



**Proyecto de Investigación e Innovación en Ingeniería estructural**

# Estudio de las características del Hormigón Permeable y su implementación en el Uruguay

**Autores:**

**Alejandro Díaz Vázquez**

**Tomás Herrera Larrea**

**Ignacio Marrero Moreno**

**Tutor:**

**MSc. Ing. Agustín Spalvier Blanco**

**Cotutor:**

**Prof. Dr. Ing. Luis Segura Castillo**

**Referente Externo:**

**Arq. Darío Míguez Passada - Cementos Artigas**

**Instituto de Estructuras y Transporte  
Facultad de Ingeniería - Universidad de la República  
Montevideo, Uruguay**



Díaz, Alejandro; Herrera, Tomás; Marrero, Ignacio.

Estudio de las características del Hormigón Permeable y su implementación en el Uruguay.

Montevideo: Universidad de la República, Facultad de Ingeniería, 2020.

Tutor: MSc. Ing. Agustín Spalvier

Cotutor: Prof. Dr. Ing. Luis Segura

Referente externo: Arq. Darío Míguez Passada

Tesis de grado – Universidad de la República.

Facultad de Ingeniería, Instituto de Estructuras y Transporte, Proyecto de grado, Ingeniería Civil, 2020

Palabras clave: construcciones verdes, nuevas tecnologías, construcciones sustentables, pavimentos permeables

Tesina correspondiente a la asignatura Proyecto de Investigación e Innovación en Ingeniería Estructural de la carrera Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República, como parte de los requisitos necesarios para la obtención del título de Ingeniero Civil.

INTEGRANTES DEL TRIBUNAL DE DEFENSA DE TESINA

---

Ing.

---

Ing.

---

Ing.

**Montevideo, Uruguay**

**Abril 2020**

## Agradecimientos

Agradecemos a nuestro Tutor MSc. Ing. Agustín Spalvier y a nuestro Cotutor Dr. Ing. Luis Segura quienes nos introdujeron al concepto del hormigón permeable, dándonos una base de todo lo que conoceríamos después. En todo momento estuvieron a disposición para la investigación, buscando aportar a nuestra tesis y a nuestro crecimiento como estudiantes, compartiendo su conocimiento acerca del hormigón y las investigaciones. Queremos agradecer el tiempo invertido y el apoyo que ambos nos brindaron en todo momento con la mejor disposición.

Agradecemos al Arq. Darío Míguez y a Cementos Artigas S.A. por el tiempo, el interés y los materiales brindados que nos permitieron la elaboración del hormigón permeable en la Facultad de Ingeniería.

Agradecemos también al Dpto. de Construcción del IET, que nos permitió utilizar equipos para realizar la parte experimental de nuestro proyecto. Principalmente agradecer a la Dra. Ing. María Noel Pereyra, Leandro Díaz, Betiana Epifanio y Mathías Píriz, quienes nos ayudaron con todo lo referido a la elaboración y estudio de probetas en laboratorio.

Agradecimientos también a todas las personas que forman parte de la organización de “Ingeniería de Muestra” por seleccionarnos para participar en sus dos ediciones del año 2019 (Paysandú y Montevideo). Gracias a su colaboración tuvimos la posibilidad de mostrar esta nueva tecnología y conocer otros agentes del ámbito de la investigación y nos brindaron todo lo que estuvo a su alcance para poder llevar a cabo esta actividad.

Agradecemos al Centro de Innovación en Ingeniería (CII) por el financiamiento del proyecto de fin de carrera (ANII-FFI\_3\_2018\_1\_1008430), a la Comisión Sectorial de Investigación Científica (CSIC) por financiación mediante el Programa de Apoyo a la Investigación Estudiantil (PAIE) por apoyar este proyecto de investigación (ID: 162).

Por último, pero no menos importante, queremos agradecer a nuestras familias, el pilar fundamental sobre el cual pudimos apoyarnos en todo sentido durante estos años para que pudiésemos llevar a cabo nuestra carrera y encontrarnos ahora presentando la tesis final de grado.

Una investigación de este tipo implica todo tipo de colaboraciones, ya sea desde el punto de vista económico, como de espacio físico, infraestructura y lo más importante, el apoyo académico que invirtieron todos los docentes y profesionales involucrados en la investigación. Consejos, sugerencias, capacitación, son todos los elementos inmateriales que recibimos de estas personas y que nos permitieron llevar a cabo y concluir esta gran aventura.

*“Las oportunidades dejan entonces de ser tales para convertirse en el resultado lógico del esfuerzo realizado.”*

Carlos. B. González Pecotche

## Resumen

La construcción de estructuras impermeables como pavimentos, veredas y edificaciones ha disminuido significativamente la cantidad de espacios verdes. Al desarrollarse precipitaciones intensas se generan escurrimientos superficiales que causan diversidad de problemas. Se entiende que el desarrollo de un material permeable, pero a la vez resistente, puede ayudar a solucionar o mitigar estos problemas. Esta investigación constituye un paso más para motivar el desarrollo del hormigón permeable como una alternativa más a la hora de proyectar una obra vial en Uruguay.

Se tiene como objetivo obtener una dosificación y tomando como base investigaciones anteriores, se ensayaron diferentes dosificaciones de hormigón permeable a base de piedra partida y cemento portland. Se realizaron ensayos de resistencia a la compresión, resistencia a tracción por flexión, permeabilidad y densidad, a probetas de diferentes edades y canchadas. Como resultado, se obtuvo una dosificación que cumple con parámetros establecidos por recomendaciones de carácter normativo.

Paralelamente se realizaron estudios computacionales que buscaron simular el comportamiento mecánico del material. Se modeló en el programa "Robot Structural Analysis", y se compararon valores numéricos con valores experimentales. No solo se logró una correcta simulación del comportamiento del hormigón permeable sobre una base, sino que también se validó que el método de diseño utilizado por la norma ACI 330 (ACI 330R-08) para el diseño de pavimentos de hormigón convencional en estacionamientos funciona para hormigón permeable.

Finalmente, utilizando los resultados de la propia investigación se proyectó el diseño estructural de un pavimento para estacionamiento utilizando el método de diseño de la norma ACI 330. Además, se realizó un análisis comparativo de costos de implementación del pavimento con otras soluciones típicas. Se logró realizar el diseño de un pavimento para estacionamiento a partir de los parámetros característicos obtenidos en la etapa experimental del proyecto.

## Lista de Figuras

Figura 1 – Resistencia a la compresión en función del contenido de vacíos. (American Concrete Institute, 2010).	19
Figura 2 - Resistencia a la compresión en función de la densidad (American Concrete Institute, 2010).	19
Figura 3 - Resistencia a tracción por flexión en función de resistencia a la compresión (American Concrete Institute, 2010).	20
Figura 4 – Coeficiente de permeabilidad en función del contenido de vacíos del hormigón. (American Concrete Institute, 2010).	21
Figura 5 – Mezclas con cantidad de agua excesiva (a) e insuficiente (b) (Tennis, Leming & Akers, 2004)	22
Figura 6 – Mezcla con cantidad de agua correcta (Tennis, Leming & Akers, 2004).	22
Figura 7 - Mezcla de hormigón permeable con buen aspecto visual (Laboratorio del I.E.T. - Facultad de Ingeniería).	23
Figura 8 - Compactación de probetas cilíndricas 10cm x 20cm mediante el martillo de Proctor estándar.	23
Figura 9 – Horno de secado y bandejas para manejo de agregados en laboratorio.	24
Figura 10 - Permeámetro de carga variable elaborado para el desarrollo de la investigación.	25
Figura 11 - Ensayo de densidad en estado fresco	26
Figura 12 - Ensayo de compresión para probetas normalizadas de 10 cm x 20 cm.	27
Figura 13 - Esquema conceptual del ensayo de flexión a cuatro puntos.	27
Figura 14 - Izquierda: Área de contacto rueda/pavimento aproximada. Derecha: Área de contacto utilizada para el diseño de pavimentos según PCA.	28
Figura 15 - Probetas de mezclas E y F.	33
Figura 16 - Montaje del dispositivo para estimar el módulo de Young durante el ensayo de flexión.	34
Figura 17 – Vista frontal del esquema del ensayo para estimar el módulo de Young del material	34
Figura 18 – Secciones de interés del ensayo para estimar el módulo de Young del material.	34
Figura 19 - Viga desmoldada previo a ser ensayada.	35
Figura 20 – Esquema conceptual del ensayo de viga sobre fundación elástica.	36
Figura 21 – Ubicación de los dispositivos de medición en el ensayo de viga sobre fundación elástica.	36
Figura 22 – Escalones de carga aplicados a lo largo del ensayo.	37
Figura 23 - Montaje experimental del ensayo viga sobre fundación elástica	37
Figura 24 – Gráfica Fuerza-Tiempo. Escalones de carga realizados durante ensayo de viga sobre fundación elástica.	40
Figura 25 - Fisura de la viga en la zona de introducción de carga.	40
Figura 26 – Resistencia a la compresión en función del coeficiente de permeabilidad para las mezclas A y B.	41
Figura 27 - Resistencia a la compresión a los 28 días en función de la permeabilidad para las mezclas D, E, F y G.	41
Figura 28 – Resistencia a compresión a los 28 días en función de la densidad en estado endurecido para las mezclas D, E, F y G.	42
Figura 29 – Coeficiente de permeabilidad en función de la densidad para las mezclas D, E, F y G.	43
Figura 30 - Resistencia de compresión en función de la edad para la mezcla D.	45
Figura 31 – Curvatura inicial de la goma alrededor de su eje longitudinal	46
Figura 32 - Deformada de viga sobre fundación elástica.	47
Figura 33 – Fuerza-Desplazamiento obtenida con los LVDT durante el ensayo de viga sobre fundación.	48
Figura 34 - Esquema del modelo del ensayo a flexión 3D realizado en Robot.	51
Figura 35 – Apoyo modelado para el ensayo de flexión.	51
Figura 36 - Esquema de modelo realizado en Robot Structural.	52
Figura 37 - Esquema de modelo de viga sobre fundación elástica realizado en Robot Structural.	53



Figura 38 - Distribución de tensiones normales obtenidas en el modelo numérico para el 50% de la $F_{m\acute{a}x}$ .	54
Figura 39 - Deformación cualitativa obtenida en el modelo.	55
Figura 40 - Distribución de tensiones normales de flexotracción en losas de 3 x 3 m <sup>2</sup> (izquierda) y 4 x 4 m <sup>2</sup> (Derecha).	55
Figura 41 – Comparación de comportamiento Fuerza-Desplazamiento para modelo computacional y ensayo experimental.	57
Figura 42 - Distribución de tensiones normales de viga sobre fundación elástica.	58
Figura 43 - Vista satelital de la Facultad de Ingeniería. (fuente: IDEUY).	59
Figura 44 - Fuerza en función de desplazamiento para la probeta E4.	69
Figura 45 - Aproximación lineal por mínimos cuadrados	70
Figura 46 - Gráfica de tensión-deformación de la goma caracterizada.	71
Figura 47 - Ajuste por mínimos cuadrados realizado para hallar el módulo elástico de la goma soporte en la zona central de la viga.	71
Figura 48 - Ajuste por mínimos cuadrados realizado para hallar el módulo elástico de la goma soporte en los extremos de la viga.	72
Figura 49 - Estructura de un pavimento rígido (Calo, Souza, & Marcolini, 2014).	73
Figura 50 - Ábaco para eje de carga simple.	75
Figura 51 - Ábaco para eje de carga doble.	76
Figura 52 - Grafico de fatiga.	77

## Lista de tablas

Tabla 1 – Rangos típicos de proporciones entre materiales (American Concrete Institute, 2010). .....	21
Tabla 2 - Características del agregado grueso utilizado para realizar el hormigón permeable.....	31
Tabla 3 - Dosificaciones utilizadas para mezclas de piedra partida.....	31
Tabla 4 – Información general de las mezclas realizadas. ....	32
Tabla 5 - Resultados experimentales obtenidos en probetas cilíndricas para las diferentes mezclas. ..	38
Tabla 6 - Resultados de ensayos de flexión en vigas.....	39
Tabla 7 - Desplazamientos en milímetros en ensayo de viga sobre fundación elástica.....	39
Tabla 8 - Análisis estadístico de los resultados obtenidos en la etapa experimental. ....	44
Tabla 9 – Análisis estadístico de documento de referencia (Costa, Florenzi, Haselbach & Silva Filho, 2018). ....	44
Tabla 10 - Comparación de resultados de tensiones máximas obtenidas en el ensayo de flexión.....	45
Tabla 11 - Desplazamientos relativos en milímetros en ensayo de viga sobre fundación elástica. ....	46
Tabla 12 – Dimensiones de la probeta y propiedades del material en el modelo. ....	50
Tabla 13 – Parámetros considerados para caracterizar el hormigón convencional en el modelo. ....	52
Tabla 14 - Parámetros considerados para caracterizar el hormigón permeable en el modelo. ....	53
Tabla 15 - Comparación de desplazamientos experimentales de ensayo de flexión con desplazamientos obtenidos en modelo numérico. ....	54
Tabla 16 - Comparación de tensiones de flexotracción para la sección central entre el modelo analítico y el modelo computacional. ....	54
Tabla 17 - Costo por metro cúbico de cada uno de los componentes. ....	61
Tabla 18 - Costo asociado a la dosificación 1.....	61
Tabla 19 - Costo unitario por metro cúbico para cada solución particular. ....	61
Tabla 20 - Costo total para cada solución. ....	61

# Tabla de contenidos

Agradecimientos .....	5
Resumen.....	7
Lista de Figuras.....	8
Lista de tablas .....	10
Tabla de contenidos .....	11
1. Introducción .....	14
1.1 Objetivos generales .....	14
1.2 Estructura de la tesis .....	15
2. Estado del conocimiento .....	17
2.1 Antecedentes .....	17
2.2 Materiales.....	17
2.2.1 Agregados .....	17
2.2.2 Relación Agua/Cemento .....	18
2.3 Características del hormigón permeable .....	18
2.3.1 Contenido de vacíos y Densidad .....	18
2.3.2 Resistencia a la compresión .....	18
2.3.3 Resistencia a la tracción por flexión .....	19
2.3.4 Permeabilidad.....	20
2.4 Elaboración del material .....	21
2.4.1 Dosificación .....	21
2.4.2 Mezclado y llenado .....	21
2.4.3 Compactación.....	23
2.4.4 Curado.....	23
2.5 Ensayos de caracterización de agregados .....	24
2.5.1 Porcentaje de absorción .....	24
2.5.2 Contenido de humedad.....	24
2.6 Ensayo de permeabilidad .....	24
2.7 Ensayo de densidad.....	26
2.8 Ensayo de resistencia a compresión.....	26
2.9 Ensayo de flexión.....	27
2.10 Diseño de pavimentos de hormigón permeable .....	28
2.10.1 Parámetros de diseño .....	28
2.10.2 Condiciones de borde.....	29
2.10.3 Análisis de fatiga.....	29
3. Desarrollo experimental .....	31
3.1 Introducción .....	31
3.2 Metodología .....	31

3.2.1	Mezclas realizadas .....	31
3.3	Resultados .....	38
3.4	Análisis de resultados .....	41
3.4.1	Análisis entre dosificaciones.....	41
3.4.2	Análisis general entre mezclas .....	41
3.4.3	Ganancia de resistencia a lo largo del tiempo .....	44
3.4.4	Resistencia a la tracción por flexión .....	45
3.4.5	Viga sobre fundación elástica .....	45
3.5	Parámetros característicos de la dosificación.....	49
3.5.1	Resistencia a compresión .....	49
3.5.2	Permeabilidad.....	49
3.5.3	Resistencia a la tracción por flexión .....	49
3.5.4	Densidad en estado endurecido.....	49
3.5.5	Módulo de elasticidad .....	49
4.	Análisis numérico.....	50
4.1	Introducción .....	50
4.1.1	Ensayo de flexión.....	50
4.1.2	Pavimento para estacionamiento.....	50
4.1.3	Viga sobre fundación elástica .....	50
4.2	Metodología .....	50
4.2.1	Ensayo de flexión.....	50
4.2.2	Pavimento para estacionamiento.....	51
4.2.3	Viga sobre fundación elástica .....	53
4.3	Resultados y análisis .....	54
4.3.1	Ensayo de flexión.....	54
4.3.2	Pavimento para estacionamiento.....	55
4.3.3	Viga sobre fundación elástica .....	56
5.	Diseño de pavimento para estacionamiento .....	59
5.1	Introducción .....	59
5.2	Metodología .....	59
5.2.1	Consideraciones para el diseño .....	59
5.3	Resultados y análisis .....	60
5.3.1	Diseño del pavimento.....	60
5.3.2	Análisis de costos.....	60
6.	Conclusiones .....	63
6.1	Desarrollo experimental.....	63
6.2	Análisis numérico .....	63
6.2.1	Ensayo de viga a flexión .....	63
6.2.2	Pavimento de estacionamiento.....	63

6.2.3	Viga sobre fundación elástica .....	64
6.3	Diseño de pavimento para estacionamiento.....	65
6.4	Trabajos futuros .....	65
7.	Bibliografía .....	67
8.	Anexo .....	69
8.1	Estimación del módulo de Young a partir de ensayos de flexión .....	69
8.2	Caracterización de gomas para ensayo de viga sobre fundación elástica .....	70
8.3	Descripción general de estructura viales.....	72
8.3.1	Capas en un pavimento .....	72
8.3.2	Tipos de pavimentos .....	73
8.3.3	Diseño de un pavimento rígido .....	73
9.	Apéndice .....	75
9.1	Ábacos para diseño de pavimentos de estacionamientos de hormigón convencional (ACI 330R-08, 2008).....	75

# 1. Introducción

El constante desarrollo de ciudades ha impactado globalmente en el medio ambiente. La construcción de estructuras impermeables como pavimentos, veredas y edificaciones ha disminuido significativamente la cantidad de espacios verdes y suelos permeables. Al desarrollarse precipitaciones intensas se generan escurrimientos superficiales en los pavimentos urbanos que reducen el confort y la seguridad en los usuarios, generando no solo problemas a nivel local, sino también a nivel regional. Al no generarse filtraciones se producen acumulaciones de agua que inevitablemente causan problemas en los sistemas de desagüe, inundaciones severas, un aumento en el caudal transportado en cuerpos de agua, un incremento en el transporte de líquidos contaminantes hacia otras zonas y potencian la erosión (Lamond, Bloch & Jha, 2012). Se entiende que el desarrollo de un material permeable, pero a la vez resistente, puede ayudar a solucionar o mitigar estos problemas. Existe un material llamado hormigón permeable que cuenta con estas propiedades.

El hormigón es uno de los principales materiales utilizados en las construcciones civiles. Se trata de un material compuesto por una mezcla de cemento portland, arena, agua, agregado grueso y aire. Además, puede contener ciertos aditivos o adiciones para mejorar ciertas propiedades. Su bajo costo y su versatilidad para adaptarse a numerosas formas han hecho que, históricamente, el hormigón sea considerado como la primera opción para innumerables situaciones. En general, al momento de diseñar la mezcla de hormigón, se pretende que esta sea lo más impermeable posible, siendo uno de los principales factores la protección del acero de las armaduras. La impermeabilidad es fundamental en ciertas construcciones donde su servicio satisfactorio radica en su estanqueidad, como por ejemplo en silos o depósitos, pavimentos e incluso azoteas.

El hormigón permeable es un hormigón especial que se caracteriza por permitir el pasaje del agua debido al porcentaje de poros interconectados que posee. La nula o poca presencia de finos en la mezcla le permite mejorar su permeabilidad debido a un aumento en su volumen de vacíos, generando la capacidad de filtrar el agua. Esta característica es particularmente beneficiosa en varias tipologías constructivas, como por ejemplo en estacionamientos, caminos de bajo volumen de tránsito, sendas peatonales, bici sendas, explanadas, peatonales, plazas y zonas con topología susceptible a inundaciones (American Concrete Institute, 2010). Otra opción es utilizarlo como superficie de drenaje rígido en diferentes tipos de superficies, como puede ser en cordones cuneta y badenes o zonas donde sea conveniente no tener pendientes. Por último, dada la capacidad de aislamiento acústico que tiene el material, su uso puede extenderse a lugares como centros de grandes ciudades, donde la contaminación sonora en el tránsito es actualmente un tema central para la gestión ambiental (Chu, L., Fwa, T. F., & Tan, K. H., 2017). Para incentivar su utilización es preciso aprender acerca de esta tecnología, desarrollar los métodos específicos para los materiales propios del Uruguay y difundir la experiencia adquirida.

## 1.1 Objetivos generales

Los objetivos generales planteados son:

- Realizar una dosificación de hormigón permeable utilizando materiales del medio local que cumpla con estándares internacionales.
- Simular numéricamente elementos de hormigón permeable y verificar su comportamiento estructural mediante la comparación con resultados empíricos.
- Validar para pavimentos de hormigón permeable el método recomendado por la ACI 330R (ACI 330R-08, 2008) para el diseño de pavimentos de estacionamiento de hormigón convencional, a través de la realización de modelos numéricos.
- Realizar el proyecto de diseño estructural de un pavimento de estacionamiento de hormigón permeable ubicado en Montevideo, Uruguay.

## 1.2 Estructura de la tesis

### Capítulo 1: Introducción

Se plantea la problemática de interés y la posible solución que se desarrolla en esta investigación a través de los objetivos generales planteados. Por último, se presenta este resumen con la estructura general del trabajo realizado.

### Capítulo 2: Estado del conocimiento

Se presentan los antecedentes del hormigón permeable y sus características, los agregados, la relación agua/cemento y el contenido de vacíos/densidad. Además, contiene información sobre la elaboración del material y los ensayos habitualmente utilizados. Por último, se introducen los parámetros de diseño para tener en cuenta en el momento de realizar un diseño de hormigón permeable.

### Capítulo 3: Desarrollo experimental

Se presentan las mezclas realizadas y los resultados obtenidos para cada una de ellas, junto con un análisis posterior de todos los resultados. Se realizan ensayos de compresión, tracción por flexión, permeabilidad y densidad para caracterizar una dosificación de hormigón permeable. Se realiza un análisis entre las mezclas realizadas en este capítulo para definir parámetros mecánicos y permeabilidad que permiten realizar los estudios realizados en los capítulos siguientes. Finalmente, se hizo un ensayo de una viga apoyada sobre un soporte elástico para evaluar su comportamiento.

### Capítulo 4: Análisis numérico

En primera instancia se realiza un modelo computacional del ensayo de flexión descrito en la sección 2.9. Se busca comprobar que se puede modelar el comportamiento del hormigón permeable como material elástico lineal en un programa de elementos finitos. Luego se busca comprobar la validez del procedimiento establecido por la norma ACI-330 para diseñar pavimentos de hormigón convencional aplicado al diseño de pavimentos de hormigón permeable. Por último, se realiza un modelo computacional de viga sobre fundación elástica que permite comparar el comportamiento del mismo con los resultados experimentales de Carga-Desplazamiento obtenidos en la viga sobre apoyo elástico ensayada en el capítulo 3.

### Capítulo 5: Diseño de pavimento para estacionamiento.

Se realiza el proyecto del diseño estructural de un pavimento para un estacionamiento de hormigón permeable utilizando los parámetros del material desarrollado en la etapa experimental, junto a un análisis de costos comparado con soluciones tradicionales.

### Capítulo 6: Conclusiones

Se detallan las conclusiones generales obtenidas para cada etapa a lo largo de este trabajo de investigación.

### Anexo 1: Estimación del módulo de Young a partir de ensayos de flexión.

Se presenta el desarrollo del método de estimación del módulo, junto con las consideraciones establecidas y gráficas utilizadas.

### Anexo 2: Caracterización de gomas para ensayo de viga sobre fundación elástica.

Se realiza un ensayo para caracterizar las gomas de soporte que luego se utilizaron en el ensayo de viga sobre fundación elástica. El mismo consistió en someter a compresión dos planchas de goma superpuestas, de la misma forma en la cual se dispusieron en el ensayo de viga sobre fundación elástica.

### Anexo 3: Descripción general de estructuras viales.

Se presenta un compilado de diferentes conceptos técnicos vinculados al diseño de pavimentos que se utilizaron en el Capítulo 5.



## 2. Estado del conocimiento

### 2.1 Antecedentes

La primera aplicación de hormigón permeable registrada se remonta al año 1852, con la construcción de dos casas en el Reino Unido. En 1930, el uso del material para la construcción de casas fue adoptado por la Asociación de Vivienda Especial de Escocia. Finalizada la Segunda Guerra Mundial, gran parte de Europa se encontraba en condiciones deplorables, existía escasez de mano de obra calificada y materiales, y una gran necesidad de viviendas. El hormigón permeable se impuso como una solución factible, contribuyendo sustancialmente a la producción de viviendas en el Reino Unido, Alemania, Holanda, Francia, Bélgica, Escocia y Hungría (American Concrete Institute, 2010). En Inglaterra específicamente se empleó el hormigón permeable para la construcción de viviendas de dos pisos conocidas como Wimpey Houses, caracterizadas por su eficiencia constructiva y buenas condiciones de aislamiento. Para esos casos, el hormigón era utilizado como elemento estructural en muros que posteriormente se impermeabilizaban superficialmente (Reeves & Martin, 1989).

El estudio e implementación del material en Estados Unidos comenzó un poco más tarde, alrededor del año 1970. Con el paso del tiempo su utilización e interés por parte de diferentes actores fue incrementando hasta el punto de ser frecuentemente utilizado en diferentes tipologías constructivas (American Concrete Institute, 2010). Frente a esto surge el documento 522-10 de la ACI: "Report on Pervious Concrete" que establece parámetros y requerimientos necesarios para la correcta implementación del hormigón. El mismo abarca múltiples aspectos entre los cuales se pueden destacar

- Características de los materiales a utilizar.
- Propiedades del material en estado fresco y endurecido.
- Parámetros y comentarios acerca del diseño hidráulico. A su vez establece pautas para el diseño de sistemas de drenaje.
- Consideraciones para la ejecución y construcción de pavimentos, así como controles de calidad y testeos de rendimiento en campo.

El uso del material se encuentra bastante extendido en la región, especialmente en países con grandes centros urbanos como Chile y Brasil. Allí los problemas ocasionados por grandes superficies impermeables, como el escurrimiento superficial, impulsan en gran medida la implementación de soluciones que ayuden a mitigar estos problemas. El uso del material en Brasil se fue popularizando hasta llegar al nivel de publicarse una norma de requisitos y procedimientos para pavimentos permeables de hormigón (ABNT NBR 16416, 2015). La misma está enfocada en el proyecto de pavimentos de hormigón permeable y contiene los requerimientos necesarios para poder realizar el diseño, ejecución, control y mantenimiento. En Chile no existe normativa, pero el creciente uso del material en el país dio lugar a incluir en el "Manual de Obras de Vialidad, Pavimentación y Aguas Lluvias" (Subdirección de Pavimentación y Obras Viales de Chile, 2019) un anexo dedicado al material que contiene especificaciones técnicas y recomendaciones para su aplicación.

