

I. INTRODUCCIÓN

Un modelo estructural es cualquier elemento estructural o ensamblaje de elementos estructurales construidos a escala reducida, cuyo propósito es ser sometido a pruebas de resistencia o comportamiento. Existen ciertos requerimientos de similitud que se deben considerar para fabricar un modelo a escala y que éste funcione de manera adecuada. Un proyecto de un modelo a escala reducida es un proyecto de ingeniería en sí mismo que requiere de la misma planeación cuidadosa que una construcción real. El modelismo en sí también es un campo netamente empírico en el cual se ha logrado progresar por el hecho de una gran cantidad de estudios que se han realizado sobre los cuales se han podido desarrollar teorías y conclusiones, que ayudan a siguientes investigadores a tener un punto de partida en el proceso.

Con la experiencia previa de otros investigadores se ha desarrollado el proceso de modelismo, que es una serie de pasos recomendada con la cual se logra una planeación, diseño, fabricación y experimentación de los modelos. Se han desarrollado clasificaciones en cuanto al alcance y similitud que se pretenda alcanzar con un modelo. Con base al alcance de un estudio, así se seleccionará la precisión con la cual se reproducirá el modelo. Conociendo la similitud que se tratará de lograr con el modelo, se escoge el tipo de modelo y la escala con la cual se desarrollará el diseño. Al seleccionar la escala se debe tomar en cuenta la instrumentación que se cuenta en los laboratorios disponibles.

Una vez culminada la parte de planeación inicial se deben seleccionar adecuadamente los materiales que se utilizarán. En este estudio se muestra el proceso de selección y diseño de una mezcla de Microconcreto para trabajar un modelo de Microconcreto reforzado. Para ello se hizo un equipo de trabajo con personal del Centro Tecnológico de Cementos Progreso (CETEC) y se estudió cómo reproducir una mezcla adecuada para hacer modelos a escala de vigas reforzadas para puentes. Se desarrollaron varias mezclas de Concreto prototipo que fueron sometidas a pruebas de resistencia y así evaluar cuál podía ser más adecuada para una fundición de puentes.

Utilizando las bases presentadas en *Estructural Modeling and Experimental Techniques* por Harry Harris y Gajanan Sabnis (1999) se reprodujeron las mezclas de Concreto prototipo en Microconcreto. Se desarrolló una parte experimental en donde se realizaron varias mezclas de Microconcreto utilizando el "Grout" comercial distribuido por Mixto Listo, haciendo variaciones en el contenido de cemento y estudiando su resistencia. Se lograron hacer observaciones acerca del comportamiento de la resistencia a través del tiempo en las mezclas, y la relación que tenían las variaciones con la cantidad de cemento y la cantidad de agua.

A partir de las pruebas de resistencia a las probetas de Microconcreto, se lograron desarrollar gráficas con las cuales se pueden estudiar las variaciones en el comportamiento resistencia-tiempo según las variaciones en agua y cemento. De esta manera se pudo determinar la importancia que tiene este parámetro, no solo en el Microconcreto si no que en el concreto en general. También se pudo notar que el comportamiento de la resistencia-tiempo del Microconcreto no es igual al comportamiento del concreto, denotando al Microconcreto como un material distinto y singular.

Para el desarrollo del modelo a escala de Microconcreto Reforzado fue necesario identificar un material que pudiera ser utilizado para simular el acero de refuerzo. Para ello se identificó como importantes las características de resistencia a la fluencia, resistencia última y las deformaciones en la superficie de las barras reales, para reproducir en el modelo a escala. Se hizo un estudio comercial para identificar que materiales se podían utilizar y se escogieron barras corrugadas para malla electrosoldada, alambre de amarre convencional liso, alambre de acero galvanizado y cable de acero torchado.

Se hizo estudio de factibilidad y pruebas de laboratorio para determinar cuál de estos materiales era más apto para ser utilizado en el modelo. Por sus características de resistencia, la facilidad que puede dar al fabricar el modelo y el hecho de poder encontrar una manera de diseño con barra lisa, se escogió el alambre de amarre convencional liso luego de descartar los demás materiales.

En el proceso de fabricación fue necesario hacer la armadura de refuerzo para las vigas que se iban a fundir. Esto resultó en un proceso artesanal que conllevó el uso de herramienta casera simple para poder acoplar los alambres y formar una armadura funcional.

Para desarrollar el modelo fue necesario diseñar un encofrado para poder fundir la viga. Fue necesario seleccionar un material adecuado y encontrar formas de mantener el refuerzo en su lugar en el proceso de fundir. También se tuvo que implementar herramientas caseras para poder simular algunos procesos de fundición como lo es el vibrado. Se determinó algún método para lograr que el modelo no perdiera humedad. Se consideró mantener la viga inundada, como también se consideró aplicar antisol a la viga. Se seleccionó el segundo ya que éste requiere de menor atención y consumiría menos tiempo del personal de CETEC. Se desarrollaron tres vigas a escala las cuales se fundieron en las instalaciones de CETEC utilizando una de las mezclas evaluadas y las armaduras fabricadas.

Por último se desencofraron las tres vigas y fueron sometidas a pruebas de flexión a 14 días para determinar el comportamiento del Microconcreto y el refuerzo utilizado. También se buscó discutir acerca de la funcionalidad que se logró con el encofrado utilizado. Se presentan conclusiones y recomendaciones acerca de todo el proceso de modelado estudiado, esperando que este estudio sirva como primer elemento en una base de datos a desarrollar a nivel nacional acerca del modelismo. Se presentan también recomendaciones para desarrollar modelos de vigas pretensadas y postensadas para puentes.

A. Objetivos

1. General

- Promover las bases teóricas para la construcción y diseño de modelos a escala utilizando micro concreto, para el estudio en laboratorio de elementos estructurales.

2. Específicos

- Investigar los antecedentes teóricos para el diseño de mezclas de concreto.
- Investigar las granulometrías de los agregados utilizados en mezclas comunes de concreto.
- Investigar la manera de poder representar las propiedades de una mezcla de concreto prototipo en un material apto para modelos a escala.
- Desarrollar granulometrías a escala para los agregados a ser utilizados en una mezcla de Microconcreto.
- Estudiar el comportamiento de la resistencia según el tiempo de las mezclas que se desarrollen con Microconcreto.
- Evaluar si los métodos para diseño de mezclas de concreto pueden ser utilizados directamente para diseñar mezclas de Microconcreto.

- Desarrollar el modelo de una viga simplemente reforzada utilizando Microconcreto y acero de refuerzo adecuado.
- Estudiar las formas de fabricación de modelos a escala incluyendo un proceso similar al proceso constructivo convencional.
- Proponer un proyecto de diseño de un modelo a escala de una viga post tensada que considere el uso del microconcreto desarrollado en este trabajo.

II. MARCO CONCEPTUAL

A. Introducción del modelismo en la ingeniería estructural

Un modelo estructural puede ser definido de varias formas, suponiendo distintas funciones y finalidades. Para este estudio existen dos definiciones que se pueden tomar como punto de partida. El Comité 444 de la ACI, Análisis Estructural para Estructuras de Concreto, define a un modelo estructural como cualquier representación física de una estructura o una porción de una estructura comúnmente construido a escala (Harris y Sabnis, 1999). Otra definición dada es:

«Un modelo estructural es cualquier elemento estructural o ensamblaje de elementos estructurales construidos a una escala reducida, cuyo propósito es ser sometido a pruebas de resistencia y comportamiento, y para el cual se deben utilizar leyes de similitud para interpretar los resultados» (Janney et al, 1970).

Los modelos estructurales son bastante utilizados para investigaciones y estudios, por lo que estos deben representar la realidad lo mejor posible. Para ello muchas veces se deben desarrollar materiales especiales para que estos cumplan con los resultados y comportamientos esperados. Una escala adecuada para trabajar modelos de concreto es con un factor de escala geométrico de 10 (Harris y Sabnis, 1999).

1. Clasificación de modelos. Según Harry Harris y Gajanan Sabnis (1999) los modelos estructurales pueden ser clasificados de muchas maneras de acuerdo el comportamiento y tipo de estudio que éstos vayan a complementar. Con base a esto los modelos pueden ser clasificados como:

a. Modelos elásticos. Los modelos elásticos son aquellos realizados con un material elástico que no necesariamente va a representar el comportamiento del material prototipo. El modelo elástico está restringido únicamente a un comportamiento elástico (según la gráfica de esfuerzo deformación) y no puede representar un comportamiento post agrietamiento del concreto o el comportamiento de fluencia del acero (Harris y Sabnis, 1999).

b. Modelos indirectos. Un modelo indirecto es un tipo de modelo elástico del cual se esperan obtener líneas de influencia que puedan representar distintos comportamientos de la estructura. Las cargas utilizadas en este tipo de modelo no tienen una correspondencia con las cargas del prototipo (Harris y Sabnis, 1999).

c. Modelos directos. Los modelos directos son geoméricamente proporcionales a los prototipos. Las deformaciones, fuerzas y esfuerzos en el modelo tienen cierta similaridad y son representativos del prototipo (Harris y Sabnis, 1999).

d. Modelos de resistencia. Estos modelos también son conocidos como replicas, y son modelos que requieren estar lo más apegados a la realidad. Los materiales deben tener una representación lo más similar posible a la realidad. Estos modelos pueden ser sometidos a todo tipo de pruebas que representen las condiciones reales a las que se someta el prototipo (Harris y Sabnis, 1999).

e. Modelos de efectos del viento. Estos modelos tienen como finalidad mostrar la interacción que se da entre el viento y la estructura. El material en realidad no es tan importante como lo es la forma ya que con esto se puede evaluar dicha interacción (Harris y Sabnis, 1999).

f. Modelos dinámicos. Estos modelos son utilizados para estudiar los efectos de sismo y vibraciones mecánicas ocurridas dentro de la estructura (Harris y Sabnis, 1999).

g. Modelos para estudio, enseñanza y diseño. Estos modelos varían según su finalidad y su nivel de detalle. Son utilizados más que todo para dar una idea de cómo se verá el prototipo en la realidad (Harris y Sabnis, 1999).

h. Otros tipos de modelos. Otros tipos de modelos pueden incluir modelos térmicos, modelos fotomecánicos y modelos para visualización y optimización de métodos constructivos (Harris y Sabnis, 1999).

2. Reseña histórica del modelismo. Los modelos a escala han sido utilizados en la ingeniería prácticamente desde los inicios de ésta hace miles de años. Los primeros modelos obviamente no permitían medir deformaciones ni fuerzas de los prototipos sino más bien eran modelos arquitectónicos que servían para demostrar cómo debía verse y funcionar, a grandes rasgos, el prototipo. Los dispositivos y técnicas desarrolladas para medir esfuerzos y deformaciones en modelos se han desarrollado junto con la tecnología electrónica a finales del siglo pasado (Harris y Sabnis, 1999).

3. Modelos estructurales y códigos. Aunque no se le ha prestado suficiente atención al modelismo en los códigos de construcción norteamericanos, estos sí presentan estatutos donde permiten su uso pero no admiten que el diseño definitivo provenga únicamente del modelo estructural (Harris y Sabnis, 1999). El código ACI permite el uso de modelos en la sección 19.2.4:

«Se permite el uso de análisis numérico o experimental siempre y cuando se demuestre que dichos procedimientos proveen un diseño seguro.»

En el comentario del código R19.2.4 esto se extiende:

«Análisis experimentales de modelos elásticos se han utilizado con anterioridad como sustituto de una solución analítica para estructuras muy complejas. Análisis elásticos de modelos de micro-concreto reforzado en su comportamiento elástico, agrietado, inelástico y de resistencia última pueden ser considerados para elementos inusuales en tamaño, forma o complejidad. Para análisis del modelo, únicamente se deben tomar en cuenta los elementos de la estructura que afecten directamente el área de estudio para ser simulados. Todas las pruebas deben garantizar que los experimentos muestran resultados cuantitativos y reflejan el comportamiento del prototipo.»

En lugares como Australia y Hong Kong se permite el diseño de ciertos tipos de estructuras únicamente con base a pruebas realizadas en modelos estructurales. Esto se da debido a que estos países tienen códigos que regulan extensivamente esta área del diseño con modelos (Harris y Sabnis, 1999).

Existen varias situaciones para las cuales el modelismo estructural puede resultar mucho más adecuado. La complejidad de las estructuras modernas y la complejidad que conlleva un método analítico que estudie el comportamiento post-elástico en elementos de concreto reforzado hacen que los métodos analíticos resulten poco confiables. Por esto es que el modelismo estructural puede ayudar extensivamente a los ingenieros a visualizar estos comportamientos (Harris y Sabnis, 1999).

De acuerdo con Harry Harris y Gajanan Sabnis (1999) las estructuras que pueden ser más convenientes para ser modeladas son:

- Estructuras de techos en forma de paraboloides hiperbólicos con configuraciones complejas.
- Estructuras muy altas y otras estructuras que pueden ser afectadas sobremedida por el viento.

- Nuevos sistemas estructurales para edificios que involucren la interacción de muchos componentes.
 - Configuraciones complejas de puentes.
 - Estructuras de concreto preesforzado como estructuras de reactores nucleares.
 - Estructuras de marcos ordinarios sometidos a cargas complejas como cargas de viento o sismo.
 - Losas estructurales con fronteras inusuales o condiciones de carga especial. Losas con geometría especial, como losas cortadas y/o con cambios de espesor.
 - Represas.
 - Estructuras marítimas o subacuáticas.
 - Detalles estructurales especializados.
4. **Selección de la escala geométrica.** Una selección de una escala adecuada para un modelo es esencial para que este sea representativo del prototipo. Un modelo muy pequeño puede ser cargado fácilmente, pero su fabricación e instrumentación pueden resultar muy complicadas. Un modelo muy grande puede resultar fácil de ensamblar pero debe ser sometido a cargas muy grandes, las cuales pueden sobrepasar la capacidad de un laboratorio (Harris y Sabnis, 1999).

Cuadro 1. Escalas típicas según material y tipo de modelo.

Escalas típicas según material		
Tipo de estructura	Modelo elástico	Modelo de resistencia
Techo en forma de paraboloides hiperbólico	1/200 a 1/50	1/30 a 1/10
Puente de autopista	1/25	1/20 a 1/4
Torres de reactores nucleares	1/100 a 1/50	1/20 a 1/4
Estructuras de losas y vigas	1/25	1/10 a 1/4
Represas	1/400	1/75
Modelos para efectos de viento	1/300 a 1/50	No aplica

Fuente: (Harris y Sabnis, 1999)

Estas escalas han sido determinadas empíricamente por diferentes investigadores según la fabricación y carga que se le pueda someter a cada tipo de modelo. Por ejemplo para modelos de concreto, se debe tomar en cuenta con el espaciamiento entre barras y el recubrimiento (Harris y Sabnis, 1999).

5. **El proceso de modelado.** El proceso de modelado en sí es un pequeño proceso de ingeniería por lo cual conlleva una secuencia lógica que debe ser planificada con mucho cuidado y atención. La planificación del modelo debe estar basada según los aspectos que este debe cumplir. Esto depende de las pruebas para las cuales se esté elaborando el modelo y de la calidad de detalle que se pretenda obtener. Los modelos deben planificarse para que estos no queden cortos de llenar las expectativas ni que sea tan complejo que el tiempo de elaboración y planeación se compliquen y demanden mucho tiempo y dinero. Un proceso adecuado se describe a continuación, según Harry Harris y Gajanan Sabnis:

- Determinar el alcance del estudio a realizar.
- Determinar la similitud que se tendrá con el prototipo en los aspectos de geometría, materiales, cargas e interpretación de datos.
- Determinar el tamaño del modelo y el nivel de fiabilidad y la precisión que nos puede dar el modelo.

- Selección adecuada de los materiales.
- Planeación de la fabricación.
- Selección de la instrumentación, métodos de medición y dispositivos de medición.
- Diseño y preparación del equipo de carga.
- Observar cuidadosamente y tomar la mayor cantidad de datos durante la prueba de carga para poder entender el comportamiento del modelo.
- Realizar el análisis y reporte de la prueba lo antes posible dando recomendaciones de cómo se puede mejorar una prueba similar en el futuro.

6. Ventajas y limitaciones del proceso de modelado. La principal ventaja que tiene un proceso de modelado sobre un método analítico es que permite observar un comportamiento de la estructura a lo largo de todo el proceso de carga y colapso. El estudio de una estructura durante todo su comportamiento de carga y colapso analíticamente es demasiado complejo y se necesitan equipos computarizados (*Harris y Sabnis, 1999*).

Los modelos a escala proveen una forma más barata para visualizar el comportamiento de una estructura creando una representación empírica de la misma. Un modelo a escala también provee una facilidad en la aplicación de cargas e instrumentación para llevar a cabo una prueba de laboratorio (*Harris y Sabnis, 1999*).

Un modelo a escala puede resultar más barato que un modelo a escala real pero definitivamente requiere de más tiempo y de más costo que un proceso analítico. Además lo que se pueda aprender de un modelo que implique un cambio en el diseño de una estructura puede necesitar de un segundo modelo duplicando los costos de tiempo y materiales para poder asegurar que el prototipo sí mejorara (*Harris y Sabnis, 1999*).

Los modelos a escala normalmente requieren de bastante tiempo para planificarse y fabricarse, pero la decisión de realizar un modelo se toma a último momento. Antes de proceder a realizar un modelo a escala, un ingeniero agota las opciones analíticas que tiene. Al tiempo perdido en agotar los métodos analíticos se le debe añadir el tiempo de planeación, fabricación y análisis de resultados del modelo (*Harris y Sabnis, 1999*).

Otras aplicaciones de investigación en las cuales puede tener ventajas realizar un modelo estructural son Según Harry Harris y Gajanan Sabnis:

- Desarrollo de datos experimentales para verificar los resultados de un método analítico.
- Estudio de estructuras complejas tales como estructuras en forma de paraboloides hiperbólicos.
- Estudios de comportamiento de elementos estructurales.
- Estudios de estructuras sometidas a cargas complejas.
- Desarrollo de nuevos sistemas estructurales.

7. Precisión de los modelos estructurales. La precisión de los modelos estructurales es el factor de mayor importancia en el proceso de modelado. Los principales factores que pueden afectar la precisión de un modelo estructural son las propiedades de los materiales, la fabricación en sí, las técnicas de carga, los métodos de medición y la interpretación de datos. Los mejores diseños de modelos para vigas, marcos, paraboloides hiperbólicos y otras estructuras de concreto reforzado, han tenido un error hasta del 15% al predecir el comportamiento de elementos en el rango agrietado. Una mejor forma de aceptar los resultados de los modelos a escala es realizar muchos modelos, compararlos con muchos prototipos y realizar un análisis estadístico. El problema es que esto sería demasiado costoso y probablemente el costo no resultaría rentable comparado con los beneficios que pueda brindar (*Harris y Sabnis, 1999*).

B. Teoría de los modelos estructurales

Cualquier modelo estructural debe ser diseñado, cargado e interpretado de acuerdo a los requerimientos de similitud que se relacionen con la estructura prototipo. Los requerimientos de similitud se basan en la teoría de modelado que derivan de un análisis dimensional de los fenómenos físicos involucrados en la estructura del prototipo. La teoría de modelismo puede ser resumida en dos temas:

- Análisis dimensional y teoría de la similitud.
- Requerimientos de similitud verdaderos para distintos tipos de modelos estructurales, cuyo propósito es estudiar la respuesta bajo condiciones elásticas y post elásticas, como también cargas dinámicas y térmicas.

Debe tenerse en cuenta que una aplicación de la teoría del modelismo a un problema estructural, en la cual no se tiene el entendimiento total del comportamiento esperado, puede llevar a un programa de modelismo erróneo (*Harris y Sabnis, 1999*).

1. Modelos estructurales. Harris y Sabnis han clasificado tres tipos de modelos básicos:

- Modelo verdadero: Este modelo mantiene completa similaridad. Cualquier modelo que satisfaga todas y cada una de las estipulaciones de un análisis dimensional adecuado.
- Un modelo adecuado: Es aquel en el que se toman en cuenta únicamente los aspectos del modelo que son importantes para el estudio y otras características pueden ser consideradas como secundarias.
- Modelo distorsionado: Es aquel modelo que no puede cumplir las condiciones para las cuales fue diseñado.

a. **Modelos verdaderos.** Lo mejor siempre sería poder tener un modelo con completa similaridad, pero a veces se tienen limitantes económicas que no permiten armar un modelo completo, por lo que se puede optar a un modelo adecuado que cumple con los aspectos más importantes de la prueba.

Los modelos verdaderos también presentan varias complicaciones. Decir que un modelo llenará totalmente las similitudes con el prototipo es falso ya que siempre habrá aspectos que no se cumplen en un 100%. Por ser un modelo y no una estructura real se pueden relajar los requerimientos de diseño del modelo (*Harris y Sabnis, 1999*).

b. **Modelos adecuados.** Considerando las dificultades de hacer un modelo verdadero, y aprovechando que podemos relajar los requerimientos de diseño se puede considerar un modelo adecuado para trabajar. El modelo adecuado será aquel que cumpla con las condiciones importantes para el ingeniero, y que los errores que muestre el modelo en aspectos que no serán de primer orden puedan ser ignorados. Existen algunos tipos de problemas estructurales que son de especial consideración. La naturaleza de estos problemas puede ser entendida de mejor manera al considerar la naturaleza de todas las respuestas estructurales. En cuanto a esto, las deformaciones de cualquier estructura son dependientes de (*Harris y Sabnis, 1999*):

- La fuerza, el desplazamiento y las condiciones iniciales impuestas a la estructura.
- La geometría de la estructura.
- Los materiales que componen a la estructura.

Para determinar estas deformaciones, y por consiguiente esfuerzos, desde un punto de vista matemático se han categorizado varios tipos de comportamiento. Analíticamente se entiende que la respuesta estructural se debe a una deformación axial; por cortante, proveniente de un momento flexionante; por torsión o por cualquier combinación entre estas cuatro. Estas categorías se han creado para poder superar algunas dificultades asociadas con el análisis de los esfuerzos analíticos (*Harris y Sabnis, 1999*).

Ahora bien, la principal dificultad que se presenta en el método experimental es el hecho que tanto el modelo como el prototipo no son conscientes de estas cuatro categorías y por ende sólo responden a un comportamiento total. Sin embargo, ciertos problemas especiales pueden surgir, para los cuales los conocimientos de estas cuatro categorías pueden ser aplicados al problema del modelo (*Harris y Sabnis, 1999*).

Dependiendo del tipo de estudio que se quiera hacer, algunas categorías no son de gran importancia. En un marco rígido, en el cual el grado de indeterminación es alto, las deformaciones son dominadas más que todo por los momentos flexionantes, por lo cual se le puede dar menor importancia a las fuerzas axiales, cortantes y por torsión (*Harris y Sabnis, 1999*).

c. Modelos distorsionados. Los modelos distorsionados no necesariamente son modelos que no sirvan. Los modelos distorsionados únicamente son modelos en los que algún aspecto de primer orden puede ser obviado. El grado en el cual se puede obviar una condición de primer orden se da si se considera y se entienden bien la influencia que estos aspectos ignorados tendrán sobre el resultado final (*Harris y Sabnis, 1999*).

2. Requerimientos de similitud. Modelar el comportamiento inelástico completo, incluyendo el modo apropiado de falla y la capacidad, de una estructura de concreto reforzado o una estructura pre o post tensada, no es fácil. La naturaleza altamente post elástica del concreto reforzado es un problema sustancial en sí mismo. La otra dificultad mayor está en la fase de reforzamiento de este material de dos componentes. Se le debe prestar especial atención a las propiedades de resistencia y a las características rugosas de la superficie para poder lograr modelos efectivos (*Harris y Sabnis, 1999*).

El criterio de falla para un modelo de concreto sometido a esfuerzos multiaxiales debe ser idéntico al del prototipo porque las pruebas realizadas a los modelos de concreto se llevan hasta que estos fallen. Los requerimientos más importantes para un modelo de concreto reforzado son (*Harris y Sabnis, 1999*):

- Las curvas de esfuerzo deformación tanto para el modelo como para el prototipo deben ser geoméricamente similares para fuerzas de tensión y compresión axial.
- Las deformaciones unitarias del modelo y del prototipo, bajo cargas axiales de tensión o compresión deben ser iguales.

Se debe hacer énfasis en que las propiedades de resistencia a la tensión deben ser escaladas adecuadamente si se quiere lograr una resistencia al corte, agrietamiento y deflexiones modeladas. Normalmente los esfuerzos son transmitidos del concreto al acero en la interfaz entre los mismos. El enlace que se forma entre el acero y el concreto es muy importante en todos los elementos estructurales y por ningún motivo debe ser ignorado en el proceso de modelado. La siguiente discusión explica dicha importancia:

«El requerimiento de similitud básico para el enlace entre el concreto y su refuerzo, para modelos reales, es que los esfuerzos generados entre el enlace por el acero de refuerzo sean idénticos a aquellos del refuerzo prototipo. También se requiere que la resistencia última del enlace sea idéntica en el modelo y en el prototipo» (Zia et al, 1970).

La escala del modelo es un factor importante en este problema de similitud. Para modelos grandes, las barras No 2 o No 3 pueden ser utilizadas como parte del modelo principal. En el caso de modelos más pequeños se puede utilizar cables, o materiales más delgados de acero. Utilizar barras comerciales u otro material de acero no asegura para nada que este enlace vaya ser representado idénticamente, por la rugosidad entre las barras.

Se conoce que el enlace formado entre las barras y el acero es muy bueno y sus características de adherencia se deben tanto a enlaces químicos como a propiedades físicas como la rugosidad natural de las barras y los espacios entre corrugas del acero, aunque éstos no se han comprendido en su totalidad. Está comprendido que de las anteriores, la propiedad mecánica friccionante es la que fortalece más este enlace. Por esto es que es muy complicado poder representar este enlace en un modelo ya que los cables o barras delgadas no tienen la misma rugosidad que pueden tener las barras utilizadas en el prototipo. Según el Código ACI la resistencia última de este enlace está dada por (*Harris y Sabnis, 1999*):

$$U_{\mu} = 30 \sqrt{f'_c} < 2500D$$

En donde U_{μ} es la resistencia última del enlace, f'_c es la resistencia del concreto a la compresión en psi, y D es el diámetro de las barras en pulgadas. Podría llegar a ser completamente erróneo tratar de representar esta relación exactamente en un modelo que utilice los tipos de refuerzo pequeño mencionados anteriormente. Primero la expresión anterior no es dimensionalmente homogénea. Segundo, ésta fue desarrollada experimentalmente en pruebas realizadas en prototipos, por lo cual no debe de utilizarse directamente en otros tipos de materiales y estructuras como lo sería el Microconcreto. Si la expresión anterior fuera verdadera para todo tipo de barras, las barras No 2 y menores, todas estarían limitadas a $2500D$. Tercero, las barras prototipos, los alambres y los cables tienen distintas geometrías y distintas superficies, tanto que la acción de enlace de estos será diferente sin duda alguna (*Harris y Sabnis, 1999*).

Estos problemas de diferencias entre el acero de refuerzo de modelo como el del prototipo no necesariamente significan que estos vayan a generar un enlace de menor resistencia. Según algunas pruebas realizadas con anterioridad se han tenido resultados que el refuerzo utilizado incluso pudo duplicar la fuerza de enlace. De igual manera, no está cumplido el requerimiento de similitud (*Harris y Sabnis, 1999*).

Algunos refuerzos que pueden utilizarse en el modelo ya han sido estudiados con anterioridad por lo que se puede tener información que permita un diseño adecuado del modelo. Este método de diseño del modelo se enfoca más en tener una resistencia adecuada en el enlace en vez de tener una resistencia escalada. Este método puede tener mayor mérito ya que puede generar un modelo mucho más representativo y mucho menos propenso a errores.

C. Materiales para modelos inelásticos de concreto

Los modelos directos diseñados para representar concreto reforzado deben de ser representativos en cuanto a materiales que representen el concreto prototipo, el acero y que estos materiales formen un enlace adecuado en la interfaz entre ellos. Las técnicas constructivas utilizadas para estos modelos directos deben ser también similares a los métodos constructivos utilizados en el prototipo. La veracidad de los resultados obtenidos con un modelo directo dependen de que tanta precisión obtuvo el ingeniero del modelo al representar las propiedades del material, la forma de someterlo a cargas y las condiciones del ambiente en que se fabrico y probó el modelo (*Harris y Sabnis, 1999*).

1. Concreto prototipo y concreto modelo. Tanto el concreto prototipo y el concreto modelo consisten de una mezcla de substancias granulares inertes que se mantienen juntas gracias a un agente cementante. En términos más específicos, el concreto prototipo es una mezcla de agua, cemento, agregados finos, agregados gruesos y posiblemente algún

aditivo. El concreto modelo normalmente consiste de agregados finos, cemento, agua y probablemente algún aditivo (*Harris y Sabnis, 1999*).

Los agregados son materiales químicamente inertes y fuertes que se aplican como un material graduado según su granulometría. Los agregados más comunes son: piedra triturada, grava, y/o arena principalmente, aunque se pueden utilizar otros materiales. Cualquier agregado que pase el tamiz No 4 (US, 0.187 in., 4 mm) es considerado como agregado fino, y el material que queda en dicha malla es considerado agregado grueso. La graduación que tengan los agregados es determinante en cuanto a las propiedades que le brindarán al concreto (*McCormac, 2005*).

Mientras mejor graduados estén los agregados, mejor se podrá distribuir dentro de la mezcla causando así que queden menos espacios vacíos que la pasta de cemento tenga que cubrir. A los agregados mejor graduados se les atribuye un ahorro en economía debida al menor uso de cemento, concretos más resistente, y una mezcla que tenga mucho menos cambio en su volumen debido al encogimiento por secado (*McCormac 2005*).

En el prototipo, el limitante en cuanto a los agregados gruesos en cuanto a su tamaño máximo esta dado por el uso que vaya a tener el concreto formado por este. La ACI recomienda el uso de agregados entre los 10 a 150 mm; recomendando también que se utilicen entre 20 y 40 mm en edificios. En el modelo no existe una limitante explícita del tamaño máximo del agregado, pero obviamente según la escala se debe cuidar que el agregado quepa dentro del modelo, y quepa según el espaciamiento del refuerzo. Según cierta investigación bibliográfica realizada por *Harris y Sabnis (1999)* se determinó que el máximo tamaño de agregados utilizado en modelos a escala de 1:2 ó 1:3 es entre 10 a 6 mm, y para modelos de 1:6 a 1:10 se pueden utilizar agregados limitados por el tamiz No 4 (US) (*Harris y Sabnis, 1999*).

El agente cementante, tanto en prototipos como en modelos es el Cemento Portland. Comprende básicamente cuatro componentes que son: silicato tricálcico ($3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$), silicato dicálcico ($2\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$), Aluminato tricálcico ($3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3$) y Aluminoferrito tetracálcico ($4\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{Fe}_2\text{O}_3$) con un peso específico aproximado de 3.15. Estas propiedades pueden variar según la casa comercial o fabricante que produzca el cemento. Cuando el cemento es mezclado con agua, este se vuelve un material pastoso. Si se incrementa la cantidad de agua el cemento puede incluso llegar a ser un líquido con propiedades altamente adhesivas. Esta mezcla empieza a endurecer conforme pierde humedad, teniendo ya propiedades sólidas en aproximadamente 1 hora, y siendo un material parecido a una roca en unas 6 a 10 horas. Este proceso puede ocurrir debajo de agua por lo que el Cemento Portland es considerado un material hidráulico. No existe una consideración especial en cuanto al tipo de agua que se tenga que utilizar para realizar la mezcla. Una porción de agua es absorbida por el cemento para llevar a cabo su hidratación, mientras que el resto únicamente sirve como un agente para poder tener una mezcla suficientemente trabajable. Un agua ordinaria que sea potable y aceptable para usos en el hogar debe ser satisfactoria para usarla en un concreto (*Harris y Sabnis, 1999 y Nilson y Winter, 1994*).

A veces es necesario, o simplemente se desea, por motivos constructivos o económicos, mejorar la trabajabilidad; incrementar o decrementar el tiempo de fraguado, incrementar la resistencia o disminuir la porosidad natural de la mezcla. Los aditivos son sustancias como el cloruro de calcio, ácido acético, o agentes absorbentes de aire, que pueden ser agregados a la mezcla para alterar sus propiedades (*Harris y Sabnis, 1999 y McCormac 2005*).

2. Propiedades ingenieriles del concreto. El concreto es un material único en construcción, y posee ciertas propiedades que no son comunes en otros materiales; por ejemplo, la resistencia a la tensión del concreto es menor que su resistencia a cortante, y al mismo tiempo esta es menor que su resistencia a la compresión. Consecuentemente, el concreto prototipo no puede ser reemplazado por otro material cualquiera en un modelo. Las propiedades

ingenieriles que representa el concreto prototipo y modelo son dependientes de algunos factores como Según McCormac:

- La relación agua-cemento
- La relación cemento-agregados
- La naturaleza de los agregados (tamaño, dureza, graduación, textura superficial etc.)
- Tipo de cemento
- Historia de la humedad disponible para la reacción del cemento, e historia de la temperatura durante el proceso de curado.
- Contenido de humedad y temperatura durante las pruebas.
- Edad al ser sometido a pruebas.
- Tipo de esfuerzos causados por las cargas aplicadas: tensión, pandeo, compresión etc.
- Duración de la carga
- Velocidad de aplicación de la carga.

El efecto de estos factores y su interacción es algo que no se ha podido entender en su totalidad. A pesar que el concreto ha sido estudiado experimentalmente desde principios del siglo XX, el comportamiento de carga-deformación-tiempo es de los factores menos comprendidos de todos los materiales comunes en la construcción. Estos factores inconvenientes se deben a que el concreto requiere de un proceso de mezclado, colocado y curado que se llevan a cabo en distintas condiciones cada vez. Consecuentemente es muy complejo lograr un concreto de modelo que simule estas propiedades y las similitudes exactas que un concreto prototipo. Las reacciones químicas y físicas, son procesos que no se pueden escalar. Estas limitaciones no son serias, si las propiedades físicas del concreto modelo, incluyendo su curva esfuerzo deformación, y su forma de fallar es representativa del concreto prototipo, este concreto será adecuado para ser usado en modelos (*Harris y Sabnis, 1999*).

a. Concreto prototipo y modelo-efectos de la micro estructura. Un estudio de la estructura de concreto, mortero y pasta de cemento revela una analogía interesante. El concreto de modelo es básicamente concreto, pero en una escala reducida por lo menos en una magnitud. El agregado grueso en una matriz suave de mortero en concreto es análoga a las partículas de arena dura en una matriz suave en una pasta de cemento para un concreto modelo. Una magnificación de segundo orden de una pasta de cemento endurecida, revela la misma composición cualitativa que se encuentra en concreto y mortero de un cemento deshidratado en una matriz de gel de cemento. Esto puede llevar a desarrollar teorías que indiquen un comportamiento similar aunque también según estudios experimentales muestran que pueden haber diferencias considerables (*Newman, 1965*).

- El cemento, el mortero y el concreto muestran la misma porción elástica en la curva de esfuerzo deformación.
- La curva esfuerzo deformación, para concreto empieza a desviarse de una línea recta a un esfuerzo menor que un mortero o una pasta.
- La pasta muestra una curva de esfuerzo deformación hasta una falla repentina.
- Tanto el mortero como el concreto muestran una curva y un esfuerzo no lineal, y cierta ductilidad como un aviso antes de fallar.

Al agregar concretos a la pasta de cemento, un sistema complejo y heterogéneo, y de comportamiento muy distinto al original se forma. La consistencia no es un factor que pueda ser representativo al comparar estas mezclas, pero el volumen de agregados que se encuentre en la mezcla si puede ser un factor de alta importancia. De hecho cuando el volumen de agregados es menor que cierto valor crítico, tanto los morteros como los concretos son más rígidos que una pasta hecha con la misma relación de agua cemento. Cuando este mismo valor crítico es excedido, como es común en la mayoría de concretos estructurales, se ve una disminución

considerable en la rigidez y resistencia, con un resultado neto que la pasta es más resistente que el mortero que a su vez es más resistente que el concreto (*Harris y Sabnis, 1999*).

3. Resistencia a la compresión y realización esfuerzo deformación.

a. **Concreto prototipo.** La resistencia a la compresión es la propiedad más importante que tiene el concreto estructural. La curva de esfuerzo deformación es lineal a pocos niveles de esfuerzo, y el módulo de elasticidad E_c es usualmente la pendiente de la línea tangente desde el origen y toda la parte inicial de la curva (*McCormac 2005*).

Existen diferentes expresiones disponibles para el módulo de elasticidad. El código ACI 318-95 usa la expresión:

$$E_c = 33w^{1.5}\sqrt{f'_c}$$

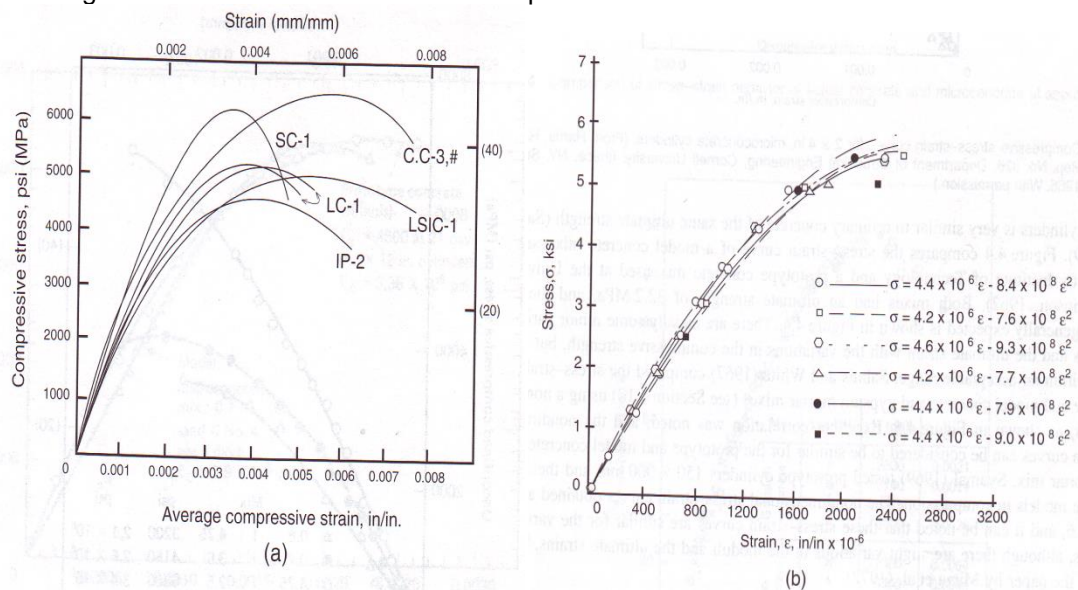
Donde w es el peso unitario del concreto en libras por pie cubico, f'_c es la resistencia a la compresión, y E_c es el módulo de elasticidad, ambos en mega pascales (MPa) (*McCormac 2005*).

b. **Concreto modelo.** La respuesta de cualquier modelo de concreto a una carga de compresión es de alta importancia ya que, esta resistencia, es la característica principal del material. El comportamiento del concreto prototipo a compresión es toda la información que se tiene cuando se desea sustituir el concreto por otro material. Por esto la curva de esfuerzo deformación bajo cargas de compresión es el aspecto más importante a simular en un Microconcreto. También es importante modelar otros tipos de comportamiento como la resistencia a la tensión y los comportamientos que dependen del tiempo. La resistencia a la compresión del concreto modelo es comúnmente sometido a pruebas como cilindros con una relación largo diámetro de 2, similares a los utilizados en concreto prototipo, aunque según *Harris et al. (1966)* se debe utilizar una relación de 2.5 (*Harris y Sabnis 1999*).

Todos los datos y Figuras mostrados en esta investigación bibliográfica son investigación realizada principalmente por *Harris y Sabnis (1999)* y presentada en el libro "*Structural Modeling and Experimental Techniques*", utilizando también las citas bibliográficas de los mismos. Estos datos y Figuras son principalmente resultado de estudios utilizados en otras localidades y que pueden variar con los materiales que se vayan a utilizar en este estudio (*Harris y Sabnis 1999*).

En las siguientes Figuras se muestran varios estudios realizados previamente por algunos investigadores. En la Figura 1 se muestra un estudio realizado por *Harris y White* en 1972 con cilindros de 25 x 50 mm. También se muestran las pruebas realizadas por *McDonald y Swartz* en 1981. En el último estudio se hizo una mezcla de 0.5:1:2.2, agua: cemento: arena por peso; se utilizó con un curado de 21 días en un cuarto húmedo (21° C, 100% de humedad relativa) (*Harris y Sabnis, 1999*).

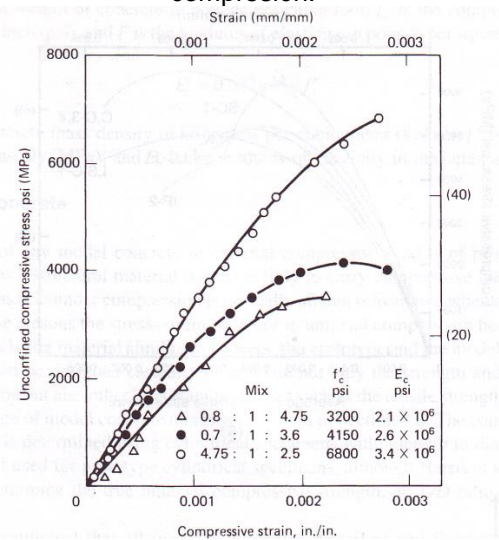
Figura 1. Curvas esfuerzo deformación para cilindros de 15x50 mm de Microconcreto.



Fuente (Harris y Sabnis, 1999)

En la Figura 2 se muestran las curvas obtenidas en la Universidad de Cornell para cilindros de 50 x 100 mm para tres diferentes muestras con resistencia variable de 22 a 47 MPa. El módulo E_c varió entre 14.5 a 23.5 GPa. Otros estudios realizados en la Universidad de Cornell mostraron resultados siguiendo la misma tendencia (Harris y Sabnis 1999).

Figura 2. Curvas de esfuerzo deformación para cilindros de Microconcreto de 2x4 in sometidos a compresión.

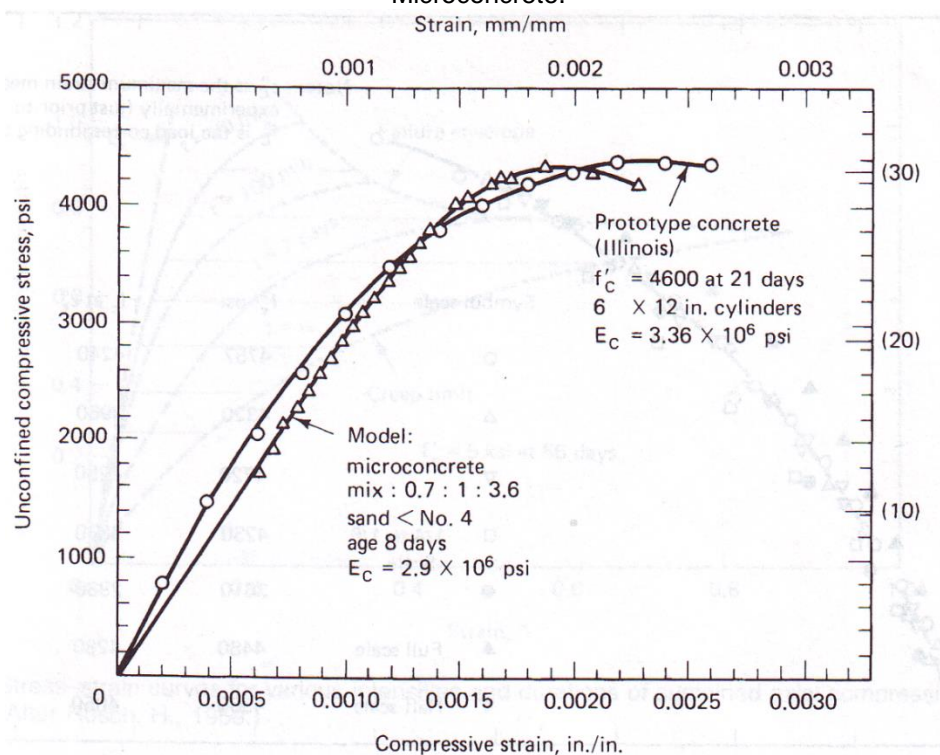


Fuente: Harris y Sabnis 1999

- c. **Comparación del concreto prototipo y modelo y sus curvas de esfuerzo y deformación.** Muchos investigadores han notado que el comportamiento típi-

co de esfuerzo deformación de los cilindros con una relación de alto diámetro de 2, pero con menores dimensiones que el estándar 150 x 300 mm, son muy similares al concreto ordinario de la misma resistencia última. La Figura 3 compara la curva esfuerzo deformación de un concreto modelo del Instituto de Tecnología de Massachusetts, y un concreto prototipo usado en la Universidad de Illinois (Harris y Sabnis, 1999).

Figura 3. Comparación del comportamiento esfuerzo deformación del concreto real y el Microconcreto.

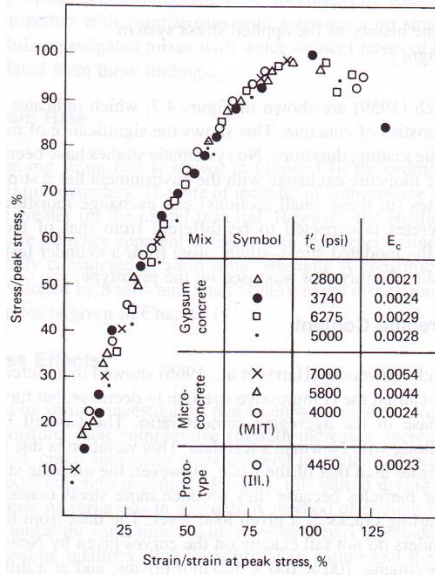


Fuente: Harris y Sabnis 1999

Ambas mezclas tienen una resistencia última de 32.2 MPa. Hay algunas variaciones en el módulo y la deformación última, pero estos están dentro de un rango aceptable. Sabnis y White (1967) compararon las curvas esfuerzo deformación de un concreto prototipo y un concreto modelo, además de un mortero, y estos resultados se muestran en la Figura 4.

