando interferencia con los verticales y de finalmente, la colocación de los elementos del postensado, anclajes y vainas y, armaduras sean compatibles entre sí y con las fases y juntas de hormigonado.

El punto más conflictivo, el de la forma y dimensión de los cajetines, fue resuelto con una forma de uña cilíndrica tangente a un prisma recto truncado, lo que evitó superposiciones entre ellos y la colocación de las armaduras y, un hormigonado claro.

La disposición de las armaduras es en dos capas, inferior y superior de 43 y 32mm de diámetro dispuestas en meridianos y paralelos, en la parte tórica y en cuadrícula en el casquete esférico, uniéndose las dos capas por gran cantidad de estribos que no debían interferir con las vainas. Estas capas debían permitir el libre paso de los tres tendones, cuyas vainas son de 140mm de diámetro.

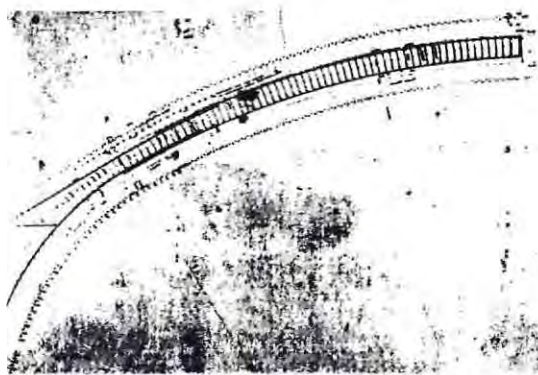


FIG.85: PERFIL TIPICO POR UN MERIDIANO DE LA ARMADURA DE LA CUPULA

Los tendones de la cúpula forman tres haces de 120° compuesto cada uno de ellos de 28 tendones. Su trayectoria es siempre un arco de círculo, de radios variables, con tramos rectos en los extremos. Todas las coordenadas y ángulos que definen la trayectoria, forma y posición de los cajetines fueron debidamente calculadas.

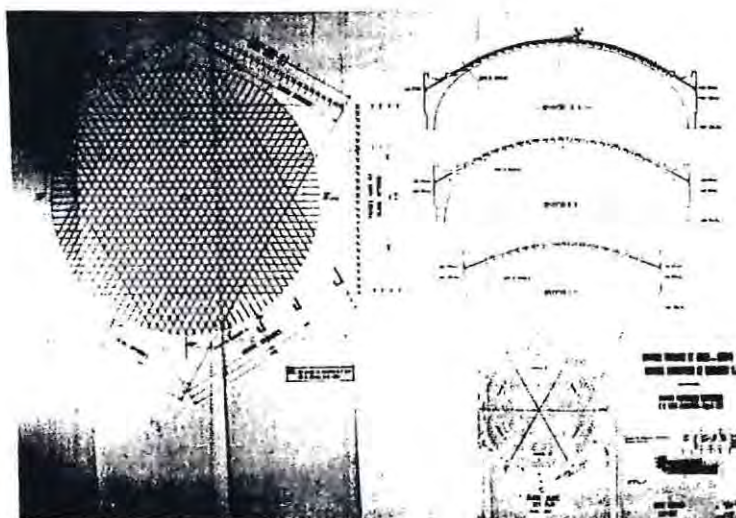


FIG.86: DISPOSICION GENERAL EN PLANTA DE LOS TENDONES DE CUPULA Y SECCIONES TIPICAS DE LOS TENDONES SUPERIORES

Después de resueltos los problemas propios del pretensado y de las armaduras pudo darse solución a las fases de hormigonado de la viga anillo y de la cúpula, resultando de secuencia distinta a las tres planteadas en un comienzo.

El criterio general para esta solución fue el siguiente:

1º Hormigonar por zonas anulares, a fin de que al endurecerse resulten autoportantes, rigidizando paulatinamente la cúpula metálica.

2º Las juntas de hormigonado no paralelas a ninguno de los haces de tendones

La posición de las juntas permitía a través del avance la colocación de nuevos elementos, hormigonando claramente.

4º La limpieza y tratamiento de las juntas sería factible y eficiente.