## 2.2 Materiales

### 2.2.1 Agregados

La capacidad de filtrar agua en el hormigón se logra a partir de la poca o nula presencia de agregados finos en su composición. Se recomienda utilizar granulometrías de poca variación, con tamaños de agregados que varíen entre 5 y 19 mm. Tamaños más grandes implicarían superficies demasiado rugosas que son poco deseables. Se busca conformar un sistema de poros interconectados que permita el flujo de agua a través del hormigón. A nivel global es común la utilización de piedra partida o de canto rodado, aunque se suelen alcanzar mayores valores de resistencia utilizando este último (Tennis, Leming & Akers, 2004).

Es importante conocer el contenido de humedad de los agregados para controlar la cantidad de agua de mezclado. Pequeñas variaciones en la relación agua/cemento de la dosificación pueden conducir a grandes variaciones en las propiedades del material, haciéndolo poco apto para su uso requerido (Neamitha & Supraja, 2003).

### **2.2.2 Relación Agua/Cemento**

La relación a/c en las mezclas comunes de hormigón permeable suele ser baja en comparación con la del hormigón convencional. El rango de valores con los que se suelen obtener resultados satisfactorios varía entre 0.27 y 0.34 (American Concrete Institute, 2010). Es necesario mantener la proporción baja debido a que con valores mayores puede generarse una pasta de cemento muy fluida que tiende a segregarse. Este efecto es contraproducente ya que produce que la pasta se acumule en la zona inferior de la mezcla, tapando los poros y consecuentemente afectando la permeabilidad del hormigón.

Debido a la baja relación a/c mencionada, la trabajabilidad del hormigón podría llegar a ser un problema para las mezclas más secas. Por esto, existe la posibilidad de añadir aditivos superplastificantes en la mezcla que mejoren la fluidez del material a la hora del hormigonado (Revati & Elango, 2017).

## **2.3 Características del hormigón permeable**

### **2.3.1 Contenido de vacíos y densidad**

Existe un procedimiento establecido por la norma (ASTM C1688 / C1688M-14a, 2014) para hallar la densidad del hormigón permeable en estado fresco. La misma está directamente relacionada con el contenido de vacíos. Este depende de múltiples factores: granulometría de agregados, cantidad de cemento, relación a/c y energía de compactación. No debe confundirse el concepto de porosidad con el de contenido de vacíos, ya que la porosidad es el volumen de vacíos respecto al volumen total mientras que el contenido de vacíos es el volumen de vacíos respecto al volumen del sólido.

La densidad del hormigón permeable endurecido es menor a la del hormigón convencional. En general se han observado valores entre 1600 y 2000 kg/m<sup>3</sup> (Tennis, Leming & Akers, 2004).

### **2.3.2 Resistencia a la compresión**

Los valores de resistencia a compresión pueden tomar un amplio rango de valores. El valor típico ronda los 15 MPa, aunque internacionalmente se han obtenido valores de hasta 28 MPa (Tennis, Leming & Akers, 2004).

La resistencia a compresión del hormigón permeable tiene una fuerte dependencia con el contenido de vacíos que existe en la mezcla. A medida que el contenido de vacíos de la mezcla aumenta, su resistencia disminuye de forma apreciable. En la Figura 1 se presenta una gráfica que describe la relación existente entre resistencia a la compresión y contenido de vacíos.

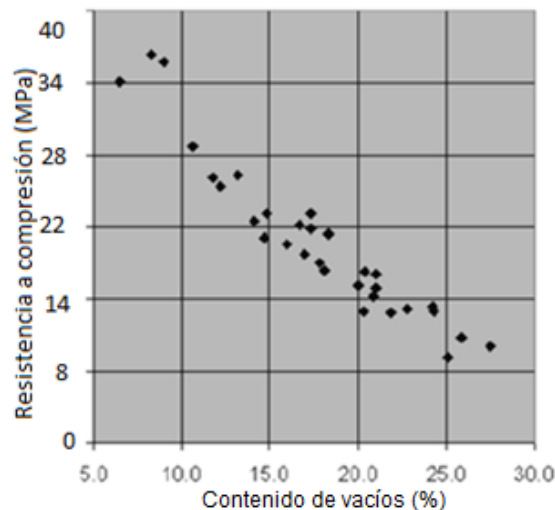


Figura 1 – Resistencia a la compresión en función del contenido de vacíos. (American Concrete Institute, 2010).

Por otro lado, la energía de compactación afecta en gran medida los valores de resistencia. A mayor energía de compactación, mayor resistencia a la compresión. Otro factor que influye en la resistencia a compresión es la densidad del material. Si se utiliza el mismo agregado con las mismas características, muestras con densidades elevadas tienen resistencias mayores. En la Figura 2 se presenta una gráfica que describe la relación existente entre resistencia a la compresión y la densidad.

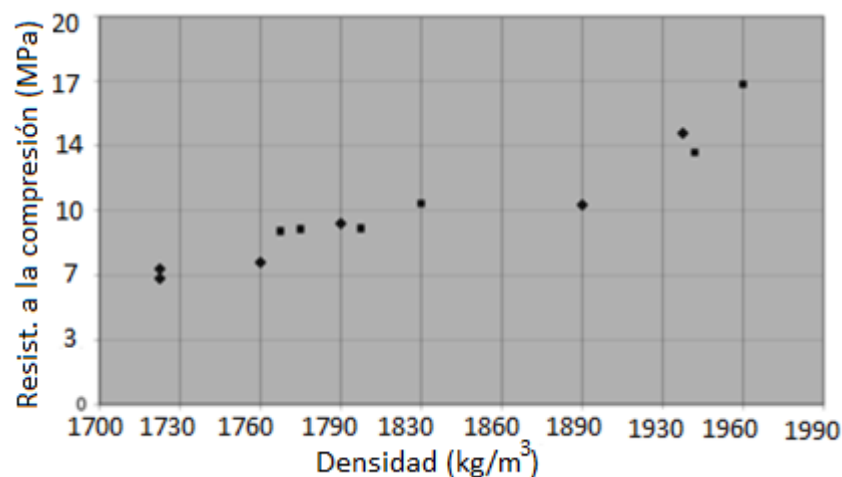


Figura 2 - Resistencia a la compresión en función de la densidad (American Concrete Institute, 2010).

La resistencia a compresión aumenta a medida que la granulometría del agregado es más fina. Esto se debe a que, con una granulometría más fina, los poros resultantes en el hormigón son de menor tamaño, obteniéndose un menor contenido de vacíos, y consecuentemente mayor resistencia a la compresión.

### 2.3.3 Resistencia a la tracción por flexión

Existe una relación proporcional entre la resistencia a la compresión y la resistencia a la tracción por flexión. Estudios experimentales han verificado que la resistencia a tracción por flexión aumenta a medida que aumenta la resistencia a compresión. En la Figura 3 se presenta una gráfica que describe la relación existente entre resistencia a la compresión y la resistencia a tracción por flexión.

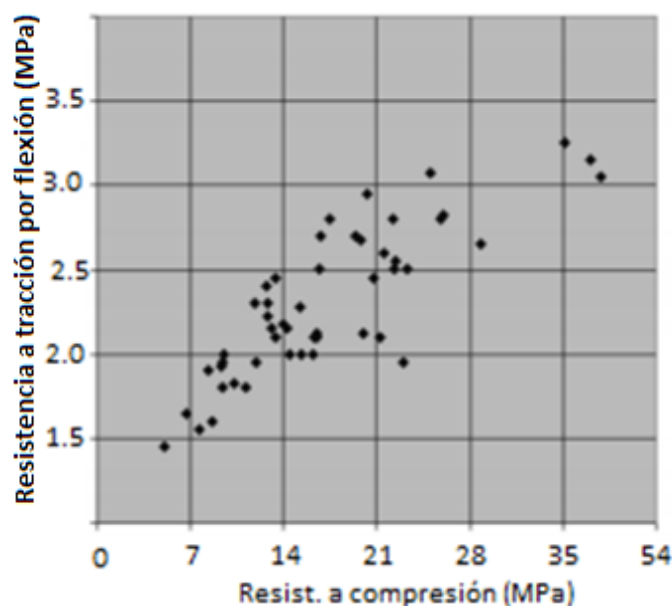


Figura 3 - Resistencia a tracción por flexión en función de resistencia a la compresión (American Concrete Institute, 2010).

La norma americana ACI 522 expone que la relación existente entre la resistencia a flexión y compresión para hormigón convencional se adapta de forma aceptable al hormigón permeable. Por lo tanto, puede estimarse la resistencia a flexión por tracción del material a partir de la resistencia a la compresión de este como

$$f_r = 0.4377 f_c^{\frac{2}{3}} \quad (1)$$

siendo  $f_c$  la resistencia a compresión del hormigón y  $f_r$  la resistencia a flexión por tracción, en MPa. Por lo tanto, para aplicaciones típicas no es necesario evaluar la resistencia a flexión por tracción de manera directa. Los valores de resistencia a tracción por flexión usuales en el hormigón permeable suelen variar entre 1 y 3.8 MPa.

### 2.3.4 Permeabilidad

La permeabilidad es la propiedad fundamental que caracteriza al material y lo diferencia de otros que suelen utilizarse para estructuras viales. La permeabilidad está relacionada directamente con la porosidad, el tamaño de los poros en la matriz del hormigón, y el contenido de vacíos. La resistencia a compresión disminuye con el aumento de la permeabilidad. Para cuantificar esta propiedad se utiliza el coeficiente de permeabilidad  $k$ . Este parámetro nos indica la velocidad con la que un líquido se desplaza a través del material. En la Figura 4 se presenta la relación existente entre permeabilidad y contenido de vacíos.

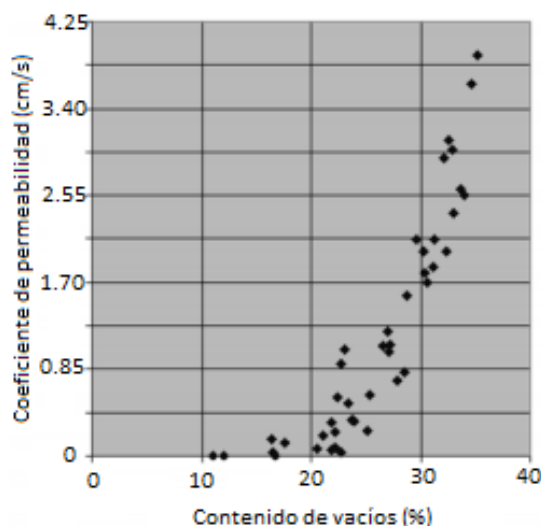


Figura 4 – Coeficiente de permeabilidad en función del contenido de vacíos del hormigón. (American Concrete Institute, 2010)

Para que el hormigón tenga valores aceptables de permeabilidad es recomendado tener al menos un 15% de contenido de vacíos en la muestra (American Concrete Institute, 2010). Un contenido de vacíos mayor al 25% ya suele venir acompañado por valores de resistencia bajos para exigencias mecánicas usuales en pavimentos.

## 2.4 Elaboración del material

### 2.4.1 Dosificación

La idea fundamental al momento de realizar una dosificación de hormigón permeable es obtener un equilibrio entre la permeabilidad, la resistencia, la trabajabilidad y el contenido de pasta. Para ello, es recomendable tener en cuenta los rangos de cantidad de material recomendados para cada uno de los componentes. En la Tabla 1 se muestran rangos típicos para muestras de hormigón permeable propuestos por la norma ACI 522R-15.

Tabla 1 – Rangos típicos de proporciones entre materiales (American Concrete Institute, 2010).

<i>Rango recomendado</i>	Piedra [ $\text{kg/m}^3$ ]	Cemento [ $\text{kg/m}^3$ ]	Relación a/c	Relación agreg./c
	1190 a 1480	270 a 415	0.27 a 0.34	4 a 4.5

La dosificación del hormigón permeable se realiza mediante un procedimiento gravimétrico. Una vez definidas las proporciones de los materiales, se procede a establecer un volumen final de pastón y pesar las cantidades requeridas de cada material.

### 2.4.2 Mezclado y llenado

Si bien se puede mezclar el material manualmente, es recomendable utilizar una mezcladora de tambor giratorio. Con la mezcladora encendida, se coloca la totalidad del agregado grueso y un tercio del agua total. De esta manera, se busca humedecer el agregado grueso. Luego, se agrega el cemento y el agua restante. Por último, se mezcla durante tres minutos, se deja reposar la mezcla tres minutos, y se vuelve a mezclar durante dos minutos. Cuando se realizan grandes mezclas es importante asegurarse que, al momento de introducir el cemento, la totalidad del mismo se mantenga dentro del tambor.

La inspección visual de la mezcla en estado fresco es un indicador inicial de la calidad de la mezcla. La forma de evaluarla es tomar un puñado de hormigón fresco y observar sus características. Idealmente el material debe presentar cierto brillo y no desarmarse. Por un lado, si la bola se desarma y no presenta brillo, se tiene una pasta seca. Por otro lado, si se observa una pasta con brillo excesivo y la bola se desarma, se tiene una mezcla con exceso de agua (Tennis, Leming & Akers, 2004). En la Figura 5 se pueden ver muestras con agua excesiva y agua insuficiente respectivamente, mientras que en la Figura 6 y en la Figura 7 se muestran mezclas con buena apariencia producto de una correcta cantidad de agua.



**Figura 5 – Mezclas con cantidad de agua excesiva (a) e insuficiente (b) (Tennis, Leming & Akers, 2004)**



**Figura 6 – Mezcla con cantidad de agua correcta (Tennis, Leming & Akers, 2004)**



**Figura 7 - Mezcla de hormigón permeable con buen aspecto visual (Laboratorio del I.E.T. - Facultad de Ingeniería).**

Para facilitar el desmolde de las probetas es recomendable la utilización de moldes metálicos desmontables. Si se utilizan moldes plásticos, el desmolde se dificulta, ya que la porosidad del material no permite el desmolde convencional mediante aire comprimido.

### 2.4.3 Compactación

Los métodos usuales de compactación para hormigón convencional como el varillado no son recomendables para el hormigón permeable, ya que los resultados obtenidos no son representativos ni consistentes. Aunque no hay ningún método de compactación estandarizado, se recomienda la utilización del martillo de Proctor. En la Figura 8 se muestra la compactación mediante martillo de Proctor de una probeta cilíndrica de hormigón permeable. Este procedimiento realiza una compactación más uniforme, ya que no penetra en la probeta. De todas formas, algunos estudios mencionan que el martillo puede romper las partículas de agregado cercanas a la superficie de la probeta (Costa, Florenzi, Haselbach & Silva Filho, 2018).



**Figura 8 - Compactación de probetas cilíndricas 10 cm x 20 cm mediante el martillo de Proctor estándar.**

La compactación en probetas cilíndricas se realiza en dos capas, aplicando 20 golpes en cada una, con una distribución de golpes circular, desde el borde hacia el centro, procurando abarcar toda la superficie. Para la compactación de elementos con ángulo recto, tal como vigas y losas rectangulares se recomienda utilizar una chapa metálica intermedia entre el martillo y el hormigón.

### 2.4.4 Curado

Realizar un adecuado curado de las probetas de hormigón permeable es fundamental ya que, debido al alto contenido de vacíos del material, las pérdidas de agua pueden ser muy importantes. Se utiliza el mismo procedimiento que para hormigón convencional. Luego de aproximadamente 24 horas del mezclado, se sumergen las muestras en una pileta de curado a temperatura  $23 \pm 2.0$  °C. Los especímenes deben permanecer en la pileta hasta ser ensayadas. Para disminuir la pérdida de agua en las primeras 24 horas de vida del material, se recomienda recubrir las muestras con un nylon.

Puede utilizarse la norma ASTM C192/C192M, que establece la metodología de preparación y curado de muestras de hormigón para ensayos de laboratorio (ASTM C192/C192M - 18, 2018).

## 2.5 Ensayos de caracterización de agregados

### 2.5.1 Porcentaje de absorción

Los agregados en estado seco tienen la capacidad de absorber cierta cantidad de agua. Es necesario conocer esta capacidad de absorción y tenerla en cuenta al momento de calcular el agua de mezclado, ya que esa cantidad de agua no participa de forma directa en la mezcla.

Para hallar el porcentaje de absorción puede utilizarse el procedimiento expuesto en la norma ASTM (ASTM C127-04, 2004). El mismo consiste en sumergir los agregados en agua durante 24 horas para que sus poros se llenen completamente, habiendo previamente quitado la porción de finos de la muestra haciéndola pasar por el tamiz 4.75 mm. Luego se sacan del agua, se secan de forma superficial y se pesan. Se colocan en un horno a 110 °C durante 24 horas y se vuelven a pesar. Finalmente se calcula el porcentaje de absorción. En la Figura 9 se pueden ver las bandejas con agregados y el horno de secado.

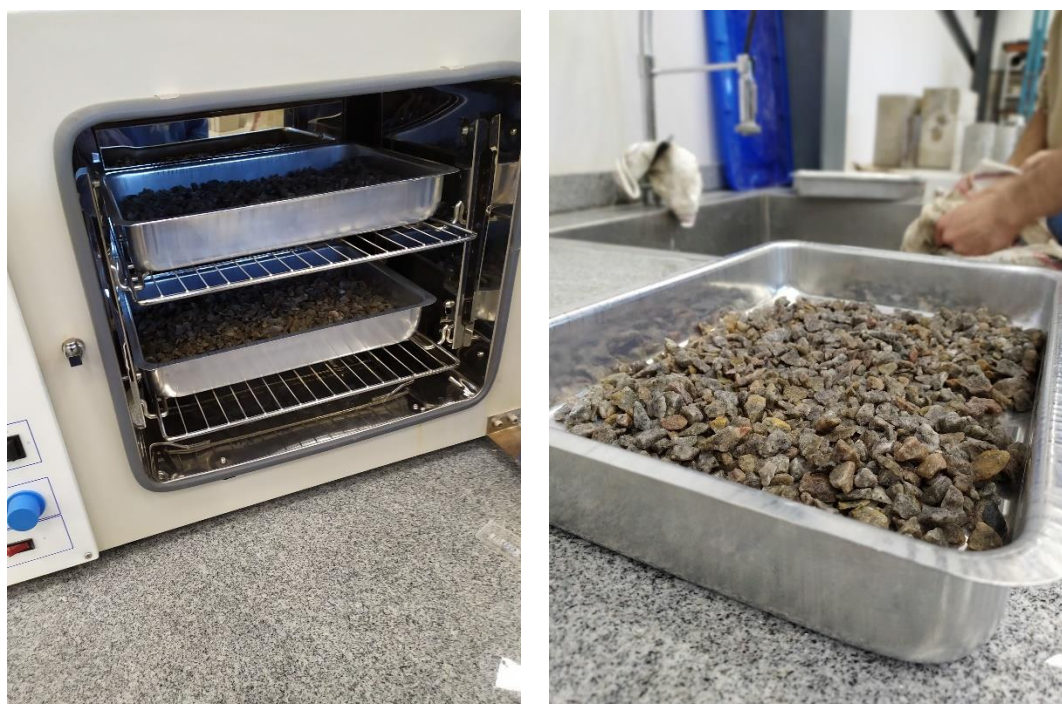


Figura 9 – Horno de secado y bandejas para manejo de agregados en laboratorio.

### 2.5.2 Contenido de humedad

Para hallar el contenido de humedad de los áridos puede utilizarse la norma ASTM C566-97 (ASTM, 2004). Se pesa una muestra de agregado antes y después de pasar 24 horas en un horno. Combinando estos valores se calcula el contenido de humedad de los agregados. La diferencia entre el porcentaje de absorción hallado en la sección anterior y el contenido de humedad de los áridos permite conocer la cantidad de agua extra a añadir al momento de realizar el mezclado.

## 2.6 Ensayo de permeabilidad

El ensayo de permeabilidad es uno de los ensayos más importantes para este tipo de hormigón, ya que caracteriza la propiedad de mayor interés del material. La permeabilidad se cuantifica a través del coeficiente de permeabilidad  $k$ . En la mayoría de las investigaciones, este coeficiente se mide en probetas cilíndricas de 10 cm x 20 cm con un permeámetro de carga variable. En la Figura 10 se muestra un permeámetro de carga variable utilizado durante la investigación. El ensayo se realizó siguiendo la descripción del reporte ACI 522-R.



Para realizar el ensayo se recubre la probeta de hormigón en todo su perímetro con un material impermeable y estanco. Luego mediante dos agarraderas de goma se ubica la muestra entre dos cilindros de acrílico. Por otro lado, se coloca una tubería de PVC en forma de “L”, que da salida al líquido que circula por el permeámetro. Es importante que el extremo superior de la “L” coincida con la cara superior de la probeta. Esta tubería cuenta con una válvula de cierre, que puede cortar el flujo de agua si es necesario. Una vez que se monta el dispositivo, se llena todo el permeámetro de agua, teniendo especial cuidado en liberar todas las burbujas de aire atrapadas. El procedimiento consta en medir el tiempo que demora en filtrar la columna de agua a través de la probeta (a partir del momento en que se abre la válvula). Dicha columna va desde una altura inicial  $h_1$  hasta una altura final  $h_2$ . El equipo es calibrado para una altura inicial de 290 mm y una altura final de 70 mm medidas desde la cara superior de la probeta.

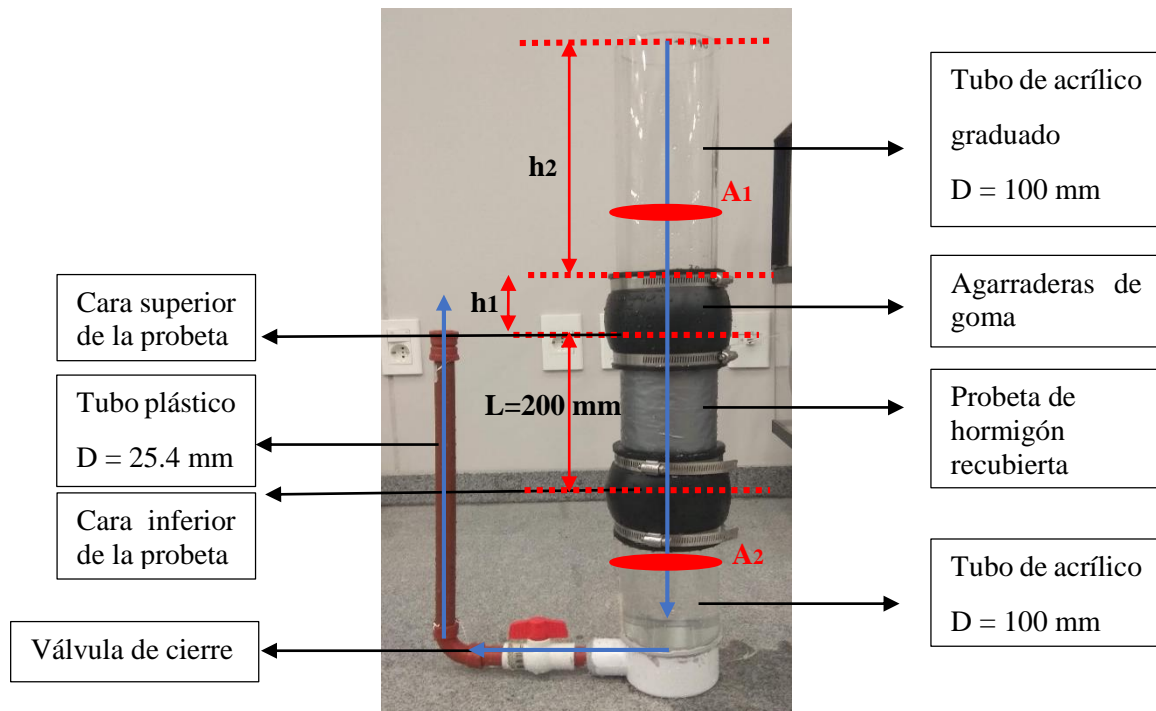


Figura 10 - Permeámetro de carga variable elaborado para el desarrollo de la investigación.

A partir del tiempo  $t$  obtenido para cada ensayo puede calcularse el coeficiente de permeabilidad ( $k$ ) con la ecuación

$$k = a/t \quad (2)$$

donde ‘ $a$ ’ depende de los parámetros geométricos del permeámetro y se define como

$$a = \frac{A_1}{A_2} \cdot L \cdot \ln \frac{h_1}{h_2} \quad (3)$$

donde  $L$  es la altura de la probeta,  $A_1$  es el área de la sección transversal de la columna de agua sobre la probeta y  $A_2$  el área de la sección transversal de la probeta (en este caso son iguales).

Al tratarse de un ensayo normalizado, se tiene la posibilidad de comparar los resultados obtenidos en esta investigación con los valores de estudios y artículos internacionales. Los valores del coeficiente de permeabilidad  $k$  suelen variar entre 0.2 cm/s y 1.2 cm/s, medidos in situ. Los resultados en laboratorio pueden ser más altos, llegando a obtenerse valores de hasta 2.5 cm/s (Alaica, Dolatabadi, Sucic & Shehata, 2010).

Al utilizar el método descrito en esta sección, los resultados del coeficiente de permeabilidad varían significativamente según la columna de agua inicial y final que se utilice. Según estudios recientes la permeabilidad también se puede medir a través de permeámetros de carga constante. Los resultados

obtenidos para cada metodología son diferentes, por lo que es necesario mencionar cual es el utilizado a la hora de presentar los resultados (Majewski, Qin, Yang, Deng, & He, 2015).

## 2.7 Ensayo de densidad

La densidad es un parámetro fácilmente medible y es un indicador muy eficiente de la calidad de la mezcla o probeta, por lo que es un parámetro de interés para este tipo de material. Puede medirse tanto en estado fresco como endurecido. La norma ASTM C1688/C1688M establece un método para medir la densidad en fresco (ASTM C1688 / C1688M-14a, 2014). Este ensayo se hace al momento de realizar la mezcla para el llenado de probetas. En un recipiente de dimensiones conocidas se coloca el hormigón permeable en dos capas, realizando un enrasado final. Cada capa se compacta utilizando el martillo de Proctor golpeando de forma circular, desde fuera hacia adentro (20 golpes por capa). En la Figura 11 se muestra el ensayo de densidad en estado fresco realizado durante la investigación.