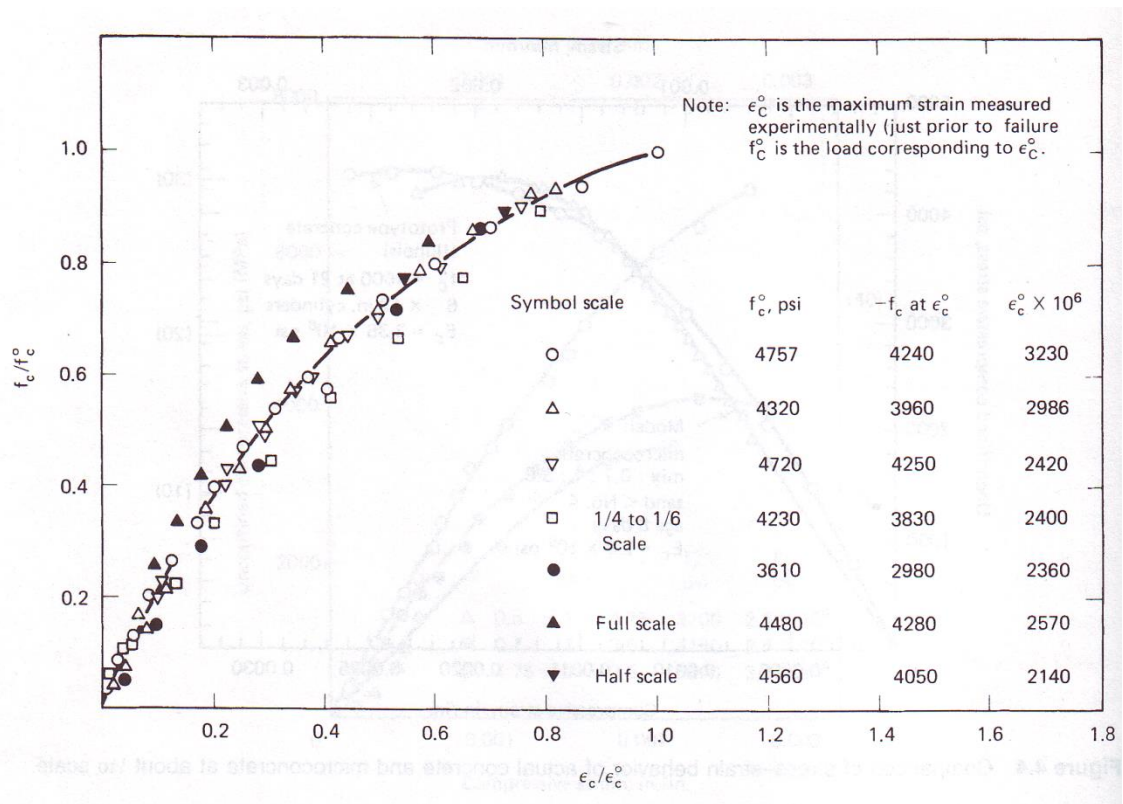
Una correlación excelente se pudo observar, las curvas esfuerzo deformación adimensionales muestran la misma tendencias en las tres curvas. Syamal probó cilindros prototipo de 150 x 300 mm y sus modelos de $\frac{1}{2}$, $\frac{1}{4}$ y $\frac{1}{6}$ en 1969. Las curvas que obtuvo se muestran en la Figura 5, y se puede notar que sus curvas son similares para los distintos tamaños.

Figura 4. Comparación de las curvas esfuerzo deformación de varios concretos.



(Harris y Sabnis, 1999)

Figura 5. Curvas esfuerzo deformación no dimensional para concreto en compresión.



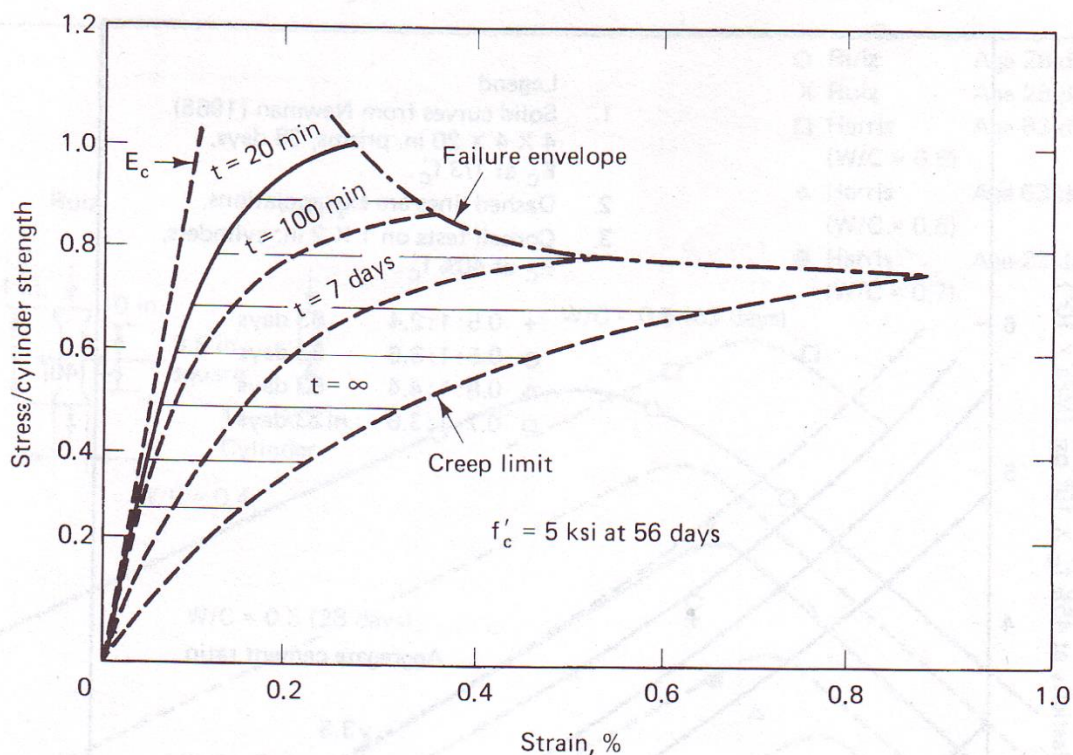
(Harris y Sabnis, 1999)

d. Escurrimiento plástico y recuperación. Cuando una estructura de concreto está siendo cargada, ésta se deforma más y más con el tiempo. Las deformaciones iniciales son perfectamente elásticas, y las deformaciones unitarias crecen ante un esfuerzo constante. Estas deformaciones son una especie de escurrimiento interno del material. Los principales factores que afectan este escurrimiento en el concreto son:

- La edad del concreto al momento de ser sometido a prueba.
- La relación agua cemento
- Humedad relativa
- Magnitud de los esfuerzos aplicados
- Resistencia a la compresión

En la Figura 6 se muestran los resultados obtenidos por Rüsç (1959), sobre los efectos del tiempo en las gráficas de esfuerzo deformación. Esto muestra el significado de ejemplificar el comportamiento del prototipo para distintas duraciones de cargas. Ningún estudio sistemático se ha realizado en Microconcreto, pero como el intercambio de humedad con el ambiente tiene una gran influencia en el escurrimiento, y como el Microconcreto puede intercambiar humedad mejor, el efecto de escurrimiento plástico se espera que sea diferente en el Microconcreto que en el concreto prototipo. Por ello, se debe tratar de ejemplificar las duraciones de carga de la misma manera que se hicieron con el concreto prototipo (Harris y Sabnis, 1999).

Figura 6. Curvas de esfuerzo deformación para diferentes intensidades y duraciones de carga de compresión axial.

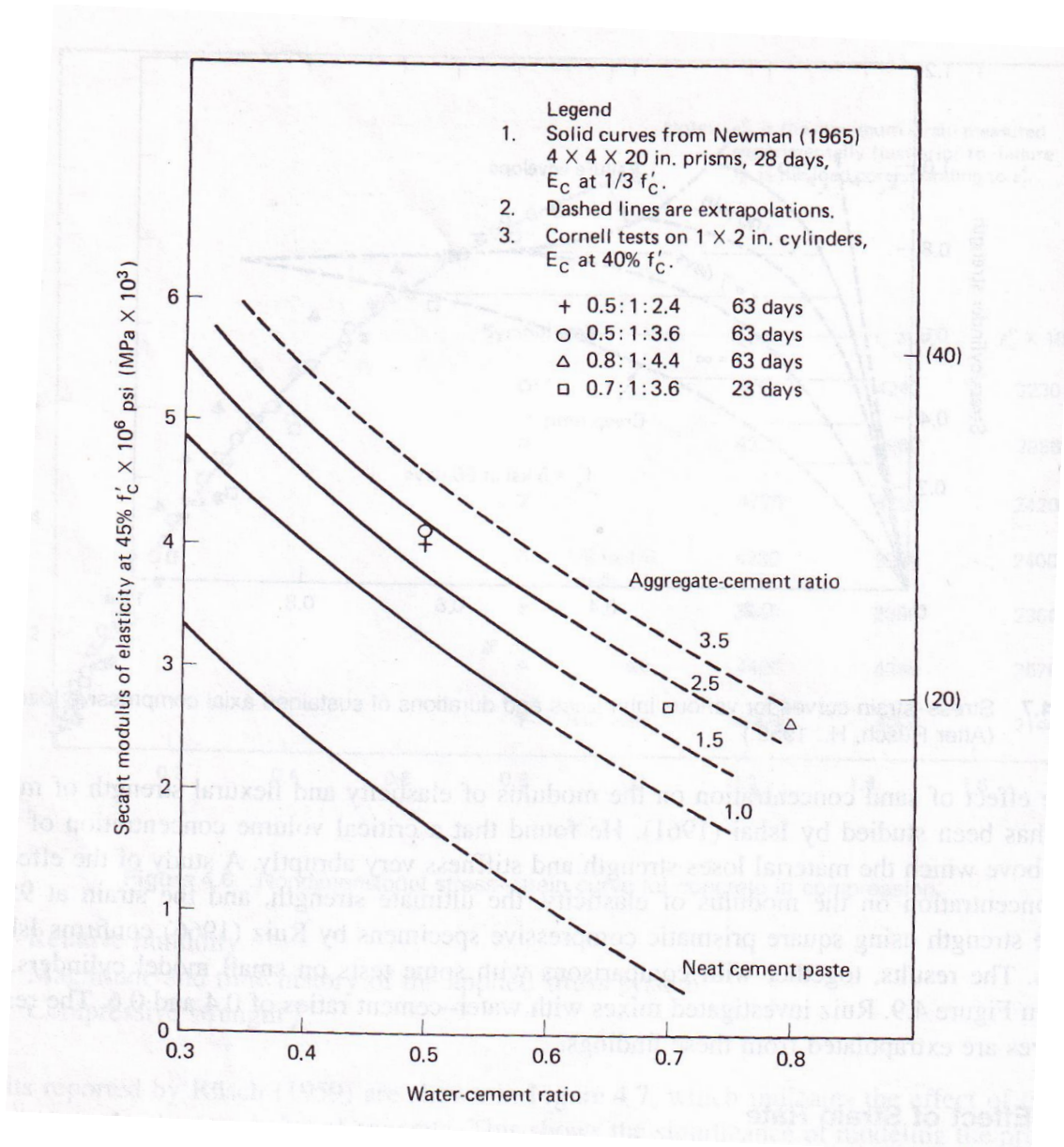


(Harris y Sabnis, 1999)

e. Efecto del contenido de agregados. Algunos experimentos llevados a cabo en la Universidad de Cornell, mostraron que el incremento en el contenido de arena en las mezclas de Microconcreto causaron una resistencia a la compresión menor, pero el módulo de elasticidad incrementó en la relación agregado-cemento. Los resultados de la

Universidad de Cornell se muestran en la Figura 7, junto con los resultados de las pruebas realizadas por Newman, previamente mencionadas. Esta variación se debe a un módulo de elasticidad más alto del agregado que el de la pasta. Asimismo la resistencia última disminuye con el incremento de partículas de agregado porque estas producen más concentraciones de esfuerzo y por ello una mayor probabilidad de que se generen grietas bajo determinada carga. Los datos de la Universidad de Cornell utilizando cilindros de 25 x 50 mm no cazan exactamente con las curvas proporcionadas por Newman por que estas pruebas fueron realizadas con prismas de 100 x 100 x 500 mm, en una edad distinta. La tendencia es la misma a pesar de estas diferencias (Harris y Sabnis, 1999).

Figura 7. Efectos de las relaciones Agua Cemento y Agregado Cemento en las propiedades elásticas de morteros.

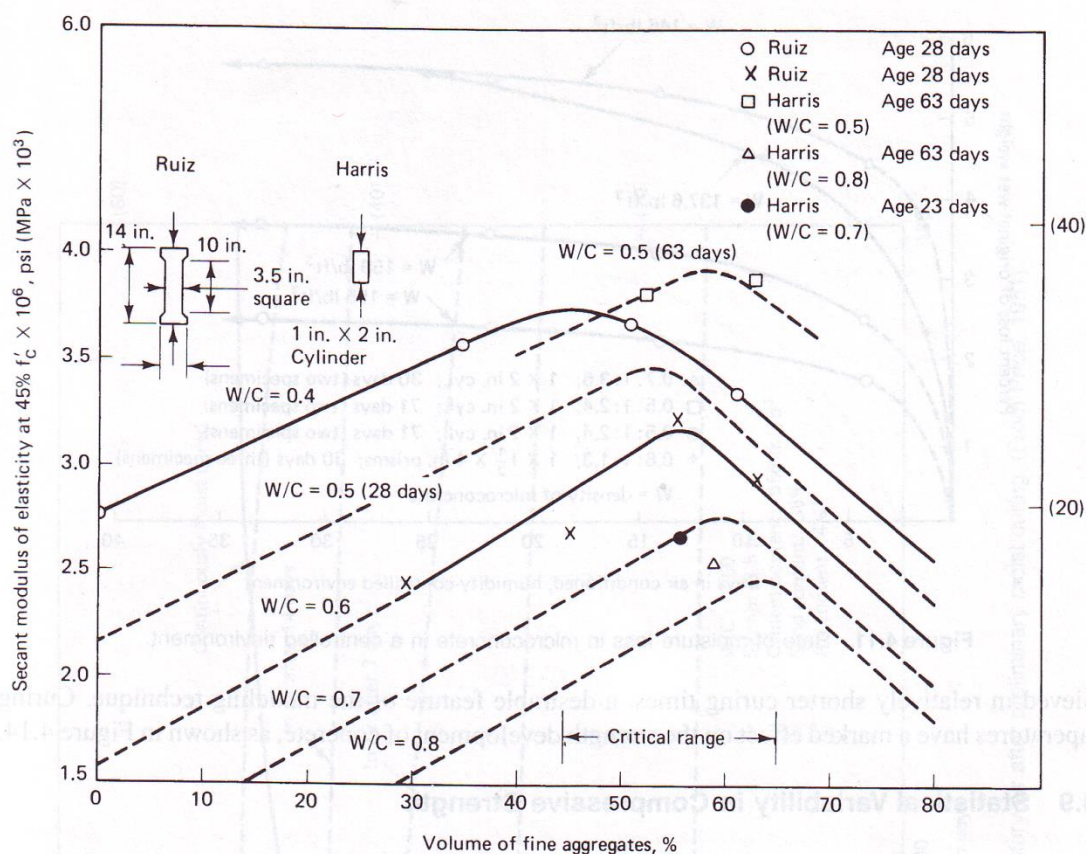


(Harris y Sabnis, 1999)

El efecto de la concentración de arena en el módulo de elasticidad y la resistencia a flexión de vigas de mortero fue probada por Ishai en 1961. Él descubrió que una concentración crítica del volumen de arena existe. Si este valor es superado, se genera una pérdida de resistencia y

de rigidez abruptamente. Un estudio realizado por Ruiz en 1966, acerca del efecto de la concentración de arena sobre el módulo de elasticidad y la resistencia última en prismas cúbicos probados a compresión confirmó la teoría de Ishai. Los resultados, junto con las comparaciones de pruebas realizadas en cilindros pequeños, se muestran en la Figura 8. Ruiz realizó sus estudios con mezclas cuya relación agua-cemento era de 0.4 y 0.6, siendo los demás resultados extrapolaciones de éstos (Harris y Sabnis, 1999).

Figura 8. Efecto de los agregados en el módulo de elasticidad.

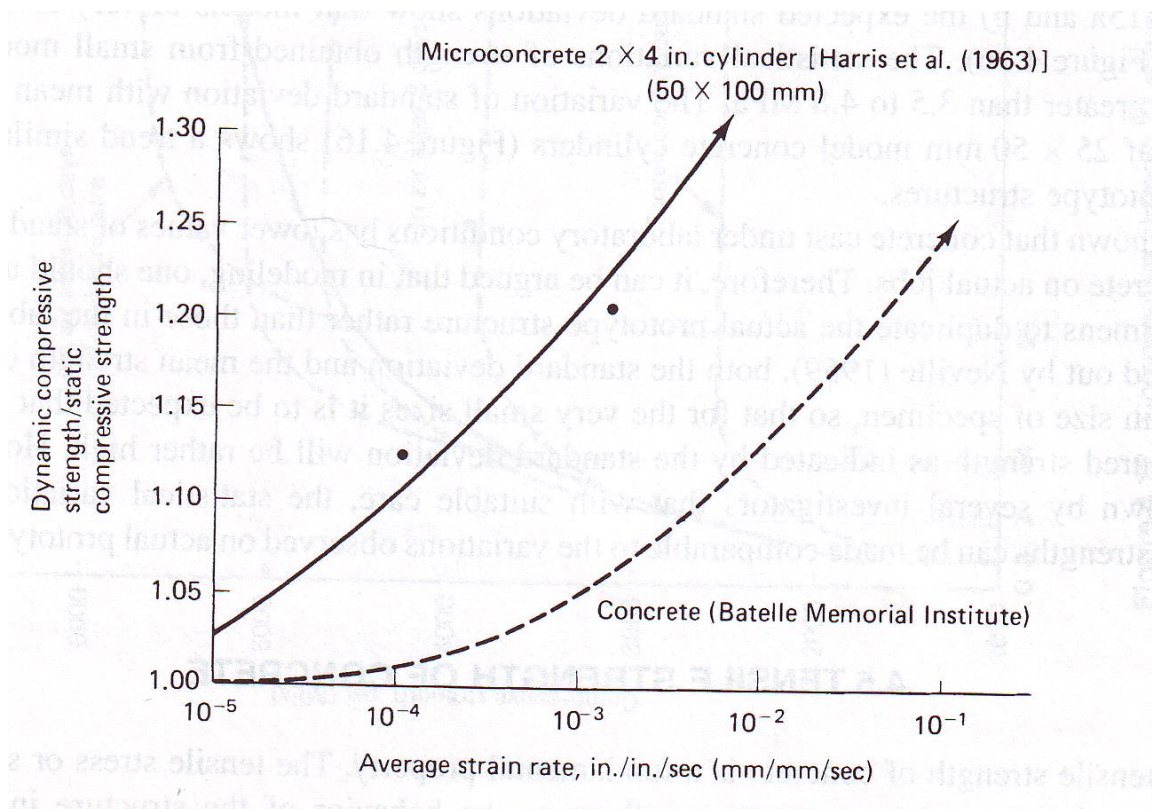


(Harris y Sabnis, 1999)

f. **Efecto de la razón de deformación unitaria.** El efecto de incrementar la razón de deformación unitaria se muestra en la Figura 9, para concretos ordina-

rios y microconcretos utilizando 50 x 100 mm. El incremento de la resistencia a compresión con un incremento en la razón de deformación parece ser mayor en el Microconcreto. También, el cilindro de menor tamaño utilizado para el Microconcreto tiene una resistencia aparente mayor que los cilindros de mayor tamaño utilizados a razones en el rango que se considera una resistencia de corto tiempo. Suaris y Sach desarrollaron un modelo constitutivo para el efecto de razón de deformación (Harris y Sabnis, 1999).

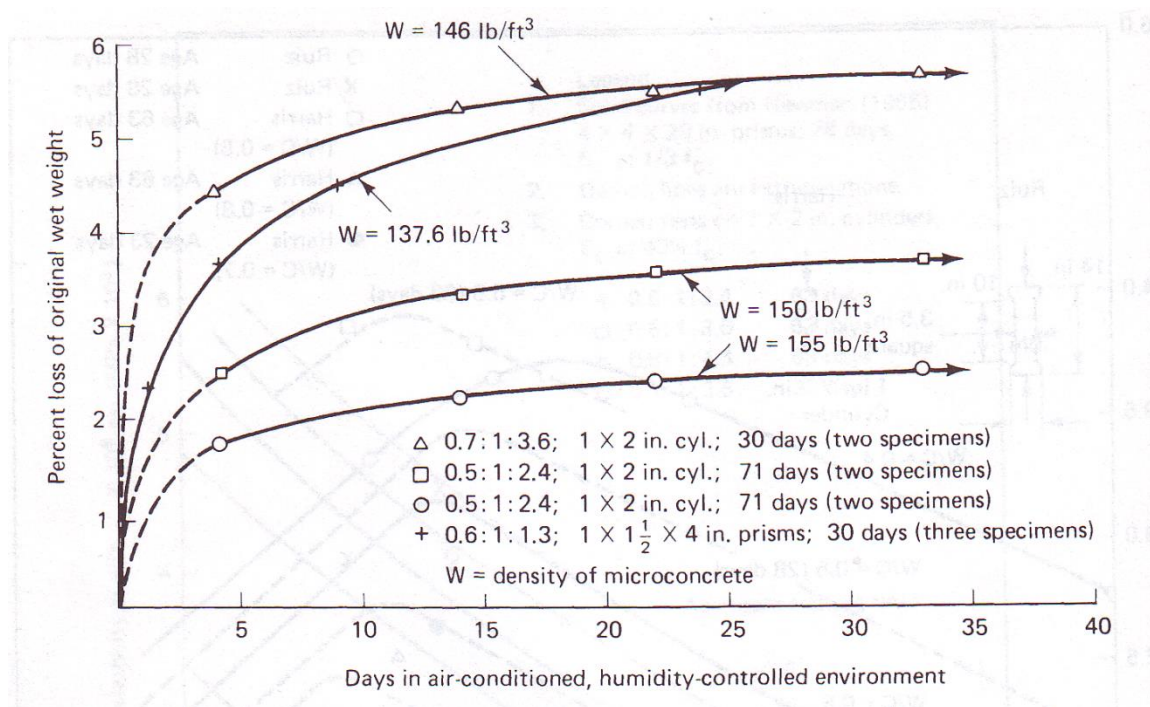
Figura 9. Efecto de la razón de deformación bajo cargas de compresión.



(Harris y Sabnis, 1999)

g. Efectos de la pérdida de humedad. Varios investigadores han notado que cuando los cilindros de concreto curados y húmedos, se les permite perder parte de su humedad su resistencia a la compresión incrementa. Incrementos hasta de un 25% se han observado cuando especímenes húmedos curados son dejados en condiciones controladas. En el caso de elementos de Microconcreto estructural, este secado parcial durante el proceso de instrumentación puede causar variaciones en la resistencia. Un método de protección al modelo que no retrase el agrietamiento superficial y sea transparente es ideal. Harris et al. desarrolló un intento por relacionar la pérdida de humedad con el tiempo en un ambiente controlado a 21°C y 70 % de humedad relativa. Dos grupos de cilindros de 25 x 50 mm y un grupo de prismas de 25 x 38 x 89 mm se utilizaron en esta prueba. Los resultados de estas pruebas se muestran en la Figura 10. El comportamiento de los cilindros y los prismas es básicamente el mismo. De los cilindros, la mezcla más densa tuvo la menor pérdida de humedad, y las mezclas que fueron curadas para periodos más largos tuvieron menor pérdida de humedad (Harris y Sabnis, 1999).

Figura 10. Razón de pérdida de humedad del Microconcreto en ambientes controlados.



(Harris y Sabnis, 1999)

h. Relación Resistencia-Edad y Curado. La humedad y la temperatura tienen efectos bastante notorios en el desarrollo de la resistencia tanto en el concreto prototipo como en el Microconcreto. El desarrollo de resistencia para en una etapa muy temprana cuando el espécimen de concreto es expuesto a aire seco sin haber tenido un curado húmedo previo. Esto puede tener un significado especial en la fabricación de un modelo, en donde las variaciones de la resistencia durante las pruebas se necesitan minimizar. Este efecto en cilindros de 150 a 300 mm se muestra en la Figura 11, en los primeros 28 días el espécimen curado en húmedo muestra un incremento considerable en la resistencia, y el espécimen secado en seco no muestra ningún incremento efectivo después de los 14 días. La Figura 12, muestra que para elementos más pequeños utilizados en modelismo el incremento en la resistencia se logra en tiempos de curado relativamente menores, una técnica deseada en la técnica de modelado. Las temperaturas de curado han marcado un efecto en el desarrollo de la resistencia del concreto, esto se muestra en la Figura 13 (Harris y Sabnis, 1999).

Figura 11. Resistencia a la compresión de concreto secado en laboratorio.

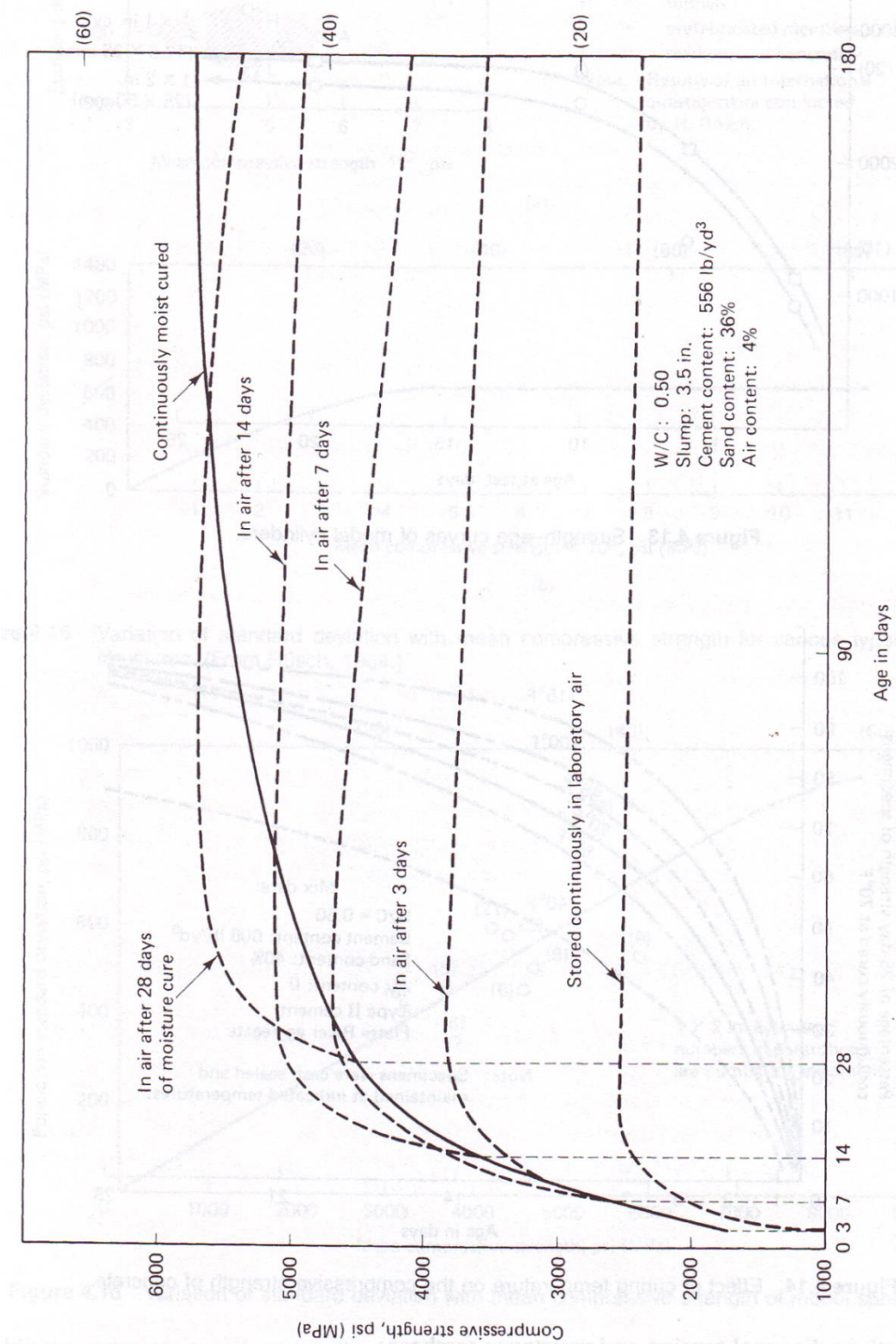
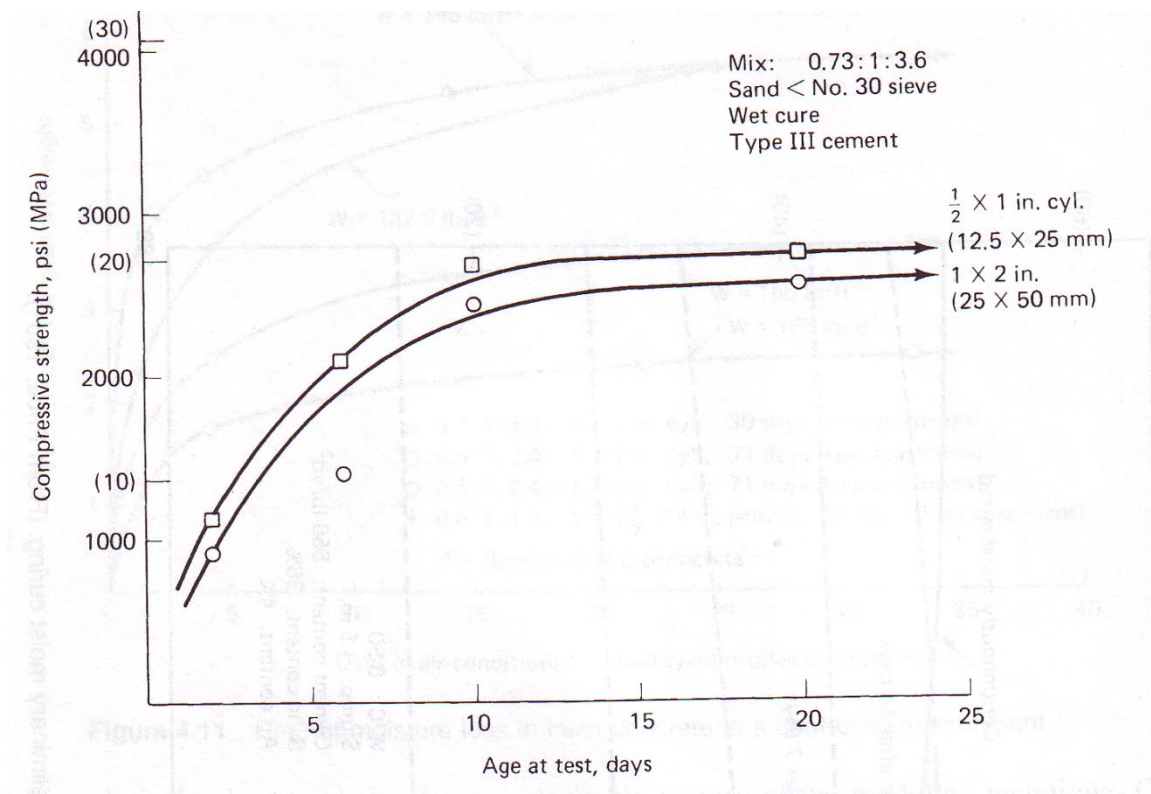
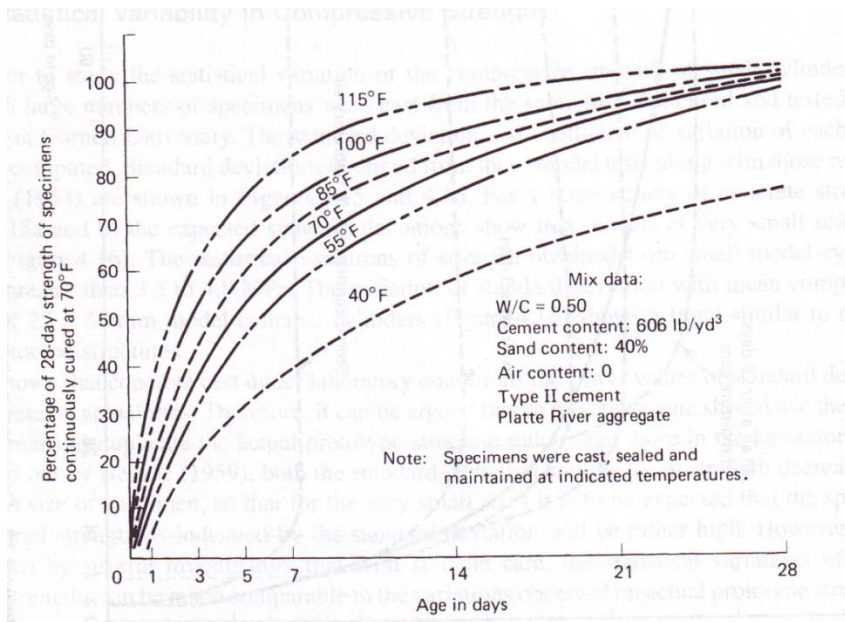


Figura 12. Curvas de Resistencia-tiempo de cilindros de Microconcreto.



(Harris y Sabnis, 1999)

Figura 13. Efecto de la temperatura en el curado del concreto y su efecto en la Resistencia a la compresión.

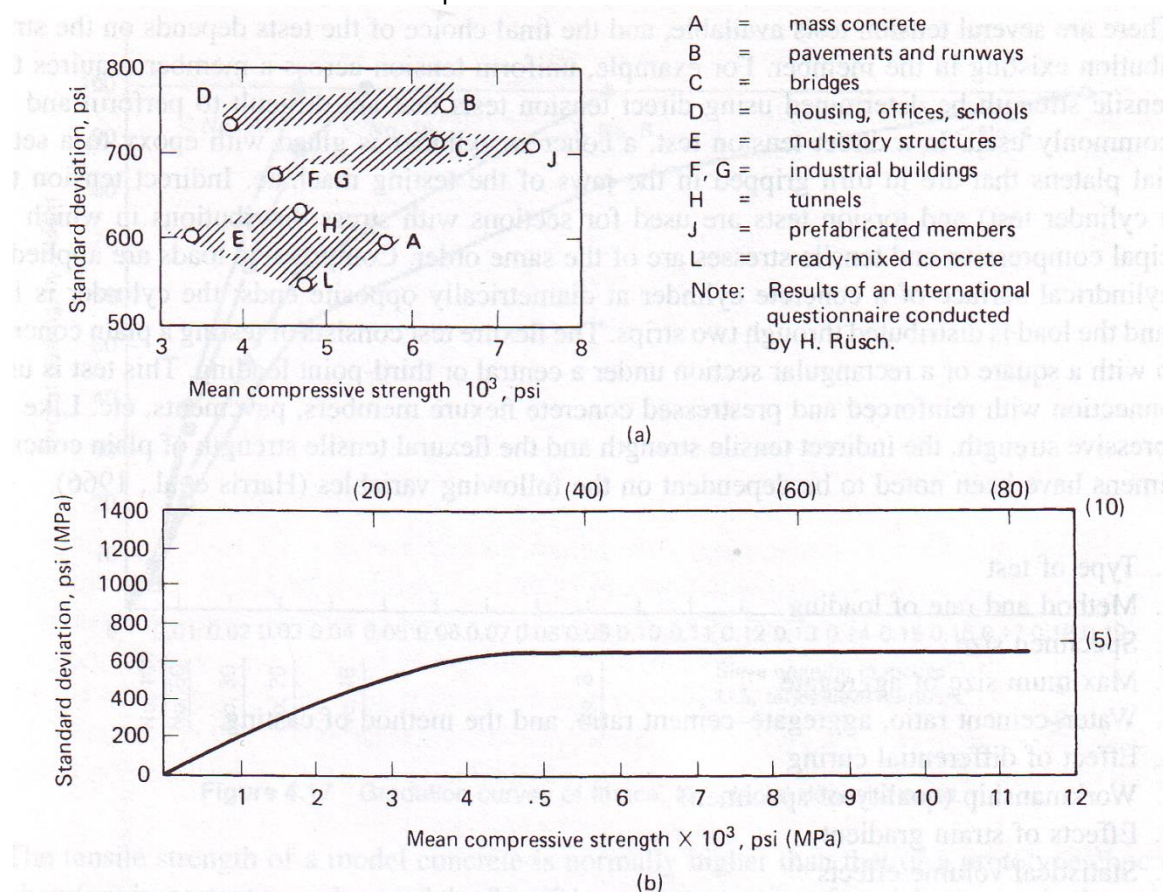


(Harris y Sabnis, 1999)

- i. **Variabilidad estadística de la resistencia a la compresión.** Para poder estudiar estadísticamente la variación de la resistencia a la compresión, se

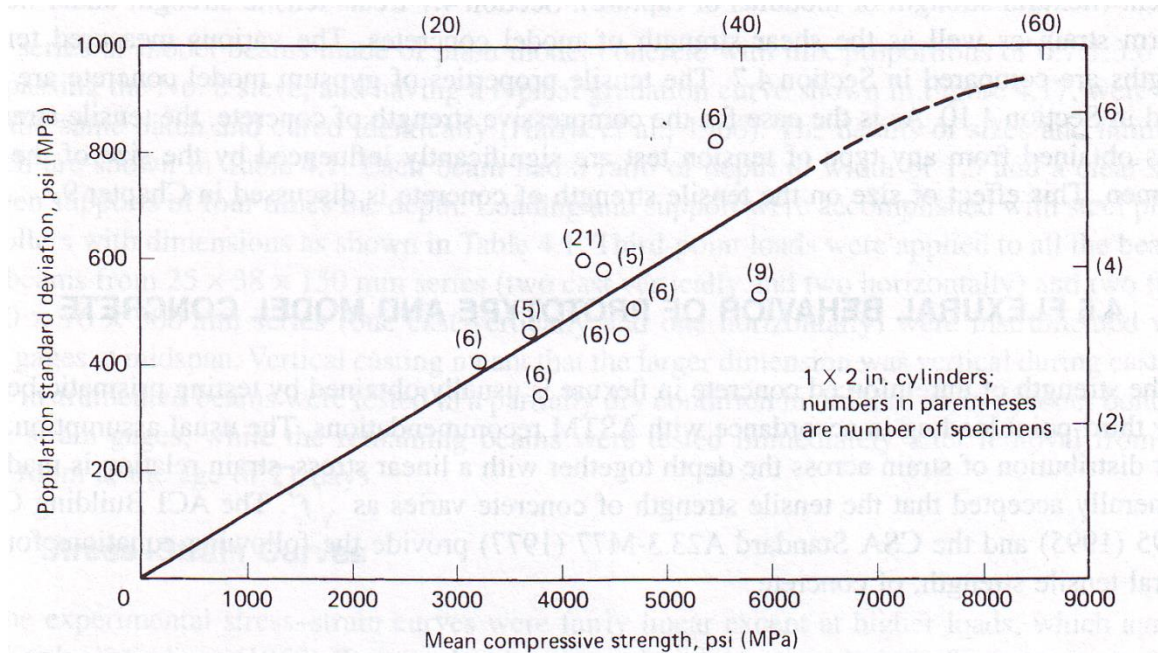
realizaron pruebas en serie, probando muchos cilindros pequeños utilizando la misma mezcla, el mismo curado y la misma forma de probarlos. Estos estudios fueron hechos en la Universidad de Cornell. La desviación estándar y el coeficiente de variación en cada serie se computaron. En las Figura 14 y 15 se muestra la desviación estándar de este y de los resultados reportados por Rüsçh en 1964. Para una gran variedad de estructuras de concreto, las desviaciones estándar esperadas muestran que los modelos a una escala muy pequeña, son factibles. Las variaciones estándar de la resistencia obtenidos de pequeños cilindros no fueron mayores a 3.5 a 4.8 MPa. La variación de la desviación estándar con una resistencia a la compresión media en cilindros de 25 x 50 mm muestra una tendencia similar a la que dan los resultados para concretos prototipo (Harris y Sabnis, 1999).

Figura 14. Variación de la desviación estándar con la media de Resistencia a la compresión de varios tipos de estructuras de concreto.



(Harris y Sabnis, 1999)

Figura 15. Variación de la desviación estándar de la media de una Resistencia a la compresión para especímenes de concreto.



(Harris y Sabnis, 1999)

Se conoce que el concreto en condiciones de laboratorio tiene menores valores de desviación estándar que aquel concreto utilizado en trabajos reales. Asimismo, se puede suponer que en modelismo, se tiene que usar especímenes pequeños para simular la estructura real del prototipo en campo, en vez de tratar de ejemplificar aquel de laboratorio. Como descubrió Neville en 1959, ambos, la desviación estándar y la resistencia media, disminuyen con el incremento en el tamaño del espécimen, así para especímenes muy pequeños la desviación de la resistencia medida puede resultar un tanto más alta que la resistencia real (Harris y Sabnis, 1999).

4. Resistencia a la tensión del concreto. La resistencia a la tensión del concreto es una propiedad fundamental. La estructura de concreto se ve afectada en gran manera por los esfuerzos y deformaciones creadas por la tensión, incluyendo:

- Resistencia en tensión diagonal y resistencia al corte
- Resistencia en el enlace de barras deformadas
- Niveles de carga en agrietamiento, y patrones de agrietamiento
- Rigidez efectiva de la estructura y grado de respuesta no lineal en respuesta a la carga
- Comportamiento de pandeo en paraboloides hiperbólicos de gran espesor

La resistencia a la tensión del concreto, también influyen el proceso de diseño para concreto preesforzado, pavimentos de concreto y otras estructuras en donde la resistencia a la tensión es utilizada para soportar una carga, o cuando los esfuerzos a tensión deben ser mantenidos dentro de ciertos límites. Es evidente que la resistencia a la tensión del concreto es una consideración importante en todo el proceso de modelado y que las propiedades de tensión del concreto se deben determinar y entender (McCormac, 2005).

Existen varias pruebas que se pueden realizar para tensión, y la decisión final de cuál utilizar depende de la distribución de esfuerzos que exista en el miembro. Por ejemplo, la tensión uniforme a través de un miembro requiere que la resistencia a tensión se determine utilizando

pruebas de tensión directa que son difíciles de hacer y no son muy comunes. En una prueba de tensión directa, un cilindro de concreto es pegado con epóxico a un juego de placas coaxiales que están a su vez agarradas a unas mordazas de la máquina de prueba. Pruebas de tensión indirecta y de torsión se llevan a cabo en secciones cuyos esfuerzos están distribuidos y donde los esfuerzos de compresión y tensión son del mismo orden. La prueba de flexión consiste en aplicar una carga sobre una viga de sección rectangular o cuadrada, con una carga puntual, dos cargas puntuales o tres cargas. Esta prueba se realiza con miembros pre y post tensados, así como en pavimentos. Así como la resistencia a la compresión, la tensión indirecta y la resistencia a la tensión se han mostrado dependientes de las siguientes variables (Harris y Sabnis, 1999):

- Tipo de prueba
- Método y velocidad de carga
- Tamaño del espécimen
- Tamaño máximo del agregado
- Relación agua cemento, relación agregado-cemento, y método de formateo
- Efecto de curado diferencial
- Calidad del espécimen
- Efectos del gradiente de deformación
- Estadística de los efectos de volumen
- Temperatura diferencial

5. Comportamiento ante la flexión de concreto prototipo y Microconcreto. Según las recomendaciones de la ASTM la resistencia del concreto no reforzado ante la flexión se obtiene usualmente en miembros prismáticos siendo probados en cargas en tres puntos. Se hace la suposición que una carga lineal está siendo aplicada sobre la viga, y que existe una distribución lineal de los esfuerzos a lo largo de la viga. Generalmente se acepta que la resistencia a la tensión varía como $\sqrt{f'_c}$. El código de la construcción de la ACI 318-95 y el Estándar CSA A23.3-M77 proveen las siguientes ecuaciones para la resistencia a la flexión del concreto:

$$f_r = 7.5 \sqrt{f'_c}$$

En donde f_r y f'_c están en psi y

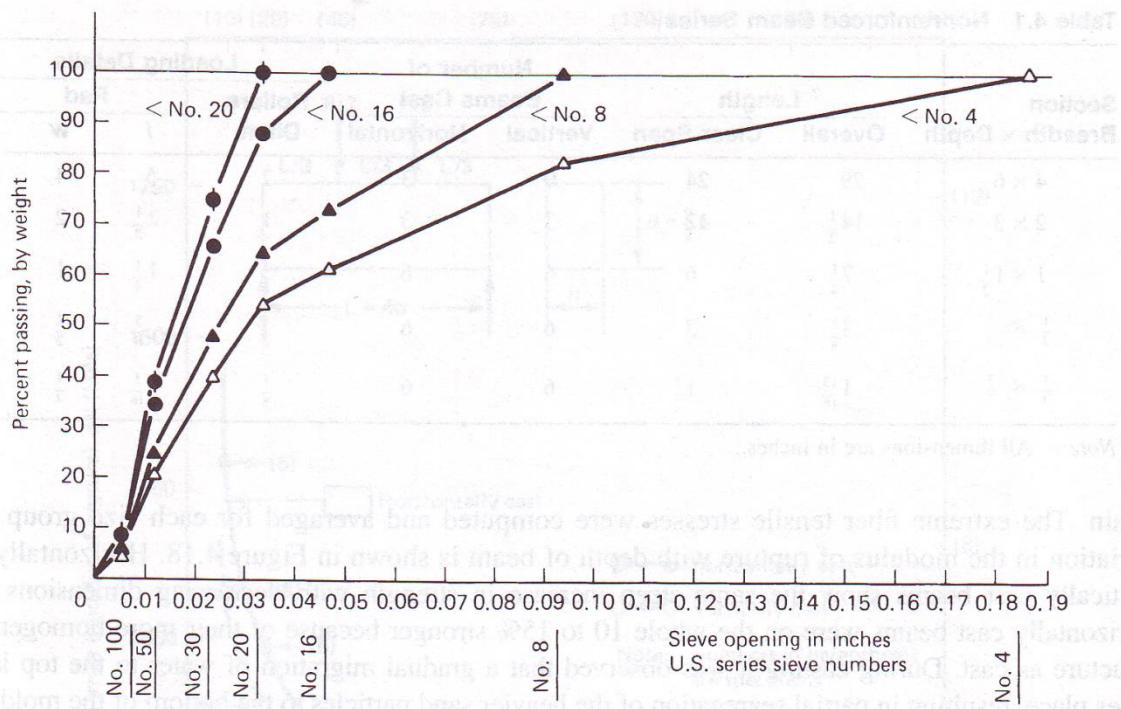
$$f_r = 0.6 \sqrt{f'_c} \text{ en unidades SI}$$

En donde f_r y f'_c están en megapascales.

La resistencia a la tensión del concreto modelo es normalmente más alta que la resistencia del concreto prototipo. Es importante así también entender las propiedades de resistencia a tensión por flexión del Microconcreto (Harris y Sabnis, 1999).

a. Dimensiones y propiedades del espécimen. Harris, en 1966, probó una serie de vigas modelo con una mezcla de proporciones 0.7:1:3.6 y arena pasando el tamiz No. 8. Estos resultados se muestran en la Figura 16. El detalle de los tamaños, se muestran en el Cuadro 2. Todas las vigas fueron cargadas en tres puntos. Cuatro vigas de 25x38x150 mm (dos fabricadas horizontalmente y dos verticalmente), y otras dos de 50x76x300mm (una fabricada horizontalmente y una vertical) fueron instrumentadas con sensores de deformación en el centro de la luz. La fabricación horizontal o vertical significa que en el momento de fabricación el lado largo de la sección estaba en el sentido indicado. Estas vigas fueron probadas en seco para garantizar que los sensores se adhirieran adecuadamente. El resto de vigas fueron probadas inmediatamente después de ser retiradas del cuarto húmedo a los 21 días (Harris y Sabnis, 1999).

