Universidad Austral de Chile
Instituto de Obras Civiles

"ESTUDIO EXPERIMENTAL: DILATACIÓN EXPLOSIVA DE PAVIMENTOS DE HORMIGÓN."

Tesis para optar al título de:
Ingeniero Civil en Obras Civiles

Profesor Guía:
Sr. Sergio Encina B.
Ingeniero Civil

VERÓNICA ALEJANDRA BRÛLÉ BIANCHI

VALDIVIA – CHILE
2007

INDICE

Pág.

CAPÍTULO I: Introducción

1.1. Introducción

1.2. Objetivos

1.3. Metodología

CAPÍTULO II: Informe visual

2.1. Lugares a muestrear

2.2. Historial de cada punto

2.3. Presencia de juntas

2.3.1. Generalidades

2.3.2. Tipos de juntas

2.3.3. Sellos de juntas

2.3.4. Juntas en las muestras

2.4. Obtención de fotografías

CAPÍTULO III: Generalidades de los materiales

3.1. Suelo

3.1.1. Propiedades elementales de los suelos

3.1.2. Aspectos generales sobre mecánica de suelos

3.1.3. Aptitud de los suelos para la construcción

3.2. Subrasante

3.2.1. Generalidades

3.2.2. Mejoramiento y compactación de la subrasante

3.3. Subbase

3.3.1. Generalidades

3.3.2. Requisitos de la subbase

3.4. Base

3.4.1. Generalidades

3.4.2. Función de la base

3.4.3. Propiedades de la base

3.5. Hormigón

3.5.1. Generalidades

3.5.2. Comportamiento de pavimentos de hormigón
3.5.2.1. Alabeos en losas
3.5.2.2. Gradientes térmicas
3.5.2.3. Deformaciones por temperatura (alabeos térmicos)
3.5.2.4. Transferencia de carga

CAPÍTULO IV: Diseño de pavimentos rígidos

4.1. Generalidades
4.2. Clasificación de los vehículos
4.3. Estratigrafía del tránsito
4.4. Clasificación de las vías
4.5. Estimación del tránsito futuro
4.6. Factores de equivalencia de ejes y tránsito de diseño
4.7. Diseño geométrico
4.8. Diseño del pavimento del proyecto
4.9. Análisis de tránsito

CAPÍTULO V: Deterioro del pavimento

5.1. Nomenclatura y definición de falla
5.2. Daños a pavimento de concreto
5.2.1. Fisuras
5.3. Deformaciones en los pavimentos de concreto
5.4. Desintegraciones en los pavimentos de concreto
5.5. Deficiencias de juntas en los pavimentos de concreto
5.6. Otros deterioros en los pavimentos de concreto

CAPÍTULO VI: Normas a seguir en los ensayos de testigos de hormigón

CAPÍTULO VII: Muestreo

7.1. Generalidades
7.2. Fotografías

CAPÍTULO VIII: Resultados de testigos de hormigón endurecido

8.1. Resultados

CAPÍTULO IX: Descripción y modelación

9.1. Deficiencias en material de sello

9.2. Presencia de juntas.

9.3. Dispositivos de transferencia de carga

9.4. Agrietamiento por sobrecarga

9.5. Gradientes y alabeos térmicos

9.6. Cambios de volumen

9.7. Suelo

9.8. Comparación y verificación de espesores diseñados versus espesores muestreados.

9.9. Modelación del pavimento.

9.9.1. Coeficiente de balasto.

9.9.2. Sobrecarga vehicular de diseño.

9.9.3. Temperaturas máximas.

9.9.4. Gradientes de temperatura.

9.9.5. Consideraciones.

9.9.6. Modelo.

CAPÍTULO X: Conclusiones

CAPÍTULO XI: Bibliografía

CAPÍTULO I: Introducción

1.1. Presentación del problema

Es sabido que las obras de pavimentación, además de ser necesarias, son tan frecuentes que no existe habitante urbano que desconozca totalmente su significado por su solo nombre. No obstante, a su vez, es un tema lo suficientemente complejo como para asegurar que todos los esfuerzos hechos hasta ahora por divulgar y enseñar en profundidad las técnicas más adecuadas para este tipo de obras, hayan sido suficientes.

A medida que el país cuenta con una mayor longitud de caminos pavimentados, el problema de mantenerlos en un estado adecuado, que no implique trastornos significativos para los usuarios y manteniéndose dentro de un presupuesto limitado, es cada vez una función más importante para los administradores.

Los tipos de fallas en los pavimentos son un factor importante en el diseño, desafortunadamente, muchas de ellas son causadas por deficiencias en los procedimientos de construcción, materiales que no cumplen con los requisitos de calidad, mantenimiento inadecuado, etc., y no debido a un mal diseño.

Entre las solicitaciones que pueden contribuir a la destrucción de los pavimentos urbanos de concreto se encuentran aquellas debidas al tránsito; a las condiciones del medio ambiente; a un inadecuado comportamiento de las juntas o a fallas en la subrasante. El tránsito puede causar daños superficiales o estructurales. El medio ambiente, especialmente las condiciones de humedad y temperatura, puede producir expansión y contracción no previstas en el diseño del pavimento, con el consiguiente agrietamiento o rotura del concreto.

El deterioro de los pavimentos de concreto construidos en la ciudad de Valdivia, Chile; es el punto de partida de este estudio que busca contribuir la solución de un problema tan importante de la infraestructura vial.

En este trabajo, se realiza una investigación de diez puntos, elegidos arbitrariamente dentro del área urbana de la ciudad de Valdivia, que presentan notables deterioros de una misma naturaleza. Se desarrollarán inspecciones visuales, obtención de testigos de hormigón de dichos puntos y sus respectivos análisis, clasificación de la falla, su estudio y por último sus posibles causas.

Se presenta una respuesta en base a criterios considerando áreas básicas como: materiales y concreto, procedimientos de construcción, tipos de carga, efectos ambientales y respuestas del pavimento a los efectos ambientales.

Objetivos

Objetivo general:

- Encontrar posibles causas de la dilatación explosiva de pavimentos de hormigón.

Objetivos específicos:

- Realizar un registro sobre los lugares donde exista la falla.
- Realizar un estudio visual de cada sector.
- Tomar testigos de cada sector para analizarlos en el laboratorio de la Universidad Austral de Chile (LEMCO).
- Realizar modelación de pavimentos en programa computacional SAP.

1.2. Metodología

El procedimiento con el cual se llevará a cabo esta tesis va directamente asociada con los objetivos expuestos en el punto anterior.

Durante este trabajo se distinguirán las siguientes etapas de desarrollo:

1.2.1. Etapa de recopilación de datos.

1.2.2. Etapa de reconocimiento visual: Una vez logrado la detección de lugares claves donde se encuentren este tipo de fallas, (específicamente diez lugares puntuales) hacer un informe visual: geométrico, presencia de juntas de dilatación, obtención de fotos, entornos.

1.2.3. Recolección de muestras: Se toma un testigo en cada punto de investigación dentro de la ciudad.

1.2.4. Análisis: Una vez recolectados los testigos de cada sector en estudio, ensayarlos en el LEMCO para obtener espesores, resistencias del hormigón, densidades, incluyendo todos los ensayos posibles de realizar para una mayor información.

1.2.5. Reajustes: Se repetirá cualquiera de los pasos anteriores si es que en base a criterios lo amerite.

1.2.6. Interpretación de resultados: Corresponde a la conclusión del estudio. En base a los pasos anteriores se definirá y se responderá en consecuencia el objetivo general de esta tesis: Encontrar posibles causas de la dilatación explosiva de pavimentos de hormigón.

CAPÍTULO II: Informe visual

2.1. Lugares a muestrear

Punto 1: Don Bosco con Diego de Almagro.

Punto 2: Av. Clemente Holzapfel con Av. Argentina.

Punto 3: Donald Canter altura del 44 con Gil de Castro.

Punto 4: Donald Canter con José Victorino Lastarria.

Punto 5: José Victorino Lastarria altura 365.

Punto 6: Av. Ecuador con Av. Balmaceda.

Punto 7: Av. Francia con Gral. Montecinos.

Punto 8: Av. Italia con Av. Simpson.

Punto 9: Av. Francia con Av. Simpson.

Punto 10: Av. Francia con pasaje Viena.

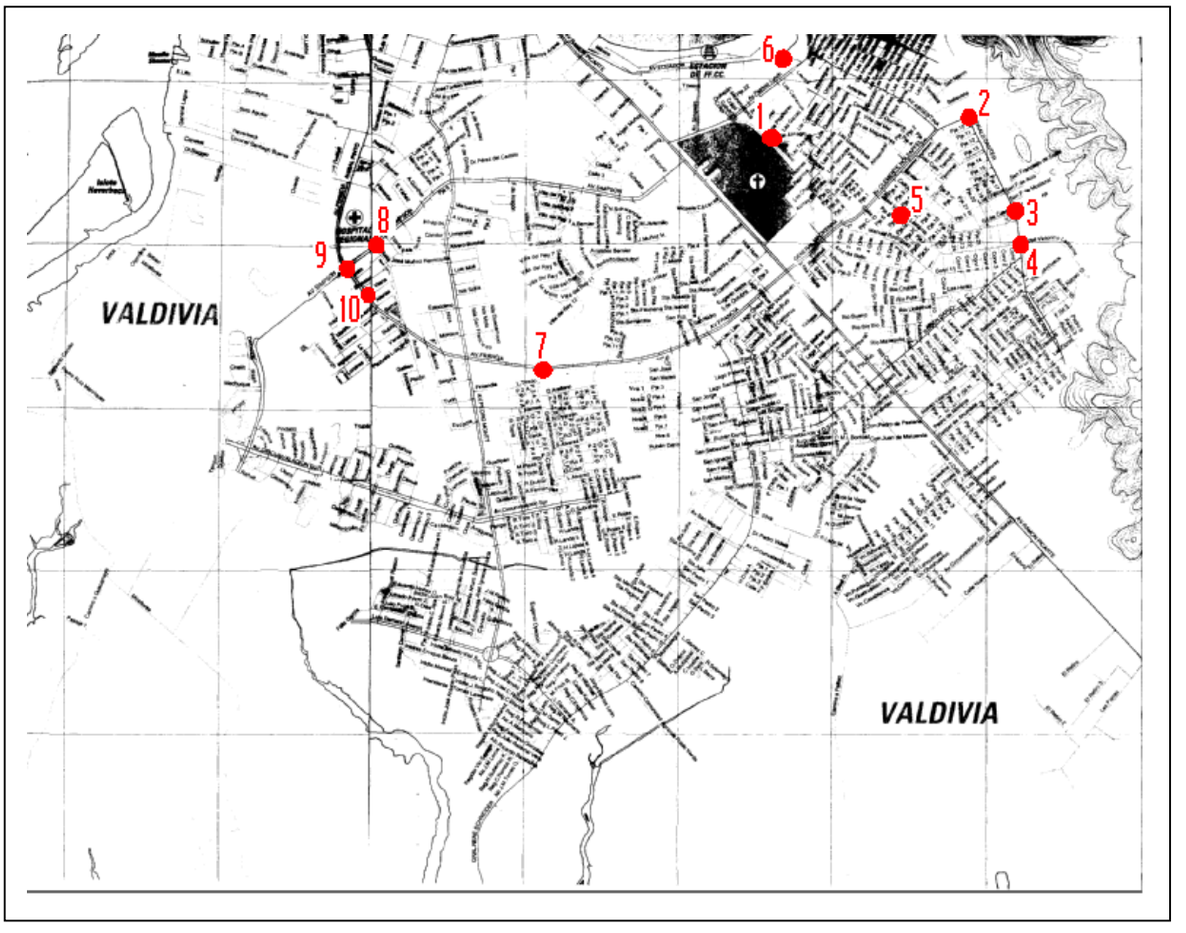


Fig. 2.1. Plano de Valdivia.

2.2. Historial de cada punto

Luego de visitar repetidamente dichos puntos, nombraremos los aspectos más visibles y relevantes del sector que nos ayudarán dar una respuesta a la causal del deterioro de estos pavimentos. Cabe destacar que la información obtenida de edades de los pavimentos y fechas de la explosión son aproximaciones de habitantes que viven en el sector, ya que no se encontró institución pública que colaborara con datos precisos.

Es importante destacar que en la totalidad de los puntos muestreados se asegura, que dichas explosiones fueron ocurridas en los meses más calurosos.

Tabla 2.1. Informe visual muestras 1 a 3.

Puntos	Edad del pavimento	Edad del deterioro	Flujo vehicular	Estado del pavimento	Juntas	Reparaciones existentes
1	30 años	28 años	Medio	Se encuentra en pésimo estado, ya que considerando el deterioro del levantamiento, existen múltiples grietas en la mayoría de los paños a su alrededor.	El material sellante desborda exageradamente las juntas y se encuentra la presencia de vegetación en estas.	La reparación consistió en la colocación de adoquines en el levantamiento para suavizar el deterioro, el cual se encuentra en pésimo estado.
2	25 años	3 a 4 años	Medio	El pavimento cercano se ve en buen estado, al no percibirse grietas ni otros deterioros del mismo tipo.	El levantamiento ocurre el la junta de contracción.	Se reparó con asfalto, sin remover el levantamiento, siendo además la reparación de pésima calidad.
3	30 años	3 a 4 años	Medio	Se perciben varias grietas a metros del levantamiento. Vías en mal estado.	No se pueden distinguir juntas de expansión debido a que la mayoría de las juntas miden más de una pulgada.	La reparación se encuentra en muy mal estado, se colocó asfalto sobre la falla sin retirar el material.

Tabla 2.2. Informe visual muestras 4 a 6.

Puntos	Edad del pavimento	Edad del deterioro	Flujo vehicular	Estado del pavimento	Juntas	Reparaciones existentes
4	30 años	4 a 5 años	Bajo	El levantamiento se sitúa en la mitad del paño. La solera también se encuentra levantada. Se percibe que al costado del levantamiento al igual que un levantamiento a 12 m., se encuentran álamos de gran tamaño. Hay 3 vías existentes.	No se distinguen juntas de expansión.	No existe ningún tipo de reparación, ni aminoración del deterioro.
5	30 años	5 años	Medio	No se perciben daños mayores a este, exceptuando agrietamientos a unos 12 m. del levantamiento.	El sello de las juntas desborda excesivamente a esta. No se distinguen juntas de expansión.	Se parchó con asfalto sin retirar el paño agrietado y levantado, se encuentra en pésimo estado debido a que volvió a levantarse.
6	3 años	2 años	Alto	Se encuentra en mal estado, ya que la mayoría de los paños aledaños al deterioro se encuentran fracturados.	El sellado es inexistente.	El parchado se hizo removiendo la losa levantada, reparando con hormigón, pero este parche se encuentra fracturado.

Tabla 2.3. Informe visual muestras 7 a 10.

Puntos	Edad del pavimento	Edad del deterioro	Flujo vehicular	Estado del pavimento	Juntas	Reparaciones existentes
7	25 años	3 años	Alto	Queda como vestigio del levantamiento excesivo de la solera (de casi 40 cm). La falla se encontraba en medio del paño. Además no se perciben daños cercanos.	Las juntas se ven en buen estado con respecto a sus sellos y en comparación con los otros puntos.	Se retiró todo el material y se colocó un parche de asfalto, siendo este de gran calida respecto a los otros.
8	20 años	1 año	Alto	A 12 m. se observa otro levantamiento del mismo tipo.	Aberturas de juntas de contracción mayores a 1 pulgada, por ende no se distinguen juntas de expansión. Además no se respetó la junta de contracción en el sellado de la grieta.	Deficiente sellado de las grietas, no se removió el material antes de parchar, el cual es excesivo. Se observa que el pavimento se levantó nuevamente luego de ser parchado.
9	20 años	1 año	Medio (Alto dos veces al día)	Se observa sólo una grieta cercana, el resto de las losas en aparente buen estado	No existe el sellado de juntas, ya sean transversales o longitudinales, no se distinguen juntas de dilatación, ya que las juntas de contracción presentan dimensiones superiores a 1 pulgada, existe presencia de vegetación en algunas juntas.	No se retiró el material levantado, sino se coloca asfalto sobre ella.
10	25 años	1 año	Alto	Paños cercanos sin presencia de grietas	La junta longitudinal se encuentra en pésimo estado, con una abertura exagerada, el material sellante desborda la junta excesivamente, siendo estas de gran ancho. Además se encuentra vegetación en ellas.	No se retiró el material levantado, sino se coloca alquitrán sobre ella para aminorar el impacto.

2.3. Presencia de juntas

2.3.1. Generalidades

El diseño de las juntas forma parte integrante del diseño estructural de hormigón, ya que sus características (espaciamiento, tipo, dimensiones, etc.) son un factor importante a considerar con relación a las tensiones de la losa y durabilidad del pavimento.

Serán construidas según indicaciones de los planos y de acuerdo a las especificaciones que se detallen. Además todas las juntas deberán presentar la misma textura, densidad y lisura que las demás áreas del pavimento y deben asegurar una continuidad del pavimento a ambos lados de las junturas.

2.3.2. Tipos de juntas

2.3.2.1. Juntas longitudinales

Son las juntas longitudinales coincidentes con o paralelas al eje del camino que resultan de la construcción sucesiva de las distintas pistas, en general a una distancia entre ellas de 3.5 m. (entre 3 a 4 m.), salvo indicaciones del proyecto que indiquen otra distancia.

Las juntas longitudinales tienen como principal objetivo controlar la formación de grietas longitudinales que tienden a producirse debido a los efectos combinados de cargas y alabeo.

Como elemento de transmisión de cargas se utiliza la interacción mecánica provocada por la traba de las caras de unión y la colocación de barras de acero con resalte, que mantienen unidas las losas, actuando como elementos de articulación y así además transmitir las cargas verticales.

Las barras deben ser colocadas exactamente en la mitad de la losa, en posición perpendicular a la juntura. Estas barras serán de acero de calidad (según norma chilena) A44-28H con resaltes, de un largo de 650 mm. Estas barras de amarre no deben ser pintadas ni recubiertas con asfalto u otro material, ni deben llevar tubos o manguitos en sus extremos.

2.3.2.2. Juntas transversales de expansión

Las juntas de dilatación o expansión son el elemento más débil del pavimento, y es allí donde con más frecuencia se presenta el fenómeno de erosión por surgencia. (3.4.3).

Si se adoptan longitudes excesivas entre juntas de dilatación consecutivas, se produce una concentración de fatigas de tracción y compresión que pueden llegar a producir el “blow up” o levantamiento del pavimento (5.3.), por efecto de pandeo.

El SERVIU recomienda proyectar estas juntas cada 80 – 100 m. con una separación de 1 pulgada. Pero se debe considerar que en la mayoría de los puntos muestreados constan de más de 25 años de vida, en cuales años no se consideraba la construcción de juntas de expansión, lo que es confirmado con el informe visual.

Por otro lado no se estiman necesarias si:

- Los áridos pétreos del hormigón son de características normales de dilatación.
- Se coloca el hormigón en la época de temperaturas normales.
- Las juntas de contracción se proyectan a distancias relativamente cortas.
- Existe buena conservación de las juntas de contracción evitando inducción de arena o gravilla.

También su construcción se hará indispensable en los siguientes casos:

- Unión de un pavimento nuevo con uno antiguo.
- Puntos de cambio del espesor o del ancho del pavimento. Debe entenderse también como punto de cambio del ancho del pavimento, el fin de un cuello de una calzada nueva.
- Empalme de un pavimento con otras estructuras, tales como puentes, losas, vías férreas, etc. En este caso, la junta no se construirá directamente en el empalme, sino separada de él por una longitud de pavimento equivalente a la separación entre dos juntas de contracción.
- En los contornos de cámaras y sumideros ubicados dentro de la faja de pavimento.

2.3.2.3. Juntas transversales de contracción

Las juntas transversales de contracción tienen como función básica la de controlar la formación de grietas y/o fisuras derivadas de la retracción del hormigón en su proceso de endurecimiento.

Estas juntas controlan además el efecto del alabeo. Cuando la losa se contrae uniformemente por una disminución de su temperatura media o

de su contenido de humedad, aparecen, por roce con la subrasante, tensiones de tracción. Colocando juntas transversales a distancias apropiadas, estas tensiones quedan reducidas a límites admisibles. En el caso del alabeo la junta actúa como una articulación imperfecta, reduciéndose así la luz libre de flexión.

Considerando que las juntas de dilatación o no existen o se tienden a separar excesivamente, debe proyectarse juntas de contracción y alabeo a poca distancia.