Figura 11 - Ensayo de densidad en estado fresco

## 2.8 Ensayo de resistencia a compresión

Este ensayo es de gran importancia pues al ser relativamente sencillo y no consumir demasiado material, se utiliza como referencia para determinar la calidad del material. Si bien no existe un método estandarizado para medir la resistencia a compresión del hormigón permeable, la mayoría de las investigaciones internacionales se basan en la norma ASTM C39/C39M (ASTM C39/C39M - 18, 2018). Para probetas de 10 cm x 20 cm se trabaja con una velocidad de carga de 0.25 MPa/s. Se recomienda utilizar cabezales de neopreno para uniformizar la distribución de esfuerzos en la probeta. Al momento de realizar las probetas debe procurarse lograr una terminación lisa. En la Figura 12 se presenta una probeta de hormigón permeable ensayada en la prensa del Instituto de Estructuras y Transporte de la Facultad de Ingeniería.



Figura 12 - Ensayo de compresión para probetas normalizadas de 10 cm x 20 cm.

## 2.9 Ensayo de flexión

Mediante este ensayo se busca determinar la resistencia a tracción por flexión del hormigón. El ensayo de flexión a cuatro puntos se basa principalmente en la norma ASTM C78-02 (ASTM C78-02, 2002). En la Figura 13 se presenta un esquema del ensayo.

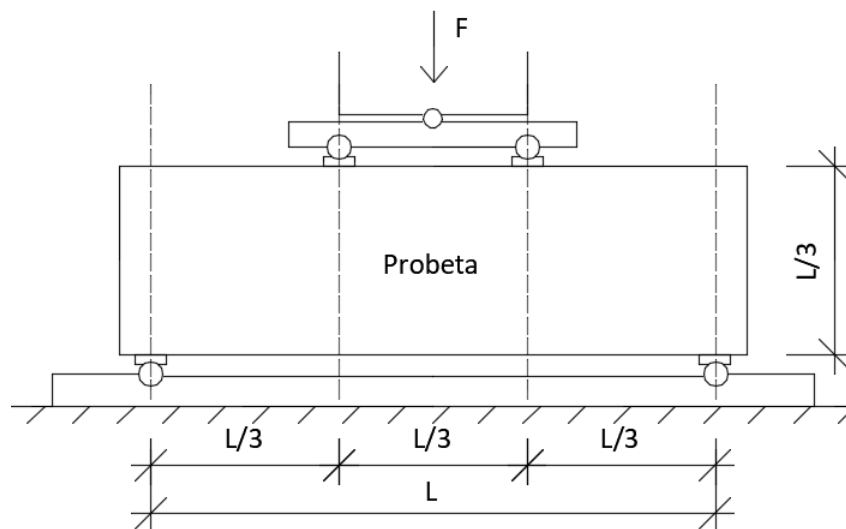


Figura 13 - Esquema conceptual del ensayo de flexión a cuatro puntos.

Se coloca un prisma de medidas nominales  $15 \times 15 \times 60 \text{ cm}^3$  en una prensa. Se apoya esta viga a los lados, dejando un vano libre central de 45 cm. Se introducen dos cargas lineales a los lados del vano central de la viga. Tanto los apoyos como las cargas lineales se logran mediante la utilización de barras metálicas de soporte. Para aumentar el área de introducción de cargas y así disminuir las tensiones locales en el hormigón se recomienda colocar prismas rectangulares metálicos entre los apoyos y el hormigón. A partir de las medidas realizadas se puede calcular el módulo de rotura ( $MR$ ). Cuando la falla se da en el tercio central del vano se calcula como

$$MR = \frac{FL}{bd^2} \quad (4)$$

donde  $F$  es la carga total aplicada sobre la viga,  $L$  es el largo del vano central,  $d$  es la altura de la viga, y  $b$  el ancho de la sección. Cuando la rotura ocurre fuera del tercio central, pero a una distancia menor al 5% de  $L$ , el módulo de rotura se calcula como

$$MR = \frac{3\alpha F}{bd^2} \quad (5)$$

donde  $\alpha$  es la distancia entre la línea de rotura y el apoyo más cercano. Si la rotura se da en cualquier otra zona, el ensayo se descarta.

## 2.10 Diseño de pavimentos de hormigón permeable

Según la recomendación de la norma ACI-522 no existen métodos estandarizados para realizar el diseño estructural de un pavimento de hormigón permeable. Sin embargo, establece que existen métodos de diseño para pavimentos de hormigón convencional que podrían ser aplicables para hormigón permeable (American Concrete Institute, 2010). Uno de los métodos recomendados es el proporcionado por la norma ACI-330 que se utiliza para diseñar pavimentos de estacionamientos, y se basa en el método de diseño de la PCA (ACI 330R-08, 2008).

El método establecido por la PCA permite obtener las tensiones máximas de tracción por flexión que soporta un pavimento de hormigón convencional a partir de ciertos parámetros de diseño preestablecidos. A partir de estos parámetros, la norma utiliza ábacos con los que se obtienen dichas tensiones. En el Apéndice 9.1 se adjuntan los ábacos mencionados.

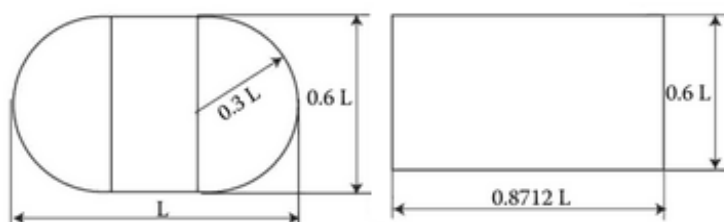
### 2.10.1 Parámetros de diseño

#### a) Coeficiente de balasto

La rigidez del suelo está caracterizada por el módulo de reacción del suelo o coeficiente de balasto ' $k$ '. Este módulo define una constante de proporcionalidad entre presiones y asientos según el tipo de terreno. Usualmente se determina mediante el ensayo normalizado de placa de carga (NLT-357/98, 1998).

#### b) Carga de diseño por rueda

El método de diseño de pavimentos proporcionado por la PCA considera el área de contacto presentada en la Figura 14.  $L$  es el ancho total de la rueda del vehículo usado como referencia para el diseño. El área total de descarga en ambos es la misma ( $A=0.523L^2$ ).



**Figura 14 - Izquierda: Área de contacto rueda/pavimento aproximada. Derecha: Área de contacto utilizada para el diseño de pavimentos según PCA.**

El área de contacto entre la rueda y el pavimento es un factor importante que genera notables variaciones en las tensiones máximas que se generan en el hormigón. Las tensiones máximas ocasionadas en el pavimento dependen de la posición de la carga en el mismo. Está comprobado que las cargas aplicadas en borde y esquinas de pavimentos generan tensiones de tracción por flexión mayores que las cargas aplicadas en el interior de la losa (Abo Elnaga, 2014). En particular, el caso crítico para losas de

dimensiones usuales en pavimentos se da cuando la carga se aplica en el borde del paño, lejos de las esquinas (Huang, 2003).

En cuanto al valor de carga a considerar, en camiones de carga generalmente el eje trasero tiene una descarga mayor que el delantero. Según el método de PCA se utiliza la mayor descarga por eje para el diseño (ACI 330R-08, 2008).

### c) Relación entre rigideces de hormigón y suelo

En la norma ACI-330 de diseño de pavimentos para estacionamientos, el módulo elástico del hormigón no es un parámetro de entrada para hallar las tensiones máximas que se generan en la losa de hormigón. Se supone que se está utilizando hormigón convencional, y que su módulo se encuentra en los rangos usuales para hormigón convencional.

En la teoría desarrollada por Westergaard para tensiones y deformaciones desarrolladas en pavimentos rígidos, la relación entre la rigidez del paquete de base y el hormigón es influyente en los resultados obtenidos (Huang, 2003). La influencia de la rigidez relativa entre hormigón-base en las ecuaciones de Westergaard queda dada por el *radio de rigidez relativa*. Para el caso particular de tensiones generadas debido a una carga aplicada en el borde del paño de un pavimento rígido (lejos de las esquinas), se tiene la Ecuación (6) (Westergaard, 1949).

$$\sigma = \frac{0.572P}{h^2} \left[ 4 \log_{10} \left( \frac{l}{b} \right) + 0.359 \right] \quad (6)$$

siendo  $h$  el espesor de la losa en centímetros,  $P$  la carga de la rueda en kilogramos,  $b$  el radio de la sección resistente de pavimento (Westergaard supone que la introducción de carga es circular, el mismo depende de  $h$  de la losa y del área de la rueda) y  $l$  el radio de rigidez relativa dado por la Ecuación (7)

$$l = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)k}} \quad (7)$$

en donde  $E$  es el módulo elástico del material,  $h$  el espesor de la losa,  $\nu$  el coeficiente de Poisson del hormigón y  $k$  el módulo de balasto del suelo. Se observa que el radio de rigidez relativa disminuye al reducir el módulo de elasticidad del material del pavimento (manteniendo el resto de los parámetros fijos). Es importante tener en cuenta este efecto en caso de diseñar hormigón permeable con el método indicado anteriormente, ya que el hormigón permeable tiene una rigidez considerablemente menor que el hormigón convencional.

### 2.10.2 Condiciones de borde

Para estudiar las tensiones que se generan en la losa es importante tener en cuenta las condiciones de apoyo en los bordes del paño. Se supone que las losas de estudio son interiores, con transferencia de carga por engranaje de agregados entre losas contiguas. Es decir, hay transferencia de cortante, pero no de momento flector. Esta suposición es la condición que prevalece en estacionamientos (ACI 330R-08, 2008).

### 2.10.3 Análisis de fatiga

Para estimar la cantidad de repeticiones de carga que el pavimento es capaz de soportar, la norma ACI-330 define el grado de esfuerzo o '*stress ratio*'. Dicho valor surge del cociente entre el esfuerzo máximo obtenido a partir del método de diseño y el módulo de rotura del material. Con este valor y usando la gráfica de la Figura 52 (Anexo 9.1) se puede hallar la cantidad de repeticiones de carga de diseño que puede soportar el pavimento que se está diseñando. El cociente entre el número de repeticiones que puede soportar el pavimento y el número de repeticiones de carga estimadas durante la vida útil del proyecto se define como el porcentaje de fatiga utilizado.

Según la norma se considera que una losa tiene un espesor satisfactorio si se cumple que se usa menos del 125% de fatiga. La fatiga total utilizada puede superar el 100% dado que se considera que el pavimento continúa ganando resistencia a lo largo de su vida útil (ACI 330R-08, 2008).

## 3. Desarrollo experimental

### 3.1 Introducción

Se le realizaron pruebas de laboratorio a probetas cilíndricas y vigas de dos dosificaciones distintas, buscando determinar la calidad de cada una de estas. El objetivo consistió en obtener una dosificación que cumpla con estándares internacionales y que tenga una repetitividad adecuada para asegurar la utilización en campo. La resistencia del hormigón permeable y su capacidad de filtrar agua tienen una correlación negativa, por lo que el principal desafío para desarrollar este tipo de material reside en lograr valores de resistencia aceptables manteniendo valores de permeabilidad acordes para el proyecto de la estructura a realizar.

### 3.2 Metodología

#### 3.2.1 Mezclas realizadas

La empresa Cementos Artigas S.A. proporcionó los materiales para poder llevar a cabo la parte experimental del proyecto. Se utilizó cemento tipo CPN 40. Como agregado grueso se usó piedra partida de granito gris (clasificación petrográfica: migmatita granítica calco alcalina), sin minerales deletéreos que puedan reaccionar con los álcalis contenidos en el hormigón de cemento portland. Las propiedades de esta se detallan en la Tabla 2.

Tabla 2 - Características del agregado grueso utilizado para realizar el hormigón permeable.

<b>Peso específico (SSS)</b>	2.56 gr/cm <sup>3</sup>
<b>Cloruros solubles</b>	0.002%
<b>Sulfatos solubles</b>	0.001%
<b>Durabilidad en sulfato de sodio</b>	pérdida < 1%
<b>Desgaste los Ángeles</b>	< 25%
<b>Resistencia a la compresión</b>	1650 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Polvo impalpable</b>	< 1.0%
<b>Granulometría</b>	6 a 15 mm

Se realizaron dos dosificaciones, las cuales se distinguieron principalmente por sus diferentes relaciones a/c. Las mismas se presentan en la Tabla 3. Las dosificaciones fueron obtenidas de artículos de referencia (Revati & Elango, 2017) (Costa, Florenzi, Haselbach & Silva Filho, 2018). Además, se compararon los valores de cantidad de material por metro cúbico con los recomendados por la norma ACI 522R, verificando estar dentro de los rangos recomendados que se presentaron en la Tabla 1.

Tabla 3 - Dosificaciones utilizadas para mezclas de piedra partida.

	<b>Piedra</b> [kg/m <sup>3</sup> ]	<b>Cemento</b> [kg/m <sup>3</sup> ]	<b>Agua</b> [kg/m <sup>3</sup> ]	<b>Relación</b> a/c	<b>Relación</b> agreg./c	<b>Artículo de Referencia</b>
<b>Dosificación 1</b>	1489	365	124	0.34	4.08	(Revati & Elango, 2017)
<b>Dosificación 2</b>	1579	381	103	0.27	4.15	(Costa, Florenzi, Haselbach & Silva Filho, 2018)

A lo largo del proyecto se realizaron diferentes mezclas (pastones) de las dos dosificaciones a partir de las cuales se obtuvieron varios tipos de probetas que luego fueron usadas para estudiar el comportamiento del material. En la Tabla 4, se presentan las mezclas que se hicieron, junto con las probetas obtenidas en cada una, los ensayos realizados y la edad del material al hacerlos.

**Tabla 4 – Información general de las mezclas realizadas.**

<b>Mezcla</b>	<b>Dosificación</b>	<b>Probeta</b>	<b>Ensayo</b>	<b>Edad (días)</b>
<b>A</b>	2	A1, A2, A3	Compresión y permeabilidad	10
<b>B</b>	1	B1, B2, B3	Compresión y permeabilidad	10
<b>C</b>	2	Falla en el Mezclado		
<b>D</b>	1	D1, D2, D3	Compresión y permeabilidad	7
	1	D4, D5, D6	Compresión y permeabilidad	14
	1	D7, D8, D9	Compresión y permeabilidad	28
<b>E</b>	1	E1, E2, E3	Compresión y permeabilidad	28
	1	E4, E5	Flexión	28
<b>F</b>	1	F1, F2, F3	Compresión y permeabilidad	28
	1	F4, F5	Flexión	28
<b>G</b>	1	G1, G2, G3	Compresión y permeabilidad	28
	1	G4	Viga sobre fundación elástica	50

Para las mezclas A y B se realizaron 3 probetas por mezcla, para ensayar permeabilidad y resistencia a la compresión a los 7 días. Sin embargo, debido a inconvenientes experimentales los ensayos se realizaron a los 10 días de edad. La compactación en estas dos mezclas se realizó mediante varillado. No se obtuvo una compactación uniforme, por lo que se verificó que el varillado no es un método eficiente para este tipo de material. Para las mezclas D, E, F y G la compactación se realizó con martillo de Proctor.

El objetivo inicial para la mezcla C fue realizar 9 probetas cilíndricas de la dosificación 2 para ensayar la resistencia a la compresión de tres probetas a los siete días, tres a los catorce días, y tres a los veintiocho días. Sin embargo, la mezcla se descartó ya que durante la elaboración se formaron grumos que impidieron obtener una composición homogénea. En esta ocasión se introdujo al tambor el doble de material utilizado en la mezcla A. Se cree que este aumento en material dificultó el manejo del tambor, contribuyendo a generar una mezcla de composición heterogénea. Además, se observó que los agregados gruesos presentaban una mayor cantidad de finos (adheridos a su superficie). Por lo tanto, la



falla en el mezclado podría explicarse también por lo seca que resultó la canchada debido a la absorción de agua por parte de los finos. A su vez, no se utilizaron aditivos fluidificantes para mejorar la trabajabilidad, práctica usual para mezclas con baja relación a/c (Costa, Florenzi, Haselbach & Silva Filho, 2018).

Para la mezcla D se realizaron 9 probetas cilíndricas de sección  $10 \times 20 \text{ cm}^2$  de la dosificación 1 para ensayar resistencia a la compresión y permeabilidad a los 7, 14 y 28 días. Además, se ensayó densidad en estado fresco y endurecido.

En la Figura 15 se muestran las probetas realizadas para las mezclas E y F, en las cuales se utilizó la Dosificación 1. Se hicieron en total 6 probetas cilíndricas de sección  $10 \times 20 \text{ cm}^2$  y 4 vigas normalizadas de medidas nominales  $15 \times 15 \times 60 \text{ cm}^3$ . Las probetas cilíndricas se ensayaron a compresión y permeabilidad, mientras que las vigas se ensayaron a flexión. Además, se determinó la densidad en estado endurecido y fresco de ambas mezclas. Tanto las probetas como las vigas se ensayaron a los 28 días de moldeadas. En las mezclas D, E y F se realizó un curado continuo en piletas con temperatura controlada.



**Figura 15 - Probetas de mezclas E y F.**

Uno de los objetivos de la realización de estas muestras fue estudiar el comportamiento del material trabajando a flexión (de acuerdo con la Sección 2.9). Además, se buscó determinar un valor aproximado del módulo de Young del material y verificar la relación teórica entre resistencia a flexión y compresión. Para ello, durante el ensayo de flexión se montó un dispositivo para estimar el módulo de Young del material. En la Figura 16 se muestra el dispositivo utilizado, y en la Figura 17 y Figura 18 algunos esquemas descriptivos.



Figura 16 - Montaje del dispositivo para estimar el módulo de Young durante el ensayo de flexión.

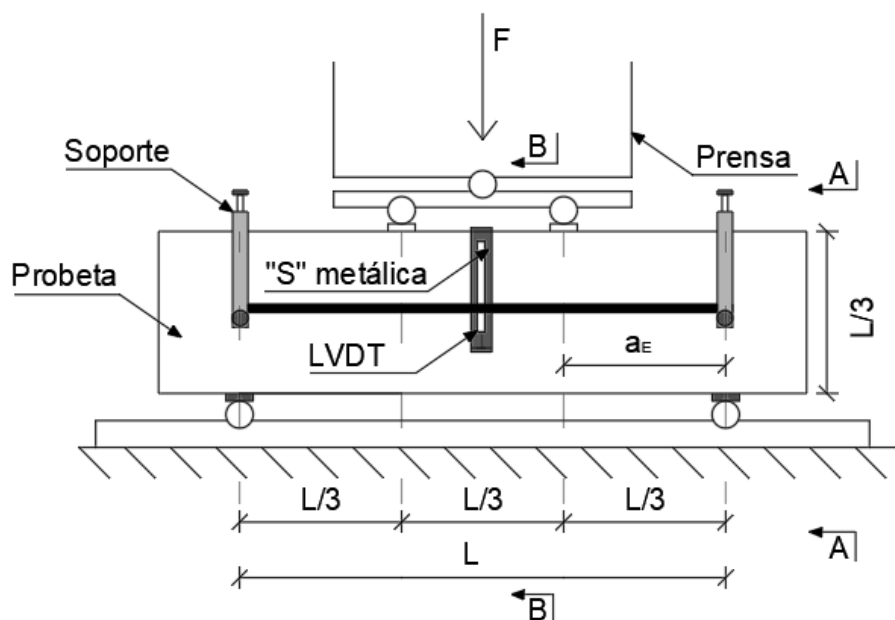


Figura 17 – Vista frontal del esquema del ensayo para estimar el módulo de Young del material

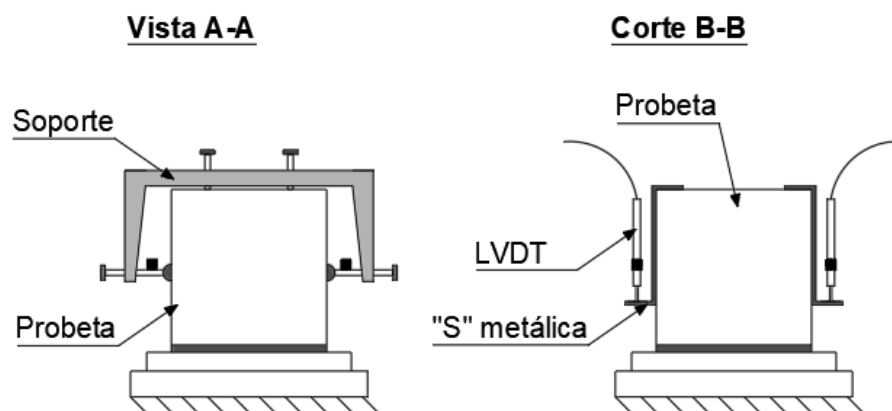


Figura 18 – Secciones de interés del ensayo para estimar el módulo de Young del material

Se midió para cada lateral de la viga el desplazamiento del punto superior de la sección central respecto a la recta que une los puntos centrales de las secciones de apoyo de la viga. Para ello se utilizaron dos sensores de desplazamiento inductivos digitales (LVDT), uno para cada lateral. Se fija el LVDT a una barra horizontal metálica que une los puntos centrales de las secciones apoyadas, y se mide el desplazamiento del punto superior de la sección central mediante una chapa metálica en forma de “S”. A medida que aumenta la carga aplicada en la viga, se mide la fuerza aplicada y los desplazamientos indicados hasta llegar a la rotura de la pieza. El ensayo se realizó mediante desplazamiento controlado del pistón de carga a una velocidad de 0.1 mm/min.

Para estimar el módulo de Young se graficó la fuerza aplicada en función del desplazamiento del punto superior de la fibra central. Asumiendo como válida la teoría de viga de Bernoulli, y utilizando la pendiente del gráfico Fuerza-Desplazamiento se puede calcular el módulo de Young como:

$$E = \frac{F}{\delta_M} \frac{a_E(3L^2 - 4a_E^2)}{24I} \quad (8)$$

donde  $a_E$  es la distancia entre el apoyo y la carga introducida, y  $\delta_M$  el desplazamiento del punto superior de la sección central. Es importante mencionar que, debido al elevado número de datos a procesar, se utilizó el programa computacional Octave. El procedimiento realizado se detalla en el Anexo 8.1.

Por último, para la mezcla G se realizó la viga de 15 x 15 x 150 cm<sup>3</sup> en un molde de madera fabricado a medida. Procurando simular condiciones reales no se realizó curado bajo agua, únicamente se le colocó una lámina de nylon en la cara libre hasta ser desmoldada. La compactación de la viga se realizó utilizando una chapa metálica de dimensiones 15 x 15 cm<sup>2</sup> debajo del martillo de Proctor, buscando que la compactación sea lo más uniforme posible. En la Figura 19 se muestra la viga desmoldada. Para caracterizar la mezcla se ensayaron además 3 probetas cilíndricas a compresión y permeabilidad a los 28 días de edad. A partir de la resistencia a la compresión se estimó la resistencia a flexión de la viga usando la Ecuación (1).

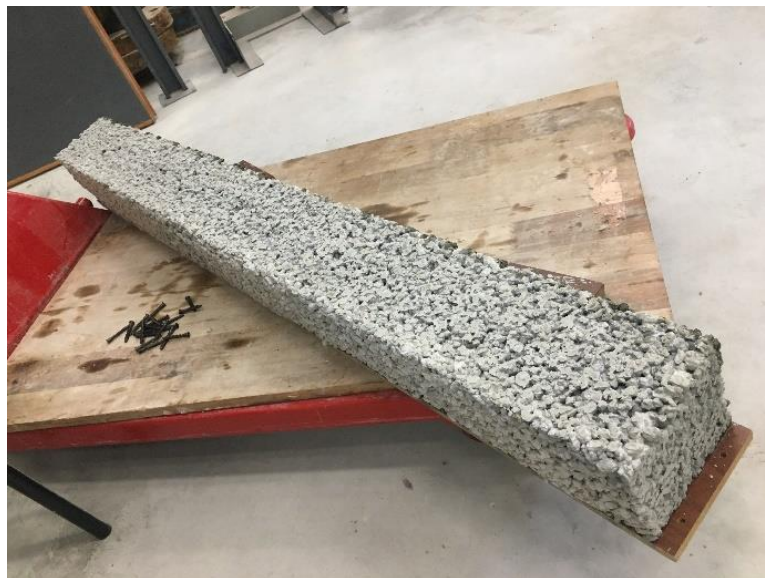


Figura 19 - Viga desmoldada previo a ser ensayada.

**Ensayo de viga sobre fundación elástica**

Este ensayo consistió en aplicar carga en el centro de una viga de hormigón permeable de 15 x 15 x 150 cm<sup>3</sup>, apoyada sobre dos planchas superpuestas de goma NBR (nitrilo de butadieno) de 16 mm de espesor cada una. Dichas planchas actuaron como apoyo elástico para la viga, simulando el efecto del suelo existente bajo un pavimento de hormigón. La carga se aumentó hasta que la viga fisuró en alguna sección, ya que es uno de los criterios de falla de un pavimento rígido. Para introducir la carga de la prensa de forma uniforme se colocó una pieza de goma NBR de 15 x 12.5 cm<sup>2</sup> entre la prensa y la viga. En la Figura 20 se presenta un esquema conceptual del ensayo.

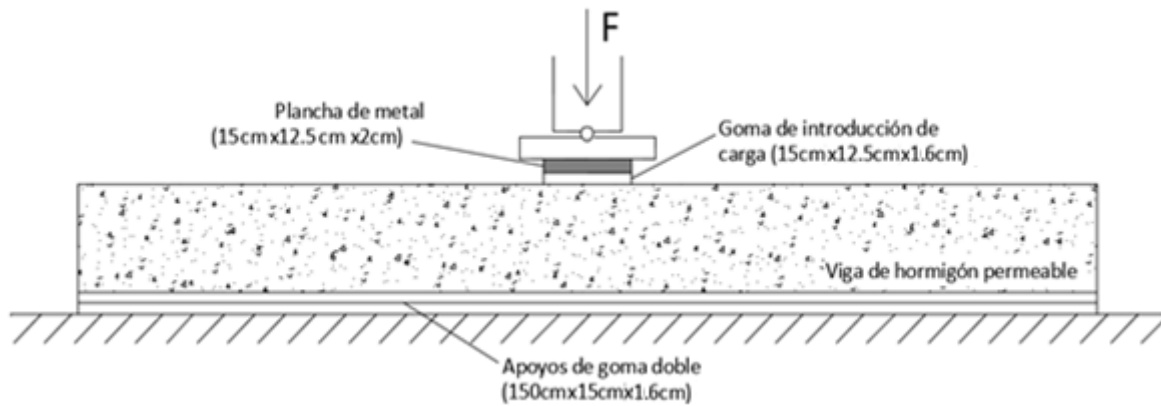


Figura 20 – Esquema conceptual del ensayo de viga sobre fundación elástica.

Para diferentes escalones de carga se midieron los desplazamientos en 10 puntos a lo largo de la viga. Para realizar las mediciones se utilizaron 5 comparadores analógicos y 5 LVDT. En la Figura 21 se presenta un esquema con la disposición de los elementos de medición. Se realizaron ciclos de carga y descarga a una velocidad de 20 N/s de forma escalonada para poder obtener las medidas de los comparadores analógicos. Los escalones de carga realizados durante el ensayo se presentan en la Figura 22.