Figura 16. Curvas de granulometría desarrolladas en Ithaca, NY.



(Harris y Sabnis, 1999)

Cuadro 2. Serie de vigas sin refuerzo.

Section Breadth × Depth	Length		Number of Beams Cast		Loading Details			
	Overall	Clear Span	Vertical	Horizontal	Rollers Diam.	Pad <i>l</i>	Pad <i>w</i>	Pad <i>t</i>
4 × 6	29	24	0	3	2	5	4	2
2 × 3	14 $\frac{1}{2}$	12	3	3	1	2 $\frac{1}{2}$	2	1
1 × 1 $\frac{1}{2}$	7 $\frac{1}{4}$	6	6	6	$\frac{1}{2}$	1 $\frac{1}{4}$	1	$\frac{1}{2}$
$\frac{1}{2}$ × $\frac{3}{4}$	3 $\frac{5}{8}$	3	6	6	$\frac{1}{4}$	$\frac{5}{8}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4}$
$\frac{1}{4}$ × $\frac{3}{8}$	1 $\frac{13}{16}$	1 $\frac{1}{2}$	6	6	$\frac{1}{8}$	$\frac{5}{16}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{8}$

Note: All dimensions are in inches.

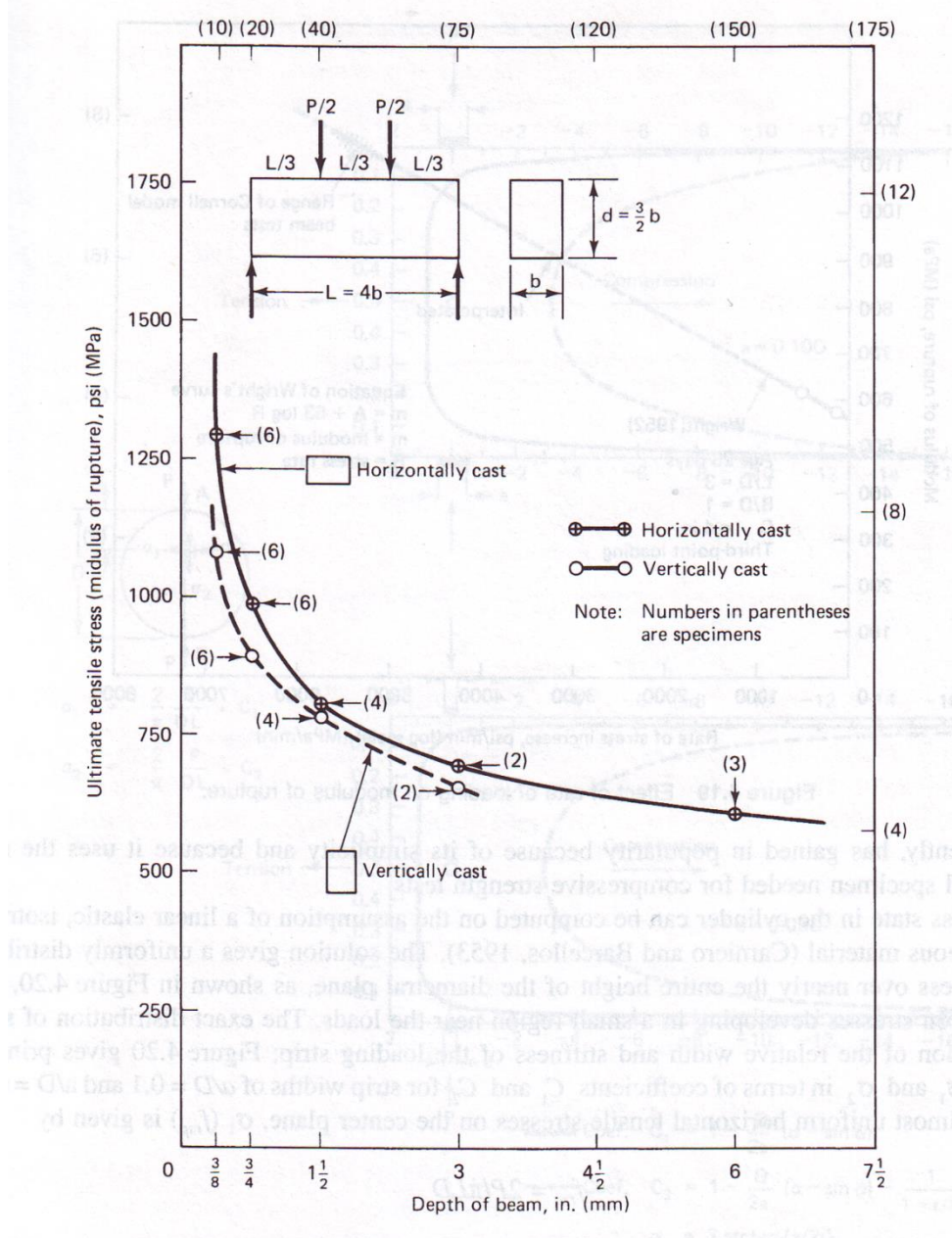
(Harris y Sabnis, 1999)

b. **Curvas de esfuerzo deformación.** Las curvas de esfuerzo deformación resultantes de los experimentos eran lineares excepto cuando las cargas eran muy altas. Los resultados también demostraron que cualquier espécimen con un secado adicional presentaba un encogimiento mayor, lo que disminuía la resistencia a la tensión (Harris y Sabnis, 1999).

c. **Variaciones en el módulo de ruptura dependiendo los cambios en las dimensiones.** Los resultados presentados en el Cuadro 2, fueron analizados asumiendo que las distribuciones de esfuerzos eran lineares a través del espesor y que los estreses son directamente proporcionales a las deformaciones. Los esfuerzos de tensión de la fibra extrema se computaron y se promediaron para cada grupo. La variación del módulo de

ruptura según la altura de la viga se muestra en la Figura 17. Las vigas fabricadas horizontal y verticalmente muestran la misma pendiente en el incremento de la resistencia mientras se disminuyen las dimensiones. Las vigas fabricadas horizontalmente fueron más fuertes en un 10 a 15% porque se logra mejor homogeneidad. Durante la fabricación hubo una migración notable por parte del agua hacia los niveles superiores de la viga, resultando esto en una segregación de los materiales pesados hacia la parte baja del elemento. Así la estructura de las vigas fabricadas en vertical es menos uniforme que las vigas fabricadas horizontalmente.

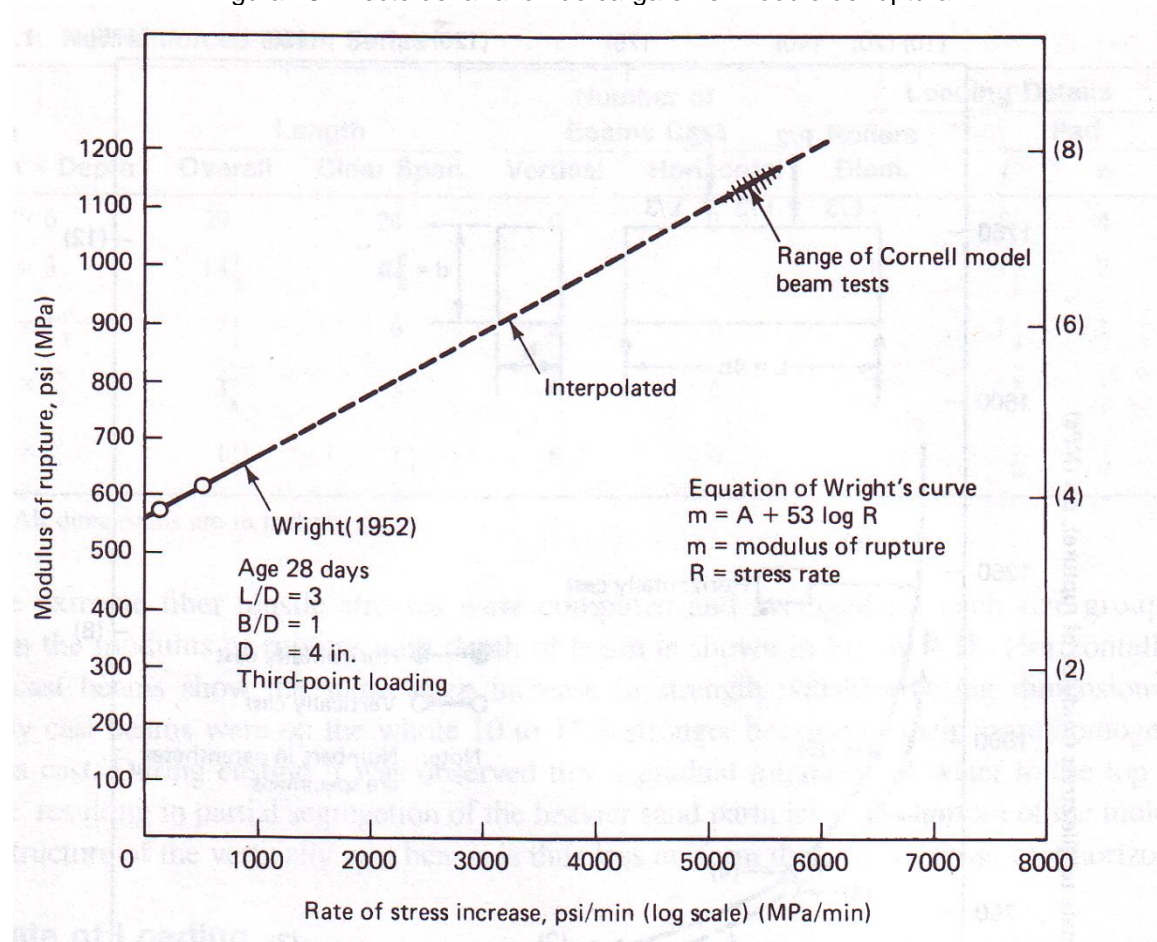
Figura 17. Variación de la fibra extrema ante esfuerzo de tensión según su tamaño.



d. **Razón de carga.** Los efectos causados por la razón de carga han sido investigados por Wright y Garwood en 1952, para vigas de concreto con una relación de largo y diámetro de 3 a una edad de 28 días. Sus resultados hicieron notar que existe una relación lineal entre el módulo de ruptura y el logaritmo la razón de los esfuerzos en la fibra

extrema. En este trabajo se estudiaron razones de esfuerzo de 0.14 a 7.9 MPa/min. Estos resultados se muestran en la Figura 18.

Figura 18. Efecto de la razón de carga en el módulo de ruptura.



Las razones de carga utilizados en una serie de modelos de viga se determinaron por razón mínima de movimiento que se podía medir en la escala de la carga en la máquina Tinius-Olsen. Este mínimo es de 0.05 mm/min y fue usado para las vigas de menor tamaño. Las razones para los otros tamaños fueron incrementados en relación a la escala para poder mantener la razón de esfuerzos constante. Se descubrió que los dos tamaños de viga más grandes no se pudieron escalar a la razón escogida, por lo que se utilizaron razones menores (Harris y Sabnis, 1999).

Se puede observar que de los resultados graficados en la Figura 18, la razón de incremento de los esfuerzos en la fibra extrema no causaron grandes diferencias que los observados en los valores observados para el módulo de ruptura en estos modelos de vigas (Harris y Sabnis, 1999).

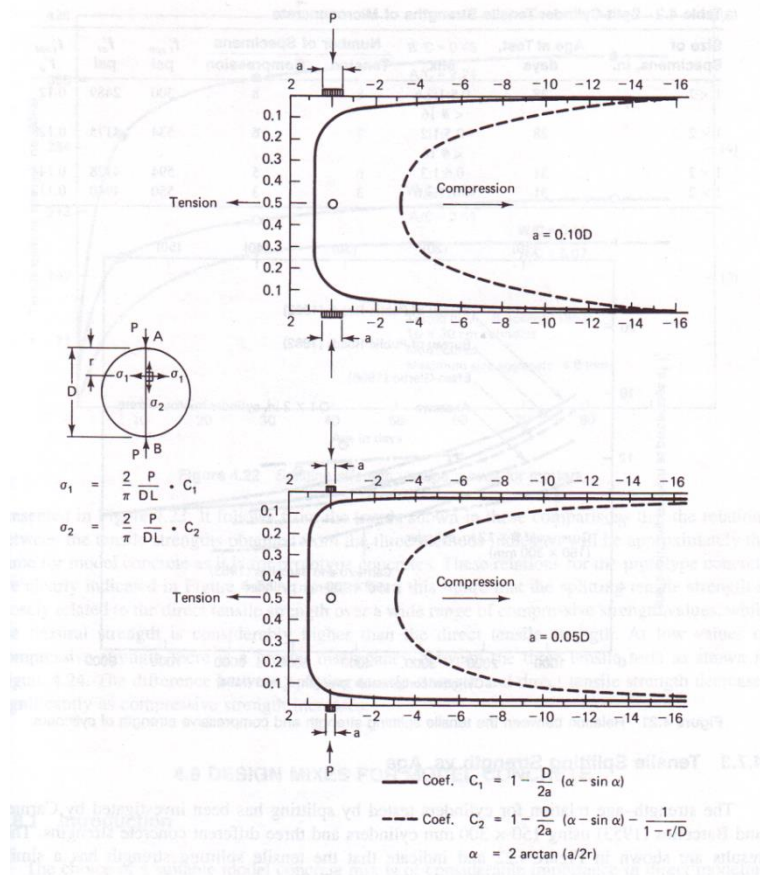
e. Influencia del gradiente de deformación. Datos experimentales obtenidos de distintos estudios del efecto de la distribución de esfuerzos en secciones prismáticas rectangulares de vigas (Blackman en 1958, Bredsdorff y Kierkegaard-Hansen en 1959, y Harris et al, 1966), han mostrado que la deformación unitaria última en la falla puede variar considerablemente con el tamaño de la viga. Los datos de Blackman y su análisis estadístico indican que el efecto del gradiente de la deformación unitaria en la deformación

unitaria última para una forma particular del espécimen puede aproximarse por una función bilineal (Harris y Sabnis, 1999).

5. Comportamiento en tensión indirecta y cortante. El desarrollo de métodos de pruebas para tensión en concreto, que sean confiables y fáciles de usar, ha sido dificultado en cuanto a encontrar un modo de aplicación de la carga al espécimen. Por esto es que se ha usado la prueba de flexión para medir dicha resistencia, aunque no se mide la resistencia real. Existen varias pruebas que proveen métodos sencillos para poder determinar la resistencia a tensión. Para probar especímenes de Microconcreto a tensión existen unos requerimientos distintos que para un concreto prototipo (Harris y Sabnis, 1999).

a. Resistencia al partimiento por tensión. La prueba de partimiento en cilindros mide la carga última para la cual un cilindro acostado será partido debido a los esfuerzos de tensión que se generen. Esta prueba fue desarrollada por Carniero y Barcellos en Brasil y por Akazawa en Japón, ambos en 1953. La prueba ha ganado popularidad por su simplicidad y porque esta usa el mismo tipo de cilindro utilizado para pruebas de compresión. Un estado de esfuerzos puede ser computado en el cilindro asumiendo un material linealmente elástico, isotrópico y homogéneo. La solución brinda un esfuerzo uniforme distribuido sobre todo el eje diametral del cilindro como se puede observar en la Figura 19 (Harris y Sabnis, 1999).

Figura 19. Distribución del esfuerzo en pruebas de partimiento en cilindros



Los esfuerzos horizontales casi uniformes en el plano central se pueden determinar según:

$$f_{rsp} = 2P / (\pi LD)$$

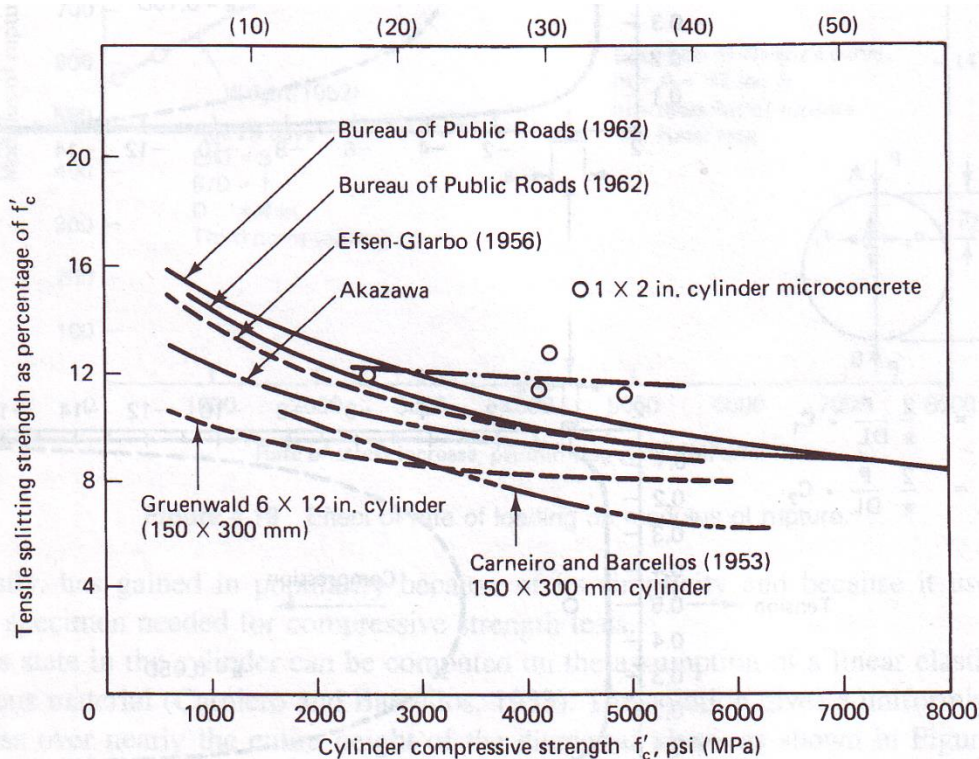
Donde f_{rsp} es la resistencia al partimiento por tensión, P es la carga de partimiento al momento de la falla, L es el largo del cilindro y D es el diámetro (Harris y Sabnis, 1999).

Cuando se usa la relación previa para computar los esfuerzos de falla, se asume tácitamente que la distribución de los esfuerzos no cambia hasta fallar. En algunas áreas las fuerzas mayores son esfuerzos de compresión; en estos puntos la resistencia aparente del concreto sobre su resistencia normal uniaxial es suficiente para causar una falla que inicie en la región en donde el esfuerzo principal transversal es tensión (Harris y Sabnis, 1999).

Para lograr obtener una línea de cargas uniforme en los cilindros modelo, un material suave en tiras como el plywood o cuero fuerte se puede utilizar. El ancho de las tiras de carga normalmente se toma como 1/6 del diámetro del cilindro (Harris y Sabnis, 1999).

b. Resultados de las pruebas de partimiento en cilindros. Los resultados del partimiento en pruebas en cilindros de 25 x 50 mm en Microconcreto se muestran en el Cuadro 3. Una comparación del partimiento por tensión y su resistencia como un porcentaje de la resistencia a la compresión se muestran en la Figura 20. También se hace la comparación entre las pruebas hechas en Microconcreto en cilindros de 150 a 300 mm. Las resistencias en Microconcreto son de un $0.12 f'_c$, mientras que las muestras a cilindros de concreto prototipo están un tanto debajo de este valor (Harris y Sabnis, 1999).

Figura 20. Relación entre la Resistencia a la tensión y la Resistencia a la compresión de cilindros.



(Harris y Sabnis, 1999)

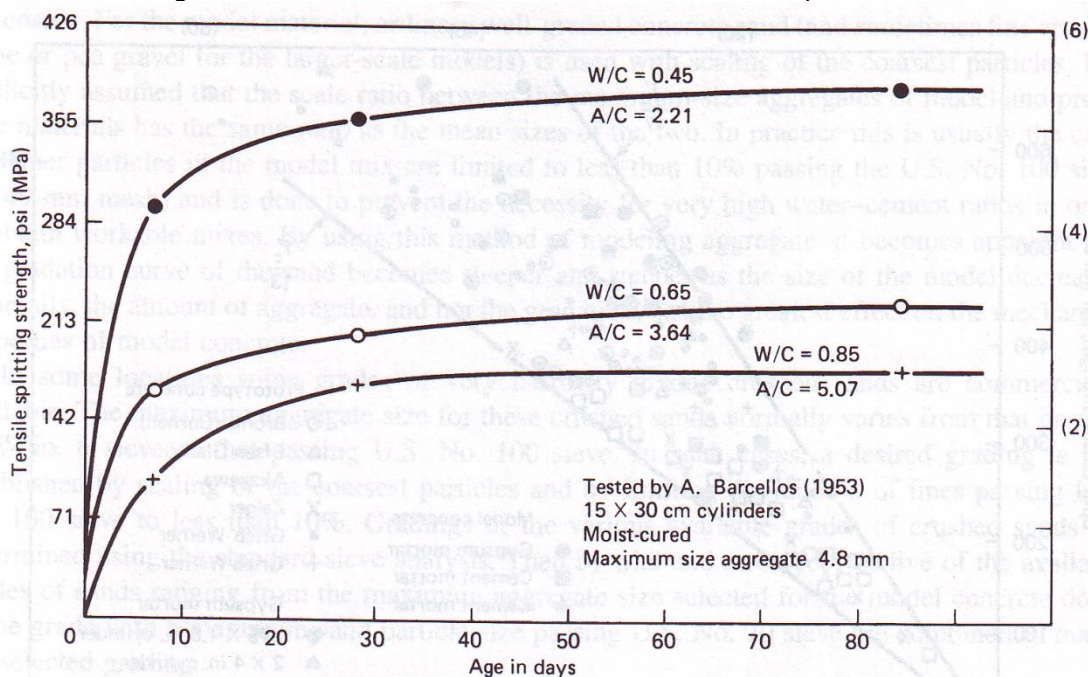
Cuadro 3. Resistencia a la tensión de cilindros de Microconcreto.

Size of Specimens, in.	Age at Test, days	Mix	Number of Specimens		$f'_{t\ spb}$ psi	$f'_{c'}$ psi	$f'_{t\ spl} / f'_{c'}$
			Tension	Compression			
1 × 2	28	0.8:1:3.6	8	8	300	2489	0.12
1 × 2	28	0.5:1:2 < # 16	7	6	534	4175	0.128
1 × 2	31	0.6:1:3	6	5	594	4128	0.144
1 × 2	31	0.7:1:3.6	3	3	550	4940	0.112

(Harris y Sabnis, 1999)

c. **Relaciones entre la resistencia al partimiento por tensión y la edad.** La relación resistencia-edad para cilindros probados para partimiento se ha investigado utilizando cilindros de 150 x 300 mm, utilizando 3 diferentes concretos. Estos resultados se muestran en la Figura 21 e indican que la resistencia al partimiento por tensión tiene una similaridad dependiente a la edad de la resistencia a la compresión (Harris y Sabnis, 1999).

Figura 21. Curvas de Resistencia a la tensión vs. edad para morteros.

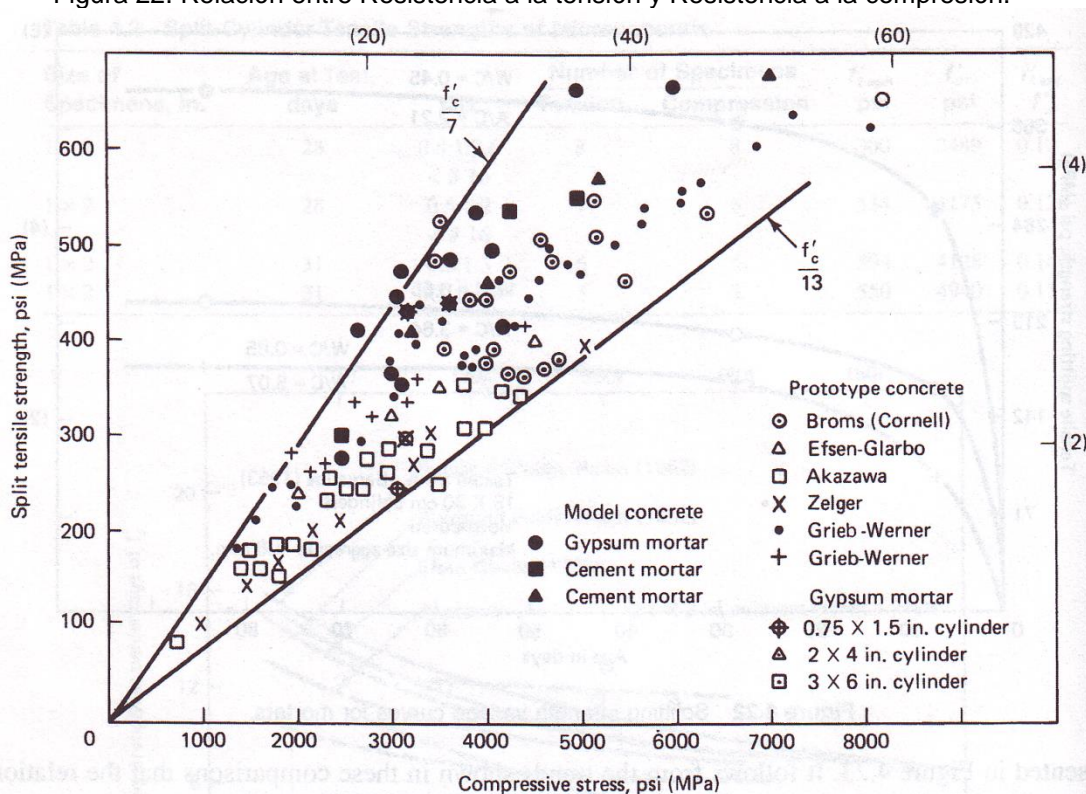


(Harris y Sabnis, 1999)

Aunque el incremento en la resistencia a la tensión según la edad es similar al incremento en la resistencia a la compresión, mientras el curado progresa la relación entre la resistencia a la tensión y la resistencia a la compresión no se mantiene constante, y esto explica porque pueden variar tanto los resultados al realizar pruebas de esfuerzos combinados. Se han hecho inferencias también que el enlace entre los agregados y la pasta se deteriora con la edad. Si esto es cierto, entonces la resistencia a la tensión se verá afectada en mayor escala que la resistencia a la compresión y empezará a disminuir cuando este enlace se deteriore. Las pruebas realizadas por Carniero y Barcellos no muestran esta tendencia incluso después de tres meses (Harris y Sabnis, 1999).

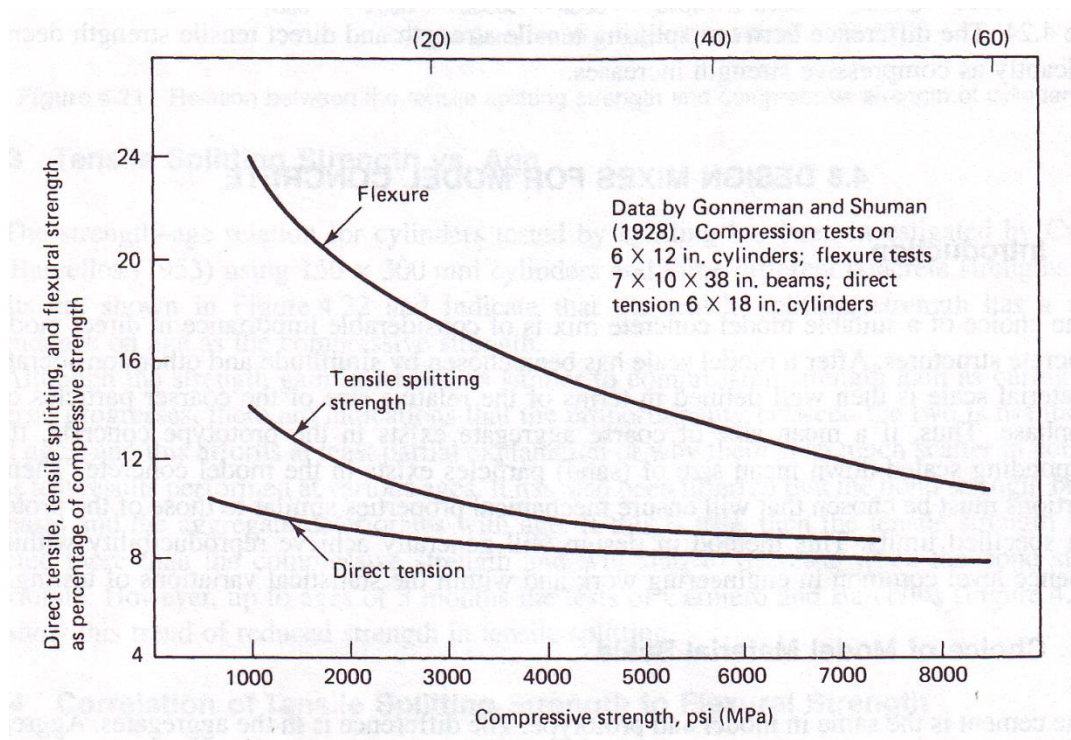
d. **Correlación de la resistencia a la partición por tensión con la resistencia a la flexión.** La correlación del partimiento por tensión y la resistencia a la tensión del Microconcreto no se ha desarrollado. Se han desarrollado comparaciones de las resistencias independientes en concretos prototipo y se presentan en la Figura 22. Las tendencias mostradas son parecidas, tanto para concreto prototipo como para Microconcreto. La tendencia para concreto prototipo se muestra en la Figura 23. Se puede observar que, en esta Figura, la resistencia al partimiento por tensión está relacionada cercanamente con a la resistencia a la tensión directa, sobre muchas variaciones de la resistencia a la compresión, mientras la resistencia a la flexión es mucho mayor que la resistencia a la tensión directa. A pequeños valores de resistencia a la compresión hay una discrepancia entre las tres pruebas de tensión mostradas en la Figura 23. La diferencia entre la resistencia al partimiento por tensión y la resistencia a la tensión directa disminuye significativamente mientras la resistencia a la compresión incrementa (Harris y Sabnis, 1999).

Figura 22. Relación entre Resistencia a la tensión y Resistencia a la compresión.



(Harris y Sabnis, 1999)

Figura 23. Relación entre la Resistencia a la compresión y Resistencia a la compresión.



(Harris y Sabnis, 1999)

6. Diseños de mezclas para Microconcreto. La selección de una mezcla adecuada de Microconcreto es de importancia considerable en los modelos directos de estructuras de concreto. Luego de que se ha escogido una escala según las reglas de similitud y otras consideraciones, la escala del material es luego definida en términos del tamaño relativo de las partículas de los agregados. Así, si existe un tamaño medio de agregado grueso en el concreto prototipo, entonces un tamaño medio de partículas de arena correspondiente existe en el Microconcreto. Luego se deben escoger las proporciones de la mezcla, que garanticen las propiedades mecánicas similares a las del prototipo. Este método comúnmente garantizara una reproductibilidad dentro de un nivel de confianza que sea de validez estadística e ingenieril (Harris y Sabnis, 1999).

a. Selección de la escala del material. El cemento será el mismo tanto en el prototipo como en el Microconcreto. La diferencia se encuentra en los agregados. Los agregados utilizados en el concreto estructural consisten de partículas cuyos tamaños varían desde arenas finas hasta partículas de un tamaño máximo según el uso que se le dará al concreto. Para el material del modelo, una arena ordinaria bien graduada se utiliza con una escala aplicada para los materiales más gruesos. Esta implícitamente asumido que la relación entre el máximo de los tamaños de los granos de agregado del modelo y del prototipo tienen la misma relación que los tamaños medios de ambos. En la práctica usualmente este es el caso. Las partículas finas están normalmente limitadas a que menos del 10% pasen el tamiz No. 100 (US), ya que si este porcentaje es excedido, se debe tener una relación agua-cemento muy alta para que la mezcla sea trabajable. Con esta limitación se hace obvio que la gráfica de graduación del agregado tiene cada vez mayor pendiente mientras el diámetro de las partículas disminuye. Generalmente, la cantidad de agregado, y no la graduación tienen el mayor efecto en las propiedades del material (Harris y Sabnis, 1999).

En ciertas localidades se puede encontrar comercialmente arenas graduadas de esta manera. Estas arenas normalmente están graduadas entre material que pasa el tamiz No 6 (US) y el tamiz No 100 (US). En algunos casos se logra esta graduación estableciendo la escala, escalando los agregados gruesos y limitando un 10% a pasar el tamiz No 100 (US). La

granulometría deseada se puede obtener en un análisis de tamizado común (Harris y Sabnis, 1999).

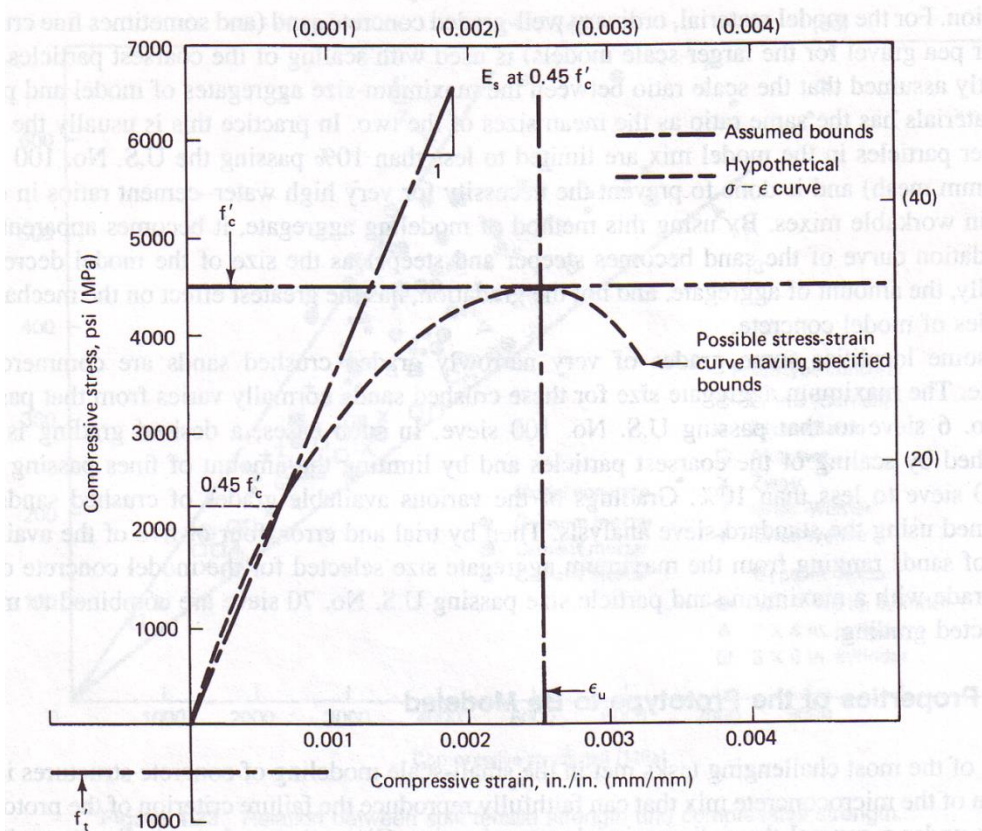
b. Propiedades del prototipo a ser moldeadas. La tarea más difícil en cuanto al modelado de una mezcla de concreto, es lograr que la mezcla dé las mismas tendencias de falla que un concreto prototipo en un estado de esfuerzos tridimensional. Estas tendencias de falla no siempre son totalmente conocidas para un concreto prototipo, los requerimientos de similitud se ven disminuidos únicamente a cuatro de las propiedades más importantes. Comúnmente se requiere que el Microconcreto tenga las siguientes propiedades bajo cargas cortas (Harris y Sabnis, 1999).

- Una resistencia última a la compresión f'_c específica.
- Un módulo de elasticidad tal que el módulo secante E_c este entre 0.45 a 0.5 de f'_c .
- Una deformación unitaria máxima en compresión específica, ϵ .
- Una resistencia a la tensión última específica, f'_t .

En el caso del concreto prototipo estas propiedades se determinan con la fabricación, curado y prueba de cilindros de 150 x 300 mm, bajo estándares mandados por la ASTM (Harris y Sabnis, 1999).

Los valores de la Figura 24 muestran como las propiedades mecánicas definen la relación entre los esfuerzos y la deformación, pero no definen la forma de la misma (Harris y Sabnis, 1999).

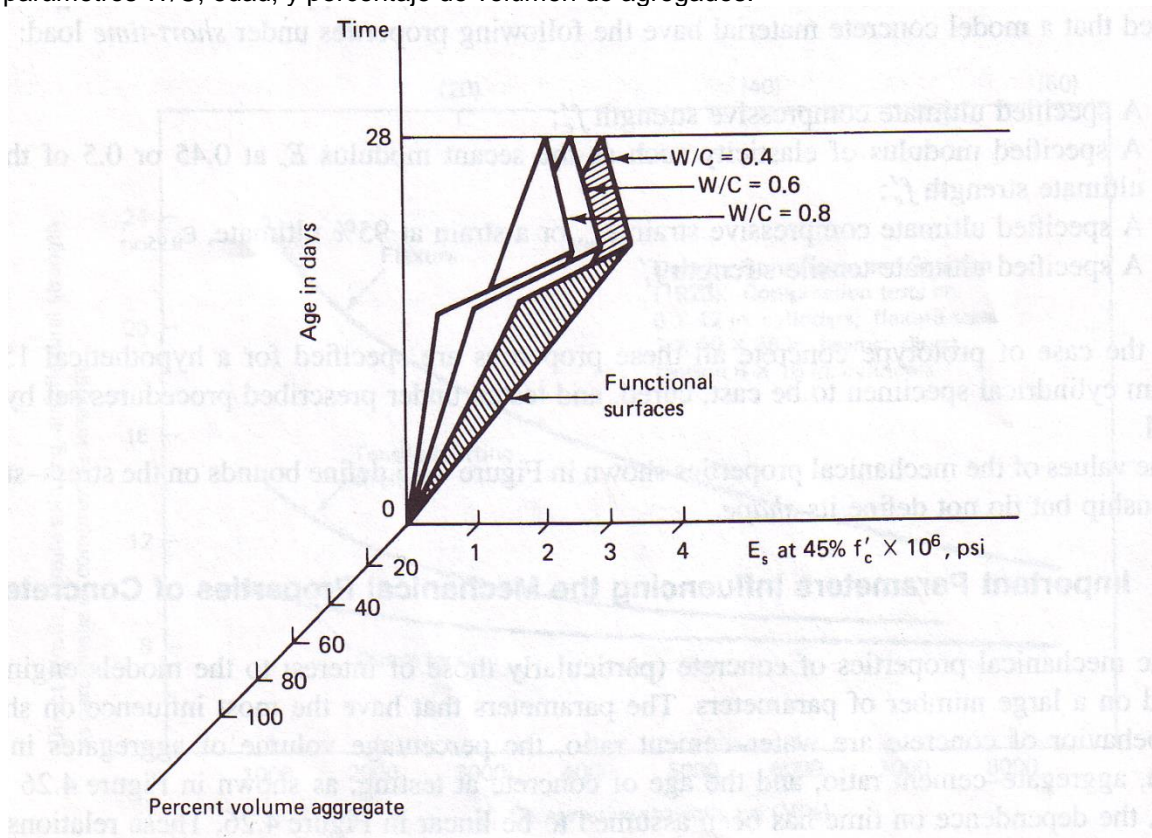
Figura 24. Especificación de una curva esfuerzo deformación hipotética para ser modelada.



(Harris y Sabnis, 1999)

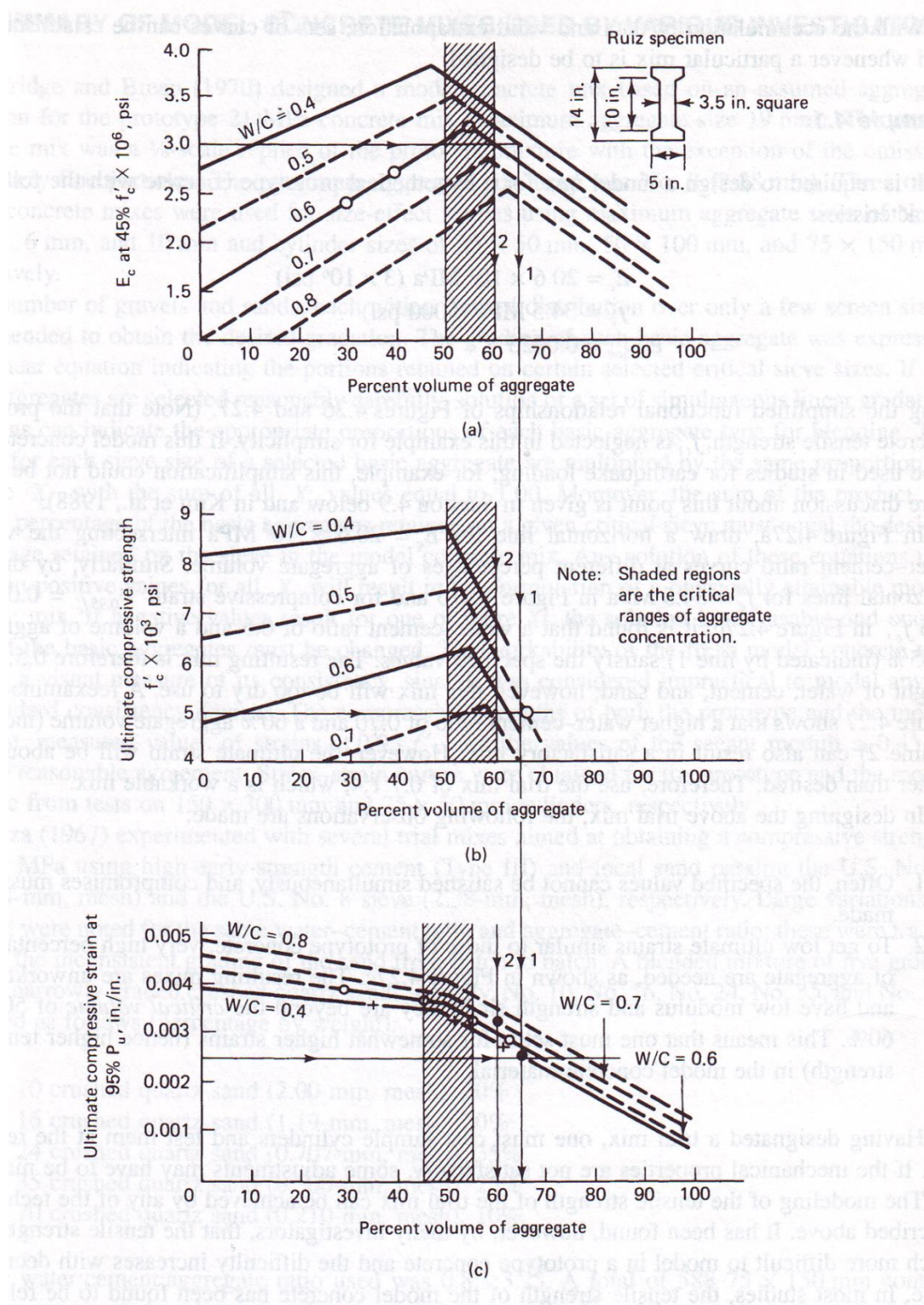
c. **Parámetros importantes que influyen las propiedades mecánicas del concreto.** Las propiedades mecánicas del concreto dependen de muchos parámetros. Los parámetros que tienen mayor influencia en el comportamiento del concreto a corto plazo del concreto son la relación agua-cemento, el porcentaje del volumen de agregados en el sistema, la relación agregado-cemento y la edad del concreto al momento de ser probado. Estos parámetros se muestran en la Figura 25. En esta Figura la dependencia del tiempo se asumió como lineal. Estas relaciones también se grafican en la Figura 26, para una edad de 28 días (Harris y Sabnis, 1999).

Figura 25. Esquema de las relaciones funcionales existentes entre la propiedad E_s y los parámetros W/C, edad, y porcentaje de volumen de agregados.



(Harris y Sabnis, 1999)

Figura 26. Relación entre las propiedades especificadas y los parámetros importantes.



(Harris y Sabnis, 1999)

La Figura 26 es de gran ayuda para escoger una mezcla apropiada; basadas en los estudios de Ruiz en (1966). En la Figura se muestran los valores que fueron extrapolados en líneas punteadas, y las obtenidas experimentalmente se muestran como líneas enteras. Para que la elección sea válida el material modelo debe ser probado a la misma edad, en especímenes del mismo tamaño y bajo condiciones similares de fabricación, mezclado y curado, que las condiciones utilizadas para desarrollar estas graficas (Harris y Sabnis, 1999).

Con una buena cantidad de datos y una exploración válida se pueden establecer curvas que se puedan utilizar cuando se diseñe una mezcla en particular (Harris y Sabnis, 1999).

Se deben tomar en cuenta dos observaciones recomendadas para el uso de estas gráficas.

- A menudo, los valores especificados no pueden ser satisfechos a la vez y se debe comprometer alguno de los valores (Harris y Sabnis, 1999).
- Para tener bajas deformaciones últimas parecidas a las del concreto prototipo, se requieren grandes porcentajes de agregados como se puede observar en la Figura 26. Las mezclas resultantes son trabajables y tienen un módulo y resistencia relativamente bajo ya que se encuentran sobre el rango crítico de entre 50 y 60%. Esto significa que uno debe de pretender obtener mezclas de mayores deformaciones unitarias (y de ahí, más resistentes a la tensión) en el Microconcreto (Harris y Sabnis, 1999).

Estableciendo una mezcla de prueba, uno debe de fabricar cilindros de prueba y someterlos a prueba a la edad requerida. Si la mezcla no presenta las propiedades mecánicas deseadas se debe estudiar qué se puede mejorar (Harris y Sabnis, 1999).

Las propiedades mecánicas de tensión se pueden establecer de manera similar que las explicadas anteriormente. Muchos investigadores han encontrado que es mucho más difícil modelar las propiedades de tensión. En la mayoría de estudios, la resistencia a la tensión de un Microconcreto es bastante alta porcentualmente con la resistencia a la compresión. En 1979, Maisel reporto que el agregado se puede tratar con aceite mineral o resinas de silicón para reducir la resistencia a la tensión a niveles más convenientes. En 1988 Kim, et al. reportaron también que la resistencia a la tensión, del Microconcreto se puede disminuir con ciertos químicos (Harris y Sabnis, 1999).

D. Barras de refuerzo

La mayoría de estructuras de concreto reforzado se encuentran sub reforzadas, esto es, que el refuerzo colocado en la estructura no es el refuerzo requerido. Esto se diseña así, a modo que el concreto funcione en su totalidad al resistir los esfuerzos de compresión, y que se pueda dar un tipo de falla dúctil. El comportamiento de la gráfica esfuerzo, deformación del refuerzo del modelo y del refuerzo prototipo deben ser parecidos para poder determinar un comportamiento posterior al agrietamiento (Harris y Sabnis, 1999).