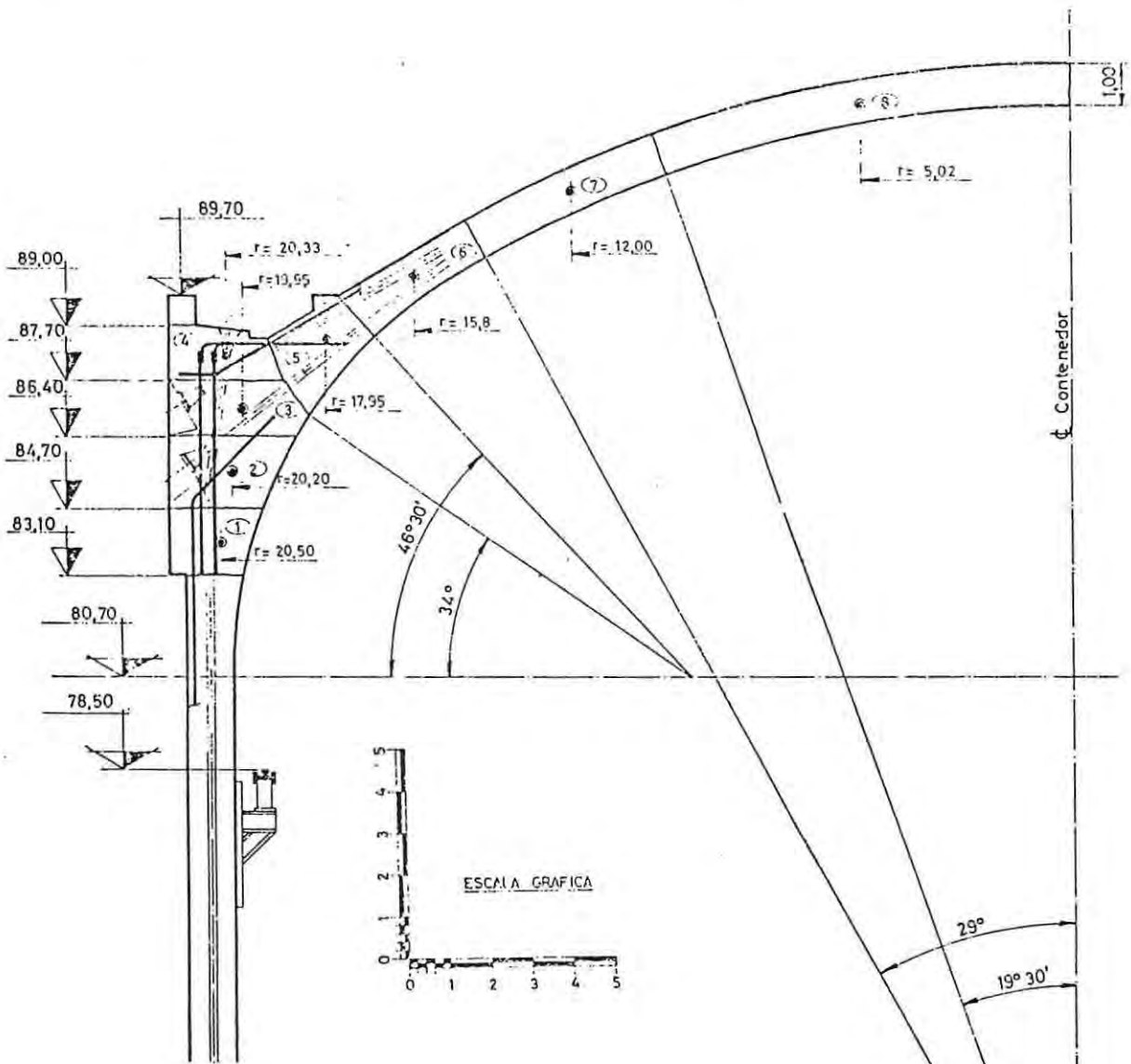


FIG.87: ESQUEMA DE LAS JUNTAS DE HORMIGONADO DE LA CUPULA Y VIGA ANILLO

Proceso Constructivo

La realización de la solución adoptada, requería de un estudio minucioso de la secuencia y simultaneidad de las operaciones, a fin de que no se produjeran interferencias y esperas. Las operaciones principales consideradas fueron:



1. **Encofrados.-** Consistente en una cúpula metálica, que era el intradós de la cúpula de hormigón. Un encofrado trepante que formaba el paramento cilíndrico exterior de la viga anillo. Un encofrado de madera para los cajetines. Encofrado de las juntas de construcción con malla metálica. Finalmente de encofrados menores en madera para formar los asientos de los rieles de circulación de los pórticos móviles para el tensado de la cúpula.
2. **Colocación de Armaduras.-** Las capas inferiores se colocarían completas, posterior al encofrado metálico de la cúpula. Las demás capas y refuerzos detrás de los anclajes, debían colocarse conforme al avance de la colocación de los elementos del postensado. Los estribos se colocarán al final después de situadas las vainas.
3. **Colocación de los elementos del postensado.-** Las placas de apoyo, trompetas y codo de inyección se colocarían en taller, sobre el cajetín correspondiente para ser colocado en su posición. Los tubos rígidos se colocarían después de situados los cajetines y colocada una parte de la armadura. Las vainas semirígidas se colocarían después de terminado el hormigonado de las fases 3 y 4. Los anclajes superiores verticales, que requieren de soportes metálicos muy rígidos para que el hormigonado no los desplace, deben ser colocados después de hormigonada la fase 2.
4. **Hormigonado.-** Se hormigonaría siguiendo las fases establecidas, dejando entre ellas un lapso de 15 días aproximadamente. El hormigonado se realizaría con bomba y en forma compensada, avanzando simultáneamente por zonas diametralmente opuestas.

Realización de la Construcción

Se realizó conforme a líneas generales previstas y en las fotografías que se muestran pueden apreciarse etapas principales.

Encofrados de la cúpula.

Se hizo un premontaje en el suelo de las partes en forma de gajos, que después de ajustados se izaron y colocaron en posición, para ser soldados definitivamente.

El premontaje se realizó en la zona de alcance de una grúa de 4100 W.

La colocación fue avanzada siempre en forma compensada, colocando los gajos diametralmente opuestos. Un soporte, central definitivo, apoyado sobre la grúa polar. Una vez cerrada y soldada la cúpula se sacaría el soporte.