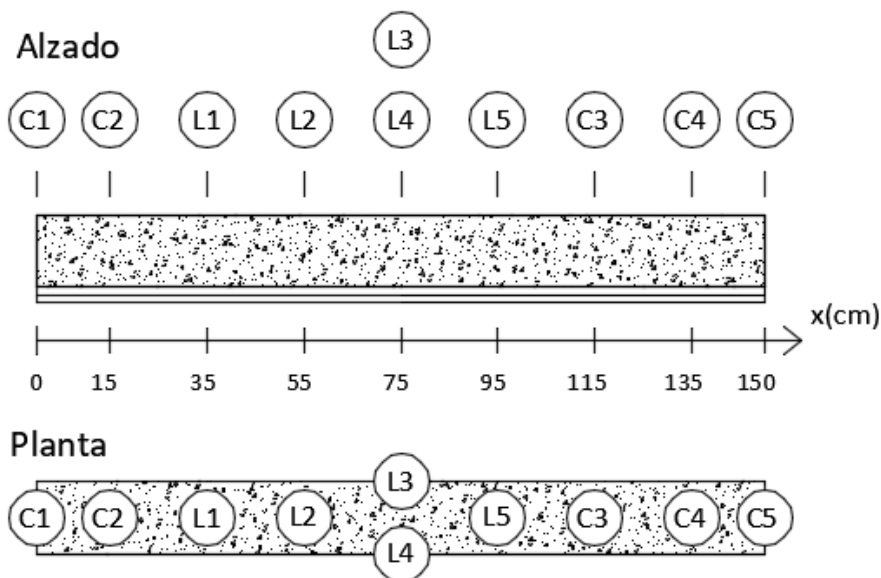
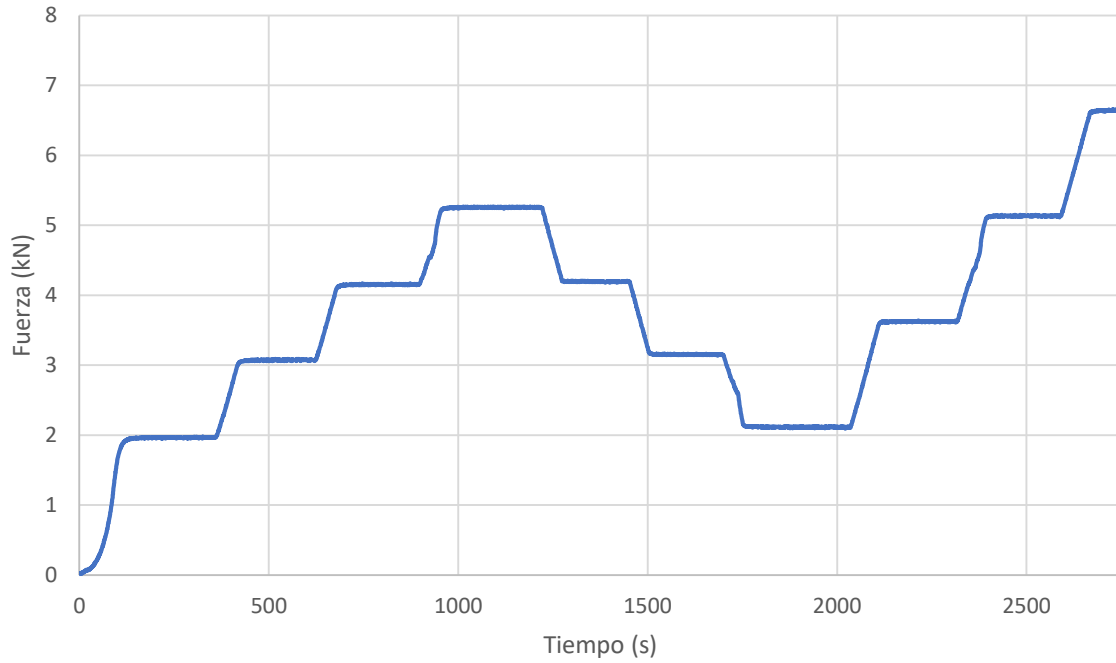


Figura 21 – Ubicación de los dispositivos de medición en el ensayo de viga sobre fundación elástica.



**Figura 22 – Escalones de carga aplicados a lo largo del ensayo.**

Durante el primer ciclo de carga y descarga la variación de carga por escalón fue de 1 kN aproximadamente, salvo el primer escalón que fue de 2 kN. En el segundo ciclo de carga se comenzó con 2 kN aproximadamente y se realizaron incrementos de 1.5 kN hasta llegar a la rotura de la viga. En la Figura 23 se presenta el montaje del ensayo realizado en el laboratorio.



**Figura 23 - Montaje experimental del ensayo viga sobre fundación elástica**

### 3.3 Resultados

En la Tabla 5 se presentan los resultados de los ensayos realizados en probetas cilíndricas para las diferentes mezclas. La densidad presentada en la tabla es la correspondiente al estado endurecido de cada probeta en particular. El ensayo de densidad en fresco se realizó para las mezclas D, E y F y se obtuvieron valores de 1855 kg/m<sup>3</sup>, 1962 kg/m<sup>3</sup>, y 1999 kg/m<sup>3</sup> respectivamente. En la Tabla 6 se presentan los resultados obtenidos en los ensayos de flexión en vigas.

**Tabla 5 - Resultados experimentales obtenidos en probetas cilíndricas para las diferentes mezclas.**

Muestra	Edad	Densidad [kg/m <sup>3</sup> ]	k [cm/s]	Resistencia a compresión [MPa]
A1	10	-	1.40	6.1
A2	10	-	1.50	5.8
A3	10	-	1.20	9.5
B1	10	-	0.74	12.0
B2	10	-	0.62	13.5
B3	10	-	0.74	11.4
D1	7	1867	0.87	10.5
D2	7	1899	0.91	11.8
D3	7	1872	0.94	10.8
D4	14	1762	1.08	8.3
D5	14	1958	0.86	14.0
D6	14	1944	0.82	13.7
D7	28	1843	0.99	13.4
D8	28	1803	0.83	12.3
D9	28	1832	0.76	14.6
E1	28	1910	0.50	12.2
E2	28	1991	0.43	13.4
E3	28	1988	0.34	15.3
F1	28	1998	0.55	14.3
F2	28	1958	0.57	12.4
F3	28	1986	0.48	15.3
G1	28	2040	0.46	15.5
G2	28	2014	0.68	13.9
G3	28	1917	0.62	10.8

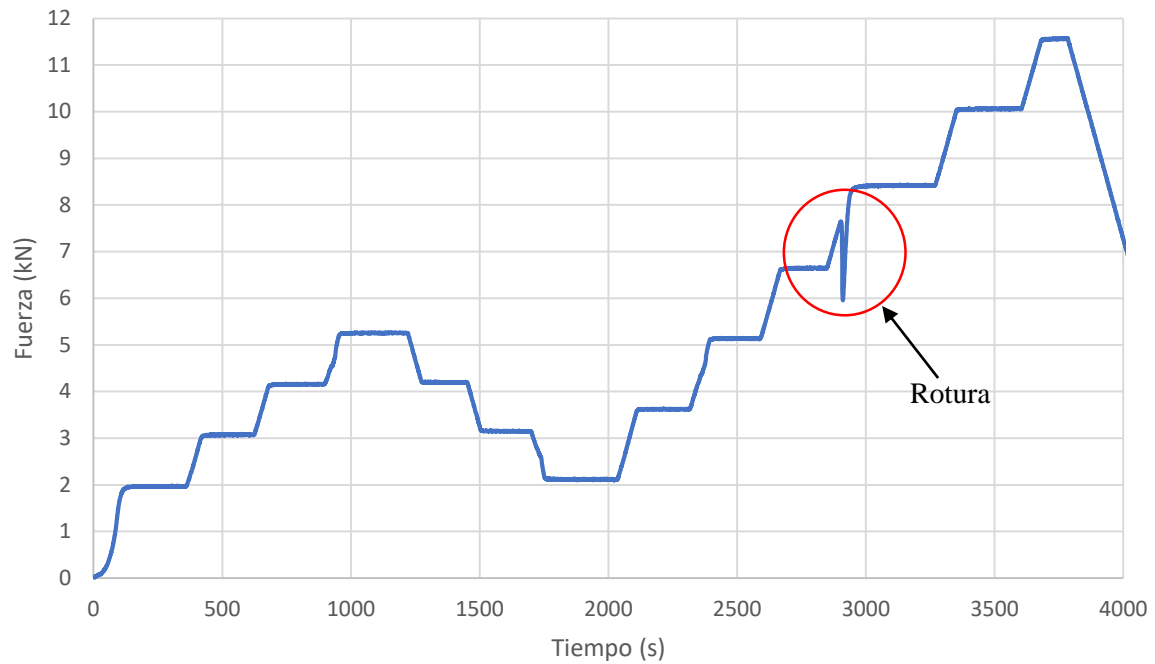
Tabla 6 - Resultados de ensayos de flexión en vigas.

N° Viga	Densidad [kg/m <sup>3</sup> ]	Despl, máx. [μm]	MR [MPa]	E [GPa]
<b>E4</b>	2016	70.5	2.20	11.6
<b>E5</b>	2015	54.5	2.36	15.1
<b>F4</b>	2022	75.0	2.82	14.4
<b>F5</b>	2003	85.0	2.39	12.2

Los resultados obtenidos para el ensayo de viga sobre fundación elástica se presentan en la Tabla 7 en donde los comparadores y LVDT fueron nombrados según los dispuesto en la Tabla 7. Los valores presentados corresponden al instante posterior a cada escalón de carga en la viga (en negrita se indica el ciclo de descarga). En la Figura 24 se presenta la gráfica de fuerza aplicada en la viga durante el ensayo a lo largo del tiempo.

Tabla 7 - Desplazamientos en milímetros en ensayo de viga sobre fundación elástica

	<b>C1</b>	<b>C2</b>	<b>L1</b>	<b>L2</b>	<b>L3</b>	<b>L4</b>	<b>L5</b>	<b>C3</b>	<b>C4</b>	<b>C5</b>
	<b>x=0 cm</b>	<b>x=15 cm</b>	<b>x=35 cm</b>	<b>x=55 cm</b>	<b>x=75 cm</b>	<b>x=75 cm</b>	<b>x=95 cm</b>	<b>x=115 cm</b>	<b>x=135 cm</b>	<b>x=150 cm</b>
<b>F [kN]</b>										
<b>0.00</b>	7.03	5.57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.15	19.17	4.68
<b>1.96</b>	6.02	4.61	0.95	0.93	1.36	0.76	0.96	13.21	18.28	3.80
<b>3.07</b>	5.81	4.39	1.15	1.14	1.71	0.84	1.15	13.07	18.13	3.68
<b>4.14</b>	5.63	4.21	1.30	1.30	2.01	0.90	1.28	12.97	18.06	3.60
<b>5.26</b>	<b>5.51</b>	<b>4.06</b>	<b>1.45</b>	<b>1.45</b>	<b>2.25</b>	<b>0.94</b>	<b>1.42</b>	<b>12.88</b>	<b>17.99</b>	<b>3.55</b>
<b>4.20</b>	<b>5.49</b>	<b>4.05</b>	<b>1.47</b>	<b>1.47</b>	<b>2.19</b>	<b>0.94</b>	<b>1.42</b>	<b>12.89</b>	<b>17.98</b>	<b>3.54</b>
<b>3.15</b>	<b>5.54</b>	<b>4.11</b>	<b>1.42</b>	<b>1.41</b>	<b>2.06</b>	<b>0.90</b>	<b>1.36</b>	<b>12.94</b>	<b>18.01</b>	<b>3.56</b>
<b>2.12</b>	<b>5.64</b>	<b>4.21</b>	<b>1.32</b>	<b>1.30</b>	<b>1.89</b>	<b>0.83</b>	<b>1.27</b>	<b>13.01</b>	<b>18.07</b>	<b>3.60</b>
<b>3.62</b>	5.56	4.13	1.44	1.42	2.10	0.87	1.37	12.94	18.03	3.58
<b>5.12</b>	5.46	4.03	1.50	1.50	2.31	0.92	1.46	12.86	17.97	3.54
<b>6.64</b>	5.36	3.93	1.64	1.63	2.54	0.97	1.57	12.79	17.92	3.49
<b>8.41</b>	7.40	5.41	1.24	2.03	4.16	1.82	1.97	13.69	20.02	6.54
<b>10.04</b>	7.91	5.79	1.10	2.06	4.16	2.00	1.97	14.44	20.55	7.24
<b>11.55</b>	8.29	6.06	0.97	2.08	4.16	2.15	1.97	14.14	20.94	7.76



**Figura 24 – Gráfica Fuerza-Tiempo. Escalones de carga realizados durante ensayo de viga sobre fundación elástica.**

Se puede observar el momento de rotura de la viga cuando se da un descenso brusco de la fuerza aplicada. La viga falló por tracción por flexión a los 7.46 kN de fuerza aplicada apareciendo una fisura en la cara inferior de la sección central de la viga como se puede ver en la Figura 25. Para observar el comportamiento de la viga luego de la rotura, se continuó con la carga durante 3 escalones.



**Figura 25 - Fisura de la viga en la zona de introducción de carga.**



### 3.4 Análisis de resultados

#### 3.4.1 Análisis entre dosificaciones

En la Figura 26 se graficó la resistencia a la compresión en función del coeficiente de permeabilidad para las mezclas A y B.

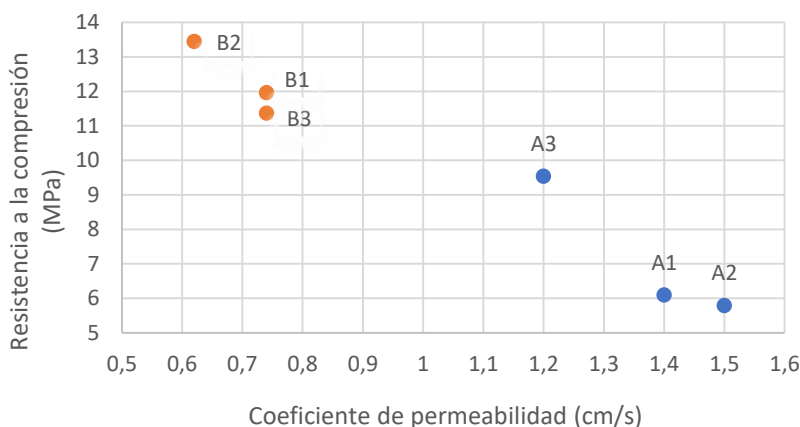


Figura 26 – Resistencia a la compresión en función del coeficiente de permeabilidad para las mezclas A y B.

La mezcla A presentó una resistencia media a compresión de 7.1 MPa y un coeficiente de permeabilidad media de 1.37 cm/s, mientras que la B tuvo una resistencia a la compresión media de 12.2 MPa y un coeficiente de permeabilidad medio de 0.70 cm/s.

En términos generales se observó que la mezcla B (dosificación 1) presentó mayor resistencia de compresión y menor coeficiente de permeabilidad que la mezcla A (dosificación 2). A partir de este resultado se verificó la relación inversa entre estos dos parámetros. El resultado es acorde a las dosificaciones utilizadas, ya que la mezcla B tiene mayor relación a/c, mayor contenido de pasta y por lo tanto menor contenido de vacíos.

#### 3.4.2 Análisis general entre mezclas

En la Figura 27 se presentan los resultados obtenidos para la resistencia a la compresión a los 28 días en función del coeficiente de permeabilidad. En la misma se graficaron las líneas de tendencia correspondientes a cada mezcla.

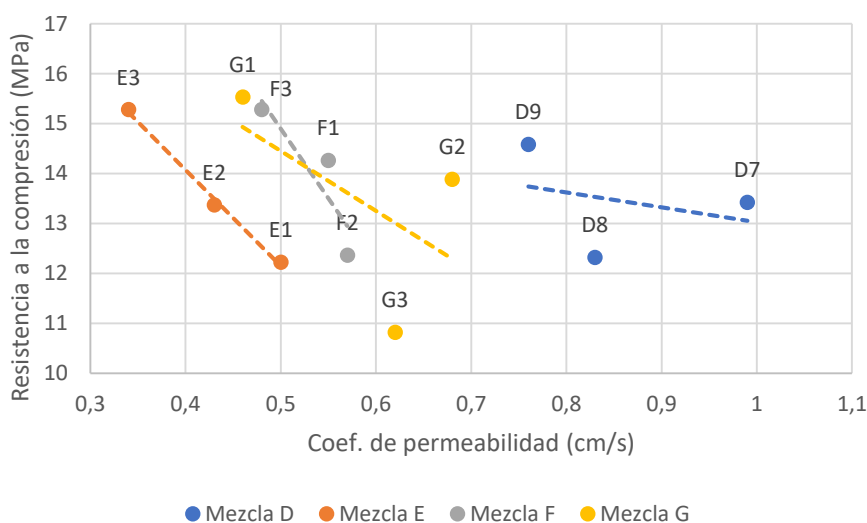
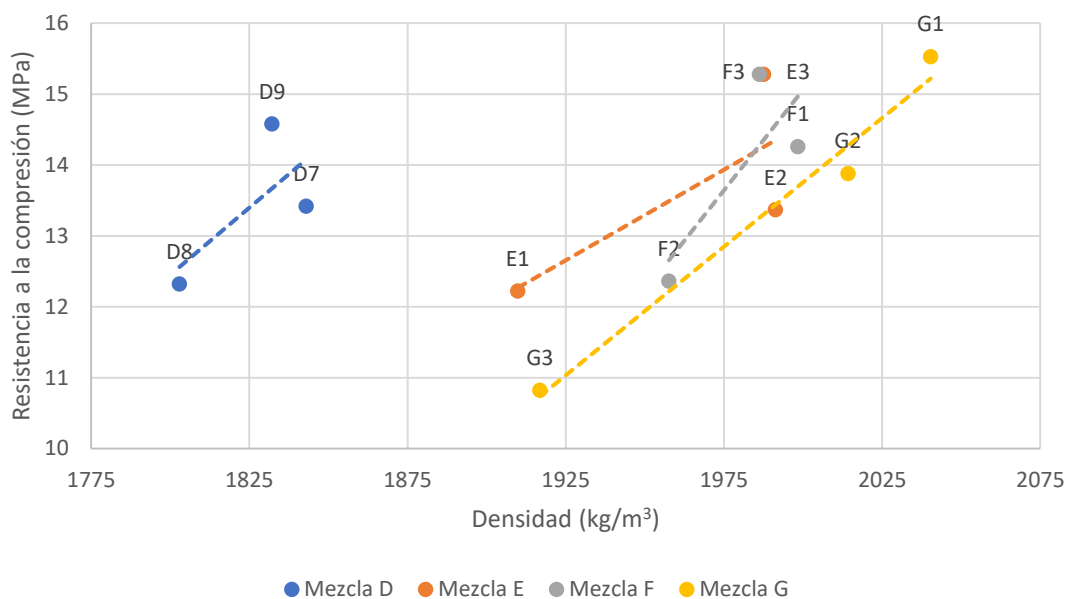


Figura 27 - Resistencia a la compresión a los 28 días en función de la permeabilidad para las mezclas D, E, F y G.

Se observó una relación inversa entre la resistencia a la compresión y permeabilidad, especialmente en las mezclas E y F. Como era esperable, a medida que aumenta la permeabilidad, la tendencia en cada mezcla es que la resistencia a la compresión disminuya. A pesar de que en las mezclas G y D no se tiene una relación tan clara, en todas se tiene una línea de tendencia con pendiente negativa. La mezcla D presenta un comportamiento muy diferente al resto. Específicamente en la muestra G se cree que la probeta G3 tuvo una mala compactación. Esto pudo observarse antes de realizar los ensayos correspondientes. La misma presentó una marcada reducción de sección en la zona intermedia por falta de agregados. Esto implicó menor densidad y mayor contenido de vacíos, hecho que quedó reflejado en su baja resistencia a compresión (10.8 MPa).

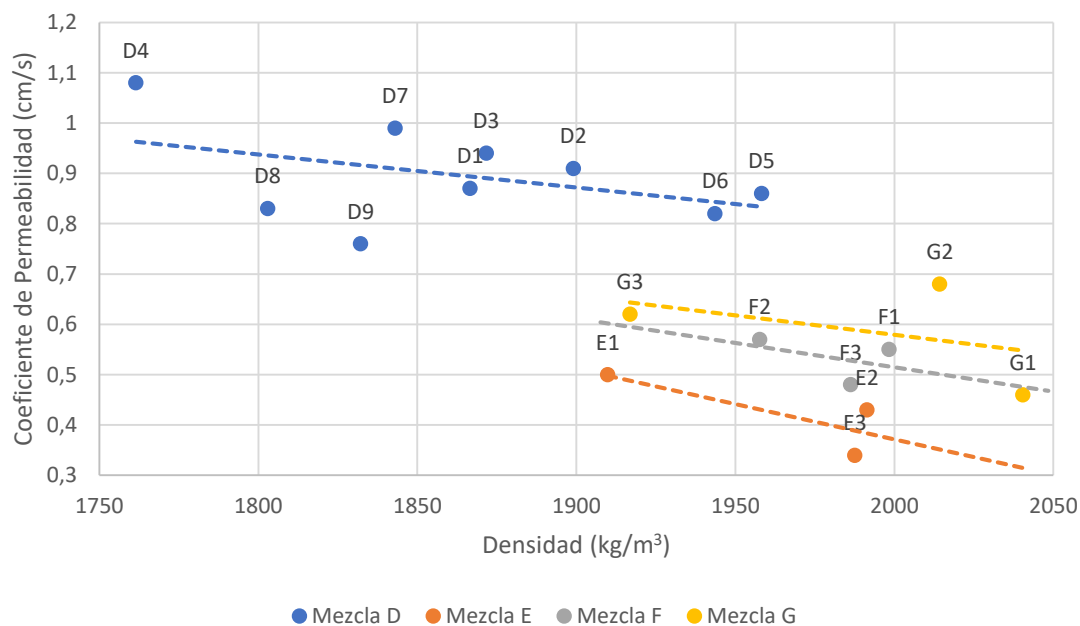
En la Figura 28 se presentan los resultados de resistencia a la compresión en función de la densidad de cada probeta. En la misma se graficaron las líneas de tendencia correspondiente a cada mezcla.



**Figura 28 – Resistencia a compresión a los 28 días en función de la densidad en estado endurecido para las mezclas D, E, F y G.**

Se observa que la mezcla G es la única que presenta una relación clara entre la densidad y la resistencia a la compresión. Todas las líneas de tendencia presentan una pendiente positiva cumpliendo la relación directa entre los valores de resistencia y densidad. Las líneas de tendencia correspondientes a las mezclas E, F y G se ubicaron dentro de un rango similar de valores. Volvió a darse que la mezcla D tiene un comportamiento diferente muy marcado respecto al resto. Además, vuelve a observarse la baja densidad presentada por la probeta G3.

En la Figura 29 se presentan los resultados del coeficiente de permeabilidad en función de la densidad de cada probeta. La permeabilidad y la densidad no dependen de la edad, por lo que en este caso se pudieron analizar más datos de la mezcla D.



**Figura 29 – Coeficiente de permeabilidad en función de la densidad para las mezclas D, E, F y G.**

Nuevamente se observa que el comportamiento de la mezcla D difiere del resto de las mezclas. En cada mezcla se repite el comportamiento de la línea de tendencia, que marca una relación inversa entre coeficiente de permeabilidad y densidad. Además, el hecho de tener una mayor cantidad de datos hace que la tendencia sea más confiable.

La mezcla D resultó ser una mezcla mucho menos densa, lo que tiene concordancia con la permeabilidad mayor que presenta con respecto a las demás. Esta diferencia no era esperada dado que se utilizó la misma dosificación para todas las mezclas analizadas. Se cree que en la mezcla D se utilizaron agregados con contenido de humedad nulo. En las demás, se usó agregado recién llegado de planta, con contenido de humedad mayor. A pesar de que se hicieron las correcciones pertinentes en cantidad de agua agregada a la mezcla, la diferencia es que los agregados más húmedos tenían adheridos mucho agregado fino y no se hizo corrección alguna para esto. Con agregado fino aquí se refiere al material (polvo, suciedad, micropartículas) que puede tener el agregado grueso en su granulometría. Este contenido de agregado fino presente en la porción de agregado grueso fue mayor en las mezclas E, F y G por lo que se explica la mayor densidad y menor permeabilidad que presentan. Esto muestra la gran influencia que puede generar la variación de humedad en la mezcla, en este caso siendo de forma indirecta por la presencia de agregado fino no considerada.

En cuanto a los valores medios obtenidos y su variabilidad, en la Tabla 8 se presenta un análisis estadístico de los datos teniendo en cuenta los valores de todas las mezclas en donde se utilizó el mismo método de compactación (Martillo de Proctor). Los parámetros analizados fueron densidad, permeabilidad y resistencia a la compresión a los 28 días de edad, correspondientes a la dosificación 1.

Se presenta el valor medio, la desviación estándar y el coeficiente de variación en porcentaje. Para los resultados de la Tabla 8 se analizaron resultados de las mezclas E, F y G con 3 probetas para cada una, mientras que no se consideraron los correspondientes a la mezcla D por lo explicado anteriormente. A modo de comparación, en la Tabla 9 se adjuntan resultados de caracterización de una mezcla similar de hormigón permeable obtenidos en un documento de referencia (Costa, Florenzi, Haselbach & Silva Filho, 2018). En este último se hizo un análisis de variabilidad análogo, pero para 6 probetas de una misma mezcla.

Tabla 8 - Análisis estadístico de los resultados obtenidos en la etapa experimental para las mezclas E, F, G.

	Valor Medio	Desv. estándar	C. Variación [%]
Densidad [kg/m <sup>3</sup> ]	1978.1	42.94	2.17
Coef. Permeabilidad [cm/s]	0.51	0.10	20.02
R. a compresión [MPa]	13.7	1.62	11.9

Tabla 9 – Análisis estadístico de documento de referencia (Costa, Florenzi, Haselbach &amp; Silva Filho, 2018).

	Valor Medio	Desv. estándar	C. Variación [%]
Densidad [kg/m <sup>3</sup> ]	1966.3	21.23	1.08
Coef. Permeabilidad [cm/s]	1.48	0.32	21.87
R. de compresión [MPa]	11.6	0.57	4.91

La resistencia a la compresión resultó ser mayor con una diferencia relativa de 17.5% mientras que el coeficiente de permeabilidad resultó ser bastante menor con una diferencia de 66%. La variación de estos resultados es coherente teniendo en cuenta la relación inversa que tienen estas dos propiedades. La densidad resultó ser muy similar, con una diferencia relativa de 0.6%.