En general, el distanciamiento recomendado, para pavimentos sin armar y sin barras de traspaso de cargas, es de 4 a 6 m. Las juntas de contracción pueden ser construidas en el hormigón fresco o en el hormigón endurecido.

2.3.2.4. Juntas transversales de construcción

Cuando se ejecute una interrupción planificada de la pavimentación, ésta se hará en un lugar de coincidencia con una junta normal de contracción, colocándose barras de traspaso de carga. En este tipo de juntas, deben utilizarse dispositivos de transferencia de carga, los cuales serán de acero A44-28-H (según norma chilena), lisas.

Deberán ser construidas cuando hay interrupciones de más de 30 minutos.

Fig. 2.2. Junta de construcción.

2.3.3. Sellos de juntas

Los sellados convencionales de juntas y grietas, si bien han tenido como finalidad principal impedir la infiltración de agua de lluvia hacia la infraestructura de pavimento, se ha observado que son una solución parcial que no impide totalmente el ingreso de agua, ya que ésta accede al menos por el costado de la berma.

Cuando se especifique el sellado de juntas, éste se hará antes de la entrega al tránsito, usando mortero asfáltico en caliente o el material especificado en el Proyecto. Previa a la colocación del sello, la junta debe estar perfectamente limpia y seca.

Deberán respetarse las indicaciones del Proyectista o del Proveedor en cuanto a su forma y tamaño de la junta y condiciones de colocación según el tipo de material.

El material de sellado sólo debe colocarse dentro de la caja de la junta y no sobresalir de la superficie. Todo material de sellos de juntas de pavimento de hormigón, debe cumplir con las siguientes características:

- Impermeabilidad.
- Deformabilidad.
- Resiliencia.
- Adherencia.
- Resistencia.
- Estable.
- Durable.

En Chile, se ocupan generalmente los sellos de tipo moldeados, los cuales son materiales aplicados en forma líquida o semilíquida, que una vez vaciados en la caja de la junta, forman después de curados, un compuesto de características elásticas. Los hay de dos tipos: termoplásticos y termoestables. El sellado se hará antes de la entrega al tránsito y previa limpieza de la junta con herramientas adecuadas y aire comprimido; el momento de aplicar el material de sello, la junta debe estar seca. Después del sellado se deberán eliminar los eventuales derrames sobre la superficie.

2.3.3.1. Generalidades

Las fallas por agrietamientos en los pavimentos son causadas principalmente por procesos de contracción y esfuerzos mecánicos de sobrecarga. A estos procesos se suman los fenómenos de envejecimiento y oxidación generados por condiciones climáticas como viento, sol y lluvia. Estas condiciones generan endurecimientos y contracciones que se manifiestan primero en los puntos más débiles,

como juntas de dilatación, encuentros de pavimento con solera o juntas frías durante la construcción. El agua, al penetrar estas fallas, provoca un reblandecimiento de la base y en el peor de los casos socavamientos bajo la carpeta de rodado por arrastre de finos. El resultado es un deterioro prematuro de los pavimentos y en general de la red vial.

2.3.3.2. Procedimientos adecuados para sellar

Las alternativas de limpieza posterior a la formación de la junta incluyen sopleteado con aire a alta presión, escobillado con acero, arenado y “lanzas de aire caliente”. En general, el método de limpieza más adecuado es aquel que elimina el material suelto y que asegura superficies de vaciado secas.

El uso de lanzas de aire caliente (sopleteado con aire a alta presión más flama) es el método más efectivo de limpieza.

El éxito del método se debe a que asegura la limpieza y secado de la grieta. Al calentar las paredes se genera una superficie adecuada térmicamente para recibir un sello de vaciado en caliente, disminuyendo el enfriamiento brusco en el contacto del sello con la pared. En general, si no está disponible una lanza de este tipo, el sopleteado con aire a alta presión es lo más indicado. (Brenner et al, 2000).

El mantenimiento efectivo de pavimentos presenta una oportunidad de ahorro significativo de recursos para el sector público y privado.

En general, el uso de un sello asfáltico de vaciado en caliente da como resultado un significativo incremento en la vida útil del pavimento comparado con procedimientos alternativos.

2.3.4. Juntas en las muestras

Las juntas de contracción en los pavimentos testados tienen longitudes cercanas a los 4,0 m., no inferiores a esta medida sino superiores, y sin ningún distanciamiento estricto o riguroso, esto es porque en una línea continua se encontró juntas de contracción de 4,0 m., la siguiente de 4,4 m. y luego 5,0 m. Pero en su mayoría las longitudes de juntas de construcción corresponden entre 4,0 y 4,1 m.

2.4. Obtención de fotografías

Fig. 2.3.

Av. Clemente Holzapfel con Av. Argentina.

Fig. 2.4.

Donald Canter con José Victorino Lastarria.

Fig. 2.5.

Av. Francia con Gral. Montecinos.

Fig. 2.6.

Don Bosco con Diego de Almagro.

Fig. 2.7.

Av. Francia con pasaje Viena.

(Junta de contracción)

Fig. 2.8.

José Victorino Lastarria altura 365.

CAPÍTULO III: Generalidades de los materiales

3.1. Suelo

3.1.1. Propiedades elementales de los suelos

Las aptitudes de un suelo para servir como fundación de un pavimento están relacionadas con las características y propiedades del mismo. A continuación se explican las características y propiedades más importantes que deben ser siempre analizadas:

3.1.1.1. Textura o Graduación: Es la característica que dice relación con el tamaño de las partículas que componen la masa de un suelo.

3.1.1.2. Resistencia a la degradación: Es la propiedad que indica el grado de desintegración y descomposición que sufren las partículas de suelo al estar sujetas a la acción de los diversos agentes naturales y del tráfico.

3.1.1.3. Capacidad de soporte: Es la carga por unidad de área, para una superficie de forma y dimensiones determinadas, que no produce más de un asentamiento previsto. Esta propiedad da cuenta de la resistencia de un suelo a ser deformado, pudiendo determinarse por tres tipos diferentes de ensayos:

- De Corte (mediante compresión triaxial)
- De Penetración (con la cuchara normal)
- De Carga (con el uso de Placa de Carga)

3.1.1.4. Porosidad: Se llama porosidad a la fracción del volumen ocupada por los poros.

3.1.1.5. Capilaridad: Indica la capacidad de un suelo para absorber agua en dirección vertical o lateralmente. Es una característica beneficiosa de los materiales usados en las capas bases porque permiten el paso del agua.

3.1.1.6. Compresibilidad: Indica el porcentaje de reducción en el volumen del suelo, debido a perdida de parte del agua entre sus granos, cuando esta sometido a una presión.

Los materiales arcillosos tienen mayor compresibilidad que los granulares, por lo que al ser compactadas quedan con menor capilaridad, son por tanto menos adecuadas para construir bases.

3.1.1.7. Elasticidad: Es la tendencia del suelo a recuperar su forma original al quitar la carga que lo comprime. Un suelo muy elástico es muy difícil de compactar y requiere técnicas especiales.

3.1.1.8. Permeabilidad: Característica del suelo que indica la facilidad del suelo para permitir el paso de agua. Depende de su textura, granulometría y grado de compactación, cuanto más gruesas sean las partículas mayor será su permeabilidad.

3.1.1.9. Plasticidad: Es la propiedad de deformarse rápidamente el suelo bajo la acción de una carga, sin llegar a romperse o disgregarse, y sin que se recupere su forma original al cesar la acción de la carga.

3.1.1.10. Asentamiento: Indica la disminución de la cota o altura del nivel del suelo debido a la consolidación del material de relleno. Generalmente suele ser consecuencia de una mala compactación.

3.1.1.11. Resistencia al cizallamiento: Es la resistencia que oponen las partículas a deslizarse entre sí. Es consecuencia de la fricción interna y la cohesión del material. Cuanta más resistencia al cizallamiento más difícil será la compactación.

3.1.1.12. Esponjamiento: Capacidad del material para aumentar o disminuir su volumen por la pérdida o acumulación de humedad.

3.1.1.13. Consistencia: Es el grado de resistencia de un suelo a fluir o deformarse. Con poca humedad los suelos se disgregan fácilmente, con más humedad el suelo se torna más plástico. Las pruebas de Atterburg determinan los límites de consistencia del suelo que son: Líquido, plástico y sólido, se expresan generalmente por el contenido de agua.

3.1.1.14. Equivalente de arena: Es la relación, en porcentaje, existente entre los materiales más gruesos de un suelo y los más finos, determinada en un ensayo de laboratorio.

3.1.2. Aspectos generales sobre mecánica de suelos

3.1.2.1. Tipo de Suelo.

Con el objeto de describir en general un suelo específico sin recurrir a muchos parámetros, se han desarrollado sistemas de clasificación. Ello ha permitido aprovechar y ordenar la experiencia acumulada, establecer correlaciones y predecir el comportamiento general de los suelos.

Para clasificar los suelos se realizan ensayos específicos de mecánica de suelos como son los análisis granulométricos, límite líquido e índice de plasticidad.

Existen varios sistemas diferentes de clasificación; el sistema SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) y el sistema AASHTO (American Association of State Highway Officials) que son de uso difundido en el campo de las obras viales y se describen en la siguiente tabla.

GRUPO	NOMBRES TÍPICOS DEL MATERIAL
GW :	Grava bien gradada, mezclas gravosas, poco o ningún fino.
GP :	Grava mal gradada, mezclas grava – arena, poco o ningún fino.
GM :	Grava limosa, mezclas grava, arena, limo.
GC :	Grava arcillosa, mezclas gravo – arena arcillosas.
SW :	Arena bien gradada.
SP :	Arena mal gradada, arenas gravosas, poco o ningún fino.
SM :	Arenas limosas, mezclas arena – limo.
SC :	Arenas arcillosas, mezclas arena – arcilla.
ML :	Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, limo arcilloso, poco plástico, arenas finas limosas, arenas finas arcillosas.
CL :	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas gravosas, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras (pulpa)
OL :	Limos orgánicos, arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.
MH :	Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o diatomáceos (ambiente marino, naturaleza orgánica silíceo), suelos elásticos.
CH :	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas gruesas.
OH :	Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta, limos orgánicos.
Pt :	Turba (carbón en formación) y otros suelos altamente orgánicos.

Tabla 3.4. Nombres típicos de los materiales.

Fuente: Mecánica de los suelos, Clasificación e identificación de los suelos.

Grupo	VALORACIÓN ATRIBUTOS				APTITUDES SEGÚN USOS
GW	+++	++	+++	+++	Mantos de presas, terraplenes, erosión de canales.
GP	++	+++	++	+++	Mantos de presas y erosión de canales.
GM	++	-	++	+++	Cimentaciones con flujo de agua.
GC	++	--	+	++	Núcleos de presas, revestimientos de canales.
SW	+++	++	+++	+++	Terraplenes y cimentación con poco flujo.
SP	m	++	++	++	Diques y terraplenes de suave talud.
SM	m	-	++	+	Cimentación con flujo, presas homogéneas.
SC	++	--	+	+	Revestimiento de canales, capas de pavimento
ML	m	-	M	m	Inaceptable en pavimentos, licuable.
CL	+	--	M	m	Revestimiento de canales, pero es erodable.
OL	m	-	--	m	No recomendable, máximo si hay agua.
MH	--	-	-	---	Inaceptable en cimentaciones o bases (hinchable)
CH	--	--	--	---	Inaceptable en cimentación (hinchable)
OH	--	--	--	---	Inaceptable en cimentaciones o terraplenes.
CARACTERÍSTICAS FUNDAMENTALES	Facilidad de tratamiento en obra	Permeabilidad	Resistencia al corte	Compresibilidad	Sobresaliente +++ Muy alto ++ Alto + Moderado m Deficiente - Bajo -- Muy bajo ---

Tabla 3.5. Características y usos de los suelos (Grupo del SUCS).

Fuente: Mecánica de los suelos, Clasificación e identificación de los suelos.

	Grupos	Descripción del material
Suelos granulares (Menos del 35% pasa el tamiz N° 200)	A1	Mezcla bien graduada de grava, arena y finos de poca o ninguna plasticidad. Se incluye además a los suelos gruesos sin finos. Se distinguen aquí dos subgrupos, A1-a y A1-b, el primero con predominio de grava o partículas gruesas y el segundo con predominio de arenas gruesas, con o sin finos en ambos casos.
	A2	Incluye a todos los materiales granulares mal graduados, que no quedan clasificados en A1 ni en A3. Corresponden a gravas y arenas gruesas con mayor contenido de finos (limo y arcilla) que los suelos A1 y A3.. Hay cuatro subgrupos A2-4, A2-5, A2-6, y A2-7, cuya fracción bajo la malla N° 40 (0,425 mm) tiene las características de A4, A5, A6 o A7, respectivamente.
	A3	Arenas finas y uniformes, sin cantidades importantes de limo o arcilla, tipo arenas de playas y arenas de dunas.
Suelos finos (Más del 35% pasa el tamiz N° 200)	A4	Suelo limoso de moderada o ninguna plasticidad. En presencia de agua pierde gran parte de su estabilidad y es erosionable.
	A5	Suelo similar al A4, con la excepción de tener un carácter micáceo y límite líquido muy alto. Es altamente elástico. En presencia de agua pierde su estabilidad y es muy erosionable.
	A6	Arcilla plástica que puede contener ciertas cantidades de grava y arena. Tiene una resistencia alta en estado seco, que disminuye significativamente al absorber agua.
	A7	Material similar al A 6, excepto por su alto límite líquido lo que lo hace elástico y sujeto a altos cambios volumétricos. Se incluyen dos subgrupos: A7-5; con moderado índice de plasticidad con relación al límite líquido. Pueden ser elásticos y expansivos. A7-6; con alto índice de plasticidad en relación al límite líquido y que están sujetos a grandes movimientos de contracción y expansión.
	A8	Turba y Materia orgánica en descomposición. Este grupo en realidad está excluido del sistema de clasificación H.R.B.*, pero existía en el sistema original del cual proviene, que es el P.R.A. (Public Road Administration).

Tabla 3.6. Clasificación de los suelos AASHTO.

Fuente: ICH, Diseño de pavimentos de hormigón.

Grupo Suelos.	Permeabilidad	Elasticidad.	Cambio de volumen.	Capilaridad.	Bases de pavimentos.	Sub bases.	Terraplenes.	Valoración escala.
A-1	--	---	--	-	++	++	++	+++ Sobresaliente.
A-2	-	++	+	m	-	M	+	++ Muy alto.
A-3	+	-	--	-	+	+	+	+ Alto.
A-4	-	+	+-	+++	-	-	+-	m Moderado.
A-5	-	m	++	+++	---	-	--	- Deficiente.
A-6	---	-	++	++	--	--	-	-- Bajo.
A-7	--	m	++	++	--	--	--	--- Muy bajo.

Tabla 3.7. Características y usos de los suelos (Según AASHTO).

Fuente: Mecánica de los suelos, Clasificación e identificación de los suelos.

3.1.2.2. Capacidad de soporte:

Como se dijo la capacidad de soporte es una propiedad importante de determinar, tanto para la subrasante como para la subbase y/o base, y se refiere a la resistencia de un suelo a ser

deformado; puede determinarse por tres tipos diferentes de ensayos; de Corte (mediante compresión triaxial), de Penetración (por ejemplo con la cuchara normal) y de Carga (con el uso de placa de carga). Estos dos últimos son los más comúnmente utilizados, debido a que las relaciones que se pueden obtener son de gran aplicación. Tal es el caso del C.B.R. (California Bearing Ratio) que corresponde a una forma particular del ensaye de Penetración, y del Módulo de Reacción de la subrasante K, que es el resultado obtenido de un determinado ensaye de carga.

La construcción de una subbase, de calidad superior a la subrasante, permite aumentar el módulo K del conjunto (módulo de reacción combinado).

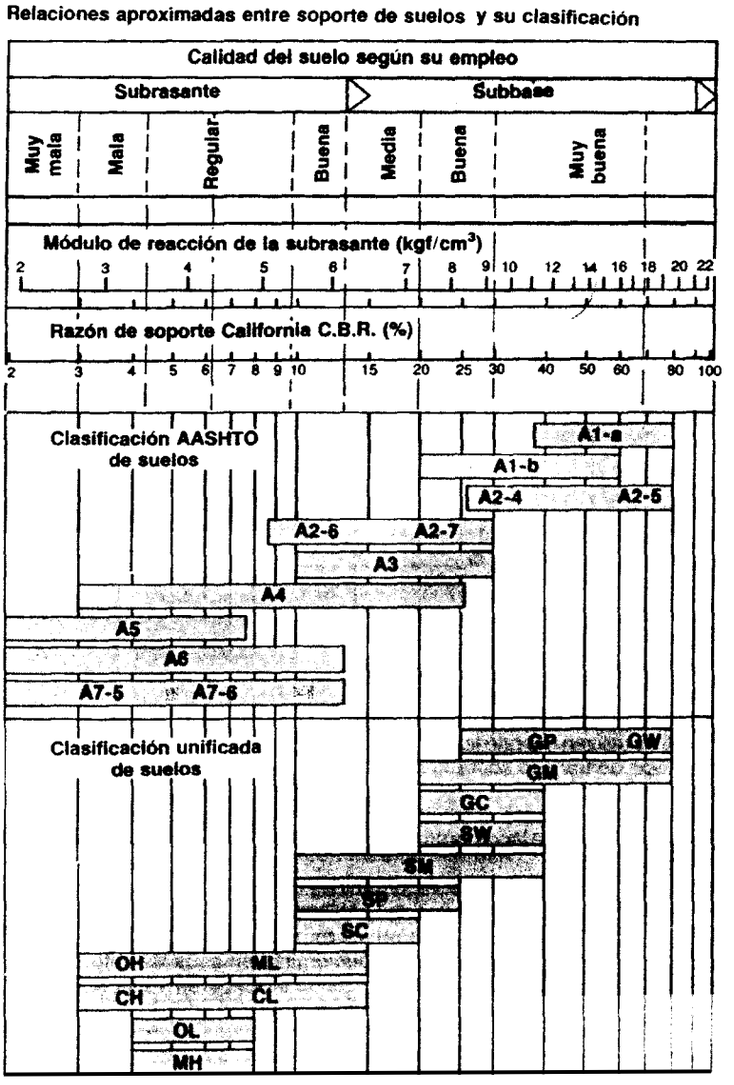


Tabla 3.8. Relaciones entre soporte de suelos y su clasificación

Fuente: ICH, Diseño de pavimentos de hormigón.

Descripción del suelo	CBR (%)
Roca base, bien granulada	60 - 80
Grava, mal graduada	35 - 60
Grava, uniformemente graduada	25 - 50
Grava limosa	40 - 80
Grava arcillosa	20 - 40
Arena limosa	5 - 15
Arena arcillosa	5 - 15
Limo-arcilla orgánico	4 - 8
Arcilla	3 - 5
Arcilla orgánica	3 - 5

Tabla 3.9. Descripción de suelos y su C.B.R.

Fuente: Diseño estructural de pavimentos y sub bases de pavimentos.

3.1.3. Aptitudes de los suelos para la construcción

Por su ubicación en el margen de convergencia de tres placas tectónicas (Nazca, Sudamérica y Antártica), Chile presenta una alta sismicidad a lo largo de todo su territorio. La ciudad de Valdivia se encuentra ubicada en uno de los segmentos sísmicos más activos, debido a las características de la subducción de esta zona. A lo largo de su historia, la ciudad se ha visto afectada por varios sismos de gran magnitud, el último de ellos ocurrido el 22 de mayo de 1960, el que tuvo consecuencias desastrosas para la ciudad y el resto de la región.

La ciudad de Valdivia se emplaza, principalmente, sobre las planicies conformadas por sedimentos fluvioestuarinos del último período interglaciar, con cotas superiores a 8 m s.n.m. (13 m s.n.m. en promedio), y sobre las llanuras de inundación de los ríos Calle-Calle, Cruces y Valdivia. (Servicio nacional de geología y minería Chile, et al 2005).

En un comienzo las construcciones se ubicaron en zonas altas, pero debido a la expansión de la ciudad se hizo necesario ocupar los sectores bajos caracterizados por la gran extensión de vegas y humedales. Para evitar los problemas que generan estos terrenos, tanto para la construcción como para los asociados a las inundaciones, se realizan rellenos artificiales. Estos no siempre se hacen con materiales y técnicas apropiadas, lo que genera un peligro importante en esta área.