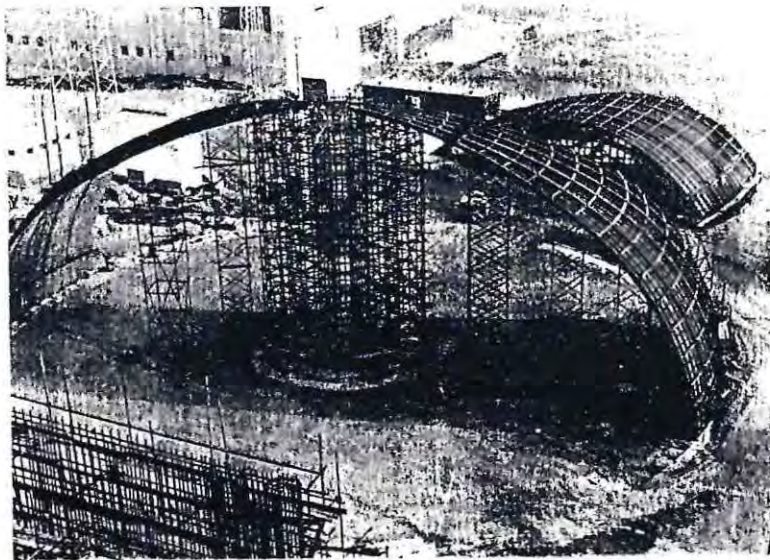


FIG.88: EJECUCION DEL PREMONTAJE INICIAL

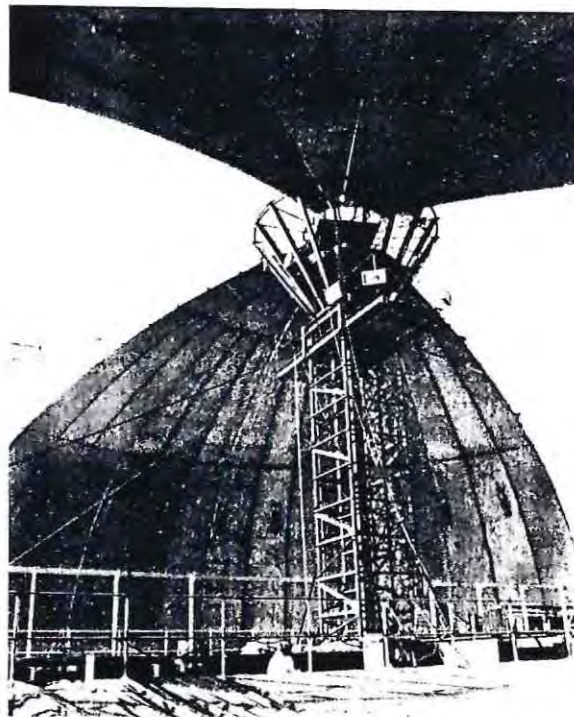


FIG.89: DETALLE SOPORTE CENTRAL DEFINITIVO

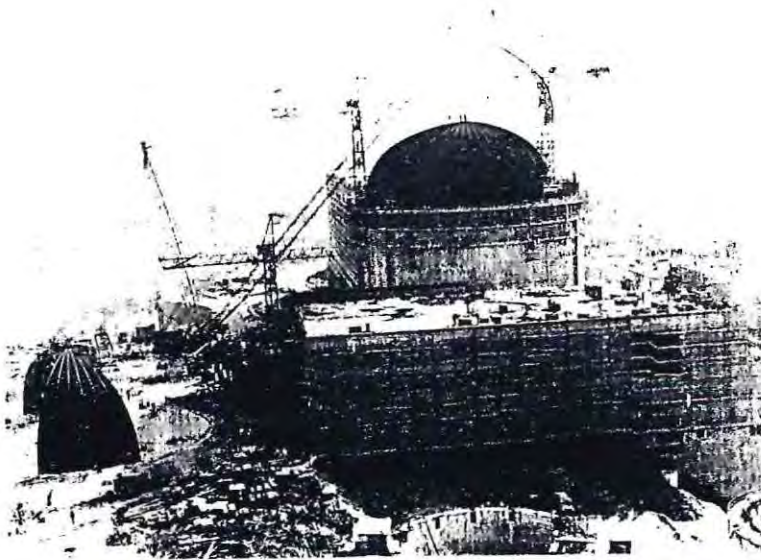


FIG.90: OPERACIÓN DE LA GRUA 'MANITOWOK'
IZANDO UN GAJO

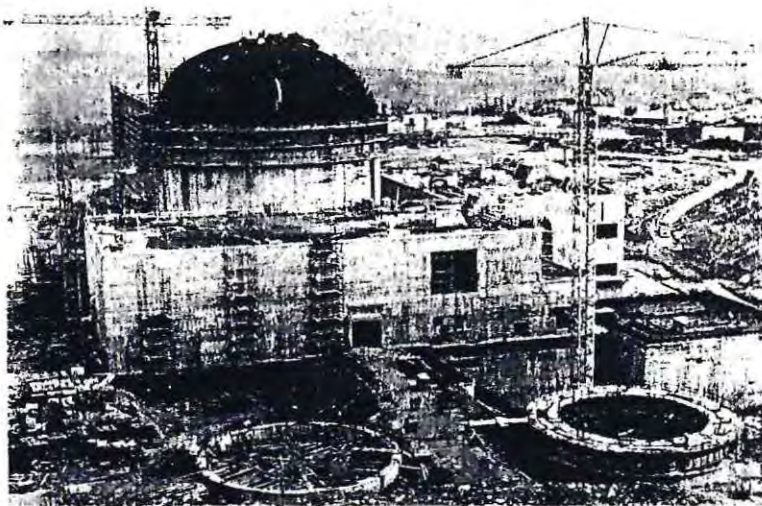


FIG.91: CUPULA METALICA COLOCADA TOTALMENTE

Encofrado Trepante.

Este encofrado existía y se consideró más económico y rápido adaptarlo al nuevo diámetro sin contrafuertes, acondicionándolo a las nuevas fases de trepado.

Armaduras

Toda la armadura es muy densa y de diámetros gruesos. Los verticales son de diámetro 57mm.

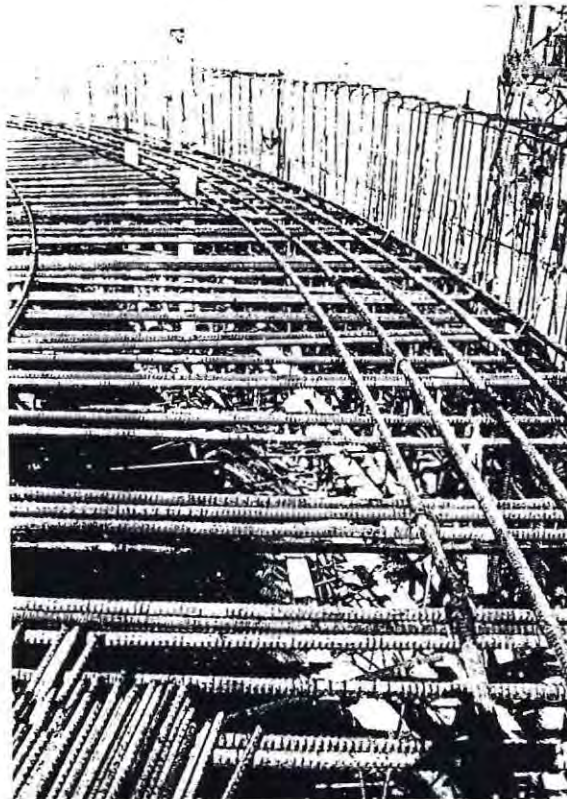


FIG.92: ARMADURA PLANA DE LA VIGA ANILLO,
POR DEBAJO DE LOS ANCLAJES
SUPERIORES VERTIVALES ANILLO

Colocación de Elementos del Pretensado y Hormigonado.

Estas dos operaciones siguen secuencias muy estrictas. No puede hormigonarse hasta haber colocado ciertos elementos del postensado y, estos no pueden seguir colocándose hasta después de hormigonar la etapa correspondiente.

Durante el proceso de hormigonado se pasaba dentro de las vainas un aparato metálico para comprobar que estas no se han deformado, desencajado o perforado.

A partir de la 4ª fase de hormigonado, durante todo el proceso se fueron tomando mediciones para controlar las deformaciones de la cúpula metálica y de las vainas antes y después del hormigonado. Las deformaciones no sobrepasaron los 20mm.



FIG.93: VAINAS Y ALAMBRES DISPUESTOS

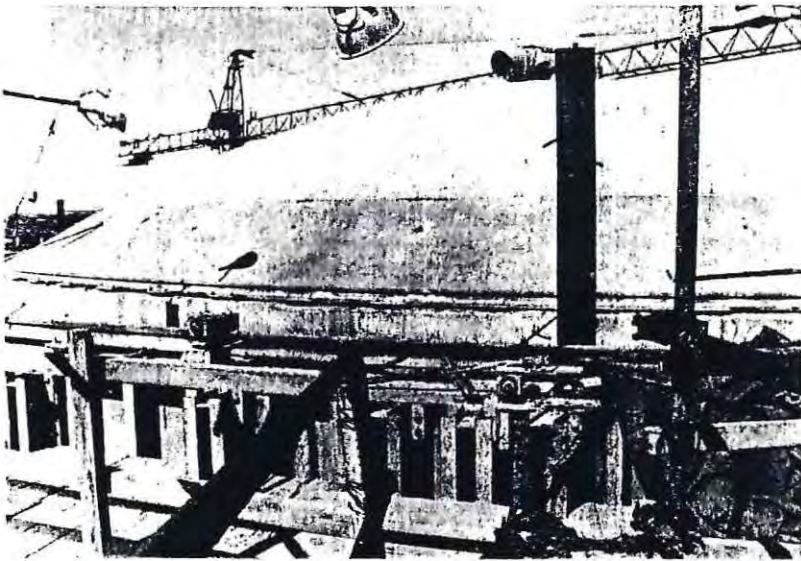


FIG.94: CUPULA HORMIGONADA TOTALMENTE

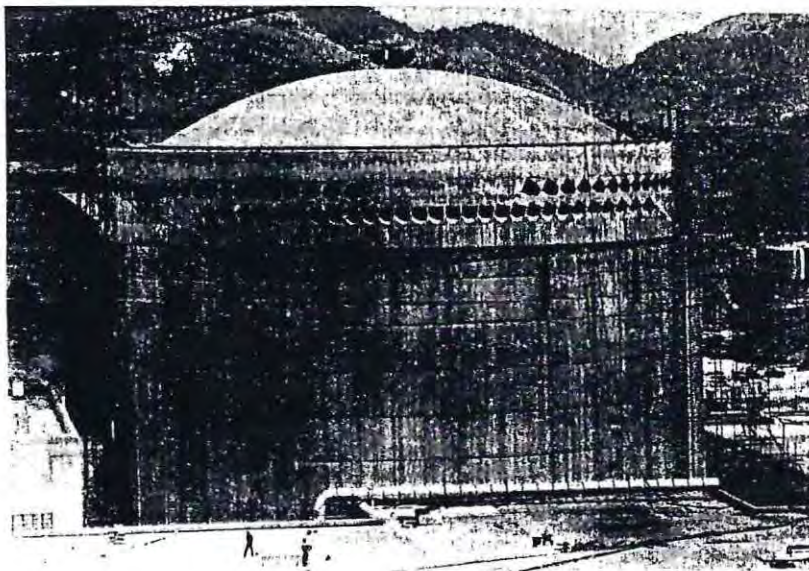


FIG.95: VIGA ANILLO Y CUPULA TERMINADAS TOTALMENTE Y COMPLETAMENTE DESENCOFRADAS.

