

PRESIÓN LATERAL DEL HORMIGÓN FRESCO EN BLOQUES DE GRAN DIMENSIÓN¹

Adrián Santilli Almaraz; Iñigo Puente Urruzmendi²

Resumen.- El diseño de los encofrados verticales depende de la predicción en la presión lateral contra la superficie del mismo. Un trabajo experimental en la construcción de una presa de gravedad a partir de bloques de hormigón se ha llevado a cabo con el objetivo de verificar la adecuación de las diferentes teorías. La presión ha sido medida en forma indirecta a partir de la carga en barras de sujeción del encofrado, lo que permite verificar la adecuación de la completa envolvente de presiones.

Un estudio que relaciona seguridad con exactitud es realizado con el objetivo de determinar cual es el mejor método para el dimensionado de los encofrados.

Palabras clave: Encofrados; Tensiones; Hormigón fresco

1.- Introducción.

Peurifoy y Oberlender [1], definen encofrado como una construcción temporal diseñada para que pueda moldear el hormigón en estado fresco, permitiendo obtener una pieza de tamaño y forma deseada.

La presión realizada por el hormigón sobre el encofrado vertical, es un tema de interés para ingenieros y constructores debido a que una sobreestimación de la misma trae como resultado un aumento en el coste del encofrado. Hurd [2] establece que puede ascender hasta el 60 por ciento del coste de la obra completa de hormigón.

Por otro lado una subestimación de la presión realizada genera piezas de mala calidad o en el peor de los casos la falla del encofrado, donde entra en juego un aspecto de vital importancia como es la seguridad.

Establece también Hurd [2], que los objetivos a la hora de dimensionar los encofrados por parte de ingenieros y constructores, como elementos soportes deben ser: seguridad, calidad y costo, siendo necesario conocer la presión lateral ejercida por el hormigón en estado fresco para poder cumplir con los mismos.

¹ Versión traducida y reducida del artículo: “Lateral pressure over formwork on big dimension concrete blocks”. Aceptado para publicación en Engineering Structures. Ref N° ENGSTRUCT-D-09-00231R1. Puente I, Santilli A, Lopez A.

² Ing. Civil. Adrián Santilli; Profesor Universidad de Montevideo, asantilli@um.edu.uy; Dr. Iñigo Puente Urruzmendi, ipuente@ceit.es; Profesor TECNUN, Universidad de Navarra (España)

En la mayoría de los casos el proceso de llenado es a partir de tongadas individuales, las cuales son vibradas para su correcta consolidación. Una vez fluidificado, la presión que el hormigón realiza sobre el encofrado puede considerarse igual a la hidrostática, realizada por un líquido de su misma densidad.

A medida que se van agregando tongadas, Gardner [3] establece que no toda la masa de hormigón se fluidifica, debido a que las capas que se encuentran a mayor profundidad no son afectadas por la vibración con lo cual adquieren cierta resistencia, este fenómeno junto a la fricción lateral con las paredes del encofrado hacen que se generen presiones menores a la hidrostática.

Por tanto la presión lateral realizada disminuye a medida que se empiezan a formar estructuras cristalinas en las capas inferiores, las cuales son capaces de soportar esfuerzos verticales.

A lo largo de los años han sido desarrolladas dos formas de resolver el problema: determinar una ecuación empírica a partir de datos experimentales o desarrollar un modelo teórico del problema a partir de propiedades del hormigón en estado fresco.

La gran cantidad de factores relacionados con el hormigón, el encofrado y el método de llenado que influyen en el problema generan modelos muy complejos, los cuales no se utilizan en la práctica.

2.- Modelos experimentales

Actualmente se utilizan métodos empíricos para poder predecir la presión. Los problemas surgen cuando los mismos se extrapolan por fuera de los rangos donde hay datos experimentales.

ACI Committee 347 [4] y CIRIA Report 108 [5], dividen los modelos experimentales en los aplicables para paredes, o base y columnas, según las dimensiones en planta de las piezas de hormigón.

Varios investigadores han estudiado el problema en columnas y paredes constatándose datos para espesores no mayores a 1,2 m. Considerándose la existencia de falta de datos experimentales para aquellas piezas de hormigón que presentan ambas dimensiones en planta mayores a 2 m.