1. Acero. La mayoría de aceros tienen una estructura cristalina que consiste en un sistema de hierro y carbón. Cualquier cambio pequeño en las cantidades de carbón o de alguna otra aleación puede resultar en cambios considerables en el comportamiento del acero. Las propiedades mecánicas del acero que son de gran interés para el ingeniero diseñador son la curva de esfuerzo deformación, la resistencia a la fluencia, la deformación en el momento de fluencia, la elongación al momento de falla (ductilidad) y la resistencia última a la tensión. Aunque las propiedades del acero son grandemente afectadas por la cantidad de carbón, existen otros factores como la composición química o el método de fabricación, que también pueden afectar las propiedades del acero. Las propiedades mecánicas del acero son afectadas por los siguientes parámetros (Harris y Sabnis, 1999).

- Composición química
 - Contenido de carbón.
 - Presencia de aleaciones como el níquel, cromo, vanadio y cobre.
 - Presencia de otros elementos como el azufre, fósforo, manganeso y sílice.
- Condiciones físicas
 - Enfriamiento lento después de un derretimiento
 - Recocido
 - Características de endurecimiento
 - Operaciones de formación
 - Soldabilidad

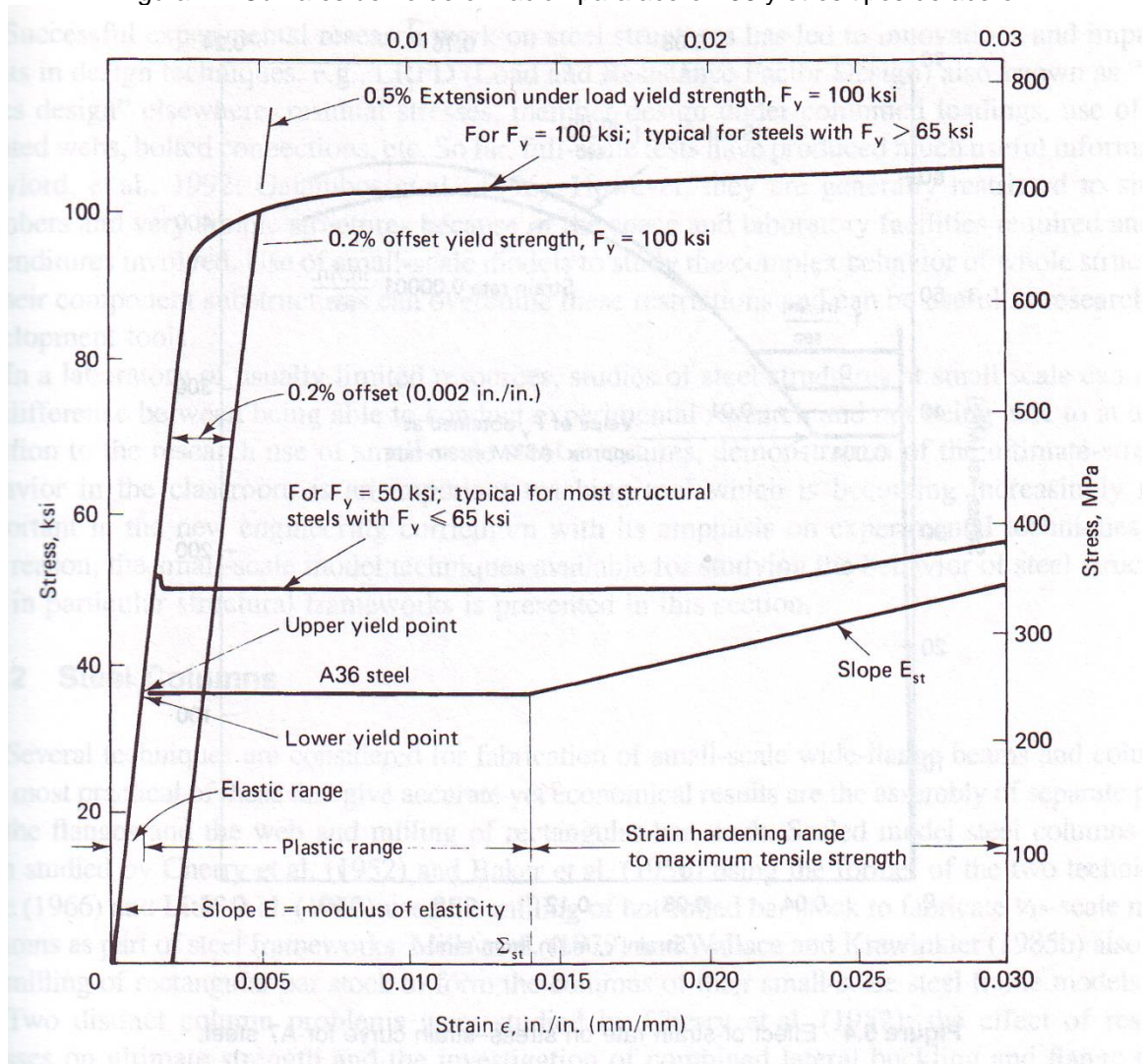
a. Barras de refuerzo. La *Especificación Estándar para Barras de Acero para Refuerzo de Concreto* de la ASTM cubre aceros de Grado 40, 60 y 75 con resistencias a la tensión de 483, 621 y 690 MPa respectivamente. El acero utilizado para fabricar las barras de refuerzo es rolado específicamente con este fin o es un acero reciclado de viejas líneas férreas. El contenido de carbono de estos tipos de acero comúnmente es de 0.25%. los tamaños de barras desde el número 3 hasta el 11, el número 14 y el número 18 se pueden encontrar en Grado 60, del número 6 al 14 y el 18 se pueden encontrar en grado 75, y en grado 40 se pueden encontrar todas las barras excepto el 14 y 18 (Harris y Sabnis, 1999).

b. Aceros de preesfuerzo. Los aceros de preesfuerzo se encuentran como cables simples, cables roscados, o barras de alta resistencia. Los cables roscados consisten de seis cables enrollados en forma de hélice alrededor de un cable central. Los diámetros de estos pueden variar de 6 a 12 mm. Los cables simples varían de 5 a 7 mm. Las barras de alta resistencia tienen diámetros de 19 a 35 mm (Harris y Sabnis, 1999).

1) Características de esfuerzo deformación. En la Figura 27 se muestran las curvas de esfuerzo-deformación para un acero A36. Se debe hacer énfasis en las siguientes características de esta curva:

- Existirán variaciones en las propiedades del acero de una estructura a otra, o incluso dentro de la misma estructura, a pesar de una fabricación de alta calidad. Esto demuestra que la resistencia a la fluencia que se utilizará en el diseño debe ser escogida con cautela (Harris y Sabnis, 1999).
- Variaciones en la resistencia por fluencia normalmente no están acompañadas por cambios similares en la primera parte de la curva esfuerzo deformación. El módulo de elasticidad E de varios aceros varía entre límites muy cercanos. El valor de E para cables de preesfuerzo están en el orden de 190 GPa. Para la mayoría de aceros de refuerzo el módulo de elasticidad tiene un valor típico de 200 GPa (Harris y Sabnis, 1999).
- El acero es un material estructural que exhibe una porción de fluencia plana como se muestra en la Figura 27. Existen muchos materiales que son dúctiles, pero ninguno presenta esta propiedad. Esta característica es de gran importancia en la selección de un material que pueda ser utilizado como material modelo (Harris y Sabnis, 1999).

Figura 27. Curva esfuerzo deformación para acero A36 y otros tipos de acero.



(Harris y Sabnis, 1999)

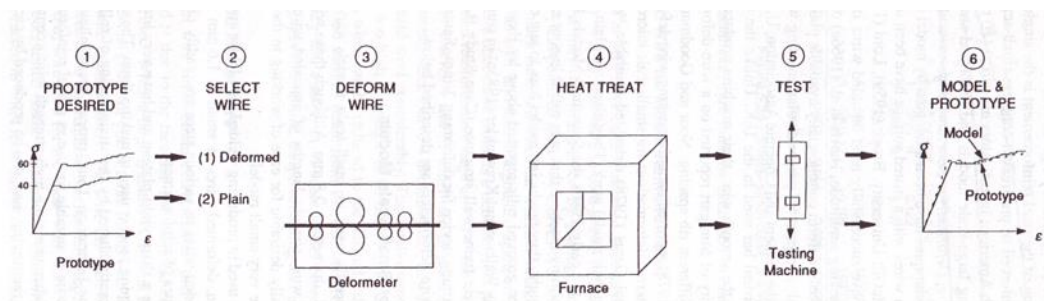
2. Refuerzo para modelos de concreto. Para reforzar elementos de concreto normalmente se utilizan barras de acero, utilizando barras de resistencia baja o media para refuerzos convencionales y aceros de alta resistencia para refuerzos para preesfuerzo. La mayoría de elementos de concreto están reforzados con barras que tienen un punto de fluencia bien definido y suficiente ductilidad para llenar el requerimiento de un elemento sub reforzado. Las propiedades más importantes del acero que deben ser tomadas en cuenta para el refuerzo modelo son (Harris y Sabnis, 1999):

- Fluencia y resistencia última en tensión, y fluencia en compresión.
- Forma de la curva esfuerzo deformación.
- Largo de la parte plana en la grafica que muestra la fluencia.
- Razón del endurecimiento.
- Ductilidad.
- Las características del enlace en la interfaz del acero con el concreto.

El procedimiento para seleccionar el refuerzo adecuado para un modelo de Microconcreto es el paso más importante en todo el proceso de modelado. Una muestra esquemática del

proceso de producción de un modelo de concreto reforzado se muestra en la Figura 28. El proceso para la selección del acero de refuerzo comienza con la curva esfuerzo deformación del material prototipo. Si el material conseguido es plano, este debe ser deformado y corrugado para lograr un comportamiento más parecido al prototipo. En la mayoría de estudios realizados con anterioridad, se ha descubierto que el espaciamiento y la forma de las deformaciones en la superficie de la barra deben quedar comprometidos (Harris y Sabnis, 1999).

Figura 28. Pasos recomendados para producir refuerzo para modelos.



(Harris y Sabnis, 1999)

a. Refuerzo utilizado con anterioridad por otros investigadores. En varios centros de investigación, se han utilizados distintos tipos de cables de acero para modelar las barras de refuerzo. Se tiene un gran problema para obtener un enlace adecuado entre las barras de refuerzo y el Microconcreto, y ésta es la característica de mayor importancia para poder simular adecuadamente el concreto reforzado. Los cables disponibles comercialmente se pueden agrupar como (Harris y Sabnis, 1999):

- Alambre redondo disponible en diferentes tamaños y resistencias.
- Barras roladas en frío.
- Alambre deformado disponible comercialmente.
- Alambre deformado en máquinas para producir corrugas adecuadas.
- Barras deformadas del No. 2, No. 3 y de 6 mm.

Una elección cuidadosa, combinada con los procesos de recocido adecuados, resultará en un modelado adecuado. Es de hacer notar que, un modelo preciso del acero de refuerzo es el aspecto más importante para poder concluir adecuadamente de un estudio realizado a modelos (Harris y Sabnis, 1999).

En el presente la mayoría de investigadores norteamericanos usan barras No 3 y No 4 para modelos de escalas grandes, y alambres deformados para modelos a pequeña escala. También se han probado otros materiales y técnicas para simular el refuerzo prototipo. Barras planas con superficies rugosas han sido probadas con resultados parcialmente adecuados en las universidades MIT, Cornell y McGill. Brock en 1959, Lord en 1965, Kim, et al. en 1988 y El-Attar en 1991, realizaron distintos estudios utilizando cable enrollado, obteniendo resultados aceptables en el agrietamiento y un enlace adecuado. Harris, et al. en 1966 utilizó un dispositivo similar a dos engranes para deformar barras planas en frío. White y Clark produjeron un modelo 1/6 en la Asociación Británica del Concreto y Cemento, pero su máquina en vez de realizar deformaciones internas en las barras, causaba protuberancias en estas. Así otros investigadores han desarrollado maquinaria especial para deformar sus barras (Harris y Sabnis, 1999).

b. Refuerzo con alambre para modelos a pequeña escala. El rango de los tamaños de alambre utilizados en modelos a pequeña escala varía desde SWG No 11, 3mm de diámetro; hasta SWG No 21, 0.8mm de diámetro. Estos alambres normalmente se consiguen como rollos de cable enrollado, pero se pueden encontrar cables

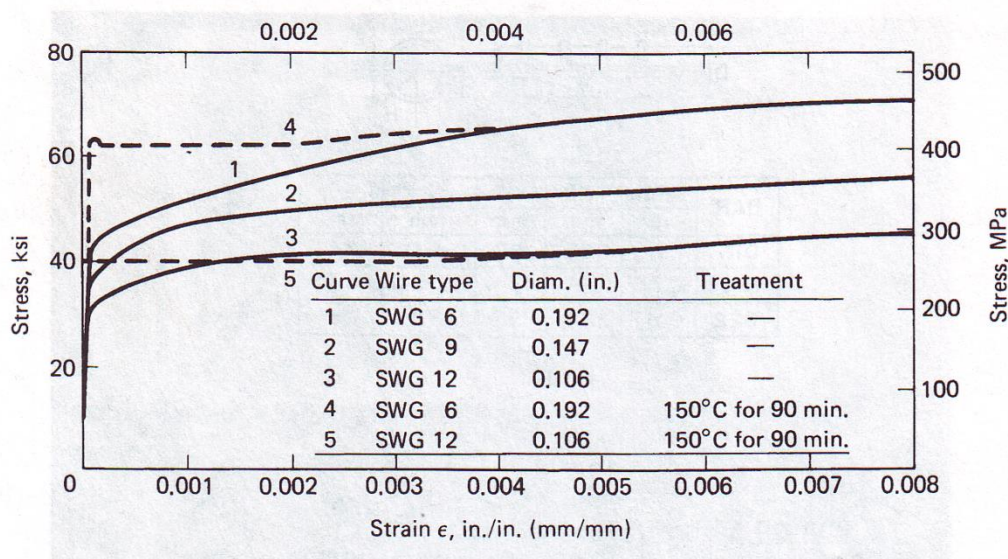
rectos. Los cables rectos son requeridos para poder tener un manejo y colocación más sencilla (Harris y Sabnis, 1999).

Comercialmente los cables deformados se encuentran en diámetros de 2.7 mm. Algunos proveedores ofrecen alambres deformados hasta de 1.6 mm bajo pedido especial. Se pueden conseguir cables enrollados también, pero el costo de estos es considerablemente más alto (Harris y Sabnis, 1999).

La gráfica de algunos alambres no tiene un comportamiento plano de fluencia y tienen una ductilidad limitada en tensión por el proceso altamente deformativo utilizado para fabricarlos. Algunos cables enrollados pueden ser utilizados pero se necesita maquinaria y cierto relajamiento en las deformaciones de manufactura para que estos puedan ser utilizados adecuadamente como refuerzo. Si se está modelando un acero de alta resistencia se requiere una fluencia menos marcada en el refuerzo de modelo. Esto se puede lograr haciendo ciertos procesos de calentamiento. Durante los procesos de calentamiento se debe cuidar que los cambios en las propiedades del acero se den a lo largo de todo el elemento (Harris y Sabnis, 1999).

c. Cable recocido negro para refuerzo de modelos. Los modelos de Microconcreto producidos en la MIT usan un alambre de este tipo conseguido comercialmente en rollos. Antes de ser utilizado como refuerzo en los modelos, éste debe ser estirado para formar un cable recto causando que el punto de fluencia se pierda como se muestra en las curvas 1, 2 y 3 de la Figura 29. Estas graficas se han obtenido para alambre que fue estirado, luego doblado para formar el refuerzo y estirado nuevamente antes de ser probado. Si el refuerzo queda doblado por unos 2 meses se observa que existe un punto de fluencia nuevamente. El proceso se puede acelerar si se deja el refuerzo a 150° C por 90 minutos. Las curvas de esfuerzo-deformación para dichos refuerzos se muestran en las curvas 4 y 5, y se puede notar que están concorde a las curvas esfuerzo deformación del acero prototipo. La curva 4 muestra que los alambres pueden exceder la resistencia a la fluencia del acero prototipo. Los alambres de pequeños diámetros que se encuentran comercialmente tienen una resistencia tan alta que no se pueden utilizar en estructuras modelo. También se debe hacer notar que la resistencia a fluencia de dichos cables puede reducirse al recocer (Harris y Sabnis, 1999).

Figura 29. Curva esfuerzo deformación de alambres.

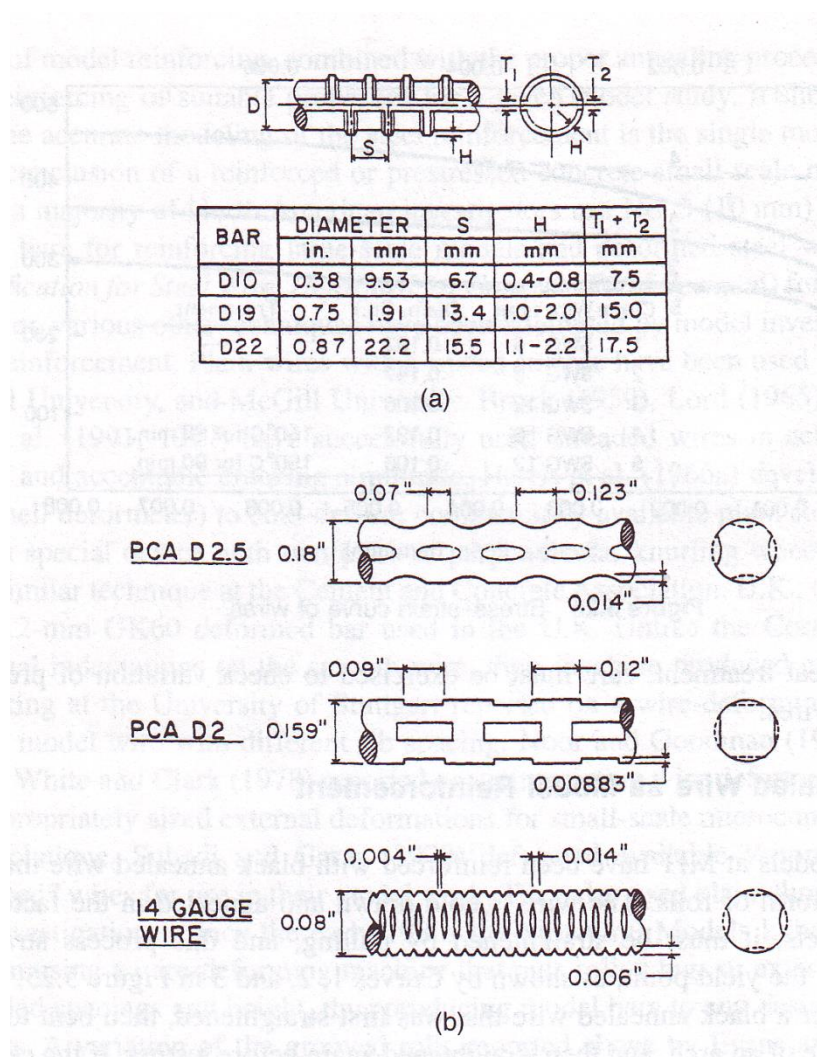


(Harris y Sabnis, 1999)

d. **Alambre especial para modelos a escala.** Se puede tener una gran variabilidad en las gráficas de esfuerzo deformación en los cables utilizados para modelos ya que el contenido químico de carbón no es especificado correctamente. Si el estudio amerita pedir una gran cantidad de acero de refuerzo se puede hacer un pedido de uno o varios lingotes de acero especificando adecuadamente su cantidad de carbón. El cable entonces se puede fabricar al diámetro determinado, deformar en fría y tratar en calor para obtener las propiedades mecánicas especificadas (Harris y Sabnis, 1999).

El alambre SWG No 14 (2mm) usado para muros de corte, losas, amarres y estribos de un modelo en escala 1/5 de marcos de siete pisos para mesa vibratoria en la Universidad de California en Berkeley, fue ordenado a la compañía Davis Wire Company, en Hayward California. Las características de estas barras se presentan en la Figura 30 (Harris y Sabnis, 1999).

Figura 30. Características geométricas de las barras de refuerzo utilizadas en (a) Refuerzo prototipo (b) refuerzo modelo.



(Harris y Sabnis, 1999)

e. **Alambre deformado como refuerzo para modelos.** Los alambres deformados comúnmente consisten de deformaciones hechas en frío para el uso en concreto de construcción. Estos alambres comúnmente tienen una resistencia a la fluencia de 480 MPa y una resistencia a la tensión de 550 MPa. Estos alambres se pueden

conseguir en tamaños estándar desde el D1 al D10, siendo el número indicado en el nombre el área nominal de la sección transversal en centésimas de una pulgada cuadrada. Los detalles de la geometría de los alambres deformados se muestran en el Cuadro 4, desarrollado por el *Manual de Práctica Estándar del Instituto de Acero de Refuerzo*. La Universidad de McGill y la Universidad de Queens han utilizado diámetros de 2.3 mm para su trabajo con Microconcreto. La curva típica de esfuerzo deformación de estos alambres se muestra en la Figura 31 (Harris y Sabnis, 1999).

Cuadro 4. Requerimientos dimensionales para alambre de acero corrugado para refuerzo de Microconcreto.

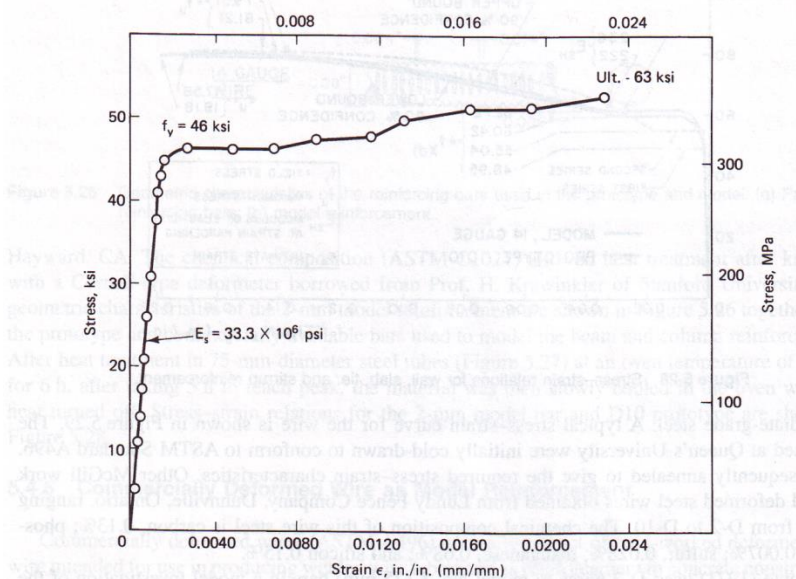
Deformed Wire Size Number ^a	Unit Weight, lb/ft	Nominal Dimensions			Deformation Requirements		
		Nominal Diameter, in.	Cross-Sectional Area, in. ²	Perimeter, in.	Spacing Maximum, in.	Minimum, in.	Minimum Average Height of Deformations, in. ^b
D-1	0.034	0.113	0.01	0.355	0.285	0.182	0.0045
D-2	0.068	0.159	0.02	0.499	0.285	0.182	0.0063
D-3	0.102	0.195	0.03	0.612	0.285	0.182	0.0078
D-4	0.136	0.225	0.04	0.706	0.285	0.182	0.0101
D-5	0.170	0.252	0.05	0.791	0.285	0.182	0.0113
D-6	0.204	0.276	0.06	0.867	0.285	0.182	0.0124
D-7	0.238	0.298	0.07	0.936	0.285	0.182	0.0134
D-8	0.272	0.319	0.08	1.002	0.285	0.182	0.0143
D-9	0.306	0.338	0.09	1.061	0.285	0.182	0.0152
D-10	0.340	0.356	0.10	1.118	0.285	0.182	0.0160

^a The number following the prefix D identifies the nominal cross-sectional area of the deformed wire in hundredths of a square inch.

^b The minimum average height of deformations shall be determined by measurements made on not less than two typical deformations from each line of deformations on the wire. Measurements shall be made at the center of indentations.

(Harris y Sabnis, 1999)

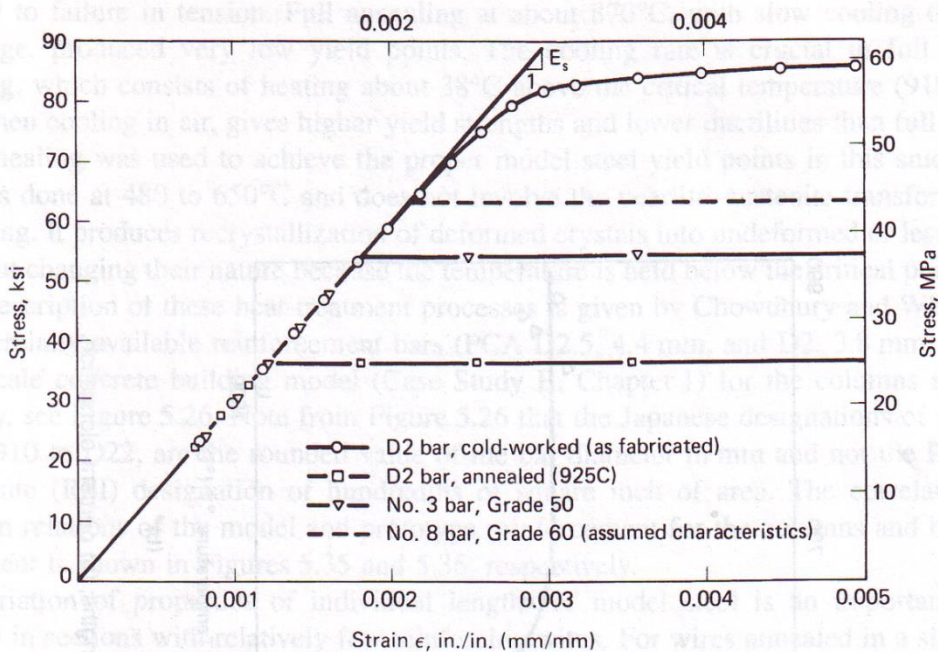
Figura 31. Curva esfuerzo deformación de alambre de refuerzo.



(Harris y Sabnis, 1999)

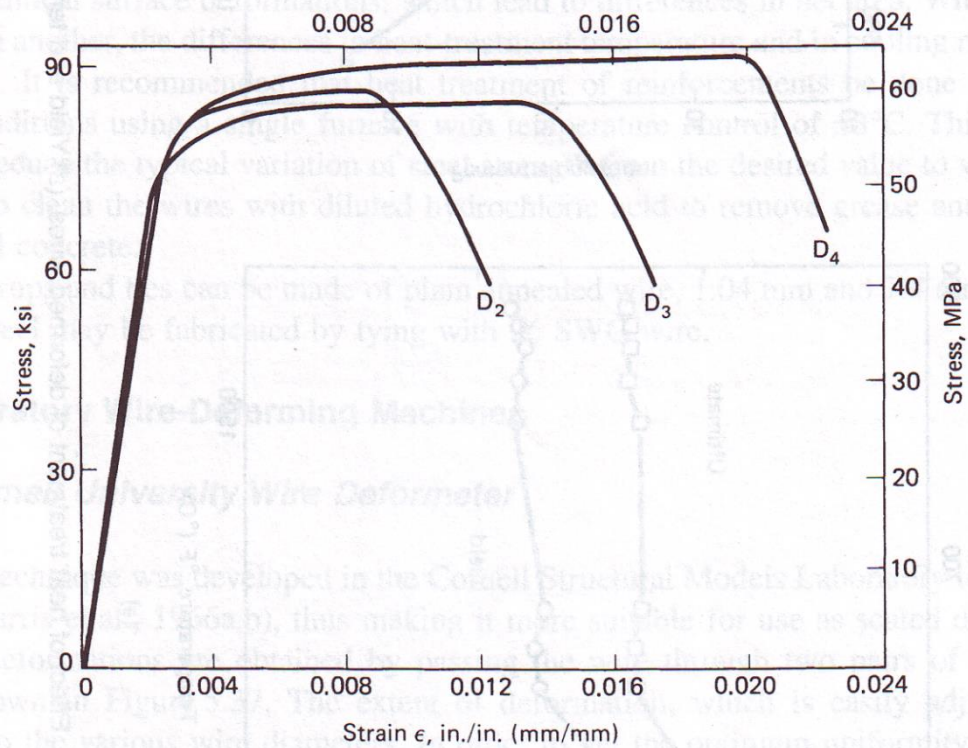
A continuación se muestran varias Figuras mostrando distintos resultados para curvas de esfuerzo deformación de otros alambres deformados (Harris y Sabnis, 1999).

Figura 32. Características de carga deformación del refuerzo.



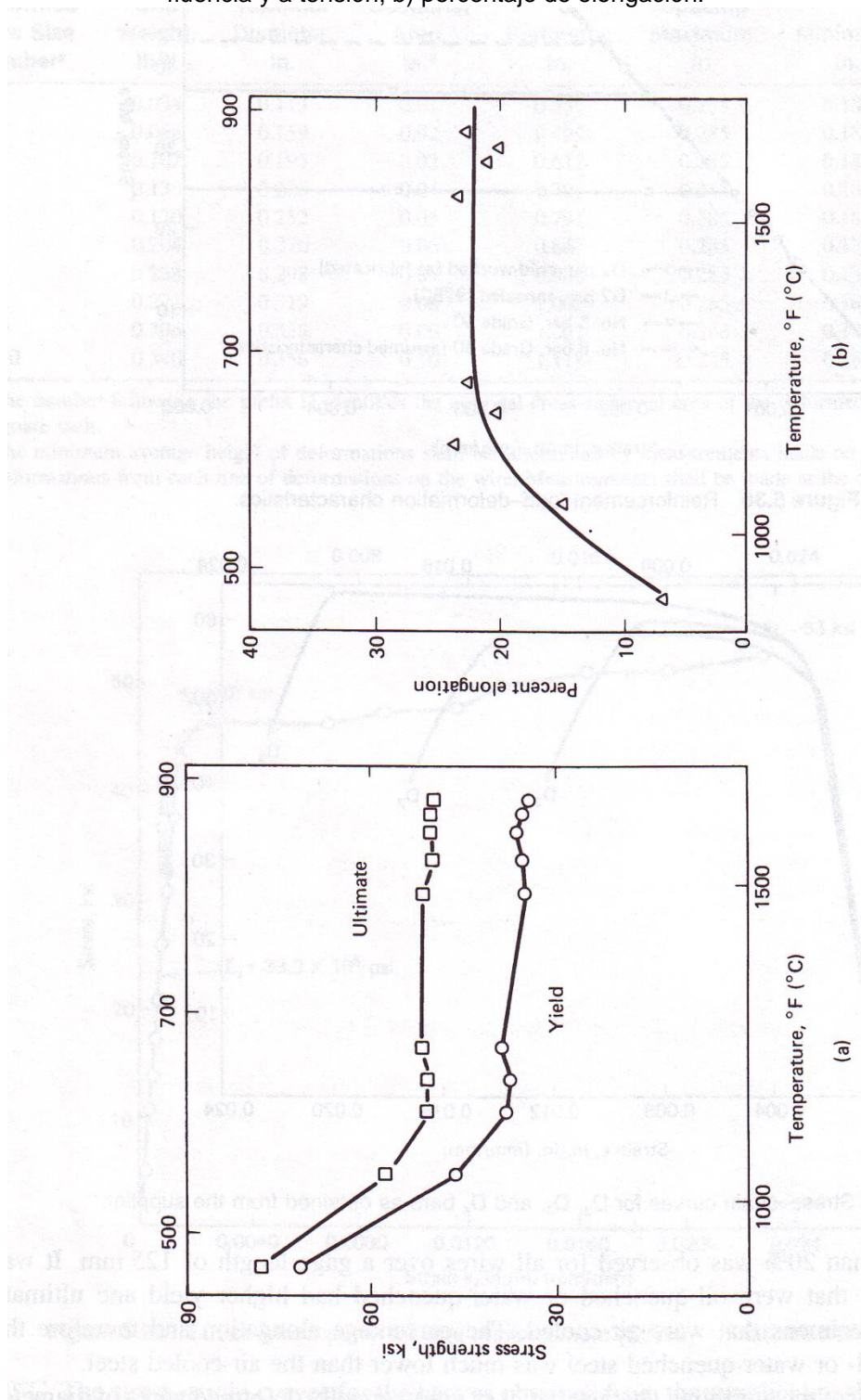
(Harris y Sabnis, 1999)

Figura 33. Curvas de esfuerzo deformación para barras D2, D3, D4.



(Harris y Sabnis, 1999)

Figura 34. Efecto del tratamiento con calor de los alambres deformados: a) resistencias de fluencia y a tensión; b) porcentaje de elongación.

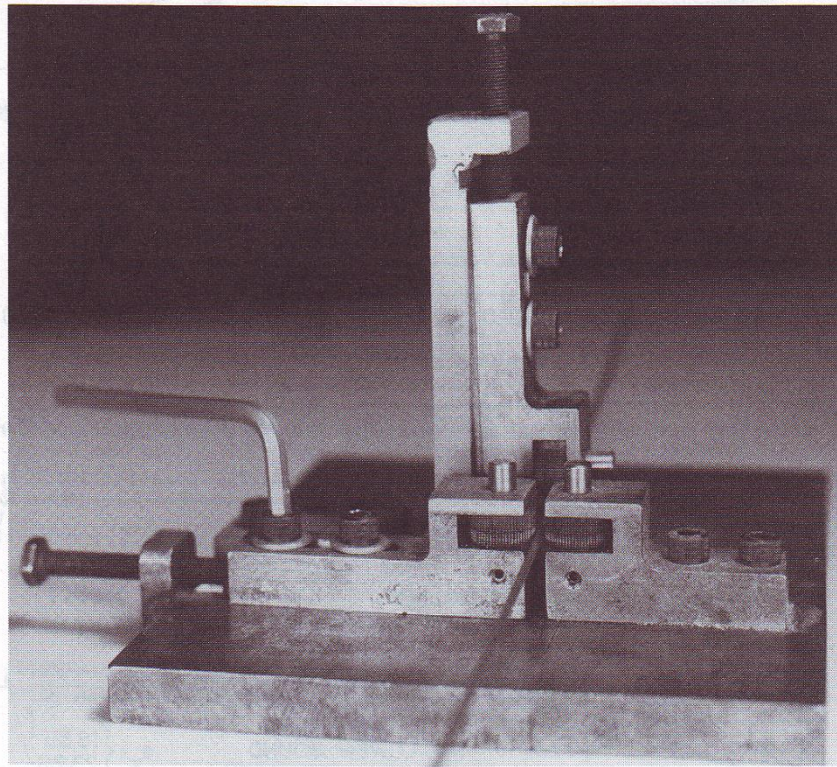


(Harris y Sabnis, 1999)

f. **Maquinaria para deformar alambre.**

1) **Deformómetro de la Universidad de Cornell.** En la Universidad de Cornell se desarrolló una técnica simple para deformar en frío los alambres a ser usados en refuerzo de Microconcreto. Como se muestra en la Figura 35, el alambre se puede deformar pasándolo entre dos engranes. Las deformaciones se ajustan fácilmente para que éstas sean proporcionales al diámetro de las barras. Para algunos modelos en particular se puede deformar la barra uniformemente a todo lo largo. El deformómetro de Cornell hace pequeñas incisiones en la barra, haciendo así deformaciones internas (Harris y Sabnis, 1999).

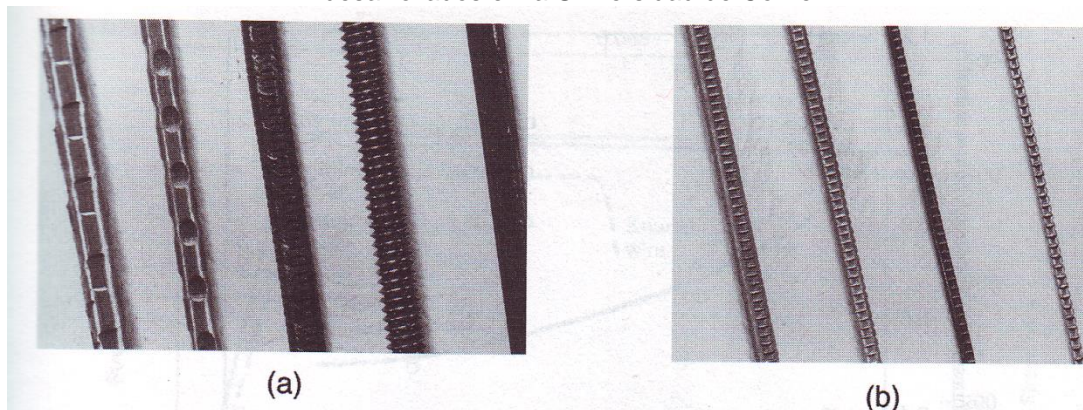
Figura 35. Deformómetro de la Universidad de Cornell.



(Harris y Sabnis, 1999)

En la Figura 36 se muestran distintos tamaños de barras que fueron deformados con esta técnica. Adicionalmente se muestran tres alambres deformados comerciales. Ninguno de los elementos mostrados son similares a las deformaciones reales del alambre prototipo. Todos tienen incisiones a todo lo largo, en vez de tener las protuberancias externas de las barras prototipo. Se asume que una incisión de cierto tamaño tiene las mismas características de enlace que una protuberancia del mismo tamaño. Aunque esta asunción no es exacta, es un intento para establecer un criterio especial para las características de enlace (Harris y Sabnis, 1999 y Gergely 1969).

Figura 36. (a) Modelo de refuerzo conseguido comercialmente en Estados Unidos, (b) Modelos desarrollados en la Universidad de Cornell.

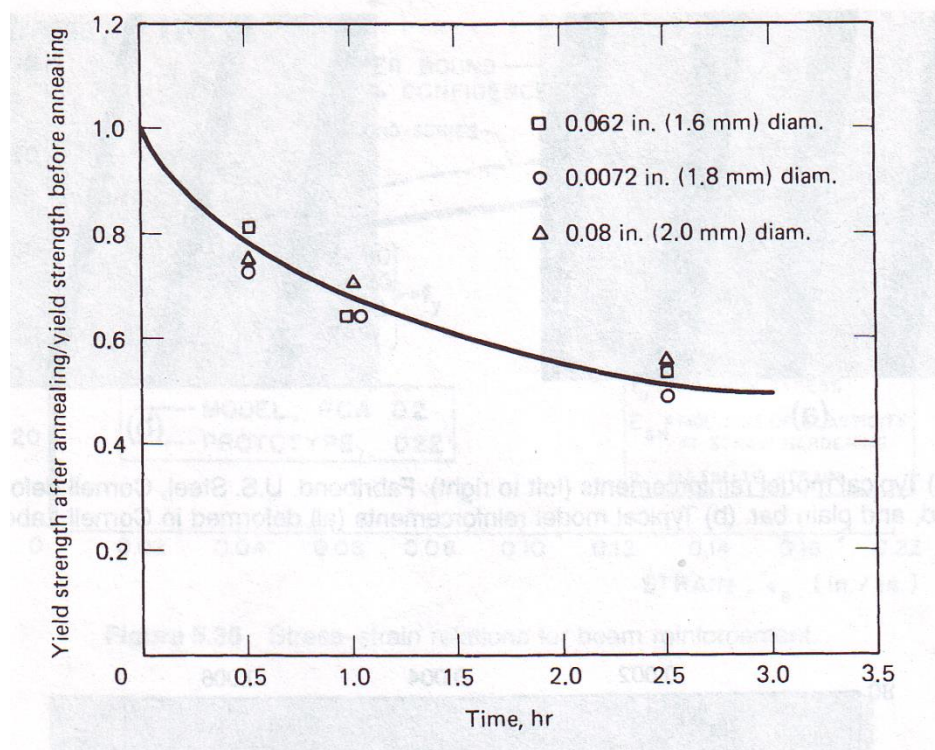


(Harris y Sabnis, 1999)

2) Deformómetro de la Asociación de Cemento y Concreto.

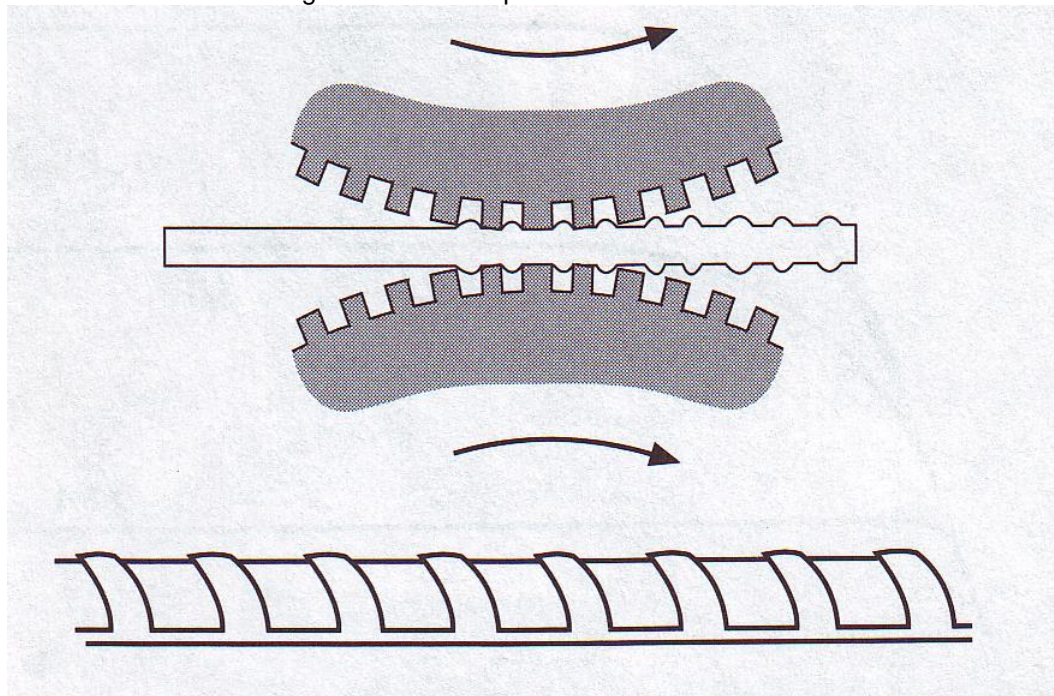
El deformómetro de la asociación de Cemento y Concreto ha desarrollado una forma de crear deformaciones en las barras, que sean iguales a las deformaciones de las barras prototipo. Una forma esquemática desarrollada en la Institut of Modellstatik en la Universidad de Stuttgart se muestra en la Figura 37. Está técnica desarrollada por E. Maisel puede causar deformaciones sobre la superficie de la barra. White y Clark lograron deformar barras con mejor exactitud usando el mismo principio de Maisel. Sus resultados se muestran en la Figura 38 (Harris y Sabnis, 1999).

Figura 37. Resistencia a la fluencia relativa del refuerzo vs. tiempo de cocido a 1000°F.



(Harris y Sabnis, 1999)

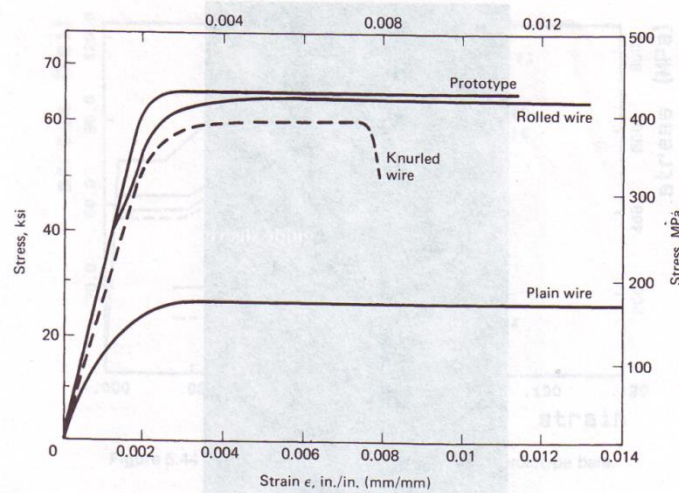
Figura 38. Método para deformar alambre.



(Harris y Sabnis, 1999)

Se puede observar que se obtuvo una similitud aceptable para todos los datos excepto en el ancho de la corruga, que fue alrededor de dos veces el requerido. No se considera factible hacer estas corrugas más delgadas por precisiones de taller. Se tendría que calentar el alambre para poder realizar corrugas más delgadas. Las curvas de esfuerzo deformación de Cornell como de White y Clark se comparan en la Figura 39. Se obtuvo buena concordancia excepto en el punto de fluencia. White y Clark discutieron qué esto se debía a que el prototipo es rolado en caliente y el modelo en frío (Harris y Sabnis, 1999).

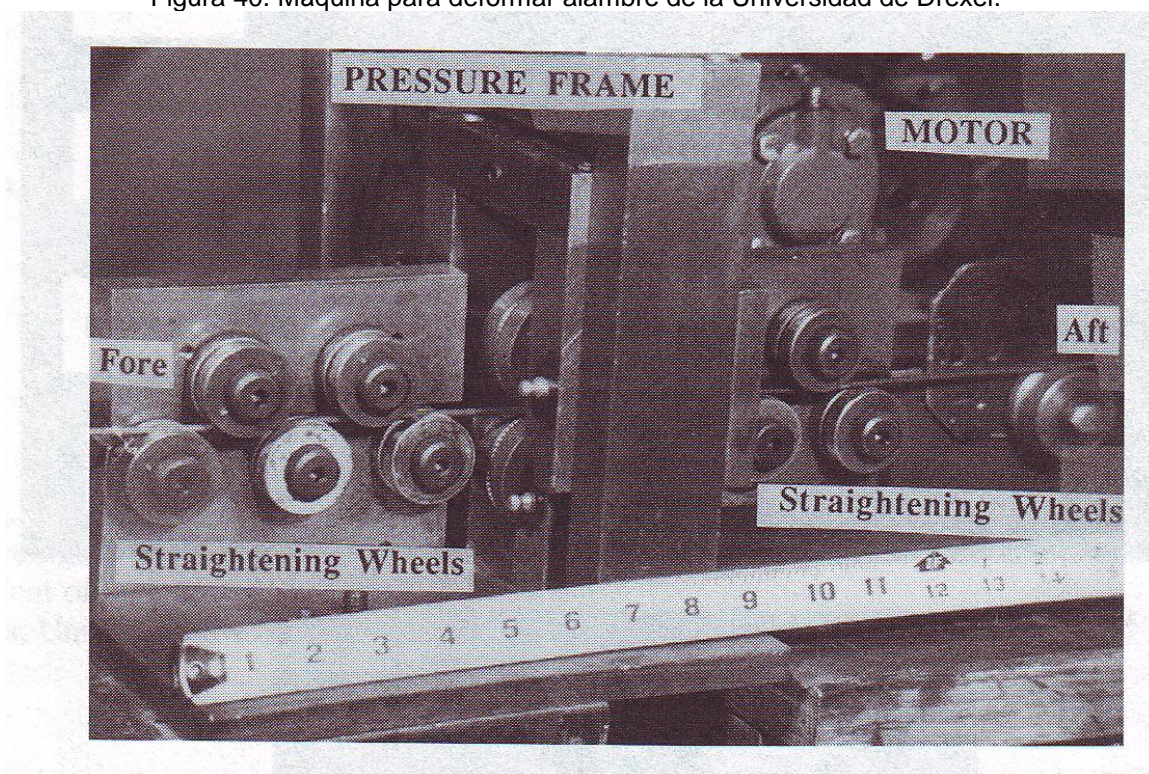
Figura 39. Curvas de esfuerzo deformación del refuerzo.