Hoy en día se consta con información básica acerca de los suelos del área urbana de Valdivia, principalmente en relación con su capacidad para soportar fundaciones de obras civiles. De acuerdo a esta metodología, las obras menos aptas para la construcción corresponden a

los humedales, las zonas de vegas y los rellenos artificiales. A estas se agregan las riberas de los ríos y las zonas de peligro de remociones de masa. Las zonas más aptas corresponden a las unidades de roca; sin embargo, estas presentan algunas limitaciones como las zonas de remociones en masa, las laderas de excesiva pendiente y las zonas con alto grado de meteorización y fracturamiento. El resto de las unidades cae en las categorías intermedias que van de buena a mala aptitud para la construcción.

3.2. Subrasante

3.2.1. Generalidades

Se define así al terreno de fundación de los pavimentos, pudiendo estar constituida por el suelo natural del corte o de la parte superior de un relleno debidamente compactado, y sobre la cual se construirán sucesivamente la subbase, la base y la carpeta de rodado.

Las cargas aplicadas en la superficie del pavimento producen presiones que se transmiten hacia niveles inferiores, de allí que la subrasante debe ser capaz de soportar adecuadamente las tensiones y deformaciones inducidas al nivel de la fundación.

Conforme al criterio anterior, se consideran absolutamente aptos como materiales de subrasante a los suelos clasificados en los grupos A1, A2 y A3 de la clasificación AASHTO. Los suelos que corresponden a los grupos A4, A5, A6 y A7, solamente pueden ser empleados de acuerdo con las instrucciones del laboratorio y/o un profesional que evalúe con ensayos específicos la deformabilidad y capacidad de soporte de tales suelos.

No se puede construir sobre suelos orgánicos (A8), a menos que se efectúe un reemplazo de todo el material que pudiera quedar sometido a tensiones relevantes, por suelo de buena calidad (granular, con finos poco plásticos).

El material deberá alcanzar una compactación equivalente al 90% de la densidad máxima seca del ensayo del Proctor Modificado, con un CBR mínimo de un 12%.

3.2.2. Mejoramiento y compactación de subrasante.

Si el suelo de subrasante es de calidad regular–buena a buena debe verificarse que no queden vestigios de vegetación, perfilarse y eventualmente compactarse para aumentar la densidad en los 20 cm. superficiales.

Cuando se trate de una subrasante regular a mala, constituida por suelos tales como limo, limo arenoso, arcilla limosa o arcilla, deberá reemplazarse por una subbase granular, de no menos 13 cm. de espesor compactado. De cualquier forma, terminada la excavación y antes de colocar la subbase se debe compactar una profundidad de 20 cm.

En el caso de suelos de muy mala calidad es necesario reemplazarlos por suelos de la calidad y en el espesor que deberá determinar un estudio de mecánica de suelos. Como norma general, puede indicarse que antes de estas situaciones el reemplazo debe efectuarse con material de subbase hasta una profundidad mínima de 30 cm., colocando preferentemente un geotextil separador entre el suelo natural y el material de subbase. Esto, haciendo abstracción de los problemas asociados a asentamientos y drenaje.

La compactación de la subrasante en todas las situaciones deberá efectuarse por medio de elementos mecánicos, en una superficie mayor al área que ocupará el pavimento.

3.3. Subbase

3.3.1. Generalidades

La subbase es una capa, generalmente constituida por agregados pétreos convenientemente graduados y compactados, construida sobre la subrasante, y sobre la cual puede construirse la base, cuando sea necesaria.

3.3.2. Requisitos de la subbase

Los suelos aptos para subbases son las gravas, gravas arenosas, arena y suelos similares. Como criterio de utilización, es deseable que su granulometría sea tal que se produzca el engrane entre partículas, es decir, que su distribución de tamaño, forma y proporción de finos sean tales que se mantenga estable con una dosificación razonable.

El espesor debe determinarse para cada caso, junto al diseño del pavimento, y obtenerse durante la ejecución, después que el material ha

sido compactado, sino ha sido indicado en el proyecto, tendrá un mínimo de 20 cm.

En casos de solicitaciones elevadas es recomendable que se respeten los requisitos siguientes:

- Tamaño máximo del árido: no debe ser superior a 1/3 del espesor de la capa.
- Deben cumplir adicionalmente las exigencias siguientes:

  Límite Líquido (L.L.): 25 máximo

  Índice de plasticidad: 6 máximo

En algunos casos se exige adicionalmente otros requisitos:

- Desgaste Los Ángeles: 40% máximo
- C.B.R. : 40% mínimo

3.4. Base

3.4.1. Generalidades

Se llama base a la capa intermedia que se encuentra entre la carpeta de pavimento y la subbase. Su espesor está definido en el proyecto al igual que sus características resistentes. Puede estar constituida por material granular compactado o por material granular o suelos tratado con algún ligante hidráulico o bituminoso.

3.4.2. Función de la base

Es eminentemente estructural. Las tensiones debido a las cargas del tráfico y que le son impuestas por el pavimento son reducidas por la base.

3.4.3. Propiedades de la base

La función de la base exige determinadas propiedades, como la estabilidad, que es la propiedad de inalterabilidad volumétrica relativa en función de los ciclos humedad–sequedad y hielo–deshielo. Los ensayos que se realizan a la parte fina de estos materiales con el fin de determinar su estabilidad frente a cambios de humedad y temperatura, son los siguientes:

- Plasticidad: Determinado por el límite líquido, plástico y de contracción.
- Hinchamiento: Determinado por el aumento de volumen al aumentar el grado de saturación de las probetas preparadas.

- Capacidad portante: Índice que describe la relación tensión – deformación de las base, se conoce como C.B.R., módulo de deformabilidad, etc. Teniendo un C.B.R. de un 60% como mínimo.

  Otras funciones determinadas por las características del entorno de las bases y que influyen en su comportamiento son:

- Impermeabilizante o drenante: Son de carácter secundario, cuando las bases están constituidas por materiales granulares, ya que tanto la estabilidad como la capacidad portante requerida, limitan el contenido de finos, por lo cual la capa de base se supone permeable, en cambio cuando las bases están constituidas por materiales tratados con cemento se suponen impermeables.

  Durante su vida útil, sin embargo, la impermeabilidad del pavimento tiende a desaparecer al igual que la de las bases tratadas con cemento debido a la figuración progresiva. Las bases granulares por el contrario tienden a disminuir su grado de permeabilidad relativa por contaminación y/o por rotura de los áridos que la constituyen. En ambos casos se produce un aumento del grado de saturación en las capas de la estructura y una permanencia prolongada del agua en ellas. La presencia de agua en la estructura es siempre de carácter negativo.

- Anticontaminante: Es la función de evitar la migración de finos de la capa inferior a la superficie. Este fenómeno es producido por el flujo de agua en los materiales saturados bajo la carga inducida por el tráfico.

Debido a la gran diferencia de rigideces entre un pavimento de hormigón de cemento ($E_1 \cong 300.000$ Kg/cm^2) y el suelo de fundación ($E_2 \cong 100$ a 1.000 Kg/cm^2), las cargas del tráfico no generan presiones importantes sobre la subrasante.

A fin de mantener la uniformidad de soporte de la losa de concreto es por lo que se requiere la base, para cumplir uno o más de los siguientes propósitos:

- Evitar las contracciones y expansiones de la subrasante construida con suelos susceptibles a los cambios volumétricos.

Debido a expansiones y contracciones diferenciales del suelo se producen desuniformidades en el apoyo de la losa. Esto se ilustra a continuación.

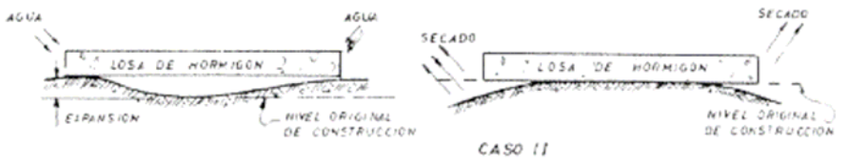


Fig. 3.9. Desuniformidades debido a contracciones y expansiones del suelo.

El primer caso corresponde a un pavimento construido cuando el suelo estaba seco y que, posteriormente, sufrió expansión diferencial por efecto del exceso de humedad en los bordes.

El segundo caso corresponde a un pavimento construido con el suelo saturado y expandido y que, posteriormente, sufrió contracciones debidas a las pérdidas de humedad.

La siguiente tabla muestra valores de expansión aproximados.

Grado de expansión de suelos

Grado de Expansión	*Porcentaje de Expansión (*)*	*Indice de Plasticidad*	*Clasificación H.R.B.*
No expansivo	< 2	0 – 10	*A1, A3, A2-4 A2–5, A–4*
Medianamente expansivo	2 a 4	10 – 20	*A2–6, A2–7 y A–5*
Altamente expansivo	> 4	20	*A–6 y A–7*

Tabla 3.10. Grado de expansión de los suelos.

Fuente: Diseño estructural de pavimentos y sub bases de pavimentos.

Para la mayoría de los suelos y condiciones climáticas basta con colocar una capa de base de 10 a 15 cm. de espesor a fin de uniformar los cambios de humedad sobre la subrasante. Para condiciones climáticas extremas y suelos muy expansivos, pueden ser necesarios espesores de hasta 45 cm. para evitar los efectos perjudiciales del hinchamiento del suelo de la subrasante.

- Evitar la erosión de la subrasante por efecto de surgencia (pumping).

La erosión por surgencia puede ocurrir cuando se coloca una losa de hormigón directamente sobre una subrasante de suelo fino. La erosión por surgencia consiste en una expulsión de una mezcla de suelo fino y agua (barro) por las junturas y grieta del pavimento debido a la presión generada por las cargas de tráfico. Este fenómeno repetido termina por provocar una discontinuidad en el apoyo de la losa de hormigón. Esto se ilustra a continuación:

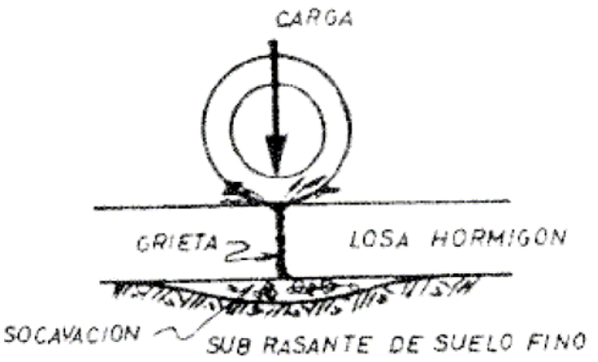


Fig. 3.10. Pumping.

Para que ocurra erosión por surgencia deben ocurrir los siguientes factores:

1. El suelo de la subrasante debe estar en suspensión en el agua.
2. Existencia de agua entre el pavimento y subrasante o subrasante saturada.
3. Pasadas frecuentes de cargas pesadas.

Estudios experimentales han mostrado que suelos con menos de un 45% bajo la malla Nº 200 y con un índice de plasticidad menos que 6 no son susceptibles a este efecto.

Se recomiendan los siguientes requisitos para las bases de pavimentos de hormigón a fin de evitar la erosión por surgencia:

Tamaño máximo: no más de 1/3 del espesor de la base.

Pasa de malla Nº 200: 35% máximo.

Índice de plasticidad: 6 máximo.

Límite líquido: 25 máximo.

El material debe tener una graduación y compactación tal que no se produzcan aumentos importantes de densidad después de la puesta en servicio.

Un espesor de 7,5 cm. (3") de base previene del efecto de erosión por surgencia para tráfico pesado. Es práctica común colocar 10 a 15 cm. de espesor, exceso que resulta innecesario.

- Controlar el efecto de penetración de las heladas.

Cuando el agua se congela se expande en un 9% en volumen, pudiendo crear tensiones importantes sobre la estructura de hormigón y efectos perjudiciales en el suelo de fundación. Tanto mayor es el daño cuanto mayor sea la susceptibilidad del suelo a la helada y la profundidad que alcanza esta. (se define como suelo heladizo aquel en que la helada produce deformación de consideración).

Para proteger las estructuras de pavimento es necesario colocar un espesor de material no heladizo hasta la profundidad que alcanzan las heladas.

La colocación de una base debe también considerarse necesaria en relación a aspectos constructivos y económicos, ya que permite formar una plataforma de trabajo relativamente estable al paso del equipo y lograr una mejor nivelación para la colocación de los moldes y concreto.

3.5. Hormigón

3.5.1. Generalidades

El hormigón de cemento es una mezcla de cemento Pórtland (pudiendo ser corriente o de alta resistencia), con agregados pétreos (áridos) gruesos y finos, agua y eventualmente aditivos, sometida a un proceso de endurecimiento.

Los hormigones se clasifican según su resistencia a la compresión, controlada en probetas de ensayes de hormigón fresco, o en testigos extraídos del pavimento. La confección de las probetas se efectúa en conformidad a la norma NCh e of.75, el ensaye de probeta y testigos se efectúa de acuerdo a la norma NCh 1037 of.77. De conformidad a la norma NCh 170 of.85 los tipos normales de hormigones con su resistencia a flexo tracción son los siguientes:

Para calzada, calles con alto tráfico	42 Kg/cm^2
Para calzada, calles de tránsito medio y bajo	40 Kg/cm^2
Para pasajes conectados en ambos extremos	40 Kg/cm^2
Para pasaje ciego en su último tramo, conectado a la calle o pasaje	38 Kg/cm^2

No se permitirá la ejecución de pavimento durante lluvia ni con temperaturas inferiores a 5º C ni superiores a 30º C en el hormigón. (si no hay equipamiento adecuado).

Previo a la colocación del hormigón la base se humedecerá artificialmente con agua evitando la formación de charcos.

En relación a los materiales componentes del hormigón, el cemento será Pórtland Puzolánico conforme a lo establecido en la NCh 148 Of68. los áridos serán chancados en al menos tres fracciones grava, gravilla y arena que cumplan con la NCh 163 Of77. El agua de amasado será potable, en caso contrario deberá cumplir con lo establecido en la NCh 1498 Of82.

En caso de usar aditivos (aceleradores o retardadores de fraguado, plastificantes, incorporadotes de aire) se basarán en antecedentes previos o mezclas de prueba.

El curado debe cumplir con las normas ASTMC309-58 o la AASHTO M148-62, reflejar más del 60% de la luz, poseer alta viscosidad, secar en un tiempo máximo de 30 min. No se aceptan compuestos de curado en base a emulsiones.

3.5.2. Comportamiento de pavimentos de hormigón

3.5.2.1. Alabeo en losas

- ¿Que es el alabeo?

El alabeo se produce cuando la parte superior de la losa trata de ocupar un volumen menor que la parte inferior; esto puede suceder por diferencias entre las porciones superiores e inferiores con respecto a la retracción, temperatura, contenido de humedad y otras variables. Para que la losa se mantenga intacta, sus bordes deben levantarse. Estos bordes pueden estar constituidos por el término discontinuo de la losa, una junta de construcción, una junta de contracción o una grieta suficientemente ancha. Las esquinas de las losas sin restricciones verticales, deben levantarse más alto que los bordes más alejados, para que no se produzcan grietas.

Muchas losas de piso tienen bordes que realmente levantan la rasante; estas juntas alabeadas levantadas que se mueven bajo el flujo vehicular, con frecuencia, han sido mal diagnosticadas creyendo que tienen una subbase débil. A medida que los bordes de las losas tratan de alabearse hacia arriba, la gravedad y la fluencia lenta producen un

efecto contrario, pero sólo pueden compensar parcialmente el alabeo. La cantidad de alabeo y el perfil de éste dependen de muchos y complejos factores. Entre ellos se encuentra el potencial de retracción del hormigón, la resistencia, el soporte de la subrasante, las condiciones de humedad y de temperatura, el espesor de la losa, la separación de la junta y otros. (Wayne et al, 2000).

- ¿Qué es la retracción?

Es la variación de volumen debido a la hidratación del cemento y a las variaciones de humedad. Se puede presentar mientras el hormigón está plástico o endurecido, siendo esta última más importante.

Los movimientos de hormigón endurecido están restringidos por el suelo de fundación, las armaduras de refuerzo y por el hormigón adyacente que ya no está plástico, generándose esfuerzos de tracción que si el hormigón no puede soportar se agrieta.

Para controlar, las dosis de agua deben ser compatibles con la compactación; las dosis de cemento deben ser reducidas y compatibles a la resistencia; evitar al máximo la exudación; e impedir secados prematuros por medio del curado.

- ¿Por qué el alabeo es un problema?

Por diferentes razones, un alabeo importante constituye un problema. En la superficie de la losa se producen tensiones de tracción considerables, desde los bordes que tienden a alabearse hacia arriba, debido al peso propio y cualquier carga o restricción vertical que intenta empujarlos hacia abajo; esto, además de la retracción, puede producir agrietamiento.

Al deslizarse las ruedas a través de los bordes de las juntas alabeadas (sin barras de traspaso de carga adecuadas) pueden hacer que un borde baje primero, luego el otro, contribuyendo al desconchado de la junta, falla en el relleno o sello de la junta y otros problemas más. Las juntas muy alabeadas o grietas pueden reducir la fluidez del tránsito vehicular de un piso o pavimento, provocando desagrado en el conductor problemas en el vehículo y reducción de la productividad.

- ¿Por qué el alabeo y la retracción constituyen un gran problema en la actualidad?

Las resistencias a la compresión del hormigón para pisos han aumentado. Los hormigones con resistencias mayores generalmente (no siempre) se retraen más y siempre poseen un módulo de elasticidad mayor. El módulo de elasticidad es un factor muy importante porque mientras mayor sea el módulo, más alabeo se producirá y los bordes alabeados con el tiempo cederán menos hacia abajo debido a la fluencia lenta.

- ¿En qué aplicaciones es más complicado el alabeo?

En ciertas aplicaciones el alabeo es más crítico. Se debe minimizar el alabeo cuando existe un gran flujo vehicular. Las losas sometidas a grandes cargas están más propensas a agrietarse cuando las zonas alabeadas no se encuentran apoyadas en la subbase.

- ¿Cómo puede corregirse una losa alabeada?

Para las losas sometidas a un tráfico vehicular importante, con movimiento vertical de la junta, los huecos bajo las juntas deberían rellenarse con un grout aplicado a presión. Los huecos grandes pueden llenarse con un grout de cemento, agua y, tal vez, una puzolana o arena fina. El grout para los huecos de tamaño medio no debe contener de ningún modo arena fina. A los huecos menores, pero que permiten un movimiento excesivo de la grieta o junta, se les debe aplicar un grout químico adecuado. Cuando existen huecos y un suelo cohesivo blando (como arcilla o limo), el grout a presión podría exigir complementarse con colocación de barras de traspaso de carga.

Causas del alabeo.

- El cemento y los áridos

Los áridos han cambiado de diferentes formas. El cambio más importante ha sido el aumento de las diferencias de granulometrías, cuando se considera tanto a los áridos finos como los gruesos combinados. Si se hiciera un análisis a un tamiz combinado, en base al porcentaje por peso retenido en cada tamiz desde el tamiz de 1-1/2 pulg. hasta el Nº 100 (37,5 mm. a 150 mm.), algunos tendrían un porcentaje tan pequeño como el 0,1% y tanto como el 33 % retenido, de la cantidad total de áridos (gruesos y finos) y aún cumplen con la

norma ASTM C 33. (No parecería raro encontrar que uno o más tamices podrían no tener casi nada retenido en ellos y otros podrían tener 1/3 del total de los áridos de una mezcla). La diferencia en la granulometría no constituye un gran problema para la resistencia del hormigón, pero afecta de manera negativa a muchas otras propiedades, incluidas la retracción y el alabeo. El reciente aumento en el número de especificaciones que exigen restricciones en los áridos combinados, como por ejemplo, un 8% mínimo y un 18% máximo de retención en cualquier tamiz, es un paso adelante.

- Los aditivos y la razón agua-cemento

Hace treinta años muchas mezclas de hormigón para pisos no contenían ningún tipo de aditivos. Si se utilizaba algún aditivo para los pisos, se trataba de reductores de agua de bajo rango a temprana edad, o bien, de aditivos incorporadores de aire para pisos a la intemperie en clima frío. No obstante, en la actualidad es raro que una mezcla de hormigón no contenga aditivos, y muchas contienen más de uno (de hecho, algunas contienen tantos que se convierten casi en una "sopa química"). Sin embargo, no todos se han fabricado de igual manera, y algunos pueden aumentar la retracción y el alabeo.

