



Escola de Camins

Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

TESI DE MÀSTER

Màster

Ingeniería Estructural y de la Construcción

Títol

**Resistencia al fuego de pilares esbeltos de
hormigón**

Autor/a

Gregorio Evanoes Valdez Quezada

Tutor/a

Jesús Miguel Bairán García

Intensificació

Estructuras

Data

Octubre 2013

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, agradecer a Dios por darme la posibilidad y dicha de vivir esta gran experiencia, viajar a un país lejano, con una cultura diferente, y crecer como persona y profesional. Gracias por siempre estar en cada paso de mi vida.

En segundo lugar agradecer a mi querida familia, mis padres, Maritza y Luis , mi abuelita bia, a mi hermana Nore y mi hermano Luisito por estar ahí, por su apoyo brindado, por sus consejos, por hacer de quien soy hoy, este logro no es solo mío también es de ustedes los amo.

A mi tío Rafael y mi tía chicha, por a pesar de distancias darme ánimos y apoyo, también a todas mis tías y tíos que de una forma u otra han aportado motivación para el logro que hoy consigo.

Además debo de agradecer a mi tutor Jesús Miguel Bairan, gracias por todo el tiempo y el empeño dedicado para que este trabajo saliese bien. Es un gran ejemplo a seguir, aprendí bastante de usted.

A mis hermanos Stendhal, Rubén, Favio y carlitos gracias por compartir la experiencia y ayudarme a madurar como persona y como profesional, he crecido bastante gracias a sus consejos.

A doña Betania Vicioso, Guaroa Ramírez y Idelcia Sánchez, que a través del teléfono y mensajes de texto siempre se preocuparon por cómo iba en este recorrido, gracias por su apoyo y sus palabras de motivación.

A doña Andrea García por sus consejos y por todo su apoyo brindado cuando llegue a esta ciudad, muchas gracias por todo.

A Ángel Paulino Duval Amador, que a pesar de no conocerme, cuando no tenía lugar donde quedarme me recibió en su casa y me brindo gran apoyo, gracias por la solidaridad y hospitalidad brindada.

A quienes encontré cuando llegue a un lugar desconocido, amigos que me recibieron en el aeropuerto y me guiaron e indicaron el camino a seguir, fueron un ejemplo, Johana Prado, Yeiry Rodríguez, José Manuel Peguero y Ricardo Mateo muchas gracias.

A mi familia en Barcelona mis amigos, Persia melisa, Letty, Flor, Carleny, Arisleidy José Ernesto (Villa), Lalín, Aníbal, Jatna, Edwin Ramírez, Marlix, Marlyn, Celio, Anita, Johanny, Elaine, Manuel, Edwin peralta, Ballenilla, Richard, y Ilonca, gracias por su amistad y por estar ahí siempre, en mí siempre tendrán un amigo.

A mis compañeros de clases en especial a los que en este tiempo se han convertido en verdaderos amigos. Por ultimo a personas que a pesar del poco tiempo de conocerlas se quedaran con parte de mi cuando me marche, gracias

Gracias a todos.

RESUMEN

La comprobación de la resistencia a fuego de elementos estructurales aislados consiste en determinar si los mismos son capaces de soportar una cierta fracción de la carga de cálculo en situación normal durante un tiempo de exposición dado al fuego de referencia. Tanto la normativa EHE-08 como el Eurocódigo 2 (EN1992) proponen métodos simplificados de verificación basados en tablas según las cuales, se indican dimensiones y recubrimientos mínimos para resistir un tiempo de exposición dado. Sin embargo, se observan ciertas diferencias e incongruencias importantes.

Por un lado, la normativa EHE-08 ni indica límites claros de esbeltez o excentricidades en los que es aplicable el método simplificado, tampoco se especifica de forma clara cuál es la fracción de la carga que se garantiza en el pilar. Por otro lado, el eurocódigo 2 indica una serie de valores límite de carga y excentricidades pero indica que el método solo es aplicable en estructuras intraslacionales, lo cual es una limitación importante para muchas situaciones prácticas.

En esta tesina se calibra y utiliza un modelo de análisis no lineal, desarrollado en el Departamento de Ingeniería de la Construcción, basado en la teoría de la columna modelo y la respuesta local de secciones rectangulares de hormigón. Se utiliza una base de datos de diferentes curvas isotermas para diferentes dimensiones y tiempos de exposición, así como los efectos del fuego en las propiedades mecánicas del hormigón y el acero. Se realiza un estudio paramétrico para determinar los parámetros más significativos y se extraerán conclusiones sobre los límites de aplicabilidad de los métodos simplificados de las normativas española y el EC2 y se realizan recomendaciones para un posible método simplificado aplicable a elementos traslacionales.

ABSTRACT

Design of isolated elements to fire requires verifying if the element can withstand a certain fraction of the design load in the normal situation for a given exposure time reference fire. Both Spanish EHE-08 and the Eurocode 2 (EN1992) codes propose simplified methods for this verification based on tables which indicate minimum dimensions and concrete cover to resist a given exposure time. However, there are certain important differences and inconsistencies.

On one hand, the EHE -08 code does not indicate clear limits of slenderness, eccentricities axial loads in order for its simplified method to be applicable which are applied in the simplified method. On the other hand, the Eurocode 2 shows a series of load limits and eccentricities, but it is only applicable in braced structures, which is a major limitation for many practical situations.

For this purpose, in this thesis it will be used a nonlinear analysis model to conduct to study on the behavior of isolated columns under fire conditions. The model was developed at the Department of Construction Engineering, it is based on the theory of the model column and the local response of concrete rectangular sections. To that aim, a database of temperature distributions under different fire scenarios is needed, as well as suitable constitutive models for the effects of fire temperatures in the mechanical properties of concrete and steel. A parametric study is carried out to determine the most significant parameters and draw conclusions and recommendations for possible simplified method applicable to translational elements.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	5
1.1. OBJETIVOS DEL ESTUDIO	6
1.2. ESTRUCTURA DEL DOCUMENTO	6
2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO	7
2.1. INTRODUCCIÓN	7
2.1.1. OBJETIVOS DEL CAPÍTULO	7
2.1.2. ESTRUCTURA DEL CAPÍTULO	7
2.2. ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO SOMETIDAS A FUEGO	8
2.2.1. CURVA DE FUEGO DE DISEÑO	8
2.2.2. COMPORTAMIENTO DE EL HORMIGON SOMETIDO A ACCION DEL FUEGO	12
2.2.3. COMPORTAMIENTO DE BARRAS DE ACERO SOMETIDAS A LA ACCION DEL FUEGO	22
2.3. CONSIDERACIONES DE LA EHE PILARES DE HORMIGON SOMETIDOS A FUEGO	26
2.3.1. METODO SIMPLIFICADO	28
2.4. CONSIDERACIONES EC2 PARTE 1-2 PILARES DE HORMIGON SOMETIDO A FUEGO	29
2.4.1. METODO A	35
2.4.2. METODO B	37
2.5. ESBELTEZ EN PILARES DE HORMIGON	39
2.5.1. CONSIDERACIONES EHE	39
2.6. METODO DE LA COLUMNA MODELO	42
3. MODELO NUMERICO	47
3.1. INTRODUCCION	47
3.1.1. OBJETIVOS DEL CAPITULO	47
3.1.2. ESTRUCTURA DEL CAPÍTULO	48
3.2. MODELO NUMERICO	48
3.2.1. PROGRAMA FIRECOL	48
3.3. GENERACION DE ISOTERMAS	49
3.3.1. PROGRAMA SAFIR 2012	50
3.3.2. ISOTERMAS SECCIONES TIPICAS DE PILARES DE HORMIGON	51
3.3.3. DEFINICION DE CURVAS ISOTERMAS	51
3.4. VALIDACION DEL MODELO	52
3.4.1. MEDIDAS DE MEDIA, DESVIACION TIPICA Y COEFICIENTES DE VARIACION	52
4. REALIZACION DE ESTUDIOS PARAMETRICOS	57
4.1. INTRODUCCIÓN	57

4.1.1.	OBJETIVOS DEL CAPÍTULO.....	57
4.1.2.	ESTRUCTURA DEL CAPITULO.....	57
4.2.	ESTUDIO PARAMETRICO VALORES TABLA EHE.	58
4.2.1.	GENERACION DIAGRAMAS DE INTERACCION.....	58
4.3.	ESTUDIO PARAMETRICO VALORES TABLA METODO A EC2.	59
4.3.1.	GENERACION DE DIAGRAMAS DE INTERACCION.....	59
5.	ANALISIS DE RESULTADOS	61
5.1.	INTRODUCCIÓN.....	61
5.1.1.	OBJETIVOS DEL CAPÍTULO.....	61
5.1.2.	ESTRUCTURA DEL CAPÍTULO.....	61
5.2.	ANALISIS DE RESULTADOS ESTUDIO PARAMETRICO VALORES TABLA EHE Y TABLA METODO A EUROCODIGO 2 PARTE 1-2.	62
5.2.1.	ESTIMACION DE LA PERDIDA DE CAPACIDAD DE CARGA	62
5.2.2.	EVOLUCION DEL FACTOR DE CARGA (M_{F1}) EN SECCIONES TABLA EHE	62
5.2.3.	EVOLUCION DEL FACTOR DE CARGA (M_{F1}) EN SECCIONES TABLA METODO A EUROCODIGO 2 PARTE 1.2.	63
5.3.	LIMIETES DE APLICABILIDAD DE LA TABLA A.6.5.2 DE LA EHE.....	64
5.3.1.	FACTOR DE CARGA Y ESBELTECES	64
5.4.	INFLUENCIA DE LA TRASLACIONALIDAD EN PILARES AISLADOS SOMETIDOS A FUEGO.....	69
6.	RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO	73
6.1.	INTRODUCCIÓN.....	73
6.1.1.	OBJETIVOS DEL CAPITULO.....	73
6.1.2.	ESTRUCTURA DEL CAPITULO.....	73
6.2.	METODO SIMPLIFICADO PARA EL DISEÑO DE PILARES TRASLACIONALES DE HORMIGON ARAMDO SOMETIDOS A FUEGO.....	73
6.2.1.	SECCIONES INSTRUCCION DE HORMIGON ESTRUCTURAL – EHE	74
6.2.2.	SECCIONES METODO A EUROCODIGO	79
7.	CONCLUSIONES Y FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACION.....	85
7.1.	INTRODUCCIÓN	85
7.1.1.	OBJETIVOS DEL CAPITULO.....	85
7.2.	CONCLUSIONES	86
7.3.	FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....	87
BIBLIOGRAFÍA.....		89
1.	ANEXOS	91

1.1.	CURVAS ISOTERMAS SECCIONES TIPICAS, SALIDAS DEL PROGRAMA SAFIR.....	91
1.2.	TABLA VALIDACION DEL MODELO.....	117
1.3.	RESULTADOS FIRECOL MÉTODO SIMPLIFICADO EHE	120
1.3.1.	DIAGRAMAS DE INTERACCION SECCIONES METODO SIMPLIFICADO EHE-08.....	120
1.4.	ANALISIS DE RESULTADOS MEDODO SIMPLIFICADO EHE	168
1.4.1.	EVOLUCION DEL FACTOR DE CARGA (M_{Fi}).....	168
1.5.	RESULTADOS FIRECOL MÉTODO A EUROCODIGO	198
1.5.1.	DIAGRAMAS DE INTERACCION.....	198
1.6.	ANALISIS DE RESULTADOS MEDODO A EC2 PARTE 1-2	235
1.6.1.	EVOLUCION DEL FACTOR DE CARGA (M_{Fi}).....	235

INTRODUCCIÓN

CAPÍTULO 0

El hormigón armado sometido a la acción del fuego presenta un comportamiento en donde la capacidad portante de elemento va disminuyendo debido a la pérdida de sección así también debido a la pérdida de la armadura que pueda tener el elemento sometido a mencionada acción. La acción de fuego es considerada en las estructuras de dos maneras, como función separadora y como función portante, esto es para evitar que el fuego o humo se propaguen a otras zonas de la estructura así también para garantizar que la estructura permanezca estable durante un periodo de tiempo tal que se pueda realizar la evacuación total de la estructura.

Las normativas EHE y Eurocódigo 2 parte 1.2 para garantizar la estabilidad estructural plantean métodos simplificados estimando las dimensiones y recubrimientos mínimos de pilares de hormigón sometidos a diferentes periodos de exposición al fuego. La Normativa EHE no indica límites claros de esbeltez o excentricidades en los que es aplicable el método simplificado, tampoco especifica de forma clara cuál es la fracción de la carga que se garantiza en el pilar. Por otro lado el Eurocódigo 2 parte 1.2 indica una serie de valores límites de carga y excentricidades pero indica que el método solo es aplicable en estructuras intraslacionales, lo cual es una limitación importante para muchas situaciones prácticas.

En vista a estas incongruencias y diferencias importantes entre ambas normativas, para definir los límites de validez del método simplificado de la EHE así también para ver la influencia de la traslacionalidad y esbeltez en pilares de hormigón sometidos a fuego se planteara el uso de un modelo de análisis no lineal, desarrollado en el Departamento de Ingeniería de la Construcción, basado en la teoría de la columna modelo y la respuesta local de secciones rectangulares de hormigón.

Para la implementación del modelo se debe disponer de una base de datos de diferentes curvas isotermas para diferentes dimensiones y tiempos de exposición, así como del comportamiento de las propiedades mecánicas del hormigón y el acero ante los efectos del fuego. Con el modelo se realizará un estudio paramétrico para determinar los parámetros más significativos y se extraerán conclusiones y recomendaciones para un posible método simplificado aplicable a elementos traslacionales.

1.1. OBJETIVOS DEL ESTUDIO.

El objetivo principal de esta tesis es definir la resistencia a fuego de pilares considerando su esbeltez y traslacionalidad, tanto en la normativa EHE y en el Eurocódigo 2 parte 1.2; para ello se deben cumplir los siguientes objetivos específicos:

- Definir los límites de validez del método simplificado de la EHE-08.
- Estudiar la influencia de la traslacionalidad y esbeltez de pilares aislados sometidos a fuego.
- Proponer recomendaciones para un posible método simplificado de diseño de elementos traslacionales frente a fuego.

1.2. ESTRUCTURA DEL DOCUMENTO

- Estudio del estado del conocimiento.
- Modelo numérico.
- Realización de estudios paramétricos.
- Análisis de resultados.
- Recomendaciones para el diseño.
- Conclusiones y futuras líneas de investigación.
- Bibliografía.
- Anexos.

ESTADO DEL CONOCIMIENTO

CAPÍTULO 2

2.1. INTRODUCCIÓN.

A pesar de que los pilares esbeltos de hormigón presentan un comportamiento frente a inestabilidad, son de uso muy práctico hoy día, sin embargo en las normativas de estructuras de hormigón sometidas a fuego este tipo de elementos no es considerado, destacándose más en estas los pilares de hormigón sometidos a fuego sin tomar en cuenta la esbeltez .

Todas las estructuras sometidas a la acción del fuego deben ser evaluadas con una curva de fuego de diseño, la cual predice de manera probabilística los posibles efectos de un incendio durante un periodo de tiempo. Es importante destacar que frente al fuego los materiales se comportan de maneras distintas y que dado que el hormigón armado está compuesto por hormigón y barras de acero, se tratara los efectos de las acciones térmicas en ambos materiales.

Existen métodos de diseños simplificados para pilares de hormigón sometidos a fuego pero sin tomar en consideración la esbeltez, tanto las normativas EHE como el Eurocódigo parte 1-2, presentan métodos que nos ayudan a determinar las dimensiones y recubrimientos más favorables frente a una acción de fuego determinada. Por su parte la esbeltez en pilares de hormigón en normativas impone límites tanto inferiores como superiores para la consideración o no de los efectos de inestabilidad de los mismos.

2.1.1. OBJETIVOS DEL CAPÍTULO.

Para lograr comprender mejor el comportamiento de pilares esbeltos de hormigón sometidos a fuego, se plantean para este capítulo los siguientes objetivos:

- Revisar la literatura acerca de los pilares de hormigón sometidos a fuego, haciendo énfasis en su comportamiento estructural.
- Argumentar la importancia del estudio de traslacionalidad en pilares sometidos a fuego.
- Revisar los métodos de diseño de pilares de hormigón sometidos a fuego presentados en la EHE 08 y el EC2 parte 1-2.

2.1.2. ESTRUCTURA DEL CAPÍTULO.

El estado del arte se estructura en cuatro apartados. El 2.2 trata lo concerniente a estructuras de hormigón armado sometidas a fuego, donde se proporciona una definición de las curvas de fuego de diseño y se plantean el comportamiento mecánico tanto del hormigón como de las barras de acero ante la acción del fuego.

El apartado 2.3 referido a las consideraciones de la normativa EHE, busca exponer en qué consiste el método simplificado para la estimación de las dimensiones y recubrimientos de secciones de pilares de hormigón sometidos a la acción del fuego. Por otro lado, en el apartado 2.4 se plantea las consideraciones de la normativa Ec2 parte 1-2, presentando el método A y el método B usados para diseñar y estimar las dimensiones y recubrimientos de pilares garantizando la estabilidad de los mismos de los trabajos estudiados.

Por último en los apartados 2.5 y 2.6 tratamos la esbeltez en pilares de hormigón y el método de las columnas modelo, en donde veremos como la traslacionalidad y los efectos de segundo orden pueden afectar una estructura de hormigón armado.

2.2. ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO SOMETIDAS A FUEGO.

2.2.1. CURVA DE FUEGO DE DISEÑO.

Un incendio real en un edificio se comporta según el balance de masa y energía en el interior de la zona de la estructura donde se produce. La energía se desprende según la cantidad y tipo del combustible y según las condiciones de ventilación presentes. Las fases en las que se desarrolla un incendio son: crecimiento, desarrollo máximo y cese. El punto de inflamación es el punto en el que todos los materiales se queman espontáneamente, justamente posterior a este punto es que se produce un incremento mucho más rápido de temperatura.

La determinación de la resistencia al fuego de las estructuras se basa en unas curvas estandarizadas tomadas de resultados de una prueba a elementos estructurales dentro de un horno a diferentes temperaturas y sometidos a cargas, dicha curva está en función a la temperatura y al tiempo de exposición. El tiempo de resistencia al fuego, en muchos reglamentos para edificación, se basa en la curva acordada internacionalmente, de tiempo-temperatura definida en la ISO834, que no representa ningún tipo de fuego natural. Se caracteriza por una temperatura ambiente que crece continuamente con el tiempo, pero a una intensidad reducida.

En la normativa española EHE-08 la resistencia al fuego normalizado viene dada por la curva de tiempo-temperatura UNE-EN 1363-1, siendo el tiempo máximo de exposición el tiempo en el que la estructura pierde la capacidad de satisfacer las funciones requeridas, dicho tiempo máximo se expresa en minutos según una escala que establece la UNE-EN 13501-2, siendo los tiempos establecidos en la escala de:

30 min	90 min	180 min
60 min	120 min	240 min

La curva de calentamiento o estándar está definida por la norma internacional ISO 834 y ha sido incluida en la norma española UNE-EN ISO 1363-1 se define por la expresión (2.1).

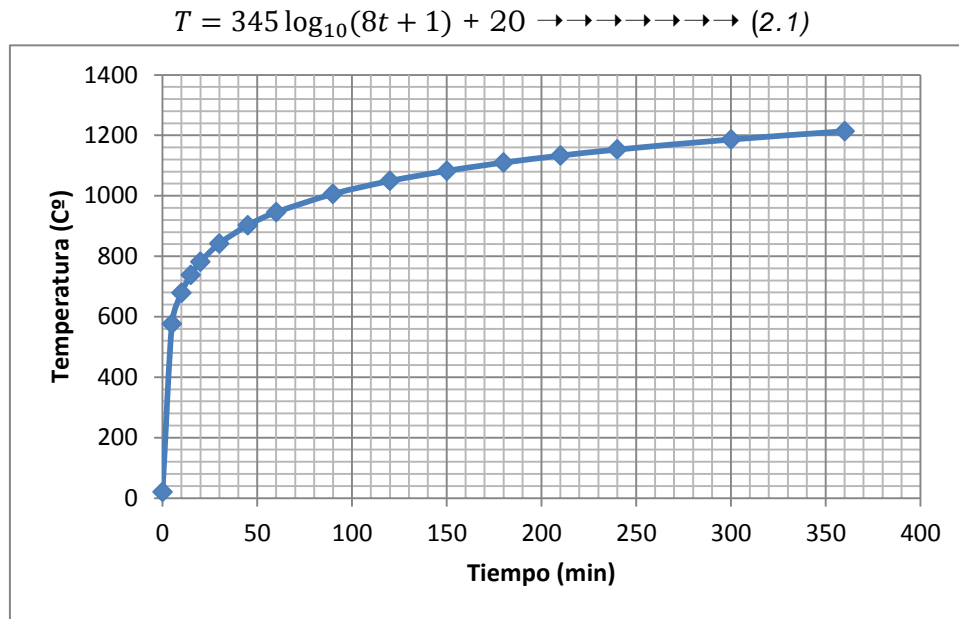


Figura 2.1 Curva de calentamiento o estándar (ISO 834)

La curva mostrada en la figura 2.1 se ha convertido en una curva estándar que se usa para pruebas de elementos en horno. El valor mencionado del tiempo de resistencia al fuego no indica, por lo tanto, el tiempo real en el que un elemento de un edificio pueda resistir.

Adicionalmente en la realidad es posible identificar situaciones donde las condiciones consideradas en la UNE – EN 1363 - 1 no se ajusten apropiadamente a las condiciones de un incendio determinado. Esto se debe a los materiales expuestos al fuego así como el contorno o escenario en donde ocurre el incendio. Es por ello que en las normas UNE – EN 1363 – 2 se identifican otros 3 regímenes de calentamiento alternativos, que emplean situaciones muy específicas.

- La Curva de hidrocarburos mostrada en la figura 2.2 es utilizada en industria petroquímica y refinerías ya que existe un riesgo de exposición a fuegos muy intensos como los que se producen en tanques de combustibles, caracterizados por sus muy altas temperaturas y su rapidez en el crecimiento de la misma. La ecuación que define esta curva se muestra en la (2.2).

$$T = 1080(1 - 0.325e^{-0.167t} - 0.675e^{-2.5t}) + 20 \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow (2.2)$$

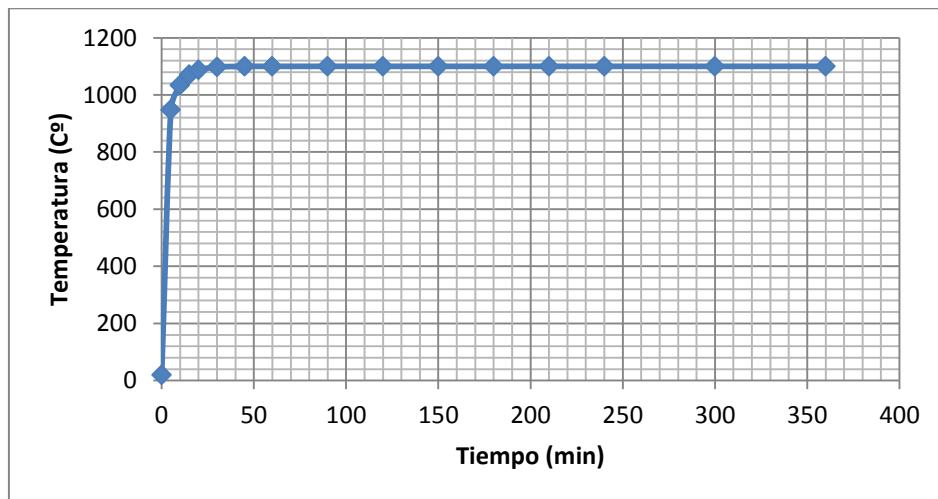
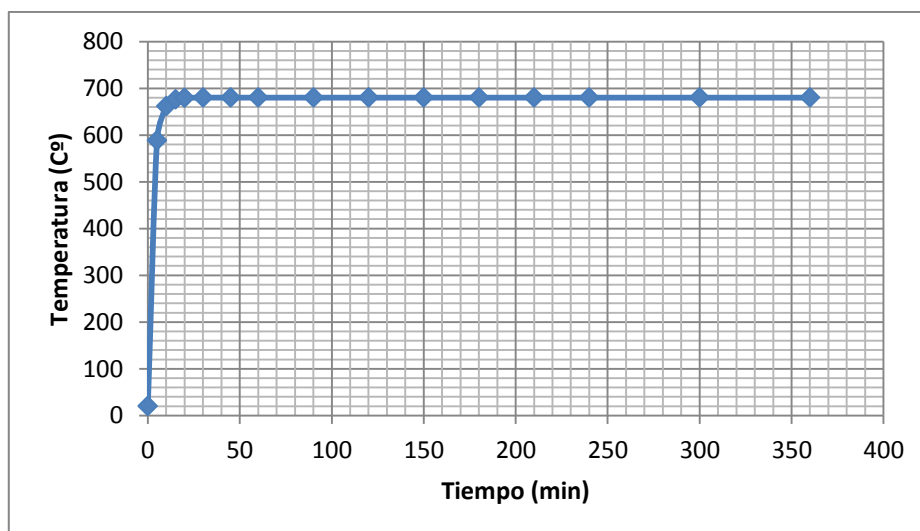


Figura 2.2 Curva de hidrocarburos.

- La Curva de fuego exterior mostrada en la figura 2.3 se usa cuando en algunos casos los elementos de construcción están sometidos a condiciones menos severas que cuando ese mismo elemento se encuentra en el interior de un sector de incendio. La ecuación que define esta curva se muestra en la (2.3).

$$T = 660(1 - 0.687e^{-0.32t} - 0.313e^{-3.8t}) + 20 \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow (2.3)$$



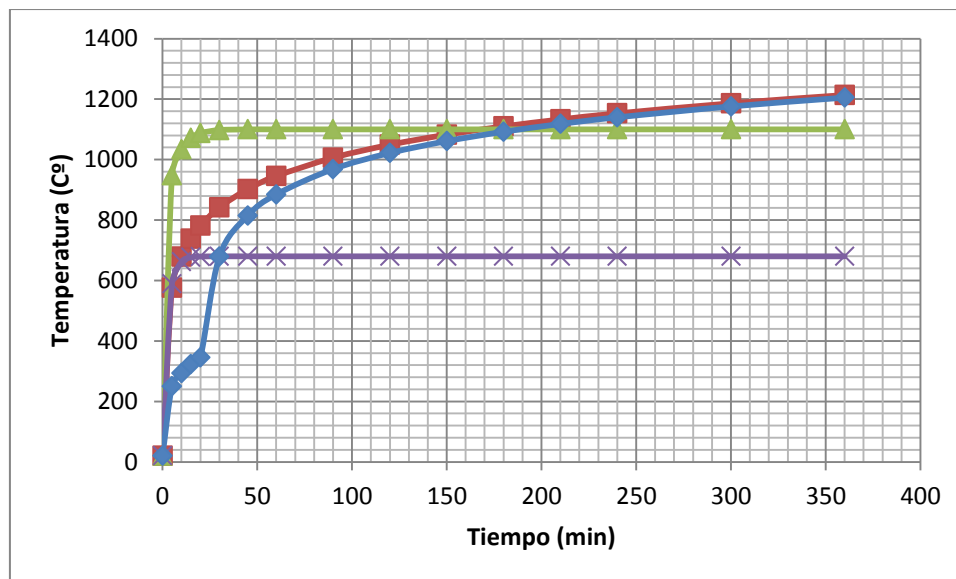


Figura 2.5 Comparación curvas temperatura-tiempo.

2.2.2.COMPORTAMIENTO DE EL HORMIGON SOMETIDO A ACCION DEL FUEGO.

El hormigón sometido a altas temperaturas tiene variaciones importantes en sus propiedades mecánicas, a continuación resaltamos que tanto se ven afectadas dichas propiedades debido a un incendio. Una de las propiedades más determinantes a la hora de evaluar el comportamiento de un material es su módulo de elasticidad, en el hormigón este se ve disminuido a medida que aumenta la temperatura.

La disminución de esta propiedad depende de qué tipo de agregados conforman el hormigón, si es con agregados de piedra caliza la disminución es menor en comparación con los hormigones formados por agregados del tipo cuarcíticos en los cuales debido a su inestabilidad química la influencia de altas temperaturas es mucho mayor. A continuación en la figura 2.6 se presenta el comportamiento del módulo de elasticidad del hormigón a altas temperaturas.

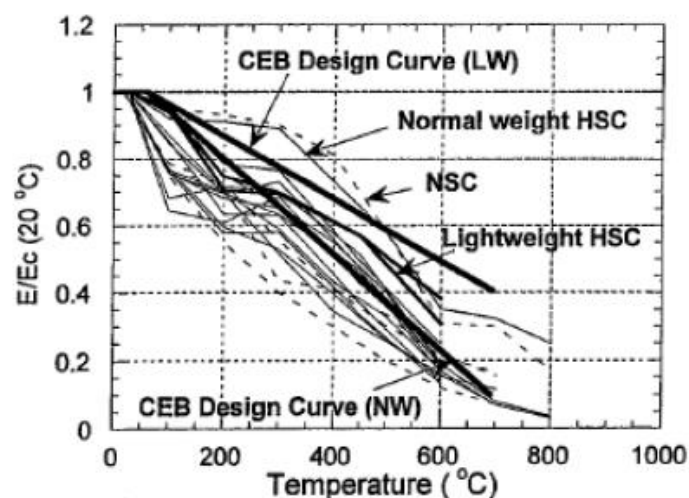


Figura 2.6 Sumario de las relaciones módulo de elasticidad-temperaturas (Phan, 1996).

Otra de las propiedades importantes es el módulo de Poisson, y según estudios realizados por Marechal's 1972, el módulo de Poisson decrece casi linealmente a medida que aumenta la temperatura. Como vimos anteriormente que el hormigón con agregados tipos cuarcíticos pierden más módulo de elasticidad en cuanto al módulo de Poisson cabe resaltar que para el mismo tipo de hormigón el módulo de Poisson decrece de 0.27 a 0.10 de temperatura ambiente a temperatura de 400 C°.

En otro orden de ideas, en el caso de la resistencia a compresión que es una de las principales funciones que posee el hormigón en las estructuras, al aumentar la temperatura al igual que en las demás propiedades también se pierde resistencia, dependiendo esta disminución también al tipo de agregado que forma el hormigón, así como de la relación agua cemento. Para agregados calcáreos la disminución es menor mientras que en hormigones formados por agregados silíceos la pérdida de resistencia es mayor, en cuanto a la relación agua cemento cabe resaltar que para menor relación agua cemento, menor será la reducción de resistencia a compresión del hormigón.

Existen estudios experimentales del efecto de la temperatura en la resistencia a compresión del hormigón y cabe resaltar que Phan (1996) realizó una comparación de 10 ensayos experimentales realizados por otros investigadores, dividiendo así los estados de la resistencia a compresión en relación a la temperatura:

- Estado inicial de pérdida de resistencia: entre la temperatura ambiente y los 100 C° o 200 C°
- Estado de estabilización: entre 100-200C° y los 400-450C°.
- Estado permanente de pérdida de resistencia: comienza a los 400-450C°

En la figura 2.7 se presenta gráficamente las comparaciones realizadas por Phan (1996) sobre la resistencia a compresión a altas temperaturas del hormigón:

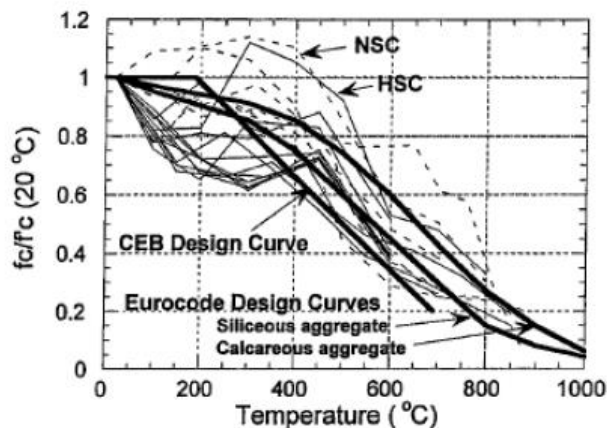


Figura 2.7 Sumario de las relaciones resistencia a compresión-temperaturas (Phan, 1996).

En cuanto a la resistencia a tracción del hormigón cabe resaltar que esta es mucho más sensible a los efectos de altas temperaturas que la resistencia a la compresión, y una vez más en la resistencia a tracción también es muy influyente el tipo de agregado, para agregados tipos calcáreos el hormigón decrece el doble en comparación con hormigones de agregados silíceos.

Además del tipo de agregado como en la resistencia a compresión también se debe ver el contenido de cemento, mientras más bajo sea este menor será el decrecimiento de la resistencia a tracción del mismo. A continuación se presenta en la figura 2.8 el comportamiento de la resistencia a tracción del hormigón a altas temperaturas según Phan (1996).

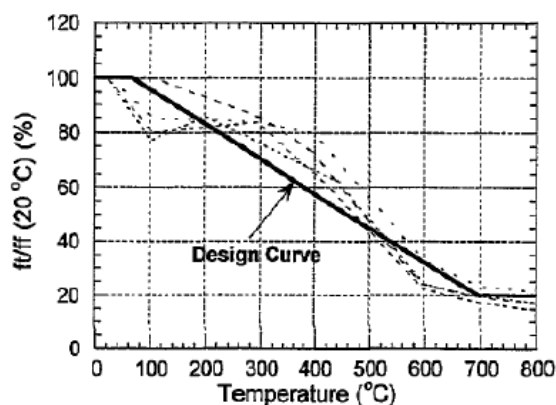


Figura 2.8 Efecto de la temperatura sobre la resistencia a tracción Phan (1996).

El coeficiente de dilatación térmica del hormigón depende tanto de los agregados como de la pasta del cemento, cabe destacar que la pasta de cemento endurecida se expande al inicio con el calentamiento de 150 C° aproximadamente, luego a medida que la temperatura crece entre 150 y 300 C° no expande más y entre los 300 y 800 C° comienza a contraerse, estos valores son gracias a Bazant y Kaplan (1996).

En otro sentido los áridos se expanden casi linealmente entre los 25 y 800 C°, por lo que podríamos concluir que la expansión del hormigón depende principalmente de los áridos ya que estos forman parte de un 60% a 80% del volumen total del hormigón. Un parámetro no menos importante y que hay que tener en cuenta, para el control de la evolución de la fisuración en el hormigón con la temperatura, es la energía de fractura (G_f).

En el año 2003 Nielsen y Bicanic (2003) analizaron la energía de fractura residual de un conjunto de vigas de hormigón con dos tipos de agregados diferentes uno fue el árido basáltico y otros de grava. Ambos tipos de hormigones tuvo una tendencia parecida hasta los 400-500 C°, a partir del cual la energía de fractura residual del hormigón de grava comienza a decrecer al hacerse extensivo el daño térmico. En la figura 2.9 se presenta la influencia de la temperatura en la energía de fractura del hormigón.

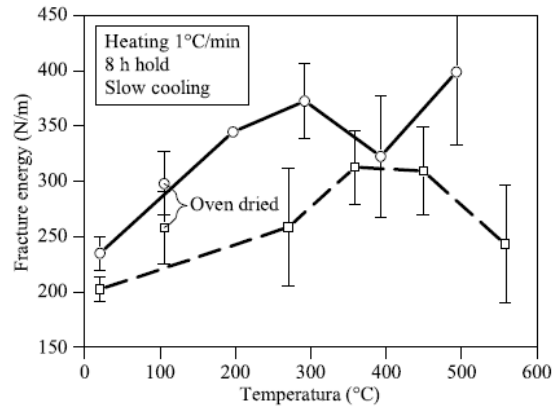


Figura 2.9 Efecto de la temperatura sobre la energía de fractura (línea sólida hormigones de basalto, línea de trazos hormigones de gravas Nielsen y Bicanic (2003).

En cuanto a las deformaciones térmicas inducidas por tensiones, estas se determinan indirectamente como la diferencia entre la deformación medida durante el primer calentamiento sin carga y aquella bajo carga (excluyendo la deformación elasto-plástica inicial). Por tanto estas deformaciones térmicas representa las deformaciones que desarrollan cuando el hormigón es calentado por primera vez bajo carga incluyendo:

- Fluencia básica
- Fluencia por secado
- Fluencia térmica de transición
- Deformaciones elásticas

Las deformaciones térmicas inducidas por tensiones solo dan con tensiones de compresión. La combinación de la fluencia térmica de transición y la fluencia por secado es usualmente llamado fluencia transitoria. En la figura 2.10 se muestran la comparación de las tres deformaciones inducidas por tensiones, Anderberg (1976):

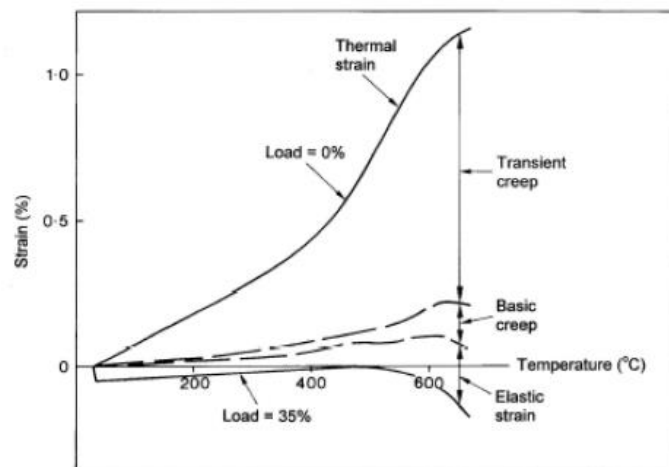


Figura 2.10 Proporciones relativas de las tres deformaciones inducidas por tensiones, Anderberg (1976).

En 1970, Harmathy (1970) realizó investigaciones que mostraron que la contribución de calor latente al calor específico es muy importante en rango completo de la deshidratación (de 100 a 850 C°), y el valor del calor específico aparente es varias veces más grande que calor sensible debido a la absorción de calor en la reacción de deshidratación.

Años más tarde, Harmathy y Allen (1973) publicaron resultados de datos experimentales, en donde en general el calor específico parece bastante insensible al tipo de agregado utilizado y a las proporciones de las mezclas. En esos resultados se determinó que el calor específico de varios hormigones es de aproximadamente 0.80 KJ/KgK a 25 C° y se incrementa a valores de entre 1.0 y 1.5 KJ/Kg K a 650 C°.

Un factor importante a tener en cuenta en el calor específico del hormigón es el contenido de humedad, ya que tiene un fuerte efecto sobre este a temperaturas por debajo de 200 C°. Para hormigones saturados, el calor específico muestra un rápido y temporal aumento en temperaturas alrededor de 100 C° debido a la vaporización del agua libre. En la figura 2.11 se presenta la influencia de la temperatura en el calor específico del hormigón según FIB (2007).

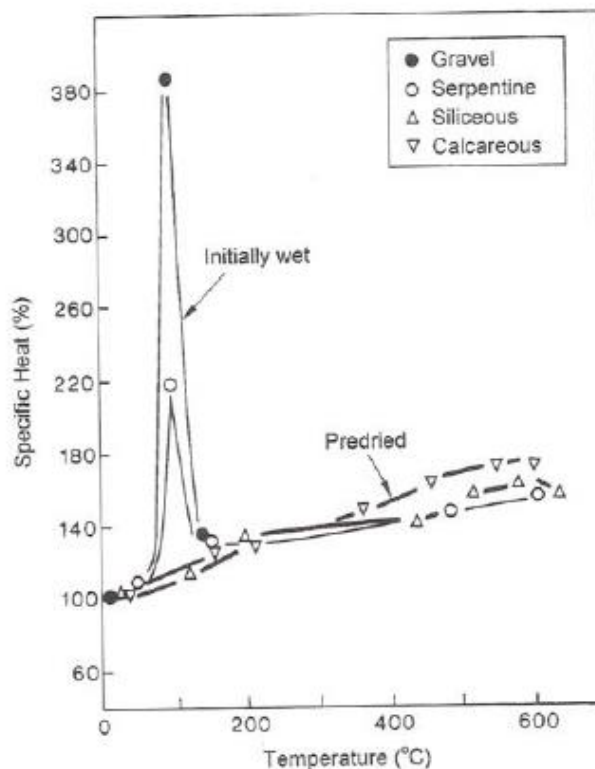


Figura 2.11 Efecto de la temperatura sobre el calor específico FIB (2007).

Conductividad térmica: La conductividad térmica es la relación entre la tasa de flujo del calor y el gradiente de temperatura, su valor en hormigones ordinarios y a temperaturas normales se ubica entre 1.4 y 3.6 W/m K.

En el año 1970, Hamerthy (1970) estima la conductividad térmica de un hormigón completamente seco, secado en horno a temperatura-s hasta 1000 Cº. Si bien los valores no están sujetos a grandes variaciones, en general la conductividad térmica disminuye con el aumento de temperatura.

También en ese mismo año del 1970, Hamerthy (1970) concluyo que La conductividad térmica de la pasta de cemento no varía ampliamente, por lo que la conductividad térmica de los áridos determina principalmente la conductividad del hormigón.

Al igual que en el calor específico un factor a tomar en cuenta en la conductividad térmica del hormigón es el contenido de humedad. El agua aumenta su conductividad térmica de 0.6 W/mK para 20 Cº a 0.69 W/ mK para 130 Cº. Para temperaturas más altas de 100 Cº hay una significativa reducción en la conductividad térmica del hormigón debido a la reducción del contenido de humedad. En la figura 2.12 se presenta la influencia de la temperatura en conductividad térmica del hormigón según FIB (2007)

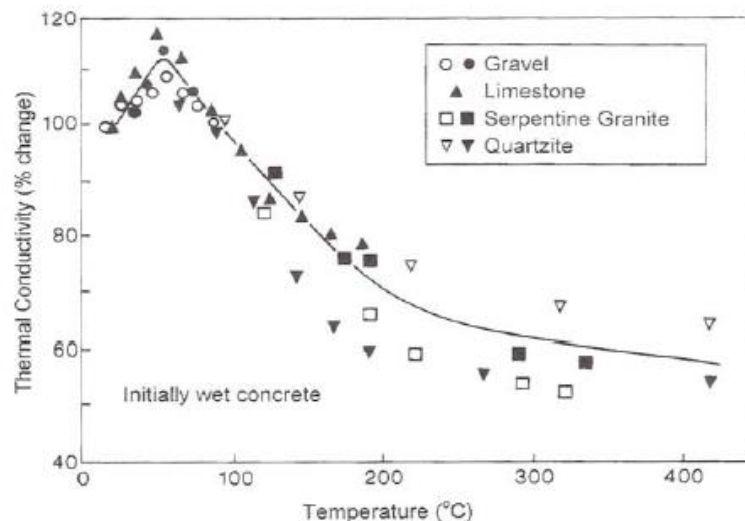


Figura 2.12 Efecto de la temperatura sobre la conductividad térmica FIB (2007).

Permeabilidad intrínseca del hormigón: El coeficiente de permeabilidad del hormigón a temperaturas normales está influenciado por la capilaridad de los poros, la cual es gobernada por la relación agua/cemento y por el grado de hidratación. Según estudios realizados por Chapman en 1976, por Chapman y England en 1977 y por Bazant y Thounghuthai en 1977 se concluye que el coeficiente de permeabilidad del hormigón aumenta con el aumento de temperatura. Para temperaturas por encima de 100 Cº la permeabilidad del hormigón aumenta por dos órdenes de magnitud.

Luego, en 1978, Bazant y Thounghuthai (1978) encontraron que existía dependencia de la permeabilidad con la temperatura, mostrando el salto de dos órdenes de magnitud de la permeabilidad cuando la temperatura aumenta más de 100 Cº. Explicando este fenómeno de la siguiente manera:

Resistencia al fuego de pilares esbeltos de hormigón

- El flujo de humedad está gobernado por cuellos en el flujo pasante de la pasta de cemento.
- Un calentamiento por encima de 100 C° causa un suavizado de la superficie rugosa del poro y un ensanchamiento de los cuellos, dando lugar al aumento en la permeabilidad.

Para el año 1986, Greathead (1986) midió la importancia del curado y los posteriores tratamientos higrotérmicos sobre la permeabilidad del hormigón. Sacando las siguientes conclusiones:

- El coeficiente de permeabilidad es dramáticamente afectado por el tipo de curado y los posteriores tratamientos higrotérmicos.
- La permeabilidad cambia siete ordenes de magnitud entre un grado continuo con agua y un secado severo a 600 C°.
- El valor más bajo de la permeabilidad es de $1 \times 10^{-21} \text{ m}^2$ para un curado con agua a temperatura ambiente.

En la figura 2.13 mostrada a continuación se presenta la dependencia de la temperatura con la humedad y el flujo pasante en el gel de cemento según Bazant y Thounghai (1978)

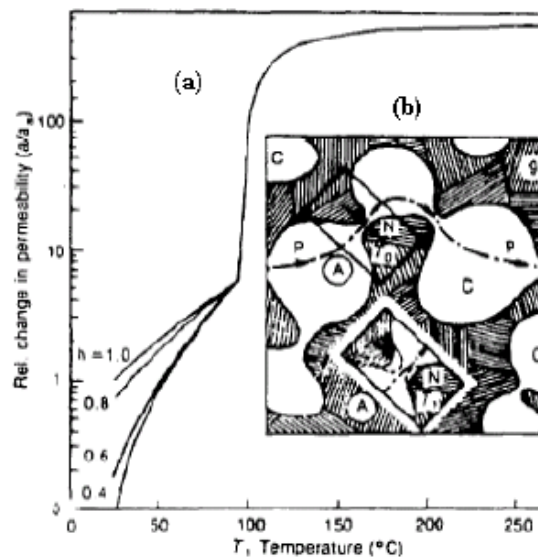


Figura 2.13 a) Dependencia de la temperatura con la humedad, (b) Flujo pasante en el gel de cemento (Bazant y Thounghai 1978).

Transporte de humedad y presión de poros: En el hormigón el transporte de humedad está gobernado por el flujo inducido por presión y por el flujo difusivo.

- El flujo inducido por presión es el que se produce desde una alta región con alta presión a una región de baja presión debido al gradiente de presión.
- El flujo difusivo es el que se produce de una región de alta concentración de humedad a una región de baja concentración de humedad debido al gradiente de concentración de humedad.

Cuando el hormigón está sometido a altas temperaturas, la presión de poros aumenta debido a la existencia de agua en los mismos. El valor de la presión de poros dependerá de que tanto contenido de humedad tenga el hormigón y de la temperatura a la que está siendo sometido.

Salto de recubrimiento del hormigón "Spalling": El salto de recubrimiento del hormigón, "spalling" es un fenómeno natural, en el cual al aumentarse la temperatura, en el interior del elemento se genera fuerzas que causan la desintegración de la capa superficial de hormigón.

El salto de recubrimiento puede ser consecuencia principalmente de dos mecanismos:

- Dilataciones térmicas restringidas
- Aumento de la presión en los poros

El salto de recubrimiento debido a dilataciones restringidas fue tratado por Bazant en 1997 con la hipótesis de que el "spalling" resulta de dilataciones restringidas cercanas a la superficie calentada. Las tensiones de compresión generadas son liberadas por una fractura frágil en el hormigón que genera el "spalling". En la figura 2.14 mostrada a continuación se presenta el "spalling" debido a una fractura frágil por dilataciones térmicas restringidas, según Bazant (1977).

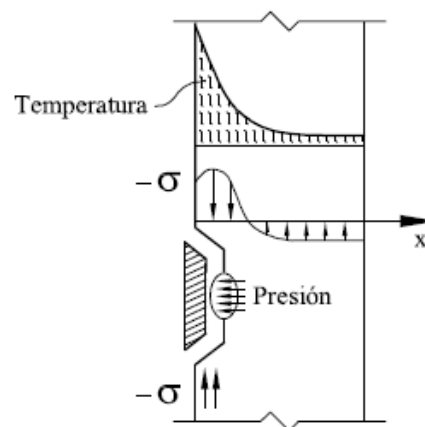


Figura 2.14 Salto de recubrimiento debido a fractura frágil con dilataciones térmicas restringidas (Bazant 1977)..

Por otro lado el "spalling" debido al aumento de la presión de poros fue tratada por Hamerthy en 1965 y por Smith en 1978, esta hipótesis se definió por el proceso llamado "spalling" por taponamiento de humedad (moisture clog "spalling"). El hormigón así como otros materiales porosos contiene agua líquida libre, agua absorbida, agua vaporizada, y aire en los espacios de los poros. Cuando la temperatura es muy elevada, el flujo de calor dentro del material conduce a un aumento de temperatura del esqueleto sólido y el agua en los poros.

Cuando el agua se calienta mucho hasta alcanzar una temperatura suficientemente alta comienza a vaporizar, produciendo esto un aumento de la

presión en los poros, con este aumento se produce un gradiente de presión de poros entre la zona de vaporización y las regiones de menor presión como en la superficie exterior y las partes más profundas de la pieza. Además la expansión térmica de la fase líquida contribuye a aumentar aún más la presión debido a que la temperatura del agua en los poros aumenta. Como el vapor trata de migrar debido a un gradiente de presión, escapando así a la atmosfera, o el vapor tratara de entrar aún más al interior de la pieza llegando a zonas de menor temperatura y condensando.

Esta migración de vapor aliviara la presión en los poros en la zona de vaporización pero también incrementara el nivel de saturación en la zona de condensación. A medida que el vapor migra este se condensa, añadiéndose al agua líquida de los poros en las zonas más frías. También a medida que este ciclo de vaporización-migración-condensación continua, el aumento de agua líquida en los poros ira aumentando a llegar a formar una capa completamente saturada.

Cuando se forma esta capa, el agua en los poros vaporizada se ve impedida de migrar hacia el interior de la pieza de hormigón debido al frente de saturación. Así que el vapor se ve necesitado de migrar a las regiones secas para salir a la atmosfera. Si la permeabilidad es muy baja o la velocidad de calentamiento es muy alta, el agua vaporizada no será capaz de escapar lo suficientemente rápido para evitar que la presión en los poros aumente. Entonces al esta presión aumentar y sobrepasar la resistencia a tracción del hormigón se produce el "spalling". A continuación en la figura 2.15 se muestra el proceso que sigue el "spalling" por taponamiento de humedad según Hamarthy (1965) y Smith (1978).

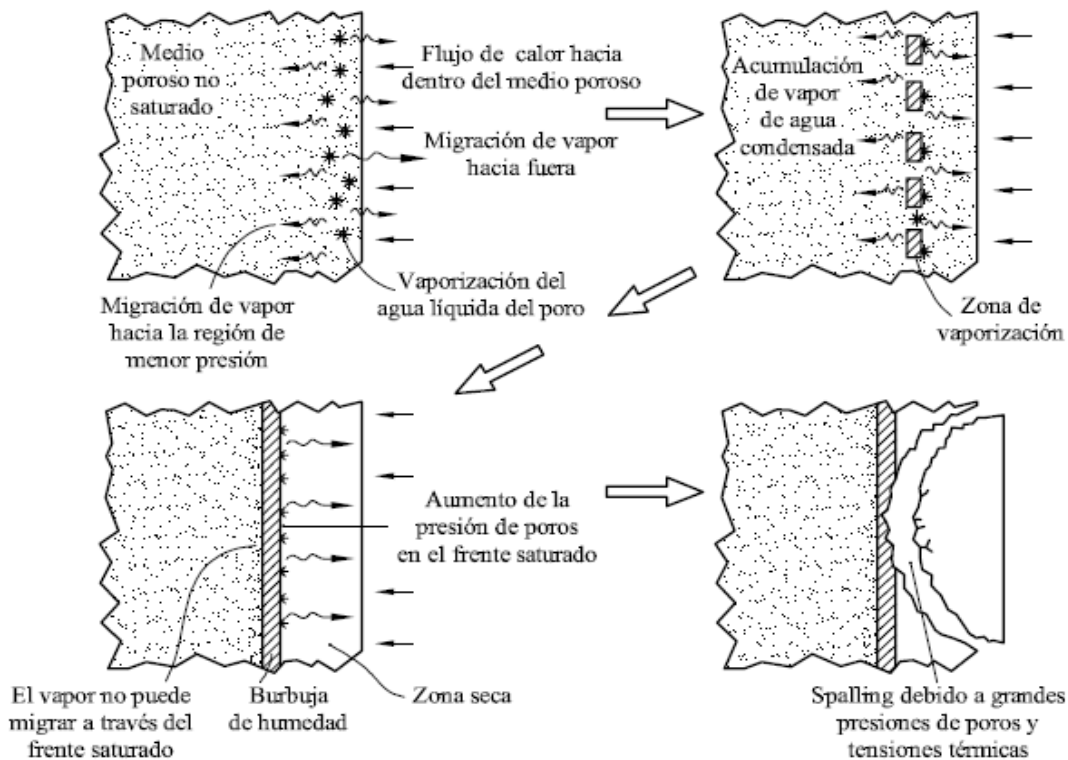


Figura 2.15 Pasos del salto de recubrimiento por taponamiento de humedad Hamarthy (1965), Smith (1978).

medida que aumenta la temperatura. Como se muestra a continuación en la figura 2.17 el valor del módulo de elasticidad se mantiene constante hasta 100 C° a partir de donde muestra un marcado descenso.

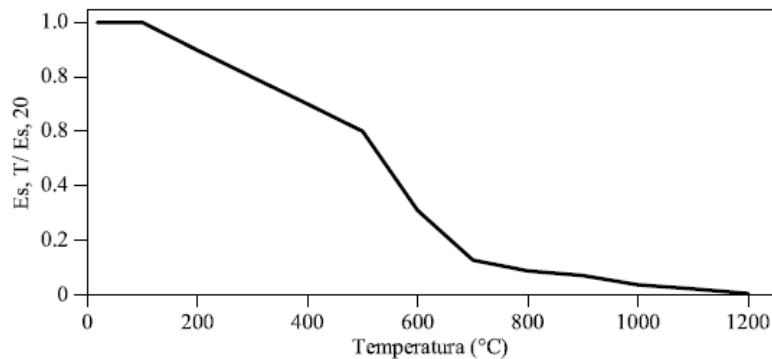


Figura 2.17 Evolución del módulo de elasticidad con la temperatura.

La principal virtud de las barras de acero en el comportamiento estructural del hormigón armado es su resistencia alta a la tracción, cuando las barras de acero se someten a altas temperaturas su resistencia a tracción disminuye considerablemente. Su valor se mantiene constante hasta los 400 C° a partir de donde cae bruscamente como se muestra a continuación en la figura 2.18.

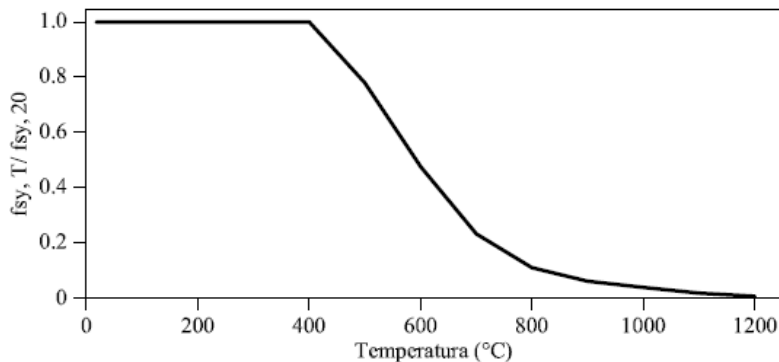


Figura 2.18 Evolución de la resistencia a tracción con la temperatura.

Por su parte el límite elástico también disminuye con la temperatura como podemos apreciar en la figura 2.19

Resistencia al fuego de pilares esbeltos de hormigón

modelo bien aceptado. Este modelo consiste en una línea recta seguida de una relación elíptica y luego una meseta.

Ecuaciones de Ec.2.13 a Ec.2.17 para las tensiones $\sigma(\theta)$ modelo matemático tensión deformación del acero:

- Para $\varepsilon_{sp,\theta}$ $\sigma(\theta) = \varepsilon E_{s,\theta}$ (2.13)
- Para $\varepsilon_{sp,\theta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{sy,\theta}$ $\sigma(\theta) = f_{sp,\theta} - c + \left(\frac{b}{a}\right) [a^2 - (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)^2]^{0.5}$ (2.14)
- Para $\varepsilon_{sy,\theta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{st,\theta}$ $\sigma(\theta) = f_{sy,\theta}$ (2.15)
- Para $\varepsilon_{st,\theta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{su,\theta}$ $\sigma(\theta) = f_{sy,\theta} \left[1 - \frac{(\varepsilon - \varepsilon_{st,\theta})}{(\varepsilon_{su,\theta} - \varepsilon_{st,\theta})}\right]$ (2.16)
- Para $\varepsilon = \varepsilon_{su,\theta}$ $\sigma(\theta) = 0$ (2.17)

Ecuaciones de (2.18) a (2.22) para el modulo tangente $E(\theta)_{tg}$ modelo matemático tensión deformación del acero:

- Para $\varepsilon_{sp,\theta}$ $E(\theta)_{tg} = E_{s,\theta}$ (2.18)
- Para $\varepsilon_{sp,\theta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{sy,\theta}$ $E(\theta)_{tg} = \frac{b(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)}{a[a^2 - (\varepsilon - \varepsilon_{sy,\theta})^2]^{0.5}}$ (2.19)
- Para $\varepsilon_{sy,\theta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{st,\theta}$ $E(\theta)_{tg} = 0$ (2.20)
- Para $\varepsilon_{st,\theta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{su,\theta}$ $E(\theta)_{tg} = -$ (2.21)
- Para $\varepsilon = \varepsilon_{su,\theta}$ $E(\theta)_{tg} = -$ (2.22)

Parámetros: en la ecuación (2.23) se muestra el valor de la deformación $\varepsilon_{sp,\theta}$ en función al módulo de elasticidad y a la tensión.

$$\varepsilon_{sp,\theta} = \frac{f_{sp,\theta}}{E_{s,\theta}} \quad (2.23)$$

$$\varepsilon_{sy,\theta} = 0.02 \quad \varepsilon_{st,\theta} = 0.15 \quad \varepsilon_{su,\theta} = 0.20$$

Refuerzos clase A: $\varepsilon_{st,\theta} = 0.05$ $\varepsilon_{su,\theta} = 0.10$

En las ecuaciones de (2.24) a (2.26) se muestra las funciones que dan el valor de las variables a, b y c utilizadas en las ecuaciones anteriores

$$a^2 = (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta} + c/E_{s,\theta}) \quad (2.24)$$

$$b^2 = c(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} + c^2 \quad (2.25)$$

$$c = \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} - 2(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})} \quad (2.26)$$

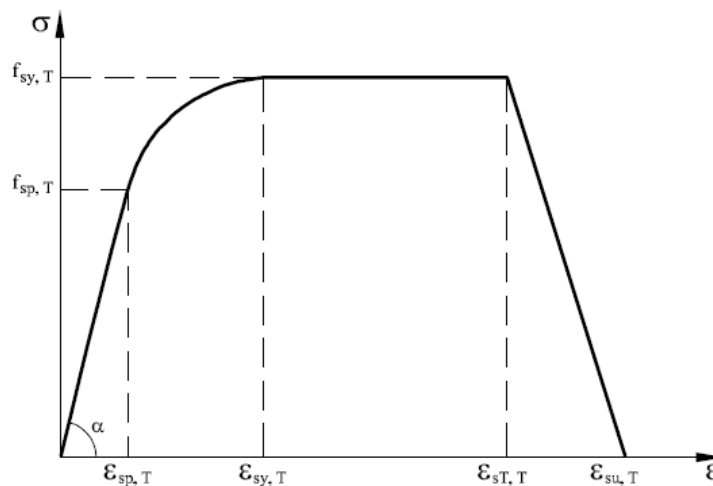


Figura 2.21 Diagrama tensión-deformación para las barras de acero propuesto en Eurocódigo 2 (1995).

2.3. CONSIDERACIONES DE LA EHE PILARES DE HORMIGON SOMETIDOS A FUEGO.

La normativa EHE presenta condiciones en las que las estructuras de hormigón armado deben cumplir para que se garantice la seguridad estructural estas condiciones son:

- Evitar un colapso prematuro de la estructura (función portante)
- Limitar la propagación del fuego (llamas, gases calientes, calor excesivo) fuera de áreas concretas (función separadora)

El método simplificado planteado por la normativa EHE para el diseño de pilares de hormigón sometido a fuego se basa en la acción representada por la curva normalizada Tiempo-Temperatura UNE-EN 1363-1.

Para la clasificación del comportamiento frente al fuego, la EHE establece tres criterios:

- Por capacidad portante de la estructura (criterio R)
- Por estanquidad al paso de llamas y gases calientes (criterio E)
- Por aislamiento térmico en caso de fuego (criterio I).

Bases de proyecto

Combinación de acciones

Para la obtención de los esfuerzos debidos a la acción del fuego y otras acciones concomitantes, se adoptara la combinación correspondiente a una situación accidental.

La EHE plantea que se pueden utilizar como esfuerzos para la comprobación accidental de fuego, los obtenidos para la combinación pésima de acciones para temperatura ambiente disminuidos por un factor global η_{fi} . En la ecuación (2.27) se ve la relación entre el esfuerzo de cálculo en la situación de fuego y el valor del esfuerzo en situación normal

$$E_{fi,d,t} = \eta_{fi} E_d \quad (2.27)$$

Dónde:

- $E_{fi,d,t}$ valor de los esfuerzos de cálculo a considerar en la comprobación de la situación accidental de fuego.
- E_d valor de los esfuerzos de cálculo a considerar en la comprobación de situaciones permanentes o transitorias a temperatura ambiente.
- η_{fi} Factor de reducción, que puede obtenerse con la expresión (2.28) mostrada a continuación:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \Psi_{1,1} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (2.28)$$

Los coeficientes parciales de seguridad para los materiales planteados por esta normativa son iguales a la unidad. $\gamma_c = 1$ y $\gamma_s = 1$

Para pilares de hormigón armado la EHE plantea un método simplificado mediante una tabla, pudiendo con este método obtenerse la resistencia a la acción de fuego por la curva normalizada tiempo-temperatura del pilar, en función de sus dimensiones y de la distancia mínima equivalente al eje de las armaduras.

Para la aplicación de las tablas, se define como distancia equivalente al eje a_m , a efectos de resistencia al fuego, al valor mostrado en la ecuación (2.29):

$$a_m = \frac{\sum [A_{si} f_{yki} (a_{si} + \Delta a_{si})]}{\sum A_{si} f_{yki}} \quad (2.29)$$

Siendo:

- A_{si} Área de cada una de las armaduras i , pasiva o activa;
- a_{si} distancia del eje de cada una de las armaduras i , al paramento expuesto más próximo.
- F_{yki} resistencia característica del acero de las armaduras i ;
- Δa_{si} corrección debida a las diferentes temperaturas críticas del acero y a las condiciones particulares de exposición al fuego.

Tabla 2.2 Soportes, método simplificado EHE

Resistencia al fuego	Dimensiones (mm)	Recubrimiento a_{\min} (mm) ^(*)
R-30	150	15
R-60	200	20
R-90	250	30
R-120	250	40
R-180	350	45
R-240	400	50

(*) Los recubrimientos por razones de seguridad pueden requerir valores superiores.

Para resistencias al fuego mayor que R-90 y cuando la armadura del soporte sea superior al 2% de la sección de hormigón, dicha armadura se distribuirá en todas sus caras.

2.4. CONSIDERACIONES EC2 PARTE 1-2 PILARES DE HORMIGON SOMETIDO A FUEGO.

El Eurocódigo 2 parte 1-2 presenta dos posibles métodos para el cálculo de pilares de hormigón, estos tienen sus limitaciones, las cuales se detallarán más adelante.

Bases del diseño: El Eurocódigo establece que la resistencia requerida en caso de fuego de una estructura de hormigón armado puede garantizarse si se diseña y construye para que se mantenga la capacidad de carga durante el tiempo de exposición al fuego de la estructura.

Además para garantizar la compartimentación del fuego, los elementos deberán cumplir con lo siguiente.

- Que se mantenga la integridad
- Que se mantenga el aislamiento
- Que la radiación térmica a partir de la cara no expuesta se limite

Los criterios de deformación se aplicarán a los medios de protección, a los criterios de diseño para elementos de separación, además requerirá la consideración de la deformación de la estructura de soporte de carga.

La consideración de la deformación de la estructura de soporte de carga no es necesaria en los casos siguientes, según proceda:

La eficiencia de los medios de protección se haya evaluado de acuerdo a los criterios de las capas de protección siguientes:

- La resistencia al fuego requerido puede también ser obtenida por la aplicación de capas de protección.

- Las propiedades y el rendimiento de los materiales para las capas de protección deben ser evaluados usando el procedimiento de ensayo apropiado.

Los elementos de separación tienen que cumplir con los requisitos de acuerdo a la exposición nominal fuego.

Para la exposición al fuego estándar, los miembros deberán cumplir con los criterios de R, E y I como sigue:

- Separar solamente: integridad (criterio E) y, cuando se requiera, el aislamiento (criterio I)
- Sólo de carga: Resistencia mecánica (criterio R)
- Separación y de carga: criterios R, E y, cuando se le solicite que

Criterio "R" se supone que se cumple cuando se mantiene la función de soporte de carga durante el tiempo requerido de la exposición al fuego. Criterio "I" se puede suponer que se cumple cuando el aumento medio de la temperatura en el totalidad de la superficie no expuesta se limita a 140 K, y el aumento máximo de temperatura en cualquier punto de que la superficie no exceda de 180 K.

Con la curva externa de exposición al fuego se deben aplicar los mismos criterios (R, E, I), sin embargo el referencia a esta curva específica debe ser identificado por las letras "ef".

Con la curva de exposición al fuego de hidrocarburos deben aplicar los mismos criterios (R, E, I), sin embargo, la referencia a esta curva específica debe ser identificado por las letras "HC". Cuando un elemento de separación vertical con o sin función de soporte de carga tiene que cumplir con el requisito de resistencia al impacto (criterio M), el elemento debe resistir una carga horizontal concentrada.

La función de carga se debe mantener durante la resistencia total del fuego incluyendo la fase de caída, o un período de tiempo especificado. Para la verificación de la función de separación se aplica el siguiente, suponiendo que el temperatura normal es de 20 ° C:

- El aumento de la temperatura media de la cara no expuesta de la construcción debe limitarse a los 140 K y el aumento máximo de temperatura de la cara no expuesta no deben exceder de 180 K durante la fase de calentamiento hasta que la temperatura máxima del gas en el compartimento de fuego es alcanzado.

- El aumento de la temperatura media de la cara no expuesta de la construcción debe limitarse a los $\Delta\theta_1$ y el aumento máximo de temperatura de la cara no expuesta no deben exceder $\Delta\theta_2$ durante la fase de caída. Siendo el valor recomendado para $\Delta\theta_1$ y $\Delta\theta_2$ son $\Delta\theta_1 = 200$ K y $\Delta\theta_2 = 240$ K.

Los Valores de cálculo de mecánica (resistencia y deformación) propiedad de los materiales $X_{d,fi}$ se definen como se muestra en la ecuación (2.31):

Los modelos de comportamiento mecánico de los miembros estructurales a temperaturas elevadas deben ser no lineales.

Nota: Para la verificación de los requisitos estándar de resistencia al fuego, el análisis por miembros de la estructura es suficiente.

Cuando las normas de aplicación que figuran en la presente Parte 1-2 sólo son válidas para la curva estándar temperatura-tiempo, este se identifica en las cláusulas pertinentes

- Los datos tabulados en los métodos A y métodos B para el cálculo de pilares de hormigón sometidos a fuego, se basan en la curva estándar de temperatura-tiempo.
- Como una alternativa para diseñar por cálculo, diseño del fuego se puede basar en los resultados de fuego pruebas, o en las pruebas de fuego, en combinación con los cálculos.

Análisis por miembro

El efecto de las acciones debe ser determinado por el tiempo $t = 0$ usando la combinación factores $\psi_{1,1}$ o $\psi_{1,2}$ según EN 1991-1-2 Sección 4. Como una simplificación a (1) los efectos de las acciones se pueden obtener a partir de un análisis estructural para diseño normal de la temperatura como se muestra en en la ecuación (2.35):

$$E_{fi,d,t} = \eta_{fi} E_d \quad (2.35)$$

Donde

E_d Es el valor de cálculo de la fuerza o momento correspondiente a la temperatura normal diseño, para una combinación fundamental de las acciones (véase EN 1990);

η_{fi} Es el factor de reducción para el nivel de carga de diseño para la situación de los incendios.

El η_{fi} factor de reducción para la combinación de carga debe tomarse como se ve en (2.36):

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (2.36)$$

En cuanto a la ecuación anterior los ejemplos de la variación de la η_{fi} factor de reducción frente a la relación de carga $Q_{k,1}/G_k$ para la expresión ($E_{fi,d,t} = \eta_{fi} E_d$) y diferentes valores del factor de combinación $\psi_{1,1}$ se muestran a continuación en la figura con los siguientes supuestos: $\gamma_{GA} = 1,0$, $\gamma_G = 1,35$ y $\gamma_Q = 1,5$.

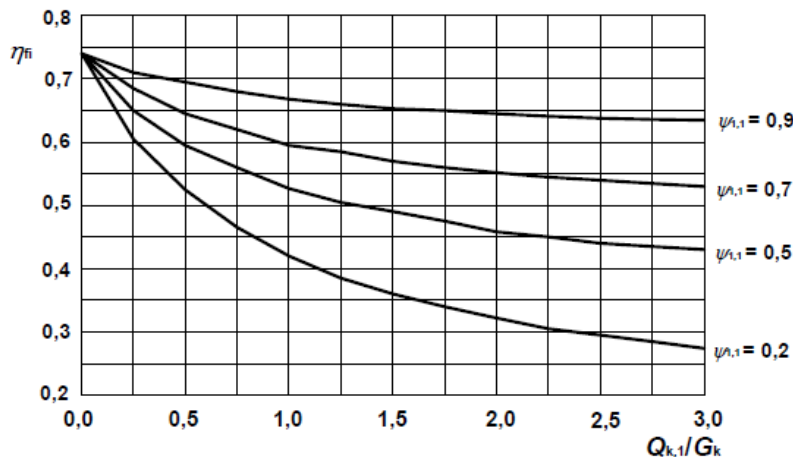


Figura 2.23 Variación de la factor de reducción η_{fi} con la relación de carga $Q_{k,1} / G_k$.

Además η_{fi} también puede tomarse para las combinaciones de carga siguientes ecuaciones (2.37) y (2.38) tomando el menor valor determinado por los dos:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \Psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} \Psi_{fi} Q_{k,1}} \quad (2.37)$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \Psi_{fi} Q_{k,1}}{\xi \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (2.38)$$

Dónde:

- $Q_{k,1}$ es la principal carga variable;
- G_k es el valor característico de una acción permanente;
- γ_G es el coeficiente parcial para una acción permanente;
- $\gamma_{Q,1}$ es el coeficiente parcial para la acción variable 1;
- Ψ_{fi} es el factor de combinación de valores frecuentes o casi permanente dado ya sea por $\psi_{1,1}$ o $\psi_{2,1}$, ver EN1991-1-2
- ξ es un factor de reducción para desfavorables acción permanente T

Estas expresiones dan valores un poco más alto en comparación con los mostrados en el grafico anterior.

Resistencia al fuego de pilares esbeltos de hormigón

- ω denota la relación de refuerzo mecánico en condiciones normales de temperatura: $\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$
- α_{cc} es el coeficiente de resistencia a la compresión

2.4.2. METODO B.

La Resistencia al fuego de columnas de hormigón armado puede ser satisfecha por el uso de la tabla del método B y las siguientes reglas.

Tabla del método B es válida sólo para columnas en estructuras arriostradas donde: el nivel de carga, n , en condiciones normales de temperatura está dada por (2.42) mostrada a continuación:

$$n = N_{oEd,fi} / (0.7(A_c f_{cd} + A_s f_{yd})) \quad (2.42)$$

La excentricidad de primer orden en caso de incendio, e , viene dada por

$$e = M_{oed,fi} / N_{oEd,fi} \quad (2.43)$$

e/b Se ha tomado como $\leq 0,25$ con $e_{max} = 100$ mm

La esbeltez de la columna en caso de incendio, λ_{fi} , está dada por $\lambda_{fi} = l_{o,fi} / i$ λ_{fi} (2.26) se ha tomado como ≤ 30 , que cubre la mayoría de las columnas de los edificios normales

Donde

- $l_{o,fi}$ es la longitud efectiva de la columna en condiciones de incendio
- b es la dimensión mínima de la sección sobre columnas rectangulares o el diámetro en columnas circulares
- $N_{oEd,fi}, M_{oed,fi}$ es la carga axial y el primer momento para en caso de incendio
- ω es la relación de refuerzo mecánico en condiciones normales de temperatura:
$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$$
- i es el radio mínimo de inercia

La carga axial y la excentricidad de primer orden han sido introducidas mediante el uso de expresiones (2.45) $\rightarrow (n = N_{oEd,fi} / (0.7(A_c f_{cd} + A_s f_{yd}))$ y (2.46) $\rightarrow e = M_{oed,fi} / N_{oEd,fi}$ para el nivel de carga de la columna en condiciones normales de temperatura. Efectos de segundo orden también se han tenido en cuenta.

Nota 1: $N_{oEd,fi}$ puede ser tomado como $0.7N_{oEd}$ ($\eta_{fi} = 0,7$ a menos η_{fi} se calcula explícitamente).

Nota 2: relación de esbeltez λ_{fi} en caso de incendio puede ser asumido como igual a λ a temperatura normal en todas las casos. Para la construcción de estructuras arriostradas donde la exposición al fuego estándar requerido es

Resistencia al fuego de pilares esbeltos de hormigón

superior a 30 minutos, el longitud efectiva $l_{o,fi}$ se puede tomar como $0.5l$ para los pisos intermedios y $0.5l \leq l_{o,fi} \leq 0.7l$ de la planta superior, donde l es la longitud real de la columna (centro a centro).

Tabla 2.4 Soportes, método B Ec2 parte 1-2

Resistencia fuego standard	cuantía mecánica ω	Mínima dimensión en mm , ancho de columna b_{min} /distancia a eje de barras principales			
		n=0.15	n=0.3	n=0.5	n=0.7
1	2	3	4	5	6
R-30	0.1	150/25*	150/25*	200/30 : 250/25*	300/30 : 350/25*
	0.5	150/25*	150/25*	150/25*	200/30 : 250/25*
	1	150/25*	150/25*	150/25*	200/30 : 300/25*
R-60	0.1	150/30 : 200/25*	200/40 : 300/25*	300/40 : 500/25*	500/25*
	0.5	150/25*	150/35 : 200/25*	250/35 : 350/25*	350/40 : 550/25*
	1	150/25*	150/30 : 200/25*	200/40 : 400/25*	300/50 : 600/30
R-90	0.1	200/40: 250/25*	300/40 : 400/25*	500/50 : 550/25*	550/40 : 600/25
	0.5	150/35 : 200/25*	200/45 : 300/25*	300/45 : 550/25*	500/50 : 600/40
	1	200/25*	200/40 : 300/25*	250/40 : 550/25*	500/50 : 600/45
R-120	0.1	250/50: 350/25*	400/50 : 550/25*	550/25*	550/60 : 600/45
	0.5	200/45 : 300/25*	450/50 : 600/25*	450/50 : 600/25*	500/60 : 600/50
	1	200/40 : 250/25*	450/50 : 550/25*	450/45 : 600/30	600/60
R-180	0.1	400/50 : 500/25*	500/60 : 550/25*	550/60 : 600/30	$b_{min} > 600$ **
	0.5	300/45 : 450/25*	450/50 : 600/25*	500/60 : 600/50	600/75
	1	300/35 : 400/25*	450/50 : 550/25*	500/60 : 600/45	$b_{min} > 600$ **
R-240	0.1	500/60 : 550/25*	550/40 : 600/25*	600/75	$b_{min} > 600$ **
	0.5	450/45 : 500/25*	550/55 : 600/25*	600/70	$b_{min} > 600$ **
	1	400/45 : 500/25*	500/40 : 600/30	600/60	$b_{min} > 600$ **

(*) La cobertura mínima que controlara será la expuesta por la normativa EN 1992-1-1.

Por otro lado la figura 2.27 que se muestra a continuación, se aprecia el comportamiento del diagrama momento curvatura de un pilar esbelto, donde el modo de rotura de dicho elemento es debido a la no linealidad geométrica:

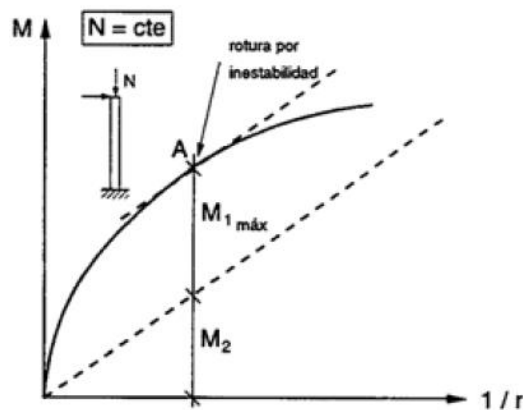


Figura 2.27 caso de rotura por inestabilidad.

Determinación del axil crítico

- Recta de M_2 tangente a la curva $M-c_{\text{max}}$ en el origen: $M_{1 \text{ máx}} = 0$

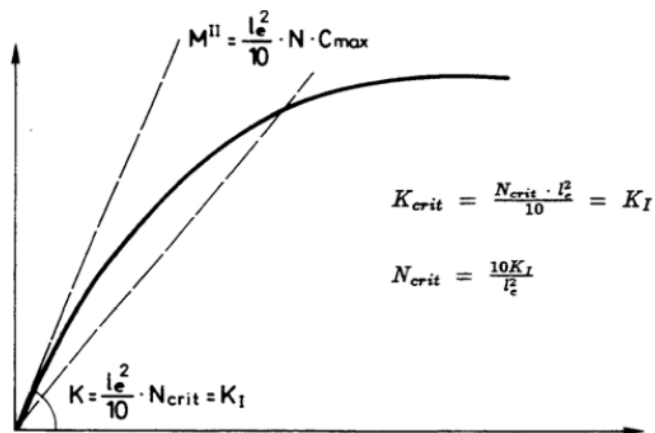


Figura 2.28 Recta de M_2 tangente a la curva $M-c_{\text{max}}$ en el origen: $M_{1 \text{ máx}} = 0$

MODELO NUMERICO.

CAPÍTULO 3

3.1.INTRODUCCION.

El modelo numérico consiste en un programa desarrollado por el departamento de hormigón estructural de la UPC (universidad politécnica de Cataluña) denominado FIRECOL en su versión beta, dicho programa permite la simulación del comportamiento de pilares de hormigón sometidos a fuego.

Para poder realizar una análisis y estudio paramétrico en lo concerniente a los pilares esbeltos de hormigón armado sometidos a fuego, para diferentes esbelteces y excentricidad es necesario determinar un conjunto de curvas, denominadas curvas isoterma que representan los puntos de igual temperatura en la sección de un pilar de hormigón armado así como también es necesario la generación de una base de datos.

Las curvas isoterma fueron facilitadas por el GHE (grupo hormigón estructural) de la UPM (universidad politécnica de Madrid), las isoterma fueron determinadas mediante el programa SAFIR, dicho grupo tiene una licencia limitada de este programa. Con el mismo fue posible generar las isoterma de las secciones típicas de pilares de hormigón armado.

3.1.1.OBJETIVOS DEL CAPITULO.

Para poder simular el comportamiento de pilares de hormigón es necesario cumplir con los siguientes objetivos:

- definir las características del programa FIRECOL para la generación de datos.
- conocer los datos de las curvas isoterma y el origen de los mismos .
- definir los datos de las curvas isoterma para poder utilizarlos en el programa FIRECOL

3.1.2. ESTRUCTURA DEL CAPÍTULO.

Este capítulo se divide en tres partes, la segunda proporciona la generación de curvas isotermas, definiendo el programa SAFIR con el cual se determinaron dichas curvas, resaltando las curvas isotermas de secciones típicas de pilares de hormigón armado y definiendo dichas curvas para su introducción a un programa.

En el acápite siguiente y último se exponen la generación de la base de datos, resaltando las principales características del programa FIRECOL en su versión beta y que datos son necesarios introducir para utilizar correctamente el programa.

3.2. MODELO NUMERICO.

El Modelo numérico consiste en un programa en Excel, que se basa en columna modelo, discretizada por fibras, este programa tiene el nombre de FIRECOL.

3.2.1. PROGRAMA FIRECOL.

Este es un programa basado en un modelo de análisis no lineal, desarrollado en el departamento de ingeniería de la construcción de la universidad politécnica de Cataluña, utilizando la teoría de la columna modelo y la respuesta local de secciones rectangulares de hormigón.

Este programa permite obtener los diagramas de interacción, la pérdida de capacidad de carga, excentricidades máximas entre otros parámetros de pilares esbeltos de hormigón armado sometidos a altas temperaturas.

En el programa FIRECOL se introdujeron los siguientes datos:

Resistencias características y de diseño:

- $F_{ck}=30$ MPa $f_{cd}=20$ MPa
- $F_{yk}=500$ MPa $f_{yd}=435$ MPa

Rango de axiles:

- $v/v_{max}= 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6$

Cuantías Mecánicas:

- $\omega= 0.1, 0.25, 0.5, 0.75, 1.00$ para las secciones de la tabla de la EHE
- $\omega= 0.1, 0.5, 1.00$ para las secciones de tabla del Eurocódigo 2 parte 1-2

Distribución de armaduras:

- 4 barras en las esquinas (para las secciones de la tabla de la EHE)
- 8 barras distribuidas uniformemente (para las secciones de la tabla de ambas normativas)

3.3.1. PROGRAMA SAFIR 2012.

SAFIR es un programa de ordenador de propósito especial para el análisis de estructuras bajo condiciones de temperatura ambiente y elevada. El programa, que se basa en la de los Elementos Finitos Método (FEM), se puede utilizar para estudiar el comportamiento de uno, dos y estructuras tridimensionales.

El programa (SAFIR) fue desarrollado en la Universidad de Lieja , Bélgica, y es hoy en día considerado como el segunda generación de códigos de incendios estructurales desarrollado en Lieja.

Como un programa de elementos finitos, SAFIR puede alojar varios elementos de diferente idealización, procedimientos de cálculo y diversos modelos de material para incorporar el comportamiento tensión-deformación. Los elementos que incluyen son los elementos sólidos 2D, elementos sólidos 3D, elementos de viga, elementos de placa y elementos barra. Las leyes tensión-deformación de materiales es generalmente lineal –elípticas para el acero y no lineal para el hormigón.

Usando el programa, realiza un análisis térmico el cual consiste en la predicción de la distribución de la temperatura en el interior de los miembros estructurales, obteniendo con este la distribución de isotermas en las secciones típicas de los pilares de hormigón

Este análisis se efectúa generalmente mientras que la estructura está expuesta al fuego. Para una estructura compleja, se utiliza la técnica de sub -estructuración, donde la estructura total se divide en varias subestructuras y el cálculo de la temperatura se realiza sucesivamente para cada una de las subestructuras. Este tipo de situación se plantea en una estructura en la que los miembros están hechos de diferentes tipos de sección, o el hecho de que las secciones estén sometidas a diferentes exposiciones fuego.

Alcances del análisis de la temperatura del programa SAFIR

- Las secciones planas, así como estructuras tridimensionales se pueden analizar.
- Las secciones planas se discretizan por elementos triangular y / o cuadrilátero (rectangular y no rectangular), lo que permite la representación de prácticamente todas las formas de la sección transversal.
- Las estructuras tridimensionales se discretizan por elementos sólidos (prismáticos y no prismáticos) con 6 u 8 nodos. Esto permite la representación de prácticamente todas las formas de estructura.
- La variación de material de elemento a elemento es posible.
- La temperatura de fuego, se define como una función de tiempo, o bien pueden ser las curvas de calibración predefinidos en el código (ISO 834, ASTM E-119, ULC S-101) o cualquier otra curva puede ser introducida a través de los puntos de datos.

Resistencia al fuego de pilares esbeltos de hormigón

- Fases de enfriamiento pueden ser consideradas.
- La variación de las propiedades del material con temperaturas, así como la evaporación de la humedad, puede ser considerada.
- Se puede analizar el rendimiento térmico de los materiales como el acero, hormigón armado y secciones mixtas. Otros materiales también pueden ser analizados siempre que se conozcan las propiedades físicas a temperaturas elevadas.

3.3.2.ISOTERMAS SECCIONES TIPICAS DE PILARES DE HORMIGON.

Las isotermas de las secciones que fueron determinadas y facilitadas para la realización del estudio paramétrico fueron las presentadas a continuación:

Tabla 3.1 Isotermas Secciones Típicas de pilares de hormigón

LADO/TIEMPO	30 min	60 min	90 min	120 min	180 min	240 min
15 cm	SI	SI	SI			
20 cm	SI	SI	SI	SI		
25 cm	SI	SI	SI	SI		
30 cm	SI	SI	SI	SI	SI	
35 cm	SI	SI	SI	SI	SI	
40 cm	SI	SI	SI	SI	SI	SI
45 cm	SI	SI	SI	SI	SI	SI
50 cm	SI	SI	SI	SI	SI	SI
55 cm	SI	SI	SI	SI	SI	SI
60 cm	SI	SI	SI	SI	SI	SI

3.3.3.DEFINICION DE CURVAS ISOTERMAS.

Las curvas isotermas se definieron en el programa FIRECOL aproximando los resultados obtenidos de SAFIR a una expresión hiperbólica utilizando el valor de 3 puntos conocidos en las curvas. Esta expresión genera una curva con un comportamiento muy similar a las curvas resultantes, el procedimiento de definición de las curvas fue primero colocar un punto de referencia en la imagen, luego para cada isoterma con límites de colores se obtuvieron los tres puntos respecto al punto de referencia.

Para la realización de este procedimiento se utilizó un programa llamado windig25 compatible con el sistema operativo Windows XP en el cual utilizando un archivo en formato imagen en función a valores de puntos extremos se puede generar un sistema de coordenadas cartesiano dentro de la misma imagen.

3.4. VALIDACION DEL MODELO.

3.4.1. MEDIDAS DE MEDIA, DESVIACION TIPICA Y COEFICIENTES DE VARIACION

Para realizar la validación del modelo, se recurrió a una base de datos experimentales de 80 especímenes incluida en el documento de antecedentes del Eurocódigo 2 (Background Document, EN1992, (2004) de los cuales se utilizaron un total de 53 resultados, descartando 27 por falta de datos en la documentación presentada, se calculó la media, la desviación típica y el coeficiente de variación de la relación de resultados del modelo y los resultados de las pruebas experimentales.

En el Anexo 1.2 se muestra la tabla detallada con los resultados del modelo y los resultados experimentales, cabe resaltar que los resultados de la media, desviación típica y coeficiente de variación fueron:

- Media del cociente Modelo/Experimentación = 0.72
- Desviación estándar = 0.22
- COV = 0.31

Estos resultados muestran que el modelo implementado es conservador; lo cual es esperable al estar apoyado, en parte, en las ecuaciones constitutivas indicadas en el EC-2; por otro lado, teniendo en cuenta que al tener la comprobación a fuego la consideración de situación accidental, no se utilizaran coeficientes parciales de seguridad de los materiales, por lo que los modelos constitutivos deben ser calibrados para dar el nivel de seguridad suficiente. Así mismo, el coeficiente de variación es relativamente, en torno al 30%, lo cual indica la complejidad del problema en cuestión y la sensibilidad frente a los muchos factores que intervienen.

A continuación se muestran gráficamente los resultados obtenidos en la comparación.

En la figura 3.1 se observa la variación de los resultados de la resistencia al fuego del modelo con los resultados de la resistencia al fuego obtenidos en los diferentes ensayos:

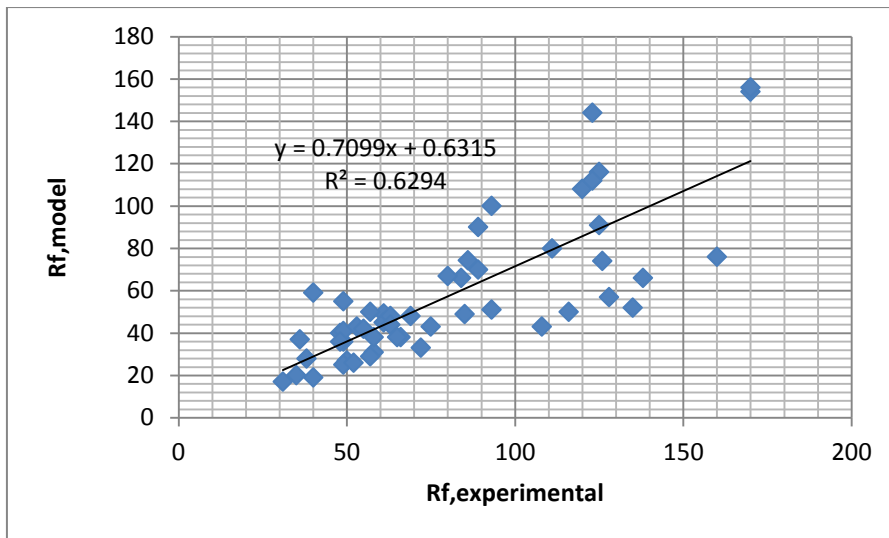


Figura 3.1 Relación Resistencia al fuego del modelo con la resistencia al fuego experimental.

En la figura 3.2 mostrada a continuación se puede apreciar la dispersión entre cada caso de la relación Resistencia al fuego del modelo/Resistencia al fuego experimental (Rf^*/Rf):

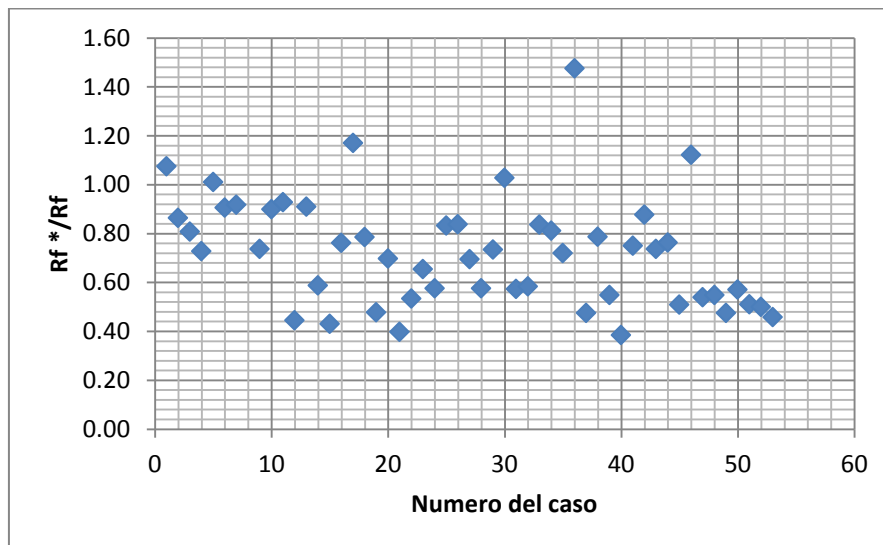


Figura 3.2 Relación del número del caso con el cociente de la resistencia experimental y la resistencia del modelo.

En la figura 3.3 se observan los resultados de la relación Resistencia al fuego del modelo/Resistencia al fuego experimental (Rf^*/Rf) en función a las excentricidades e_2 , en donde la mayor dispersión se aprecia en excentricidades pequeñas:

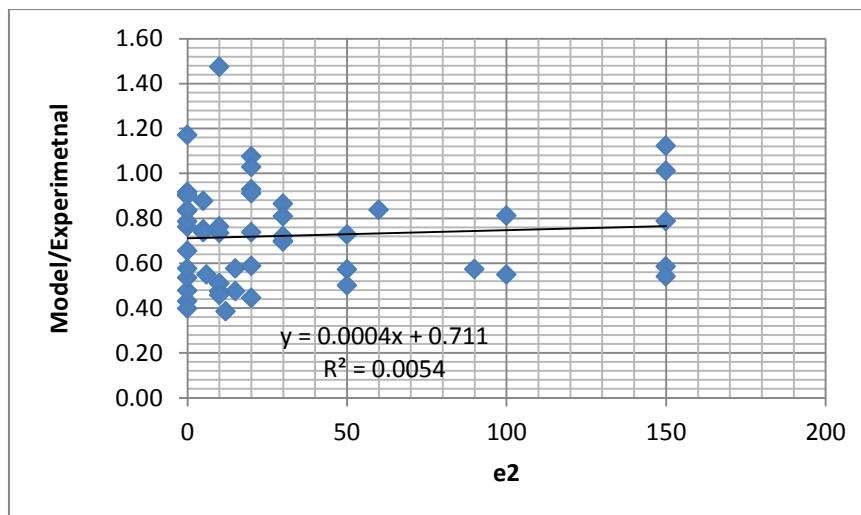


Figura 3.3 Relación de la excentricidad con el cociente de la resistencia experimental y la resistencia del modelo.

En la figura 3.4 se puede apreciar la relación Resistencia al fuego del modelo/Resistencia al fuego experimental (R_f^*/R_f) en función a la resistencia al fuego experimental, en donde las dispersiones son prácticamente similar salvo un valor en una resistencia al fuego experimental inferior a 50 min.

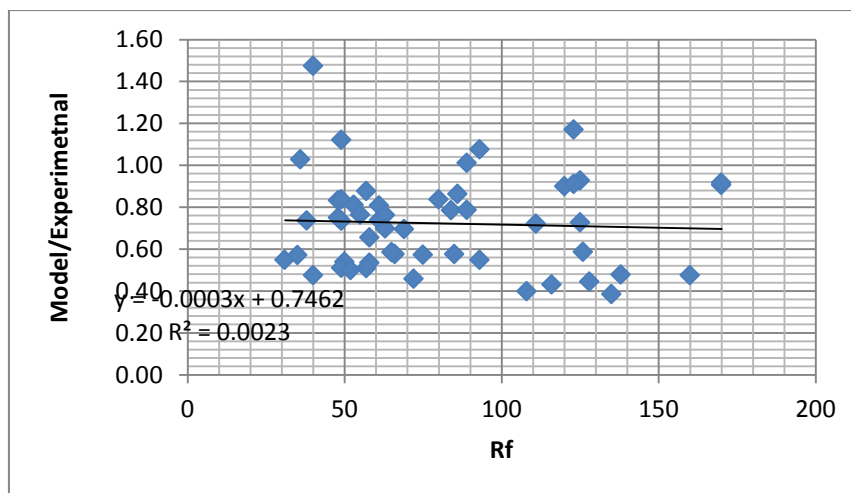


Figura 3.4 Relación de la resistencia del modelo con el cociente de la resistencia experimental y la resistencia del modelo.

En la figura 3.5 se puede apreciar la relación Resistencia al fuego experimental (R_f) en función al recubrimiento (a), en donde la mayor dispersión está en el recubrimiento que posee mayor número de casos $a=38$.

Resistencia al fuego de pilares esbeltos de hormigón

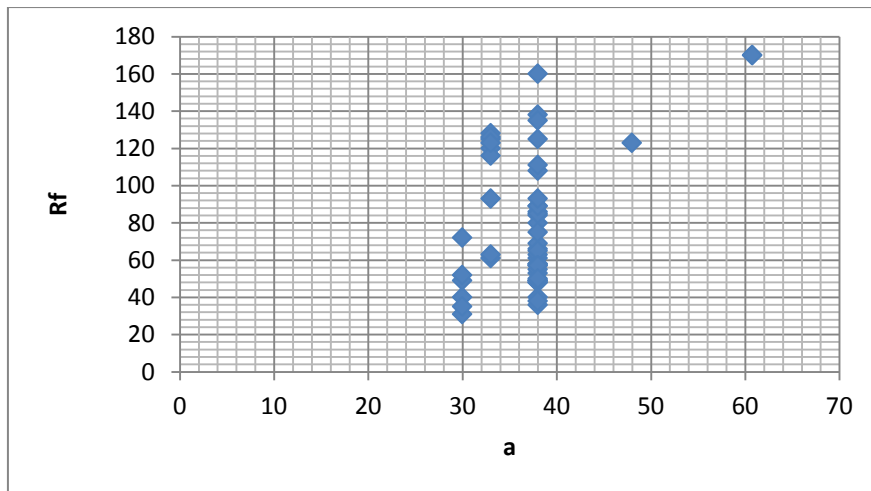


Figura 3.5 Relación de la resistencia del modelo con el recubrimiento.

En el caso de la figura 3.6 se observa la relación Resistencia al fuego del modelo/Resistencia al fuego experimental (R_f^*/R_f) en función a la esbeltez, viéndose que para esbelteces grandes a pesar de los pocos casos los resultados se alejan, incluso de valores superiores a 1, hasta valores inferiores a 0.5.

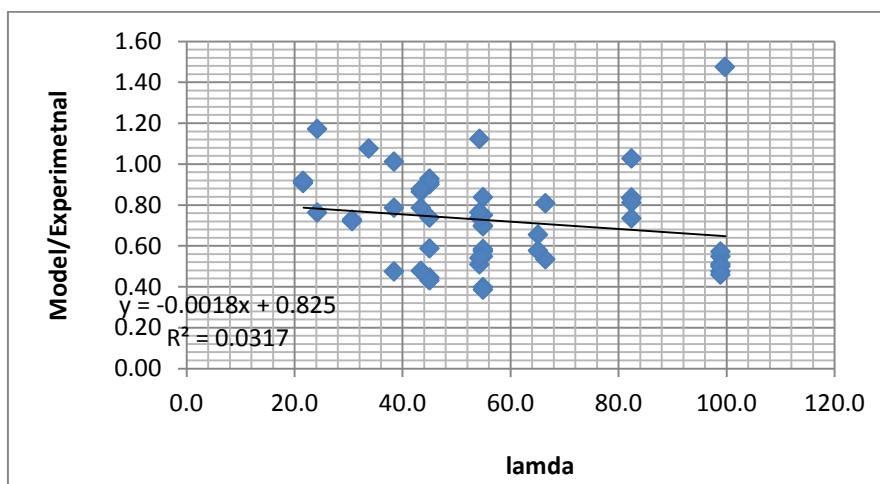


Figura 3.6 Relación de la esbeltez con el cociente de la resistencia experimental y la resistencia del modelo.

En la figura 3.7 se observan los resultados de la relación Resistencia al fuego del modelo/Resistencia al fuego experimental (R_f^*/R_f) en función al axil de cálculo E_d , en donde la mayor dispersión se aprecia en valores pequeños del axil de cálculo:

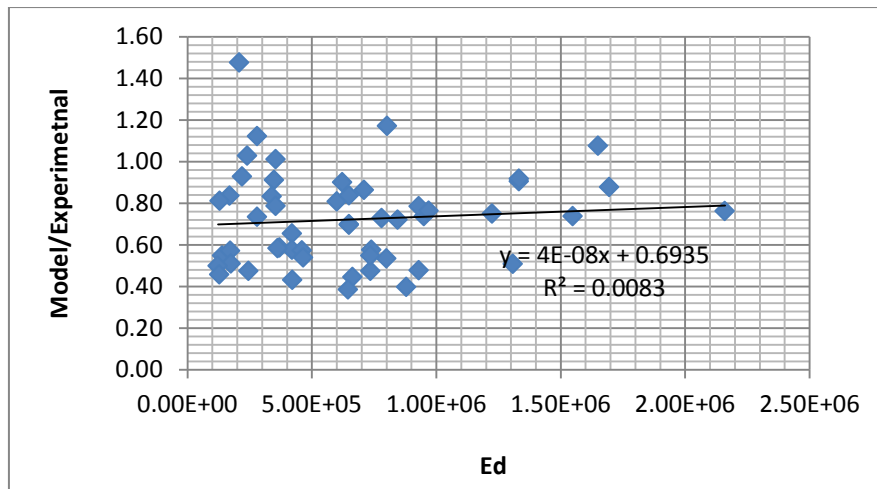


Figura 3.7 Relación del axil con el cociente de la resistencia experimental y la resistencia del modelo.

Por ultimo en la figura 3.8 se puede observar la relación de la Resistencia al fuego experimental (R_f) en función a la excentricidad e , en donde la mayor dispersión se aprecia en valores pequeños de la excentricidad.

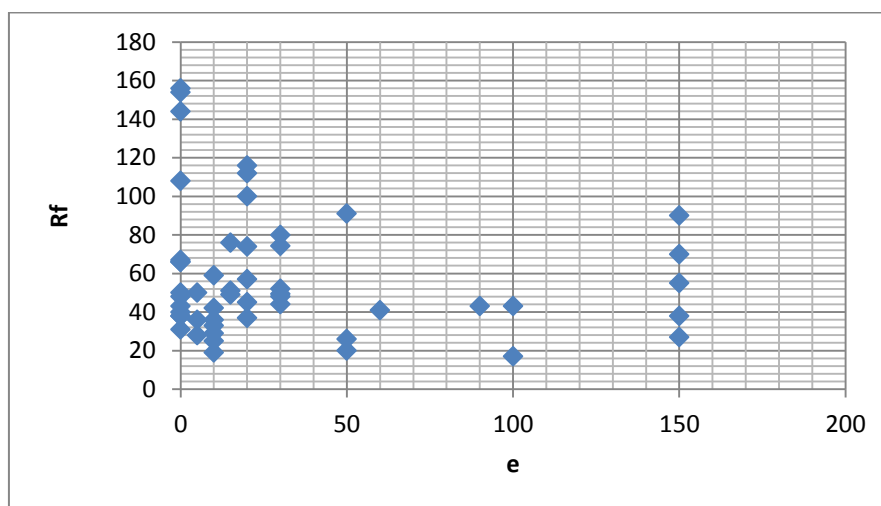


Figura 3.8 Relación de la resistencia experimental con la excentricidad.

REALIZACION DE ESTUDIOS PARAMETRICOS.

CAPÍTULO 4

4.1. INTRODUCCIÓN.

Con la generación de la base de datos, fue posible realizar un estudio paramétrico de los resultados con el programa FIRECOL, gracias a este estudio podemos ver relaciones de cargas, excentricidades y esbelteces de los pilares de hormigón armado sometidos a fuego.

En pilares de hormigón uno de los parámetros más relevantes es la resistencia y una manera de ver que tanto puede resistir un pilar es con el diagrama de interacción, además otro parámetro a tomar en consideración en los pilares sometidos a fuego es la pérdida de capacidad de carga ocasionada por el aumento de la temperatura. Otro parámetro a considerar y no menos importante es la excentricidad máxima en función a la esbeltez para un nivel de carga determinado

4.1.1. OBJETIVOS DEL CAPÍTULO.

Empleando el programa y la generación de datos realizados, este capítulo tiene como objetivos los siguientes:

- Determinar los diagramas de interacción para cada uno de los valores tabulados en las normativas, tanto la EHE como el Eurocódigo, considerando los efectos del fuego
- Determinar la pérdida de capacidad de carga por fuego en función a la excentricidad para cada uno de los valores tabulados en la normativa utilizando diferente tipo de armado
- Determinar la excentricidad máxima en función a la esbeltez para un nivel de carga determinado en cada uno de los valores tabulados en las normativas.

4.1.2. ESTRUCTURA DEL CAPITULO.

Este capítulo consta de tres apartados, el segundo describe la generación de los diagramas de interacción para las secciones de la tabla del método simplificado de la EHE, mientras que por otro lado el capítulo siguiente consta de la generación de los diagramas de interacción de las secciones contenidas en la tabla del método A del Eurocódigo 2 parte 1-2.

4.2. ESTUDIO PARAMETRICO VALORES TABLA EHE.

En este acápite se presentan los resultados obtenidos en el programa FIRECOL correspondientes a los valores de la tabla del método simplificado de la EHE, presentando los diagramas de interacción resultantes del estudio.

4.2.1. GENERACION DIAGRAMAS DE INTERACCION.

Los resultados obtenidos de los diagramas de interacción de las diferentes secciones de la tabla del método simplificado se muestran en el Anexo 1.3.1 ver figuras de A.52 a A.157, a través de gráficas, en las cuales:

- Línea de puntos: resistencia de cálculo en situación normal (sin fuego) con f_{cd} y f_{yd} . Representativa de la sollicitación de referencia para estimar la reducción de capacidad de carga (μ).
- Línea continua: Resistencia de la sección en situación de fuego con el tiempo de exposición igual a la resistencia a fuego (RXXX).

A continuación en la figura 4.1 se muestra el diagrama de interacción para la sección R30 – 150/15 con 4 barras de acero y una cuantía mecánica de 0.1, donde se ve la pérdida de resistencia según el fuego y según la esbeltez.

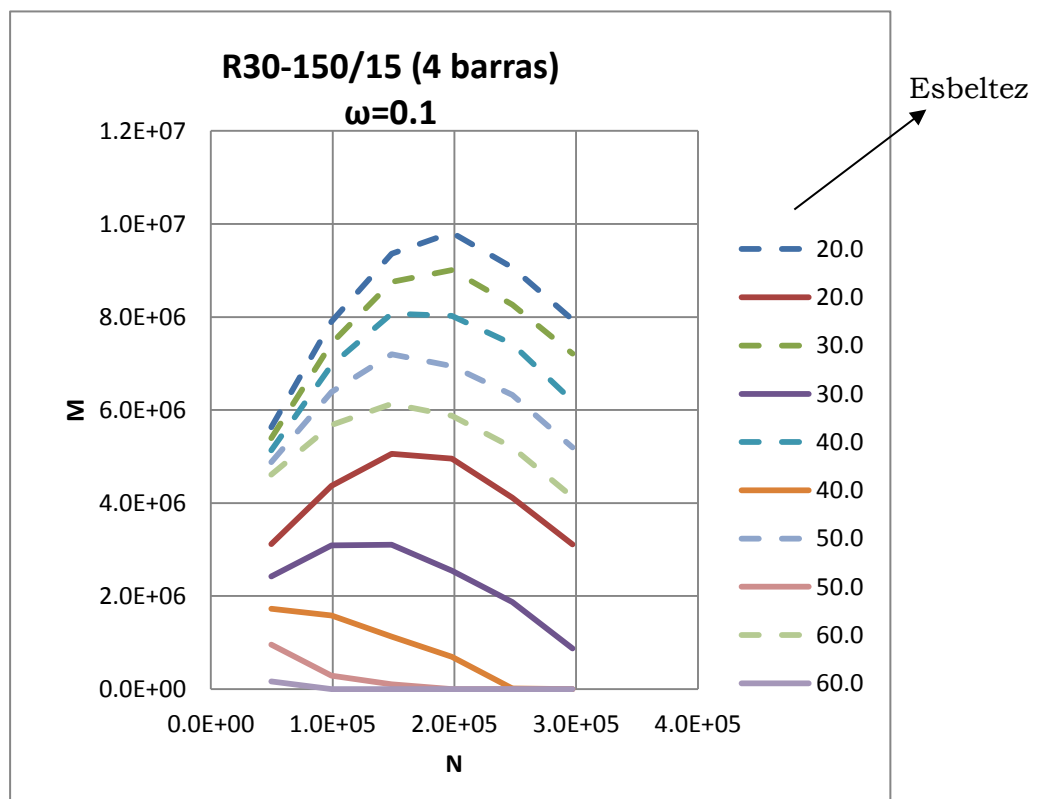


Figura 4.1 Diagrama interacción R30-150/15 4 barras $\omega=0.1$.

4.3. ESTUDIO PARAMETRICO VALORES TABLA METODO A EC2.

En este acápite se presentan los resultados obtenidos en el programa FIRECOL correspondientes a los valores de la tabla del método A del EC 2 1-2, presentando los diagramas de interacción resultantes para las dimensiones y recubrimientos realizados en el estudio.

4.3.1. GENERACION DE DIAGRAMAS DE INTERACCION.

Los resultados obtenidos de los diagramas de interacción de las diferentes secciones de la tabla del método A del EC 2 parte 1-2 se muestran en el Anexo 1.5.1 ver figuras A.188 a A.258, a través de gráficas, en las cuales:

- Línea de puntos: resistencia de cálculo en situación normal (sin fuego) con f_{cd} y f_{yd} . Representativa de la sollicitación de referencia para estimar la reducción de capacidad de carga (μ).
- Línea continua: Resistencia de la sección en situación de fuego con el tiempo de exposición igual a la resistencia a fuego (RXXX).

A continuación en la figura 4.2 se muestra el diagrama de interacción para la sección R60 – 200/25 con 8 barras de acero y una cuantía mecánica de 0.1, viéndose como decrece la resistencia en función a la esbeltez y al fuego

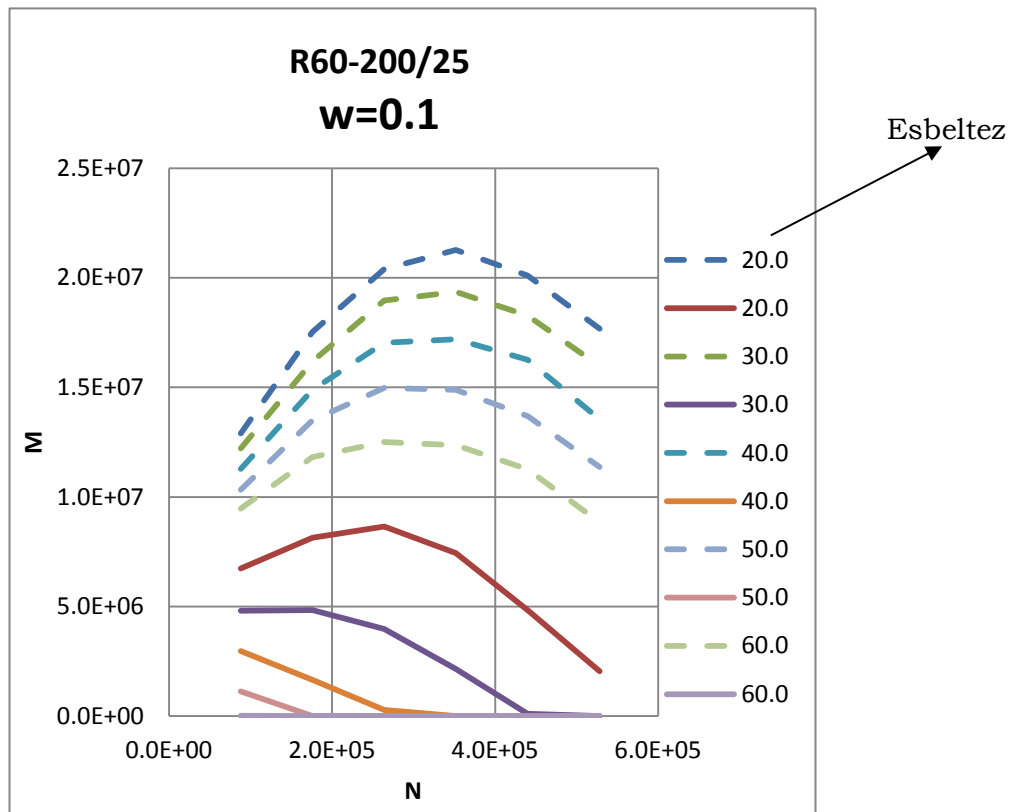


Figura 4.2 Diagrama interacción R60-200/25 8barras $w=0.1$.

ANÁLISIS DE RESULTADOS

CAPÍTULO 5

5.1. INTRODUCCIÓN.

A continuación se presentan en detalle la tendencia de cada uno de los parámetros, a variar en función de la esbeltez, el recubrimiento, las dimensiones, la excentricidad en el estudio realizado. Esta tendencia a variar se determinó siguiendo un cálculo analítico para así determinar la pérdida de capacidad de carga de la sección en función al tiempo de fuego y en función a la esbeltez

Además se presentan comparaciones con las normativas existentes en relación al comportamiento de los pilares, destacando los límites de validez y la influencia de que los pilares sean traslacionales o no.

5.1.1. OBJETIVOS DEL CAPÍTULO.

- Determinar la pérdida de capacidad de carga tanto en las secciones de la EHE como en las secciones del método A del Eurocódigo 2 parte 1-2.
- Analizar la variación de los parámetros en los resultados del estudio en las secciones de la EHE y las secciones del método A del Eurocódigo.
- Definir los límites de validez de la tabla del método simplificado de EHE para pilares sometidos a fuego.
- Ver la influencia de la traslacionalidad en pilares aislados sometidos a fuego.

5.1.2. ESTRUCTURA DEL CAPÍTULO.

Este capítulo está compuesto por cuatro apartados, el segundo muestra un análisis de los resultados obtenidos enfocándose en la pérdida de capacidad de carga tanto en los valores de la tabla de la EHE como en los valores de la tabla del método A del Eurocódigo.

El tercer acápite trata sobre los límites de validez de los valores establecidos en la tabla del método simplificado de la EHE, factores de carga, esbelteces y excentricidades máximos y por último en el apartado cuatro se presenta la influencia que tiene la traslacionalidad en los pilares aislados.

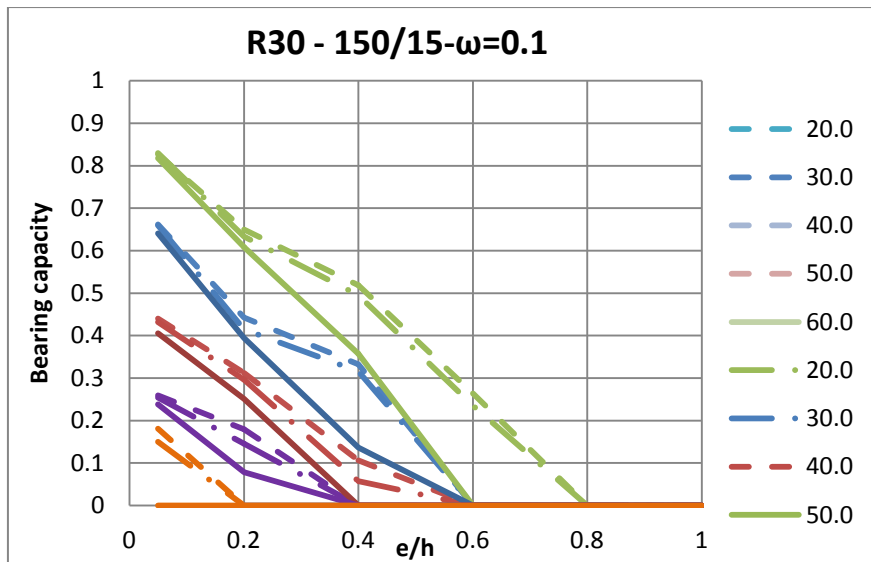


Figura 5.1 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R30- 150/15 $\omega=0.1$.

5.2.3.EVOLUCION DEL FACTOR DE CARGA (μ_{fi}) EN SECCIONES TABLA METODO A EUROCODIGO 2 PARTE 1.2.

Las curvas de capacidad de carga para los diferentes casos estudiados con cuantía: $\omega= 0.1, 0.5, 1.00$ y esbelteces mecánicas $\lambda= 20, 30, 40, 50$ y 60 se muestran en los Anexo 1.6.1, ver figuras de A.259 a A.331.

En donde:

La línea representa:

- Línea a trazos guion punto $- - - -$: secciones con 8 barras distribuidas uniformemente

Cada color representa:

- Esbeltez $\lambda = 20$ ■ Esbeltez $\lambda = 30$ ■ Esbeltez $\lambda = 40$
- Esbeltez $\lambda = 50$ ■ Esbeltez $\lambda = 60$

A continuación en la figura 5.2 se muestra las curvas que reflejan las pérdidas de capacidad de carga para la sección R60 – 200/25 con 8 barras de acero y una cuantía mecánica de 0.1, viéndose como decrece la resistencia en función a la esbeltez, la excentricidad y al fuego.

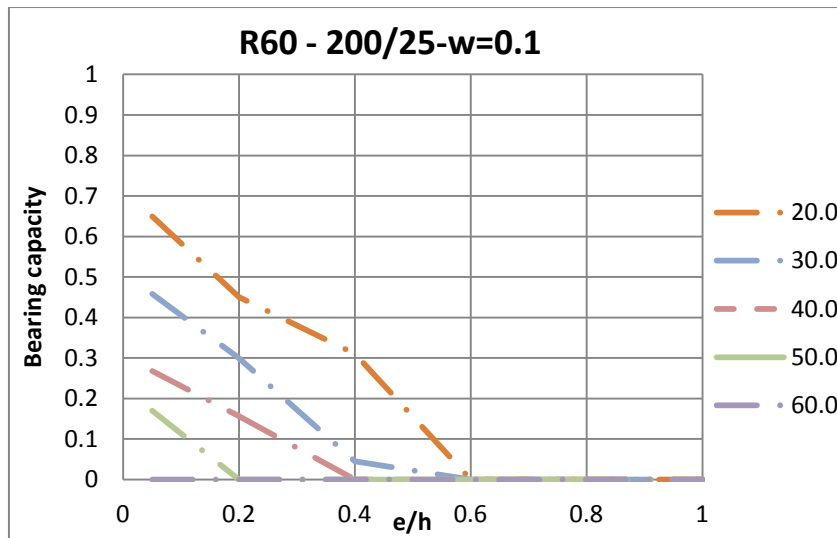


Figura 5.2 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R30- 150/15 $\omega=0.1$ R60- 200/25 $\omega=0.1$.

5.3. LIMIETES DE APLICABILIDAD DE LA TABLA A.6.5.2 DE LA EHE

5.3.1. FACTOR DE CARGA Y ESBELTECES

El factor de carga límite de las secciones presentes en la tabla del método simplificado de la EHE así como también las esbelteces límites se mostrarán a continuación en unas tablas, las cuales están en función al número de barras y en función a la cuantía mecánica del armado.

El factor de carga límite mostrado a continuación es el máximo valor del factor de carga que puede resistir el pilar, para esbelteces pequeñas, por otro lado las esbelteces límites mostradas en cada una de las siguientes tablas son las máximas para que el factor de carga sea 0.3, esbelteces superiores a estas generan un factor de carga muy pequeño.

En las tablas de 5.1 a 5.3 se muestran los límites de aplicabilidad de la tabla A.6.5.2 de la EHE para una cuantía $\omega = 0.1$ cada una de las tablas corresponde a un armado diferente como se indica en la descripción de la tabla:

Tabla 5.1 Límites de aplicabilidad tabla A.6.5.2 de EHE ($\omega=0.1$ y 4 barras)

Cuantía mecánica $\omega = 0.1$ y 4 barras				
Resistencia al fuego	Dimensiones (mm)	Recubrimiento a_{min} (mm) ^(*)	factor de carga	esbeltez
R-30	150	15	0.7	40
R-60	200	20	0.5	30
R-90	250	30	0.5	30
R-120	250	40	0.3	20
R-180	350	45	0.3	20
R-240	400	50	0.3	20

Tabla 5.2 Límites de aplicabilidad tabla A.6.5.2 de EHE ($\omega=0.1$ y 8 barras)

Cuantía mecánica $\omega=0.1$ y 8 barras				
Resistencia al fuego	Dimensiones (mm)	Recubrimiento a_{\min} (mm) ^(*)	factor de carga	esbeltez
R-30	150	15	0.7	40
R-60	200	20	0.5	30
R-90	250	30	0.5	30
R-120	250	40	0.3	20
R-180	350	45	0.3	20
R-240	400	50	0.3	20

Tabla 5.3 Límites de aplicabilidad tabla A.6.5.2 de EHE ($\omega=0.1$ y 12 barras)

Cuantía mecánica $\omega=0.1$ y 12 barras				
Resistencia al fuego	Dimensiones (mm)	Recubrimiento a_{\min} (mm) ^(*)	factor de carga	esbeltez
R-30	150	15	0.7	40
R-60	200	20	0.5	30
R-90	250	30	0.5	30
R-120	250	40	0.3	20
R-180	350	45	0.3	20
R-240	400	50	0.3	20

En las tablas de 5.4 a 5.6 se muestran los límites de aplicabilidad de la tabla A.6.5.2 de la EHE para una cuantía $\omega=0.25$ cada una de las tablas corresponde a un armado diferente como se indica en la descripción de la tabla:

Tabla 5.4 Límites de aplicabilidad tabla A.6.5.2 de EHE ($\omega=0.25$ y 4 barras)

Cuantía mecánica $\omega=0.25$ y 4 barras				
Resistencia al fuego	Dimensiones (mm)	Recubrimiento a_{\min} (mm) ^(*)	factor de carga	esbeltez
R-30	150	15	0.7	40
R-60	200	20	0.5	30
R-90	250	30	0.5	30
R-120	250	40	0.3	20
R-180	350	45	0.3	20
R-240	400	50	0.3	20

Tabla 5.5 Límites de aplicabilidad tabla A.6.5.2 de EHE ($\omega=0.25$ y 8 barras)

Cuantía mecánica $\omega =0.25$ y 8 barras				
Resistencia al fuego	Dimensiones (mm)	Recubrimiento a_{\min} (mm) ^(*)	factor de carga	esbeltez
R-30	150	15	0.7	40
R-60	200	20	0.5	30
R-90	250	30	0.5	30
R-120	250	40	0.3	20
R-180	350	45	0.3	20
R-240	400	50	0.3	20

Tabla 5.6 Límites de aplicabilidad tabla A.6.5.2 de EHE ($\omega=0.25$ y 12 barras)

Límites validez tabla EHE para Cuantía mecánica $\omega =0.25$ y 12 barras				
Resistencia al fuego	Dimensiones (mm)	Recubrimiento a_{\min} (mm) ^(*)	factor de carga	esbeltez
R-30	150	15	0.7	40
R-60	200	20	0.5	30
R-90	250	30	0.5	30
R-120	250	40	0.3	20
R-180	350	45	0.3	20
R-240	400	50	0.3	20

En las tablas de 5.7 a 5.9 se muestran los límites de aplicabilidad de la tabla A.6.5.2 de la EHE para una cuantía $\omega =0.5$ cada una de las tablas corresponde a un armado diferente como se indica en la descripción de la tabla:

Tabla 5.7 Límites de aplicabilidad tabla A.6.5.2 de EHE ($\omega=0.5$ y 4 barras)

Límites validez tabla EHE para Cuantía mecánica $\omega =0.5$ y 4 barras				
Resistencia al fuego	Dimensiones (mm)	Recubrimiento a_{\min} (mm) ^(*)	factor de carga	esbeltez
R-30	150	15	0.7	50
R-60	200	20	0.5	30
R-90	250	30	0.3	30
R-120	250	40	0.3	20
R-180	350	45	0.3	20
R-240	400	50	0.3	20

Tabla 5.8 Límites de aplicabilidad tabla A.6.5.2 de EHE ($\omega=0.5$ y 8 barras)

Límites validez tabla EHE para Cuantía mecánica $\omega =0.5$ y 8 barras				
Resistencia al fuego	Dimensiones (mm)	Recubrimiento a_{\min} (mm) ^(*)	factor de carga	esbeltez
R-30	150	15	0.7	50
R-60	200	20	0.5	30
R-90	250	30	0.5	30
R-120	250	40	0.3	30
R-180	350	45	0.3	20
R-240	400	50	0.3	20

Tabla 5.9 Límites de aplicabilidad tabla A.6.5.2 de EHE ($\omega=0.5$ y 12 barras)

Límites validez tabla EHE para Cuantía mecánica $\omega =0.5$ y 12 barras				
Resistencia al fuego	Dimensiones (mm)	Recubrimiento a_{\min} (mm) ^(*)	factor de carga	esbeltez
R-30	150	15	0.7	60
R-60	200	20	0.5	40
R-90	250	30	0.5	30
R-120	250	40	0.3	30
R-180	350	45	0.3	30
R-240	400	50	0.3	20

En las tablas de 5.10 a 5.12 se muestran los límites de aplicabilidad de la tabla A.6.5.2 de la EHE para una cuantía $\omega =0.75$ cada una de las tablas corresponde a un armado diferente como se indica en la descripción de la tabla:

Tabla 5.10 Límites de aplicabilidad tabla A.6.5.2 de EHE ($\omega=0.75$ y 4 barras)

Límites validez tabla EHE para Cuantía mecánica $\omega =0.75$ y 4 barras				
Resistencia al fuego	Dimensiones (mm)	Recubrimiento a_{\min} (mm) ^(*)	factor de carga	esbeltez
R-30	150	15	0.7	50
R-60	200	20	0.3	30
R-90	250	30	0.3	30
R-120	250	40	0.3	20
R-180	350	45	0.3	20
R-240	400	50	0.3	20

Tabla 5.11 Límites de aplicabilidad tabla A.6.5.2 de EHE ($\omega=0.75$ y 8 barras)

Límites validez tabla EHE para Cuantía mecánica $\omega =0.75$ y 8 barras				
Resistencia al fuego	Dimensiones (mm)	Recubrimiento a_{\min} (mm) ^(*)	factor de carga	esbeltez
R-30	150	15	0.7	60
R-60	200	20	0.5	40
R-90	250	30	0.5	30
R-120	250	40	0.3	30
R-180	350	45	0.3	30
R-240	400	50	0.3	20

Tabla 5.12 Límites de aplicabilidad tabla A.6.5.2 de EHE ($\omega=0.75$ y 12 barras)

Límites validez tabla EHE para Cuantía mecánica $\omega =0.75$ y 12 barras				
Resistencia al fuego	Dimensiones (mm)	Recubrimiento a_{\min} (mm) ^(*)	factor de carga	esbeltez
R-30	150	15	0.7	60
R-60	200	20	0.5	40
R-90	250	30	0.5	40
R-120	250	40	0.3	30
R-180	350	45	0.3	30
R-240	400	50	0.3	20

En las tablas de 5.13 a 5.15 se muestran los límites de aplicabilidad de la tabla A.6.5.2 de la EHE para una cuantía $\omega =1.00$ cada una de las tablas corresponde a un armado diferente como se indica en la descripción de la tabla:

Tabla 5.13 Límites de aplicabilidad tabla A.6.5.2 de EHE ($\omega=1$ y 4 barras)

Límites validez tabla EHE para Cuantía mecánica $\omega =1$ y 4 barras				
Resistencia al fuego	Dimensiones (mm)	Recubrimiento a_{\min} (mm) ^(*)	factor de carga	esbeltez
R-30	150	15	0.7	50
R-60	200	20	0.3	30
R-90	250	30	0.3	30
R-120	250	40	0.3	20
R-180	350	45	0.3	20
R-240	400	50	0.3	20

Tabla 5.14 Límites de aplicabilidad tabla A.6.5.2 de EHE ($\omega=1$ y 8 barras)

Límites validez tabla EHE para Cuantía mecánica $\omega =1$ y 8 barras				
Resistencia al fuego	Dimensiones (mm)	Recubrimiento a_{\min} (mm) ^(*)	factor de carga	esbeltez
R-30	150	15	0.7	60
R-60	200	20	0.5	40
R-90	250	30	0.5	30
R-120	250	40	0.3	30
R-180	350	45	0.3	30
R-240	400	50	0.3	20

Tabla 5.15 Límites de aplicabilidad tabla A.6.5.2 de EHE ($\omega=1$ y 12 barras)

Límites validez tabla EHE para Cuantía mecánica $\omega =1$ y 12 barras				
Resistencia al fuego	Dimensiones (mm)	Recubrimiento a_{\min} (mm) ^(*)	factor de carga	esbeltez
R-30	150	15	0.7	60
R-60	200	20	0.5	40
R-90	250	30	0.5	40
R-120	250	40	0.3	30
R-180	350	45	0.3	30
R-240	400	50	0.3	20

Como se puede ver en las tablas anteriores a mayor cantidad de armado y mayor cuantía los límites tanto de factor de carga como de esbeltez son mayores, también se aprecia como para las cuantías pequeñas inferiores a $\omega=0.5$ la variación entre los límites de las diferentes secciones con el armado es nula, es decir los límites son los mismos

5.4. INFLUENCIA DE LA TRASLACIONALIDAD EN PILARES AISLADOS SOMETIDOS A FUEGO

La traslacionalidad en pilares es bien importante ya que debido a los efectos de segundo orden se incrementan las solicitaciones y la sección puede llegar a la falla antes de tiempo, cuando la misma se ve sometida a fuego por las cuatro caras.