Hurd [6], establece que a pesar de que la presión en cualquier punto del encofrado varía con el tiempo, por lo general el diseñador no necesita de esta variación en detalle. Si necesita la envolvente de presiones máximas que pueda existir sobre el encofrado. Las ecuaciones experimentales buscan determinar la misma con un número reducido de parámetros que permita utilizarlas en el proceso de dimensionado.

A continuación, se plantean las distribuciones de presiones experimentales mas utilizadas para paredes o bases:

Tradicionalmente se ha considerado que el hormigón fresco posee las características de un fluido, obteniéndose de esta manera, una distribución hidrostática de presiones, sobre las paredes del encofrado. La normativa Alemana DIN 18218 [7], establece una envolvente de presiones según la Figura 1a, donde el valor de P_{\max} , se expresa en la Ecuación 1, siendo válida para una temperatura de 15° C, para un hormigón con peso específico de 25 kN/m³, y velocidades de llenado menores a 7,0 m/h.

$$P_{\max} = 5R + 21. \text{ Hormigón rígido o seco.} \quad (\text{Eq. 1a})$$

$$P_{max} = 10R + 19. \text{ Hormigón plástico.} \tag{Eq. 1b}$$

$$P_{max} = 14R + 18. \text{ Hormigón blando.} \tag{Eq. 1c}$$

$$P_{max} = 17R + 17. \text{ Hormigón líquido.} \tag{Eq. 1d}$$

Donde:

- P_{max} : Presión máxima realizada sobre el encofrado (kPa).
- R: Velocidad de llenado. (m/h).

La norma establece además que el valor de P_{max} debe aumentar un 3% por cada °C, inferior a 15° C, y disminuir un 3% por cada °C que la temperatura sea superior a 15° C, permitiendo una reducción máxima del 30%. También propone un coeficiente de corrección en función del peso específico de la mezcla.

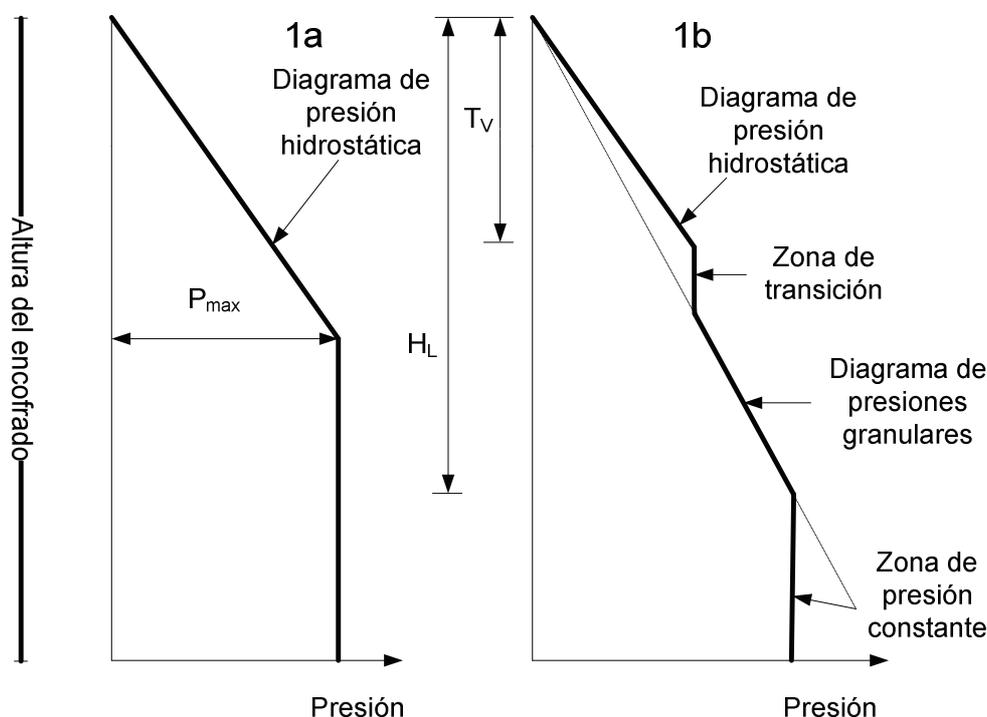


Figura 1.- Esquema de las diferentes envolventes de presiones experimentales.