Hoy en día, muchas especificaciones exigen relaciones agua-materiales cementicios bajas (a/mc) para los pisos, de 0,45 o menor. A veces por razones válidas, como por ejemplo, para aumentar la durabilidad o disminuir la permeabilidad. Sin embargo, muchas veces se debe a una creencia errónea, al pensar que siempre se reducirá la retracción al disminuir el contenido de agua. Los áridos tienen una cierta demanda de agua de acuerdo a su tamaño, forma, textura y granulometría; de esta forma, no es bueno reducir demasiado el contenido de agua, si es que no se reduce del todo. Por lo tanto, para alcanzar la razón a/mc especificada, el proveedor de hormigón agrega la cantidad suficiente de material cementicio para lograr la conformidad. La mayoría de las personas relacionadas con la industria del hormigón sabe que mayor cantidad de agua en una mezcla dada aumenta la retracción, pero muchas desconocen que más cantidad de material cementicio puede tener el mismo resultado (aunque en menor grado). Por otra parte, si un reductor de agua de amplio rango o de rango medio se utiliza con el fin de mantener el contenido del material cementicio y la

trabajabilidad, pero reducir el contenido de agua, el esperado descenso en la retracción puede no ser así y, en cambio puede aumentar. Además, la mayor resistencia a la compresión (y el mayor módulo de elasticidad resultante) de cualquiera de los métodos utilizados para alcanzar la menor razón a/mc, aumentará el alabeo. De esta manera, utilizando esta práctica, el profesional que diseña puede, sin quererlo, aumentar las posibilidades de que se produzca agrietamiento o alabeo.

- ¿Cuáles son las causas y qué podemos hacer?

Además de lo mencionado anteriormente, cualquier acción que incremente o disminuya la retracción tendrá el mismo efecto sobre el alabeo.

Tabla 1: Efecto acumulativo de los factores adversos en la retracción[2]

Prácticas pobres que puede provocar el aumento de la retracción en las losas de piso	Incremento equivalente en la retracción, %	Efecto acumulativo
Temperatura del hormigón en la descarga, permitido hasta 27°C (80°F), mientras que tomando ciertas precauciones, ésta se podría haber mantenido en 16°C (60°F)	8	1,00 x 1,08 = 1,08
Uso de descenso de cono de 150 a 180 mm (6 a 7 pulg.) cuando se podría haber usado un descenso de cono de 75 a 100 mm (3 a 4 pulg.)	10	1,08 x 1,10 = 1,19
Trayecto demasiado largo del camión mezclador, período muy largo de espera en obra o demasiadas revoluciones en la velocidad de mezclado	10	1,19 x 1,10 = 1,31
Uso de áridos de tamaño máximo 19 mm (3/4 pulg) bajo condiciones donde debió haberse usado áridos de 38 mm (1-1/2 pulg)	25	1,13 x 1,25 = 1,64
Uso de cemento con características de retracción relativamente altas	25	1,64 x 1,25 = 2,05
"Suciedad" excesiva en los áridos por lavado insuficiente o contaminación durante la manipulación	25	2,05 x 1,25 = 2,56
Uso de áridos de baja calidad inherente con respecto a la retracción	50	2,56 x 1,50 = 3,84
Uso de un aditivo que produce alto grado de retracción	30	3,84 x 1,30 = 5,00
AUMENTO TOTAL (%)	Sumatoria = 183	Acumulativo = 400

Tabla 3.11. Efecto acumulativo de factores adversos en la retracción.

Fuente: Revista BIT, Las causas del alabeo de las losas de piso.

- La resistencia

Las resistencias a la compresión del hormigón no deberían ser mayores a lo necesario para obtener la capacidad estructural y la durabilidad requeridas. Cualquier resistencia mayor a la necesaria, en general, es perjudicial con respecto al alabeo y a la retracción. Para un piso con tráfico pesado y alta abrasión, se debe considerar el uso de una buena mezcla de hormigón de 3.000 psi (resistencia cúbica de 26 MPa) con un endurecedor metálico o mineral (si es el caso) para la durabilidad de la superficie.

- La separación y el reforzamiento de las juntas

Al minimizar la separación de las juntas de las losas se puede disminuir enormemente el alabeo y las grietas resultantes así como también otros problemas. Para las losas no reforzadas o muy poco reforzadas, el criterio más común utilizado para la separación de las juntas es de 36 veces el espesor de la losa y puede ser inadecuado para muchos de los hormigones actuales, especialmente, al aumentar el espesor de la losa. Es cierto que a mayor espesor de la losa, mayor puede ser la separación de la junta; sin embargo, no existe una relación lineal. Creemos que, a menos que las personas conozcan realmente lo que están haciendo, no debería excederse los 4,6 m (15 pies) de separación para las losas no reforzadas o muy poco reforzadas Al usar más reforzamiento, más se podrá reducir el alabeo.

- Otras consideraciones

Otra forma de reducir el alabeo es usando losas diseñadas y construidas adecuadamente, con reforzamiento continuo, sin juntas de contracción ni hormigón de retracción compensada o postensado. El postensado puede compensar el alabeo. Las temperaturas tanto del hormigón como del ambiente en la obra deberían ser lo más bajas posibles. Además de minimizar la retracción y el secado de la superficie, esto puede reducir la contracción térmica por enfriamiento (tanto a corto como a largo plazo). Un curado adecuado es siempre importante, pero especialmente en las primeras horas después de la colocación del hormigón. Se debe evitar que la superficie se seque de manera excesiva entre las operaciones de acabado. Con frecuencia, la mayor pérdida de humedad se ubica cerca de los bordes de la losa y de las juntas de construcción, durante el período de curado y después, debido a los materiales y/o prácticas inadecuados. Por desgracia, esto aumenta el alabeo en las peores ubicaciones. Minimizar el diferencial de humedad desde la superficie hacia la base es de gran importancia porque la base de la losa casi siempre contiene un mayor grado de humedad, por lo tanto, un mayor volumen que la superficie; entonces, aumenta el alabeo.

Fig. 3.11. Alabeo de una losa.

La base de la losa presiona hacia el suelo debido a su propio peso. La deformación máxima de la losa, con respecto al suelo, se produce cerca del borde voladizo y disminuye hacia el centro de la losa, a medida que la porción central se levanta un cierto grado del suelo. Al aumentar el alabeo, la distancia voladiza aumenta y la losa se hunde más en el suelo. Si se aplica una carga en el extremo del voladizo, la tracción por flexión aumenta enormemente en comparación con una losa que se encuentra completamente apoyada en el suelo. La carga aplicada hará disminuir la distancia del voladizo a medida que la losa baja hacia el suelo. Cabe notar la enorme importancia que tienen las barras de transferencia de carga adecuadas entre los paños de losa alabeada y cargadas en los bordes.

La distancia de la esquina diagonal de la losa, que no está en contacto con el suelo, es aproximadamente el doble que la distancia del borde al centro de la losa, que no está en contacto con el suelo. La separación bajo el centro del borde de la losa es aproximadamente un 30% de la separación existente bajo la esquina de la losa.

Las mayores tensiones por alabeo se encuentran dentro de una amplia área al centro del paño de losa, lo que explica porqué casi todas las llamadas "grietas por retracción" se encuentran en la sección intermedia a lo ancho de la losa. Aproximadamente, el 36% del área de la losa tiene una tracción por alabeo mayor al 50% de la capacidad de flexión de la losa. El área de la losa que no se encuentra en contacto con el suelo es cercana al 50% del área total del paño de losa.

La tracción por alabeo es mucho más importante a medida que aumenta el espesor.

Salvo para las separaciones muy largas de juntas, a medida que el módulo de reacción K de la rasante aumenta (el suelo proporciona un apoyo más rígido), la tracción por alabeo también sube.

Esto se debe a que la losa no hace mucha presión sobre el suelo que la soporta, entonces aumenta la longitud del borde de la losa que se encuentra volada, al no poder "hundirse" en la base.

Las tensiones por alabeo se reducen para los hormigones de baja resistencia con el mismo potencial de retracción porque el módulo de elasticidad es menor. Las tensiones por retracción para los hormigones de cualquier tipo de resistencia y potenciales de retracción no difieren mucho cuando la separación de la junta es de 4,6 m. (Wayne, 2000).

3.5.2.2. Gradientes térmicos

Los cambios en la temperatura ambiente originan variaciones en la temperatura a distintas profundidades de la losa.

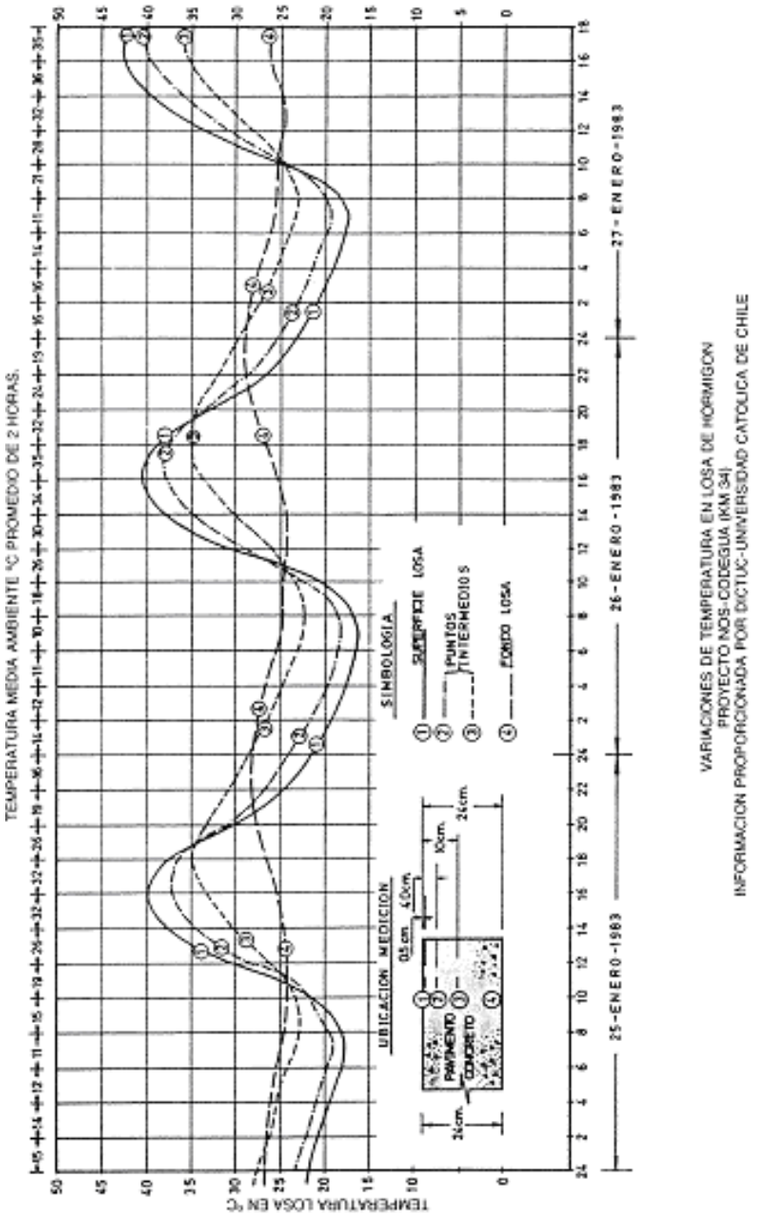


Fig. 3.12. Variaciones de temperatura en losa de hormigón.
Fuente: ICH, Diseño de pavimentos de hormigón.

El gradiente de temperatura varía con las oscilaciones de las temperaturas diarias y estacionales, provocando una desigual dilatación o contracción de la masa de hormigón según su distancia a la superficie de la misma, dando como resultado el alabeo de la losa.

Este movimiento está parcialmente impedido por el peso propio, fricción de apoyo y reacciones en los dispositivos de transmisión de cargas entre losas, lo cual provoca “tensiones”; el alabeo altera el régimen de contacto de la losa con la subrasante, pudiendo aumentar, por esta razón, las tensiones producidas por la acción de las cargas.

En verano, durante el día, se produce el máximo gradiente positivo. La losa se deforma arqueando los bordes hacia abajo. Es decir, tienden a una forma convexa cuando por efecto de insolación la temperatura en la superficie se eleva por sobre la de su base.

Durante la noche, especialmente de madrugada, ocurre lo contrario y la losa se deforma arqueando los bordes hacia arriba. Es decir, cuando el sol declina y la temperatura superficial desciende, las losas tienden a una forma cóncava por levantamiento relativo de los bordes respecto al centro que permanece apoyado.

La temperatura media de la losa también cambia y provoca dilatación o contracción; al estar su movimiento restringido por el rozamiento con la subrasante o subbase y la resistencia de las juntas, se producen tensiones en el pavimento.

Las tensiones originadas por los cambios de temperatura, normalmente han sido incorporadas en los métodos de diseño.

3.5.2.3. Deformaciones por temperatura (alabeos térmicos)

Según IDIEM los resultados típicos de mediciones de temperaturas internas de losas obtenidas durante un ciclo completo de un día soleado de verano, muestran que:

- La temperatura media mínima ocurre temprano en la mañana, en tanto que la media máxima se produce típicamente alrededor de las 15-16 horas.
- El intervalo de temperaturas en la superficie llega a ser unas 4 veces más amplio que el intervalo en el fondo de la losa.
- No existe ningún instante en que la distribución de la temperatura sea lineal con la profundidad, ni menos constante.

Consecuencia de lo anterior es la existencia de fuertes gradientes térmicos negativos en el interior de la losa, esto es, más frío arriba que abajo, que tienden a predominar en horas nocturnas de un día cualquiera y a lo largo del año.

Los gradientes positivos máximos, si bien son numéricamente altos, tienen una duración más breve en el día y ocurren preferentemente en verano. Como consecuencia de las variaciones diarias en los gradientes térmicos, las losas del pavimento experimentan continuas deformaciones.

Las variaciones de abertura de una junta, medidas en profundidad al borde de la losa, de un ciclo completo de un día soleado de verano, muestra que:

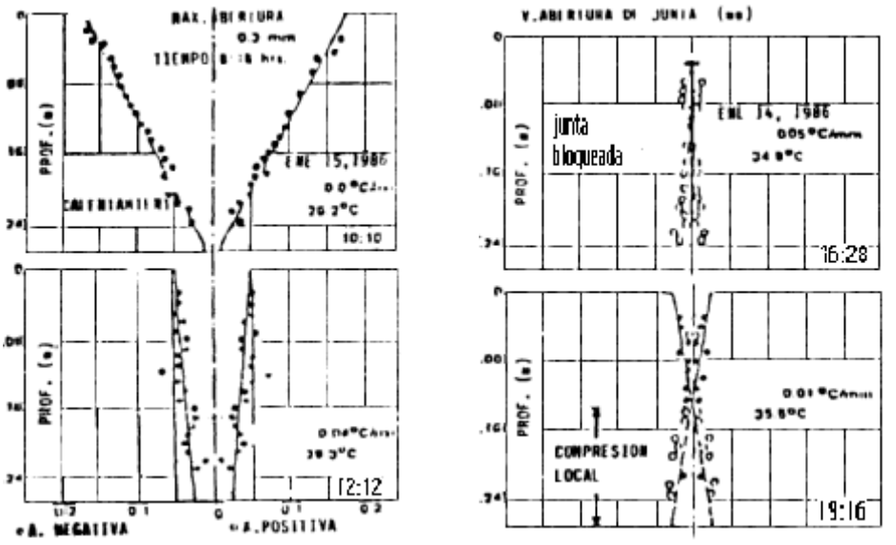


Fig. 3.13. Variaciones de aberturas de juntas medidas en el espesor de la losa.
Fuente: IDIEM, Proyecto de investigación pavimentos de hormigón.

- En todo instante las secciones se mantienen planas y su giro varía con el gradiente.
- Para gradiente negativo la junta puede estar completamente abierta si la temperatura media es lo suficientemente baja, o sus cantos inferiores pueden estar en compresión si la temperatura media es alta.
- Para gradiente positivo y temperatura media suficientemente alta, la junta llega a cerrarse impidiendo todo giro (junta bloqueada).

(IDIEM et al, 1990).

En los días nublados de invierno las temperaturas son bajas y muy estables, por lo que no hay cambios significativos en los gradientes y por consecuencia en los giros; al tiempo que las caras de las juntas se encuentran abiertas y la compresión en el borde inferior es pequeña o inexistente.

En días soleados de verano, cuando la temperatura de las losas se eleva lo suficiente y los bordes inferiores de las caras de las juntas comienzan a tocarse y comprimirse, las aberturas acusan una disminución no lineal de suave aproximación al bloqueo completo de todas ellas.

Alabeos térmicos:

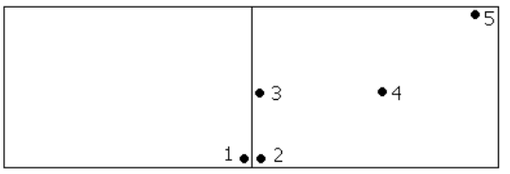


Fig. 3.14. Ubicación puntos con movimientos verticales.

Según el esquema anterior:

- Los movimientos verticales de las esquinas y bordes de la losa (2, 5 y 3) experimentan una oscilación a lo largo del día que sigue la variación del gradiente con mínimos cuando éste es máximo o positivo. Cuando el gradiente es negativo las esquinas y bordes se encuentran levantados y la losa adquiere un manifiesto alabeo cóncavo.
- Cuando el gradiente térmico es nulo, la deformación de alabeo es intermedia.
- El comportamiento del punto central 4 es en todo instante inverso al de las esquinas y bordes-, de manera que cuando estos están apoyados debido a un fuerte gradiente positivo, el centro se levanta y en ocasiones también el punto 3, lo que conduce a una forma aproximadamente cilíndrica.

El valor mínimo de los desplazamientos por alabeo en esquinas y bordes, se alcanza en verano en horas de fuerte gradiente positivo, que en el caso presentado corresponde al lapso 11-19 horas, lo que se interpreta como pleno apoyo de la losa en dichos puntos. Durante el resto del tiempo la losa permanece alabeada, con apoyo parcial de su área central. En invierno, esta condición de apoyo parcial permanece el día completo.

Por otra parte existe una marcada simetría en los alabeos de esquinas opuestas 2 y 5, ilustrándose con ello la poca restricción que impone en este aspecto la junta longitudinal amarrada con hierros. Esto es particularmente cierto en todos los casos de pavimentos con sólo 2 carriles que constituyen la generalidad del país, y en especial Valdivia.

Puede verse que en un ciclo diario el comportamiento de las esquinas y previsiblemente de todo el borde transversal, es distinto

según se trate de la rama de calentamiento matinal o de enfriamiento nocturno, debido a la menor restricción de giro que existe en las juntas cuando éstas están más abiertas. A medida que aumenta la temperatura superficial el alabeo cóncavo disminuye, al tiempo que las juntas se cierran y tienden al bloqueo. En la tarde el enfriamiento superficial invierte el proceso, pero por un camino distinto, debido a que por la inercia térmica del hormigón las losas se contraen muy lentamente, restringiéndose el desarrollo del alabeo a medida que el gradiente disminuye. En invierno, debido a las bajas temperaturas medias las juntas abiertas no alcanzan a restringir los alabeos y ambas ramas tienden a coincidir en una línea recta.

Luego de hacer un registro de deflexiones bajo carga medidos simultáneamente, se deduce:

Las deflexiones son siempre elásticas y que para el estado térmico de gradiente negativo, las losas basculan en torno a su apoyo en la zona central detectándose levantamientos en los puntos 1, 2, 3 y 5, cuando los ejes pisan la losa en las inmediaciones del borde alejado respecto al punto en consideración. Para el estado térmico de fuerte gradiente positivo las deflexiones son mínimas y representan la deformación elástica de los bordes de la losa bien apoyada más la compresión del apoyo por la acción del eje de carga

3.5.2.4. Transferencia de carga

En virtud de lo observado en los pavimentos de hormigón, en los que se demuestra la existencia generalizada de una deformación de alabeo de las losas que varía con los gradientes térmicos a lo largo de un ciclo diario, se presta atención a lo que ocurre simultáneamente en las juntas transversales. En efecto, los ciclos de variación de las temperaturas medias en el espesor de la losa producen contracciones y elongaciones longitudinales que hacen variar las aberturas de las juntas transversales desde una abertura extrema, en que el pavimento se comporta como un conjunto de losas relativamente aisladas, hasta una situación de completo bloqueo de juntas en días soleados muy calurosos, en que el pavimento se comporta como una cinta continua.

CAPÍTULO IV: Diseño de pavimentos rígidos

4.1. Generalidades

Un pavimento rígido consiste básicamente en una losa de hormigón simple o armado, apoyados directamente sobre una base o subbase.

En los pavimentos de hormigón, la capacidad de carga está determinada fundamentalmente por la losa, ésta tiene un gran efecto repartidor de carga y la presión de contacto entre la losa y su fundación es sólo una pequeña fracción de la presión superficial. Este efecto se denomina usualmente como acción de viga de los pavimentos rígidos.