A continuación veremos en las tablas 5.16, 5.17 y 5.18 los resultados según el estudio realizado que definen los límites tanto del factor de carga como de esbelteces para las secciones del método A del Eurocódigo 2 parte 1-2 considerando la traslacionalidad.

Tabla 5.16 Límites validez EC2 parte 1-2 ($\omega=0.1$ y 8 barras)

cuantía mecánica $\omega=0.1$		
Sección	límites	
	esbeltez	factor de carga
L=200 r=25 T=30 Nbar=8	50	0.7
L=200 r=32 T=30 Nbar=8	60	0.7
L=200 r=25 T=60 Nbar=8	30	0.5
L=200 r=31 T=90 Nbar=8	20	0.3
L=200 r=36 T=60 Nbar=8	40	0.5
L=250 r=46 T=60 Nbar=8	40	0.7
L=250 r=40 T=120 Nbar=8	20	0.3
L=300 r=27 T=30 Nbar=8	50	0.7
L=300 r=31 T=60 Nbar=8	40	0.7
L=300 r=25 T=90 Nbar=8	30	0.7
L=300 r=45 T=90 Nbar=8	40	0.7
L=350 r=40 T=60 Nbar=8	50	0.7
L=350 r=53 T=90 Nbar=8	40	0.7
L=350 r=35 T=120 Nbar=8	30	0.5
L=350 r=45 T=120 Nbar=8	30	0.5
L=350 r=57 T=120 Nbar=8	30	0.5
L=350 r=45 T=180 Nbar=8	20	0.3
L=350 r=63 T=180 Nbar=8	20	0.3
L=350 r=61 T=240 Nbar=8	20	0.3
L=400 r=38 T=90 Nbar=8	40	0.7
L=450 r=40 T=90 Nbar=8	40	0.7
L=450 r=40 T=120 Nbar=8	40	0.7
L=450 r=51 T=120 Nbar=8	40	0.7
L=450 r=70 T=180 Nbar=8	30	0.5
L=450 r=75 T=240 Nbar=8	30	0.5

Tabla 5.17 Límites validez EC2 parte 1-2 ($\omega=0.5$ y 8 barras)

cuantía mecánica $\omega=0.5$		
Sección	límites	
	esbeltez	factor de carga
L=200 r=25 T=30 Nbar=8	40	0.7
L=200 r=32 T=30 Nbar=8	60	0.7
L=200 r=25 T=60 Nbar=8	40	0.5
L=200 r=31 T=90 Nbar=8	20	0.3
L=200 r=36 T=60 Nbar=8	60	0.7
L=250 r=46 T=60 Nbar=8	60	0.7
L=250 r=40 T=120 Nbar=8	20	0.3
L=300 r=27 T=30 Nbar=8	50	0.7
L=300 r=31 T=60 Nbar=8	60	0.7
L=300 r=25 T=90 Nbar=8	30	0.5
L=300 r=45 T=90 Nbar=8	60	0.7
L=350 r=40 T=60 Nbar=8	60	0.7
L=350 r=53 T=90 Nbar=8	60	0.7
L=350 r=35 T=120 Nbar=8	30	0.5
L=350 r=45 T=120 Nbar=8	40	0.5
L=350 r=57 T=120 Nbar=8	60	0.7
L=350 r=45 T=180 Nbar=8	20	0.3
L=350 r=63 T=180 Nbar=8	30	0.5
L=350 r=61 T=240 Nbar=8	30	0.5
L=400 r=38 T=90 Nbar=8	50	0.7
L=450 r=40 T=90 Nbar=8	60	0.7
L=450 r=40 T=120 Nbar=8	40	0.7
L=450 r=51 T=120 Nbar=8	60	0.7
L=450 r=70 T=180 Nbar=8	50	0.7
L=450 r=75 T=240 Nbar=8	30	0.5

Tabla 5.18 Limites validez EC2 parte 1-2 ($\omega=1$ y 8 barras)

cuantía mecánica $\omega=1$		
Sección	limites	
	esbeltez	factor de carga
L=200 r=25 T=30 Nbar=8	60	0.7
L=200 r=32 T=30 Nbar=8	60	0.7
L=200 r=25 T=60 Nbar=8	50	0.5
L=200 r=31 T=90 Nbar=8	30	0.3
L=200 r=36 T=60 Nbar=8	60	0.7
L=250 r=46 T=60 Nbar=8	40	0.7
L=250 r=40 T=120 Nbar=8	30	0.3
L=300 r=27 T=30 Nbar=8	60	0.7
L=300 r=31 T=60 Nbar=8	60	0.7
L=300 r=25 T=90 Nbar=8	40	0.5
L=300 r=45 T=90 Nbar=8	50	0.7
L=350 r=40 T=60 Nbar=8	60	0.7
L=350 r=53 T=90 Nbar=8	60	0.5
L=350 r=35 T=120 Nbar=8	40	0.5
L=350 r=45 T=120 Nbar=8	50	0.5
L=350 r=57 T=120 Nbar=8	60	0.7
L=350 r=45 T=180 Nbar=8	30	0.3
L=350 r=63 T=180 Nbar=8	40	0.5
L=350 r=61 T=240 Nbar=8	40	0.5
L=400 r=38 T=90 Nbar=8	60	0.7
L=450 r=40 T=90 Nbar=8	60	0.7
L=450 r=40 T=120 Nbar=8	50	0.7
L=450 r=51 T=120 Nbar=8	60	0.7
L=450 r=70 T=180 Nbar=8	20	0.7
L=450 r=75 T=240 Nbar=8	40	0.5

Como se muestra en el apartado 5.3.1, el factor de carga limite mostrados en las tablas anteriores es el máximo valor del factor de carga que puede resistir el pilar, para esbelteces pequeñas, por otro lado las esbelteces limites mostradas son las máximas para que el factor de carga sea 0.3, esbelteces superiores a estas generan un factor de carga muy pequeño.

Los valores obtenidos comparados con los de la tabla del método A del Eurocódigo 2 parte 1-2, son similares, viendo que la traslacionalidad no tiene gran incidencia para las secciones mostradas, cabe destacar que el estudio se realizó para un numero de 8 barras de acero y para cuantías de $\omega=0.1$, 0.5 y 1 .

RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO

CAPÍTULO 6

6.1. INTRODUCCIÓN

Una vez analizados los resultados podemos recomendar que para realizar un análisis o diseño de pilares aislados de hormigón sometidos a fuego se debe seguir un criterio en donde en función a los recubrimientos, dimensiones, cantidad de barras, cuantía mecánica, esbelteces y para diferentes factores de cargas tener una excentricidad sobre el canto e/h máxima permisible.

6.1.1. OBJETIVOS DEL CAPITULO.

- Presentar un método simplificado para el cálculo de pilares esbeltos sometidos a fuego, tomando en consideración los efectos de segundo orden por traslacionalidad.

6.1.2. ESTRUCTURA DEL CAPITULO.

El capítulo está constituido por tres acápites, el segundo acápite presenta una tabla con las secciones del método simplificado de la EHE, en donde se presentan las excentricidades máximas en relación al canto para varios factores de carga, y el tercer y último acápite muestra una tabla similar pero con las secciones del método A del Eurocódigo 2 parte 1-2.

6.2. METODO SIMPLIFICADO PARA EL DISEÑO DE PILARES TRASLACIONALES DE HORMIGON ARAMDO SOMETIDOS A FUEGO.

A continuación se presenta un método tabulado que considera la traslacionalidad, en donde en función a la esbeltez podemos ver que excentricidad máxima puede tener una sección de un pilar de hormigón armado sometido a un determinado tiempo de fuego. Las tablas están en función a la cuantía mecánica.

En las tablas propuestas a continuación (-) significa que las excentricidades con relación (e/h) al canto son prácticamente nulas mientras que (**) significan que el valor de las excentricidades con relación (e/h) al canto son superiores a la unidad.

6.2.1. SECCIONES INSTRUCCION DE HORMIGON ESTRUCTURAL – EHE

Tabla 6.1 Método simplificado secciones EHE ($\omega=0.1$)

Sección	Excentricidades máximas (e/h) _{max}			
	esbeltez	$\mu=0.3$	$\mu=0.5$	$\mu=0.7$
L=150 r=15 T=30 Nbar=4	20	0.43	0.49	0.13
	30	0.27	0.14	-
	40	0.15	-	-
L=150 r=15 T=30 Nbar=8	20	0.55	0.68	0.15
	30	0.43	0.27	-
	40	0.20	-	-
L=150 r=15 T=30 Nbar=12	20	0.57	0.41	0.16
	30	0.42	0.16	-
	40	0.21	-	-
L=200 r=20 T=60 Nbar=4	20	0.24	0.13	-
	30	0.14	-	-
L=200 r=20 T=60 Nbar=8	20	0.31	0.14	-
	30	0.17	-	-
L=200 r=20 T=60 Nbar=12	20	0.31	0.15	-
	30	0.18	-	-
L=250 r=30 T=90 Nbar=4	20	0.21	0.08	-
	30	0.09	-	-
L=250 r=30 T=90 Nbar=8	20	0.24	0.10	-
	30	0.12	-	-
L=250 r=30 T=90 Nbar=12	20	0.25	0.10	-
	30	0.13	-	-
L=250 r=40 T=120 Nbar=4	20	0.14	-	-
L=250 r=40 T=120 Nbar=8	20	0.18	-	-
L=250 r=40 T=120 Nbar=12	20	0.18	-	-
L=350 r=45 T=180 Nbar=4	20	0.15	-	-
L=350 r=45 T=180 Nbar=8	20	0.17	-	-
L=350 r=45 T=180 Nbar=12	20	0.18	-	-
L=400 r=50 T=240 Nbar=4	20	0.12	-	-
L=400 r=50 T=240 Nbar=8	20	0.14	-	-
L=400 r=50 T=240 Nbar=12	20	0.14	-	-

Notas:

(-) Significa que las excentricidades con relación (e/h) al canto son prácticamente nulas.

(**) Significa que el valor de las excentricidades con relación (e/h) al canto son superiores a la unidad.

Tabla 6.2 Método simplificado secciones EHE ($\omega=0.25$)

Sección	Excentricidades máximas(e/h) _{max}			
	esbeltez	$\mu=0.3$	$\mu=0.5$	$\mu=0.7$
L=150 r=15 T=30 Nbar=4	20	0.64	0.35	0.12
	30	0.45	0.16	-
	40	0.24	-	-
L=150 r=15 T=30 Nbar=8	20	0.95	0.73	0.16
	30	0.73	0.19	-
	40	0.48	-	-
L=150 r=15 T=30 Nbar=12	20	0.99	0.80	0.18
	30	0.75	0.34	-
	40	0.52	-	-
L=200 r=20 T=60 Nbar=4	20	0.29	0.11	-
	30	0.15	-	-
L=200 r=20 T=60 Nbar=8	20	0.48	0.15	-
	30	0.22	-	-
L=200 r=20 T=60 Nbar=12	20	0.48	0.17	-
	30	0.25	-	-
L=250 r=30 T=90 Nbar=4	20	0.23	0.06	-
	30	0.10	-	-
L=250 r=30 T=90 Nbar=8	20	0.43	0.11	-
	30	0.18	-	-
L=250 r=30 T=90 Nbar=12	20	0.45	0.12	-
	30	0.21	-	-
L=250 r=40 T=120 Nbar=4	20	0.17	-	-
L=250 r=40 T=120 Nbar=8	20	0.25	-	-
L=250 r=40 T=120 Nbar=12	20	0.28	-	-
L=350 r=45 T=180 Nbar=4	20	0.15	-	-
L=350 r=45 T=180 Nbar=8	20	0.21	-	-
L=350 r=45 T=180 Nbar=12	20	0.22	-	-
L=400 r=50 T=240 Nbar=4	20	0.11	-	-
L=400 r=50 T=240 Nbar=8	20	0.16	-	-
L=400 r=50 T=240 Nbar=12	20	0.17	-	-

Notas:

(-) Significa que las excentricidades con relación (e/h) al canto son prácticamente nulas.

(**) Significa que el valor de las excentricidades con relación (e/h) al canto son superiores a la unidad.

Tabla 6.3 Método simplificado secciones EHE ($\omega=0.5$)

Sección	Excentricidades máximas(e/h) _{max}			
	esbeltez	$\mu=0.3$	$\mu=0.5$	$\mu=0.7$
L=150 r=15 T=30 Nbar=4	20	0.94	0.46	0.10
	30	0.72	0.17	-
	40	0.48	-	-
	50	0.09	-	-
L=150 r=15 T=30 Nbar=8	20	**	**	0.17
	30	**	0.82	-
	40	0.84	-	-
	50	0.48	-	-
L=150 r=15 T=30 Nbar=12	20	**	**	0.20
	30	**	0.886	-
	40	0.90	-	-
	50	0.64	-	-
	60	0.36	-	-
L=200 r=20 T=60 Nbar=4	20	0.36	0.08	
	30	0.17	-	-
L=200 r=20 T=60 Nbar=8	20	0.69	0.16	
	30	0.39	-	-
L=200 r=20 T=60 Nbar=12	20	0.72	0.18	
	30	0.46	-	-
	40	0.06	-	-
L=250 r=30 T=90 Nbar=4	20	0.28	-	-
	30	0.11	-	-
L=250 r=30 T=90 Nbar=8	20	0.63	0.11	
	30	0.28	-	-
L=250 r=30 T=90 Nbar=12	20	0.70	0.13	
	30	0.43	-	-
L=250 r=40 T=120 Nbar=4	20	0.20	-	-
L=250 r=40 T=120 Nbar=8	20	0.42	-	-
	30	0.10	-	-
L=250 r=40 T=120 Nbar=12	20	0.49	-	-
	30	0.16	-	-
L=350 r=45 T=180 Nbar=4	20	0.14	-	-
L=350 r=45 T=180 Nbar=8	20	0.25	-	-
L=350 r=45 T=180 Nbar=12	20	0.32	-	-
	30	0.07	-	-
L=400 r=50 T=240 Nbar=4	20	0.10	-	-
L=400 r=50 T=240 Nbar=8	20	0.18	-	-
L=400 r=50 T=240 Nbar=12	20	0.20	-	-

Tabla 6.4 Método simplificado secciones EHE ($\omega=0.75$)

Sección	Excentricidades máximas(e/h) _{max}			
	esbeltez	$\mu=0.3$	$\mu=0.5$	$\mu=0.7$
L=150 r=15 T=30 Nbar=4	20	**	0.55	0.05
	30	0.93	0.16	-
	40	0.66	-	-
	50	0.37	-	-
L=150 r=15 T=30 Nbar=8	20	**		0.16
	50	0.69	-	-
	60	0.40	-	-
L=150 r=15 T=30 Nbar=12	20	**	**	0.24
	40	**	0.09	-
	50	0.89	-	-
	60	0.59	-	-
L=200 r=20 T=60 Nbar=4	20	0.41	-	-
	30	0.17	-	-
L=200 r=20 T=60 Nbar=8	20	0.77	0.15	-
	30	0.47	-	-
	40	0.09	-	-
L=200 r=20 T=60 Nbar=12	20	0.93	0.18	-
	30	0.62	-	-
	40	0.23	-	-
L=250 r=30 T=90 Nbar=4	20	0.32	-	-
	30	0.11	-	-
L=250 r=30 T=90 Nbar=8	20	0.51	0.10	
	30	0.42	-	-
L=250 r=30 T=90 Nbar=12	20	0.10	0.14	-
	30	0.60	-	-
	40	0.21	-	-
L=250 r=40 T=120 Nbar=4	20	0.20	-	-
L=250 r=40 T=120 Nbar=8	20	0.49	-	-
	30	0.17	-	-
L=250 r=40 T=120 Nbar=12	20	0.43	-	-
	30	0.28	-	-
L=350 r=45 T=180 Nbar=4	20	0.12	-	-
L=350 r=45 T=180 Nbar=8	20	0.29	-	-
	30	0.07	-	-
L=350 r=45 T=180 Nbar=12	20	0.43	-	-
	30	0.11	-	-
L=400 r=50 T=240 Nbar=4	20	0.07	-	-
L=400 r=50 T=240 Nbar=8	20	0.19	-	-
L=400 r=50 T=240 Nbar=12	20	0.22	-	-

Tabla 6.5 Método simplificado secciones EHE ($\omega=1.00$)

Sección	Excentricidades máximas(e/h) _{max}			
	esbeltez	$\mu=0.3$	$\mu=0.5$	$\mu=0.7$
L=150 r=15 T=30 Nbar=4	20	**	0.61	-
	30	**	0.121	-
	40	0.81	-	-
	50	0.51	-	-
L=150 r=15 T=30 Nbar=8	20	**	**	0.16
	50	0.83	-	-
	60	0.51	-	-
L=150 r=15 T=30 Nbar=12	20	**	**	0.24
	40	**	0.16	-
	60	0.74	-	-
L=200 r=20 T=60 Nbar=4	20	0.43	-	-
	30	0.16	-	-
L=200 r=20 T=60 Nbar=8	20	0.81	0.14	-
	30	0.52	-	-
	40	0.15	-	-
L=200 r=20 T=60 Nbar=12	20	**	0.17	-
	30	0.70	-	-
	40	0.39	-	-
L=250 r=30 T=90 Nbar=4	20	0.33	-	-
	30	0.08	-	-
L=250 r=30 T=90 Nbar=8	20	0.78	0.10	-
	30	0.49	-	-
L=250 r=30 T=90 Nbar=12	20	**	0.14	-
	30	0.69	-	-
	40	0.33	-	-
L=250 r=40 T=120 Nbar=4	20	0.18	-	-
L=250 r=40 T=120 Nbar=8	20	0.55	-	-
	30	0.22	-	-
L=250 r=40 T=120 Nbar=12	20	0.71	-	-
	30	0.41	-	-
L=350 r=45 T=180 Nbar=4	20	0.08	-	-
L=350 r=45 T=180 Nbar=8	20	0.31	-	-
	30	0.08	-	-
L=350 r=45 T=180 Nbar=12	20	0.48	-	-
	30	0.13	-	-
L=400 r=50 T=240 Nbar=4	20	**	-	-
L=400 r=50 T=240 Nbar=8	20	0.19	-	-
L=400 r=50 T=240 Nbar=12	20	0.23	-	-

6.2.2. SECCIONES METODO A EUROCODIGO

Tabla 6.6 Método simplificado secciones Ec2 parte 1-2 ($\omega=0.1$)

Sección	Excentricidades máximas(e/h) _{max}			
	esbeltez	$\mu=0.3$	$\mu=0.5$	$\mu=0.7$
L=200 r=25 T=30 Nbar=8	20	0.86	0.75	0.39
	30	0.68	0.57	0.16
	40	0.52	0.17	
	50	0.35		
L=200 r=32 T=30 Nbar=8	20	0.88	0.80	0.46
	30	**	0.61	0.18
	40	0.57	0.43	-
	50	0.43	-	-
	60	0.22	-	-
L=200 r=25 T=60 Nbar=8	20	0.41	0.16	-
	30	0.20	-	-
L=200 r=31 T=90 Nbar=8	20	0.16	-	-
L=200 r=36 T=60 Nbar=8	20	0.52	0.25	-
	30	0.35	-	-
	40	0.07	-	-
L=250 r=46 T=60 Nbar=8	20	0.68	0.60	0.16
	30	0.53	0.18	-
	40	0.41	-	-
L=250 r=40 T=120 Nbar=8	20	0.18	-	-
L=300 r=27 T=30 Nbar=8	20	0.92	0.86	0.81
	30	0.84	0.72	0.39
	40	0.67	0.55	0.16
	50	0.49	0.18	0.07
L=300 r=31 T=60 Nbar=8	20	0.63	0.34	0.19
	30	0.45	0.19	0.09
	40	0.23	0.09	-
L=300 r=25 T=90 Nbar=8	20	0.32	0.17	0.06
	30	0.18	0.06	-
L=300 r=45 T=90 Nbar=8	20	0.54	0.35	0.08
	30	0.40	0.10	-
	40	0.15	-	-
L=350 r=40 T=60 Nbar=8	20	0.79	0.68	0.36
	30	0.65	0.27	0.15
	40	0.46	0.16	-
	50	0.24		
L=350 r=53 T=90 Nbar=8	20	0.66	0.51	0.15
	30	0.48	0.17	-
	40	0.28	-	-
L=350 r=35 T=120 Nbar=8	20	0.31	0.16	-
	30	0.17	0.04	-

L=350 r=45 T=120 Nbar=8	20	0.42	0.18	-
	30	0.21	0.06	-
L=350 r=57 T=120 Nbar=8	20	0.52	0.28	-
	30	0.35	0.07	-
L=350 r=45 T=180 Nbar=8	20	0.17	-	-
L=350 r=63 T=180 Nbar=8	20	0.23	-	-
L=350 r=61 T=240 Nbar=8	20	0.22	-	-
L=400 r=38 T=90 Nbar=8	20	0.52	0.38	0.16
	30	0.38	0.16	0.07
	40	0.18	0.06	-
L=450 r=40 T=90 Nbar=8	20	0.63	0.45	0.21
	30	0.44	0.20	0.11
	40	0.23	0.11	-
L=450 r=40 T=120 Nbar=8	20	0.44	0.28	0.13
	30	0.25	0.13	-
	40	0.14	0.03	-
L=450 r=51 T=120 Nbar=8	20	0.56	0.40	0.15
	30	0.42	0.16	0.05
	40	0.19	-	-
L=450 r=70 T=180 Nbar=8	20	0.48	0.20	-
	30	0.26	-	-
L=450 r=75 T=240 Nbar=8	20	0.28	0.08	-
	30	0.11	-	-

Notas:

(-) Significa que las excentricidades con relación (e/h) al canto son prácticamente nulas.

(**) Significa que el valor de las excentricidades con relación (e/h) al canto son superiores a la unidad.

Tabla 6.7 Método simplificado secciones Ec2 parte 1-2 ($\omega=0.5$)

Sección	Excentricidades máximas $(e/h)_{max}$			
	esbeltez	$\mu=0.3$	$\mu=0.5$	$\mu=0.7$
L=200 r=25 T=30 Nbar=8	40	**	**	0.09
L=200 r=32 T=30 Nbar=8	50	**	**	0.50
	60	**	0.10	-
	60			
L=200 r=25 T=60 Nbar=8	20	0.97	0.29	-
	30	0.66	-	-
	40	0.29	-	-
L=200 r=31 T=90 Nbar=8	20	0.32	-	-
L=200 r=36 T=60 Nbar=8	20	**	**	0.10
	30	**	0.87	-
	40	0.83	-	-
	50	0.56	-	-
	60	0.26	-	-
L=250 r=46 T=60 Nbar=8	30	**	**	0.12
	50	**	0.29	-
	60	0.79	-	-
L=250 r=40 T=120 Nbar=8	20	0.42	-	-
L=300 r=27 T=30 Nbar=8	20			
	50	**	**	0.56
L=300 r=31 T=60 Nbar=8	20	**	**	0.28
	30	**	**	0.10
	40	**	0.14	-
	50	0.71	-	-
	60	0.11	-	-
L=300 r=25 T=90 Nbar=8	20	0.63	0.17	
	30	0.32		
L=300 r=45 T=90 Nbar=8	20	0.71	0.91	0.15
	30	**	0.92	-
	40	0.90	-	-
	50	0.60	-	-
	60	0.13	-	-
L=350 r=40 T=60 Nbar=8	40	**	**	0.76
	60	**	0.35	
L=350 r=53 T=90 Nbar=8	20	**	**	
	30	**	**	0.08
	50	**	0.38	-
	60	0.05	-	-
L=350 r=35 T=120 Nbar=8	20	0.67	0.17	-
	30	0.36	-	-
L=350 r=45 T=120 Nbar=8	20	**	0.36	-
	30	0.78	0.08	-

	40	0.42	-	-
L=350 r=57 T=120 Nbar=8	20	**	**	0.12
	30	**	0.88	-
	40	0.85	-	-
	50	0.57	-	-
	60	0.25	-	-
L=350 r=45 T=180 Nbar=8	20	0.25	-	-
L=350 r=63 T=180 Nbar=8	20	0.74	0.08	-
	30	0.43	-	-
L=350 r=61 T=240 Nbar=8	20	0.68	0.07	-
	30	0.39	-	-
L=400 r=38 T=90 Nbar=8	20	**	**	0.17
	30	**	0.32	-
	40	0.81	-	-
	50	0.42	-	-
L=450 r=40 T=90 Nbar=8	20	**	**	0.28
	30	**	**	0.11
	40	**	0.15	-
	50	0.69	-	-
	60	0.14	-	-
L=450 r=40 T=120 Nbar=8	20	**	0.37	0.11
	30	0.82	0.16	-
	40	0.43	-	-
L=450 r=51 T=120 Nbar=8	20	**	**	0.18
	30	**	0.94	-
	40	0.94	-	-
	50	0.60	-	-
	60	0.17	-	-
L=450 r=70 T=180 Nbar=8	20	**	**	0.07
	30	**	0.18	-
	40	0.52	-	-
	50	0.10	-	-
L=450 r=75 T=240 Nbar=8	20	0.84	0.16	-
	30	0.53	-	-

Notas:

(-) Significa que las excentricidades con relación (e/h) al canto son prácticamente nulas.

(**) Significa que el valor de las excentricidades con relación (e/h) al canto son superiores a la unidad.

Tabla 6.8 Método simplificado secciones Ec2 parte 1-2 ($\omega=1.00$)

Sección	Excentricidades máximas(e/h) _{max}			
	esbeltez	$\mu=0.3$	$\mu=0.5$	$\mu=0.7$
L=200 r=25 T=30 Nbar=8	50	**	**	0.73
	60	**	0.42	-
	20		-	-
L=200 r=32 T=30 Nbar=8	50	**	**	0.28
	60	**	**	0.56
L=200 r=25 T=60 Nbar=8	20	**	0.32	-
	30	0.90	-	-
	40	0.56	-	-
	50	0.21	-	-
L=200 r=31 T=90 Nbar=8	20	0.45	-	-
	30	0.12	-	-
L=200 r=36 T=60 Nbar=8	20	**	**	0.18
	40	**	0.28	-
	50	0.92	-	-
	60	0.63	-	-
L=250 r=46 T=60 Nbar=8	40	**	**	0.64
	20	0.55	-	-
L=250 r=40 T=120 Nbar=8	30	0.22	-	-
L=300 r=27 T=30 Nbar=8	60	**	**	0.64
	20	**	**	0.31
L=300 r=31 T=60 Nbar=8	30	**	**	0.10
	60	0.79	-	-
L=300 r=25 T=90 Nbar=8	20	0.70	0.14	-
	30	0.44	-	-
	40	0.12	-	-
L=300 r=45 T=90 Nbar=8	20	**	**	0.19
	40	**	0.31	-
	50	0.61	-	-
L=350 r=40 T=60 Nbar=8	40	**	**	0.11
	60	**	0.18	-
L=350 r=53 T=90 Nbar=8	50	**	0.17	-
	60	**	0.33	-
L=350 r=35 T=120 Nbar=8	20	0.79	0.15	-
	30	0.50	-	-
	40	0.15	-	-
L=350 r=45 T=120 Nbar=8	20	**	0.82	-
	30	**	0.12	-
	40	0.69	-	-
	50	0.12	-	-
L=350 r=57 T=120 Nbar=8	20	**	**	0.18

	50	0.94	-	-
	60	0.06	-	-
L=350 r=45 T=180 Nbar=8	20	0.31	-	-
	30	0.08	-	-
L=350 r=63 T=180 Nbar=8	20	**	0.16	-
	30	0.68	-	-
	40	0.41	-	-
L=350 r=61 T=240 Nbar=8	20	**	0.13	-
	30	0.62	-	-
	40	0.28	-	-
L=400 r=38 T=90 Nbar=8	20	**	**	0.15
	30	**	0.38	-
	50	0.76	-	-
	60	0.13	-	-
L=450 r=40 T=90 Nbar=8	20	**	**	0.27
	30	**	**	0.10
	60	0.75	-	-
L=450 r=40 T=120 Nbar=8	20	**	0.38	0.07
	30	**	0.16	-
	40	0.67	-	-
	50	0.12	-	-
L=450 r=51 T=120 Nbar=8	20	**	**	0.19
	40	**	0.14	-
	50	0.99	-	-
	60	0.08	-	-
L=450 r=70 T=180 Nbar=8	20	**	**	0.11
L=450 r=75 T=240 Nbar=8	20	**	0.29	-
	30	0.81	-	-
	40	0.48	-	-

Notas:

(-) Significa que las excentricidades con relación (e/h) al canto son prácticamente nulas.

(**) Significa que el valor de las excentricidades con relación (e/h) al canto son superiores a la unidad.

CONCLUSIONES Y FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACION.

CAPÍTULO 7

7.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo expone las conclusiones obtenidas a lo largo del desarrollo de esta tesina como se vio con anteriores se realizaron estudios paramétricos del comportamiento de los pilares esbeltos de hormigón sometidos a fuego, analizando las secciones presentadas en el método simplificado de la EHE y en el método A del Eurocódigo 2 parte 1-2

Visto el estudio paramétrico se exponen las ideas fundamentales del documento partiendo desde la importancia del estudio de pilares esbeltos de hormigón armado hasta llegar a los resultados obtenidos en el estudio paramétrico, prestando especial interés en las recomendaciones generadas por dicho estudio.

7.1.1. OBJETIVOS DEL CAPITULO.

- Presentar las conclusiones obtenidas durante el estudio realizado presentado en esta tesina
- Indicar los puntos más relevantes e importantes
- Presentar si los objetivos planteados fueron alcanzados.
- Plantear cuales son las futuras líneas de investigación

7.2. CONCLUSIONES

El modelo numérico utilizado para la realización del estudio nos da resultados del lado de la seguridad con un factor resultado del modelo/ experimentación en torno al 0.72. En la validación del mismo se puede observar que los resultados eran muy conservadores, concluyendo como otros autores, como por ejemplo Kristian Herts (1993), que las ecuaciones constitutivas que modifican la propiedad de los materiales a altas temperaturas en las que se basa el modelo del EC2 parte 1-2, tanto del hormigón como de las barras de acero son muy conservadoras.

Sin embargo esta desviación hacia el lado de la seguridad es esperable para un código de proyecto, teniendo en cuenta que la dispersión esta en torno al 30% y que, para la comprobación frente a fuego se realiza en proyecto con coeficientes parciales de seguridad de situación accidental

Gracias al estudio realizado en este trabajo, se constata que el método A planteado por el Eurocódigo parte 1-2, para el diseño de pilares de hormigón armado, tiene un nivel de seguridad uniforme, en general.

En cuanto al método simplificado de la EHE – 08, se constata que el margen de seguridad del mismo varía en función del nivel de (carga, esbeltez, excentricidad, cuantía mecánica del armado y el número de barras de armado). En la versión actual del método, no se especifican límites de dichas variables, lo cual constata la necesidad de identificarlos para garantizar la compatibilidad de los métodos de la EHE-08 y el EC-2, ambas normativas aplicables en España.

En ese sentido, en el capítulo 6 se propuso una tabla indicando la excentricidad máxima aplicable a un pilar proyectado de acuerdo al método simplificado de la EHE-08, en función del factor de carga (μ_{fi}), esbeltez y cuantía. Estos límites han sido propuestos para obtener un nivel de seguridad mínimo uniforme.

Por otro lado, se debe destacar que como resultado del estudio, tenemos una herramienta que nos permitirá simplificarmente estimar las dimensiones y los recubrimientos de la sección de un pilar de hormigón esbelto sometido a fuego tomando en cuenta la traslacionalidad del mismo.

7.3. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.

- En vista a que solo se emplearon en esta tesina el estudio en pilares aislados, se plantea un estudio más detallado de elementos estructurales de una manera más global, ya sea empleándolo en pórticos 2D o en estructuras tridimensionales. De estas se podían sacar resultados más específicos de la colaboración entre elementos estructurales y conocer mejor el comportamiento de una estructura.
- Por su lado se plantea proponer la colocación de tablas y curvas isotermas para secciones rectangulares, circulares, sometidas a fuego en una, dos, 3 o cuatro caras.
- Por último, en vista de la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno incendio post sismo, se plantea realizar un estudio de pilares de hormigón sometidos a fuego una vez que el mismo ha sufrido los efectos del sismo.

BIBLIOGRAFÍA

- AENOR , UNE- EN 1363-1, Ensayos de Resistencia al fuego, Octubre 2000 .
- BACKGROUND DOCUMENTS TO EN 1992-1-2 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design, 5 July 2004
- Brás Xavier H.F., Analysis Of Reinforced Concrete Frames Exposed To Fire based in advanced calculation methods, U. Porto, July,2009
- Brithish standard, Eurocode Basis of structural design - BS EN 1990-2002 apartado 5.1.4 Fire Design.
- Castillo Jaques E. Analisis del articulo "Effect of fire on concrete structures" efectos del fuego en las estructuras de hormigon Materiales de ultima generacion y materiales eficientes Universidad de alcalá
- Cerezalez Galvan B., Julian Perez G., & Perez Sole N., Reaccion y resistencia al fuego de elementos estructurales Materiales de construccion II trabajo optativo ICCP-ITOP CC Valencia 2010
- CTE, 2006. Documentacion Basico SI Seguridad en caso de Incendio, Seccion SI 6, Resistencia al fuego de la estructura.
- DB SI, documento Basico de seguridad en caso de incendio, Anejo B Tiempo Equivalente de exposicion al fuego.
- Di Capua D., Analisis de estructuras de Hormigon Armado Expuestas al fuego, Universidad politecnica de cataluña UPC.
- Di Capua D., Oñate E., & Mari A.,Revista internacional de Metodos Numericos para Calculo y Diseño en ingenieria "Modelo Higo-termo-mecanico para el hormigon expuesto a fuego
- European Standard, Eurocode 2 : Design of concrete structures - part 1-2: General Rules- Structural fire design, december 2004.
- Franssen J.M., User Manual For SAFIR 2011 a computer program for analysis of structures subjected to fire. University of Liege, Departament Argenco Service Structural Engineering.
- Herts Kristian, Documentation for calclation of standard fire resistence of slabs and walls of concrete with expanded clay aggregate.
- Illa Laguna, Carolina, 2008. Forjado Mixtos de chapa colaborante. Analisis Proyecto y construccion. capitulo 5: Estabilidad al fuego.

Jimenez Montoya P., Garcia Meseguer A., & Moran Cabre F., Hormigon Amado 14ª edición basada en la EHE ajustada al código modelo y al eurocodigo, capítulo 18 Parte 6: método aproximado columna modelo

Lacosta Berna J.M., Resistencia al fuego apuntes históricos y últimos desarrollos.

Ministerio de fomento, Instrucción de Hormigon Estructural EHE -08, Anejo 6 Recomendaciones para la protección adicional contra el fuego de elementos estructural.

Perez Valcarcel J., Patologías de Estructuras, "Patología de estructuras de Hormigon armado.

Rigberth Johan, Simplified Design of fire exposed concrete beams and columns, department of fire safety engineering, lund university, Sweden, 2000

Sierra Labarta J.J., Diseño de un horno para ensayos de la resistencia al fuego de materiales de construcción, Septiembre 2007

Vazques Carretero N. Documentación Básico SI Seguridad en caso de Incendio, Módulo DB SI-6 Resistencia al fuego de la estructura.

Vega Catalan L., Buron Maestro M., Seguridad Frente al fuego de las estructuras de hormigon, Marzo 2006

Virgili Grau Xavier, Comportamiento de elementos estructurales de acero frente a incendio. Análisis de la Normativa, 13 Noviembre de 2007