(Harris y Sabnis, 1999)

3) **Deformómetros utilizados por otros investigadores.** Desde los años 80, en la Universidad de Drexell ha habido maquinaria que puede hacer protuberancias en los alambres a una escala ideal y con separaciones ideales. El deformómetro de Drexell, mostrado en la Figura 40 consiste en dos engranes semicirculares conducidas por un sistema de engranes. Se pueden graduar los engranes para poder causar así distintas separaciones y tamaños de protuberancia. Los alambres, adicionalmente, son encaminados por un juego de rodos que mantienen el alambre recto en el proceso de deformación (Harris y Sabnis, 1999).

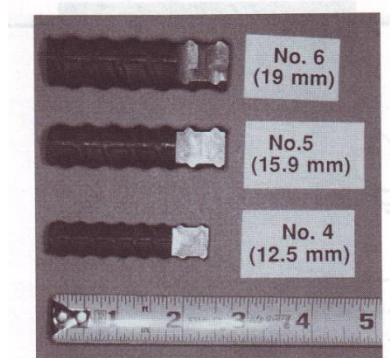
Figura 40. Máquina para deformar alambre de la Universidad de Drexel.



(Harris y Sabnis, 1999)

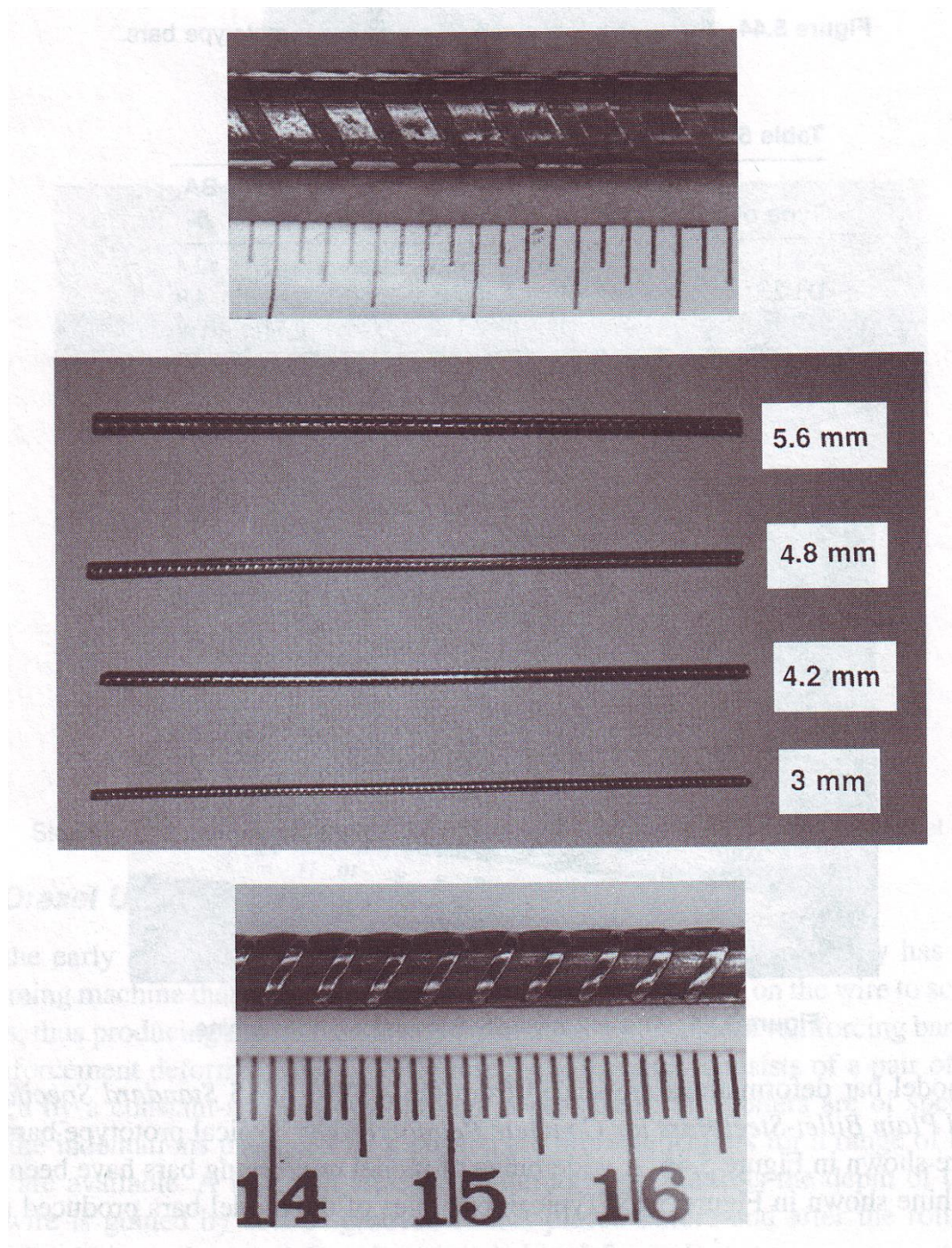
En la Figura 41 se muestra un refuerzo típico prototipo que ha sido escalado. Una foto de las corruga obtenidas en estos procesos se muestran en la Figura 42.

Figura 41. Barras de refuerzo prototipo.



(Harris y Sabnis, 1999)

Figura 42. Ejemplos de alambre deformado de la Universidad de Drexel.



(Harris y Sabnis, 1999)

En el Cuadro 5 se muestran propiedades para un refuerzo prototipo y para escala de 1/3. También se muestran propiedades geométricas para barras No3, No 4, No 5 y No 6 de grado 60, requeridos para barras en escala 1/3 y propiedades reales del modelo. En el Cuadro 6 se muestran las propiedades de las barras modelo deformadas en distintas fases de su fabricación (Harris y Sabnis, 1999).

Cuadro 5. Propiedades geométricas del refuerzo prototipo y modelo.

Bar Designation	Size	Nominal Dimensions			Deformation Requirements		
		Diameter, mm	Cross-Sectional Area, mm ²	Perimeter, mm	Maximum Average Spacing, mm	Minimum Average Height, mm	Maximum Gap (Chord 15% of Nominal Perimeter), mm
No. 3	Prototype	9.53	70.97	29.92	6.66	0.38	3.63
	1/3 scale	3.18	7.87	9.96	2.22	0.13	1.21
	Model	3.10	7.55	9.73	2.42	0.15	0.58
No. 4	Prototype	12.70	129.03	39.90	8.89	0.51	4.85
	1/3 scale	4.22	14.32	13.28	2.96	0.17	1.62
	Model	4.12	13.29	12.90	2.90	0.22	1.23
No. 5	Prototype	15.88	200.00	49.86	11.10	0.71	6.07
	1/3 scale	5.28	21.94	16.61	3.70	0.24	2.02
	Model	4.88	18.65	15.34	2.95	0.10	1.08
No. 6	Prototype	19.05	283.87	59.84	13.34	0.97	7.26
	1/3 scale	6.35	31.61	19.94	4.45	0.32	2.42
	Model	6.35	31.61	19.94	5.49	0.61	1.56

^a Based on an average of six measurements.
^b As specified in ASTM A-615.

(Harris y Sabnis, 1999)

Cuadro 6. Propiedades mecánicas de los refuerzos a escala de 1/3.

	Bar No.	Plain Bar (as Delivered)	Annealed and/or Deformed	Heat Treated (or final)	COV ^b (%)	Prototype ^c
Yield strength, MPa	3	310.3	415.8	—	1.07	386.8
	4	583.5	468.9	446.8	3.06	461.3
	5	353.6	462.4	440.6	1.31	441.3
	6	453.6	—	—	10.01	450.0
Ultimate strength, MPa	3	—	437.1	—	0.57	560.6
	4	615.0	487.9	475.1	5.37	734.3
	5	369.3	478.1	476.2	1.25	712.9
	6	624.8	—	—	8.40	738.7
Ultimate strain, mm/mm	3	—	—	0.018	—	—
	4	—	—	0.031	—	—
	5	—	—	0.05	—	—
	6	—	—	0.0791	—	—

^a Based on an average of five specimens.
^b COV = coefficient of variation.
^c Shear wall tests, University of Colorado at Boulder.

(Harris y Sabnis, 1999)

4) Tratamiento en caliente para refuerzo modelo. El tratamiento en caliente es un proceso esencial para la simulación adecuada del acero de refuerzo. Las barras modelo raramente tienen la resistencia a la fluencia requeridas o la suficiente ductilidad si no se le da el cocimiento requerido. Cuando las barras lisas son tratadas para causar las deformaciones requeridas, la resistencia a la fluencia crece pero su ductilidad disminuye. Éste se le atribuye al estado de deformaciones internos producidos por los procesos en frío. El tratamiento en caliente es utilizado para lograr un comportamiento pre y post elástico adecuados y ductilidad representativa del prototipo (Harris y Sabnis, 1999).

El proceso de recocido puede ser dividido en tres etapas mayores. El relajamiento de deformaciones internas, recristalización y agrandamiento del grano. En la etapa de relajación el metal regenera sus propiedades sin ningún cambio en su microestructura. Calentando el material a unos 340 °C se puede lograr un punto de fluencia definido. La recristalización es el proceso en donde la estructura lograda en frío se modifica a un nuevo sistema de granos sin deformaciones. Harris propone un calentamiento a 540 °C por varios periodos de tiempo (Harris y Sabnis, 1999).

5) Selección del acero de refuerzo. Una vez han sido vencidos los obstáculos de deformación y recocido, el próximo paso en el proceso de modelado con Microconcreto es la selección adecuada de las barras de refuerzo. En algunos casos raros, se puede tener que el refuerzo modelo logrado se ajusta a la escala sin ninguna otra modificación. Más a menudo se debe usar un diámetro distinto al diámetro requerido. Tomando en cuenta el área de la barra y la resistencia de fluencia una fuerza, se debe diseñar el refuerzo tomando en cuenta este nuevo diámetro, o se puede modificar la fuerza aplicada (Harris y Sabnis, 1999).

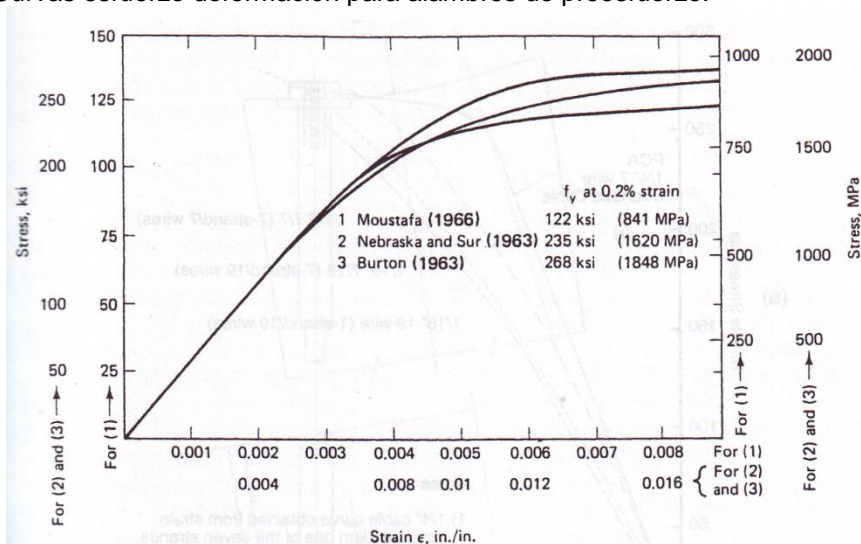
3. Refuerzo modelo para modelos preesforzados y técnicas.

a. Refuerzo modelo de preesfuerzo. Hay varios sustitutos que se pueden utilizar como refuerzo modelo para preesfuerzo (Harris y Sabnis, 1999):

- Tiras independientes de cable de preesfuerzo.
- Cuerdas de piano.
- Alambre trenzado de acero inoxidable
- Cables de freno de bicicleta (de mejor aplicación para post tensado)
- Cable trenzado de naves aéreas o de maquinaria.

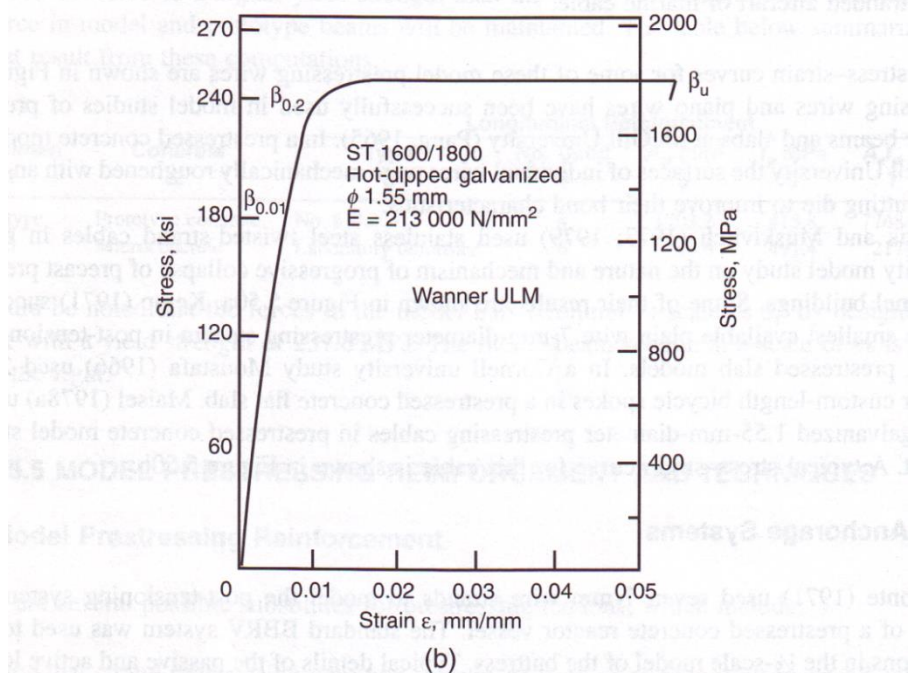
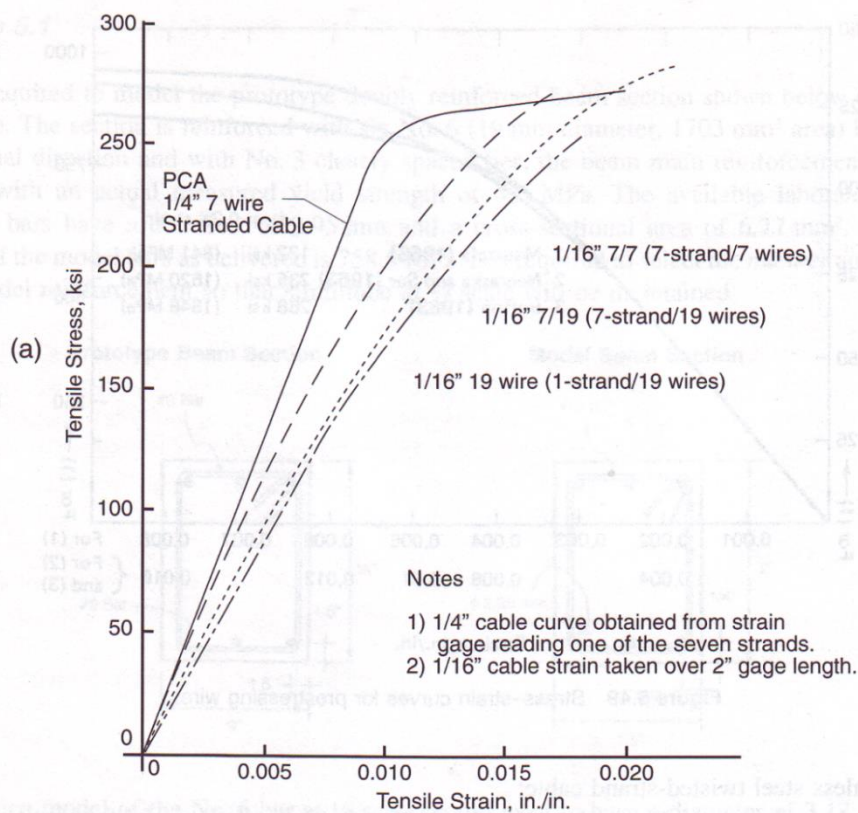
Las curvas típicas de esfuerzo deformación para estos distintos cables se muestran en la Figura 43. En la Universidad de McGill se han utilizado cables de preesfuerzo y cuerdas de piano adecuadamente en modelos de vigas y losas. En la Universidad de Cornell se han realizado estudios, modificando las características de rugosidad mecánicamente para mejorar el enlace en la interfaz. Los otros tipos de material enumerados anteriormente han sido utilizados en distintos estudios en diferentes Universidades de Norteamérica y Europa. Los resultados de estos se presentan en la Figura 44 (Harris y Sabnis, 1999).

Figura 43. Curvas esfuerzo deformación para alambres de preesfuerzo.



(Harris y Sabnis, 1999)

Figura 44. Curvas esfuerzo deformación para cables de alta Resistencia. (a) Cables de acero inoxidable; (b) cables de presfuerzo para escala de 1/6.



(Harris y Sabnis, 1999)

b. Características del enlace del refuerzo modelo. Los requerimientos de similitud del enlace fueron discutidos previamente. A continuación se enumeran estas características (Harris y Sabnis, 1999).

- El uso de barras deformadas de pequeños diámetros no garantiza un enlace fuerte ya que por lo regular estas barras son producidas comercialmente para usos que no requieren de tanta resistencia.
- El enlace que se tiene en el material prototipo no se conoce en un 100%, lo que dificulta que este pueda ser representado adecuadamente.
- La resistencia última del enlace por unidad de largo es proporcional a $\sqrt{f_c}$.
- La distribución real de los esfuerzos de enlace son muy desiguales a la unidad medida del esfuerzo de enlace, haciendo así muy difícil de modelar esta característica.
- El efecto del recubrimiento de concreto sobre la fuerza de enlace es difícil de predecir y de modelar.

Varios especímenes y pruebas han sido desarrollados para estudiar la resistencia del enlace del refuerzo, incluyendo las pruebas de jalado concéntricas y excéntricas, la prueba de tensión de la barra embebida entre otros. Las pruebas de flexión son las más seguras y garantizan mayor representatividad de los resultados ya que son más apegados a las situaciones reales. La prueba de jalado concéntrico es más económica, lleva menos tiempo y es simple, pero tiene la desventaja que presenta agrietamiento transversal. Esto incrementa el deslizamiento entre el concreto y las barras de refuerzo. Para alambres lisos se han realizado pruebas en las cuales se ha descubierto que los alambres de menor diámetro pueden tener mejores características de enlace. También se han realizado experimentos con alambre ligeramente oxidados, logrando así un mejor enlace. Si se utilizan alambres oxidados se debe cuidar que el óxido no sea tal que deteriore la barra por completo. Si se utilizan barras lisas u oxidadas no se pueden hacer estudios de falla de enlace; número, tamaño y distribución de grietas; deflexiones post elásticas; efectos de cargas revertidas o repetidas; o redistribución de esfuerzos internos. Para garantizar el enlace adecuado, las deformaciones de las barras deben ser similares a las del prototipo.

4. Similitud de enlace. Aunque muchos otros investigadores han realizado pruebas con alambres planos y elementos deformados de acero, los datos experimentales han demostrado que prácticamente no existe similitud de enlace. Harris, et al. desarrolló dos modelos prototipo para estudiar el efecto del alambre deformado en el enlace y el agrietamiento en modelos de concreto reforzado. Los patrones de agrietamiento entre los prototipos y el modelo resultaron similares, respecto a grietas secundarias y terciarias. Las grietas principales también fueron similares con las grietas prototipo, sin embargo, el número de grietas formadas en el modelo eran únicamente entre un 25 a 50% de las grietas en el prototipo (Harris y Sabnis, 1999).

5. Similitud de agrietamiento y similitud en la deformación general de elementos de concreto. La deflexión inelástica de los elementos de concreto comúnmente es dependiente del grado y manera del agrietamiento. Los modos de grietas también tienen una gran influencia bajo cargas revertidas o repetidas, redistribución de momentos y fuerzas de sistemas indeterminados, y ocasionalmente en el modo final de falla. El modo de agrietarse es tan difícil de modelar que los enlaces; los dos son fenómenos íntimamente relacionados. El poco entendimiento que existe en los mecanismos de falla contribuye enormemente a esta dificultad. Es importante notar que las grietas que se hacen notar primero en un prototipo son prácticamente invisibles al ojo humano en un modelo. Estos se pueden detectar utilizando una lupa magnificadora y por el cambio repentino en la gráfica de carga deformación. Es de hacer notar que el número de grietas se ve muy afectado con la disminución del tamaño de la viga (Harris y Sabnis, 1999).

E. Técnicas para la fabricación de modelos

1. Fabricación de modelos de concreto.

a. **Modelos de concreto reforzado.** En el proceso de modelado, la fabricación del refuerzo forma una parte muy importante. Uno podría pensar que los alambres se pueden doblar de la misma manera en que se dobla el refuerzo prototipo y que estos se podrían amarrar con pequeño alambre. Para modelos grandes esto puede resultar cómodo, pero para modelos a pequeña escala no necesariamente. Algunos métodos para colocar adecuadamente el alambre son el uso de epóxicos y la soldadura (Harris y Sabnis, 1999).

1) Métodos de fabricación.

- Doblado del refuerzo: el doblado del refuerzo debe hacerse cuidadosamente para que los alambres queden colocados adecuadamente. El refuerzo principal para vigas puede ser doblado fácilmente. Para evitar pequeños ganchos en los extremos, se debe dejar suficiente longitud para desarrollar un gancho adecuado. Para los dobleces de estribos, se puede utilizar un molde del tamaño requerido y doblar los alambres (Harris y Sabnis, 1999).
- Uso de amarres: Los amarres en los modelos a escalas grandes pueden ser hechos con cables metálicos o alambre de amarre. Estos tipos de amarre sirven mucho para colocar los estribos junto con el refuerzo principal (Harris y Sabnis, 1999).
- Refuerzo soldado: Soldar el acero de refuerzo puede ser una forma muy fácil de fabricar armados de concreto en un corto tiempo. También puede facilitar el armado de nodos complejos. El soldador debe tener la precaución de no calentar demasiado el nodo. Esto es de gran importancia ante nodos con poca separación entre alambres (Harris y Sabnis, 1999).
- Uso de epóxico: existen varios epóxicos que pueden resultar útiles en la fabricación de modelos. Se puede seleccionar una amplia variedad de epóxicos metal-metal con periodos de curado de entre unos minutos a algunas horas. En vigas, los alambres del refuerzo principal puede ser sostenido por bloques y colocar los estribos en donde correspondan. El epóxico entonces debe ser colocado entre el refuerzo principal y los estribos con un clavo u otro alambre. Las desventajas de este proceso son que las conexiones tienden a ser más largas que las fabricadas con las otras técnicas y pueden llevar mucho tiempo (Harris y Sabnis, 1999).
- Uso de soldadura: Soldar el armado de refuerzo es tal vez la manera más antigua de mantener el refuerzo en su lugar previo a ser fundido el elemento. Al igual que la aplicación de epóxico, este proceso puede llevar mucho tiempo (Harris y Sabnis, 1999).

2) **Precisión en la colocación del refuerzo.** Es necesario asegurar que el refuerzo será colocado de manera precisa en el modelo de la misma manera que debe hacerse en un prototipo. Esta colocación es uno de los pasos más importantes en el proceso de modelismo. Los alambres deben estar colocados en forma recta, y sostenidos con tacos miniatura. Una mejor colocación se logra en modelos pretensados ya que la tensión en los cables ayuda a mantenerlos en su lugar. La carga en el cable también elimina o al menos disminuye cualquier catenaria que se forme en el alambre (Harris y Sabnis, 1999).

b. Formaletas para la fabricación de modelos de Microconcreto armado.

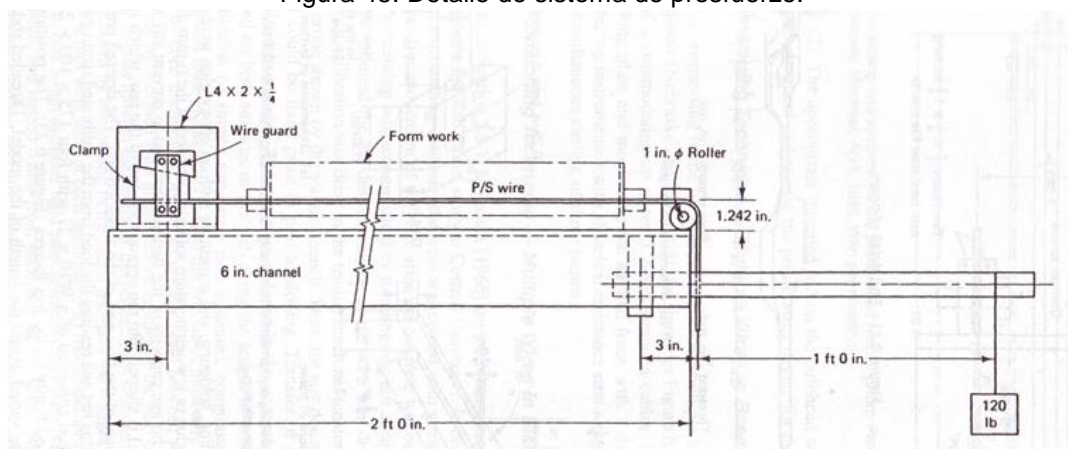
1) **Formaletas de plexiglás.** Las formaletas de modelos reforzados deben ser hechas con un material no absorbente y no escurriente para que el contenido de agua dentro del concreto se mantenga constante de punto a punto. Adicionalmente, cuando se requieren varias repeticiones, un material que no cambie dimensiones es adecuado. Por estas razones el uso extenso de materiales no corrosivos, fáciles de manipular por maquinaria, como los plásticos acrílicos y aluminio, ganan popularidad. El aluminio ayuda al plástico a rigidizarse y a su vez presenta un apoyo fuerte para los alambres en los extremos. El plástico transparente tiene la ventaja que permite visualizar la calidad del concreto después de ser fundido. Previo a colocar el concreto dentro de la formaleta se aplica una capa de aceite mineral para facilitar el retiró de la formaleta (Harris y Sabnis, 1999).

2) **Formaletas de Plywood.** Cuando se necesitan pocas repeticiones de un molde, se pueden emplear planchas de plywood cubiertas con resina o poliuretano (Harris y Sabnis, 1999).

c. Modelos de concreto preesforzado. En el concreto preesforzado, la técnica de refuerzo se puede dividir en dos categorías: pretensado y post tensado. Como la naturaleza de los obstáculos en ambas es diferente, estas se discuten por separado en las siguientes secciones (Harris y Sabnis, 1999 y Kemp 1971).

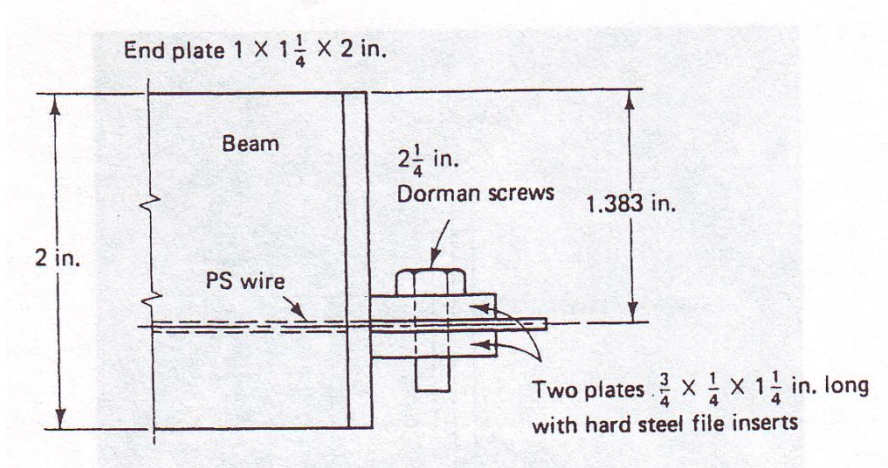
1) **Técnica de pretensado-vigas de alambres simples.** Una técnica sencilla utilizada en la pretensión se desarrollo en la Universidad de Cornell. La maquinaria utilizada se muestra en la Figura 45. La tensión es aplicada en un brazo de palanca, con un peso en un extremo, y el alambre en el otro. El cable no se desliza debido a que este queda bien amordazado. Detalles de este mecanismo se muestran en la Figura 46. La tensión se relaja al alcanzar la resistencia deseada para absorber preesfuerzos. El primer obstáculo presente en este método es el medir la fuerza aplicada al alambre de manera precisa. Este obstáculo se puede superar colocando un dinamómetro en el extremo amordazado del alambre. En las Figuras 47 y 48 se muestran otros dispositivos para tensar alambres de preesfuerzo, estos desarrollados en la Universidad de McGill (Harris y Sabnis, 1999 y Kemp 1971).

Figura 45. Detalle de sistema de presfuerzo.



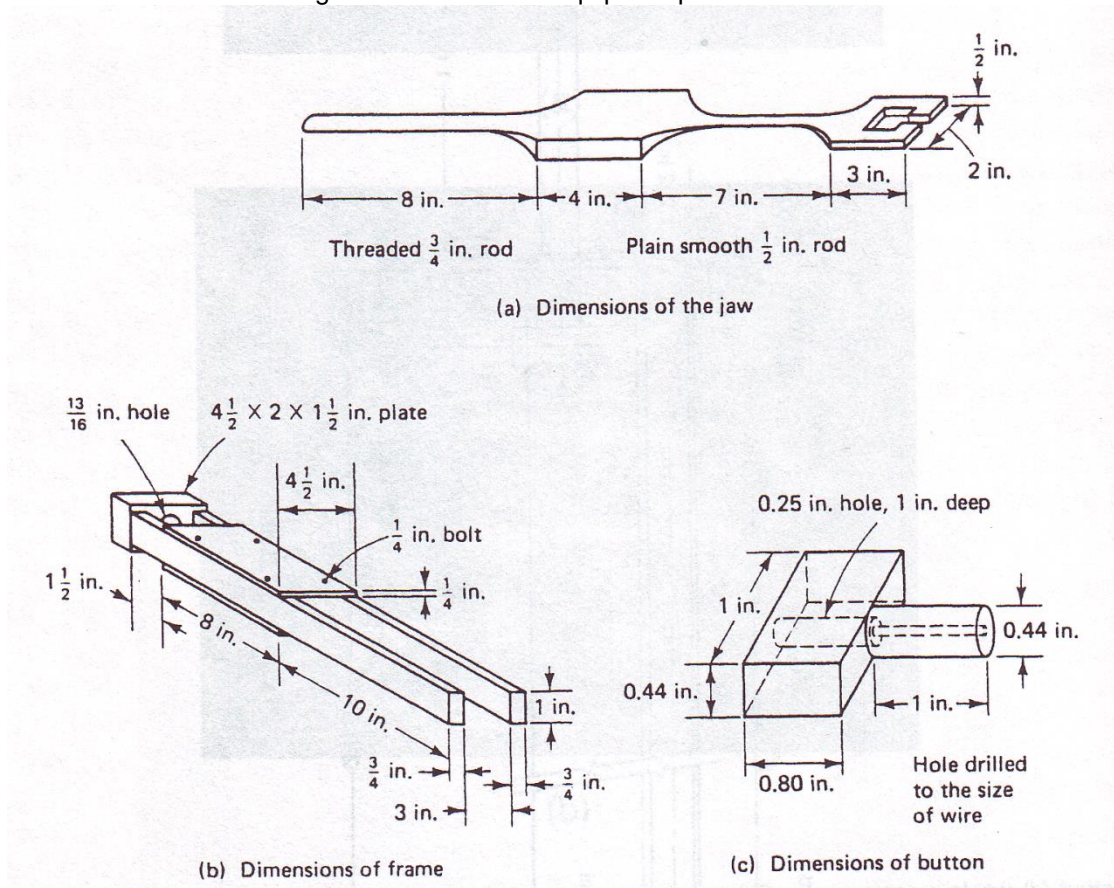
(Harris y Sabnis, 1999)

Figura 46. Detalle del final de una viga.



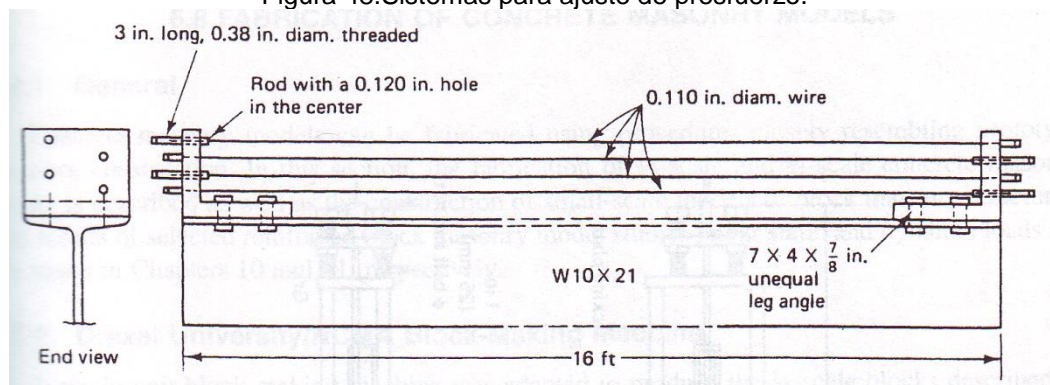
(Harris y Sabnis, 1999)

Figura 47. Detalle del equipo de presforzado.



(Harris y Sabnis, 1999)

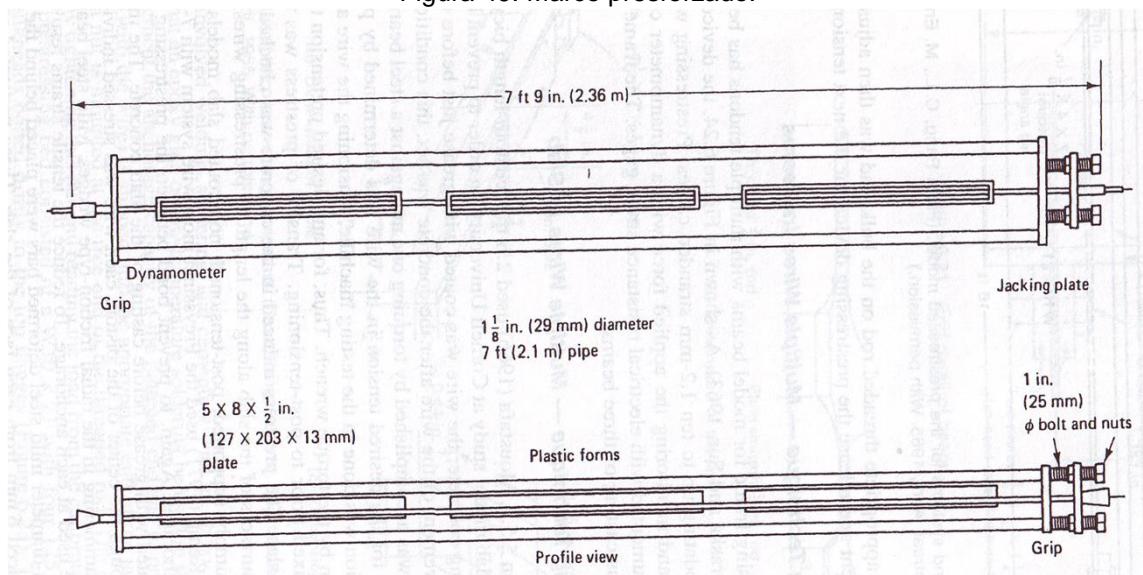
Figura 48. Sistemas para ajuste de presfuerzo.



(Harris y Sabnis, 1999)

2) **Técnicas de pretensión utilizando varios alambres.** Un marco de pretensión mecánica especial para modelos ha sido desarrollado en la Universidad de Illinois. Como se muestra en la Figura 49, el dispositivo utiliza agarradores de acero que acomodan hasta 10 tiras de cable de 1.2 mm. La pretensión se aplica al mover una de las placas y midiendo las fuerzas por medio de un dinamómetro. El marco es lo suficientemente largo como para poder fundir hasta tres vigas simultáneamente (Harris y Sabnis, 1999).

Figura 49. Marco presforzado.



(Harris y Sabnis, 1999)

3) **Técnica de postensado con varios alambres.** En la Universidad de Cornell se ha utilizado cable de freno de bicicleta para modelos postensados. Para evitar un enlace que no permita la postensión, los cables son cubiertos con grasa previo a fundir el elemento. La tensión se logró al dar un torque a través de una placa cortante de acero. La magnitud del torque requerido se determinó por medio de una precalibración (Harris y Sabnis, 1999).

F. Principios y aplicaciones de la instrumentalización

En la teoría presentada previamente se ha tratado con análisis de similitud, propiedades de los materiales y técnicas de fabricación, lo que nos permite diseñar y construir un modelo. La instrumentación en las pruebas realizadas a modelos es muy importante para poder medir, todas las cantidades importantes relacionadas con el comportamiento de la estructura. El proceso de instrumentación requiere la identificación adecuada de las cantidades a ser medidas, selección de los sensores apropiados y del equipo auxiliar necesitado, instalación del equipo en el modelo; calibración de los sensores y verificación del funcionamiento; toma de datos; y reducción de los datos ha esfuerzos, fuerzas y relaciones de esfuerzo deformación significativas. Éste puede ser un proceso demandante particularmente para los modelos más sofisticados que involucran respuesta dinámica, cargas térmicas, presiones internas muy altas y otras cargas complejas. El proceso de instrumentación puede ser muy tardado y caro por lo que, al igual que en un proceso de construcción verdadero, el ingeniero debe saber medirse entre la adquisición de datos y un gasto ridículo (Harris y Sabnis, 1999).

1. Cantidades a ser medidas. Como se ha discutido previamente, el comportamiento de una estructura se refleja en las fuerzas y deformaciones que resultan de someter el modelo a distintas condiciones de carga. Estas fuerzas y deformaciones pueden ser medidas con la instrumentación adecuada en la estructura, en la superficie, en las fronteras y puntos de carga, y algunas veces dentro del modelo. En general, en un modelo de Microconcreto reforzado o preesforzado, las siguientes cantidades necesitan ser medidas (Harris y Sabnis, 1999).

- Deformación unitaria: Su distribución a lo largo de todo el elemento. Esto puede medirse colocando sensores en la superficie, o embebiendo sutilmente los sensores en el concreto o en el refuerzo. Conociendo las características de esfuerzo deformación, los esfuerzos pueden ser determinados a partir de estas deflexiones.
- Deflexiones: Su distribución a lo largo de toda la estructura y su variación con la carga aplicada. Las mediciones de la deflexión se necesitan para definir las características de carga-deformación y pueden ser útiles para determinar los límites elásticos, la curvatura y los cambios en curvatura.
- Grietas: Su localización, patrones, y anchos relacionados con la carga. Esta información se usa para determinar satisfactoriamente las cargas de servicio y para obtener los esfuerzos límites o últimos.
- Fuerzas: su magnitud y naturaleza en el concreto o en el acero de refuerzo, en los apoyos frontera y en los puntos de carga. El conocimiento de estas cargas internas, que están en equilibrio con las externas, es muy útil en el estudio de estructuras indeterminadas.
- Temperatura: Su distribución en la masa de concreto cuando el modelo está sometido a condiciones de temperatura diferencial.
- Escurrimiento plástico y encogimiento: Sus mediciones en la estructura sometida a cargas.
- Propiedades de los materiales: Deben ser determinadas para trasladar otras mediciones (como las deformaciones) a un comportamiento estructural, y correlacionar los resultados con la teoría. La medición de las propiedades del concreto son de importancia particular ya que están sujetas a variaciones de condiciones ambientales como la humedad relativa y la temperatura.
- Respuesta dinámica: Varios tipos de respuesta de una estructura sujeta a cargas dinámicas como de impacto, explosión, sísmica, fatiga y de cargas repetidas. Se miden aceleraciones, desplazamientos y velocidades.

De estos, la medición de esfuerzo deformación es la de mayor importancia ya que está enlazada una relación importante como lo es el módulo de elasticidad (Harris y Sabnis, 1999).

2. Medición de deformaciones. Las deformaciones son medidas con sensores de deformación, que en esencia es un medio para magnificar el cambio en el largo del elemento. Los sensores se clasifican según el tipo de sistema de magnificación que usen. Los requerimientos básicos de un sensor son (Harris y Sabnis, 1999):

- Este debe ser extremadamente pequeño y de masa insignificante.
- Debe ser extremadamente sensible a la deformación y de fácil colocación en la estructura.
- No debe ser susceptible a las variaciones del ambiente.
- Debe ser capaz de indicar deformaciones estáticas y dinámicas.
- Debe ser de uso conveniente y poco costoso.

Los principales tipos de sensores son:

- Mecánicos
- Ópticos
- Eléctricos

3. Medición de desplazamientos. La medición de las deflexiones que se dan en un modelo a escala necesita más cuidado que las que se llevan a cabo en la estructura prototipo ya que estos están reducidos por una escala un poco variada de la escala del modelo. Entre más pequeña la escala, más crítica es esta medición ya que las deflexiones pueden llegar a ser hasta de algunas centésimas de milímetro. Las deflexiones pueden ser medidas usando técnicas mecánicas, eléctricas u ópticas, y la toma de datos varía desde mediciones realizadas a ojo, hasta otros métodos más sofisticados (Harris y Sabnis, 1999).

4. Mediciones de deformaciones y detección de grietas. Los medidores de deformaciones convencionales pueden reportar el dato en determinado punto de una estructura, pero si este punto no es el que tenga un valor crítico de deformación este no será reportado. Esto causa que se tenga que buscar otras técnicas que den una distribución de deformaciones a lo largo de todo el elemento. Dichas técnicas incluyen distintos tipos de recubrimientos que hacen notar grietas y deformaciones de mejor manera (Harris y Sabnis, 1999).

5. Medición de esfuerzos y fuerzas. Para un análisis completo de las pruebas de un modelo, se requieren mediciones tanto de fuerzas como de esfuerzos. Las fuerzas son medidas directamente u obtenidas usando principios de equilibrio, y los esfuerzos se pueden derivar de las mediciones de deformaciones en distintas localidades del modelo. Existe diferente instrumentación para medir fuerzas de compresión o tensión directamente. Estas incluyen celdas de carga, medidores de esfuerzos embebidos o pinturas sensibles a esfuerzos (Harris y Sabnis, 1999).

G. Sistemas de carga y técnicas de laboratorio

Las estructuras prototipo comúnmente están diseñadas para cargas concentradas o uniformemente distribuidas. Las cargas concentradas deben ser disminuidas al factor de la escala y las cargas uniformes deben ser distribuidas se pueden representar en el modelo como una serie de cargas discretas o una presión ajustada. Cualquier sistema de cargas modelo debe (Harris y Sabnis, 1999):

- Representar adecuadamente las cargas prototipo (en magnitud y dirección)
- Ser fácil de aplicar, remover y de volver a aplicar
- No debe ser una amenaza a la seguridad industrial
- No restringir al modelo.
- Ser capaz de ser medida si el modelo falla súbita y catastróficamente.

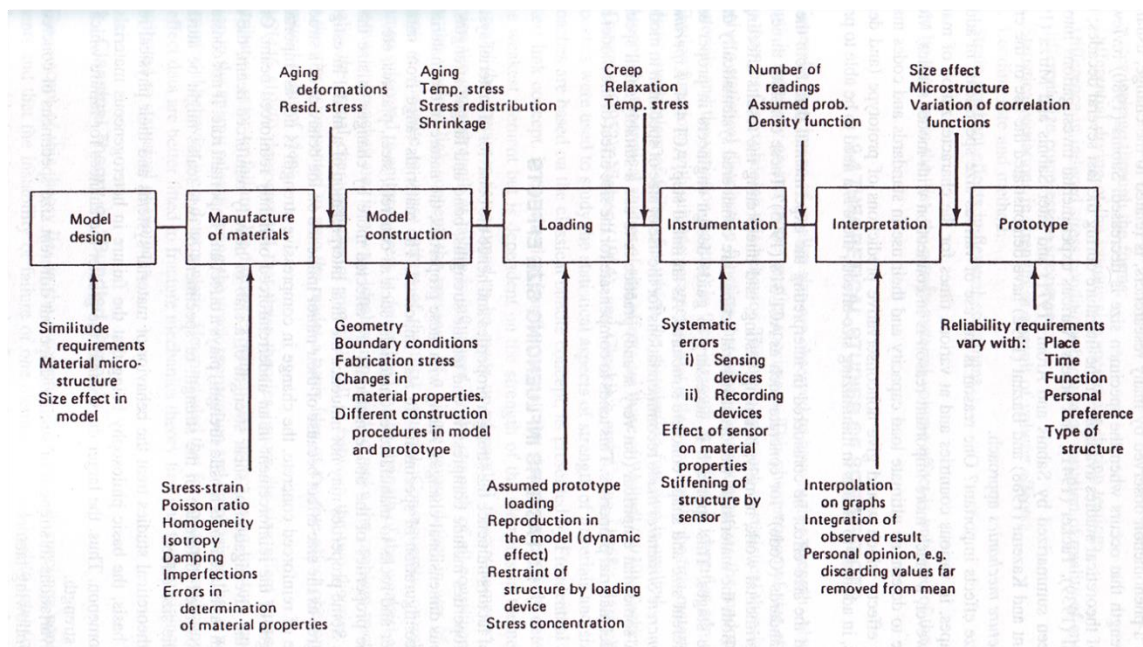
1. **Tipos de cargas y de sistemas de cargas.** Los sistemas de cargas para los modelos deben ser diseñados cuidadosamente si estos van a representar y funcionar adecuadamente en el modelo. La maquinaria utilizada para cargar los modelos es principalmente el mismo que se tienen en un laboratorio de resistencia de materiales. Se pueden utilizar prensas y gatos hidráulicos para aplicar la carga (Harris y Sabnis, 1999).

2. **Cargas discretas vs. cargas distribuidas.** Siempre ha sido de especial interés la representatividad que debe tener un estudio de carga distribuida y cuantas cargas son representativas de las cargas. Existen dos puntos importantes referentes a esta cuestión: la precisión de los momentos flexionantes y los efectos locales. La variación entre usar cargas discretas o cargas distribuidas se resume a la significancia que tenga el modelo y su complejidad. Para un modelo de una viga simplemente reforzada las cargas discretas no varían de la misma manera que si estas se emplearán en el modelo de un arco o de un paraboloide hiperbólico (Harris y Sabnis, 1999).

H. Efectos de tamaño, precisión, confiabilidad de los sistemas de materiales y modelos

La Figura 50 muestra un resumen de los parámetros que se ven involucrados en afectar la confianza que se puede tener en el modelo (Harris y Sabnis, 1999).

Figura 50. Parámetros que afectan en nivel de precisión de un modelo.