El diseño estructural de un pavimento de hormigón incluye dos aspectos básicos, el diseño del espesor de la losa y el diseño de las junturas.

4.2. Clasificación de los vehículos

Como en todo diseño de pavimento, es necesario conocer las solicitaciones de tránsito que estos deberán soportar durante la vida del diseño.

Es de especial importancia en la determinación de la estratigrafía de tránsito, la medición de las frecuencias de categorías de carga por eje en los vehículos pesados, como buses y camiones. Además determinar el número total de los vehículos que circulan, para estimar la capacidad necesaria de las vías y el correspondiente diseño geométrico. Luego determinar la clasificación de los vehículos, en ejes simples, dobles y triples.

4.3. Estratigrafía del tránsito

Es conveniente agrupar las diferentes cargas por eje en un número reducido de categorías y establecer la frecuencia en base a un cierto número de vehículos.

Una vez conocida la estratigrafía de tránsito, el número de repeticiones de cada rango de carga se transforma en un número de ejes equivalentes de 18.000 libras (8,16 toneladas) que produzcan igual efecto sobre el pavimento.

4.4. Clasificación de las vías

La clasificación de las vías urbanas, establecida en la ordenanza general de construcción y urbanización:

a) Vías expresas (Autopistas regionales): Soportan un límite de tránsito superior a 2.500 vehículos por día y por pista. Se

caracterizan por disponer de dos o más calzadas, con dos o más pistas en cada una de ellas.

b) Vías principales: Soportan un volumen de tránsito entre 1.000 y 3.500 vehículos por día y por pista. Estas vías poseen un ancho importante, pudiendo contar con una o dos calzadas.

c) Vías colectoras: Estas vías soportan un volumen de tránsito entre 300 y 1.300 vehículos por día y por pista. Tienen como función servir al movimiento interno dentro de cada sector del área urbana. Disponen generalmente de una sola calzada de dos o más pistas.

d) Vías locales: Soportan un volumen de tránsito entre 30 y 400 vehículos por día y por pista. Su función principal es la de servicio local y preferentemente residencial. Disponen de una sola calzada de ancho limitado, por lo general de solo sentido de tránsito.

e) Pasajes: Soportan muy bajos volúmenes de tránsito, inferiores a 50 vehículos por día. Sirve exclusivamente para tránsito residencial, siendo utilizado al mismo tiempo por los peatones.

4.5. Estimación del tránsito futuro

Para determinar la vida útil en el diseño de un pavimento, es necesario disponer del crecimiento del tránsito a través de dicho período, y así poder determinar el número total de ejes equivalentes que sería necesario considerar en el diseño.

Para determinar la ley de crecimiento se considera una apreciación de los factores que van a influir, tales como: tendencia histórica, crecimiento del parque automotriz, crecimiento de la actividad económica, crecimiento y construcción de las vías cercanas, entre otras. Así esto podrá permitir fijar una cierta tasa de crecimiento anual o periódico.

4.6. Factores de equivalencia de ejes y tránsito de diseño

En relación a la estratigrafía de tránsito, se mencionó la necesidad de reducir todas las cargas de tránsito en una vía determinada a una carga – patrón o eje equivalente de 18.000 lb. (8.16 toneladas); para esto se aplica un factor de equivalencia, del cual se obtiene que el efecto producido por una carga cualquiera sea traducido en un efecto igual, de una determinada carga equivalente.

De acuerdo a estudios que derivan de censos de tránsito en las vías urbanas, se ha determinado valores representativos de estos valores de equivalencia, basados en una estimación suficientemente aproximada de los porcentajes que representan los vehículos pesados en relación al número total de vehículos que transitan por dicha vías.

Tipo de vías	% de vehículos pesados
Expresa	24
Principal	20
Colectora	18
De servicio	17
Local	16
Pasaje	14

Tabla 4.12. Fuente SERVIU, 1994

De acuerdo a estos porcentajes, se ha obtenido los siguientes factores de equivalencia para los diferentes tipos de vías.

Tipo de vías	Nº ejes equivalente/ eje vehículo pesado
Expresa	1,20
Principal	1,00
Colectora	0,90
De servicio	0,85
Local	0,80
Pasaje	0,10

Tabla 4.13. Fuente SERVIU, 1994

La determinación del número total de ejes equivalentes en la vida de diseño de un pavimento, están dadas por los factores de equivalencia aplicados al número total de vehículos pesados en circulación.

Si no se dispone de censo de tránsito que permitan llegar a tal cifra podrán usarse para el tránsito de diseño los valores que se indican en la siguiente tabla, obtenidos de un estudio efectuado por el SERVIU, en el cual se consideró una vida útil de 20 años y una tasa de crecimiento de 5% anual.

Tipo de vías	Nº de vehículo pesado/pista durante vida de diseño
Expresa	$5,5 \times 10^6$
Principal	$1,5 \times 10^6$
Colectora	$3,5 \times 10^5$
De servicio	$1,5 \times 10^5$
Local	$6,0 \times 10^4$
Pasaje	$1,0 \times 10^4$

Tabla 4.14. Fuente SERVIU, 1994

4.7. Diseño geométrico

Para el diseño de las calzadas y aceras se deberá tener el ancho del perfil transversal aprobado por el instrumento de planificación que corresponda.

En cualquier caso, el ancho de la calzada no podrá ser inferior a 3 m. en los pasajes y a 6 m. en las calles, mientras que el ancho mínimo de las aceras será de 1 m.

Para los efectos de cálculo de la capacidad vehicular de las vías, así como para su demarcación, debe considerarse que cada pista no podrá tener un ancho inferior a 2.75 m., ni superior a 4 m., siendo recomendable la utilización de un ancho modular de 3.50 m.

4.8. Diseño del pavimento

Para verificar el diseño de los pavimentos muestreados, lo haremos según el método de Dusan Dujisin.

Este nos entrega el espesor de la calzada necesaria, a partir de sólo tres parámetros, estos son: coeficiente estructural (que depende de los ejes equivalentes), resistencia a flexo tracción y la capacidad de soporte del suelo compuesto.

4.8.1 Fórmula

$$h^2 = \frac{30.000 * CE}{\sigma_{ft} * (K_c)^{1/3}}$$

Donde:

h^2 = Espesor de la calzada.

CE = Coeficiente Estructural.

σ_{ft} = Resistencia a la flexo tracción.

K_c = Capacidad de soporte del suelo compuesto.

4.9. Análisis de tránsito

Por lo visto anteriormente dentro de los parámetros considerados para el diseño estructural de un pavimento, el estudio de tránsito es el factor más importante en la determinación del espesor de la carpeta de rodado.

CAPÍTULO V: Deterioro del pavimento

5.1. Nomenclatura y definición de falla

Para poder clasificar el deterioro de los pavimentos en estudio revisaremos algunos conceptos.

- Fractura: Una abertura larga de ancho pequeño en el pavimento.
- Fisura: Una fractura fina, por lo general con un ancho igual o menor a 3 mm.
- Grieta: Una fractura, por lo general con ancho mayor de 3 mm.

Evidentemente la falla en nuestro caso corresponde a una grieta o varias de ellas, ya que se produce un levantamiento y fracturas de un ancho superior a 3 mm.

5.2. Daños a pavimento de concreto

5.2.1. Fisuras

- Fisura transversal o diagonal: Fracturamiento de la losa que ocurre aproximadamente perpendicular al eje del pavimento, o en forma oblicua a este, dividiendo la misma en dos planos.

Fig. 5.15. Fisura Transversal.

- Fisura longitudinal: Fracturamiento de la losa que ocurre aproximadamente paralela al eje de la carretera, dividiendo la misma en dos planos.

Fig. 5.16. Fisura longitudinal.

- Fisura de esquina: Es una fisura que intersecta la junta o borde que delimita la losa a una distancia menor de 1.30 m a cada lado medida desde la esquina. Las fisuras de esquina se extienden verticalmente a través de todo el espesor de la losa.

Fig. 5.17. Fisura de esquina.

- Losas subdivididas: Fracturamiento de la losa de concreto conformando una malla amplia, combinando fisuras longitudinales, transversales y/o diagonales, subdividiendo la losa en cuatro o más planos.

Fig. 5.18. Fisura de esquina.

- Fisuras en bloque: Fracturamiento que subdividen generalmente una porción de la losa en planos o bloque pequeños de área inferior a 1 metro cuadrado.

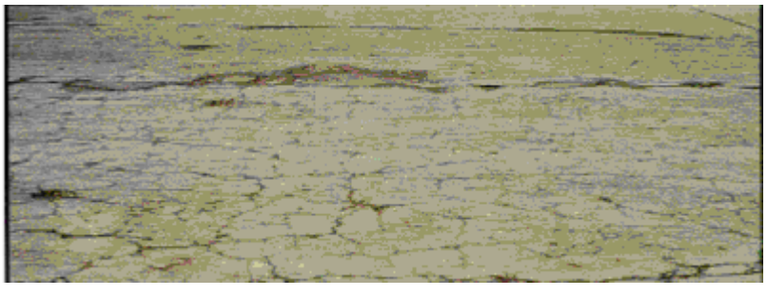


Fig. 5.19. Fisura en bloque.

- Fisuras inducidas: Se incluyen bajo esta denominación un conjunto de fisuras de forma errática cuyo desarrollo en el pavimento es indicado por factores relativos a una inadecuada distribución de juntas o inapropiada inserción de estructuras u otros elementos dentro de las losas.

Fig. 5.20. Fisura inducida.

5.3. Deformaciones en los pavimentos de concreto

- Levantamiento de losas o levantamiento localizado: Sobre-elevación abrupta de la superficie del pavimento, localizada generalmente en zonas contiguas a una junta o fisura transversal, es decir, localizado a ambos lados de una junta transversal o grieta. Habitualmente el hormigón afectado se quiebra en varios trozos.

  También son llamados blow up o buckles y ocurren en tiempo cálido, usualmente en una grieta o junta transversal que no es lo suficientemente amplia para permitir la expansión de la losa. Por lo general, el ancho insuficiente se debe a la infiltración de materiales incompresibles en el espacio de la junta. Cuando la expansión no puede disipar suficiente presión, ocurrirá un movimiento hacia arriba de los bordes de la losa (Buckling) o fragmentación en la vecindad de la junta. También pueden ocurrir en los sumideros y en los bordes de las zanjas realizadas para la instalación de servicios públicos.

  Niveles de Severidad

  L: Causa una calidad de tránsito de baja severidad.

  M: Causa una calidad de tránsito de severidad media.

  H: Causa una calidad de tránsito de alta severidad.

Medida

En una grieta, un blow up se cuenta como presente en una losa. Sin embargo, si ocurre en una junta y afecta a dos losas se cuenta en ambas. Cuando la severidad del *blow up* deja el pavimento inutilizable, este debe repararse de inmediato.

Opciones de Reparación

L: No se hace nada. Parcheo profundo o parcial.

M: Parcheo profundo. Reemplazo de la losa.

H: Parcheo profundo. Reemplazo de la losa.

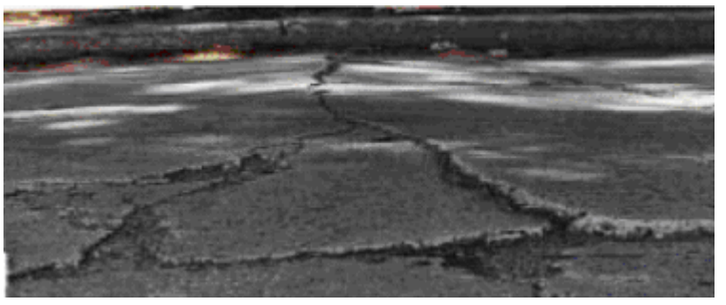


Fig. 5.21. Levantamiento de losas, acompañada de rotura.

- Dislocamiento: Es una falla provocada por el tránsito en la que una losa del pavimento a un lado de una junta presenta un desnivel con respecto a una losa vecina; también puede manifestarse en correspondencia con fisuras.

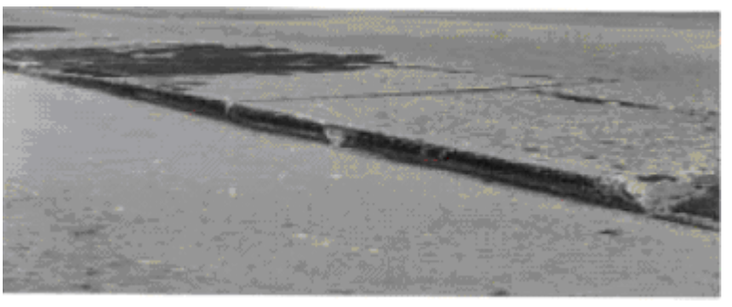


Fig. 5.22. Dislocamiento.

- Hundimiento: Depresión o descenso de la superficie del pavimento en un área localizada del mismo; puede estar acompañado de un fisuramiento significativo, debido al asentamiento del pavimento.

Fig. 5.23. Hundimiento acompañado de material sedimentado.

5.4. Desintegraciones en los pavimentos de concreto

- Descascaramientos y fisuras capilares: Descascaramiento es la rotura de la superficie de la losa hasta una profundidad del orden de 5 a 15 mm., por desprendimiento de pequeños trozos de concreto. Por fisuras capilares se refiere a una malla o red de fisuras superficiales muy finas, que se extiende solo a la superficie del concreto. Las mismas que tienden a intersectarse en ángulos de 120º.

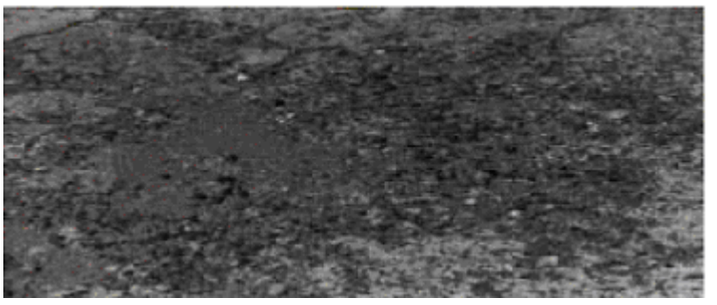


Fig. 5.24. Descascaramiento.

- Pulimiento de la superficie: Superficie de rodamiento excesivamente lisa por efecto del pulimiento de los agregados que la componen.

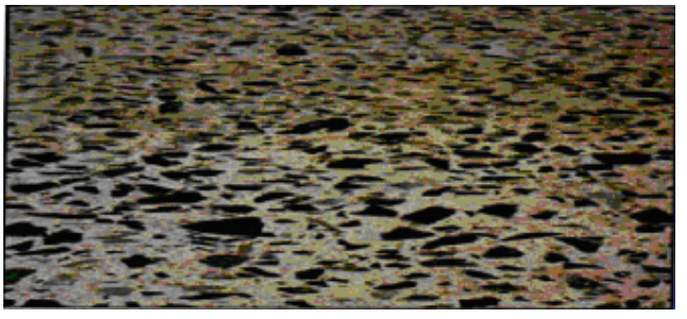


Fig. 5.25. Pulimiento de superficie.

- Peladuras: Progresiva desintegración de la superficie del pavimento por pérdida de material fino desprendido de matriz arena cemento del concreto, provocando una superficie de rodamiento rugosa y eventualmente pequeñas cavidades.

Fig. 5.26. Peladura formando cavidades.

- Bache: Descomposición o desintegración la losa de concreto y su remoción en una cierta área, formando una cavidad de bordes irregulares.

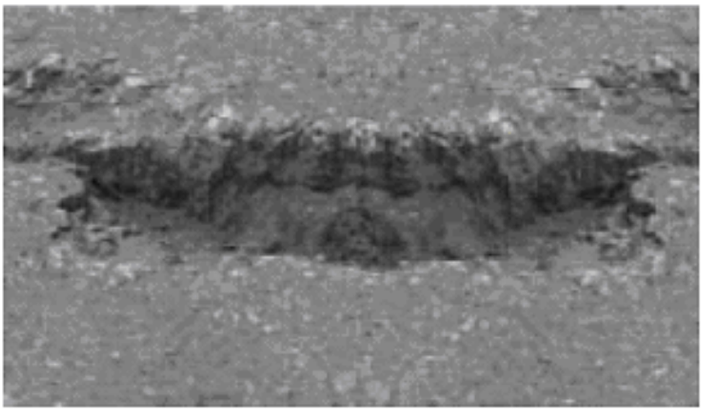


Fig. 5.27. Bache con bordes irregulares.

5.5. Deficiencias de juntas en los pavimentos de concreto

- Deficiencias en material de sello: Se refiere a cualquier condición que posibilite la acumulación de material en las juntas o permita una significativa infiltración de agua. La acumulación de material incompresible impide el movimiento de la losa, posibilitando que se produzcan fallas, como levantamiento o despostillamientos de juntas.

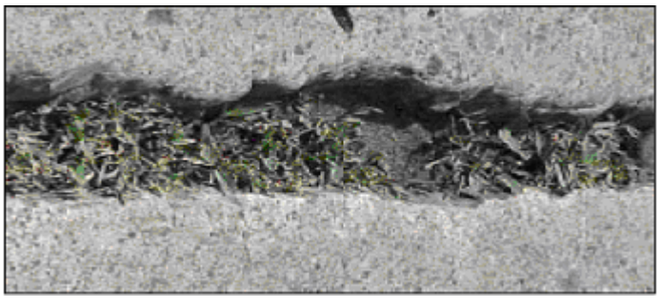
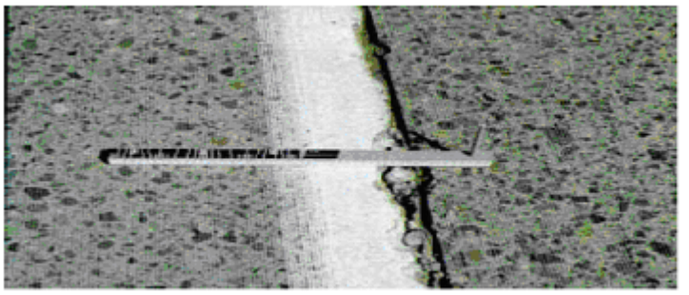


Fig. 5.28. Junta con acumulación de materia orgánica.

- Despostillamiento: Rotura, fracturación o desintegración de los bordes de las losas dentro de los 0.60 metros de una junta o una esquina y generalmente no se extiende más allá de esa distancia.

Además no se extiende verticalmente a través de la losa sino que intersectan la junta en ángulo.



Severidad Baja Severidad Mediana Severidad Alta

Fig. 5.29. Despostillamiento.

- Fisuras por mal funcionamiento de juntas: Fisuras sinuosas aproximadamente paralelas a la junta, en algunos casos transversalmente y en forma de arcos erráticos, localizados muy próximas a las mismas.

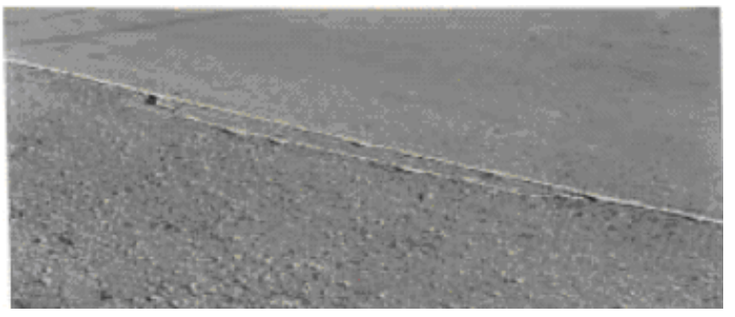


Fig. 5.30. Fisura por mal mantenimiento de juntas.

5.6. Otros deterioros en los pavimentos de concreto

- Parchados y reparaciones para servicios públicos: Un parche es un área donde el pavimento original ha sido removido y reemplazado, ya sea con un material similar o eventualmente diferente, para reparar el pavimento existente, también un parchado por reparación de servicios públicos es un parche que se ha ejecutado para permitir la instalación o mantenimiento de algún tipo de servicio público subterráneo.

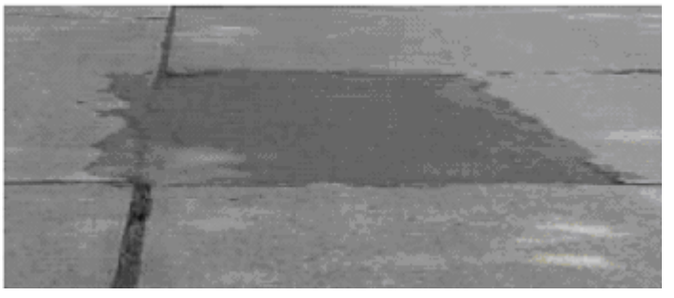


Fig. 5.31. Parchado.