ANEXOS

1.1. CURVAS ISOTERMAS SECCIONES TÍPICAS, SALIDAS DEL PROGRAMA SAFIR.

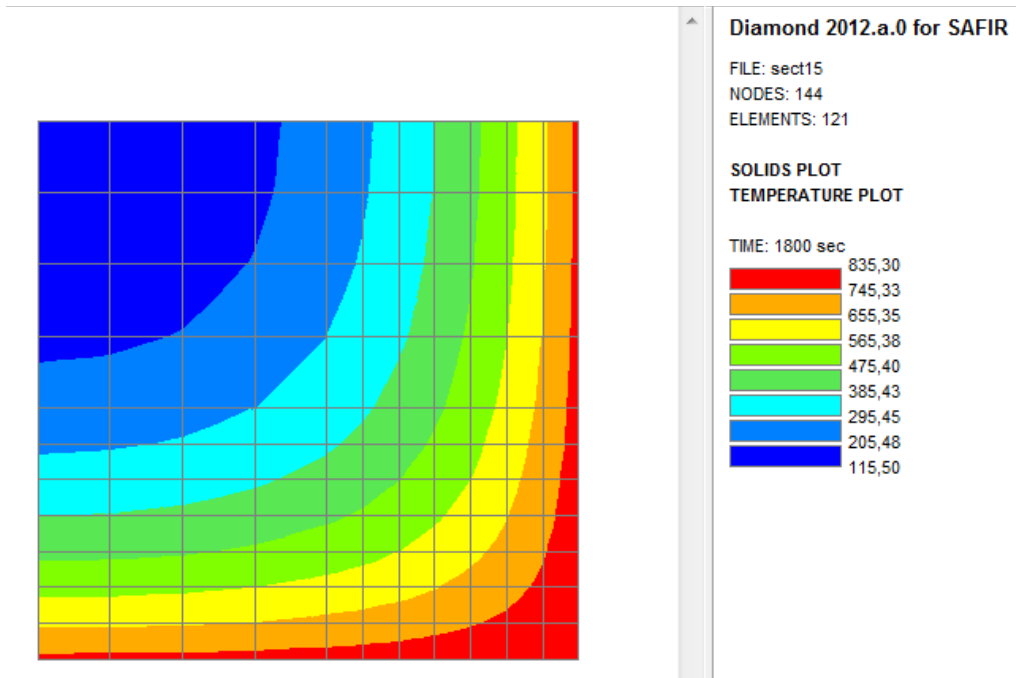


Figura A.1 Isoterma Dimensión 15 cm tiempo 30 min

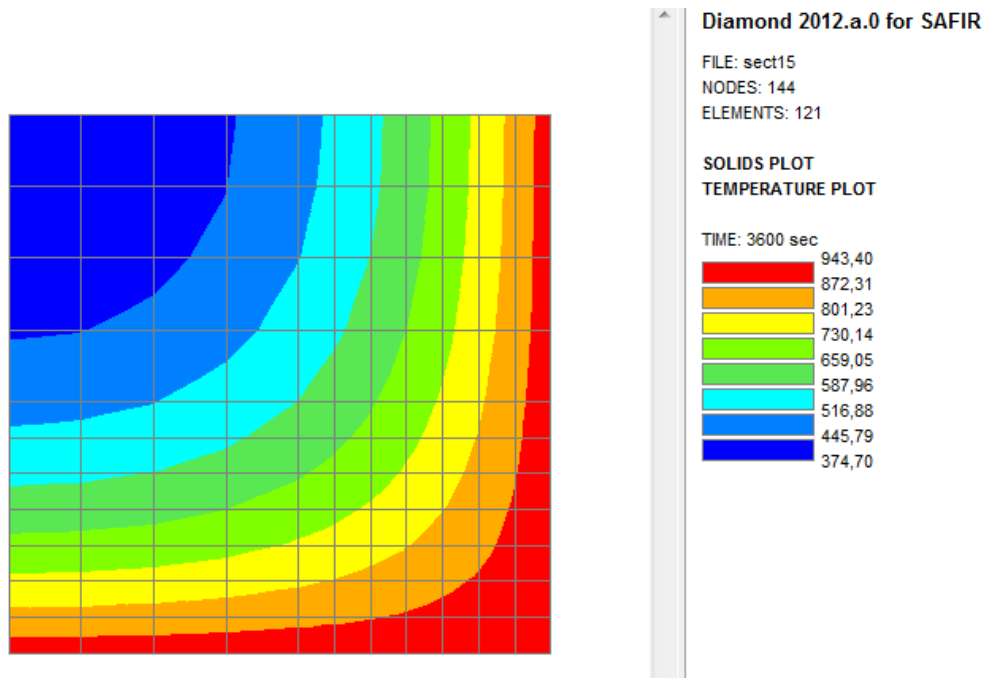


Figura A.2 Isoterma Dimensión 15 cm tiempo 60 min

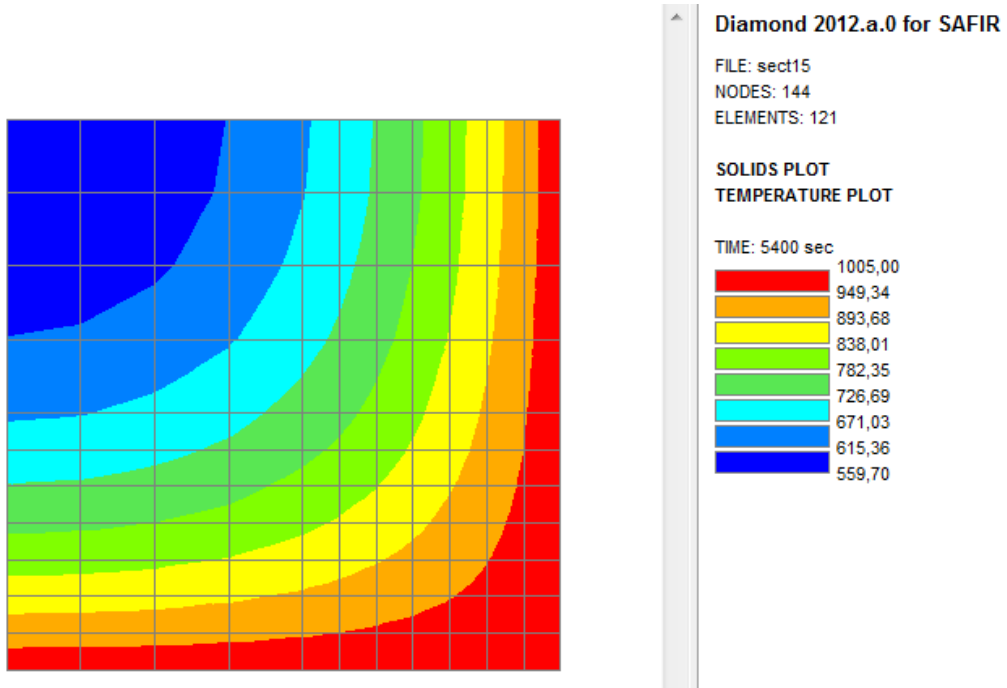


Figura A.3 Isotherma Dimensión 15 cm tiempo 90 min

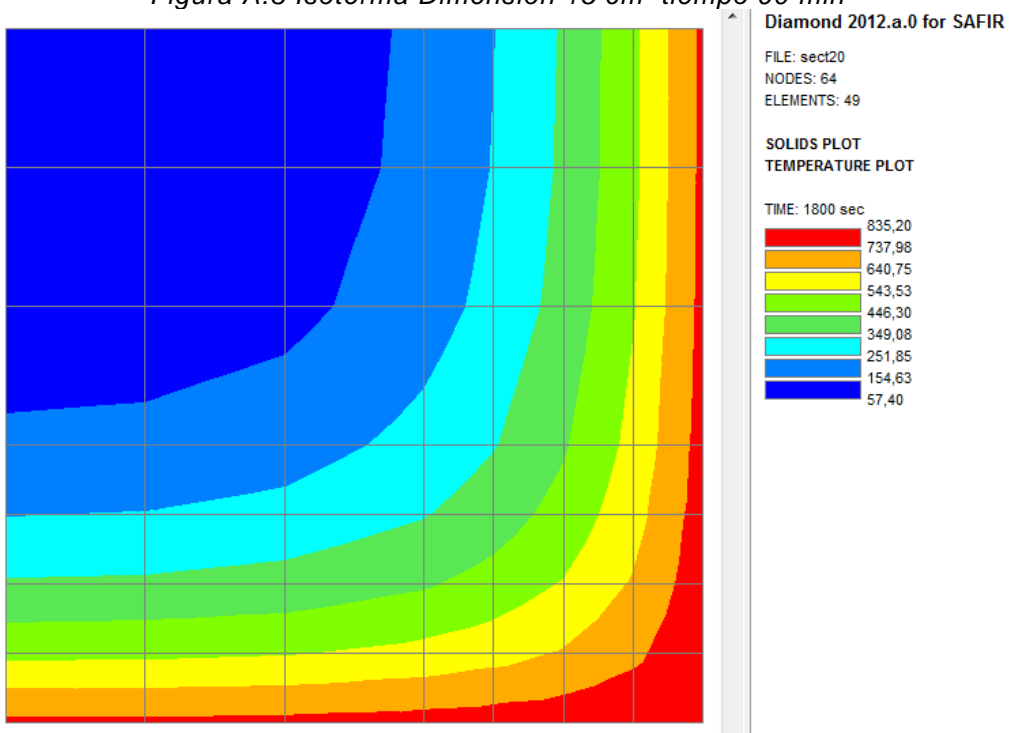


Figura A.4 Isotherma Dimensión 20 cm tiempo 30 min

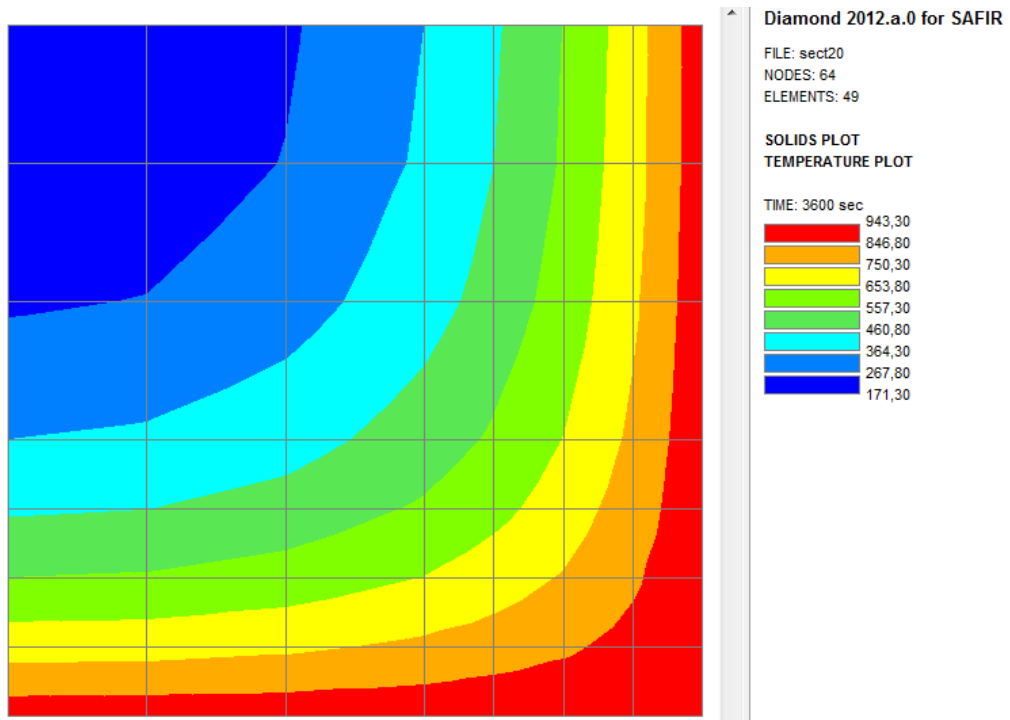


Figura A.5 Isotherma Dimensión 20 cm tiempo 60 min

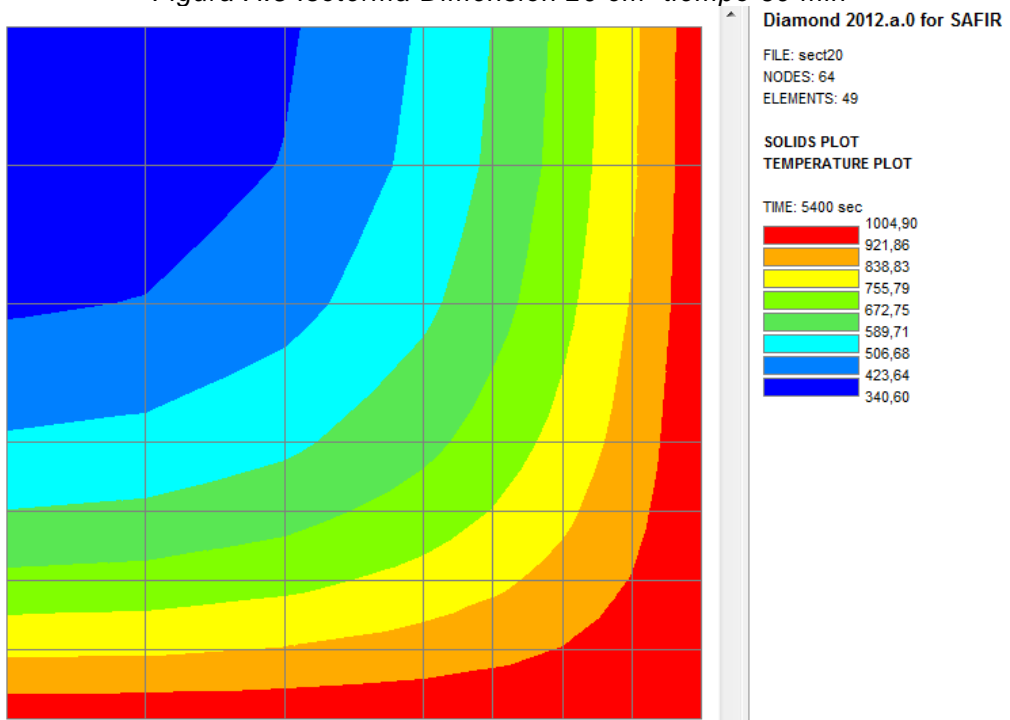


Figura A.6 Isotherma Dimensión 20 cm tiempo 90 min

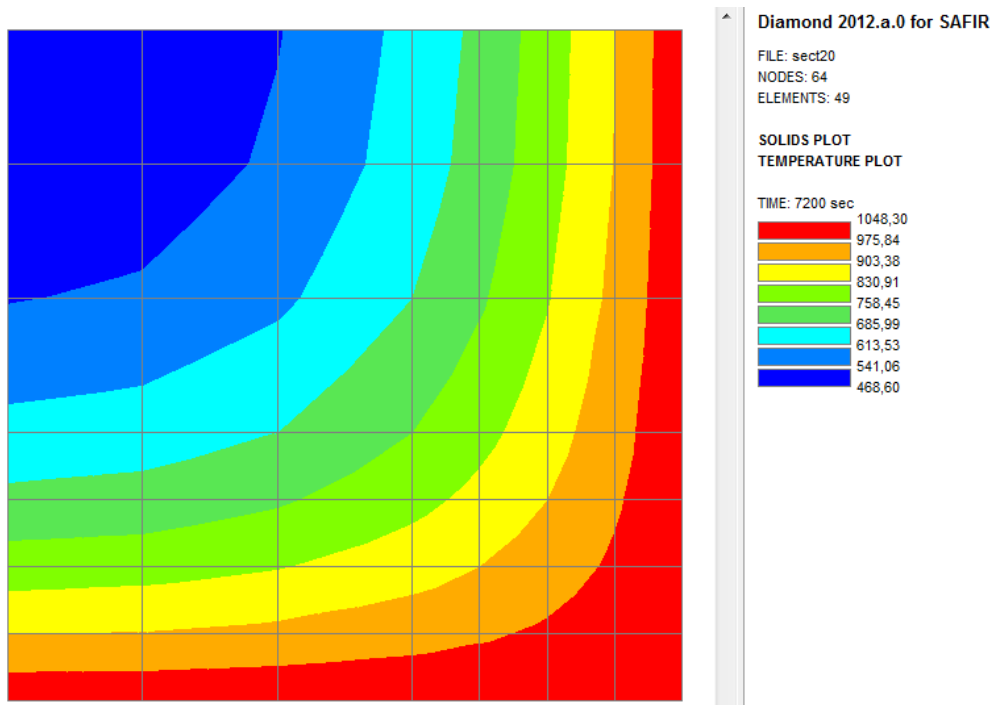


Figura A.7 Isotherma Dimensión 20 cm tiempo 120 min

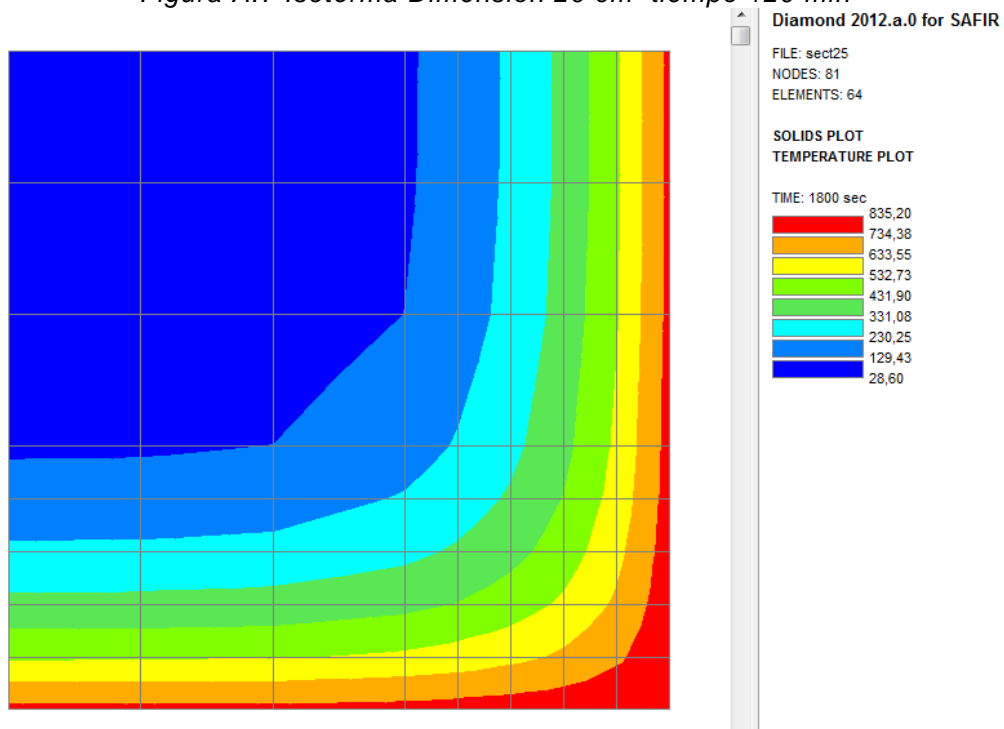


Figura A.8 Isotherma Dimensión 25 cm tiempo 30 min

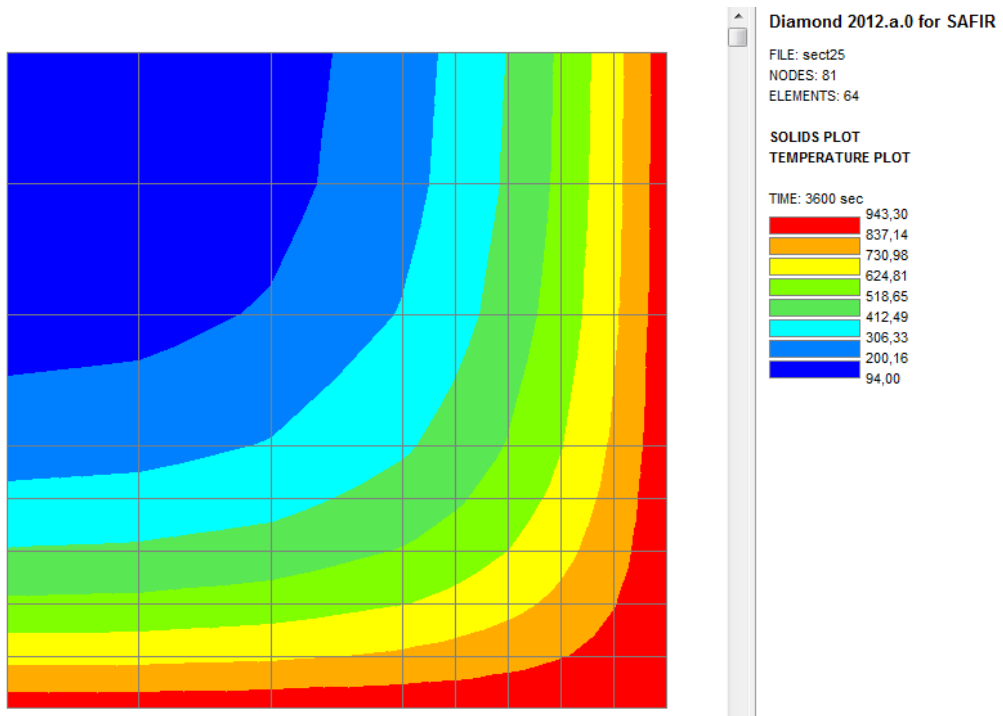


Figura A.9 Isotherma Dimensión 25 cm tiempo 60 min

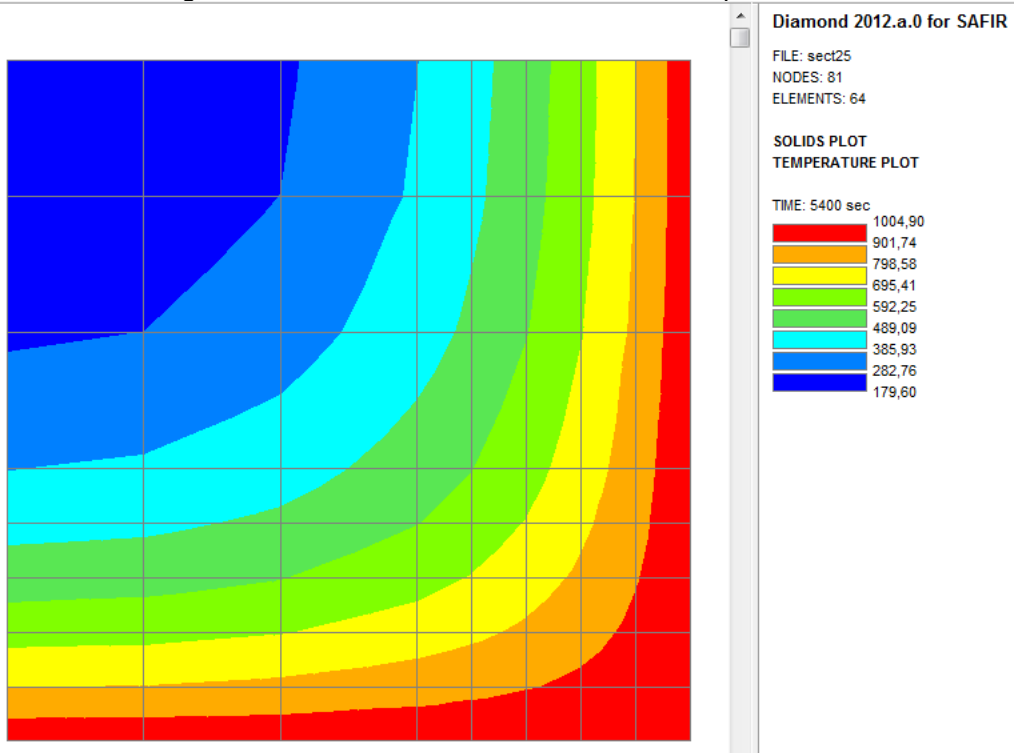


Figura A.10 Isotherma Dimensión 25 cm tiempo 90 min

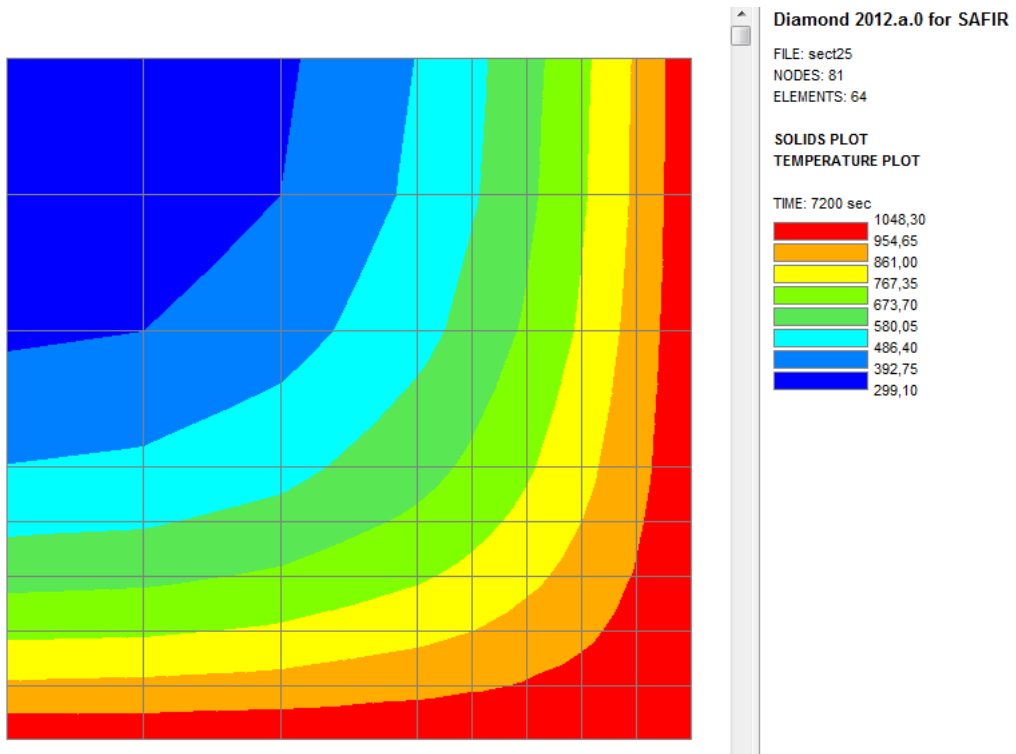


Figura A.11 Isotherma Dimensión 25 cm tiempo 120 min

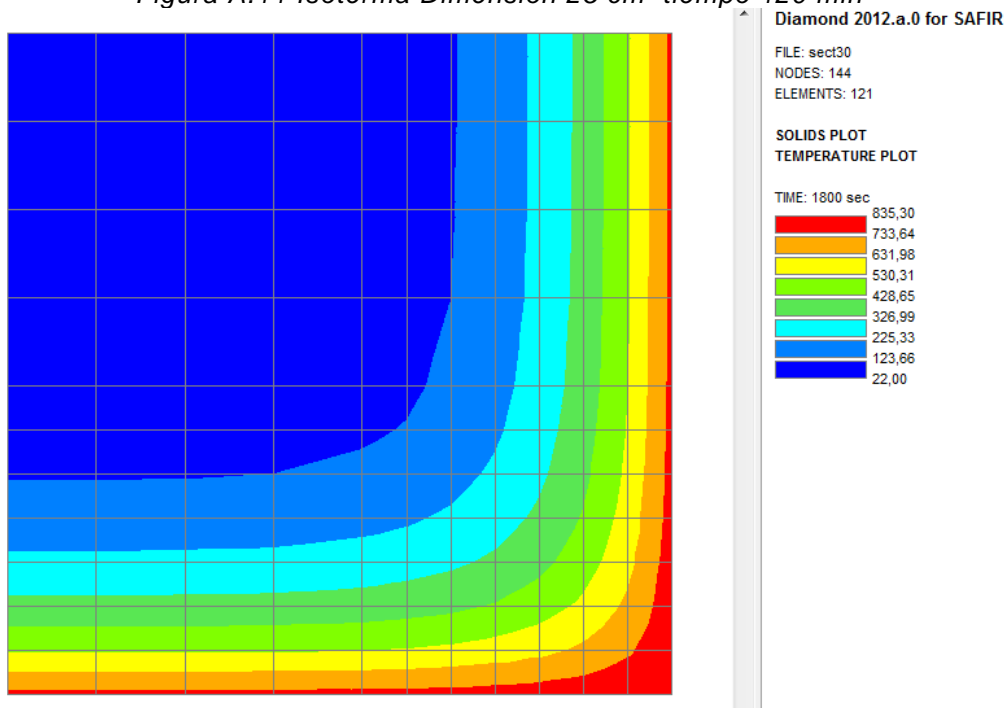


Figura A.12 Isotherma Dimensión 30 cm tiempo 30 min

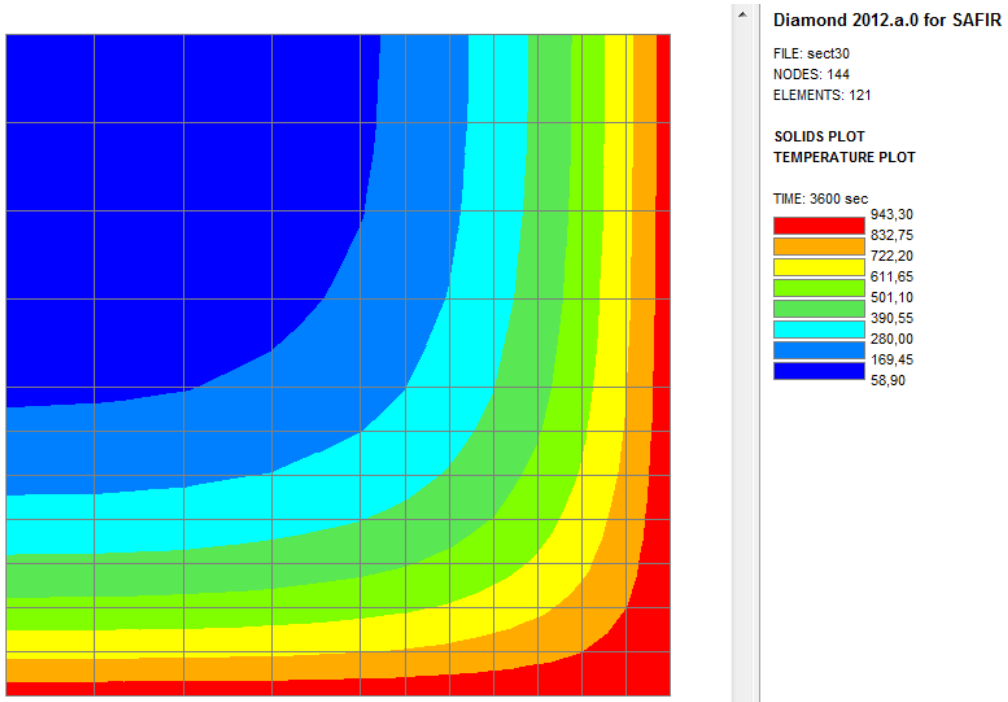


Figura A.13 Isotherma Dimensión 30 cm tiempo 60 min

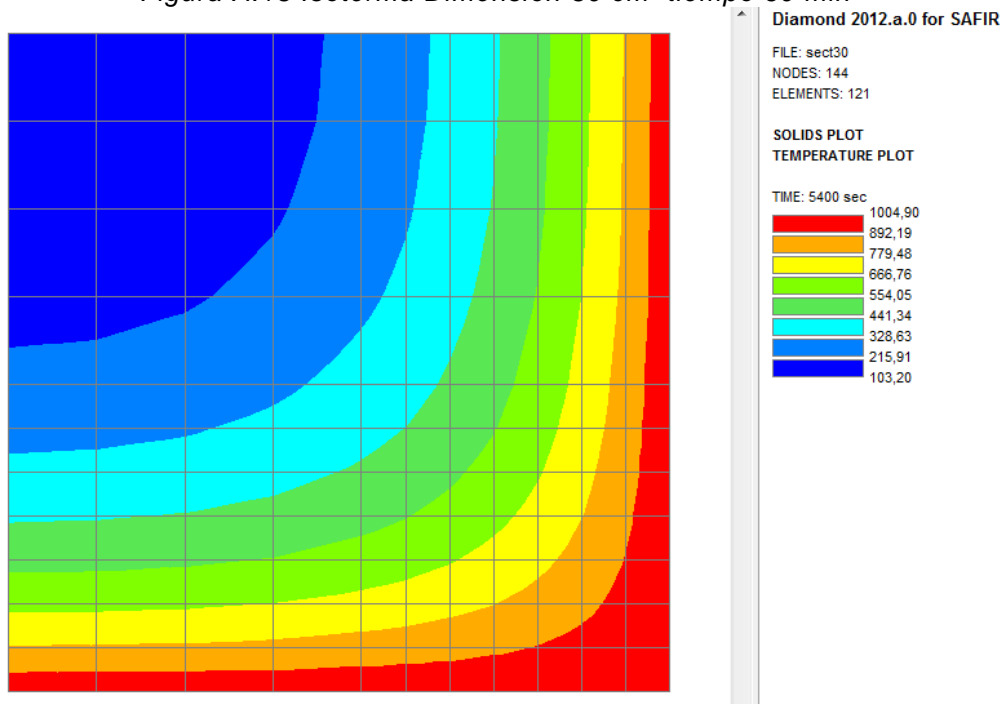


Figura A.14 Isotherma Dimensión 30 cm tiempo 90 min

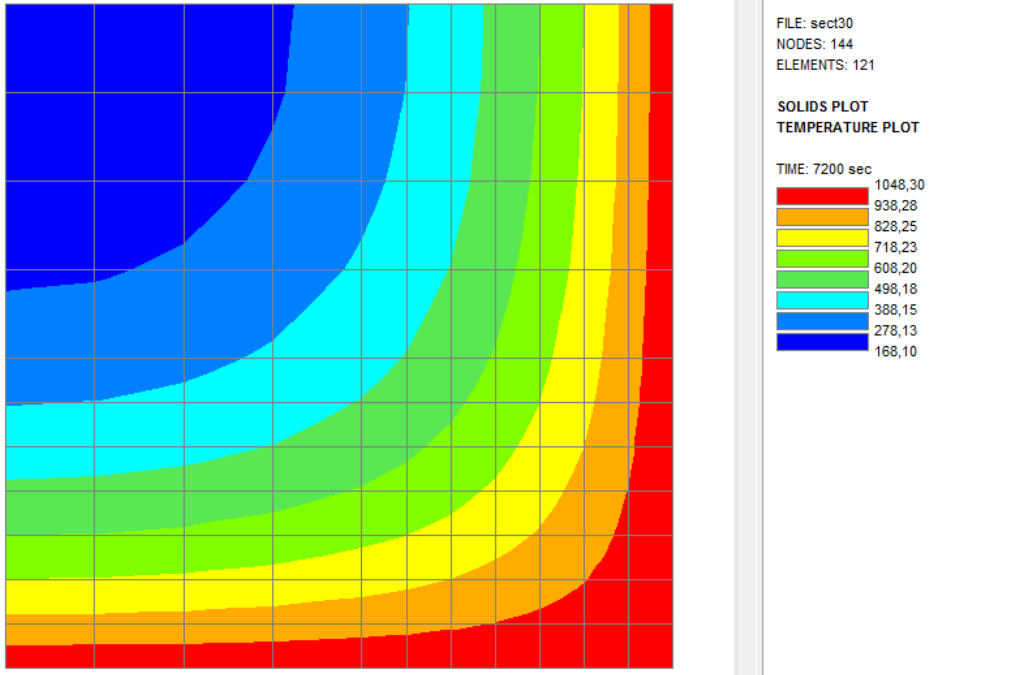


Figura A.15 Isotherma Dimensión 30 cm tiempo 120 min

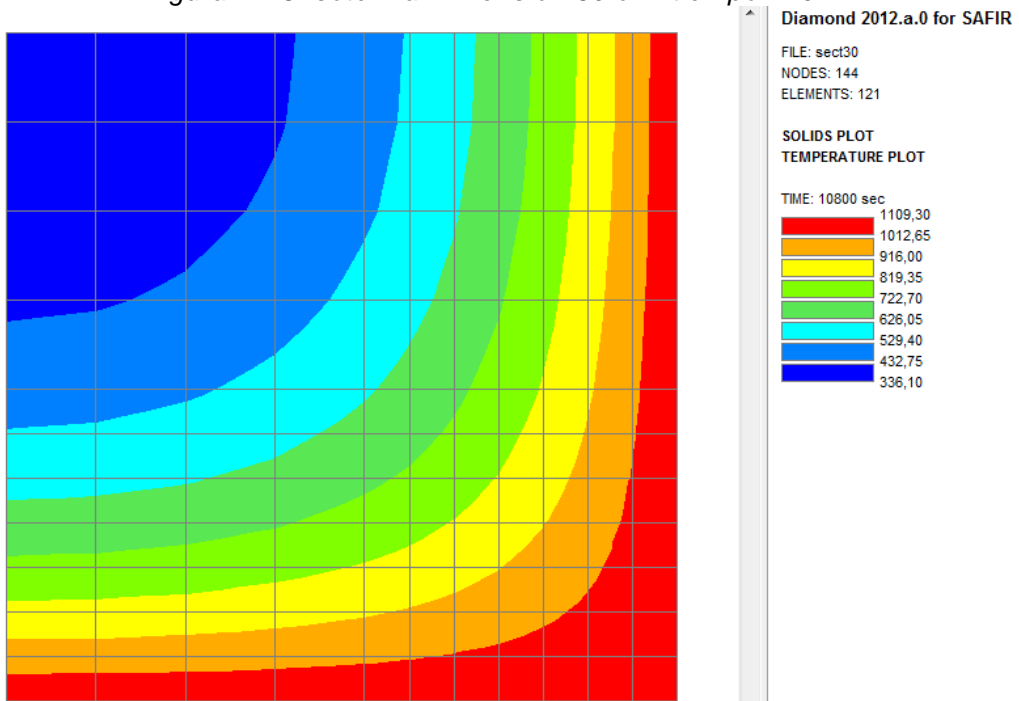


Figura A.16 Isotherma Dimensión 30 cm tiempo 180 min

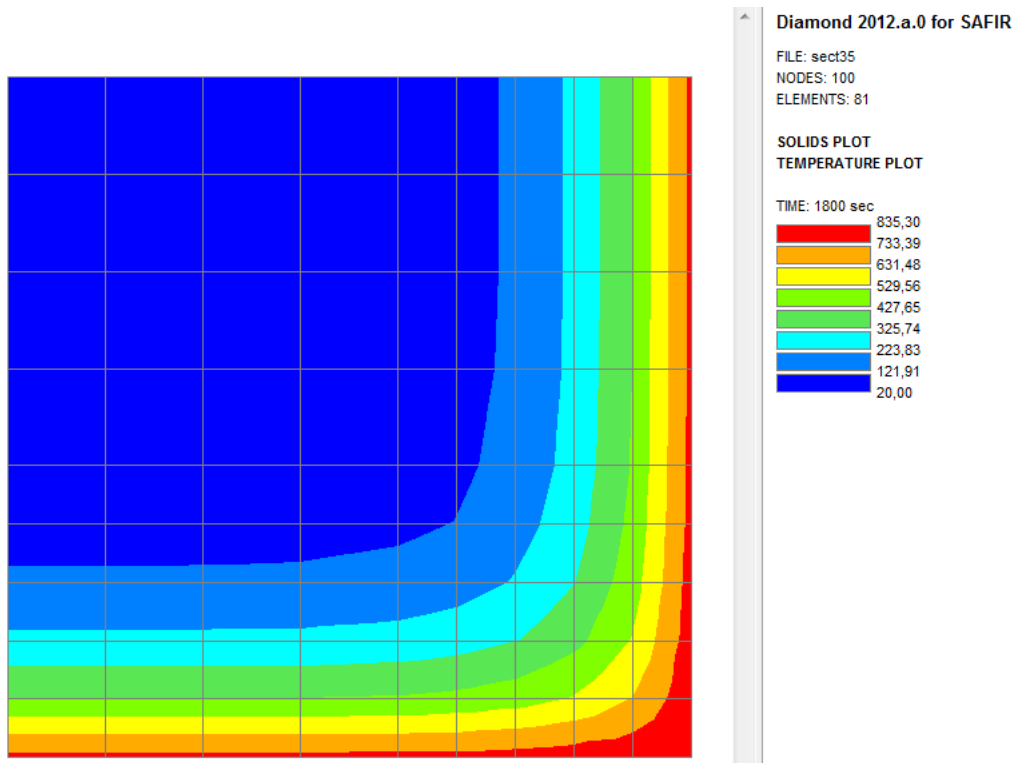


Figura A.17 Isotherma Dimensión 35 cm tiempo 30 min

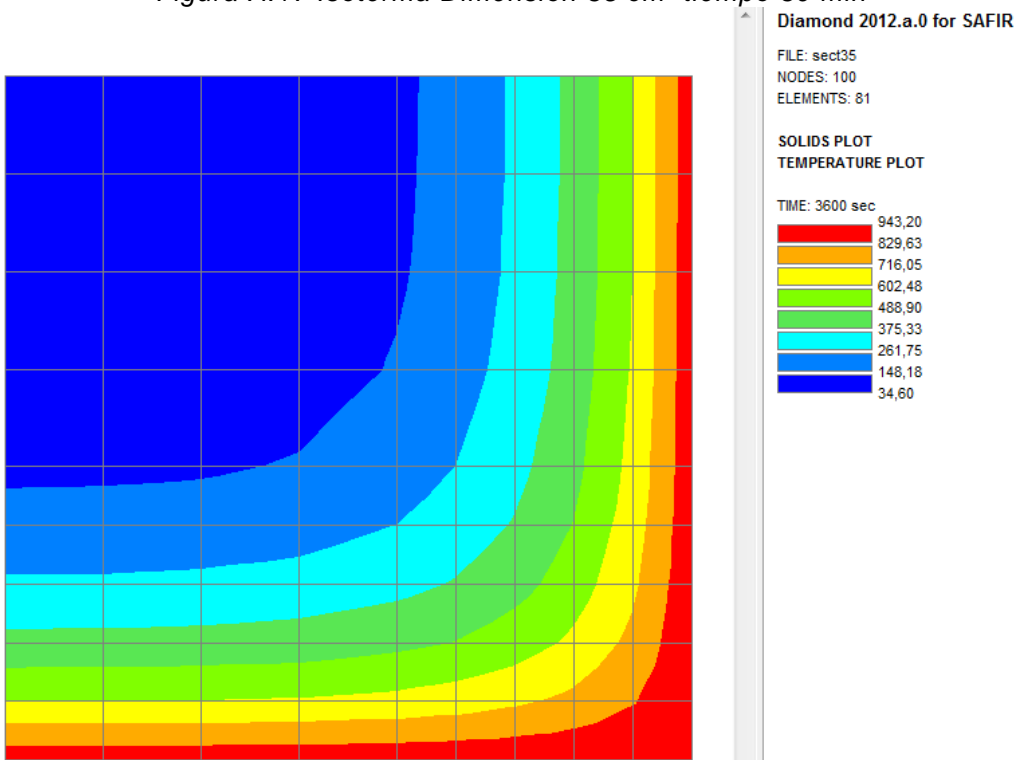


Figura A.18 Isotherma Dimensión 35 cm tiempo 60 min

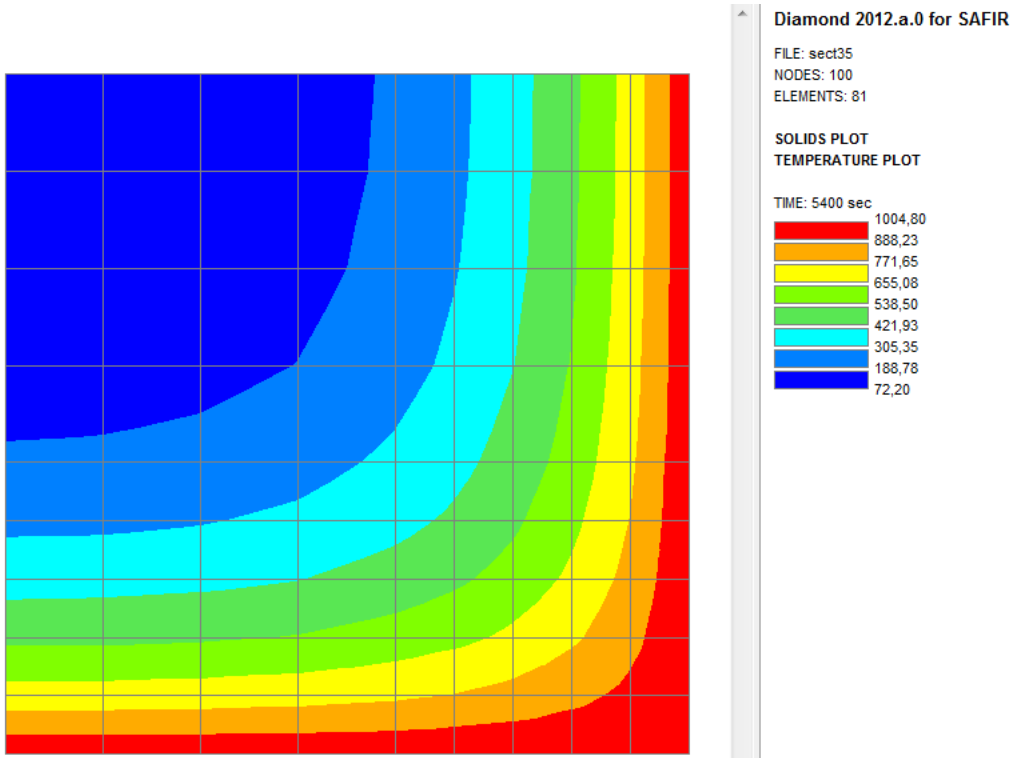


Figura A.19 Isotherma Dimensión 35 cm tiempo 90 min

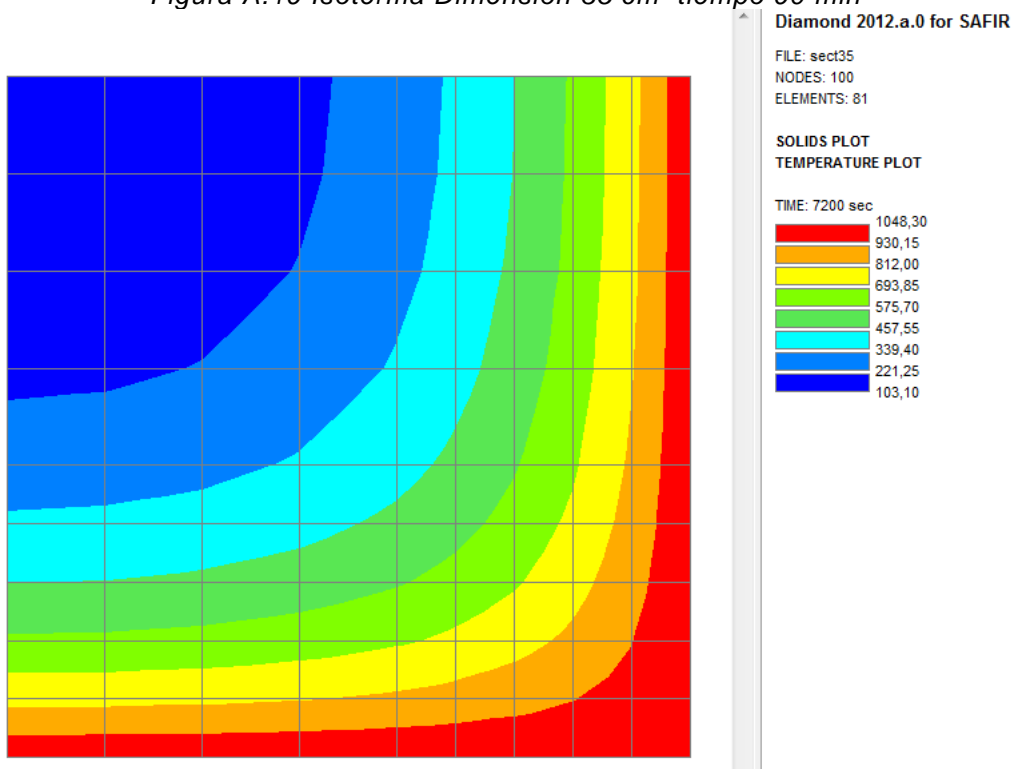


Figura A.20 Isotherma Dimensión 35 cm tiempo 120 min

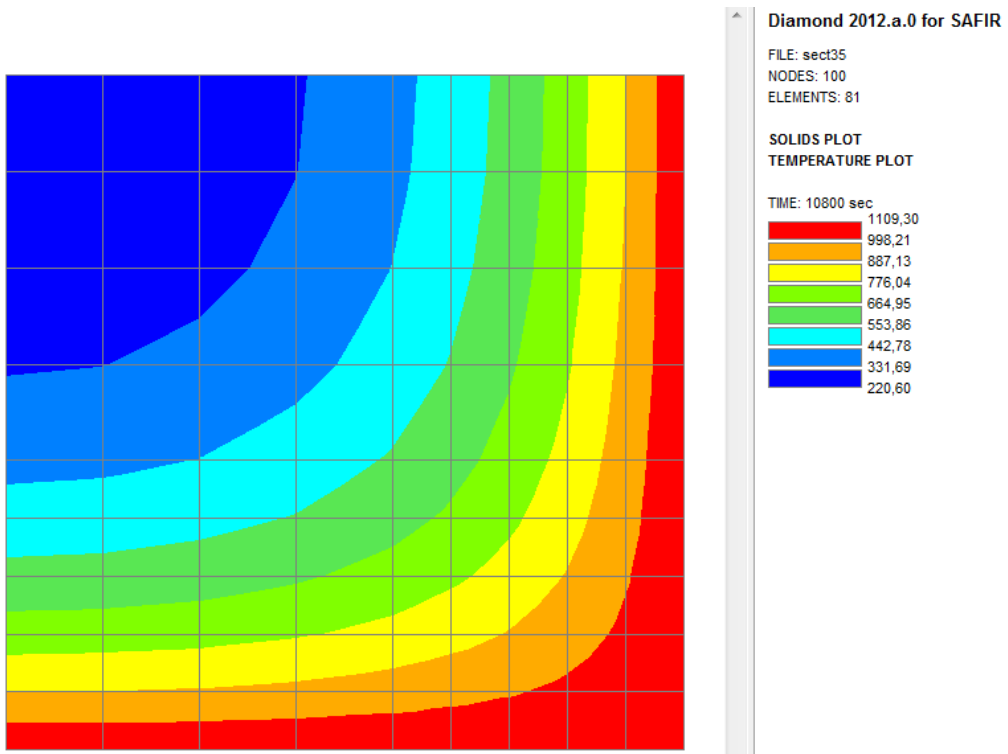


Figura A.21 Isotherma Dimensión 35 cm tiempo 180 min

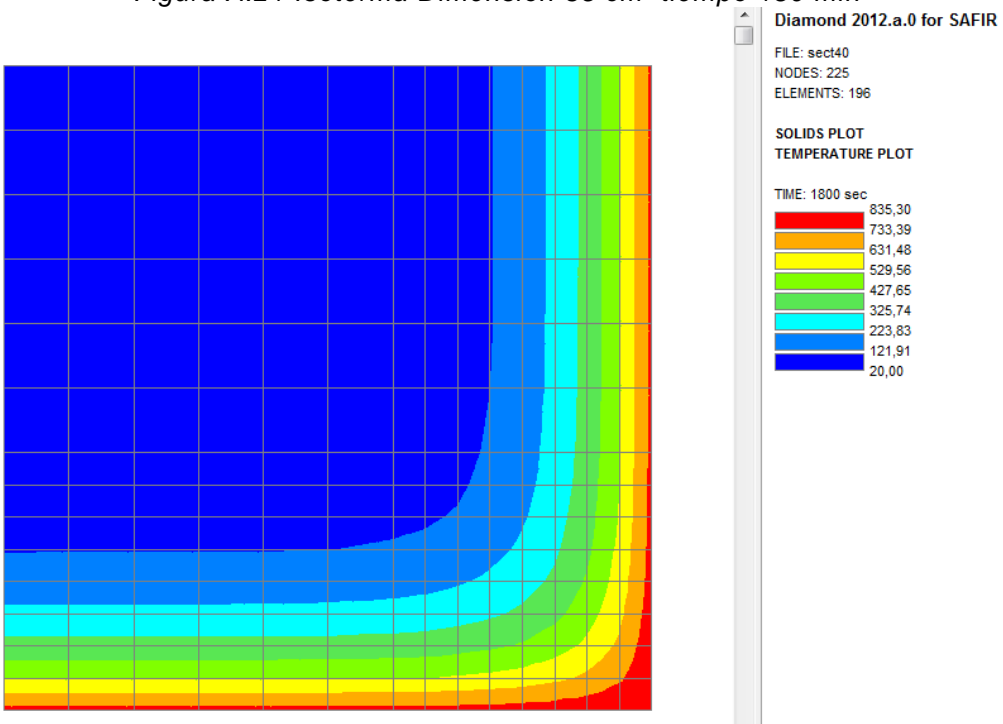


Figura A.22 Isotherma Dimensión 40 cm tiempo 30 min

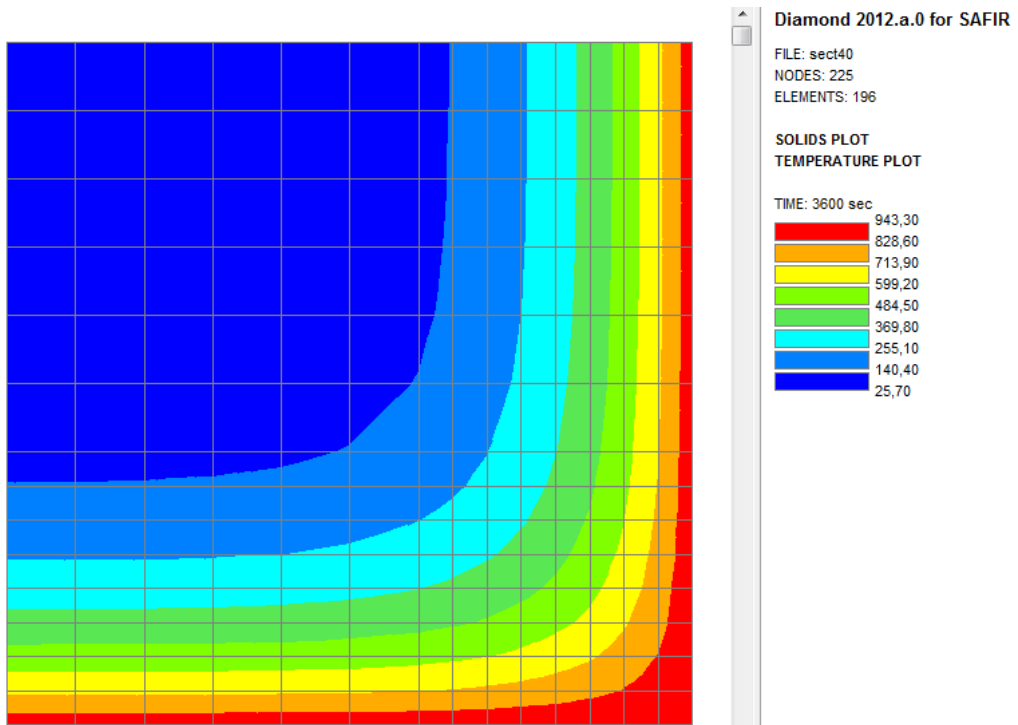


Figura A.23 Isotherma Dimensión 40 cm tiempo 60 min

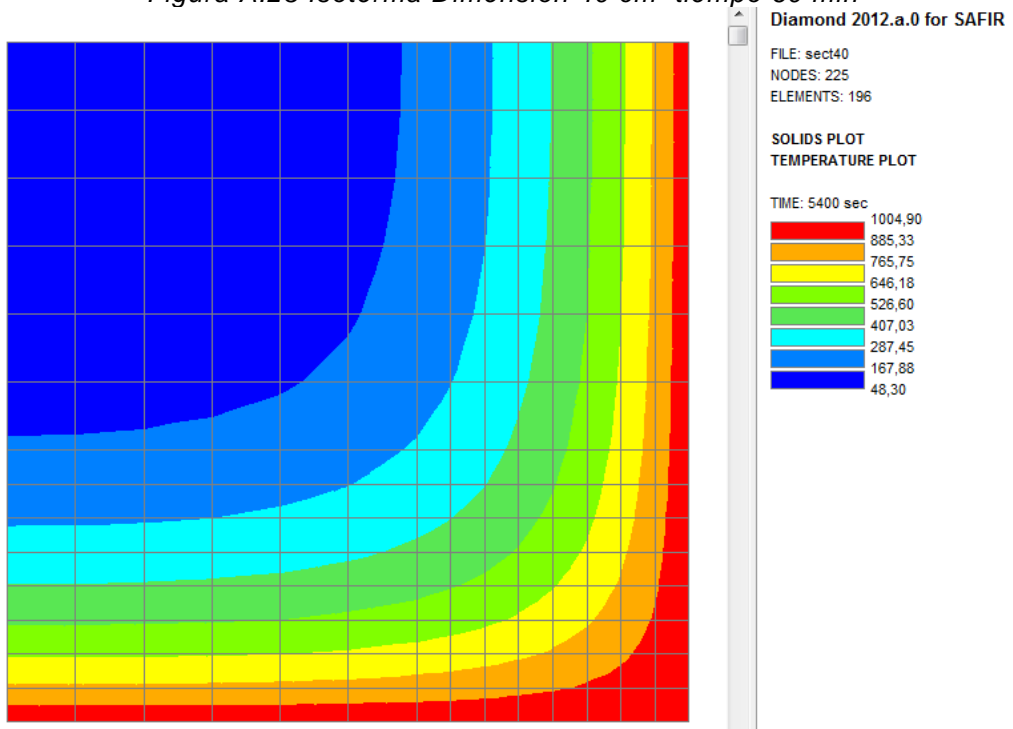


Figura A.24 Isotherma Dimensión 40 cm tiempo 90 min

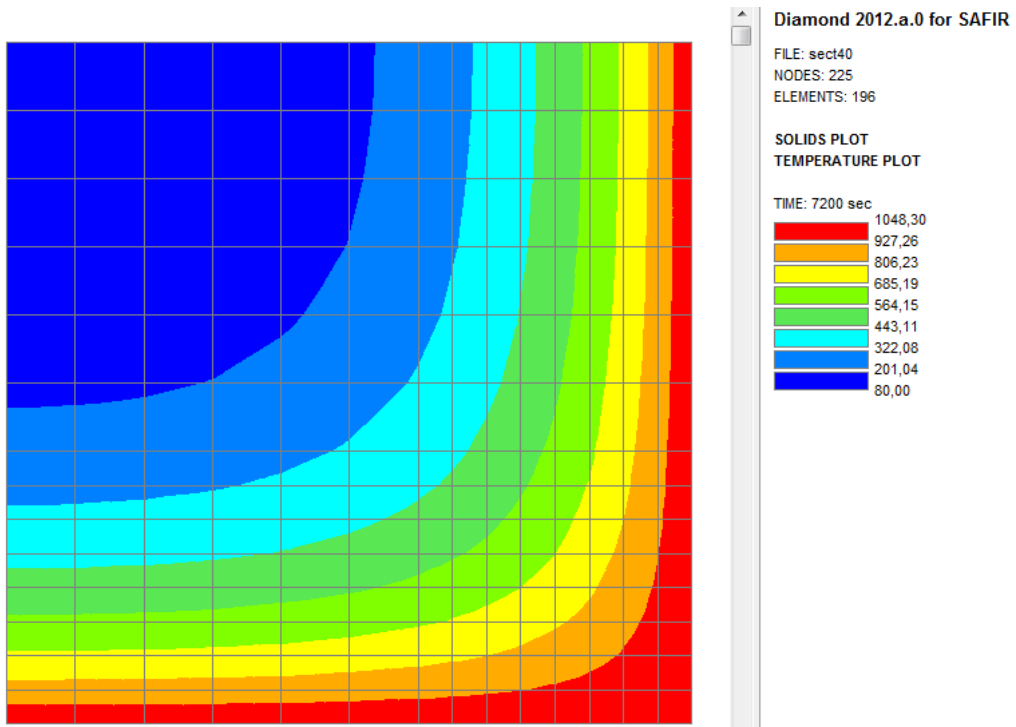


Figura A.25 Isotherma Dimensión 40 cm tiempo 120 min

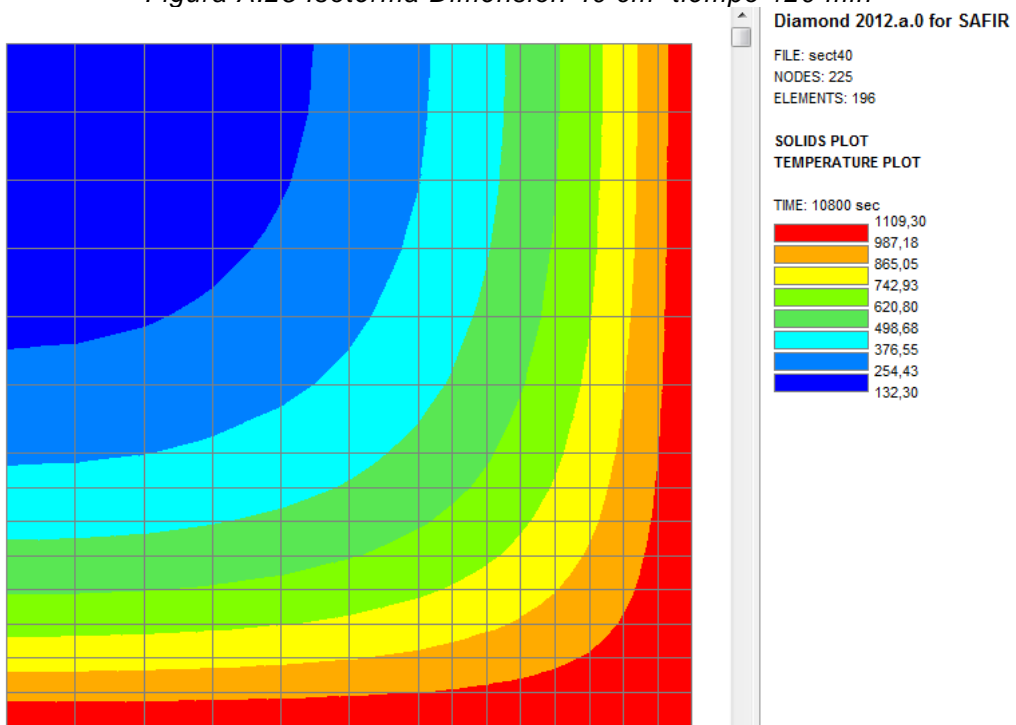


Figura A.26 Isotherma Dimensión 40 cm tiempo 180 min

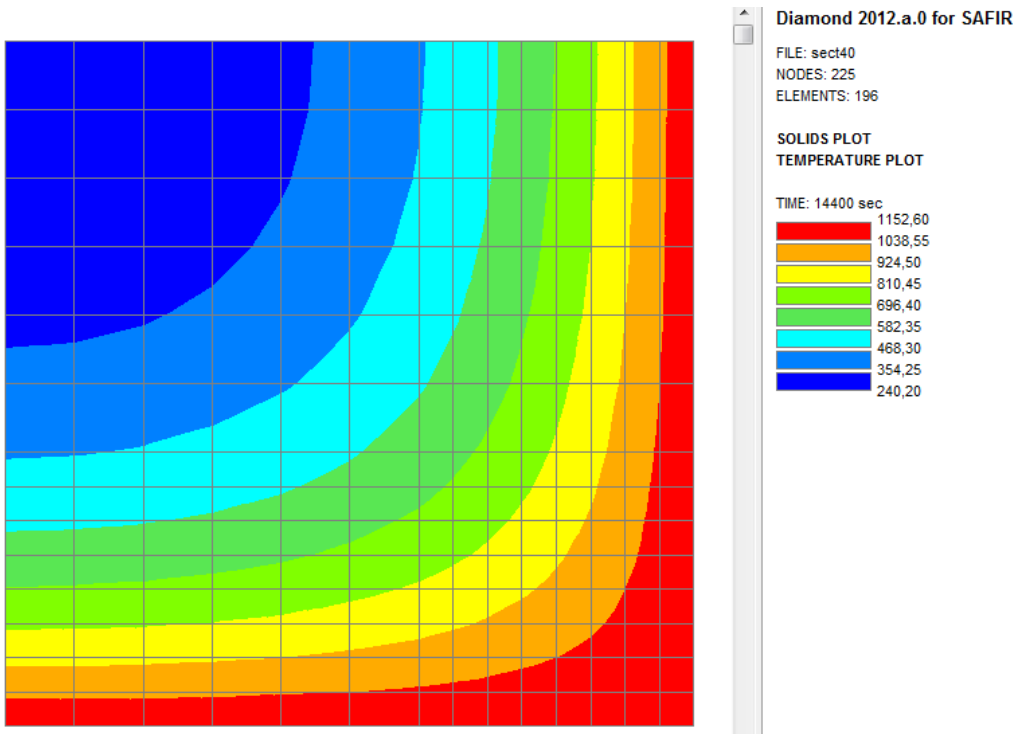


Figura A.27 Isotherma Dimensión 40 cm tiempo 240 min

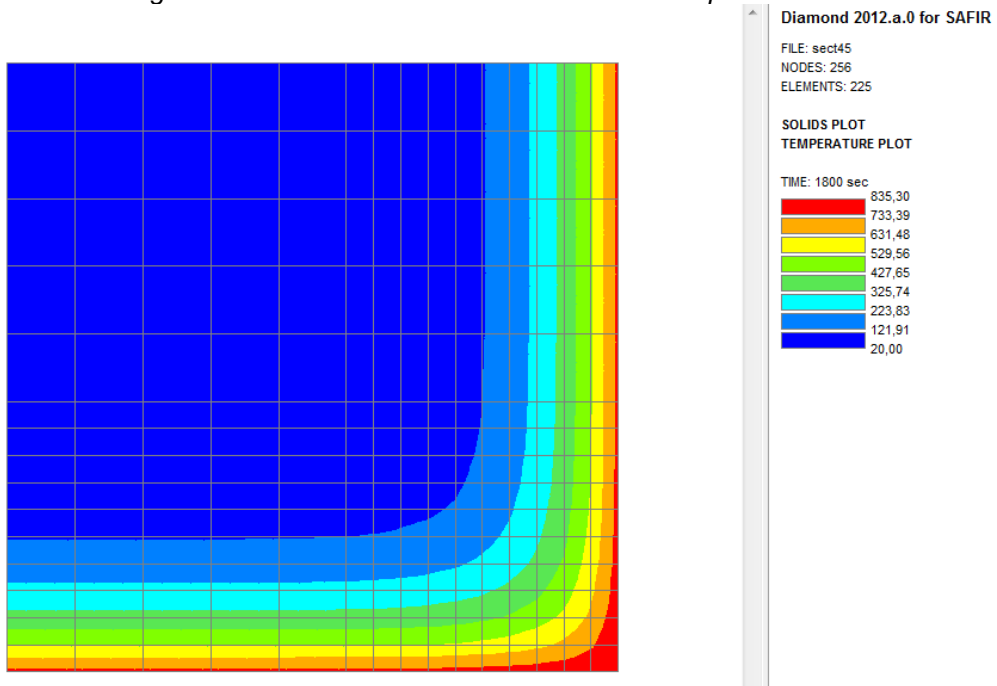


Figura A.28 Isotherma Dimensión 45 cm tiempo 30 min

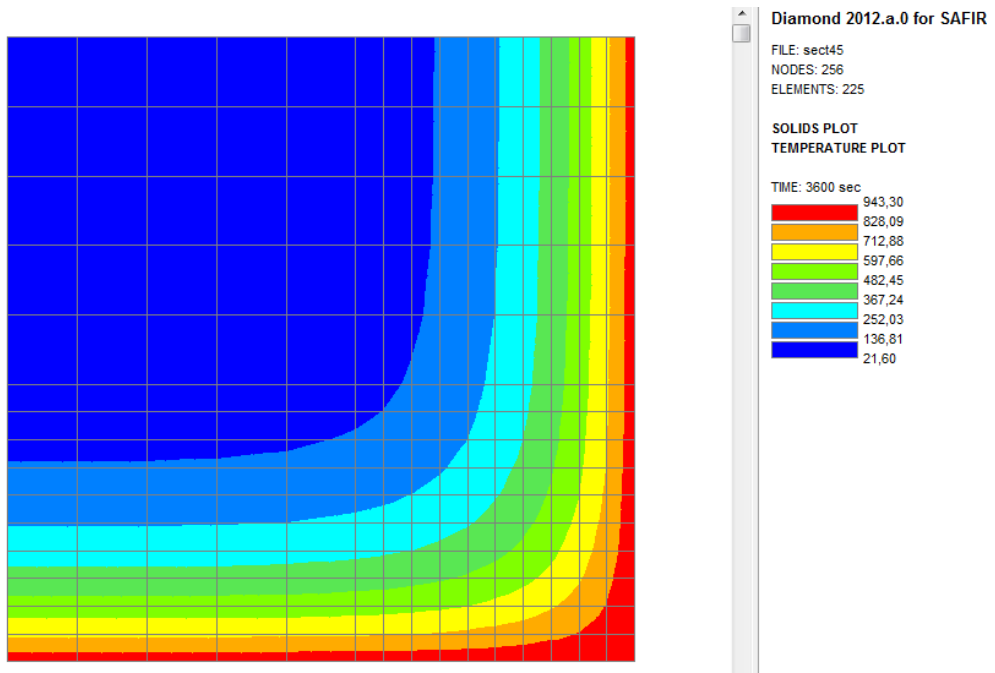


Figura A.29 Isotherma Dimensión 45 cm tiempo 60 min

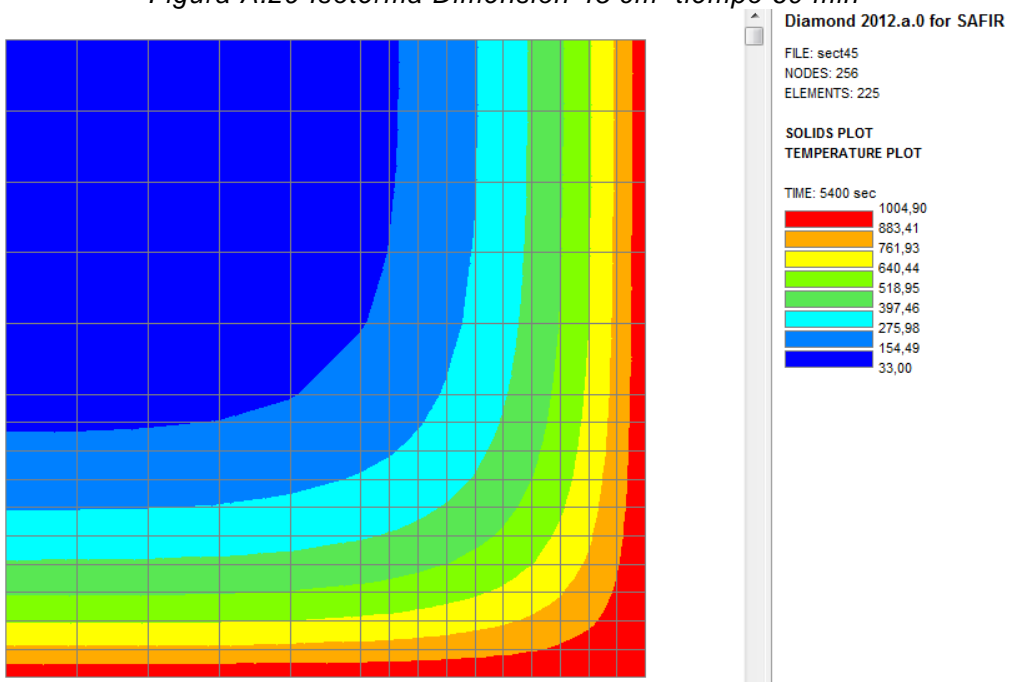


Figura A.30 Isotherma Dimensión 45 cm tiempo 90 min

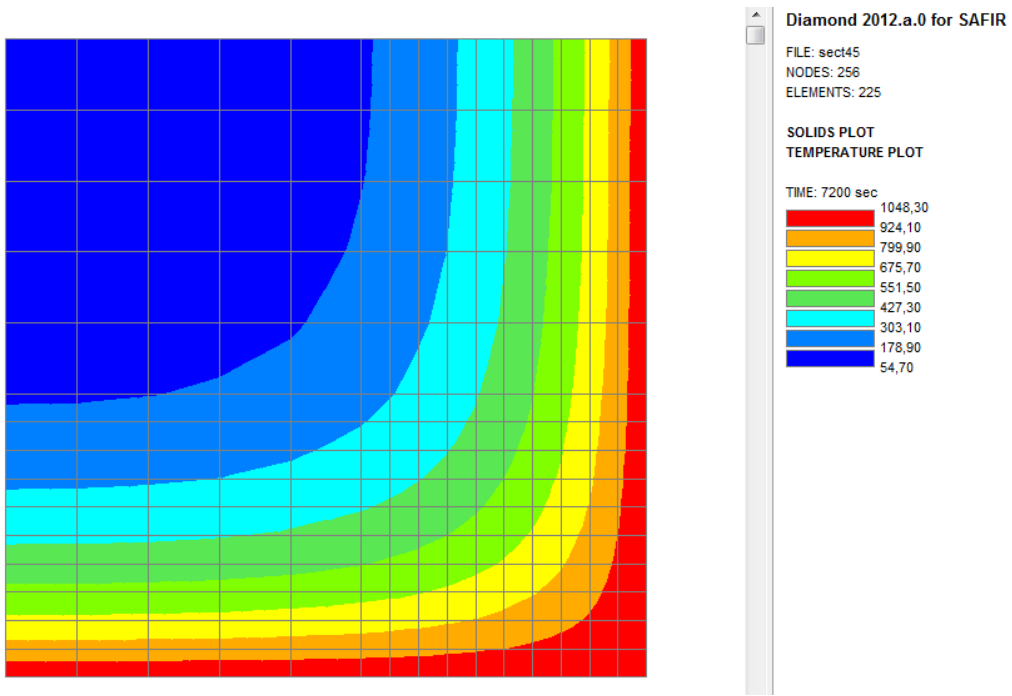


Figura A.31 Isotherma Dimensión 45 cm tiempo 120 min

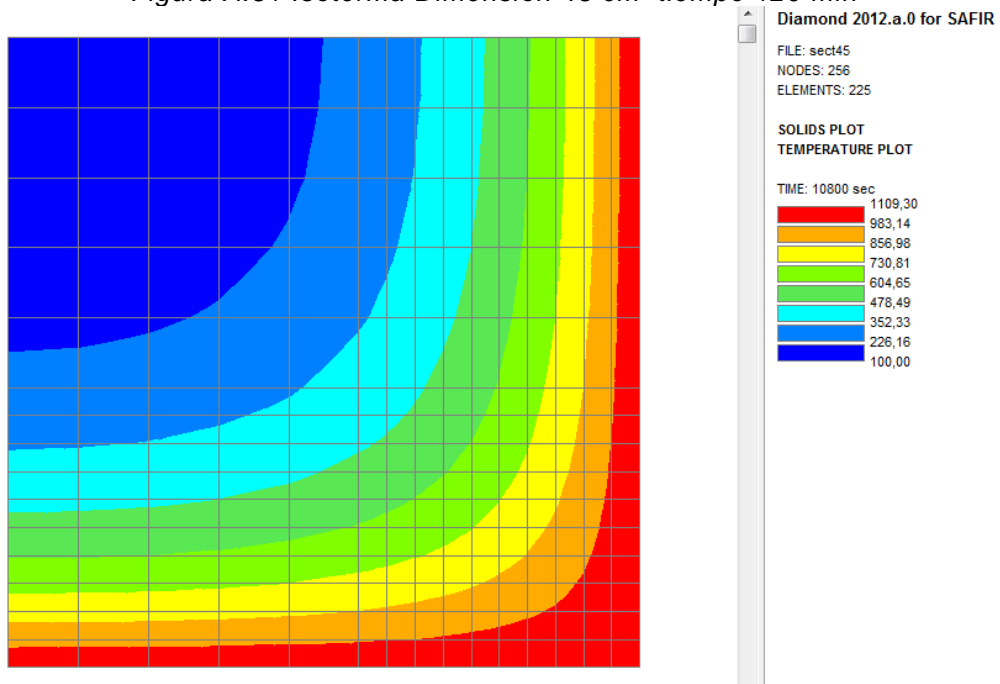


Figura A.32 Isotherma Dimensión 45 cm tiempo 180 min

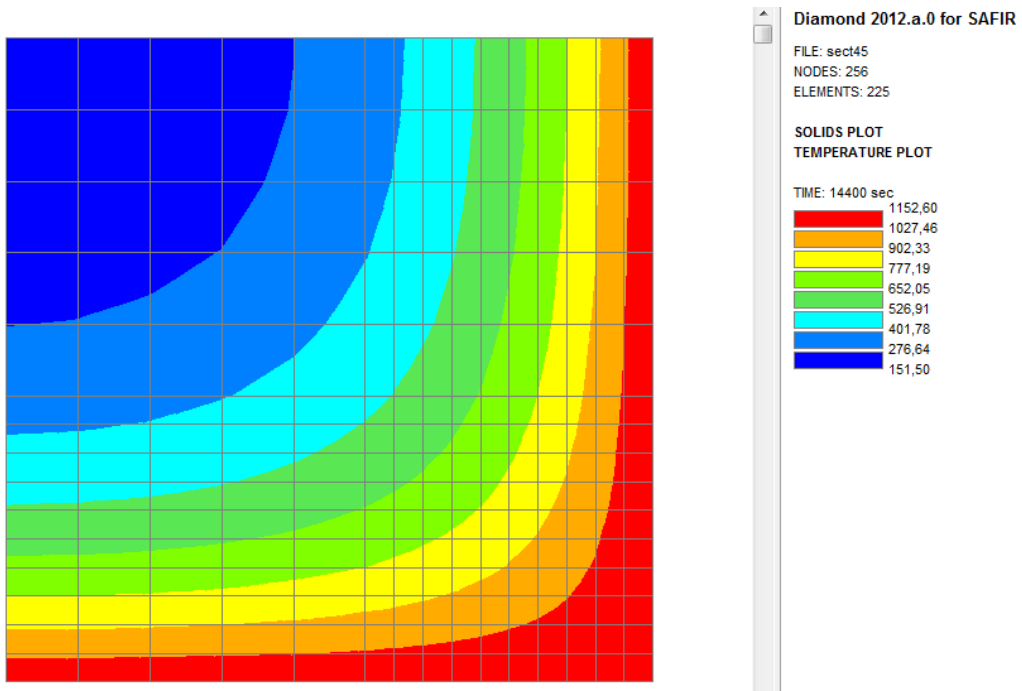


Figura A.33 Isotherma Dimensión 45 cm tiempo 240 min

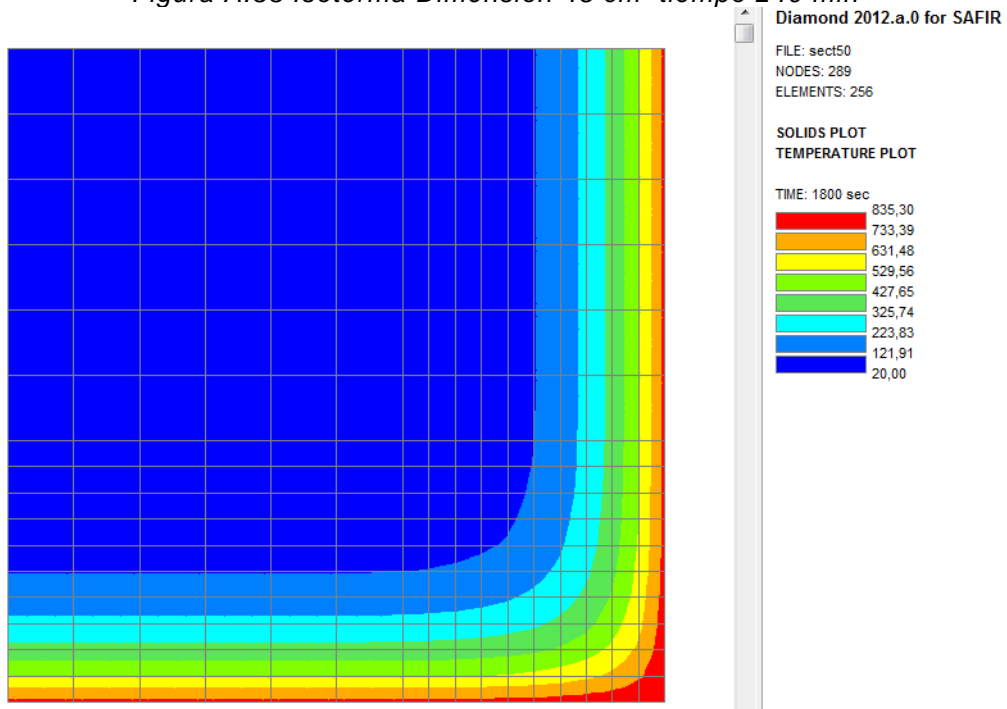


Figura A.34 Isotherma Dimensión 50 cm tiempo 30 min

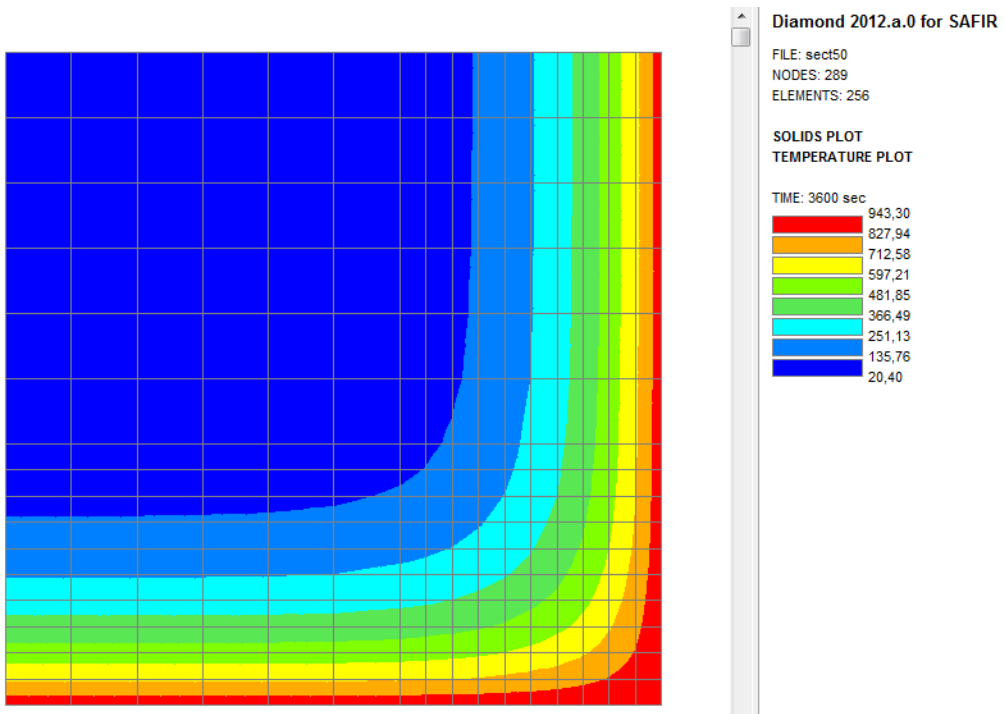


Figura A.35 Isotherma Dimensión 50 cm tiempo 60 min

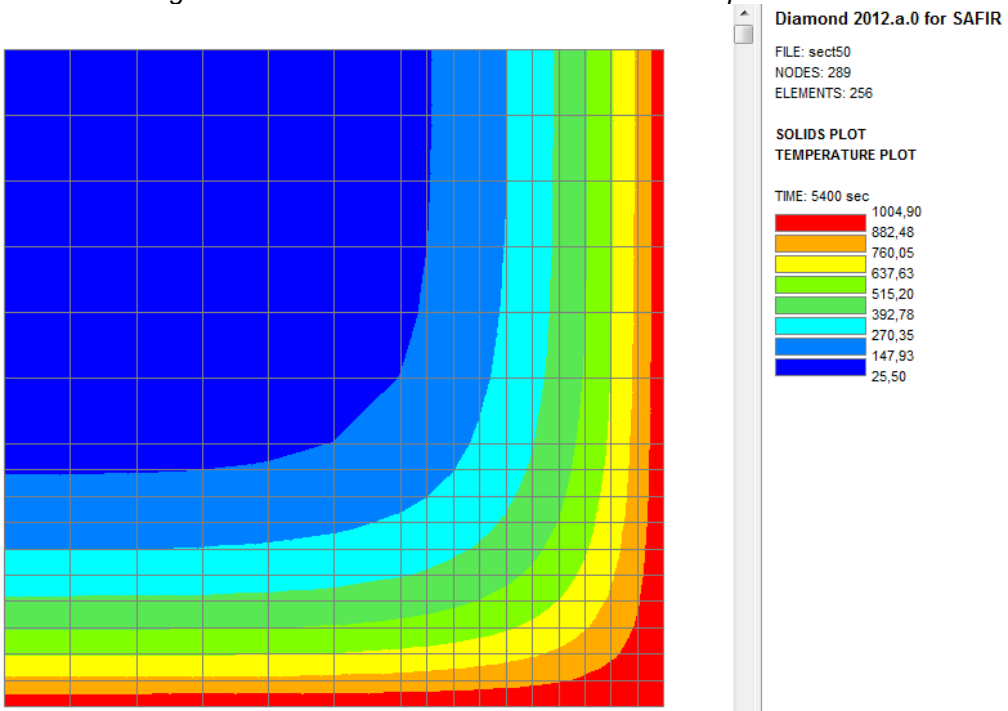


Figura A.36 Isotherma Dimensión 50 cm tiempo 90 min

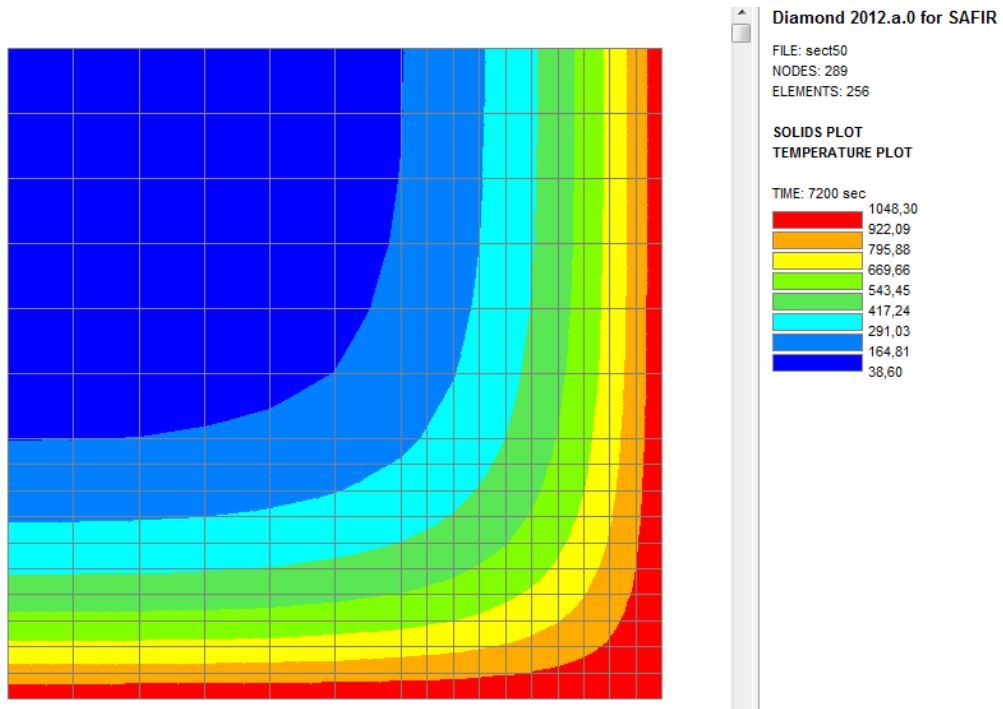


Figura A.37 Isotherma Dimensión 50 cm tiempo 120 min

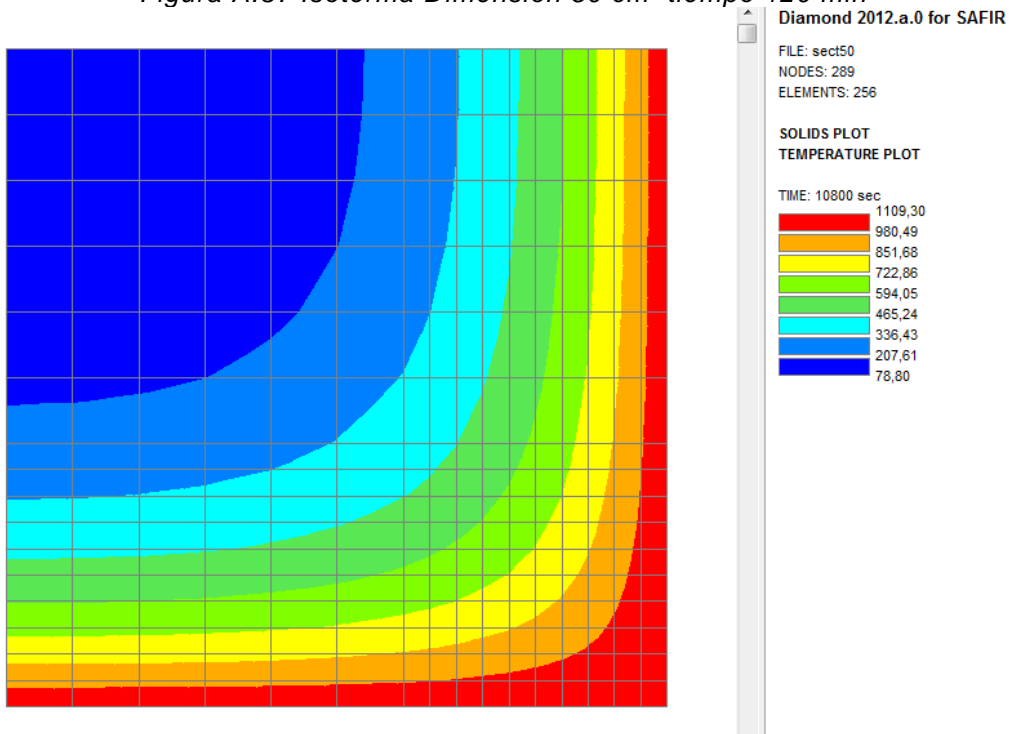


Figura A.38 Isotherma Dimensión 50 cm tiempo 180 min

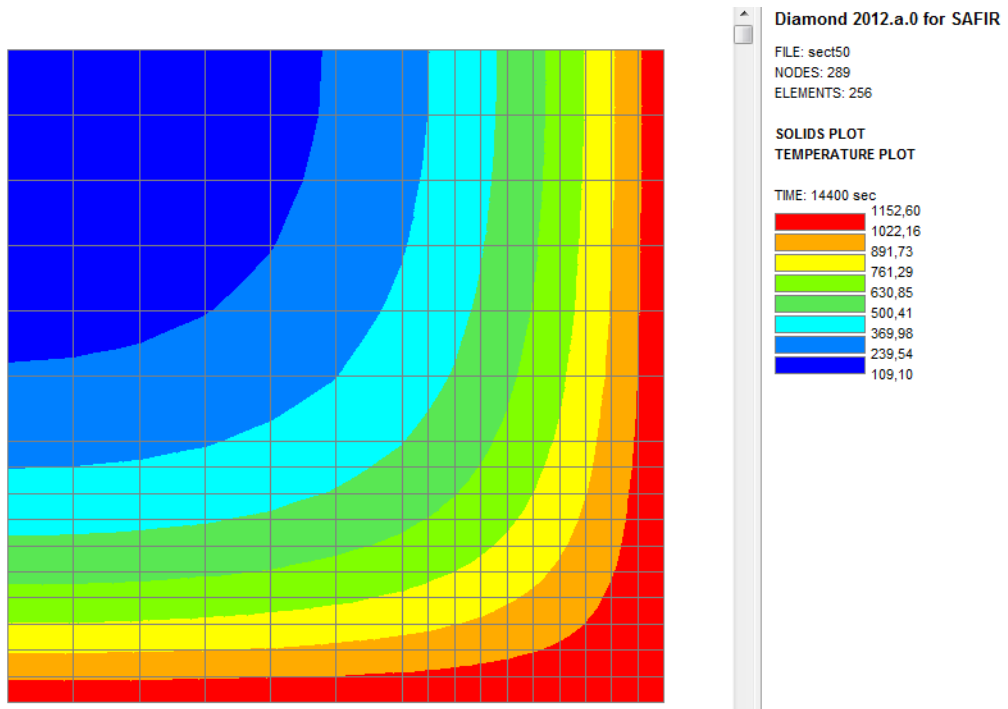


Figura A.39 Isotherma Dimensión 50 cm tiempo 240 min

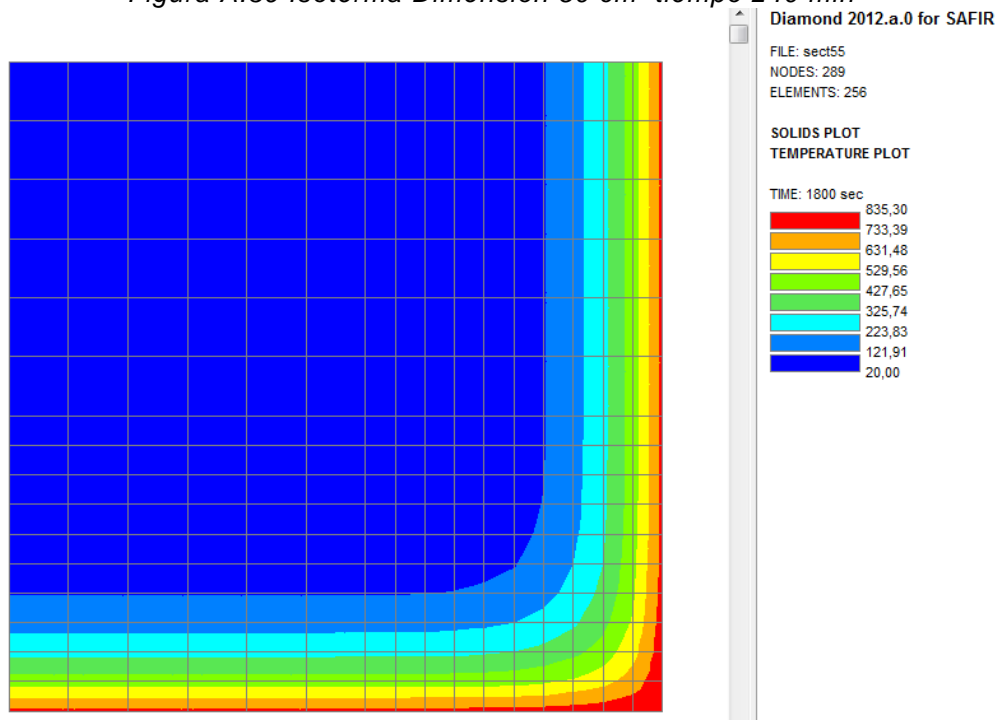


Figura A.40 Isotherma Dimensión 55 cm tiempo 30 min

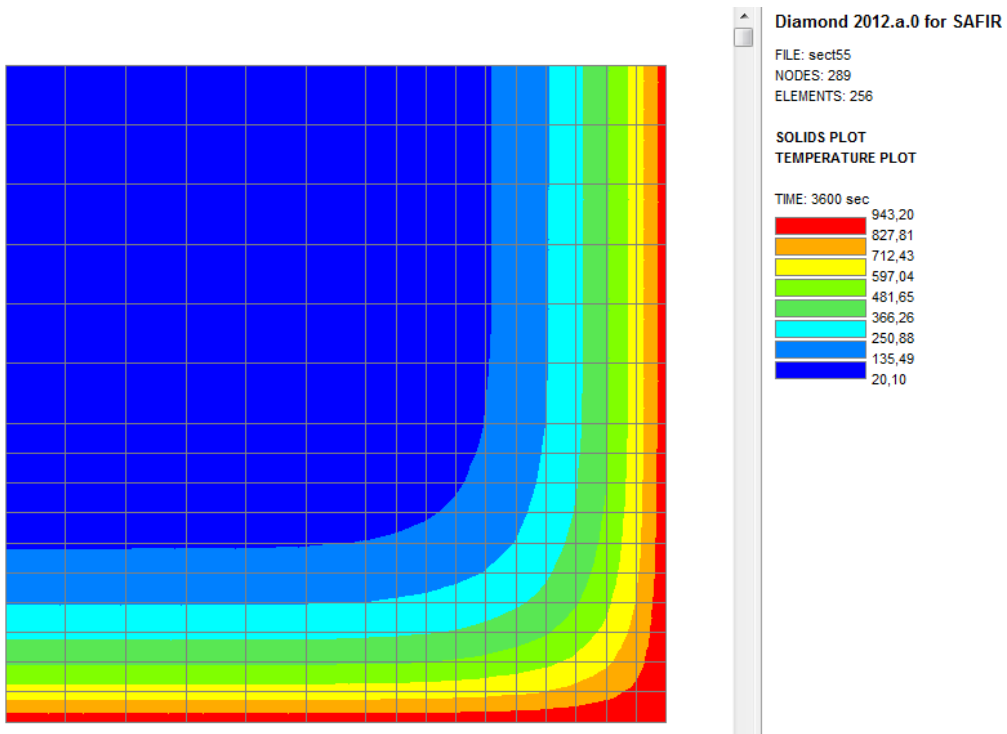


Figura A.41 Isotherma Dimensión 55 cm tiempo 60 min

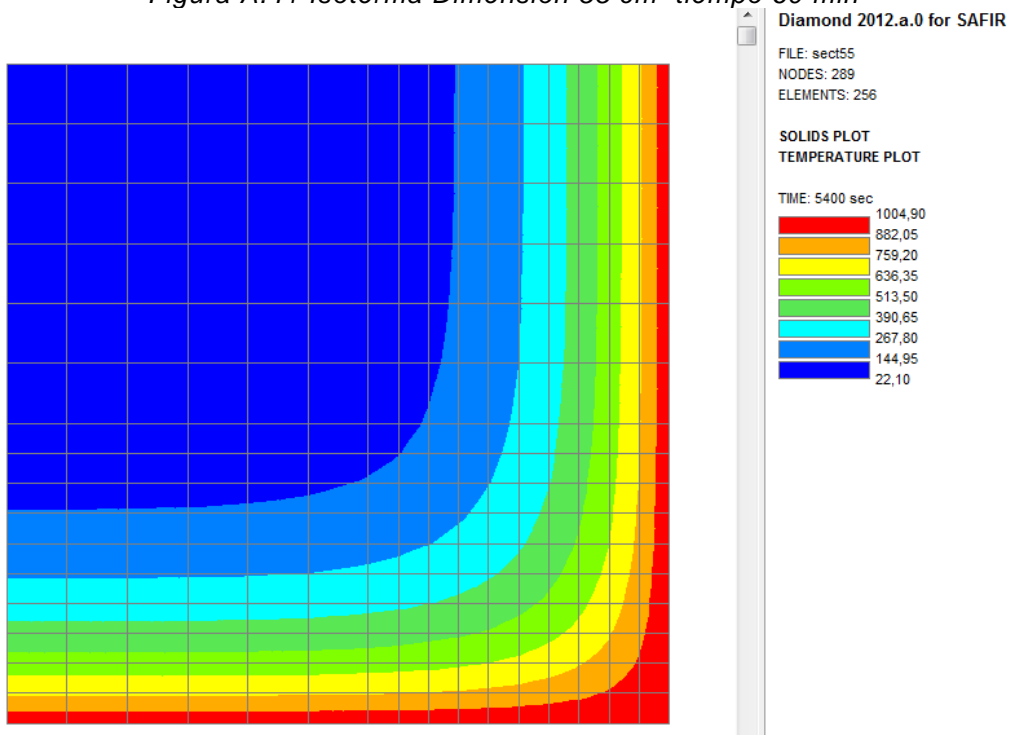


Figura A.42 Isotherma Dimensión 55 cm tiempo 90 min

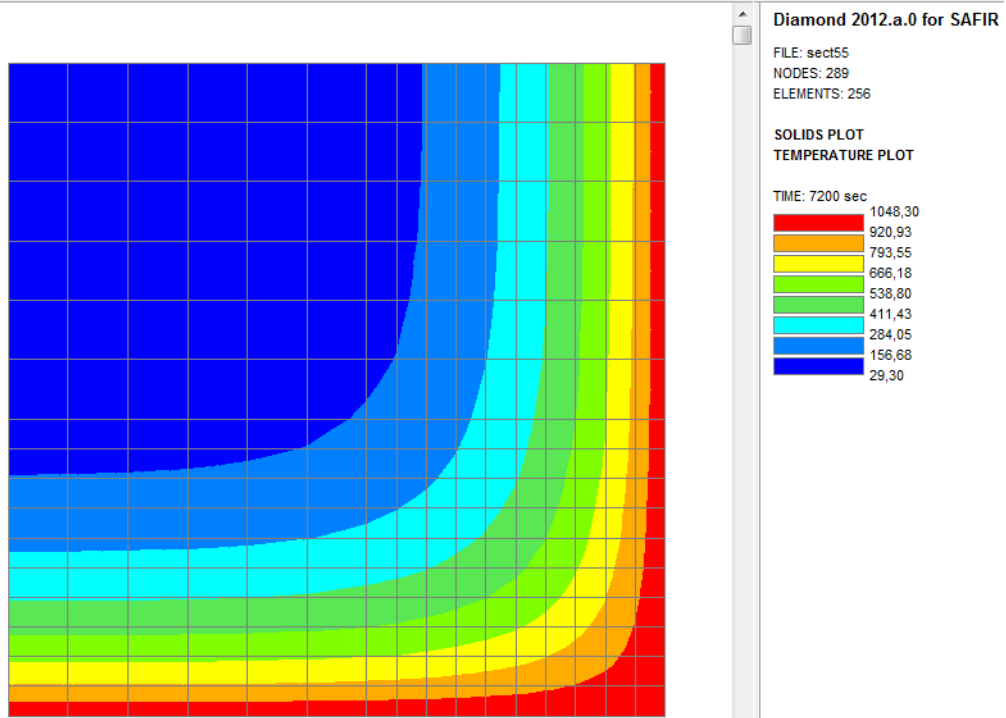


Figura A.43 Isotherma Dimensión 55 cm tiempo 120 min

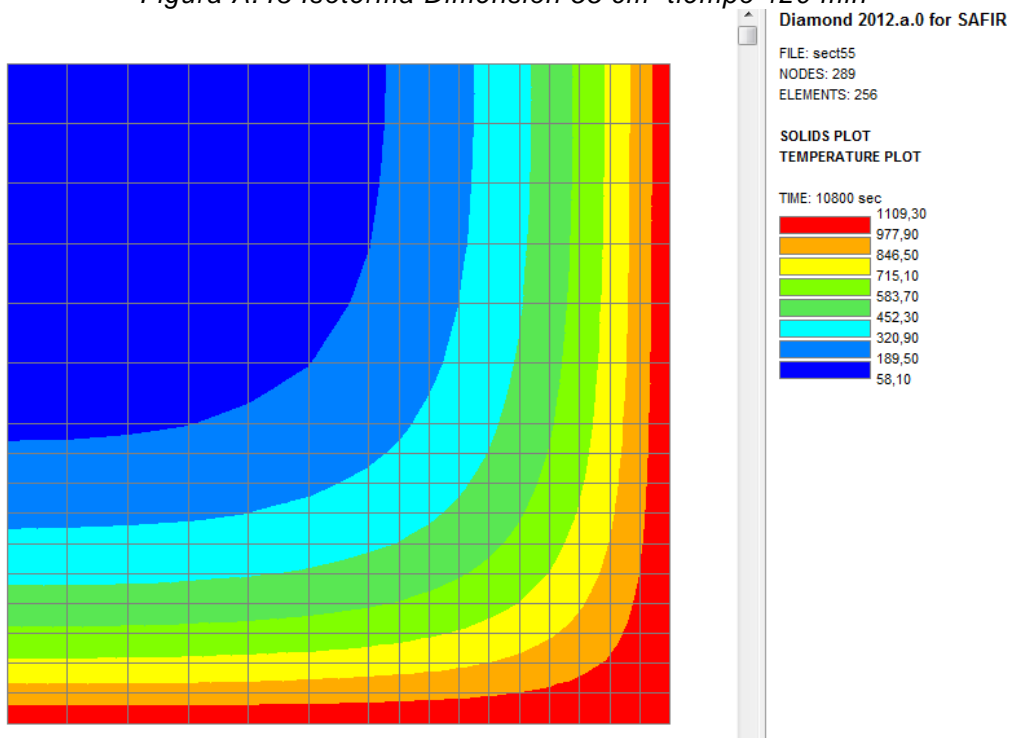


Figura A.44 Isotherma Dimensión 55 cm tiempo 180 min

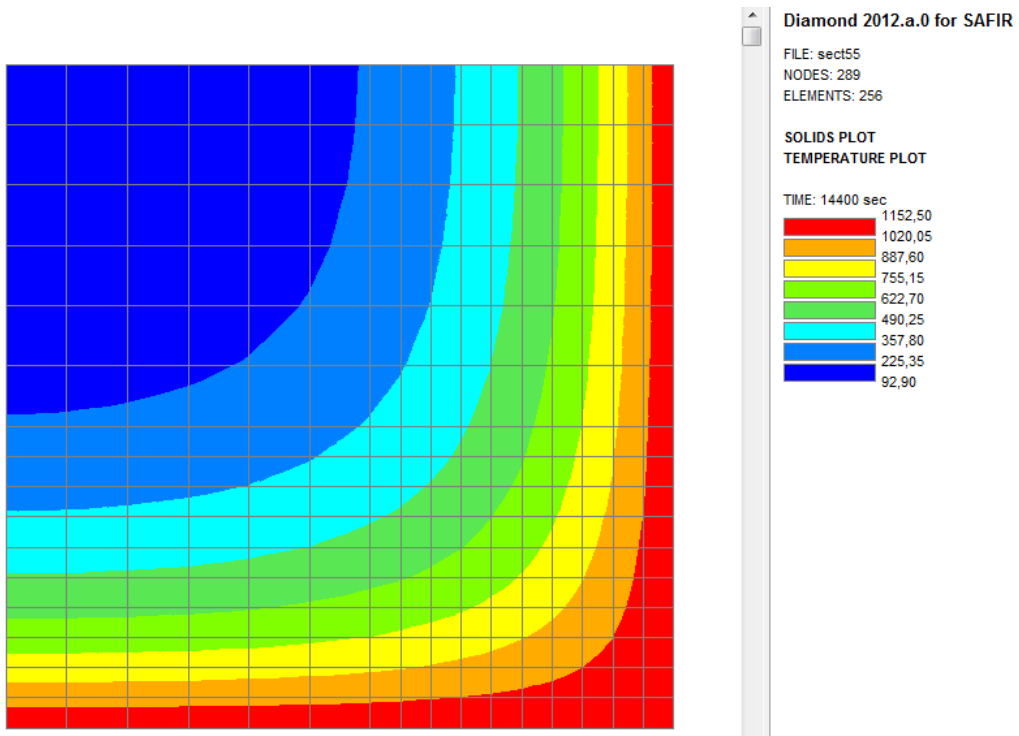


Figura A.45 Isotherma Dimensión 55 cm tiempo 240 min

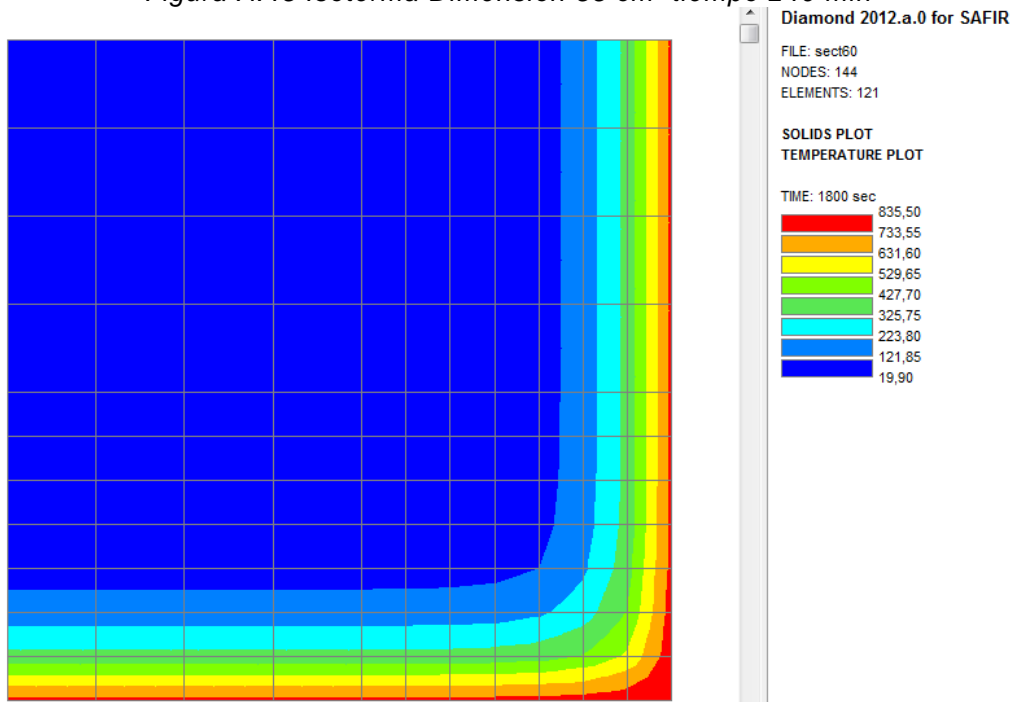


Figura A.46 Isotherma Dimensión 60 cm tiempo 30 min

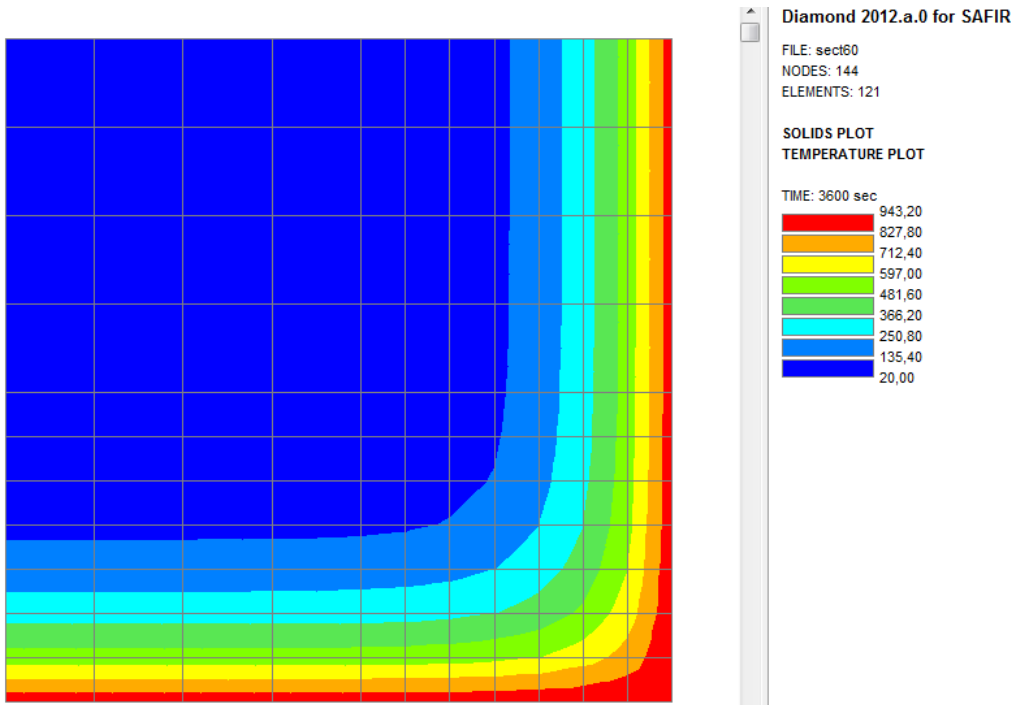


Figura A.47 Isotherma Dimensión 60 cm tiempo 60 min

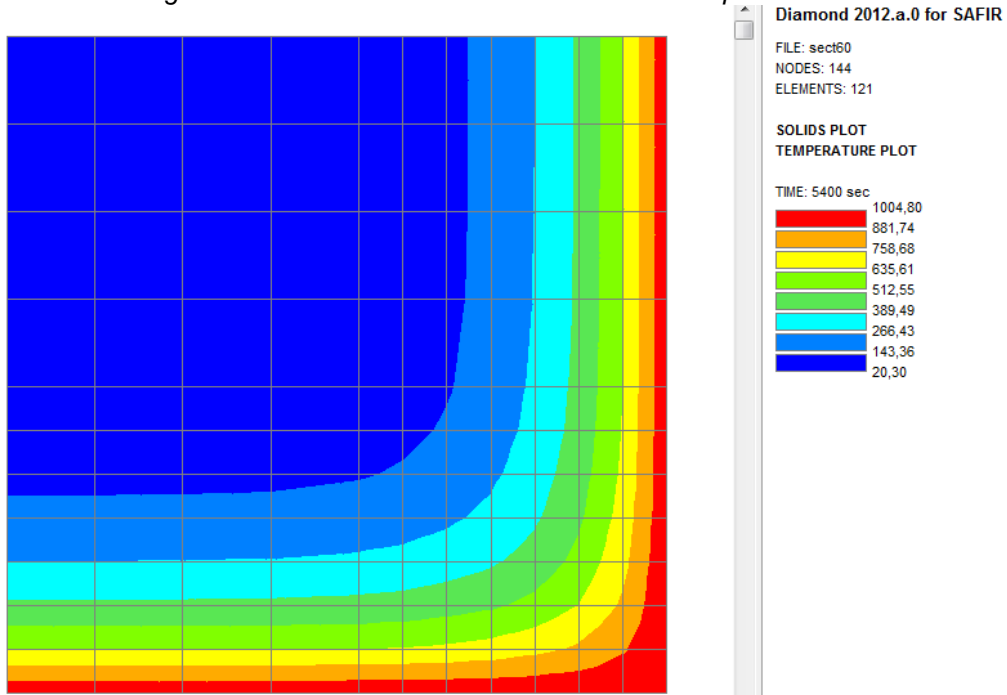


Figura A.48 Isotherma Dimensión 60 cm tiempo 90 min

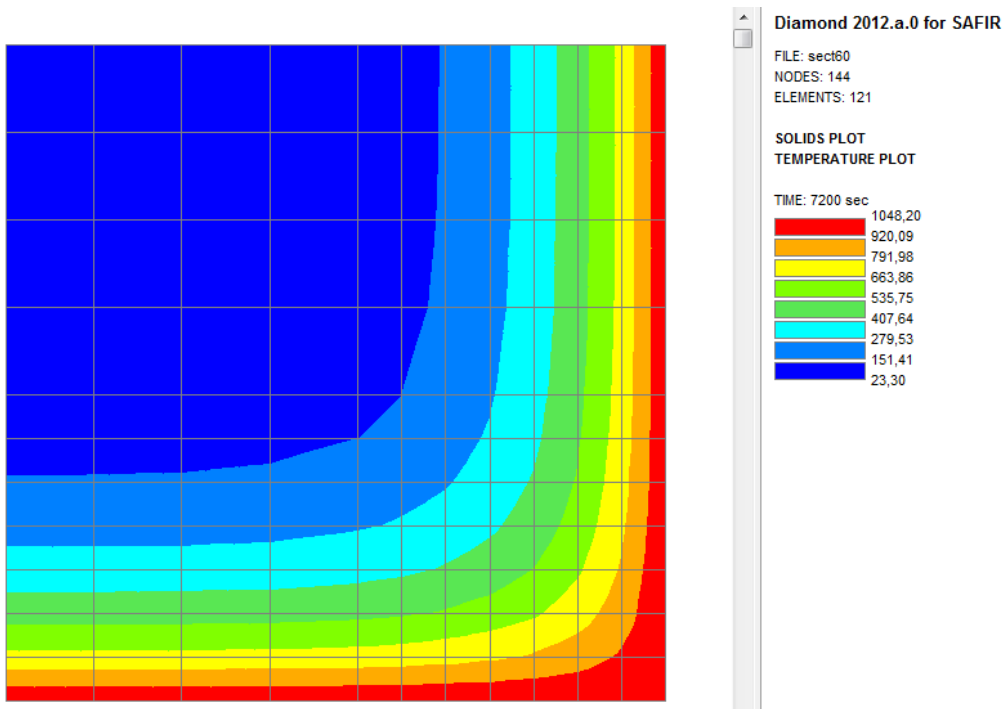


Figura A.49 Isotherma Dimensión 60 cm tiempo 120 min

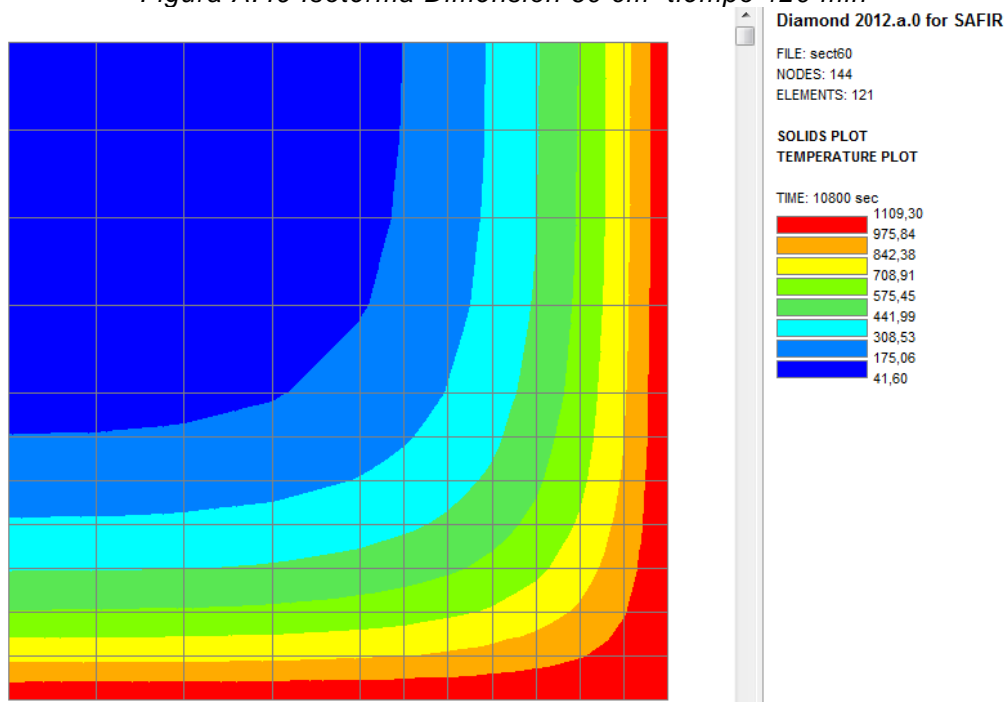


Figura A.50 Isotherma Dimensión 60 cm tiempo 180 min

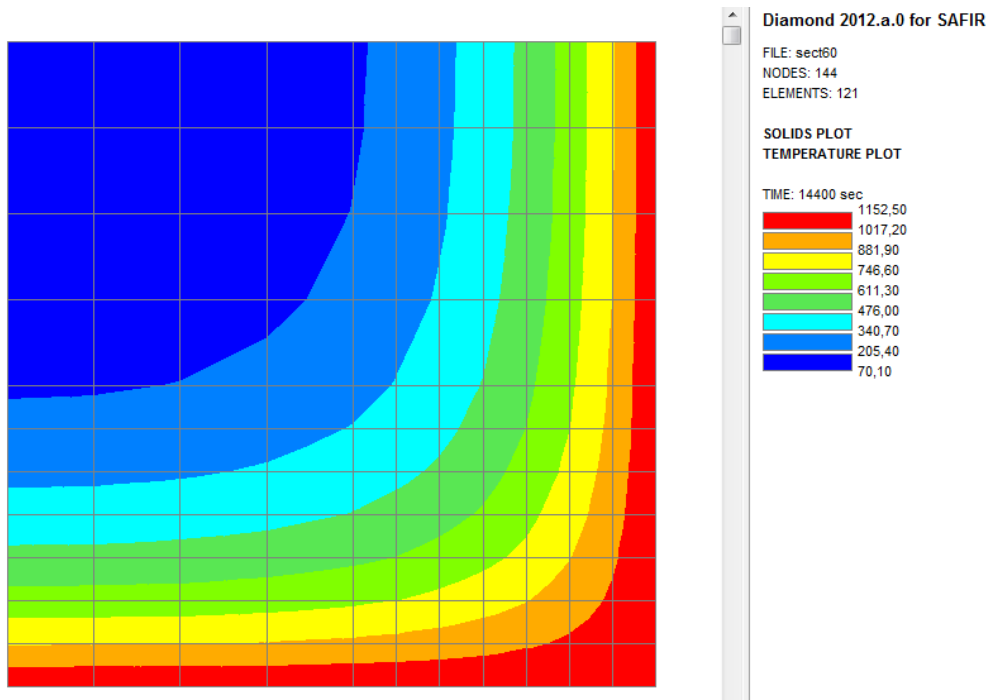


Figura A.51 Isotherma Dimensión 60 cm tiempo 240 min

1.2. TABLA VALIDACION DEL MODELO

Tabla A.1 Detalle de las secciones y resistencia de materiales de los ensayos

	Caso	As	Nbar	a	h	b	L	fcm	fym
1	RUG-41A	1608	8	33	400	400	3900	29.6	576
2	TUBr-1	1885	6	38	300	300	3760	24.1	487
3	TUBr-6	1885	6	38	300	300	5760	24.1	487
4	TUBr-21	1885	6	38	300	300	2660	33.2	418
5	TUBr-27	1885	6	38	300	300	3332	43.2	544
6	NRC-I2	2040	4	60.75	305	305	1905	36.9	444
7	NRC-I9	2040	4	60.75	305	305	1905	38.3	444
9	RUG-31B	804	4	33	300	300	3900	33.9	576
10	RUG-31C	804	4	33	300	300	3900	35.4	576
11	RUG-31D	804	4	33	300	300	3900	36.5	576
12	RUG-31E	804	4	33	300	300	3900	33.4	576
13	RUG-32A	804	4	48	300	300	3900	36.6	576
14	RUG-34A	1608	8	33	300	300	3900	35.9	576
15	RUG-31F	804	4	33	300	300	3900	29.3	576
16	Ulg-31BC	804	4	33	300	300	2100	29.3	576
17	Ulg-31CC	804	4	33	300	300	2100	28.6	576
18	TUBr-2	1885	6	38	300	300	3760	24.1	487
19	TUBr-3	1885	6	38	300	300	3760	24.1	487
20	TUBr-4	1885	6	38	300	300	4760	24.1	487
21	TUBr-5	1885	6	38	300	300	4760	24.1	487
22	TUBr-7	1885	6	38	300	300	5760	24.1	487
23	TUBr-8	1257	4	38	200	200	3760	24.1	487
24	TUBr-9	1257	4	38	200	200	3760	24.1	487
25	TUBr-10	1257	4	38	200	200	4760	24.1	487
26	TUBr-11	1885	6	38	300	300	4760	30.7	462
27	TUBr-12	1885	6	38	300	300	4760	30.7	462
28	TUBr-13	1885	6	38	300	300	4760	30.7	462
29	TUBr-14	1257	4	38	200	200	4760	30.7	462
30	TUBr-15	1257	4	38	200	200	4760	30.7	462
31	TUBr-16	1885	6	38	300	300	4760	30.7	462
32	TUBr-17	1885	6	38	300	300	4760	30.7	462
33	TUBr-18	1257	4	38	200	200	4760	30.7	462
34	TUBr-19	1257	4	38	200	200	4760	30.7	462
35	TUBr-20	1885	6	38	300	300	2660	33.2	458
36	TUBr-25	1257	4	38	200	200	5760	32.4	443
37	TUBr-26	1885	6	38	300	300	3332	30.7	433
38	TUBr-27	1885	6	38	300	300	3332	43.2	544
39	TUBr-28	1885	6	38	300	300	4760	31.5	499
40	TUBr-29	1885	6	38	300	300	4760	38.2	449
41	TUBr-30	1885	6	38	300	300	4760	38.2	404
42	TUBr-31	1885	6	38	300	300	3760	42.3	452

Resistencia al fuego de pilares esbeltos de hormigón

43	TUBr-37	1885	6	38	300	300	4700	34.9	505
44	TUBr-38	1885	6	38	300	300	4700	31.5	503
45	TUBr-39	1885	6	38	300	300	4700	31.5	526
46	TUBr-40	1885	6	38	300	300	4700	31.5	503
47	TUBr-41	1885	6	38	300	300	4700	31.5	526
48	TUBr-42	924	6	30	200	200	5710	41.5	480
49	TUBr-43	924	6	30	200	200	5710	41.5	477
50	TUBr-44	924	6	30	200	200	5710	41.5	480
51	TUBr-45	924	6	30	200	200	5710	41.5	482
52	TUBr-46	924	6	30	200	200	5710	41.5	485
53	TUBr-47	924	6	30	200	200	5710	41.5	478

Tabla A.2 resistencia al fuego experimental y del modelo

	Caso	e2	e1	Ed	Rf	Rf*	Rf*/Rf	lambda
1	RUG-41A	20	20	1650000	93	100	1.08	33.77
2	TUBr-1	30	30	710000	86	74.3	0.86	43.42
3	TUBr-6	30	30	600000	61	49.3	0.81	66.51
4	TUBr-21	50	50	780000	125	91	0.73	30.72
5	TUBr-27	150	150	355000	89	90	1.01	38.47
6	NRC-I2	0	0	1333000	170	154	0.91	21.64
7	NRC-I9	0	0	1333000	170	156	0.92	21.64
9	RUG-31B	20	20	950000	61	45	0.74	45.03
10	RUG-31C	0	0	622000	120	108	0.9	45.03
11	RUG-31D	20	20	220000	125	116	0.93	45.03
12	RUG-31E	20	20	664000	128	57	0.45	45.03
13	RUG-32A	20	20	349000	123	112	0.91	45.03
14	RUG-34A	20	20	370000	126	74	0.59	45.03
15	RUG-31F	0	0	422000	116	50	0.43	45.03
16	Ulg-31BC	0	0	2160000	63	48	0.76	24.25
17	Ulg-31CC	0	0	803000	123	144	1.17	24.25
18	TUBr-2	0	0	930000	84	66	0.79	43.42
19	TUBr-3	0	0	930000	138	66	0.48	43.42
20	TUBr-4	30	30	650000	63	44	0.7	54.96
21	TUBr-5	0	0	880000	108	43	0.4	54.96
22	TUBr-7	0	0	800000	58	31	0.53	66.51
23	TUBr-8	0	0	420000	58	38	0.66	65.13
24	TUBr-9	0	0	420000	66	38	0.58	65.13
25	TUBr-10	0	0	340000	48	40	0.83	82.45
26	TUBr-11	0	0	650000	80	67	0.84	54.96
27	TUBr-12	30	30	650000	69	48	0.7	54.96
28	TUBr-13	15	15	740000	85	49	0.58	54.96
29	TUBr-14	10	10	280000	49	36	0.73	82.45
30	TUBr-15	20	20	240000	36	37	1.03	82.45
31	TUBr-16	90	90	460000	75	43	0.57	54.96
32	TUBr-17	150	150	362000	65	38	0.58	54.96

Resistencia al fuego de pilares esbeltos de hormigón

33	TUBr-18	60	60	170000	49	41	0.84	82.45
34	TUBr-19	100	100	130000	53	43	0.81	82.45
35	TUBr-20	30	30	845000	111	80	0.72	30.72
36	TUBr-25	10	10	208000	40	59	1.48	99.77
37	TUBr-26	15	15	735000	160	76	0.48	38.47
38	TUBr-27	150	150	355000	89	70	0.79	38.47
39	TUBr-28	15	6	735000	93	51	0.55	54.96
40	TUBr-29	30	12	645000	135	52	0.39	54.96
41	TUBr-30	5	5	1224000	48	36	0.75	54.96
42	TUBr-31	5	5	1695000	57	50	0.88	43.42
43	TUBr-37	5	5	1548000	38	28	0.74	54.27
44	TUBr-38	10	10	970000	55	42	0.76	54.27
45	TUBr-39	10	10	1308000	57	29	0.51	54.27
46	TUBr-40	150	150	280000	49	55	1.12	54.27
47	TUBr-41	150	150	465000	50	27	0.54	54.27
48	TUBr-42	100	100	140000	31	17	0.55	98.9
49	TUBr-43	10	10	245000	40	19	0.48	98.9
50	TUBr-44	50	50	172000	35	20	0.57	98.9
51	TUBr-45	10	10	175000	49	25	0.51	98.9
52	TUBr-46	50	50	122000	52	26	0.5	98.9
53	TUBr-47	10	10	128000	72	33	0.46	98.9