Como se mencionó en la sección 2.3.4, los valores usuales de permeabilidad suelen estar entre 0.2 y 1.2 cm/s en sitio, siendo un poco más altos en laboratorio. El valor obtenido para el coeficiente de permeabilidad fue mucho menor al obtenido en el documento de referencia. Esto no sería un problema ya que esta disminución indica un aumento de la resistencia media (algo que siempre es favorable) e igualmente sigue estando dentro del rango de permeabilidades usuales para el material.

Es importante observar que, si para el mismo análisis estadístico se tienen en cuenta los resultados obtenidos para la mezcla D, el coeficiente de variación aumenta un 10% para el coeficiente de permeabilidad, mientras que para la resistencia a compresión y densidad cambia muy poco (alrededor de un 1%). Esto remarca la importancia de realizar una buena caracterización de agregados (contenido de humedad y presencia de agregado fino) que tenga en cuenta posibles variaciones del contenido de humedad. En caso de no realizar esta caracterización, se pueden obtener grandes variaciones de resultados, especialmente para valores de permeabilidad.

### 3.4.3 Ganancia de resistencia a lo largo del tiempo

En la Figura 30 se muestra la ganancia de resistencia de compresión en función de la edad de las probetas de la mezcla D. Para comparar, se grafica la curva teórica de ganancia de resistencia de hormigón convencional (Montoya, Meseguer, & Cabré, 2000).

Con referencia a la resistencia a la compresión a los 28 días, se obtuvo que a los 7 días adquirió el 82% de resistencia y a los 14 días el 89% de la misma. Si se compara la curva de tendencia con la curva de hormigón convencional (suponiendo que ambos tienen la misma resistencia a los 28 días), se tiene que a los 7 días el hormigón convencional adquiere un 78% de la resistencia a los 28 días, un 4% menor que la del permeable. Por otra parte, a los 14 días adquiere un 90% de la resistencia final a los 28 días, tan solo un 1% más que para el hormigón permeable.

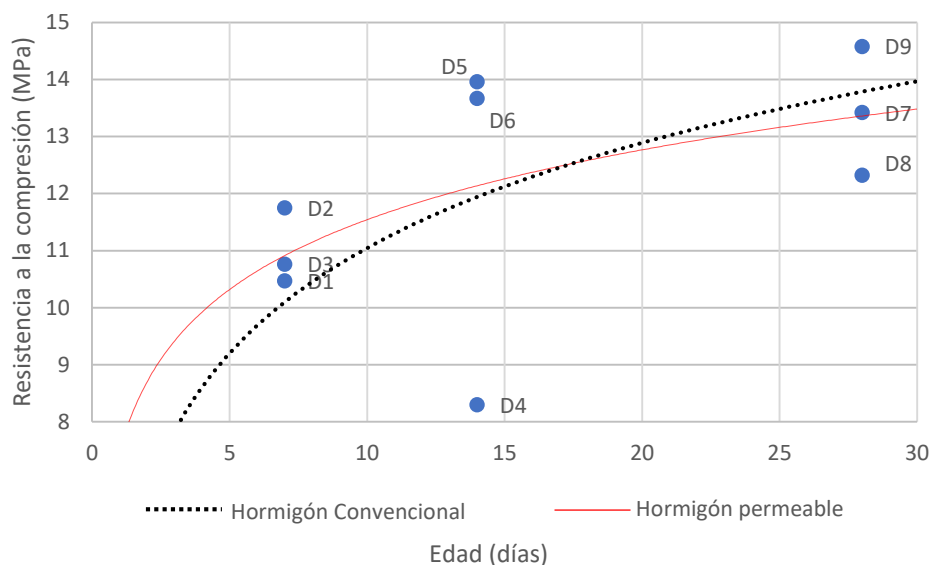


Figura 30 - Resistencia de compresión en función de la edad para la mezcla D.

### 3.4.4 Resistencia a la tracción por flexión

A partir de los resultados de probetas cilíndricas de las mezclas E y F se calculó la resistencia a compresión media  $f_{cm}$  para cada una. Con estos valores se calculó, para cada mezcla, la resistencia a tracción por flexión ( $MR_{estimado}$ ) utilizando la Ecuación (1), y se comparó con el valor medio obtenido en los ensayos de flexión ( $MR_{real}$ ). En la Tabla 10 se presentan los resultados obtenidos.

Tabla 10 - Comparación de resultados de tensiones máximas obtenidas en el ensayo de flexión

N° Muestra	$f_{cm}$ [MPa]	$MR_{real}$ [MPa]	$MR_{estimado}$ [MPa]	Error relativo [%]
E	13.6	2.28	2.50	9.65
F	14.0	2.61	2.54	2.56

Dado que, únicamente se realizaron 4 ensayos a flexión, los resultados obtenidos no son suficientes para afirmar que la ecuación es válida para todos los casos. Sin embargo, al analizar los valores medios se tiene un error relativo máximo menor al 10 %, por lo que la fórmula teórica estimó de forma aproximada la resistencia a flexión del material para las vigas ensayadas en laboratorio.

### 3.4.5 Viga sobre fundación elástica

Utilizando los resultados de compresión de las probetas cilíndricas realizadas en la mezcla G, se calculó una resistencia a compresión media de la mezcla de valor 13.4 MPa. Mediante este resultado y la Ecuación (1) se estimó la resistencia a tracción por flexión, que resultó ser de 2.47 MPa.

En la Tabla 11 se presentan los desplazamientos relativos obtenidos (desplazamiento nulo para fuerza aplicada nula) para la viga sobre fundación elástica. Se promediaron los resultados obtenidos en los LVDT colocados en la sección central ( $x = 75\text{cm}$ ). La diferencia de lectura entre ellos se debe a un posible giro de la viga sobre su eje longitudinal.

Tabla 11 - Desplazamientos relativos en milímetros en ensayo de viga sobre fundación elástica.

	C1	C2	L1	L2	L3/L4	L5	C3	C4	C5
	x=0 cm	x=15 cm	x=35 cm	x=55 cm	x=75 cm	x=95 cm	x=115 cm	x=135 cm	x=150 cm
F [kN]									
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.96	-1.01	-0.97	-0.95	-0.93	-1.06	-0.96	-0.94	-0.89	-0.88
3.07	-1.23	-1.18	-1.15	-1.14	-1.28	-1.15	-1.08	-1.04	-1.01
4.14	-1.40	-1.37	-1.30	-1.30	-1.45	-1.28	-1.19	-1.12	-1.09
5.26	-1.52	-1.52	-1.45	-1.45	-1.60	-1.42	-1.28	-1.19	-1.14
4.20	-1.54	-1.52	-1.47	-1.47	-1.56	-1.42	-1.26	-1.19	-1.14
3.15	-1.49	-1.47	-1.42	-1.41	-1.48	-1.36	-1.21	-1.16	-1.12
2.12	-1.39	-1.37	-1.32	-1.30	-1.36	-1.27	-1.14	-1.10	-1.08
3.62	-1.48	-1.45	-1.44	-1.42	-1.48	-1.37	-1.22	-1.14	-1.10
5.12	-1.57	-1.55	-1.50	-1.50	-1.62	-1.46	-1.29	-1.20	-1.14
6.64	-1.68	-1.65	-1.64	-1.63	-1.75	-1.57	-1.37	-1.26	-1.19
8.41	0.37	-0.16	-1.24	-2.03	-2.99	-1.97	-0.46	0.85	1.86
10.04	0.88	0.22	-1.10	-2.06	-3.08	-1.97	0.29	1.38	2.56
11.55	1.26	0.49	-0.97	-2.08	-3.16	-1.97	-0.01	1.77	3.08

Como se observa en la Figura 31, las gomas presentaban una curvatura inicial alrededor de su eje longitudinal. Esto implicó que existiera un acomodamiento de la goma en los primeros escalones de carga, influyendo en los desplazamientos absolutos. Por lo tanto, para comparar con el modelo computacional interesa el comportamiento de la viga en el segundo tramo de carga (luego de la descarga). Este segundo tramo comienza a partir del escalón de 2.12 kN y termina en la rotura de la pieza para 7.64 kN.

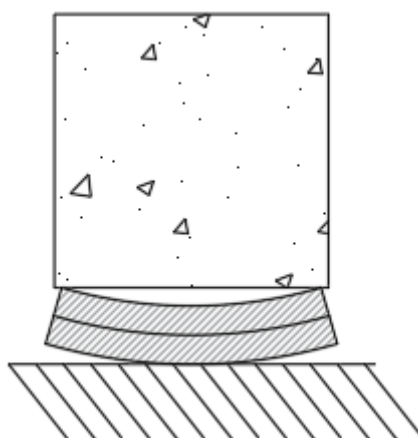
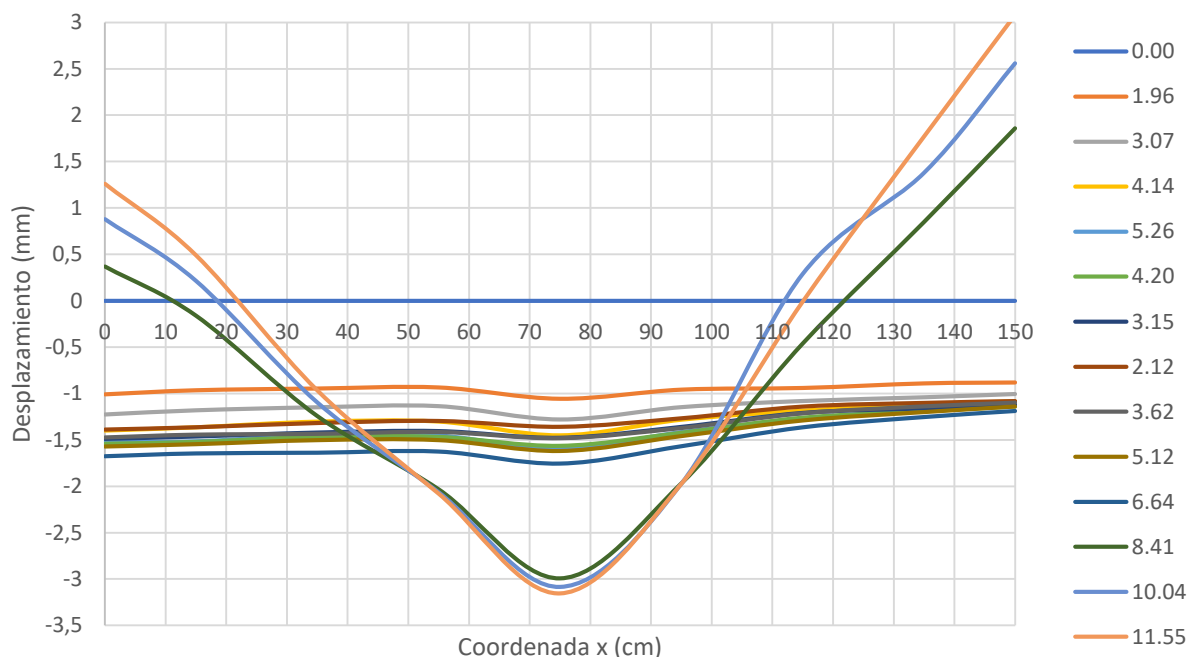


Figura 31 – Curvatura inicial de la goma alrededor de su eje longitudinal

En la Figura 32 se presenta la deformada de la viga en su eje longitudinal para los diferentes escalones de carga. Hasta la rotura se vio que todos los puntos de la viga presentaron un descenso respecto a su posición inicial. Bajo la zona de introducción de carga (entre  $x=68.75$  cm y  $x=81.25$  cm) se dieron los mayores desplazamientos.



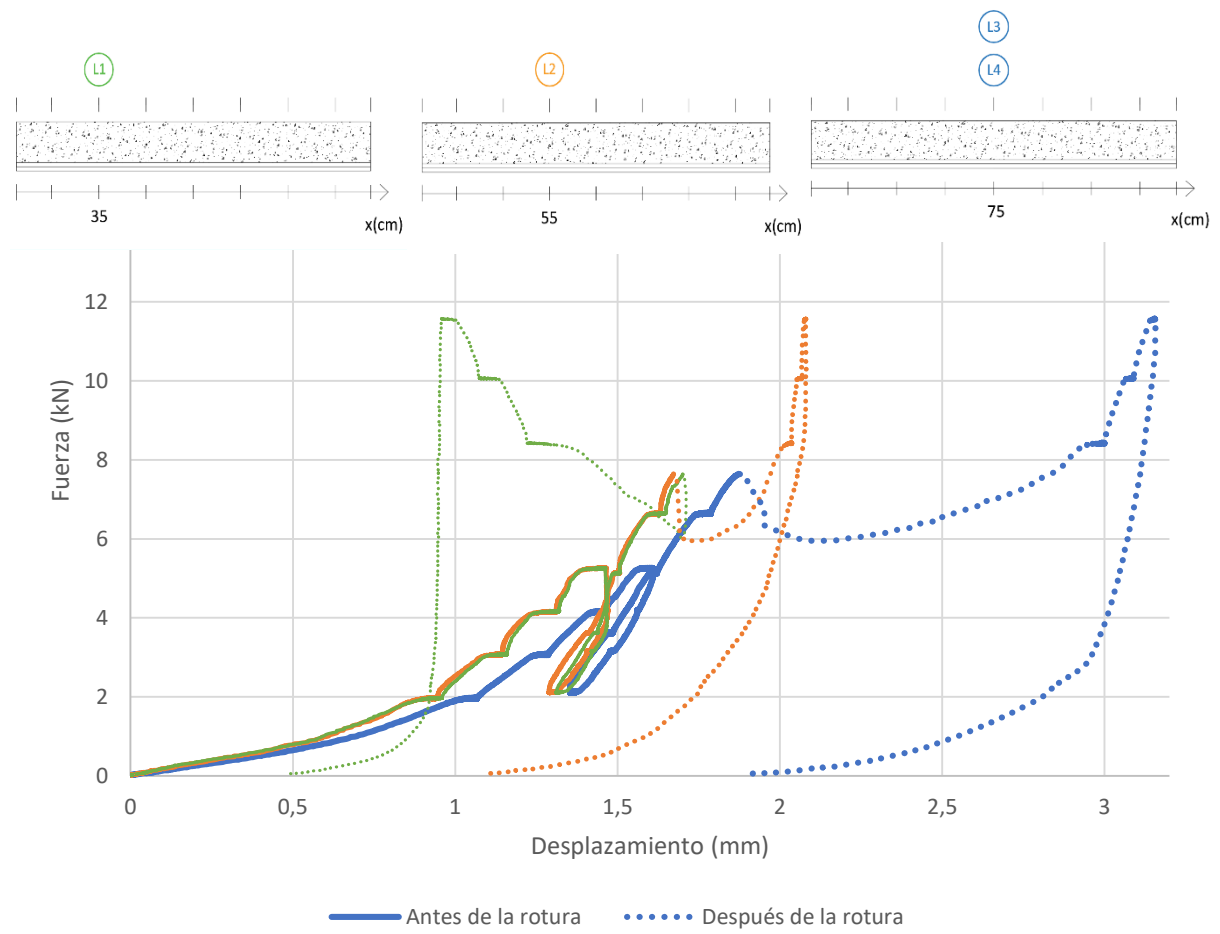
**Figura 32 - Deformada de viga sobre fundación elástica**

Se esperaba un comportamiento simétrico respecto a la sección central, pero se obtuvo que el sector izquierdo de la viga descendió más que el derecho. Es posible que la viga haya tenido un giro de cuerpo rígido durante el ensayo. A su vez, al iniciar el ensayo con las gomas de soporte con curvatura inicial, podrían haberse generado asentamientos diferenciales en puntos simétricos de la viga. Dada la pequeña magnitud de desplazamientos con la que se trabaja, ante una mínima diferencia de acomodamiento que presenten dichas gomas durante el ensayo, es posible que exista este comportamiento asimétrico en la deformada de la viga. A partir de la rotura de la viga el comportamiento cambió completamente produciéndose un descenso brusco en la sección central donde se generó la fisura. La viga giró con respecto a la sección central y se generó un levantamiento consecuente en los extremos de la viga.

En la Figura 33 se presentan los resultados de Fuerza-Desplazamiento obtenidos en los LVDT de forma continua durante el ensayo. Para la sección central se graficó el promedio de los desplazamientos obtenidos por los LVDT 3 y 4. Hasta la rotura, los desplazamientos dicha sección fueron relativamente mayores a los obtenidos en las otras secciones, mientras que los desplazamientos de los LVDT 1 y 2 similares entre sí.

El desplazamiento máximo medido en la sección central fue de 1.90 milímetros, mientras que para los LVDT 1 y 2 el desplazamiento máximo fue 1.68 y 1.67 respectivamente. Luego de la rotura, la sección central presentó un descenso brusco sin un aumento en la fuerza aplicada. Algo similar ocurrió para la sección a 55 cm del borde. Por otro lado, en la sección más cercana al borde se pudo ver un cambio de signo en los desplazamientos medidos. Esto es coherente con la forma de rotura de la viga mencionada anteriormente.

Se destaca el comportamiento de la viga para el segundo ciclo de carga que presenta un comportamiento aproximadamente lineal y se repite para los desplazamientos en las 3 posiciones en donde se midieron de forma continua hasta la rotura.



**Figura 33 – Fuerza-Desplazamiento obtenida con los LVDT durante el ensayo de viga sobre fundación.**



## 3.5 Parámetros característicos de la dosificación

### 3.5.1 Resistencia a compresión

Para determinar la resistencia a compresión de la dosificación se tomaron en cuenta los resultados obtenidos de ensayos de probetas cilíndricas con 28 días de edad. Las muestras en donde se utilizó compactación por varillado no se tomaron en cuenta para este análisis. Promediando las resistencias obtenidas se obtuvo una resistencia a la compresión media de **13.6 MPa**.

### 3.5.2 Permeabilidad

Dado que la permeabilidad no depende de la edad del hormigón, se tomaron en cuenta los resultados de todas las probetas cilíndricas que fueron compactadas con martillo de Proctor. Promediando los coeficientes de permeabilidad obtenidos se obtuvo un coeficiente de permeabilidad medio de **0.71 cm/s**.

### 3.5.3 Resistencia a la tracción por flexión

En cuanto a la resistencia a la tracción por flexión se calculó la resistencia media obtenida en las 4 probetas de vigas. La resistencia media resultó ser de **2.44 MPa**. A modo de comparación, usando la Ecuación (1) y la resistencia media a compresión que se obtuvo (13.61 MPa), se obtuvo que el valor teórico es 2.49 MPa. La diferencia relativa entre dichos resultados fue de 2.00%.

Se verificó que el material se comporta de acuerdo con el señalado en la recomendación ACI de hormigón en cuanto a la relación entre las resistencias de compresión y resistencia a la tracción por flexión medias.

### 3.5.4 Densidad en estado endurecido

La densidad media obtenida para la dosificación de estudio resultó ser de **1921 kg/m<sup>3</sup>**. No se tuvieron en cuenta las probetas cilíndricas compactadas con varillado.

### 3.5.5 Módulo de elasticidad

Se utilizaron los resultados obtenidos a partir del tratamiento de datos de los ensayos de flexión, específicamente utilizando las medidas de fuerza y desplazamiento. Se obtuvo un valor de **13.33 GPa**, siendo éste el promedio de los módulos de elasticidad hallados para cada viga de la mezcla F.

## 4. Análisis numérico

### 4.1 Introducción

#### 4.1.1 Ensayo de flexión

Con el objetivo de comparar valores numéricos con resultados experimentales se realizó un modelo computacional del ensayo de flexión descrito en la Sección 2.9 en el programa de elementos finitos *Robot Structural Analysis*. Se buscó comprobar que es posible modelar el comportamiento del hormigón permeable como material elástico lineal en un programa de elementos finitos. En particular se utilizaron los parámetros obtenidos para una de las probetas (se eligió la probeta F4).

#### 4.1.2 Pavimento para estacionamiento

Se realizó un modelo numérico de pavimento de hormigón convencional para verificar que los resultados obtenidos fueron semejantes al método de diseño establecido por norma (ACI 330R-08, 2008). Para esto se calcularon las tensiones máximas de flexotracción desarrolladas en el modelo y se compararon con las tensiones máximas que se desarrollan en el mismo pavimento diseñado con la norma ACI-330. Luego se modificó el material del pavimento en el modelo computacional, cambiando de hormigón convencional a hormigón permeable. Para esto se utilizaron los parámetros obtenidos en la etapa experimental y se evaluaron las diferencias en comportamiento de los dos pavimentos.

#### 4.1.3 Viga sobre fundación elástica

Se buscó verificar que el comportamiento real de una viga de hormigón permeable apoyada en el suelo se corresponde con el modelo utilizado para representar el comportamiento de vigas y losas de hormigón convencional sobre el suelo. Se respaldaría aún más la posibilidad de realizar modelos computacionales utilizando hormigón permeable para poder predecir el comportamiento del material en sitio.

## 4.2 Metodología

### 4.2.1 Ensayo de flexión

Se realizó un modelo plano de la probeta F4 utilizando un elemento plano de espesor 15 cm. Las propiedades utilizadas para realizar el modelo se presentan en la Tabla 12. Los valores de densidad y módulo de Young se tomaron a partir de los resultados de los ensayos de la etapa experimental, específicamente para la probeta F4 mientras que el coeficiente de Poisson se obtuvo de documentos de referencia (Mahesh & Lavanya, 2003). El esquema del modelo realizado se presenta en la Figura 34 (longitudes en cm).

Tabla 12 – Dimensiones de la probeta y propiedades del material en el modelo.

Largo (L)	56.5 cm
Altura (d)	15 cm
Módulo elástico (E)	14.43 GPa
Coficiente de Poisson ( $\nu$ )	0.21
Densidad ( $\rho_h$ )	1921 kg/m <sup>3</sup>

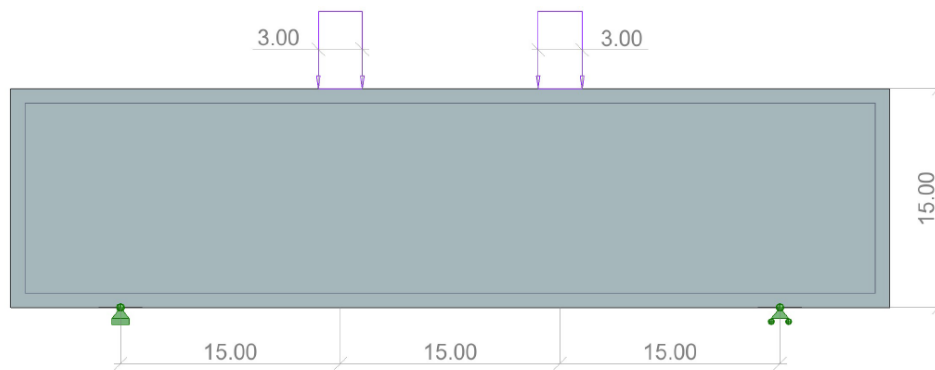


Figura 34 - Esquema del modelo del ensayo a flexión 3D realizado en Robot.

Se aplicaron dos cargas lineales de igual magnitud, ubicadas en los extremos del tercio central del vano libre. Las mismas se aplicaron como cargas uniformemente distribuidas en 3 cm simulando la introducción de carga real mediante los prismas metálicos. Se realizaron tres estados de carga, con el 30%, 50% y 70% de la carga de rotura  $F_{m\acute{a}x}$ , obtenida a partir del ensayo de flexión de la probeta F4, la cual fue de 21.16 kN (10.58 kN en cada línea de introducción de carga). Como apoyos de la viga se utilizó un apoyo fijo y otro deslizante. Para modelar correctamente la acción de los prismas metálicos, se utilizaron dos elementos horizontales rígidos de largo 3.0 cm, centrados en los puntos de apoyo. En la Figura 35 se observa como este elemento plano se deforma como elemento rígido. El mallado del elemento se realizó con elementos preferentemente rectangulares de lado 0.50 cm.

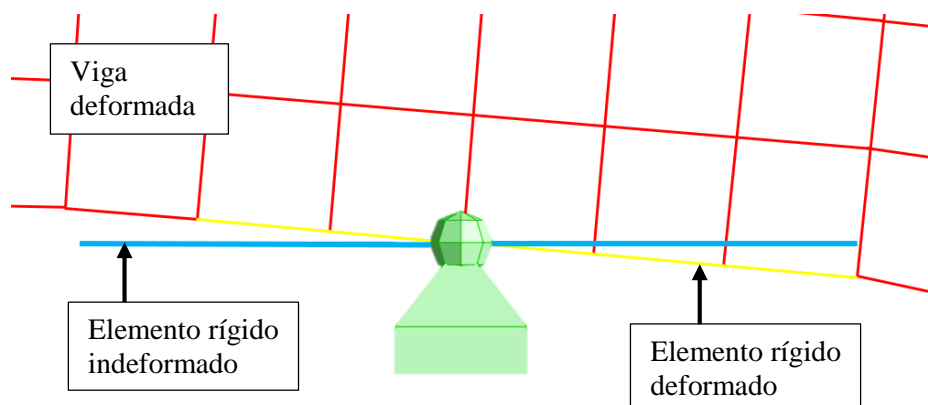


Figura 35 – Apoyo modelado para el ensayo de flexión

Para los tres escalones de carga se comparó el desplazamiento numérico con el desplazamiento experimental. Además, se compararon las tensiones de flexión por tracción del modelo 3D con las del modelo analítico de viga de Bernoulli.

## 4.2.2 Pavimento para estacionamiento

### Pavimento de hormigón convencional

Se realizó un diseño genérico de un pavimento de hormigón convencional calculando las tensiones máximas que se desarrollan en el mismo a partir del método de diseño indicado por la norma ACI 330 (ACI 330R-08, 2008). Para esto se estableció un espesor de pavimento, una carga máxima de diseño y un coeficiente de balasto y se utilizó el ábaco propuesto en la norma que se adjunta en la Figura 50 dentro del Apéndice 9.1.

Paralelamente se realizó un modelo computacional de un pavimento de hormigón convencional apoyado sobre un suelo elástico con las mismas condiciones de diseño que en la metodología de la norma. A partir del modelo se obtuvieron las tensiones máximas de flexotracción desarrolladas en el pavimento y se compararon con las tensiones máximas halladas mediante la norma.

El programa computacional utilizado para modelar la losa fue el *Robot Structural Analysis* (FEM), y el análisis realizado fue con elementos de losa 2D. El mallado de la losa principal se realizó con elementos preferentemente cuadrados de 5 cm de lado y en las losas secundarias el mallado fue realizado con elementos preferentemente cuadrados de 20 cm de lado. Los parámetros considerados para realizar el modelo se presentan en la Tabla 13.