5.2. PRESENTACION REALIZACIONES NACIONALES

5.2.1. ACERCA DE LAS PRINCIPALES REALIZACIONES EN HORMIGON PRETENSADO, EN CHILE.

En el Primer Capítulo, decíamos que el Hormigón Pretensado comienza en Chile en el año 1952, con la construcción del Puente Canal de Loncomilla, cerca de Linares, el que fue diseñado por la firma Freyssinet, empleando un sistema de vainas en membrana asfáltica, para proteger de la corrosión. El puente es de una longitud de 316m, divididos en 8 tramos en vigas de Hormigón Pretensado en Doble Te (TT).

A esta obra de ingeniería, le siguieron otras de igual naturaleza, muchas de ellas ejecutadas en el país por el Departamento de Riego, que contaba con asesorías técnicas extranjeras, fundamentalmente, francesas. Estas asesorías, contribuyeron a familiarizar a los profesionales, con esta tecnología, facilitando su promoción. Estos conocimientos permitieron avances en lo que respecta a calidades de los materiales empleados, aún cuando, hasta este momento, los aceros es necesario importarlos, por no existir con las características mecánicas requeridas.

El aspecto tecnológico, singular, del hormigón Pretensado, es finalmente la condición determinante de su empleo.

Hasta principios de la década del 60 las realizaciones en Hormigón Pretensado se limitaron a Obras Civiles.

En el año 1961, se construye el Edificio de las Naciones Unidas, primera realización importante en Arquitectura, que empleó elementos Pretensados, para este caso, vigas pretensadas de 12 m de luz, conformantes tanto del soporte de la terraza de 2º piso, como del piso colgado.

En 1965, se construye el Edificio Bamburys de Insa, en el que se empleo el sistema de forjado en base a viguetas y losetas

pretensadas, junto con vigas de cubiertas, que cubrían fácilmente 15m de luz.

En 1965, se contruye para la Empresa SAID en Maipú, un galpón de 2 pisos, empleando vigas a cuatro tramos pretensadas en el piso.

En 1966, se construye el Edificio 'La Merced', en base a vigas continuas en T, en dos tramos de 16m de largo cada uno.

En 1970, se realiza la Piscina Municipal en Arica, con sus respectivas tribunas en Hormigón Pretensado.

Hoy, el uso del Hormigón Pretensado, en Obras de Arquitectura, si bien, no es masivo ni comparable con el uso del Hormigón Pretensado, los avances tecnológicos, la existencia en el país de variadas fábricas que lo producen en flexibilidad de diseño, y las ventajas, mencionadas anteriormente, en esta investigación, motivan el uso, en ocasiones recurrentes, de elementos pretensados, contruidos en fábrica, por la relación calidad-costos.

Los elementos pretensados prefabricados, garantizan propiedades mecánicas requeridas, aspecto que ejecutado 'in situ' sería complejo de controlar. Razón principal, por la que se eligen los elementos prefabricados, al momento de la elección de esta Tecnología. El postensado 'in situ', por su mecanismo de ejecución, uso de anclajes especiales, dificulta aún más su control en obra.

5.2.2. ALGUNAS REALIZACIONES CHILENAS EN HORMIGON PRETENSADO

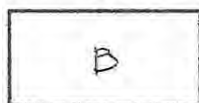
5.2.2.1. CASO 1: EDIFICIO 'PLAZA ALMAGRO' Av, SAN DIEGO entre EYZAGUIRRE Y CONDOR SANTIAGO.

Características Generales

El Edificio consta de dos cuerpos, A: 2 pisos más subterráneo

B: 8 pisos más subterráneo

Ambos separados por una junta de dilatación.



El Edificio es de Construcción en base a Plantas Libres.

Construcción In Situ: Todos los Pilares y,
Los muros perimetrales estructurales

Elementos Pretensados: Losas huecas Pretensadas

Elementos prefabricados: Todas las Vigas, a excepción de una.

La terminación de la Elevación Principal, se realizó utilizando enchape de ladrillo, esto por exigencia del cliente. No era su idea, que el edificio pareciera prefabricado. También se ocultó materialidad en el interior, con la utilización de cielo falso.

La losa hueca, fue empleada además como muro de contención, con espesor de 14cm., con pilares 'in situ', formando parte de la estructura del muro.

Proceso de Construcción

a. Montaje de losas Huecas Pretensadas



FOTO. 25: MONTAJE LOSA HUECA PRETENSADA

1. Preparado y terminado uno o más cuadrantes se coordina, transporte y colocación
2. Las losas son descargadas, desde el mismo camión que las transportó, mediante grúa, ubicada estratégicamente, según cuadrante a ejecutar. Esta operación es controlada por radio entre operador del camión y controlados de la grúa.
3. Posteriormente las losas son ubicadas, manualmente para darles la distancia requerida.



FOTO.26: IZAJE DEL ELEMENTO



FOTO.27: INSTALACION ELECTRICA

b. Instalaciones

1. Instalación Eléctrica:

Las instalaciones son canalizadas a través de los alvéolos o las juntas propias del sistema empleado, losas huecas.



FOTO.28: INSTALACION ALCANTARILLADO

2. Instalación alcantarillado:

Por tratarse de este sistema constructivo, se permite, la instalación de ganchos fijados a las losas, que soportan las tuberías de PVC de descarga, con sus respectivas pendientes, que van a dar al shaft, donde se encuentran también, las tuberías de ventilación

3. Instalación de agua

Es distribuida por sobre la losa, en cañerías de cobre revestidas con cañerías de plástico, para evitar contacto entre el acero de la malla y el cobre.

c. Fabricación de la Sobrelosa

La losa hueca para conseguir satisfactoriamente, monolitismo o condición de diafragma continuo, habitualmente, se ejecuta con un espesor de 5cm., requiriendo armarse con una malla tipo acma de acero electrosodado o equivalente. Sólo así el conjunto actúa como diafragma rígido.



FOTO. 29: DETALLE UNION VIGAPREFABRICADA, LOSA HUECA PRETENSADA y MALLA ACMA.