1.3. RESULTADOS FIRECOL MÉTODO SIMPLIFICADO EHE

1.3.1. DIAGRAMAS DE INTERACCION SECCIONES METODO SIMPLIFICADO EHE-08

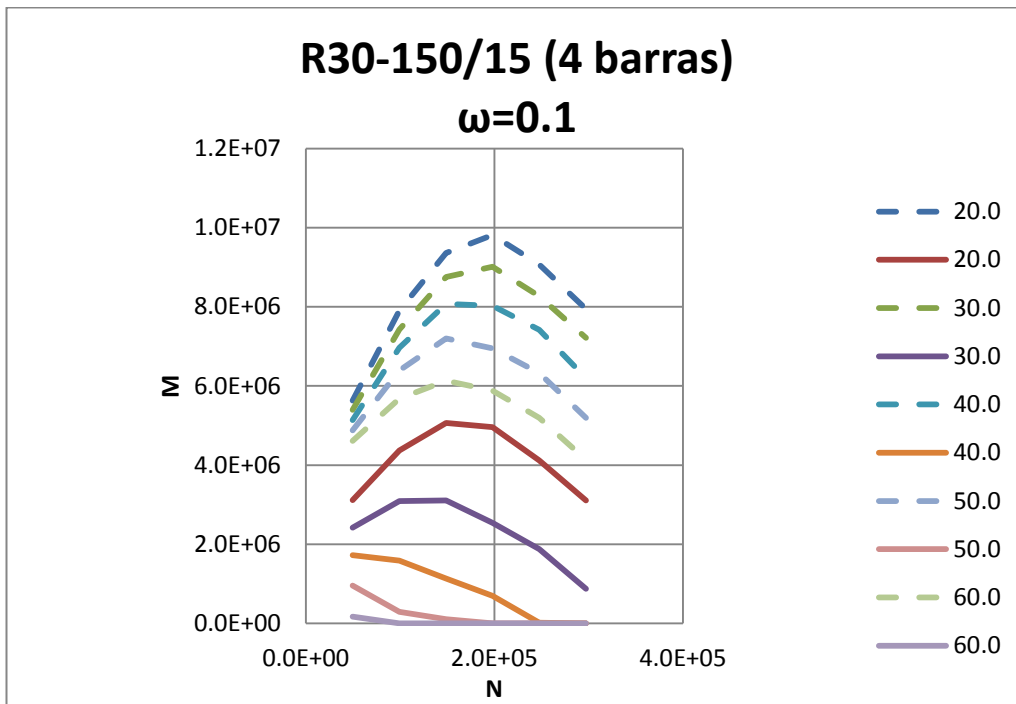


Figura A.52 Diagrama de interacción R30-150/15 (4 barras) $\omega=0.1$

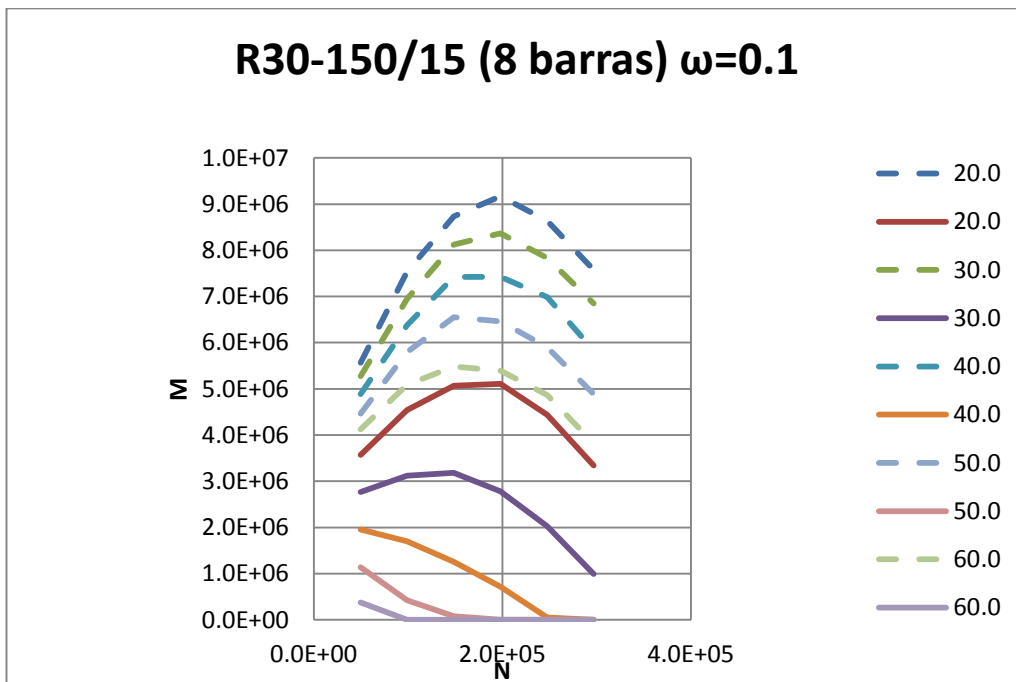


Figura A.53 Diagrama de interacción R30-150/15 (8 barras) $\omega=0.1$

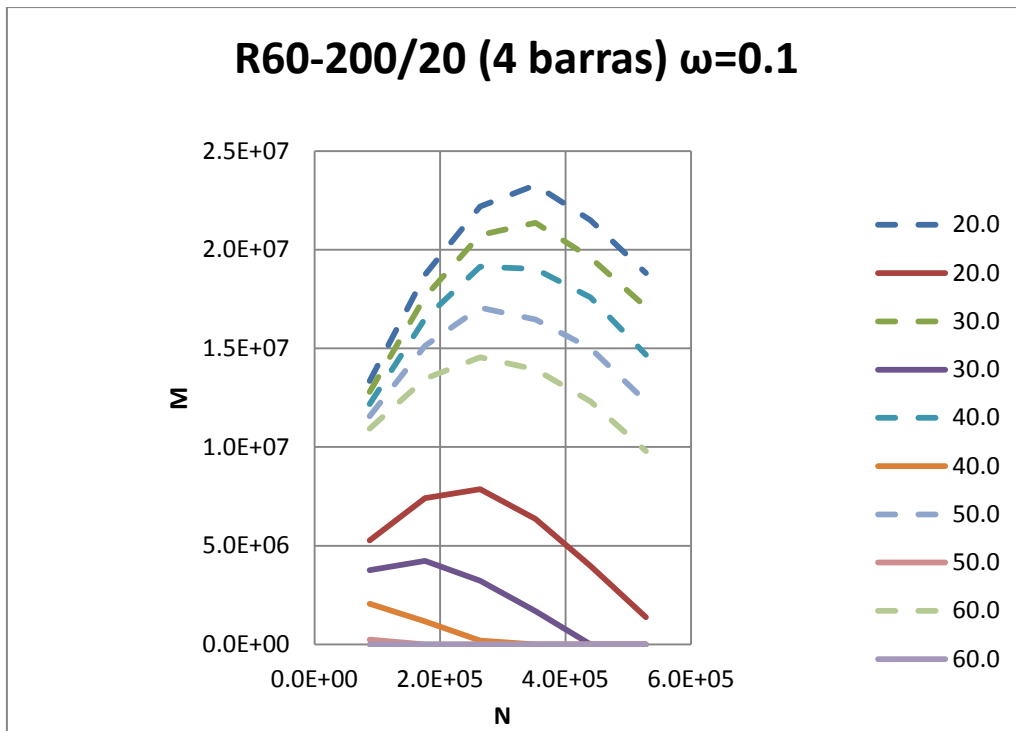


Figura A.54 Diagrama de interacción R60-200/20 (4 barras) $\omega=0.1$

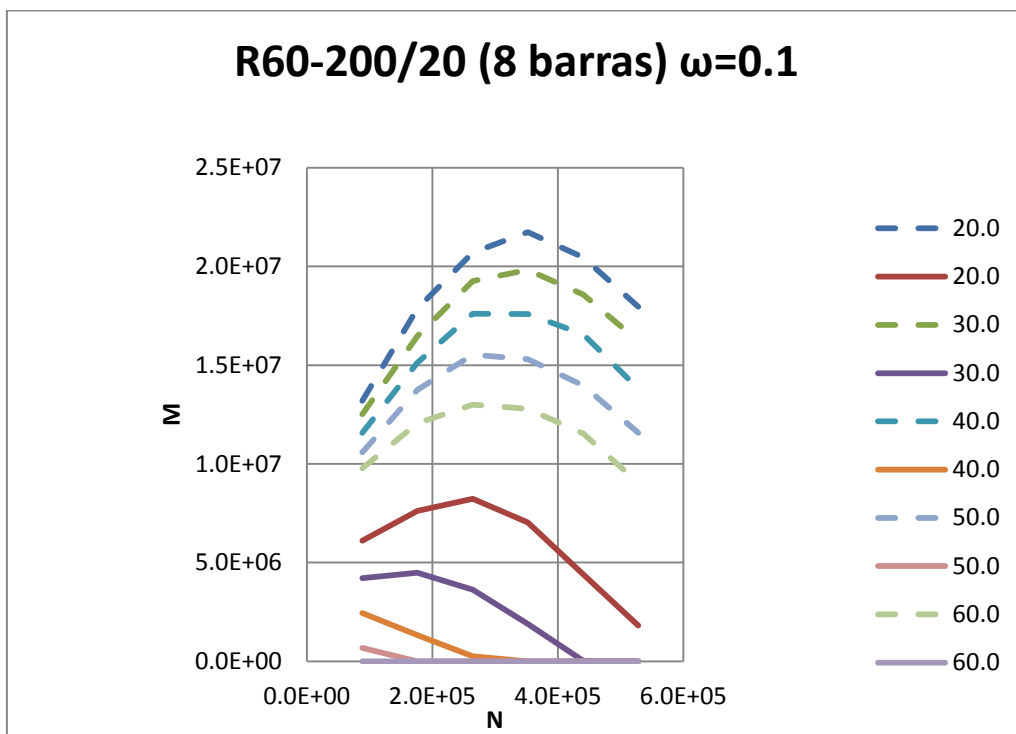


Figura A.55 Diagrama de interacción R60-200/20 (8 barras) $\omega=0.1$

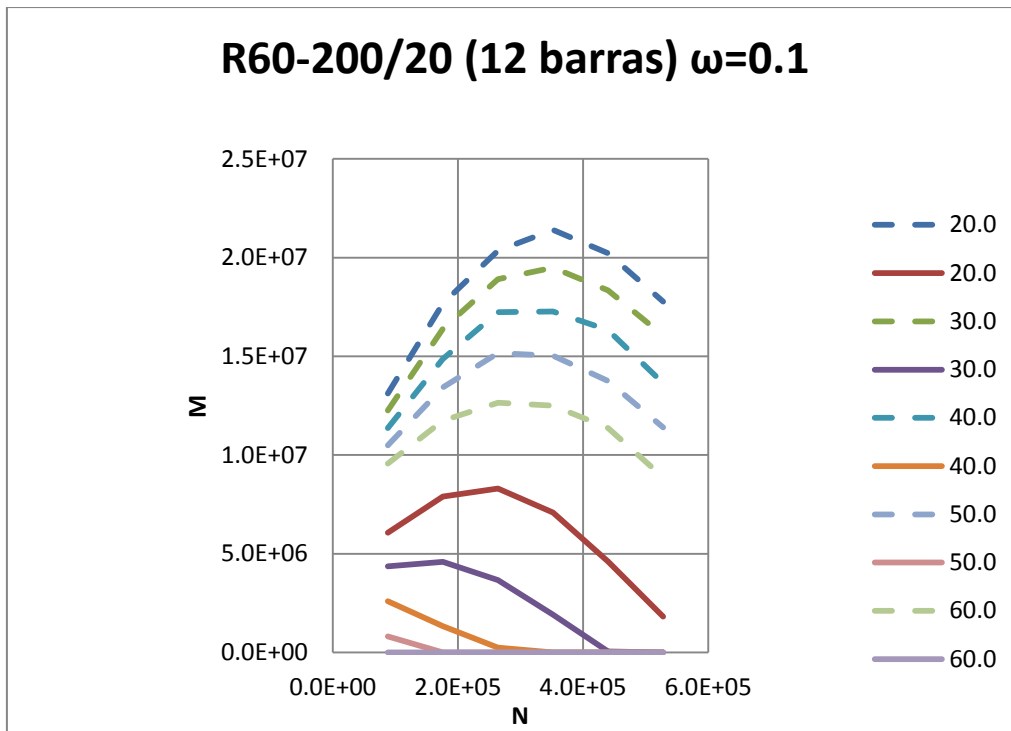


Figura A.56 Diagrama de interacción R60-200/20 (12 barras) $\omega=0.1$

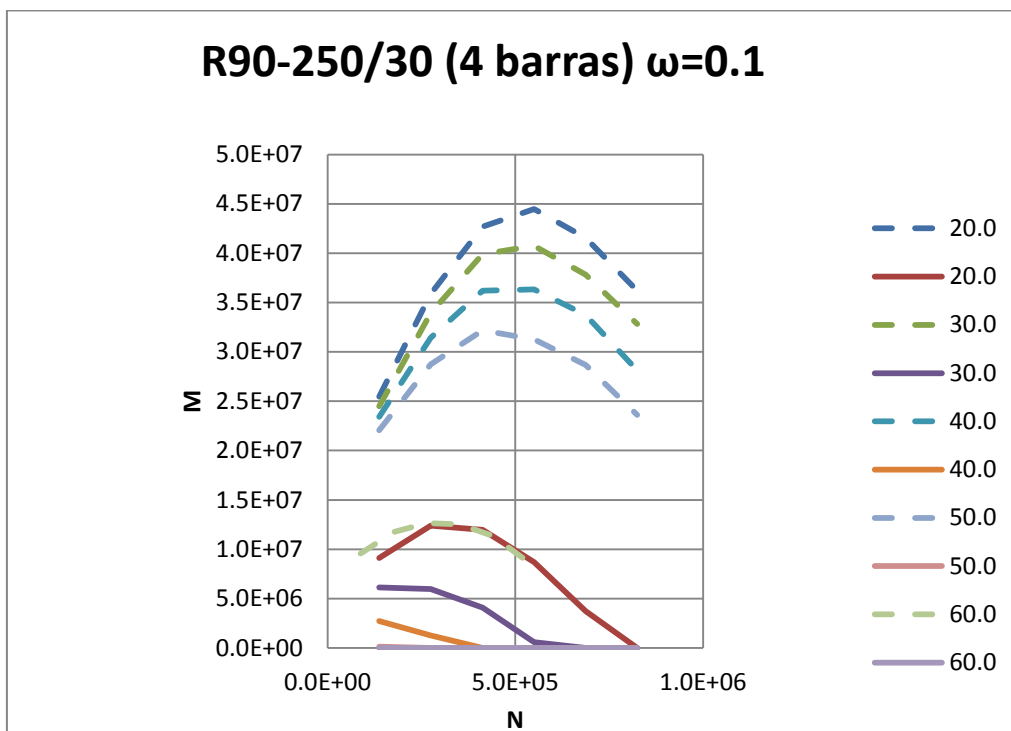


Figura A.58 Diagrama de interacción R90-250/30 (4 barras) $\omega=0.1$

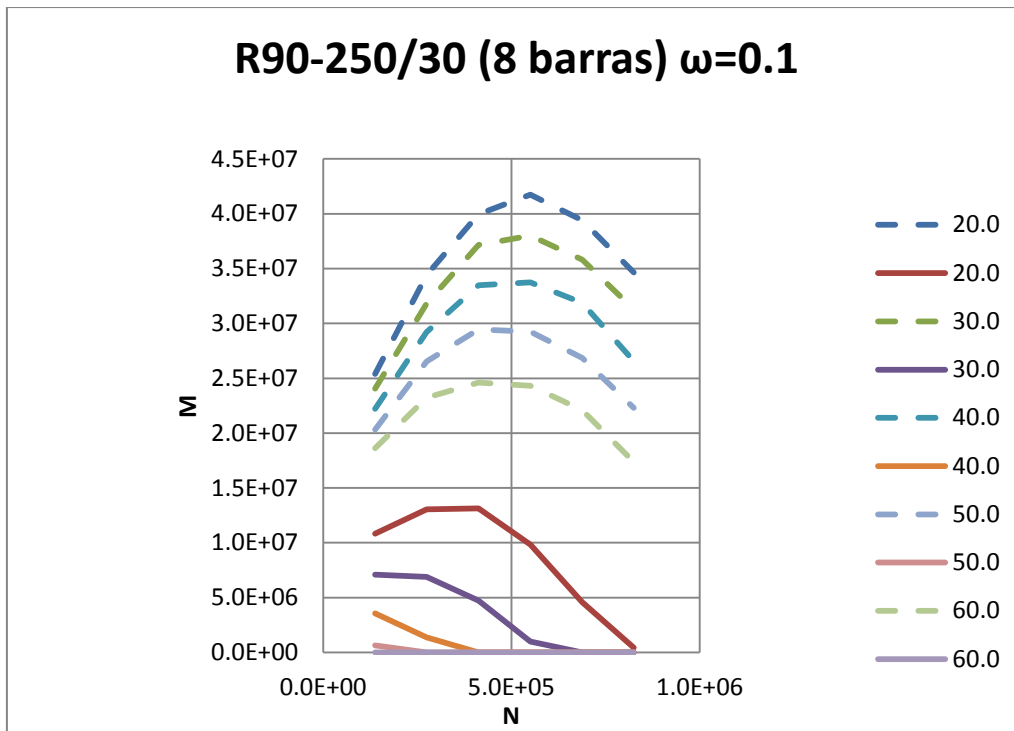


Figura A.59 Diagrama de interacción R90-250/30 (8 barras) $\omega=0.1$

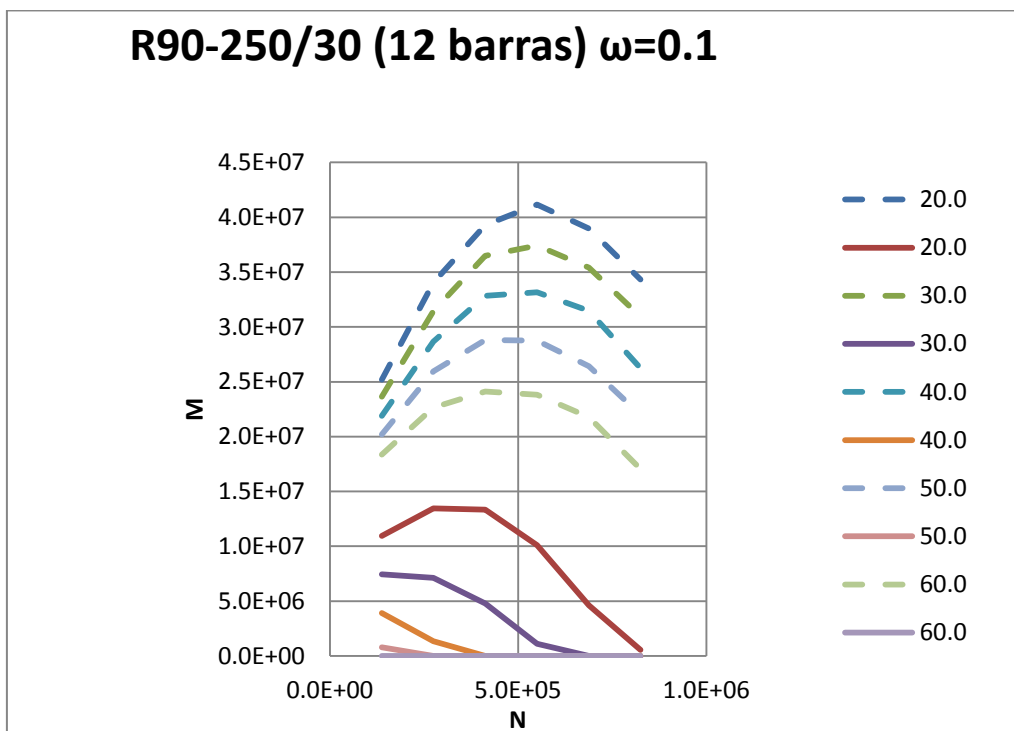


Figura A.60 Diagrama de interacción R90-250/30 (12 barras) $\omega=0.1$

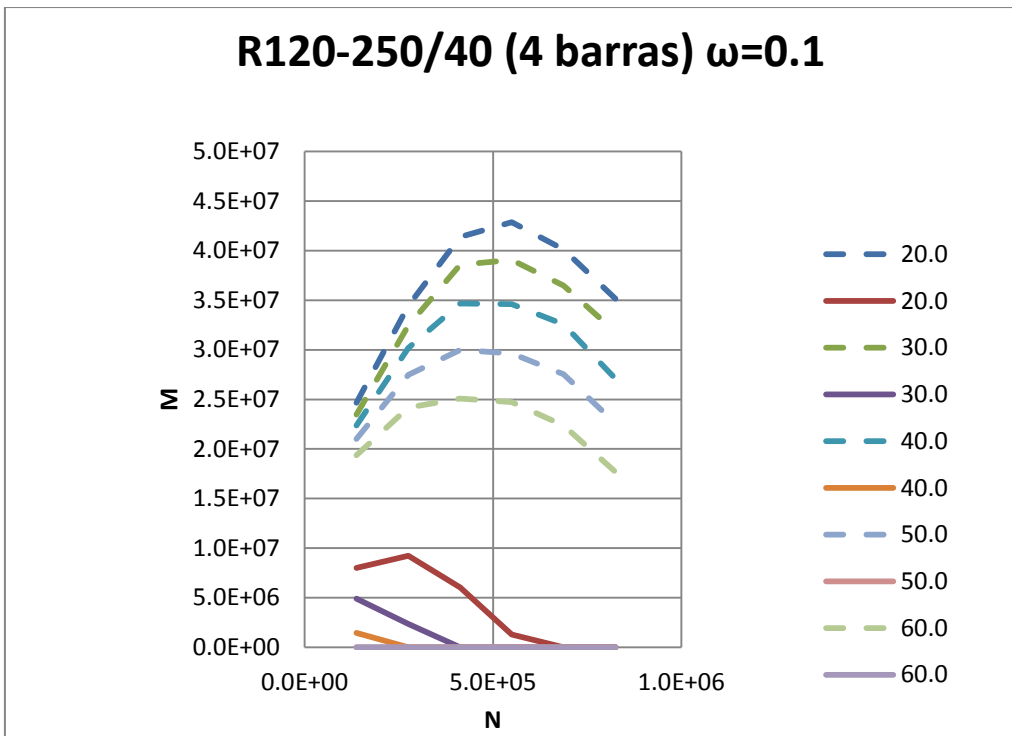


Figura A.61 Diagrama de interacción R90-250/30 (12 barras) $\omega=0.1$

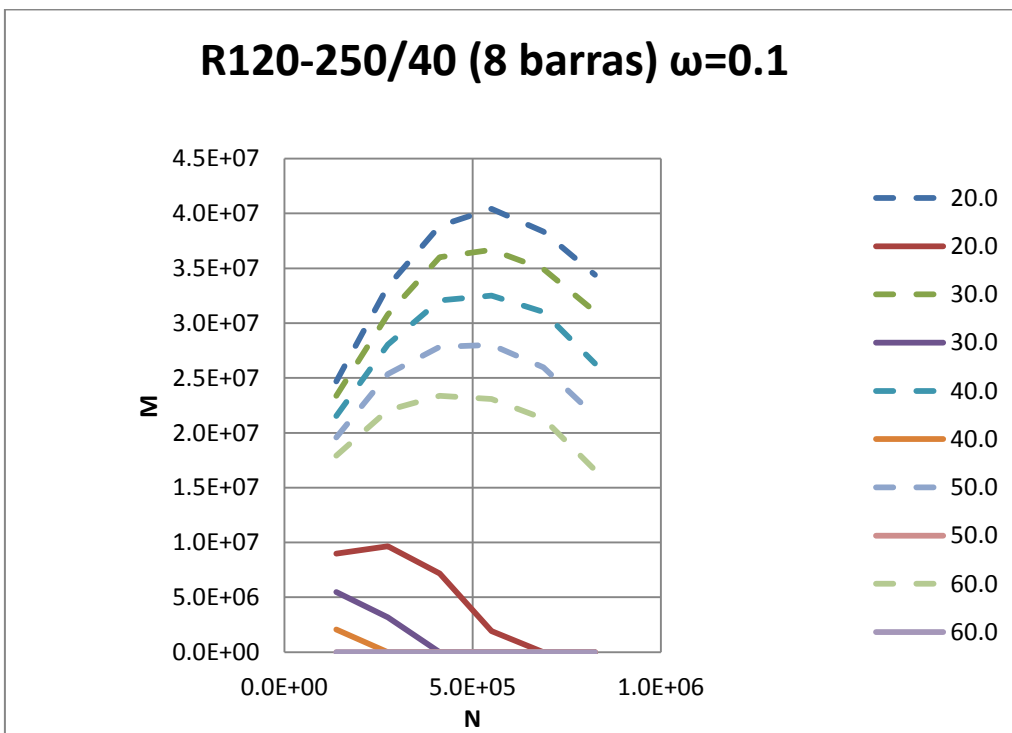


Figura A.62 Diagrama de interacción R90-250/30 (12 barras) $\omega=0.1$

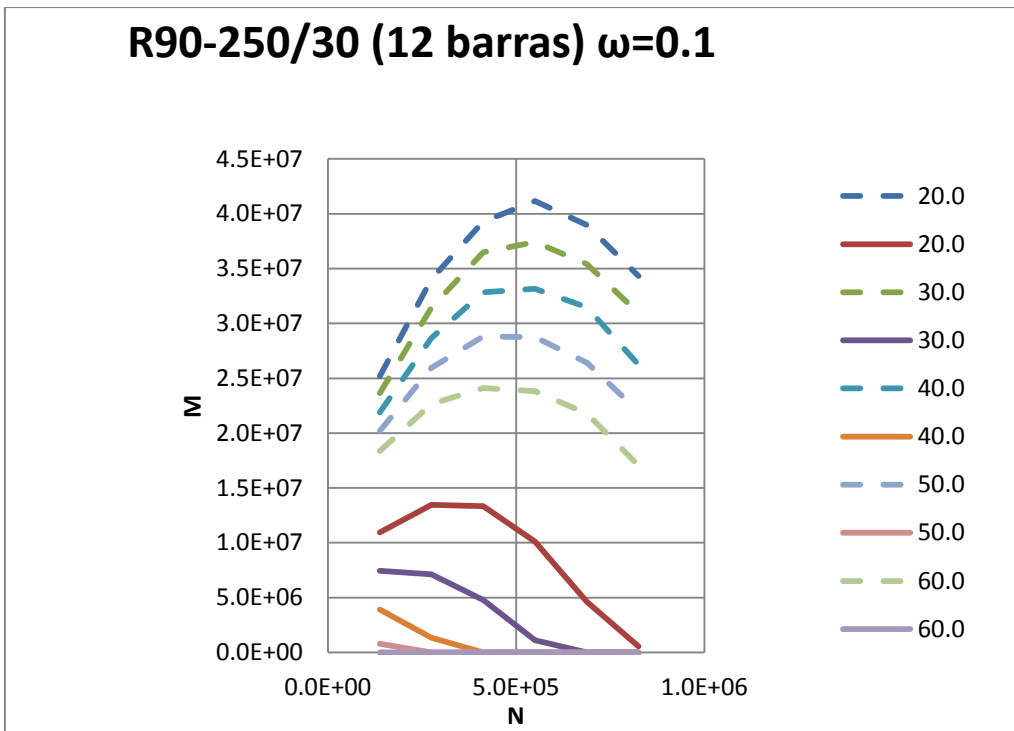


Figura A.63 Diagrama de interacción R90-250/30 (12 barras) $\omega=0.1$

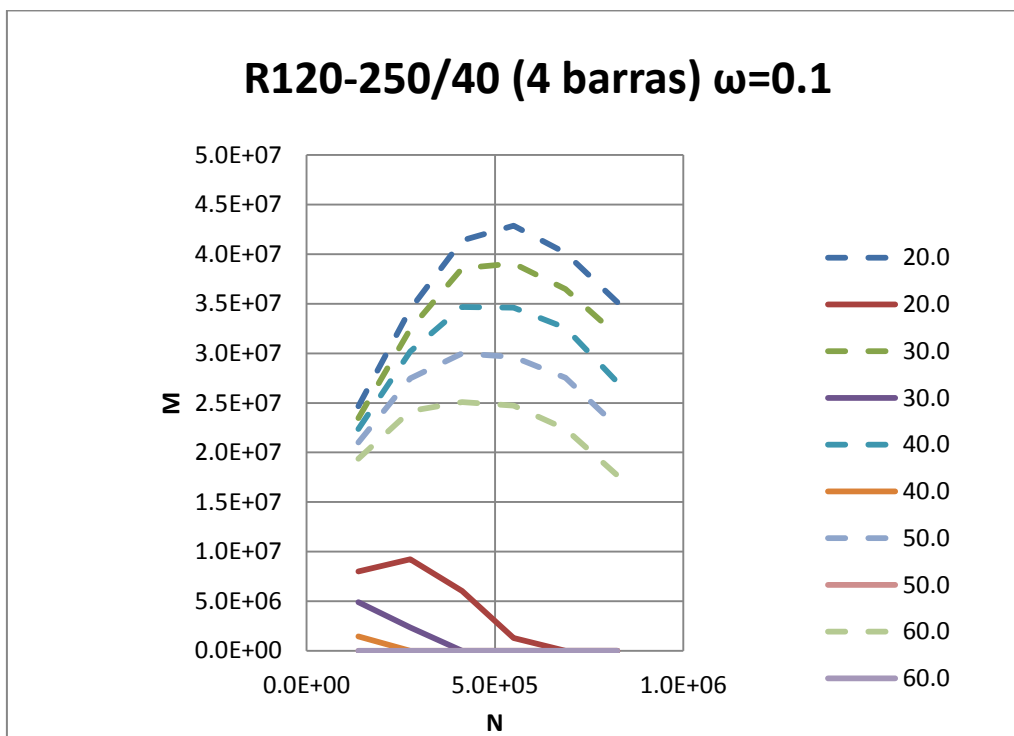


Figura A.64 Diagrama de interacción R120-250/40 (4 barras) $\omega=0.1$

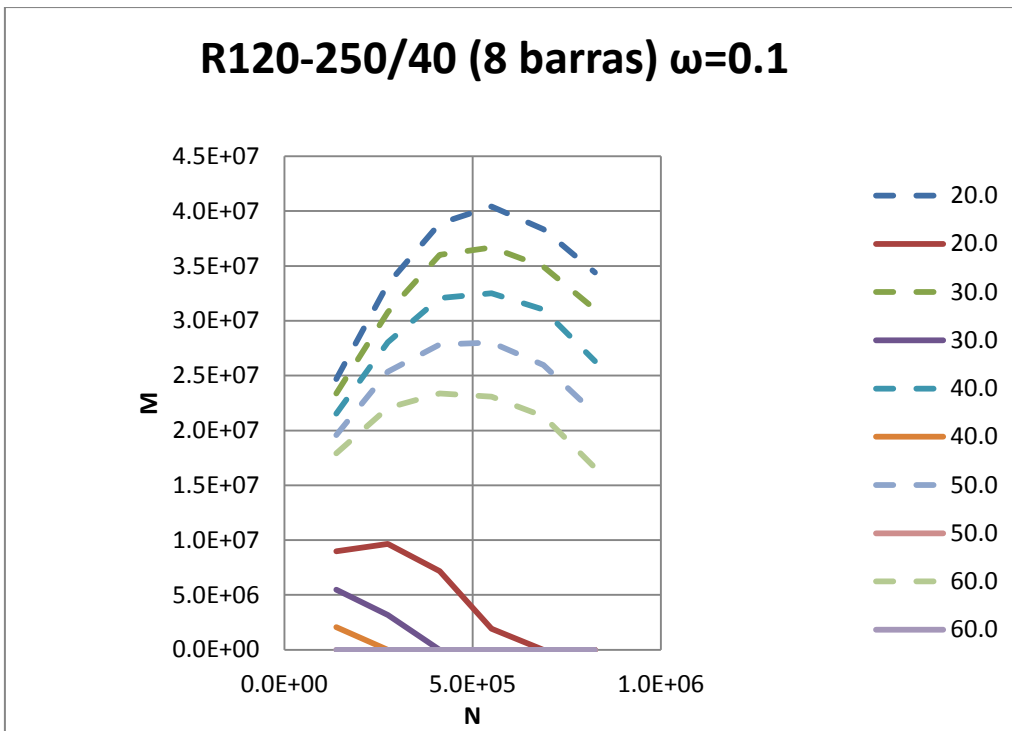


Figura A.65 Diagrama de interacción R120-250/40 (8 barras) $\omega=0.1$

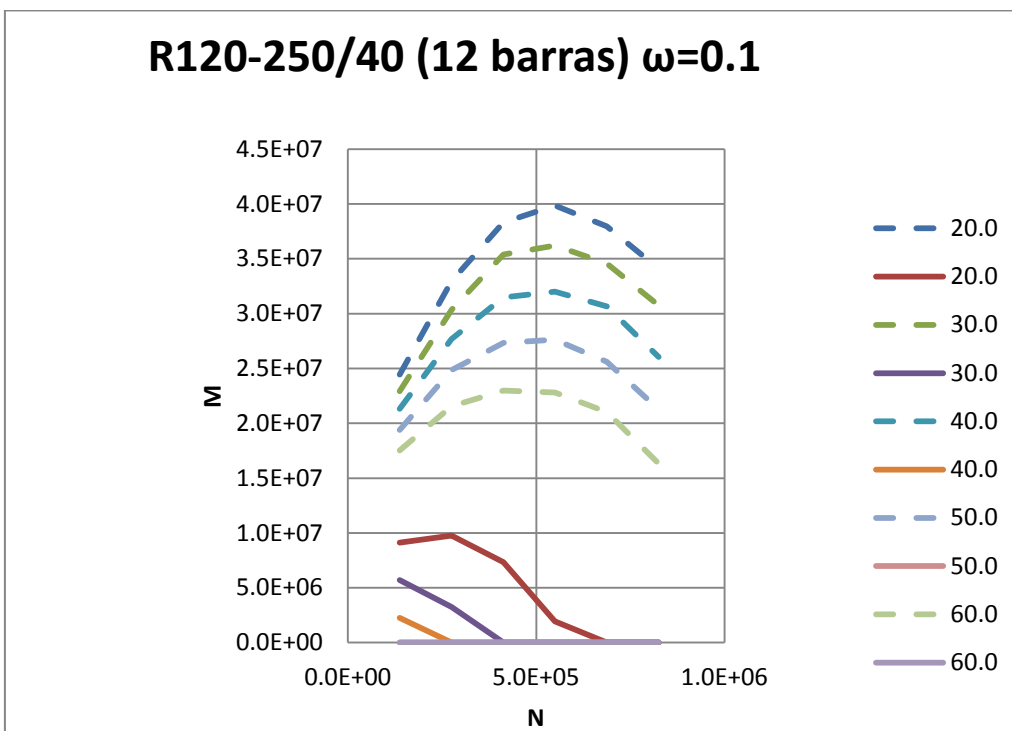


Figura A.66 Diagrama de interacción R120-250/40 (12 barras) $\omega=0.1$

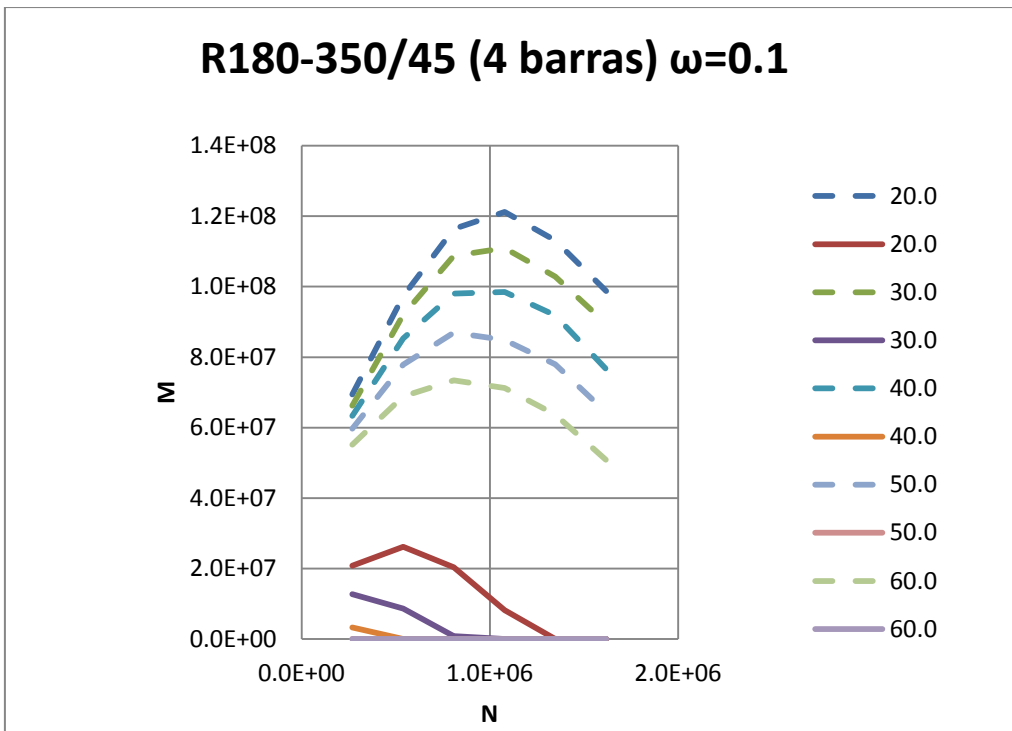


Figura A.67 Diagrama de interacción R180-350/45 (4 barras) $\omega=0.1$

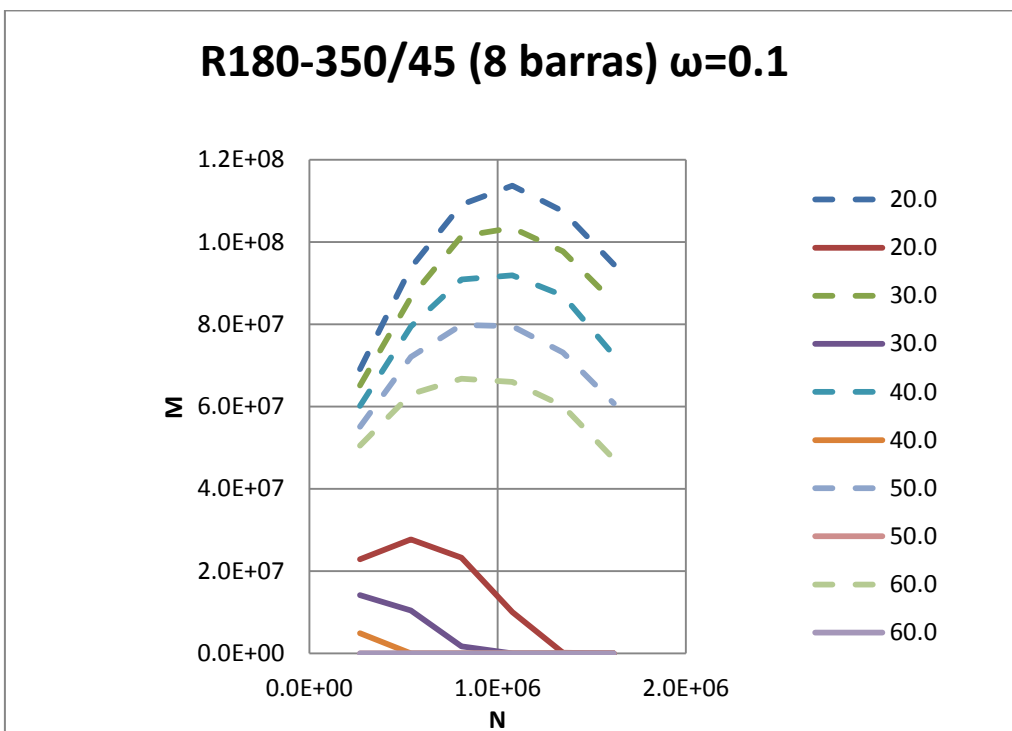


Figura A.68 Diagrama de interacción R180-350/45 (8 barras) $\omega=0.1$

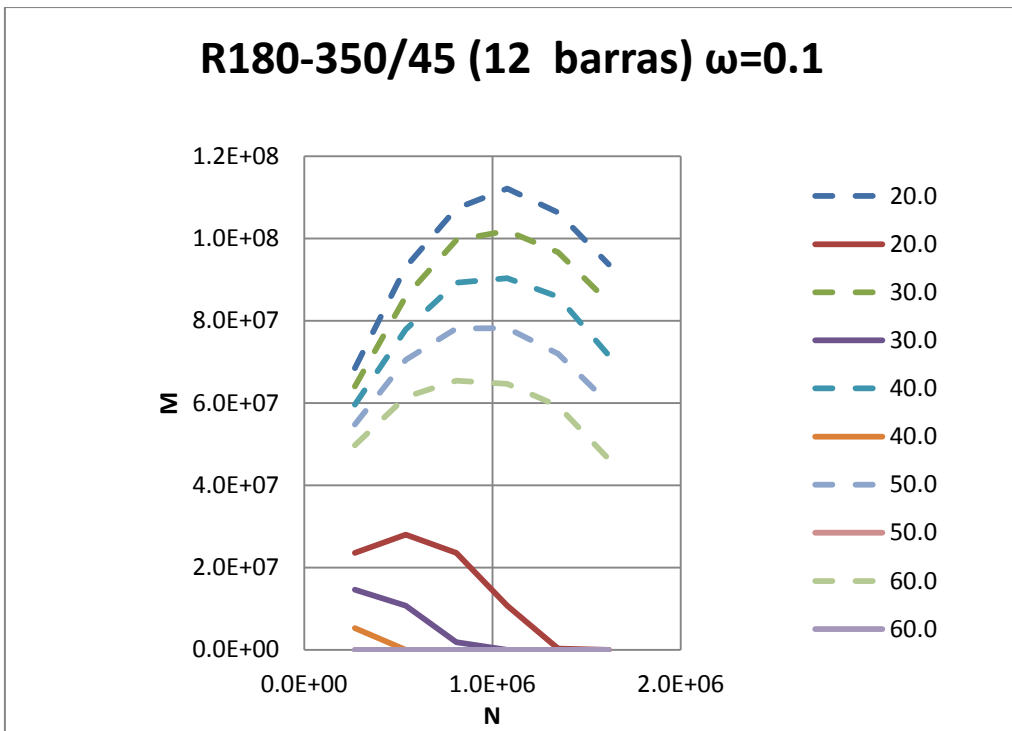


Figura A.69 Diagrama de interacción R180-350/45 (12 barras) $\omega=0.1$

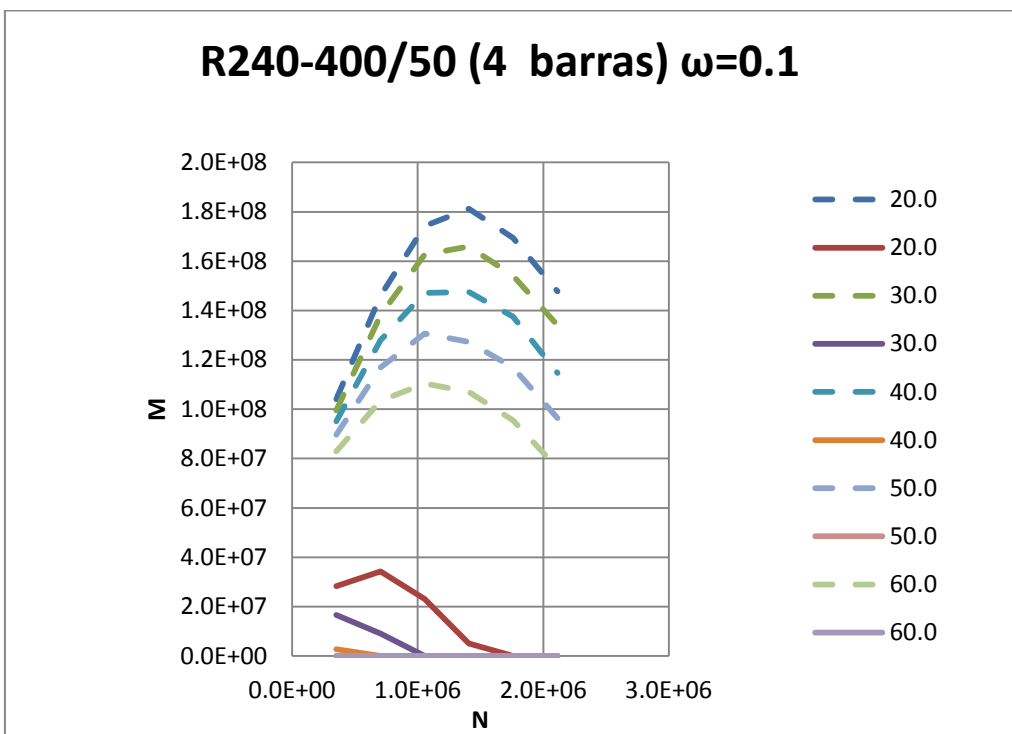


Figura A.70 Diagrama de interacción R240-400/50 (4 barras) $\omega=0.1$

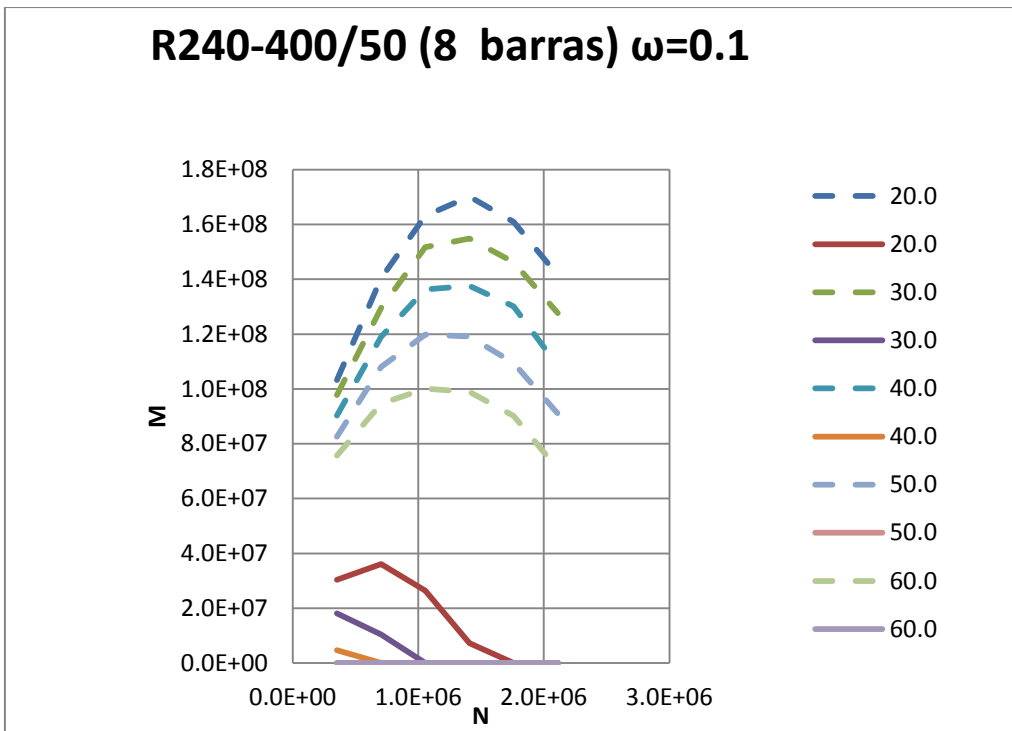


Figura A.71 Diagrama de interacción R240-400/50 (8 barras) $\omega=0.1$

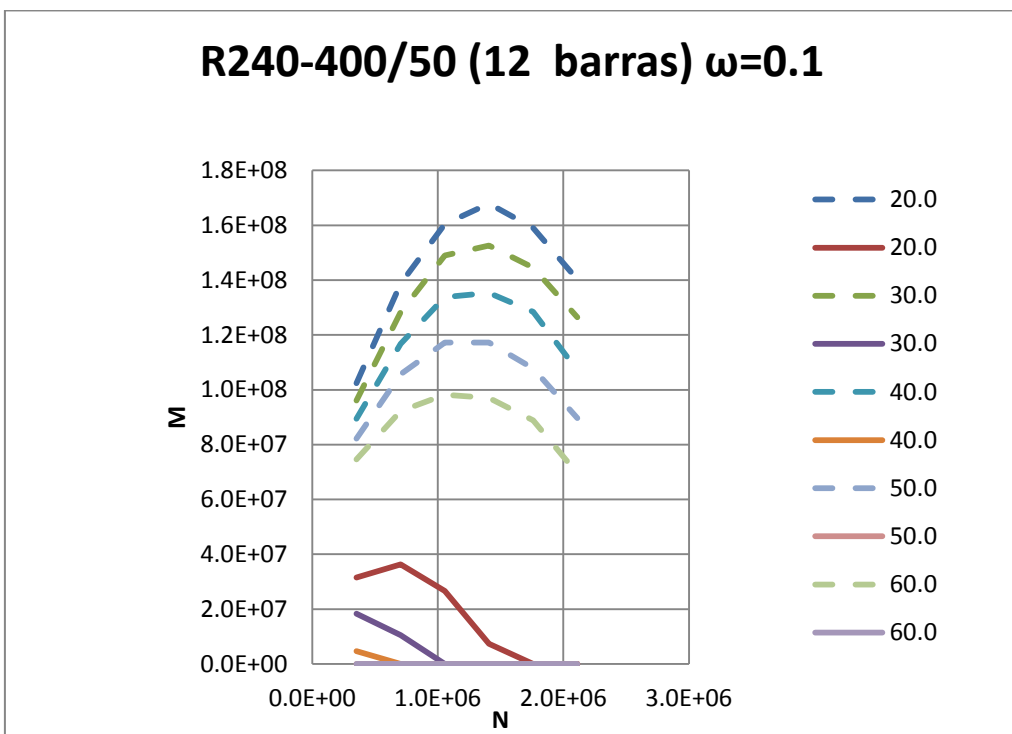


Figura A.72 Diagrama de interacción R240-400/50 (12 barras) $\omega=0.1$

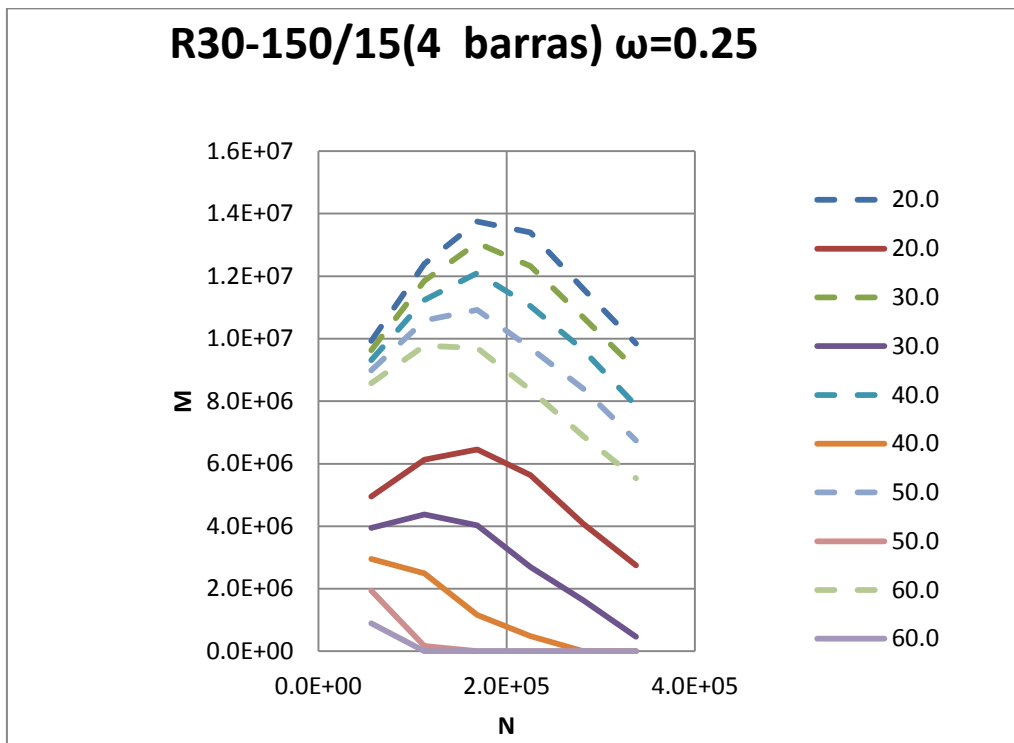


Figura A.73 Diagrama de interacción R30-150/15 (4 barras) $\omega=0.25$

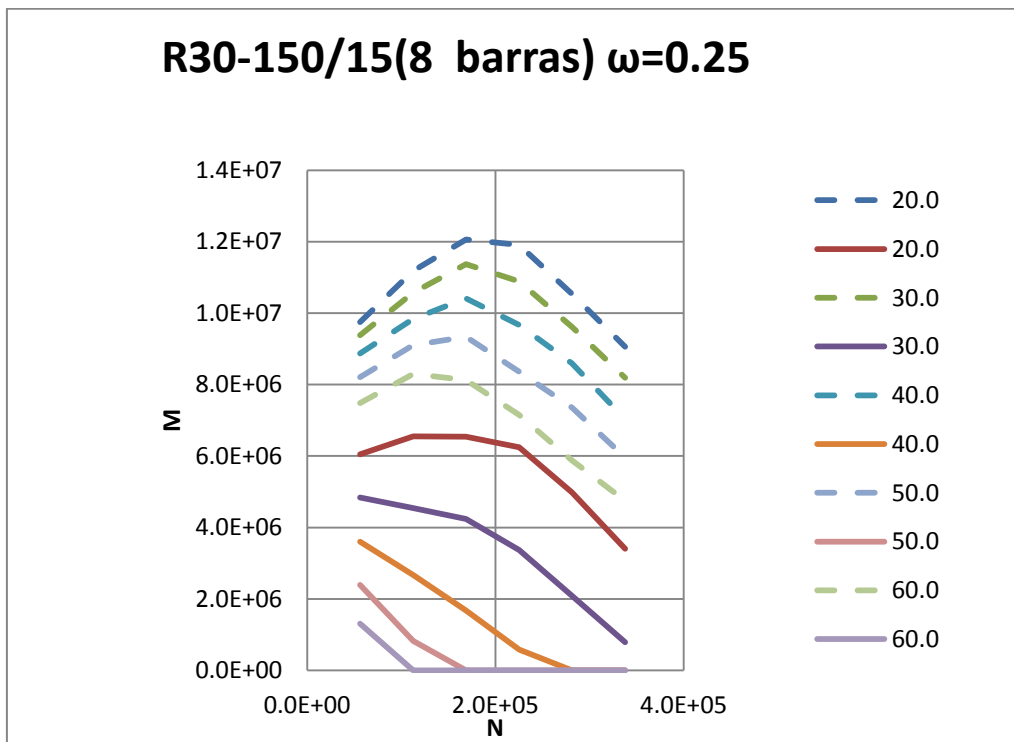


Figura A.74 Diagrama de interacción R30-150/15 (8 barras) $\omega=0.25$

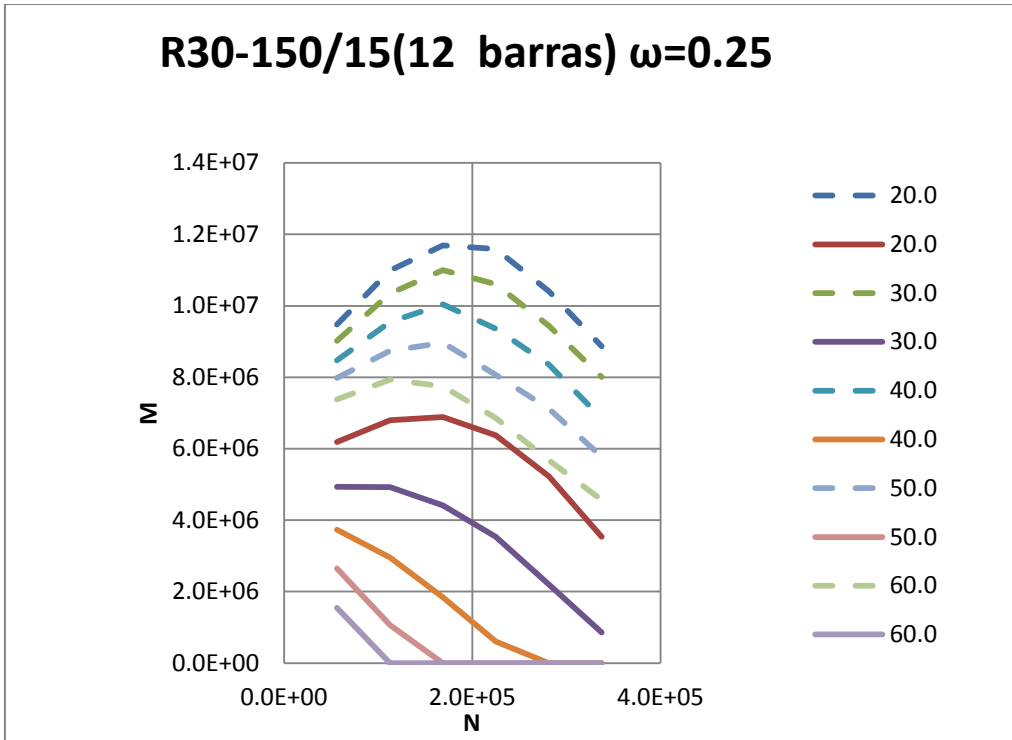


Figura A.75 Diagrama de interacción R30-150/15 (12 barras) $\omega=0.25$

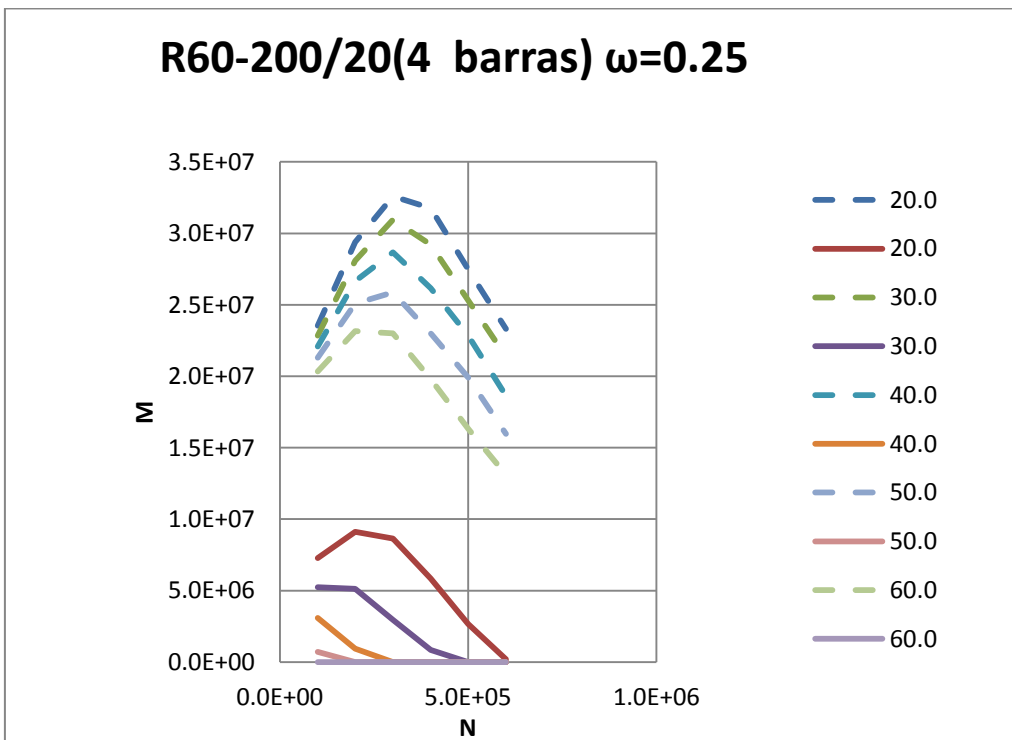


Figura A.76 Diagrama de interacción R60-200/20 (4 barras) $\omega=0.25$

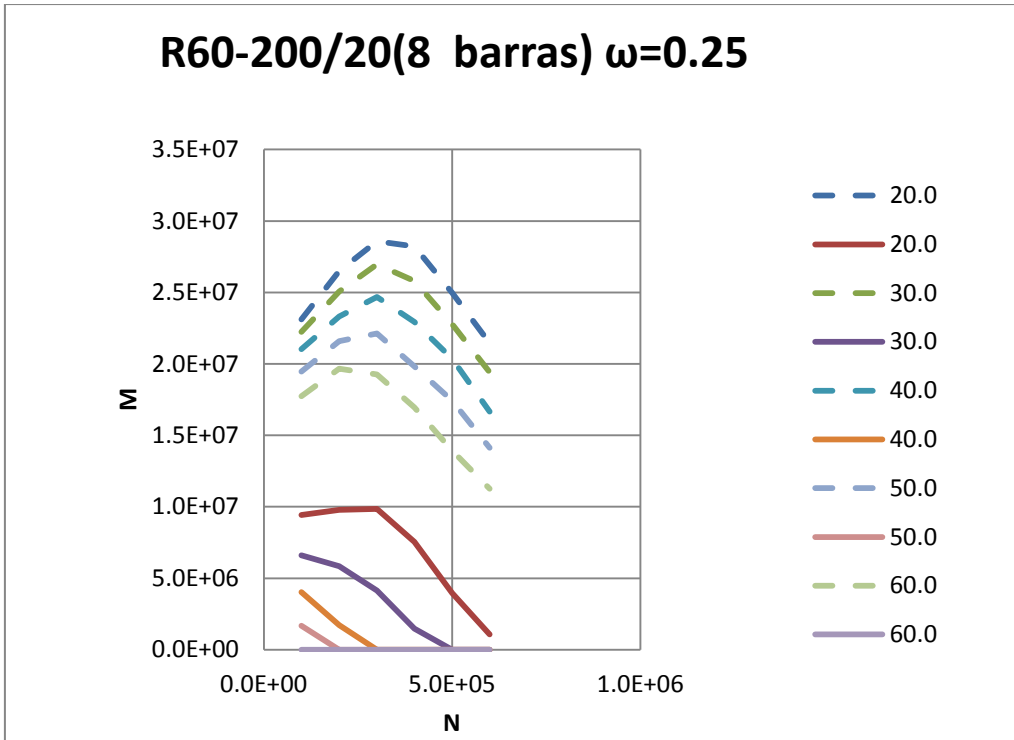


Figura A.77 Diagrama de interacción R60-200/20 (8 barras) $\omega=0.25$

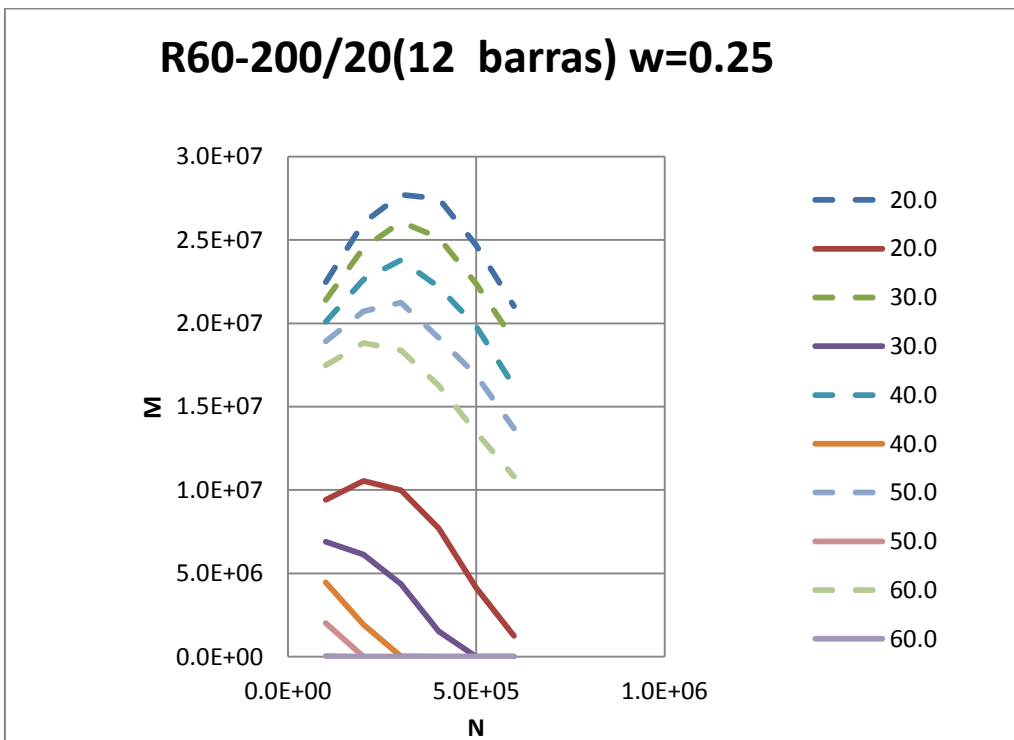


Figura A.78 Diagrama de interacción R60-200/20 (12 barras) $w=0.25$

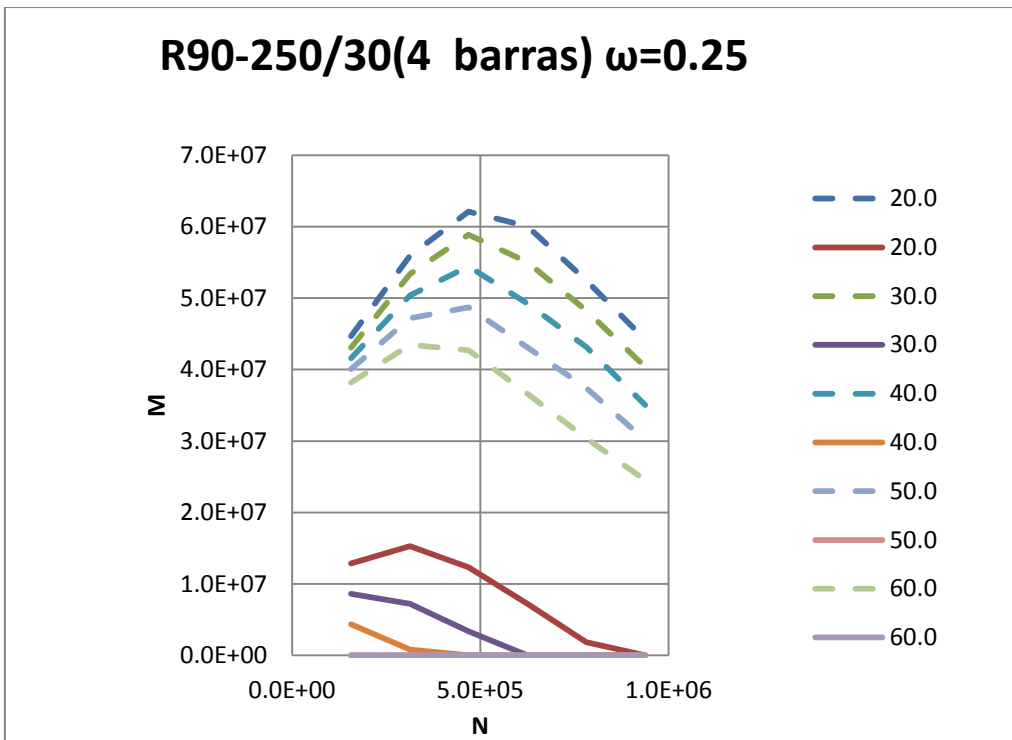


Figura A.79 Diagrama de interacción R90-250/30 (4 barras) $\omega=0.25$

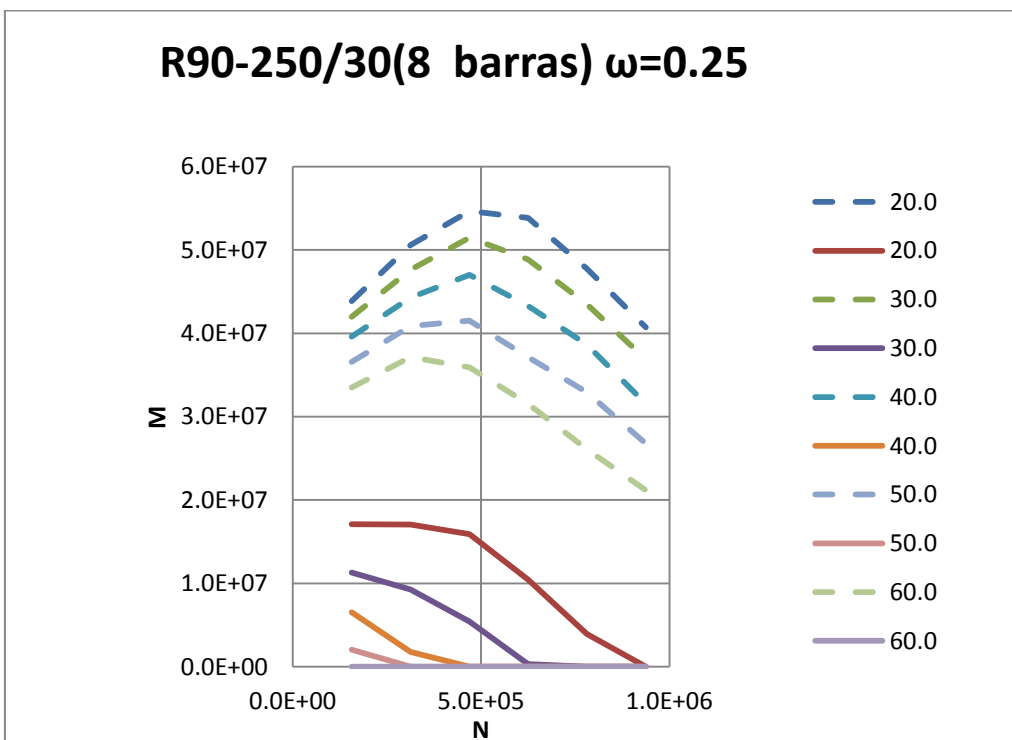


Figura A.80 Diagrama de interacción R90-250/30 (8 barras) $\omega=0.25$

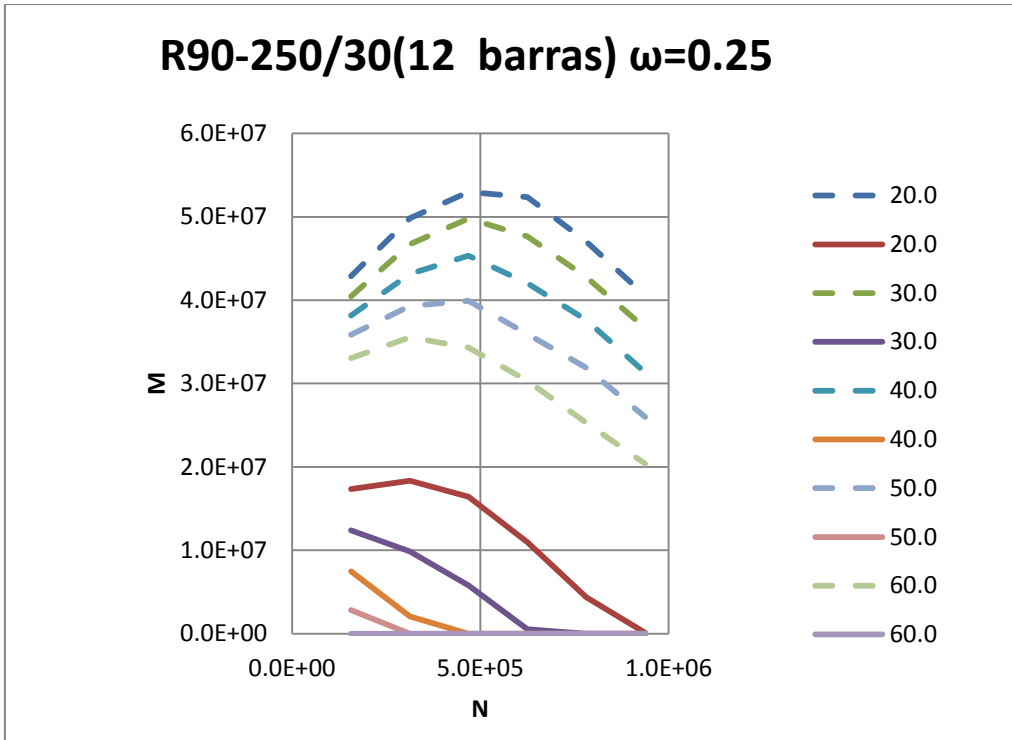


Figura A.90 Diagrama de interacción R90-250/30 (12 barras) $\omega=0.25$

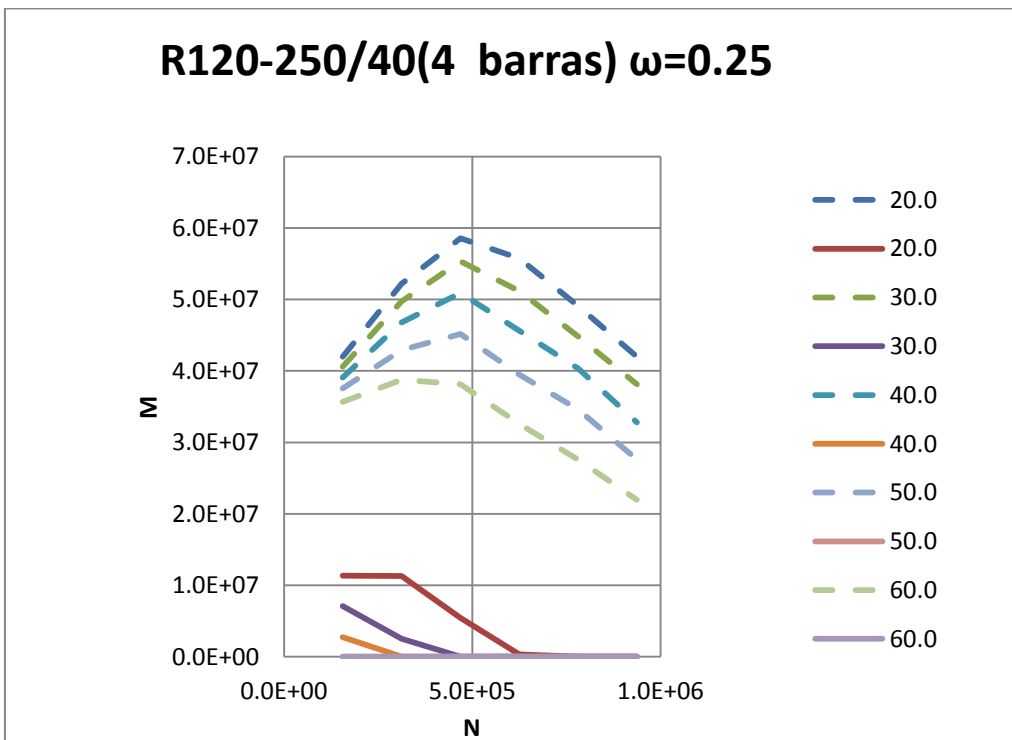


Figura A.91 Diagrama de interacción R120-250/40 (4 barras) $\omega=0.25$

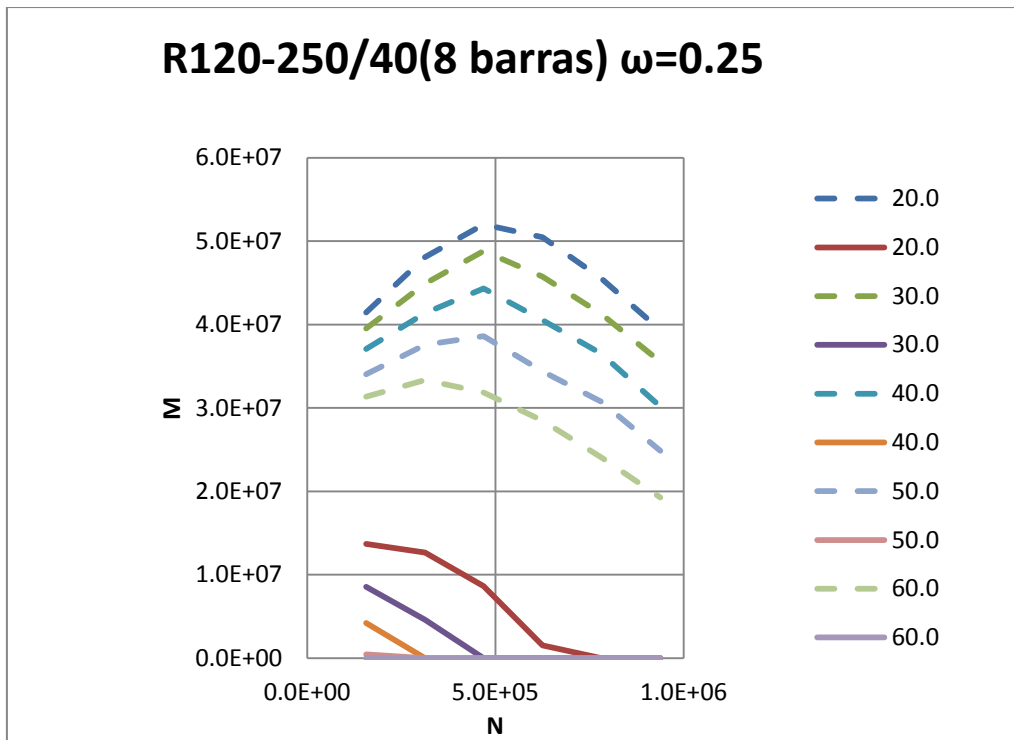


Figura A.92 Diagrama de interacción R120-250/40 (8 barras) $\omega=0.25$

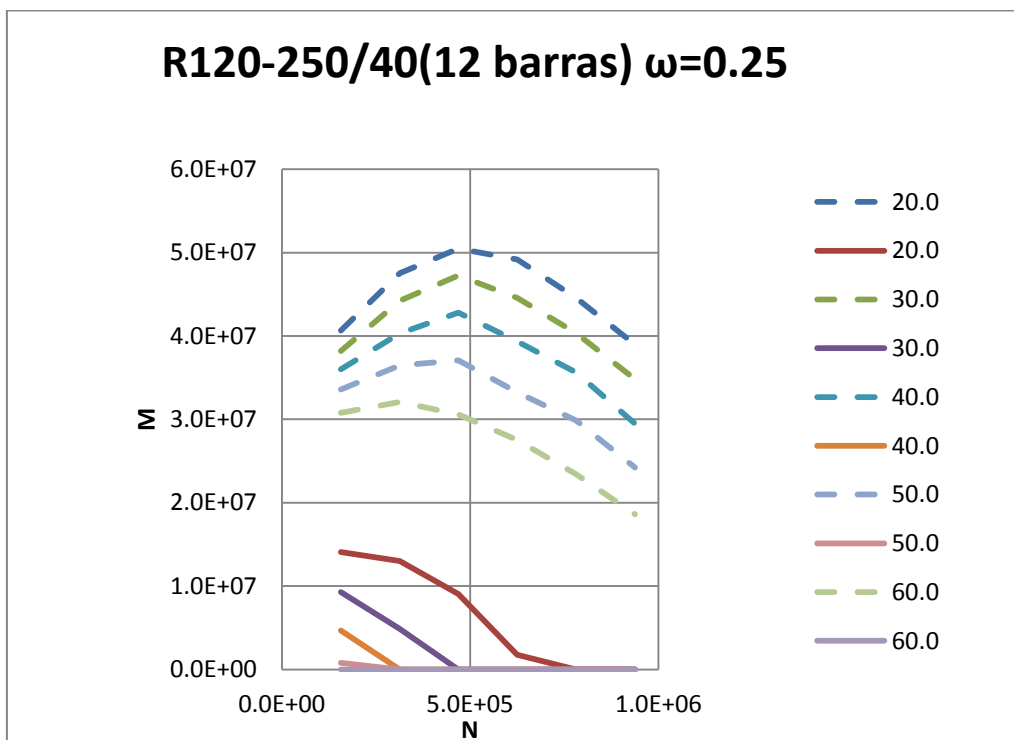


Figura A.93 Diagrama de interacción R120-250/40 (12 barras) $\omega=0.25$

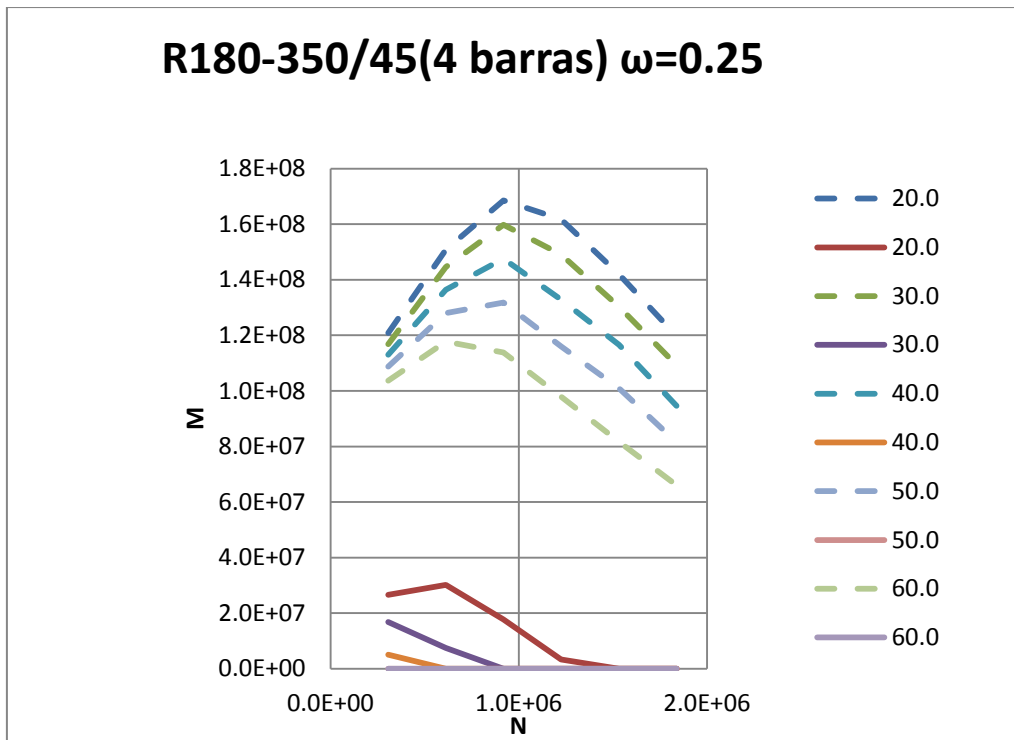


Figura A.94 Diagrama de interacción R180-350/45 (4 barras) $\omega=0.25$

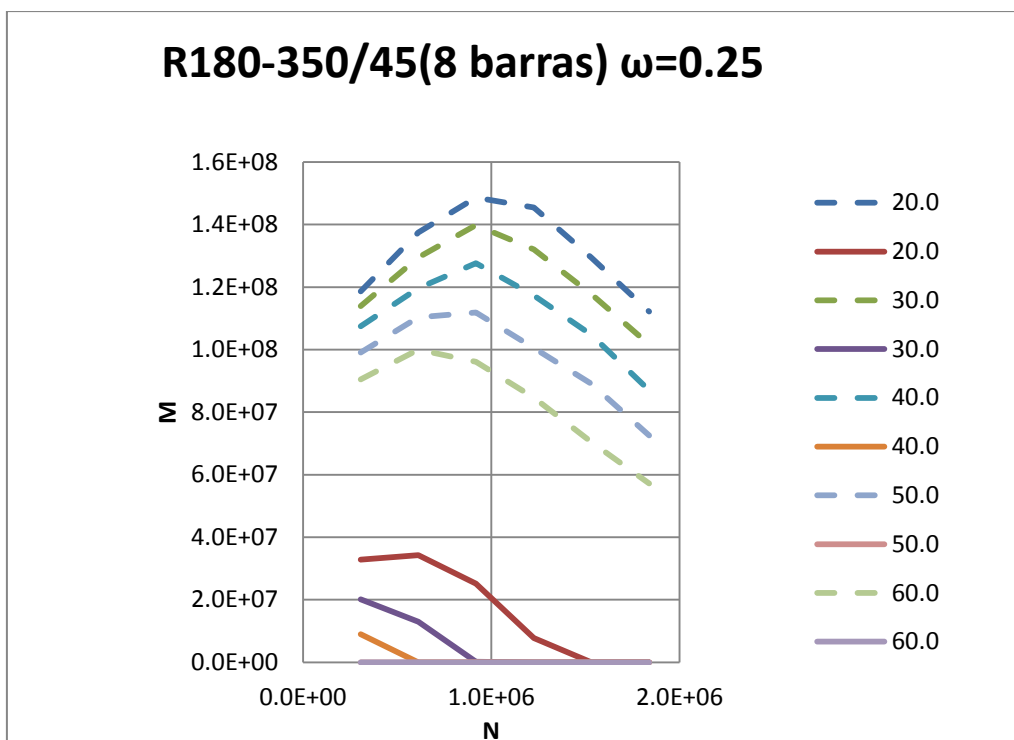


Figura A.95 Diagrama de interacción R180-350/45 (8 barras) $\omega=0.25$

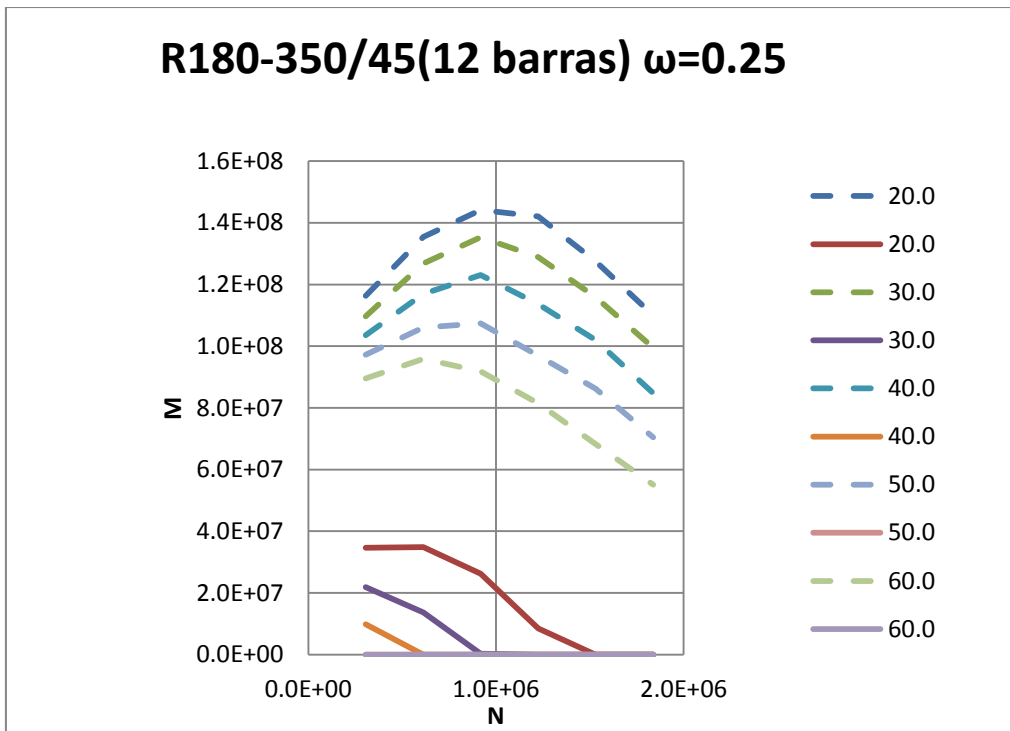


Figura A.96 Diagrama de interacción R180-350/45 (12 barras) $\omega=0.25$

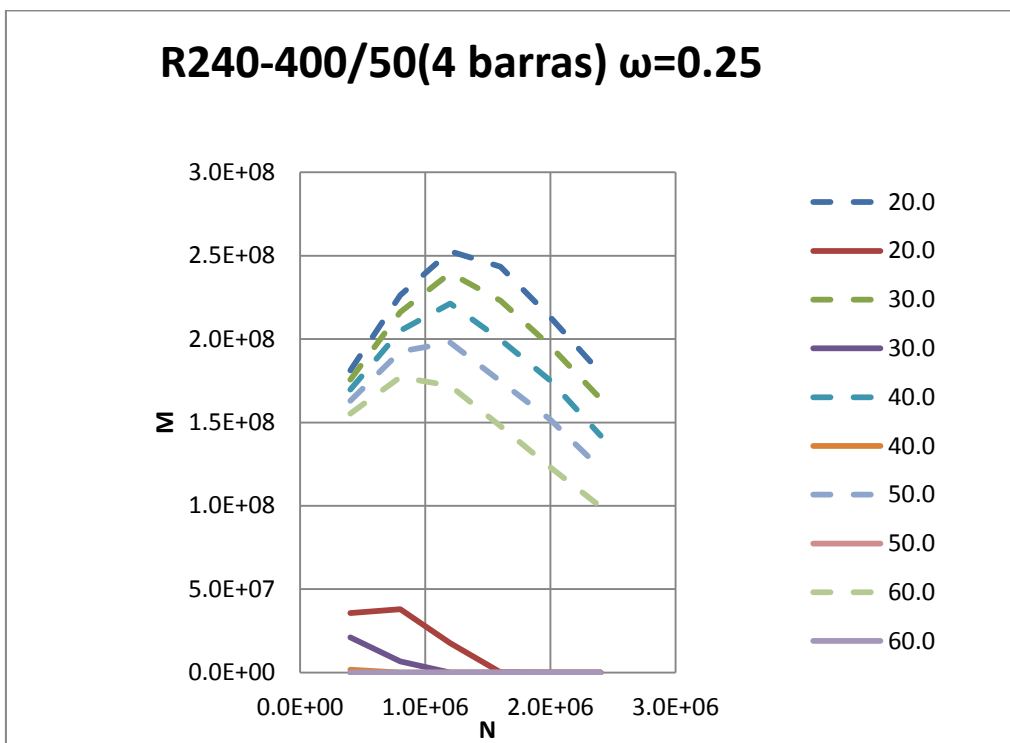


Figura A.97 Diagrama de interacción R240-400/50 (4 barras) $\omega=0.25$

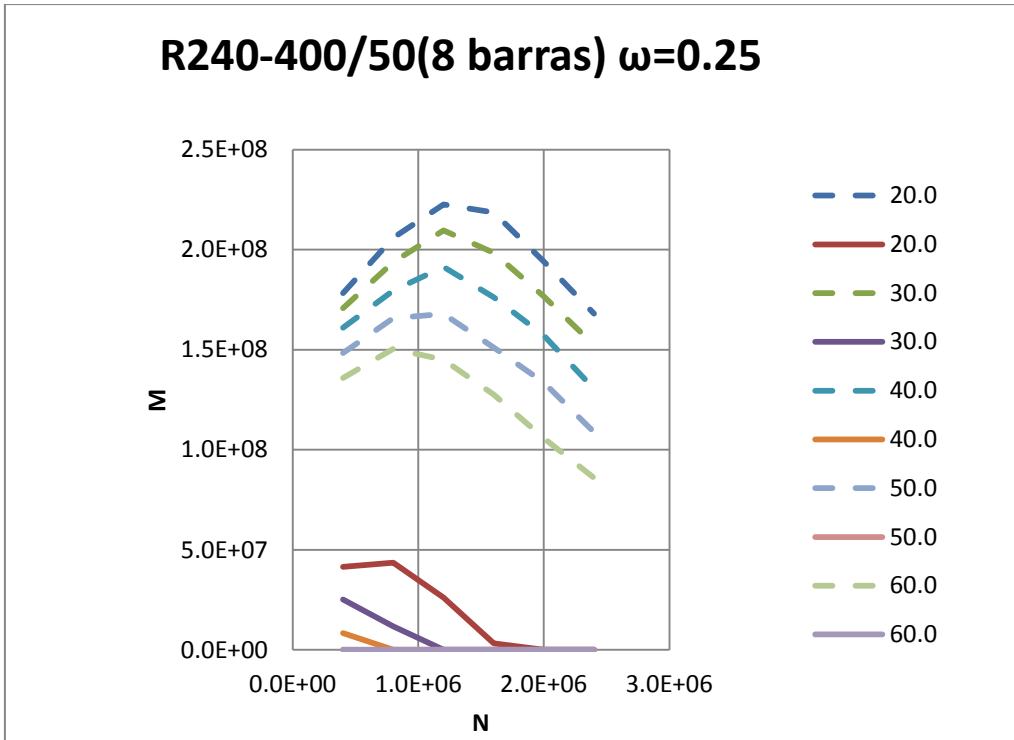


Figura A.98 Diagrama de interacción R240-400/50 (8 barras) $\omega=0.25$

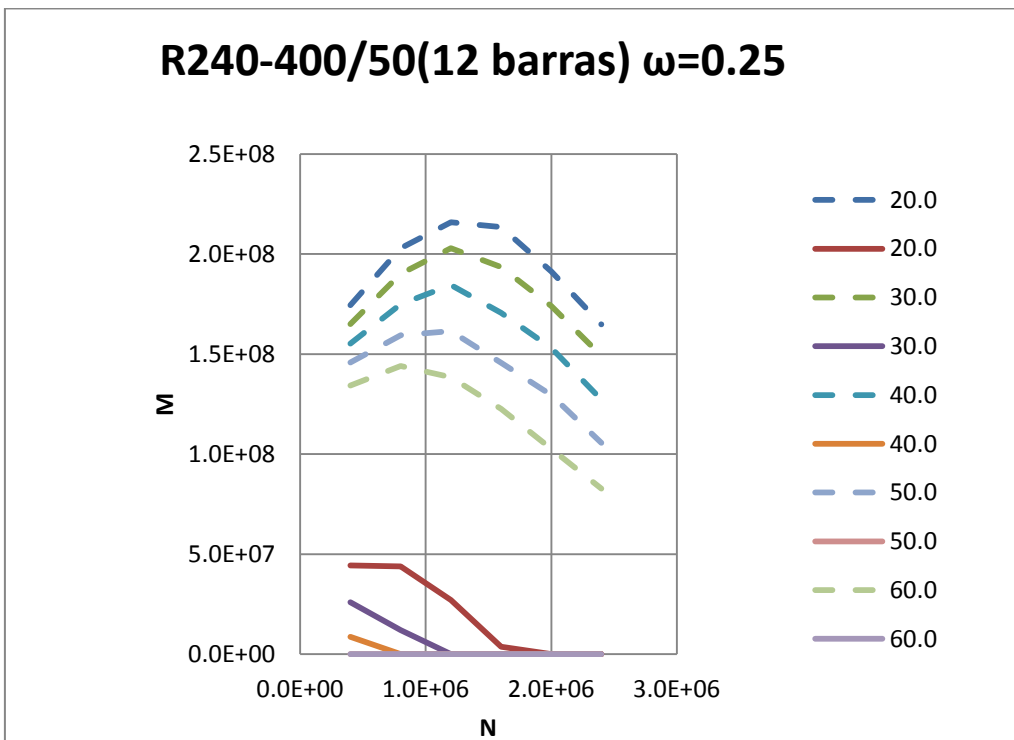


Figura A.99 Diagrama de interacción R240-400/50 (12 barras) $\omega=0.25$

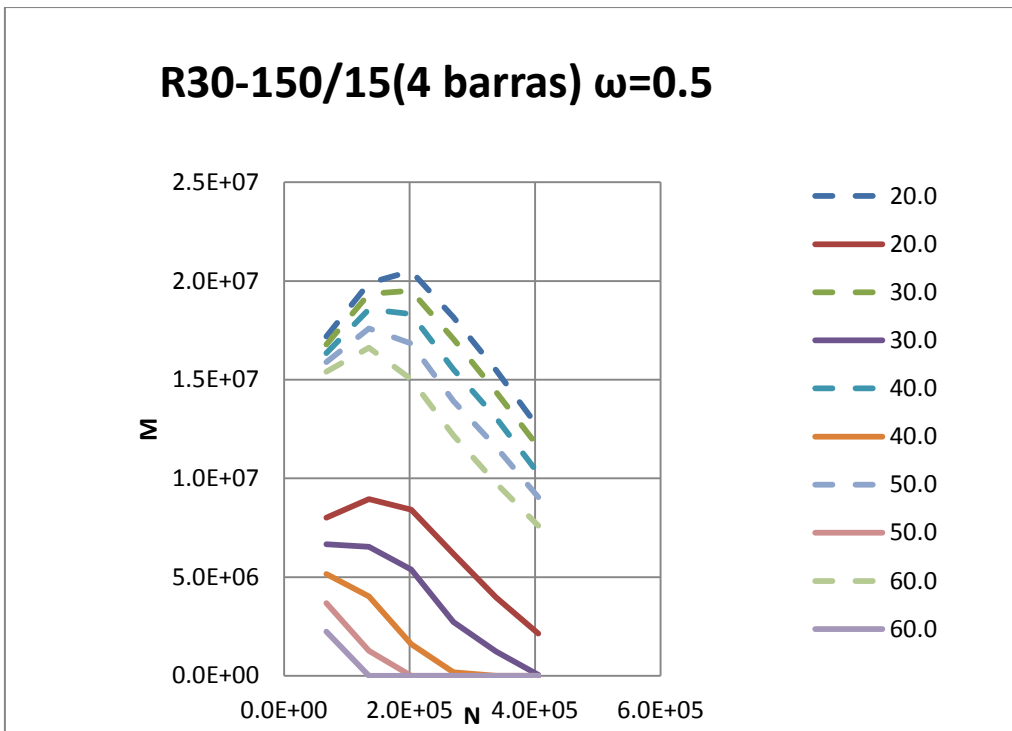


Figura A.100 Diagrama de interacción R30-150/15 (8 barras) $\omega=0.5$

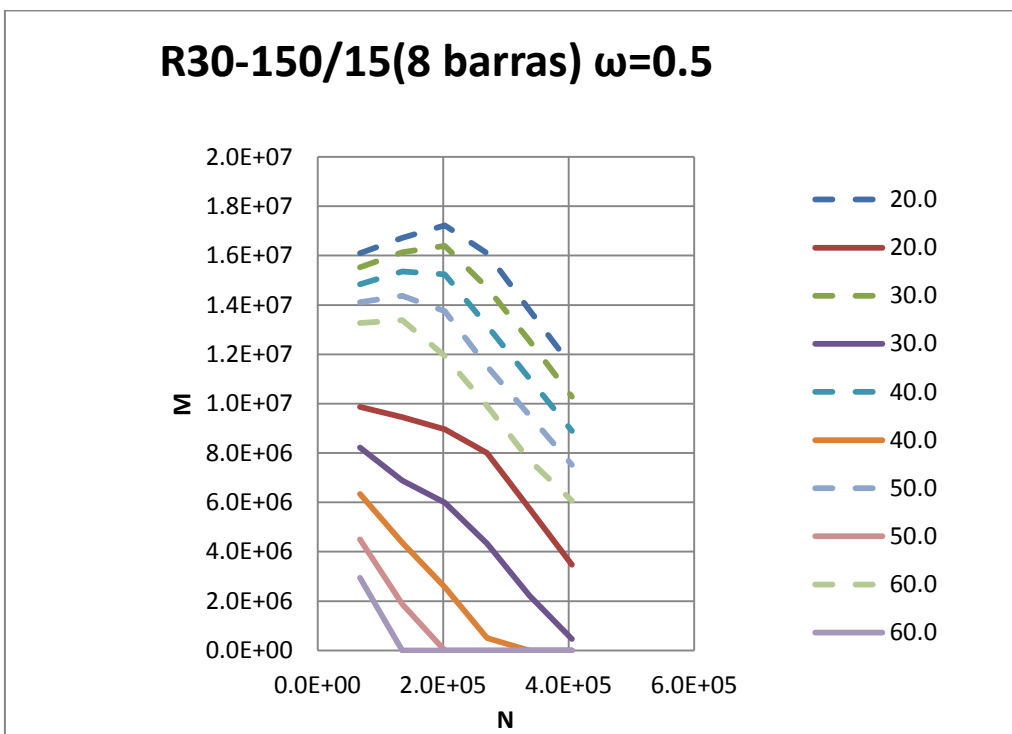


Figura A.101 Diagrama de interacción R30-150/15 (8 barras) $\omega=0.5$

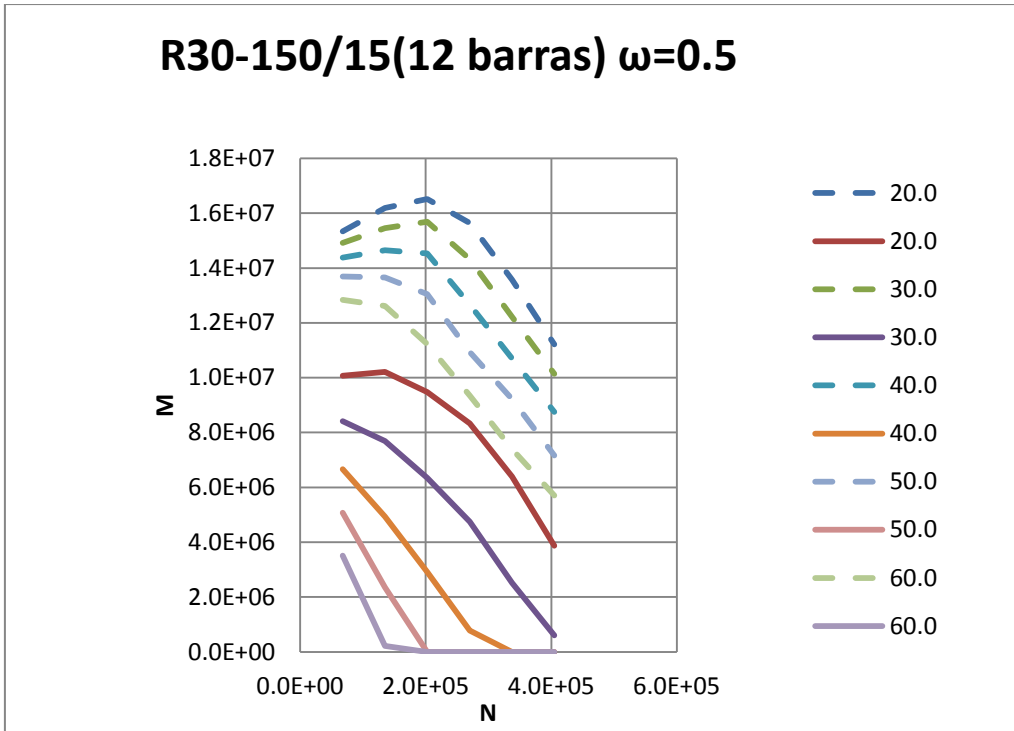


Figura A.102 Diagrama de interacción R30-150/15 (12 barras) $\omega=0.5$

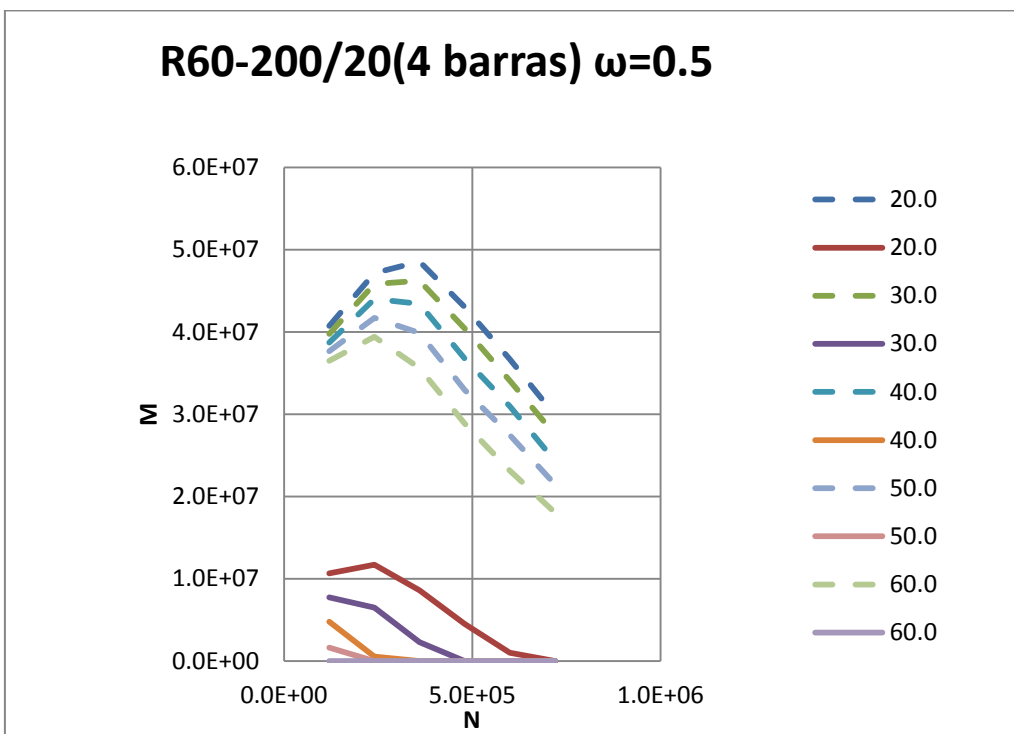


Figura A.103 Diagrama de interacción R60-200/20 (4 barras) $\omega=0.5$

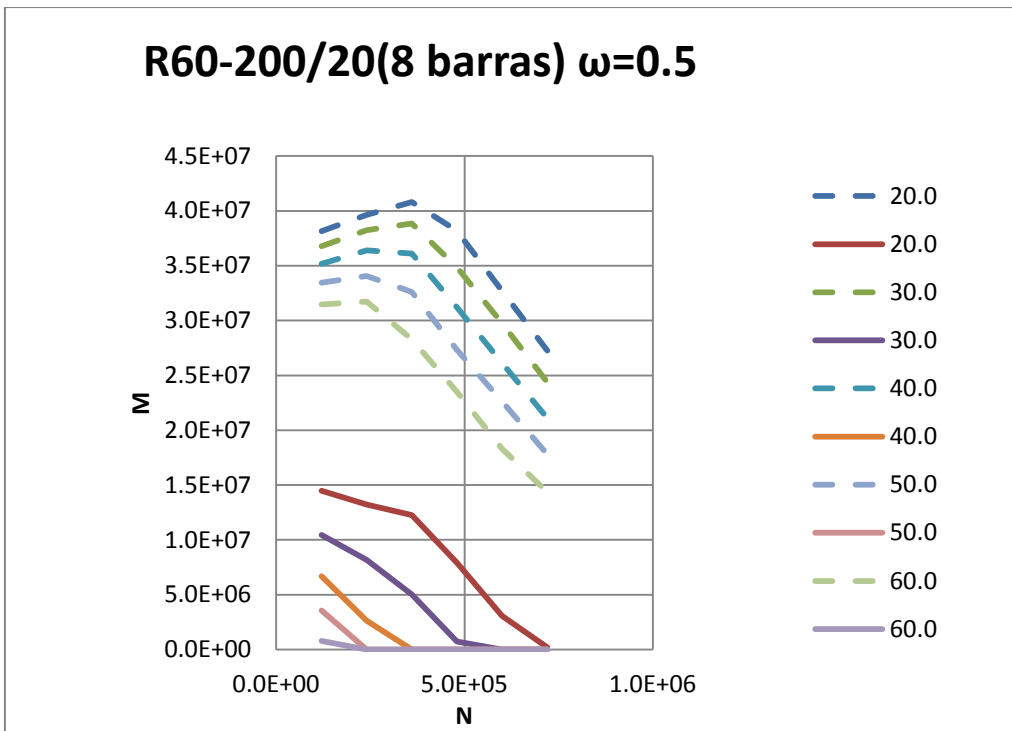


Figura A.104 Diagrama de interacción R60-200/20 (8 barras) $\omega=0.5$

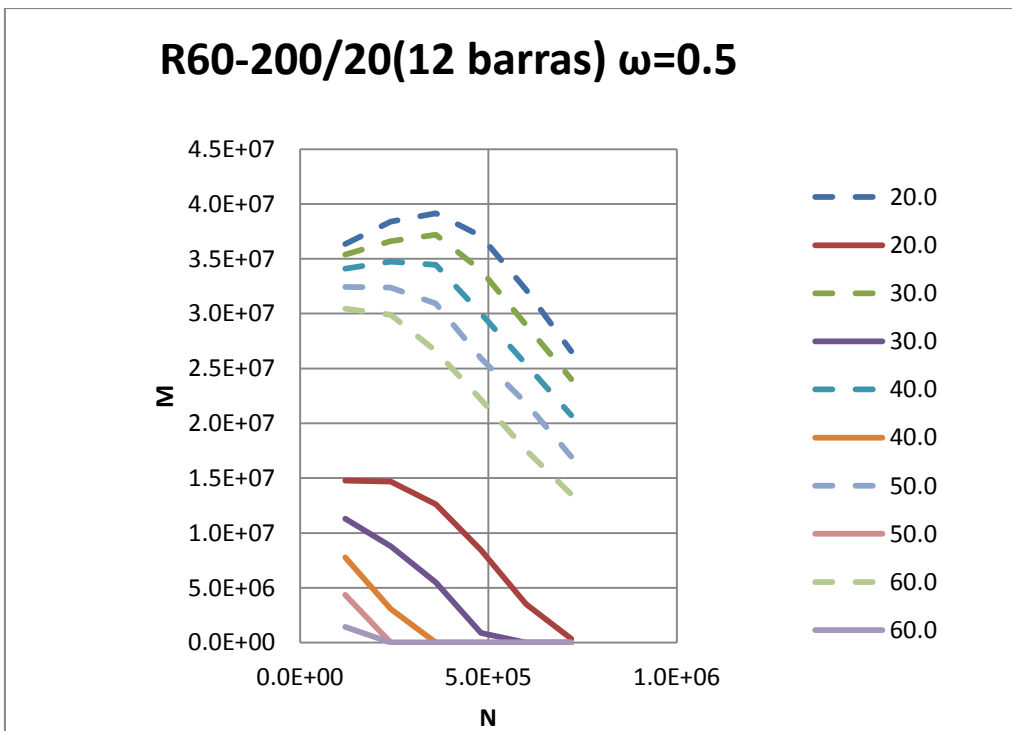


Figura A.105 Diagrama de interacción R60-200/20 (12 barras) $\omega=0.5$

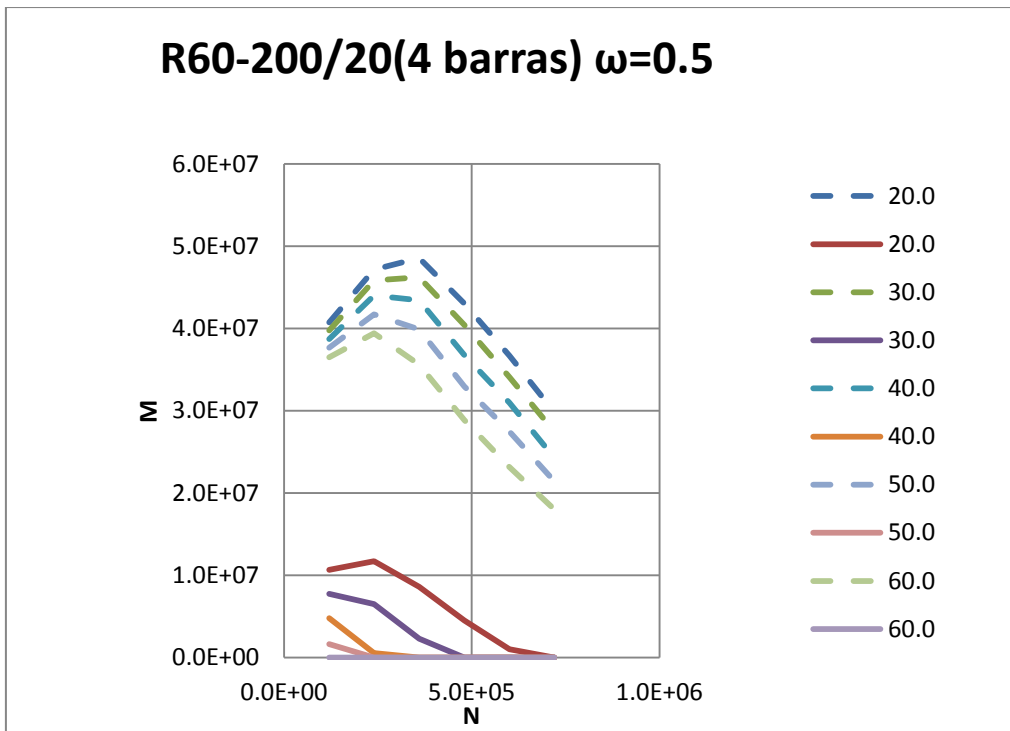


Figura A.106 Diagrama de interacción R600-200/20 (4 barras) $\omega=0.5$

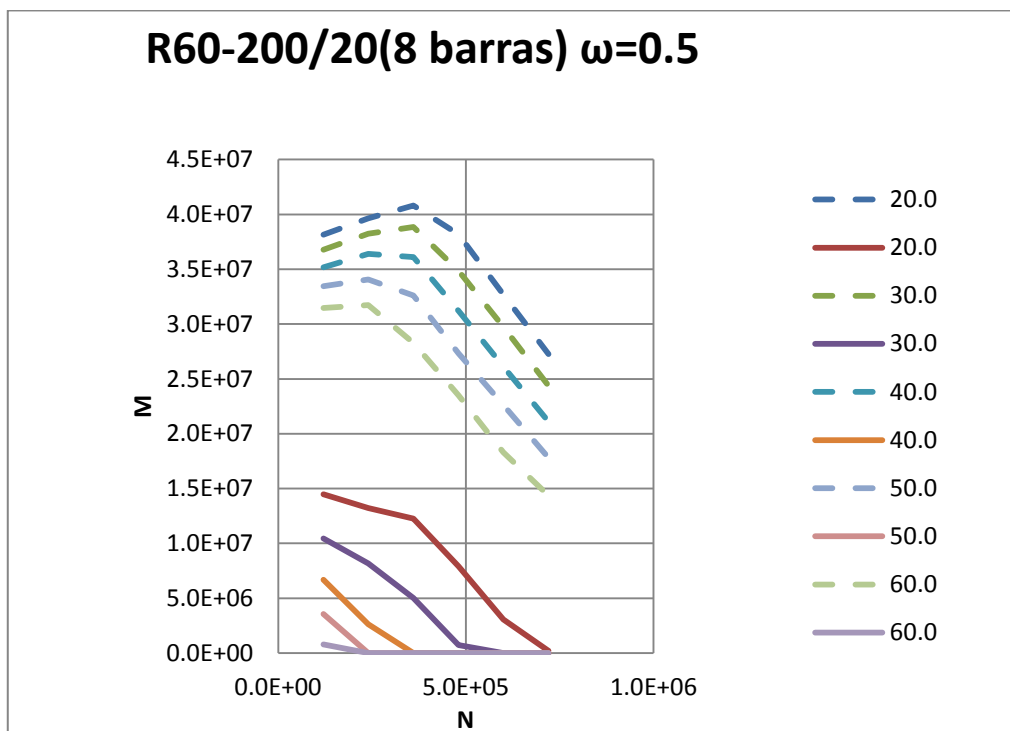


Figura A.107 Diagrama de interacción R60-200/20 (8 barras) $\omega=0.5$

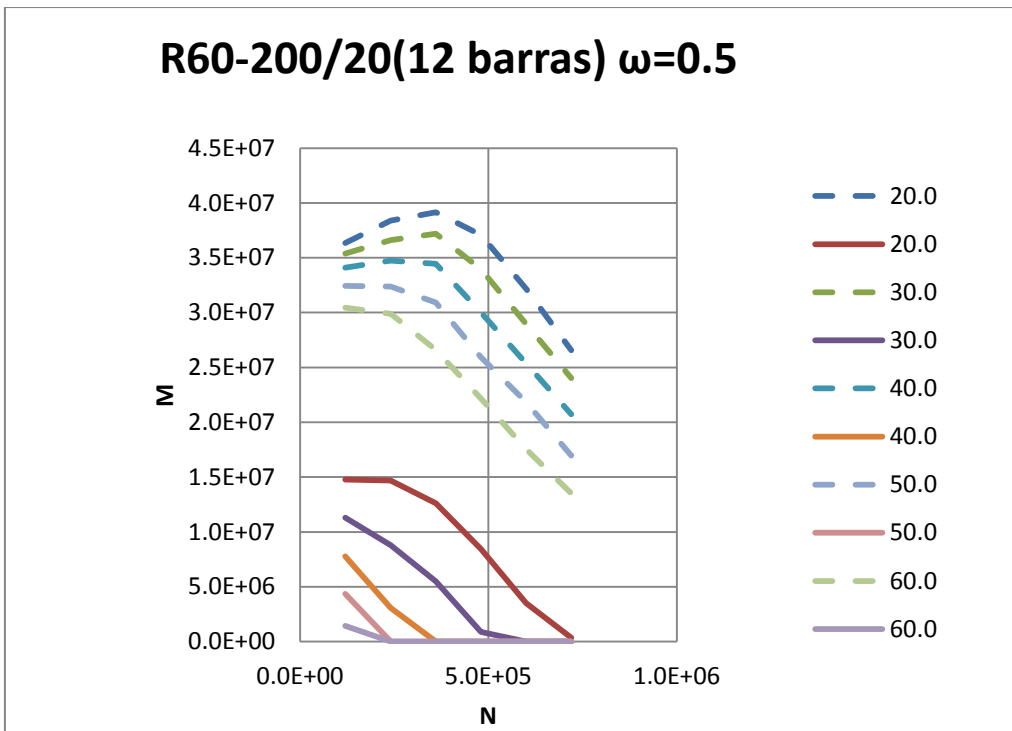


Figura A.108 Diagrama de interacción R60-200/20 (12 barras) $\omega=0.5$

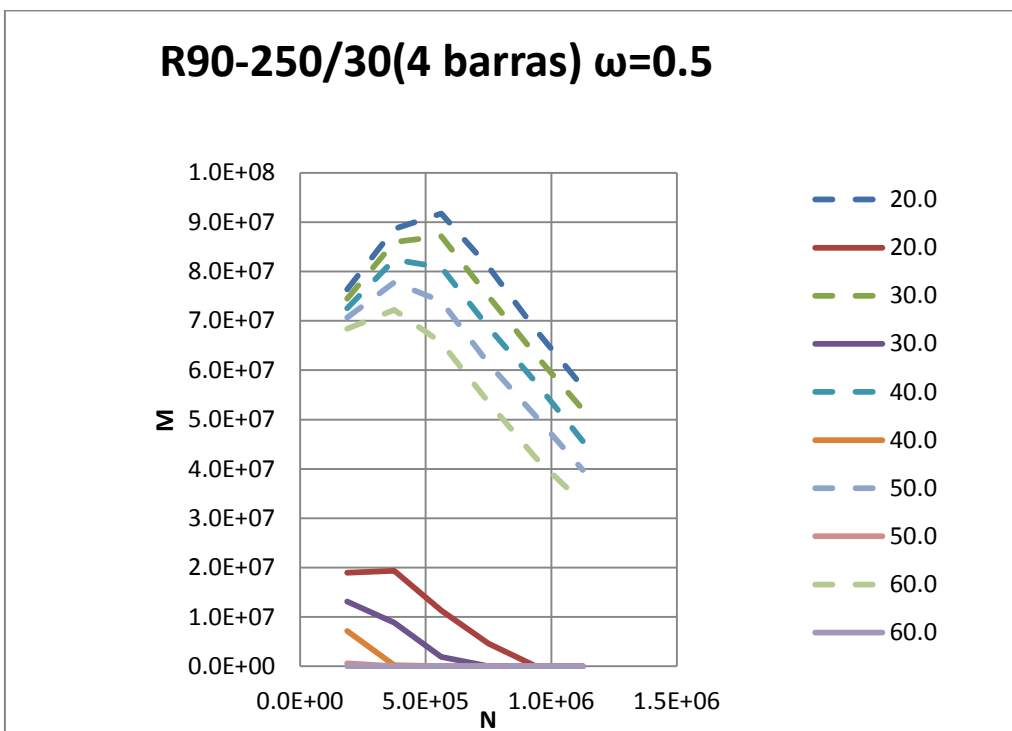


Figura A.109 Diagrama de interacción R90-250/30 (4 barras) $\omega=0.5$

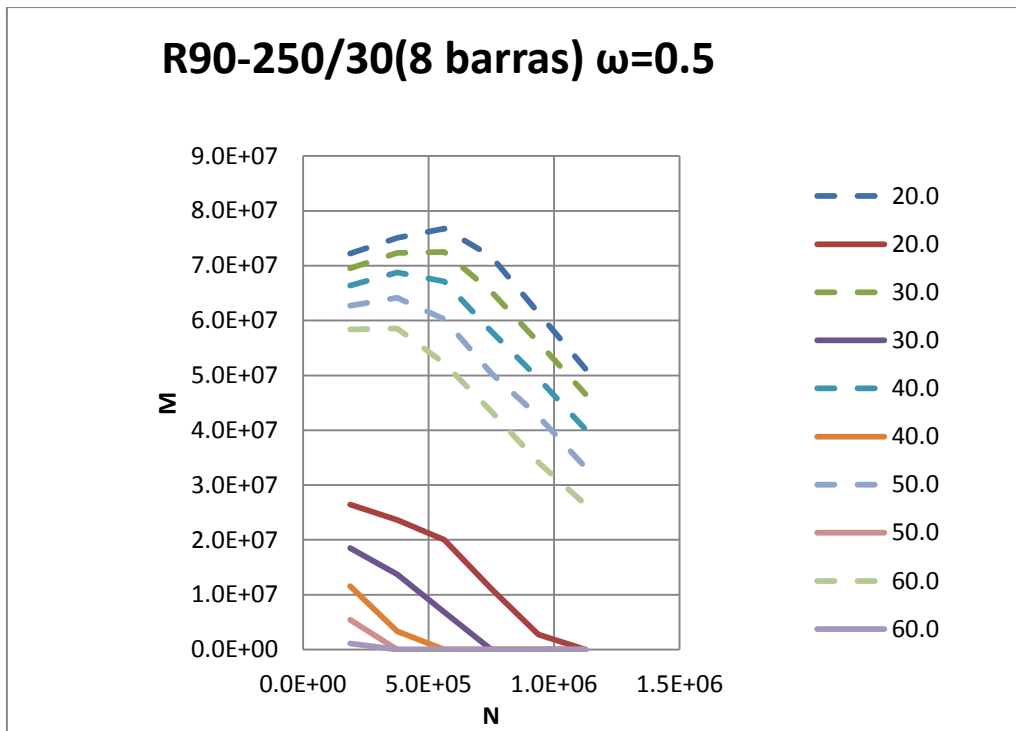


Figura A.110 Diagrama de interacción R90-250/30 (8 barras) $\omega=0.5$

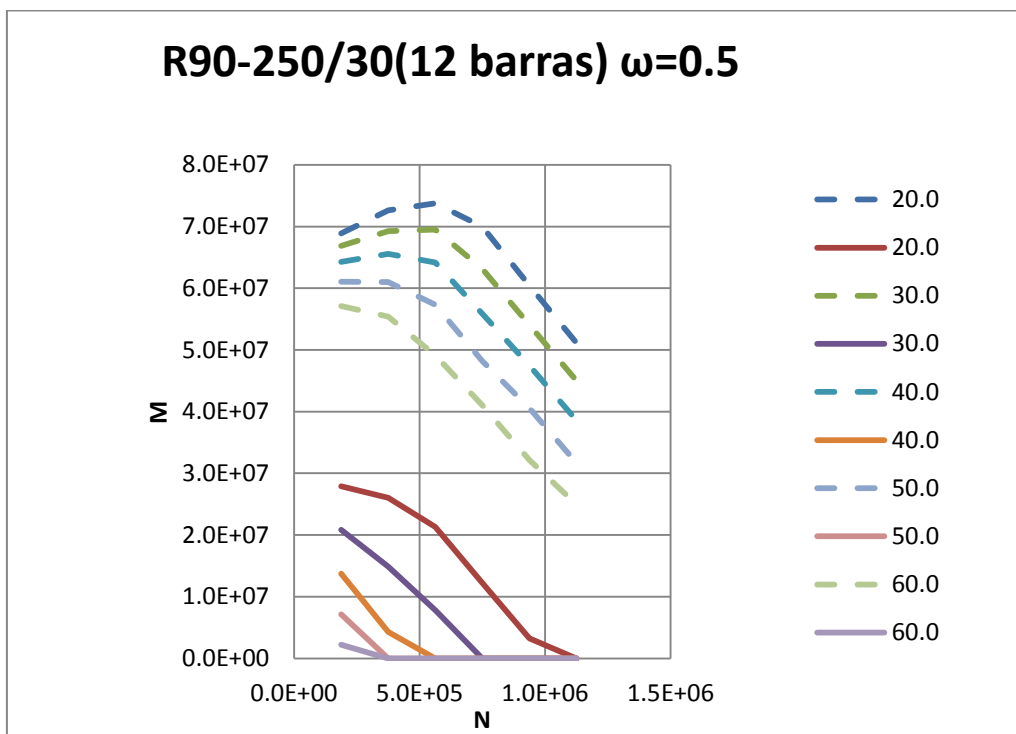


Figura A.111 Diagrama de interacción R90-250/30 (12 barras) $\omega=0.5$

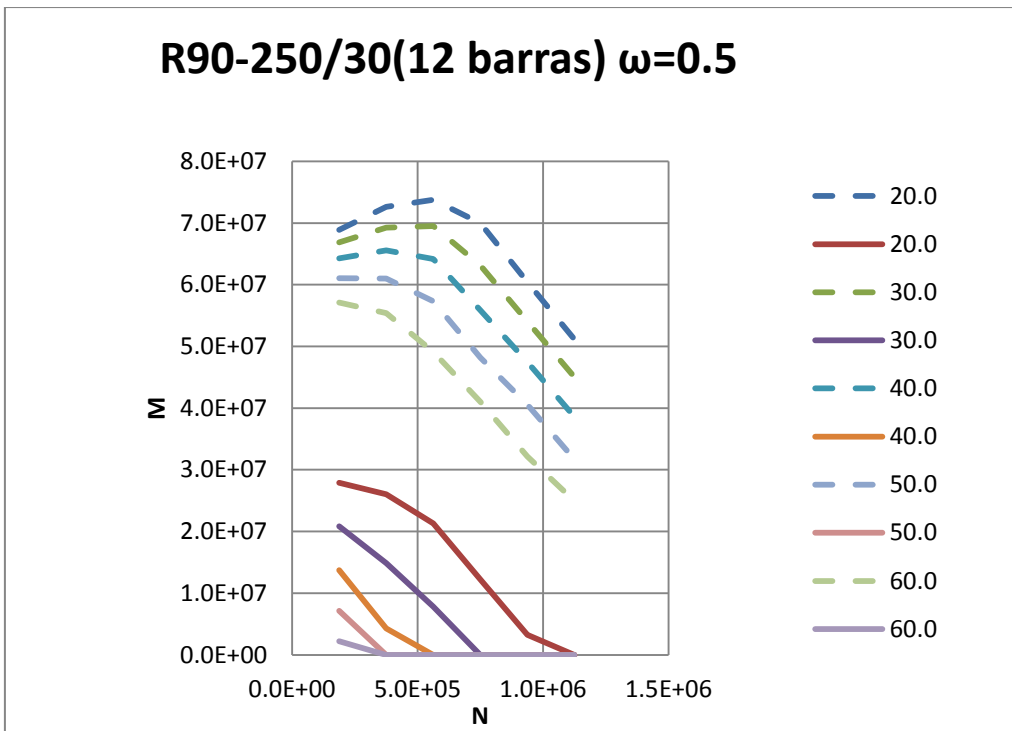


Figura A.112 Diagrama de interacción R90-250/30 (12 barras) $\omega=0.5$

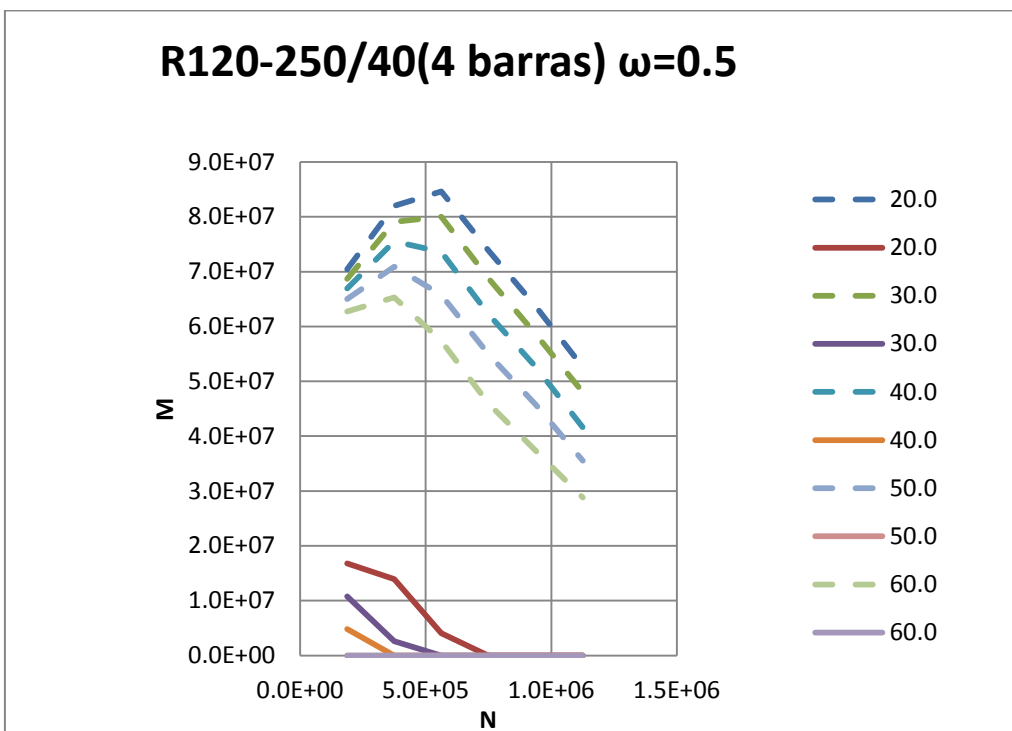


Figura A.113 Diagrama de interacción R120-250/40 (4 barras) $\omega=0.5$

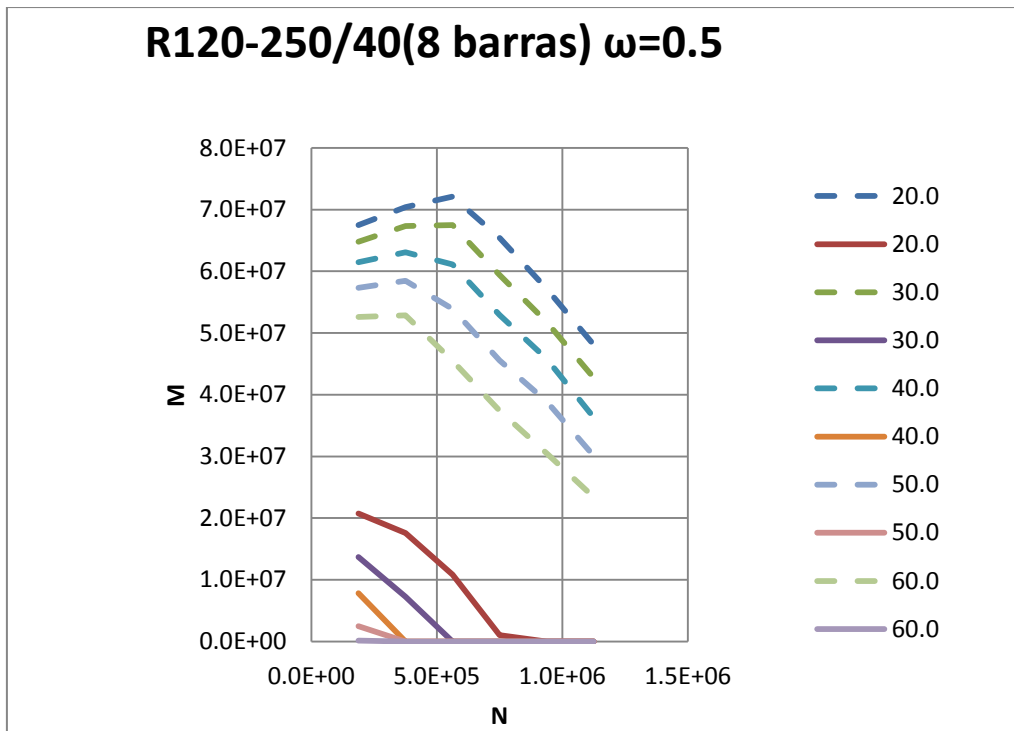


Figura A.114 Diagrama de interacción R120-250/40 (8 barras) $\omega=0.5$

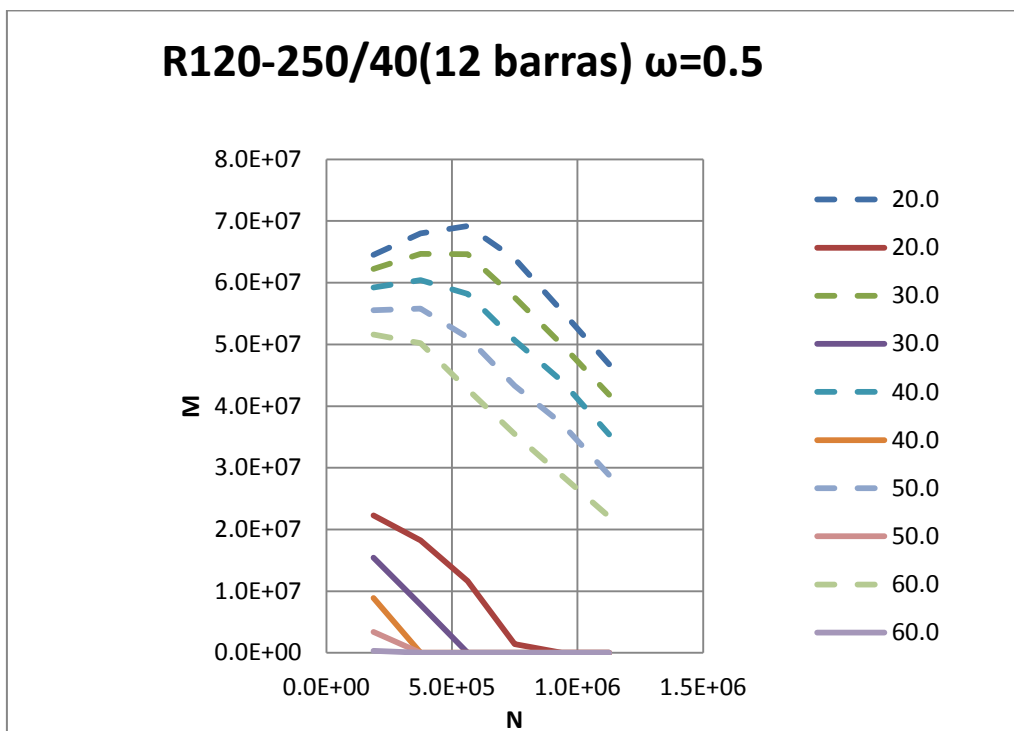


Figura A.115 Diagrama de interacción R120-250/40 (12 barras) $\omega=0.5$

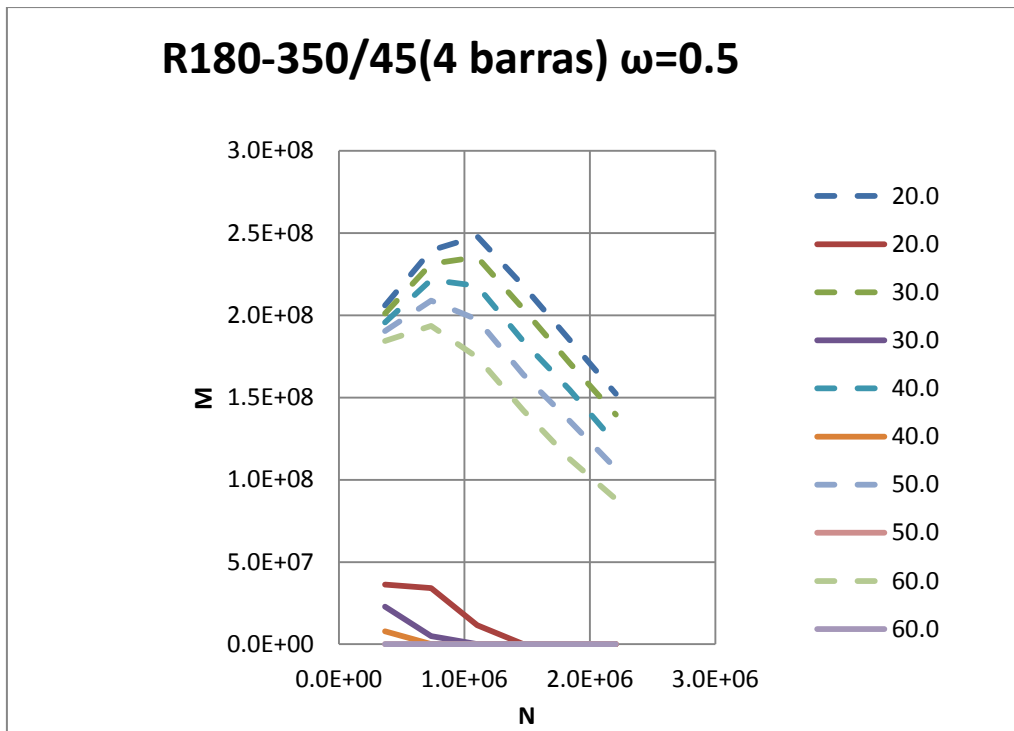


Figura A.116 Diagrama de interacción R180-350/45 (4 barras) $\omega=0.5$

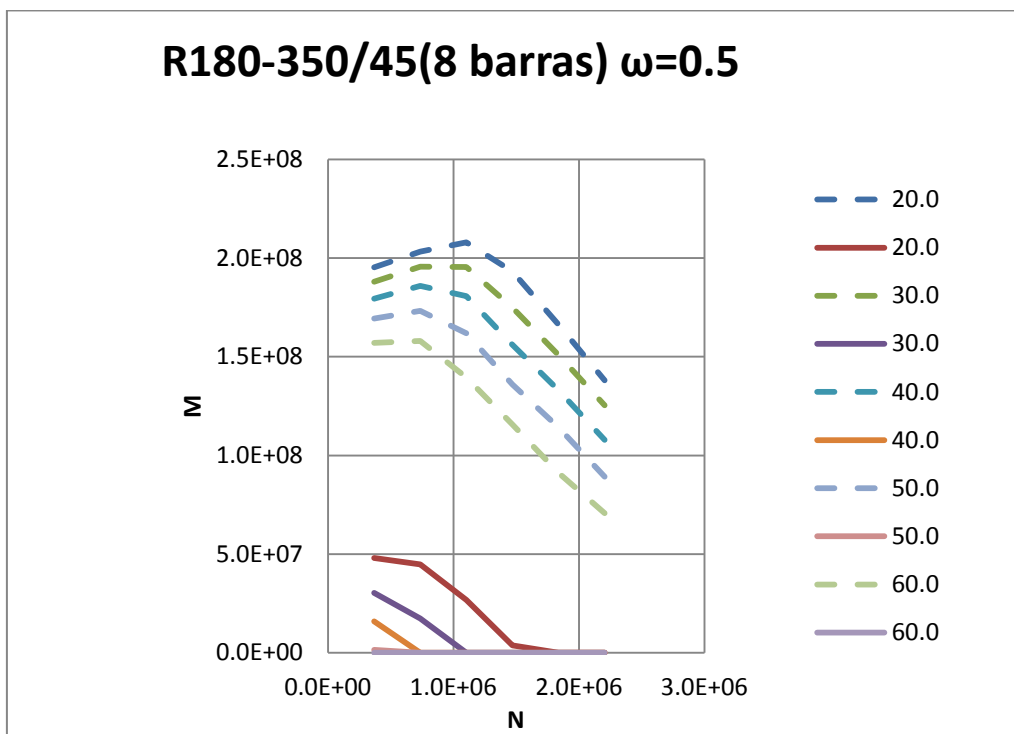


Figura A.117 Diagrama de interacción R180-350/45 (8 barras) $\omega=0.5$

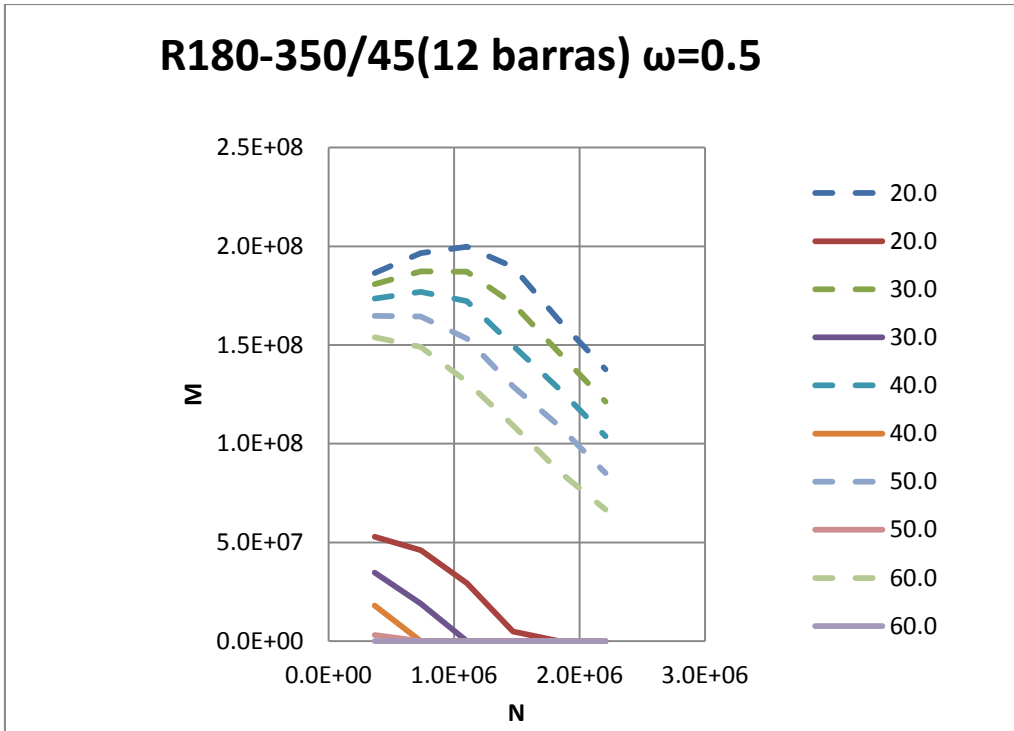


Figura A.118 Diagrama de interacción R180-350/45 (12 barras) $\omega=0.5$

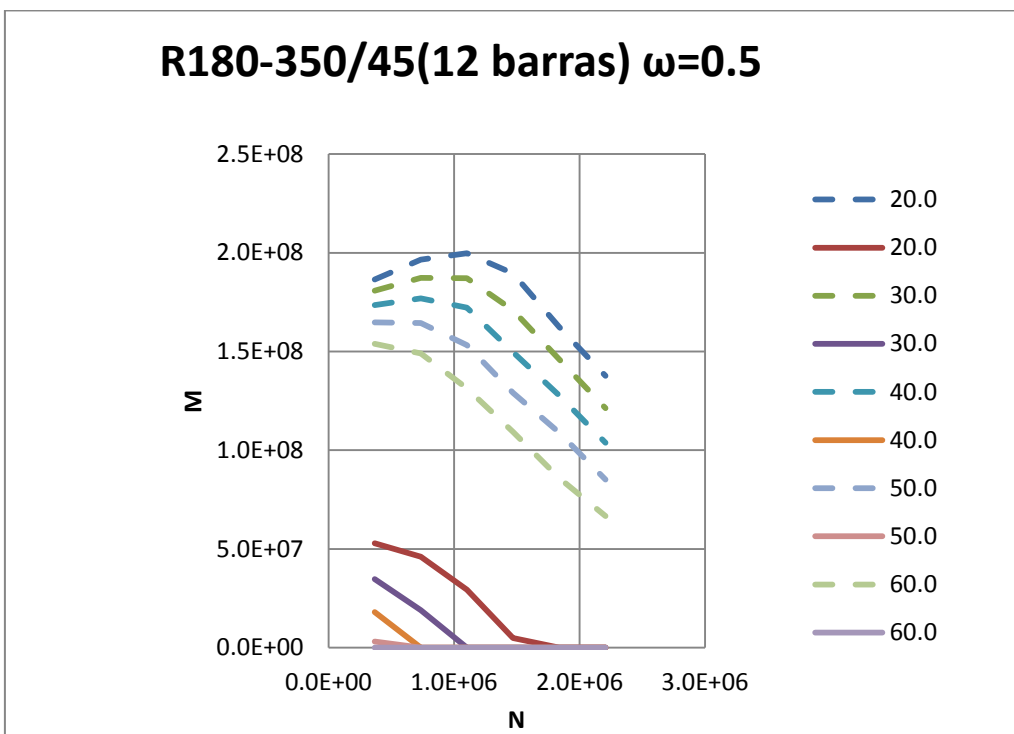


Figura A.119 Diagrama de interacción R180-350/45 (12 barras) $\omega=0.5$

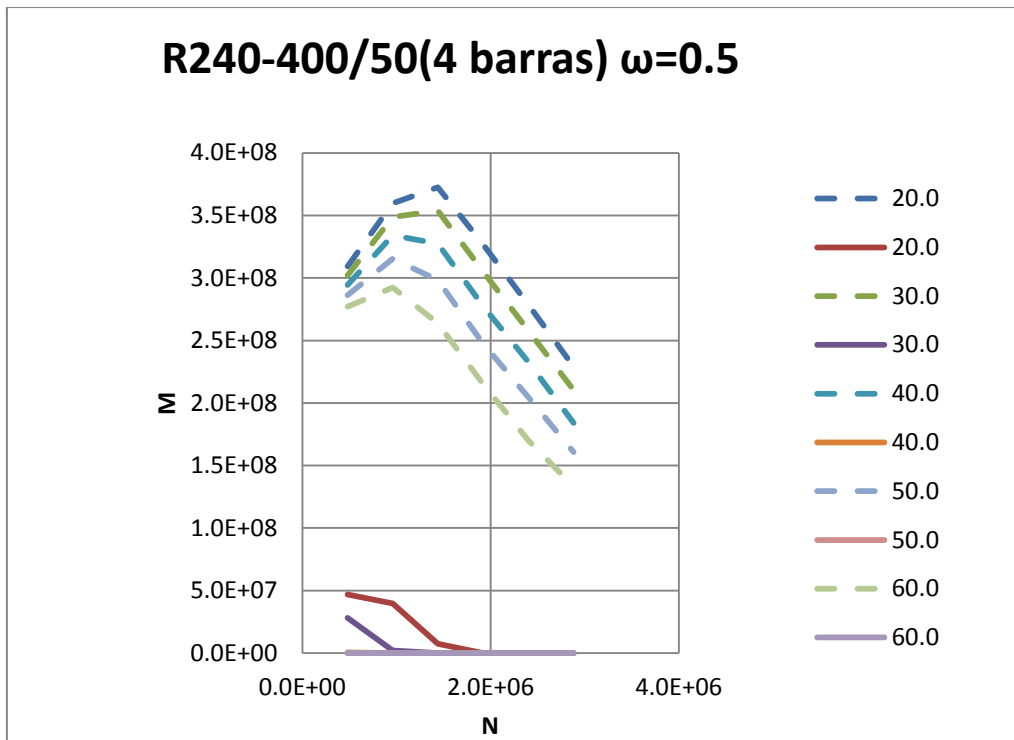


Figura A.120 Diagrama de interacción R240-400/50 (4 barras) $\omega=0.5$

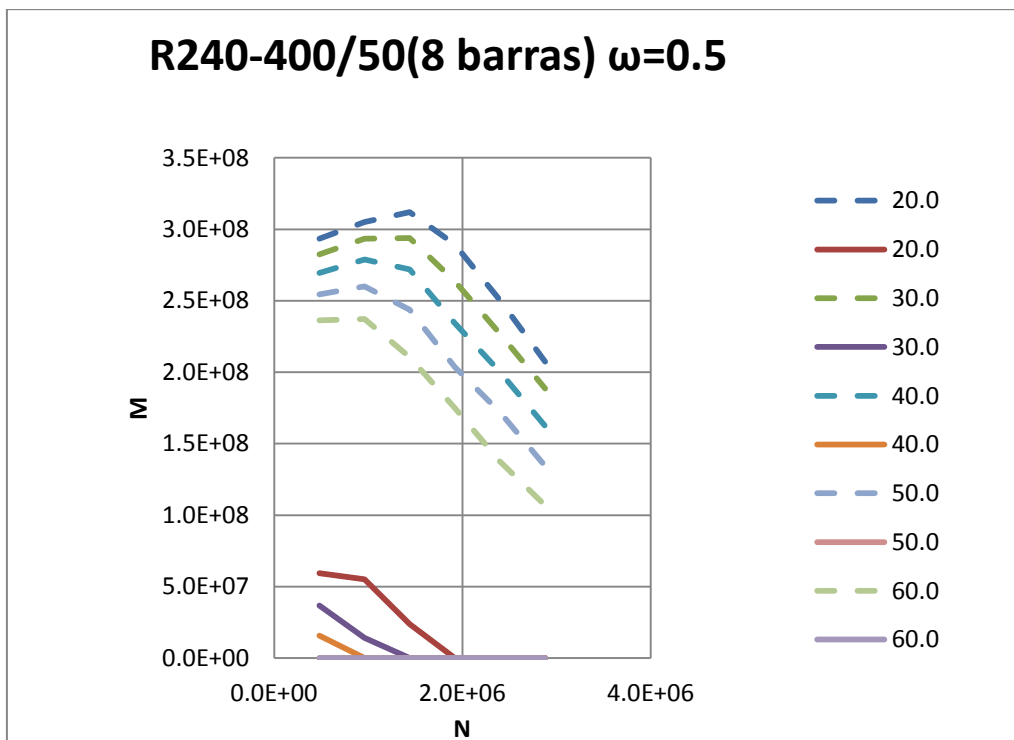


Figura A.121 Diagrama de interacción R240-400/50 (8 barras) $\omega=0.5$

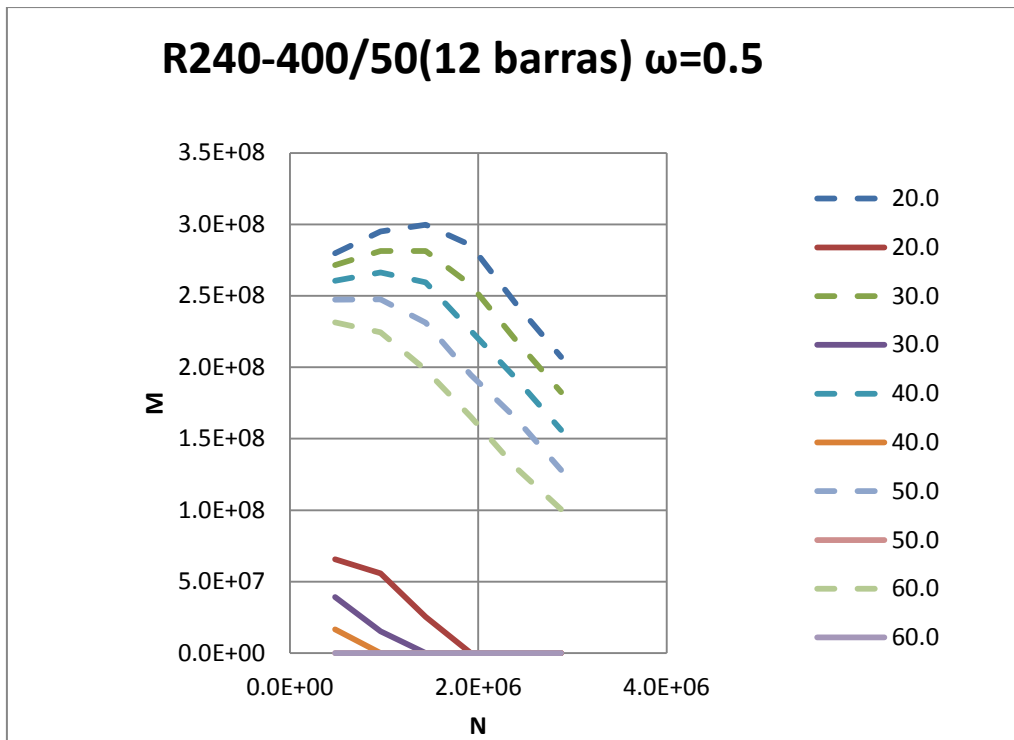


Figura A.122 Diagrama de interacción R250-400/50 (12 barras) $\omega=0.5$

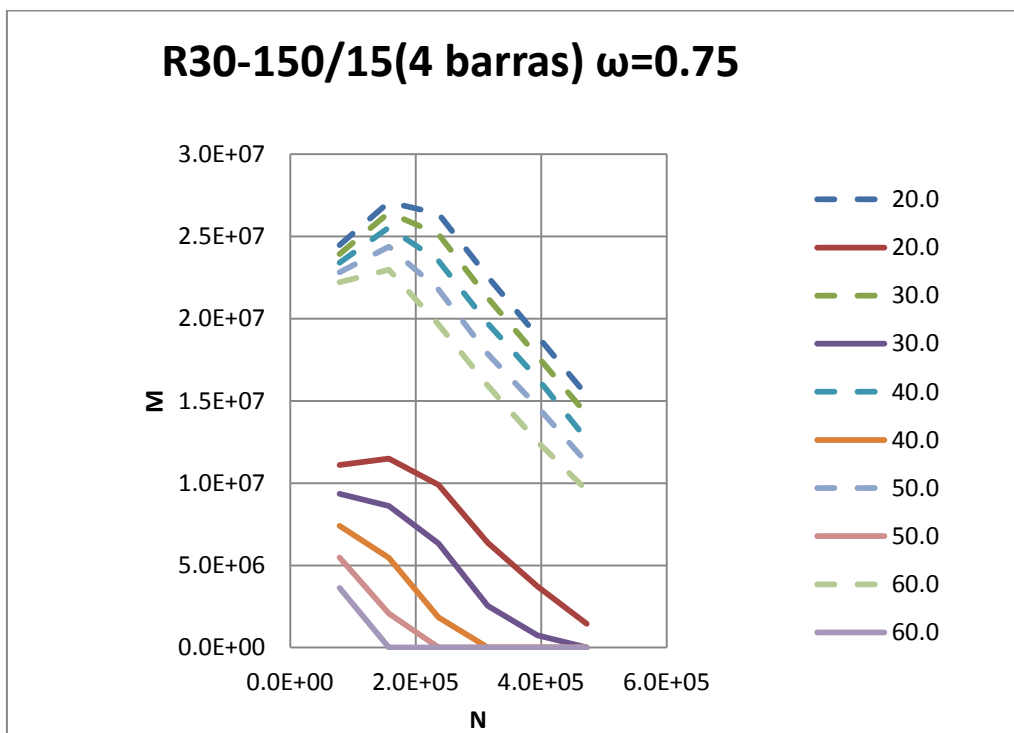


Figura A.123 Diagrama de interacción R30-150/15 (4 barras) $\omega=0.75$

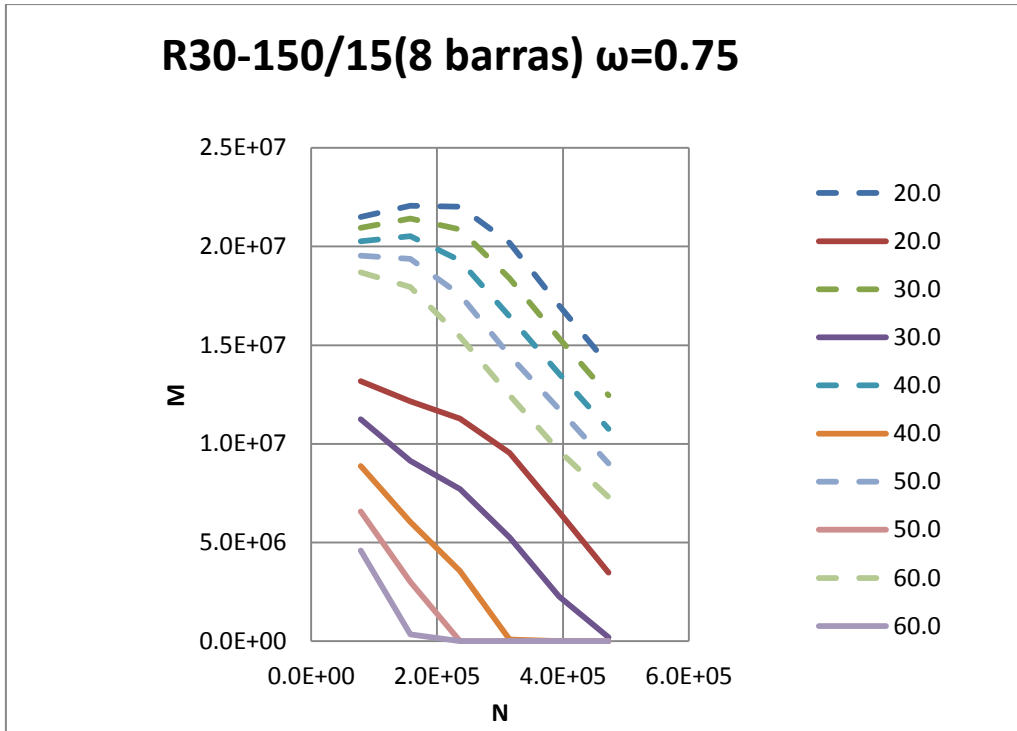