Palanca [8], propone una ley de distribución de presiones con cuatro zonas diferenciadas como se muestra en la Figura 1b. La primera de ellas con distribución de presiones hidrostática hasta una altura variable (T_v), dependiendo de la profundidad de la vibración.

Posteriormente una zona de transición, donde la presión se mantiene constante, hasta la zona de presiones granulares, donde la presión hidrostática se ve afectada por un coeficiente de empuje activo K_a menor que uno, el cual se determina según la Ecuación 2. Teniendo en cuenta el ángulo de rozamiento interno entre las partículas (ϕ) y la inclinación de la pared del encofrado (ϵ).

$$K_a = \frac{\sin^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi - \epsilon}{2}\right)}{\cos^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi + \epsilon}{2}\right)}. \tag{Eq. 2}$$

Esta distribución se extiende hasta una altura de presiones límites (H_L), o hasta completar la totalidad del encofrado quedando determinada por dos aspectos, endurecimiento o espesor del encofrado.

CIRIA Report 108 [5], propone una curva de presiones según la Figura 1a, donde el valor de la presión máxima se determina a partir de la Ecuación 3, en ningún caso mayor que la hidrostática de un líquido con su misma densidad.

$$P_{\max} = \left[C_1 \sqrt{R} + C_2 K \sqrt{H_1 - C_1 \sqrt{R}} \right] \gamma \quad (\text{Eq 3})$$

Donde:

- P_{\max} : Presión máxima realizada sobre el encofrado (kPa).
- C_1 : Coeficiente que depende del tamaño y la forma del encofrado. Para paredes $C_1 = 1.5$.
- C_2 : Coeficiente que depende de la composición del hormigón.
- γ : Peso específico del hormigón. (kN/m^3).
- H_1 : Altura vertical del encofrado. (m).
- H : Altura vertical de llenado. (m).
- K : Coeficiente que depende de la temperatura.
- R : Velocidad de llenado. (m/h).

ACI Committee 347 [4], propone una envolvente de presiones según la Figura 1a, donde la presión máxima se determina a partir de la Ecuación 4. En la cual deben emplearse dos coeficientes de corrección, uno referido al peso específico de la mezcla (C_W), y otro a la composición química y aditivos empleados en la misma (C_C).

Para $R < 2.1$ m/h y $H < 4.2$ m.

$$P_{\max} = C_W C_C \left[7,2 + \frac{785R}{T + 17,8} \right]. \quad (\text{Eq. 4a})$$

Para $R < 2.1$ m/h y $H > 4.2$ m y para todas las paredes donde 2.1 m/h $< R < 4.5$ m/h.

$$P_{\max} = C_W C_C \left[7,2 + \frac{1156}{T + 17,8} + \frac{244R}{T + 17,8} \right]. \quad (\text{Eq. 4b})$$

En ambos casos la presión máxima debe ser mayor a $30C_W$ (kPa), pero nunca mayor a la hidrostática realizada por un líquido del mismo peso específico que el hormigón.

Donde:

- P_{\max} : Presión máxima realizada sobre el encofrado (kPa).
- R : Velocidad de llenado (m/h).
- T : Temperatura del hormigón ($^{\circ}$ C).
- C_W : Coeficiente por unidad de peso.
- C_C : Coeficiente de composición química.

H: Altura vertical de llenado. (m).

Barnes y Johnston [9], recomendaron al ACI Committee 347 [4], la implementación de los coeficientes C_C y C_W . También recomiendan la eliminación de la Ecuación 4a, aplicando en todos los casos de paredes la Ecuación 4b, lo cual no es considerado por el Committee.

Debido a la determinación de la presión lateral a partir de ecuaciones experimentales, es necesario poder realizar una validación de las mismas, constatándose una falta de datos para piezas de hormigón que presenten en planta ambas dimensiones mayores a dos metros.

También se plantea medir la presión a partir de una medida indirecta como es el esfuerzo en puntales de sujeción del encofrado, con lo cual, a partir de un modelo de elementos finitos, permite validar la envolvente de presiones propuestas por los distintos autores y no solamente verificar los valores de presiones máximas.