FOTO. 30: PREPARACION SUPERFICIE DE LAS LOSAS PARA LA SOBRELOSA

Sobre llenado de junta

Cuando no hay sobrelosa, las juntas deben realizarse con un hormigón inyectado, obteniéndose una superficie lisa, sobre la que se puede poner directamente pavimento.



FOTO. 31: ENCUESTRO VIGA- PILAR- LOSA

DETALLES CONSTRUCTIVOS



**FOTO. 32: REPARACION UNION
MEDIANTE EJIONES**

Para Foto 31, en el apoyo empotrado entre pilar y vigas, la Losa es cortada para dar paso a la enfierradura del pilar, que va sobre esta losa.

Mientras que la unión no se haya concretado, las alzaprimas ayudan a sujetar las vigas y aligerar la carga del pilar que aún no alcanza la resistencia requerida.



FOTO. 33: DETALLE APOYO LOSA

En la Foto 32, el ejión aumenta la sección de apoyo y está encargado de traspasar los esfuerzos de la viga al pilar.

Las losas se encuentran trabadas, lo que disminuye el esfuerzo de Torsión en planta.. En Foto 33, se ven los perfiles metálicos entre losas, para la fabricación de la caja de escala

5.2.2.2. CASO 2: 'MERSAN', MERCADO PARA SANTIAGO PANAMERICANA CON AMERICO VESPUCCIO SANTIAGO.

Características Generales.

El Proyecto 'MERSAN', consiste en un Conjunto de Naves Industriales (11 en total), y cuya intención es albergar un tipo de comercio con sentido de mercado, pero con una imagen más refinada o menos artesanal.



FOTO. 34: IMAGEN LONGITUDINAL DE UN GALPON

Estas naves, consisten en un sistema constructivo, en base a marcos triarticulados, prefabricados formados por, vigas, pilares. Se consideran los entrepisos con losas pretensadas huecas usadas también, como cerramientos. Los 11 galpones o naves, se agrupan, dependiendo del destino otorgado a cada uno de ellos (vegetales, carnes, lácteos y otros, además de diferenciarlos por color.

Este sistema constructivo, conforma espacialmente una **nave central**, destinada al intercambio comercial, de mayor en luz y en altura entre 8 y 10 metros, y dos naves laterales simétricas, que albergarían las bodegas, cada una con acceso posterior a camiones de descarga.

Proceso Constructivo

El Sistema consiste en empotrar los pilares a zapatas de fundación. La losa de entrepiso, constituida por losas huecas pretensadas más una sobrelosa estructural, construida 'in situ', se comporta como un diafragma rígido. Este diafragma, va unido a muros de arriostramiento, que en este caso lo constituyen losas huecas pretensadas, esto por la particularidad de su rapidez de montaje,



FOTO 35: IMAGEN FRONTAL DE LA CONFORMACION DE NAVES

Función Estructural de las Naves Laterales

Las naves laterales, sirven de tirante a la nave central. Es indiscutible, la esbeltez que consigue el sistema. Sin embargo, es más vulnerable a los esfuerzos o empujes horizontales, esta deficiencia es también salvada por las naves laterales, de las que sale, hacia el exterior del marco, por entrepiso unos aleros, constituidos por vigas y tirantes que hacen de contrapeso a la estructura.



FOTO. 36: VISTA NAVE LATERAL



LOS PILARES DE LA NAVE CENTRAL

Reciben carga horizontal, la que es soportada por las características de diseño, mediante unos Hombros recibe las vigas de entrepiso, quedando en voladizo una parte de la losa, rodeando así a los pilares del marco central.

FOTO.37: ENCUESTRO PILAR, VIGA ENTREPISO

Los marcos cubren una luz de aproximadamente entre 14 y 18m. Y por particularidad del diseño, nace central alta, y las dos laterales más bajas, permiten la iluminación en la parte superior y en toda su extensión.



FOTO. 38: INSTALACION TABIQUERIA INTERIOR SOBRE LA LOSA, EN 2º PISO.



FOTO.39: LEVANTAMIENTO MUROS DE CIERRE



FOTO. 40: TERMINACION BODEGAS

5.3. SINTESIS: “APROPIACION DE LA TECNOLOGIA DEL HORMIGON PRETENSADO EN ARQUITECTURA”

El Principio Tecnológico del Hormigón Pretensado, su Historia, sus Fundamentos y su Devenir, en esta tesis, nos permite previa síntesis, argumentar al momento del Diseño Arquitectónico, a favor de las siguientes aplicaciones.

1. El concepto Hormigón Pretensado, prácticamente es aplicable en propiedad al Hormigón Pretensado con armadura Pretesa, que es lo que se conoce como Pre-Pre. Un sistema distinto a éste, pero de igual principio, determinan el Hormigón Pretensado con armadura Postesa o Pre-Post, lo que conocemos como Postensado.
2. El Hormigón Pretensado por sus principios y su procesos de fabricación, es menesteroso de Industrialización.
3. Sin embargo, la Industrialización en la Construcción, permite obras racionalizadas, propias de las propuestas sociales, industriales y educacionales, en conceptos de conseguir funcionalidad y economía, muchas veces sin exigencias de bellezas. Bajo estos criterios, aplicar esta tecnología industrializada a Obras de Arquitectura, que simplemente por las exigencias arquitectónicas, no le es apropiado.
4. Lo anterior, es observable en la realidad chilena, la tecnología del Hormigón Pretensado se aplica a viviendas sociales, colegios e industrias, fundamentalmente. Cuando se trata de Obras Civiles Viales se recurre al Postensado, el cual es utilizado en casos particulares de Obras Arquitectónicas.
5. Opuesto a la realidad chilena, es lo observado en los países Europeos y en Norteamérica, donde se utilizan ambas modalidades apropiadas tanto a Obras Civiles como Arquitectónicas, con resultados favorables.
6. Finalmente, la inquietud sobre su posibilidad de aplicación a nuestra realidad, tanto en términos sociales como particulares, este estudio y sus ventajas, las de esta tecnología, propias expuestas, otorgan la respuesta. Dejando abierta la alternativa de uso, sea Industrializado o Propio, en el campo que **nos interesa, preocupa y ocupa... La Arquitectura.**



CAPITULO 6

SINTESIS DE LA TECNOLOGIA DEL HORMIGON PRETENSADO CON FINES ESTRUCTURALES Y ARQUITECTONICOS

6.1. SINTESIS DE ‘LA TECNOLOGIA DEL HORMIGON PRETENSADO CON FINES ESTRUCTURALES Y ARQUITECTONICOS’



SINTESIS DEL DESARROLLO DEL TEMA:



CAPITULO 7

PERSPECTIVAS ULTERIORES

7.0 PERSPECTIVAS ULTERIORES

El creciente auge de las construcciones de hormigón, responde a las indiscutibles propiedades de este material, particularmente a las que se refieren a su resistencia a los agentes naturales y a su durabilidad. Podría incluso decirse que, posee campos de aplicación tan específicos que la intervención de otros materiales, sólo sería concebible sobre la base de cambios fundamentales en las propiedades físicas de éstos.