Tabla 13 – Parámetros considerados para caracterizar el hormigón convencional en el modelo.

Resistencia a la compresión ( $f_{ck,28}$ )	25 MPa
Módulo elástico ( $E$ )	27.26 GPa
Coefficiente de Poisson ( $\nu$ )	0.2
Densidad ( $\rho_h$ )	2500 kg/m <sup>3</sup>
Espeor de las losas ( $e$ )	15 cm
Coefficiente de balasto del suelo ( $k$ )	40.7 MPa/m
Carga de diseño ( $P$ )	11.8 ton

El valor de  $k$  establecido equivale a un suelo arenoso con grava y pequeñas cantidades de arcilla. Según la norma ACI-522 (American Concrete Institute, 2010) este valor corresponde a un módulo de reacción de suelo de capacidad de soporte media.

Para la carga de diseño se tomó la descarga correspondiente a un camión de 16 toneladas disponiendo que el mismo tiene un solo eje trasero con dos ruedas. Utilizando valores de referencia (Calo, Souza, & Marcolini, 2014) para un camión de 16 toneladas la descarga del eje trasero se estimó de 11.8 toneladas. Para modelar la condición de borde supuesta por la norma se añadieron losas adyacentes a la losa principal y se liberó la restricción al giro en los bordes de cada una. En total se definen 9 losas, siendo la central, la losa de análisis. En la Figura 36 se presenta un esquema del modelo realizado en el programa.

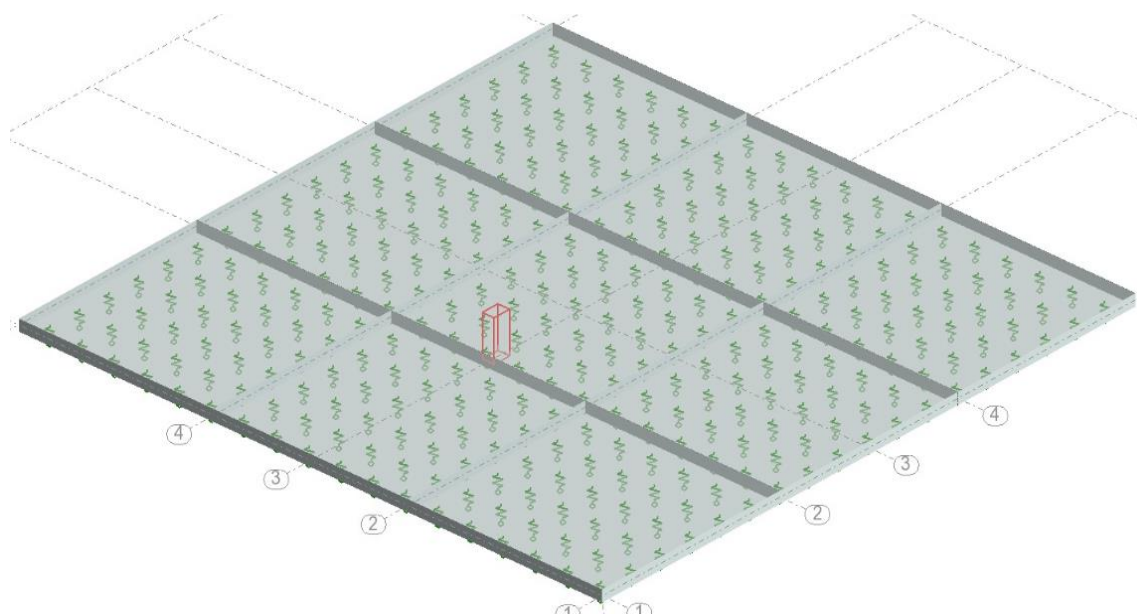


Figura 36 - Esquema de modelo realizado en Robot Structural.

No se encontraron especificaciones acerca del tamaño a utilizar para los paños de losa de hormigón, por lo que se analizaron 2 tamaños diferentes, teniendo en cuenta las dimensiones usuales en estacionamientos, juntas de retracción y juntas constructivas. Se estudiaron losas de 3 x 3 m<sup>2</sup> y 4 x 4 m<sup>2</sup>.

### Pavimento de hormigón permeable

Se realizó el mismo modelo sustituyendo el hormigón convencional por hormigón permeable. Se ingresaron en el programa los parámetros de la Tabla 14. Estos se obtuvieron a partir de los ensayos realizados en la etapa experimental, exceptuando el coeficiente de Poisson que se obtuvo de documentos de referencia (Mahesh & Lavanya, 2003).

Tabla 14 - Parámetros considerados para caracterizar el hormigón permeable en el modelo.

Resistencia a la compresión ( $f_{ck,28}$ )	13.7 MPa
Módulo elástico (E)	13.33 GPa
Coefficiente de Poisson ( $\nu$ )	0.21
Densidad ( $\rho_h$ )	1921 kg/m <sup>3</sup>
Espesor de las losas (e)	15 cm

Se tuvieron en cuenta las mismas condiciones que para el modelo realizado con hormigón convencional, variando únicamente el material y se realizó un análisis comparativo de tensiones máximas de tracción por flexión desarrolladas en cada caso. Para la comparación se fijó el tamaño de los paños de pavimento en 4 x 4 m<sup>2</sup>.

#### 4.2.3 Viga sobre fundación elástica

Se realizó un modelo computacional que simula las condiciones del ensayo experimental de viga sobre fundación elástica presentado en la Sección 2.9 y se comparó el comportamiento de cada uno a medida que la carga aplicada en la viga aumentaba. La comparación se hizo a partir del segundo ciclo de carga, desde el escalón de 2.12 kN. Los desplazamientos se tomaron relativos a dicho escalón para desprestigiar el acomodamiento inicial del sistema. Para realizar el modelo de viga sobre fundación elástica se utilizó también el programa *Robot Structural Analysis*. En este caso se utilizó un elemento de viga lineal de 1.5 m de largo con una sección de 15 x 15 cm<sup>2</sup>. El material utilizado fue el mismo que el usado en la sección 4.2.2 para el hormigón permeable.

Para modelar el apoyo de la viga se realizó una caracterización experimental de la goma de soporte usada en el ensayo. A partir de dicha caracterización se estimó el módulo de deformación longitudinal  $E$ , y con esta estimación se modeló el apoyo mediante resortes. El procedimiento de caracterización se encuentra detallado en el Anexo 8.2. Como la rigidez de la goma depende de la tensión a la que esté sometida, y esta última no es uniforme a lo largo de la viga, se consideraron 2 valores de rigidez en 3 zonas diferentes. En la Figura 37 se presenta un esquema con la disposición de los resortes y su valor de rigidez obtenido.

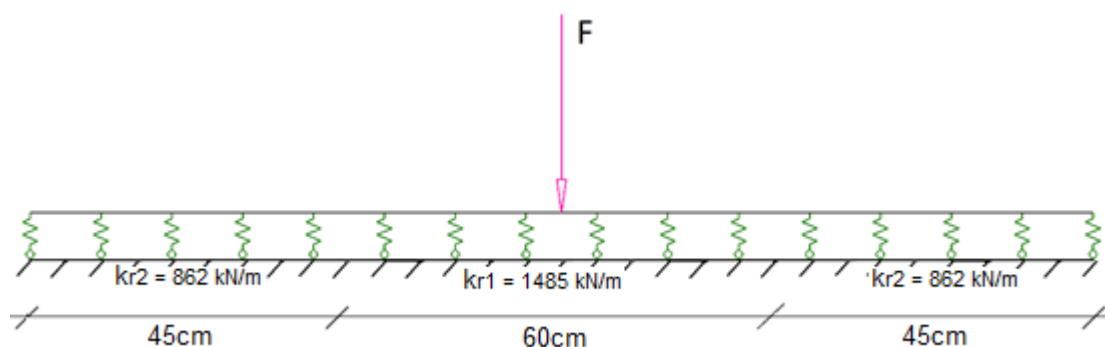


Figura 37 - Esquema de modelo de viga sobre fundación elástica realizado en Robot Structural.

La introducción de carga se realizó en la sección central de la viga mediante una carga puntual. La magnitud de la carga fue variando según el escalón de carga a analizar. Luego se aumentó la carga aplicada en el modelo computacional hasta alcanzar la tensión de rotura por tracción en la fibra inferior de la sección central de la viga, que se estimó a partir de los ensayos experimentales hechos previamente

(probetas G1, G2 y G3). Finalmente, se comparó el valor de carga de rotura experimental y con el valor de carga de rotura numérico.

## 4.3 Resultados y análisis

### 4.3.1 Ensayo de flexión

En la Tabla 15 se presentan los desplazamientos obtenidos en el modelo numérico ( $\delta_{numérico}$ ) y la comparación con los valores experimentales obtenidos en los ensayos de flexión ( $\delta_{experimental}$ ). El error relativo se tomó con relación a los resultados experimentales y  $F_{máx}$  es la carga de rotura de la viga.

**Tabla 15 - Comparación de desplazamientos experimentales de ensayo de flexión con desplazamientos obtenidos en modelo numérico.**

	$\delta_{experimental}$ [ $\mu\text{m}$ ]	$\delta_{numérico}$ [ $\mu\text{m}$ ]	Error Relativo [%]
<b>30% de <math>F_{máx}</math></b>	18.0	20.1	12.2%
<b>50% de <math>F_{máx}</math></b>	29.0	32.6	12.4%
<b>70% de <math>F_{máx}</math></b>	40.5	46.2	12.3%

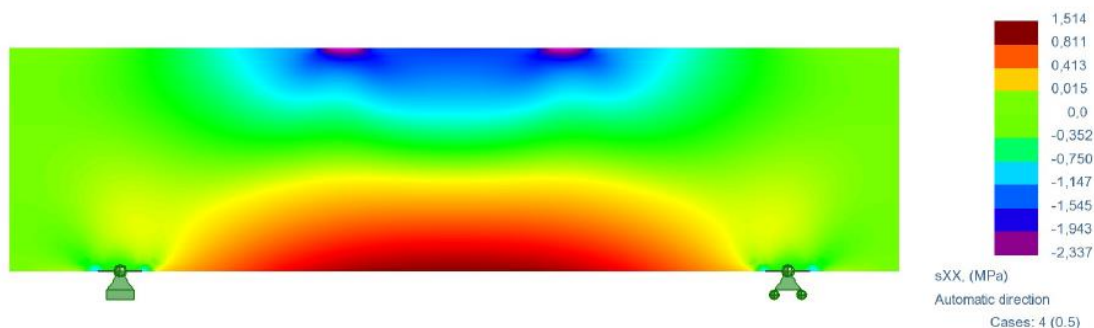
En la Tabla 16 se presentan las tensiones normales máximas por flexotracción del modelo numérico ( $\sigma_{numérico}$ ) y la comparación con los valores analíticos calculados a partir de los resultados obtenidos en los ensayos de flexión ( $\sigma_{analítico}$ ).

**Tabla 16 - Comparación de tensiones de flexotracción para la sección central entre el modelo analítico y el modelo computacional.**

	$\sigma_{analítico}$ [MPa]	$\sigma_{numérico}$ [MPa]	Diferencia Relativa [%]
<b>30% de <math>F_{máx}</math></b>	0.84	0.92	9.5%
<b>50% de <math>F_{máx}</math></b>	1.41	1.51	7.1%
<b>70% de <math>F_{máx}</math></b>	1.97	2.11	7.1%

Más allá de que los valores numéricos son un poco mayores, tanto los valores de deformación, como los valores de tensión son similares entre sí. Esta similitud permite admitir la posibilidad de simular numéricamente modelos más complejos, como por ejemplo un modelo de viga o losa sobre fundación elástica.

En la Figura 38 se muestra la distribución de tensiones generadas en el ensayo con tensiones de compresión en la zona superior de la viga (azul) y tensiones de tracción en la zona inferior (rojo) para el 50% de  $F_{máx}$  aplicada. La escala indica valores de tensión en MPa. Por último, en la Figura 39 se muestra la deformada cualitativa de la viga para el 50% de la carga.



**Figura 38 - Distribución de tensiones normales obtenidas en el modelo numérico para el 50% de la  $F_{máx}$ .**

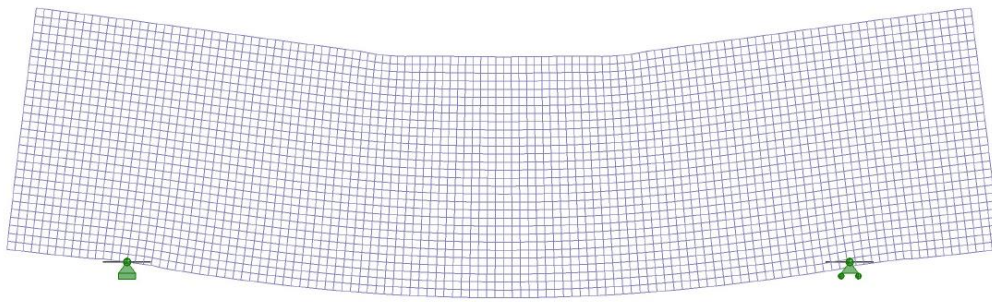


Figura 39 - Deformación cualitativa obtenida en el modelo.

### 4.3.2 Pavimento para estacionamiento

#### Pavimento de hormigón convencional

En el modelo se estudiaron las tensiones normales máximas de tracción por flexión desarrolladas en el hormigón para tamaños de losa de  $3 \times 3 \text{ m}^2$  y  $4 \times 4 \text{ m}^2$ . Las tensiones máximas en cada caso resultaron ser 3.39 MPa y 3.33 MPa respectivamente. En la figura 43 se pueden ver los resultados de tensiones normales de flexotracción obtenidos en el hormigón para cada caso. Además, se presenta el valor de tensión a 0.5 m desde el punto de mayor tensión en cada paño para comparar el descenso de tensiones a esa distancia.

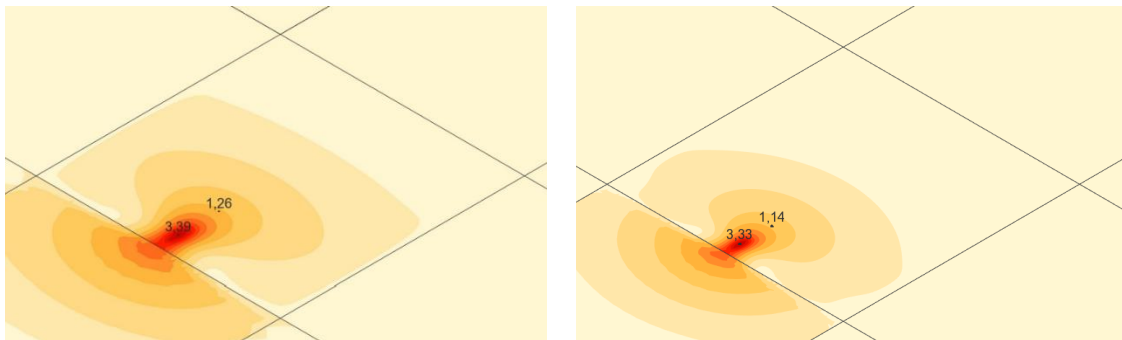


Figura 40 - Distribución de tensiones normales de flexotracción en losas de  $3 \times 3 \text{ m}^2$  (izquierda) y  $4 \times 4 \text{ m}^2$  (Derecha).

En ambos casos los valores de tensión máxima se dan bajo el punto de aplicación de carga. Se observó que para cargas aplicadas en el borde del paño (estado crítico para diseño de pavimentos rígidos), al aumentar el lado de la losa cuadrada de 3 a 4 metros (aumento de un 33.3%) la tensión máxima disminuyó aproximadamente 1.8%. Se cree que la disminución de tensión máxima se dio debido al área de influencia de la carga en la losa. En el paño de 3 m de lado se observa que las tensiones abarcan todo su ancho, mientras que en el paño de 4 m de lado no.

El área de desarrollo de tensiones debido a la carga abarca únicamente la losa principal y la losa adyacente al borde donde está aplicada la misma. Esto puede ser útil en casos donde se requiera reducir la cantidad de elementos finitos en el modelo computacional. Se realizó la prueba de eliminar el resto de los paños donde las tensiones son prácticamente nulas y se comprobó que los resultados obtenidos no varían de forma significativa.

A partir del método de diseño de la PCA se obtuvo que un pavimento con los parámetros de diseño especificados en la Sección 4.2.2 puede soportar tensiones máximas de flexotracción de 3.28 MPa. La diferencia relativa obtenida para las losas de  $4 \times 4 \text{ m}^2$  es de 1.5% y para las losas de  $3 \times 3 \text{ m}^2$  es de 3.2%. Frente a estos resultados se puede afirmar que las dos metodologías usadas para hallar las tensiones máximas de flexotracción devuelven resultados muy similares.

### **Pavimento de hormigón permeable**

Al sustituir en el modelo el hormigón convencional por hormigón permeable se obtuvieron tensiones máximas de flexotracción de 3.00 MPa. Existe una disminución del 9.9% en las tensiones máximas en comparación con las obtenidas para las losas de 4 x 4 m<sup>2</sup> de hormigón convencional. Se determinó que no se desarrollarán tensiones internas en el pavimento debido a su peso propio. Esto indica que la disminución de tensiones no se produjo por diferencia de peso propio entre hormigón convencional y permeable, sino que se debe principalmente a la reducción de rigidez en el material. El módulo elástico del hormigón permeable es un 51.1% menor que el del hormigón convencional.

Esta disminución de tensiones se da de acuerdo con lo especificado en el apartado (c) de la sección 2.10.1. Al cambiar el material a hormigón permeable se disminuyó su rigidez, pero la rigidez del suelo se mantuvo constante. Esto implica una disminución del radio de rigidez  $l$  entre suelo y pavimento, y por consiguiente una disminución de tensiones normales máximas desarrolladas en el hormigón.

El hecho de tener una reducción de tensiones en el modelo al sustituir el material implica que se puede utilizar la norma ACI-330 para realizar el diseño mecánico de un pavimento de hormigón permeable. Dicha norma supone el material del pavimento fijo de hormigón convencional. Si se realiza el diseño del pavimento con la misma, se está diseñando para unas tensiones mayores (3.28MPa) que las que realmente se desarrollan en el pavimento (3.00 MPa) si es de hormigón permeable.

### **Análisis de variación de rigidez relativa Hormigón-Suelo**

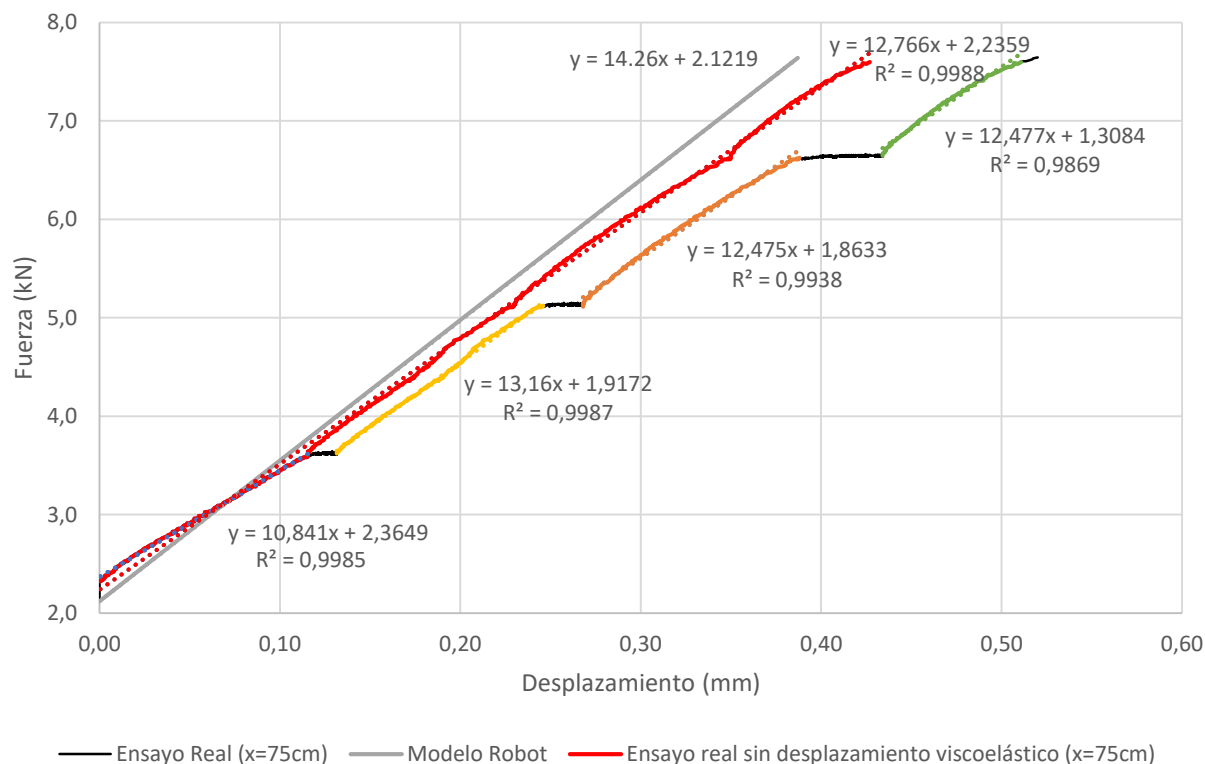
Buscando mantener la relación de rigideces entre el suelo y el hormigón ( $E/k$ ), se modificó el módulo de balasto del suelo en el modelo, pasando de 40.7 MPa/m a 19.9 MPa/m. De esta forma, el radio de rigidez relativa se mantuvo fijo y se comparan las tensiones máximas de flexotracción desarrolladas en los pavimentos de diferente material. La máxima tensión normal de flexotracción obtenida para hormigón permeable en este caso resultó 3.27 MPa. La diferencia relativa con el resultado de hormigón convencional (3.33 MPa) fue de 1.5%. Con este resultado se puede afirmar que la principal diferencia en el comportamiento de los pavimentos de hormigón rígido y permeable es la relación de rigideces entre el hormigón y la base sobre la cual se encuentra apoyado.

### **4.3.3 Viga sobre fundación elástica**

#### **Comportamiento Carga-Desplazamiento**

En la Figura 41 se presentan las curvas de carga-desplazamientos obtenidas en la sección central en el ensayo experimental y en el modelo computacional. Además, se incluye la curva experimental descontando desplazamientos viscoelásticos. Se agregan las líneas de tendencia para los resultados experimentales. Se compararon los desplazamientos para el segundo ciclo de carga y los desplazamientos se tomaron relativos a los de dicho escalón. Se destaca que como el segundo ciclo de carga comienza a partir de la fuerza 2.12kN el término independiente de las regresiones lineales se asemeja a este valor y no es nulo.





**Figura 41 – Comparación de comportamiento Fuerza-Desplazamiento para modelo computacional y ensayo experimental.**

Como el modelo de viga sobre fundación elástica es lineal, la curva Fuerza-Desplazamiento obtenida es una recta. Para la curva obtenida por los LVDT en la sección central, se realizó una división entre escalones de carga y se obtuvo la recta que mejor se ajustaba a la curva en cada escalón.

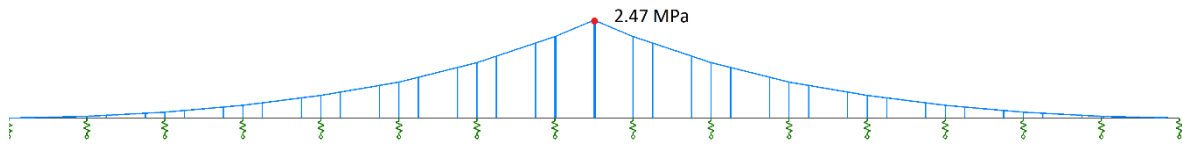
Se observó que la goma siguió deformándose a pesar de que la carga se mantuvo constante debido al comportamiento viscoelástico de la goma soporte. La curva experimental obtenida descontando el desplazamiento viscoelástico es aproximadamente lineal ( $R^2 = 0.99$ ). Además, la pendiente de la línea de tendencia de los resultados obtenidos es menor a la del modelo computacional, con una diferencia relativa de 11.7%. El comportamiento es menos rígido en el ensayo experimental y se atribuye a la variación del comportamiento de la goma para diferentes niveles de carga.

El desplazamiento máximo alcanzado en el modelo computacional para la carga de rotura fue 0.387 mm, mientras que en el ensayo experimental el mismo fue 0.417 mm. La diferencia relativa entre ambos fue de 7.8%. Para la comparación se restó el desplazamiento viscoelástico (0.103 mm) al desplazamiento total obtenido en el ensayo experimental (0.520 mm).

### Análisis de la carga de rotura de la viga

Se aumentó la carga hasta que las tensiones máximas de flexotracción en la sección central alcanzaron la tensión máxima que soporta la viga. La tensión resistente de la viga se estimó a partir de los ensayos de compresión de las probetas con la Ecuación (1) y vale 2.47 MPa. Se consideró que la carga que ocasiona este valor de tensión en el modelo es la carga teórica de rotura de la viga.

La viga rompió para una carga menor a la esperada. La carga teórica de rotura fue de aproximadamente 9.13 kN, mientras que la rotura en el ensayo ocurrió a los 7.64 kN. Existe una diferencia relativa de 16% entre ambos valores. En la Figura 42 se puede observar el estado tensional de la viga para la carga de 9.13 kN, con la tensión máxima de tracción por flexión alcanzando el valor de 2.47 MPa.



**Figura 42 - Distribución de tensiones normales de viga sobre fundación elástica.**

En la etapa experimental se obtuvo una variabilidad de valores de resistencia a compresión de 11.9% (1.62 MPa). Esto se podría traducir a 0.6 MPa de variación en resistencia a flexión por tracción usando la Ecuación (1), por lo que esta última podría llegar a ser, en el peor de los casos, de 1.87 MPa. La carga que produjo dicha tensión en el modelo fue de 7.3 kN, por lo que a partir de dicha variabilidad puede explicarse la diferencia obtenida entre cargas de rotura.

## 5. Diseño de pavimento para estacionamiento

### 5.1 Introducción

Se decidió realizar el diseño del estacionamiento Suroeste del Bloque Central de la facultad de Ingeniería indicado en la Figura 43 (en rojo se recuadra el sector en donde se proyecta el mismo). Actualmente el estacionamiento existe, y está constituido por tosca compactada. Es usual que ante eventos de precipitaciones extremas se generen zonas de acumulación de agua, las cuales dificultan y entorpecen el flujo vehicular. Comúnmente es utilizado por vehículos de bajo porte como por ejemplo autos, camionetas, motos y bicicletas. Ocasionalmente camiones de tamaño medio y pequeño ingresan para realizar tareas de carga y descarga, aunque se observó que los tipos de vehículos en general no superan las 12 toneladas por eje.