Por tanto, el objetivo del trabajo es medir cargas reales en obra y luego comparar las mismas con diferentes ecuaciones propuestas, a partir de un modelo en elementos finitos realizado en el programa ABAQUS/CAE.

3.- Dispositivo Experimental.

La campaña experimental se ha llevado a cabo durante la construcción de la presa Ibiur, situada en la provincia de Guipúzcoa en el norte de España. Las obras consisten en la construcción de una presa de gravedad, a partir de bloques de hormigón, los cuales se realizan con encofrados trepadores.

La mezcla de hormigón se puede considerar según lo establecido por la norma ASTM C 150 – 07 [10], como tipo IV, presentando una densidad de 2500 kg/m³ y un asiento de cono de Abrams medio de 30 mm.

El proceso de llenado es a partir de tongadas de 65 cm de altura las cuales son vibradas mediante vibradores mecánicos. En el caso de los bloques cuya altura no sea un número entero de tongadas, dependiendo la diferencia entre los mismos, se realiza una nueva tongada o se le da una altura mayor a la última.

Encofrado.

Para poder medir la presión lateral del hormigón, se utilizaron en obra dos encofrados trepadores. Un esquema fuera de escala de los mismos se muestra en la Figura 2.

Se han instrumentado mediante 4 bandas extensométricas, formando un puente de Wheatstone completo los puntales que sujetan el panel del encofrado (Tubo 80*80*4). Dos bandas activas en ramas opuestas, y las otras dos para la compensación de la temperatura. Con la colocación de las bandas activas en ramas opuestas se ha compensado el efecto de la deformación por flexión.

Para evitar su deterioro, se han protegido las bandas ante la humedad y posibles golpes o tirones.

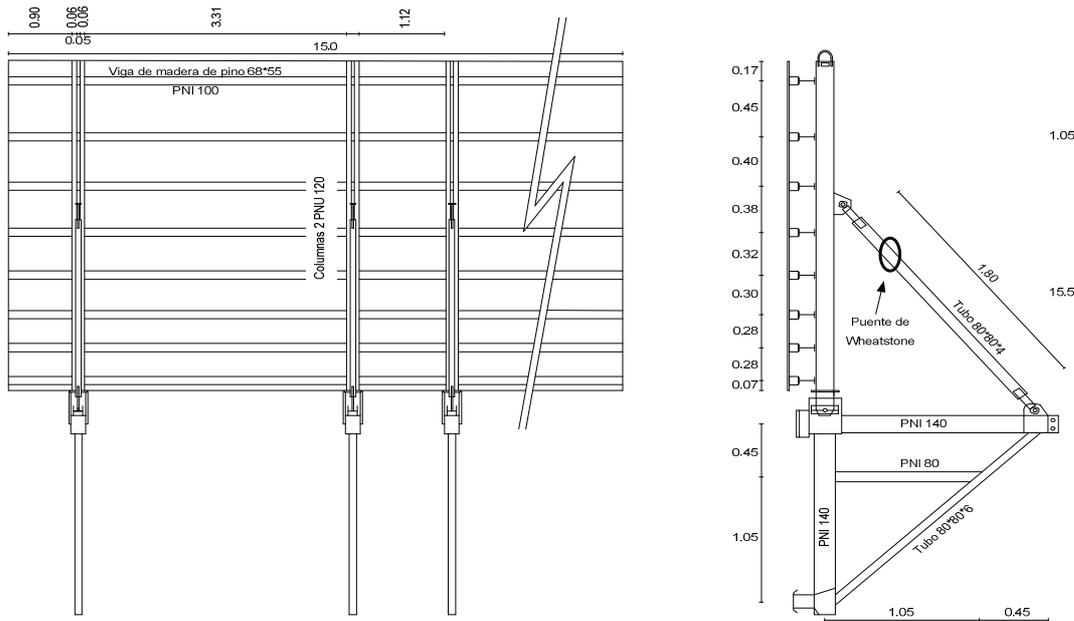


Figura 2.- Esquema del encofrado(Longitudes en m, dimensiones de perfiles en mm)

Toma de medidas y resultados.