Es también evidente que cierto tipo de obras y algunas modernas concepciones estructurales como: la losa plana, los grandes muros de represas hidráulicas, láminas de doble curvatura, fundaciones en general y cajones flotantes; no habría sido posible materializarlas sin el protagonismo del hormigón. La introducción de áridos varía notablemente su peso específico sin desmedro de su resistencia.

Para el hormigón convencional parece improbable poder mejorar su resistencia a tracción manteniendo además, sus cualidades pétreas favorables. Su combinación con el acero, que ha originado el Hormigón Armado, salva este escollo por una época entera, dando origen a la gran gama de realizaciones actuales.

El Hormigón, como dijimos en un comienzo de esta investigación, tan simple a primera vista, es el más complejo e incierto de los materiales. Cuando en una obra se vierten m³ de hormigón, jamás se sabe si su composición y resistencia son uniformes, no siendo importante, si se piensa que la estructura de esa obra es solidaria entre todas sus partes. Pero al utilizar elemento prefabricados individuales, cada una de ellas debe poseer la misma resistencia y propiedades físicas, porque justamente es una individualidad. Para ello los ensayos en laboratorio son fundamentales en la industria y saber valorizar la importancia de los factores climáticos y de los detalles de la composición del hormigón, también lo es.

El campo de los productos pretensados es casi ilimitado. Y en nuestro país la necesidad urgente de la prefabricación de viviendas, es real. Esta tecnología resulta ser capaz de proporcionar desde la fundación a la techumbre. Respecto del diseño de vivienda

prefabricada, es capaz de adaptarse fácilmente. Para la producción de viviendas en serie, la fabricación de elementos en un plan industrial, coordinado, que contemple la posibilidad de producción es vital. Pero, también lo es el diseño, preocupación que se sacrifica en innumerables ocasiones, basta observar la realidad, en función de resultados prácticos.

En la actualidad, el arquitecto está fuertemente solicitado por las disciplinas artísticas, científicas y técnicas, que determinan su hacer. Constituyéndose estas disciplinas, para la arquitectura, en los recursos ineludibles a los que debe acudir el arquitecto siempre durante su creación.

El profundo conocimiento que de estas disciplinas debe tenerse, amplían las posibilidades de desarrollar diseños arquitectónicos conforme a la realidad de nuestro propio país. **A menudo, olvidamos aspectos tan trascendentes como nuestras verdaderas capacidades o limitaciones tanto económicas como técnicas, barreras insuperables en algunos casos en que el diseño va más allá de las posibilidades de construirlo.**

La idea es encontrar el perfecto equilibrio entre diseño y realidad económica, social y técnica, que en nuestro país constituye un nivel medio, propio de una economía en vías de desarrollo, aspecto que sin duda, irá resolviéndose en la medida que la construcción se **industrialice** (14). Por otra parte, la gestación de una obra debe involucrar, desde su nacimiento, una idea estructural y una definición exacta de todos los materiales más adecuados a utilizar. **Lo general, es que los proyectos arquitectónicos se realicen para ser resueltos estructuralmente a posteriori, con cualquier material, debido a que no se ha llegado al lenguaje de expresión propio de cada uno de ellos.**

La información y el intercambio en nuestro país es nulo, salvo contadas y particulares ocasiones. En Chile cada profesional tiende a trabajar en forma independiente en sus propios problemas. Son muy pocos los que se interesan por establecer la discusión y el

(14) Cuando me refiero a Industrialización de la arquitectura, me refiero a la industrialización de la producción de ella, no de su creación. El industrializar, no es sinónimo de 'limitación creativa', o al menos, no debiera.

intercambio de distintos conocimientos entre los profesionales que participan de la obra arquitectónica. No existe difundido interés por discutir en forma conjunta los problemas de planeamiento, arquitectura, estructura y construcción, y es un hecho la falta de oportunidades para realizarla.

Tal vez, una parte importante del impedimento para este intercambio se deba al hecho de que arquitecto e ingeniero manejan un lenguaje diferente exclusivista y desligado desde la Universidad. **El Arquitecto debe manejar conceptos claros sobre estructuras y técnicas constructivas, pero asimismo el ingeniero debe entender de problemas arquitectónicos y plásticos para poder secundar adecuadamente la creación arquitectónica.**

El hormigón pretensado, de avanzada aplicación, en Europa y EE.UU. por las ventajas que ha impuesto en la construcción de puentes, obras hidráulicas, edificios y otros, ha sido usado tímidamente en nuestro país. **Los beneficios de la compresión previa aplicada al hormigón, o no han sido entendidas claramente o se ha desconfiado de su seguridad. Es así como recientemente se ha estado difundiendo su uso más allá de puentes carreteros, donde sus ventajas son clarísimas, donde no lo es, reina lo conocido.**

Interesa hacer notar que la prefabricación de elementos pesados origina toda una técnica de montaje, por lo que se hace necesario introducir en su formación las disciplinas que desarrollen tanto una mentalidad como una técnica del montaje de elementos de prefabricación haciendo familiar en el profesional la idea de un proyecto concebido con piezas, ejecutado y armado por piezas, en el uso de la maquinaria necesaria y útil.

Estos aspectos, considerados, seguramente, audaces para nuestro medio, son indicios que invitan a un mayor desarrollo de la Tecnología del Hormigón Pretensado en nuestro país, ya que no existe razón valedera para impedir que su uso se generalice en estanques y conductos de agua, durmientes, estadios, voladizos, y otros y, **que su inteligente aplicación en todo tipo de edificios, permita obtener estructuras prefabricadas y de gran belleza arquitectónica.**

En lo que refiere a la producción y normalización de elementos pretensados se han conseguido considerables progresos. La adecuada valoración de los factores económicos y técnicos ha dado lugar a una utilización más racional de los elementos prefabricados.

Sin embargo, necesario es mencionar que en nuestro país, es fundamental el garantizar 'la propiedad antisísmica de las estructuras'. Lamentable es detectar la falta de información sobre dos temas importantes en la tecnología del Hormigón Pretensado. Uno es el relativo a los métodos de empalme y detalles de uniones y juntas, de espesor variable: 6, 76, 150, 18, 203, 38, 89 y 200 mm. Ante tal variedad de dimensiones surge inmediatamente la pregunta sobre 'cuál es, la anchura de junta que ha dado mejores resultados en la práctica siendo, al mismo tiempo, de cómoda ejecución'. Importante, sabiendo la influencia que ocasionan las retracciones y las deformaciones lentas en el comportamiento de las juntas. Pero, nada se dice en relación con la durabilidad, los efectos sísmicos, la estabilidad transversal y los daños causados por el fuego.

El otro aspecto sobre el cual se necesita información más amplia es el relativo a las condiciones mínimas que deben cumplir las piezas prefabricadas. Las tolerancias, contraflechas, aspecto de las superficies terminadas, textura de las piezas, y otros, son todos factores cuya importancia va en aumento a medida que se generaliza el empleo de elementos prefabricados 'con fines arquitectónicos y estructurales', simultáneamente.