Figura A.124 Diagrama de interacción R30-150/15 (8 barras) $\omega=0.75$

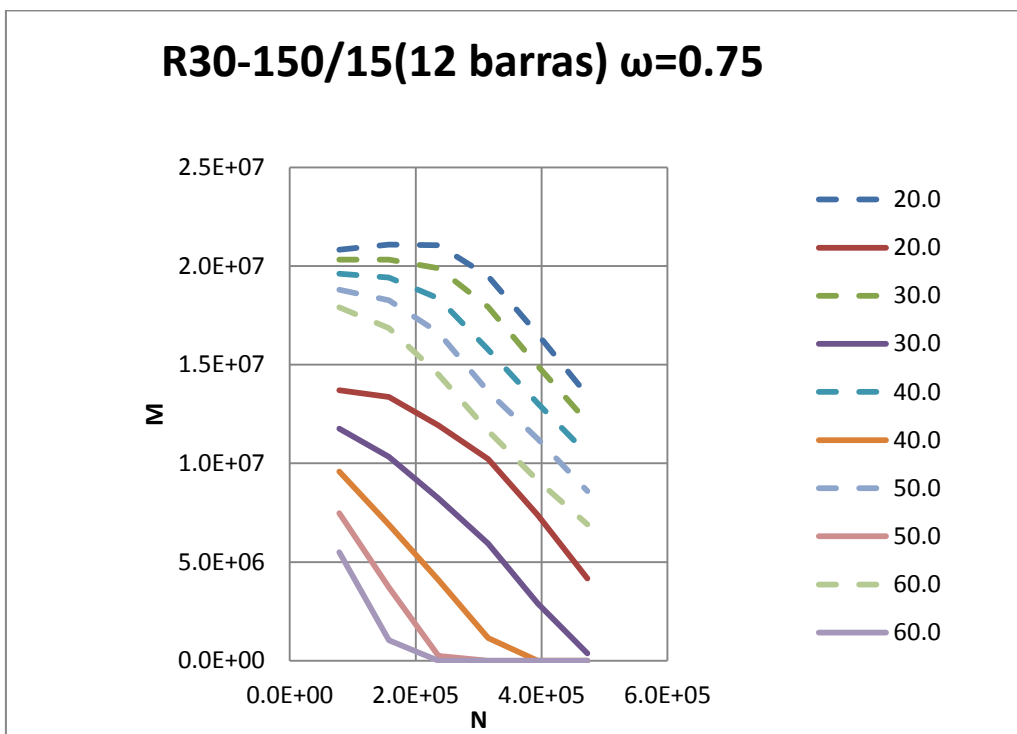


Figura A.125 Diagrama de interacción R30-150/15 (12 barras) $\omega=0.75$

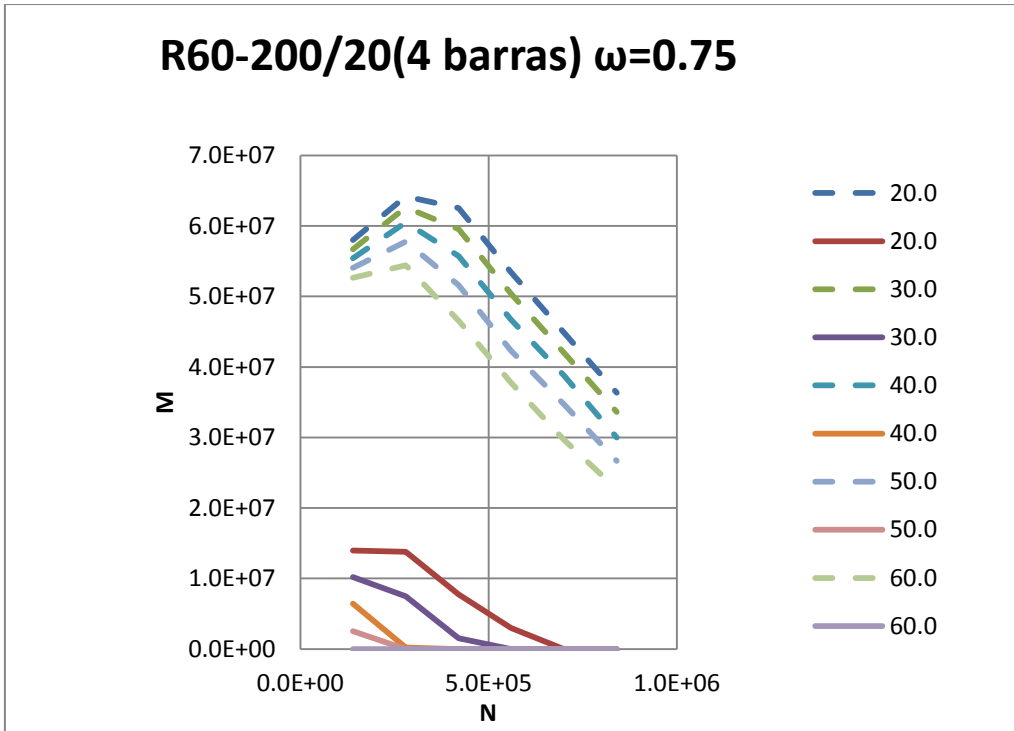


Figura A.126 Diagrama de interacción R60-200/20 (4 barras) $\omega=0.75$

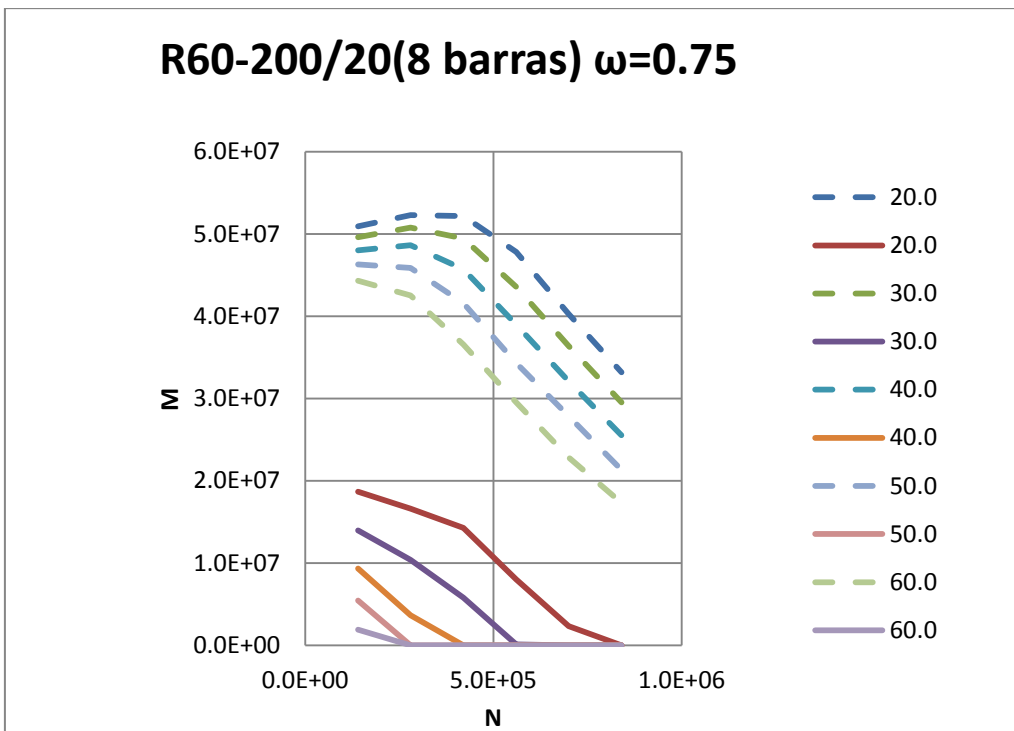


Figura A.127 Diagrama de interacción R60-200/20 (8 barras) $\omega=0.75$

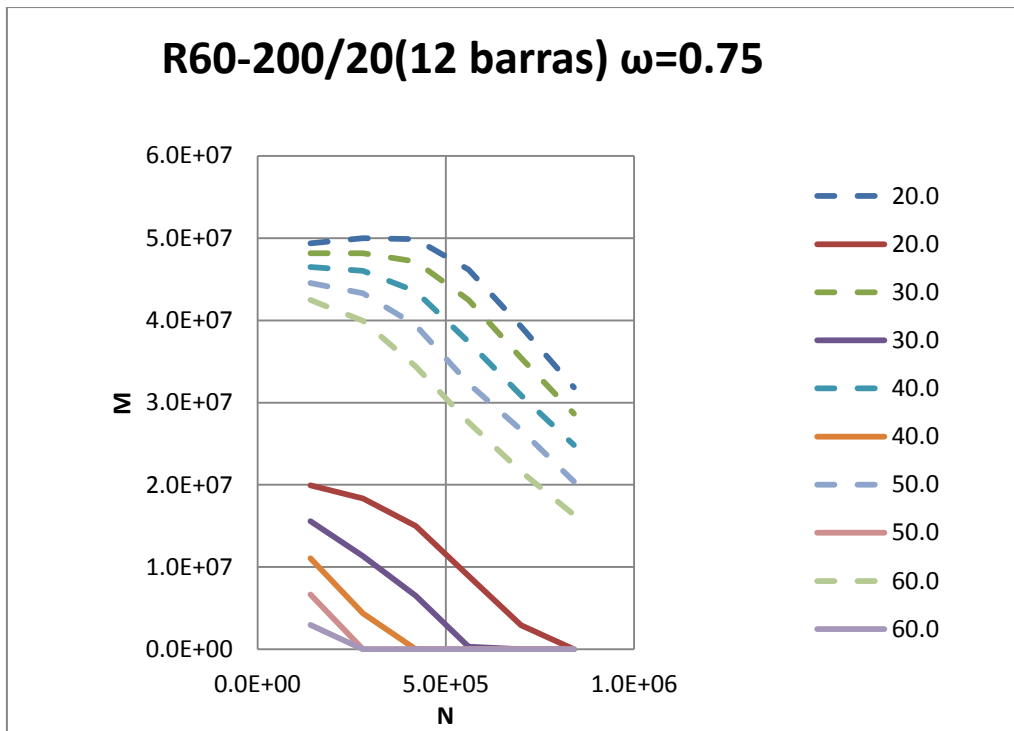


Figura A.128 Diagrama de interacción R60-200/20 (12 barras) $\omega=0.75$

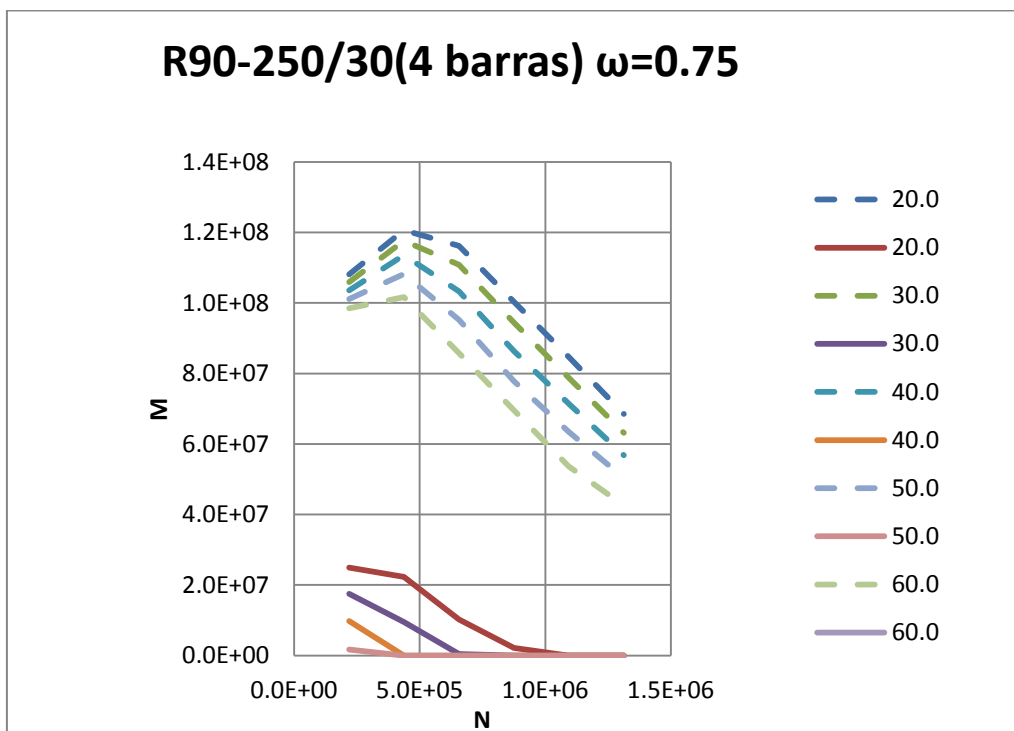


Figura A.129 Diagrama de interacción R90-250/30 (4 barras) $\omega=0.75$

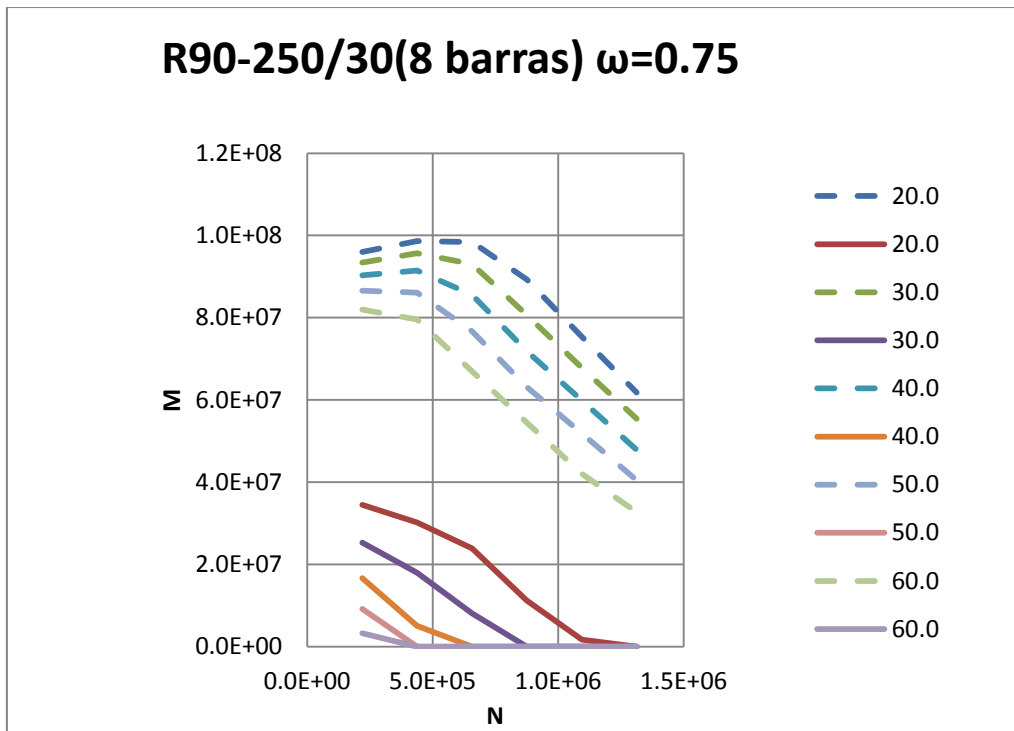


Figura A.130 Diagrama de interacción R90-250/30 (8 barras) $\omega=0.75$

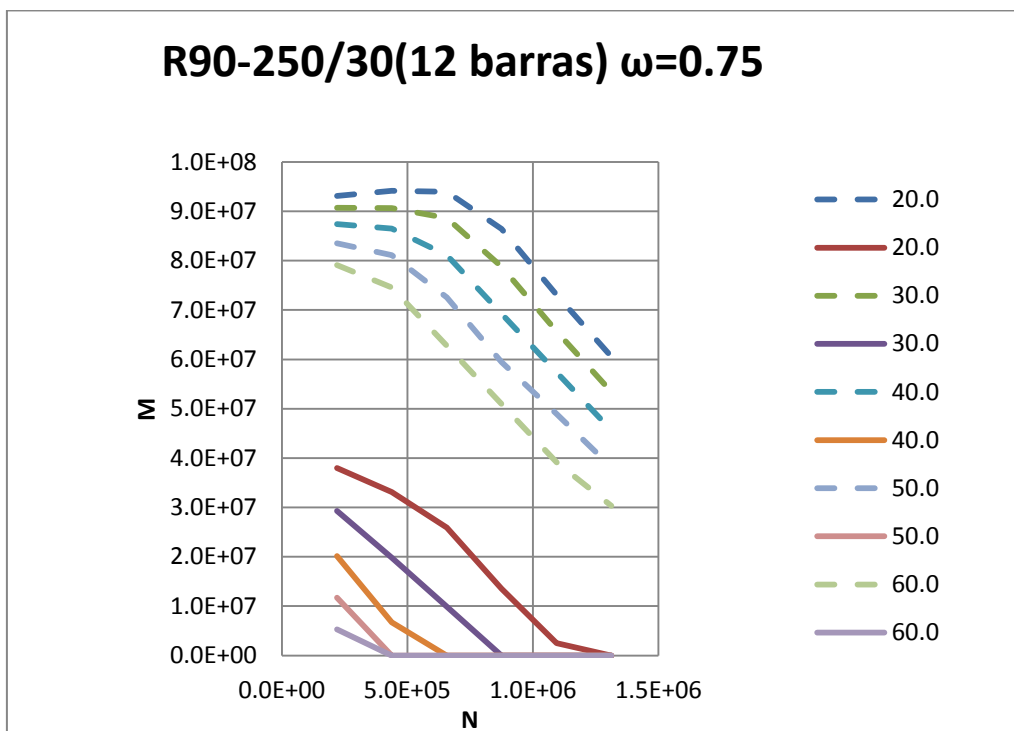


Figura A.131 Diagrama de interacción R90-250/30 (12 barras) $\omega=0.75$

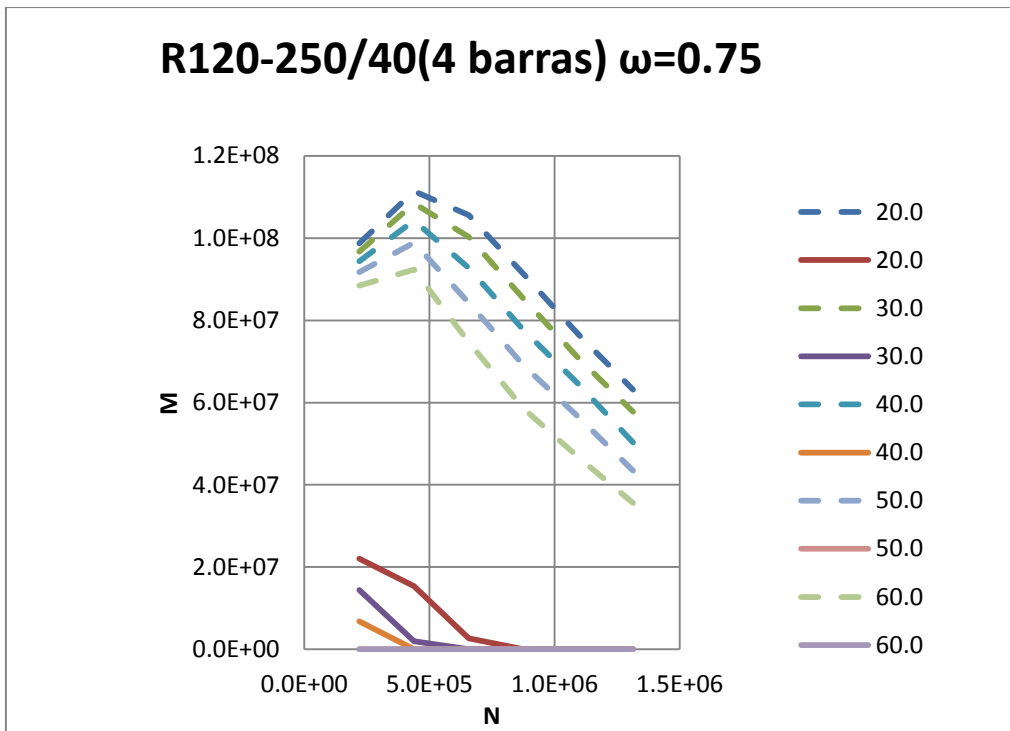


Figura A.132 Diagrama de interacción R120-250/40 (4 barras) $\omega=0.75$

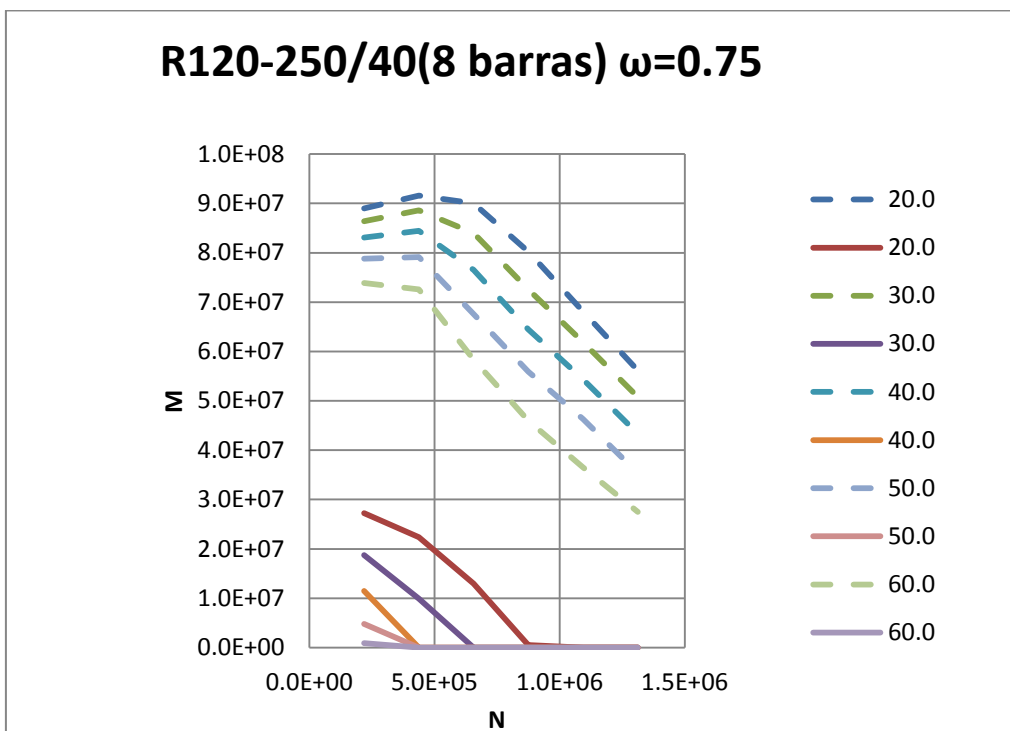


Figura A.133 Diagrama de interacción R120-250/40 (8 barras) $\omega=0.75$

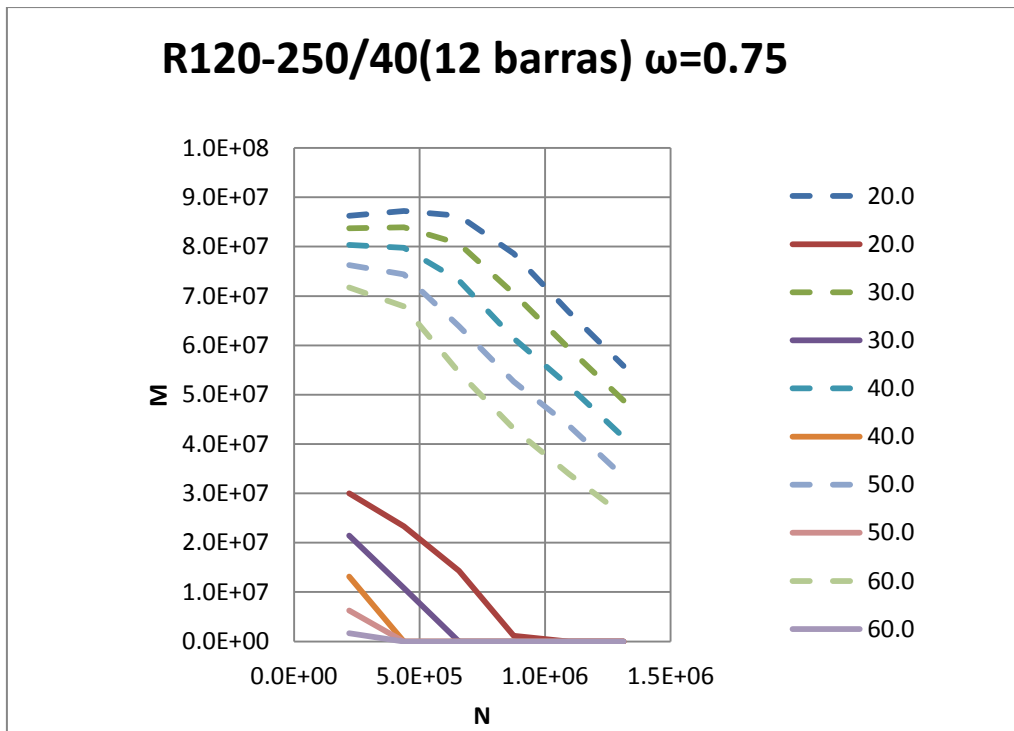


Figura A.134 Diagrama de interacción R120-250/40 (12 barras) $\omega=0.75$

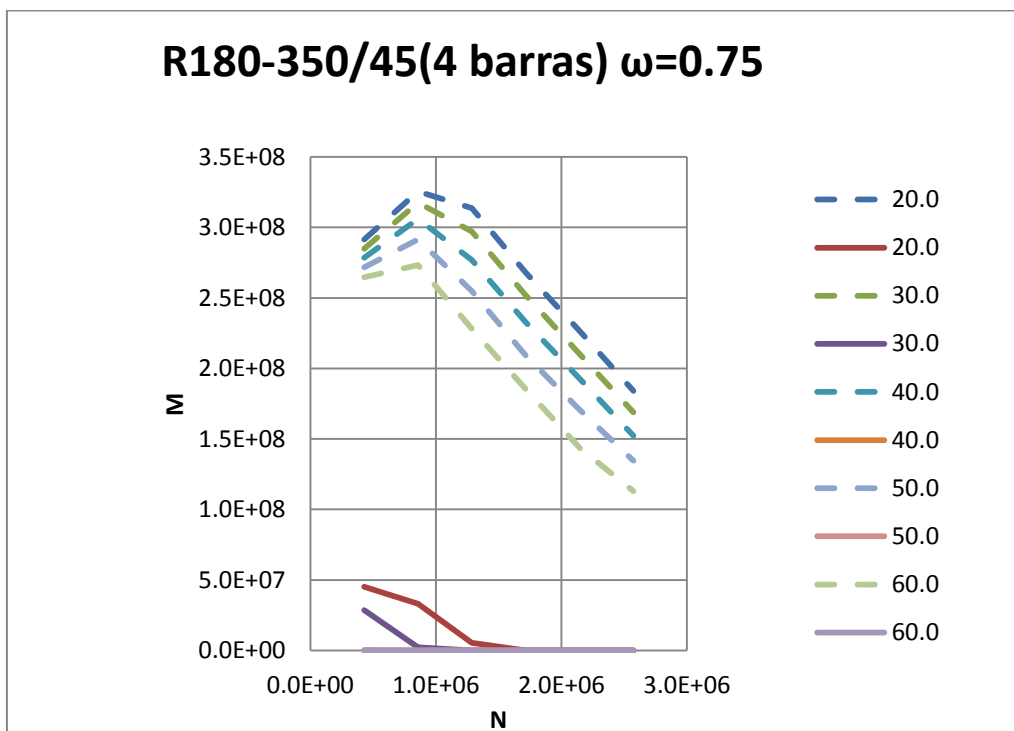


Figura A.135 Diagrama de interacción R180-350/45 (4 barras) $\omega=0.75$

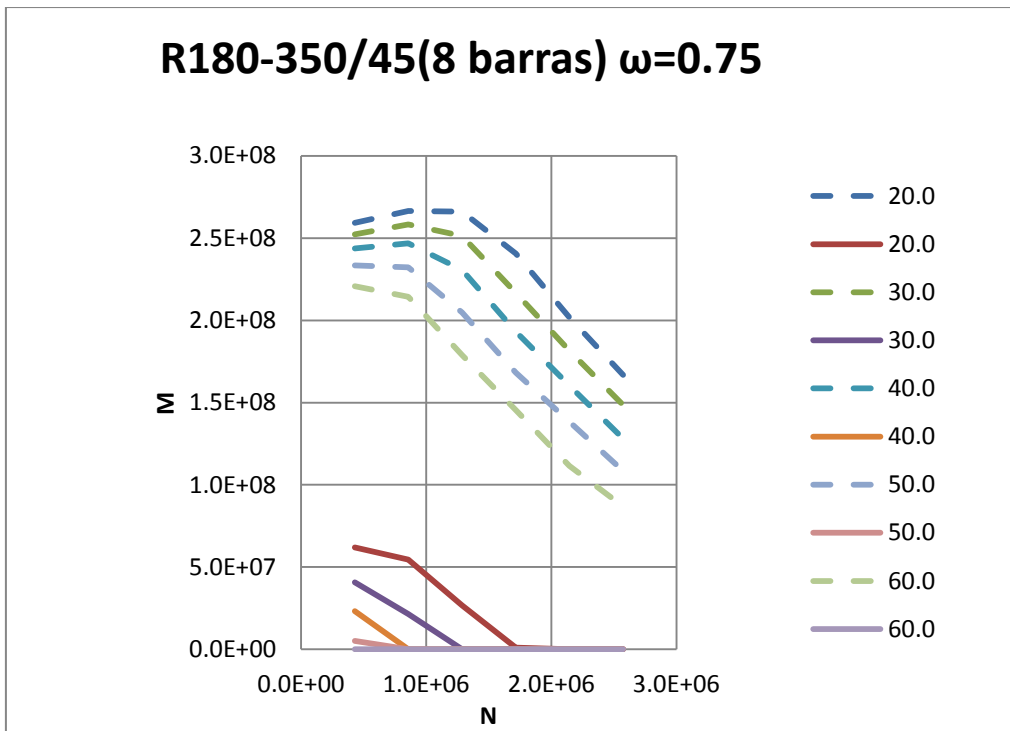


Figura A.136 Diagrama de interacción R180-350/45 (8 barras) $\omega=0.75$

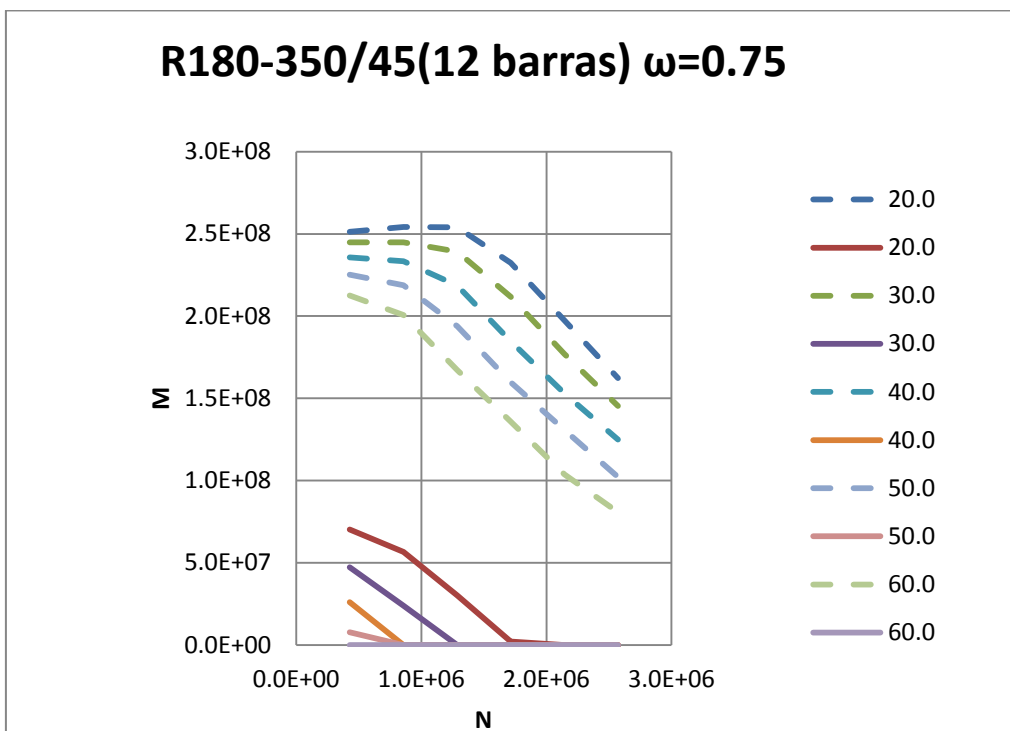


Figura A.137 Diagrama de interacción R180-350/45 (12 barras) $\omega=0.75$

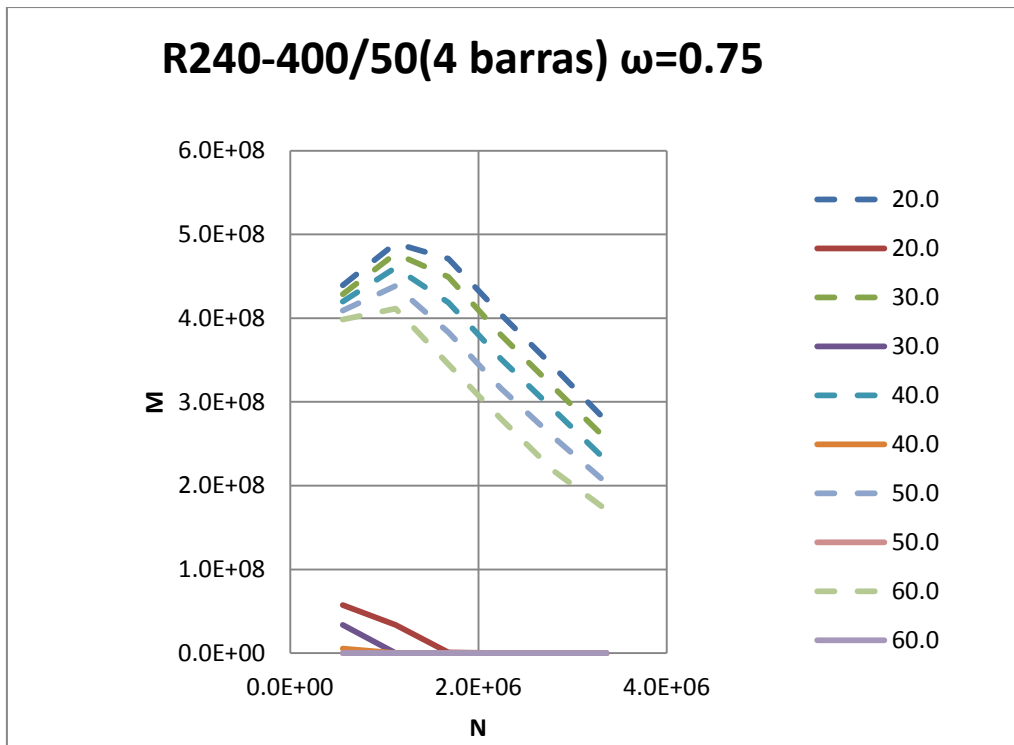


Figura A.138 Diagrama de interacción R240-400/50 (4 barras) $\omega=0.75$

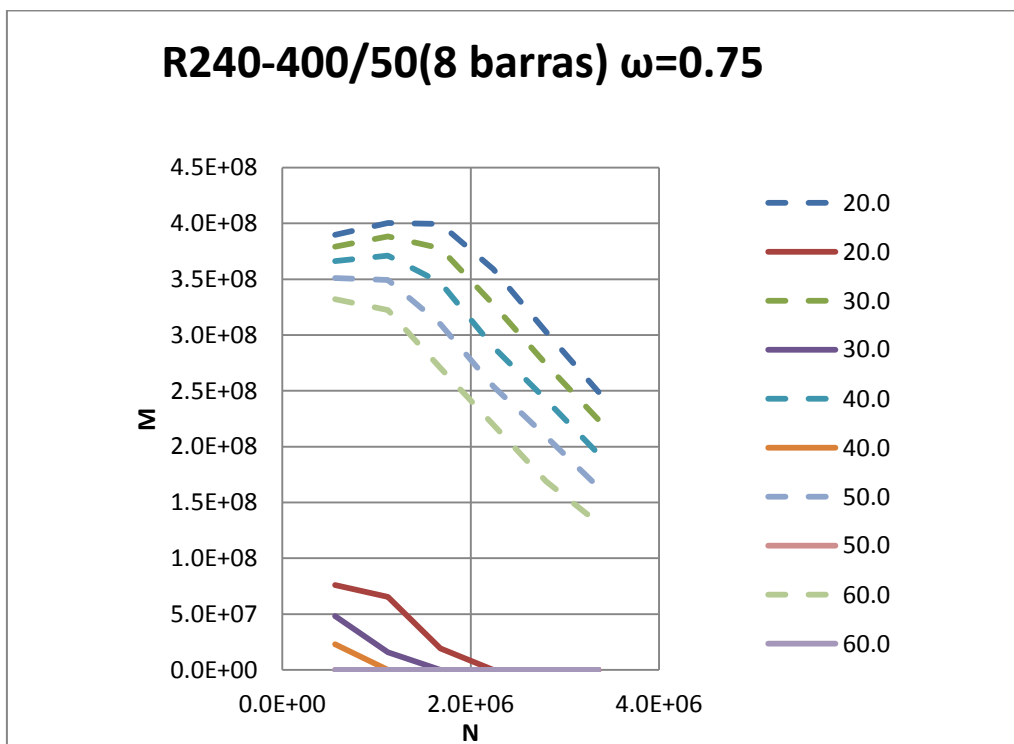


Figura A.139 Diagrama de interacción R240-4000/50 (8 barras) $\omega=0.75$

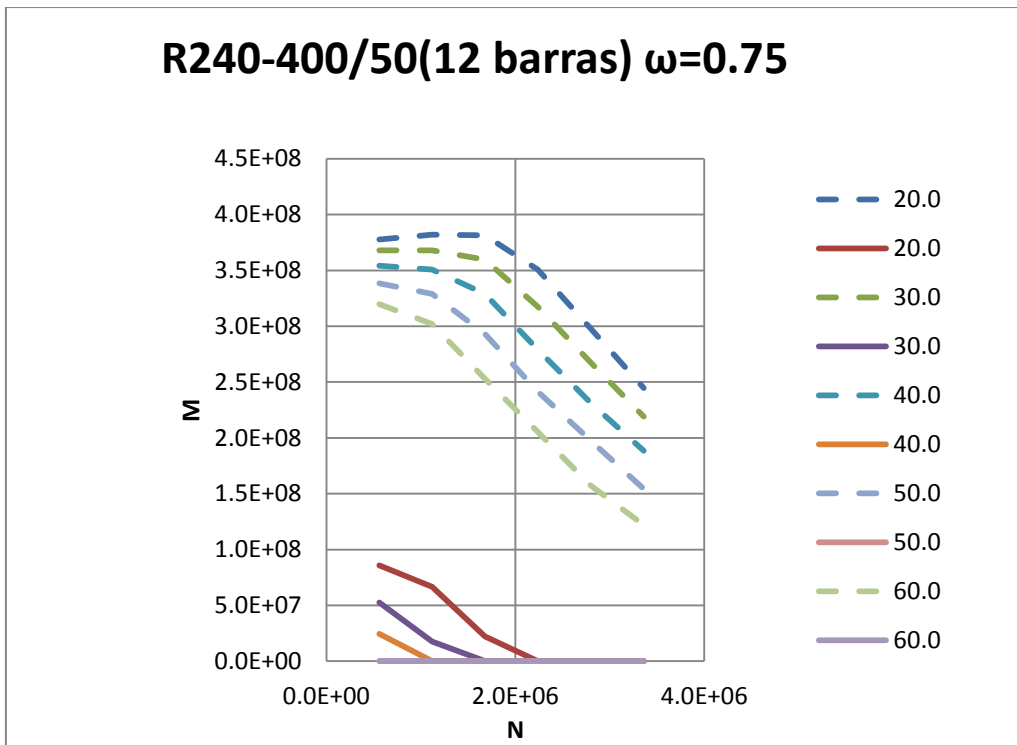


Figura A.140 Diagrama de interacción R240-400/50 (12 barras) $\omega=0.75$

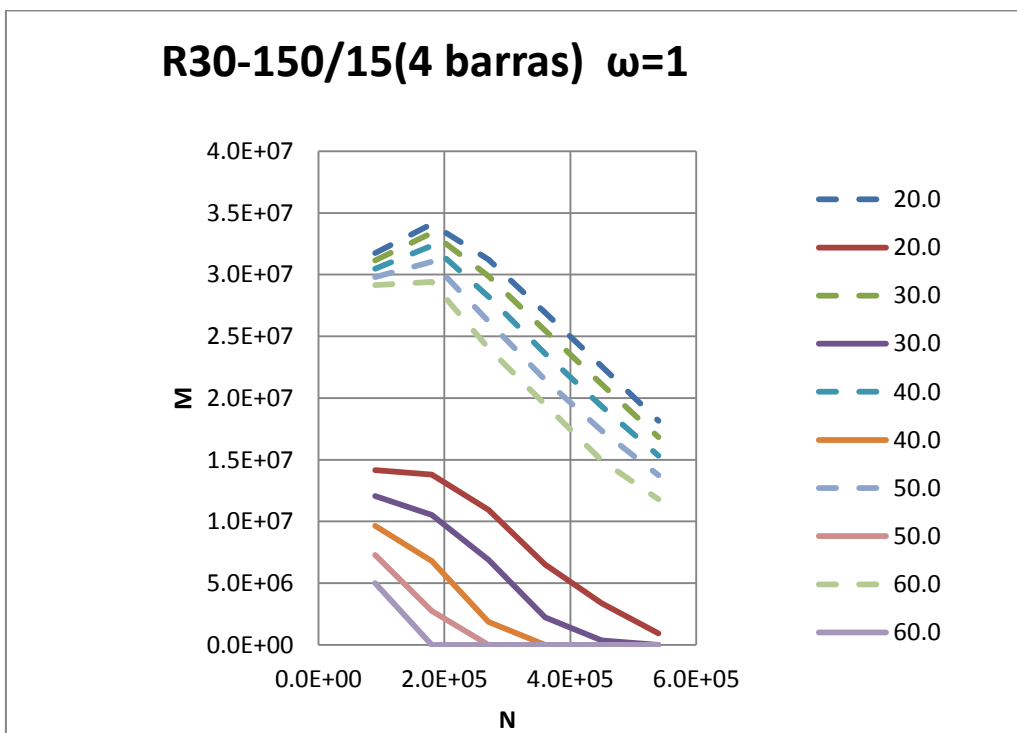


Figura A.141 Diagrama de interacción R30-150/15 (4 barras) $\omega=1$

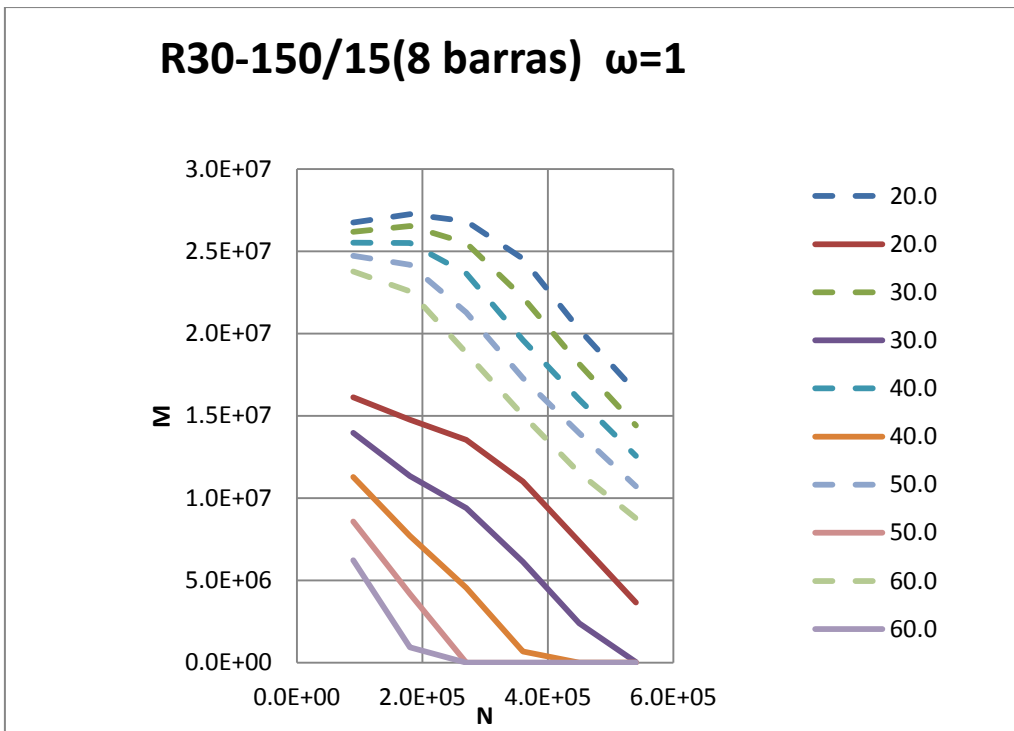


Figura A.142 Diagrama de interacción R30-150/15 (8 barras) $\omega=1$

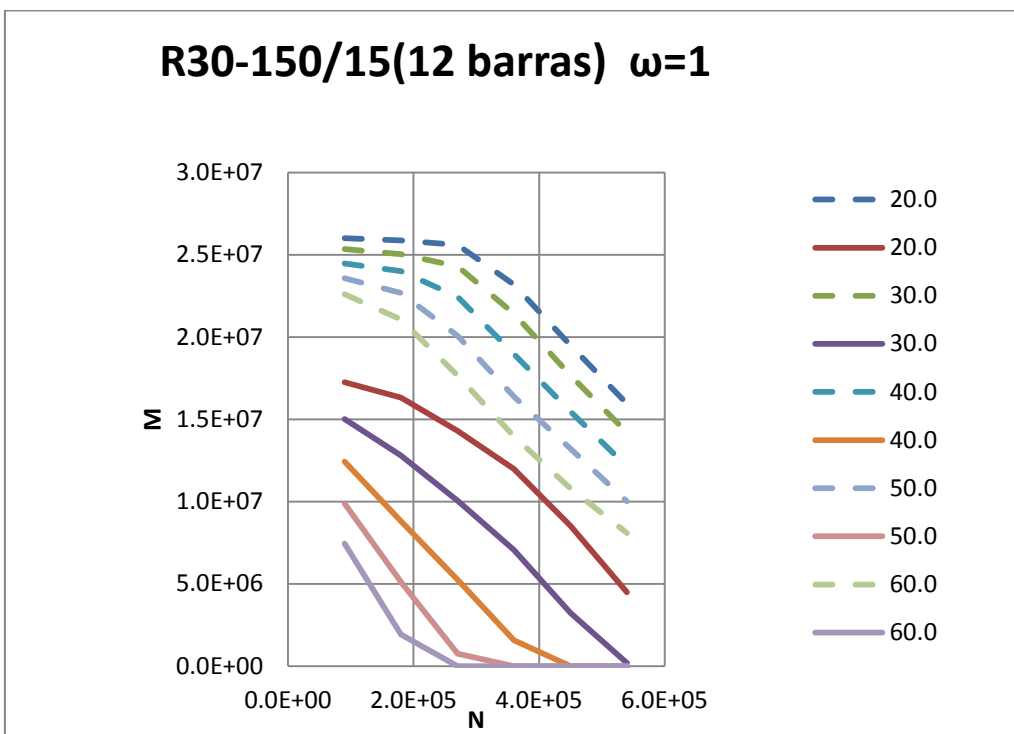


Figura A.143 Diagrama de interacción R30-150/15 (12 barras) $\omega=1$

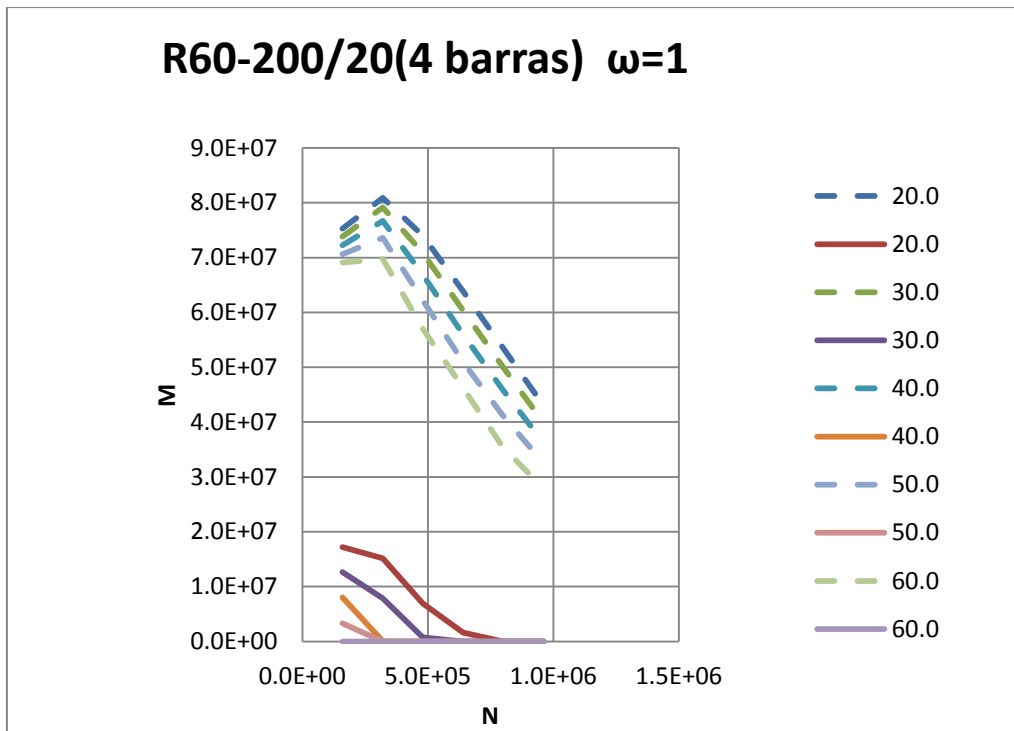


Figura A.144 Diagrama de interacción R60-200/20 (4 barras) $\omega=1$

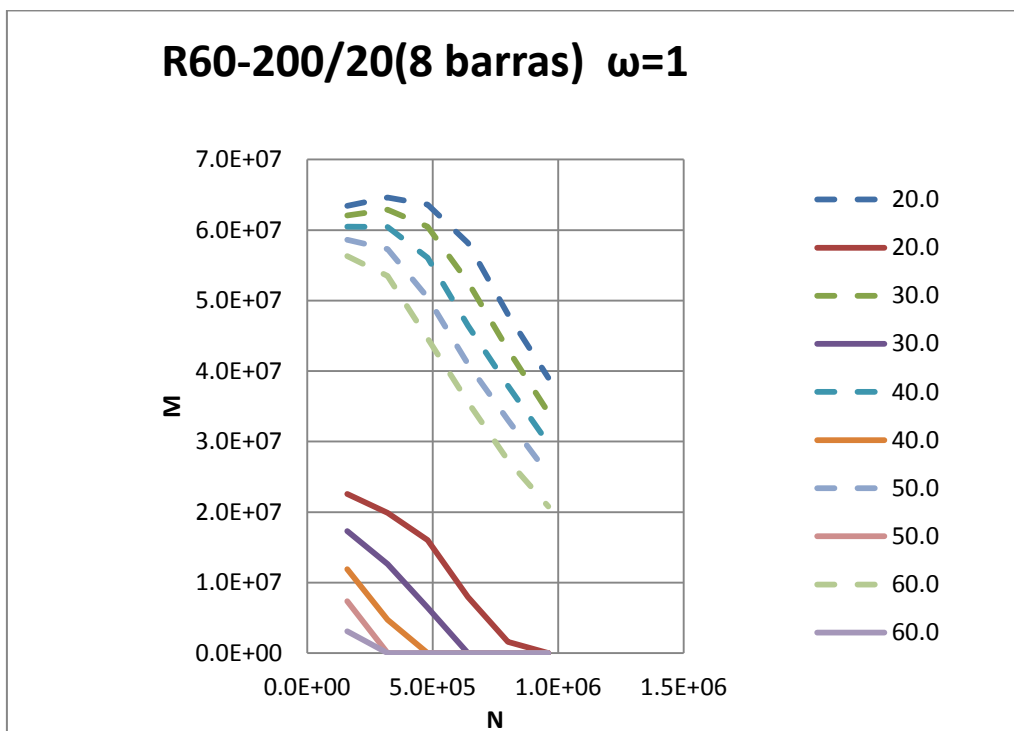


Figura A.145 Diagrama de interacción R60-200/20 (8 barras) $\omega=1$

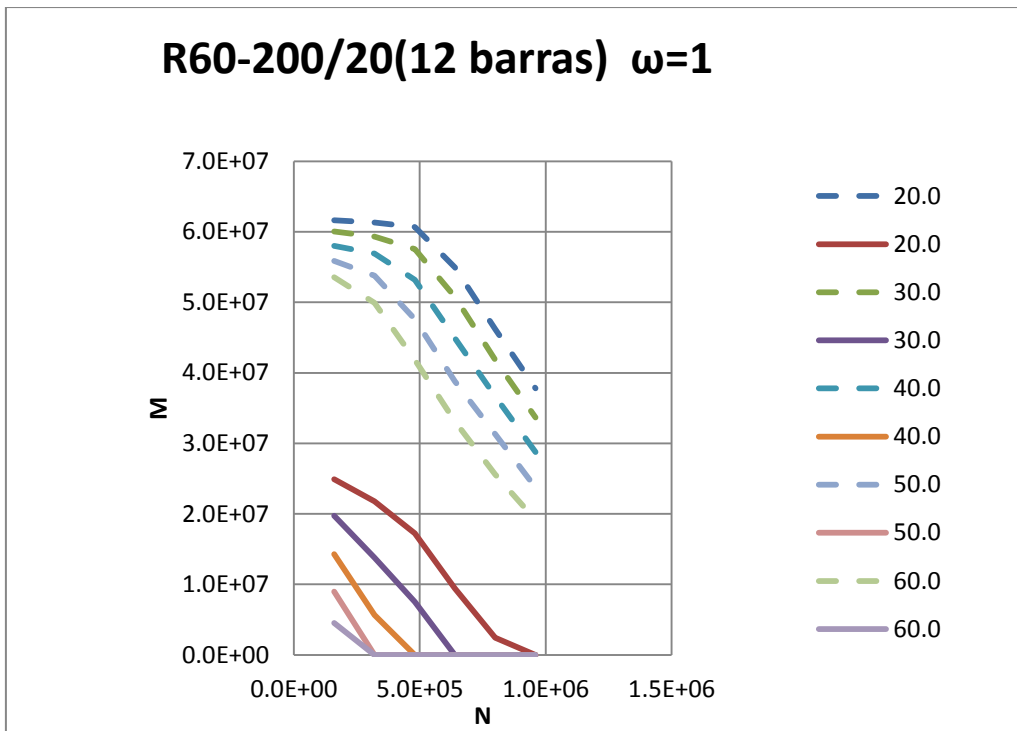


Figura A.146 Diagrama de interacción R60-200/20 (12 barras) $\omega=1$

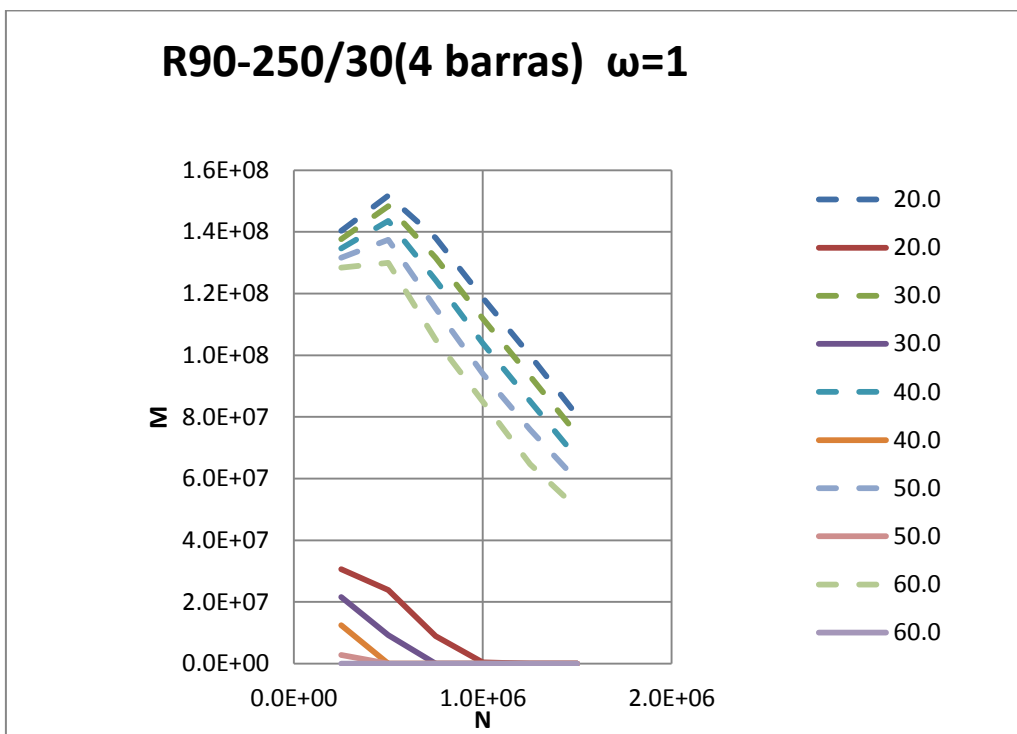


Figura A.147 Diagrama de interacción R90-250/30 (4 barras) $\omega=1$

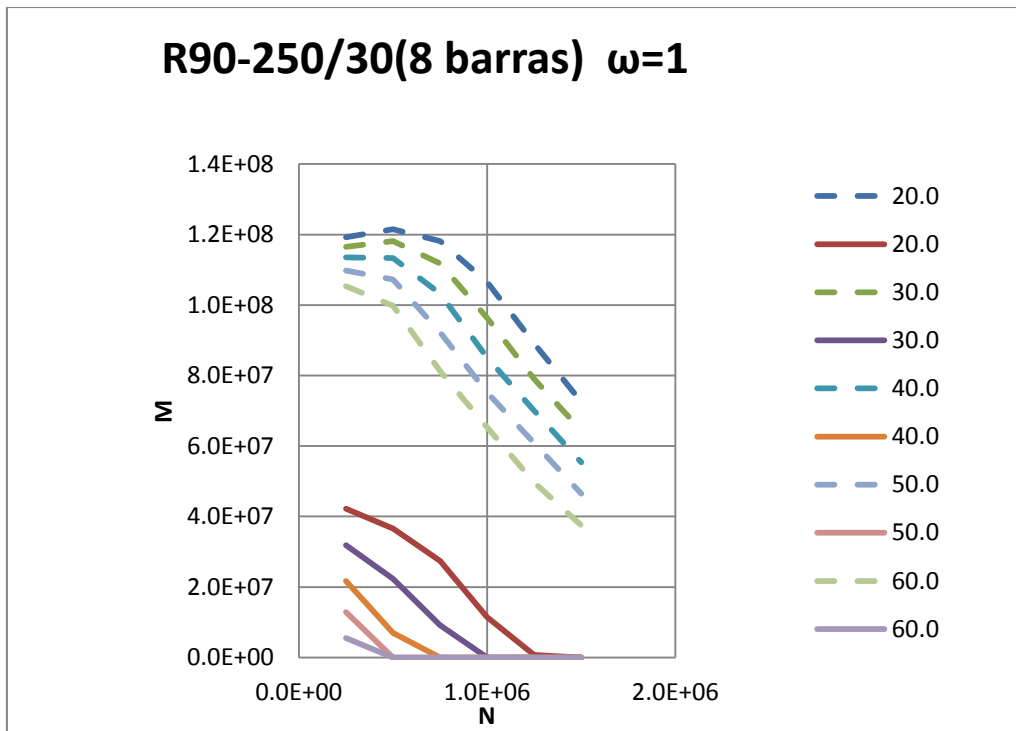


Figura A.148 Diagrama de interacción R90-250/30 (8 barras) $\omega=1$

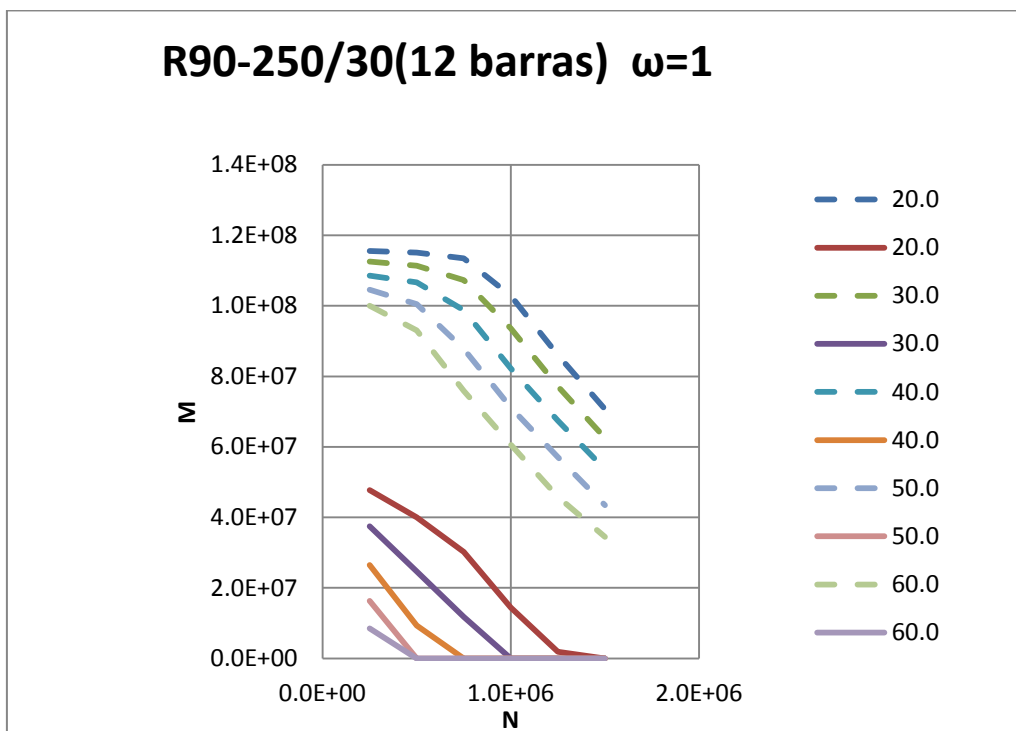


Figura A.149 Diagrama de interacción R90-250/30 (12 barras) $\omega=1$

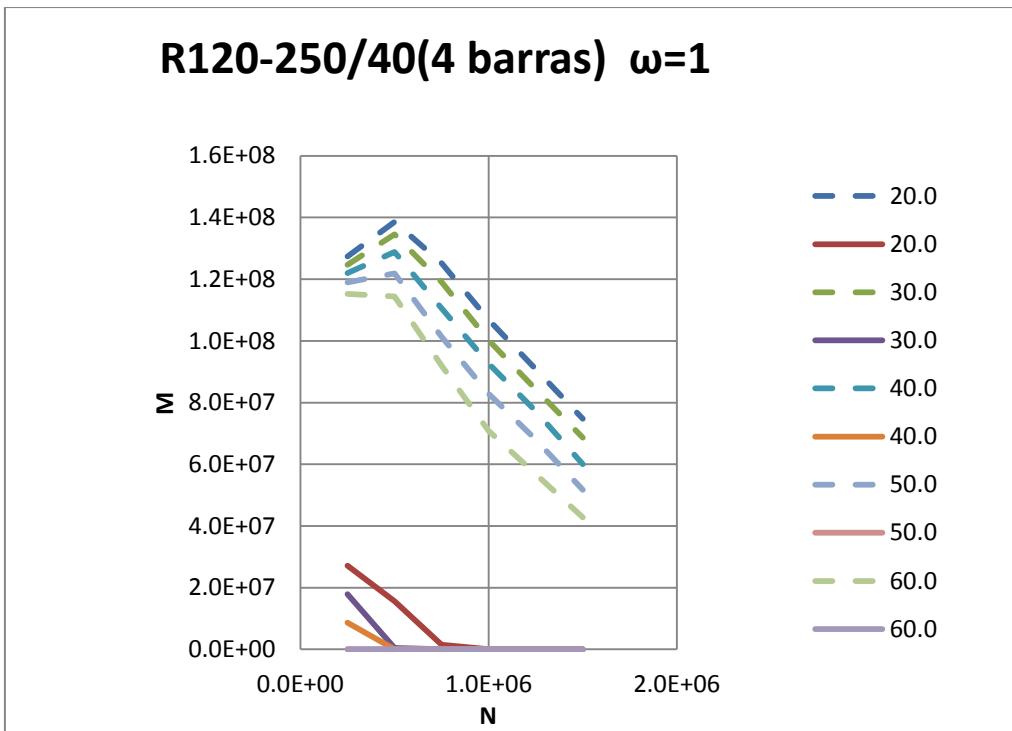


Figura A.150 Diagrama de interacción R120-250/40 (4 barras) $\omega=1$

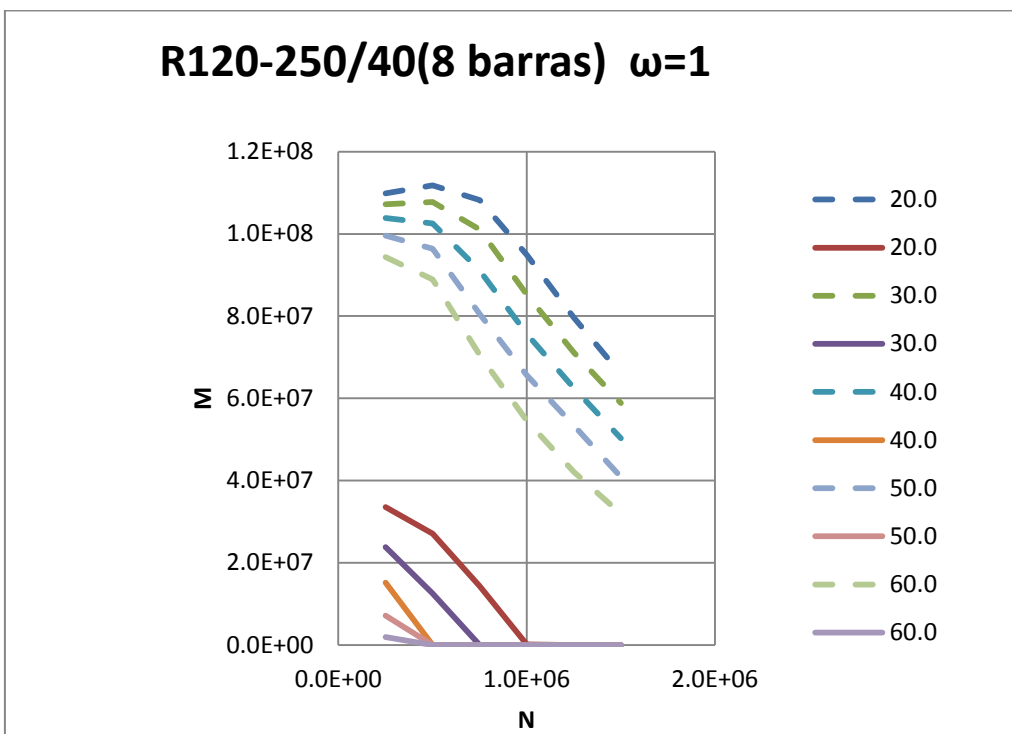


Figura A.151 Diagrama de interacción R120-250/40 (8 barras) $\omega=1$

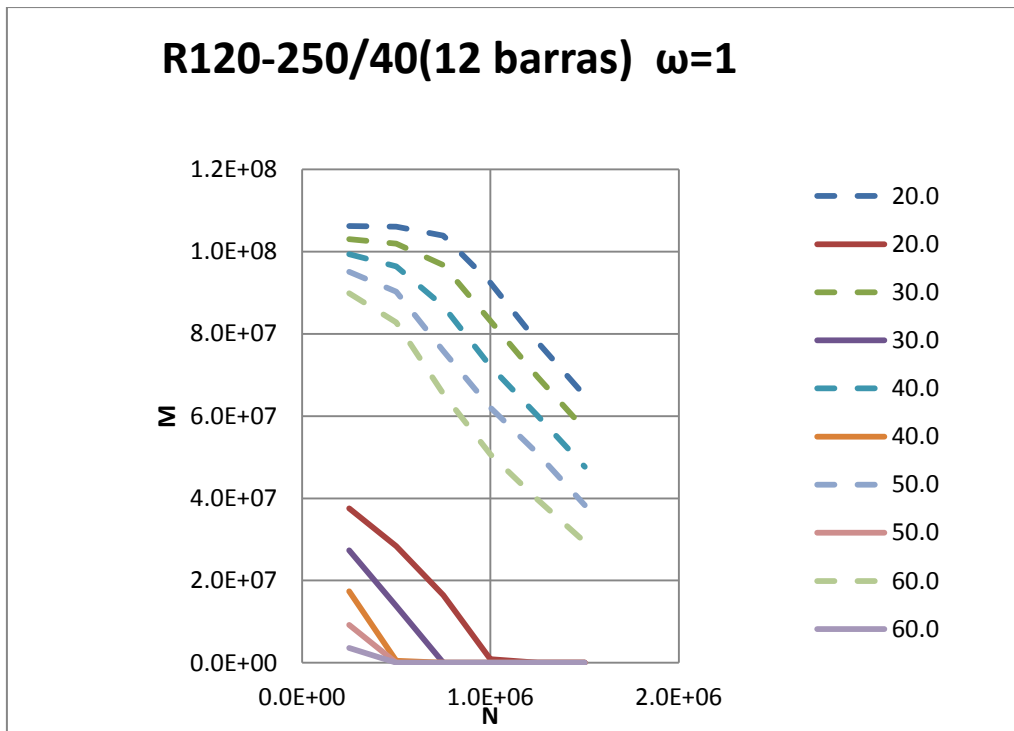


Figura A.152 Diagrama de interacción R120-250/40 (12 barras) $\omega=1$

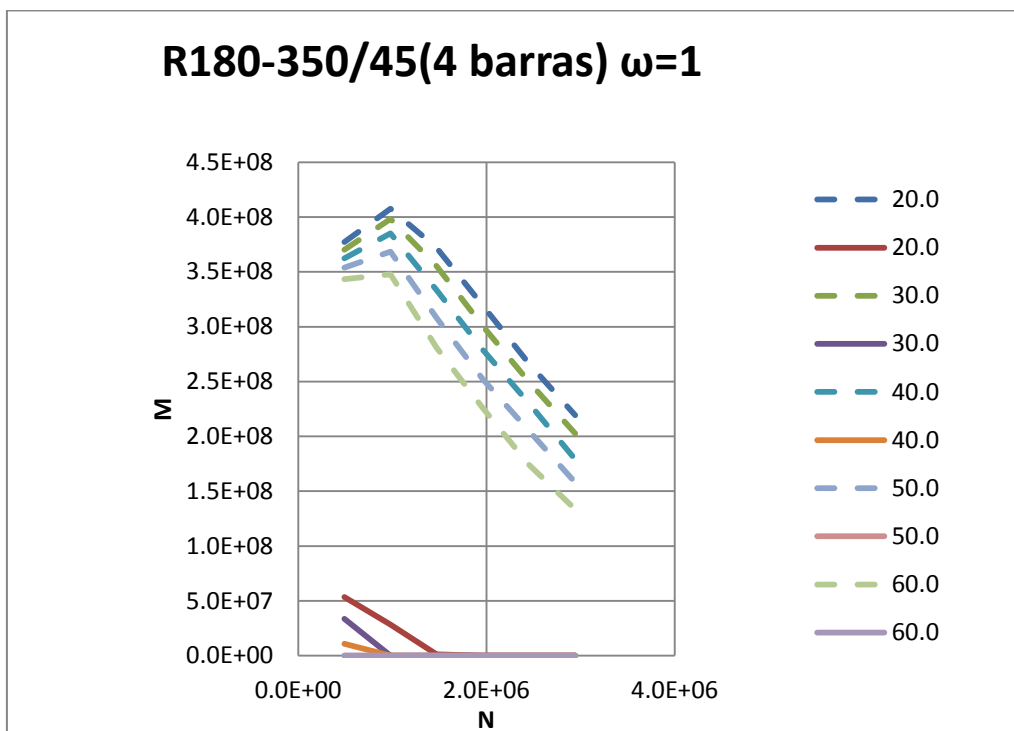


Figura A.153 Diagrama de interacción R180-350/45 (4 barras) $\omega=1$

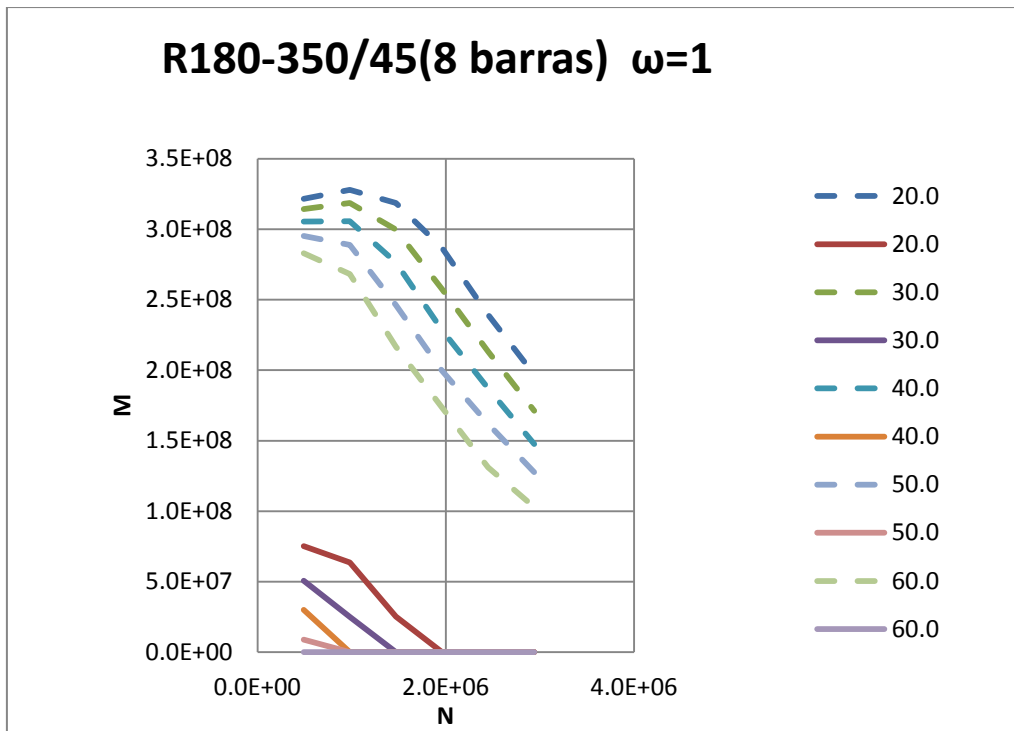


Figura A.154 Diagrama de interacción R180-350/45 (8 barras) $\omega=1$

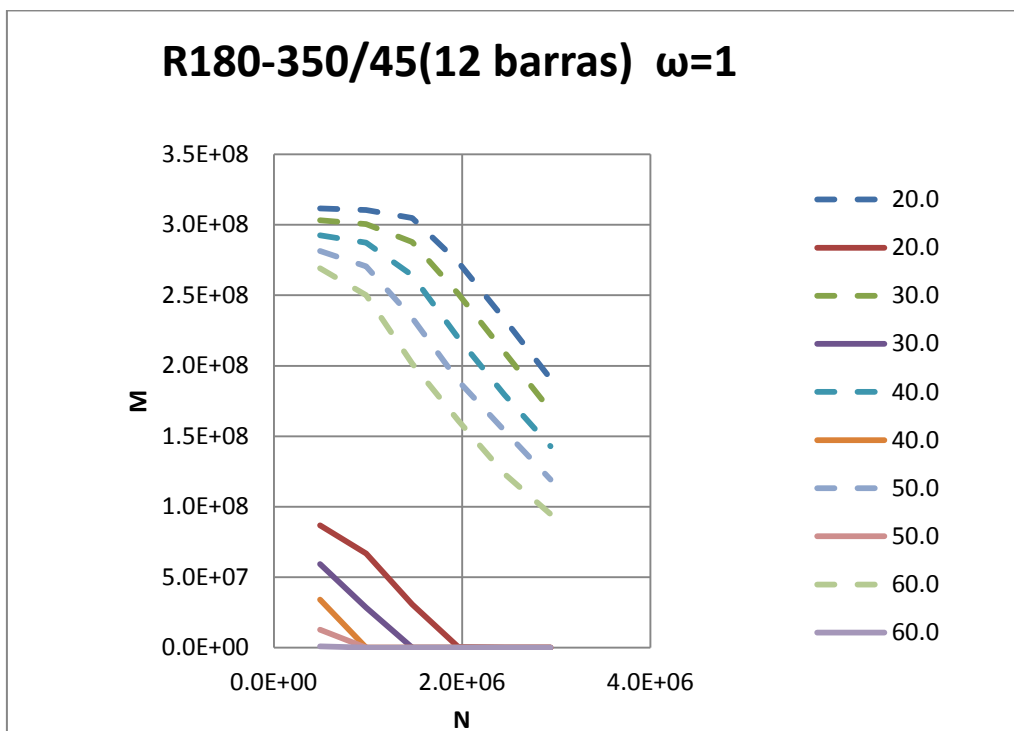


Figura A.155 Diagrama de interacción R180-350/45 (12 barras) $\omega=1$

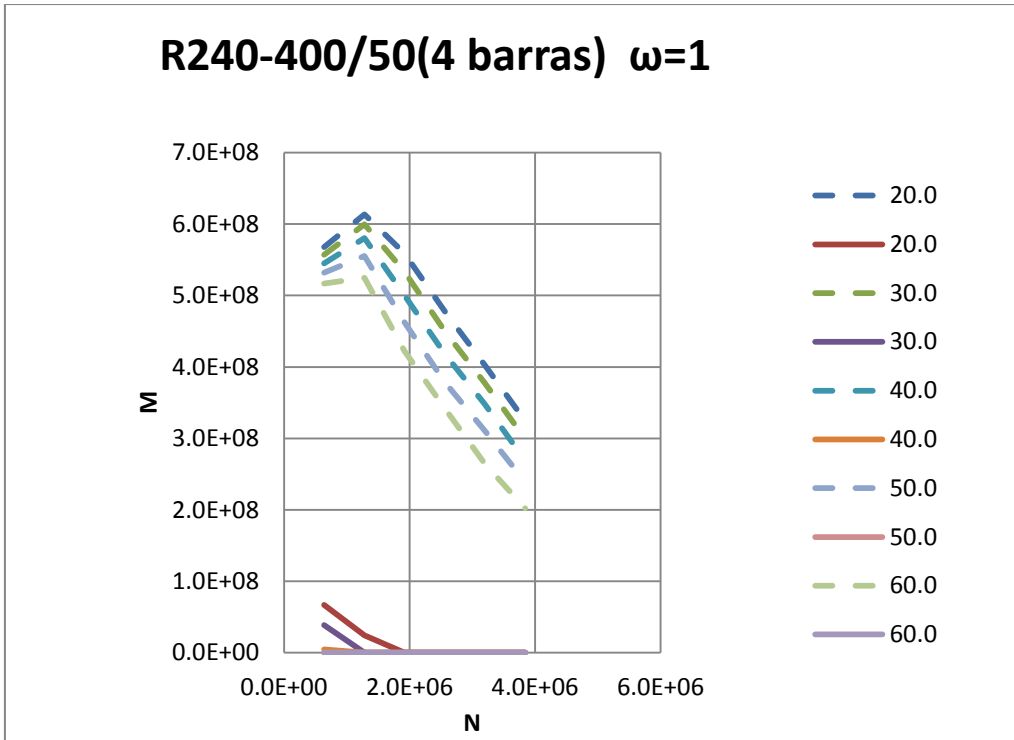


Figura A.156 Diagrama de interacción R240-400/50 (4 barras) $\omega=1$

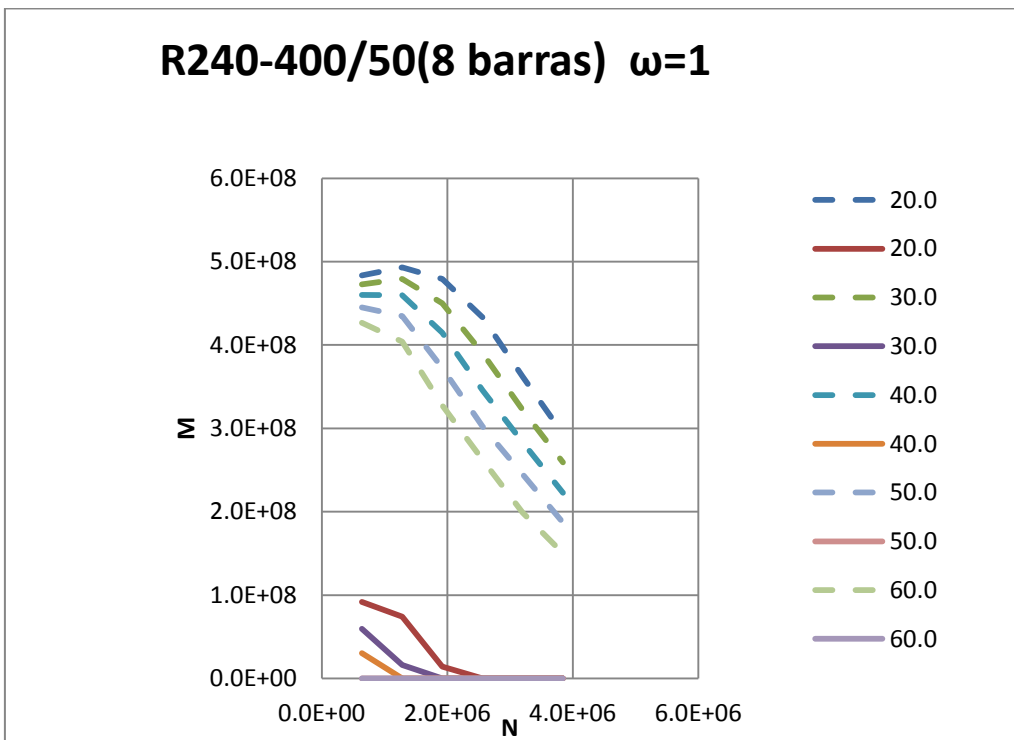


Figura A.157 Diagrama de interacción R240-400/50 (8 barras) $\omega=1$

1.4. ANALISIS DE RESULTADOS MEDODO SIMPLIFICADO EHE

1.4.1. EVOLUCION DEL FACTOR DE CARGA (μ_{fi})

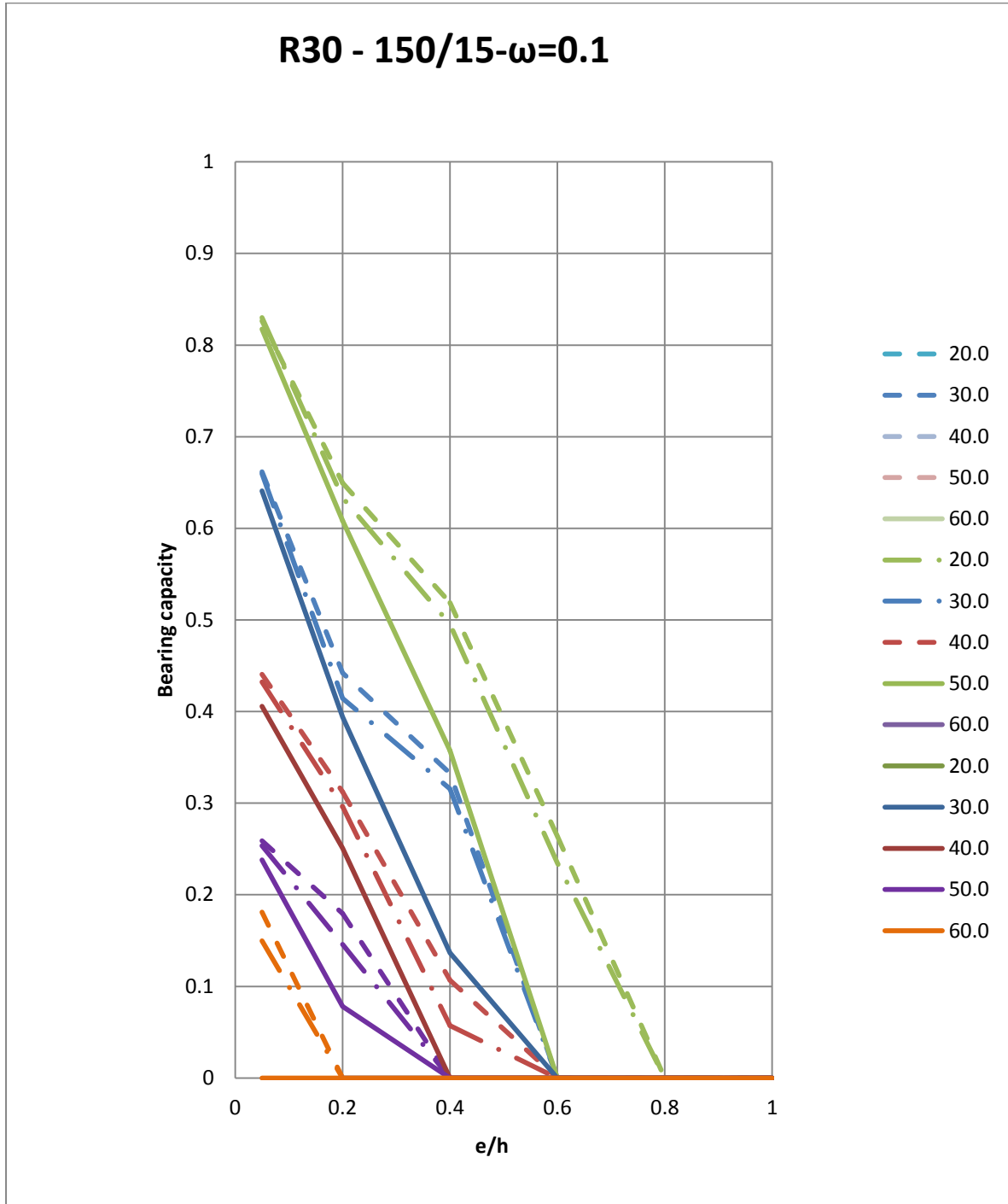


Figura A.158 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R30-150/15 $\omega=0.1$

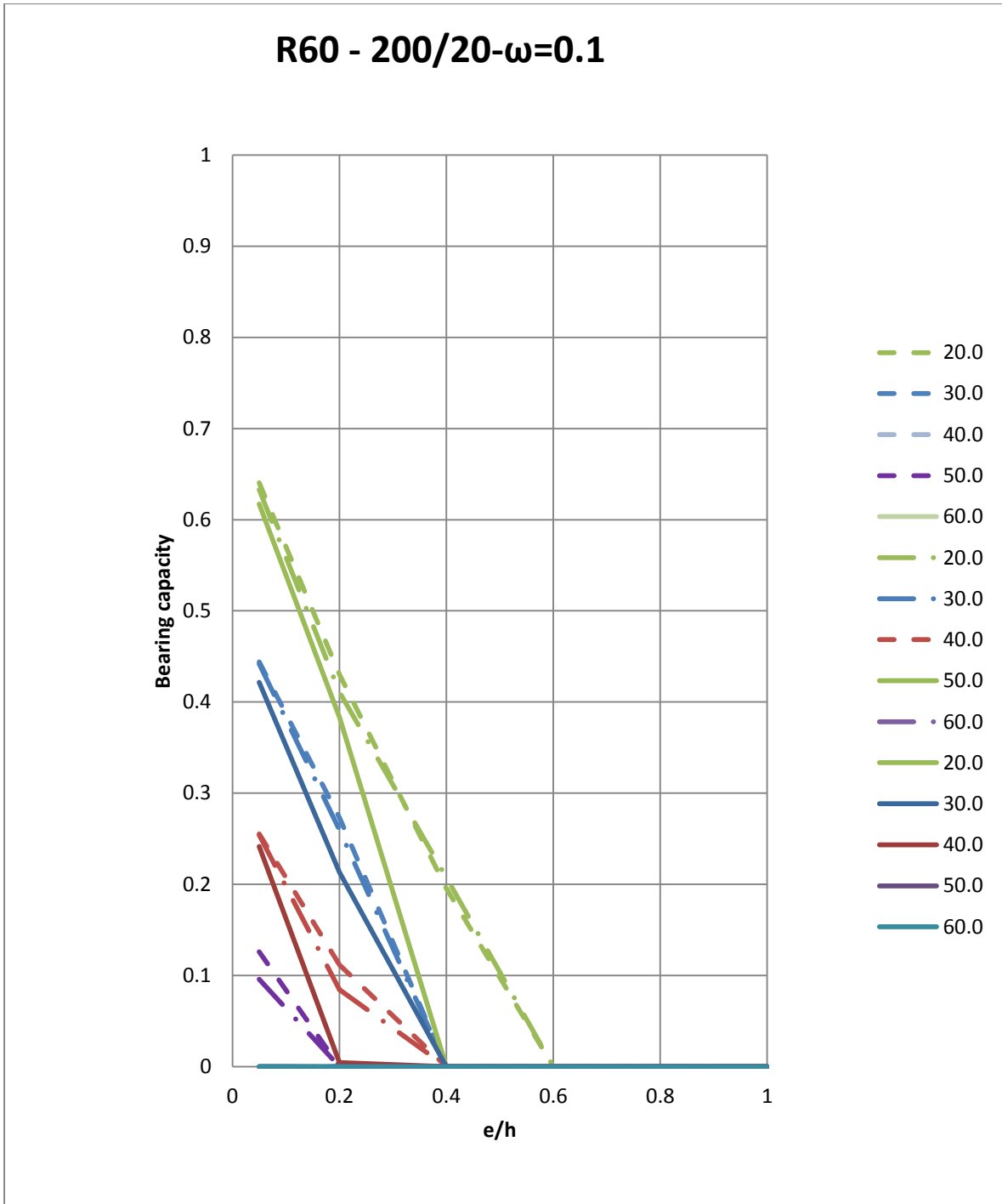


Figura A.159 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R60-200/20 $\omega=0.1$

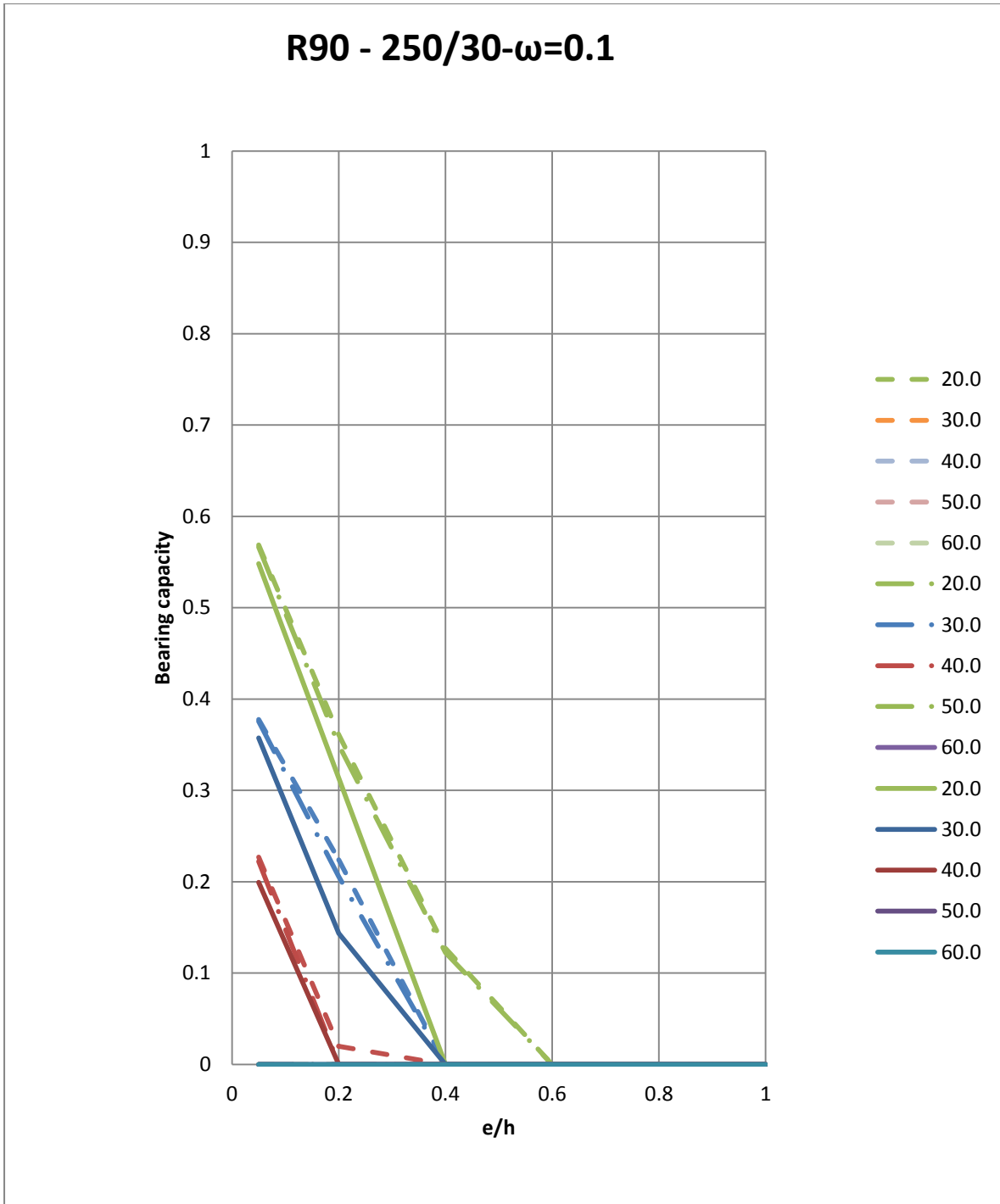


Figura A.160 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R90-250/30 $\omega=0.1$

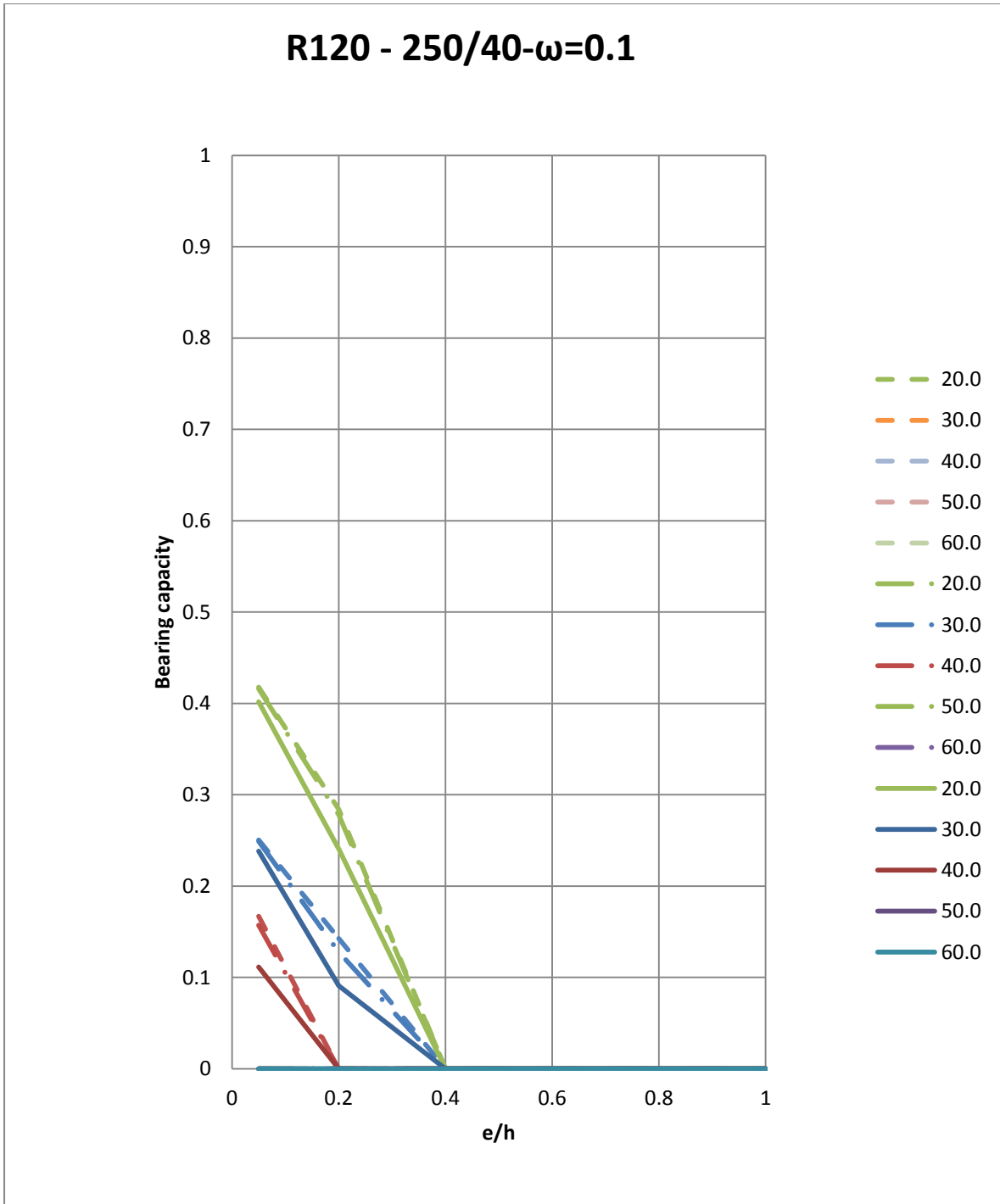


Figura A.161 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R120-250/40 $\omega=0.1$

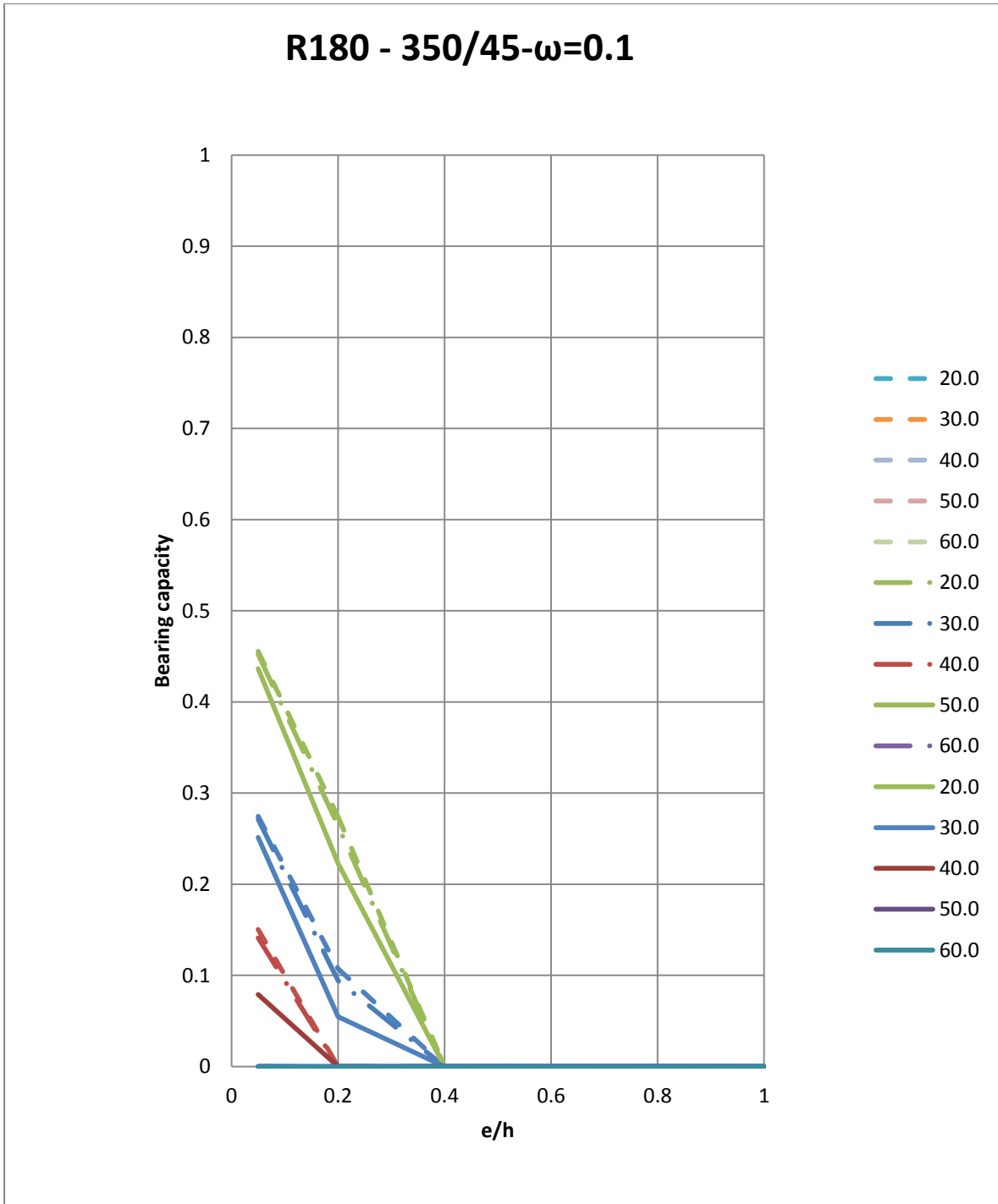


Figura A.162 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R180-350/45 $\omega=0.1$

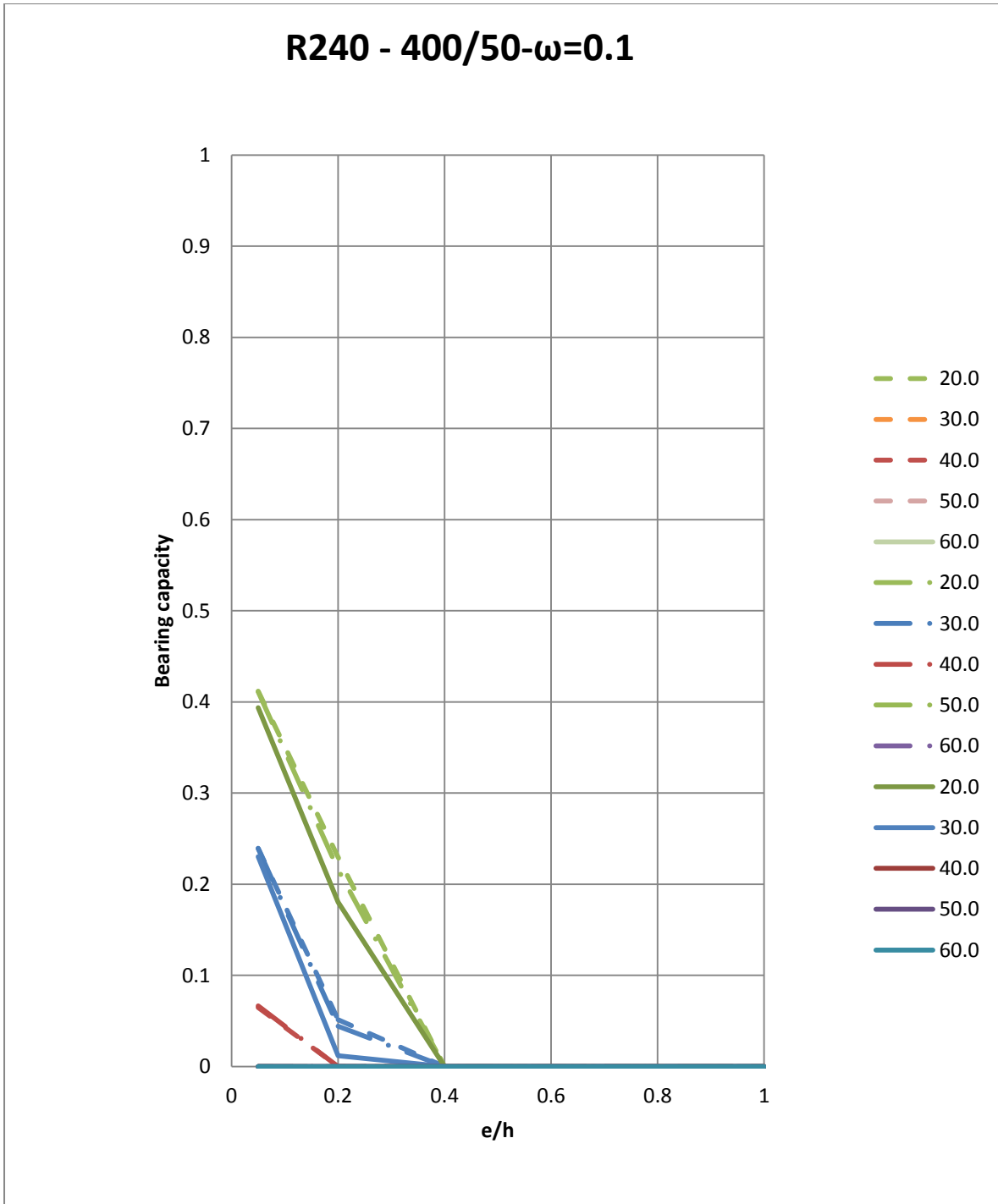


Figura A.163 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R240-400/5 $\omega=0.1$

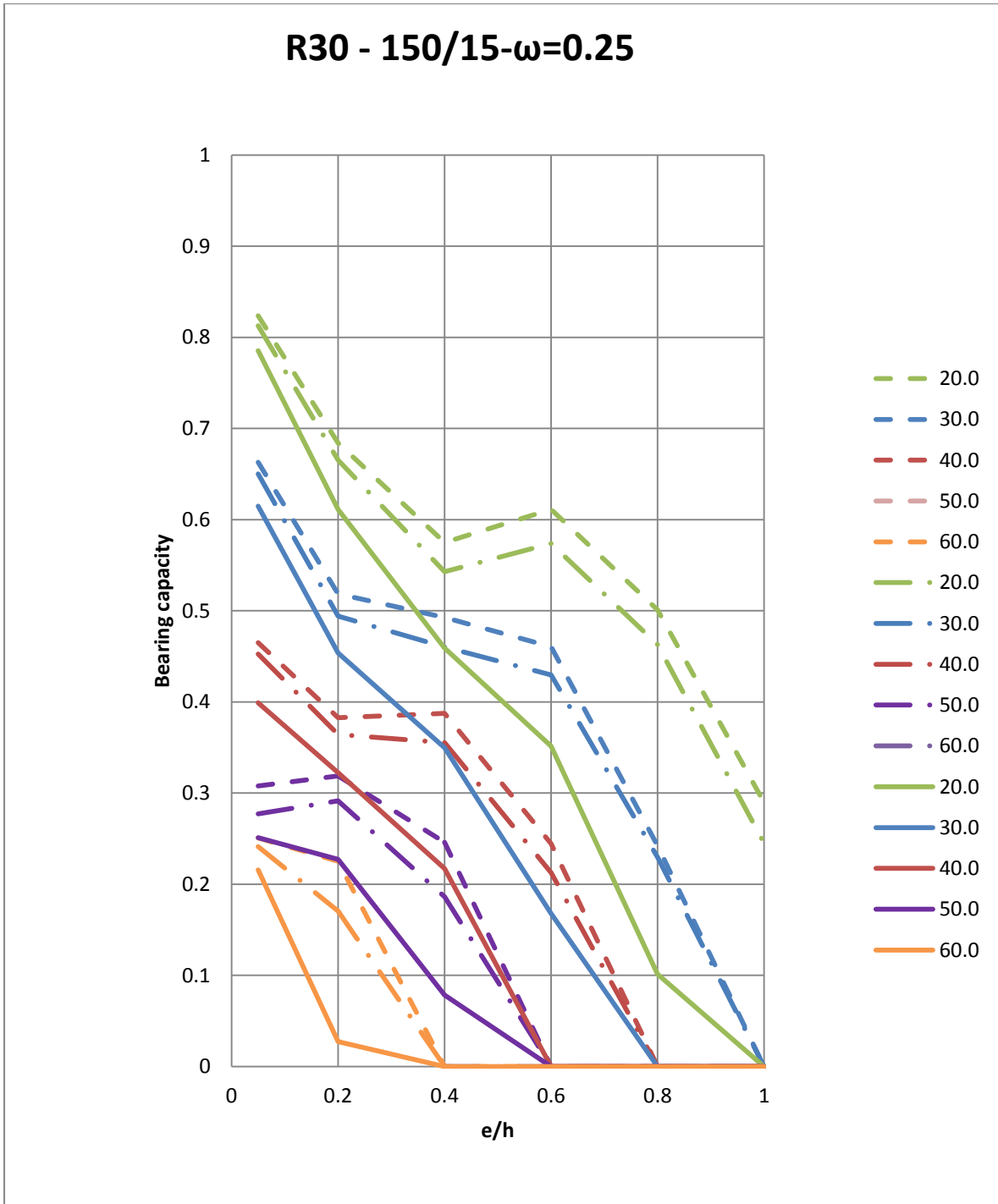


Figura A.164 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R30-150/15 (8 barras) $\omega=0.25$

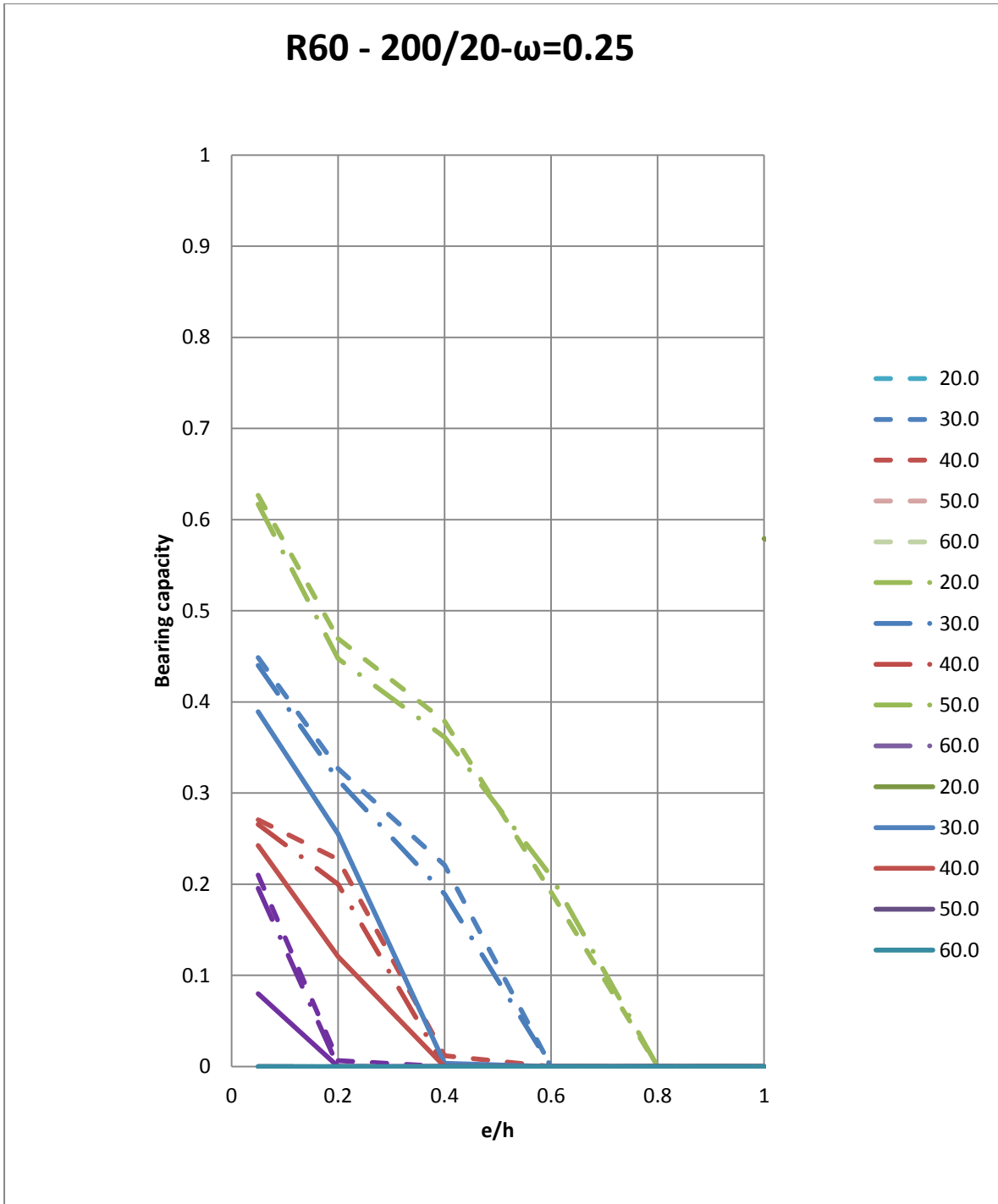


Figura A.165 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R60-200/20 $\omega=0.25$

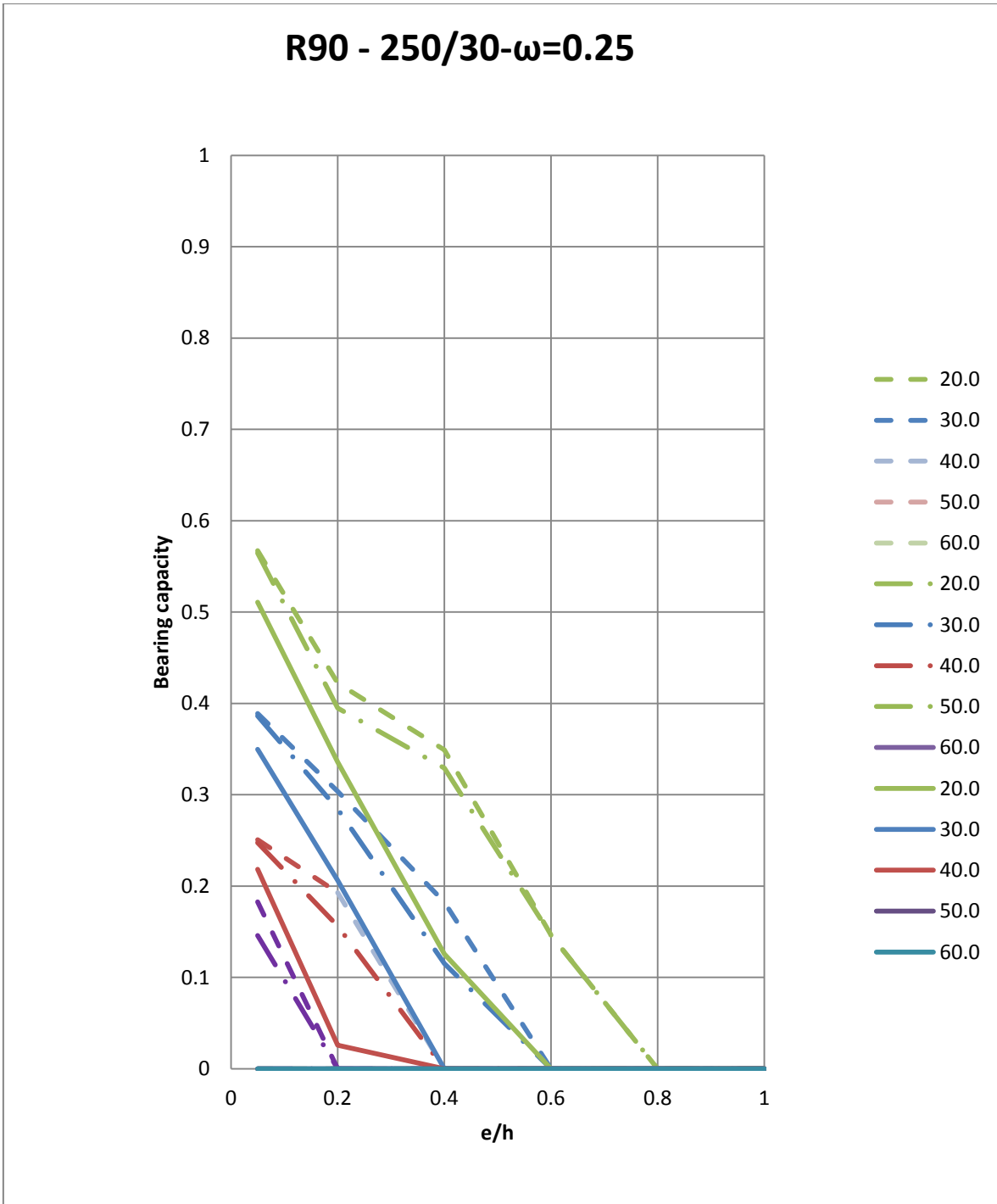


Figura A.166 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R90-250/30 $\omega=0.25$

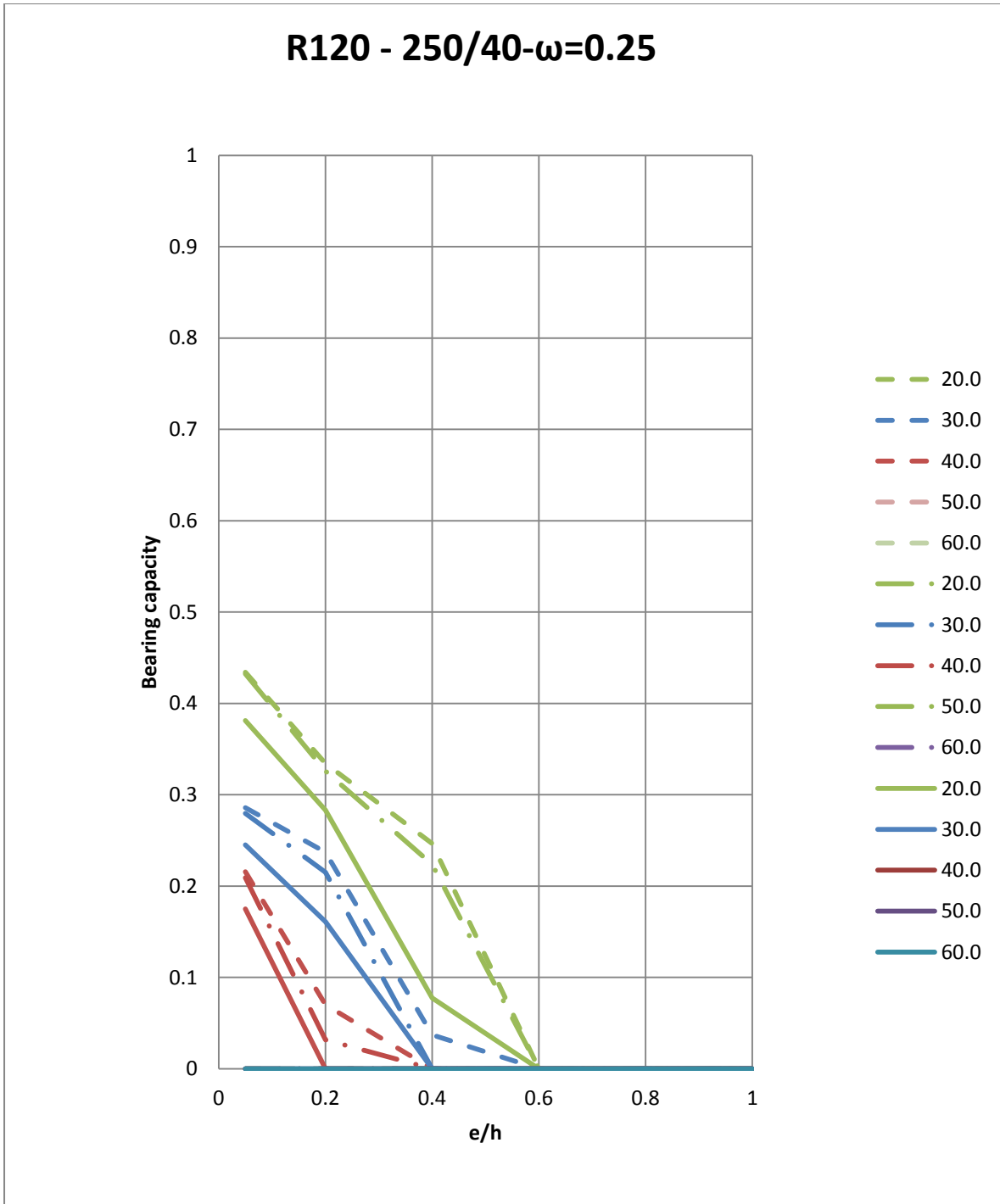


Figura A.167 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R120-250/40 $\omega=0.25$

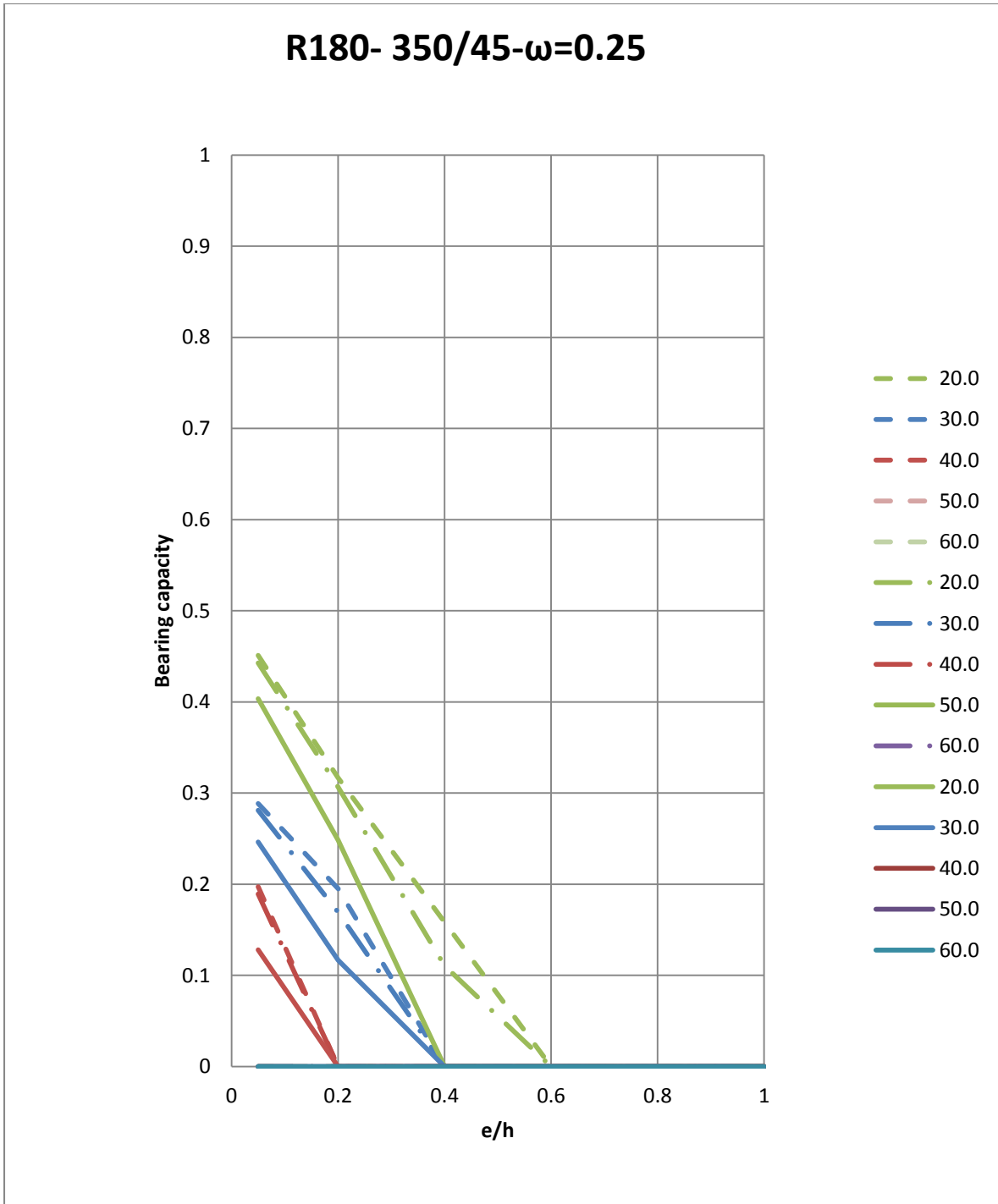


Figura A.168 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R180-350/45 $\omega=0.25$

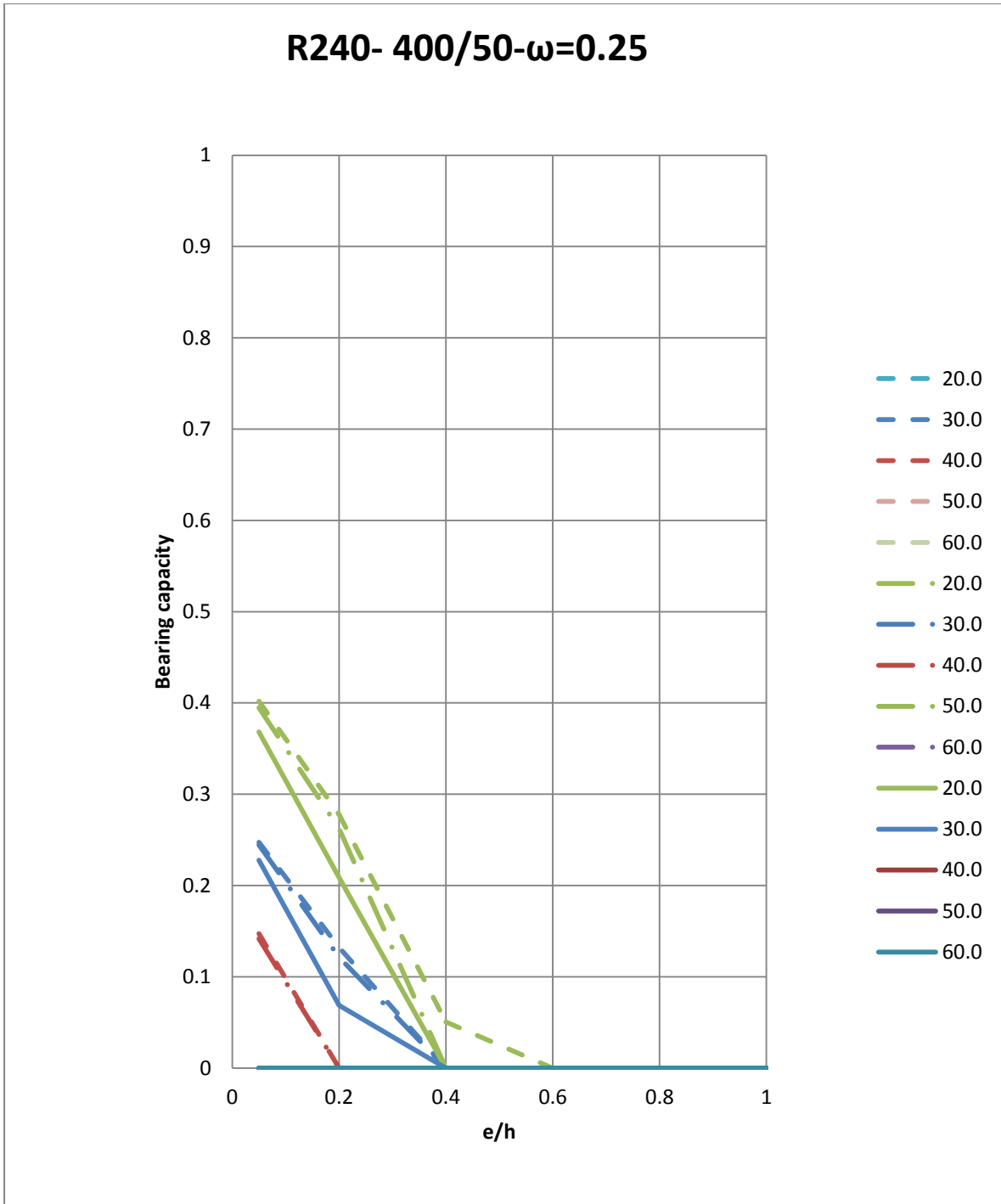


Figura A.169 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R240-400/50 $\omega=0.25$

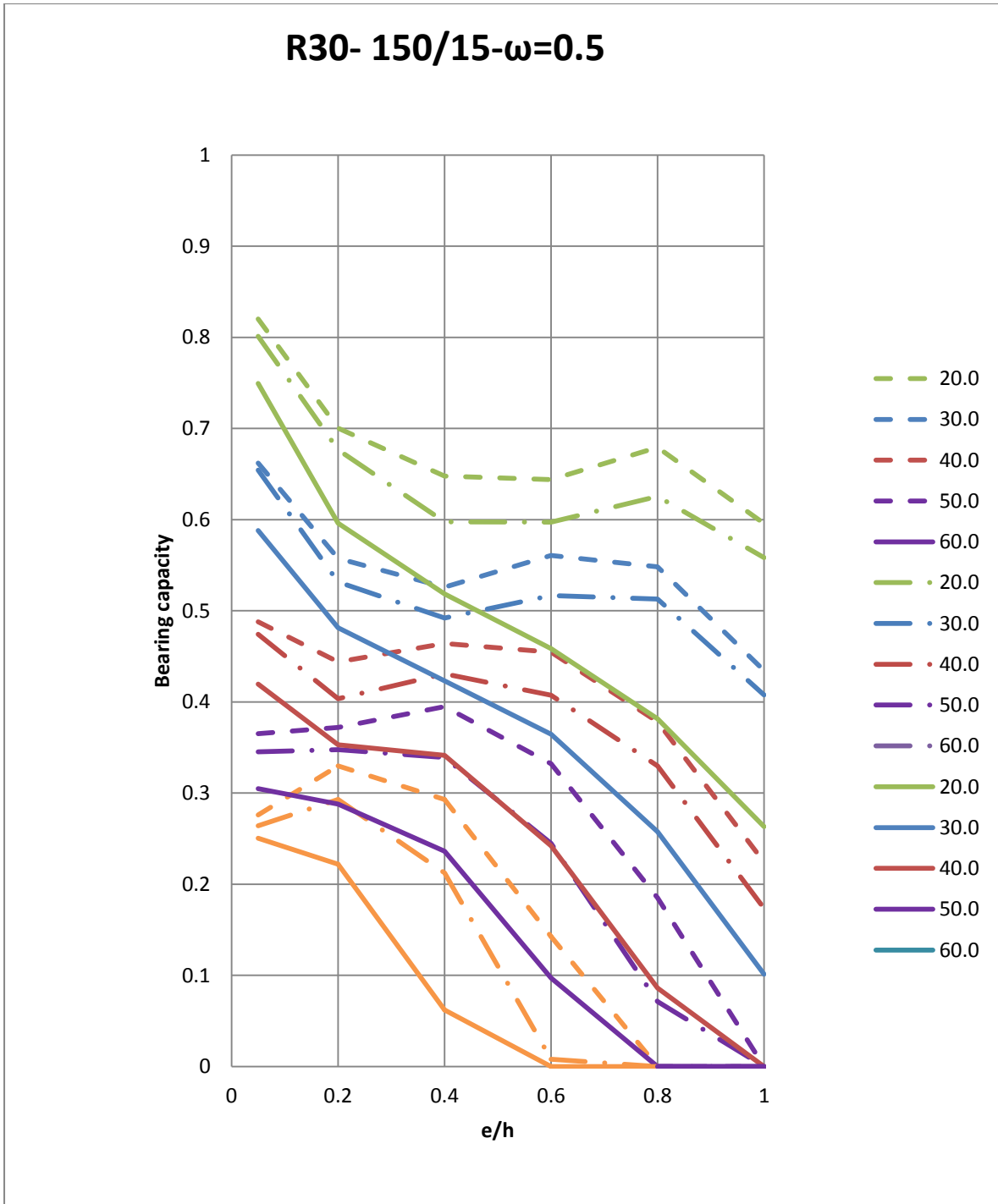


Figura A.170 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R30-150/15 (8 barras) $\omega=0.5$

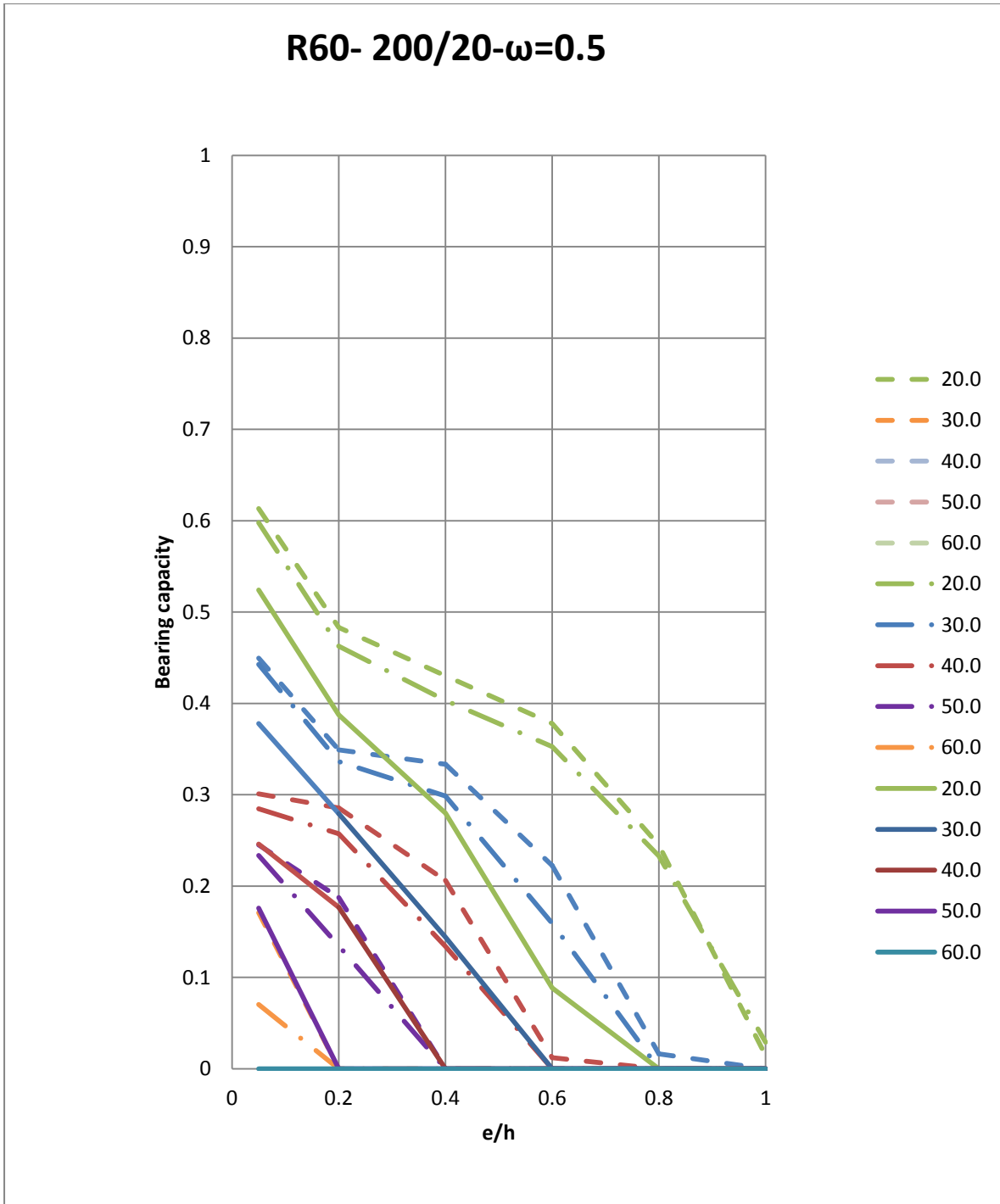


Figura A.171 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R60-200/20 $\omega=0.5$

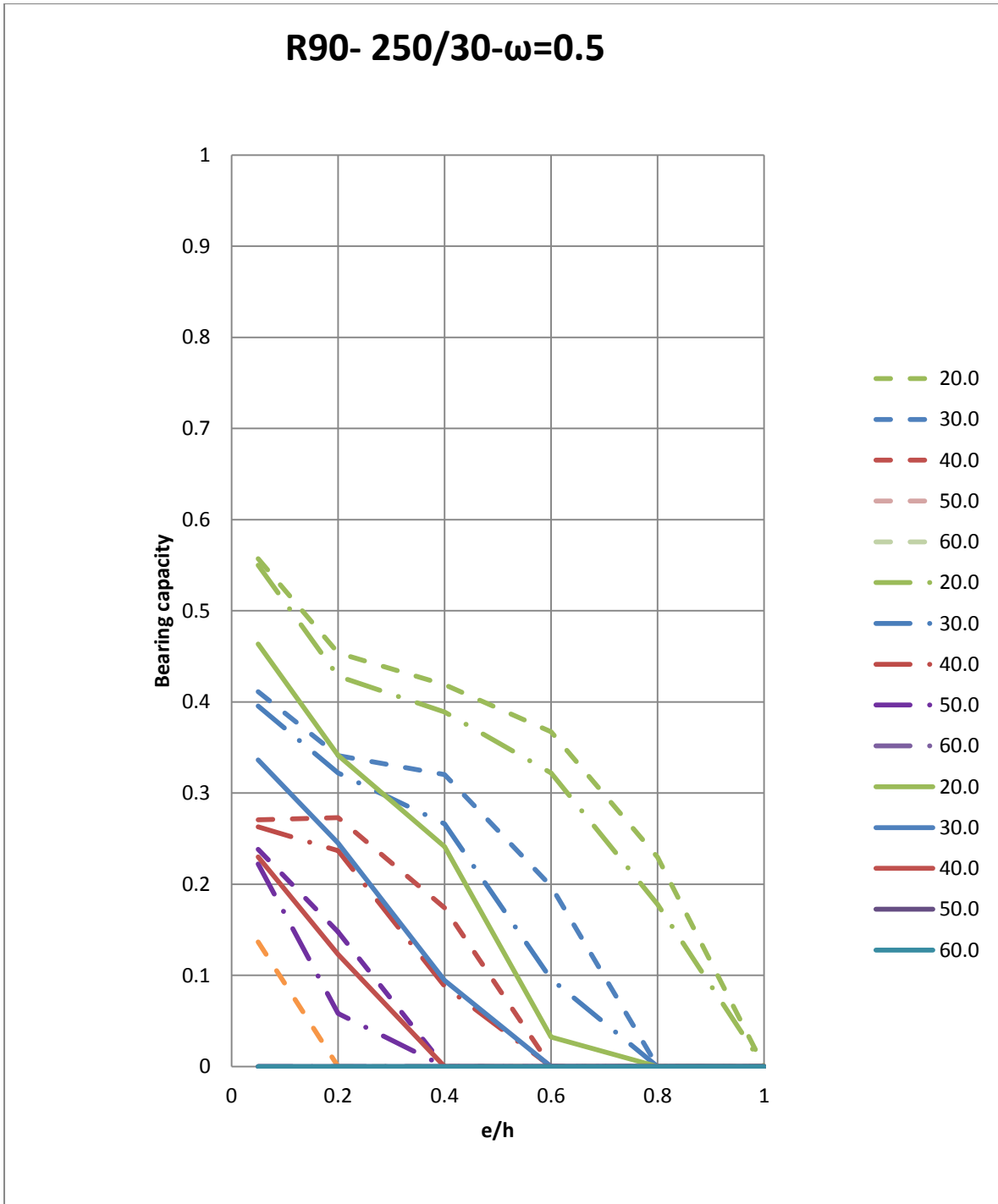


Figura A.172 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R90-250/30 $\omega=0.5$

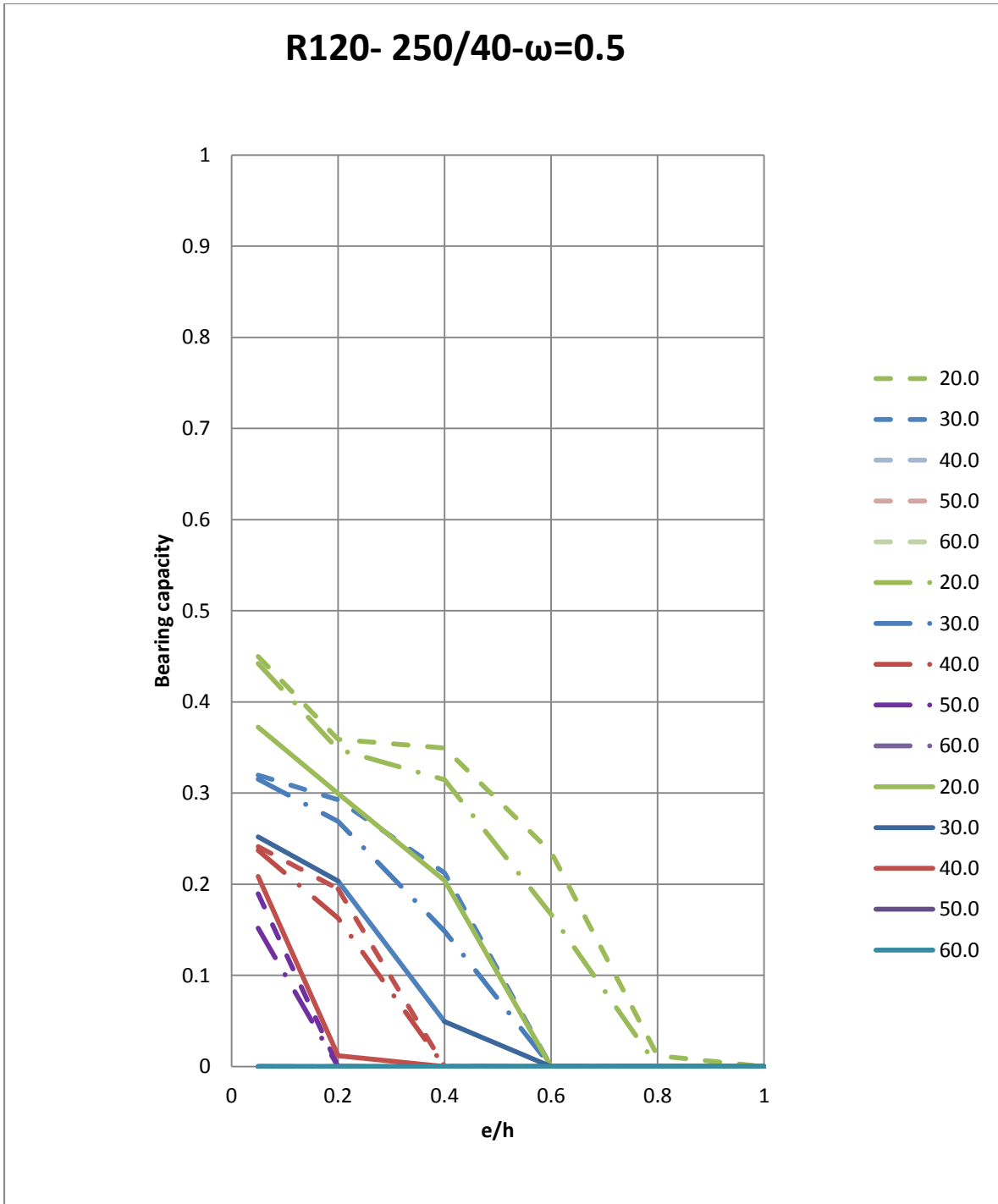


Figura A.173 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R120-250/40 $\omega=0.5$

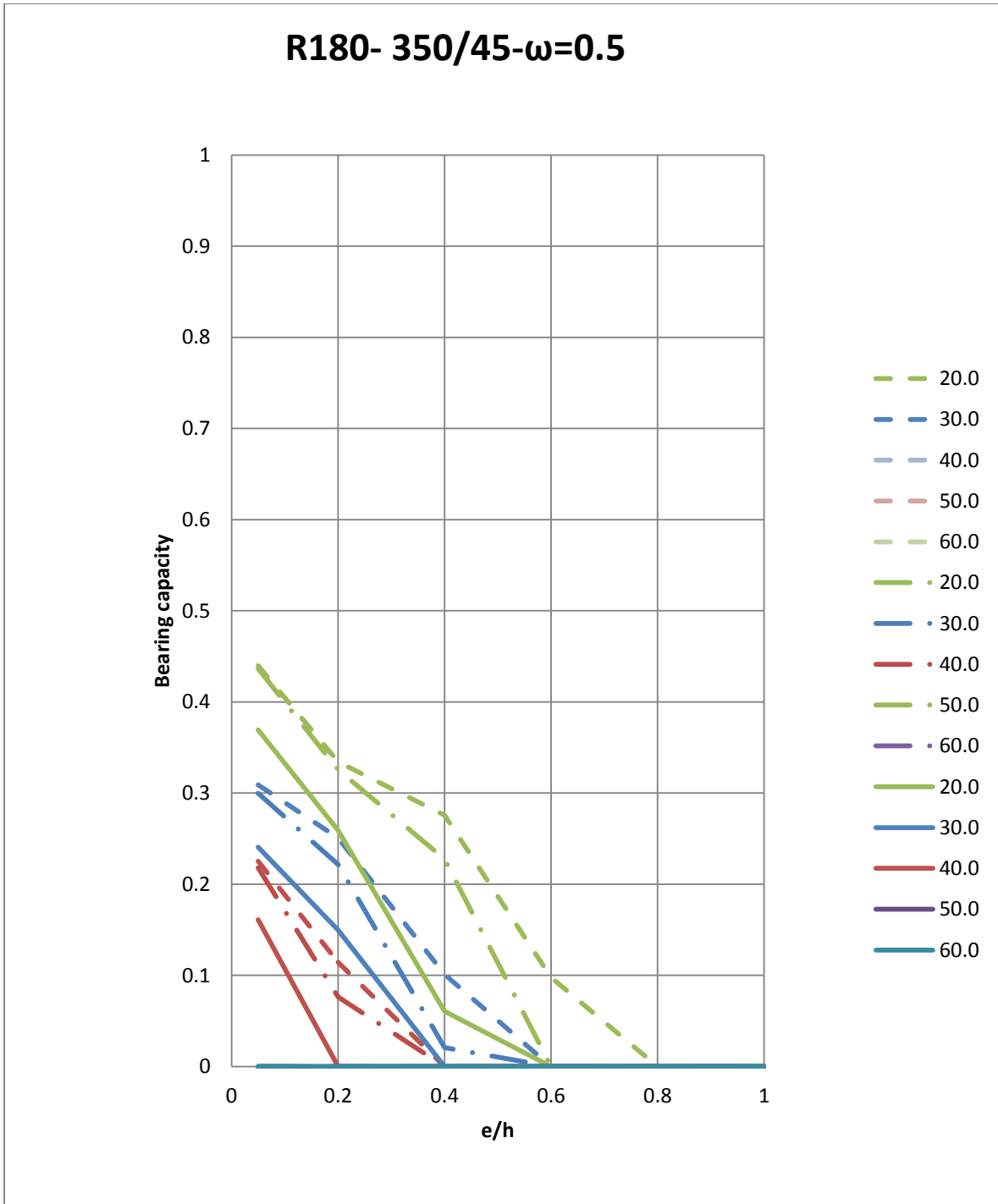


Figura A.174 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R180-350/45 $\omega=0.5$

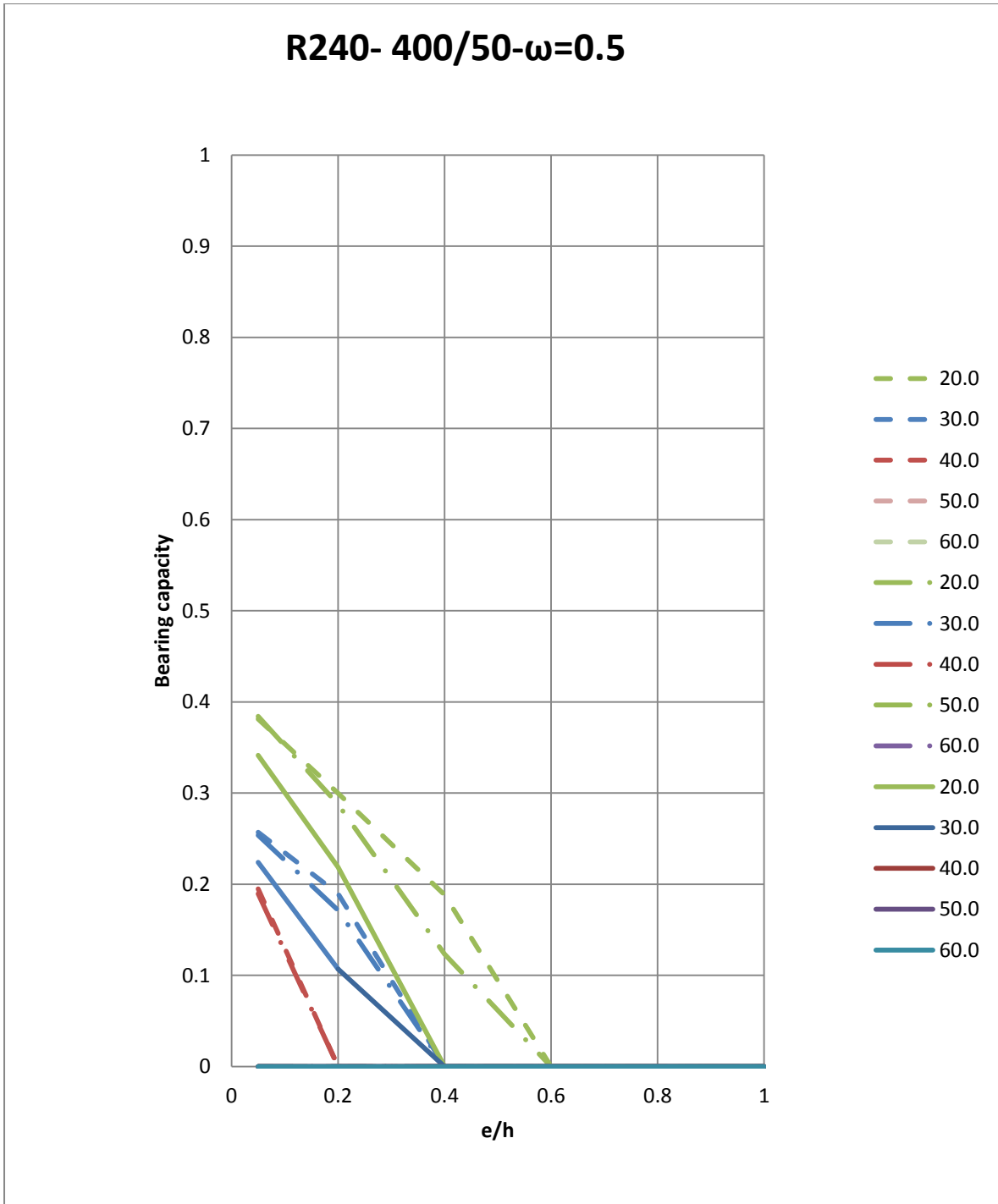


Figura A.175 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R240-400/50 $\omega=0.5$

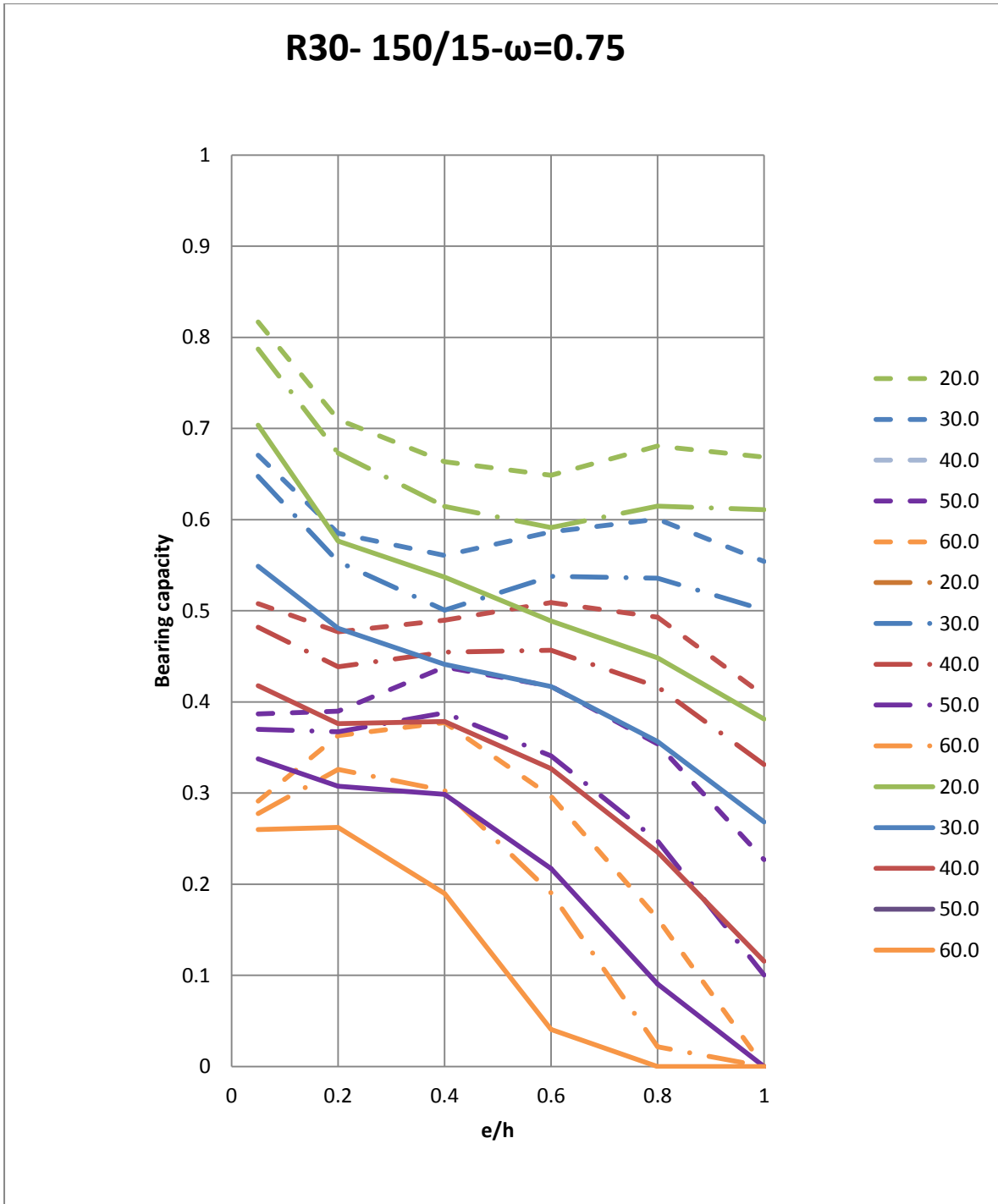


Figura A.176 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R30-150/15 $\omega=0.75$

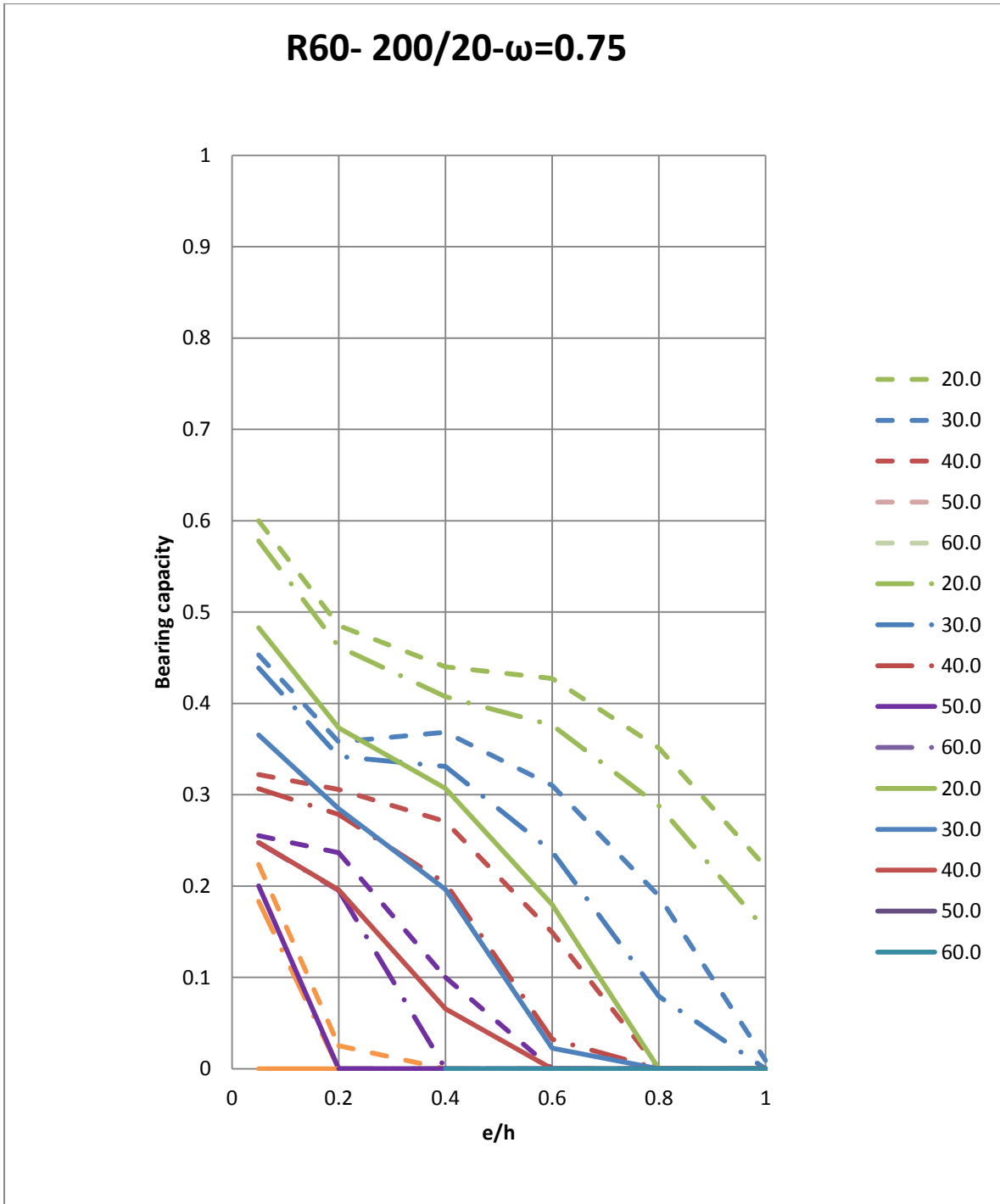


Figura A.177 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R60-200/20 $\omega=0.75$

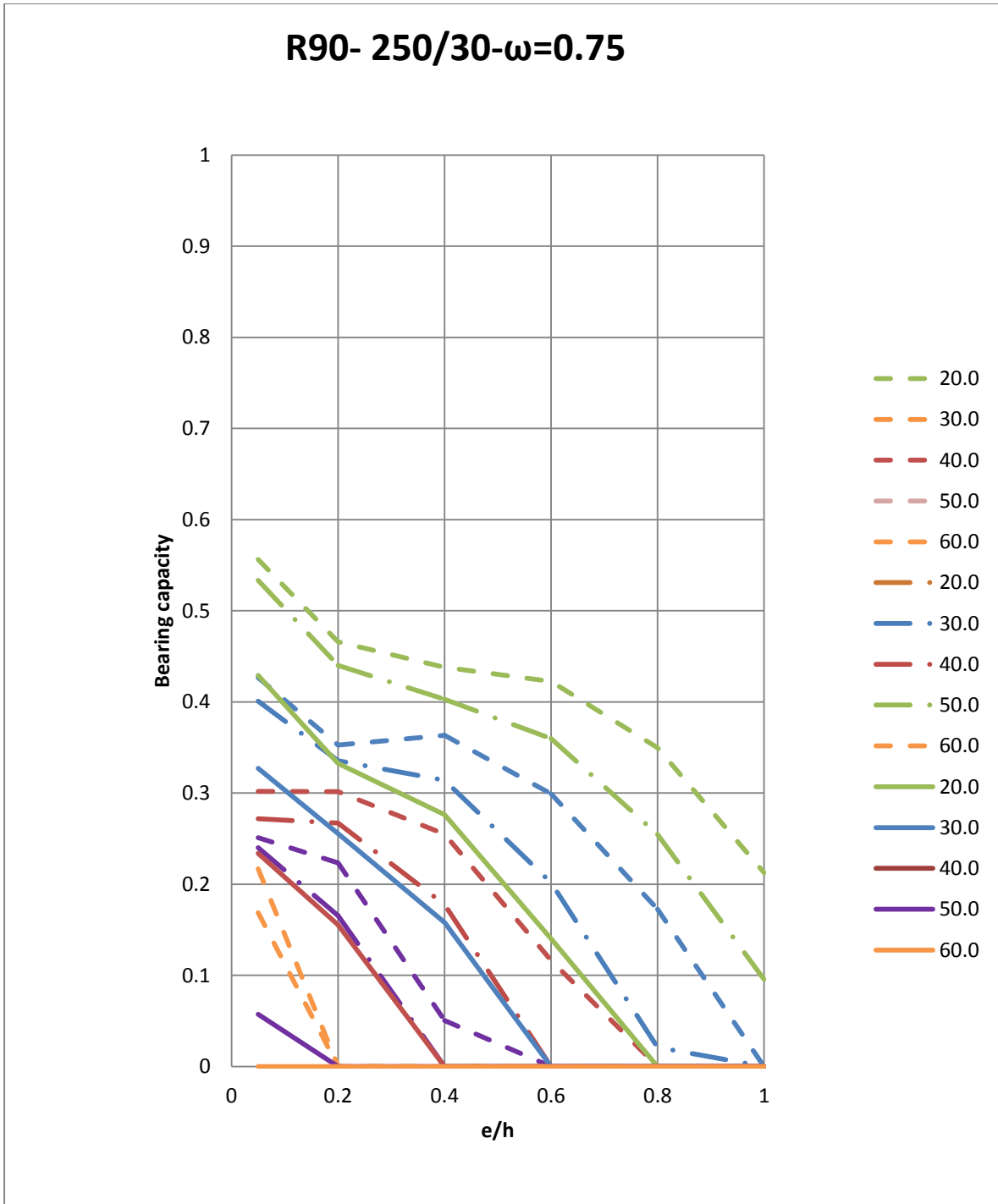


Figura A.178 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R90-250/30 $\omega=0.75$

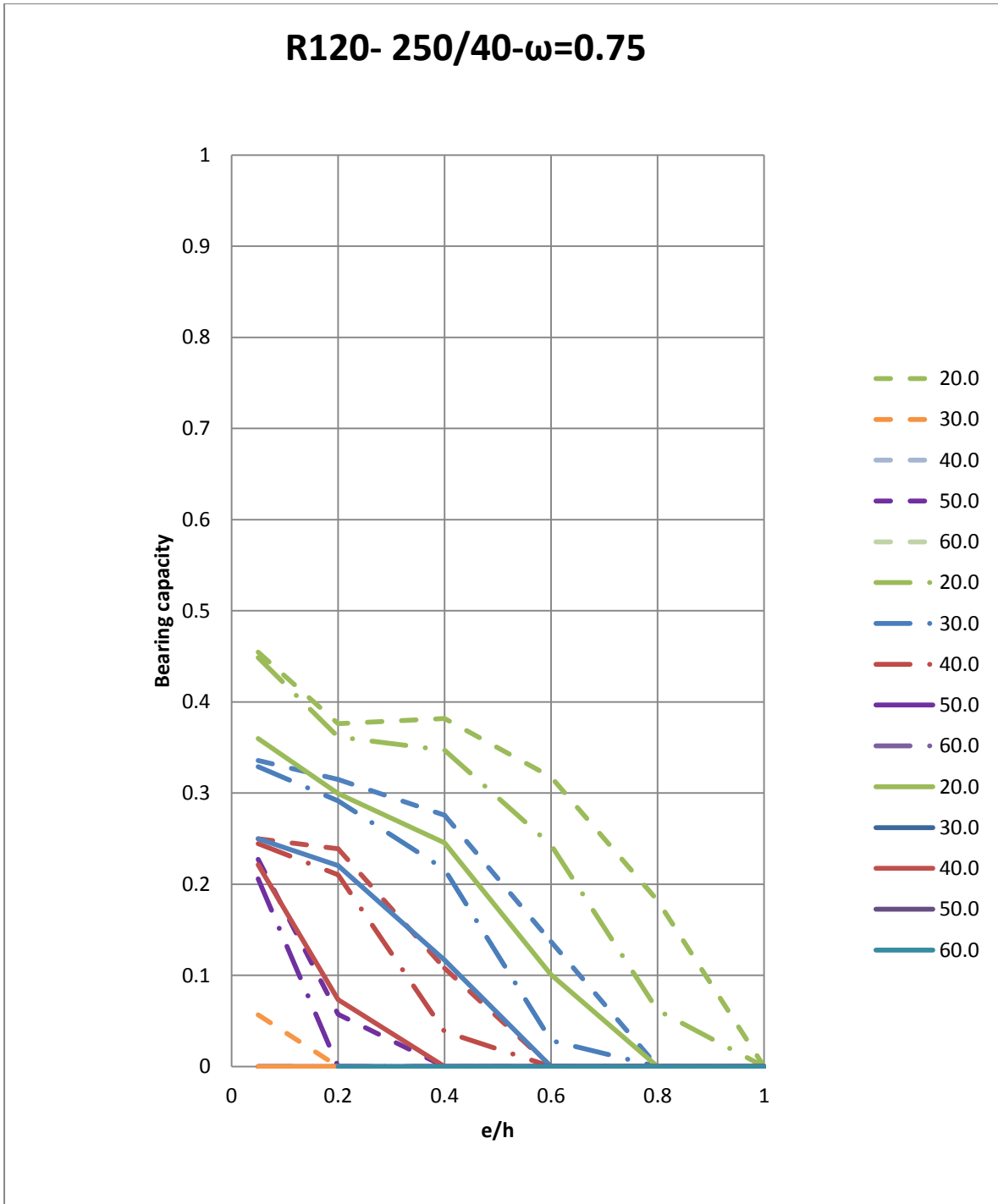


Figura A.179 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R120-250/40 $\omega=0.75$

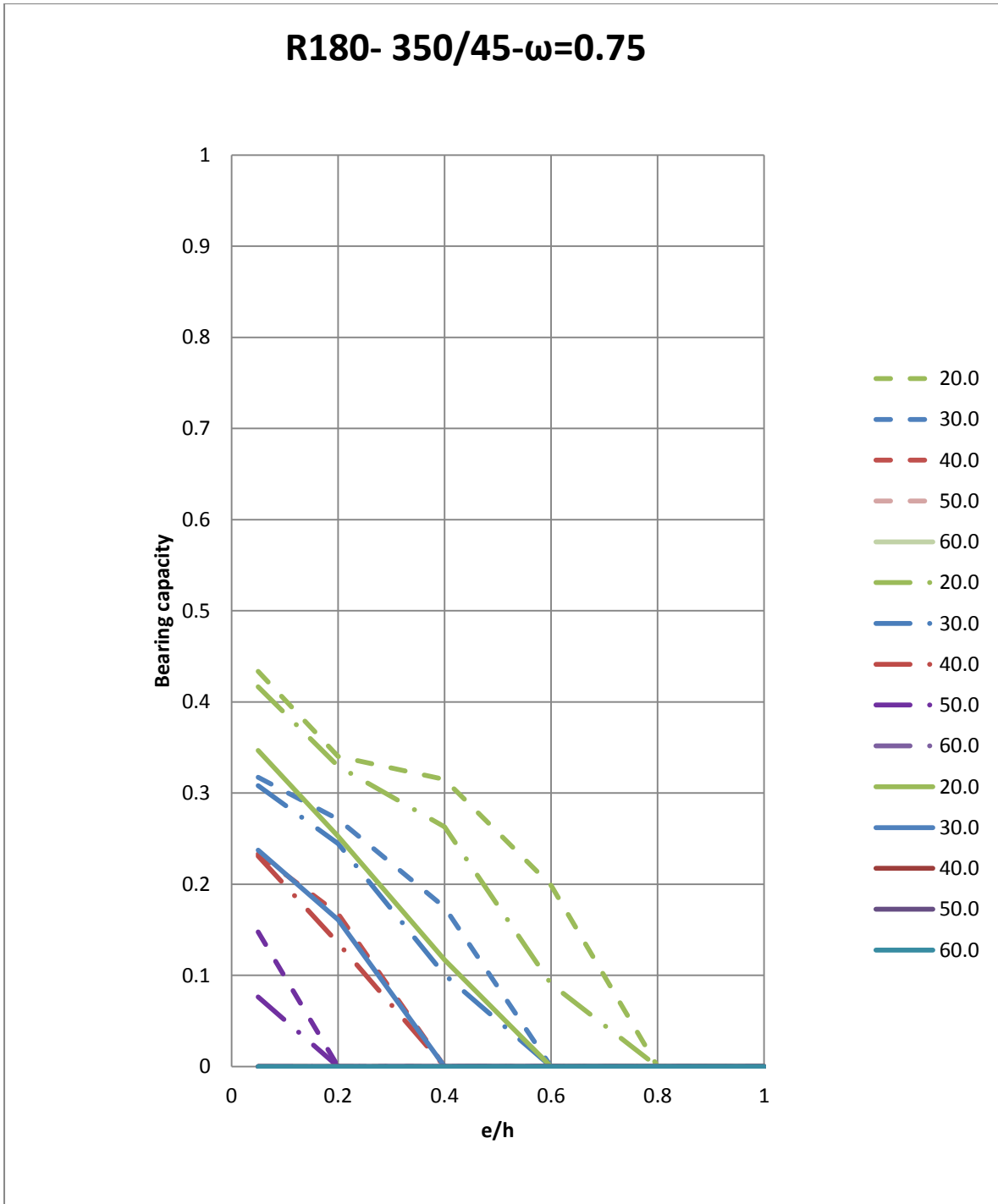


Figura A.180 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R180-350/45 $\omega=0.75$

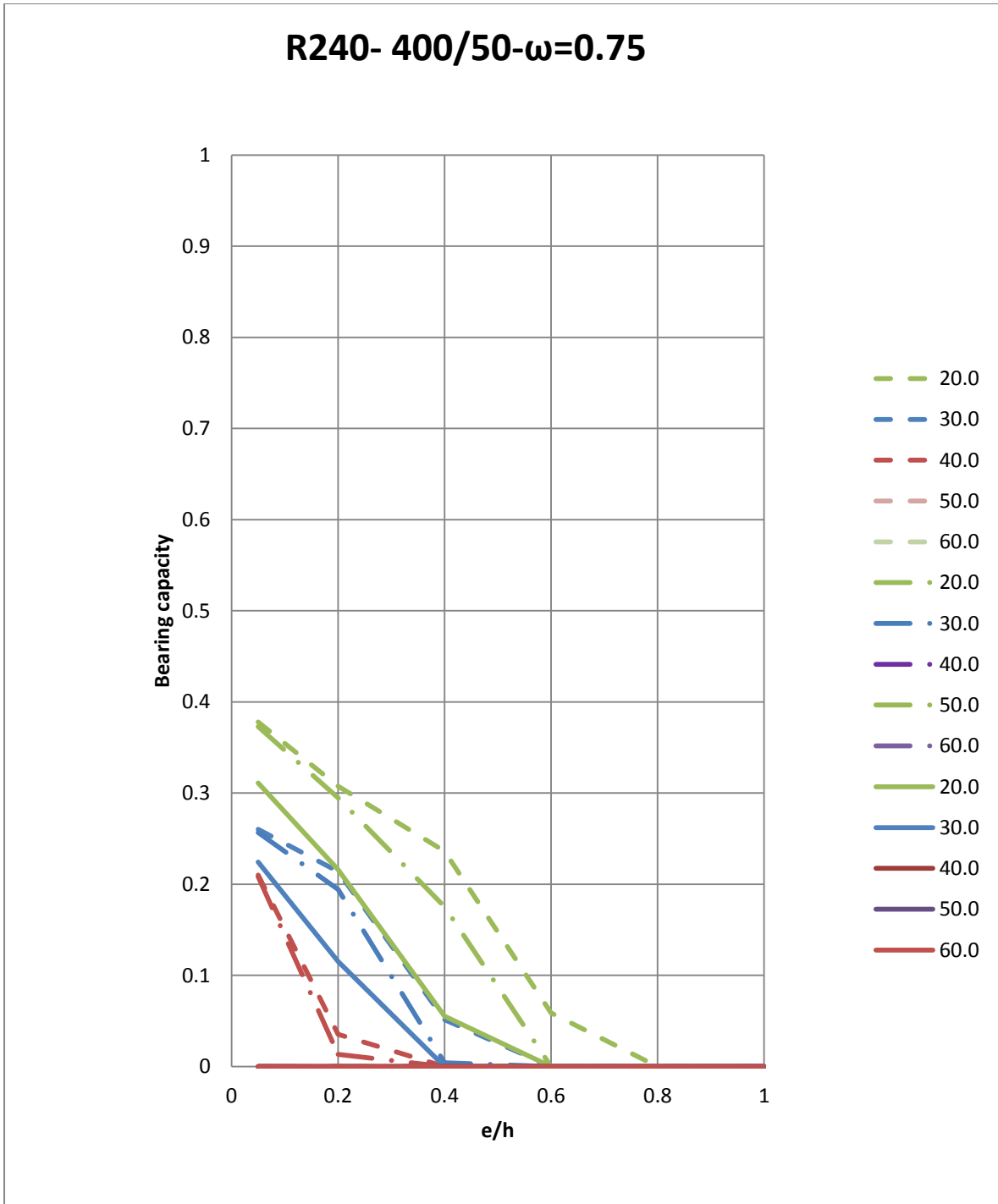


Figura A.181 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R240-400/50 $\omega=0.75$

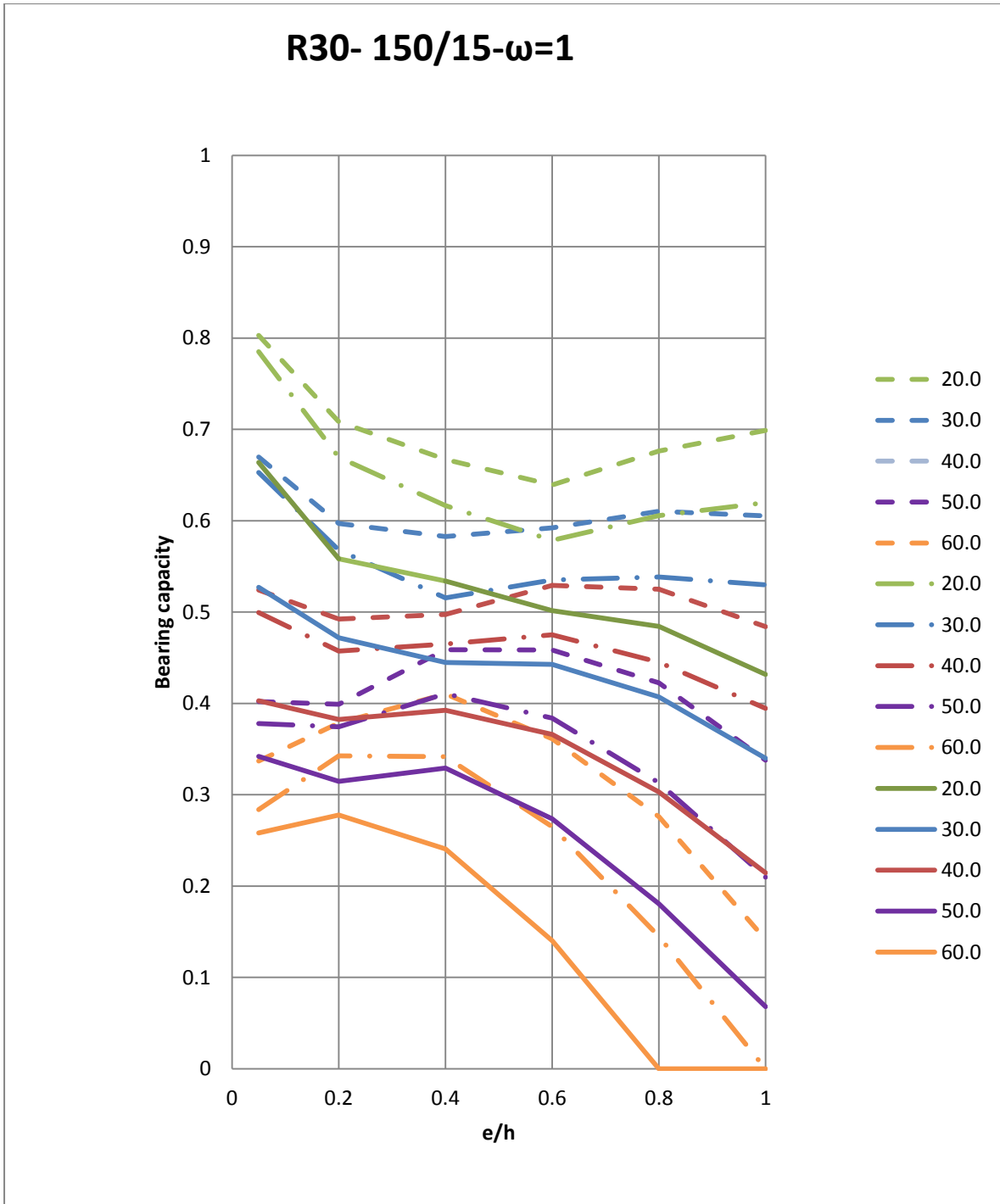


Figura A.182 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R30-150/15 $\omega=1$