Si bien se pretende determinar la carga máxima en los puntales, se ha almacenado el valor de las microdeformaciones cada 5 segundos, debido a que no se conoce cual es el momento en el que se produce el valor máximo. Las mismas se almacenan en un dispositivo denominado P3, el cual se conecta al puente Wheatstone y permanece en obra durante todo el proceso de hormigonado.

En la Tabla 1, se muestran los resultados de la carga máxima (Kg) para cada uno de los puntales. Debido a fallos en las conexiones durante el proceso de hormigonado algunas medidas no se han podido registrar. Los puntales son numerados desde un extremo del encofrado en forma ascendente.

Bloque N° \ Puntal N°	1	2	3	4	5	6
1	3817	5090	4896	5102	---	5847
2	12054	10896	11363	11050	11581	9664
3	4018	4254	3890	---	---	---
4	13985	---	12502	---	13243	8806
5	---	---	---	9244	9368	8433
6	---	---	---	---	10921	11093
7	---	---	---	8298	7905	6008
8	12686	---	---	---	11480	11242

Tabla 1.- Carga máxima en los puntales (Kg).

4.- Modelado en elementos finitos.

Se realiza el modelo del encofrado en el programa ABAQUS/CAE, considerando las envolventes de presiones dadas por las diversas teorías, se determina teóricamente el esfuerzo sobre cada uno de los puntales, para poder ser comparado con el dato experimental. A partir de

este modelo se puede comprobar la correcta adecuación de toda la envolvente de presiones y no solo el valor de la presión máxima, lo cual es lo realizado por diversos investigadores.

5.- Comparación de los resultados.

Para comparar los resultados obtenidos por los diferentes métodos con los datos experimentales, en la Figura 3 se grafica el esfuerzo en el puntal obtenido experimentalmente en función del esfuerzo que resulta de cada una de las teorías consideradas. En los gráficos también se agrega la recta que representa esfuerzo experimental igual al esfuerzo teórico como forma de analizar la seguridad de los diferentes métodos.