Por otra parte, es correcto destacar que las técnicas de prefabricación, han sido notablemente mejoradas, descartándose todos aquellos métodos de resultados antieconómicos. La mecanización se ha extendido ampliamente y se aplica de un modo más racional dándose, cada vez, creciente importancia a las medidas de toda clase encaminadas a conseguir una simplificación de los trabajos que deben ser realizados en obra y una mayor facilidad en el manejo de las piezas. **Al proyectar un proceso de fabricación, insisto nuevamente, debe tenerse muy en cuenta la conveniencia de compaginar y satisfacer, de la manera más completa posible, las exigencias tanto estructurales como arquitectónicas que deben cumplir los distintos elementos, de acuerdo con el uso a que se les destine.**

Los trabajos e investigaciones que resultan más interesantes y útiles son aquellos en los que se hace patente esta interdependencia

e influencia mutua entre las técnicas del proyecto, normalización, uso, fabricación y montaje. Los trabajos en los que se estudia uno de estos aspectos, por ejemplo la fabricación, adquieren mayor importancia cuando directa o implícitamente están relacionados con los otros problemas.

En general, el estudio de este material deja de manifiesto la influencia de diversos principios fundamentales de la filosofía de las estructuras, aplicables, bien a la técnica del hormigón pretensado, en su conjunto, bien en particular, a la prefabricación en hormigón pretensado. Estos principios son:

un creciente empleo de las piezas prefabricadas como elementos estructurales tridimensionales capaces de desempeñar diversas funciones, además de la puramente resistente, tales como la acústica, arquitectural, hidráulica, de cobertura, etc.;

la necesidad de estudiar conjuntamente todos los problemas que intervienen en el proceso de prefabricación, partiendo de los componentes fundamentales de los materiales hasta llegar a obtener la estructura completa, pasando por el proyecto, la fabricación de las distintas piezas y su montaje;

la necesidad de considerar los elementos prefabricados como partes integrantes del conjunto de la estructura, es decir, que ésta debe tomarse como un todo único, cuando se estudia su comportamiento, en las condiciones de servicio, bajo las sobrecargas o en estado de rotura.

Finalmente, es aleccionador comprobar la decisiva influencia que, los diferentes estudios e investigaciones internacionales y nacionales, han provocado, con la difusión de ideas y técnicas. Pero, es preciso luchar por conseguir una mayor coordinación entre las exigencias arquitectónicas, funcionales y estructurales. La aplicación de elementos prefabricados a la construcción de estructuras continuas o reticulares y pórticos es cada día más frecuente en los distintos países y es de esperar, que bajo conceptos críticos de lo que realmente significa la industrialización, lo sea también en el nuestro. Teniendo presente que:

‘la Arquitectura ...no se define en la fábrica’.

7.0 PERSPECTIVAS ULTERIORES

El creciente auge de las construcciones de hormigón, responde a las indiscutibles propiedades de este material, particularmente a las que se refieren a su resistencia a los agentes naturales y a su durabilidad. Podría incluso decirse que, posee campos de aplicación tan específicos que la intervención de otros materiales, sólo sería concebible sobre la base de cambios fundamentales en las propiedades físicas de éstos.

Es también evidente que cierto tipo de obras y algunas modernas concepciones estructurales como: la losa plana, los grandes muros de represas hidráulicas, láminas de doble curvatura, fundaciones en general y cajones flotantes; no habría sido posible materializarlas sin el protagonismo del hormigón. La introducción de áridos varía notablemente su peso específico sin desmedro de su resistencia.

Para el hormigón convencional parece improbable poder mejorar su resistencia a tracción manteniendo además, sus cualidades pétreas favorables. Su combinación con el acero, que ha originado el Hormigón Armado, salva este escollo por una época entera, dando origen a la gran gama de realizaciones actuales.

El Hormigón, como dijimos en un comienzo de esta investigación, tan simple a primera vista, es el más complejo e incierto de los materiales. Cuando en una obra se vierten m³ de hormigón, jamás se sabe si su composición y resistencia son uniformes, no siendo importante, si se piensa que la estructura de esa obra es solidaria entre todas sus partes. Pero al utilizar elemento prefabricados individuales, cada una de ellas debe poseer la misma resistencia y propiedades físicas, porque justamente es una individualidad. Para ello los ensayos en laboratorio son fundamentales en la industria y saber valorizar la importancia de los factores climáticos y de los detalles de la composición del hormigón, también lo es.

El campo de los productos pretensados es casi ilimitado. Y en nuestro país la necesidad urgente de la prefabricación de viviendas, es real. Esta tecnología resulta ser capaz de proporcionar desde la fundación a la techumbre. Respecto del diseño de vivienda

prefabricada, es capaz de adaptarse fácilmente. Para la producción de viviendas en serie, la fabricación de elementos en un plan industrial, coordinado, que contemple la posibilidad de producción es vital. Pero, también lo es el diseño, preocupación que se sacrifica en innumerables ocasiones, basta observar la realidad, en función de resultados prácticos.

En la actualidad, el arquitecto está fuertemente solicitado por las disciplinas artísticas, científicas y técnicas, que determinan su hacer. Constituyéndose estas disciplinas, para la arquitectura, en los recursos ineludibles a los que debe acudir el arquitecto siempre durante su creación.

El profundo conocimiento que de estas disciplinas debe tenerse, amplían las posibilidades de desarrollar diseños arquitectónicos conforme a la realidad de nuestro propio país. **A menudo, olvidamos aspectos tan trascendentes como nuestras verdaderas capacidades o limitaciones tanto económicas como técnicas, barreras insuperables en algunos casos en que el diseño va más allá de las posibilidades de construirlo.**

La idea es encontrar el perfecto equilibrio entre diseño y realidad económica, social y técnica, que en nuestro país constituye un nivel medio, propio de una economía en vías de desarrollo, aspecto que sin duda, irá resolviéndose en la medida que la construcción se **industrialice** (14). Por otra parte, la gestación de una obra debe involucrar, desde su nacimiento, una idea estructural y una definición exacta de todos los materiales más adecuados a utilizar. **Lo general, es que los proyectos arquitectónicos se realicen para ser resueltos estructuralmente a posteriori, con cualquier material, debido a que no se ha llegado al lenguaje de expresión propio de cada uno de ellos.**

La información y el intercambio en nuestro país es nulo, salvo contadas y particulares ocasiones. En Chile cada profesional tiende a trabajar en forma independiente en sus propios problemas. Son muy pocos los que se interesan por establecer la discusión y el

(14) Cuando me refiero a Industrialización de la arquitectura, me refiero a la industrialización de la producción de ella, no de su creación. El industrializar, no es sinónimo de 'limitación creativa', o al menos, no debiera.

intercambio de distintos conocimientos entre los profesionales que participan de la obra arquitectónica. No existe difundido interés por discutir en forma conjunta los problemas de planeamiento, arquitectura, estructura y construcción, y es un hecho la falta de oportunidades para realizarla.