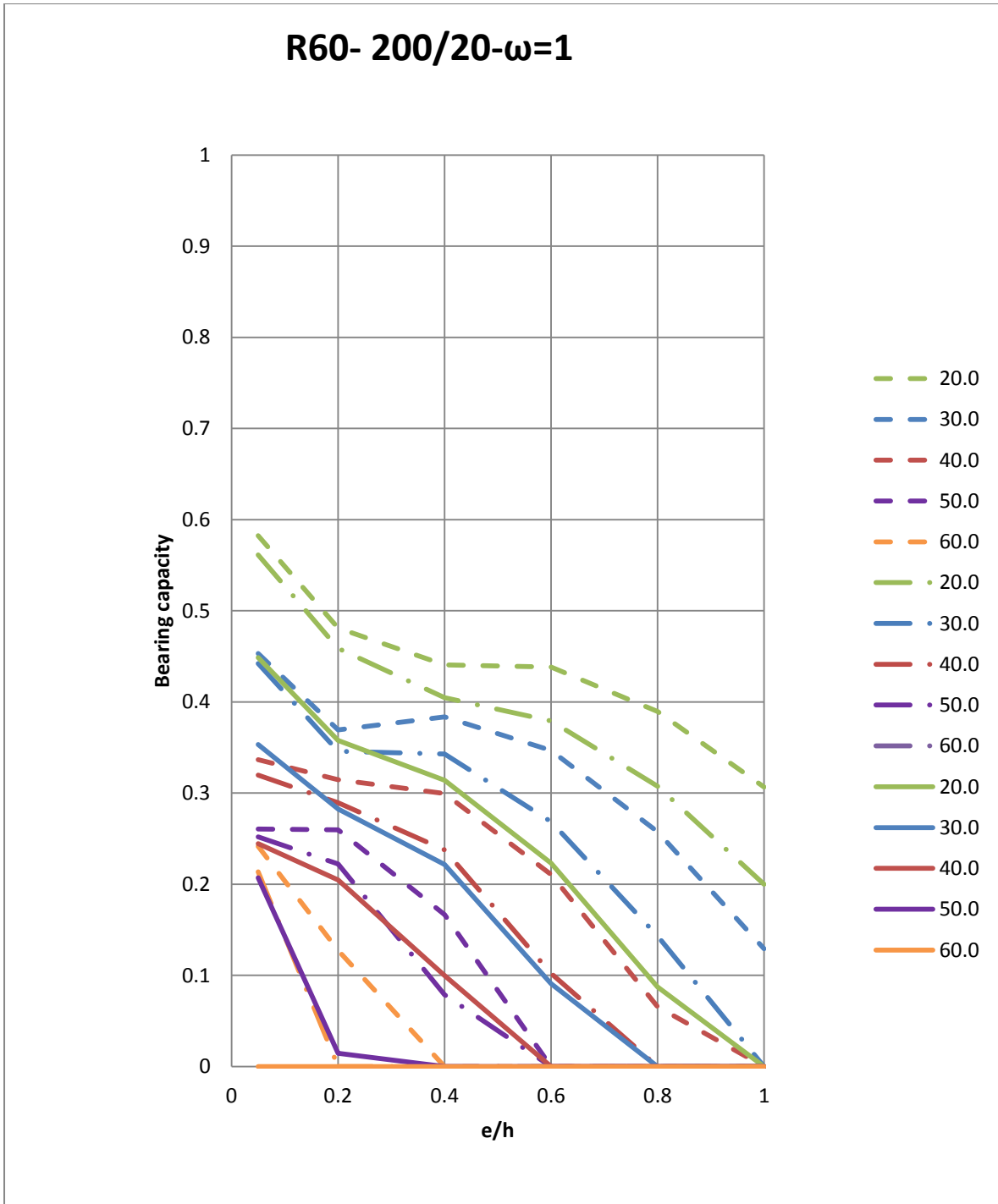


Figura A.183 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R60-200/20 $\omega=1$

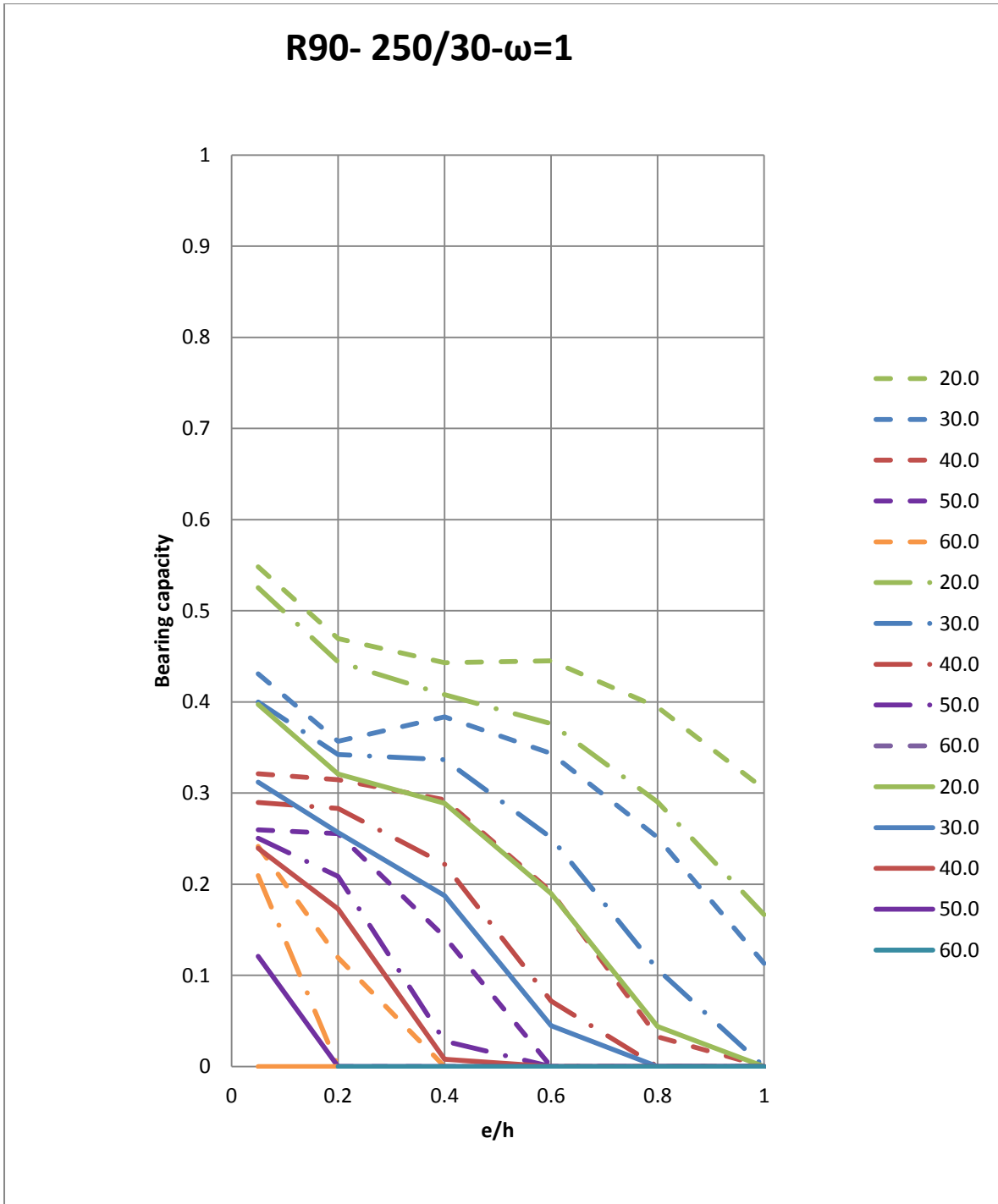


Figura A.184 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R90-250/30 $\omega=1$

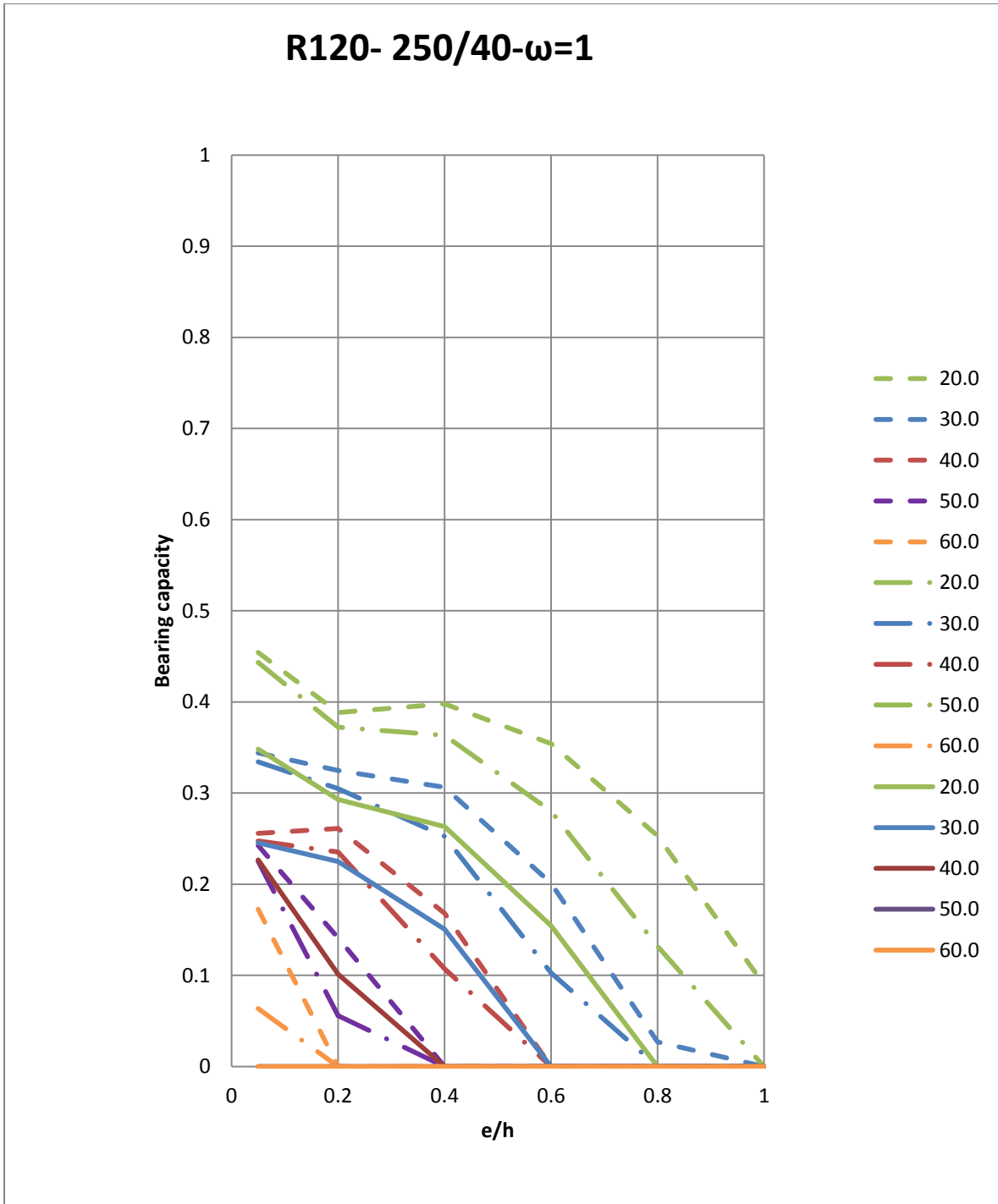


Figura A.185 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R120-250/40 $\omega=1$

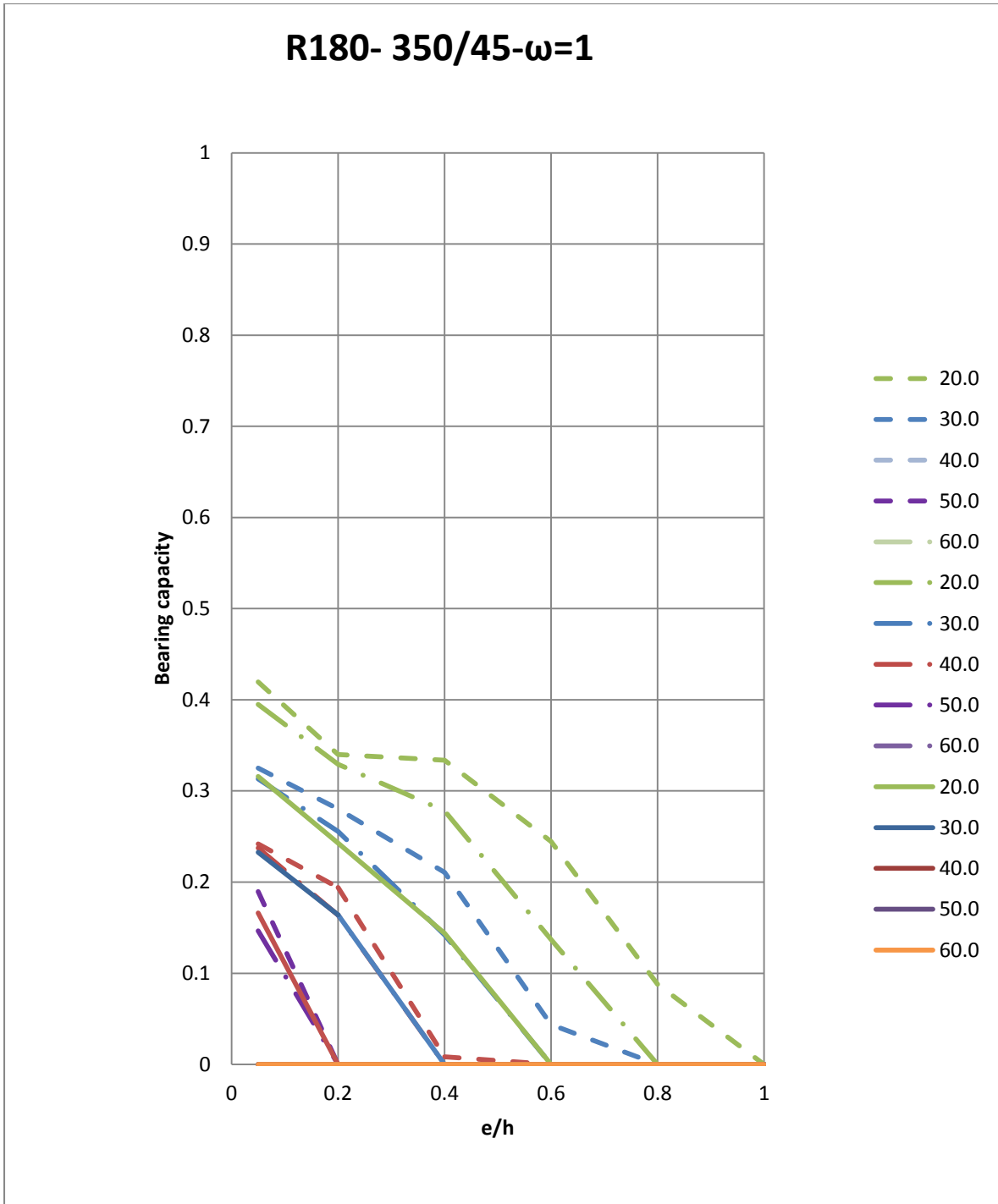


Figura A.186 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R180-350/45) $\omega=1$

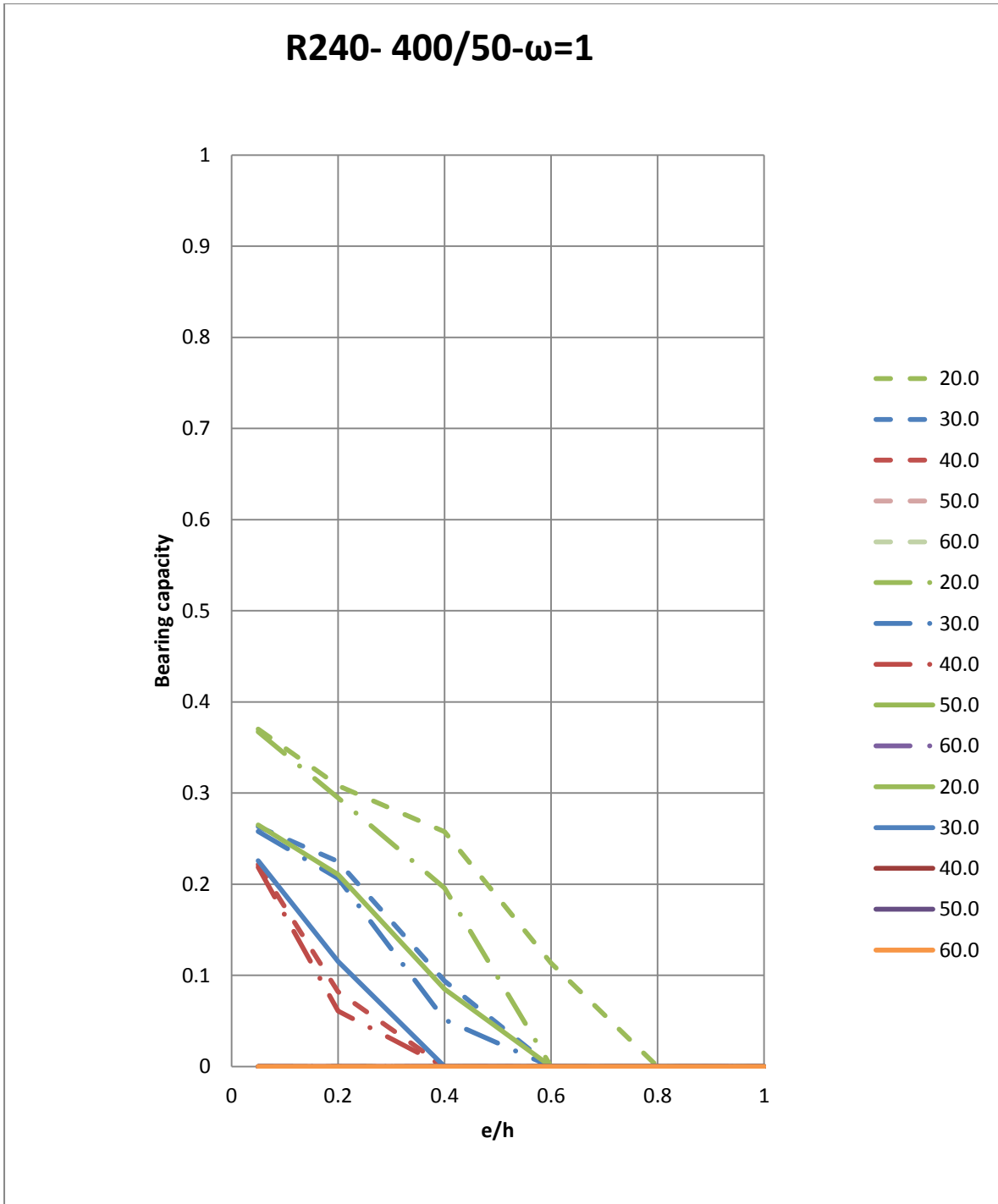


Figura A.187 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R240-400/50 $\omega=1$