(Harris y Sabnis, 1999)

1. **Efecto de tamaño.** El efecto de tamaño, un fenómeno observado por muchos investigadores, es el cambio, usualmente un incremento, en la resistencia que ocurre cuando el tamaño del espécimen se reduce. Los efectos de tamaño son de suma importancia y deben ser identificados cuidadosamente. Los modelos han abierto campo a ser estudiados y ser herramientas de los distintos códigos para validar teorías. Los modelos con efectos de tamaño a veces pueden afectar de tal manera los resultados, que las conclusiones empleadas en los códigos pueden ser muy poco conservativas. Adicionalmente a poder minimizar los efectos de tamaño, también se debe hacer énfasis en poder predecirlos. Las consideraciones que se deben tomar en cuanto a los resultados de un modelo y el efecto del tamaño en ellos es

en planear, probar e interpretar el resultado final. Tanto el material como las acciones estructurales se consideran sistemáticos durante las tres etapas (Harris y Sabnis, 1999).

2. Factores que influyen en los efectos de tamaño. Varios factores influyen las propiedades de resistencia de los materiales y así afectan también su comportamiento. Las propiedades de resistencia comprenden la resistencia a compresión y tensión, resistencia a la fatiga y de enlace y el encogimiento y otros cambios dimensionales. Sumado a estas propiedades, la naturaleza del material y la configuración geométrica de los especímenes es importante (Harris y Sabnis, 1999).

Las propiedades de los materiales utilizados en el proceso de modelado son afectados mayormente por los cambios en el tamaño que por cualquier otro factor. Otros factores no son tan importantes ya que su incidencia en el comportamiento de la estructura en si no es tan notorio como el factor de tamaño. En el caso de concreto reforzado el cambio en la resistencia a la compresión no es tan importante como el de la resistencia a la fluencia en las barras de refuerzo en una viga subreforzadas (Harris y Sabnis, 1999).

En general, las variaciones en la resistencia de especímenes de diferente tamaño y forma similar, están causados por los siguientes factores (Harris y Sabnis, 1999):

- Diferencia en los tiempos de curado.
- Diferencias en la calidad (densidad) del material en moldes de distinto tamaño.
- Cambio en la calidad del material debido a un incremento de humedad en la parte superior y una filtración en los niveles más bajos.
- Secados diferenciales en los especímenes de distintos tamaños.
- Esfuerzos diferenciales en los modelos causados por la no homogeneidad de sus componentes.
- Variaciones estadísticas causadas por el efecto de volumen.
- Razón de carga y método.
- Efecto del gradiente de deformación en especímenes a flexión.

3. Efectos de tamaño en concreto.

a. Factores influenciando el efecto de tamaño.

- Resistencia aleatoria: El concreto prototipo por la naturaleza de sus agregados está más sujeto a resistencias aleatorias que el Microconcreto (Harris y Sabnis, 1999).
- Efecto de difusión causado por el secado: el proceso de exudación y secado puede resultar muy distinto entre un concreto prototipo y un Microconcreto (Harris y Sabnis, 1999).
- Efecto pared: El efecto pared es aquel que se da en la superficie de un elemento, causado principalmente por la diferencia entre la capa superficial del concreto con el resto del concreto interno. Esta capa comúnmente es del espesor de un agregado del tamaño máximo, siendo la capa en el Microconcreto considerablemente más pequeña (Harris y Sabnis, 1999).
- Tamaño del agregado: Los parámetros mecánicos de un concreto están dados para ese concreto en particular incluyendo sus agregados. Al minimizar el tamaño de los agregados prácticamente se está fabricando un concreto diferente (Harris y Sabnis, 1999).
- Concretos de alta resistencia: Los concretos de alta resistencia se obtienen al incrementar la resistencia de la matriz de agregados, siendo estos concretos más

homogéneos. El Microconcreto puede llegar a comportarse como un concreto de alta resistencia al ser este una mezcla más homogénea (Harris y Sabnis, 1999).

- Compactación y Pérdida de humedad: La compactación es un aspecto muy importante en la fabricación del concreto y esta no puede ser escalada. Esto causa que el Microconcreto pueda compactarse mejor, tenga mejor densidad y así mejore su resistencia. La pérdida de humedad también se puede ver afectada por este parámetro (Harris y Sabnis, 1999).
- Curado y secado: El curado es un parámetro que tiene que ver con la relación de la superficie con el volumen del concreto. Además el curado se lleva a cabo en procesos de hidratación y pérdidas de humedad, procesos dependientes del agua, material no escalable (Harris y Sabnis, 1999).
- Razón de deformación. Las razones de deformación son más grandes en materiales más pequeños haciendo así que su resistencia sea mayor (Harris y Sabnis, 1999).
- Estado de esfuerzos: El estado de los esfuerzos se ve afectado por la combinación de cargas causadas, si no se utiliza una buena instrumentación, los estados de esfuerzos no serán representativos (Harris y Sabnis, 1999).

4. Error en los estudios de modelos estructurales. A continuación se enlistan las etapas y errores dados en cada una de estas etapas (Harris y Sabnis, 1999):

- a. Planeamiento:
 - 1) Error en el análisis dimensional
 - 2) Falla al identificar las variables relevantes
 - 3) Errores al proporcionar el modelo
 - 4) Selección inadecuada del material
- b. Fabricación
 - 1) Geometría
 - 2) Propiedades del material
 - a) Relación de Poisson
 - b) Módulo de Elasticidad
 - c) Características completas de esfuerzo-deformación y tiempo
 - d) Coeficiente de expansión térmica
 - e) Estructura micro y macroscópica
 - f) Características de encogimiento
 - g) Esfuerzos iniciales
- c. Carga
 - 1) Condiciones frontera
 - 2) Magnitud de la carga
 - 3) Dirección de la carga
 - 4) Distribución de la carga
 - 5) Historial del tiempo de carga
 - 6) Efecto de la gravedad
- d. Instrumentación y toma de datos
 - 1) Error en la recaudación de datos
 - 2) Desplazamientos
 - 3) Presión
- e. Interpretación
 - 1) Asumir incorrectamente la transformación de deformaciones en esfuerzos
 - 2) Error en la reducción de datos

III. METODOLOGÍA

Este trabajo de graduación se llevó a cabo utilizando como base el libro *Structural Modeling and Experimental Techniques* por Harry G. Harris y Gajanan M. Sabnis. Se escogió este libro, porque es una compilación de una gran cantidad de estudios de modelismo realizado por Universidades y Centros de investigación, tanto en Estados Unidos como en el resto del mundo. A continuación se describe la metodología utilizada en el presente trabajo.

A. Recopilación de información

Por la situación socioeconómica de nuestro país se sufre de un gran atraso en el campo de la tecnología, privando al país de Centros de Investigación tanto en Universidades como por parte del sector privado. Son pocas las empresas que invierten en la investigación y la misma situación las priva de tener una tecnología de vanguardia. El campo de la construcción no es excepción ya que a nivel nacional es visto como un sector de mucho lucro y es realmente poca la cantidad de profesionales que se interesan en el campo de la investigación. Por esta razón es que es difícil encontrar información acerca de ciertos temas en el campo.

A nivel latinoamericano también es difícil encontrar información ya que la situación es similar a la que se vive en el país. A excepción de países como Colombia, Chile y México, los países no parecen tener los recursos ni el interés para elaborar trabajos de investigación en el campo de la construcción.

Por otro lado, en Estados Unidos, Europa y algunos países de Asia, se invierte mucha cantidad de recursos en la investigación. En muchas Universidades y Centros de investigación se realizan estudios acerca de nuevos sistemas constructivos, nuevos materiales, implementaciones a materiales existentes o simplemente se enfocan en experimentar los sistemas conocidos para evaluar distintos comportamientos. El modelismo es una forma de estudiar de una manera económica comportamientos ingenieriles y es un campo muy útil tanto en la investigación profesional como en los estudios académicos.

Debido al interés mostrado por muchas Universidades y Centros de Investigación y una enorme cantidad de documentos se publicado, con las experiencias aprendidas por todos los profesionales y académicos involucrados. Una buena parte de todos estos documentos han sido compilados por H. Harris y G. Sabnis en su libro *Structural Modeling and Experimental Techniques*. Este libro ha servido como base no solo por la información contenida en él sino por las referencias que cita, las cuales guían al lector a las fuentes originales.

Se utilizó entonces el libro *Structural Modeling and Experimental Techniques*, además de utilizar varias de las fuentes citadas en dicho libro. Además se utilizaron varios libros referentes a concreto y concreto reforzado en general. Se utilizaron también libros de sistemas constructivos y de laboratorio para desarrollar las pruebas y la fabricación del modelo final.

B. Desarrollo del modelo

Para poder desarrollar un modelo a escala, que pueda ser confiable y que sus materiales se comporten de la manera más parecida al comportamiento de los materiales prototipo, se deben conocer ciertos parámetros, conocidos como requerimientos de similitud y así seleccionar adecuadamente una escala y un procedimiento a seguir. Otro aspecto que se debe tomar en cuenta en el proceso de modelismo, es que es totalmente empírico, por lo que se requiere una gran cantidad de pruebas repetitivas modificando las características que se vayan concluyendo prueba tras prueba para lograr un modelo más representativo. Para desarrollar este estudio se

seleccionó el proceso de modelismo presentado por Harris y Sabnis en su libro *Structural Modeling and Experimental Techniques*.

1. Planeamiento inicial. Para poder desarrollar un modelo a escala, que pueda ser confiable y que sus materiales se comporten de la manera más parecida al comportamiento de los materiales prototipo, se deben conocer ciertos parámetros, conocidos como requerimientos de similitud y así seleccionar adecuadamente una escala y un procedimiento a seguir. Otro aspecto que se debe tomar en cuenta en el proceso de modelismo, es que este proceso es totalmente empírico, por lo que se requiere una gran cantidad de pruebas repetitivas modificando las características que se vayan concluyendo prueba tras prueba para lograr un modelo más representativo.

a. Selección del modelo según el alcance del estudio. Primero se debe seleccionar qué tipo de modelo se realizará. La idea del estudio es sentar las bases para desarrollar modelos para puentes y edificios. Uno de los elementos estructurales más comunes, de fácil fabricación y estudio son las vigas estructurales. Para poder desarrollar modelos de vigas en el futuro, lo ideal es empezar desarrollando una viga simplemente apoyada, con una armadura de refuerzo sencilla. Una viga de puente puede ser la más adecuada para simular de manera sencilla. Una luz de 10m es una distancia bastante adecuada, es una distancia bastante lógica que se da en la vida real. Se selecciono una viga hipotética de 10m, con una sección transversal de 1.00 X 0.4 m, armada con 4 hierros No 8 y estribos No 4 a cada 15 cms en el área de confinamiento, y a cada 25 cms en el área central.

b. Similitud del modelo. Este estudio se enfoca a encontrar los materiales adecuados para poder realizar un modelo de una viga para puentes. Se calibró una mezcla de Microconcreto para que tuviera una resistencia adecuada, y se realizaron pruebas a distintos materiales que podían servir como refuerzo. A estos materiales por individual se buscó la mejor similitud posible. Es de alta importancia mantener los esfuerzos y las deformaciones unitarias iguales entre el prototipo y el modelo. Para esto se puede desarrollar un modelo cuya geometría sea diferente, y que sus áreas se reduzcan tal que al aplicarle una carga directamente escalada, este tenga los mismos esfuerzos. Otra forma es reducir la escala geométrica directamente tal que este dé los mismos esfuerzos con una carga no escalada directamente. En el desarrollo en sí del modelo se trató de mantener una similitud geométrica para probar como se comportaría el modelo con materiales con similitud alta y escala geométrica reducida.

c. Selección del tipo de modelo. Se seleccionó un tipo de modelo indirecto de resistencia. El modelo no debía ser un modelo elástico, ya que el concreto no es material elástico y lo que se pretende es desarrollar un material lo más similar al concreto posible. Se realizarán pruebas únicamente de resistencia a flexión, por lo que los demás tipos de modelo que hacen pruebas dinámicas no se tomarán en cuenta. Se esperaba que al someter el modelo a pruebas de laboratorio se obtenga un modelo adecuado, que pueda soportar las cargas con cierta similitud, pero que éstas no sean totalmente las mismas que se esperan de un elemento real, ni que éste resulte en un modelo distorsionado que no sea representativo. Si en dado caso el modelo al ser probado fuera defectuoso, o su resistencia no fuera como se espera, se debía hacer recomendaciones de cómo se pueden mejorar los modelos.

d. **Selección de la escala.** Los parámetros que se deben tomar en cuenta para poder seleccionar una escala adecuada son: que éste sea de fácil fabricación, y que éste pueda ser probado adecuadamente en laboratorio. Los modelos a resistencia para vigas, se recomienda que sean realizados en una escala de 1/10 a 1/4 de la escala real, tomando en cuenta ciertas dimensiones, tales como el ancho de la viga, la separación entre barras y el recubrimiento. Para escoger el tamaño de la escala, se debió tomar en cuenta que los laboratorios en Guatemala no están equipados para trabajar con estructuras demasiado grandes. Tomando en cuenta esto y el tamaño del prototipo, se seleccionó una escala de 1/10.

2. Selección de los materiales adecuados.

a. Concreto.

1) **Fase de diseño.** Para producir un concreto a escala, primero se buscó un concreto prototipo que tuviera una resistencia adecuada para un puente prototipo. A menos que las condiciones ambientales o de construcción requieran consideraciones especiales, un puente es adecuado fundirlo con un concreto cuya resistencia sea de 4000 psi. Se contacto al personal del Centro Tecnológico de Cementos Progreso (CETEC) para investigar el tipo de concreto que se utiliza comercialmente para puentes en Guatemala. Con la ayuda del personal del CETEC, se desarrolló un concreto que cumpliera con los requisitos de diseño para un puente. Se discutió que en un puente, frecuentemente se utilizan agregados disponibles en el sitio o se adquieren de un banco cercano. Para este estudio se decidió utilizar materiales disponibles en el CETEC, adquiridos de una cantera cercana llamada Agregua la Pedrera. Se realizaron 4 diferentes mezclas prototipo con similar granulometría, para evaluar cual es la que sería más adecuada para trabajar un puente. Los parámetros de diseño para las cuatro mezclas se muestran a continuación.

Cuadro 7. Parámetros de diseño de las mezclas prototipo.

	Mezcla 1	Mezcla 2	Mezcla 3	Mezcla 4
	Porcentaje			
Cemento	16.40%	15.93%	16.87%	17.33%
Agua	8.53%	8.44%	8.60%	8.67%
Arena	33.37%	33.61%	33.12%	32.89%
Piedrín	41.71%	42.02%	41.41%	41.11%

Estas cuatro mezclas fueron sometidas a pruebas de laboratorio de resistencia para así seleccionar la mezcla que más se ajustará a nuestro requerimiento de 4000 psi, y los requerimientos de revenimiento que proporcionarán una mezcla trabajable adecuada para fundir puentes.

No se seleccionó la mezcla según la resistencia mayor aunque coincidentemente la mezcla escogida es la más resistente. Normalmente las mezclas comerciales de 4000 psi tienen una resistencia que ronda los 4500 como un rango de seguridad.

Una vez seleccionada la mezcla de concreto prototipo para reproducir a escala se procedió a hacer el diseño reducido. Conociendo que la granulometría del concreto prototipo se debe reducir en escala geométrica directa, se redujo la granulometría. Normalmente no se recomienda que más del 10% de los agregados pasen el tamiz 100, ya que se debe agregar demasiada agua para producir una mezcla trabajable. De por sí, las mezclas utilizadas en CETEC ya tenían un poco más del 10% pasando el tamiz 100, por lo que se consideró cambiar a una escala más grande para poder trabajar con una granulometría mejor graduada. Al retener material sobre el tamiz doscientos, se convirtió la curva granulométrica tal que simulaba una mezcla cuyo contenido de gruesos era considerablemente mayor a su contenido de finos.

Se consideró cambiar la escala del modelo para que ésta fuera de 1/5. Así todavía cumplía con el rango recomendado para escalas de puentes, y la graduación de su granulometría simularía mejor a una mezcla real. Si se cambiaba la escala, las dimensiones de la viga se convertirían en una longitud de 2m, y una sección transversal de 20 x 8 cm, volviéndose demasiado robusta para ser sometida a pruebas en Guatemala. Se discutió con el personal de CETEC y se decidió que la escala se iba a mantener en 1/10, y que la granulometría se iba a reducir, reteniendo el material debido sobre el tamiz 200. De esta manera, la mezcla se alteraría haciéndola más resistente únicamente. Su granulometría estaría siendo alterada a modo de simular tener más gruesos, por lo que su resistencia aumentaría. Por los diámetros de agregados que se estarían trabajando, su trabajabilidad no se vería afectada por tener más contenido de gruesos. Así se convino que se podía mantener la escala.

Una vez estudiada la granulometría que se debía tener se evaluó con el personal de CETEC, si se disponía de los agregados adecuados en el banco de material de Cementos Progreso. Se encontró no solo que sí se tenían los agregados, sino que la granulometría de uno de los productos comerciales era muy parecida a la granulometría requerida. Este producto es el Grout que produce Mixto Listo para distribución comercial en el medio.

2) Fase de pruebas. Una vez seleccionado el material a utilizar, se diseñó una mezcla con una relación agua cemento tal que éste alcanzará una resistencia de 4000 psi. En esta fase se debía encontrar una mezcla que alcanzará la resistencia adecuada para fundir nuestro modelo de viga. Esto llevó varios intentos ya que por ser el Grout una especie de mortero y no meramente un concreto, éste puede requerir mayor concentraciones de cemento para poder alcanzar la resistencia requerida. A continuación se muestran las mezclas que se trabajaron y sus características. La mezcla 5 fue una repetición de la mezcla 3 ya que, como se ve en el Cuadro 8, la mezcla tres tuvo un exceso de agua, notable en su Slump de 6”.

Cuadro 8. Parámetros significativos en las mezclas de Microconcreto.

Mezcla	Slump (in)	Contenido de cemento	%Aire	M.U. (kg/m3)
1	4	14%	2.5	2268
2	4	16%	2.5	2315
3	6	18%	2.5	2175
4	4	20%	2.2	2316
5	4	18%	2.5	2326

Estas mezclas se realizaron buscando que la resistencia fuera alrededor de los 4500 psi a los 28 días. Se decidió realizar pruebas a las mezclas a los 3, 7, 14 y 28 días para tener una idea de la resistencia que lograría. De este modo, no fue necesario esperar hasta 28 días entre

muestra y muestra para diseñar la siguiente. En el siguiente Cuadro se observa el porcentaje de la resistencia esperada para las pruebas realizadas a los 3, 7, 14 y 28 días.

Cuadro 9. Porcentaje de la resistencia esperada según el tiempo.

Tiempo (días)	% de Resistencia
3	50-60
7	75-85
14	85-95
28	99.5

Para poder tener datos más significativos, se elaboraron 3 cilindros de cada muestra para cada uno de los periodos de tiempo, siendo un total de doce cilindros por mezcla. Se había considerado realizar pruebas en pequeños prismas como si fueran pruebas para mortero pero se seleccionó hacer cilindros para mantener similitud con el prototipo. Por ser una escala reducida, se recomienda que los cilindros sean reducidos también, manteniendo la relación de altura-diámetro en 2. En el laboratorio de CETEC hubo que tomar en consideración el tamaño de los cilindros para reducir la velocidad de carga. La velocidad de carga debe ser disminuida, ya que por el área reducida que se trabaja, alcanzará su esfuerzo de falla a una carga menor. Con la velocidad normal de la máquina está carga se puede alcanzar demasiado rápido. No existen moldes del tamaño que se utilizarán, por lo que se utilizaron moldes de PVC de 2”.

Figura 51. Moldes hechizos para los pequeños cilindros de concreto.



Los parámetros alterados entre las cargas fueron su contenido de agua y cemento, buscando incrementar la cantidad total del cemento sin perder la trabajabilidad de la mezcla. De estas 5 mezclas se escogió la más adecuada para representar la mezcla prototipo, y se utilizó para la fundición de la viga.

Figura 52. Pruebas realizadas a los cilindros de concreto.



b. Acero de refuerzo.

1) Fase de estudio comercial. A nivel comercial el acero de refuerzo se obtiene como barras corrugadas, las cuales se han desarrollado para tener resistencias de fluencia de 40,000 y 60,000 psi, y que tengan deformaciones en su superficie, llamadas corrugas, para poder formar un enlace con el concreto. Comercialmente, únicamente se pueden encontrar barras hasta un diámetro de 3.8 mm. Considerando el modelo que se escogió, este diámetro de barra representaría una barra No. 12, lo cual es un refuerzo excesivo para nuestro modelo. Una vez más se consideró modificar la escala, a 1/8, haciendo que la barra de 3.8 mm representará una barra prototipo de No. 9. De esta manera las dimensiones de la viga serían de 1.25 m de largo, y una sección transversal de 12.5 x 5 cm. Estas dimensiones son un poco más robustas que la dimensiones 1/10, pero no lo suficiente como para eliminar la escala 1/10. La escala 1/10 es mucho más fácil de trabajar ya que las dimensiones se modifican en números redondos. En cuanto al acero a utilizar como estribos de refuerzo de corte, no es tan necesaria la corruga ya que el código de Diseño ACI 318 permite utilizarlos.

Para no tener que modificar la escala se buscó otros materiales como alambres y cables de acero que tuvieran una resistencia a la fluencia similar a las que tienen las barras de refuerzo. Se escogió probar tipos de alambre liso galvanizado, alambre torchado, y alambre de amarre común. Por los distintos métodos de fabricación a los que se someten los materiales mencionados, sus esfuerzos de fluencia y último pueden ser muy diferentes, por lo que se tuvo que desarrollar una prueba para escoger entre los tres.

2) Fase de pruebas. Comercialmente, las barras corrugadas pequeñas y el alambre de amarre se pueden conseguir con esfuerzos de fluencia conocidos, e incluso se encuentran del mismo grado que el acero estructural prototipo. En cuanto al alambre galvanizado y el cable torchado, no se venden según su resistencia, ya que estos son de uso casero o de taller y normalmente soportan cargas mucho menores a su resistencia. Por ende estos dos materiales sí deben ser probados en laboratorio. A nivel

comercial el acero de refuerzo se obtiene como barras corrugadas, las cuales se han desarrollado para

Por la escala reducida, los materiales a ser probados son demasiado delgados, de 2.5 y 1.2 mm aproximadamente, por lo que las maquinas de laboratorio para realizar las pruebas de compresión son demasiado fuertes y reventarían los materiales muy rápido, evitando así que se observe cuidadosamente el esfuerzo de fluencia. Por esta razón se buscó una forma algo más rudimentaria para someter los materiales a carga de tensión. En el laboratorio de la Universidad del Valle de Guatemala (UVG) se aseguró el material a una canaleta a unos 2.20 m del piso, y se aseguró una cubeta en el extremo inferior. En la cubeta se debía verter agua en incrementos de 2.2 lbs. hasta llegar a un esfuerzo de fluencia y a un esfuerzo último. Al material se le hicieron dos marcas para medir su deformación, y se ajustó un metro a la par para poder medirlo. Fue importante hacer dos marcas, para medir la longitud entre las dos marcas. si sólo se hubiera hecho una marca, la longitud que se hubiera medido desde el nudo de ajuste, hubiera sido errónea debido al desplazamiento del nudo. Adicionalmente se colocó un alambre de mayor resistencia ajustado a la cubeta para que al momento de llegar al esfuerzo último del material no se derramara el agua, ni cayera abruptamente la cubeta al suelo. Este método puede parecer bastante arcaico pero fue una manera efectiva de medir las resistencia del alambre galvanizado y el cable torchado.

Figura 53. Prueba de resistencia de materiales para refuerzo.



Se consideró que se puede utilizar la barra corrugada como refuerzo principal utilizando alambre galvanizado o de cable torchado como estribo. Pero de esta manera se tendrían dos materiales diferentes funcionando como armadura y se perdería cierta similitud con el prototipo. Por lo que no se considerará trabajar de esta manera. De los materiales considerados las barras corrugadas requieren de un cambio en la escala. Las barras galvanizadas tienen una superficie demasiado lisa y se habían considerado inicialmente como un refuerzo para corte. El alambre de amarre tenía superficie lisa también, pero existen varias consideraciones que se pueden tomar en cuenta para poder utilizarlo. Se puede dejar a oxidar, pero este proceso puede repercutir

directamente en la resistencia del material y sería difícil lograr una oxidación uniforme. Por otro lado, en un momento en la historia, no existían barras corrugadas y los códigos de diseño tomaban en cuenta esto, utilizando mayores longitudes de anclaje y desarrollo. De esta manera se puede utilizar este material como refuerzo aprovechando que su resistencia a la fluencia es la misma que la del acero estructural.

Por último, el cable torchado puede ser una mucho mejor opción, ya que por ser varios cables enrollados entre sí, la superficie deja de ser tan lisa y el concreto puede introducirse entre ellos. Con este material se puede utilizar el mismo como refuerzo principal y como estribo simplemente al desenrollar varios de los hilos.

3. Fabricación del modelo. Para obtener suficientes datos de pruebas de laboratorio se decidió realizar tres modelos. Uno para ser probado a 7 días y 2 para ser probados a 28 días.

a. Diseño y fabricación de la formaleta. El formaleteado en el proceso de modelismo puede llevar serias consideraciones si el modelo lleva complejas formas y su escala es bastante reducida. Aunque las dimensiones transversales del modelo son de apenas unos cuantos centímetros, la forma geométrica es rectangular. Aprovechando la simpleza de la geometría del modelo, se puede trabajar la formaleta de una manera convencional.

Se debe tomar en cuenta que este modelo puede ser transportado de un lugar a otro, será realizado en un laboratorio y sometido a pruebas. Por lo tanto, la movilidad debe ser una característica de la formaleta. De una manera convencional no se puede transportar la formaleta. Adicionalmente, se tiene la facilidad de poder rotar el modelo, este no debe quedar fundido en su posición original. Además, por su tamaño se debe considerar que el concreto es preferible que sea vibrado y se debe conseguir que la mezcla sea homogénea dentro del modelo. También se consideró que es mejor mantener la viga sumergida en agua hasta que está se vaya a someter a pruebas. Considerando esto, se pensó en que puede ser ventajoso fundir la viga apoyada en un costado, así durante su fundición el lado largo de su sección transversal quedará horizontal. Según Harris (1966) esto puede incluso aumentar su resistencia en un 10 a 15 % que si ésta fuera fundida verticalmente ya que se puede lograr mejor homogeneidad en la mezcla. En este paso se pierde algo de similitud, pero la facilidad que se obtiene, como se menciona en la sección de fundición de Microconcreto, justifica la decisión.

Se hicieron piezas de madera de un tamaño ajustado, tal que confinarán un espacio de 1.00 x 0.10 x 0.04 m. Se ajustaron entre sí por medio de tornillos pensando en que es una forma fácil de que las piezas estén ajustadas y no se separen al trasladar la formaleta. También se consideró que podría ser mucho más fácil desencofrar.

Para poder ajustar la armadura de refuerzo y que esta quedara suspendida y colocada en posición se colocaron piezas de alambre de amarre. Los pedazos de alambre que funcionarían como taquitos en la parte inferior de la viga, fueron de un centímetro de largo y colocados distribuidos a lo largo de la viga. En los costados se colocaron pedazos de alambre de longitud de 10 cms para poder ajustar la formaleta centrándola con sólo mover estas pequeñas varillas.

Figura 54. Vista panorámica de la formaleta utilizada para el modelo.



Figura 55. Vista lateral de formaleta.



Figura 56. Vista frontal de formaleta.



Figura 57. Vista de los alambres de ajuste lateral.



Figura 58. Vista de los taquitos de apoyo inferior.



b. Armadura de acero de refuerzo. Como se expuso anteriormente el acero de refuerzo para el modelo se trabajaría con cable torchado, ya que este podía simular de mejor manera la corruga de las barras estructurales y tenían la resistencia adecuada para funcionar como refuerzo. Al tratar de hacer la armadura, resultó muy complicado ya que el cable es demasiado flexible y se debe hacer fluir para hacerle dobleces permanentes. Al ser doblado no se comporta como una sola varilla, fluye hilo por hilo, haciendo notar que al estar como un armado en una viga, no necesariamente funcionará como uno sólo. Se decidió entonces cambiar el refuerzo a simple alambre de amarre.

Con el alambre de amarre se tenían tres opciones para poderlo utilizar aunque no llevará corruga. La primer opción era hacerle las corrugas, pero para esto se necesitan maquinas especiales hechizas que consten de engranes y otras piezas mecánicas que puedan hacer las deformaciones requeridas, haciendo así que la máquina sea muy costosa. Se han realizado estudios en donde se dejan oxidar las barras lisas, cuidando que la corrosión no penetre demasiado en el metal y tratando que este se dé de manera uniforme en todo lo largo del material. Esto puede ser dificultoso de lograr ya que es un proceso del que no se puede tener control, además de poder afectar la resistencia y comportamiento de las barras. Por último, queda utilizar los métodos de diseño utilizados en el pasado cuando no existían barras

corrugadas. Las longitudes de desarrollo de las barras se incrementarán en un 33% para así tratar de incrementar la adherencia entre materiales. Existen muchas edificaciones en las cuales no se utilizaron barras corrugadas, y estas han sobrevivido sismo u otros eventos para los que fueron diseñados.

Utilizando la ecuación 12-1 del código ACI, se obtuvo la longitud de desarrollo del prototipo:

$$l_d = \frac{3}{40} \frac{f_y}{f'_c} \frac{\beta \gamma \lambda}{\left(\frac{c}{d_b}\right)}$$

Utilizando como índices:

$$d_b = 1 \text{ in}$$

$$f_y = 40000 \text{ psi}$$

$$f'_c = 4000 \text{ psi}$$

$\alpha = 1.3$, ya que existen más de 12 pulgadas de concreto por debajo del refuerzo

$\beta = 1$, ya que no existen barras recubiertas con epóxico

$\gamma = 1$, ya que se utilizan barras mayores a 7/8 de pulgada

$\lambda = 1$, por ser concreto de peso normal

$$c = 1.57 \text{ in, (4cm)}$$

Con esta ecuación, se calculó que debían considerar 40 diámetros. En el modelo se puede alterar la longitud de desarrollo, ya que el concreto que se utilizará será con agregados muy finos, teniendo un peso relativamente ligero y ya no existirán más de 12 pulgadas por debajo del refuerzo pudiendo así reducir el anclaje a 30 diámetros, aumentando el 33% se tiene un anclaje de 40 diámetros. De todas maneras, el anclaje que se puede hacerse mayor al peralte en el modelo, siendo este justamente 40 diámetros. Como el modelo es una viga simplemente apoyada, no es tan necesario el anclaje, recordemos que la finalidad del anclaje que se está considerando es para sustituir la adherencia de las varillas corrugadas.

En cuanto a los estribos, se les dio una longitud de gancho tal que fuera fácil de armar el estribo. Contando el recubrimiento de 4mm en el modelo, las dimensiones exteriores del estribo serían de 9.2 x 3.2 cm, dimensiones algo pequeñas para tener comodidad al armarlos. Esta longitud de gancho era algo exagerada, por lo que los estribos del modelo quedaron ajustados de manera adecuada.

Con las dimensiones de anclaje y ganchos se prosiguió a ensamblar la armadura de refuerzo. Este fue un proceso sumamente artesanal elaborado con cuidado tratando de mantener los alambres en posición de la mejor manera posible. El alambre de amarre utilizado como refuerzo principal es de diámetro de 2.5 mm, simulando ser barras No. 8, y, la utilizada para los estribos es de 1.6 mm de diámetro simulando ser barra No. 5. Se utilizó una prensa de carpintero y varios trozos de madera para mantener el armado principal en su lugar. En cuanto a los estribos, estos se armaron por separado. El modelo fue concebido para utilizar barra de 1.3 mm en los estribos, y que estos simularan hierro del No. 4, pero fue imposible encontrar comercialmente alambre de este calibre. El alambre sí es fabricado, pero no se distribuye en muchas ferreterías y la cantidad que se consiguió no alcanzaba para fundir tres vigas.

Los estribos fueron hechos a mano. Definitivamente el alambre de amarre fue un material mucho más adecuado que el cable para hacer la armadura ya que éste es mucho más rígido. Luego los estribos fueron ajustados a la armadura principal. Al ser barras lisas, casi no existía fricción entre las dos, así que los estribos se resbalaban mucho. La viga había sido concebida para tener hierro de 1.3 mm a cada 1.8 cms, pero debido a que se colocó un refuerzo de mayor diámetro, los estribos se colocaron a cada 2.0 cms, siendo el total de estribos 50. No se tuvo certeza de la forma en que se iba a probar la viga a flexión, por lo que no se tuvo datos ciertos de la posición de los apoyos, por lo que se decidió colocar un refuerzo a corte constante en toda la viga. La prueba que se quería realizar constaría de varias cargas puntuales que simularan ser una carga lineal. Realmente no existiría una carga lineal por lo que el diagrama de corte constaría de secciones constantes en vez de ser un diagrama que varía linealmente. Los estribos finalmente fueron ajustados al resto de la armadura por medio de un alambre eléctrico de cobre, por medio de pequeños nudos.

Figura 59. Proceso artesanal para el armado de refuerzo.



Figura 60. Estribos utilizados como refuerzo de corte.



Figura 61. Estribos utilizados como refuerzo de corte.



Figura 62. Amarre entre estribos y refuerzo principal.



c. **Fundición de Microconcreto.** Después de haber encontrado una mezcla adecuada que se acoplará a nuestros requerimientos de diseño del modelo; y luego de haber armado la formaleta y el refuerzo, se puede fundir el Microconcreto. De las mezclas probadas se selecciono la mezcla 2, que al momento de ser fundida la viga, tenía una resistencia de 4200 psi a los 14 días, y una resistencia esperada de 4500 psi a los 28 días. Esta resistencia es muy adecuada para suponer que la mezcla tiene una resistencia nominal de 4000 psi. Para fundir la viga, entonces únicamente se debe reproducir nuevamente la misma mezcla. En el proceso de fundición existen varios pasos que se llevan a cabo con la finalidad de crear una mezcla homogénea que funcione como una sola en el elemento estructural.

Después de verter el concreto dentro de las formaletas, el concreto debe ser vibrado para que los materiales asienten bien, se ajusten las partículas de diferentes tamaños dentro de la armadura de refuerzo y se reduzcan los espacios vacíos dentro del concreto. Una vibración excesiva puede causar que los agregados se segreguen y que los más gruesos se hundan dentro de la mezcla. Previo a que existieran los vibradores mecánicos, el concreto se movía con

varillas para mejorar la homogeneidad de la mezcla. Existen vibradores de inmersión, los cuales constan de barras metálicas ajustadas a un motor que son insertadas en ciertos puntos de la viga. También existen los vibradores de contacto que consisten de motores que son ajustados a la formaleta y transmiten a través de la formaleta la vibración. Estos vibradores son muy grandes para ser utilizados en el modelo y podrían causar una vibración excesiva, segregando y haciendo que los agregados gruesos se precipiten. Al verter el Microconcreto dentro de la formaleta, se utilizó un desarmador de castigadera para, mover la mezcla dentro de la fundición, y tratar de ajustar los agregados dentro del armado. Para vibrar la fundición se ajustó una broca de ¼" al rotor de un borrador eléctrico. No se utilizó un barreno convencional ya que el motor es mucho más fuerte y podía causar una vibración excesiva. También se utilizó un vibrador de inmersión, pero este únicamente se aplicó pegándolo a la formaleta para que sirviera como vibrador de contacto. Este proceso se realizó en dos capas, ya que es más fácil crear homogeneidad en una capa de menor espesor.

Figura 63. Vibrado de inmersión para el modelo.



Figura 64. Vibrado de contacto para el modelo.



Por último, se debió ingeniar una forma para que el modelo no perdiera humedad previo a ser sometido a la prueba de flexión. En construcciones reales, las formaletas son inundadas durante varios días. Otra solución que se da para mantener la humedad en mezclas es aplicarles

un aditivo conocido como antisol. Este aditivo es un material que al secarse deja una superficie parecida a la cera que aísla la superficie del material de las condiciones hostiles del ambiente. Se discutió con el personal de CETEC y se convino que sería mejor aplicarle antisol, ya que este sólo requeriría de una aplicación, mientras que inundar la formaleta requeriría que hubiera personal dedicado a controlar la cantidad de agua se mantuviera, así como también de estarla volviendo a llenar. Además inundar la formaleta hubiera supuesto cubrirla con alguna lona para controlar la evaporación. De esta manera se culminó la fundición.

Figura 65. Fundición de la viga.



C. Resistencia del modelo

Según la teoría del modelismo, para obtener la resistencia que debería mostrar el modelo se pueden utilizar las mismas ecuaciones que se utilizan para calcular vigas reales. El momento flector que puede resistir una viga prismática doblemente reforzada se puede calcular utilizando la relación del área de volumen y área de concreto, la tabla A.10 del libro “Diseño de Concreto Reforzado2 (McCormac, 2006) y la siguiente ecuación:

$$\frac{M_u}{\phi b d^2}$$

En donde M_u es el momento flector último, ϕ es un factor de seguridad, b es la base de la viga, y d es el espacio existente entre centros del refuerzo longitudinal. Conociendo las áreas transversales de ambos materiales, se obtiene una densidad de 0.0025. Siguiendo la tabla A.10 se obtiene un valor para $\frac{M_u}{\phi b d^2}$ de 98.53. Despejando de la ecuación se obtuvo que el momento flector último que la viga prototipo puede resistir es de 134294.80 lb-pie.

El cortante que puede soportar el modelo se puede obtener con la siguiente ecuación:

$$V = A_v f_y \frac{d}{s}$$

En donde V es la fuerza cortante, A_v es el área transversal total del refuerzo en el alma, f_y es la resistencia a fluencia del acero, d es la distancia desde la fibra extrema superior de

concreto, hasta la parte inferior del estribo, y s es la separación entre estribos. Así se obtuvo una resistencia al corte de 158720. Por el gran peralte de esta viga y por las modificaciones que se hicieron en el refuerzo de corte que ahora simulan varillas del No. 5, es muy difícil que la viga falle por cortante.

Para el modelo se utilizaron las mismas ecuaciones para calcular su resistencia al momento flector y cortante. Sus valores fueron de:

$$M_u = 134.34 \text{ ft-lb}$$

$$V = 1595.63$$

Una vez más, la resistencia al corte esperada es mayor que la que puede dar el momento flector, debido a su gran peralte y refuerzo robusto.

IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

A. Concreto prototipo

En el siguiente Cuadro se muestran los resultados de resistencia de los cuatro concretos prototipos que se realizaron en el laboratorio de CETEC.

Cuadro 10. Resultados de resistencia a 3, 7 y 28 días de los cilindros de concreto prototipo.

Mezcla	Pruebas		
	3 días	7 días	28 días
1	2407.5	3156.5	4404
2	2322	3225.5	4579.5
3	2323	3089	4314.5
4	2206	2345.5	4167.5

Como se puede observar, aunque las 4 mezclas sobrepasan la resistencia de 4000 libras, la mezcla número 2 es la mezcla que se ajusto más a una resistencia que permitiera un rango de seguridad y un revenimiento que mostraba una trabajabilidad adecuada. Esta mezcla sería considerada como la mejor de las cuatro para ser utilizada como un concreto para puentes.

B. Microconcreto

1. Resultados al 24 de julio de 2009.

Cuadro 11. Resultados de resistencia y revenimiento para las mezclas de Microconcreto.

Mezcla	Cilindro	Revenimiento	Contenido de cemento	Resistencia psi			
				3 días	7 días	14 días	28 días
Mezcla 1	1	4"	14%	735.00	1140.00	1198.00	1722.00
	2			677.00	1163.00	1859.00	2166.00
	3			695.00	1446.00	1825.00	2103.00
	Promedio			702.33	1249.67	1842.00	2134.50
	Estimado 28 días			1276.97	1785.24	2046.67	2134.50
Mezcla 2	1	4"	16%	1779.00	3444.00	4163.00	-
	2			1603.00	3535.00	4399.00	-
	3			1341.00	3166.00	4299.00	-
	Promedio			1574.33	3381.67	4287.00	0.00
	Estimado 28 días			2862.42	4830.95	4763.33	0.00
Mezcla 3	1	6"	18%	1643.00	2728.00	2426.00	-
	2			1421.00	2615.00	2944.00	-
	3			1984.00	2399.00	2355.00	-
	Promedio			1682.67	2580.67	2575.00	0.00
	Estimado 28 días			3059.39	3686.67	2861.11	0.00

Continuación de Cuadro No. 11

Mezcla	Cilindro	Revenimiento	Contenido de cemento	Resistencia psi			
				3 días	7 días	14 días	28 días
Mezcla 4	1	4"	20%	3905.00	4433.00	6283.00	-
	2			3830.00	3871.00	3333.00	-
	3			3934.00	2757.00	6208.00	-
	Promedio			3889.67	3687.00	6245.50	0.00
	Estimado 28 días			7072.12	5267.14	6939.44	0.00
Mezcla 5	1	4"	16%	4586.00	5292.00	-	-
	2			4445.00	5304.00	-	-
	3			4333.00	5198.00	-	-
	Promedio			4454.67	5264.67	0.00	0.00
	Estimado 28 días			8099.39	7520.95	0.00	0.00

En el Cuadro 11 se muestran las resistencias que se obtuvieron al probar tres cilindros de cada mezcla a los 3, 7, 14 y 28 días. Esperando que las mezclas tuvieran un porcentaje de resistencia al momento de su prueba como se muestra en el Cuadro 12, se pudo estimar la resistencia que podría alcanzar cada mezcla sin esperar los 28 días. A continuación se muestran las fechas de hechura de cada mezcla. Es importante hacer notar que los números marcados en rojo son valores atípicos en la resistencia de la mezcla. Estos valores son comunes en mezclas normales de concreto, la política de CETEC es desechar el dato.

Cuadro 12. Fecha de hechura de las mezclas de Microconcreto.

Mezcla	Fecha de hechura
1	17/06/2009
2	02/07/2009
3	02/07/2009
4	07/07/2009
5	13/07/2009

Como se puede observar, cada mezcla siguiente fue hecha a menos de 28 días de la anterior. La primera mezcla, realizada con Grout con 14% de cemento, sin ningún porcentaje de cemento adicional al que trae el saco comercial, fue hecho como prueba para poder tener un punto de partida en cuanto a su resistencia. Se había considerado que por la granulometría del material, en donde la graduación de su curva indicaba gran concentración de los materiales más gruesos, éste podía alcanzar una resistencia superior a los cuatro mil. Esta suposición fue errónea, ya que se supuso que esto pasaría sin alterar el contenido de cemento. Esto causó que la mezcla fuera débil y no proyectara alcanzar una resistencia adecuada. A los 3 días no proyectaba alcanzar ni los 1500 psi. A los 7 y 14 días no proyectaba alcanzar ni la mitad de la resistencia requerida y en la prueba de 28 días apenas y la alcanzó. Acá se hizo notar que el proceso de encontrar la mezcla adecuada sería un proceso de prueba y error.

Luego de la prueba de los 7 días se discutió con el personal de CETEC, que se debía alterar el contenido de cemento en la mezcla para poder incrementar la resistencia. Se consideró también alterar el contenido de gruesos, lo cual también podía incrementar la resistencia. Si se aumentaba la cantidad de gruesos, se iba a perder aun más similitud en la forma de la curva

granulométrica, además de alterar la trabajabilidad de la mezcla. Se convino que el incremento en la resistencia, al agregar material grueso, no sería lo suficientemente significativo como para alterarlo por lo que se decidió únicamente incrementar el cemento. Se decidió aumentar el porcentaje de cemento en un 2% para cada nueva muestra que se realizaría.

La relación agua cemento en una mezcla es el factor determinante para brindar una resistencia adecuada. A menor relación, mayor resistencia. Asimismo al incrementar el cemento en una mezcla, esta pierde trabajabilidad, por lo que es necesario incrementar la cantidad de agua. De aquí que se debe encontrar la forma de incrementar la cantidad de cemento, incrementar la cantidad de agua, pero que la relación general de agua cemento disminuya.

Sabiendo esto, se decidió hacer otras dos mezclas simultáneas que se mostrarán alteradas de distinta manera. La mezcla 2 con un 16% de cemento y la 3 con un 18%. En ambas mezclas se incrementó la cantidad de cemento y se buscó que ambas mezclas mantuvieran un revenimiento de 4". Debido a que las mezclas son hechas al cálculo, es común que por accidente se exceda la cantidad de agua, por eso la mezcla 3 resultó con un Slump de 6". Estas dos mezclas fueron probadas a los tres días y proyectaban estar cerca de las 3000 psi, valor que no cumplía con nuestros requerimientos de resistencia. Por esto se decidió hacer una cuarta mezcla a los 5 días.

Entre estas dos mezclas con revenimiento variado, se puede observar claramente que, aunque la resistencia de la mezcla 3 fue mayor que la resistencia de la mezcla 2 a los 3 días, en las pruebas de 7 y 14 días, la mezcla 2 fue mucho más resistente. En esta singularidad se hace notar la relación entre el contenido de agua, cemento y la resistencia. Para tener un mayor revenimiento, se debe incrementar la relación agua cemento, dando así mayor asentamiento y así una mejor trabajabilidad.

Se incrementó una vez más la cantidad de cemento en la mezcla y a los tres días se sometió a la prueba de compresión. Esta vez el contenido de cemento se incrementó a 20%. Se tomo en cuenta que el mayor revenimiento podía causar un decremento en la resistencia y se decidió trabajar con un revenimiento de 4". El promedio de las pruebas realizadas a los tres cilindros fue de casi 3900, proyectando ser una mezcla cuya resistencia sería alrededor de 7000 psi. Luego, en las pruebas de 7 días se obtuvo una resistencia promedio alrededor de 3600 psi proyectando ser una mezcla cuya resistencia estaría por encima de las 5000 psi.

Se decidió probar repetir la mezcla 3 con un revenimiento de 4" para verificar la resistencia que se puede tener con la misma cantidad de cemento. De acá surgió la mezcla 5. Esta vez para la prueba de los 3 días la mezcla proyectaba alcanzar una resistencia de 8000 psi, y a los 7 días proyectaba ser una mezcla cuya resistencia sería de 7500 psi.

Al completar las pruebas de la mezcla 1, se pudo notar que los porcentajes esperados no eran los porcentajes reales de la resistencia final. Adicionalmente se notó que las proyecciones que se tenían para las pruebas a 3, 7 y 14 días no eran constantes por lo que se consideró que los porcentajes que se estaban esperando podían ser distintos para el Microconcreto.

Cuadro 13. Porcentaje de la resistencia alcanzada en la pruebas de 3, 7, 14 y 28 días en la mezcla 1.

		3 días	7 días	14 días	28 días
Mezcla 1	Resistencia promedio	702.33	1249.67	1842.00	2134.50
	Porcentaje de la resistencia total	32.90	58.55	86.30	100.00

En la mezcla 1 se descubrió que en realidad a los 3 días habían alcanzado un 32.90% de la resistencia final. A los 7 días, tenía una resistencia del 58.55% de la resistencia final. A los 14 días se tenía una resistencia del 86.30% de la resistencia final. Con esto se pudo reevaluar la resistencia proyectada de las demás mezclas, esperando que éstas se comportaran de manera similar. Así se desarrolló el siguiente Cuadro.