De los deterioros de pavimentos antes mencionados los que se asemejan a las características propias de los puntos a estudiar son:

Deformación en los pavimentos de concreto: Levantamiento de losas.

Deficiencias de juntas en los pavimentos: Deficiencia en material de sello.

Además encontramos diversos parchados, pero en su mayoría en pésimo estado. (Tablas 2.1., 2.2. y 2.3.)

CAPÍTULO VI: Normas a seguir en los ensayos de testigos de hormigón endurecido

6.1. NCh 1037. Of77 Hormigón – Ensayo de compresión de probetas cúbicas y cilíndricas.

El procedimiento de ensayo, descrito en la Norma 1037, se resume a continuación:

- Medición de las probetas:

  Probetas cilíndricas: Se miden dos diámetros perpendiculares entre sí aproximadamente a media altura, y las alturas en las caras laterales, aproximando a 1 mm. Se determina la masa del cilindro antes de refrentar, aproximando a 50 gr.
- Ensayo: Se debe limpiar la superficie de contacto de las placas de carga y de la probeta, colocando la probeta en la máquina de ensayo alineada y centrada. Las probetas cilíndricas se colocan asentadas en una de sus caras refrentadas. Al acercar la placa superior de la máquina de ensayo se debe asentarla sobre la probeta de modo de obtener un apoyo lo más uniforme posible. La carga debe aplicarse en forma continua y a velocidad uniforme, de forma tal que la rotura alcance en un tiempo igual o superior a 100 segundos. Finalmente se registra la carga máxima expresada en Kgf.
- Resultados: Se calcula la resistencia a la compresión del hormigón mediante la siguiente fórmula:

  $R = P / S$

  Donde: S = Superficie de carga.

  P = Carga máxima.

6.2. NCh 1171/1. Of2001 Hormigón – Testigos de hormigón endurecido – Parte 1: Extracción y ensayo

Una de las razones por las cuales se hace necesaria la extracción y ensayo de testigos es que se tiene presente que existen situaciones que pueden permitir, eventualmente, que los resultados de las muestras de hormigón fresco no representen fidedignamente a su resistencia potencial (Holmgren, 1998)

Proceso de extracción y ensayo:

- Condiciones para la extracción:

Con la finalidad de evitar el deterioro del testigo durante el proceso de extracción, preparación o ensayo, es necesario asegurar que el hormigón tenga una edad mínima de 14 días

Los testigos extraídos en forma vertical deben estar separados en más de 60 cm. de los bordes y entre las juntas de proyecto.

- Extracción, transporte al laboratorio y preparación de testigos para ensayos:

Los procesos de extracción y transporte pueden producir daños, agrietamientos u otras alteraciones que impidan tener un resultado fidedigno.

La norma establece la necesidad de una redacción de un informe, en que conste, si existen o no, características visibles importantes del elemento del que se extrae el testigo (fisuras, porosidades, nidos de piedra), así como la ocurrencia o no de anormalidades durante el proceso de extracción (cambios de posición, reposicionamiemto, caídas de testigos y otros) y transporte (roturas de aristas o de la superficie por golpes u otros).

El marcado e identificación de cada testigo, debe efectuarse de manera indeleble en su manto, de manera tal que se pueda identificar en cualquier momento.

Antes de iniciar la preparación del testigo para su ensayo, se ha de realizar una inspección visual para verificar la existencia de fisuras, grietas, nidos de piedra, inclusiones de elementos ajenos al hormigón u otros. (se recomienda el uso de croquis o fotografías).

- Ensayo de densidad:

Dada la importancia de estimar la densidad del hormigón, puesto que se tiene directa relación con la resistencia mecánica, la norma establece que su ensayo debe efectuarse inmediatamente después de rectificadas o cortadas las caras del testigo. Además, para el cálculo de la densidad, debe tenerse presente la corrección por la posible presencia de elementos extraños al hormigón.

6.3. NCh 1172. Of78 Hormigón – Refrentado de probetas

La norma NCh 1172. Of 78 establece los procedimientos para refrentar probetas de hormigón destinadas a ensayos de compresión y tracción.

El procedimiento de refrentado es indispensable en probetas cuyas superficies de contacto con la máquina de ensayo no cumpla con los requisitos de planeidad y/o paralelismo, especificadas en las respectivas normas.

- Requisitos de la capa de refrentado:

La superficie de carga debe ser plana con una tolerancia de 0,05 mm. en 100 x 100 mm., medida por lo menos en tres direcciones, y perpendicular al eje vertical de la probeta en posición de ensayo, con desviación máxima de 1 mm. en 200 mm. El espesor de la capa de refrentado debe ser menor a 5 mm., recomendándose conseguir una capa de 3 mm.

- Refrentado de probetas:

Procedimiento con pasta de azufre

Elaborar una mezcla de azufre compuesto de 55 a 70 partes en peso de azufre en polvo y 30 a 45 partes en peso de material granular que pase por el tamiz de 0,315 mm. (arcilla refractaria o arena silícea).

Calentar la mezcla en marmita a temperatura controlada entre 130 y 145 °C.

Colocar en las probetas por medio de los dispositivos de refrentado.

CAPÍTULO VII: Muestreo

7.1. Generalidades

La extracción de testigos se realizó la tarde del 22 de Noviembre del 2006. El operador designado por el LEMCO, fue Don Leonardo Gómez. Se contó con la testiguera, para la extracción de las probetas cilíndricas; agua; termómetro digital, para la medición de la temperatura ambiental, sobre la losa y bajo ella; y equipos de medición.

Su traslado en vehículo no tuvo ninguna dificultad ni contratiempos.

La extracción de los testigos cumple con los requisitos de la Norma NCh 1171/1. Of2001.

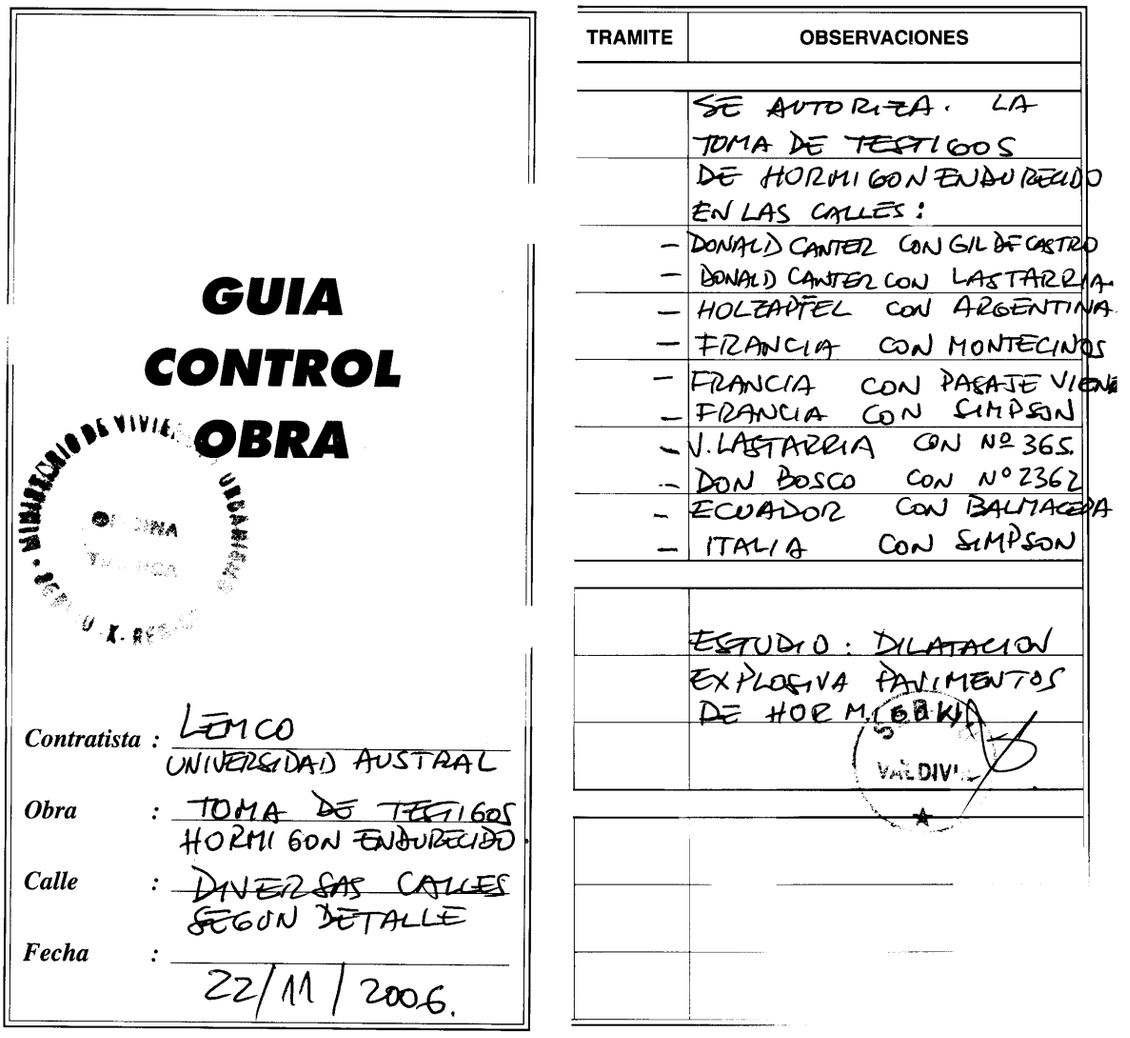
A continuación tablas referidas a la extracción e informe visual de los testigos, respectivamente.

Extracción de testigos					
Muestra	Hora de llegada	Hora de salida	Tº ambiental	Tº pavimento	Tº base
1	14:30	14:45	21,3 ºC	26,5 ºC	27,1 ºC
2	14:50	15:03	19,3 ºC	24,2 ºC	24,5 ºC
3	15:07	15:20	16,2 ºC	22,6 ºC	25,4 ºC
4	15:23	15:40	16,4 ºC	20,0 ºC	21,8 ºC
5	15:43	15:58	15,1 ºC	20,7 ºC	22,2 ºC
6	16:02	16:15	17,6 ºC	20,2 ºC	22,5 ºC
7	16:22	16:41	18,2 ºC	20,4 ºC	22,7 ºC
8	16:52	17:02	16,3 ºC	19,5 ºC	22,2 ºC
9	17:04	17:15	16,0 ºC	20,1 ºC	24,9 ºC
10	17:19	17:34	15,8 ºC	20,3 ºC	25,1 ºC

Tabla 7.15. Detalle extracción de testigos.

Una de las observaciones presentes, hace referencia al color del agua en la operación de la extracción, esta es de un color turquesa, siendo más intenso cuando los pavimentos son de mayor edad.

Documento con el cual el SERVIU autoriza ante las fuerzas de orden la toma de testigos de hormigón endurecido en la ciudad de Valdivia.



GUIA
CONTROL
OBRA

Contratista : LEMCO
UNIVERSIDAD AUSTRAL

Obra : TOMA DE TESTIGOS
HORMIGON ENDURECIDO

Calle : DIVERSAS CALLES
SEGUN DETALLE

Fecha : 22/11/2006.

TRAMITE	OBSERVACIONES
	SE AUTORIZA. LA
	TOMA DE TESTIGOS
	DE HORMIGON ENDURECIDO
	EN LAS CALLES:
	– DONALD CANTER CON GIL DE CASTRO
	– DONALD CANTER CON LASTARRIA.
	– HOLZAPFEL CON ARGENTINA
	– FRANCIA CON MONTECINOS
	– FRANCIA CON PASAJE VIGNE
	– FRANCIA CON SIMPSON
	– V. LASTARRIA CON Nº 365.
	– DON BOSCO CON Nº 2362
	– ECUADOR CON BALMACEDA
	– ITALIA CON SIMPSON
	ESTUDIO: DILATACION
	EXPLOSIVA PAVIMENTOS
	DE HORMIGON
	VALDIVIA

Fig. 7.32. Autorización SERVIU.

7.2. Fotografías

Fig. 7.33.

Don Bosco con Diego de Almagro.

Fig. 7.34.

Donald Canter con José Victorino Lastarria.

Fig. 7.35.

Av. Francia con Av. Simpson.

Fig. 7.36.

Av. Italia con Av. Simpson.

CAPÍTULO VIII: Resultados de testigos de hormigón endurecido

8.1. Resultados

8.1.1. Generalidades

Se debe tener presente, en la realización de los ensayos que se realizaron en el laboratorio, el parámetro de los errores a considerar según calibraciones en las balanzas.

EQ 21 Rango de calibración 0 - 16 Kg.	
Rango de medición (grs.)	Error a considerar (grs.)
$0 \leq X < 1000$	+1
$1000 \leq X < 3000$	+0
$3000 \leq X < 7000$	+3
$7000 \leq X < 10000$	+5
$10000 \leq X < 15000$	+6
$15000 \leq X < 16000$	+8

Tabla 8.16. Calibración de balanza.

Fuente: LEMCO.

* Este no es un documento redactado por el L.E.M.C.O., sólo se siguió su formato.

UNIVERSIDAD AUSTRAL DE CHILE
Laboratorio de Ensaye de Materiales de Construcción

Nº DOCUMENTO	FH 07-3	L.E.M.C.O.	Nº HOJA	1 de 1
FECHA ULT. REVISION	23-08-2006		ELABORO	V.V.F. /J.A.D.
VERSION	Nº CAMBIO	REVISION	APROBO	FECHA APROBACION
2	1	J.A.D.	J.A.D.	07-04-2004
TITULO	REGISTRO TÉCNICO, HORMIGÓN - TESTIGOS DE HORMIGÓN DETERMINACIÓN ESPESOR			

Nº de muestra	Testigo Nº	h1 (mm)	h1 (mm) corregido	h2 (mm)	h2 (mm) corregido	h3 (mm)	h3 (mm) corregido	h4 (mm)	h4 (mm) corregido	h5 (mm)	h5 (mm) corregido	h (mm)	Fecha de ensayo
1	1	164	164	163	163	160	160	157	157	157	157	160,2	21-11-2006
2	2	179	179	180	180	180	180	179	179	183	183	180,2	21-11-2006
3	3	139	139	141	141	141	141	141	141	138	138	140,0	21-11-2006
4	4	168	168	169	169	167	167	165	165	168	168	167,4	21-11-2006
5	5	181	181	180	180	183	183	180	180	180	180	180,8	21-11-2006
6	6	196	196	175	175	196	196	195	195	196	196	191,6	21-11-2006
7	7	229	229	227	227	226	226	224	224	230	230	227,2	21-11-2006
8	8	128	128	127	127	129	129	124	124	127	127	127,0	21-11-2006
9	9	184	184	179	179	181	181	179	179	180	180	180,6	21-11-2006
10	10	190	190	191	191	192	192	189	189	190	190	190,4	21-11-2006

OBSERVACIONES:	
- FISURAS:	No hay
- POROSIDADES:	No hay
- NIDOS DE PIEDRA:	En el testigo 7 con un vacío de 3x2 cm. aprox., y en el testigo 4 con una roca de dimensiones 10x7,5 cm.
- INCLUSIONES EXTRAÑAS:	No hay
- DAÑOS POR EL PROCESO DE EXTRACCION:	No hay

Tabla 8.17. Cálculo de espesores.

8.1.3. Resistencia a la compresión

* Este no es un documento redactado por el L.E.M.C.O., sólo se siguió su formato.

UNIVERSIDAD AUSTRAL DE CHILE
Laboratorio de Ensaye de Materiales de Construcción

Nº DOCUMENTO	FH 06-1	L.E.M.C.O.	Nº HOJA	1 de 1
FECHA ULT. REVISION	23-08-2006		ELABORO	V.V.F. /J.A.D.
VERSION	Nº CAMBIO	REVISION	APROBO	FECHA APROB.
2	1	J.A.D.	J.A.D.	07-04-2004
TITULO	REGISTRO TÉCNICO, HORMIGÓN - TESTIGOS MUESTRAS PARA ENSAYOS DEL DIA COMPRESION			

Nº de muestra	Grado hormigón	Tiempo (seg.)	Masa SSS (grs.)	Masa SSS (grs) corregido	Masa Sum. (grs.)	Masa Sum(grs) corregida	Diam 1 (mm)	D1 (mm) corregido	D2 (mm)	D2 (mm) corregido	he (mm)	he (mm) corregido	Carga (Kgf)	Carga (Kgf) corregida	Edad	Fecha de ensayo
1	-	195	2666	2666	1600	1600	98	98	98	98	152,0	152,0	44500	44500	30 años	30-11-2006
2	-	200	2959	2959	1737	1737	99	99	99	99	173,0	173,0	35500	35500	25 años	30-11-2006
3	-	263	2340	2340	1399	1399	98	98	98	98	135,0	135,0	55000	55000	30 años	30-11-2006
4	-	248	2766	2766	1693	1693	99	99	99	99	152,0	152,0	33500	33500	30 años	30-11-2006
5	-	196	2866	2866	1710	1710	99	99	99	99	164,0	164,0	32000	32000	30 años	30-11-2006
6	-	178	3101	3104	1858	1858	99	99	99	99	176,0	176,0	34000	34000	3 años	30-11-2006
7	-	238	3983	3986	2400	2400	99	99	99	99	202,0	202,0	39000	39000	25 años	30-11-2006
8	-	209	2097	2097	1250	1250	99	99	99	99	120,0	120,0	42500	42500	20 años	30-11-2006
9	-	221	3070	3073	1817	1817	99	99	99	99	180,0	180,0	44500	44500	20 años	30-11-2006
10	-	192	3253	3256	1927	1927	98	98	98	98	185,0	185,0	37500	37500	25 años	30-11-2006

OBSERVACIONES:	
- FISURAS:	No hay
- POROSIDADES:	No hay
- NIDOS DE PIEDRA:	En el testigo 7 con un vacío de 3x2 cm. aprox., y en el testigo 4 con una roca de dimensiones 10x7,5 cm.
- INCLUSIONES EXTRAÑAS:	No hay
- DAÑOS POR EL PROCESO DE EXTRACCION:	No hay
- DIAMETRO TESTIGO:	99 m/m

Tabla 8.18. Masas para la determinación de densidades y cargas a ruptura de los testigos.

VELOCIDADES DE ENSAYO	
(PRENSA COMPRESIÓN)	
ENSAYO	POSICIÓN VOLANTE VELOCIDAD
COMPRESIÓN CUBOS (20X20X20)	8,0
COMPRESIÓN CUBOS (15X15X15)	7,0
COMPRESIÓN CILINDRO (∅15;h=30)	6,5
COMPRESIÓN TESTIGOS (∅10)	4,0
HENDIMIENTO (∅15; h=30)	5,0
LADRILLO (Compresión)	5,0
BLOQUES (Compresión)	5,0

Tabla 8.19. Velocidades de ensayo.

El ensayo se realizó con una velocidad 5,0 excepto el testigo 6 y 9 con velocidad 4,5 que se ensayaron primeros. La velocidad es medida en Kgf/cm^2/seg.

Para obtener la resistencia a la compresión, dividimos la carga P (carga máxima aplicada por la máquina de ensayo) por la sección de ensayo. Entregada en la siguiente tabla.

Nº muestra	d1 (cm.)	d2 (cm.)	S (cm2)	Carga P (Kgf.)	R testigo (Kgf./cm2)
1	9,8	9,8	75,3	44500	591,0
2	9,9	9,9	76,8	35500	462,0
3	9,9	9,9	76,8	55000	715,8
4	9,8	9,8	75,3	33500	444,9
5	9,9	9,9	76,8	32000	416,5
6	9,9	9,9	76,8	34000	442,5
7	9,9	9,9	76,8	39000	507,5
8	9,9	9,9	76,8	42500	553,1
9	9,9	9,9	76,8	44500	579,1
10	9,8	9,8	75,3	37500	498,0

Tabla 8.20. Cálculo de resistencia a la compresión.

A continuación R testigo (Kgf/cm^2), se corrige por esbeltez, y se expresa su resistencia del testigo referido al cilindro normalizado de 15 mm. de diámetro y 300 mm. de altura.

Nº muestra	he (mm.)	d (mm.)	Esbeltez (h/d)	Ke	R cilindro
1	152,0	98	1,6	0,97	561,81
2	173,0	99	1,7	0,98	443,70
3	135,0	99	1,4	0,95	666,39
4	152,0	98	1,6	0,97	422,94
5	164,0	99	1,7	0,98	399,96
6	176,0	99	1,8	0,98	424,96
7	202,0	99	2,0	1,00	497,40
8	120,0	99	1,2	0,92	498,67
9	180,0	99	1,8	0,98	556,19
10	185,0	98	1,9	0,99	483,20

Tabla 8.21. Cálculo de resistencia a la compresión corregida.