Tal vez, una parte importante del impedimento para este intercambio se deba al hecho de que arquitecto e ingeniero manejan un lenguaje diferente exclusivista y desligado desde la Universidad. **El Arquitecto debe manejar conceptos claros sobre estructuras y técnicas constructivas, pero asimismo el ingeniero debe entender de problemas arquitectónicos y plásticos para poder secundar adecuadamente la creación arquitectónica.**

El hormigón pretensado, de avanzada aplicación, en Europa y EE.UU. por las ventajas que ha impuesto en la construcción de puentes, obras hidráulicas, edificios y otros, ha sido usado tímidamente en nuestro país. **Los beneficios de la compresión previa aplicada al hormigón, o no han sido entendidas claramente o se ha desconfiado de su seguridad. Es así como recientemente se ha estado difundiendo su uso más allá de puentes carreteros, donde sus ventajas son clarísimas, donde no lo es, reina lo conocido.**

Interesa hacer notar que la prefabricación de elementos pesados origina toda una técnica de montaje, por lo que se hace necesario introducir en su formación las disciplinas que desarrollen tanto una mentalidad como una técnica del montaje de elementos de prefabricación haciendo familiar en el profesional la idea de un proyecto concebido con piezas, ejecutado y armado por piezas, en el uso de la maquinaria necesaria y útil.

Estos aspectos, considerados, seguramente, audaces para nuestro medio, son indicios que invitan a un mayor desarrollo de la Tecnología del Hormigón Pretensado en nuestro país, ya que no existe razón valedera para impedir que su uso se generalice en estanques y conductos de agua, durmientes, estadios, voladizos, y otros y, **que su inteligente aplicación en todo tipo de edificios, permita obtener estructuras prefabricadas y de gran belleza arquitectónica.**

En lo que refiere a la producción y normalización de elementos pretensados se han conseguido considerables progresos. La adecuada valoración de los factores económicos y técnicos ha dado lugar a una utilización más racional de los elementos prefabricados.

Sin embargo, necesario es mencionar que en nuestro país, es fundamental el garantizar 'la propiedad antisísmica de las estructuras'. Lamentable es detectar la falta de información sobre dos temas importantes en la tecnología del Hormigón Pretensado. Uno es el relativo a los métodos de empalme y detalles de uniones y juntas, de espesor variable: 6, 76, 150, 18, 203, 38, 89 y 200 mm. Ante tal variedad de dimensiones surge inmediatamente la pregunta sobre 'cuál es, la anchura de junta que ha dado mejores resultados en la práctica siendo, al mismo tiempo, de cómoda ejecución'. Importante, sabiendo la influencia que ocasionan las retracciones y las deformaciones lentas en el comportamiento de las juntas. Pero, nada se dice en relación con la durabilidad, los efectos sísmicos, la estabilidad transversal y los daños causados por el fuego.

El otro aspecto sobre el cual se necesita información más amplia es el relativo a las condiciones mínimas que deben cumplir las piezas prefabricadas. Las tolerancias, contraflechas, aspecto de las superficies terminadas, textura de las piezas, y otros, son todos factores cuya importancia va en aumento a medida que se generaliza el empleo de elementos prefabricados 'con fines arquitectónicos y estructurales', simultáneamente.

Por otra parte, es correcto destacar que las técnicas de prefabricación, han sido notablemente mejoradas, descartándose todos aquellos métodos de resultados antieconómicos. La mecanización se ha extendido ampliamente y se aplica de un modo más racional dándose, cada vez, creciente importancia a las medidas de toda clase encaminadas a conseguir una simplificación de los trabajos que deben ser realizados en obra y una mayor facilidad en el manejo de las piezas. **Al proyectar un proceso de fabricación, insisto nuevamente, debe tenerse muy en cuenta la conveniencia de compaginar y satisfacer, de la manera más completa posible, las exigencias tanto estructurales como arquitectónicas que deben cumplir los distintos elementos, de acuerdo con el uso a que se les destine.**

Los trabajos e investigaciones que resultan más interesantes y útiles son aquellos en los que se hace patente esta interdependencia

e influencia mutua entre las técnicas del proyecto, normalización, uso, fabricación y montaje. Los trabajos en los que se estudia uno de estos aspectos, por ejemplo la fabricación, adquieren mayor importancia cuando directa o implícitamente están relacionados con los otros problemas.

En general, el estudio de este material deja de manifiesto la influencia de diversos principios fundamentales de la filosofía de las estructuras, aplicables, bien a la técnica del hormigón pretensado, en su conjunto, bien en particular, a la prefabricación en hormigón pretensado. Estos principios son:

un creciente empleo de las piezas prefabricadas como elementos estructurales tridimensionales capaces de desempeñar diversas funciones, además de la puramente resistente, tales como la acústica, arquitectural, hidráulica, de cobertura, etc.;

la necesidad de estudiar conjuntamente todos los problemas que intervienen en el proceso de prefabricación, partiendo de los componentes fundamentales de los materiales hasta llegar a obtener la estructura completa, pasando por el proyecto, la fabricación de las distintas piezas y su montaje;

la necesidad de considerar los elementos prefabricados como partes integrantes del conjunto de la estructura, es decir, que ésta debe tomarse como un todo único, cuando se estudia su comportamiento, en las condiciones de servicio, bajo las sobrecargas o en estado de rotura.

Finalmente, es aleccionador comprobar la decisiva influencia que, los diferentes estudios e investigaciones internacionales y nacionales, han provocado, con la difusión de ideas y técnicas. Pero, es preciso luchar por conseguir una mayor coordinación entre las exigencias arquitectónicas, funcionales y estructurales. La aplicación de elementos prefabricados a la construcción de estructuras continuas o reticulares y pórticos es cada día más frecuente en los distintos países y es de esperar, que bajo conceptos críticos de lo que realmente significa la industrialización, lo sea también en el nuestro. Teniendo presente que:

‘la Arquitectura ...no se define en la fábrica’.

BIBLIOGRAFIA

- | | | |
|---|---|------|
| Murcia, Juan | <u>El Hormigón Armado y el hormigón Pretensado</u> | 1993 |
| Páez, Alfredo | <u>Hormigón Pretensado en Ingeniería y en Arquitectura</u>
Editorial Bellisco, Madrid 1989 | |
| Eduardo Torroja | <u>Razón y Ser de los Tipos Estructurales</u> | |
| Pulgar, G | <u>El Hormigón Pretensado en Chile</u> | 1975 |
| Asociación Técnica
Española, Instituto | | |
| Eduardo Torroja... | <u>Hormigón Pretensado, Realizaciones</u> | 1978 |
| Ferreras, Oscar | <u>Estructuras de Hormigón Pretensado</u> | 1988 |
| Saliyer, R | <u>EL Hormigón Armado</u>
<u>Revista Hormigón y Acero</u> | |
| Mezzano, Fabio | <u>Estudio experimental de los elementos prefabricados</u>
<u>Pretensados parcialmente pretensados</u>
Memoria, U.T.F.S.M. 1985 | |
| Zigier, Carlos | <u>Losas huecas Pretensadas, contribución como</u>
<u>diafragma rígido</u> | |
| F.I.P | <u>Informe General</u>
Roma/ Nápoles , 1962 | |



Universidad de Valparaíso
Chile



00002562