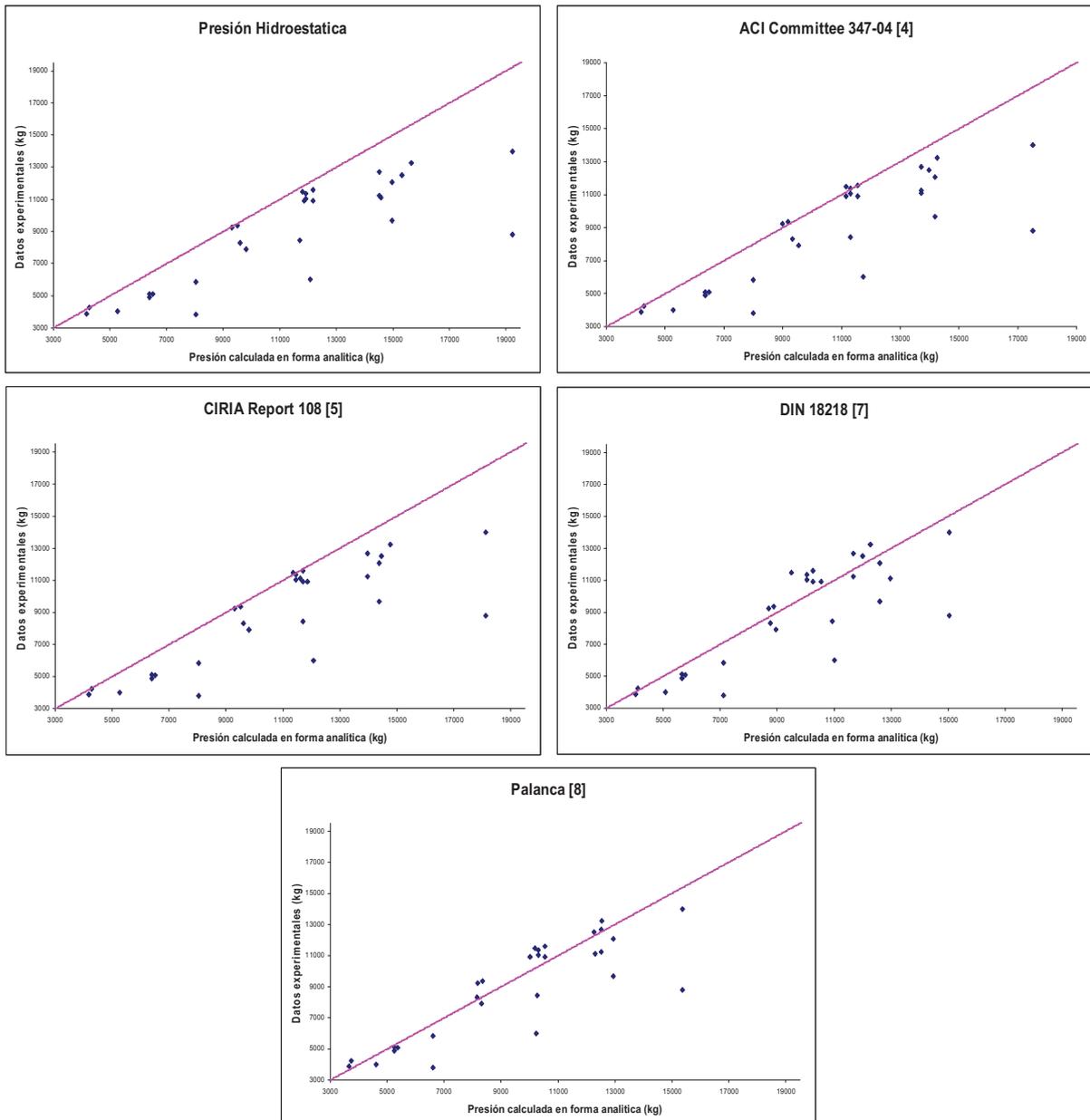


Figura 3.- Comparación de los resultados.

Discusión estadística.

Es difícil poder cuantificar la relativa adecuación de los métodos en describir el comportamiento experimental. Para poder realizarlo se van a utilizar los siguientes parámetros estadísticos: la media del cociente dato experimental/dato teórico, la desviación estándar del

cociente dato experimental/dato teórico, el coeficiente de correlación de Pearson y el error estándar. Los resultados son expresados en la Tabla 2.

Teoría	Media cociente	Desviación estándar cociente	Coefficiente de Correlación	Error Estándar (kg)
Hidroestática	0,8094	0,1470	0,8335	3205
DIN 18218 (1980)	0,9314	0,1732	0,8200	1962
Palanca (1982)	0,9516	0,1627	0,8512	1841
CIRIA Report 108 (1985)	0,8313	0,1531	0,8228	2828
ACI Committee 347 (2004)	0,8421	0,1554	0,8282	2662

Tabla 2.- Comparación estadística de los resultados.

En base a los dos primeros indicadores se puede resumir que las dos teorías que mejor se ajustan a los datos experimentales son: Palanca [8] y DIN 18218 [7] sin poder distinguir cual es la más adecuada. Idea que se reafirma al observar el error estándar. En caso que la comparación se base en el coeficiente de correlación de Pearson, Palanca [8] tiene una ligera ventaja frente a los otros métodos estudiados.

Seguridad en el problema.

Debido a la necesidad de utilizar una teoría a la hora de dimensionar los elementos de sujeción del encofrado, se busca no solo una correcta adecuación a la presión lateral real realizada por el hormigón, si no también una condición de seguridad.

Todo aquel punto que tenga un valor del esfuerzo experimental mayor al dato teórico se considera “no seguro”, ya que el esfuerzo realizado en los puntales es mayor al calculado teóricamente, lo cual marca un subdimensionado del mismo, que puede provocar el fallo del encofrado.

Para poder observar la influencia de los puntos “no seguros”, y por ende la posibilidad de utilizar las teorías que presentan a los mismos en el diseño de los encofrados se plantea utilizar un coeficiente K, mayor igual a uno, en la determinación del error estándar solo para aquellos datos en los que el valor experimental sea mayor al valor teórico. Como se observa en la Ecuación 5:

$$EE_K = \sqrt{\frac{\sum_{E_i \leq T_i} (E_i - T_i)^2 + K \sum_{E_i > T_i} (E_i - T_i)^2}{n}}. \quad (\text{Eq. 5})$$

La función del coeficiente K es aumentar la diferencia en la determinación del error estándar para aquellos puntos “no seguros”, y así poder observar cual es el método que presenta un menor valor del estadístico en función del coeficiente planteado.