Por último se expresa la resistencia a compresión (Kgf/cm^2) en probeta cúbica de 200 mm. de arista. También se entrega un rango aceptado de la resistencia a la flexión (Kgf/cm^2) correspondiente a 1.99 a 2.65 veces la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión.

Nº muestra	R cubo	Rango de R flexión	
1	611,81	49,22	65,55
2	493,70	44,22	58,88
3	716,39	53,26	70,93
4	472,94	43,28	57,63
5	449,96	42,21	56,21
6	474,96	43,37	57,75
7	547,40	46,56	62,00
8	548,67	46,61	62,07
9	606,19	49,00	65,25
10	533,20	45,95	61,19

Tabla 8.22. Cálculo de resistencia a la compresión cúbica y resistencia a la flexión.

Según el Instituto chileno del cemento y del hormigón, párrafo 6.3. “Propiedades del hormigón”, el hormigón usado en pavimentos cumplen en general, requisitos de una mezcla de buena calidad, donde la resistencia media a los 28 días es superior a: Compresión cúbica: 350 (Kgf/cm^2) y Flexo tracción: 36 (Kgf/cm^2). Por ende, los valores cumplen lo mínimo establecido.

8.1.4. Densidad aparente

Nº de muestra	Masa SSS (grs.)	Masa SSS (grs.) corregido	Masa Sum. (grs.)	Masa Sum(grs.) corregida	Densidad aparente (Kg./dm^3)
1	2666	2666	1600	1600	2,50
2	2959	2959	1737	1737	2,42
3	2340	2340	1399	1399	2,49
4	2766	2766	1693	1693	2,58
5	2866	2866	1710	1710	2,48
6	3101	3104	1858	1858	2,49
7	3983	3986	2400	2400	2,51
8	2097	2097	1250	1250	2,48
9	3070	3073	1817	1817	2,45
10	3253	3256	1927	1927	2,45

Tabla 8.21. Cálculo de densidad aparente.

En base a los resultados expuestos, no se puede concluir ningún tipo de falla o anomalía evidente en base a la densidad aparente de los testigos. Puesto que estos se encuentran en un rango aceptable.

Además las densidades se encuentran dentro del rango de hormigón normal. (2,0 a 2,8 Kg/dm^3).

8.1.5. Características luego de ensayar

La correcta ejecución del ensayo de compresión de probetas de hormigón (NCh 1037. Of77) es fundamental para evaluar la calidad potencial del hormigón elaborado y suministrado a la obra, en este caso obras viales.

Los resultados son utilizados para el diseño, control, evaluación estadística, optimización de las mezclas de hormigón y recepción de la obra. La interpretación de estos resultados conlleva a importantes decisiones, las que en algunos casos pueden involucrar altos costos. Por lo tanto, se debe tener especial cuidado y atención en todos los procedimientos de trabajo, en particular, al momento de ensayar las probetas.

Las probetas cilíndricas correctamente ensayadas presentan las siguientes características:

- Agrietamiento vertical y uniforme en el manto.
- Desmoronamiento dejando forma tipo “reloj de arena”.

Fig. 8.37. Probetas cilíndricas correctamente ensayadas.

Las probetas cilíndricas incorrectamente ensayadas presentan las siguientes características:

- Falla local por aplastamiento.
- Grietas de tracción horizontales en el manto.

Fig. 8.38. Probetas cilíndricas incorrectamente ensayadas.

Nº de muestra	Características luego de ensayar
1	Algunas fisuras verticales y horizontales.
2	Fisuras verticales. Aspecto de desprendimiento de piedras superficiales.
3	Pequeños descascaramientos a la altura del centro, fisuras verticales.
4	Desprendimiento de parte de la roca mayor. Múltiples fisuras y desprendimientos.
5	Fisuras verticales y desprendimientos.
6	Fisuras verticales.
7	Fisura vertical en todo el espesor. Pequeños desprendimientos.
8	Fisuras verticales.
9	Desprendimiento de material, de piedras superficiales y fisuras verticales.
10	Aspecto de desprendimiento de piedras superficiales.

Tabla 8.22. Características de testigos luego de ensayar

Cabe destacar que las características anteriormente descritas fueron mínimas y que todos los testigos conservaron su forma sin mayores alteraciones.

Fig. 8.39. José Victorino Lastarria altura del 365.

Fig. 8.40. Av. Francia con Av. Simpson.

Fig. 8.41. Donald Canter con José Victorino Lastarria.

CAPÍTULO IX: Descripciones y modelación.

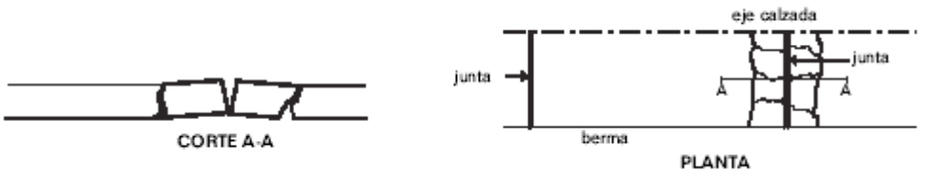


Fig. 9.42. Corte y planta de falla estudiada.

Luego de haber revisado los parámetros que se encontraban al alcance de esta investigación, podemos llegar a numerosas conclusiones basadas en la inspección visual de los lugares en estudio, modelaciones a través del programa computacional SAP, ensayos de laboratorio e información recopilada referente al tema.

Es de suponer que la falla de un pavimento por su generalidad no se puede atribuir en su totalidad a una sola causal, es decir, la falla provocada en estos pavimentos es un cúmulo de falencias que en su sumatoria provocarían su estado actual, en todo caso ocurrirá cuando las tensiones internas que se originen superen la resistencia a tracción del hormigón.

Así esta sobre elevación abrupta de la superficie del pavimento son causadas por falta de libertad de expansión de las losas de concreto, las mismas que ocurren mayormente en la proximidad de las juntas transversales. La restricción a la expansión de las losas puede originar fuerzas de compresión considerables sobre el plano de la junta. Cuando estas fuerzas no son completamente perpendiculares al plano de la junta o son excéntricas a la sección de la misma, pueden ocasionar el levantamiento de las losas contiguas a las juntas, acompañados generalmente por la rotura de estas losas. Así mismo las variaciones térmicas influyen en el deterioro cuando la longitud de las losas es excesiva y no cuenta con juntas de expansión. Otras de las causales apuntan a mala colocación de las barras de traspaso y a la posible presencia de un estrato de suelos expansivos a poca profundidad.

Por lo anterior el deterioro de estos 10 pavimento concluyen a causales muy puntuales, estas son:

9.1. Deficiencias en material de sello

Evidentemente esta es una de las causas del levantamiento de losas (llamados también blow up o buckles), debido a la acumulación de material incompresible, impidiendo el movimiento de la losa. Las causas más frecuentes encontradas para que el material de sello fuese deficiente son:

- Desprendimiento del material sellante de la junta.
- Escasez o ausencia del material de sello.
- Deficiente colocación del material de sello.
- Crecimiento de vegetación.

Ver referencias fotográficas en 2.4.

Si bien el descuido de las juntas es uno los problemas en levantamiento de losas, su diseño y elaboración no dejan de ser un factor importante. Lo expuesto en 2.3.3.2. nos señala un procedimiento más estricto que el aplicado y recomendado en las especificaciones generales de construcción de pavimentos de hormigón; ya que señala que la junta deberá ser limpiada escrupulosamente, removiendo el polvo y materias extrañas mediante escobillones u otros elementos adecuados, prefiriéndose el uso de aire comprimido y soplete para secar. (SERVIU, 2004).

Esto es, se recomienda el uso de aire comprimido y soplete, pero no es exigido; aceptando el sólo uso de la escobilla como método idóneo para recibir el vaciado en caliente.

9.2. Presencia de juntas.

Luego de haber realizado el informe visual a los alrededores de los puntos muestreados en 2.2., se percibe la falta de juntas de expansión y la no distinción de ellas. La primera causal debido a la vida de los pavimentos muestreados; y la segunda debido a la abertura de las juntas de contracción (aproximadamente una pulgada), impidiendo detectar visualmente una junta de expansión.

Con relación a las juntas de contracción a continuación se indica la fórmula a aplicar para determinar la deformación de un elemento lineal sometido a un gradiente térmico ΔT:

$$\Delta L = \alpha \times \Delta T \times L$$

donde: ΔL: valor absoluta de la dilatación / contracción.

α: coeficiente de dilatación / contracción.

ΔT: variación máxima de temperatura prevista entre el día y la noche.

L: longitud de análisis.

ΔT corresponderá a la máxima variación de Tº entre los años 1996 – 2004, siendo en Marzo del 1997 donde una de las variación de Tº más importante fue de 27.2 ºC. En los meses de verano la mayoría de las variaciones fluctúan entre los 15 y 25 ºC.

En relación a la longitud de análisis L corresponde a la medida entre juntas de contracción, esto es, 4 m.

ΔL = 0.0001 /ºC x 27.2 ºC x 4 m = 0.01088 m. = 1.088 cm.

Lo que es mayor al ancho de una junta de contracción.

Por otra parte, en relación con los cambios de pendientes fuertes se observa un aumento de la falla estudiada. Por ende, se recomienda en estos casos disminuir el distanciamiento de la juntas en el sector.

9.3. Dispositivos de transferencia de carga

Estos irán de preferencia en las juntas de transversales de construcción y de expansión, a no ser que los planos del Proyecto o las Especificaciones Técnicas Especiales indiquen expresamente su presencia en juntas transversales de contracción.

Los pasadores de acero serán lisos, de una longitud mínima de 40 cm. y con un esparcimiento de 30 cm. entre sí, colocados a la mitad de la altura de la losa. Su diámetro será en función del espesor del pavimento. (19mm para un espesor de 15 cm.). La deficiente ejecución en la colocación de las barras, ya sea la falta de movimiento en uno de sus extremos o la rectitud de las barras, inciden en su mal funcionamiento, pudiendo provocar en conjunto con otras causas el levantamiento de losas.

9.4. Agrietamiento por sobrecarga

El paso reiterado de vehículos pesados sobre un pavimento tiende a provocar deformaciones por giro de planos. Como consecuencia cada losa va girando lenta y progresivamente, tendiendo a levantarse en el sentido del tránsito, lo que produce roturas por flexión, sobretodo en las esquinas formadas por las juntas. También puede producirse en el centro de la losa cuando ha habido asentamiento de la base.

Esto ocurre especialmente en el caso de pavimentos que han sido diseñados para un menor flujo vehicular, debido a que este ha aumentado

considerablemente a lo que se puede haber previsto. En especial las vías muestreadas, que fueron construidas la mayoría hace más de 20 años.

9.5. Gradientes y alabeos térmicos

Se demuestra la existencia generalizada en todos los pavimentos de una considerable deformación de alabeo cóncavo de las losas, que resulta en una falta de apoyo de sus bordes. Esta condición se revierte solamente durante las horas de alta radiación solar.

Se ha encontrado que para lograr el apoyo efectivo de los bordes de la losa es necesario que se produzca un fuerte calentamiento de la superficie (gradiente positivo “de inicio de apoyo”).

En condiciones de gradiente positivo superior al de “inicio de apoyo”, las losas normalmente están dilatadas e impedidas de girar en sus bordes transversales, adquiriendo por ello una forma cilíndrica de bordes longitudinales apoyados.

La forma convexa tradicional puede darse sólo si los bordes transversales están libres de girar, que es la situación cuando las temperaturas medias de un día soleado son suficientemente bajas.

En vista de lo anterior, el alabeo cóncavo con apoyo parcial localizado en la parte central de la losa y con mínima colaboración de las losas contiguas, debido a juntas relativamente más abiertas, resultan ser las condiciones de borde prevalecientes en las losas de pavimento; lo que difiere de las suposiciones de completo apoyo habitualmente consideradas en el diseño de pavimentos de hormigón. Por el contrario la situación representada por la forma “cilíndrica” hacia abajo se considera comparativamente menos perjudicial.

Dicha condición de apoyo explica en forma satisfactoria el patrón de fisuración que se observa en algunos pavimentos relativamente nuevos sin signos de bombeo. Las fisuras usualmente se desarrollan transversalmente al medio de la losa partiendo desde los bordes longitudinales.

9.6. Cambios de volumen

La fisuración de un hormigón se produce cuando las tensiones solicitantes sobrepasan la resistencia del hormigón.

Debido a que la resistencia a tracción del hormigón es más baja, comparativamente, que la resistencia a compresión o al corte, generalmente

la fisuración deriva de las tensiones de tracción.

Uno de los orígenes de las tensiones de tracción puede ser los cambios de volumen en el hormigón endurecido, siendo sus orígenes a causas de sedimentación, retracción hidráulica, reacciones químicas expansivas, acción de carga, variaciones de temperatura y variaciones de humedad.

Otros de los fenómenos encontrados en esta investigación es el desplazamiento horizontal que experimentan las losas con este tipo de falla (levantamiento de losas).

Es sabido que existen movimientos horizontales y que son producidos por las variaciones de temperatura. Tal cual ocurre con la mayoría de los materiales, el hormigón se expande cuando se calienta y se contrae cuando se enfría, siendo este un material frágil, en el sentido que no avisa su deformación, rompiéndose bruscamente, debido a su agrietamiento interno. La deformación por temperatura está dada por la expresión:

$$\Delta L = \alpha \times \Delta T \times L$$

donde el coeficiente de dilatación térmica a depende fuertemente del tipo de agregado utilizado en la mezcla, aunque a efectos de diseño se toma normalmente el valor de 1x10-5/°C. Este valor se mantiene razonablemente constante sobre un ancho rango de temperaturas, donde el clima es la causa más común de cambio de temperatura. Esta variación de volumen, junto con el alabeo es el resultado de la falla.

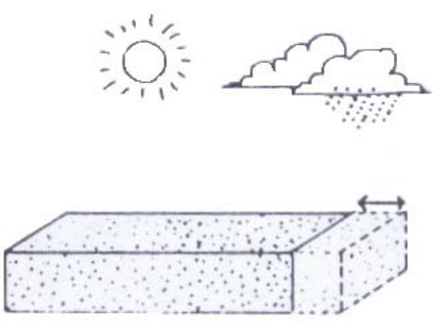


Fig. 9.43. Cambio de volumen por factores climáticos.

Si queremos llevar el problema de falla a un modelo matemático, tenemos que tener claro lo siguiente:

El proceso de diseño estructural involucra examinar el nivel de tensiones que se produce en las diferentes secciones de los elementos, y verificar que las deformaciones de estos elementos no superen ciertos

límites fijados por condiciones de servicialidad. Sin embargo, el diseño de elementos o estructuras esbeltas implica, además, el asegurarse que no se producirá una falla de inestabilidad. Este es un tipo de falla diferente, ya que se produce cuando se alcanza la carga última por inestabilidad, sin aviso previo de problemas en el elemento o estructura, y para un nivel de tensiones que puede estar dentro de los límites aceptables de acuerdo al criterio de diseño por seguridad que se este usando.

Para entender este fenómeno se supondrá una columna formada por dos tramos rígidos unidos por un soporte de flexión de constante K, sometida a una fuerza de compresión axial P, tal como se indica en la Fig. 9.44.a

Si la carga P es pequeña al aplicar y retirar una fuerza horizontal F, la columna se deformará y volverá posteriormente a su posición inicial, Fig. 9.44.b, si la carga P es grande, la aplicación de la fuerza F hará que la deformación crezca indefinidamente, evidenciando la inestabilidad del sistema y no vuelva a su posición inicial cuando F se haga cero. Fig. 9.44.c. Para un cierto valor intermedio de P, llamado carga crítica P_{cr}, al aplicar F la columna se deforma, pero al hacer F = 0 la columna permanece en su posición deformada. Fig. 9.44.d. La carga crítica P_{cr} es la que delimita las condiciones de estabilidad e inestabilidad del sistema, y constituye la carga axial última para la falla por inestabilidad, sabiendo P_{cr} en la estructura sabremos cual es el límite de carga axial, que hace pasar el sistema de estable a inestable (ruptura del pavimento).

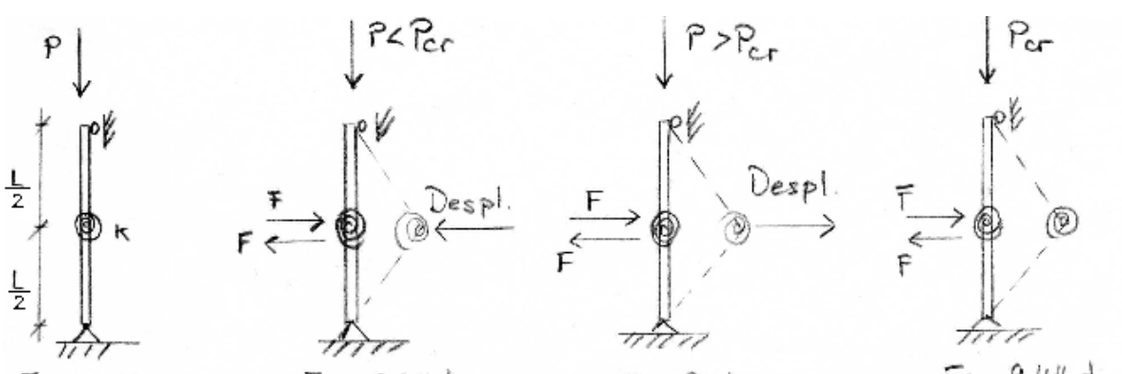


Fig. 9.44.a. Fig. 9.44.b. Fig. 9.44.c. Fig. 9.44.d.

En la práctica, la acción de la fuerza F es reemplazada por imperfecciones de construcciones, excentricidades o imperfecciones respecto a la situación ideal. Siendo esta imperfección de construcción la junta de construcción.

Ahora tratamos de encontrar el valor de P para el cual es posible encontrar un valor de desplazamiento Δ distinto de cero.

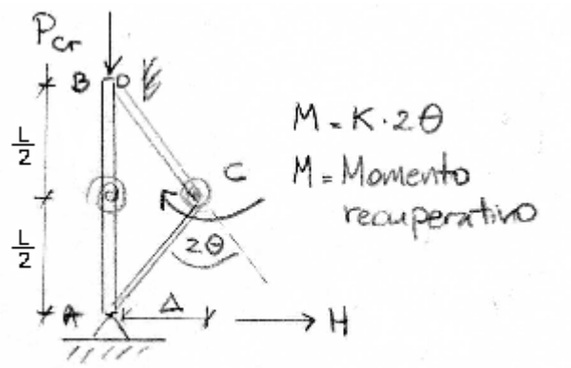


Fig. 9.45.

Por equilibrio de la parte superior de la columna se tiene:

$\Sigma M_c = 0 \rightarrow M - P_{cr} \times \Delta = 0$, ya que por equilibrio general de la columna la reacción horizontal H es nula, pero:

$M = K \times 2\theta = 2K \times (\Delta / 0.5\ L)$.

Luego:

$2K \times (\Delta / 0.5\ L) - P_{cr} \times \Delta = 0$

$(4K/L - P_{cr}) \times \Delta = 0$

Como en una ecuación de un problema de inestabilidad Δ es distinto de cero, luego:

$(4K/L - P_{cr}) = 0 \rightarrow P_{cr} = 4K/L$.

Además para toda columna ideal $P_{cr} = (\pi^2\ E\ I) / (K\ L)^2$, donde K corresponde a la longitud efectiva. Para este caso K = 1.

Con lo que se obtiene el valor de la carga crítica. Si P es distinto de P_{cr}, la ecuación no se satisface para valores de Δ diferentes de cero. Al mismo tiempo el valor de Δ no es único cuando $P = P_{cr}$, o sea, cualquier deformación Δ de la columna es posible. Todos estos aspectos caracterizan el problema de inestabilidad estructural o pandeo, el cual es muy diferente de los problemas de análisis e tensiones o deformaciones, que pueden calificarse como problema de respuesta, esto es, hay un valor de la tensión o de la deformación para cada valor de la solicitación.

Ahora calcularemos la fuerza de compresión proveniente de la dilatación de la viga, debido al aumento de temperatura.