1.5. RESULTADOS FIRECOL MÉTODO A EUROCODIGO

1.5.1. DIAGRAMAS DE INTERACCION.

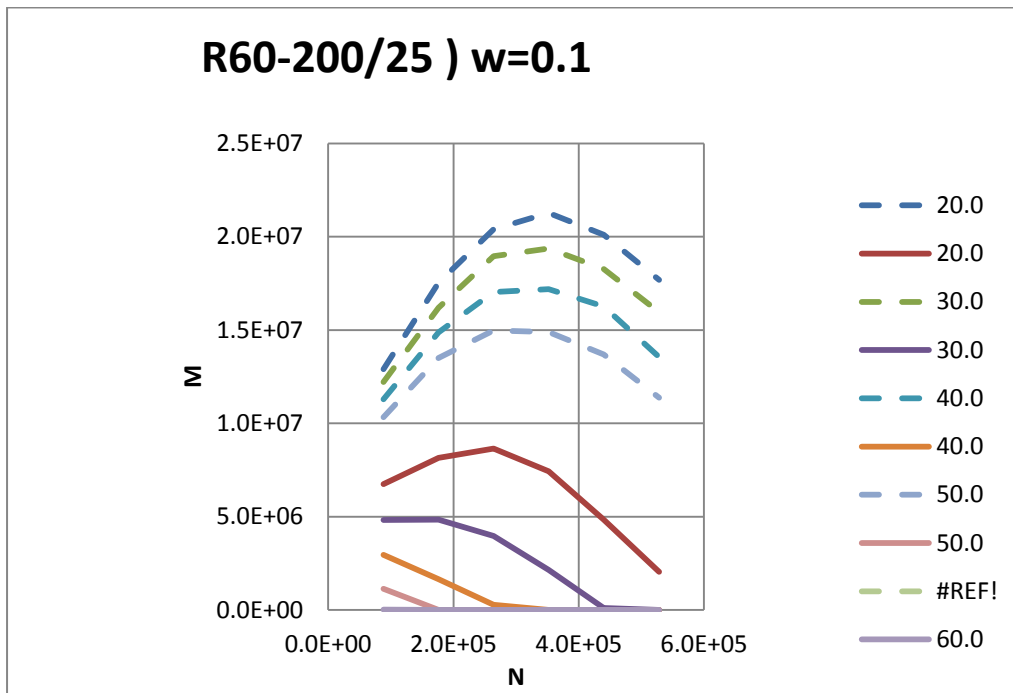


Figura A.188 Diagrama de interacción R60-200/25 $w=0.1$

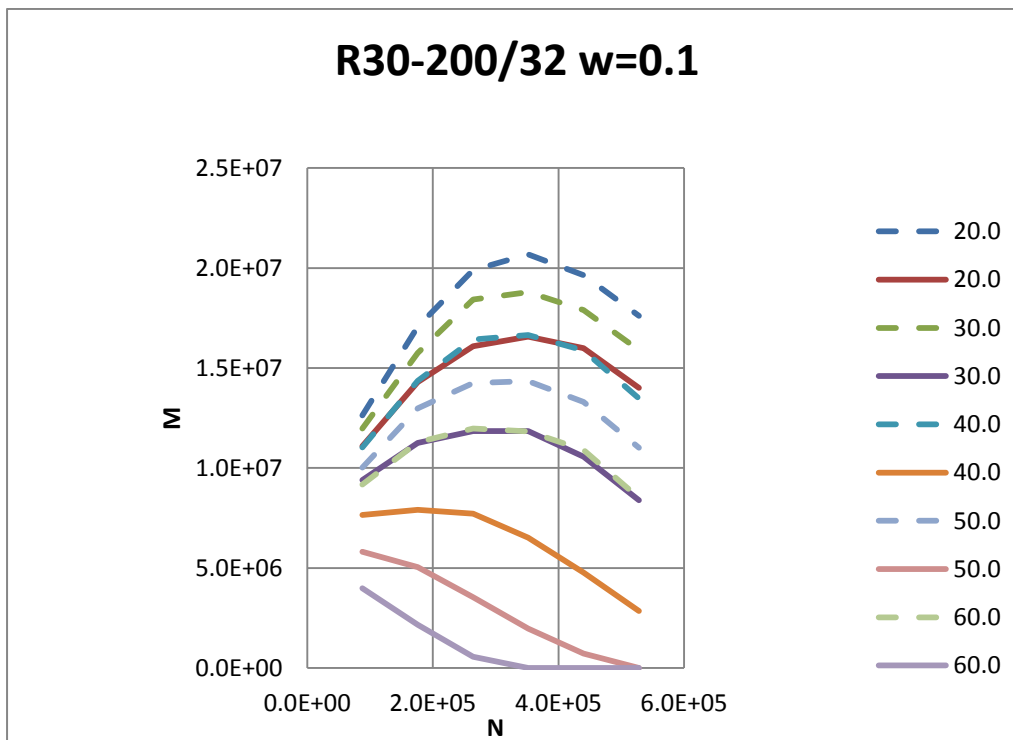


Figura A.189 Diagrama de interacción R30-200/32 $w=0.1$

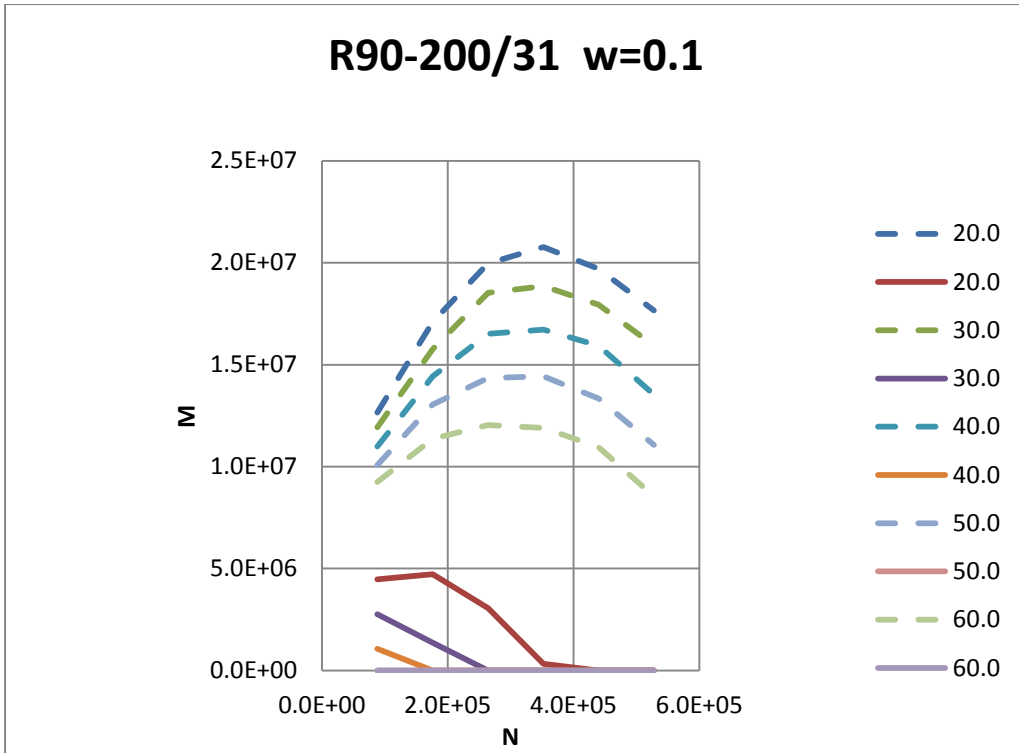


Figura A.190 Diagrama de interacción R90-200/31 $w=0.1$

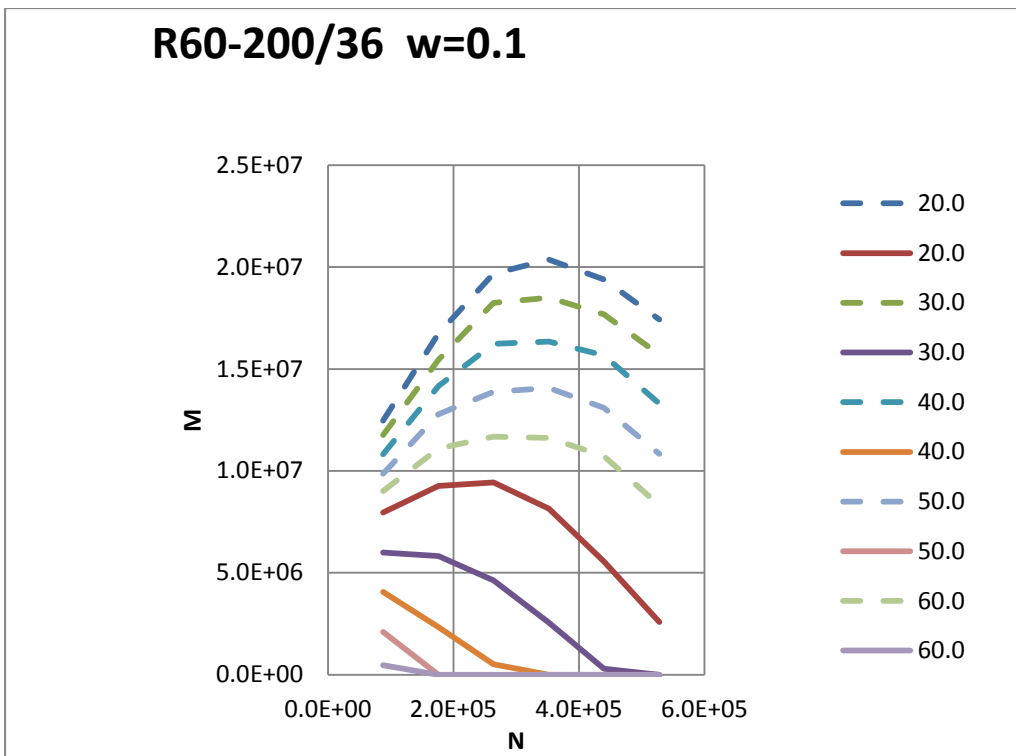


Figura A.191 Diagrama de interacción R60-200/36 $w=0.1$

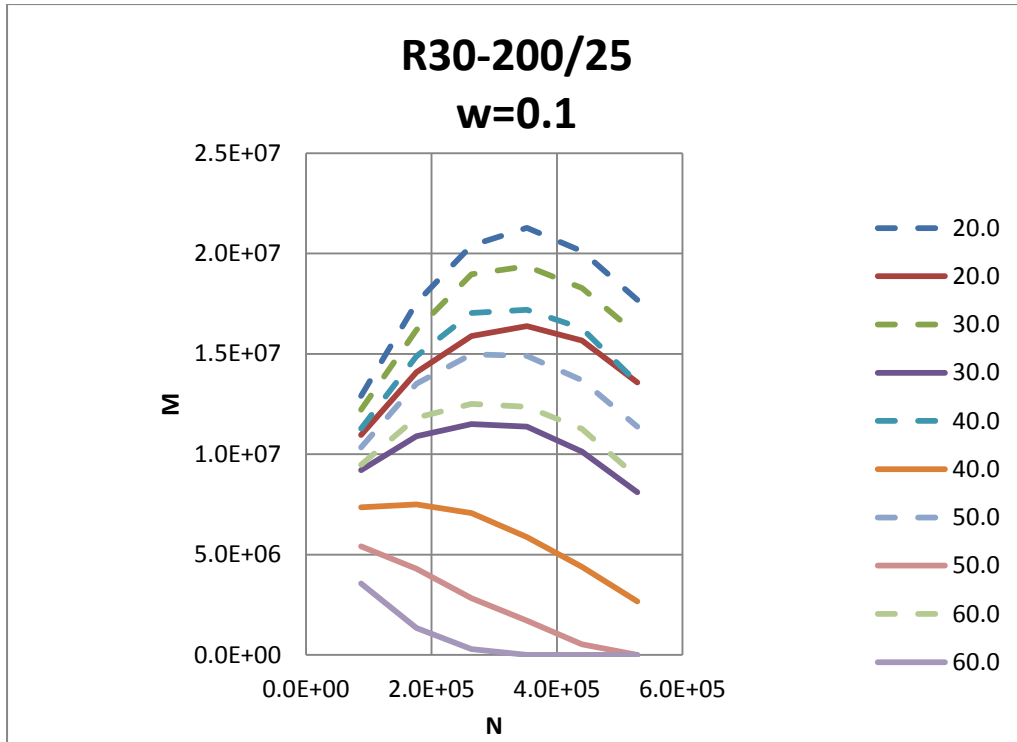


Figura A.192 Diagrama de interacción R30-200/25 $w=0.1$

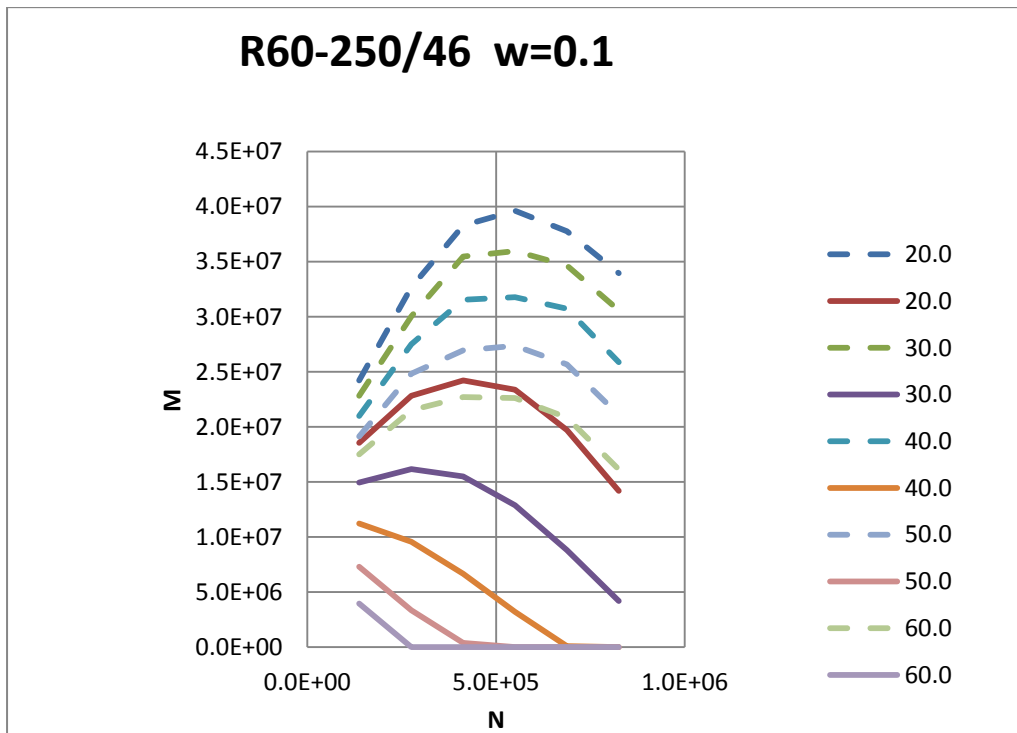


Figura A.193 Diagrama de interacción R60-250/46 $w=0.1$

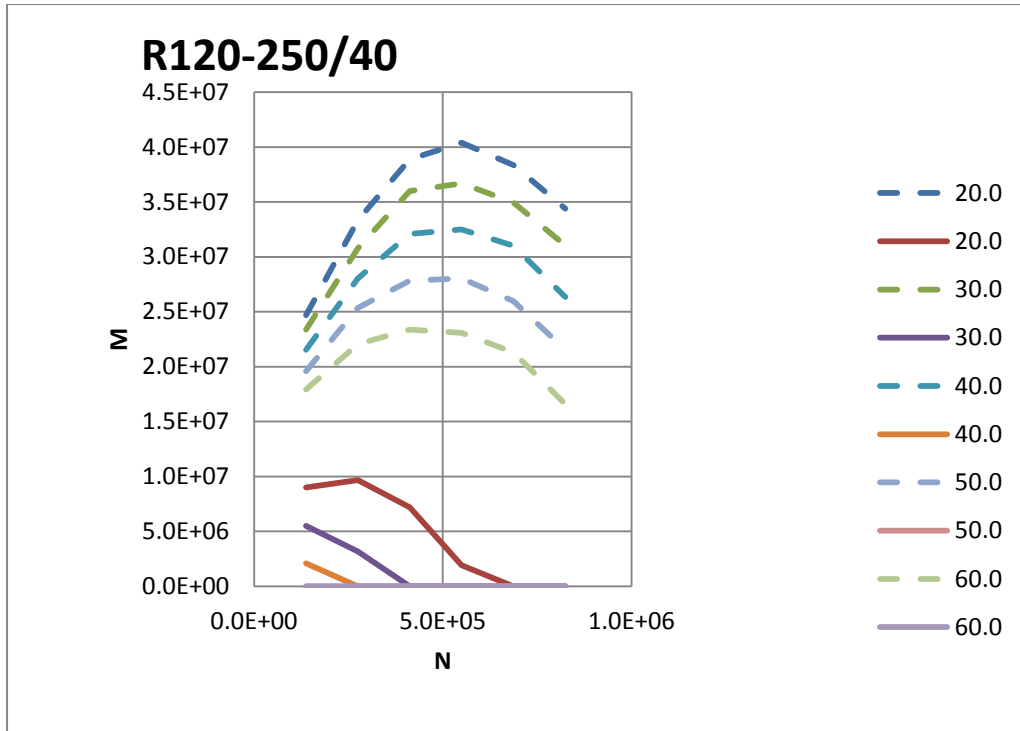


Figura A.194 Diagrama de interacción R120-250/40 $w=0.1$

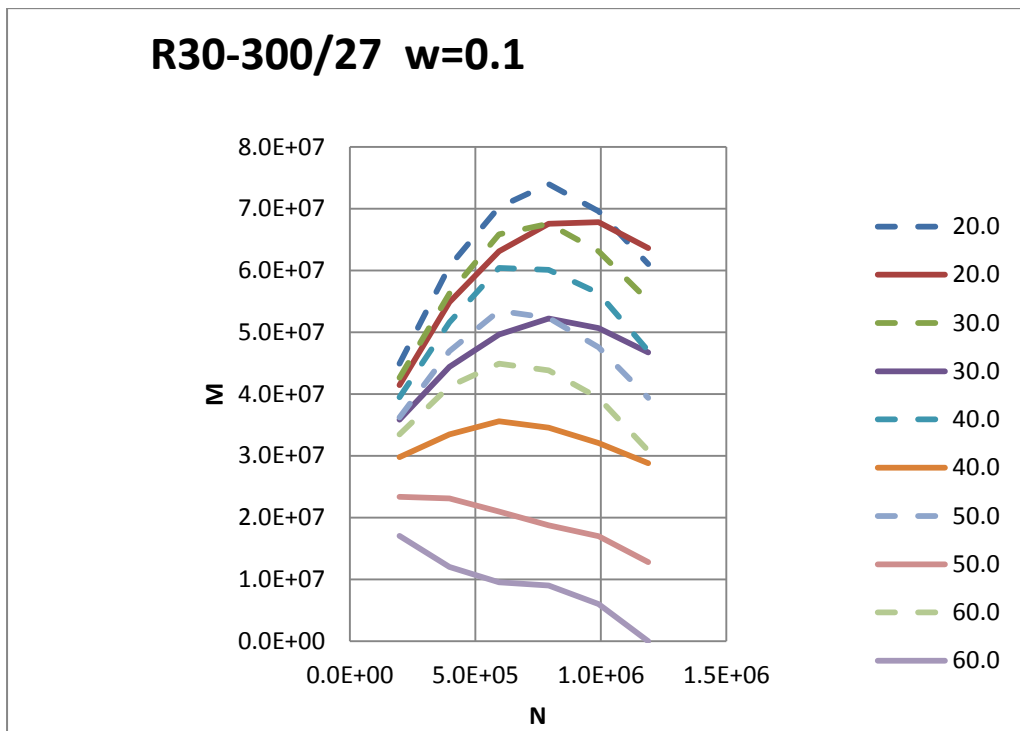


Figura A.195 Diagrama de interacción R30-300/27 $w=0.1$

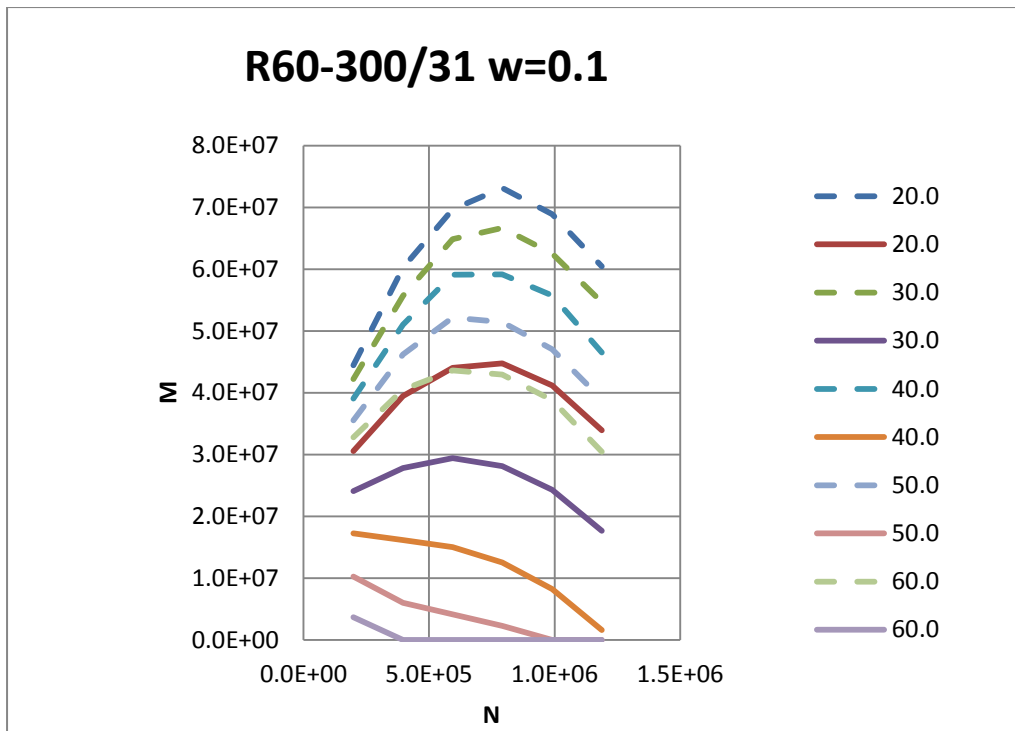


Figura A.196 Diagrama de interacción R60-300/31 $w=0.1$

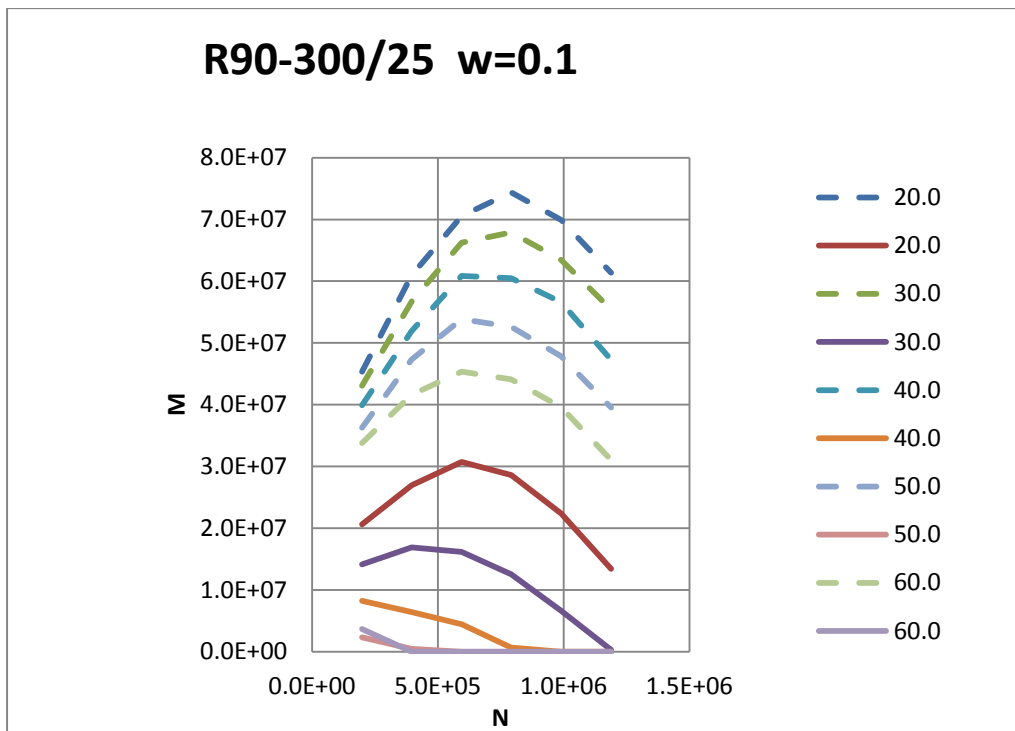


Figura A.197 Diagrama de interacción R90-300/25 $w=0.1$

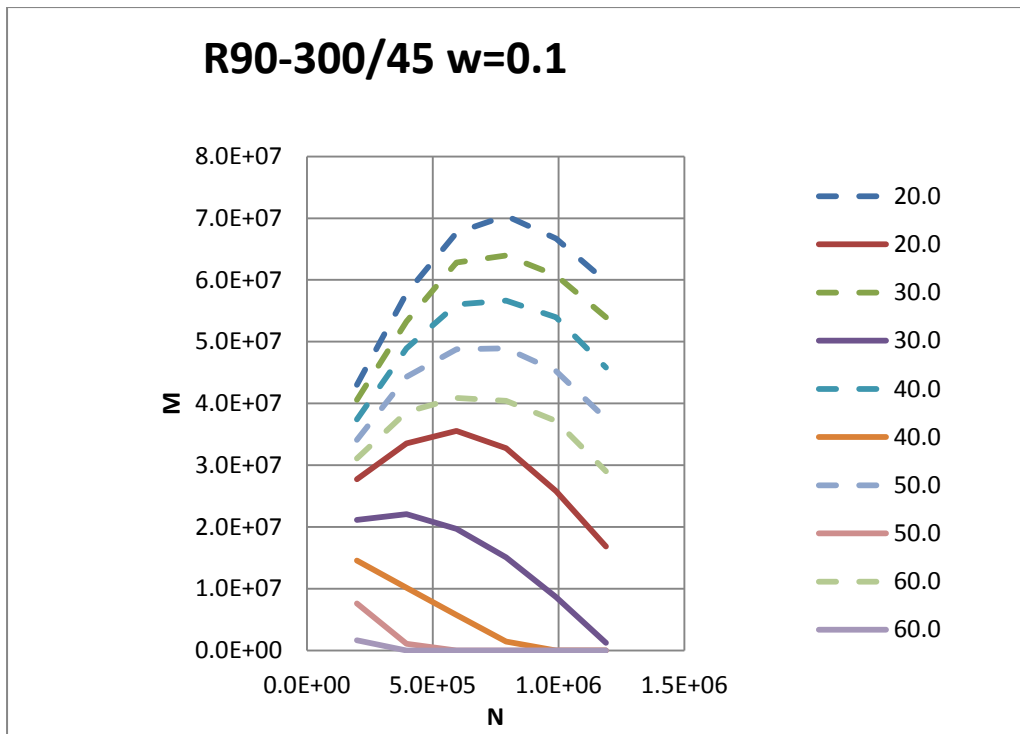


Figura A.198 Diagrama de interacción R90-300/45 $w=0.1$

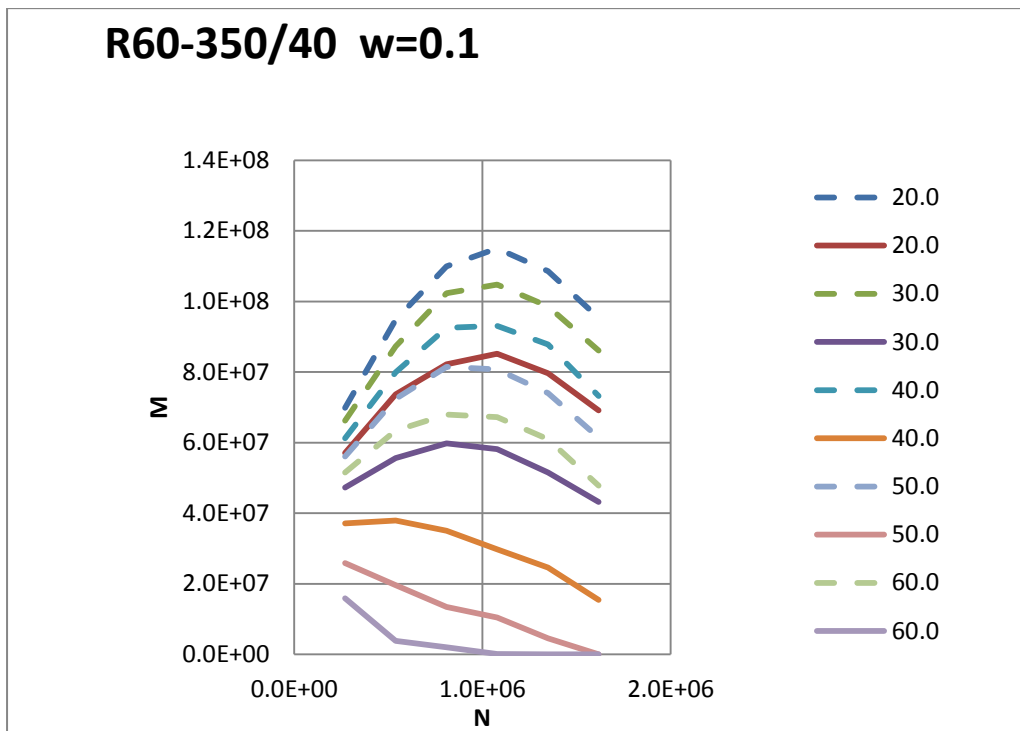


Figura A.199 Diagrama de interacción R60-350/40 $w=0.1$

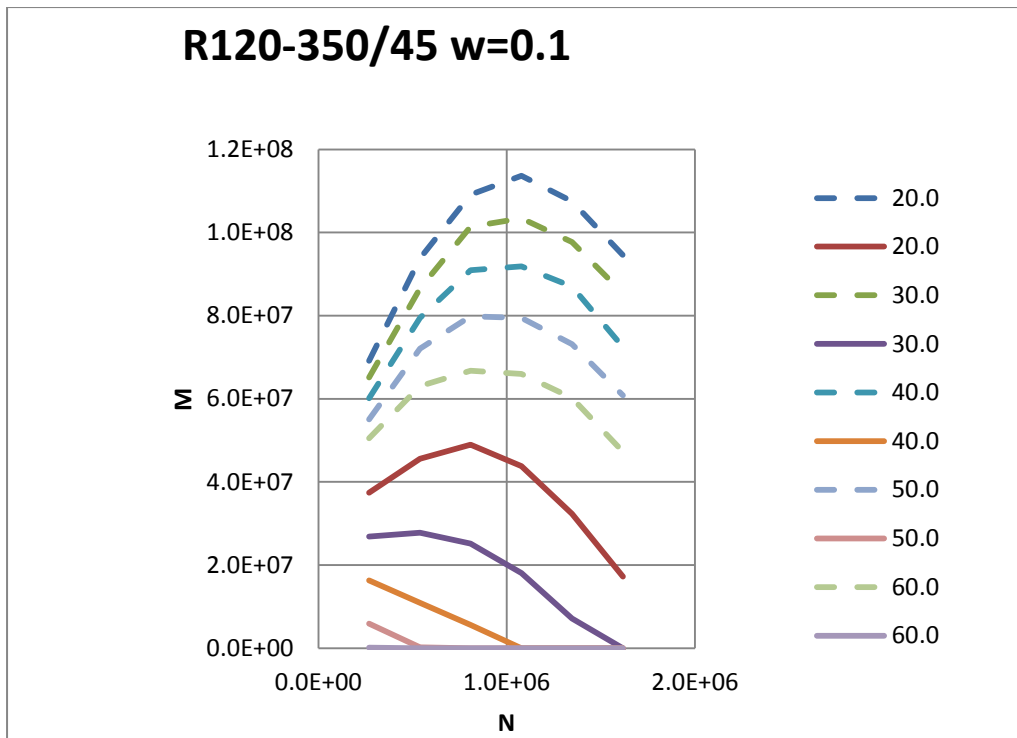


Figura A.200 Diagrama de interacción R120-350/45 $w=0.1$

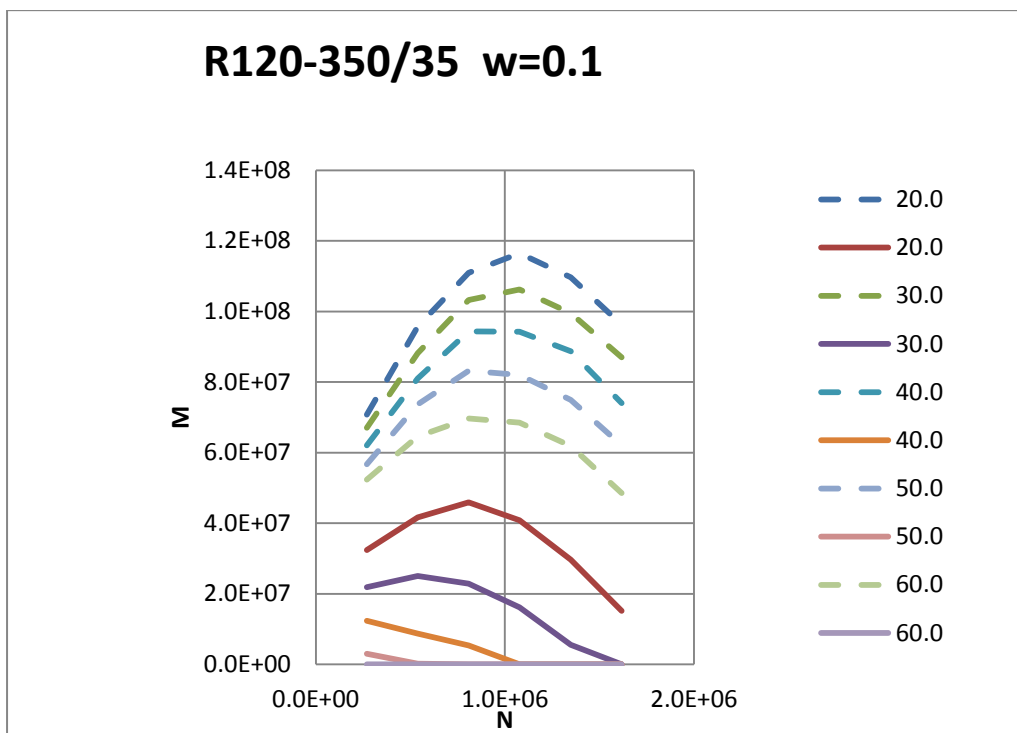


Figura A.201 Diagrama de interacción R120-350/35 $w=0.1$

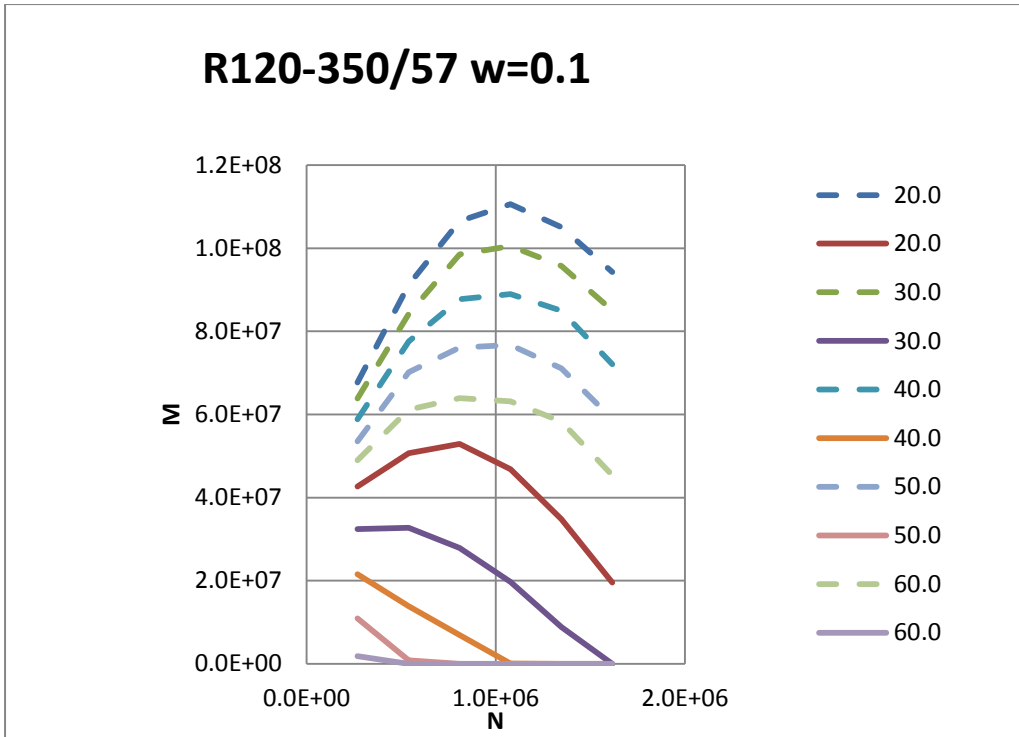


Figura A.202 Diagrama de interacción R120-350/57 $w=0.1$

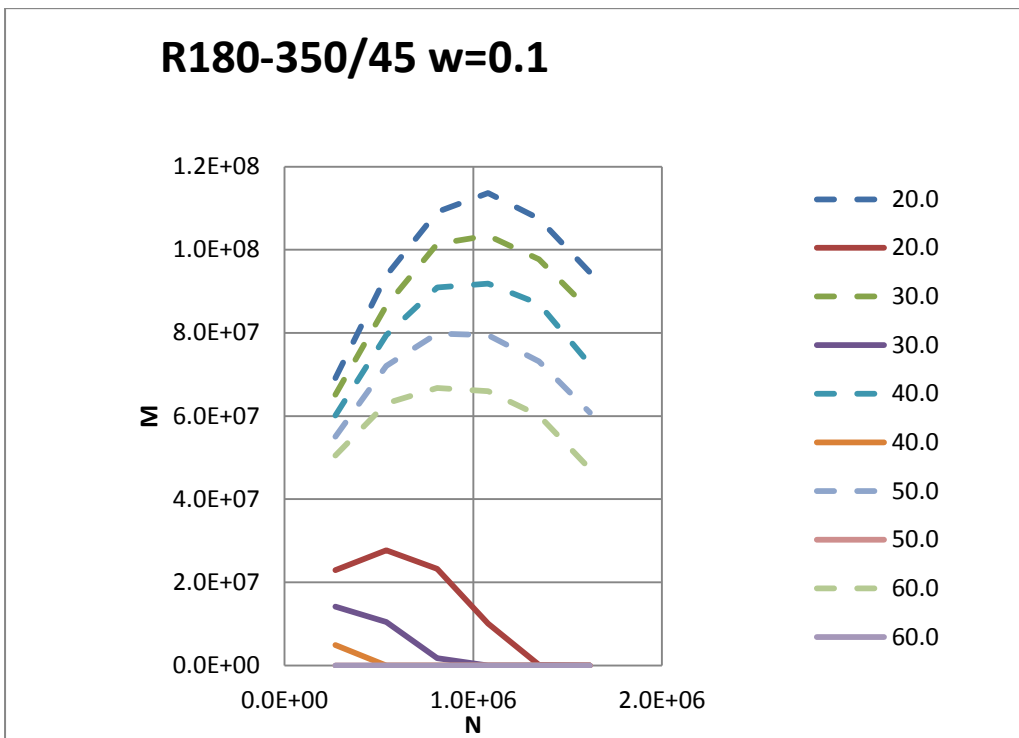


Figura A.203 Diagrama de interacción R180-350/45 $w=0.1$

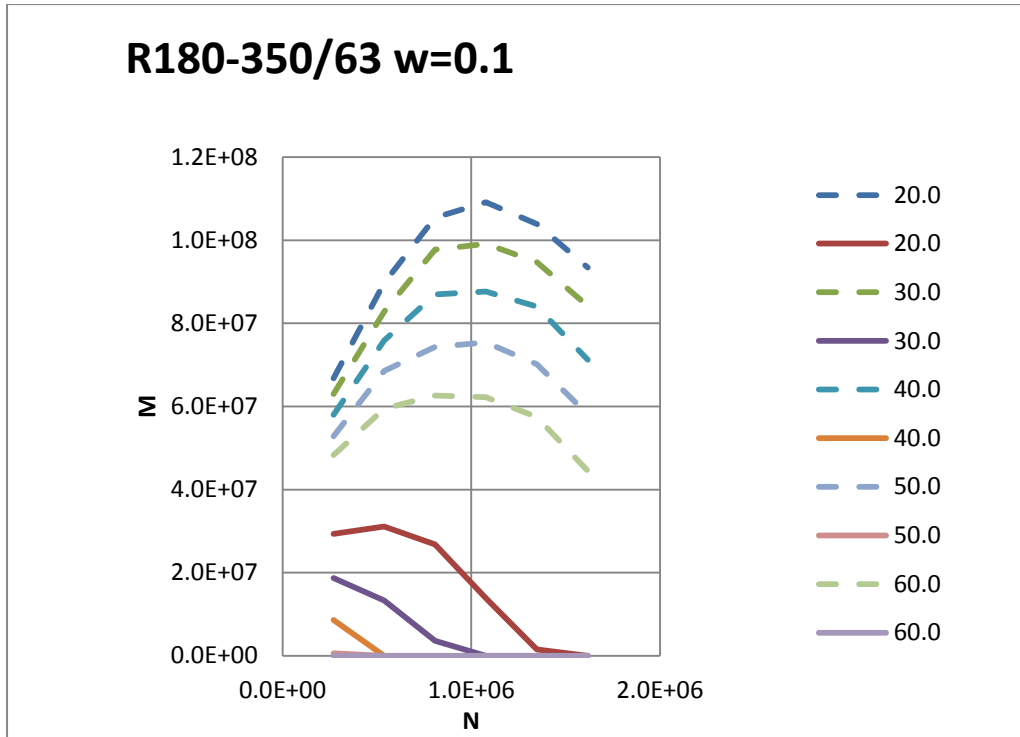


Figura A.204 Diagrama de interacción R180-350/63 $w=0.1$

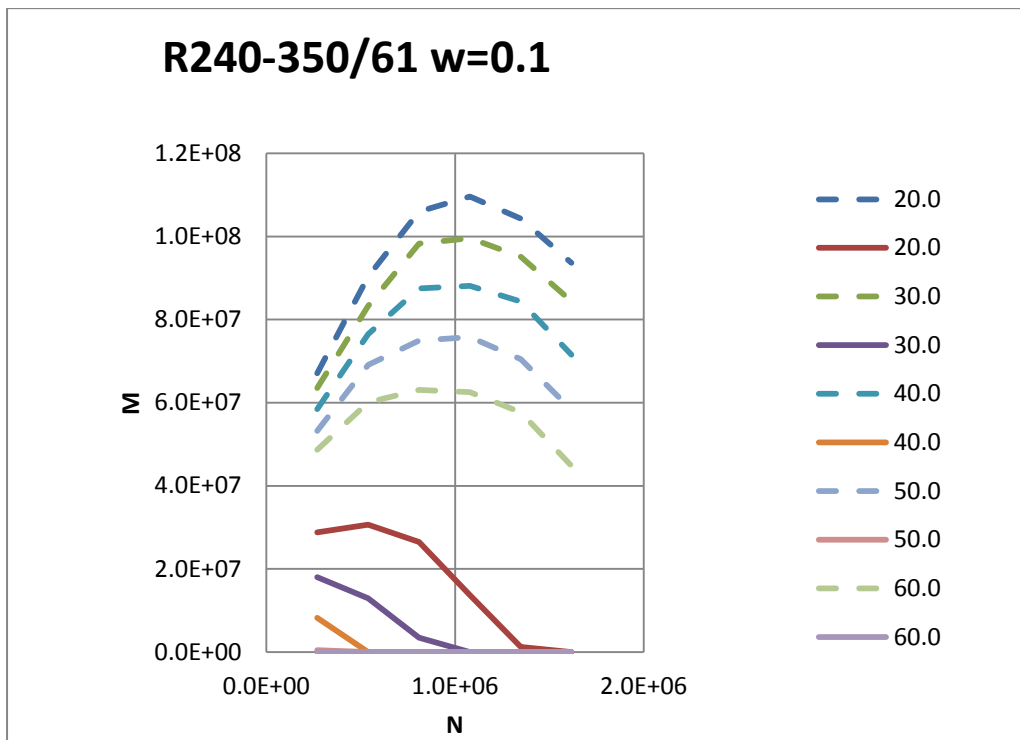


Figura A.205 Diagrama de interacción R240-350/61 $w=0.1$

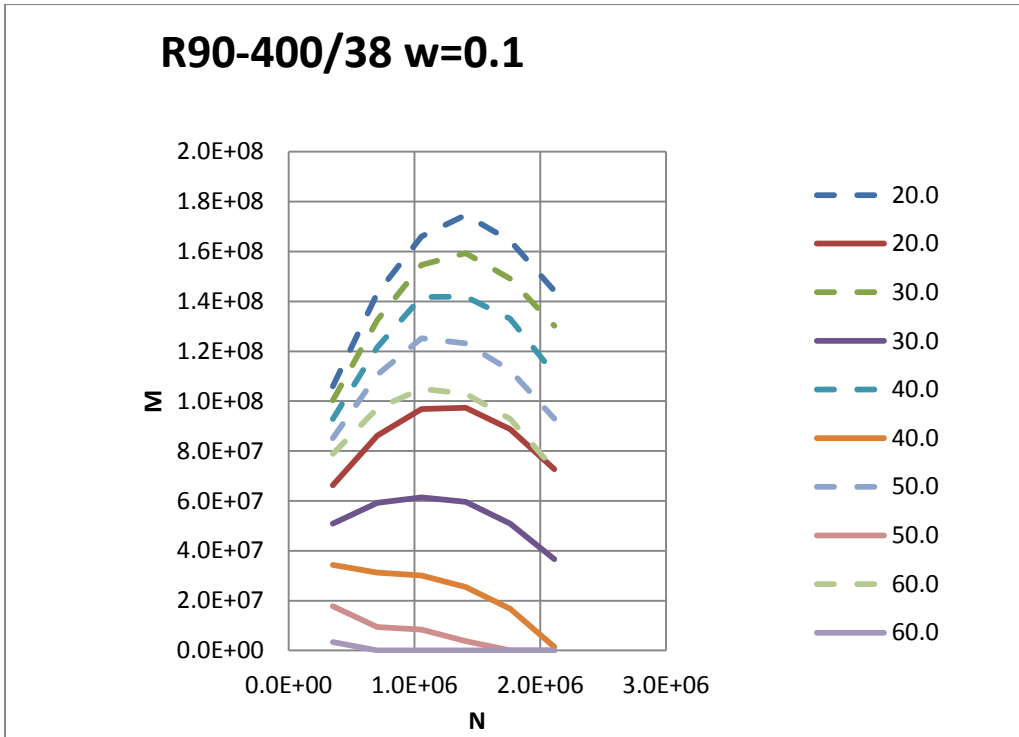


Figura A.206 Diagrama de interacción R90-400/38 $w=0.1$

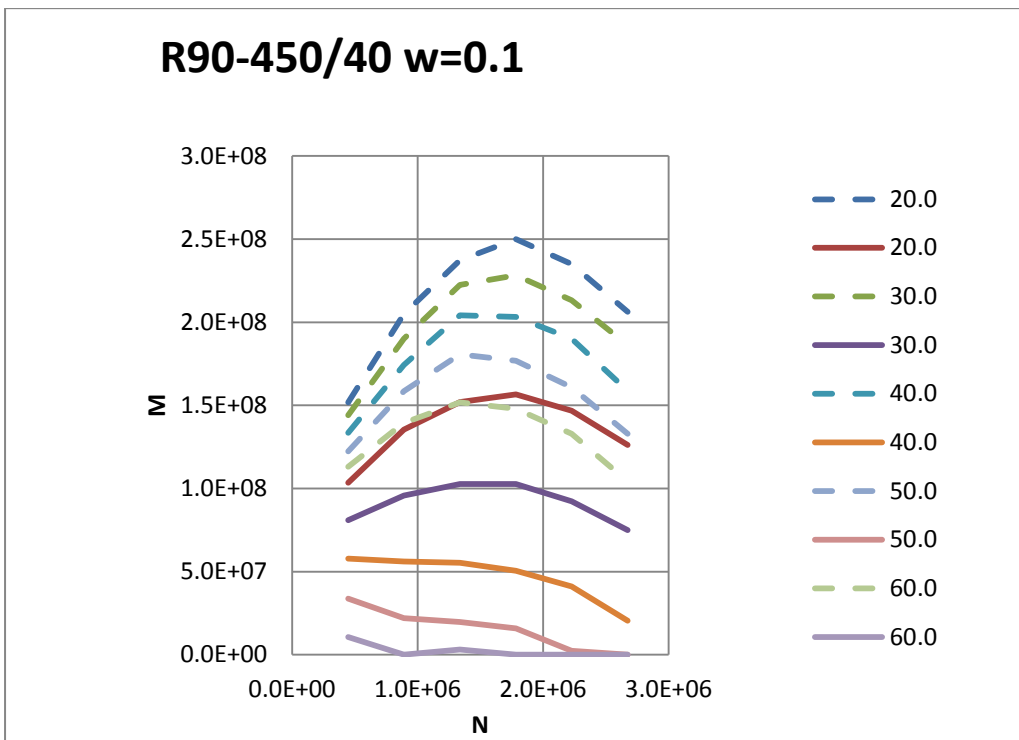


Figura A.207 Diagrama de interacción R90-450/40 $w=0.1$

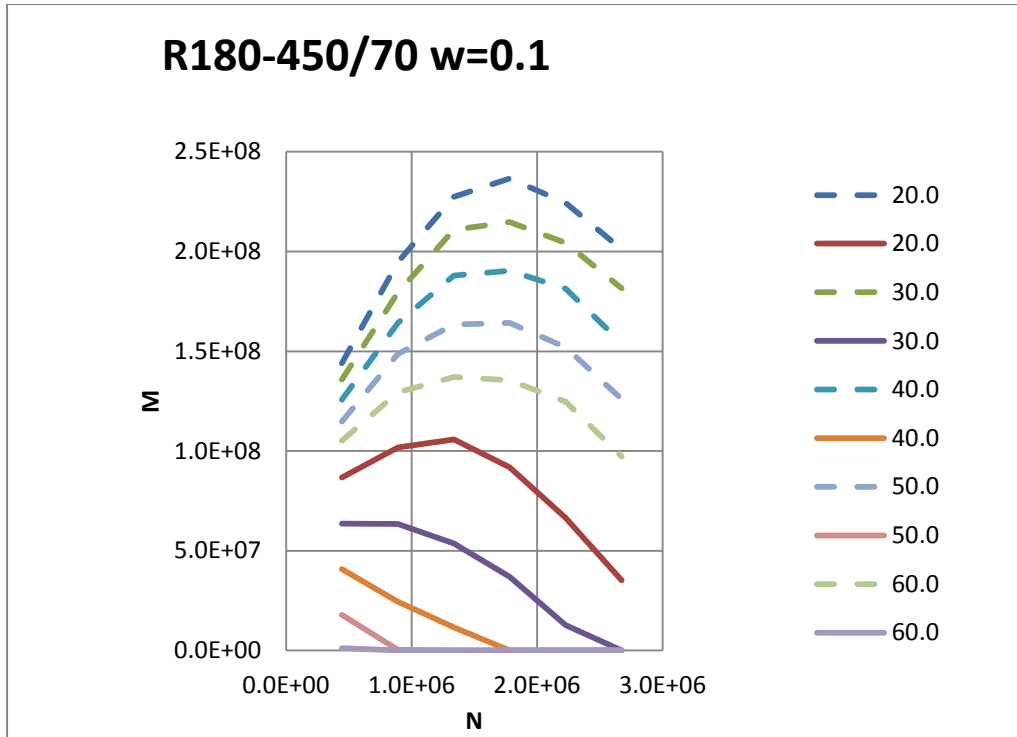


Figura A.208 Diagrama de interacción R180-450/70 $w=0.1$

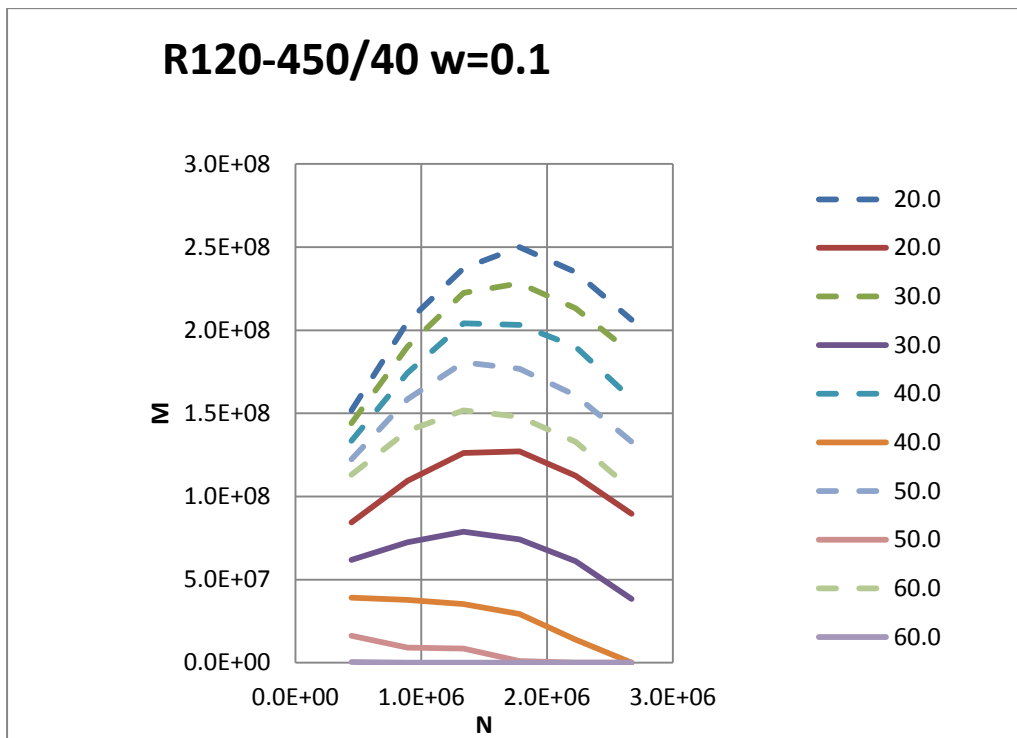


Figura A.209 Diagrama de interacción R120-450/40 $w=0.1$

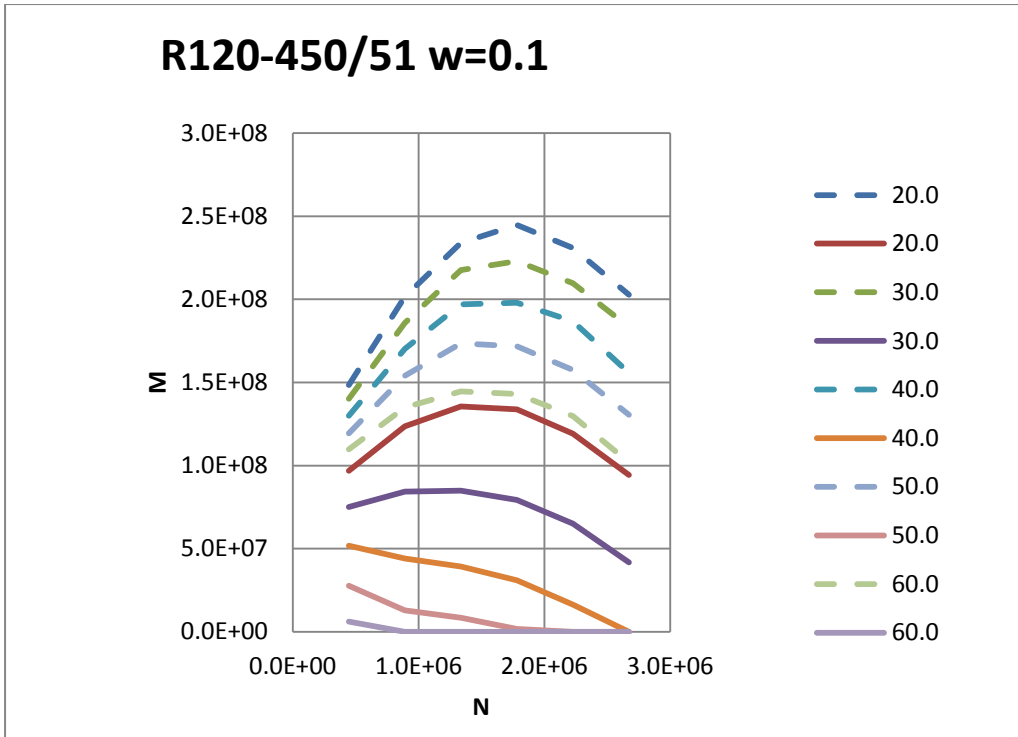


Figura A.210 Diagrama de interacción R120-450/51 $w=0.1$

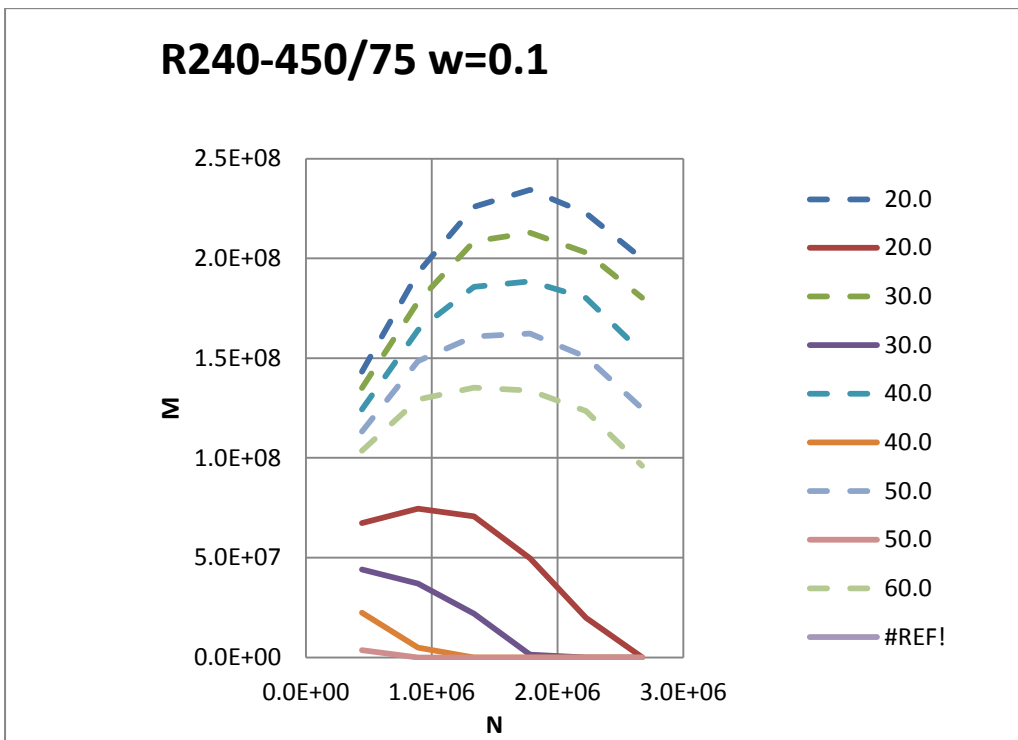


Figura A.210 Diagrama de interacción R240-450/75 $w=0.1$

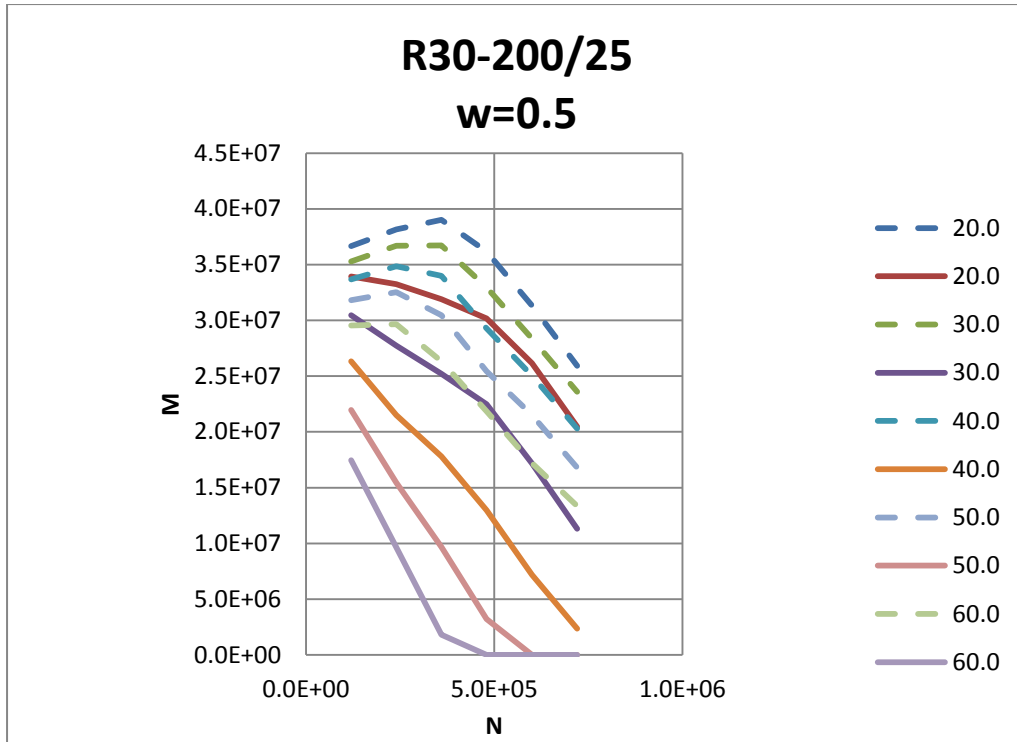


Figura A.210 Diagrama de interacción R30-200/25 $w=0.5$

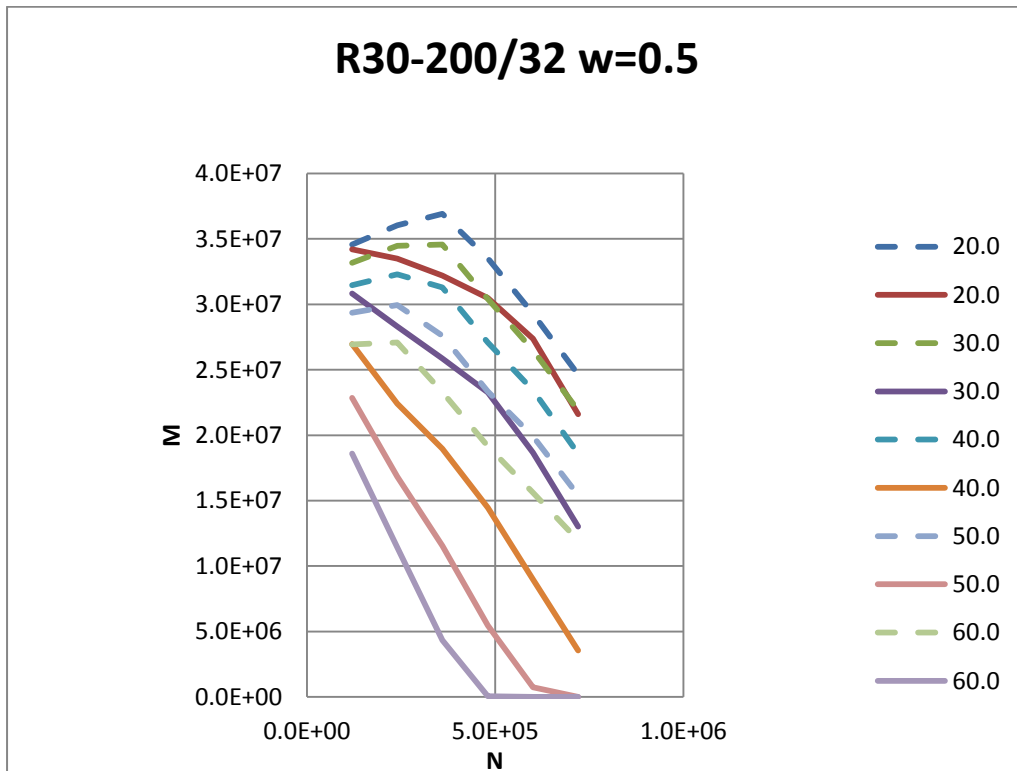


Figura A.211 Diagrama de interacción R30-200/32 $w=0.5$

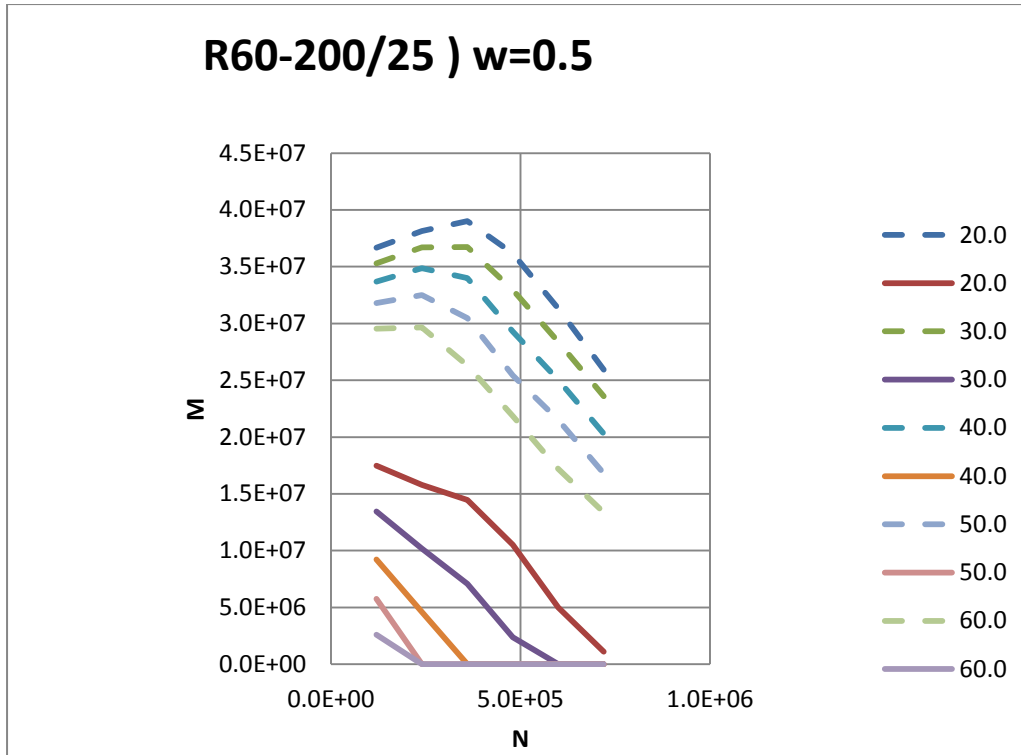


Figura A.212 Diagrama de interacción R60-200/25 $w=0.5$

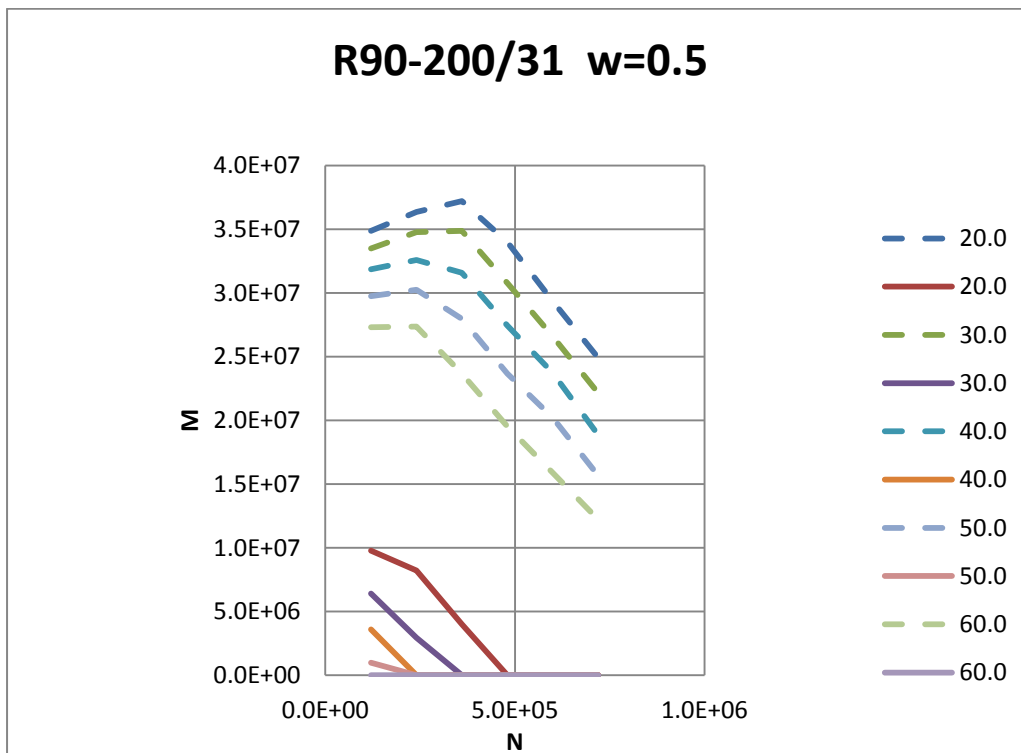


Figura A.213 Diagrama de interacción R90-200/31 $w=0.5$

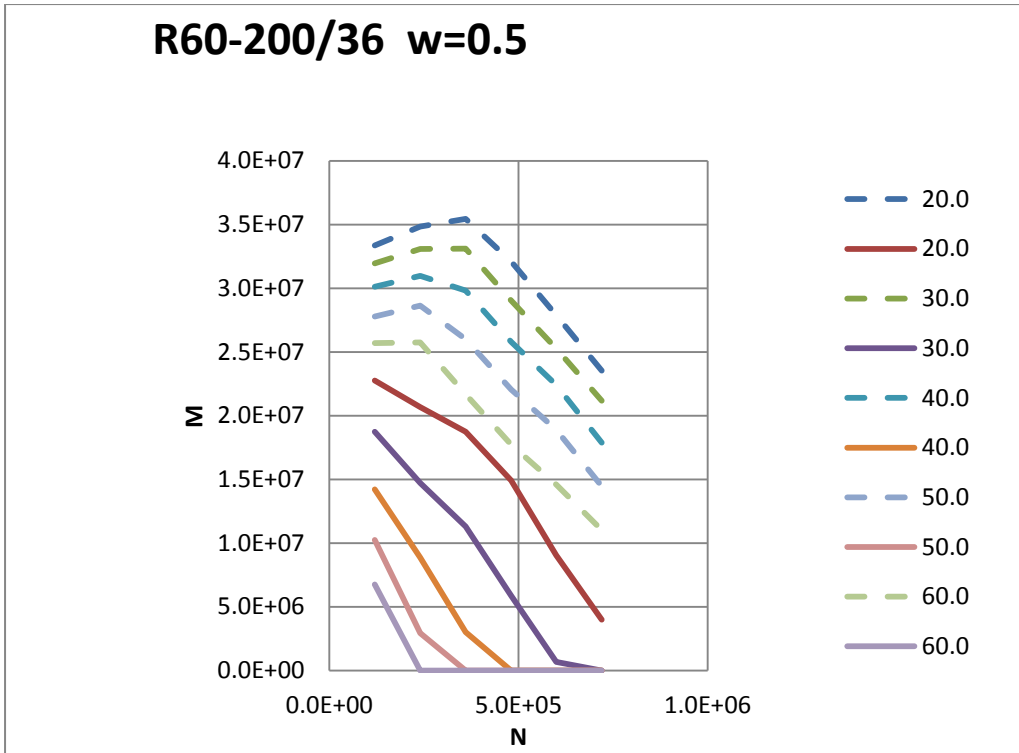


Figura A.214 Diagrama de interacción R60-200/36 $w=0.5$

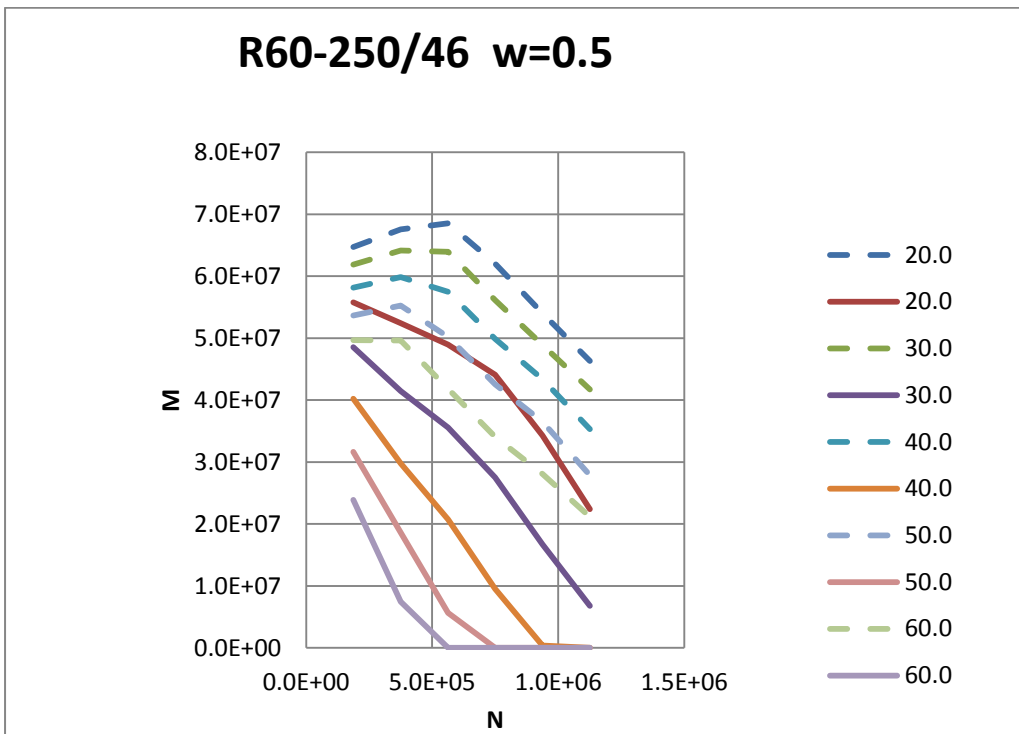


Figura A.215 Diagrama de interacción R60-250/46 $w=0.5$

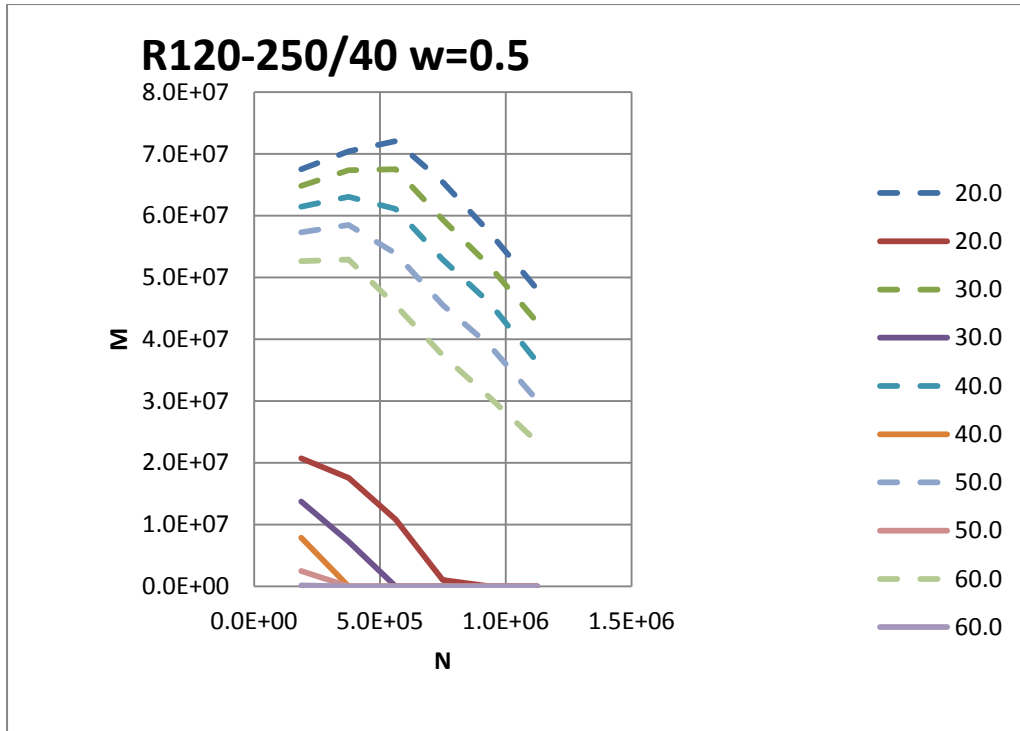


Figura A.216 Diagrama de interacción R120-250/40 w=0.5

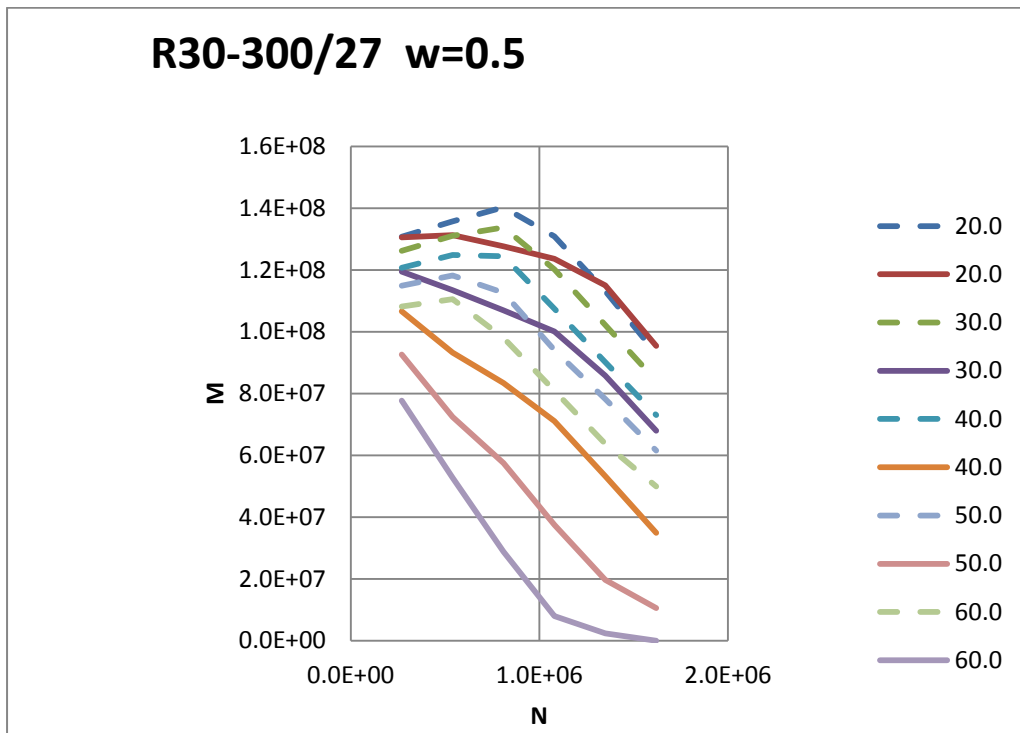


Figura A.217 Diagrama de interacción R30-300/27 w=0.5

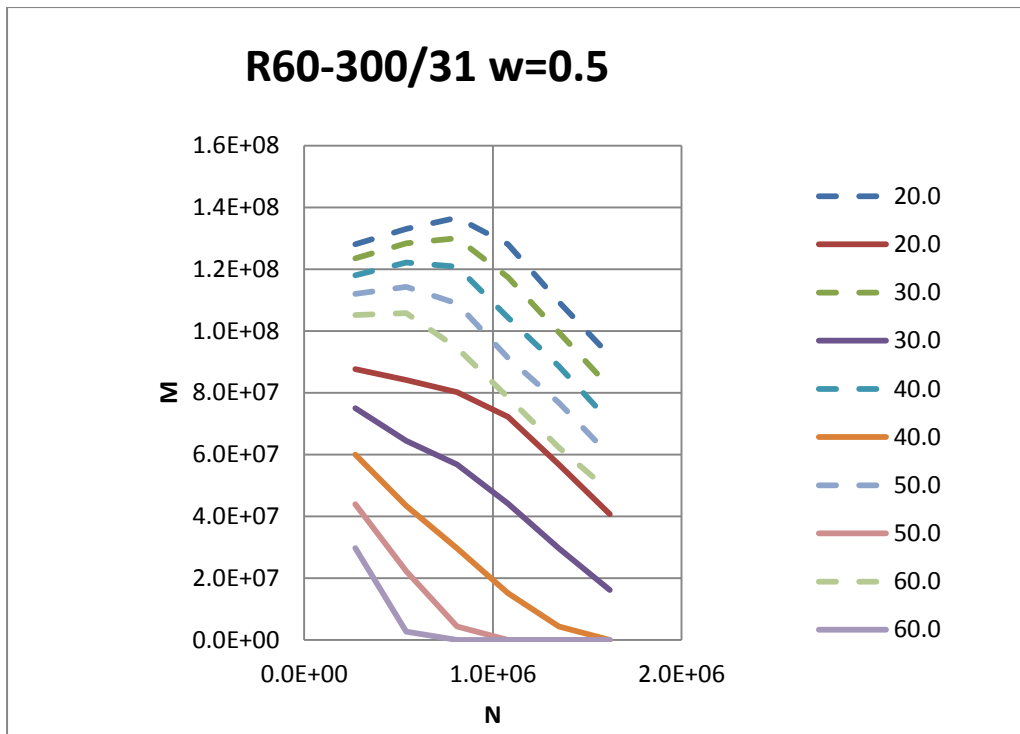


Figura A.218 Diagrama de interacción R60-300/31 $w=0.5$

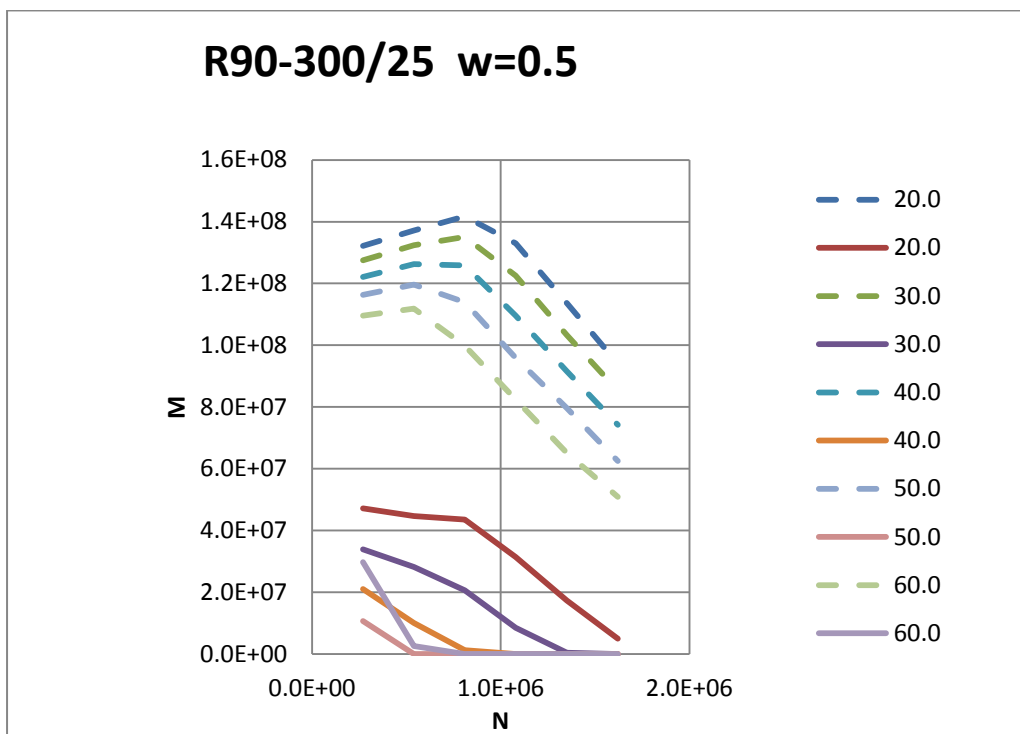


Figura A.219 Diagrama de interacción R90-300/25 $w=0.5$

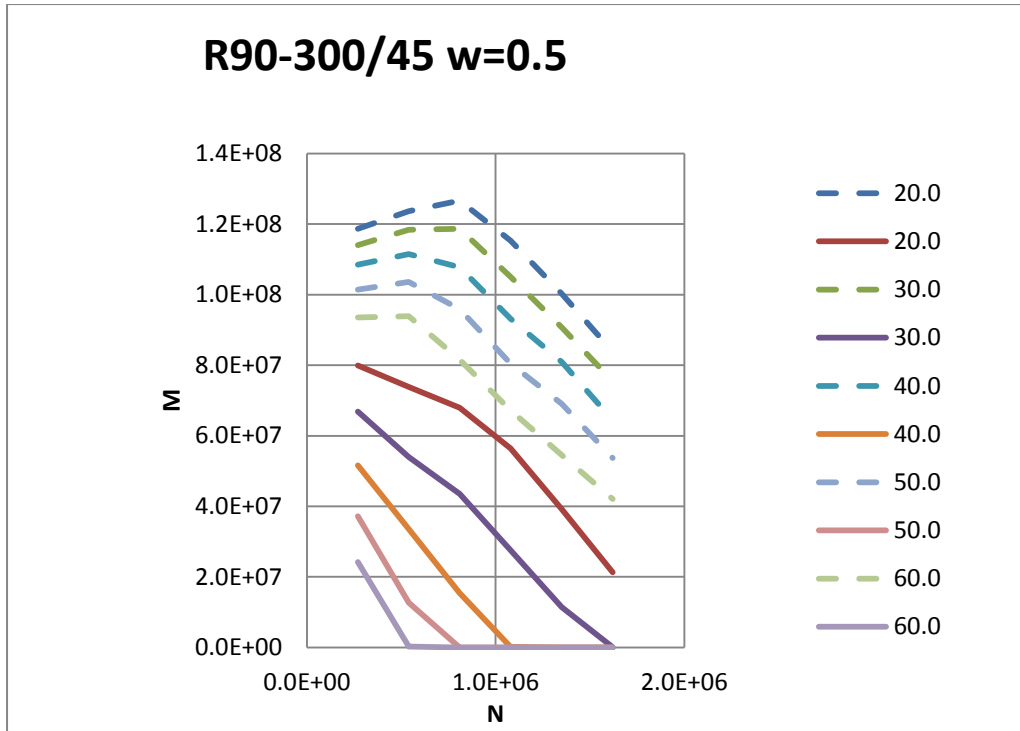


Figura A.220 Diagrama de interacción R90-300/45 $w=0.5$

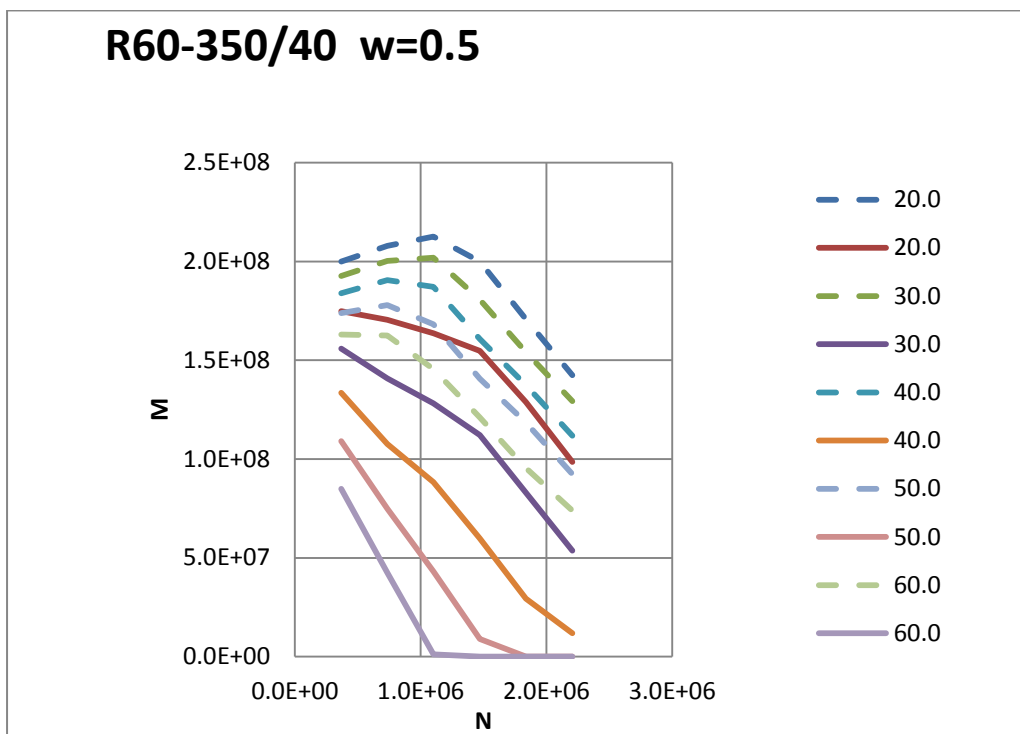


Figura A.221 Diagrama de interacción R60-350/40 $w=0.5$

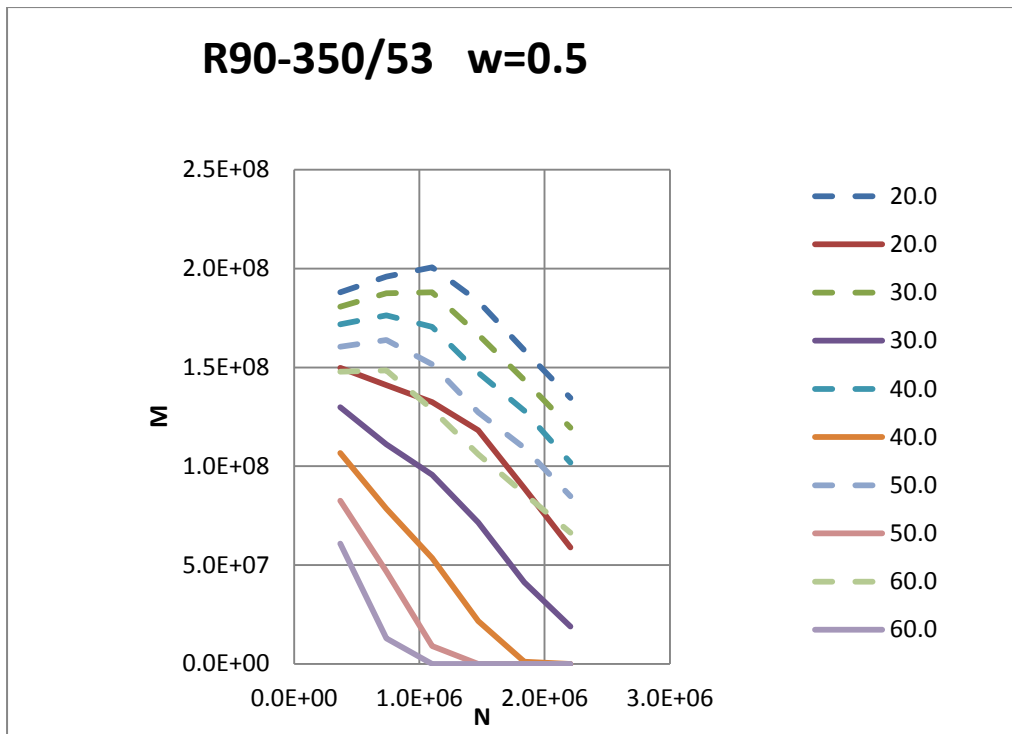


Figura A.222 Diagrama de interacción R90-350/53 $w=0.5$

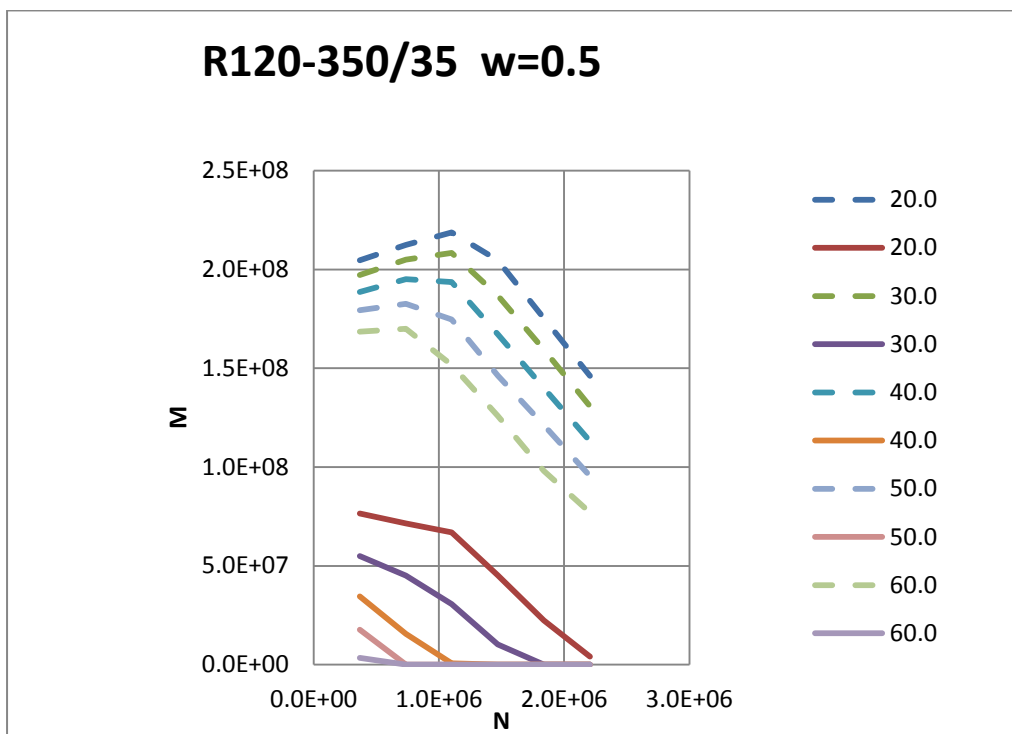


Figura A.223 Diagrama de interacción R120-350/35 $w=0.5$

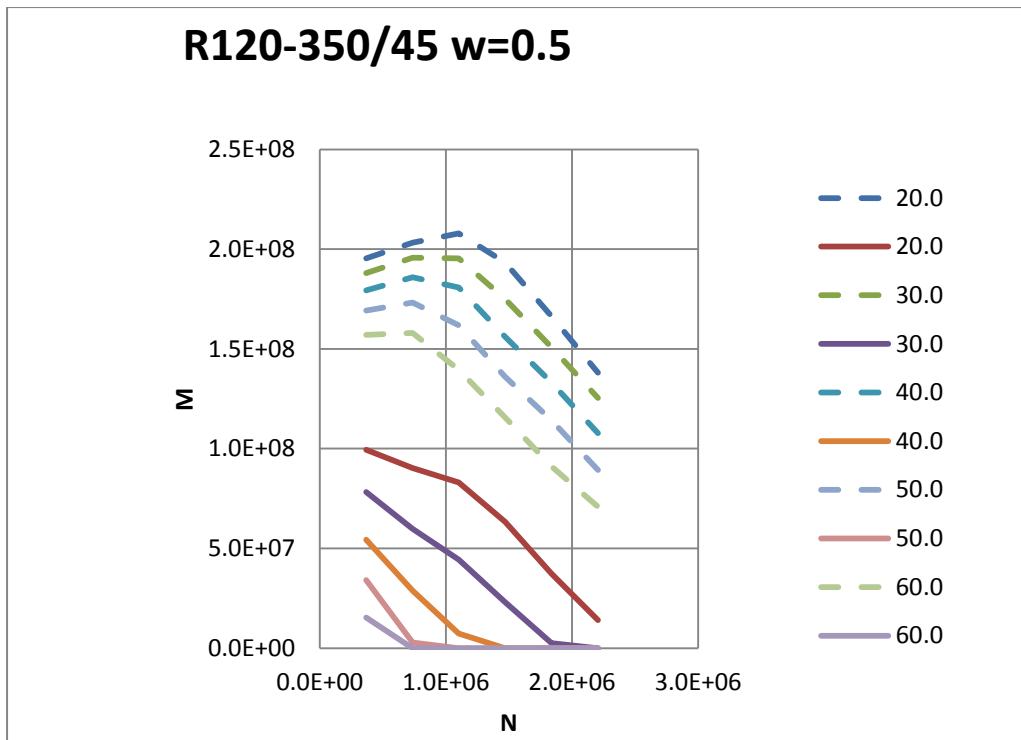


Figura A.224 Diagrama de interacción R120-350/45 $w=0.5$

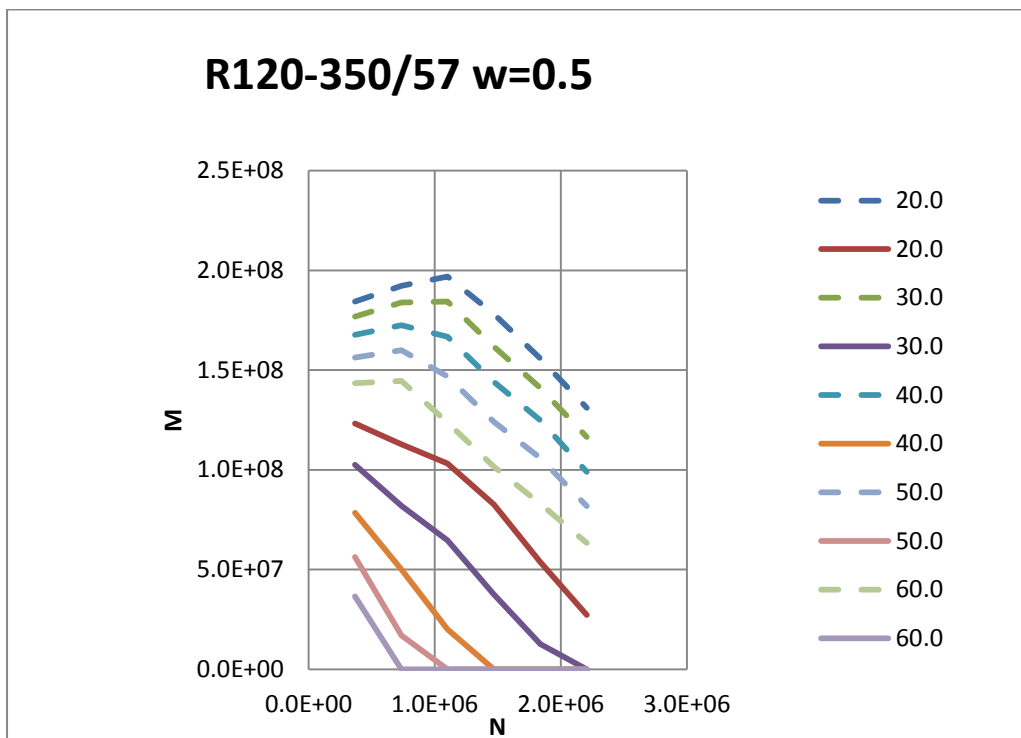


Figura A.225 Diagrama de interacción R120-350/57 $w=0.5$

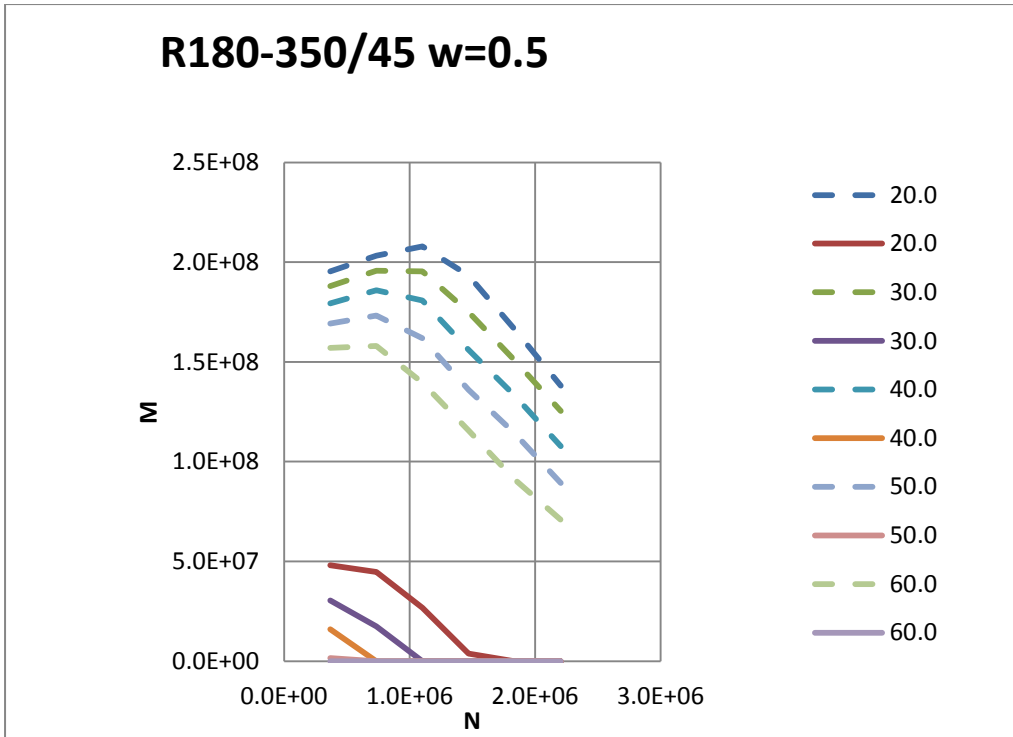


Figura A.226 Diagrama de interacción R180-350/45 $w=0.5$

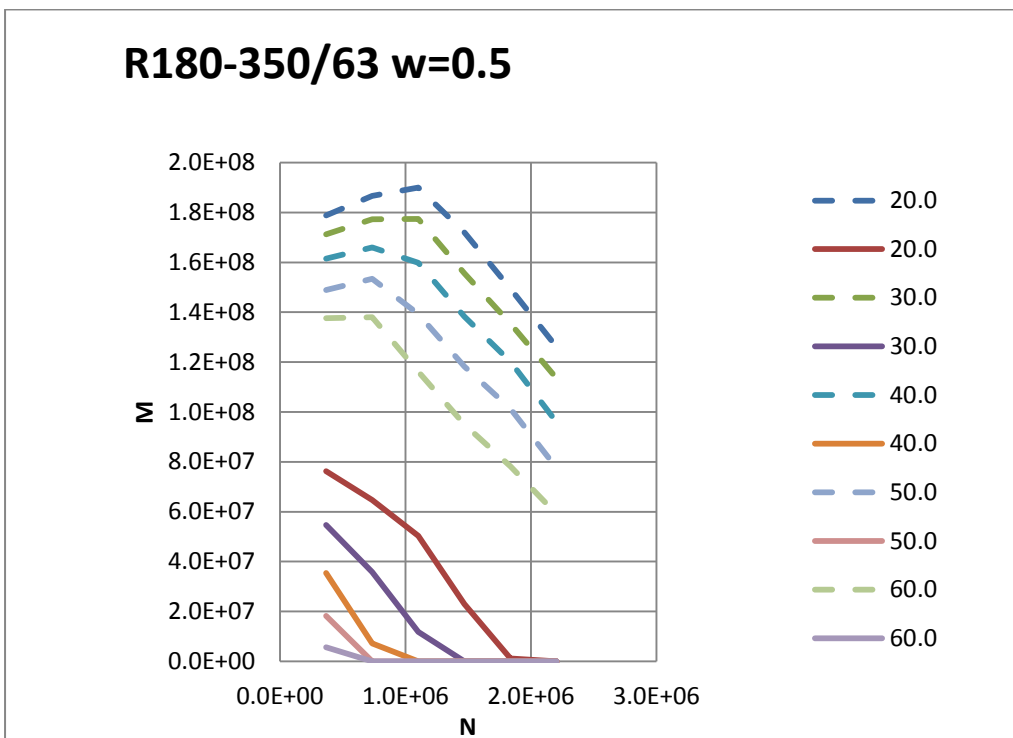


Figura A.227 Diagrama de interacción R180-350/63 $w=0.5$

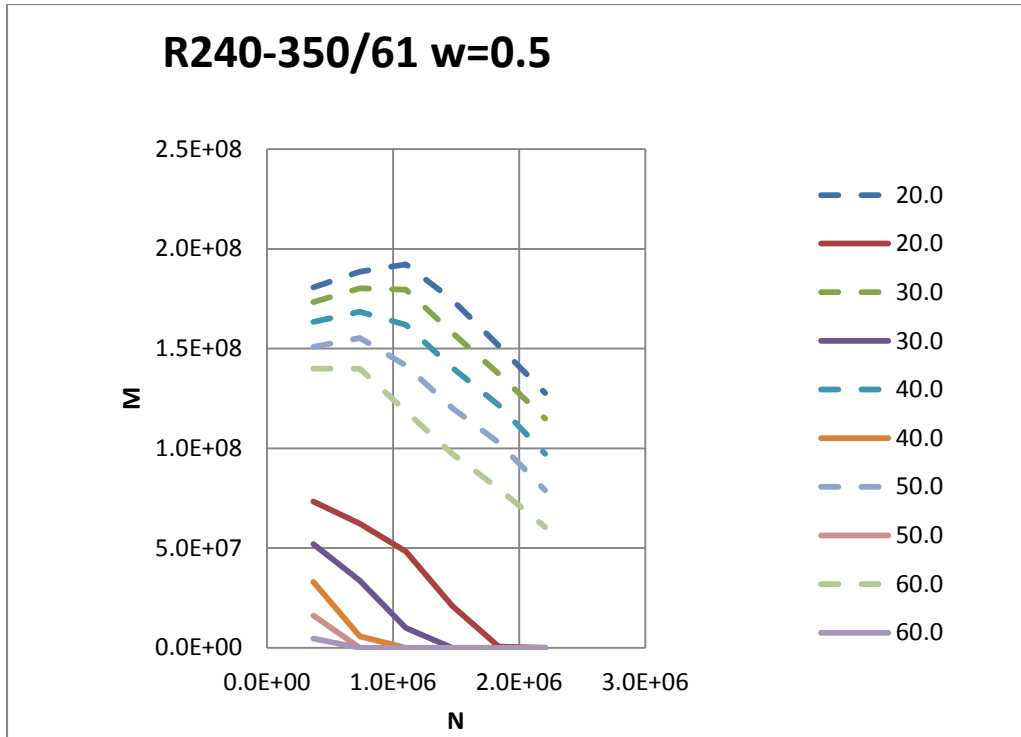


Figura A.228 Diagrama de interacción R240-350/61 $w=0.5$

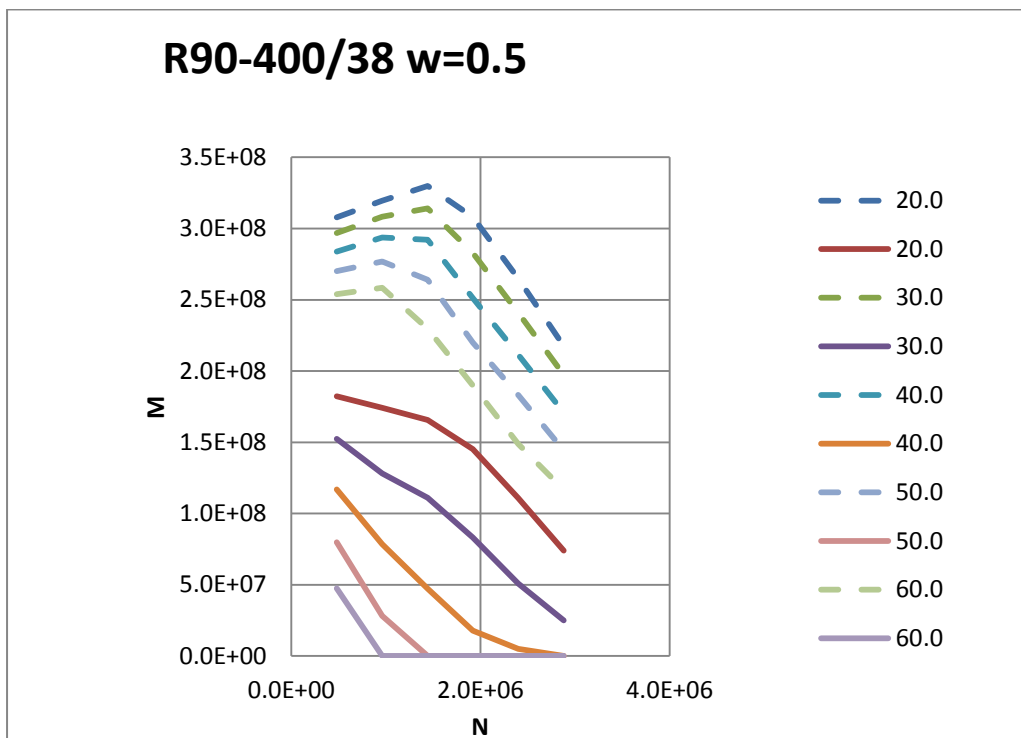


Figura A.229 Diagrama de interacción R90-400/38 $w=0.5$

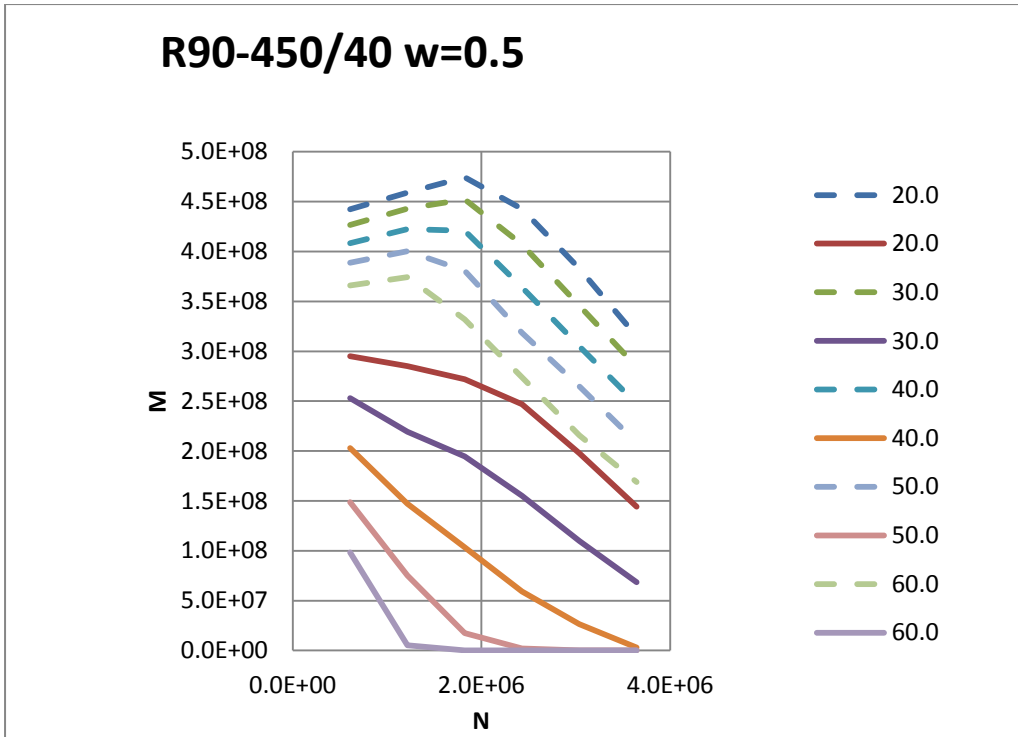


Figura A.230 Diagrama de interacción R90-450/40 $w=0.5$

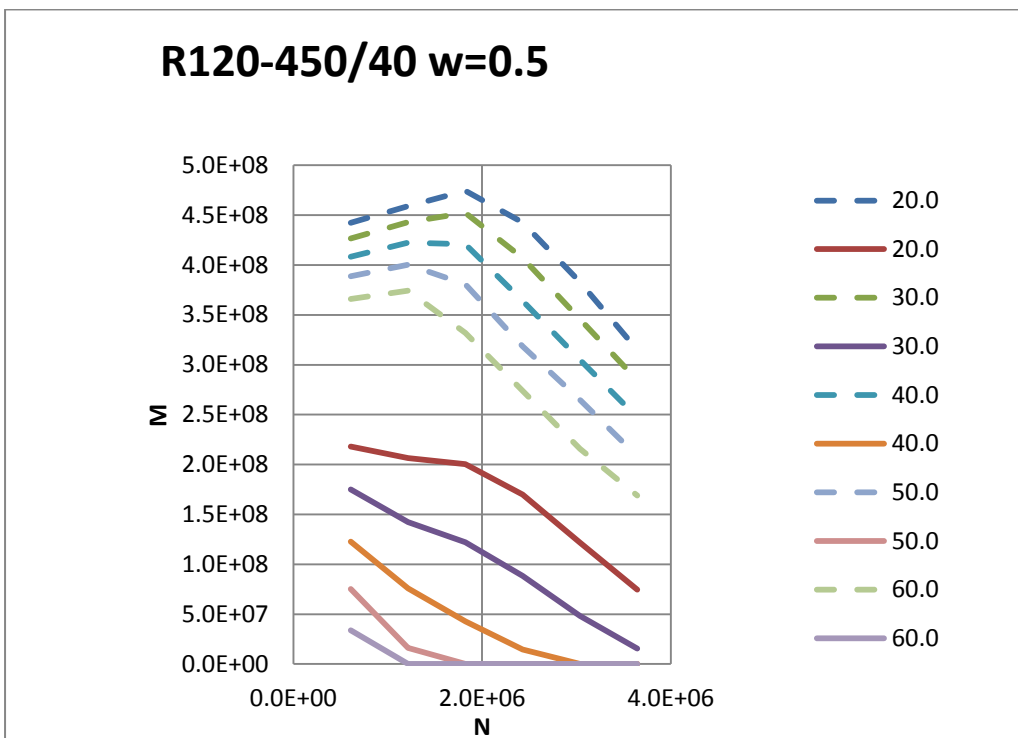


Figura A.231 Diagrama de interacción R120-450/40 $w=0.5$

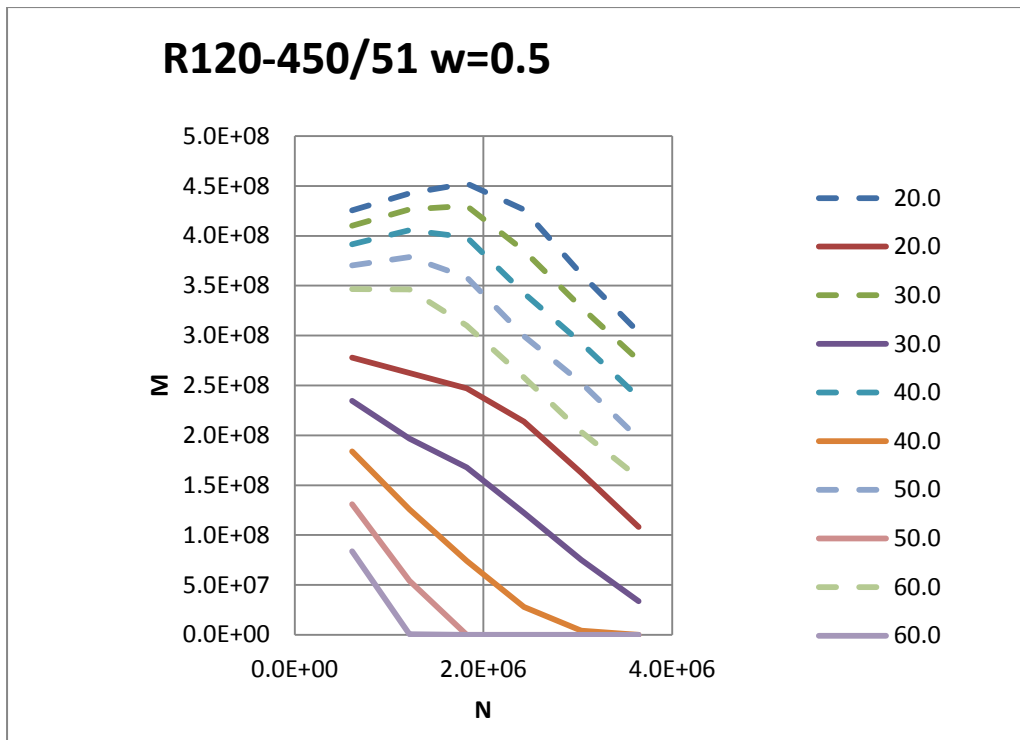


Figura A.231 Diagrama de interacción R120-450/51 $w=0.5$

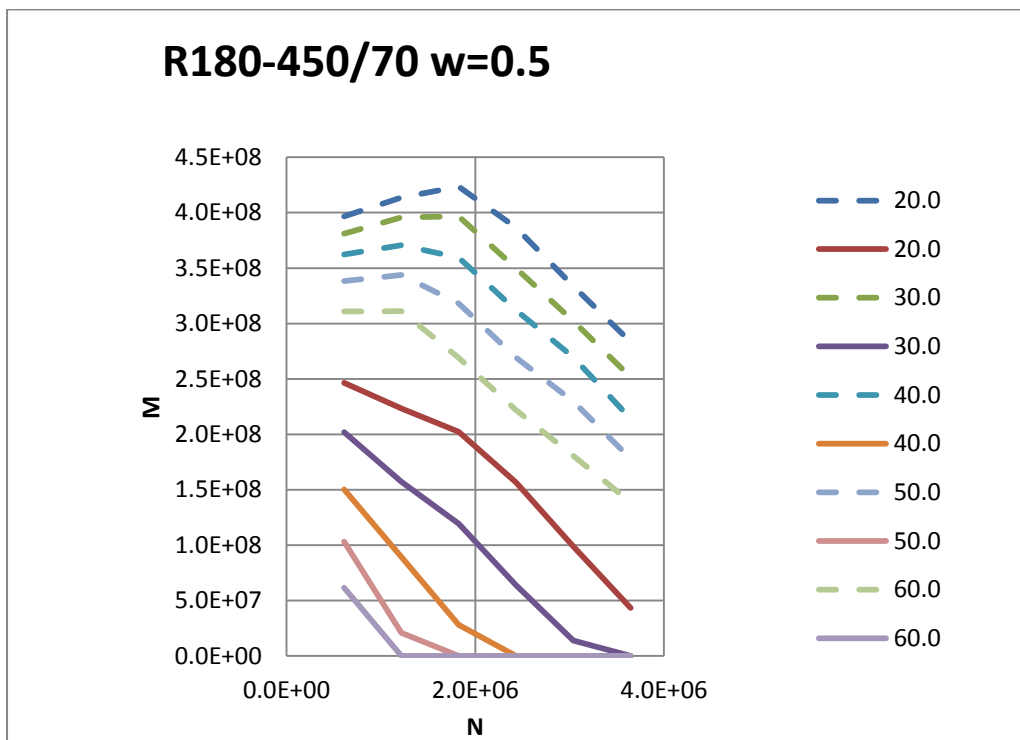


Figura A.232 Diagrama de interacción R180-450/70 (8 barras) $w=0.5$

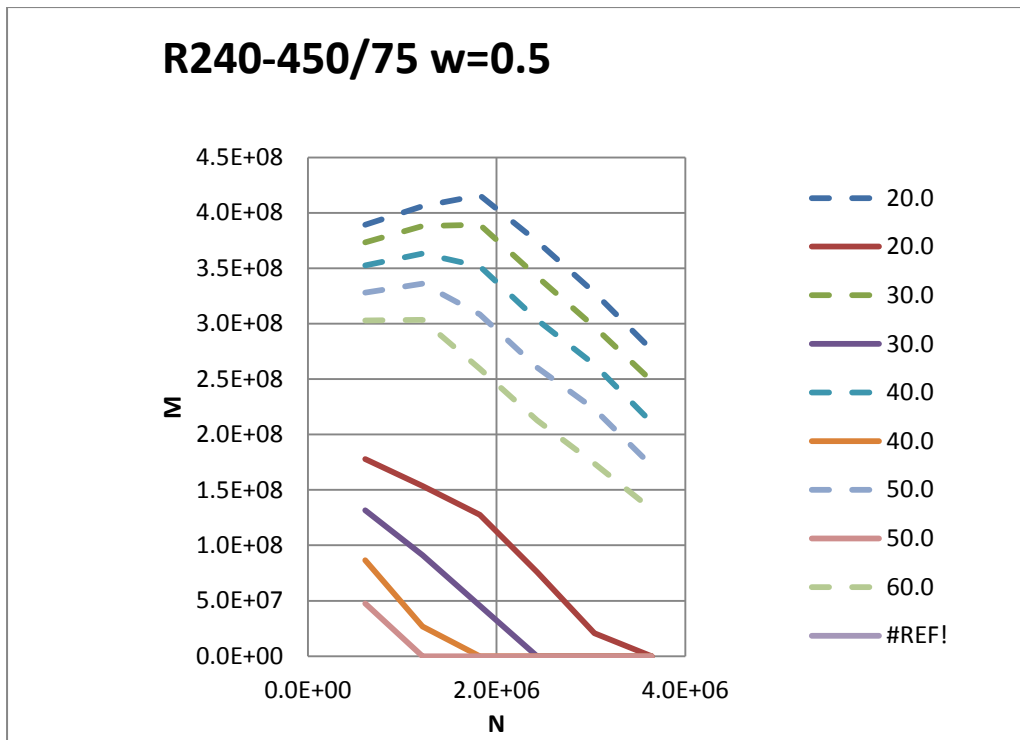


Figura A.233 Diagrama de interacción R240-450/75 $w=1$

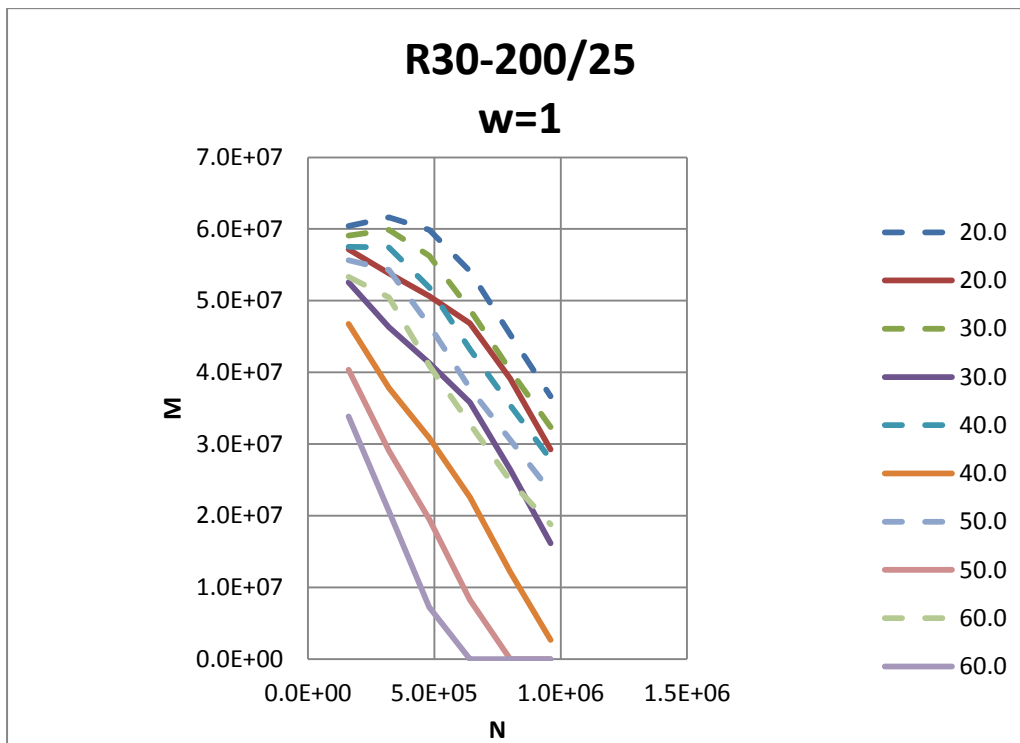


Figura A.234 Diagrama de interacción R30-200/25 $w=0.1$

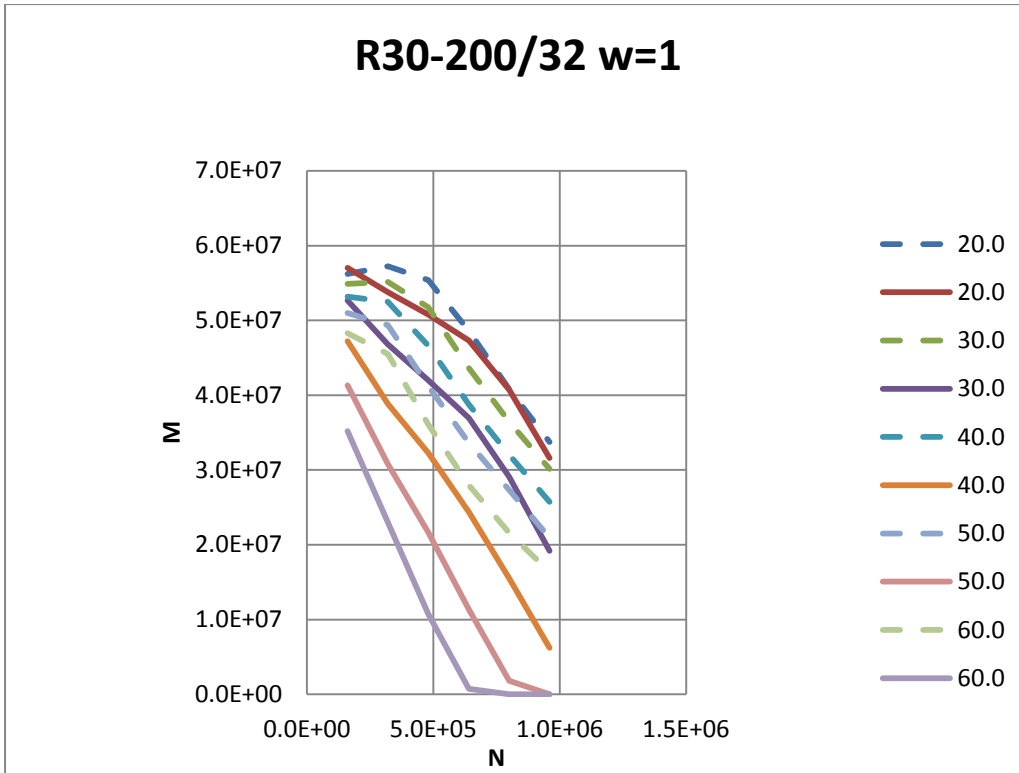


Figura A.235 Diagrama de interacción R30-200/32 $w=1$

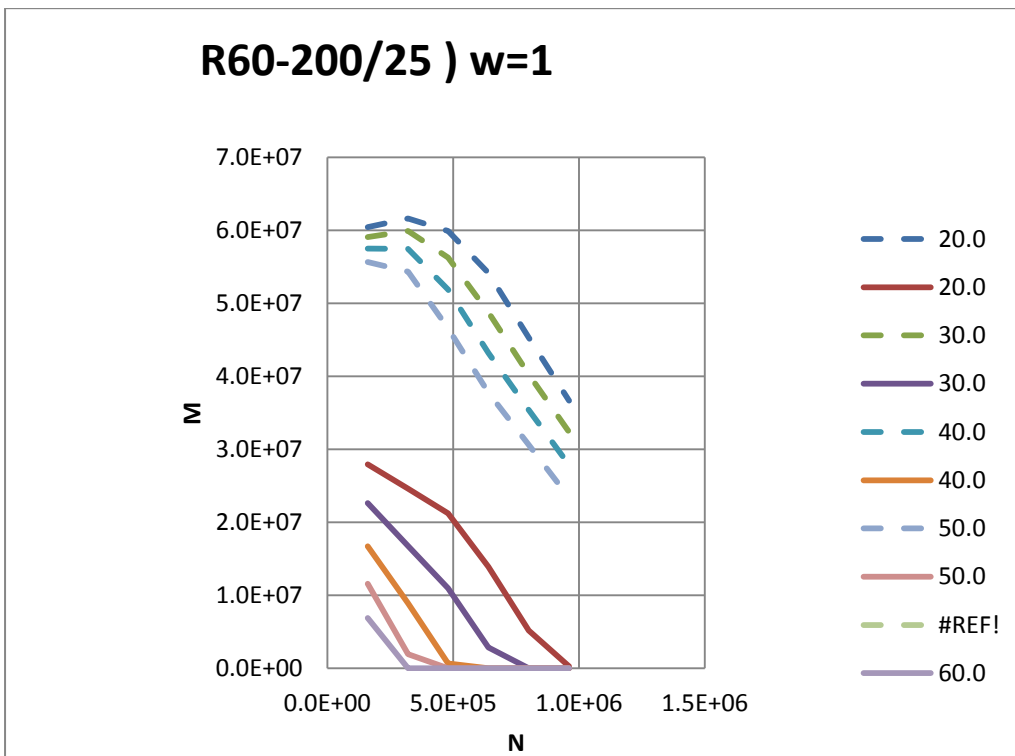


Figura A.236 Diagrama de interacción R60-200/25 $w=1$

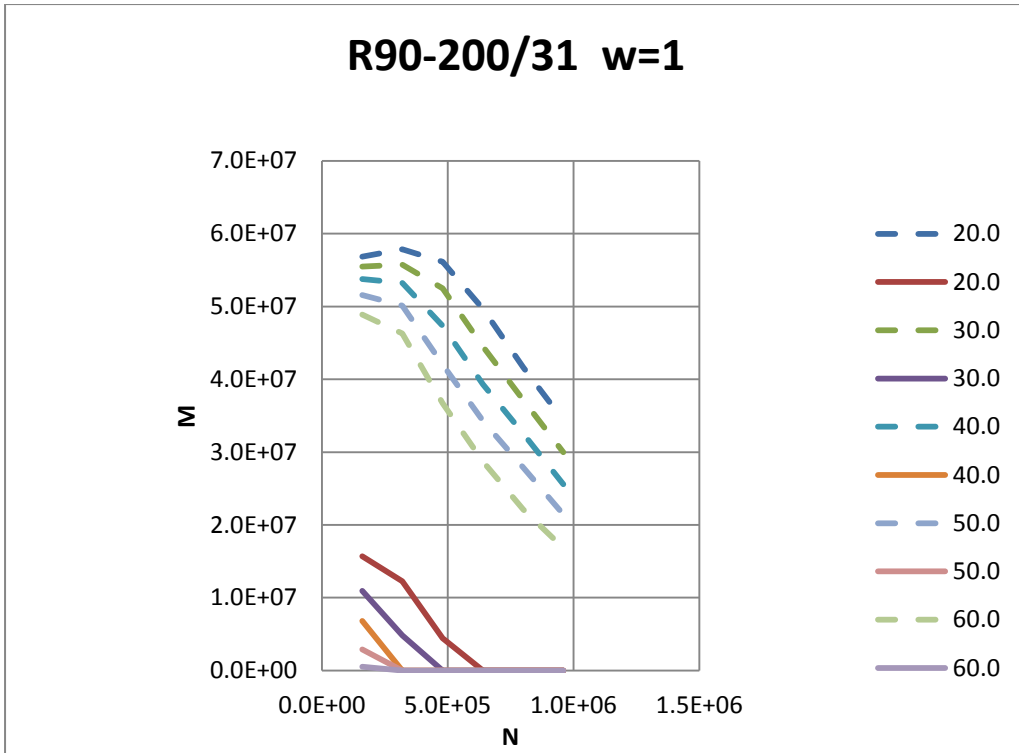


Figura A.237 Diagrama de interacción R90-200/31 $w=1$

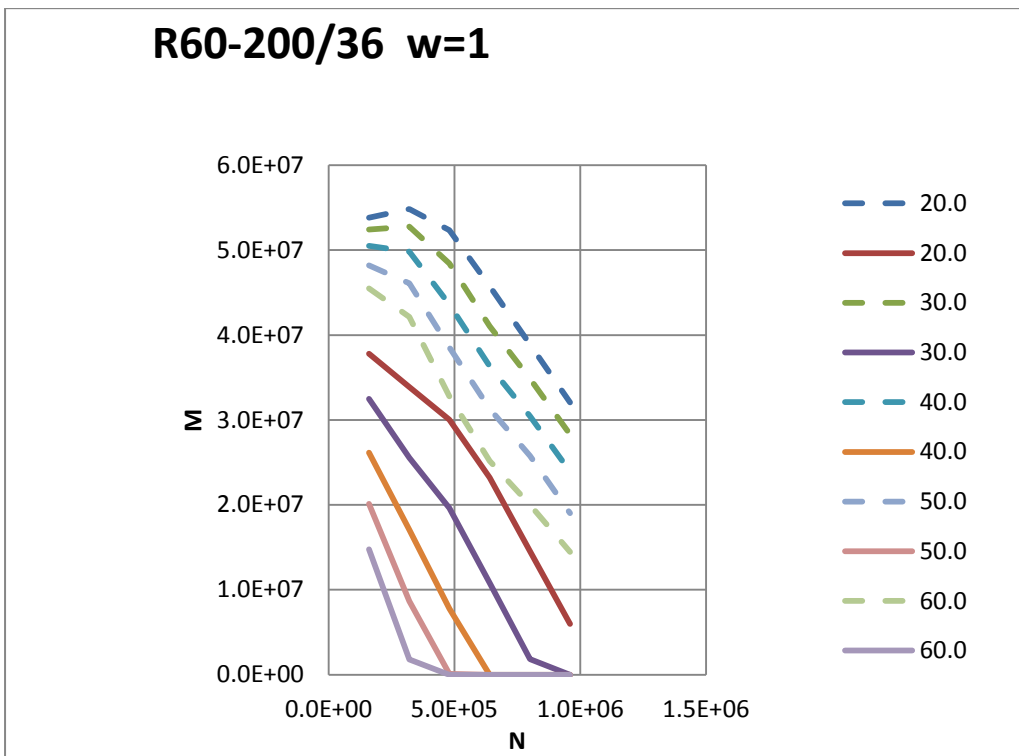


Figura A.238 Diagrama de interacción R60-200/36 $w=1$

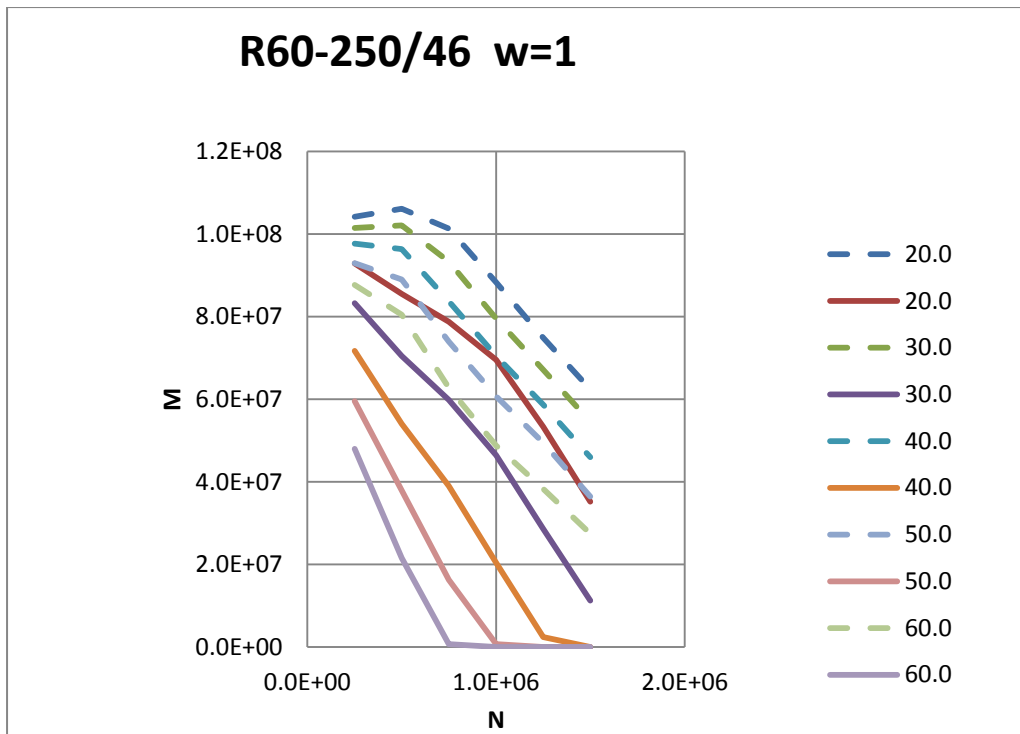


Figura A.239 Diagrama de interacción R60-250/46 $w=1$

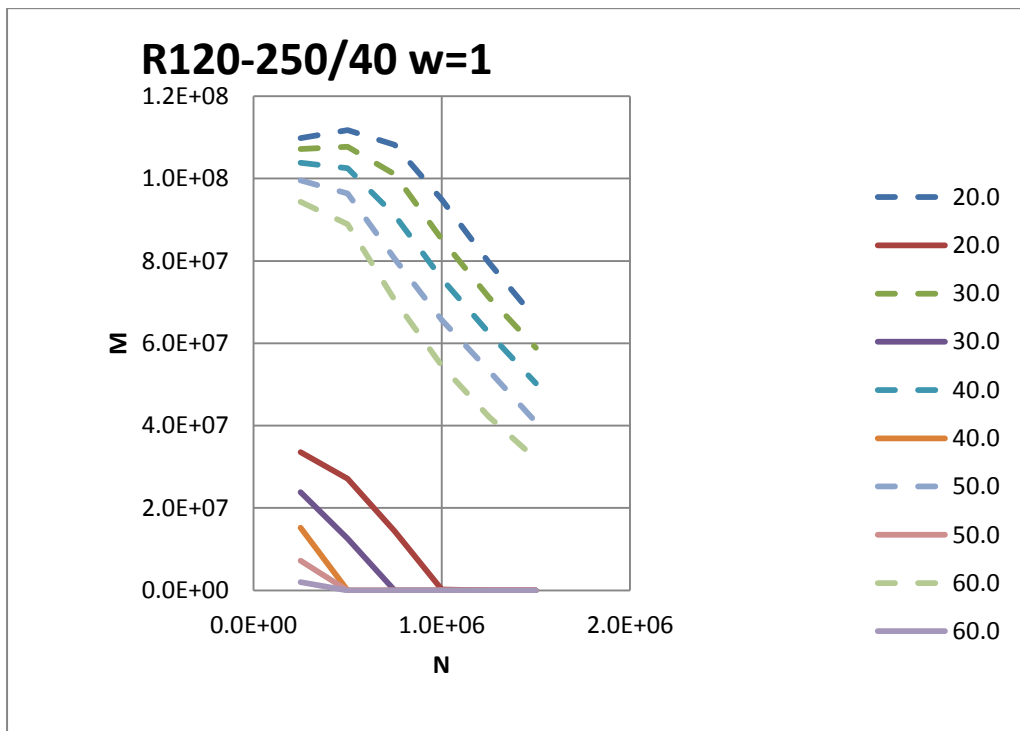


Figura A.240 Diagrama de interacción R120-250/40 $w=1$

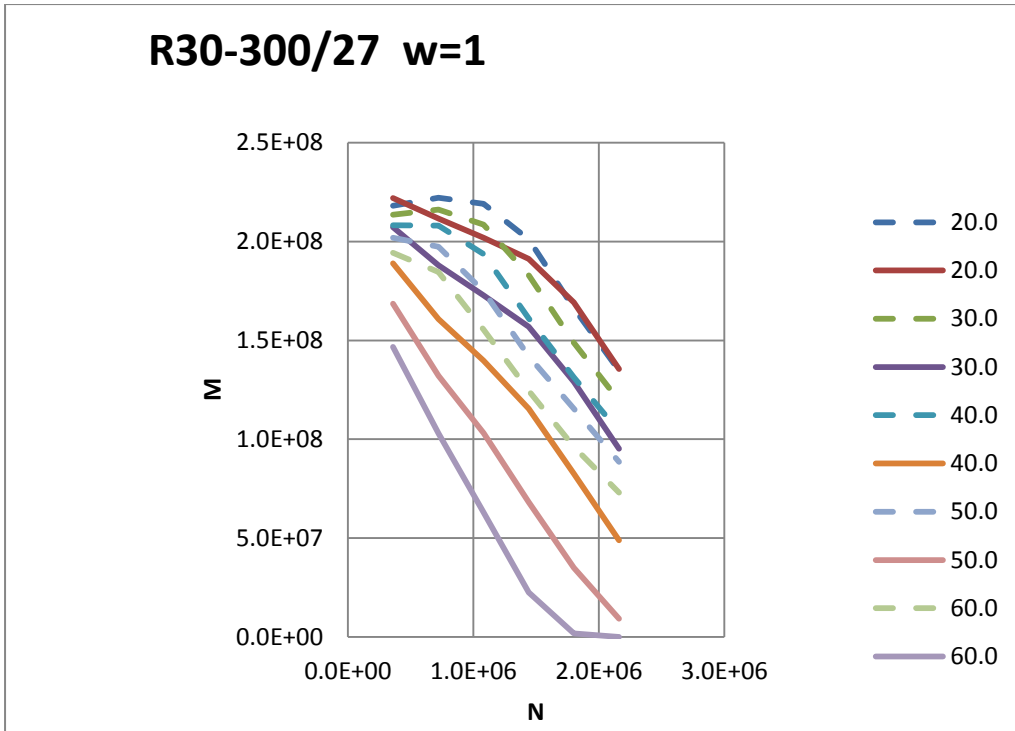


Figura A.241 Diagrama de interacción R30-300/27 $w=1$

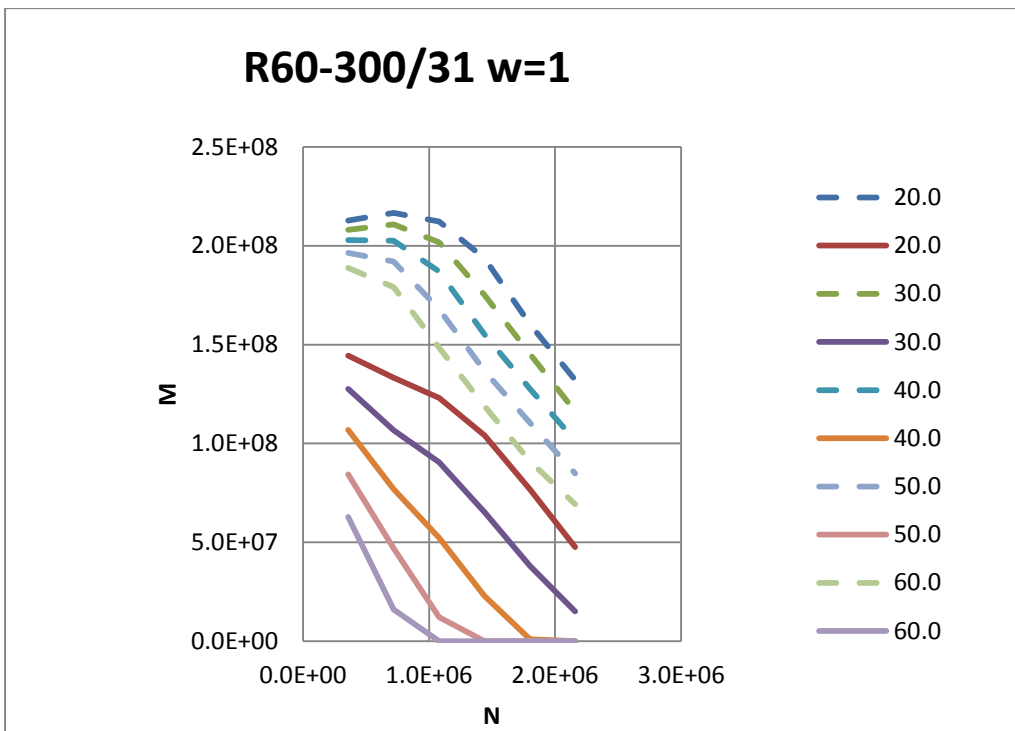


Figura A.242 Diagrama de interacción R60-300/31 $w=1$

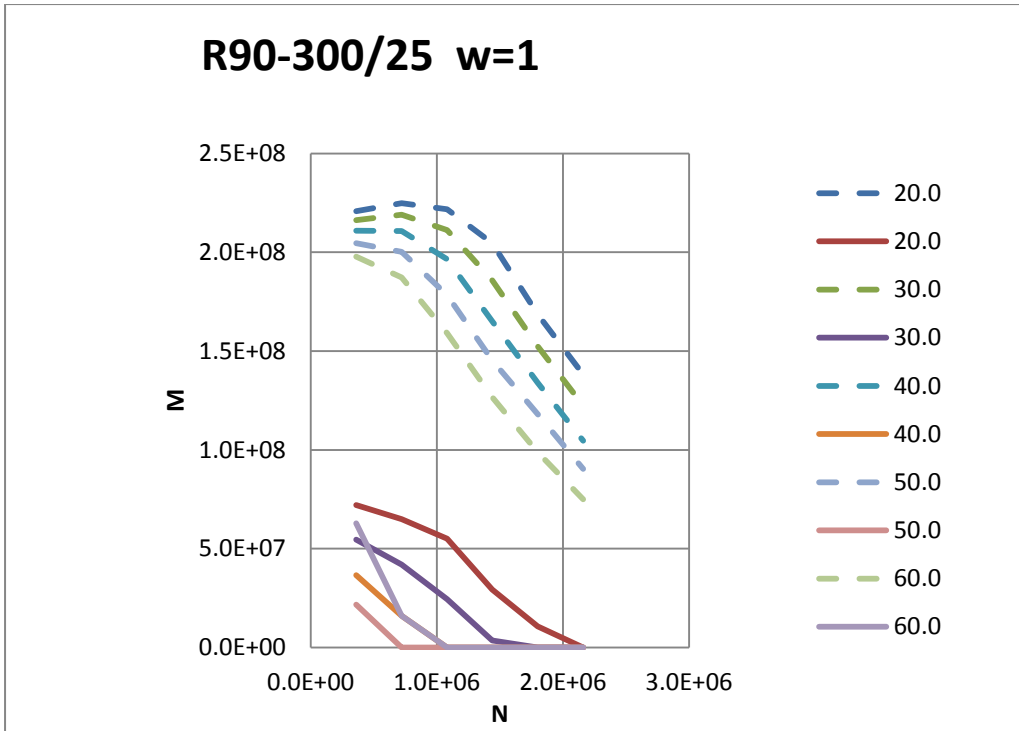


Figura A.243 Diagrama de interacción R90-300/25 $w=1$

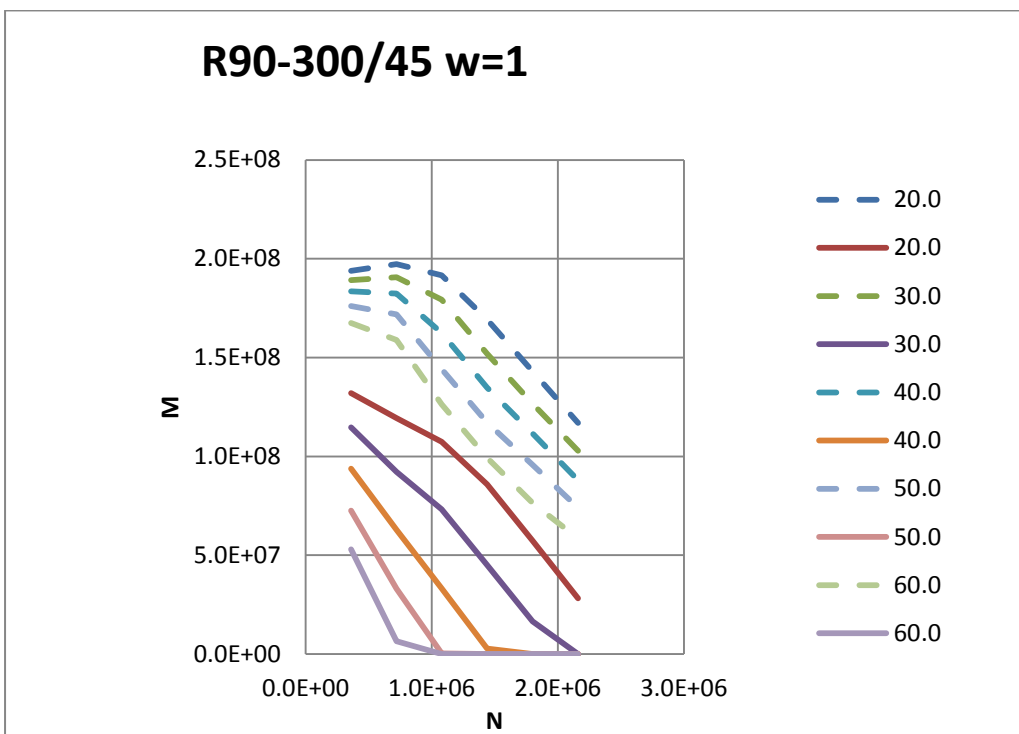


Figura A.244 Diagrama de interacción R90-300/45 $w=1$

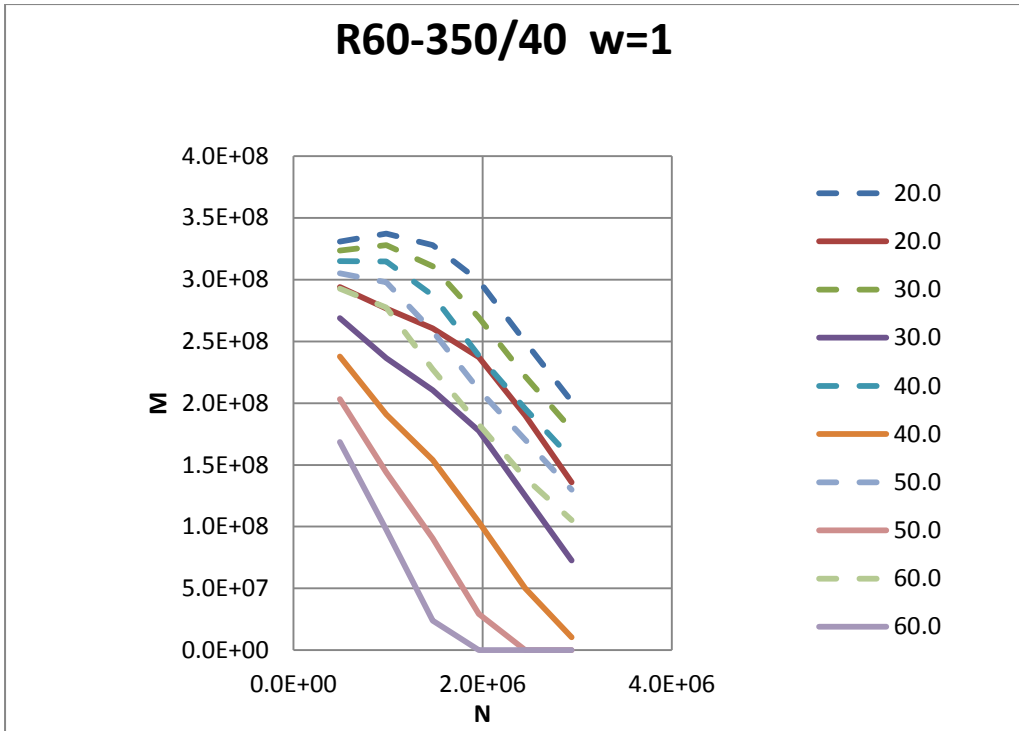


Figura A.245 Diagrama de interacción R90-350/40 $\omega=1$

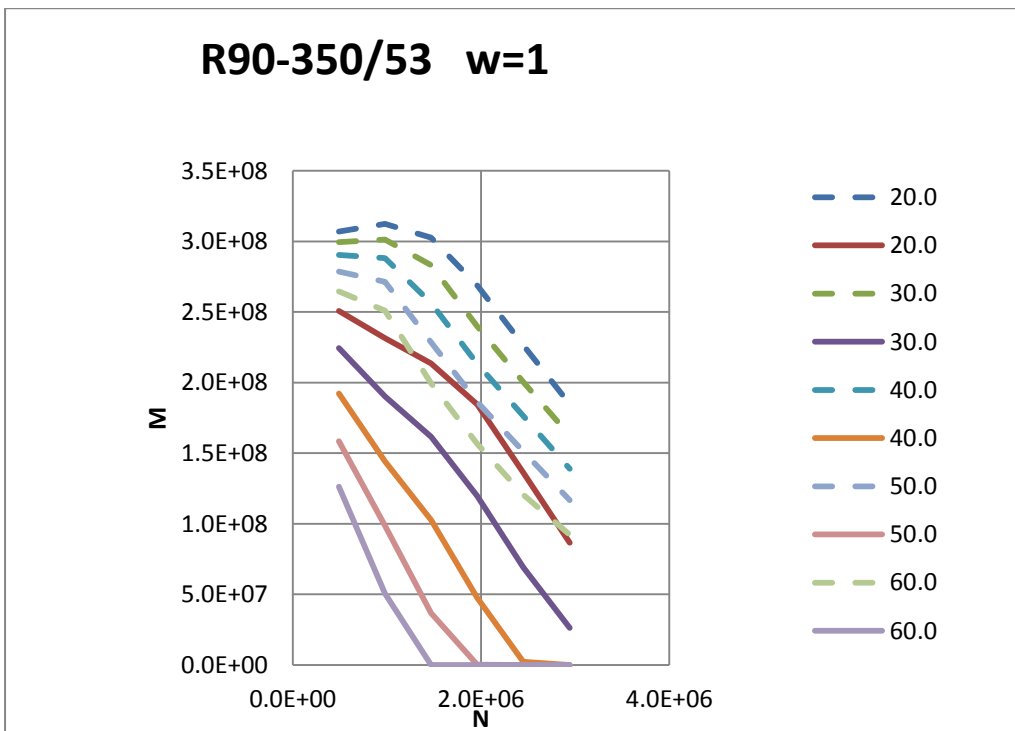


Figura A.246 Diagrama de interacción R90-350/53 $\omega=1$

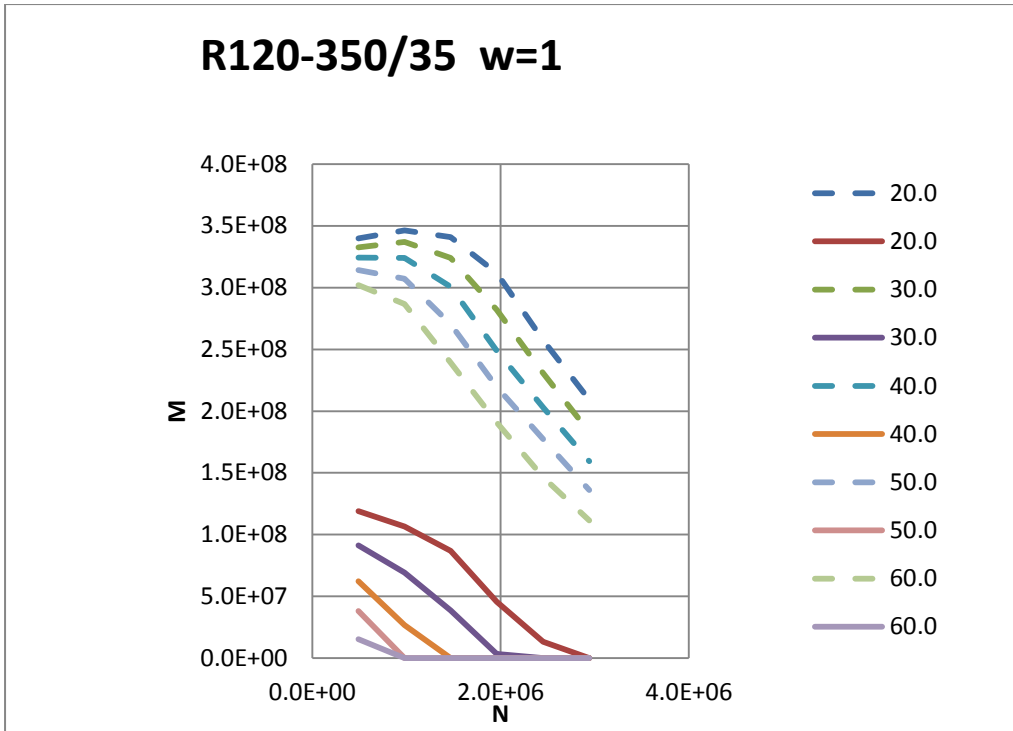


Figura A.247 Diagrama de interacción R120-350/35 $w=1$

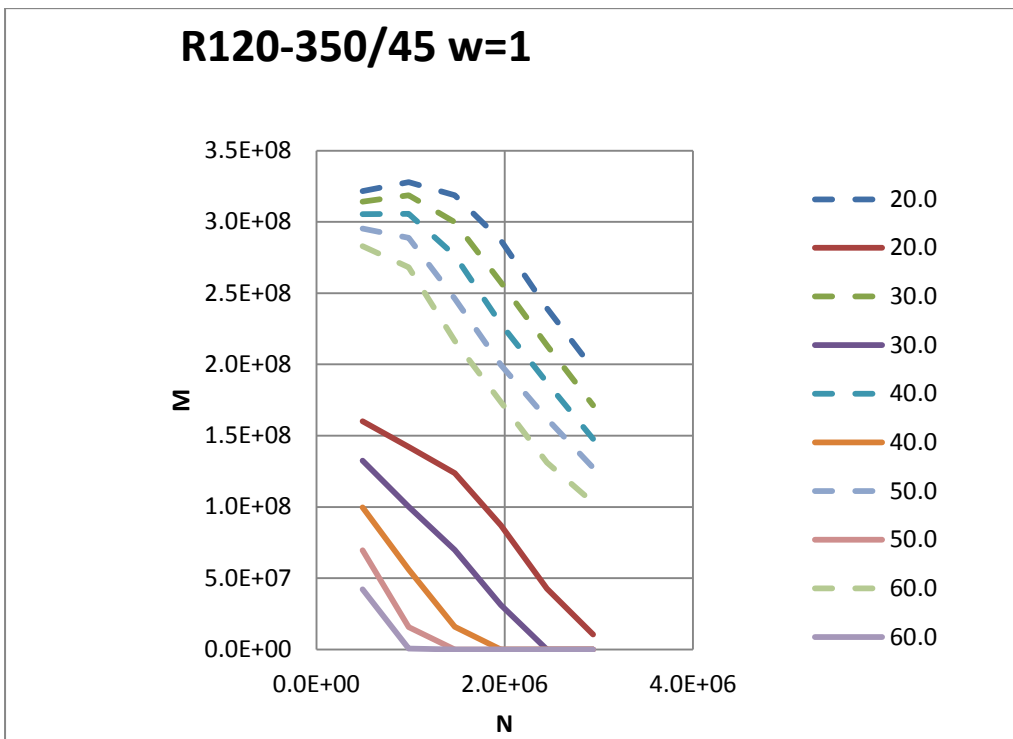


Figura A.248 Diagrama de interacción R120-350/45 $w=1$

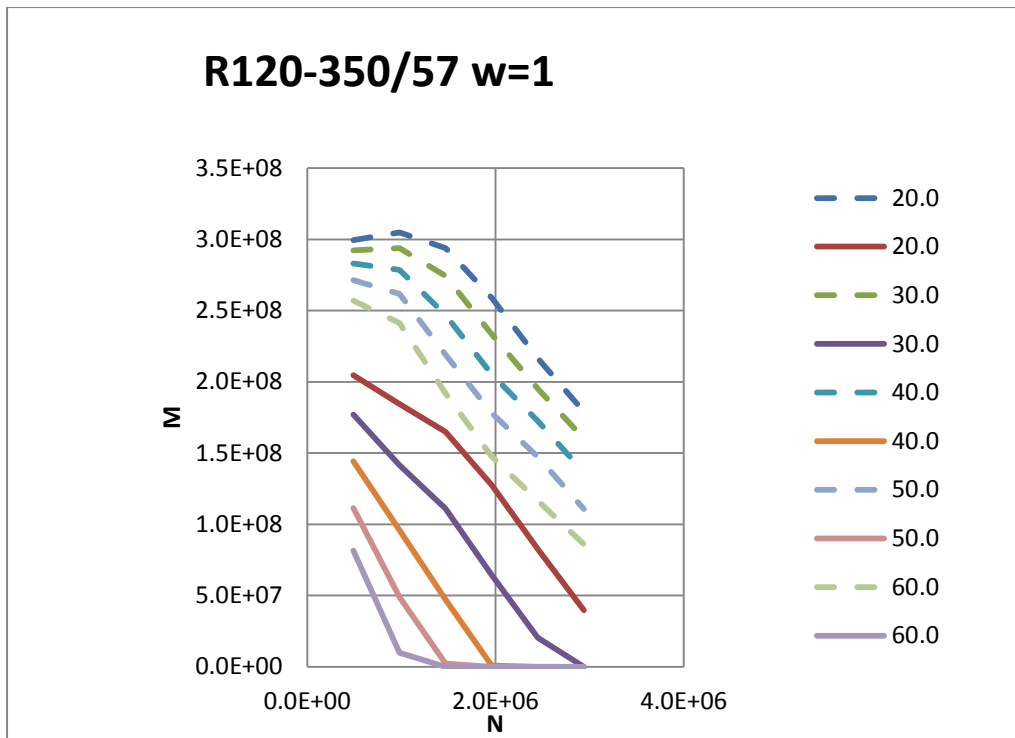


Figura A.249 Diagrama de interacción R120-350/57 $w=1$

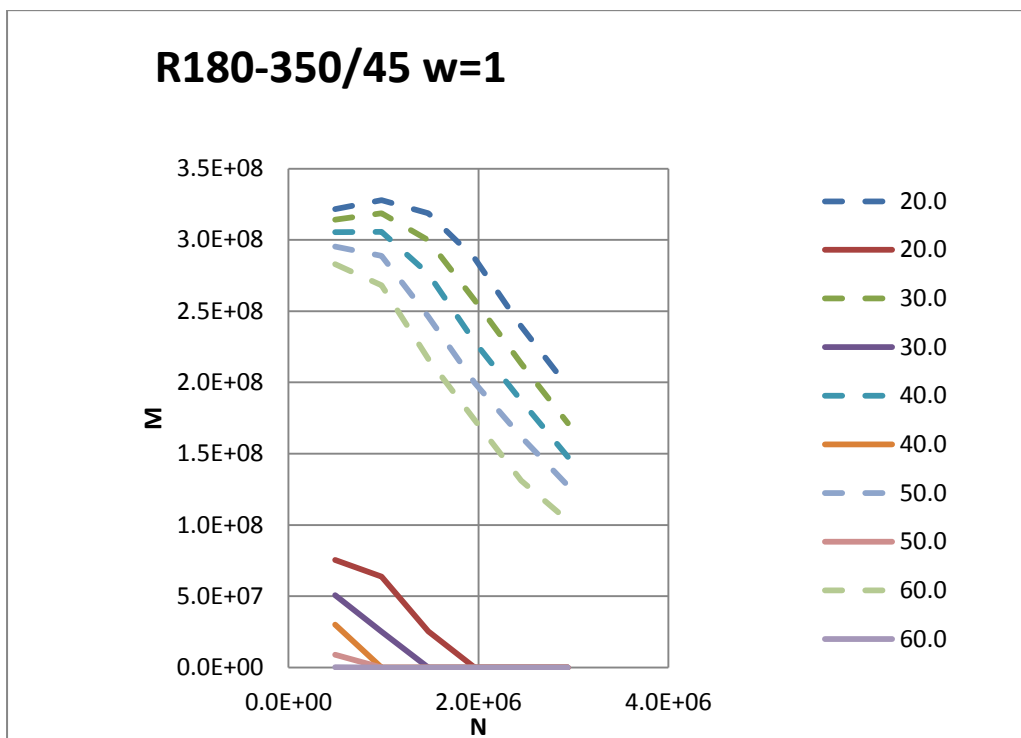


Figura A.250 Diagrama de interacción R180-350/45 $w=1$

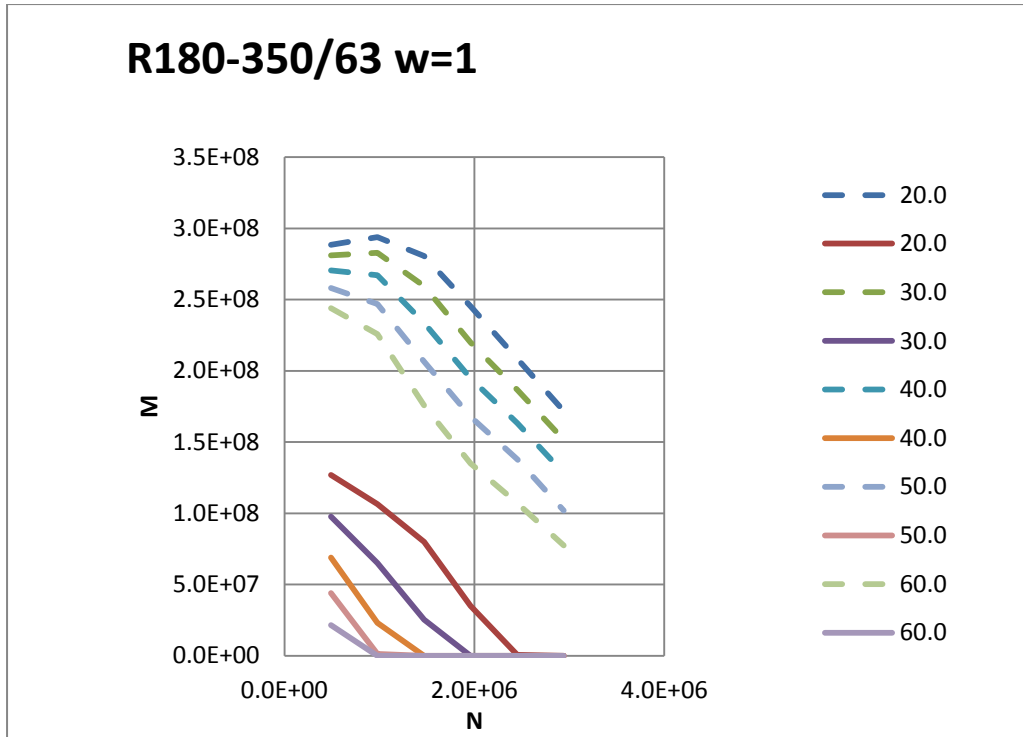


Figura A.251 Diagrama de interacción R180-350/63 $\omega=1$

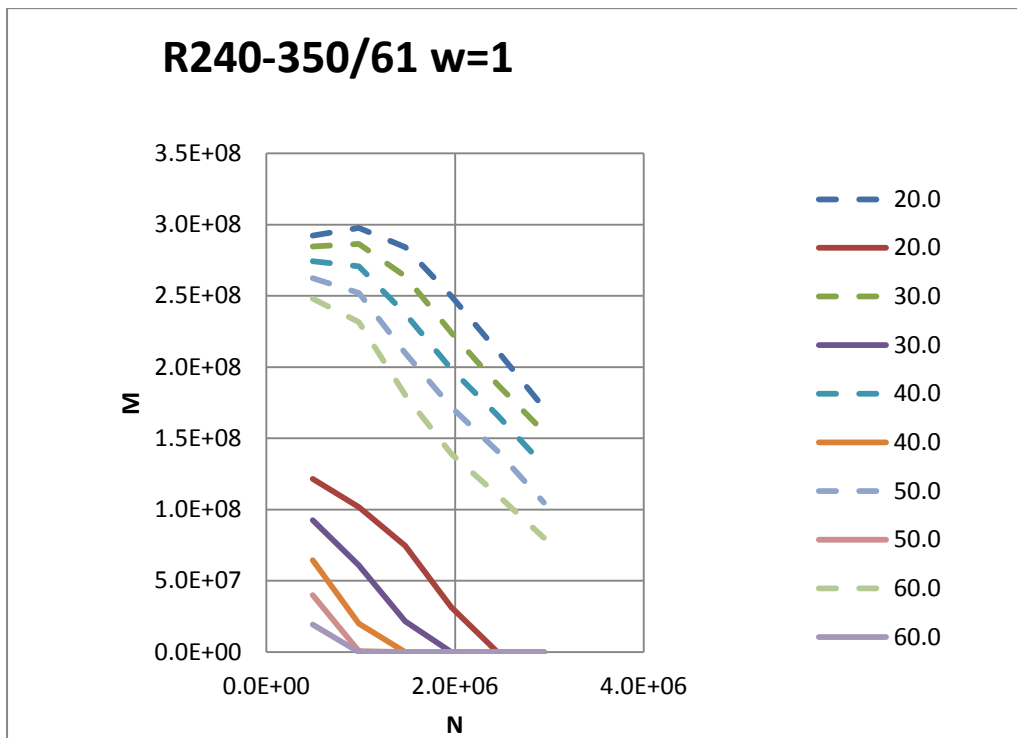


Figura A.252 Diagrama de interacción R240-350/61 $\omega=1$

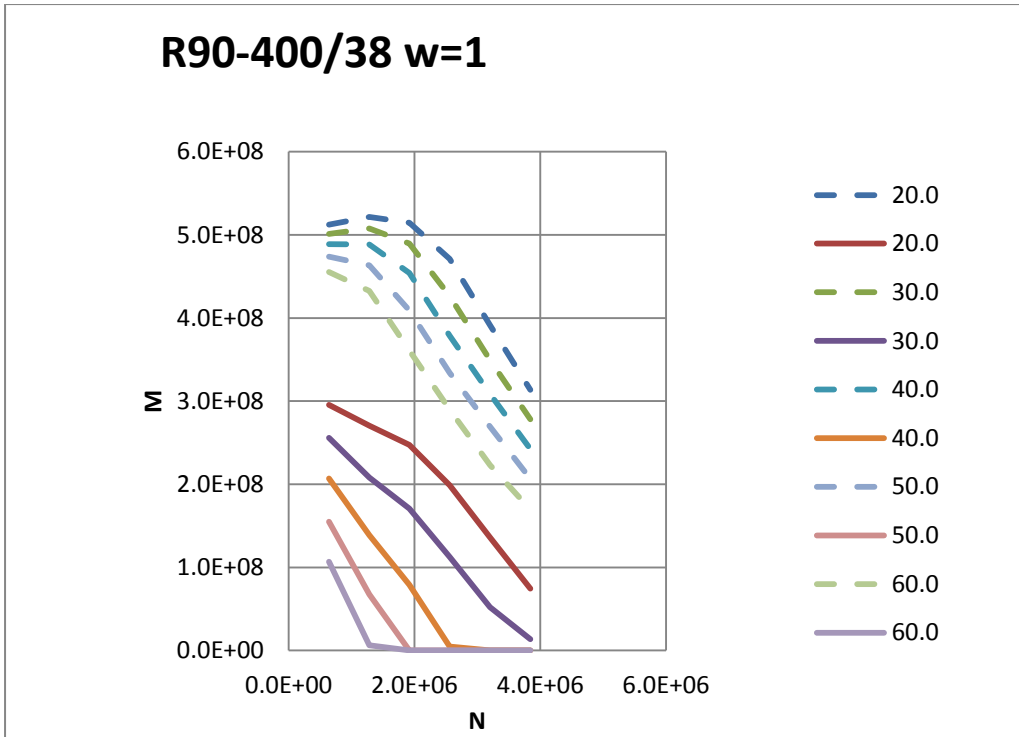


Figura A.253 Diagrama de interacción R90-400/38 $w=1$

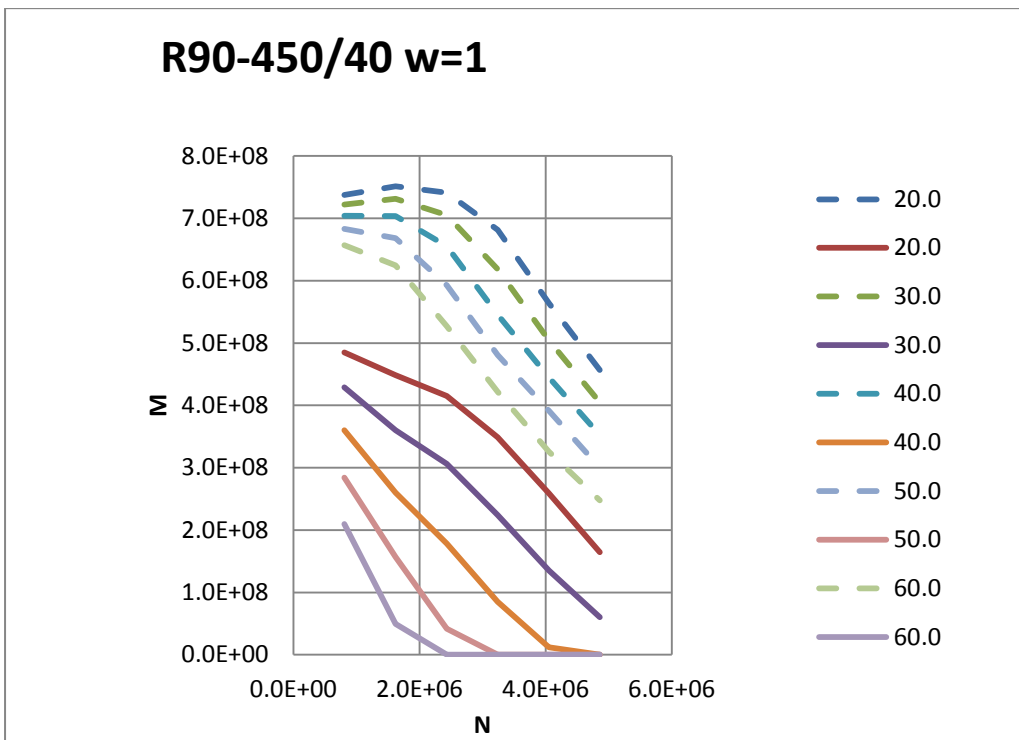


Figura A.254 Diagrama de interacción R90-450/40 $w=1$

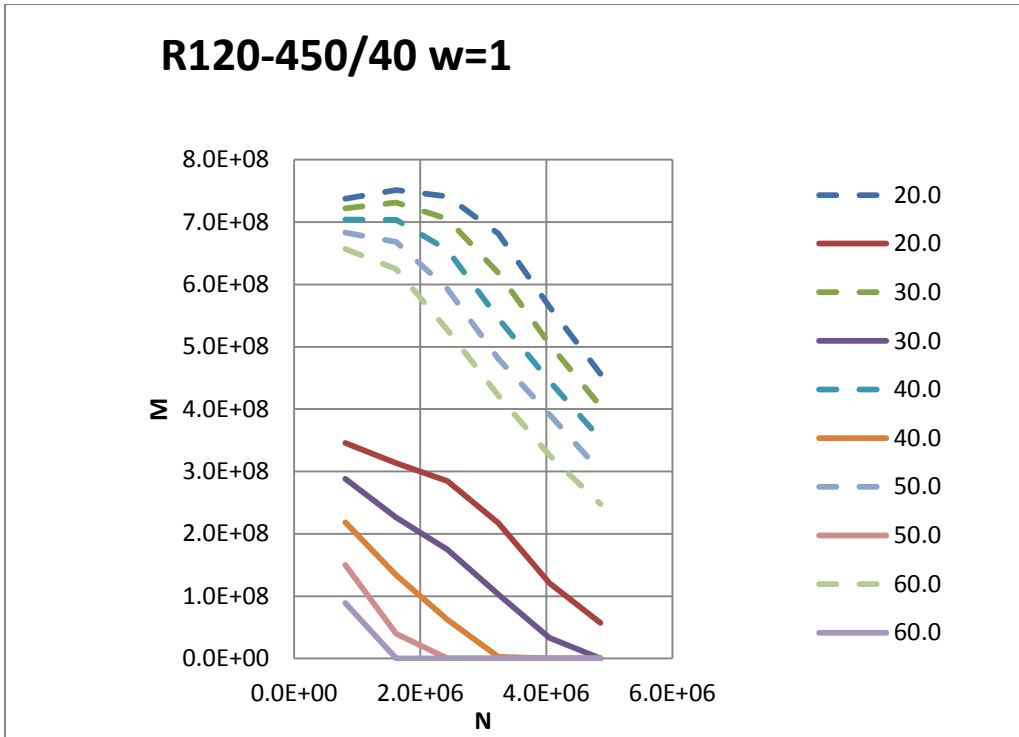


Figura A.255 Diagrama de interacción R120-450/40 $w=1$

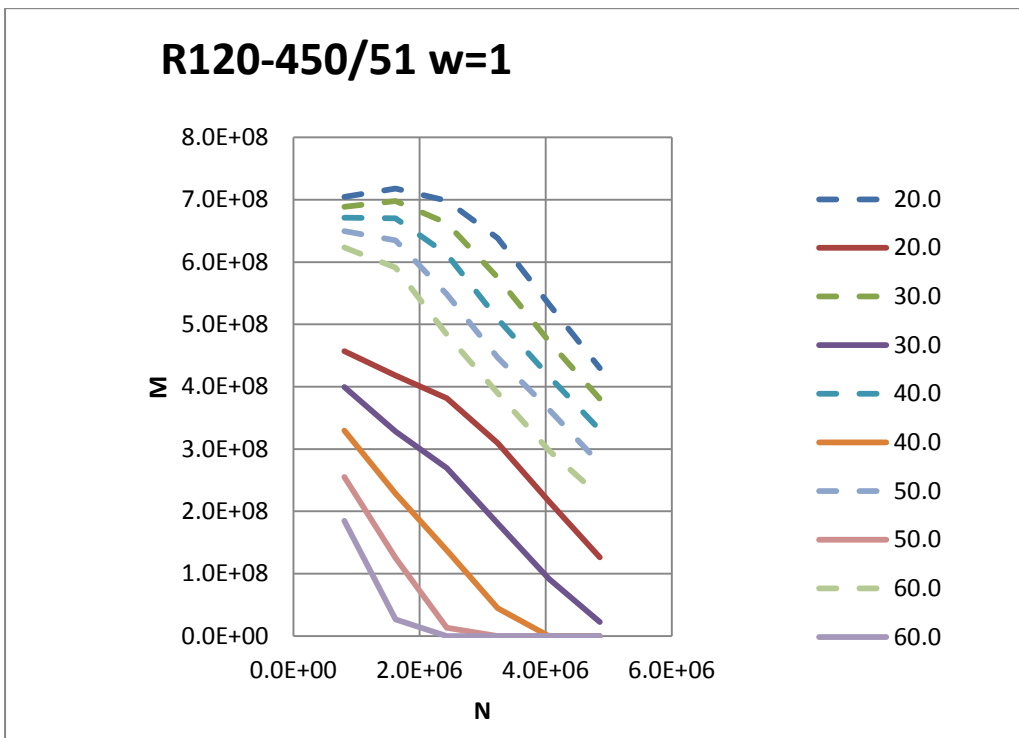


Figura A.256 Diagrama de interacción R120-450/51 $w=1$

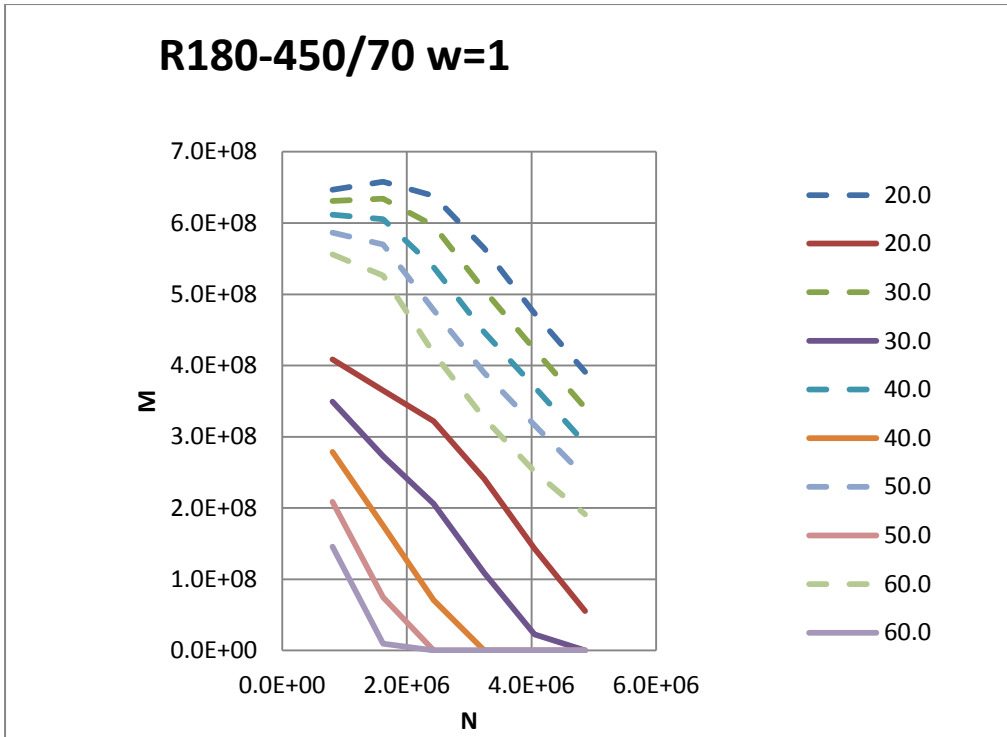


Figura A.257 Diagrama de interacción R180-450/70 $\omega=1$

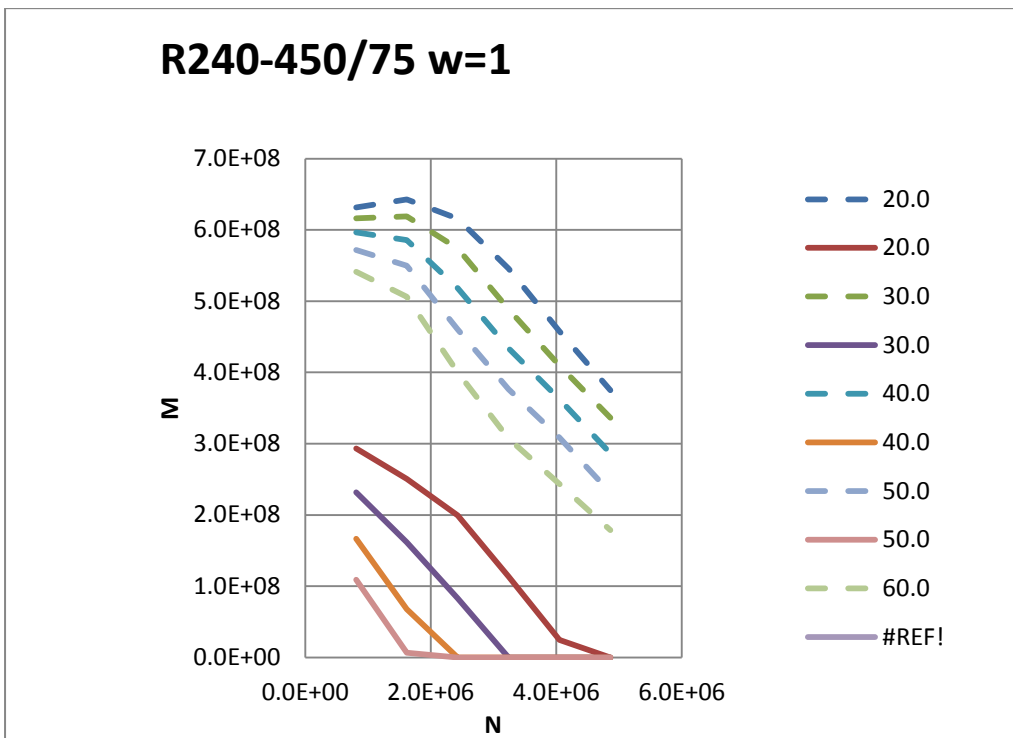


Figura A.258 Diagrama de interacción R240-450/75 $\omega=1$

1.6. ANALISIS DE RESULTADOS MEDODO A EC2 PARTE 1-2

1.6.1.EVOLUCION DEL FACTOR DE CARGA (μ_{fi} .)

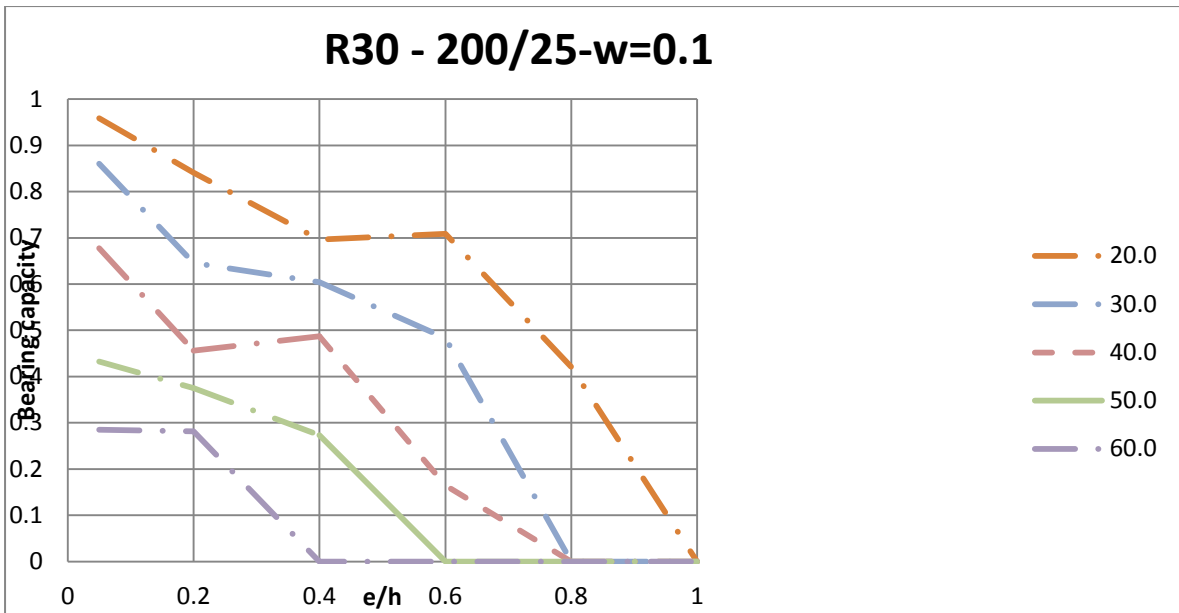


Figura A.259 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R30-200/25 $\omega=0.1$

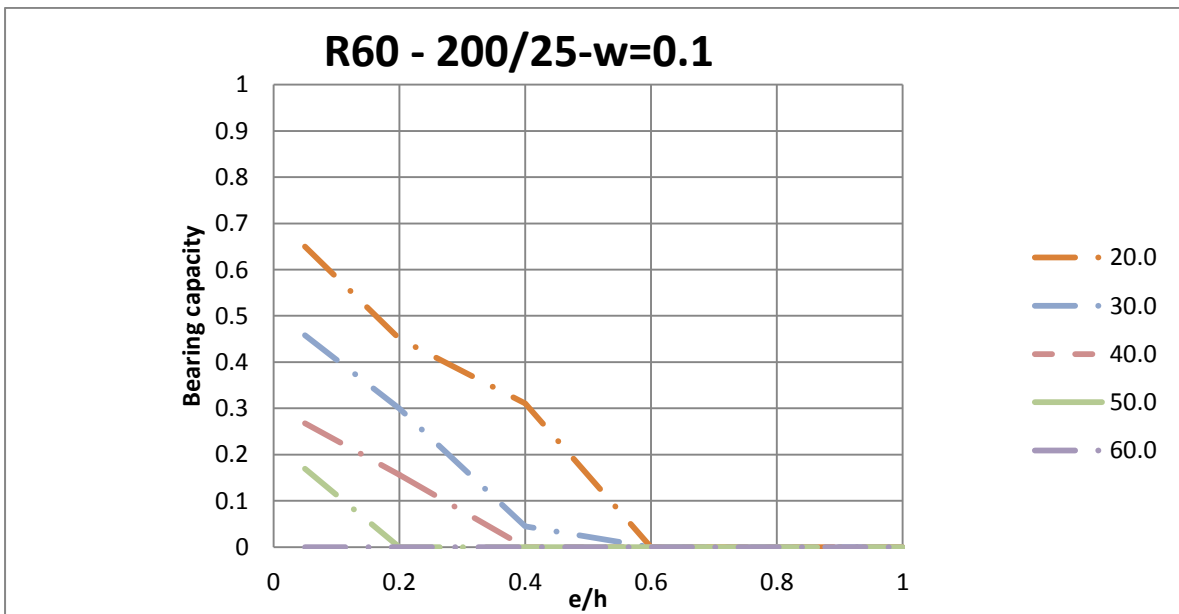


Figura A.260 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R60-200/25 $\omega=0.1$

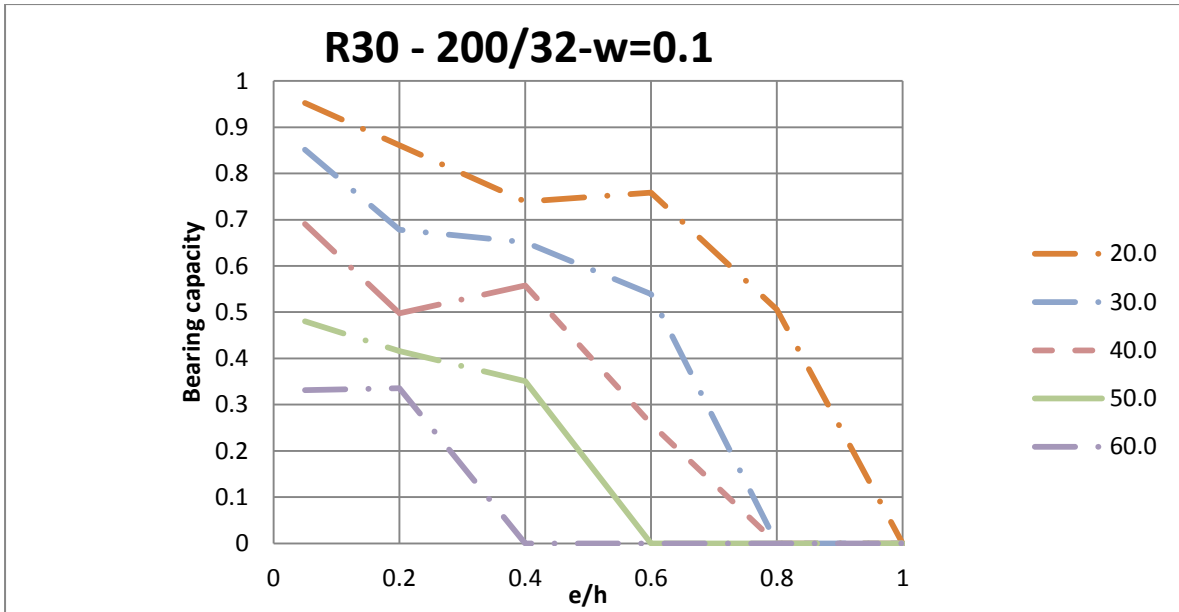


Figura A.261 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R30-200/32 $\omega=0.1$

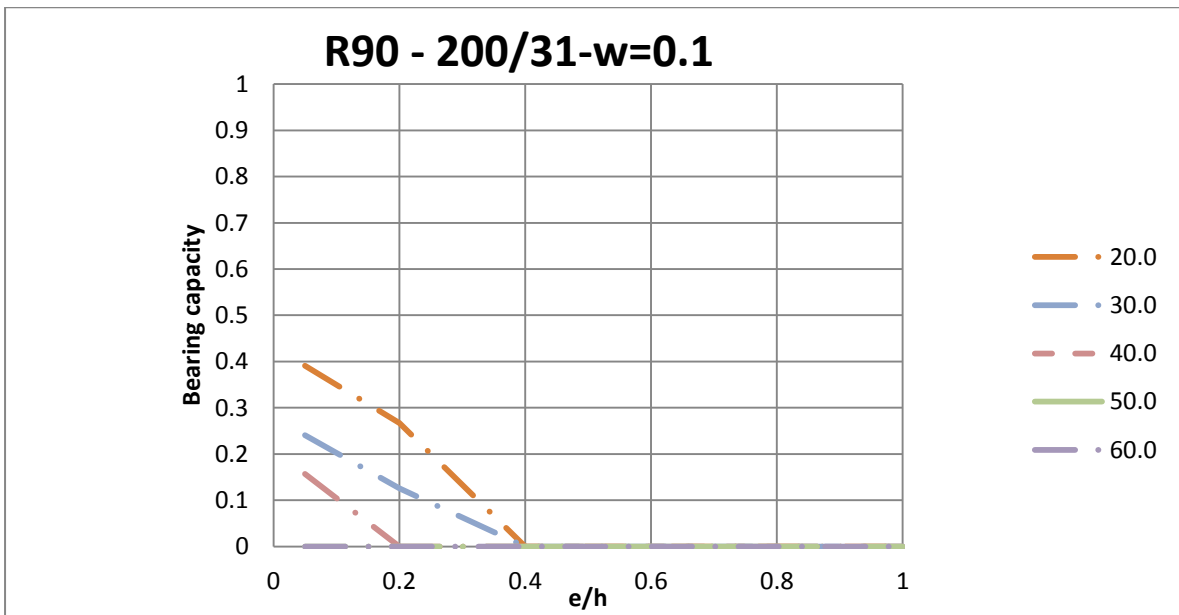


Figura A.262 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R90-200/31 $\omega=0.1$

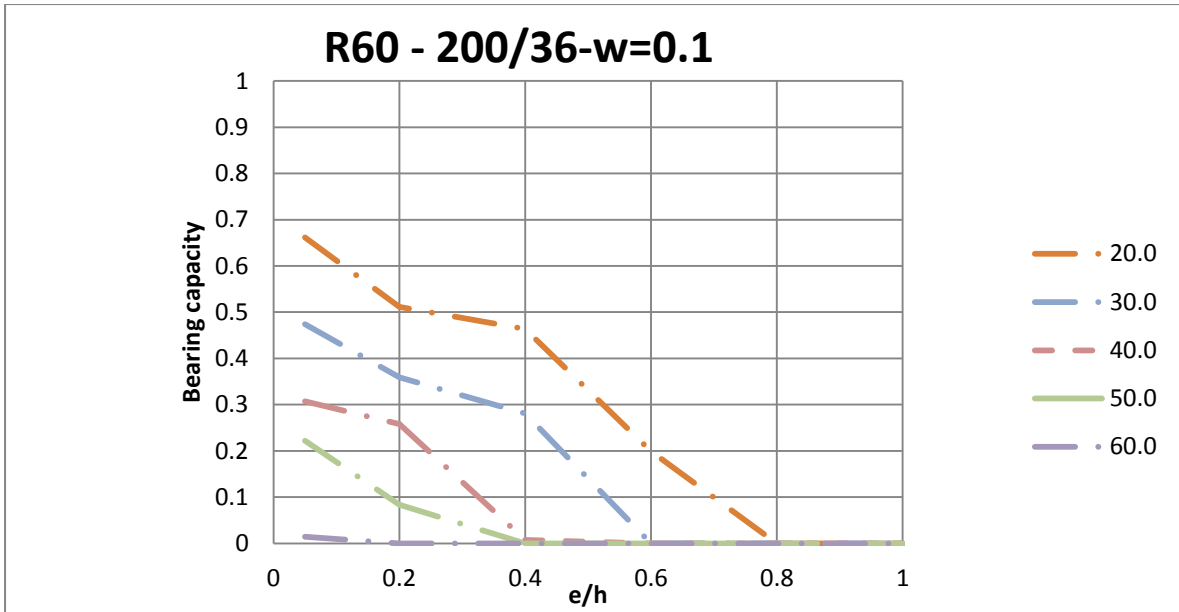


Figura A.263 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R60-200/36 $\omega=0.1$

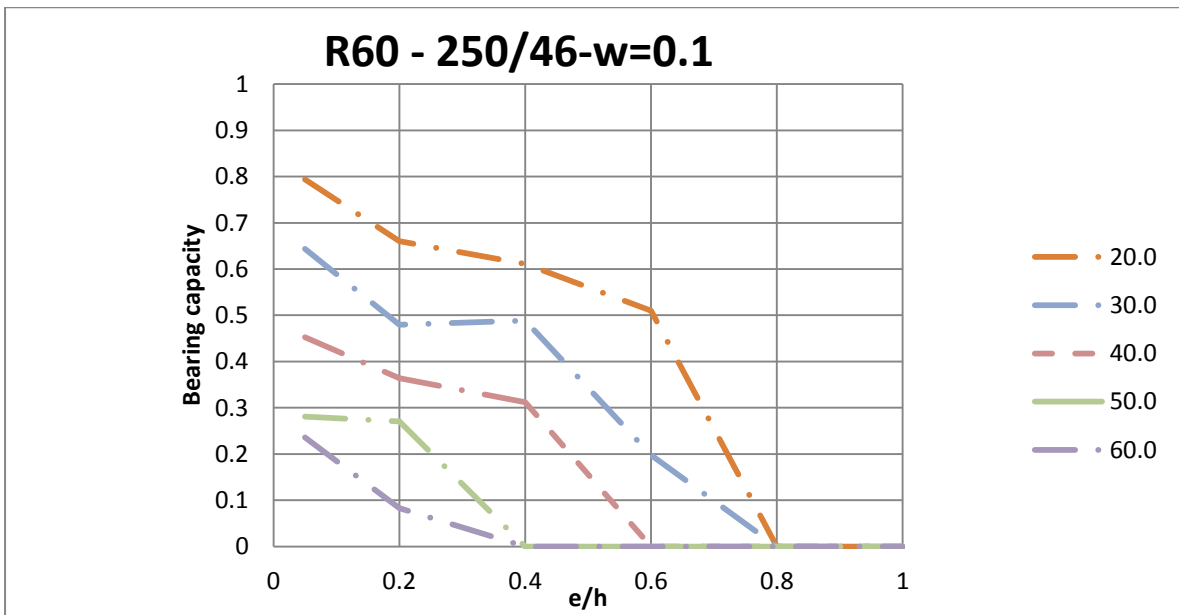


Figura A.264 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R60-250/46 $\omega=0.1$

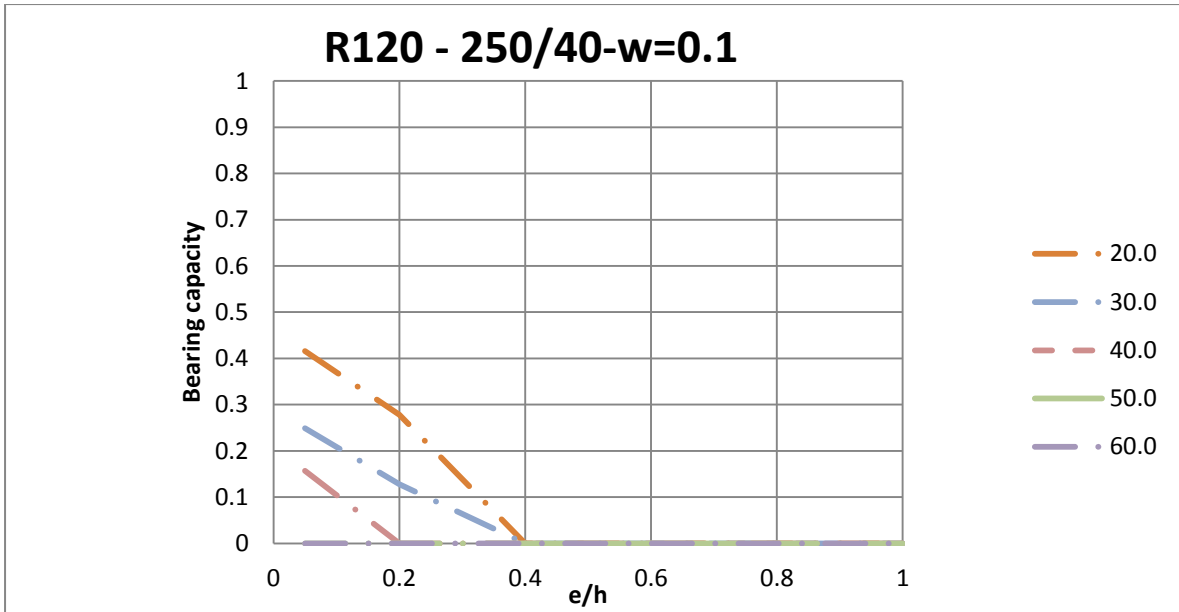


Figura A.265 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R120-250/40 $\omega=0.1$

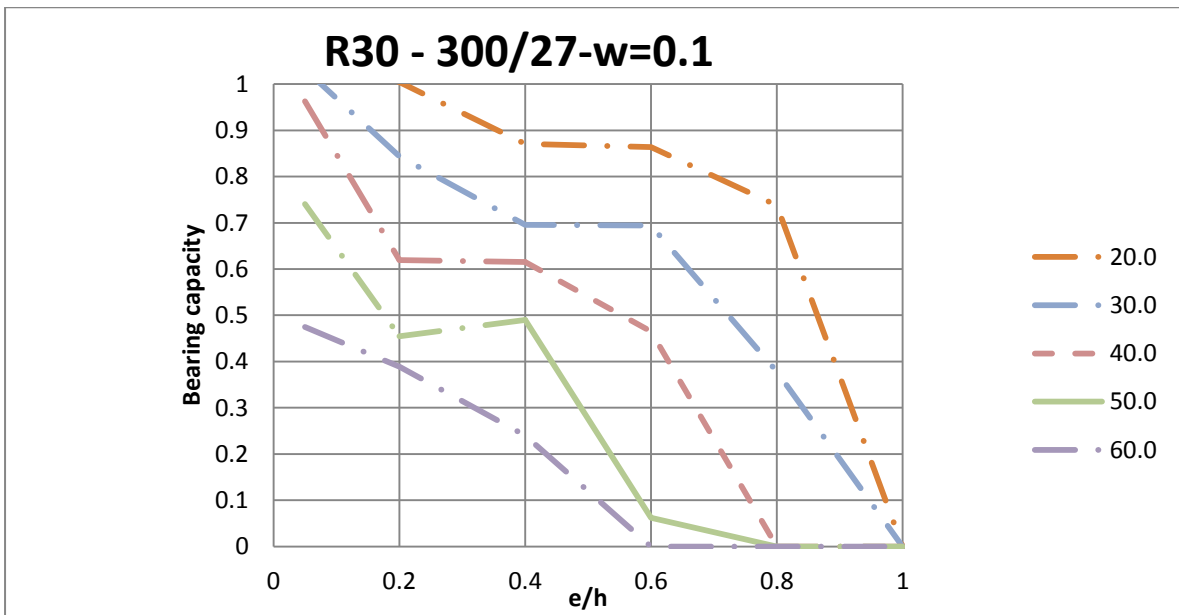


Figura A.266 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R30-300/27 $\omega=0.1$

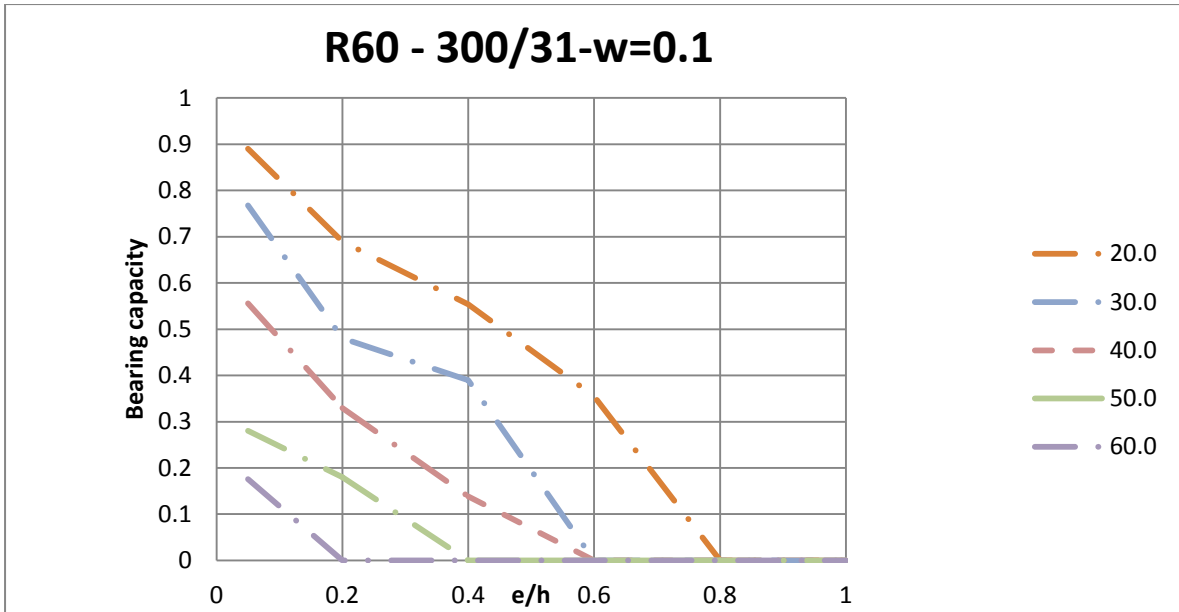


Figura A.267 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R60-300/31 $\omega=0.1$

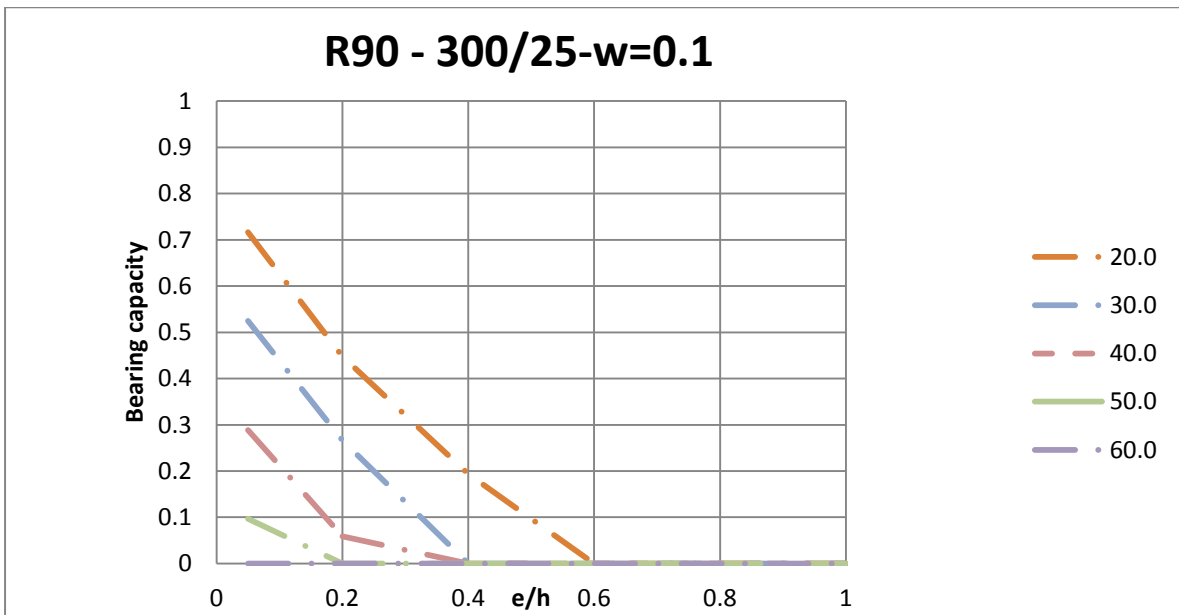


Figura A.268 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R90-300/25 $\omega=0.1$

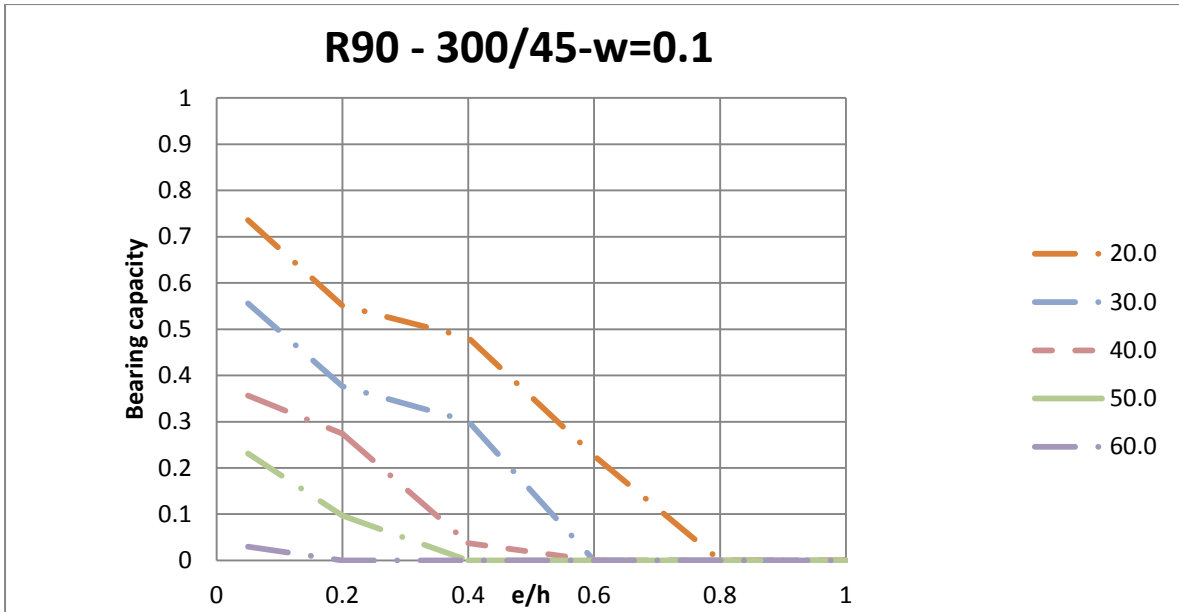


Figura A.269 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R90-300/45 $\omega=0.1$

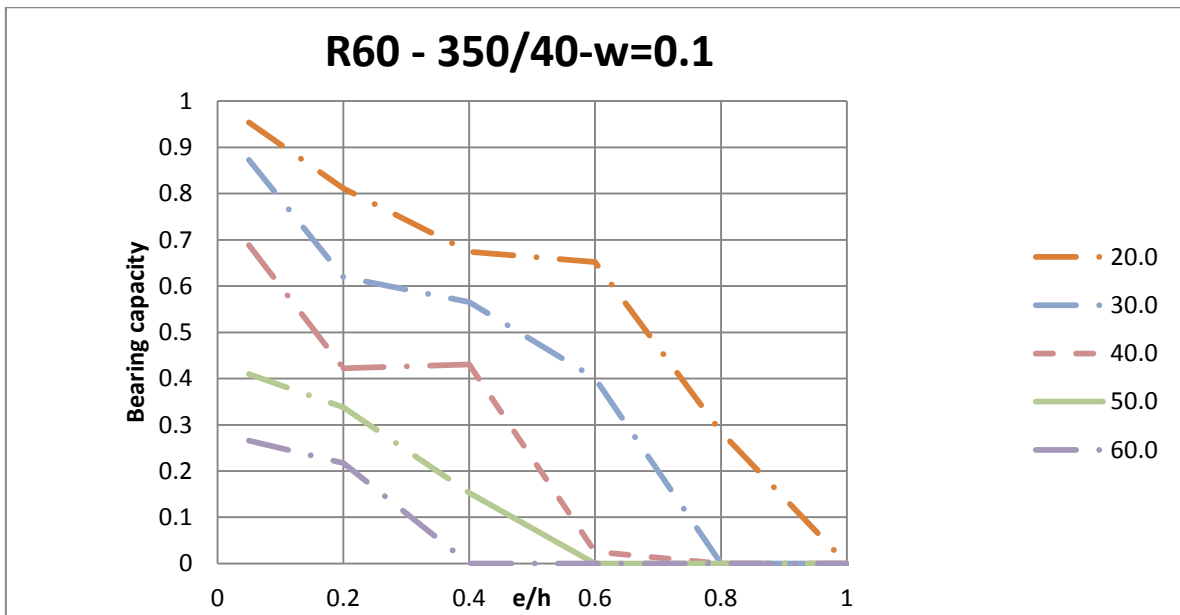


Figura A.270 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R60-350/40 $\omega=0.1$

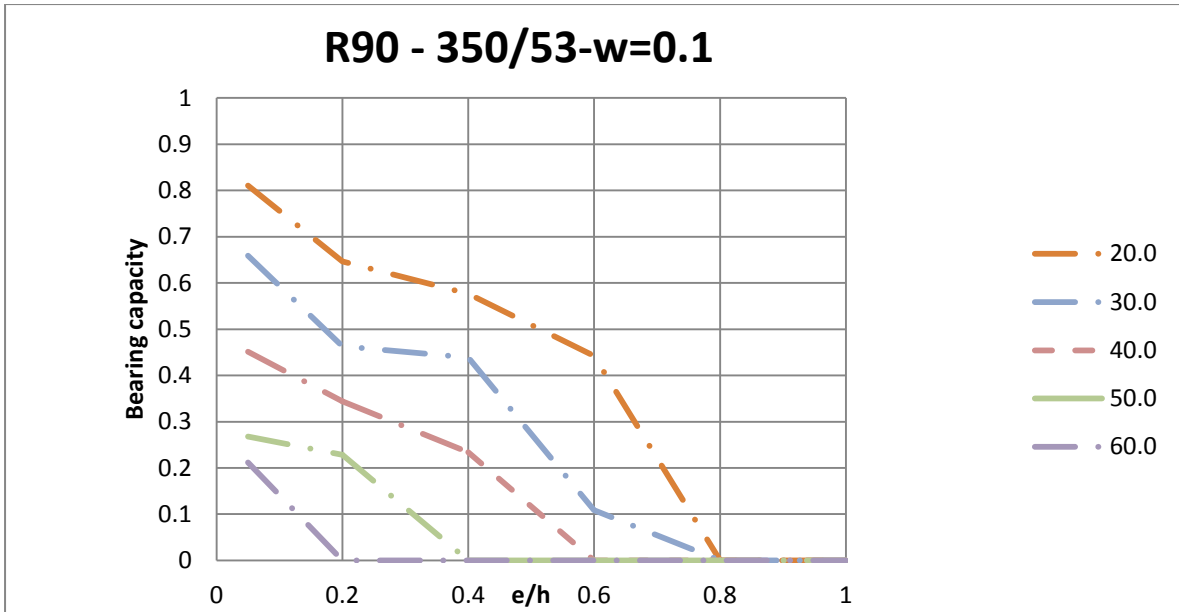


Figura A.271 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R90-350/53 $\omega=0.1$

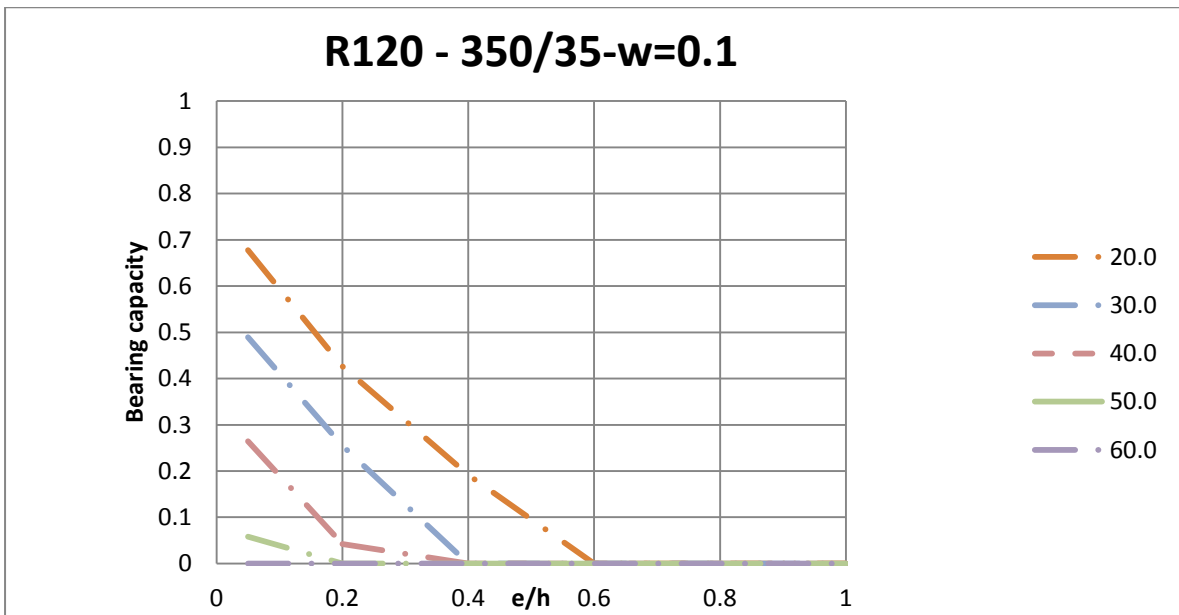


Figura A.272 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R120-350/35 $\omega=0.1$

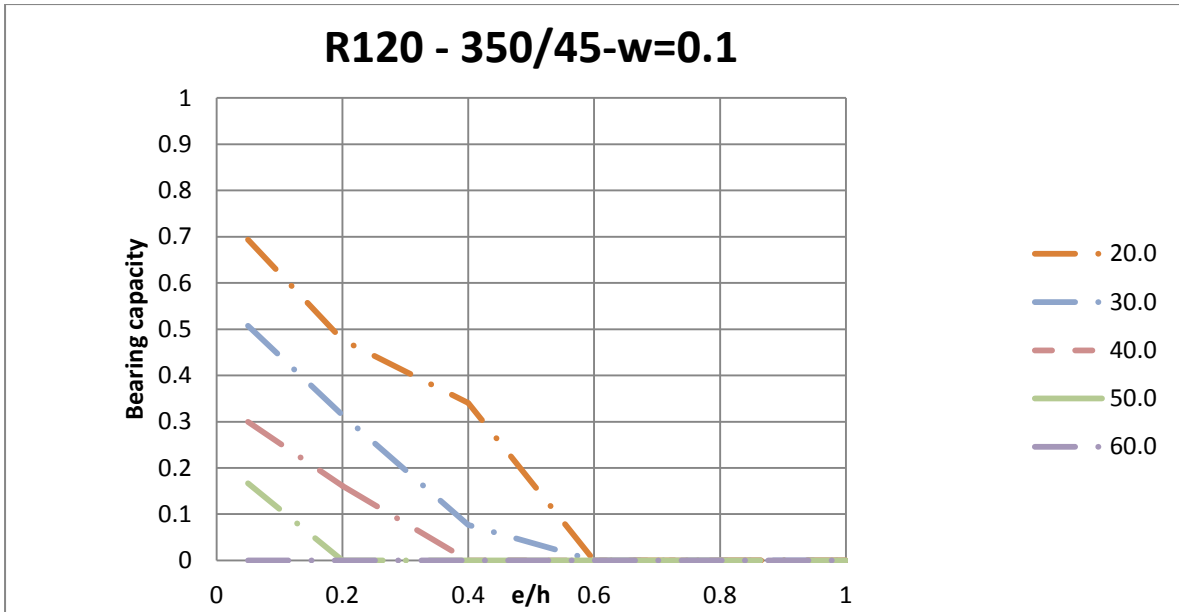


Figura A.273 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R120-350/45 $\omega=0.1$

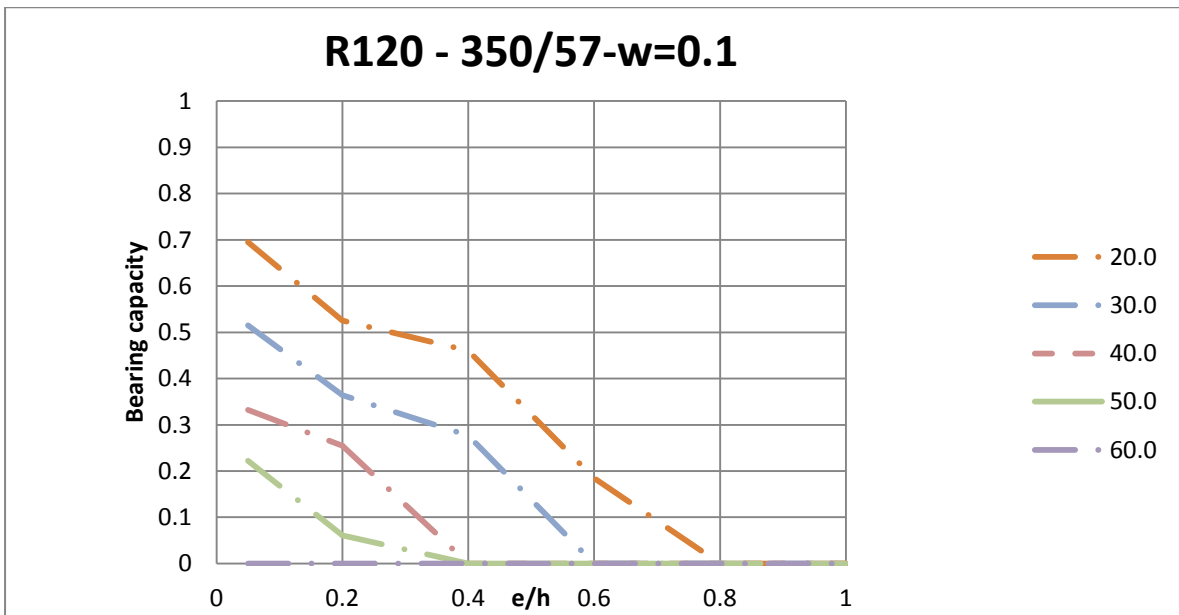


Figura A.274 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R120-350/57 $\omega=0.1$

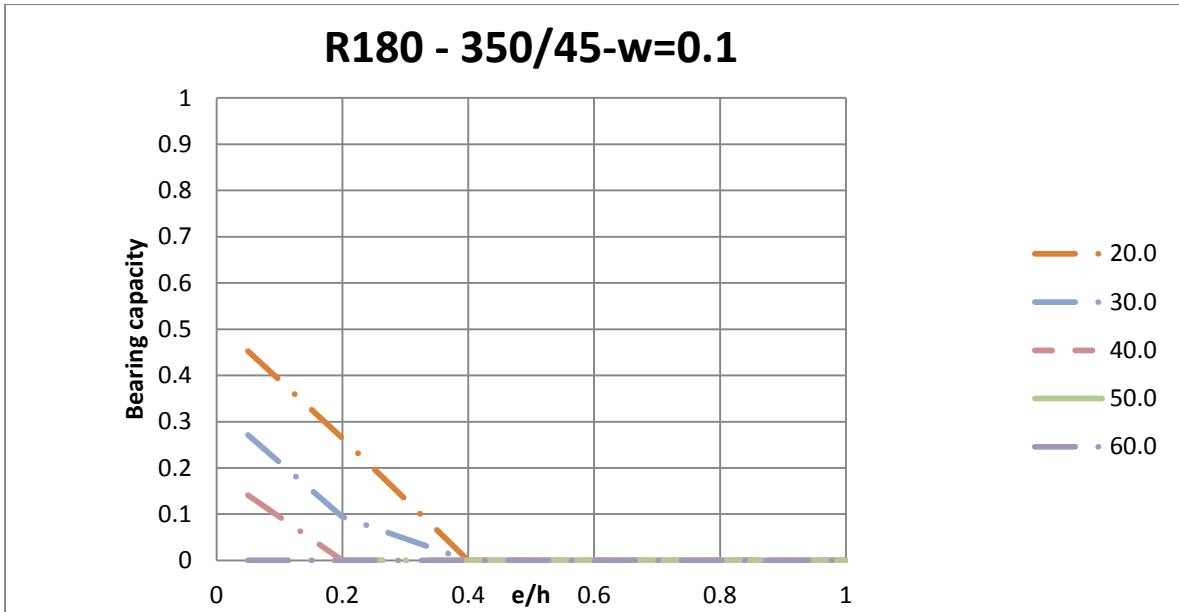


Figura A.275 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R180-350/45 $\omega=0.1$

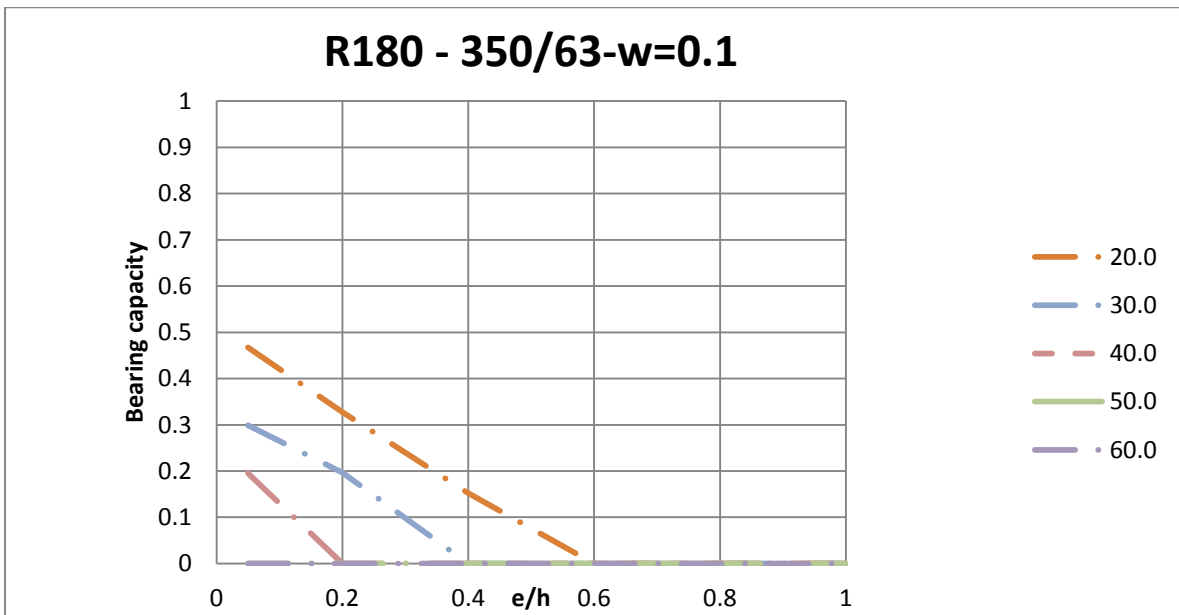


Figura A.276 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R180-350/63 $\omega=0.1$

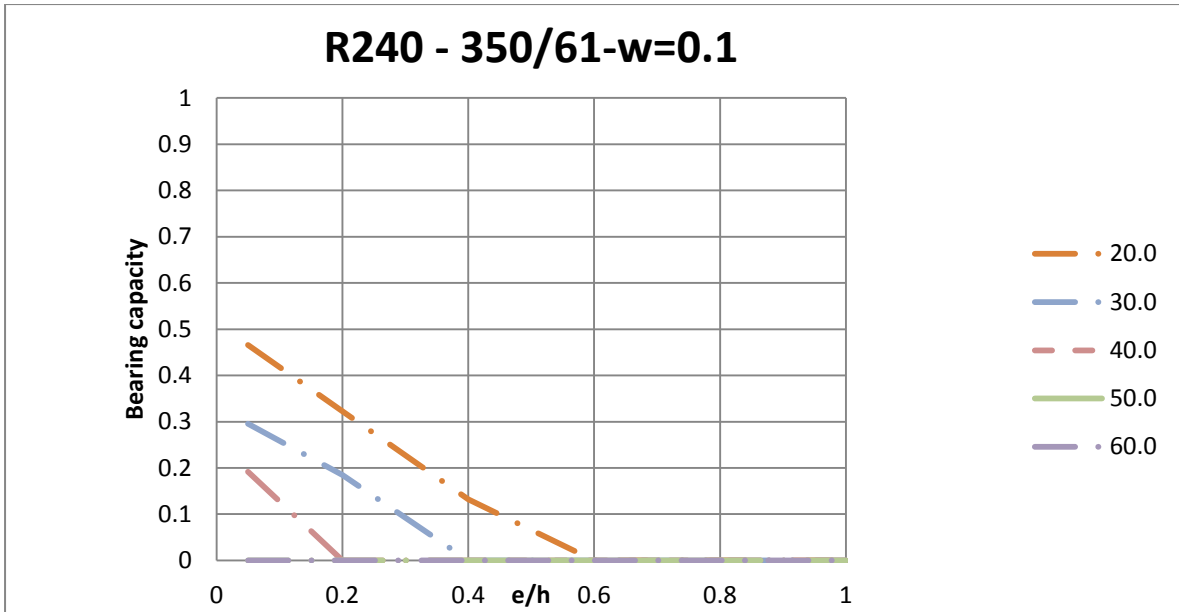


Figura A.277 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R240-350/61 $\omega=0.1$

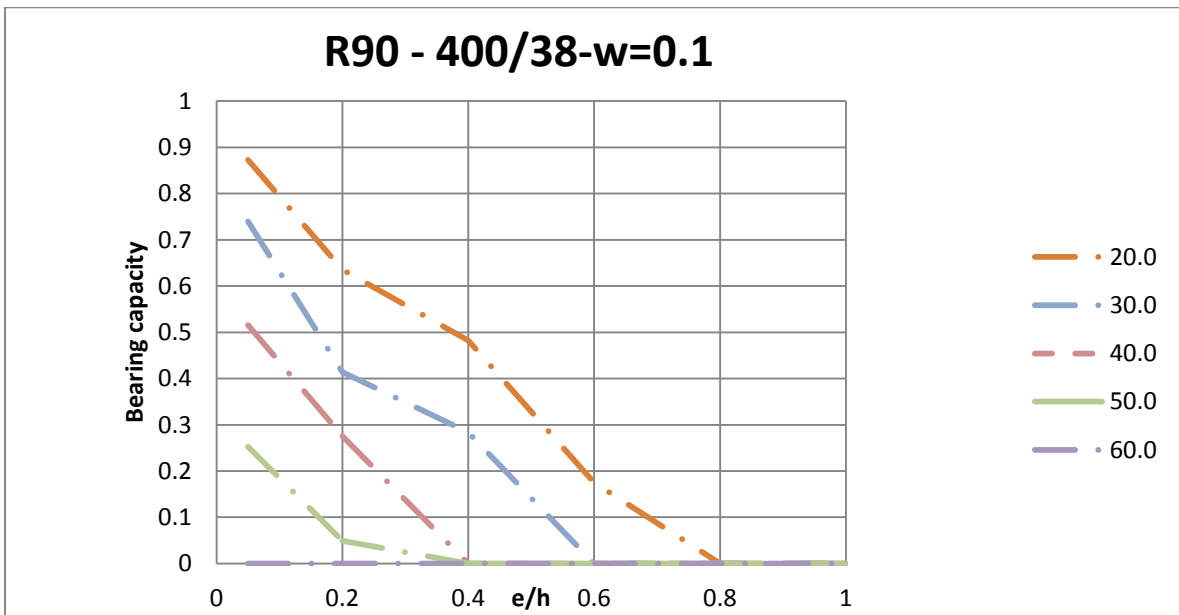


Figura A.278 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R90-400/38 $\omega=0.1$