Asumir la presión del hormigón como hidrostática hace que no haya ningún punto “no seguro”, por lo tanto el parámetro K no influye en esta distribución, lo que establece que a partir de un valor del mismo, la presión hidrostática es la que va a presentar menor error estándar.

La Figura 4 presenta el error estándar en función del valor del parámetro para los diversos métodos considerados.

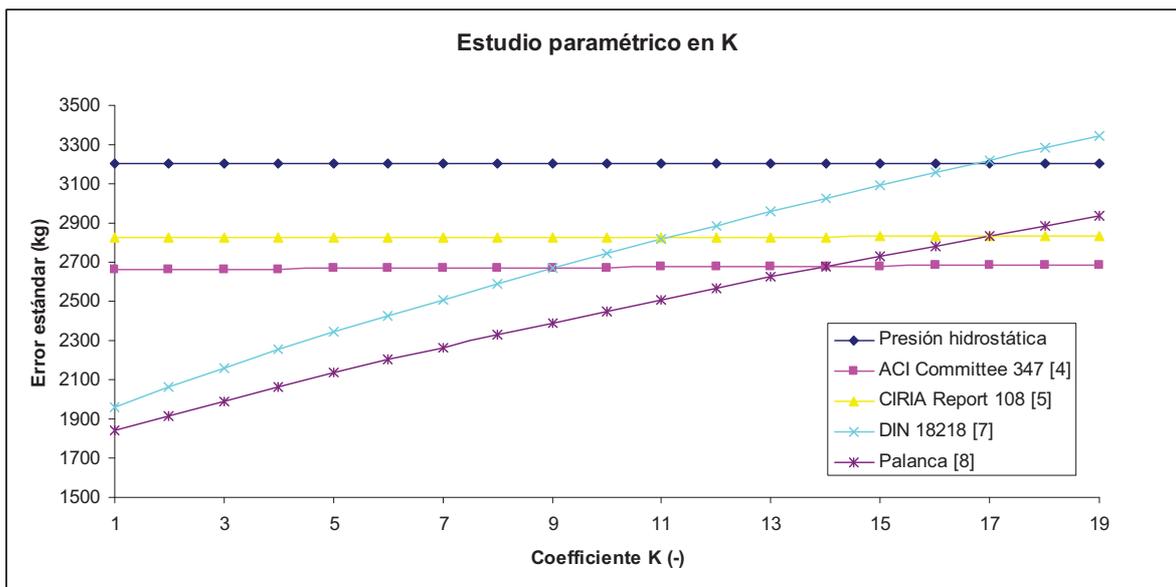


Figura 4.- Estudio del error estándar en función del coeficiente K.

Con lo cual se demuestra que si bien Palanca [8], es la teoría que mejor se adecua al problema teórico, presenta varios puntos “no seguros”, lo que hace que a medida que el parámetro K aumenta deje de ser la más adecuada, pasando a serlo ACI Committee 347 [4] seguida de CIRIA Report 108 [5] para terminar con la distribución hidrostática.

Coeficiente de seguridad.

Cada encofrado, dependiendo del coeficiente de seguridad con el que se dimensione, el grado de vigilancia que se tenga en obra y la planificación con la que se realice, presenta un valor mínimo del parámetro K, utilizable para su diseño. Lo que marca en cada uno de los casos cual es el modelo que se debe utilizar.

Paez¹ [11], considera que toda estructura presenta una diferencia entre el valor del coeficiente de seguridad teórico y verdadero, idea que es reafirmada por Randall [12], estableciendo que el coeficiente de seguridad verdadero de una estructura puede ser mayor al de proyecto, siempre y cuando la obra se realice con un alto grado de vigilancia y planificación.