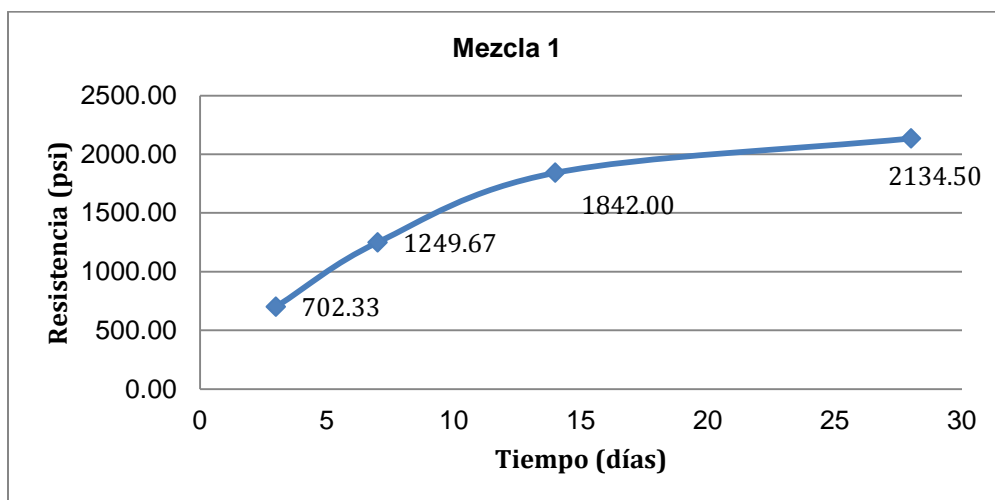
Cuadro 14. Porcentaje de la resistencia alcanzada en las mezclas proyectando los porcentajes de la mezcla 1.

Mezcla	Cilindro	Resistencia psi			
		3 días	7 días	14 días	28 días
Mezcla 1	Promedio	702.33	1249.67	1842.00	2134.50
	Estimado 28 días	2134.50	2134.50	2134.50	2134.50
Mezcla 2	Promedio	1574.33	3381.67	4287.00	0.00
	Estimado 28 días	4784.64	5776.07	4967.75	0.00
Mezcla 3	Promedio	1682.67	2580.67	2575.00	0.00
	Estimado 28 días	5113.89	4407.92	2983.90	0.00
Mezcla 4	Promedio	3889.67	3687.00	6245.50	0.00
	Estimado 28 días	11821.30	6297.60	7237.25	0.00
Mezcla 5	Promedio	4454.67	5264.67	0.00	0.00
	Estimado 28 días	13538.42	8992.34	0.00	0.00

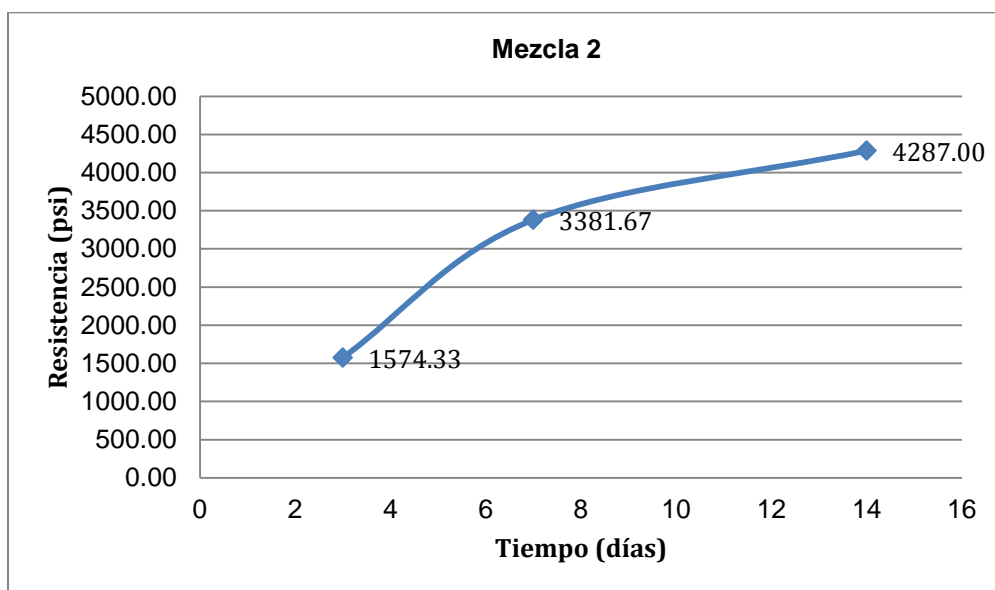
De esta manera se redefinieron las resistencias esperadas de todas las mezclas. Hasta los 14 días, se esperaba que la resistencia de las mezclas 2 y 3 fueran aproximadamente de 5000 psi y 3000 psi respectivamente. Para la mezcla 4, la resistencia proyectada a los 14 días era de 6200 psi. Por último la resistencia esperada de la mezcla 5 a los 7 días era casi de 9000 psi.

Con esto se observó que las mezclas ya estaban por encima de las 4000 psi, con excepción de la mezcla 3. Es de hacer notar nuevamente que la mezcla 3 es la única mezcla cuyo revenimiento fue de 6" en vez de 4". Entre las demás mezclas, la de mejor ajuste para nuestro requerimiento de diseño para el modelo es la mezcla 2, cuyo contenido de cemento es muy parecido al del concreto prototipo. De todas maneras, como se puede observar en el Cuadro 14 las proyecciones con los porcentajes de la mezcla 1 no mostraban ser constantes, y además algunas proyecciones (mezcla 5) mostraban una proyección de resistencia demasiado alto, por lo que se buscó hacer una gráfica individual para cada mezcla y extrapolar los valores que estas tendrían a los 28 días. También es de hacer notar que las mezclas 4 y 5 con revenimiento de 4" y contenido de cemento por encima del 18% no mostraron un incremento en la resistencia. Es común considerar que por encima de un 18% de cemento se está desperdiciando ya que este ya no causa mayores efectos en la mezcla.

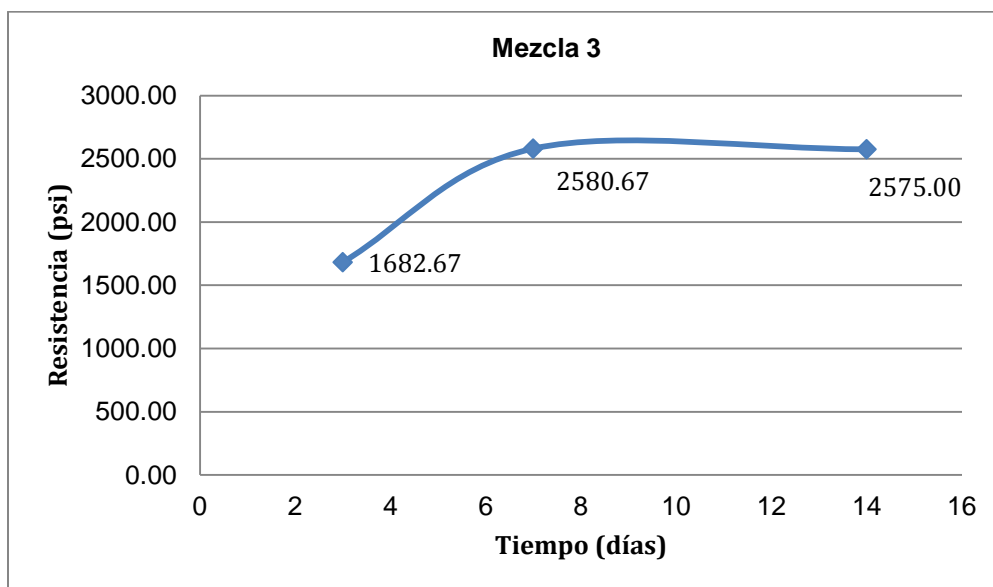
Gráfica 1. Comportamiento de la resistencia en el tiempo (Mezcla 1).



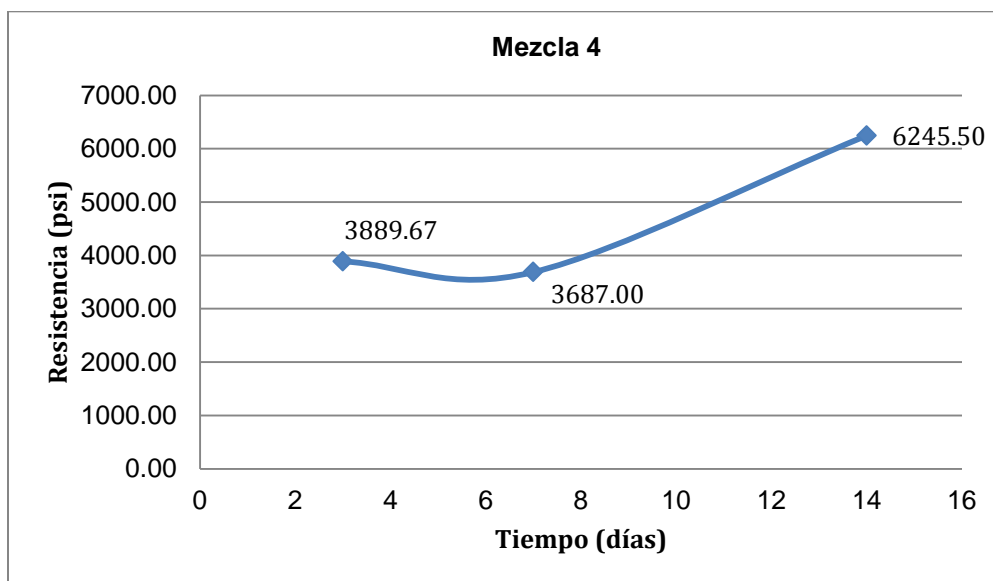
Gráfica 2. Comportamiento de la resistencia en el tiempo (Mezcla 2).



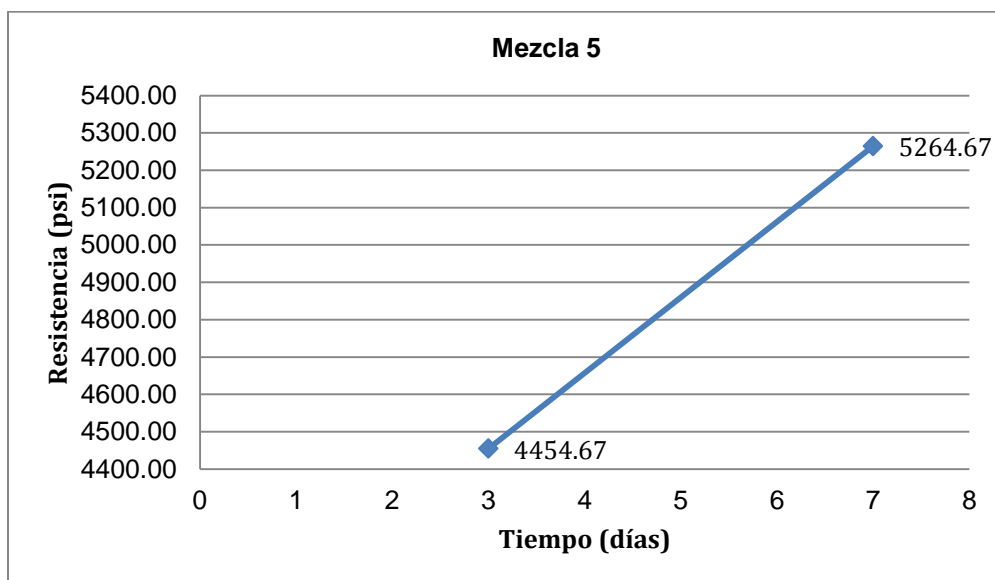
Gráfica 3. Comportamiento de la resistencia en el tiempo (Mezcla 3).



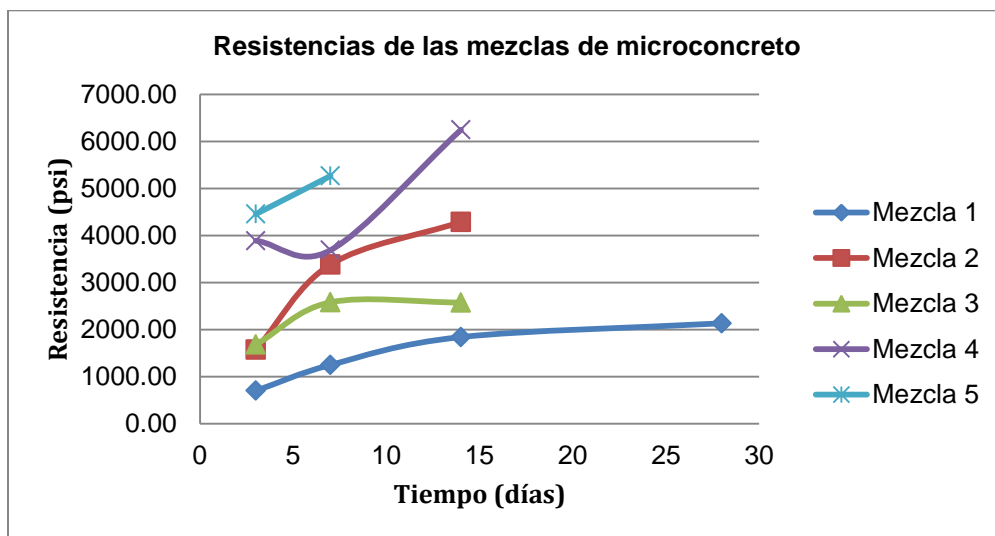
Gráfica 4. Comportamiento de la resistencia en el tiempo (Mezcla 4).



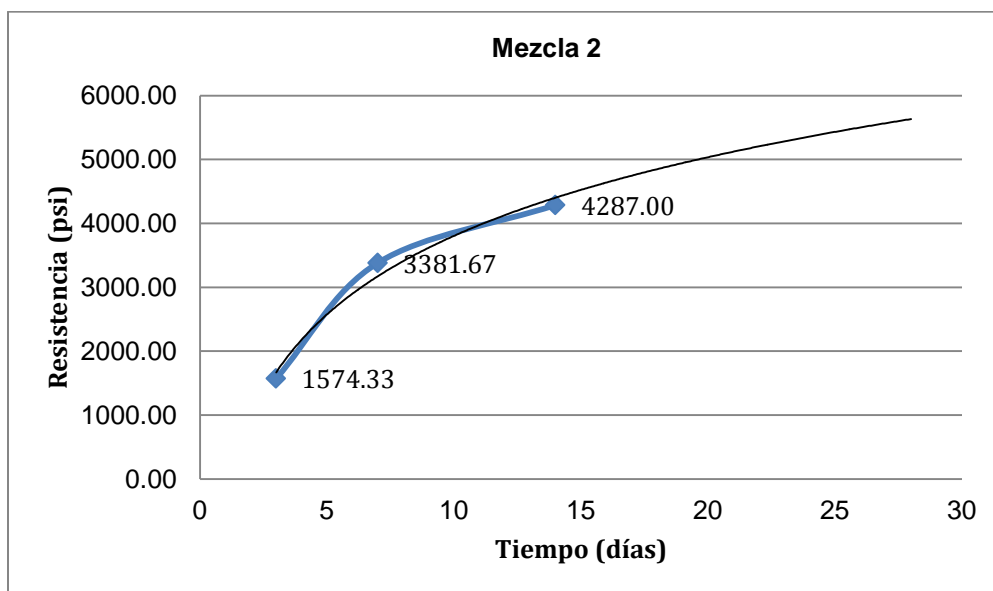
Gráfica 5. Comportamiento de la resistencia en el tiempo (Mezcla 5).



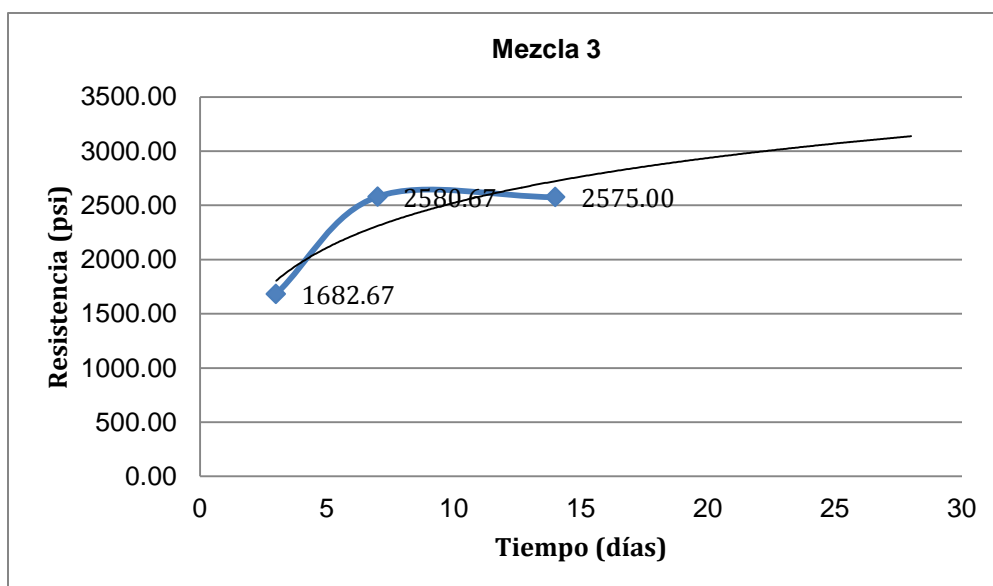
Gráfica 6. Resistencia de las 5 mezclas realizadas.



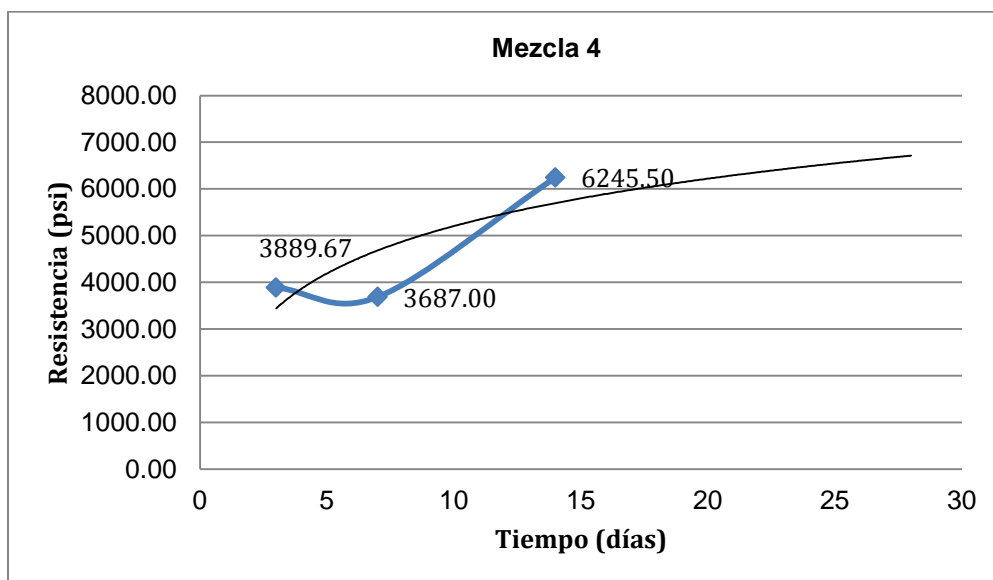
Gráfica 7. Extrapolación a 28 días (Mezcla 2).



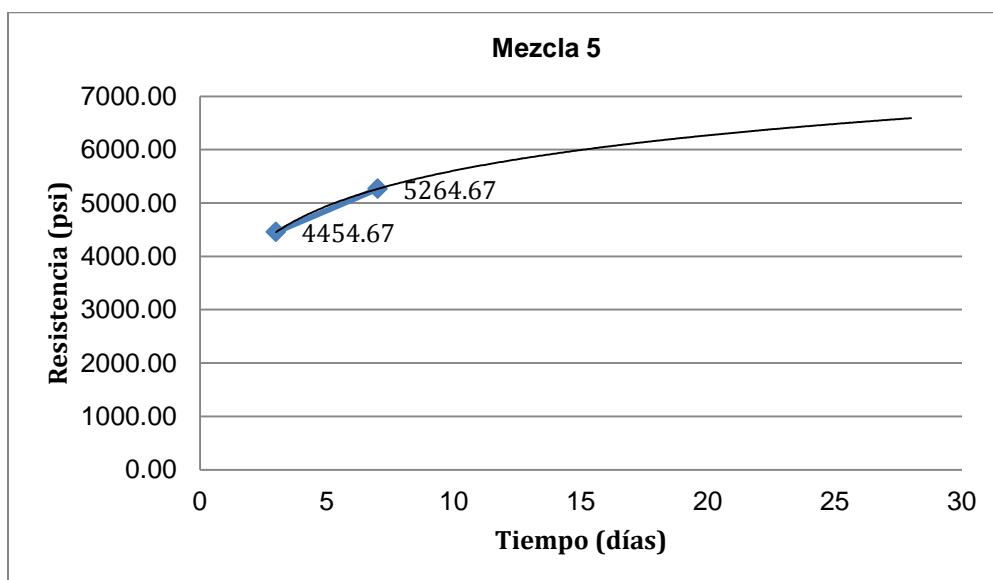
Gráfica 8. Extrapolación a 28 días (Mezcla 3).



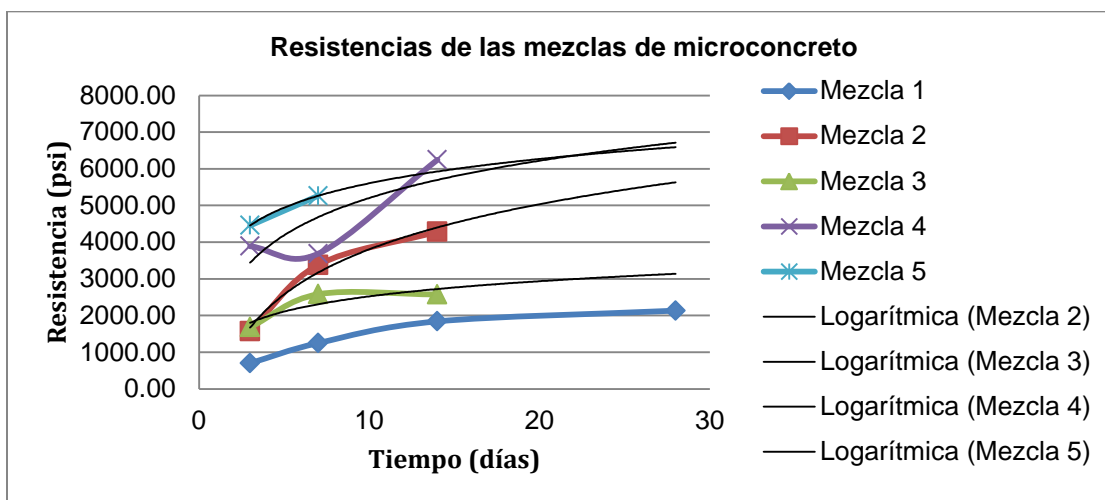
Gráfica 9. Extrapolación a 28 días (Mezcla 4).



Gráfica 10. Extrapolación a 28 días (Mezcla 5).



Gráfica 11. Extrapolación a 28 días de las 5 mezclas realizadas.



Con las gráficas, se puede deducir que las mezclas 4 y 5 están demasiado pasadas para ser consideradas aptas en nuestro modelo. La mezcla 5, a pesar de tener la misma cantidad de cemento que la mezcla 3, muestra mucho mayor resistencia debido a que ésta tiene menos contenido de agua. La mezcla 3 se puede notar que alcanzó una resistencia cercana a los 2600, y se mostró constante entre los 7 y los 14 días. Por último en la gráfica para la mezcla 2 se muestra una proyección que puede alcanzar una resistencia de 4500 y los 5000 psi. De estas gráficas se escogió que se utilizará la mezcla 2 para fundir el modelo, ya que su trabajabilidad y su resistencia son las más aptas. En las Gráficas 7-10 se hizo una extrapolación logarítmica de la resistencia que puede llegar a alcanzar cada mezcla. En la Gráfica 11, en donde se muestran las gráficas para las 5 muestras, se puede observar que tanto la mezcla 2 como la mezcla 4 proyectan tener la resistencia de 5500 psi a los 28 días. Se mantuvo de todas maneras la decisión de utilizar la mezcla 2, ya que la extrapolación realizada puede no ser tan precisa, además la mezcla 4 tuvo un comportamiento un tanto extraño, ya que su resistencia a los 7 días fue menor que la de los tres días, dando así una gráfica cóncava hacia arriba. Para la mezcla 2 la extrapolación muestra este comportamiento por el crecimiento tan brusco que tuvo al principio pero analizando como ésta se comporta entre los 7 y los 14 días, se puede inferir que ésta ya no crecerá mucho más de las 4500 psi. La gráfica de la mezcla 4 también indica que su resistencia puede crecer aun más.

Aunque las mezclas 1, 3, 4 y 5 no vayan a ser utilizadas en el modelo del presente estudio, estas pueden ser utilizadas como referencias para realizar modelos con otras resistencias de concreto. La mezcla 3 proyecta ser un concreto de 3000 psi, la mezcla 4 puede proyectar ser un concreto de 5000 psi, la mezcla 5 puede ser utilizada como concreto de 6500 psi y la mezcla 1, incluso puede utilizarse como un concreto 2000 psi.

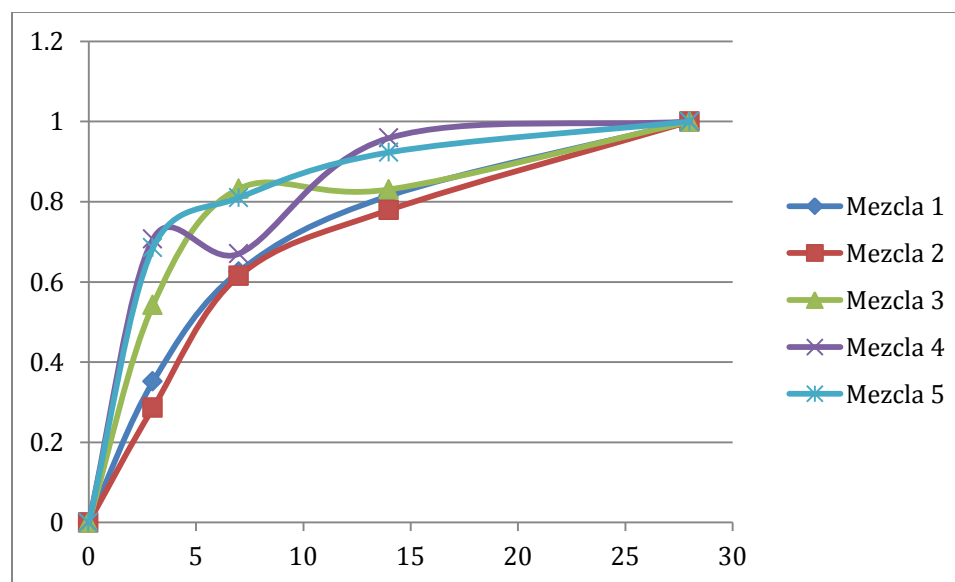
Se desarrolló el siguiente Cuadro para calcular el porcentaje que tiene cada mezcla en cada tiempo de prueba, con respecto al valor extrapolado. Se puede observar que entre más cemento tiene la mezcla, su comportamiento porcentual se acerca más al mostrado en el Cuadro 15. Por encima del 18% de cemento se puede observar un comportamiento más parecido al del concreto prototipo. Este valor puede ser de suma importancia para considerar en estudios futuros, ya que se debe tomar en cuenta el porcentaje de la resistencia que muestran los distintos contenidos de cemento para proyectar la resistencia de la muestra. Como se ve en el Cuadro 15, los porcentajes alcanzados por mezclas se comportan cada vez más como concreto, conforme se incrementa su contenido de cemento. Es importante hacer notar que aunque el Microconcreto es un concreto reducido, no deja de ser un material diferente debido a las consideraciones que se hacen al disminuir su granulometría.

Cuadro 15. Porcentajes de resistencia adquirida según extrapolación.

Mezcla		Resistencia psi			
		3	7	14	28
Mezcla 1	Promedio	702.33	1249.67	1842.00	2134.50
	Porcentaje	0.33	0.59	0.86	1.00
Mezcla 2	Promedio	1574.33	3381.67	4287.00	5500.00
	Porcentaje	0.29	0.61	0.78	1.00
Mezcla 3	Promedio	1682.67	2580.67	2575.00	3100.00
	Porcentaje	0.54	0.83	0.83	1.00
Mezcla 4	Promedio	3889.67	3687.00	6245.50	6500.00
	Porcentaje	0.60	0.57	0.96	1.00
Mezcla 5	Promedio	4454.67	5264.67	6000.00	6500.00
	Porcentaje	0.69	0.81	0.92	1.00

Nota: Los números en gris denotan valores extrapolados al 24 de julio de 2009

Gráfica 12. Porcentajes alcanzados en los periodos de tiempo por las 5 mezclas realizadas.

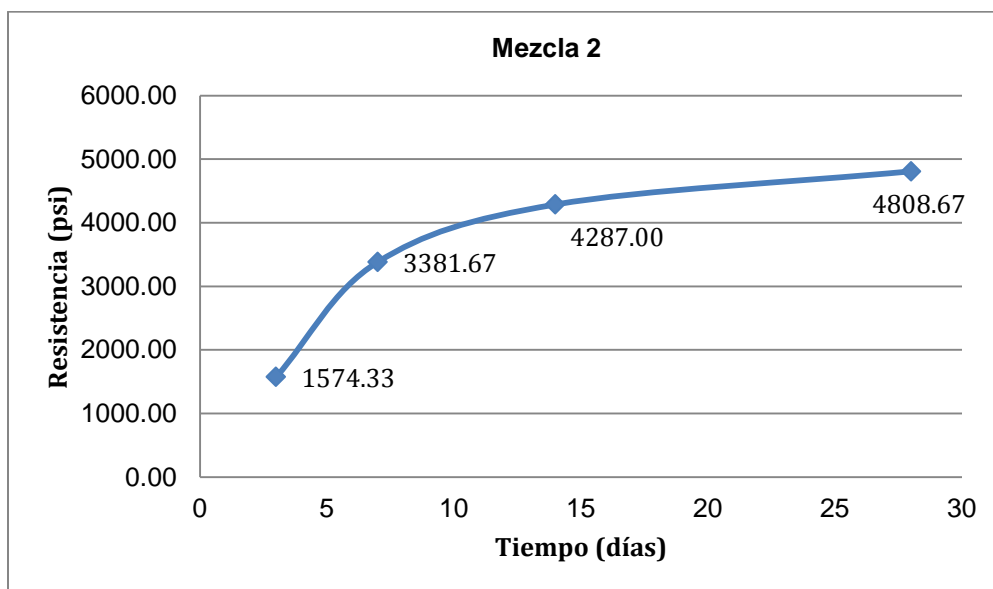


2. Resultados finales.

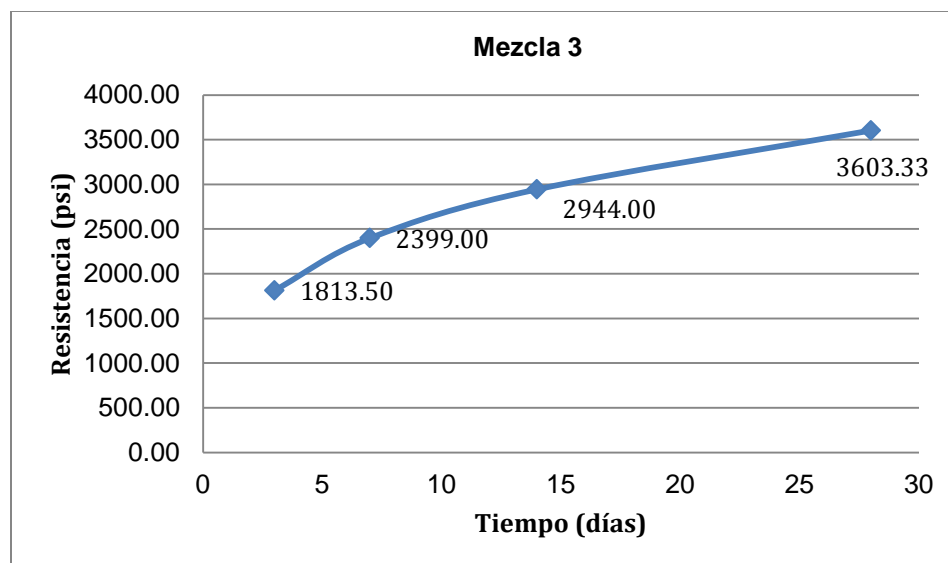
Cuadro 16. Resistencias obtenidas en las pruebas de 3, 7, 14 y 28 días

Mezcla	Cilindro	Revenimiento	Contenido de cemento	Resistencia psi			
				3 días	7 días	14 días	28 días
Mezcla 1	1	4"	14%	735.00	1140.00	1198.00	1722.00
	2			677.00	1163.00	1859.00	2166.00
	3			695.00	1446.00	1825.00	2103.00
	Promedio			702.33	1249.67	1842.00	2134.50
	Estimado 28 días			1276.97	1785.24	2046.67	2134.50
Mezcla 2	1	4"	16%	1779.00	3444.00	4163.00	4945.00
	2			1603.00	3535.00	4399.00	4644.00
	3			1341.00	3166.00	4299.00	4837.00
	Promedio			1574.33	3381.67	4287.00	4808.67
	Estimado 28 días			2862.42	4830.95	4763.33	4808.67
Mezcla 3	1	6"	18%	1643.00	2728.00	2426.00	3461.00
	2			1421.00	2615.00	2944.00	3768.00
	3			1984.00	2399.00	2355.00	3581.00
	Promedio			1813.50	2671.50	2944.00	3603.33
	Estimado 28 días			3297.27	3816.43	3271.11	3603.33
Mezcla 4	1	4"	20%	3905.00	4433.00	6283.00	5400.00
	2			3830.00	3871.00	3333.00	5317.00
	3			3934.00	2757.00	6208.00	6309.00
	Promedio			3889.67	4433.00	6245.50	6309.00
	Estimado 28 días			7072.12	6332.86	6939.44	6309.00
Mezcla 5	1	4"	16%	4586.00	5292.00	5934.00	6338.00
	2			4445.00	5304.00	5508.00	6355.00
	3			4333.00	5198.00	4150.00	6452.00
	Promedio			4454.67	5264.67	5721.00	6381.67
	Estimado 28 días			8099.39	7520.95	6356.67	6381.67

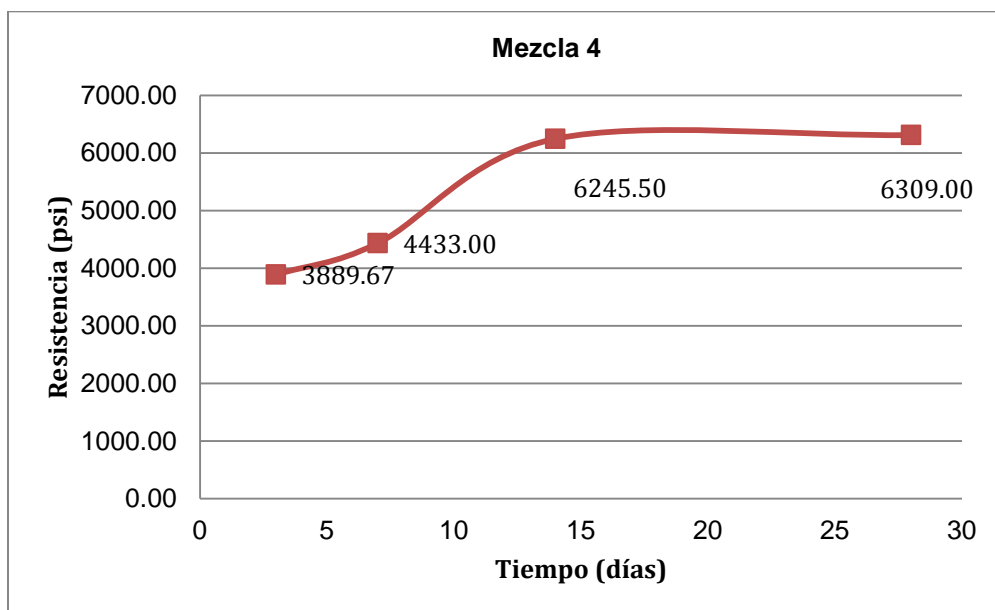
Gráfica 13. Curva completa de resistencia edad para mezcla 2.



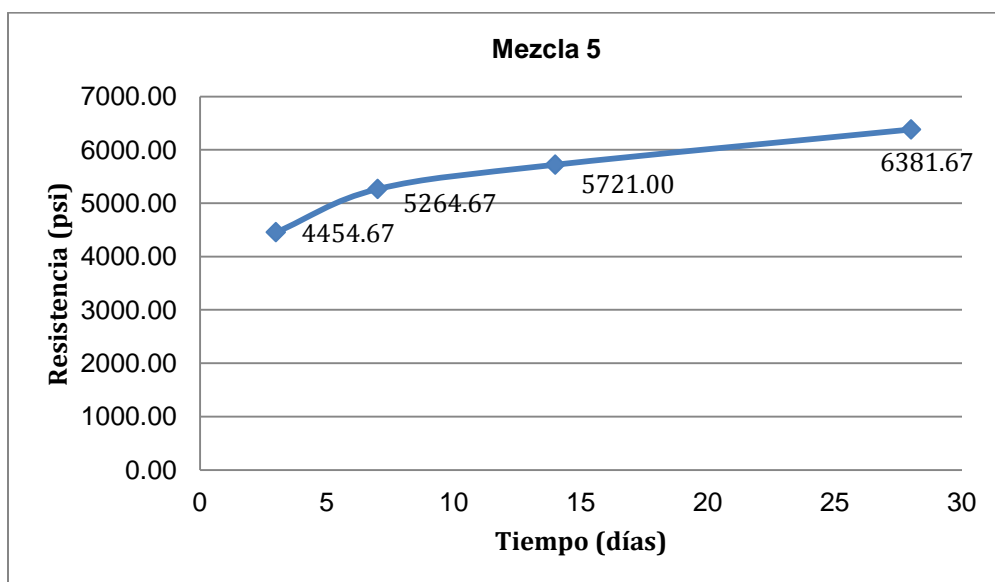
Gráfica 14. Curva completa de resistencia edad para mezcla 3.



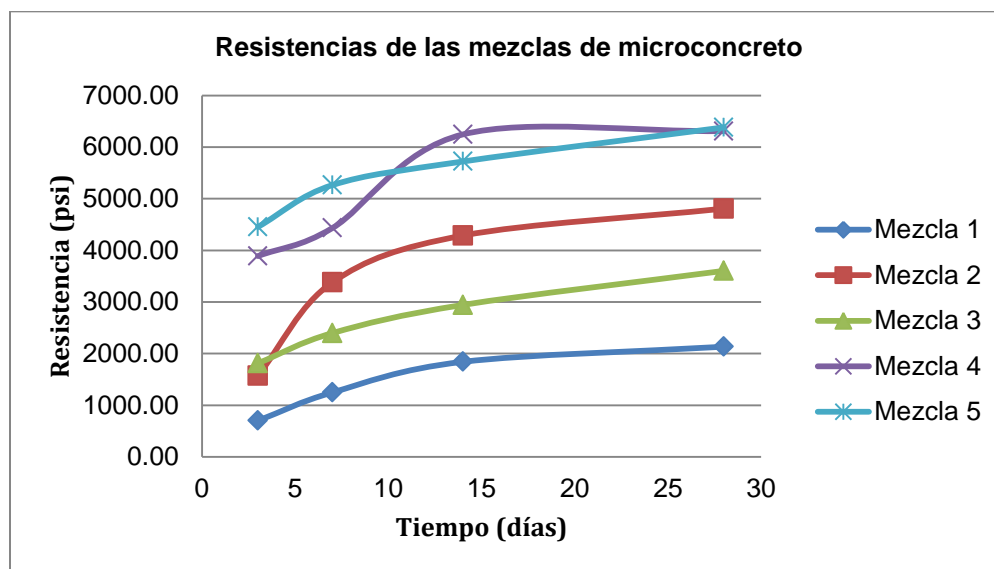
Gráfica 15. Curva completa de resistencia edad para mezcla 4.



Gráfica 16. Curva completa de resistencia edad para mezcla 5.



Gráfica 17. Curvas completas de resistencia edad para las 5 mezclas.



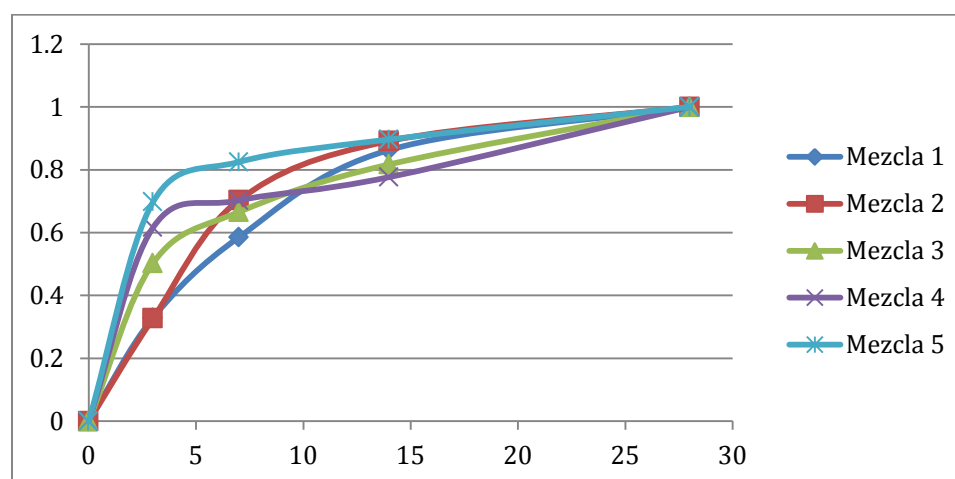
En el Cuadro 16, así como en las Gráficas de la 13 a la 17, se pueden observar las resistencias alcanzadas por todas las mezclas a los 18 días con sus resultados parciales indicados. Se puede observar que las resistencias alcanzadas por las mezclas son bastante parecidas a las resistencias extrapoladas en los resultados al 24 de julio de 2009. Se puede afirmar que la mezcla 2 alcanzó una resistencia de 4800, ideal para el modelo. La mezcla 3 alcanzó la resistencia de 3500 haciéndola una buena mezcla para ser utilizada como Microconcreto 3000. Es de considerar que esta mezcla lleva un contenido de cemento de 18%, un porcentaje que se puede considerar como alto, necesitando así un gran contenido de agua para reducir la resistencia. Puede ser más económico crear una mezcla con menos agua y menos cemento para lograr un Microconcreto 4000. La mezcla 5 (repetición de la mezcla 3 con Slump 4") es un perfecto ejemplo del efecto que el contenido de agua puede causar. Esta mezcla da unos resultados más del doble de resistentes que los de la mezcla 3. En la gráfica se muestran con color rojo todos los resultados que pueden ser considerados atípicos. Normalmente se decide eliminar todos los datos menores y conservar los datos con mayor resistencia ya que estos demarcan los valores de cilindros en donde la mezcla se perfecciono, mientras que los cilindros con valores menores denotan cilindros defectuosos.

El alto contenido de cemento en una mezcla puede volverla demasiado pastosa y poco manejable. Por el tamaño de los moldes de Microconcreto es complicado hacer una mezcla suficientemente homogénea. Lo que sucede en este caso es que en muchas partes de la mezcla se dan aglomeraciones de material y en otras se dan espacios vacíos, causando así muchos datos de resistencia atípicos, notorios sobre todo en la mezcla 4 con porcentaje de cemento de 20%. Estos datos atípicos son mucho más en esta mezcla que en las demás por su alto contenido de cemento.

Cuadro 17. Porcentaje de resistencia alcanzada a cada edad.

Mezcla	Cilindro	Resistencia psi			
		3	7	14	28
Mezcla 1	Promedio	702.33	1249.67	1842.00	2134.50
	Porcentaje	0.33	0.59	0.86	1.00
Mezcla 2	Promedio	1574.33	3381.67	4287.00	4808.67
	Porcentaje	0.33	0.70	0.89	1.00
Mezcla 3	Promedio	1813.50	2399.00	2944.00	3603.33
	Porcentaje	0.50	0.67	0.82	1.00
Mezcla 4	Promedio	3889.67	4433.00	4900.00	6309.00
	Porcentaje	0.62	0.70	0.78	1.00
Mezcla 5	Promedio	4454.67	5264.67	5721.00	6381.67
	Porcentaje	0.70	0.82	0.90	1.00

Gráfica 18. Porcentajes de la resistencia alcanzados por las mezclas.



En el Cuadro 17 y la Gráfica 18 se pueden observar los comportamientos de las distintas mezclas a diferentes edades. Se puede notar que la tendencia notada en los resultados hasta el 24 de julio de 2009 se mantuvo con los datos definitivos. Entre más cemento tenga una mezcla, más parecido será su comportamiento al del concreto prototipo.

Es de hacer notar que para la mezcla 4 (contenido de cemento de 20%) se hicieron ajustes y se omitieron algunos datos en los cálculos de promedio de resistencia. Los datos son presentados y se justifica la exclusión de los datos, pero no se recomienda que se utilicen los resultados de este estudio en cuanto a mezclas de 20% se refiere. Para estudios futuros se recomienda que si se considera utilizar Microconcreto con 20% de cemento se realicen nuevas pruebas.

C. Acero de refuerzo

Considerando que para el acero corrugado y para el alambre de amarre ya se conocía su resistencia a la fluencia comercialmente, únicamente se realizaron pruebas al alambre

galvanizado y al cable torchado. Para cada uno de los materiales se probaron dos barras. En el caso del cable se utilizaron dos hilos por separado. En los siguientes Cuadros se muestran los resultados de la resistencia a tensión de cada uno de los materiales.