Figura 43 - Vista satelital de la Facultad de Ingeniería. (fuente: IDEUY).

### 5.2 Metodología

Una vez establecido el espacio físico donde se estudió la implementación del pavimento, se realizó un estudio de solicitaciones sobre la estructura teniendo en cuenta no solo la resistencia a corto plazo de la estructura sino también aspectos como el deterioro por fatiga. Este fenómeno ocurre en el pavimento por estar sometido a cargas cíclicas, y se detalla en el Anexo 8.3.3.

El reporte ACI-522-R (American Concrete Institute, 2010) menciona que, a pesar de no existir un procedimiento específico para el diseño de pavimentos de hormigón permeable, puede ser válido utilizar la norma para el diseño de pavimentos para estacionamientos de hormigón convencional. El diseño utiliza ábacos que tienen en cuenta el espesor de las capas que conforman el pavimento y su capacidad de soporte (caracterizada por el coeficiente de balasto), además de la carga de diseño considerada. Los ábacos de diseño se encuentran en el anexo de la norma de diseño de pavimentos de hormigón ACI-330 (ACI 330R-08, 2008) y se adjuntan en el Apéndice 9.1. A partir de los resultados obtenidos en la etapa de modelado numérico se realizó el diseño del pavimento utilizando este método.

En el Anexo 8.3 se realizó una descripción general de las características de las estructuras viales, sus componentes y las distintas variables que afectan su diseño.

#### 5.2.1 Consideraciones para el diseño

Se consideraron camiones medios de un eje simple de 11.8 ton (23.6 kip) y un eje simple de 4.2 ton (8.4kips). La vida útil de diseño del pavimento se tomó de 15 años y se consideró que el pavimento tiene una base de gravillín, ya que es un material de granulometría gruesa que no presenta problemas

para drenar el agua que llega desde el hormigón permeable. El funcionamiento hidráulico del pavimento se basa en que el agua puede drenar a través del hormigón permeable y también a través del gravillín, lo que hace que el agua pueda filtrarse a la subrasante del lugar. En caso de que el terreno del lugar se sature de agua (gran volumen de precipitaciones), tanto el gravillín como el hormigón permeable pueden funcionar como un reservorio de agua.

Se estimó que el paquete estructural del pavimento (incluyendo la base) tiene un módulo de reacción de 40 MPa/m (147.5 pci). Este es un valor medio usual de módulo de reacción en bases de pavimentos.

Considerando 1 camión por día durante 15 años, se obtuvieron 5475 repeticiones. Se consideró un módulo de rotura  $MR = 2.44 \text{ MPa}$  (355 psi) y una altura de hormigón permeable de 20 cm (8 in). El módulo de rotura utilizado se tomó de los resultados obtenidos a partir de la caracterización del material en la etapa de desarrollo experimental.

En general, se recomienda que los paños sean cuadrados, o rectangulares con diferencia entre lados menor al 25% respecto al lado mayor. Para facilitar el proceso constructivo, las juntas de contracción cumplirán también el rol de juntas de expansión, debiendo ser rellenadas con una mezcla bituminosa expansible que las protege (American Concrete Institute, 2010).

## 5.3 Resultados y análisis

### 5.3.1 Diseño del pavimento

Utilizando el ábaco para vehículos de un eje presentado en la Figura 50 del Apéndice 9.1 se obtuvo que el pavimento debe poder soportar un esfuerzo de 1.5 MPa (tensiones normales de flexotracción). Comparando este valor con el módulo de rotura del material  $MR$  (2.44 MPa) resultó que el material es capaz de soportar la carga máxima de diseño para el espesor definido.

Realizando el cociente entre las máximas tensiones normales de flexotracción y el módulo de rotura se obtuvo un grado de esfuerzo en el pavimento del 62%. Con este valor se ingresó al gráfico de fatiga proporcionado por la norma (Apéndice 9.1), con el cual se determinó que el pavimento puede soportar 9000 repeticiones de carga máxima aproximadamente. El porcentaje de fatiga utilizada luego de los 15 años alcanza el 60.8% cumpliendo con el criterio de diseño presentado en la Sección 2.10.3. Con estos dos resultados se verificó que el pavimento cumple con los requerimientos de diseño dispuestos por la norma.

La diferencia entre el módulo de rotura del material y las tensiones máximas que debe soportar el material es de casi 1 MPa. Este valor puede parecer demasiado conservador, por lo que el espesor del pavimento podría ser menor que 20 cm. Por otro lado, la norma de Brasil para pavimentos permeables (ABNT NBR 16416, 2015) establece que un pavimento de hormigón permeable debe tener un  $MR$  mínimo de 2 MPa. Si se considera un valor mínimo requerido de 2 MPa de resistencia en el pavimento, la diferencia obtenida puede considerarse despreciable a los efectos del estudio.

### 5.3.2 Análisis de costos

Se consideraron dos soluciones de pavimentos tradicionales. Por un lado, se consideró un paquete estructural rígido conformado por una capa base de 15 cm de tosca cemento y una capa de rodadura de 15 cm de hormigón convencional. Este último debe tener una resistencia a la compresión de al menos 26 MPa a los 28 días. Por otro lado, se consideró un pavimento flexible, conformado por una capa base de 15 cm de tosca cemento y 10 cm de carpeta asfáltica de rodadura. En ambas soluciones se consideró la capa base de tosca cemento debido a que es la solución más utilizada para pavimentos en el país.

Para determinar un costo por metro cúbico de hormigón permeable, se consideraron los costos de cada material y un costo extra teniendo en cuenta la mano de obra y maquinaria requerida para la elaboración del material (ver Tabla 17). La superficie por cubrir se estima en 850 m<sup>2</sup>.

A partir de dichos valores, y junto con las características del cemento y el agregado, se calcularon los costos para la dosificación 1, presentados en la Tabla 18. El presupuesto unitario necesario para cada

solución se presenta en la Tabla 19, mientras que el presupuesto para la superficie de 850 m<sup>2</sup> estudiada se detalla en la Tabla 20.

Tabla 17 - Costo de cada uno de los componentes.

Material	Cemento [\$/ton]	Piedra Partida [\$/m <sup>3</sup> ]	Costo de Planta [\$/m <sup>3</sup> ]	Hormigón C20 [\$/m <sup>3</sup> ]
Costo	5650	1200	250	4538

Tabla 18 - Costo asociado a la dosificación 1.

Cantidad de material [kg/m <sup>3</sup> ]		Hormigón permeable [\$ /m <sup>3</sup> ]
Piedra partida	1489	727
Cemento	365	2.062
Agua	124	0 (Se extrae de pozo)

Tabla 19 - Costo unitario por metro cúbico para cada solución particular.

	Costo [\$]
Tosca cemento con desmonte incluido	2.200
Carpeta Asfáltica de 5 cm de espesor	380
Hormigón C20 para pavimentos	4.537,5
Colocación y suministro de gravillín	1.100
Hormigón permeable	2.760
Costos de planta en la elaboración	250

Tabla 20 - Costo de cada solución para cubrir los 850 m<sup>2</sup> del estacionamiento.

	15 cm de Tosca Cemento	20 cm de Gravillín	15 cm de Hormigón convencional	10 cm de Mezcla Asfáltica	20 cm de Hormigón permeable	Costo Total de la Solución
Hormigón Convencional	\$280.500	-	\$ 578.531	-	-	<b>\$859.031</b>
Carpeta Asfáltica	\$280.500	-	-	\$32.300	-	<b>\$312.800</b>
Hormigón Permeable	-	\$187.000	-	-	\$511.700	<b>\$698.700</b>

En ningún caso se consideró el costo asociado al transporte, ya que influye de la misma manera para todos los casos. Los costos de transporte se estiman en unos 660 \$/m<sup>3</sup> incluyendo el chofer. Este valor aplica para los casos de hormigón convencional y hormigón permeable, aunque podría variar para el caso de carpeta asfáltica. El dato de \$/m<sup>3</sup> de transporte fue proporcionado por Cementos Artigas.

Se observó una ventaja económica del hormigón permeable respecto al hormigón convencional. Este último es aproximadamente 1.2 veces más costoso que el hormigón permeable. De todas formas, podría tratarse de reducir el costo de la solución de convencional reduciendo el espesor del hormigón a 10 o 12 cm. Comparando los valores de las bases, el  $\$/m^3$  de la tosca cemento es mayor respecto al  $\$/m^3$  del gravillín. Esto se debe a la presencia de cemento en la tosca-cemento.

Comparando con la solución de carpeta asfáltica, se observó que, debido al bajo costo de la carpeta, la misma resulta más económica que el hormigón permeable. Este paquete presenta un costo de aproximadamente el 45% del de una solución con hormigón permeable.

El estudio realizado tiene en cuenta principalmente la inversión inicial requerida para cada solución. Los pavimentos rígidos de hormigón suelen ser mucho más durables que un pavimento flexible de asfalto, lo que prolonga mucho la vida útil de un proyecto y compensa los costos asociados a cada solución. Por otra parte, un pavimento de hormigón permeable requiere un mantenimiento mayor que las soluciones de pavimentos convencionales, ya que se deben tener en cuenta los aspectos hidráulicos del mismo. Además de esto, para el diseño de hormigón convencional y el de carpeta asfáltica se debe considerar estructuras para desaguar los pluviales como bocas de tormenta y tuberías. Estas no fueron contempladas en los costos, lo que constituye un punto a favor extra para el hormigón permeable ya que no requiere de este tipo de estructuras.

Se considera que la solución óptima entre las presentadas es la del pavimento de hormigón permeable, debido que es la única que cumple con el objetivo planteado en cuanto a las consideraciones ambientales.

## 6. Conclusiones

### 6.1 Desarrollo experimental

A lo largo de esta investigación se logró el objetivo principal al obtener una dosificación (dosificación 1) cuya utilización produzca una mezcla de material adecuado para proyectar pavimentos de hormigón permeable. Se logró desarrollar un material cuya resistencia a compresión media es 13.6 MPa. Esto se traduce en una resistencia a flexotracción estimada de 2.47 MPa, superando el valor de referencia mínimo de 2 MPa, requerido por la norma de Brasil NBR 16414 para proyectar pavimentos de hormigón permeable.

El valor de resistencia a la flexotracción se pudo estimar gracias a la realización de ensayos de flexión en vigas normalizadas de hormigón permeable. Los mismos permitieron obtener valores directos de resistencia máxima de cada probeta. Más importante aún, a través de los resultados obtenidos se pudo validar la relación entre resistencia máxima a compresión y flexotracción indicada en la recomendación ACI 522-R.

Se alcanzó esta resistencia, sin dejar de tener en cuenta el funcionamiento hidráulico del material. El coeficiente de permeabilidad medio entre las diferentes mezclas resultó ser de 0.71 cm/s. Si se compara con la norma de Brasil NBR 16414, la misma requiere un coeficiente permeabilidad mínima en ensayos de carga constante de 0.1 cm/s. Si se tiene en cuenta que la desviación estándar obtenida es de 0.22 cm/s, aún se está por sobre este valor mínimo.

Con este último análisis se concluye que, si bien la mezcla cumplió con las expectativas en cuanto a valores de permeabilidad y resistencia, aún existe un margen para mejorarla. Es factible modificar los parámetros de la dosificación para aumentar la resistencia a la compresión y reducir la permeabilidad de acuerdo con los requerimientos de un proyecto. Esto se podría lograr, por ejemplo, utilizando un agregado de granulometría menor que disminuya el contenido de vacíos de la mezcla. Se generaría una menor permeabilidad y mayor resistencia a la compresión.

Es importante destacar la variabilidad de los resultados obtenidos para las diferentes mezclas. En particular la resistencia a compresión y el coeficiente de permeabilidad presentaron un coeficiente de variación de 10% y 20% respectivamente.

Finalmente se realizó un ensayo de viga sobre fundación elástica, obteniendo resultados de desplazamientos a través de comparadores y LVDT. Se compararon con resultados de un modelo computacional. La rotura se dio por flexotracción generándose una fisura en la totalidad de la sección central de la viga, tal como se esperaba.

### 6.2 Análisis numérico

#### 6.2.1 Ensayo de viga a flexión

Se logró desarrollar un primer modelo computacional del ensayo de flexión que simula el comportamiento experimental del material de forma correcta, obteniendo desplazamientos similares. Luego se calcularon las tensiones del ensayo experimental a través de un modelo teórico de viga en flexión y se compararon con el modelo computacional. Dichos valores de tensiones también resultaron similares. La verificación de este análisis permite seguir profundizando en lo que refiere a nuevos ensayos en hormigón permeable, como puede ser analizar una losa sobre fundación elástica realizando modelos computacionales que simulen modelos más complejos.

#### 6.2.2 Pavimento de estacionamiento

Se realizó un estudio cualitativo y cuantitativo de la variación de tensiones máximas de flexotracción generadas en pavimentos de hormigón convencional. Para paños de dos tamaños diferentes dicha variación resultó ser relativamente pequeña. Se observó un incremento de 2.1 % en las tensiones máximas generadas por una descarga en el borde del paño al aumentar sus dimensiones en un 33 %.

Esto permite independizar los resultados del estudio del tamaño del paño en cuestión. En estacionamientos no es usual la presencia de paños de losa menores que los considerados en el análisis.

Se logró realizar un modelo que simula de forma correcta las condiciones del método de diseño estructural de la PCA. La diferencia relativa de tensión máxima obtenida entre el modelo de hormigón convencional y el método de diseño de la norma ACI-330 es pequeña, teniendo un error relativo máximo de 3.6 %. Esto permitió sustituir en el modelo el material (hormigón convencional por hormigón permeable) ya que se verificó que ambas metodologías están realizando el mismo procedimiento. Se concluyó que, manteniendo el resto de los parámetros fijos, las tensiones máximas disminuyen un 10 % al disminuir la rigidez del hormigón (pasando de convencional a permeable). Este comportamiento es coherente con la teoría desarrollada por Westergaard para tensiones generadas en losas de pavimentos rígidos (Westergaard, 1949).

Se verificó que la reducción de tensiones que se genera al sustituir el material en el modelo depende del *radio de rigidez relativa* entre hormigón y base de soporte. Al mantener fijo el radio de rigidez original, la diferencia relativa de tensiones entre hormigón convencional y permeable es despreciable. Esto permite concluir que esta relación es un factor importante para el desarrollo de tensiones en pavimentos rígidos, e influye consecuentemente en diseños de hormigón permeable.

Frente a los resultados globales obtenidos en el modelo computacional, se determinó que la utilización de la norma ACI-330 para realizar el diseño estructural de un pavimento de hormigón permeable es viable. Teniendo en cuenta que los resultados obtenidos indican una disminución de tensiones máximas ocasionadas en el pavimento permeable respecto al convencional, no habría problema en dimensionar el espesor de un pavimento de hormigón permeable a partir del mismo. Al tener tensiones menores, el diseño está del lado de la seguridad. Esto es una ventaja ya que el hormigón permeable está en una fase temprana de desarrollo y esto repercute en la variabilidad de los resultados experimentales. En principio se puede pensar que se está desperdiciando material, pero es recomendable tener un margen de seguridad mayor a la hora de realizar el proyecto de un pavimento.

### **6.2.3 Viga sobre fundación elástica**

Se realizó un modelo computacional lineal de viga sobre fundación elástica para comparar con los resultados del ensayo de viga sobre fundación elástica. Primero se comparó el comportamiento de Carga-Desplazamiento para un ciclo de carga realizado en el ensayo experimental, obteniéndose resultados similares entre ambos modelos. La pendiente de la curva de Carga-Desplazamiento en el modelo computacional es muy similar a la obtenida en el ensayo experimental para el mismo rango de cargas aplicadas con una diferencia entre pendientes de 11.7 %. A su vez, la diferencia relativa entre los desplazamientos máximos obtenidos para dicho rango de carga resultó menor a un 8 %.

En función del modelo realizado, se pudo predecir la carga de rotura de la viga con una diferencia relativa de 16 %. Esto se logró a través de un estudio de tensiones normales generadas en la viga para diferentes cargas. Se halló la carga que genera las tensiones de rotura de flexotracción en la viga y se comparó con la carga de rotura real en el ensayo. La diferencia obtenida es mayor de lo esperada, pero se encuentra dentro de la variabilidad posible para resistencias mecánicas obtenidas en la etapa experimental.

A partir de estos resultados se puede confirmar la posibilidad de realizar modelos computacionales de piezas de hormigón permeable que simulen el comportamiento real, trabajando sobre apoyos elásticos. De esta forma es posible realizar el diseño de piezas de hormigón permeable sin tener que analizar experimentalmente el comportamiento de un elemento en particular.



## 6.3 Diseño de pavimento para estacionamiento

Se logró realizar el diseño estructural de un pavimento para estacionamiento con hormigón permeable a través del método de diseño proporcionado por la norma ACI 330 (ACI 330R-08, 2008), cuya validez fue verificada en este trabajo de investigación. El pavimento cumplió con los requerimientos de resistencia especificados por el método establecido por la norma para las hipótesis consideradas.

Los parámetros de resistencia utilizados para el hormigón permeable en el pavimento diseñado fueron obtenidos en la etapa experimental. Esto significa que la mezcla desarrollada en dicha etapa es válida para ser utilizada en proyectos de esta índole. El pavimento considerado fue diseñado para soportar camiones de peso medio (11.8 ton en su eje de carga) y con una vida útil estimada de 15 años. La superficie para abarcar fue de 850 m<sup>2</sup> (estacionamiento Suroeste de la Facultad de Ingeniería).

Se realizó un estudio comparativo de costos de material para diferentes soluciones tradicionales para estacionamientos. El mismo reflejó una ventaja para la solución de hormigón permeable respecto al hormigón convencional, pero resultando más costoso que una solución de asfalto. No se tuvieron en cuenta los aspectos de mantenimiento asociados a la vida útil de cada pavimento.

## 6.4 Trabajos futuros

En cuanto a la etapa experimental se considera importante la posibilidad de realizar y caracterizar una mayor cantidad de dosificaciones, variando cantidades de material y evaluando cambios en el comportamiento del material. Se puede evaluar la posibilidad de añadir agregado fino en la mezcla para reducir el contenido de vacíos de la misma e incrementar la resistencia del material.

Luego de los resultados obtenidos en la dosificación 2, en donde no se logró realizar una mezcla con buena trabajabilidad, se recomienda considerar la opción de realizar mezclas con aditivo superplastificante. Esto permitiría trabajar con mezclas que tengan una baja relación a/c, práctica usual en mezclas de hormigón permeable.

A partir de las variaciones obtenidas en la etapa experimental, se considera prudente realizar una caracterización granulométrica de los agregados a utilizar en cada mezcla. La misma es importante en el comportamiento del material, ya que es un factor determinante en la resistencia a compresión y la permeabilidad e incluso puede reducir la dispersión de los resultados obtenidos.

Para medir la permeabilidad del material se utilizó el ensayo de carga variable. Algunos estudios mencionan que los valores de permeabilidad obtenidos mediante este método están fuertemente influenciados por la altura de la columna inicial utilizada. Es por esto que en etapas futuras se podría estudiar la permeabilidad del material mediante un ensayo de carga constante. Se busca con esto disminuir la variabilidad de las mediciones de permeabilidad.

En este trabajo de investigación se realizaron únicamente 4 ensayos de flexión de vigas. Para efectivamente verificar que la relación entre resistencia a compresión y resistencia a tracción por flexión para el hormigón convencional es válida en hormigón permeable, deberían ensayarse más muestras.

Se considera de suma importancia la posibilidad de realizar un paño de losa apoyado sobre un suelo que simule las condiciones reales de un pavimento. De esta forma se podría evaluar el comportamiento hidráulico del pavimento in situ, considerando el trabajo en conjunto del paquete estructural.

Por último, para poder implementar el material en el mercado es necesario estudiar la viabilidad de implementación del mismo en cuanto a procesos constructivos. Procesos como la elaboración, transporte, colocación, compactación, alisado y curado del material deben ser estudiados y ensayados apropiadamente. Además, realizar un estudio de los costos asociados a estos procesos es fundamental.

Más allá de los logros obtenidos durante nuestro año de investigación consideramos fundamental la difusión de este nuevo material a través de cualquiera de los medios posibles para que tanto las empresas

privadas como los entes públicos se informen acerca de este nuevo material y lo consideren para proyectos futuros.

## 7. Bibliografía

- ABNT NBR 16416. (2015). *Pavimentos permeáveis de concreto- Requisitos e procedimentos*. Av. Treze de Maio, 13-28º andar, Rio de Janeiro.
- Abo Elnaga. (2014). *Using of finite element in developing a new method for rigid pavement analysis*. Kafr El-Sheikh, EGYPT.
- ACI 330R-08. (2008). *Guide for Design and Construction of Concrete Parking Lots*. Farmington Hills, MI 48331.
- Alaica, Dolatabadi, Sucic & Shehata. (2010). Optimizing the strength and permeability of pervious concrete. *PERMEABLE PAVEMENT DESIGN AND TECHNOLOGY SESSION* (pág. 20). HALIFAX, NOVA SCOTIA: TRANSPORTATION ASSOCIATION OF CANADA.
- American Concrete Institute. (2010). *ACI 522R-10 - Report on Pervious Concrete*. Farmington Hills, MI 48331.
- ASTM C127-04. (2004). *Método de ensayo normalizado para determinar la densidad, la densidad relativa (gravedad específica), y la absorción de agregados gruesos*. West Conshohocken, Pennsylvania: American Society for Testing and Materials.
- ASTM C1688 / C1688M-14a. (2014). *Standard Test Method for Density and Void Content of Freshly Mixed Pervious Concrete*. West Conshohocken, Pennsylvania: American Society for Testing and Materials.
- ASTM C192/C192M - 18. (2018). *Práctica Normalizada para Preparación y Curado de Especímenes de Concreto para Ensayo en Laboratorio*. West Conshohocken, Pennsylvania: American Society for Testing and Materials.
- ASTM C39/C39M - 18. (2018). *Método de Ensayo Normalizado para Resistencia a la Compresión de Especímenes Cilíndricos de Concreto*. West Conshohocken, Pennsylvania: American Society for Testing and Materials.
- ASTM C78-02. (2002). *Método de ensayo normalizado para la determinación de la resistencia a la flexión del concreto*. West Conshohocken, Pennsylvania: American Society for Testing and Materials.
- ASTM, C.-9. (2004). *Estándar Método de ensayo para medir el contenido total de humedad en agregados mediante secado*. West Conshohocken, Pennsylvania: American Society for Testing and Materials.
- Autodesk Robot Structural. (12 de JANUARY de 2015). *Description of the Algorithm of Calculating the Value of the K Equivalent Coefficient - Robot Structural Analysis Professional Manual*. Obtenido de ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PRODUCTS: <https://knowledge.autodesk.com/support/robot-structural-analysis-products/learn-explore/caas/CloudHelp/cloudhelp/2015/ENU/Robot/files/GUID-797045CF-F656-4635-A467-848A57314256-htm.html>
- Calo, D., Souza, E., & Marcolini, E. (2014). *Manual de Diseño y Construcción de Pavimentos de Hormigón*. Ciudad Autónoma de Buenos Aires: Manual de Diseño y Construcción de Pavimentos de Hormigón.
- Chu, L., Fwa, T. F., & Tan, K. H. (2017). *Laboratory Evaluation of Sound Absorption Characteristics of Pervious Concrete Pavement Materials*. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board.
- Costa, Florenzi, Haselbach & Silva Filho. (2018). *Best practices for pervious concrete mix design and laboratory tests*. Porto Alegre: IBRACON.

- Huang. (2003). *Pavement analysis and design*. Englewood Cliffs: Prentice Hall.
- Lamond, Bloch & Jha. (2012). *Cities and Flooding : A Guide to Integrated Urban Flood Risk Management for the 21st Century*. Whasintong, D.C.: World Bank.
- Mahesh & Lavanya. (2003). Experimental Study of Pervious Concrete in Pavements. En G. J. Jing Yang, *Cement and Concrete Research* (págs. 299-462). Ámsterdam: Elsevier.
- Montoya, J., Meseguer, G., & Cabré, M. (2000). *Hormigón Armado. 14ª Edición*. Barcelona: Gustavo Gili.
- Neamitha & Supraja. (2003). Influence of Water Cement Ratio and The Size of Aggregate on. En M. D. Amir Elsharief, *Cement and Concrete Research* (págs. 1837-1849). Ámsterdam: Elsevier.
- NLT-357/98. (1998). *Ensayo de placa de carga*. Madrid: Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas.
- Reeves & Martin. (1989). *Structural condition of Wimpey no-fines low-rise dwellings*. Bracknell: BRE.
- Revati & Elango. (2017). Fal-G Binder Pervious Concrete. En V. R. K.S. Elango, *Construction and Building Materials* (págs. 91-99). Ámsterdam: Elsevier.
- Schaefer. (2002). *Mechanical Properties of Rubber*.
- Subdirección de Pavimentación y Obras Viales de Chile. (2019). *"Manual de Obras de Vialidad, Pavimentación y Aguas Lluvias"*.
- Tennis, Leming & Akers. (2004). *Pervious Concrete Pavements*. Skokie, Illinois: Portland Cement Association.
- Westergaard, H. M. (1949). *New Formulas for Stresses in Concrete Pavements of Airfields*. Cambridge, MA: Harvard University.

## 8. Anexo

### 8.1 Estimación del módulo de Young a partir de ensayos de flexión

Para cada viga de las mezclas E y F se obtuvieron los datos de fuerza aplicada por la prensa y desplazamientos medidos por los LVDT (Uno a cada lado de la sección central). Se promediaron los valores de desplazamiento y se graficó la fuerza aplicada en función del desplazamiento. En la Figura 44 se presenta la gráfica obtenida para una de las vigas en el ensayo de flexión.