Por lo tanto el coeficiente de seguridad verdadero de una estructura puede ser mayor al de proyecto, lo que puede utilizarse para tomar la diferencia entre presión real y teórica, permitiendo de esta manera utilizar una teoría mas adecuada a los datos experimentales aunque la misma presente puntos “no seguros”.

En el modelo propuesto por Palanca [8], la máxima diferencia de un punto “no seguro”, es de un 13 %, valor similar al que maneja Paez² [13], en que aumenta el coeficiente de seguridad de proyecto, en caso de cumplir con lo especificado anteriormente. Quedando aún el coeficiente de seguridad teórico para garantizar la seguridad de la obra.

En caso contrario, que la planificación, el diseño o el control en obra, no sean los adecuados, debido a la presencia de puntos “no seguros”, se recomienda dimensionar con una teoría más conservadora.

6.- Conclusiones.

Del trabajo realizado se pueden extraer las siguientes conclusiones principales:

- 1.- La hipótesis de que la presión realizada por el hormigón es igual a la hidrostática de un líquido de su misma densidad es conservadora, frente a los resultados obtenidos en los restantes modelos estudiados.
- 2.- La recomendación realizada por Barnes y Johnston [9], no considerada por ACI Committee 347 [4], coincide con la distribución hidrostática, lo cual marca el acierto por parte del Committee en no considerar dicha recomendación.
- 3.- La ecuación propuesta por CIRIA Report 108 [5], también se considera conservadora, debido a que en varios bloques se obtuvo una distribución de presiones hidrostáticas, sin llegar al valor de la presión máxima.
- 4.- Se plantea la posibilidad de considerar diferentes teorías a la hora de dimensionar los elementos de sujeción del encofrado en función del grado de planificación, diseño y vigilancia que se tengan en obra: Si se tiene un elevado grado de control y planificación, se recomienda utilizar la teoría planteada por Palanca [8], en caso contrario, una formulación más conservadora puede ser más adecuada desde el punto de vista de la seguridad, recomendando la aplicación de la propuesta por ACI Committee 347 [4].
- 5.- Palanca [8], presenta el inconveniente de ser una distribución más compleja a las restantes, debido a que en la misma se introduce una zona de presiones granulares, aunque el autor considera el asiento del cono de Abrams, como valor fundamental del hormigón para determinar el coeficiente de empuje activo.

Referencias

- [1] Peurifoy, R. L.; Oberlender, G. D.; "Formwork for Concrete Structures". 3th Edition. Construction Series: McGraw - Hill. 1995. 489 pp.
- [2] Hurd, M. K.; "Formwork for Concrete". 7th Ed. American Concrete Institute, Farmington Hills. 2005. 516 pp.
- [3] Gardner, N. J.; "Pressure of concrete on Formwork"- A review -. ACI Journal. 1985. Pág. 744 – 753.
- [4] ACI Committee 347, "Guide to Formwork for Concrete". ACI Journal. 1988. 530 – 562.
- [5] CIRIA Report 108. (1985) "Concrete pressure on formwork", CIRIA Report 108. London: Construction Industry Research and Information Association.
- [6] Hurd, M. K.; "Lateral Pressures for Formwork Design". Concrete Inter. 2007. Pág. 31 – 33.
- [7] DIN – 18218. "Frishbeton auf lotrechte pressure of concrete on vertical formwork". Berlin. DEUTSCHES INSTITUT FÜF NORMUNG. 1980. 4 Pág.
- [8] Palanca, Martín J.; "Presión del hormigón fresco". 1982. Monografía 371 del Instituto Eduardo Torroja de Ciencias de la Construcción.
- [9] Barnes, J. M. y Johnston, D. W.; "Fresh Concrete Lateral pressure on formwork", Construction research. Congres wind of change: Integration and innovation. 2003.
- [10] ASTM C 150 – 07.
- [11] Paez¹ Balaca, A.; "El coeficiente de seguridad". Revista de Obras Públicas. 1951. Pág. 253 – 260.
- [12] Randall, F. A. Jr.; "Historical Notes on Structural Safety". ACI Journal Proceedings. 1973. Pág. 669 – 681.
- [13] Paez² Balaca, A.; "El coeficiente de seguridad". Rev. Obras Públicas 1951. Pág. 315 – 323.