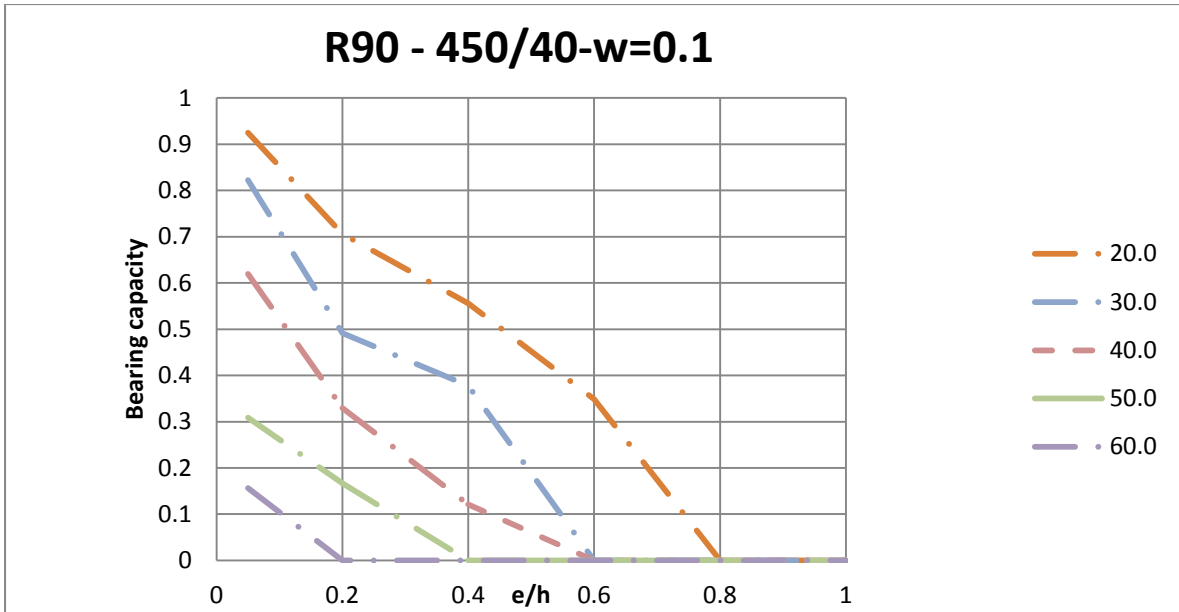


Figura A.279 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R90-450/40 $\omega=0.1$

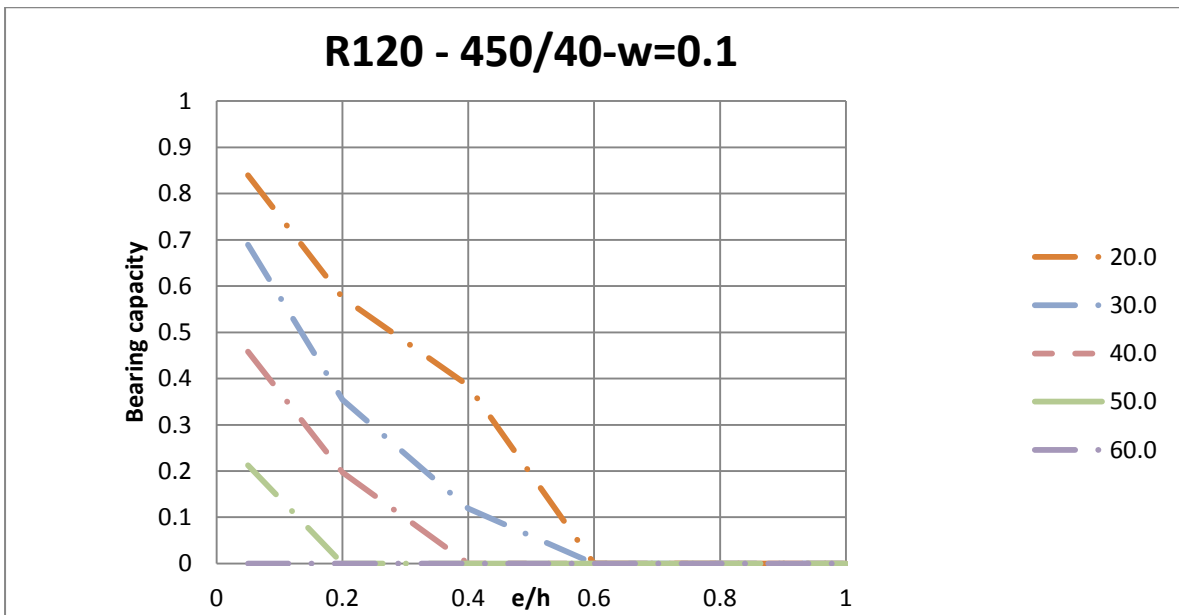


Figura A.280 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R120-450/40 $\omega=0.1$

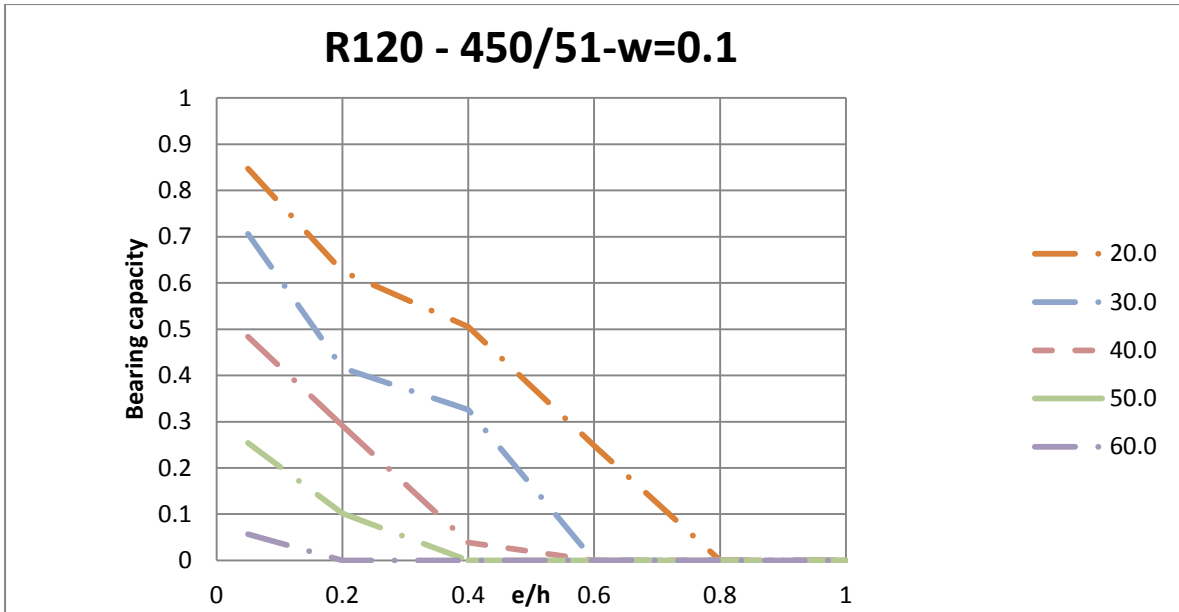


Figura A.281 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R120-450/51 $\omega=0.1$

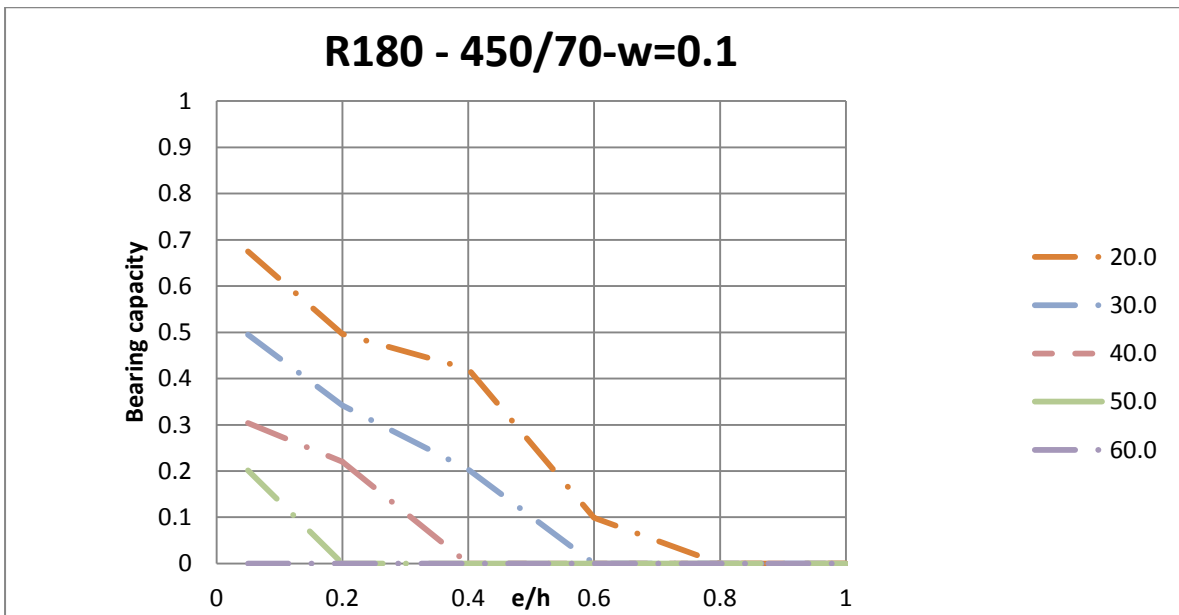


Figura A.282 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R-180-450/70 $\omega=0.1$

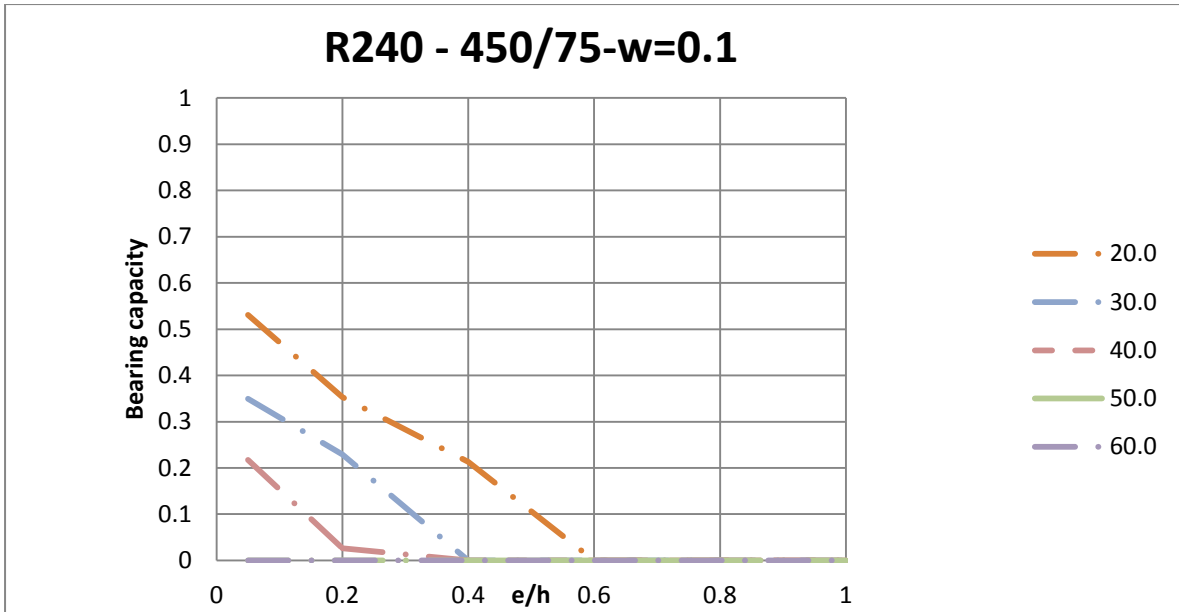


Figura A.283 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R240-450/75 $\omega=0.1$

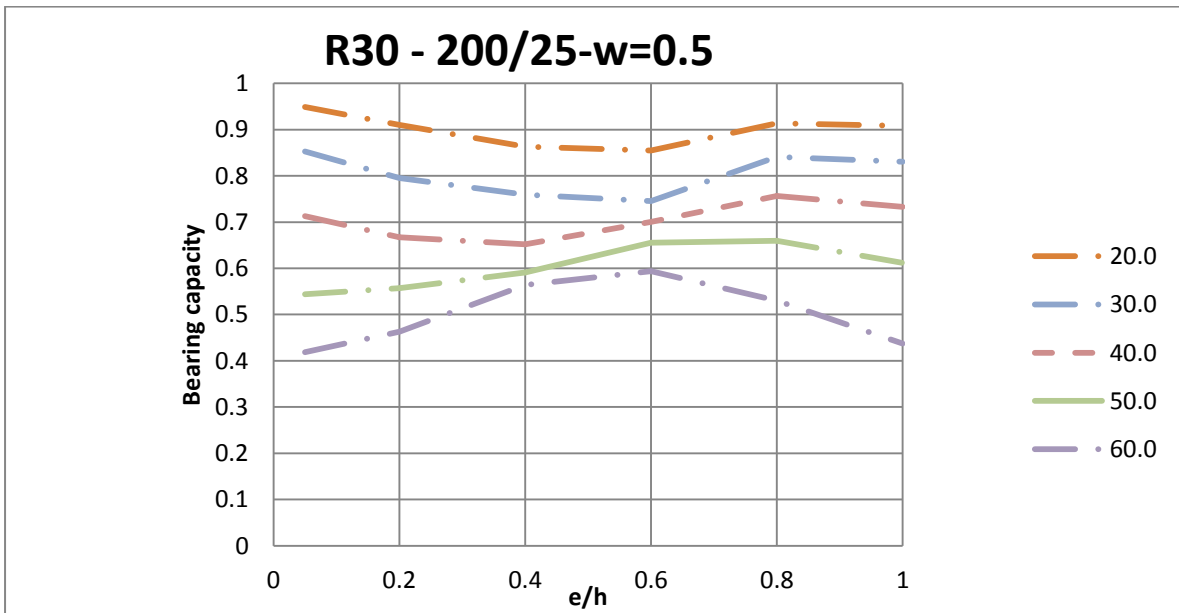


Figura A.284 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R30-200/25 $\omega=0.5$

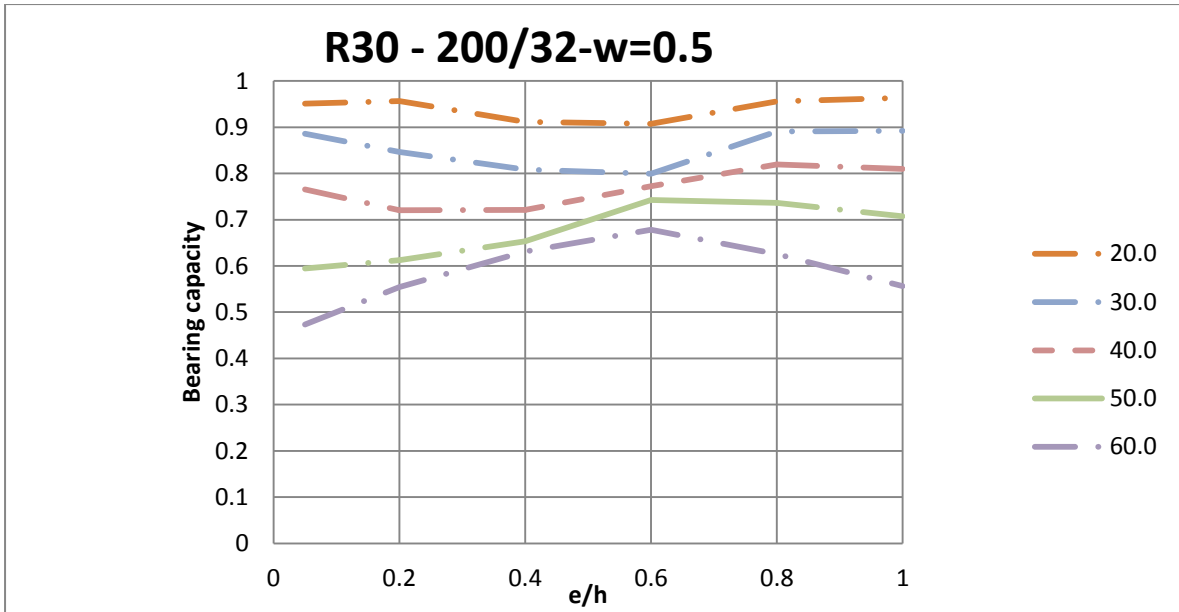


Figura A.285 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R30-200/32 $\omega=0.5$

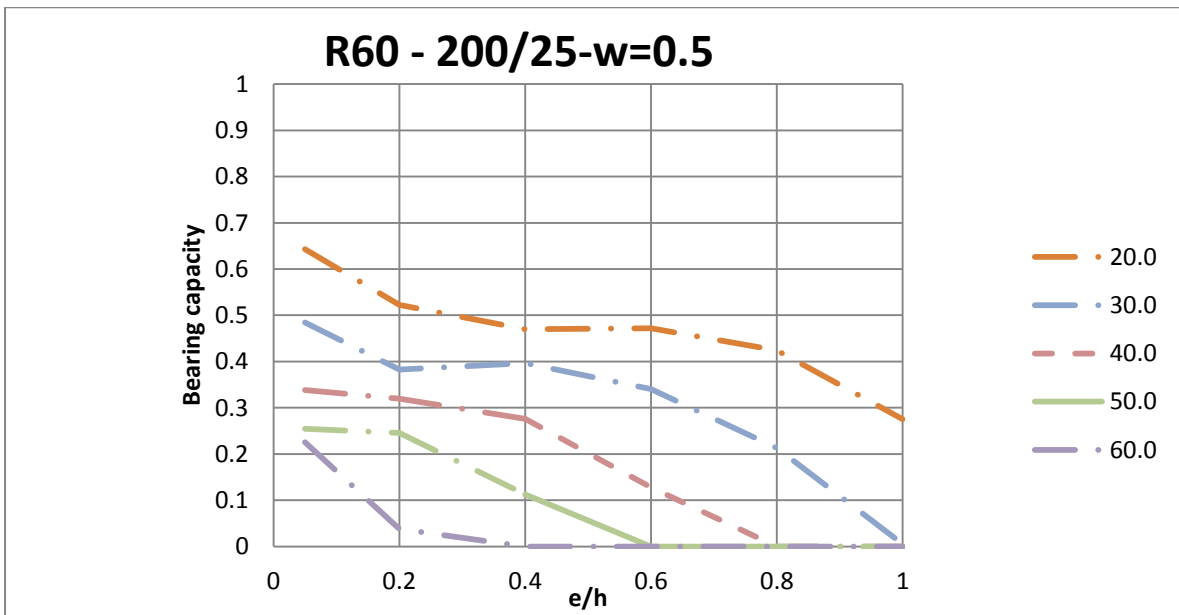


Figura A.286 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R60-200/25 $\omega=0.5$

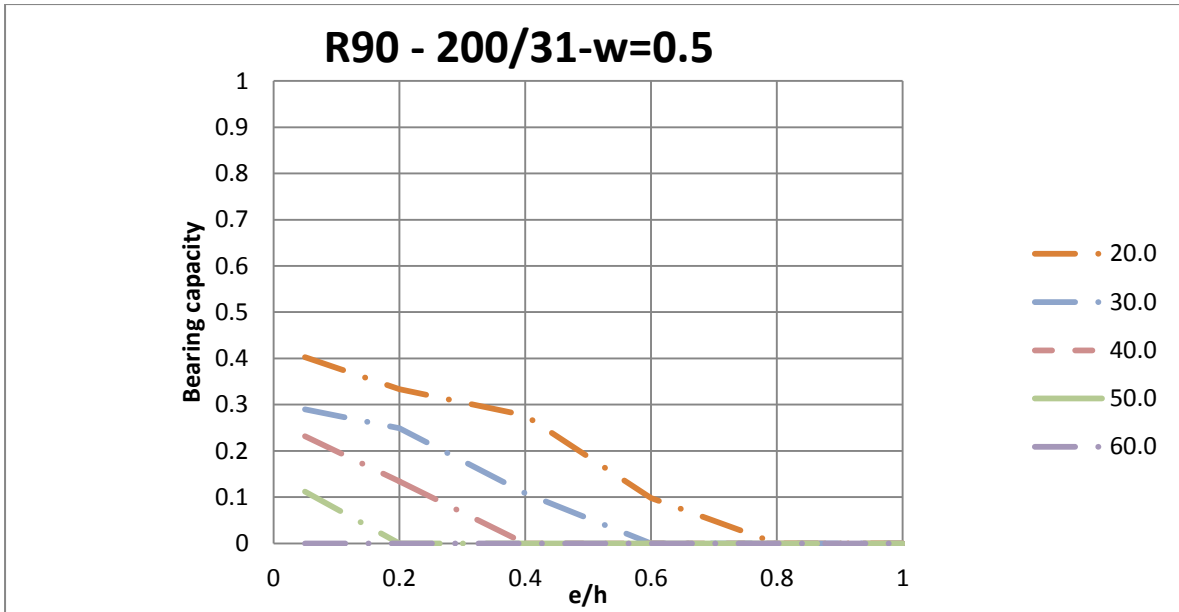


Figura A.287 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R90-200/31 $\omega=0.5$

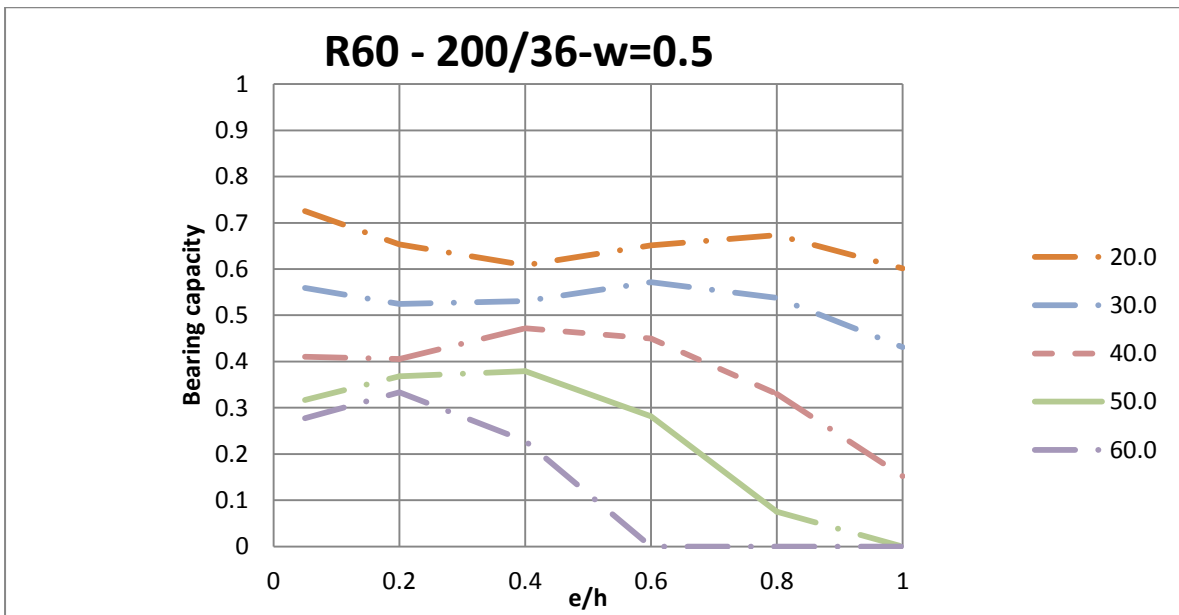


Figura A.288 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R60-200/36 $\omega=0.5$

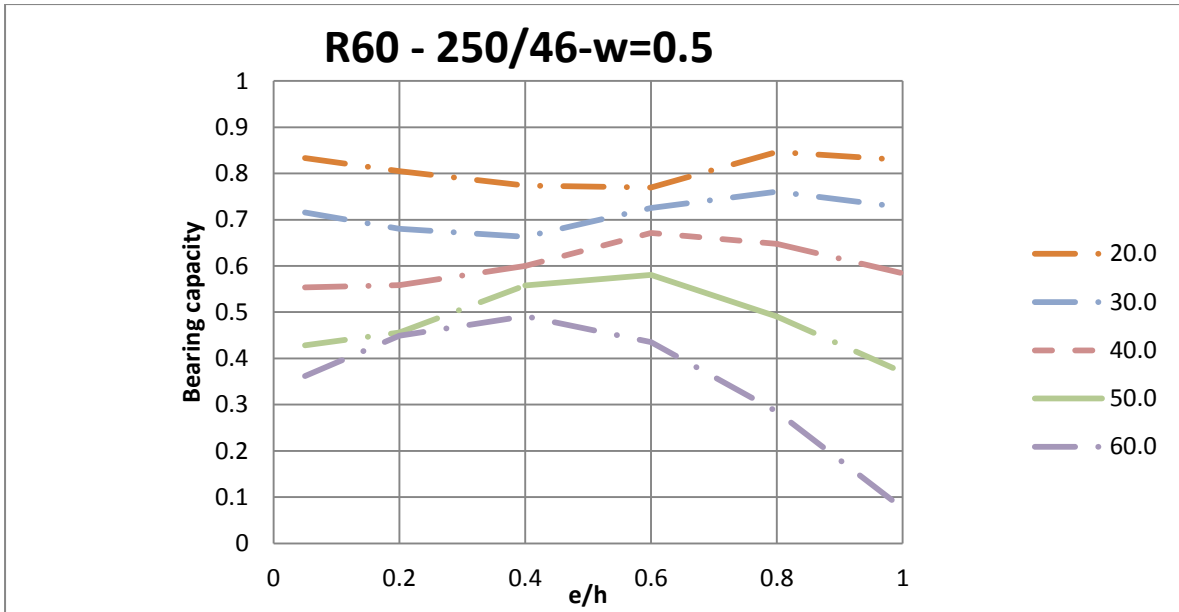


Figura A.289 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R60-250/46 $\omega=0.5$

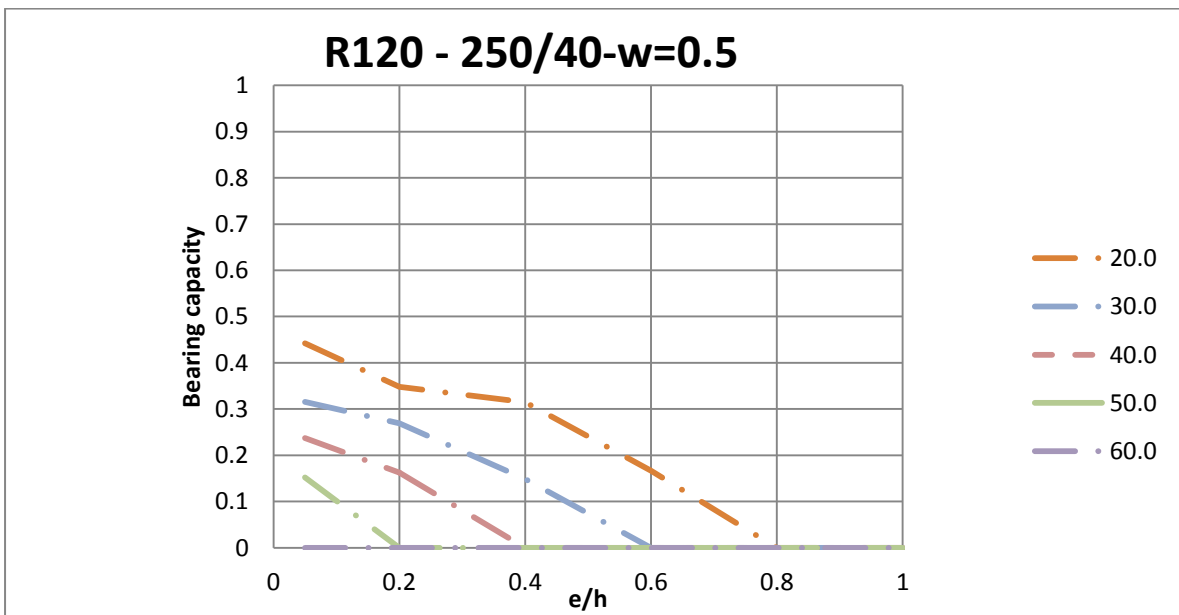


Figura A.290 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R120-250/40 $\omega=0.5$

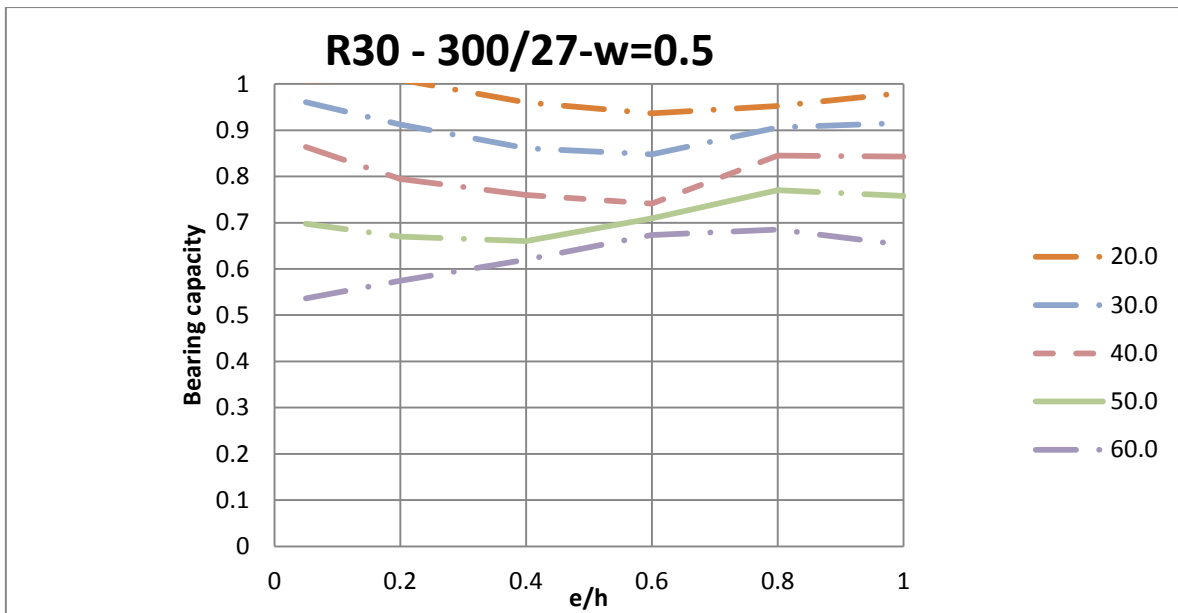


Figura A.291 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R30-300/27 $\omega=0.5$

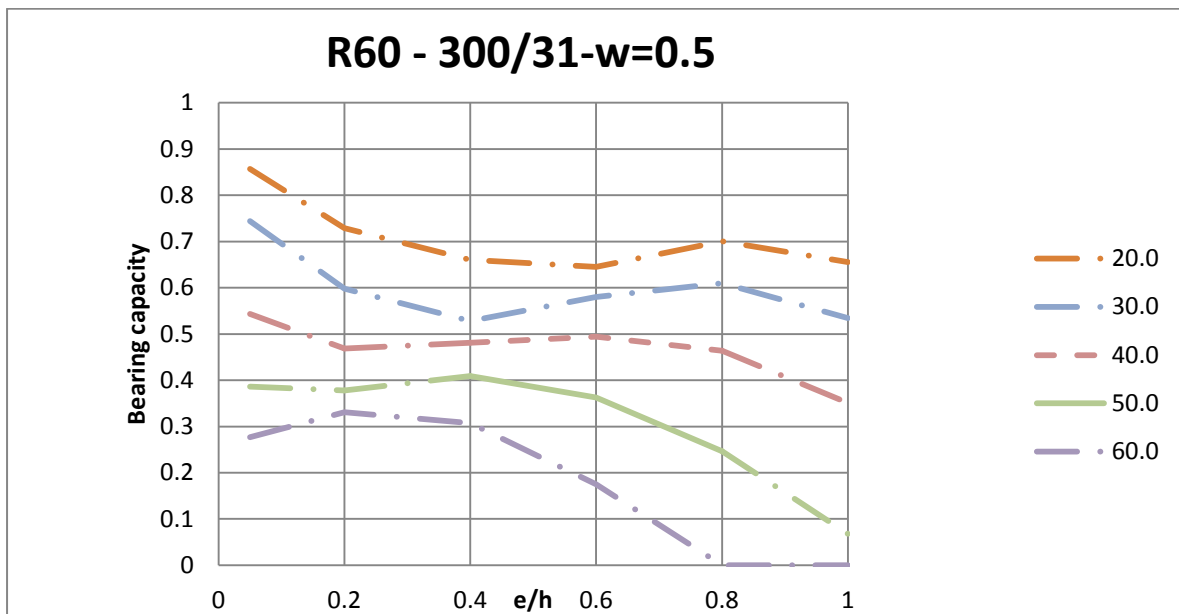


Figura A.292 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R60-300/31 $\omega=0.5$

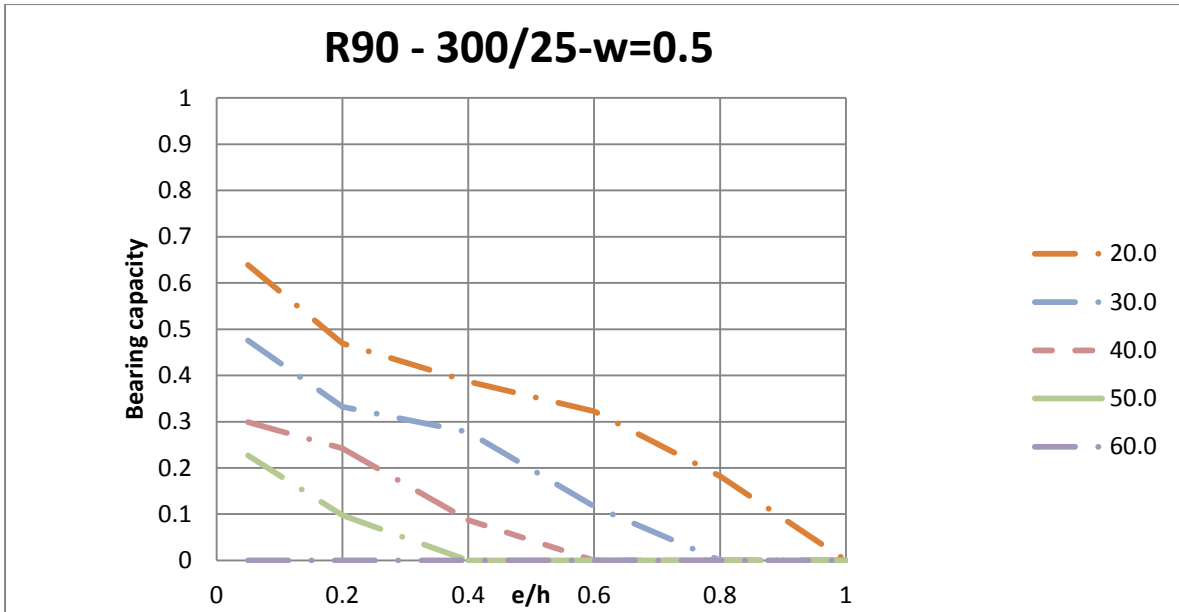


Figura A.293 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R90-300/25 $\omega=0.5$

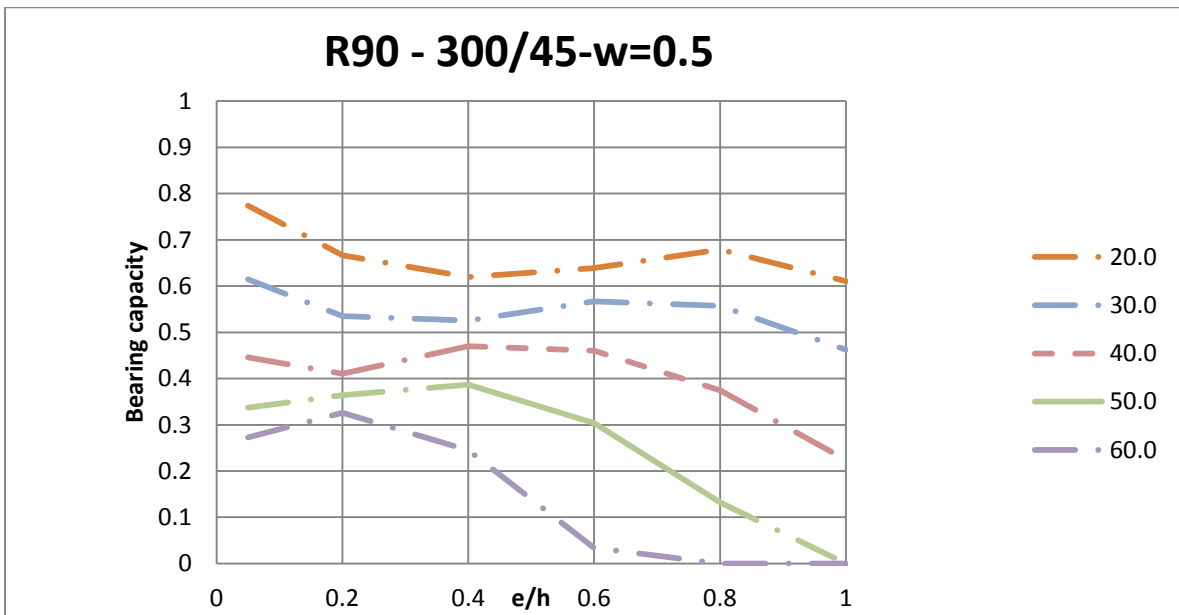


Figura A.294 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R90-300/45 $\omega=0.5$

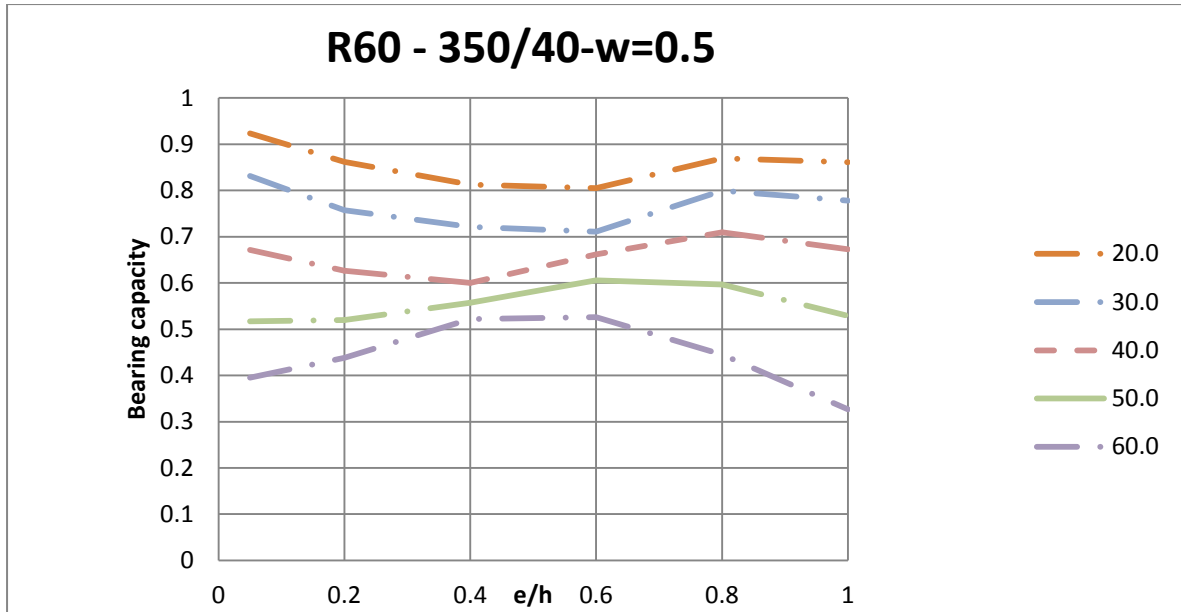


Figura A.295 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R60-350/40 $\omega=0.5$

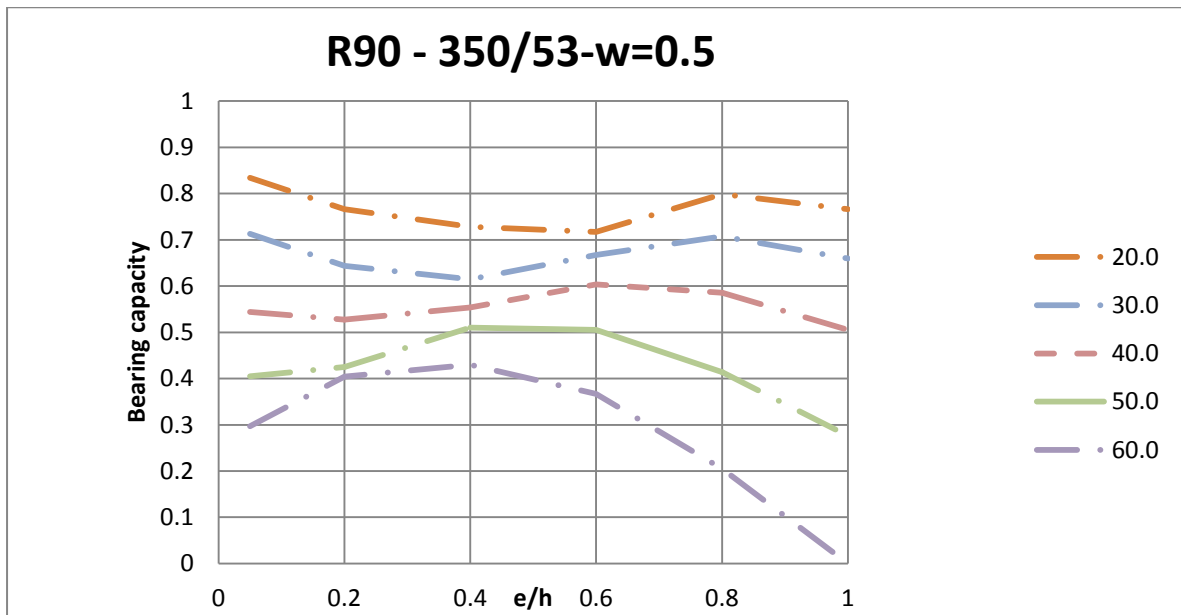


Figura A.296 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R90-350/53 $\omega=0.5$

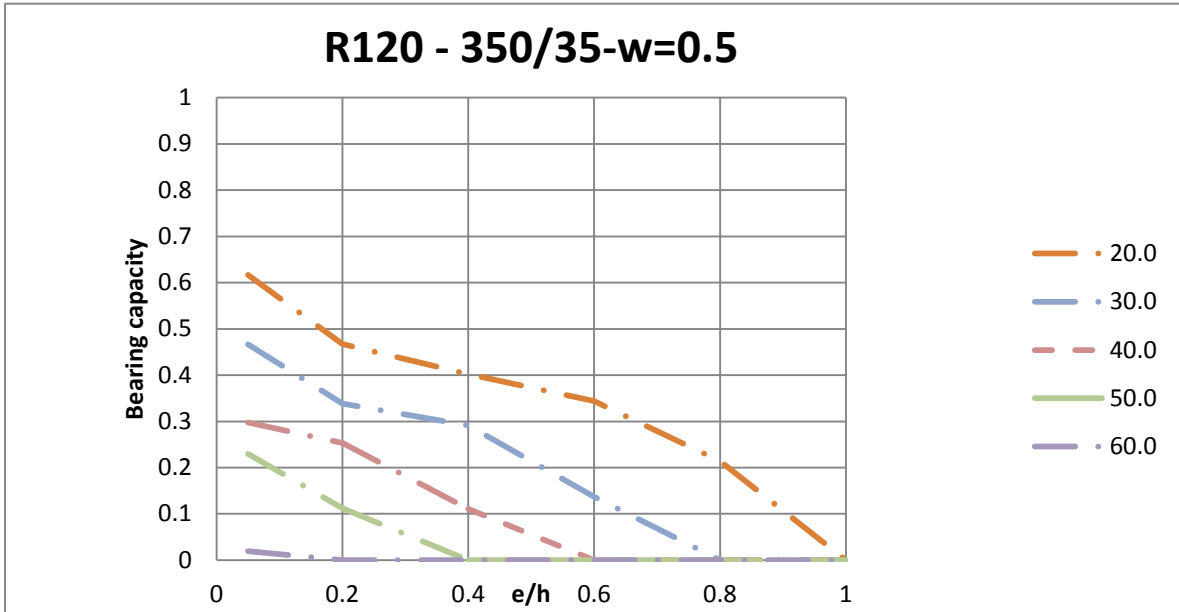


Figura A.297 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R120-350/35 $\omega=0.5$

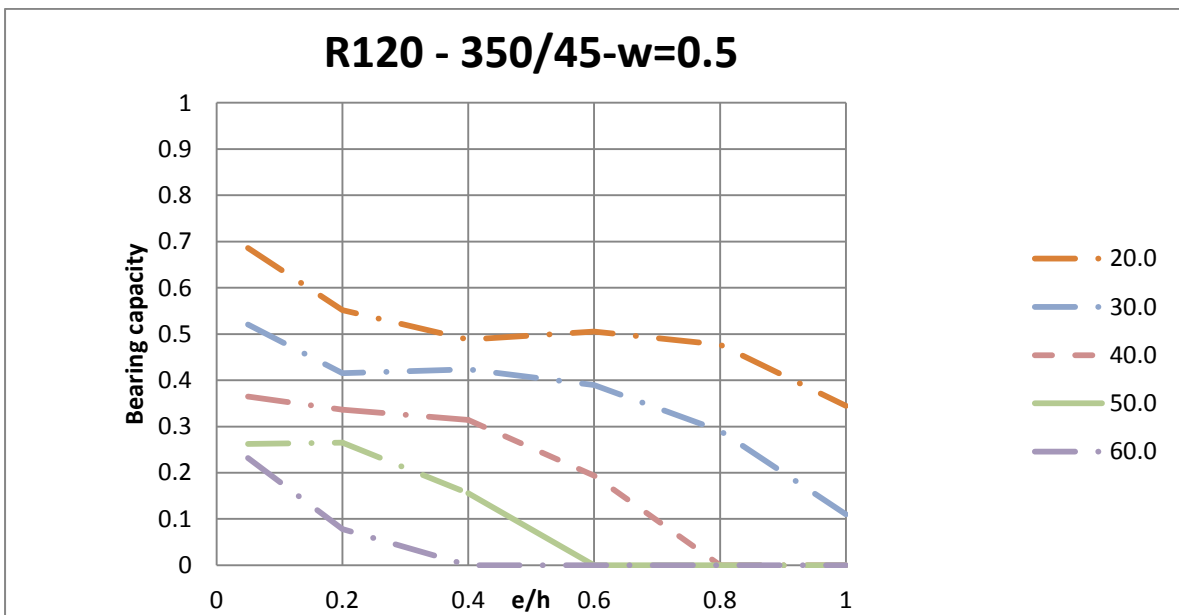


Figura A.298 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R120-350/45 $\omega=0.5$

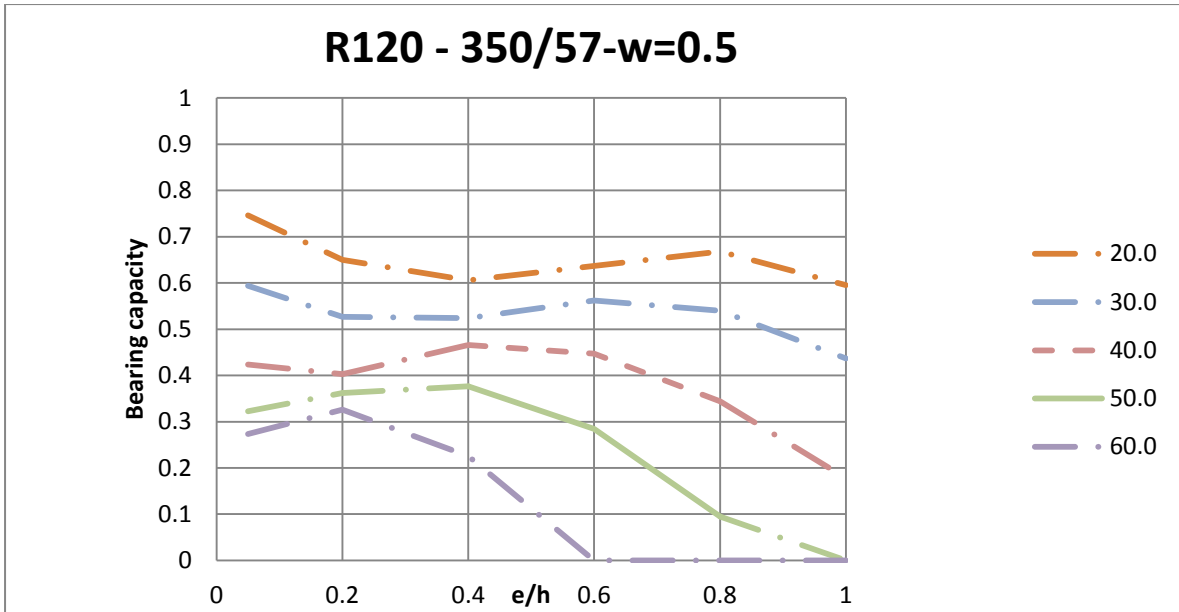


Figura A.299 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R120-350/57 $\omega=0.5$

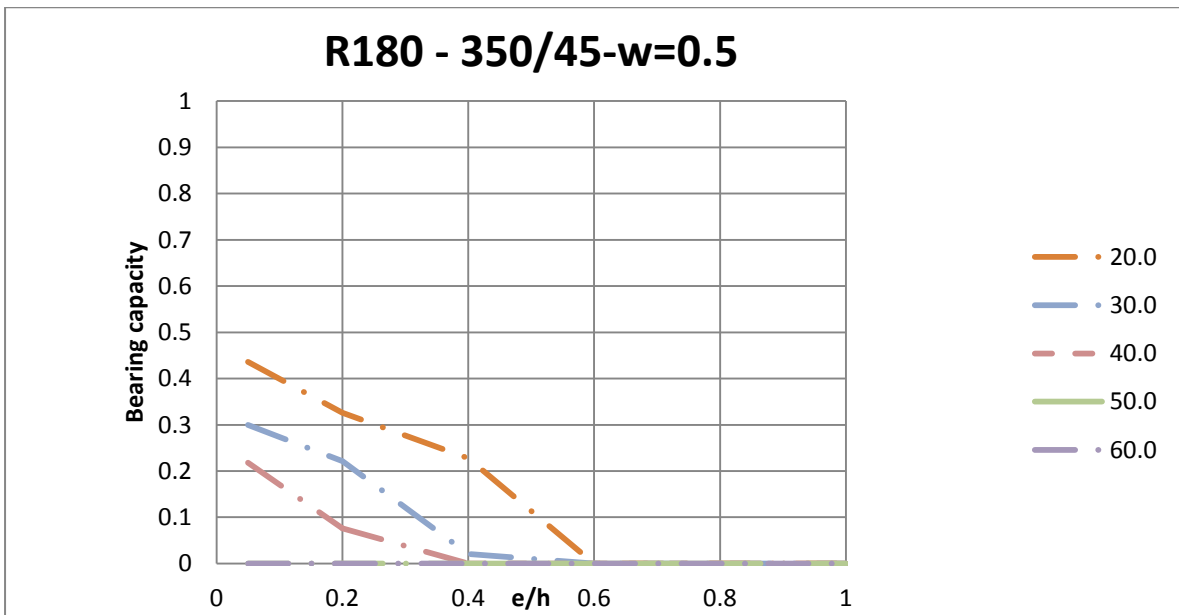


Figura A.300 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R180-350/45 $\omega=0.5$

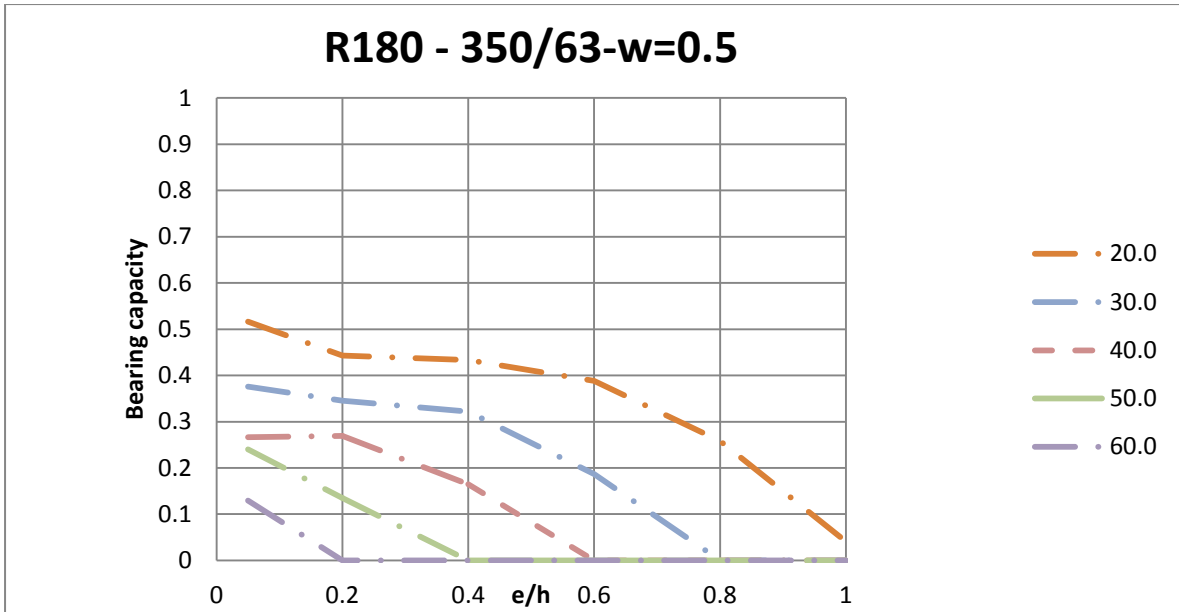


Figura A.301 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R180-350/63 $\omega=0.5$

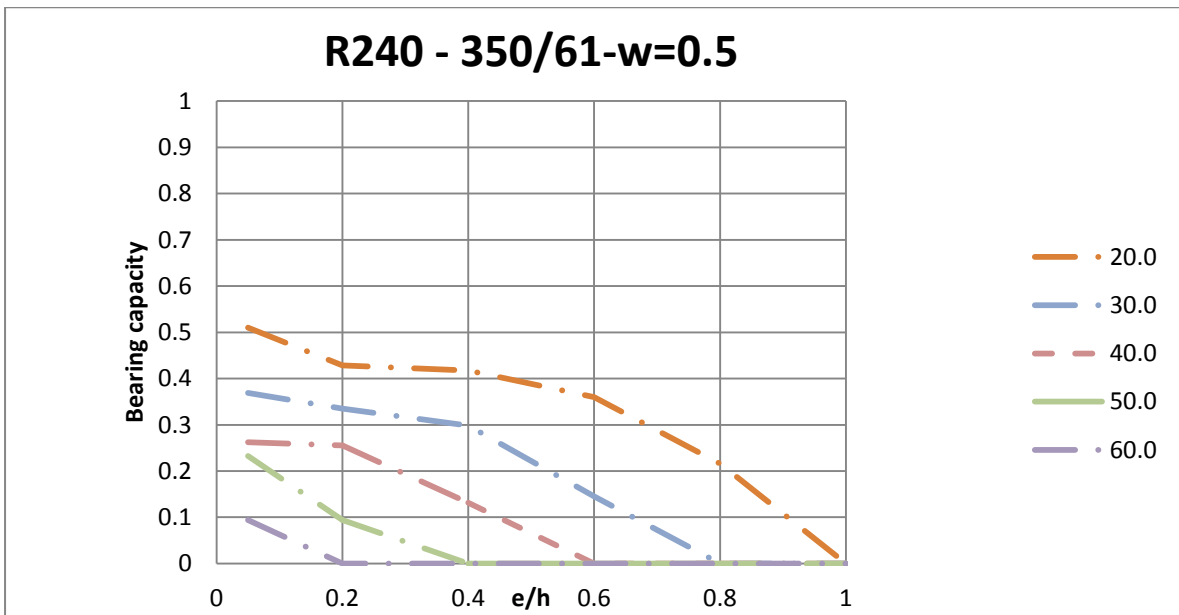


Figura A.302 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R240-350/61 $\omega=0.5$

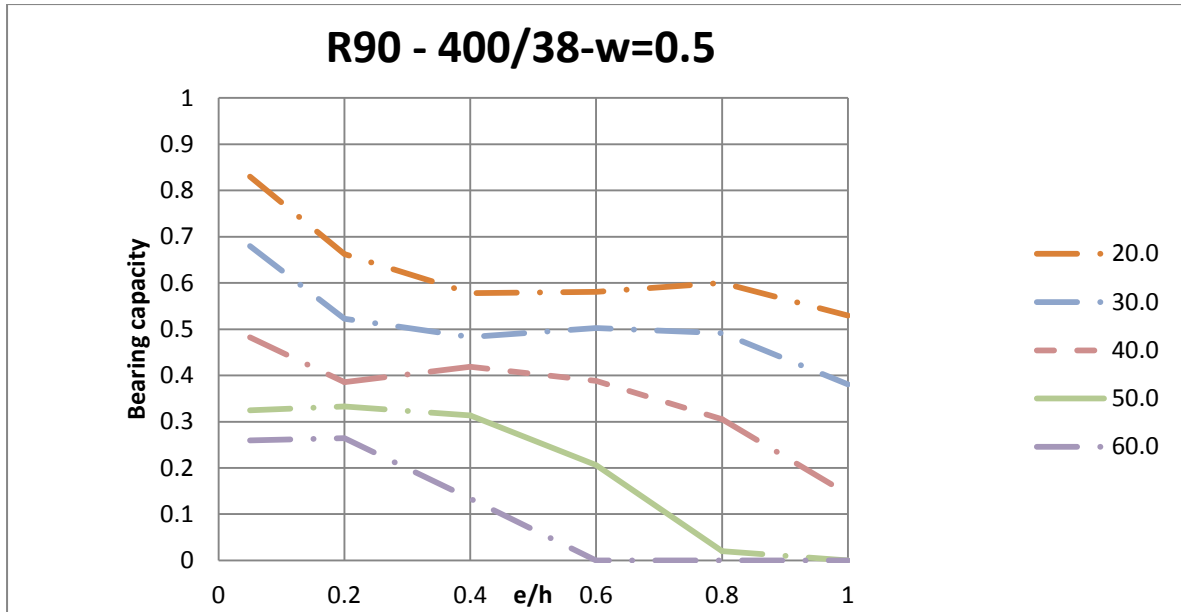


Figura A.303 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R90-400/38 $\omega=0.5$

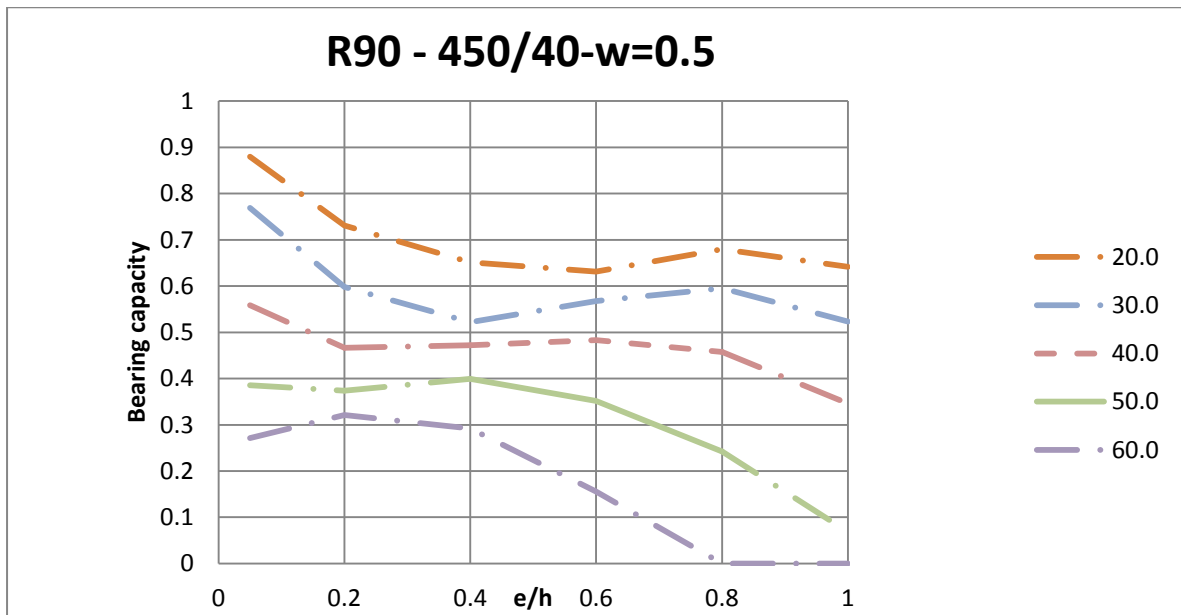


Figura A.304 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R90-450/40 $\omega=0.5$

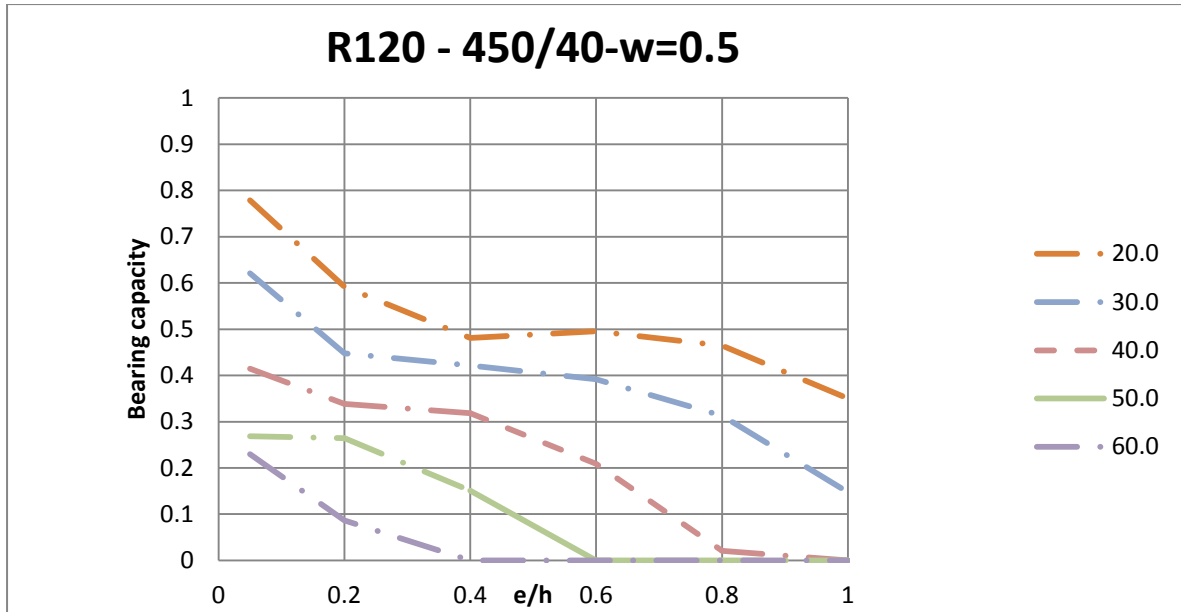


Figura A.305 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R120-450/40 $\omega=0.5$

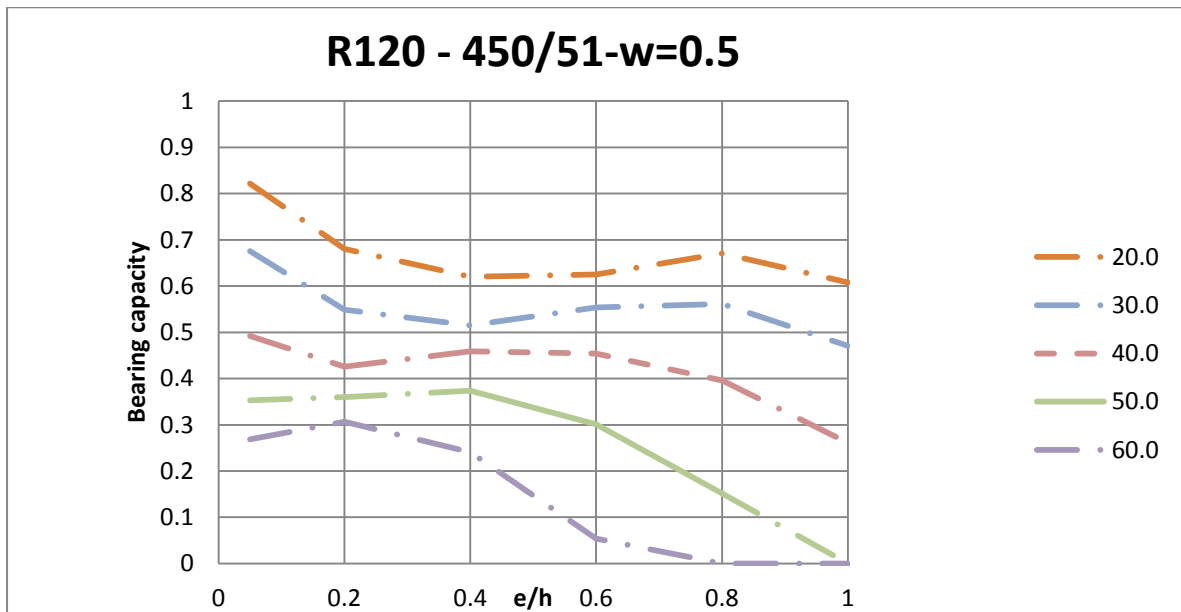


Figura A.306 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R120-450/51 $\omega=0.5$

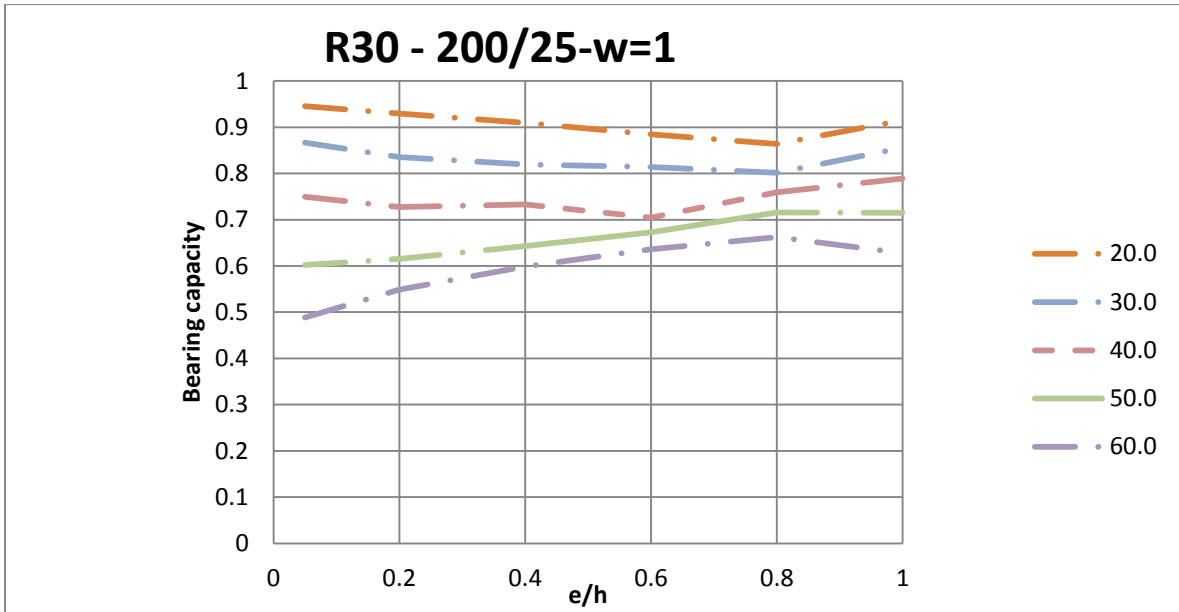


Figura A.307 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R30-200/25 $\omega=1$

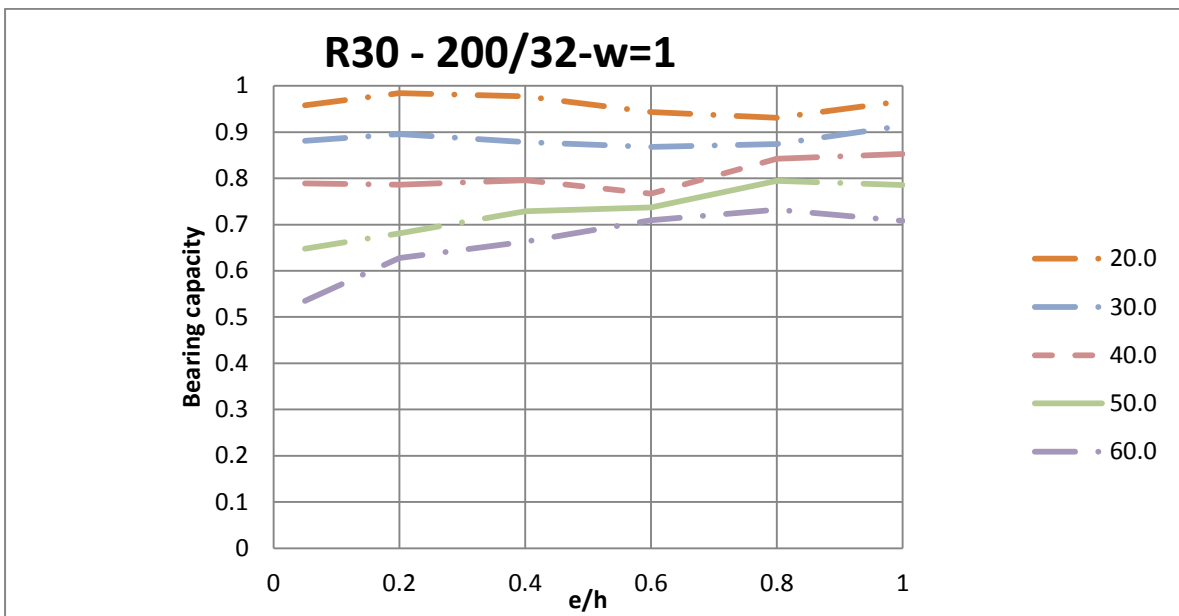


Figura A.308 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R30-2000/32 $\omega=1$

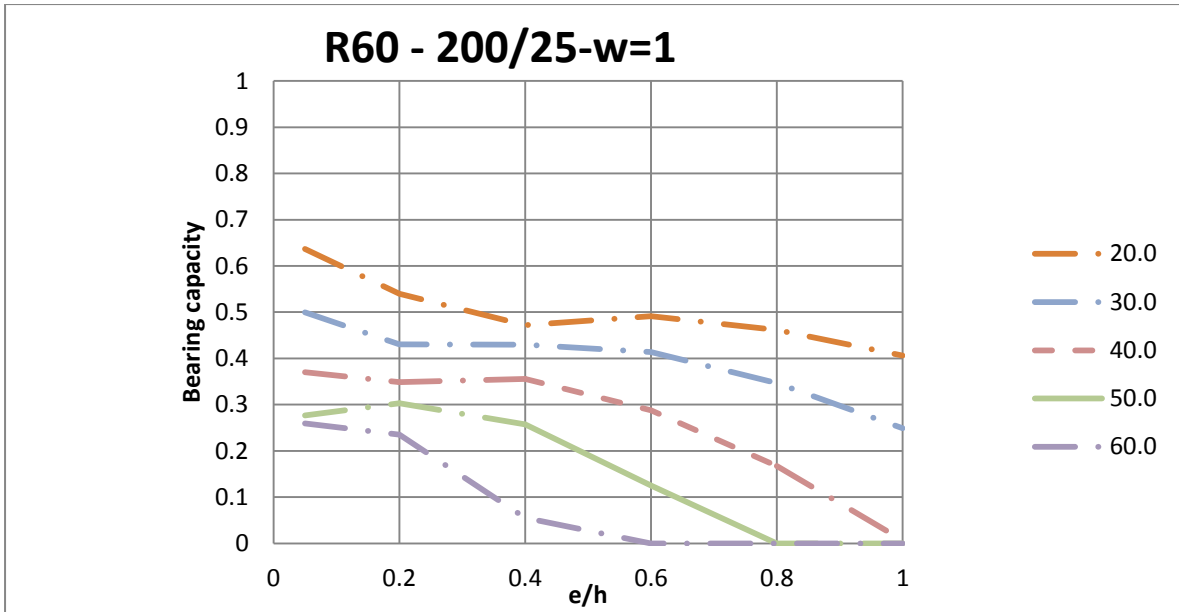


Figura A.309 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R60-200/25 $\omega=1$

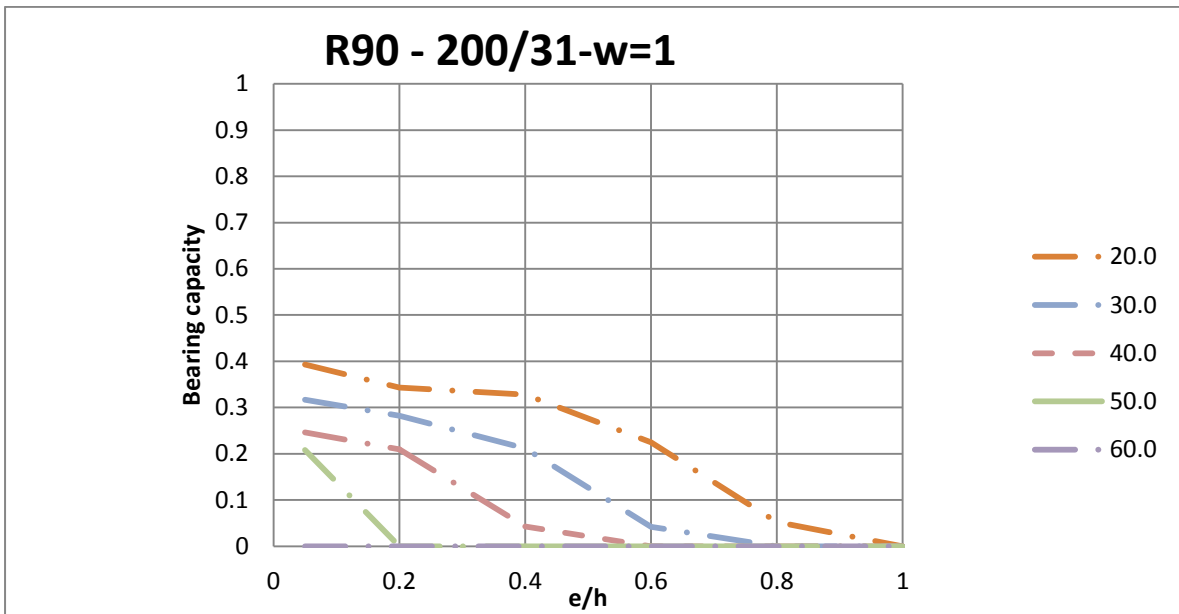


Figura A.310 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R90-200/31 $\omega=1$

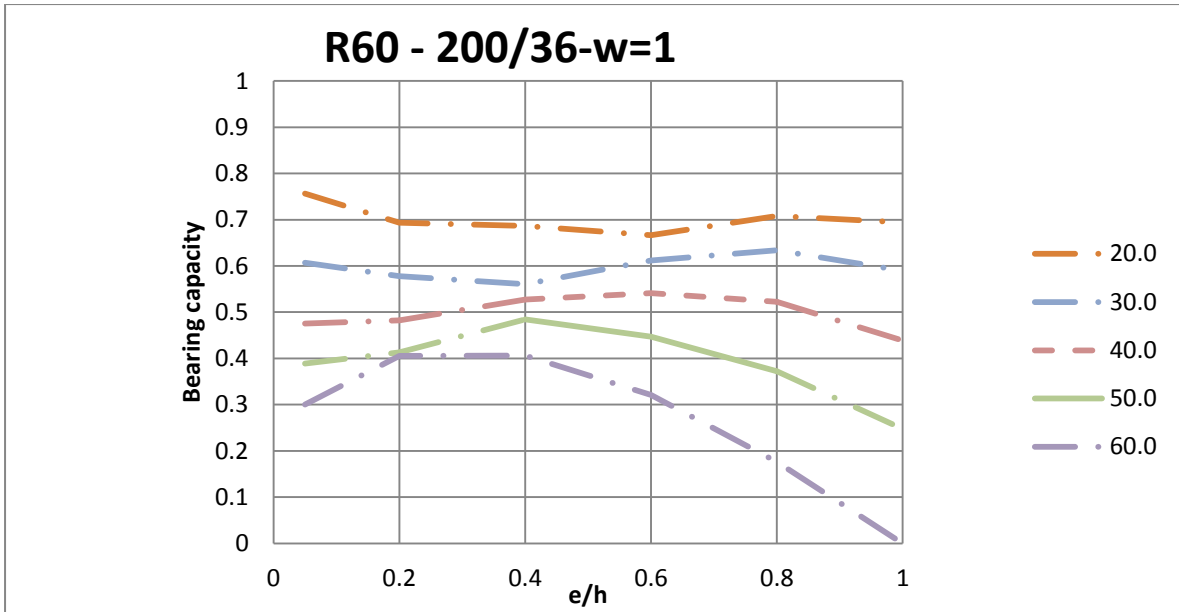


Figura A.311 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R60-200/36 $\omega=1$

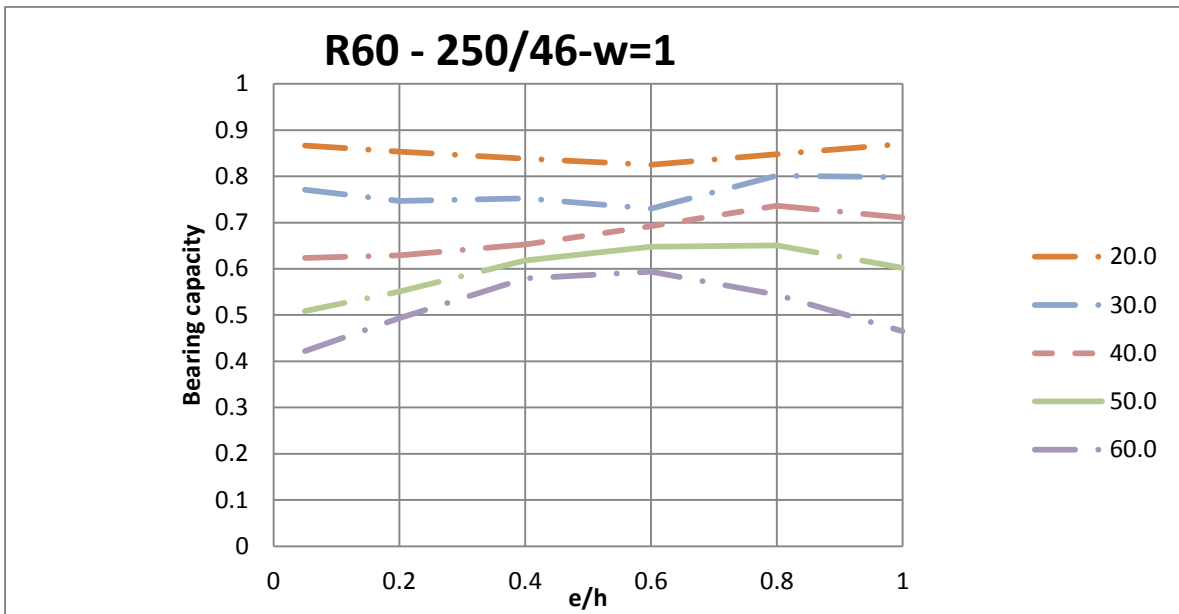


Figura A.312 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R60-250/46 $\omega=1$

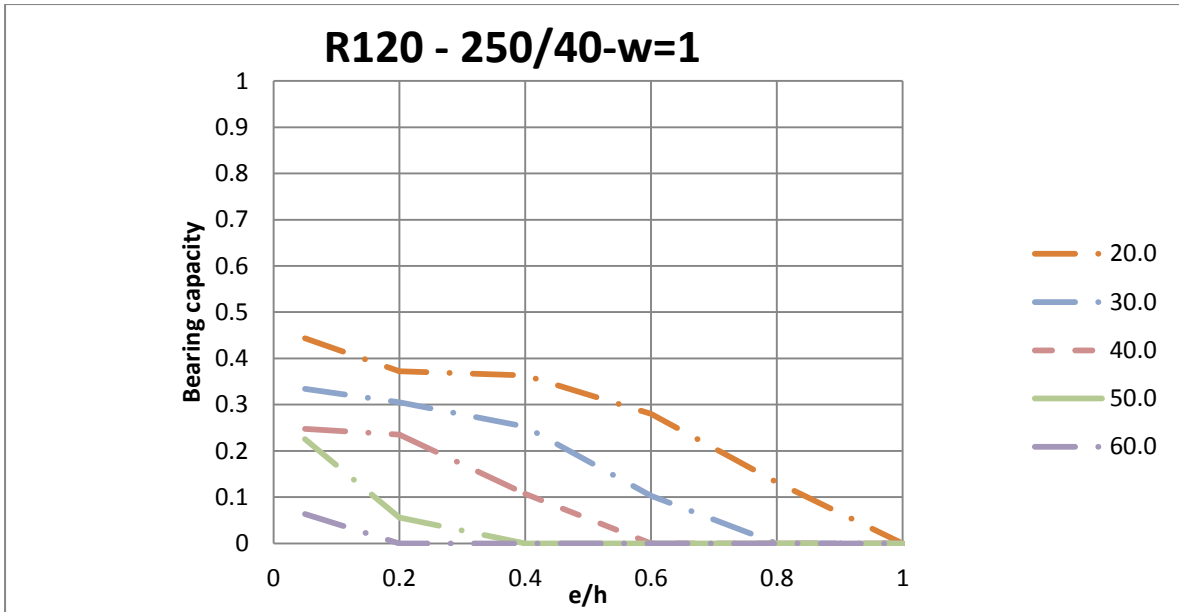


Figura A.313 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R120-250/40 $\omega=1$

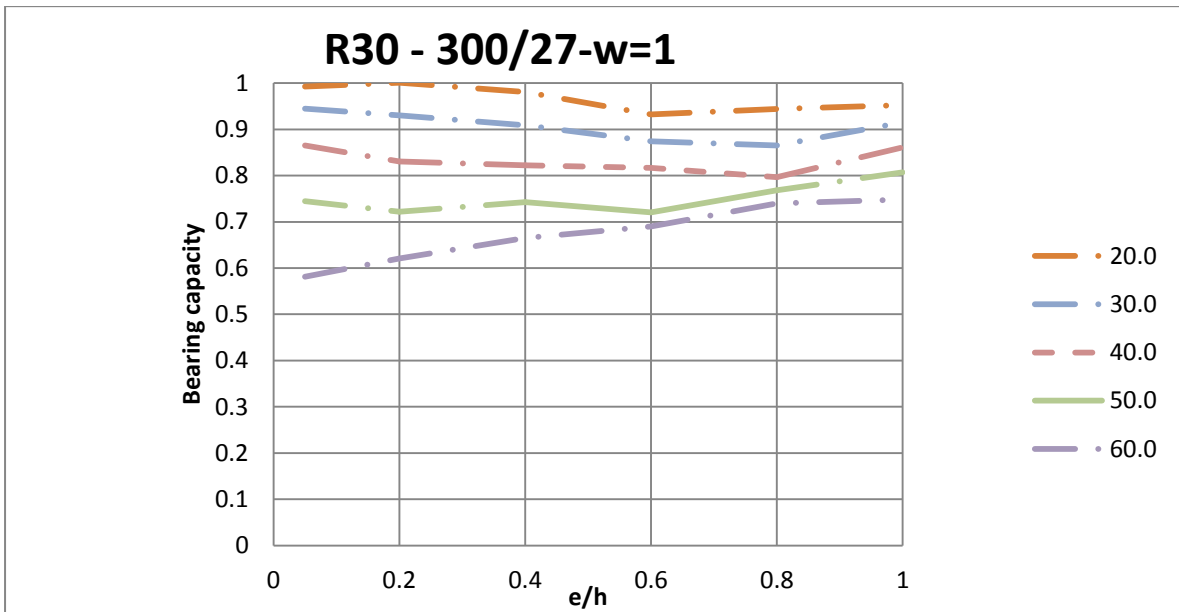


Figura A.314 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R30-300/27 $\omega=1$

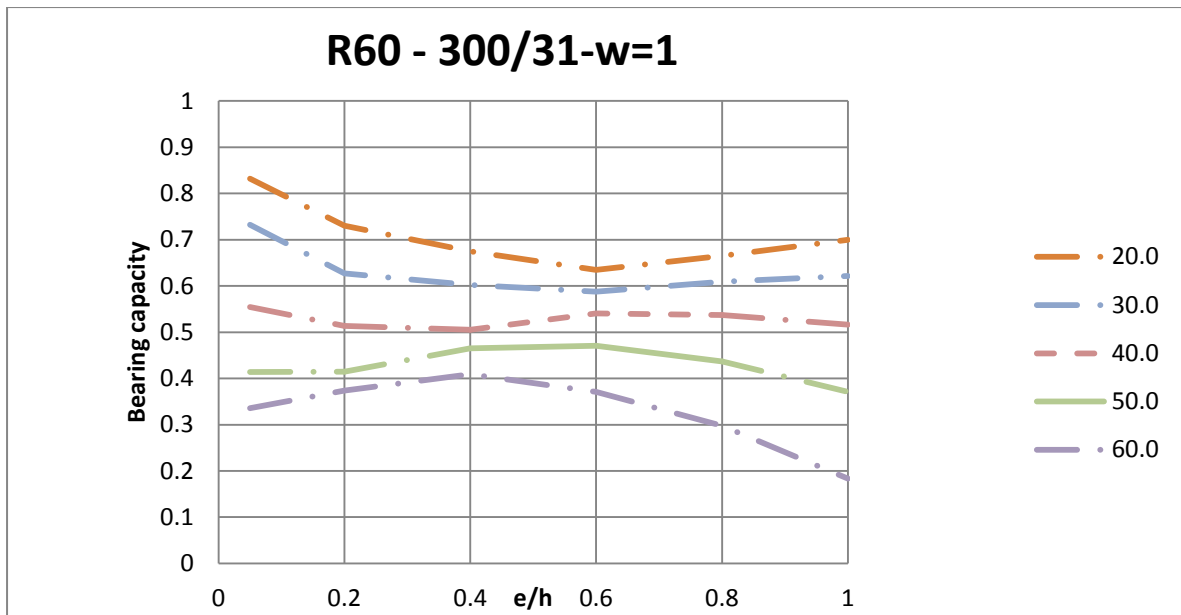


Figura A.315 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R60-300/31 $\omega=1$

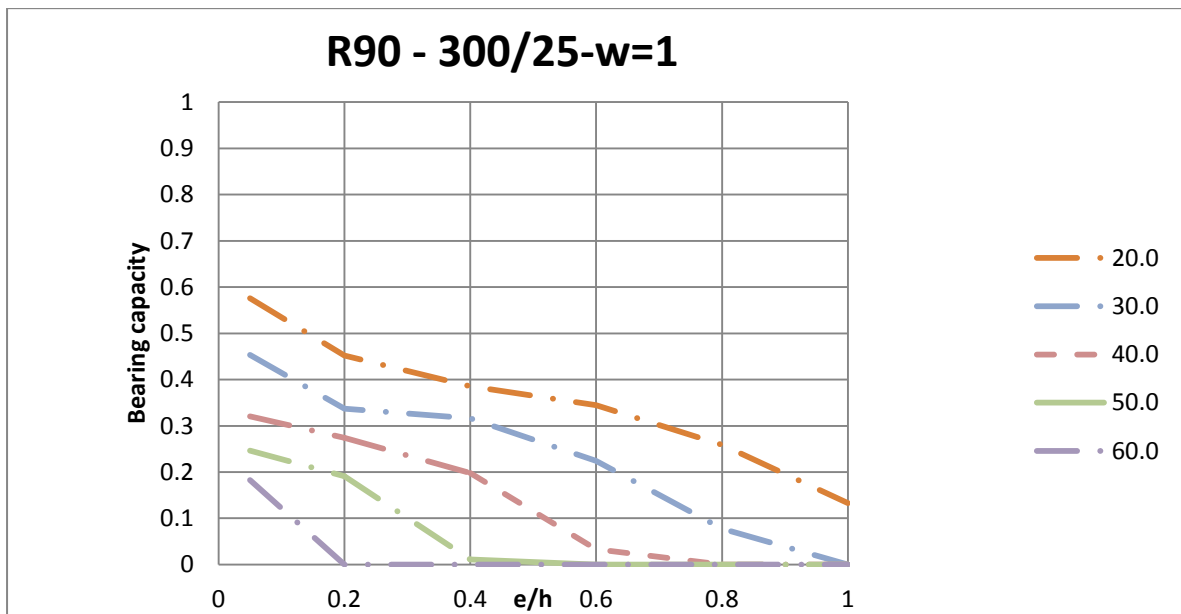


Figura A.316 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R90-300/25 $\omega=1$

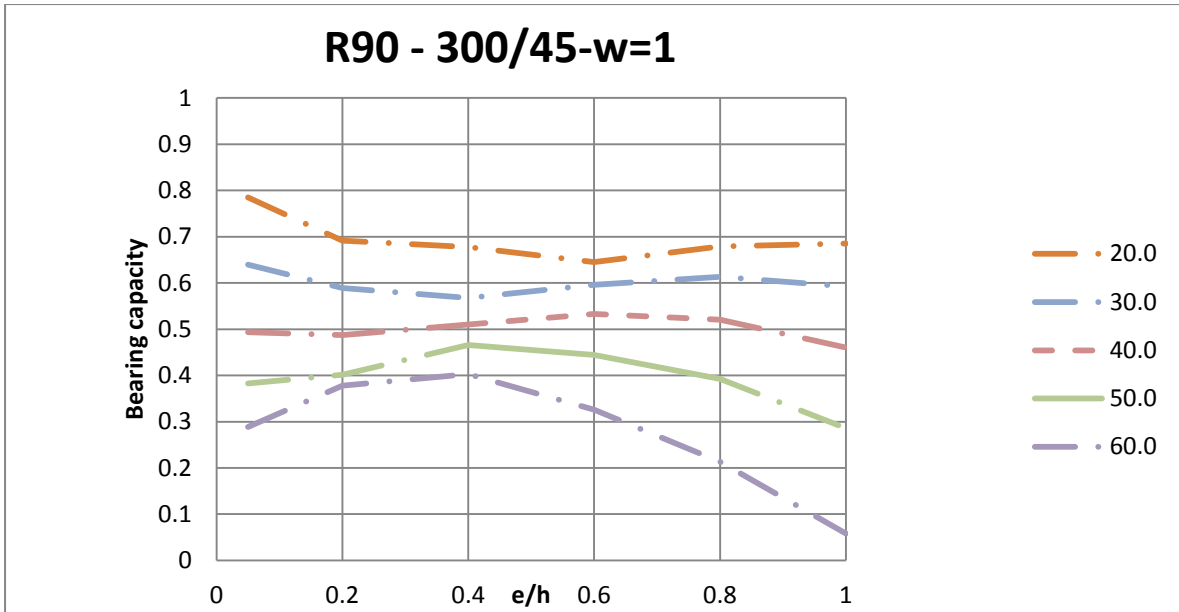


Figura A.317 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R90-300/45 $\omega=1$

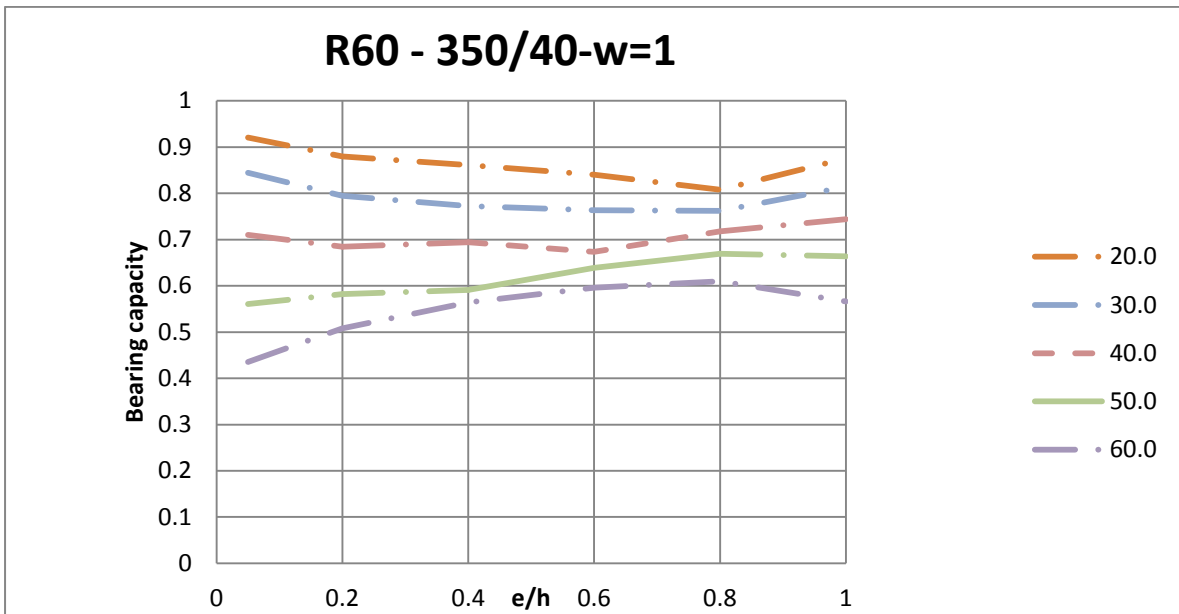


Figura A.318 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R60-350/40 $\omega=1$

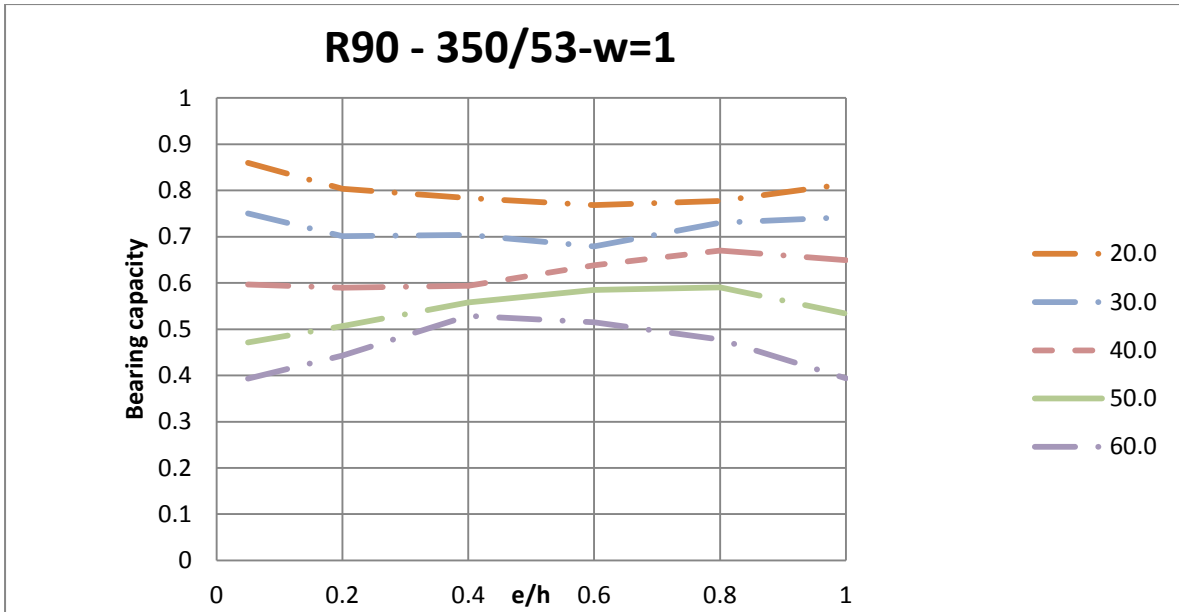


Figura A.319 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R90-350/53 $\omega=1$

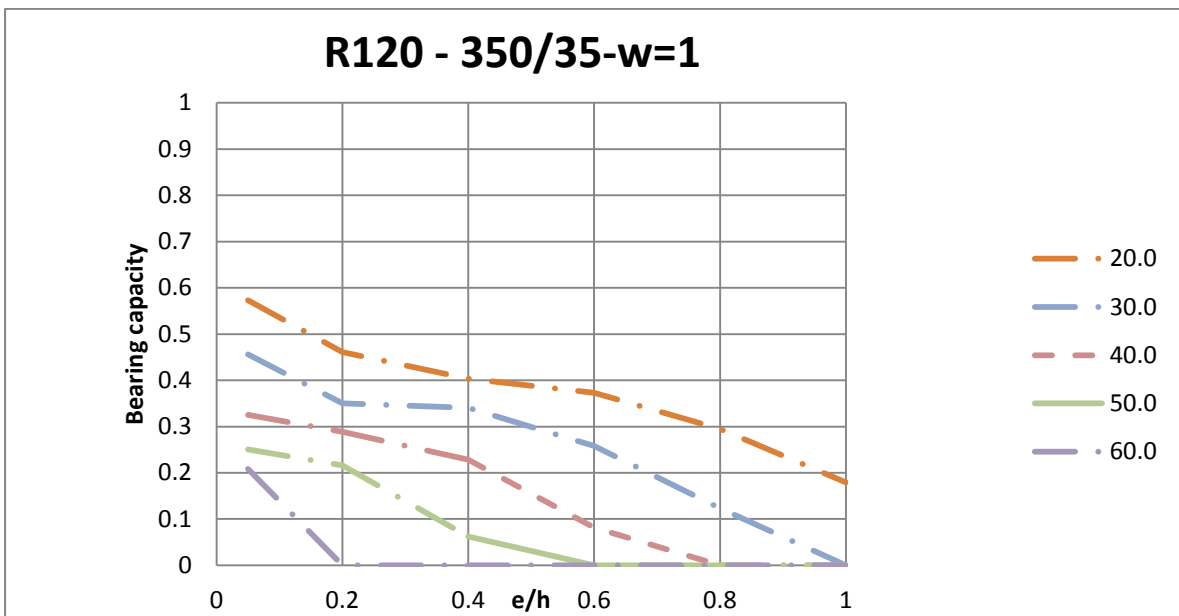


Figura A.320 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R120-350/35 $\omega=1$

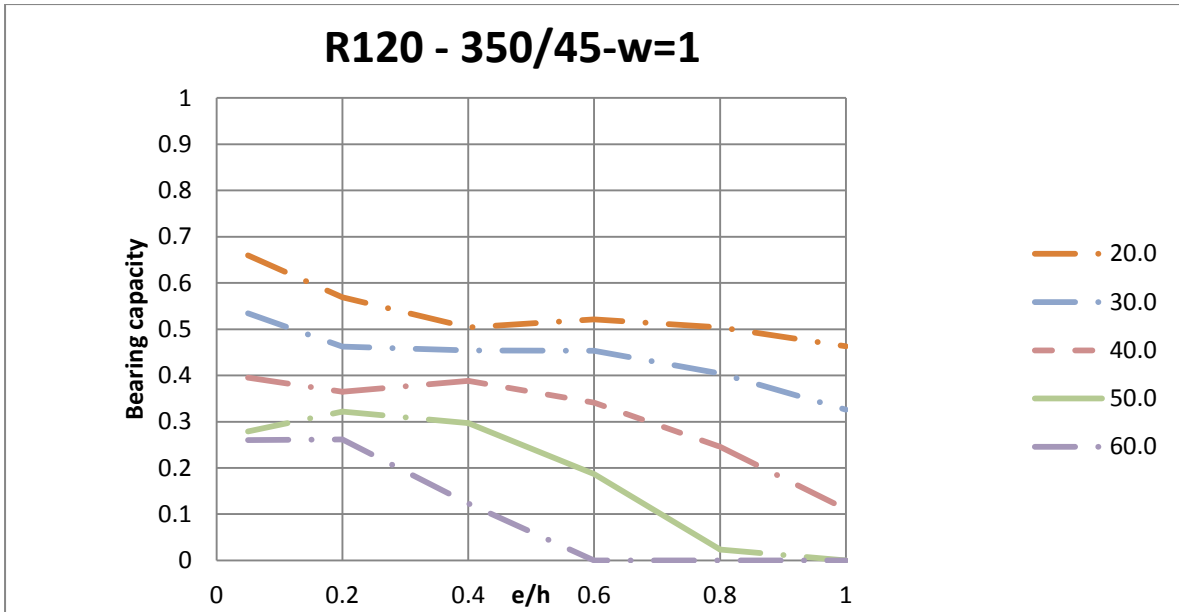


Figura A.321 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R120-350/45 $\omega=1$

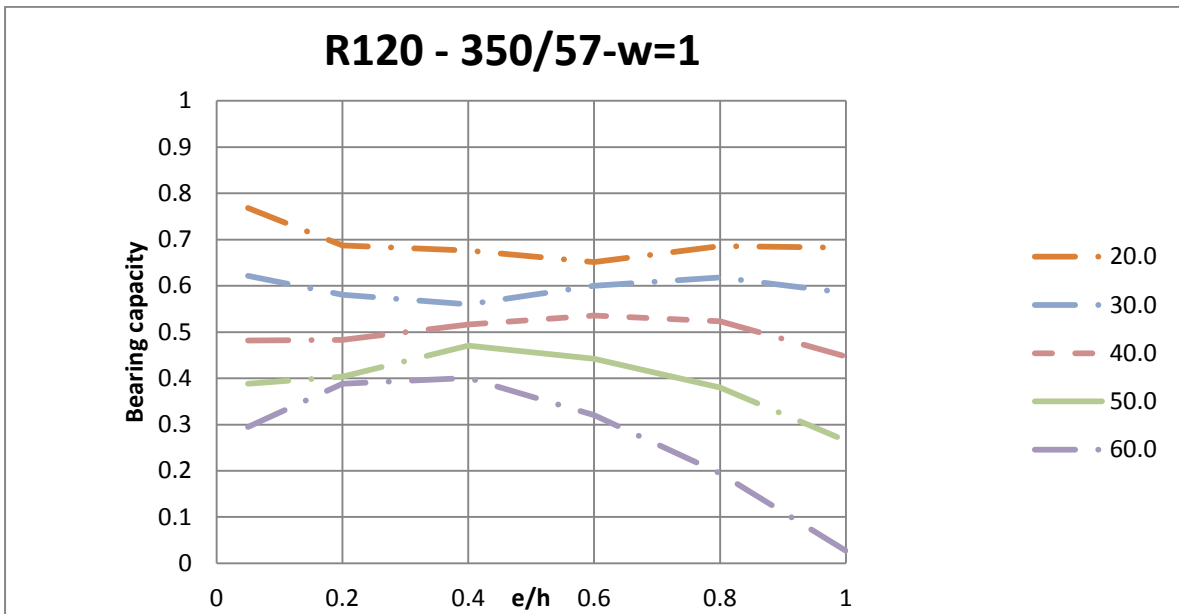


Figura A.322 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R120-350/57 $\omega=1$

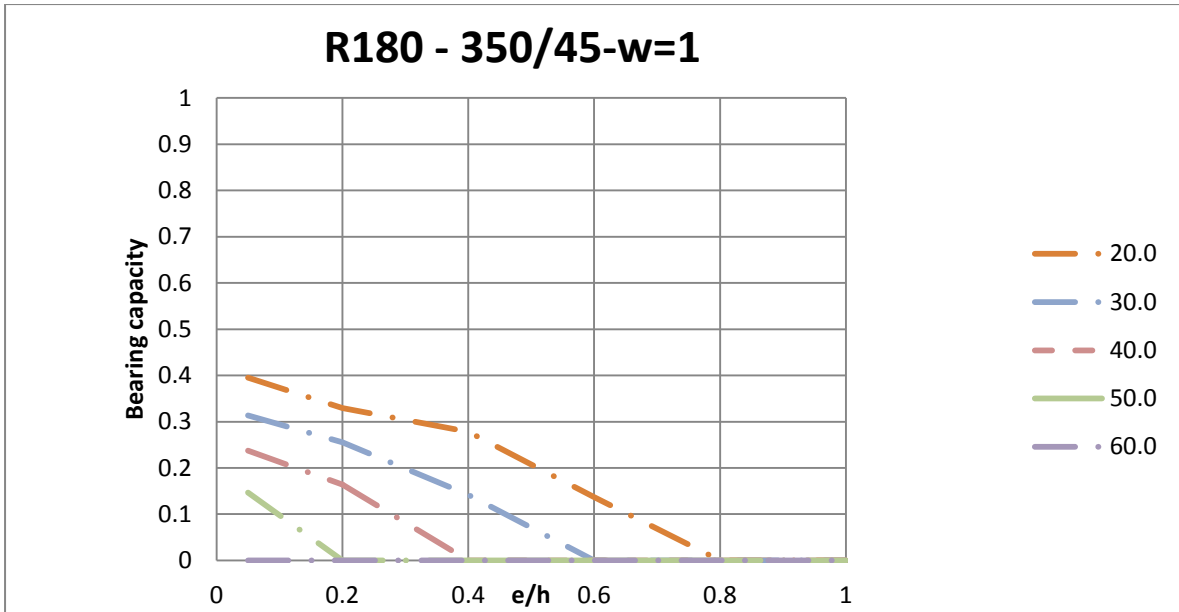


Figura A.323 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R180-350/45 $\omega=0.1$

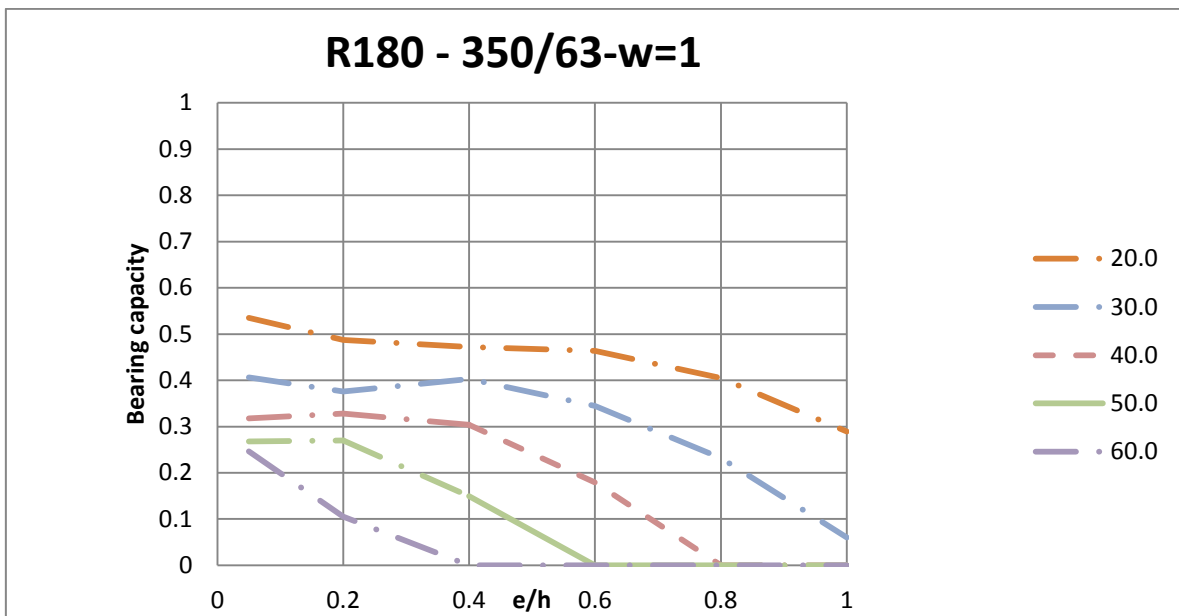


Figura A.324 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R180-350/63 $\omega=1$

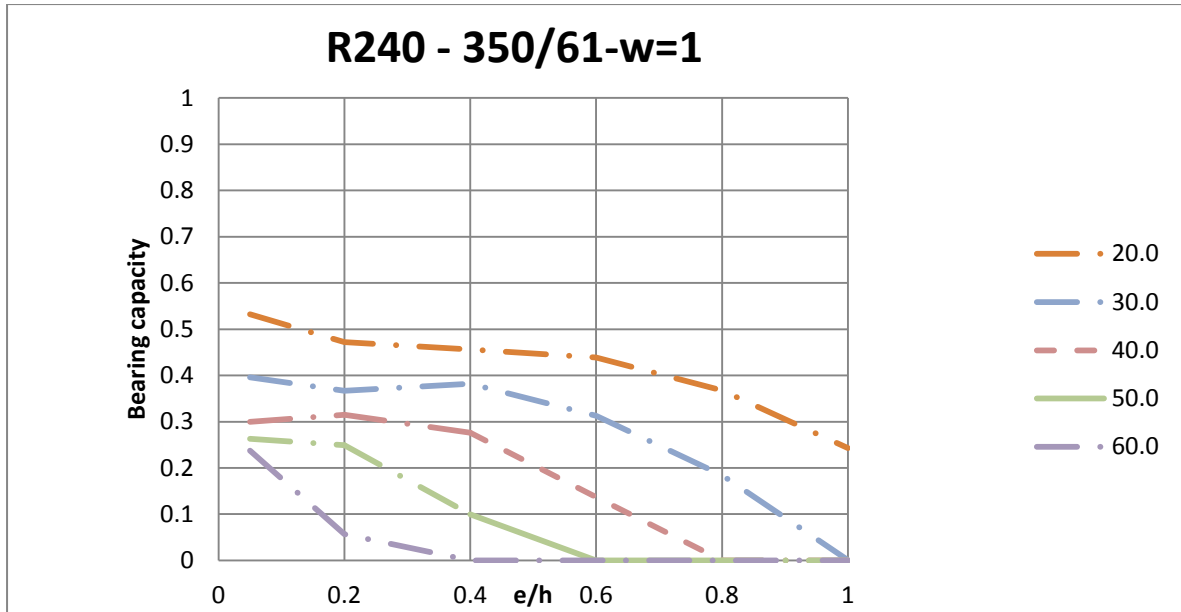


Figura A.325 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R240-350/61 $\omega=1$

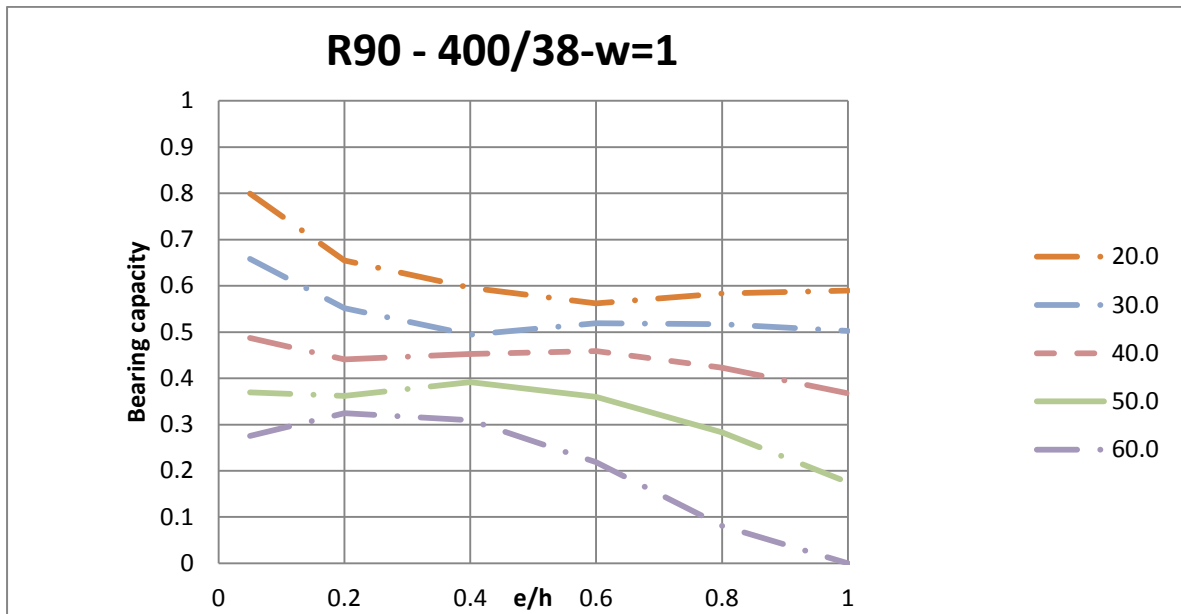


Figura A.326 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R90-450/38 $\omega=1$

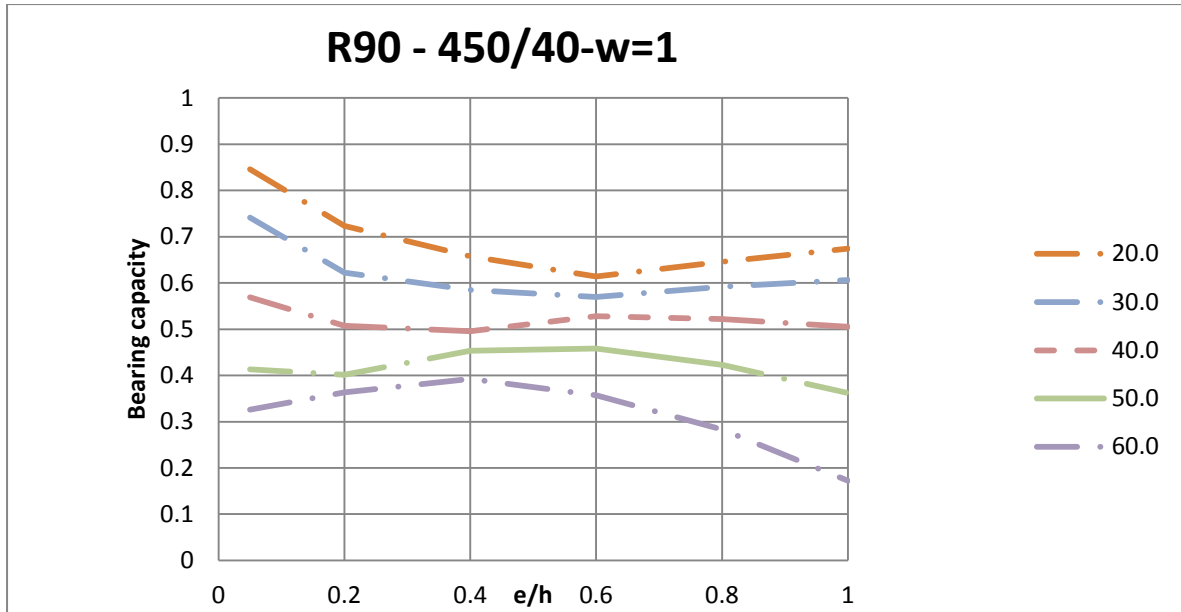


Figura A.327 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R90-450/40 $\omega=1$

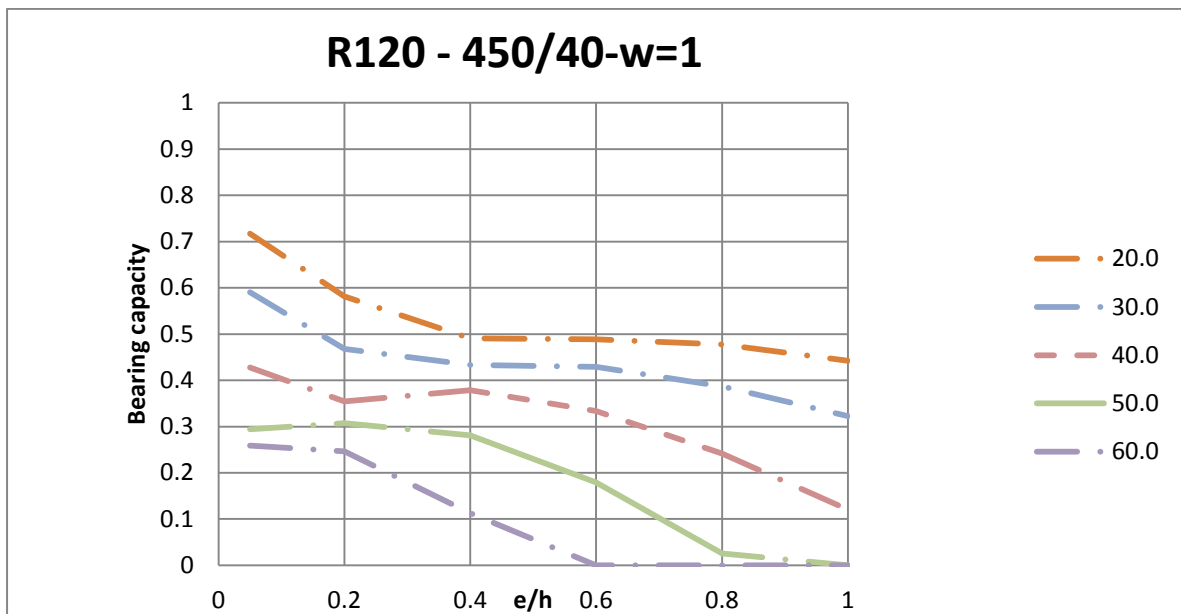


Figura A.328 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R120-450/40 $\omega=1$

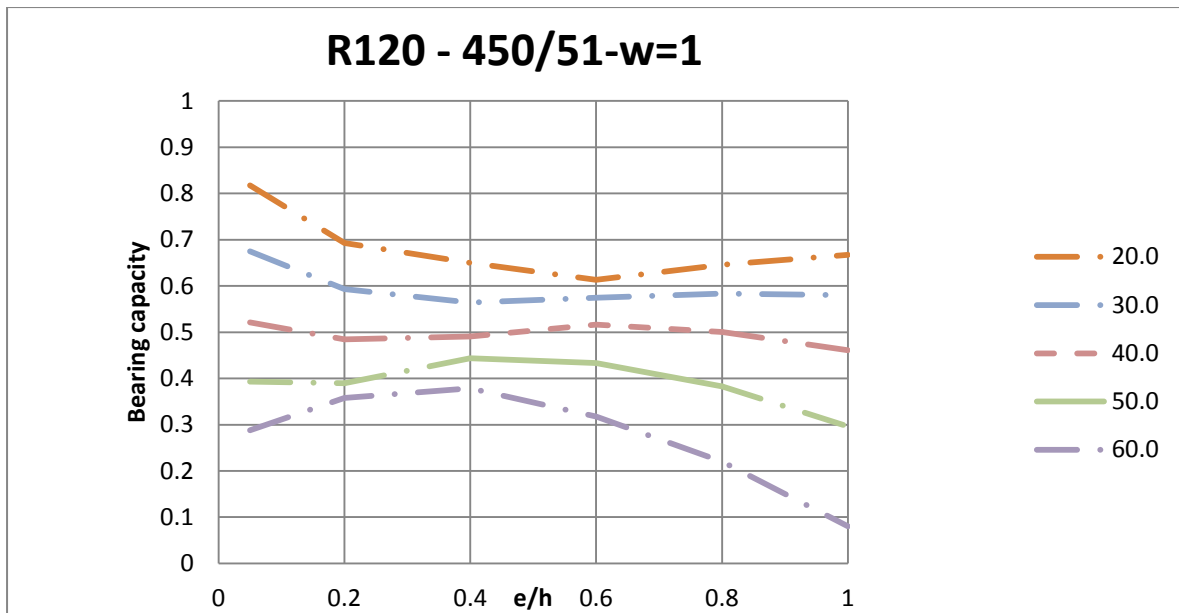


Figura A.329 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R120-450/51 $\omega=1$

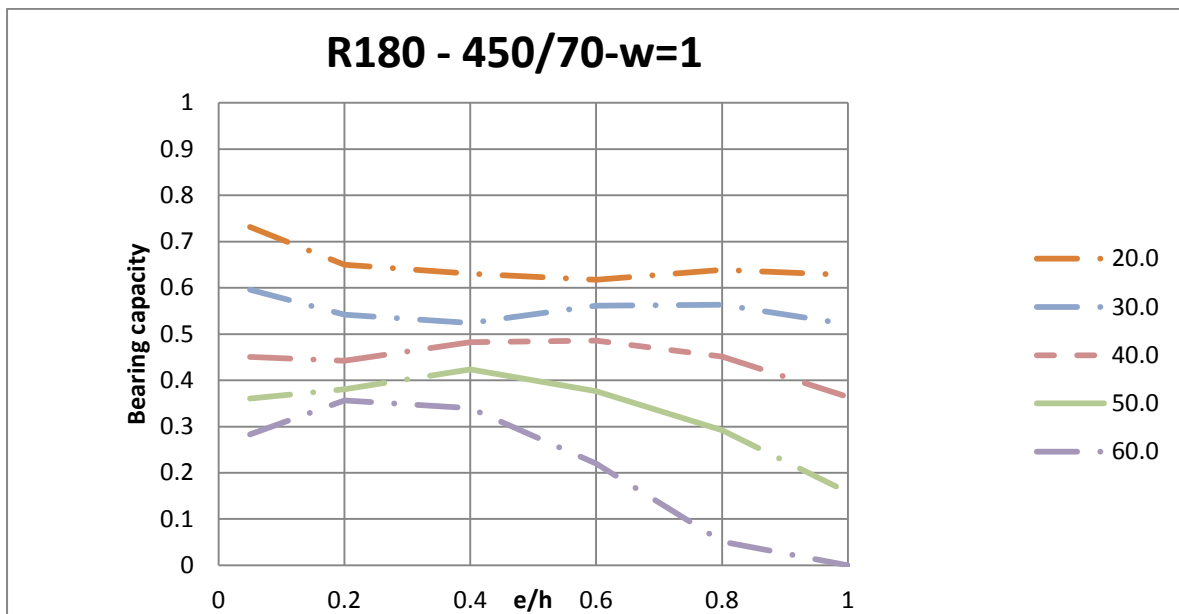


Figura A.330 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R180-450/70 $\omega=1$

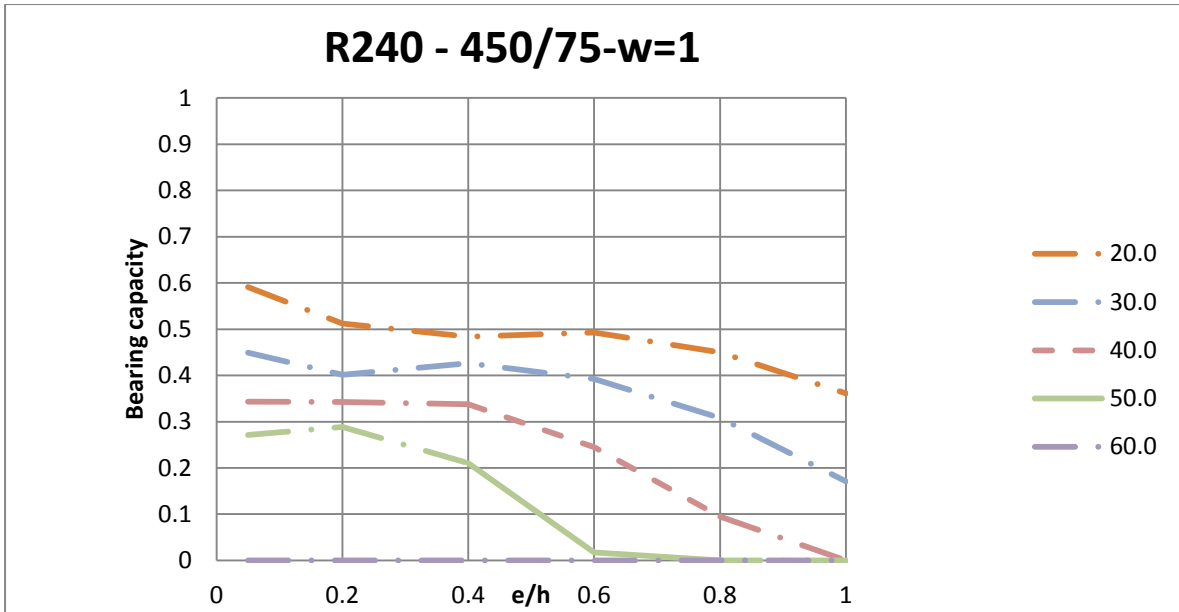


Figura A.331 Evolución del factor de carga (μ_{fi}) para R240-450/75 $\omega=1$