Cuadro 18. Propiedades de los materiales probados

Alambre galvanizado	
Diámetro (mm)	1.00
Área (in ²)	1.22E-03
Hilo de cable torchado	
Diámetro (mm)	0.40
Área (in ²)	1.95E-04

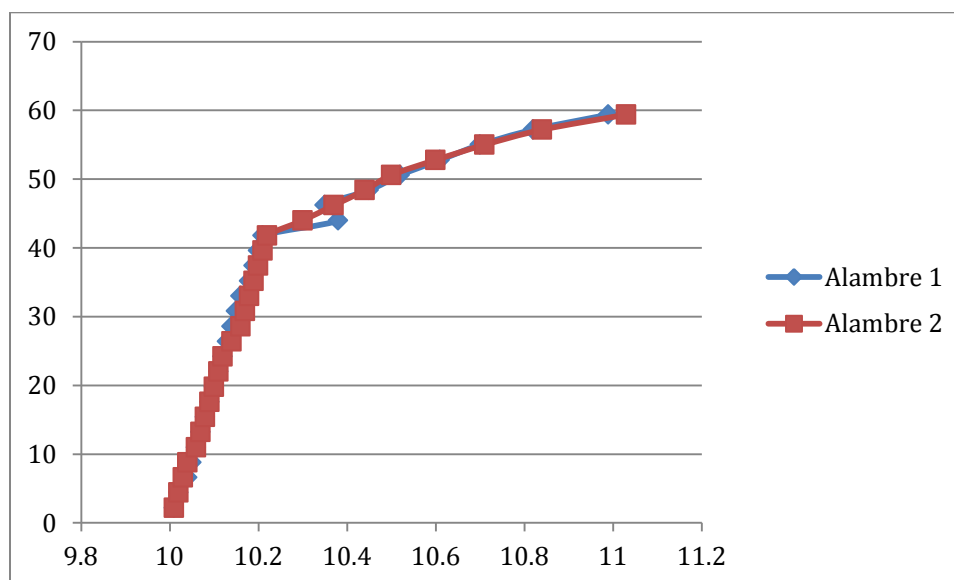
Cuadro 19. Prueba a tensión del alambre galvanizado

Carga	Alambre 1	Alambre 2
2.2	10.01	10.01
4.4	10.02	10.02
6.6	10.04	10.03
8.8	10.05	10.04
11	10.06	10.06
13.2	10.07	10.07
15.4	10.08	10.08
17.6	10.09	10.09
19.8	10.1	10.1
22	10.11	10.11
24.2	10.12	10.12
26.4	10.13	10.14
28.6	10.14	10.16
30.8	10.15	10.17
33	10.16	10.18
35.2	10.18	10.19
37.4	10.19	10.2
39.6	10.2	10.21
41.8	10.21	10.22
44	10.38	10.3
46.2	10.35	10.37
48.4	10.45	10.44
50.6	10.52	10.5
52.8	10.61	10.6
55	10.7	10.71
57.2	10.82	10.84
59.4	10.99	11.03

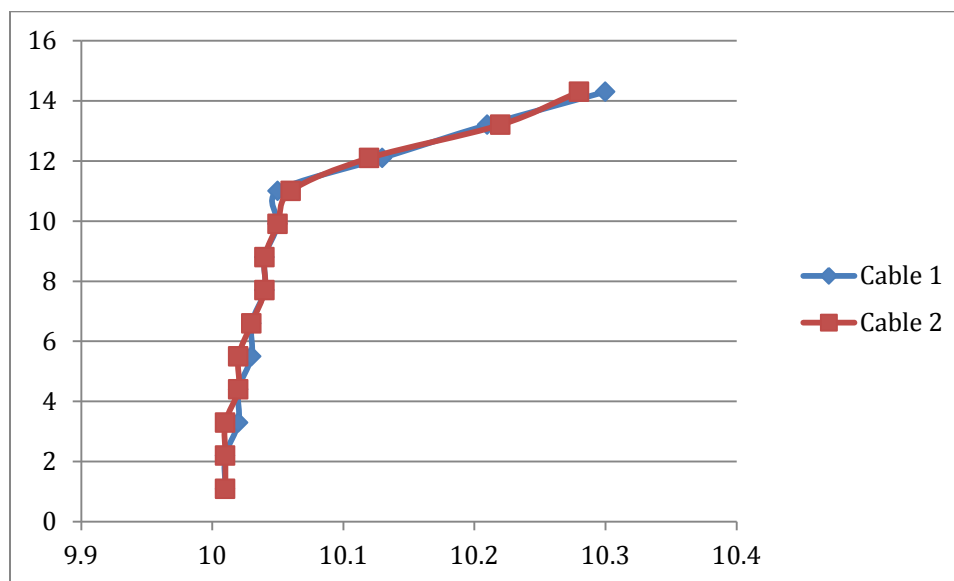
Cuadro 20. Prueba a tensión del cable torchado

Carga	Cable 1	Cable 2
1.1	10.01	10.01
2.2	10.01	10.01
3.3	10.02	10.01
4.4	10.02	10.02
5.5	10.03	10.02
6.6	10.03	10.03
7.7	10.04	10.04
8.8	10.04	10.04
9.9	10.05	10.05
11	10.05	10.06
12.1	10.13	10.12
13.2	10.21	10.22
14.3	10.3	10.28
15.4	Falla	Falla

Gráfica 19. Gráfica fuerza deformación para las pruebas con alambre galvanizado.



Gráfica 20. Gráfica fuerza deformación para las pruebas de cable torchado.



Con estas tablas y gráficas se puede observar claramente que existe un punto muy definido en ambos materiales en donde el material deja de tener un comportamiento elástico y empieza su comportamiento plástico. En el caso del alambre galvanizado, el material dejó de ser elástico después de las 41.8 lbs., y no pudo llevarse a fallar ya que los soportes en donde se ajustó el alambre estaban ya muy deformados. Por otro lado, el cable se comportó de manera similar, pero con mucho menor peso. Hubo que modificar los incrementos a 1.1 lbs. Se puede notar que después de las 11 lbs. se cambió del comportamiento elástico al comportamiento plástico. Y a las 15.4 libras el hilo se reventó. Calculando el esfuerzo que tuvieron los materiales al momento de fluir, se obtuvo que el f_y del alambre es de casi 35,000 psi, y el del hilo individual del cable es de aproximadamente 55,000 psi. El esfuerzo último del cable es de 79000 psi aproximadamente. Ambos materiales resultaron ser aptos para el modelo pero se debe hacer la consideración que el diseño debe ser calculado según su f_y .

D. Modelo de viga simplemente reforzada

Considerando que para el acero corrugado y para el alambre de amarre ya se conocía su resistencia a la fluencia comercialmente, únicamente se realizaron pruebas al alambre galvanizado y al cable torchado. Para cada uno de los materiales se probaron dos barras. En el caso del cable se utilizaron dos hilos por separado. En los siguientes Cuadros se muestran los resultados de la resistencia a tensión de cada uno de los materiales.

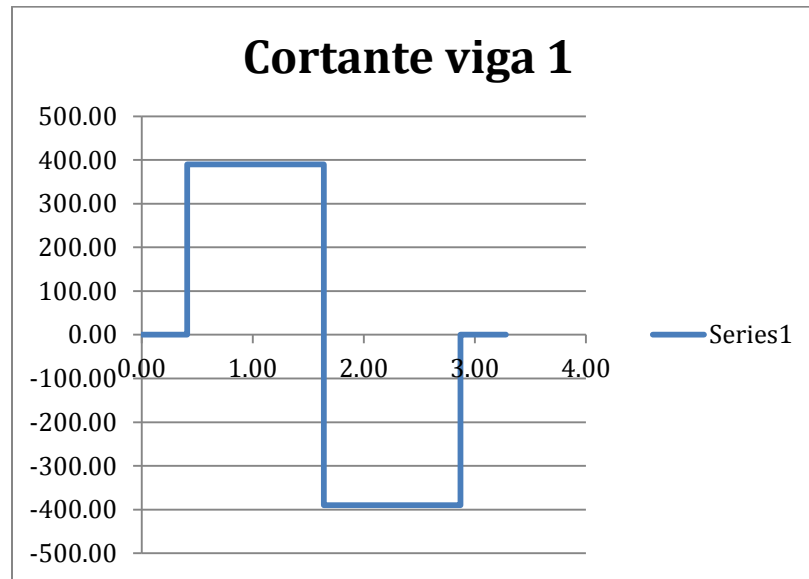
Cuadro 21. Resultados generales de los modelos de vigas simplemente reforzadas

Masa (kg)	Largo (mm)	Apoyos (mm)	Ancho (mm)	Alto (mm)	Carga (KN)	Largo (ft)
10.36	1000.00	750.00	42.90	100.05	3.47	2.46
10.26	1000.00	750.00	42.45	100.33	3.50	2.46
10.10	1007.00	750.00	42.73	98.50	3.55	2.46

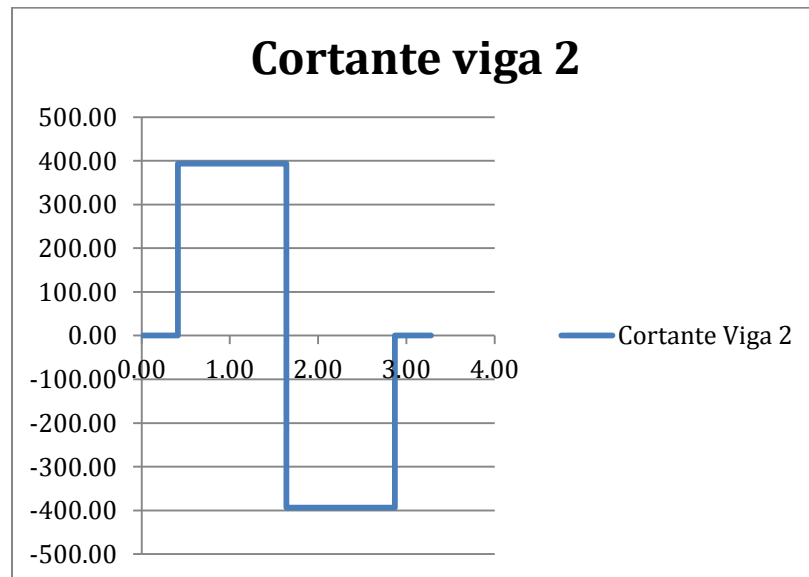
Continuación de Cuadro No. 21

ancho (in)	alto (in)	Carga (lbs)	Esfuerzo a flexion (psi)	Cortante Máximo (lbs)	Momento Máximo (lb*ft)
1.69	3.94	780.09	1319.16	390.05	479.76
1.67	3.95	786.84	1337.17	393.42	483.90
1.68	3.88	798.08	1397.92	399.04	490.82

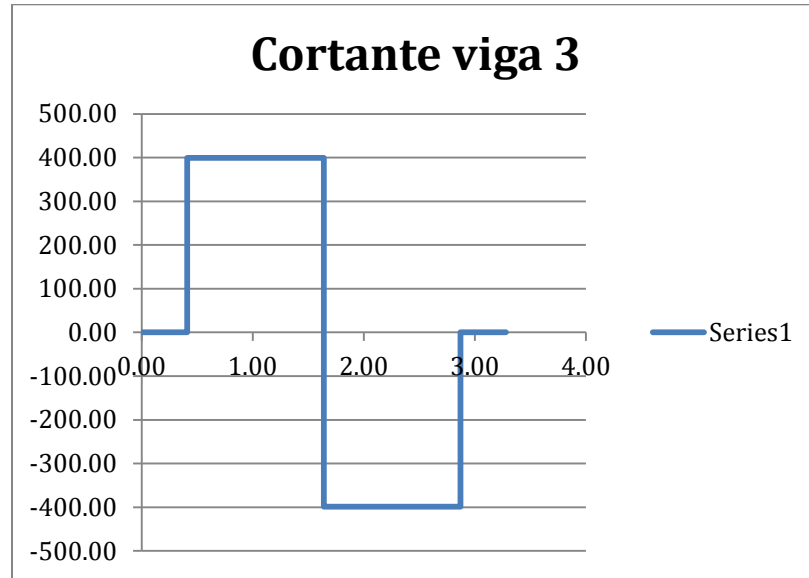
Gráfica 21. Diagrama de corte para viga 1.



Gráfica 22. Diagrama de corte para viga 2.



Gráfica 23. Diagrama de corte para viga 3.



Cuadro 22. Cortante máximo para cada viga

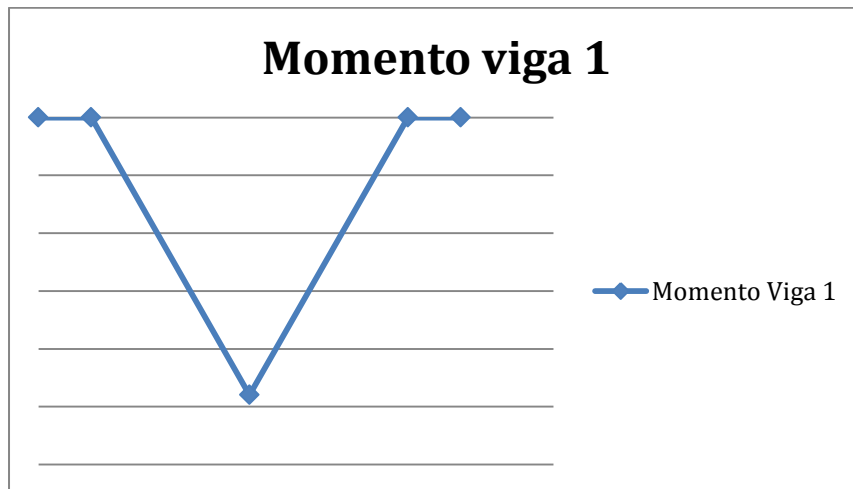
Cortante Máximo (lbs)

390.05

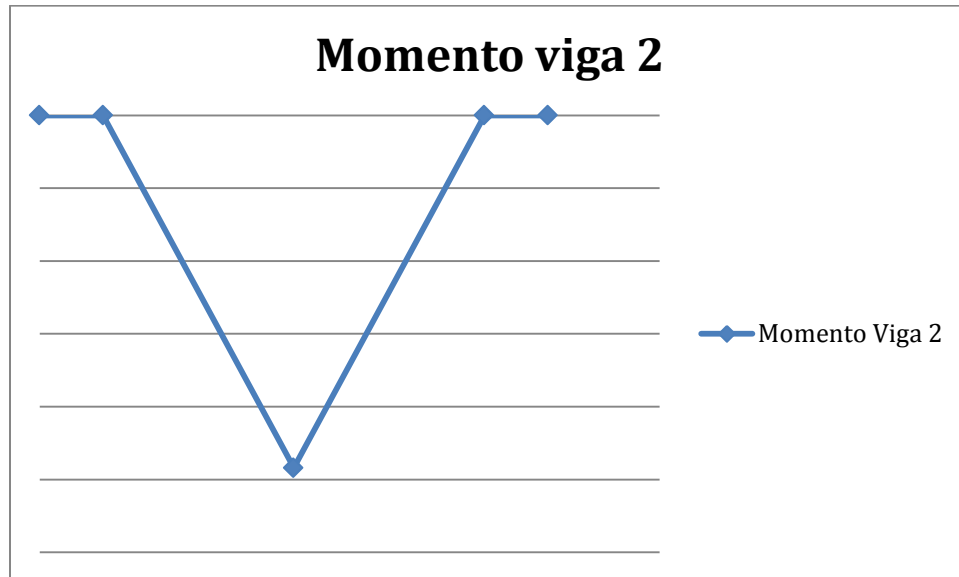
393.42

399.04

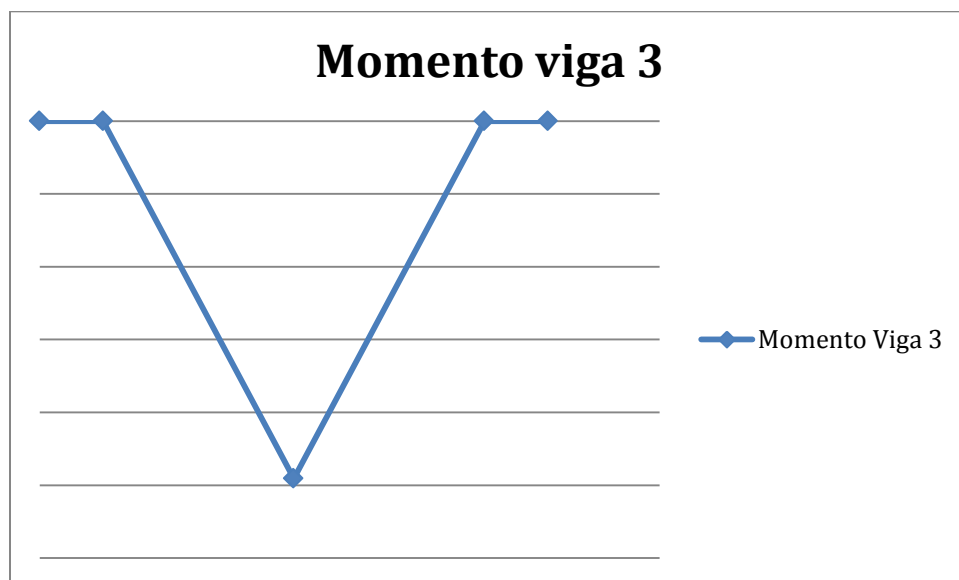
Gráfica 24. Diagrama de momento para viga 1.



Gráfica 25. Diagrama de momento para viga 2.



Gráfica 26. Diagrama de momento para viga 3.



V. CONCLUSIONES

El proceso de modelismo es un procedimiento desarrollado a partir de una gran cantidad de estudios que se han realizado en dicho campo. Es importante entender que un proyecto de modelismo es, en sí mismo un proyecto completo de ingeniería. Se han desarrollado una serie de pasos consecutivos cuya finalidad es brindar al investigador un proceso ordenado en el cual se puede basar para desarrollar un modelo con mayor similaridad. El proceso incluye una fase de diseño previo, una fase de selección de materiales, una fase de fabricación, una fase de planeamiento de pruebas, la fase de pruebas al modelo y por último la etapa de reporte de los resultados.

Según el alcance del estudio se pueden escoger modelos cuyas características no pretendan simular al prototipo en un cien por ciento. Es importante determinar que características son las que se quieren reproducir, y entonces evaluar si se pueden sacrificar otras características del modelo.

En el proceso de modelismo es de suma importancia entender que entre el modelo y el prototipo se deben mantener los esfuerzos y las deformaciones unitarias. Para esto se debe planear si el modelo tendrá similitud geométrica con carga no escalada, o similitud de carga con geometría alterada. Los modelos con geometría escalada directamente pueden reproducir el comportamiento real de un prototipo en cuanto a deformaciones, deflexiones y pandeos.

La escala es el factor más importante al diseñar un modelo, ya que es la escala la que determinara las dimensiones del modelo. Los factores que mandarán la escala (instrumentación disponible en laboratorio, facilidad de fabricación y similitud), deben ser estudiados cuidadosamente para seleccionar la escala adecuada. Un modelo muy pequeño puede perder significado aunque sea fácil de someter a pruebas. Un modelo muy grande puede ser mucho más significativo, pero se necesita equipo igual de grande para someterlo a pruebas.

El concreto es un material que se debe reducir cuidadosamente. El concreto no es un material como tal, es una mezcla de otros materiales en los cuales el cemento y el agua no pueden ser cambiados de su tamaño natural. Los agregados, tanto finos deben ser dispersos en la mezcla según una granulometría dada. Esta granulometría puede ser reducida directamente tomando en cuenta una única consideración. Los materiales muy finos son sumamente plásticos al ser mezclados con agua. Si se reduce directamente la granulometría del prototipo, una buena cantidad del material estará bajo el tamiz 200 (límite para considerar a un material como cohesivo). Es recomendado que únicamente un 10% de los agregados estén por debajo del tamiz 200, el resto debe ser retenido sobre éste.

Las mezclas de Microconcreto realizadas no tuvieron un comportamiento de resistencia-tiempo idéntico al del concreto. Las mezclas con menor contenido de cemento tuvieron curvas mucho más tendidas en cuanto a su resistencia-tiempo. Estas mezclas tienen alrededor de un 35% de su resistencia a los 3 días, un 60% a los 7 días, y un 80 % a los 14 días. Mientras más contenido de cemento lleva una mezcla, más parecido es el comportamiento de sus curvas a las del concreto prototipo. Estas curvas muestran una resistencia de 70% a los 3 días, un 80% a los 7 días y un 90% a los 14 días.

La relación agua cemento es el parámetro más importante en definir la resistencia que se logrará con una mezcla. La relación agua cemento puede alterar tanto la trabajabilidad de la mezcla, como su resistencia. Una mayor relación agua cemento supondrá una mezcla más fluida pero disminuirá su resistencia. Asimismo al incrementar la cantidad de cemento en una mezcla se debe aumentar la cantidad del agua para que la mezcla no pierda trabajabilidad, pero el agua debe ser aumentada en menor cantidad para poder disminuir la relación agua cemento. La prueba de revenimiento es una prueba tangible de la trabajabilidad que tiene una mezcla.

Para una escala de 1/10 como la utilizada en este estudio, se puede utilizar el Grout comercial producido por Mixto Listo incrementando el cemento a 16%, 18% (Slump 16”), 20% para lograr resistencias nominales en el Microconcreto de 4000, 3000 y 5000 psi respectivamente. La resistencia nominal de un concreto siempre debe estar por debajo de la resistencia real calculada a los 28 días.

En un laboratorio estándar de concreto se deben hacer consideraciones en cuanto a los moldes para fundir las muestras y la instrumentación para probar dichas probetas. Normalmente se recomienda un tamaño de cilindro de 10 cms de alto por 5 cms de diámetro, así mantener la relación altura-diámetro de 2. Las pruebas a compresión deben ser realizada con una velocidad de carga considerablemente menor que la aplicada a cilindros normales de concreto.

Es mejor utilizar el mismo tipo de refuerzo en modelos que el que se utiliza en prototipos. Aunque se pueden hacer diseños con otros tipos de material, incluyendo alambre galvanizado y cables torchados, se perderá similitud con la viga prototipo. Aunque las corrugas son una característica muy importante en el refuerzo, existen otras formas de producir adherencia en varillas lisas. Al utilizar alambre del mismo material que las barras estructurales prototipo se asegura una mejor similitud que si se cambia el material. Para seguir con la similitud, es importante también mantener el acero en los estribos igual al acero del refuerzo longitudinal.

La fabricación de un modelo con un tamaño apto para ser maniobrado puede incluso resultar más fácil que una fundición real. Para el modelo presentado en este estudio, se pudo fundir una viga de costado, pudiendo así fundir la viga adecuadamente, y pudiendo hacer una mezcla más homogénea. La formaleta también puede ser fabricada con mayor facilidad ya que esta puede ser movilizada y ajustada con bastante espacio. Un inconveniente es que los taquitos o soportes que se utilizan en la vida real para mantener la armadura de refuerzo en lugar. La colocación de los estribos en el armado principal es otro inconveniente ya que éste debe ser ajustado con alambre mucho más delgado.

Se requiere de instrumentación especial para fundir adecuadamente un modelo de Microconcreto reforzado. En este estudio se utilizó un desarmador para hacer que los agregados penetraran bien dentro del armado, se utilizó un borrador eléctrico con una broca ajustada para simular el vibrador, y adicionalmente, un vibrador de inmersión para que vibren por contacto los modelos.

VI. RECOMENDACIONES

Se recomienda desarrollar otros tipos de modelos adecuados que traten de representar características individuales de los prototipos, de esta manera se pueden recaudar datos de los mismos, evaluar cómo se pueden mejorar y así poder mejorar un modelo más completo que simule mejor las características generales del prototipo.

Desarrollar modelos en donde se pierda la similitud directa de la geometría pero se escale directamente la carga, simultáneamente a modelos en donde se mantenga la escala geométrica pero se pierda la escala de la carga, de esta manera se pueden desarrollar comparaciones entre ambos estudios y así determinar cuál es de mayor validez científica.

Para poder mejorar el proceso de modelismo a nivel nacional se recomienda realizar más estudios generales del tema, incluyendo estudios de Microconcreto así como también de otros materiales de construcción a pequeña escala.

Se recomienda realizar estudios con escalas diferentes tanto de vigas como de otros elementos estructurales buscando adecuarlos a la instrumentación que se tiene en los laboratorios disponibles a nivel nacional.

Se recomienda a los centros académicos y centros de investigación nacionales invertir en equipos de mayor envergadura para permitir más y mejores tipos de pruebas en modelos a escala.

También desarrollar mezclas estándar cuya resistencia nominal sea conocida, así como se han desarrollado tipos de concreto comercial con resistencias nominales dadas.

Además hacer modelos de Microconcreto reforzado de manera simultánea, utilizando alambre galvanizado, cable torchado y alambre de amarre por separado para evaluar los cambios que sufre un modelo. Se recomienda también utilizar otros tipos de metal u otros tipos de elementos de acero como refuerzo en modelos.

Se recomienda también a los centros académicos o de investigación que inviertan en desarrollar algún tipo de maquinaria que sirva para formar deformaciones en las superficie de barras de acero lisas así poder desarrollar modelos de Microconcreto reforzado cuya adherencia entre ambos materiales esté garantizada.

Al mismo tiempo realizar estudios en donde se hagan modelos de vigas en las que se fundan varias vigas de manera horizontal y un número igual de vigas de manera vertical. De esta manera se puede determinar qué cambios pueden existir, si existe alguno, entre un método de fundición y otro.

Previo a realizar cualquier otro tipo de modelo a escala se recomienda realizar más repeticiones en las mezclas que se realizaron utilizando el Grout con variaciones de cemento para así poder tener muchos más valores y más curvas de resistencia tiempo. De esta manera se puede buscar desarrollar una tendencia de la resistencia como la mostrada en el presente estudio, pero basada en una población estadística mucho mayor.

Realizar algún estudio cuya finalidad sea evaluar el comportamiento completo de esfuerzo deformación en cilindros de Microconcreto.

Desarrollar estudios de Microconcreto y su comportamiento con distintos tipos de aditivos comerciales y el efecto que estos aditivos pueden tener con respecto a la similitud que presente el Microconcreto.

Llevar a cabo estudios cuya finalidad sea exclusivamente encontrar procedimientos y sistemas más eficientes para hacer fundiciones de Microconcreto reforzado. De esta manera se ayudará a los investigadores que deseen realizar modelos más complejos de Microconcreto reforzado.

Se recomienda profundizar la investigación de relación entre el Microconcreto y el concreto prototipo para así poder desarrollar estudios a pequeña escala de nuevos aditivos o materiales extra que se apliquen al concreto prototipo.

Como recomendación general, se sugiere que este trabajo continúe de manera general, para poder entender, generar y mejorar los materiales y procedimientos que involucran el proceso de modelismo, haciendo un mayor número de estudios que concluyan y recomienden para transmitir la experiencia adquirida durante el estudio y así incrementar la base de datos del tema de modelismo a nivel nacional.

VII. BIBLIOGRAFÍA

Fintel, Mark. 1985. *Handbook Of Concrete Engineering*. Van Nostrand Reinhold. Nueva York, Nueva York. 892 págs.

Gere, James M. 2002. *Mecanica de Materiales*. Thomson Learning. México. 926 págs.

Gergely, P. (1969). Splitting Cracks along the Main REinforcement in Concrete Members, Reporte de la Universidad de Cornell al Bureau Of Public Roads, Departamento de Transporte de Estados Unidos.

Harris, Harry y G. Sabnis. 1999. *Structural Modeling and Experimental Techniques*. CRC Press LLC. Boca Raton, Florida, EEUU. 789 págs.

Janney, J. R., Breen, J.E., y Geymayer, H. (1970). *Use of models in Structural engineering*, en Models for Concrete Structures, ACI SP-24, American Concrete Institute, Detroit, MI, pp. 1-18.

Kemp, G. (1971). Simply Supported, Two Way Prestressed Concrete Slabs under Uniform Load, tesis de Maestría, Structural Concrete Series No. 71-4. Universidad de McGill, Montreal.

McCormac, Jack. 2005. *Diseño de Concreto Reforzado*. Alfaomega. Mexico. 873 págs.

Newman, K. 1965. *The Structure and Engineering Propoerties of concrete*. Proceedings of the international symposiym on the theory of arch dams, Southampton, April, Pergamon Press, New York.

Nilson, Arthur y Winter, George. 1994. *Deiseño de Estructuras de Concreto*. McGraw-Hill Interamericana. Santafe de Bogotá, Colombia. 770 págs.

Park, Robert y Paulay, Thomas. 1975. *Reinforced Concrete Structures*. Wiley-Interscience. Canada. 769 págs.

Zia, P., White, R.N., y Van Horn, D.A. (1970). Principles of model analysis, en Models for Concrete Structures, ACI SP-24, American Concrete Institute, Detroit, MI., 19-39

VIII. APÉNDICES

Apéndice 1. Diseño de vigas pre y postensadas para puentes con Microconcreto, escala 1/10.

Para el diseño de vigas pre y postensadas se debe analizar la factibilidad de otros tipos de refuerzo. Es válido utilizar las mismas mezclas de concreto pero es necesario buscar acero que pueda ser tensado. Es recomendado comúnmente utilizar cables torchados para el ensamblaje de modelos de vigas pre y postensadas. Los cables torchados estudiados en el presente estudio como refuerzo para viga pueden ser una solución bastante viable para las vigas pre y postensadas. También pueden ser utilizadas cuerdas de guitarra, cuerdas de piano o cables de freno de bicicleta. Para estos últimos tres se deben realizar pruebas para encontrar su esfuerzo de fluencia, si es que este no se puede encontrar a nivel comercial.

Una vez seleccionado el tipo de refuerzo se debe planear la fabricación en sí del modelo. Normalmente las vigas postensadas tienen una forma en I como la mostrada en la Figura 66. Este tipo de forma es complicado de moldear con madera, por lo que sería más adecuado trabajar moldes de metal. Los moldes pueden ser ajustados a la mitad con bisagras para poder fundir por capas y poder vibrar adecuadamente el concreto. Al fundir la primera parte se puede cerrar la bisagra y ajustar con una trabe en su parte superior. De esta manera se puede fundir el resto de la viga. De igual manera a como se fundió la viga en este estudio, se puede utilizar vibradores de contacto o incluso si lo permite el presupuesto se pueden ajustar a la misma formaleta. Sería adecuado agregar antisol a la parte superior para evitar la pérdida de humedad excesiva. Se debe tomar en cuenta que la formaleta debe incluir agujeros en sus extremos, por los cuales pasarán los cables que se utilicen para la pre o postensión.

Los cables deben quedar ajustados a un apoyo fijo en un extremo, lo cual se puede ajustar con un perno o tornillo como se mostró en la Figura 46. En el otro extremo se debe ajustar un gato hidráulico que resista la capacidad de postensado que se quiere lograr. Es importante que las características del gato permitan incremental la fuerza gradualmente en incrementos proporcionados para no dañar los cables.

Las pruebas a las vigas pueden ser realizadas de igual manera a como fueron realizadas para este estudio.

Figura 66. Sección típica de viga pre o postensada.

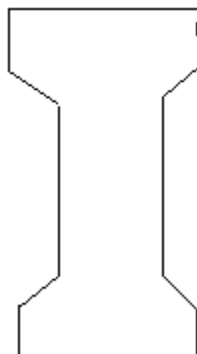
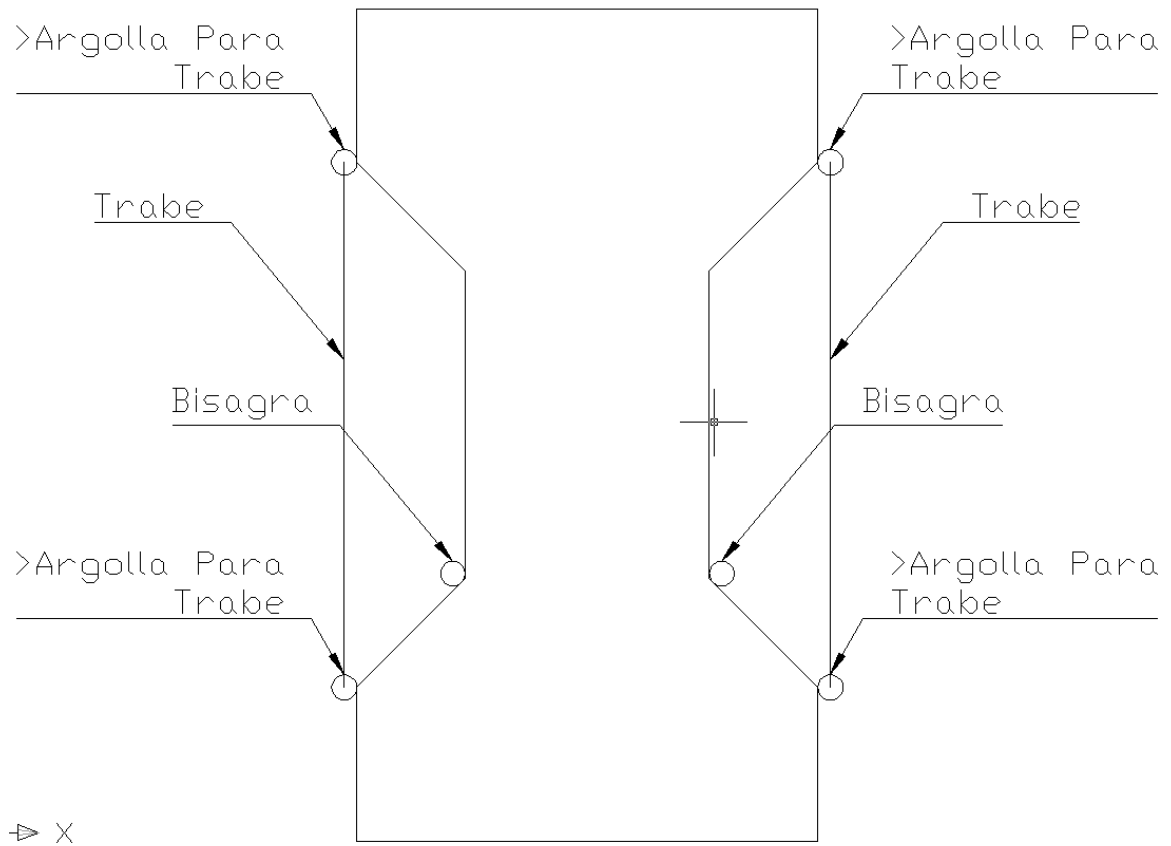


Figura 67. Propuesta de molde metálico para vigas pre o postensadas.



PREFACIO

En este trabajo nace del deseo por empezar una serie de estudios en donde se desarrolle el modelismo en Guatemala, para tener un medio más de estudio académico, y poder desarrollar un nuevo campo dentro de la investigación en Ingeniería Civil a nivel nacional. El estudio empezó en agosto de 2008 y culminó en agosto de 2009. La dificultad principal que se encontró para desarrollar el trabajo fue que por la falta de interés por la investigación en el gremio de la construcción, fue difícil encontrar información bibliográfica a nivel nacional y latinoamericano lo cual postergó el trabajo casi 6 meses. Una vez encontrada información se logró hacer una alianza con el Centro Tecnológico de Cemento Progreso (CETEC), quienes brindaron apoyo técnico, material y brindaron incondicionalmente sus instalaciones para la realización de pruebas.

Agradezco al Centro Tecnológico de Cementos Progreso (CETEC) especialmente a los Ingenieros Estuardo Herrera y Mario de León quienes brindaron su asesoría técnica, absoluto apoyo y colaboración e hicieron que el desarrollo del presente trabajo fuera posible. Adicionalmente quisiera agradecer también al personal de laboratorio por brindarme la facilidad de presenciar y documentar las pruebas realizadas. Quisiera agradecer especialmente a los trabajadores de CETEC que ayudaron en la realización de las mezclas y la fundición de vigas por su amabilidad, curiosidad y animo trabajo durante la fundición de las mismas. Quisiera agradecer al Ingeniero Roberto Godo, que por su afán de investigar, enseñar y emprender me encamino hacia una investigación sumamente ilustrativa y de impacto profesional. Finalmente agradezco a:

Mis padres por ser un modelo de perseverancia, honestidad y trabajo duro, además de brindarme su apoyo incondicional y todo su cariño.

Andrea Juárez por ser un ejemplo de dedicación a seguir, inspirarme a ser cada día mejor, y brindarme su cariño incondicional.

Mis hermanos por su apoyo, afecto y disponibilidad.

Mis sobrinos por ser mi inspiración y ser ellos las personas a las cuales les transmito mi ejemplo.

y a mis amigos por su amistad, compañerismo y por estar allí incondicionalmente.

ÍNDICE

	Página
PREFACIO	v
LISTA DE CUADROS	vii
LISTA DE FIGURAS	viii
LISTA DE GRÁFICOS	x
RESUMEN	xi
Capítulos	
I. INTRODUCCIÓN.....	1
A. Objetivos	2
1. General	2
2. Específicos	2
II. MARCO CONCEPTUAL.....	4
A. Introducción del modelismo en la ingeniería estructural	4
B. Teoría de los modelos estructurales.....	8
C. Materiales para modelos inelásticos de concreto.....	10
D. Barras de refuerzo	38
E. Técnicas para la fabricación de modelos	56
F. Principios y aplicaciones de la instrumentalización	60
G. Sistemas de carga y técnicas de laboratorio	61
H. Efectos de tamaño, precisión, confiabilidad de los sistemas de materiales y modelos	62
III. METODOLOGÍA.....	65
A. Recopilación de información.....	65
B. Desarrollo del modelo	65
C. Resistencia del modelo.....	79
IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	81
A. Concreto prototipo	81
B. Microconcreto.....	81
C. Acero de refuerzo	96
D. Modelo de viga simplemente reforzada.....	99
V. CONCLUSIONES.....	103
VI. RECOMENDACIONES	105
VII. BIBLIOGRAFÍA.....	107
VIII.APÉNDICES	¡Error! Marcador no definido.

LISTA DE CUADROS

Cuadro	Página
1. Escalas típicas según material y tipo de modelo.....	6
2. Serie de vigas sin refuerzo.	27
3. Resistencia a la tensión de cilindros de Microconcreto.	31
4. Requerimientos dimensionales para alambre de acero corrugado para refuerzo de Microconcreto.....	44
5. Propiedades geométricas del refuerzo prototipo y modelo.	52
6. Propiedades mecánicas de los refuerzos a escala de 1/3.	52
7. Parámetros de diseño de las mezclas prototipo.	67
8. Parámetros significativos en las mezclas de Microconcreto.	68
9. Porcentaje de la resistencia esperada según el tiempo.	69
10. Resultados de resistencia a 3, 7 y 28 días de los cilindros de concreto prototipo.	81
11. Resultados de resistencia y revenimiento para las mezclas de Microconcreto.	81
12. Fecha de hechura de las mezclas de Microconcreto.	82
13. Porcentaje de la resistencia alcanzada en la pruebas de 3, 7, 14 y 28 días en la mezcla 1.	83
14. Porcentaje de la resistencia alcanzada en las mezclas proyectando los porcentajes de la mezcla 1.	84
15. Porcentajes de resistencia adquirida según extrapolación.	91
16. Resistencias obtenidas en las pruebas de 3, 7, 14 y 28 días	92
17. Porcentaje de resistencia alcanzada a cada edad.	96
18. Propiedades de los materiales probados	97
19. Prueba a tensión del alambre galvanizado.....	97
20. Prueba a tensión del cable torchado	98
21. Resultados generales de los modelos de vigas simplemente reforzadas.....	99
22. Cortante máximo para cada viga	101

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
1. Curvas esfuerzo deformación para cilindros de 15x50 mm de Microconcreto.....	14
2. Curvas de esfuerzo deformación para cilindros de Microconcreto de 2x4 in sometidos a compresión.....	14
3. Comparación del comportamiento esfuerzo deformación del concreto real y el Microconcreto.....	15
4. Comparación de las curvas esfuerzo deformación de varios concretos.....	16
5. Curvas esfuerzo deformación no dimensional para concreto en compresión.....	16
6. Curvas de esfuerzo deformación para diferentes intensidades y duraciones de carga de compression axial.....	17
7. Efectos de las relaciones Agua Cemento y Agregado Cemento en las propiedades elásticas de morteros.....	18
8. Efecto de los agregados en el módulo de elasticidad.....	19
9. Efecto de la razón de deformación bajo cargas de compresión.....	19
10. Razón de pérdida de humedad del Microconcreto en ambientes controlados.....	20
11. Resistencia a la compresión de concreto secado en laboratorio.....	21
12. Curvas de Resistencia-tiempo de cilindros de Microconcreto.....	22
13. Efecto de la temperatura en el curado del concreto y su efecto en la Resistencia a la compresión.....	23
14. Variación de la desviación estándar con la media de Resistencia a la compresión de varios tipos de estructuras de concreto.....	24
15. Variación de la desviación estándar de la media de una Resistencia a la compresión para especímenes de concreto.....	24
16. Curvas de granulometría desarrolladas en Ithaca, NY.....	27
17. Variación de la fibra extrema ante esfuerzo de tensión según su tamaño.....	28
18. Efecto de la razón de carga en el módulo de ruptura.....	29
19. Distribución del esfuerzo en pruebas de partimiento en cilindros.....	30
20. Relación entre la Resistencia a la tensión y la Resistencia a la compresión de cilindros.....	31
21. Curvas de Resistencia a la tensión vs. Edad para morteros.....	32
22. Relación entre Resistencia a la tensión y Resistencia a la compresión.....	33
23. Relación entre la Resistencia a la compresión y Resistencia a la compresión.....	33
24. Especificación de una curva esfuerzo deformación hipotética para ser modelada.....	35
25. Esquema de las relaciones funcionales existentes entre la propiedad E_s y los parámetros W/C, edad, y porcentaje de volumen de agregados.....	36
26. Relación entre las propiedades especificadas y los parámetros importantes.....	36
27. Curva esfuerzo deformación para acero A36 y otros tipos de acero.....	40
28. Pasos recomendados para producir refuerzo para modelos.....	
29. Curva esfuerzo deformación de alambres.....	
30. Características geométricas de las barras de refuerzo utilizadas en (a) Refuerzo prototipo (b) refuerzo modelo.....	43
31. Curva esfuerzo deformación de alambre de refuerzo.....	44
32. Características de carga deformación del refuerzo.....	45
33. Curvas de esfuerzo deformación para barras D2, D3, D4.....	45
34. Efecto del tratamiento con calor de los alambres deformados: a) resistencias de fluencia y a tensión; b) porcentaje de elongación.....	46
35. Deformómetro de la Universidad de Cornell.....	47
36. (a) Modelo de refuerzo conseguido comercialmente en Estados Unidos, (b) Modelos desarrollados en la Universidad de Cornell.....	48

37. Resistencia a la fluencia relativa del refuerzo vs. Tiempo de cocido a 1000°F.	48
38. Método para deformar alambre.	49
39. Curvas de esfuerzo deformación del refuerzo.	49
40. Máquina para deformar alambre de la Universidad de Drexel.	50
41. Barras de refuerzo prototipo.	50
42. Ejemplos de alambre deformado de la Universidad de Drexel.	51
43. Curvas esfuerzo deformación para alambres de preesfuerzo.	53
44. Curvas esfuerzo deformación para cables de alta Resistencia. (a) Cables de acero inoxidable; (b) cables de presfuerzo para escala de 1/6.	54
45. Detalle de sistema de presfuerzo.	57
46. Detalle del final de una viga.	58
47. Detalle del equipo de presforzado.	58
48. Sistemas para ajuste de presfuerzo.	59
49. Marco presforzado.	59
50. Parámetros que afectan en nivel de precisión de un modelo.	62
51. Moldes hechizos para los pequeños cilindros de concreto.	69
52. Pruebas realizadas a los cilindros de concreto.	70
53. Prueba de resistencia de materiales para refuerzo.	71
54. Vista panorámica de la formaleta utilizada para el modelo.	73
55. Vista lateral de formaleta.	73
56. Vista frontal de formaleta.	73
57. Vista de los alambres de ajuste lateral.	74
58. Vista de los taquitos de apoyo inferior.	74
59. Proceso artesanal para el armado de refuerzo.	76
60. Estribos utilizados como refuerzo de corte.	76
61. Estribos utilizados como refuerzo de corte.	77
62. Amarre entre estribos y refuerzo principal.	77
63. Vibrado de inmersión para el modelo.	78
64. Vibrado de contacto para el modelo.	78
65. Fundición de la viga.	79
66. Sección típica de viga pre o postensada.	108
67. Propuesta de molde metálico para vigas pre o postensadas.	109

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico	Página
1. Comportamiento de la resistencia en el tiempo (Mezcla 1).....	85
2. Comportamiento de la resistencia en el tiempo (Mezcla 2).....	85
3. Comportamiento de la resistencia en el tiempo (Mezcla 3).....	86
4. Comportamiento de la resistencia en el tiempo (Mezcla 4).....	86
5. Comportamiento de la resistencia en el tiempo (Mezcla 5).....	87
6. Resistencia de las 5 mezclas realizadas.	87
7. Extrapolación a 28 días (Mezcla 2).....	88
8. Extrapolación a 28 días (Mezcla 3).....	88
9. Extrapolación a 28 días (Mezcla 4).....	89
10. Extrapolación a 28 días (Mezcla 5).....	89
11. Extrapolación a 28 días de las 5 mezclas realizadas.	90
12. Porcentajes alcanzados en los periodos de tiempo por las 5 mezclas realizadas.....	91
13. Gráfica fuerza deformación para las pruebas con alambre galvanizado.	98
14. Gráfica fuerza deformación para las pruebas de cable torchado.....	99

RESUMEN

El objetivo principal de este trabajo de investigación es sentar las bases teóricas para el proceso de modelismo. Principalmente se trató acerca del Microconcreto reforzado, su desarrollo y diseño. Se pretende que este estudio inste a otros investigadores a realizar estudios más profundos en donde se expanda el tema de modelismo finalmente logrando una gran base de datos. Con una base de datos con varias investigaciones basadas en teorías del modelismo ya existentes, se puede considerar utilizar el proceso de modelismo para diseño y construcción. Como parte del proyecto se desarrolló el primer modelo de Microconcreto en Guatemala, una viga simplemente reforzada.

Se realizó una recopilación de información contando con un libro llamado *Structural Modeling and Experimental Techniques* por Harry Harris y Gajanan Sabnis. Este libro es una recopilación en sí de otros estudios realizados en Centros de Investigación y Universidades de Estados Unidos, Europa y Asia. Estudiando la información recolectada se logró identificar un proceso de modelismo en el cual se trata al modelo como un proyecto de ingeniería. Este proceso se siguió paso a paso para desarrollar los materiales y el modelo final.

La primera parte del proceso de modelismo trata del planeamiento inicial en el cual se identifica el alcance del estudio. Una vez identificado el alcance pueden determinar la similitud, las características a obviar, el tipo de modelo y la escala a la cual se trabajará. Una vez determinada la escala a la que se trabajará se desarrollan los materiales.

El desarrollo de los materiales es el paso en el cual se determina el comportamiento que tendrá el modelo. Este proceso puede convertirse en un arduo proceso de prueba y error. En cuanto al concreto se tuvo que estudiar cómo representar a escala sus características, para lo cual se tuvo que desarrollar una mezcla similar, pero con agregados más pequeños. Posteriormente se desarrollaron varias mezclas con distintos contenidos de cemento y agua, y se sometieron a pruebas de compresión para evaluar su comportamiento y escoger alguna de estas mezclas para utilizar en el modelo final. De estas mezclas se logró obtener Microconcreto con resistencia de 3000, 4000 y 5000 psi.

En cuanto a la representación del acero de refuerzo, fue necesario identificar entre materiales distribuidos comercialmente que pudieran representar las propiedades de las barras prototipo. Se buscó utilizar barras corrugadas pequeñas, alambre liso, alambre galvanizado y cable torchado. De estos materiales fue necesario hacer pruebas de tensión al alambre galvanizado y al cable torchado para determinar sus esfuerzos de fluencia y último. Al final se escogió utilizar el alambre de amarre por su facilidad para la fabricación y similaridad con el refuerzo prototipo.

Por último se diseñó una formaleta y un proceso de fabricación de modelo basado en facilidad, efectividad y similitud. Se fundieron tres modelos de viga simplemente reforzada a una escala de 1/10 y se probaron a flexión a los 14 días.