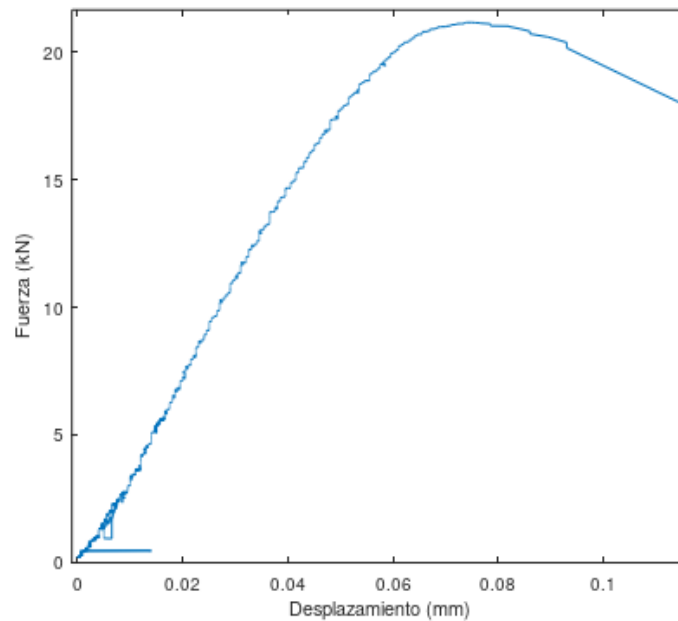
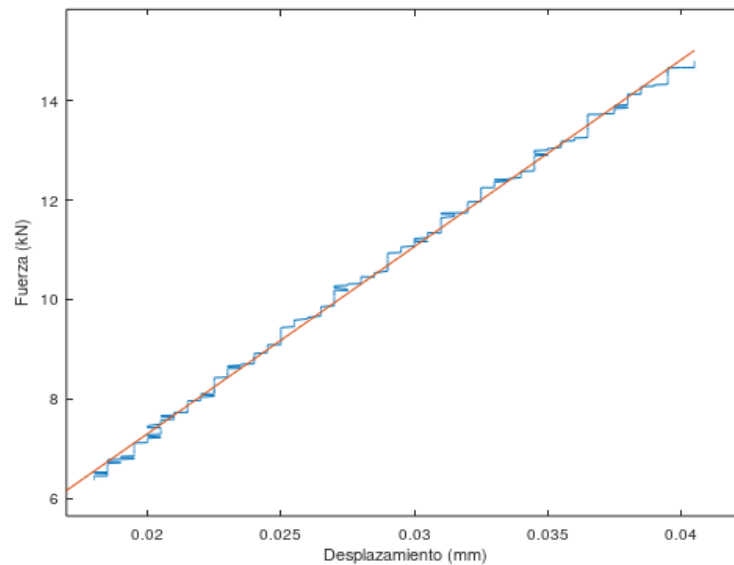


Figura 44 - Fuerza en función de desplazamiento para la probeta E4.

Se estimó el módulo de Young  $E$  a partir de la pendiente del gráfico de la Figura 44. Para ello se eliminan los valores iniciales y finales de este y, suponiendo válida la teoría de viga de Bernoulli, se calculó el módulo de Young.

Para establecer un criterio general se calculó la pendiente utilizando los datos correspondientes al intervalo entre el 30% y 70% de la fuerza máxima de cada ensayo, asegurando estar en el tramo aproximadamente lineal. Se descartaron los datos iniciales debido a las imperfecciones que ocurren debido al acomodamiento de la prensa, y los valores próximos a la fuerza máxima para no entrar en el tramo de fluencia. Una vez reducido el intervalo de datos se aproximó el comportamiento con una recta ajustada por mínimos cuadrados que se puede ver en la Figura 45.



**Figura 45 - Aproximación lineal por mínimos cuadrados**

Utilizando la pendiente de esta recta se estimó el módulo de Young del material para cada viga ensayada utilizando la Ecuación (1) que surge a partir de la hipótesis de viga de Bernoulli:

$$E = \frac{F}{\delta} \frac{a}{I} (3L^2 - 4a^2) \quad (9)$$

donde  $F/\delta$  es la pendiente del gráfico,  $a$  es la distancia entre el apoyo y la introducción de carga ( $a = 15$  cm),  $I$  la inercia de la sección y  $L$  es vano central.

## 8.2 Caracterización de gomas para ensayo de viga sobre fundación elástica

El objetivo del ensayo fue estudiar el comportamiento experimental de las planchas de goma, y a partir de los resultados proporcionados por la prensa, estimar un módulo de deformación longitudinal de las planchas trabajando a compresión. Este parámetro se puede usar como parámetro para modelar el apoyo de la goma como si fuese un resorte. El procedimiento utilizado para determinar el coeficiente de rigidez  $kr$  del resorte se detalla más adelante.

Las gomas para ensayar consistieron en 2 planchas cuadradas de 15 x 10 cm de sección, una encima de otra. La sección fue elegida debido a que el modelo de viga sobre fundación elástica se realiza para una viga de 1.5 m de largo por 15 cm de ancho, con 16 resortes debajo. Cada resorte equivale entonces a una sección de goma de 15 x 10 cm. A medida que aumentaba la carga en la prensa, se midieron los desplazamientos con 2 LVDT dispuestos de forma simétrica con respecto al centro de las planchas de goma. El ensayo fue realizado a la misma velocidad media de carga que para el ensayo de viga sobre fundación elástica (5 N/s).

Los resultados obtenidos en el ensayo se presentan en la Figura 46, en donde se presenta el valor medio de las lecturas de desplazamientos de los LVDT. En la gráfica ya se encuentra la conversión de fuerza a tensión y desplazamiento a deformación.

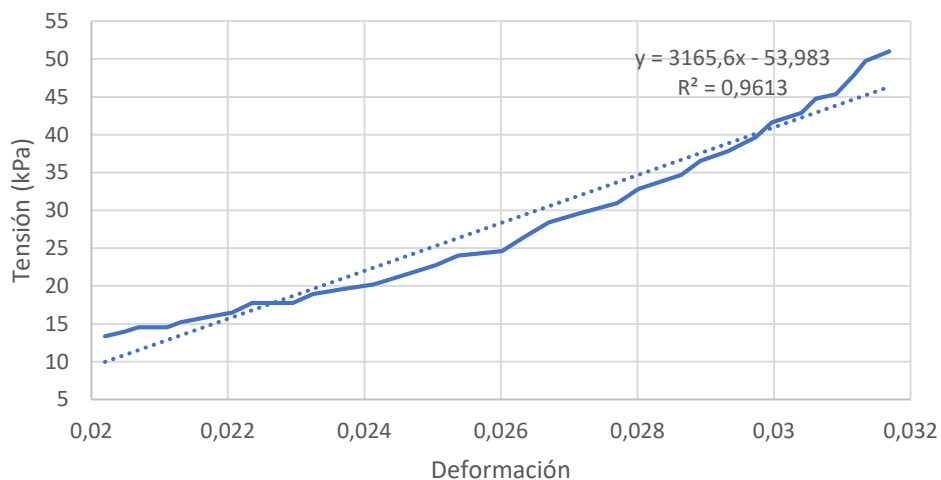


**Figura 46 - Gráfica de tensión-deformación de la goma caracterizada.**

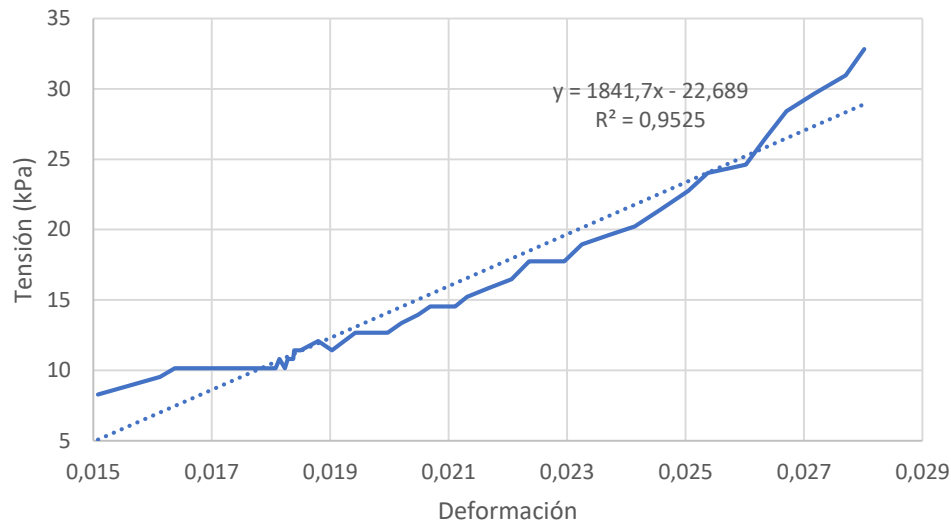
El ensayo de viga sobre fundación elástica fue comparado con el modelo computacional entre el rango de cargas de 2.12 kN hasta 7.64 kN. Entre esos valores de carga se estimó el rango de tensiones de compresión de cada resorte bajo la viga de fundación. Debido al comportamiento observado en la Figura 46 la rigidez de cada resorte depende de los valores de tensión en los que esté trabajando.

Para hallar el valor de  $k$ , se realizó una iteración suponiendo que la distribución de carga en la viga sobre fundación elástica es uniforme, hallando un rango de tensiones inicial (para carga aplicada desde 2.12 a 7.64 kN). Luego se determina un valor de  $E$  usando mínimos cuadrados y calcula un  $k_r$  inicial. Se introduce en el programa y se vuelve a determinar un rango de tensiones de compresión, que ahora ya no será uniforme, sino que se ajusta más a lo que ocurre en realidad.

En la Figura 47 y la Figura 48 se presentan los ajustes por mínimos cuadrados utilizados para hallar el valor final de  $E$ , usado para calcular el coeficiente  $k_r$  de los resortes dispuestos en la base de la viga en el centro y los extremos respectivamente.



**Figura 47 - Ajuste por mínimos cuadrados realizado para hallar el módulo elástico de la goma soporte en la zona central de la viga.**



**Figura 48 - Ajuste por mínimos cuadrados realizado para hallar el módulo elástico de la goma soporte en los extremos de la viga.**

El módulo de deformación  $E$  utilizado es la pendiente de cada recta de ajuste por mínimos cuadrados siendo 3.17 MPa y 1.84 MPa para los resortes de la zona central y en los extremos respectivamente. A partir de dichos valores se obtuvo el coeficiente de rigidez del ‘resorte equivalente’ para poder ingresarlo como soporte de la viga. Para esto se utilizó la ecuación

$$k_r = \frac{EA}{L} \quad (10)$$

siendo  $k_r$  el coeficiente de rigidez del resorte,  $E$  el módulo de deformación longitudinal de la goma,  $A$  el área de la goma y  $L$  el espesor de las planchas superpuestas.

Como la viga tiene 1.5 m de largo y 15 cm de ancho, el apoyo se modeló como si fuesen 16 resortes, en donde cada uno se corresponde con una sección de goma de 10 x 15 cm<sup>2</sup> exceptuando los exteriores que corresponden con una sección de 5 x 15 cm<sup>2</sup>. Dicha área fue la utilizada como valor de  $A$  para calcular  $k_r$ . En cuanto al espesor  $L$  se utiliza 32 mm que es el espesor de las dos gomas superpuestas.

El módulo  $E$  de la goma de soporte varía según la tensión a la que esté trabajando debido a que su comportamiento de Tensión-Deformación no es lineal. Como la carga que llega a la goma no es uniforme a lo largo de la viga, cada resorte debería tener un  $k_r$  diferente que varía según la posición en la que se encuentre. Para simplificar el problema se tomaron dos valores de  $k_r$  para la base de la viga. Para los 60 cm centrales se determinó un valor  $k_{r1}=1485 \text{ kN/m}$ , mientras que para el resto de la viga se determinó  $k_{r2}=862 \text{ kN/m}$ .

## 8.3 Descripción general de estructura viales

Se denomina pavimento al conjunto de capas de material seleccionado que reciben en forma directa las cargas del tránsito y las transmiten a los estratos inferiores en forma disipada, proporcionando una superficie de rodamiento.

### 8.3.1 Capas en un pavimento

El pavimento está conformado comúnmente por 3 o 4 capas de materiales: La subrasante, la subbase, la base y la capa de rodadura, tal como se indica en la Figura 49. La capa inferior es la subrasante, y comúnmente es el terreno del lugar (luego de realizado el desmonte de la capa vegetal y la nivelación). Tiene una baja capacidad de soporte y, salvo en caminería rural, no se utiliza como pavimento propiamente dicho para tránsito de vehículos.



Por encima de esta capa, nos podemos encontrar con 1, 2 o hasta 3 capas intermedias, conocida la que va por encima de la subrasante como subbase, y las que van por encima de esta como base(s) (en caso de ser más de una). Estas capas están caracterizadas, es decir, son seleccionadas como parte del diseño del paquete estructural. Las mismas tienen una granulometría determinada y un valor de CBR<sup>1</sup> que las representa. Para que el paquete estructural trabaje eficientemente, el CBR de las bases debe ir disminuyendo (y con ellos el costo de los materiales) a medida que se acercan a la subrasante.

Por último, nos encontraremos con la capa de rodadura, la cual está en contacto directo con los vehículos. La misma puede ser de diversos materiales, entre los cuales se encuentra el hormigón. Como soporta de forma directa las solicitaciones generadas por el tráfico, tiene que ser la capa más resistente. Por dicha razón, también es la más costosa y la que más afecta el costo del pavimento.

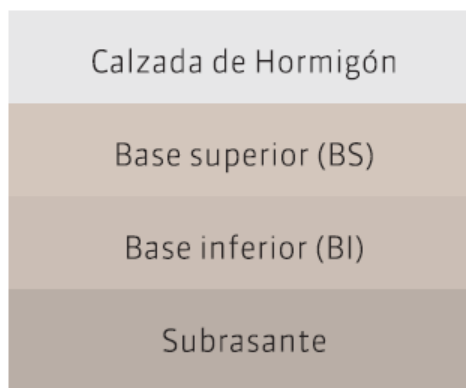


Figura 49 - Estructura de un pavimento rígido (Calo, Souza, & Marcolini, 2014).

### 8.3.2 Tipos de pavimentos

#### Pavimentos flexibles

Los pavimentos flexibles están compuestos principalmente de una carpeta asfáltica, de la base y de la subbase. Presentan un costo inicial menor comparado con el costo del pavimento rígido, pero presentan períodos de vida de entre 10 y 15 años. Además, requiere mantenimiento periódico para poder cumplir con su vida útil.

#### Pavimentos rígidos

Los pavimentos rígidos son los comúnmente conocidos como pavimentos de hormigón, los cuales pueden presentar o no un armado de acero. Los mismos tienen altas rigideces respecto a los pavimentos flexibles traduciéndose en una alta resistencia a flexión. A pesar de que tienen un costo inicial elevado, tienen períodos de vida de entre 20 y 40 años.

El hormigón distribuye las cargas en mayor superficie, por lo que genera presiones y deflexiones bajas en la subrasante. Es por esta razón que los pavimentos rígidos no requieren subrasantes de elevada resistencia. De todas formas, requieren de un apoyo razonablemente uniforme, sin cambios bruscos en la capacidad portante. El diseño de pavimentos de hormigón permeable tiene muchas similitudes con un pavimento de hormigón convencional. Ambos entran en la clasificación de pavimento rígido, porque sufren pequeñas deformaciones previo a la rotura por flexión.

### 8.3.3 Diseño de un pavimento rígido

#### Tipo de estructura a diseñar

El diseño de pavimentos difiere según su destino de uso. No es lo mismo diseñar un pavimento para estacionamiento que para un camino rural, o una ruta nacional. El diseño de un estacionamiento tiene grandes diferencias con lo que es por ejemplo el diseño de una ruta. Los movimientos que realizan los

<sup>1</sup> El CBR es un indicador adimensional de la resistencia (o capacidad soporte) de los materiales.

vehículos en un estacionamiento difieren de los realizados en una carretera. En un estacionamiento se tiene mayor cantidad de maniobras, bajas velocidades, largos períodos de tiempo generando solicitaciones estáticas sobre el paquete estructural.

### **Características del tránsito**

Para poder determinar las solicitaciones a las cuales está sometida el pavimento durante su vida útil, es importante conocer los tipos de vehículos que utilizarán el pavimento, la cantidad de tránsito por el mismo y el volumen diario o total proyectado de vehículos que circularán por dicho estacionamiento. Es claro que las exigencias para una ruta internacional son mayores que las exigencias para una calle vecinal.

### **Subrasante, base y subbase**

La capacidad portante, el espesor y la uniformidad de las capas inferiores al hormigón inciden de forma directa en la resistencia del pavimento. Materiales de mejor calidad y espesores mayores constituyen un mejor “soporte” para el hormigón de la capa de rodadura.

### **Hormigón**

Es el material que recibe de forma directa las cargas provenientes del tráfico. Al utilizar hormigones de elevadas propiedades mecánicas se obtienen pavimentos de mejor calidad. El espesor del hormigón también incide en la capacidad portante del pavimento. Adicionalmente la distribución de las juntas es fundamental para controlar fenómenos de dilatación y retracción. En los hormigones utilizados para estacionamientos, las solicitaciones críticas son aquellas vinculadas a la flexión de las losas. Estas solicitaciones son las que determinan el espesor de la losa.

### **Período de diseño**

La fatiga es el fenómeno por el cual los materiales pierden propiedades mecánicas al someterse a cargas cíclicas variables en el tiempo. La falla se da cuando se generan fisuras por flexión en la zona inferior de la capa. Con el tiempo, estas fisuras se extienden hasta la superficie, dividiendo una superficie en pedazos. Consecuentemente el pavimento se va debilitando y pierde calidad, potenciando una cadena de problemas. El período de uso de un pavimento está determinado por las capas superiores, las cuales sufren fatiga debido a su capacidad de soportar esfuerzos de flexión. En casos de pavimentos para calles de alto tránsito, la fatiga tiene un rol fundamental. Para poder hallar la fatiga se debe tener información acerca de cuantos y qué tipo (cuanto esfuerzo aplican) de vehículos transitarán por el pavimento a lo largo de su vida útil.

## 9. Apéndice

### 9.1 Ábacos para diseño de pavimentos de estacionamientos de hormigón convencional (ACI 330R-08, 2008)

Se presentan los abácos utilizados para obtener los esfuerzos aplicados en el pavimento. En la Figura 50 para el caso de camiones de eje simple y en la Figura 51 para el caso de eje doble. Ambos se tratan de gráficos de 3 entradas.

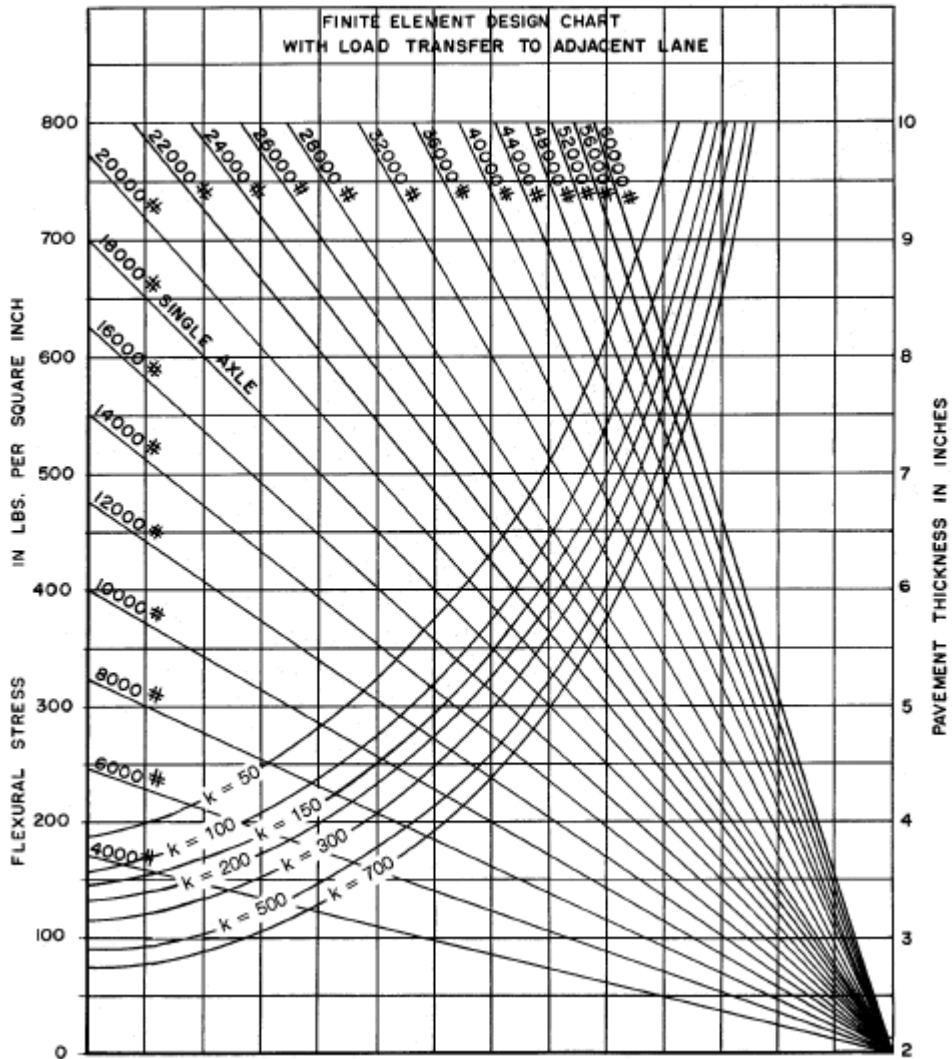


Figura 50 - Ábaco para eje de carga simple.

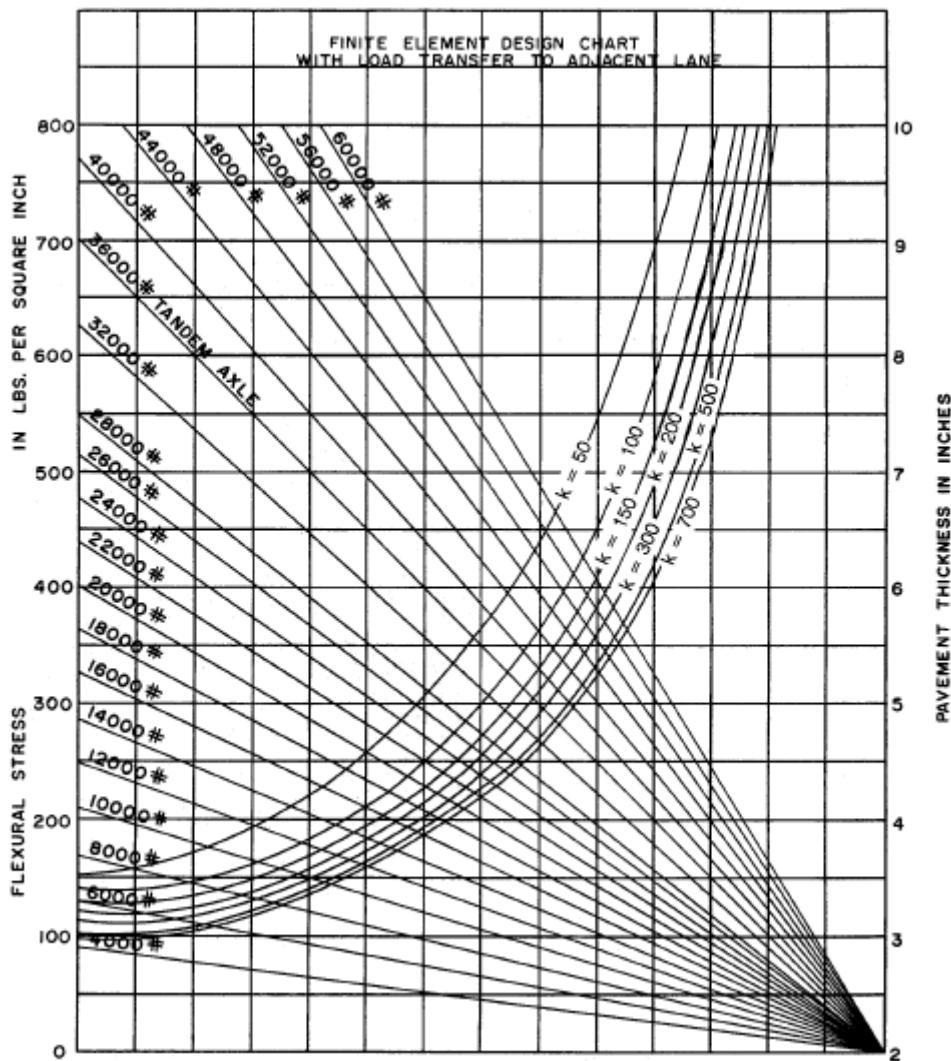


Figura 51 - Ábaco para eje de carga doble.

Para utilizar estos ábacos se debe conocer la capacidad de soporte de las capas inferiores ( $k$ ) y el espesor de capa de rodadura estructural que se pretende implementar. Una vez fijados esos datos, solo queda definir la carga a la cual estará sometido el pavimento. La conjunción de esas tres entradas da como resultado la tensión que debe resistir el pavimento a diseñar. Se traza una recta horizontal desde la derecha con el valor de espesor asumido hasta cortar la recta diagonal de carga de diseño aplicada. Desde esa intersección se traza una vertical hasta cortar la curva del  $k$  definido. Finalmente, desde ese punto se traza una nueva recta horizontal que marca a la izquierda del ábaco las tensiones máximas desarrolladas en el pavimento de hormigón.

Por otro lado, para considerar a la fatiga en el diseño la norma (ACI 330R-08, 2008) utiliza el gráfico que se presenta en la Figura 52. Para poder utilizarlo se debe tener información acerca de la cantidad de vehículos que circulan por el pavimento a lo largo de su vida útil. El gráfico presentado considera que todos los ejes que circulan por el pavimento son estándar (de 18 kips). Para los vehículos con mayor o menor descarga por eje, se debe realizar la conversión correspondiente mediante coeficientes de ajuste.

Se calcula entonces el valor del grado de esfuerzo (*stress ratio*) y se traza una recta horizontal hasta cortar la curva PCA indicada en la gráfica. Luego con una recta vertical desde esa intersección se puede estimar la cantidad máxima de repeticiones que puede soportar un pavimento del espeso definido previamente.

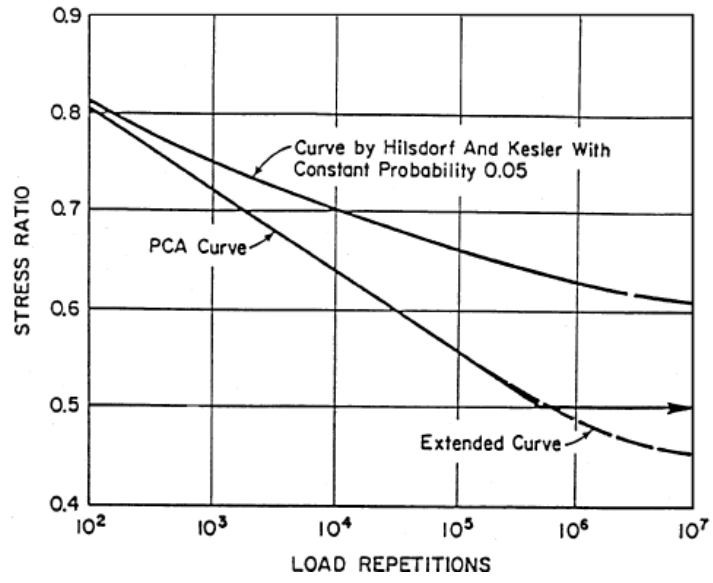


Figura 52 - Grafico de fatiga.