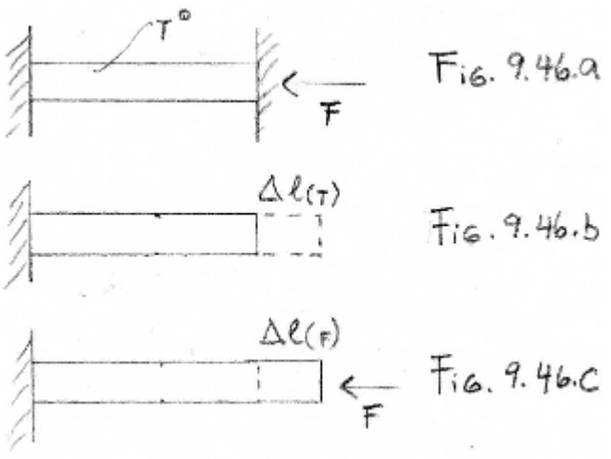
En la Fig.9.46.a., se produce una fuerza F de la pared como resistencia a la deformación por temperatura.

En la Fig.9.46.b. obtenemos la deformación por tempertura, dada por:

(1) $\Delta l_{(T)} = \alpha_T \times \Delta T \times l$

En la Fig.9.46.c. obtenemos la deformación por la fuerza F, dada por:

(2) $\Delta l_{(F)} = (F \times l) / (E \times A)$



Como (1) = (2) → $F = \alpha_T \times \Delta T \times E \times A$

Luego $P_{cr} < F$ para que el sistema no pase de estable a inestable.

Esto es:

$$\alpha_T \times \Delta T \times E \times A < (\pi^2 E I) / (K L)^2$$

Ahora estudiaremos la ecuación que rige el comportamiento de una viga - columna, cargada axialmente por una fuerza P, que simula el efecto a una carga en compresión gracias al efecto de la temperatura, y una carga lateral F, que en elementos reales, el lugar de la fuerza perturbadora es tomado inevitablemente por imperfecciones de fabricación de la columna, que en nuestro caso es la junta de contracción.

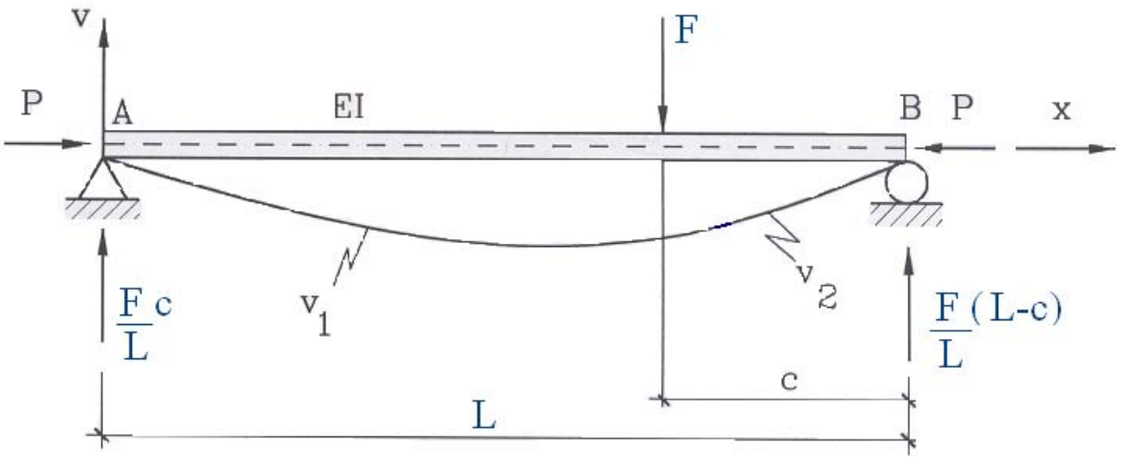


Fig. 9.47. Viga - columna.

$$M_1 = \frac{F\,c}{L}\,x - P\,v \qquad 0 \le x \le (L - c)$$

$$M_2 = \frac{F}{L}\,(L - c)\,(L - x) - P\,v \qquad (L - c) \le x \le L$$

Utilizando la ecuación:

$$EI\,\frac{d^2v}{dx^2} = M$$

la que se supone válida para este caso de vigas - columnas, se puede escribir:

$$EI\,\frac{d^2v_1}{dx^2} = \frac{F\,c}{L}\,x - P\,v_1$$

$$EI\,\frac{d^2v_2}{dx^2} = \frac{F\,c}{L}\,(L - c)\,(L - x) - P\,v_2$$

Las soluciones generales de esta ecuación son, respectivamente:

$$v_1 = A\cos\lambda x + B\,\mathrm{sen}\lambda x + \frac{Fc}{PL}\,x$$

$$v_2 = C\cos\lambda x + D\,\mathrm{sen}\lambda x + \frac{F}{PL}\,(L - c)\,(L - x)$$

con: $\lambda = (P/EI)^{1/2}$

Las constantes de integración A, B, C, D se determina de las condiciones de deformada nula en los apoyos:

$$v_1(x=0) = 0 \quad \rightarrow \quad A = 0$$

$$v_2(x=L) = 0 \quad \rightarrow \quad C = -D\,\mathrm{tg}\lambda L$$

y deformada y pendientes comunes bajo la carga F:

$$v_1(x= L-c\,) = v_2(x = L-c\,)$$

luego,

$$B\,\text{sen}\lambda(L-c) + \frac{F}{PL}(L-c) = D[\text{sen}\lambda(L-c) - \text{tg}\lambda L\cos\lambda(L-c)] + \frac{Fc}{PL}(L-c)$$

$$v_1'(x = L-c) = v_2'(x = L-c)$$

luego,

$$B\lambda\cos\lambda(L-c) + \frac{Fc}{PL} = D\lambda\,[\cos\lambda(L-c) + \text{tg}\lambda L\,\text{sen}\lambda(L-c)] - \frac{F}{PL}(L-c)$$

de donde:

$$B = -\frac{F\,\text{sen}\lambda c}{P\lambda\,\text{sen}\lambda L} \qquad D = \frac{F\,\text{sen}\lambda\,(L-c)}{P\lambda\,\text{tg}\lambda L}$$

y finalmente:

$$v_1 = -\frac{F\,\text{sen}\lambda c}{P\lambda\,\text{sen}\lambda L}\,\text{sen}\lambda x + \frac{Fc}{PL}x \qquad 0 \le x \le (L-c)$$

$$v_2 = \frac{F\,\text{sen}\lambda\,(L-c)}{P\lambda\,\text{sen}\lambda L}\,\text{sen}\lambda(L-x) + \frac{F}{PL}(L-c)(L-x) \qquad (L-c) \le x \le L$$

Esto representa la forma en que la columna – viga colapsa cuando la carga axial llega a su valor crítico, es decir la forma en que la columna abandona su configuración recta.

Si se simplifica el problema al caso particular de la viga cargada al centro (c=L/2) y se calcula deformación máxima δ, se tiene:

$$\delta = v_1(x = c = L/2) = \frac{-F}{2P\lambda}\left[\text{tg}\frac{\lambda L}{2} - \frac{\lambda L}{2}\right] \qquad (1)$$

e introduciendo la notación y reemplazando en (1):

$$\alpha = \frac{\lambda L}{2} = \frac{L}{2}(P/EI)^{1/2} \quad \text{(radianes)}$$

$$\delta = -\frac{FL^3}{48EI}\,\frac{3(\text{tg}\alpha - \alpha)}{\alpha^3} = -\frac{FL^3}{48EI}\,f(\alpha)$$

El factor $\frac{FL^3}{48EI}$ en la ecuación anterior corresponde exactamente a la deformada lateral máxima de la viga debido a la acción de F solamente, es decir, sin la carga axial P, mientras que el factor f (α) representa justamente la influencia de la fuerza P en la deformación δ, donde f (α) crece con α, haciéndose la deformación infinita cuando $\alpha = \pi/2$; la carga para esta situación corresponde a la cargar crítica de pandeo del elemento:

$$\alpha = \frac{\pi}{2} = \frac{L}{2}(P/EI)^{1/2}$$

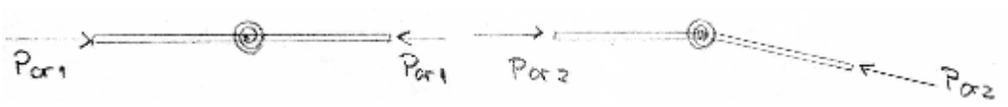
o sea:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

La deformada obtenida para una carga crítica corresponde únicamente a la forma que adopta la columna al comenzar la bifurcación, es decir, la forma que adopta justo en el instante de producirse el pandeo. No corresponde a la forma en la que queda la columna deformada tras producirse el pandeo. Como resumen del análisis de estabilidad efectuado puede decirse que:

- Para valores de la carga axial distintos de los valores críticos la columna se mantiene recta, sin deformación lateral. Si la carga es inferior al valor de la carga crítica inferior, el equilibrio es estable, y si la carga es superior a ella el equilibrio es inestable.

- Cuando la carga axial adopta el valor de la carga crítica, se produce una brusca bifurcación del equilibrio que lleva al colapso por deformación lateral excesiva.



a) Sin cambio de pendiente. b) Con cambio de pendiente.

Fig. 9.48. Sistemas inestables.

Viendo estos dos casos se confirma, que la mayoría de las fallas en estudio se presentan en un cambio de pendiente, ya que Pcr1 > Pcr2 debido que necesitamos una fuerza mayor en el caso 1 comparado con el caso 2 para que el sistema sea inestable.

Además se deduce que al disminuir l (largo de la losa), la carga crítica aumenta, siendo esto más favorable, al ser más difícil alcanzar la carga crítica.

9.7. Suelo

Basados en el Mapa del suelo de fundación de Valdivia. Trabajos efectuados en 1961-1962 por Rolando Barozzi y Richard Lemke, encontramos que los suelos correspondientes a los puntos en cuestión son:

Nº de muestra	Tipo de Suelo	Descripción
1	Q_{ar}	Arena y ripio bien graduados.
2	Q_{ar}	Arena y ripio bien graduados.
3	Q_{ar}	Arena y ripio bien graduados.
4	Q_{ar}	Arena y ripio bien graduados.
5	Q_{ar}	Arena y ripio bien graduados.
6	Q_{ar}	Arena y ripio bien graduados.
7	Q_{lao}	Limo arcilloso orgánico.
8	Q_{al}	Arenisca y limo intercalados.
9	Q_{al}	Arenisca y limo intercalados.
10	Q_{al}	Arenisca y limo intercalados.

Tabla 9.23. Tipo de suelo de cada muestra.

Q_{ar}: Constituido por lentes de arena fina a gruesa con algo de grava y limo arcilloso; su color varía de gris claro a gris rojizo claro. La grava representa de 5 a 10% del total de la unidad. Aproximadamente el 50% de los clastos de la grava tienen de 0,4 a 0,6 cm. de diámetro y algunos alcanzan hasta 7 cm. El conjunto constituye un material bien consolidado. En general es muy deleznable.

El espesor máximo medido en los afloramientos de Punta de Rieles es de 8 m. En sondaje se han atravesado hasta 33 m. sin llegar a su base.

Su permeabilidad es moderada. El nivel de agua subterránea está entre 5 y 8 m. bajo la superficie del terreno.

Estos materiales son compactos y están levemente cementados en la parte superior.

Como suelo de fundación está dentro de los mejores, junto con la unidad de roca sedimentaria Q_a (cancagua).

Según el U.S.C.S. se clasifica en el grupo de las arenas bien graduadas con algo de grava y poca cantidad de limo y arcilla (SW).

Q_{lao}: Limo arcilloso orgánico con algunos lentes de arcilla orgánica, de color gris oliva claro a pardo amarillento oscuro. Incluye numerosos restos de concha de pelecípodos y fragmentos de madera. El material que se encuentra a profundidades de 19 o más metros posee poros llenos de gas de pantano, muy combustible.

Se han atravesado hasta 30 m. de esta unidad sin llegar a su base.

Es de baja permeabilidad. Las áreas cubiertas por esta unidad están expuestas a inundaciones invernales; en el verano en nivel del agua

subterránea está a escasos centímetros bajo la superficie y en algunos lugares aflora constituyendo zonas pantanosas. Así es fácilmente excavable.

Como suelo de fundación en general son desfavorables aunque satisfactorias para construcciones livianas o construcciones fundadas sobre pilares.

Según el U.S.C.S. varía entre limo arcilloso orgánico (OL) y arcilla orgánica de mediana plasticidad (OH).

Q_{al}: Consiste en una parte superior constituida por lentes de arenisca y algunos de limo, una parte media constituida por una delgada capa de suelo vegetal fósil de gran continuidad y una parte inferior formada por lentes de limo y algunos de arenisca.

El mayor espesor observado ha sido de 7 m. y probablemente represente el máximo. Su permeabilidad es relativamente baja.

Se estima que posee buenas características como suelo de fundación. Es moderadamente consolidado y de poca compresibilidad, a pesar del alto contenido de agua de algunos lentes de limo.

Según el U.S.C.S. loas lentes de limo corresponden a un limo inorgánico (MH) y el paleo suelo a un limo orgánico (OL).

A continuación una tabla con algunas características de los suelos correspondientes a los pavimentos muestreados:

Nº de muestra	1, 2, 3, 4, 5, 6	7	8, 9, 10
Clasificación USCS	SW	OL - OH	OL - MH
Clasificación AASHTO	A3	A6 - A7	A6 - A5
Nombre del material	Arena bien graduada.	Limos orgánicos, arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad - Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta.	Limos orgánicos, arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad - Limos inorgánicos suelos limosos o arenosos finos micáceos o diatomáceos (ambiente marino, naturaleza orgánica silíceo), suelos elásticos.
Facilidad de tratamiento en obra	Sobresaliente	Moderado - Bajo	Moderado - Bajo
Permeabilidad	Muy alto	Deficiente - Bajo	Deficiente
Resistencia al corte	Sobresaliente	Bajo	Bajo - Deficiente
Compresibilidad	Sobresaliente	Moderado - Muy bajo	Moderado - Sobresaliente
Elasticidad	Deficiente	Deficiente - Moderado	Deficiente - Moderado
Cambio de volumen	Bajo	Muy alto	Muy Alto
Grado de expansión	No expansivo	Altamente expansivo	Alto - Medianamente expansivo
Capilaridad	Deficiente	Muy alto	Muy alto - Sobresaliente
Uso para subrasante	–	Deficiente	Deficiente
Subbases	Alto	Bajo	Bajo - Deficiente
Bases	Alto	Bajo	Bajo - Muy bajo
Susceptibilidad a las heladas	Ninguna o muy ligera	Media alta - Media	Media - Muy alta
Aptitudes según uso	Terraplenes y cimentación con poco flujo.	No recomendable, máximo si hay agua - Inaceptable en cimentaciones o terraplenes.	No recomendable, máximo si hay agua - Inaceptable en cimentaciones o bases (hinchables).

Tabla 9.24. Características de los suelos.

A partir de la tabla anterior, podemos concluir con certeza que los suelos en los puntos 7, 8, 9 y 10 están en condiciones muy desfavorables para su uso en obras civiles. De hecho, por todas sus características no son aptas para un pavimento, ya sea base, subbase, ni como subrasante, ya que se tratan de suelos expansivos. Una causa importante en la falla de estos pavimentos.

9.8. Comparación y verificación de espesores diseñados versus espesores muestreados.

Usando los parámetros más desfavorables, según el método de Dusan Dujisin en espesor de la calzada debiera ser de:

Nº Muestra	Clasificación de la vía	Ejes Standard	C.E.	σft Kg./cm²	C.B.R. suelo N	Ko	h2 (base)	C.B.R. K1	K1	Kc	h (cm.)
1	Colectora	$3,5 \times 10^5$	0,70	40,00	12	5,75	15	60	15	6,54	16,75
2	Colectora	$3,5 \times 10^5$	0,70	40,00	12	5,75	15	60	15	6,54	16,75
3	Colectora	$3,5 \times 10^5$	0,70	40,00	12	5,75	15	60	15	6,54	16,75
4	Local	$6,0 \times 10^4$	0,52	40,00	12	5,75	15	60	15	6,54	14,44
5	Colectora	$3,5 \times 10^5$	0,70	40,00	12	5,75	15	60	15	6,54	16,75
6	Principal	$1,5 \times 10^6$	0,90	40,00	12	5,75	15	60	15	6,54	19,00
7	Principal	$1,5 \times 10^6$	0,90	40,00	12	5,75	15	60	15	6,54	19,00
8	Principal	$1,5 \times 10^6$	0,90	40,00	12	5,75	15	60	15	6,54	19,00
9	Colectora	$3,5 \times 10^5$	0,70	40,00	12	5,75	15	60	15	6,54	16,75
10	Principal	$1,5 \times 10^6$	0,90	40,00	12	5,75	15	60	15	6,54	19,00

Tabla 9.25. Cálculo de espesores según D. Dujisin.

Comparando este espesor de diseño con el real muestreado, obtenemos:

h (cm.) diseño	h (cm.) muestreado	Cumple
16,8	16,0	No
16,8	18,0	Sí
16,8	14,0	No
14,4	16,7	Sí
16,8	18,1	Sí
19,0	19,2	Sí
19,0	22,7	Sí
19,0	12,7	No
16,8	18,1	Sí
19,0	19,0	Sí

Tabla 9.26. Comparación de espesores.

Como vemos en la tabla, algunos de los espesores muestreados no cumplen con el mínimo requerido diseñado, los que cumplen es con un margen relativamente bajo.

9.9. Modelación del pavimento.

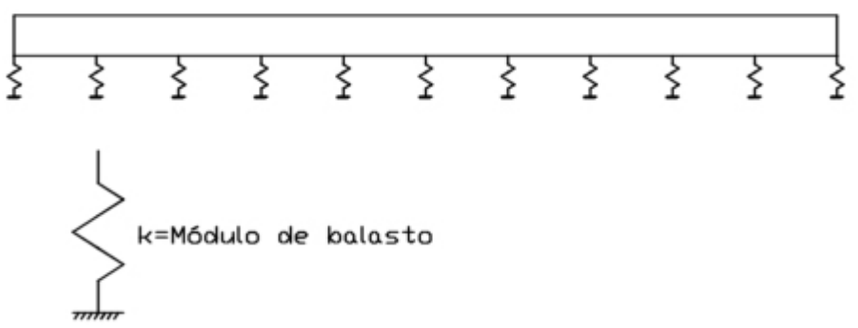
9.9.1. Coeficiente de balasto.

En todo problema geotécnico, el conocimiento o la estimación de las deformaciones en relación a las cargas asociadas que transfiere una

fundación al terreno natural, es uno de los problemas más importantes de los proyectos de ingeniería. Para resolver esta situación, se utiliza muy frecuentemente, el Coeficiente de Balasto o Módulo de Reacción del Suelo.

Uno de los métodos de cálculo de vigas de cimentación y losas flexibles es el que supone el suelo equivalente a un número infinito de resortes elásticos, actuando junto a las cargas, hipótesis de cimentación flexible llamada también cimentación de Winkler. El método será más adecuado cuanto más flexible sea el elemento, lo cual dependerá fundamentalmente de las dimensiones de éste, y especialmente la relación entre su canto y las dimensiones de la base en cada dirección. Los resortes elásticos resultado de la modelización se caracterizarán por su constante k, que representa la rigidez de estos a la deformación en su eje, y que ahora se denominará módulo o coeficiente de balasto del terreno.

En definitiva dicho coeficiente representa la rigidez frente al asentamiento del suelo: un coeficiente alto de balasto supondrá un suelo rígido sobre el que los asientos son menores, y un coeficiente bajo supondrá grandes deformaciones.



CÁLCULO DE LOSA FLEXIBLE MEDIANTE EL MÉTODO DEL MÓDULO DE BALASTO

Fig. 9.49. Modelo de una losa mediante coeficiente de balasto.

Para el cálculo de losas y vigas de cimentación flexibles con este método consideramos una serie infinita de resortes elásticos con constante k o módulo de balasto, bajo cada punto del elemento. Estos resortes representan de manera simplificada el comportamiento supuesto elástico del terreno. El módulo de balasto de la losa se suele definir a partir de ensayo de placa de carga realizado sobre el terreno,

siendo habitual que dicha placa sea cuadrada de 30x30cm (1 pié x 1 pié).

Descripción del suelo		Símbolo	Coef. Balasto K_{30} (Kp/cm³)
Gravas y suelos con gravas	Gravas con buena granulometría. Pocos finos.	GW	2,8-4,0
	Mezclas de arcilla-grava-arena, buena granulometría. Muy buena trabazón.	GC	2,4-4,0
	Gravas con pobre granulometría y mezclas de arenas y gravas. Pocos finos.	GP	1,8-2,8
	Gravas con finos, gravas limosas, gravas arcillosas. Mezclas arcilla, arena y grava con mala granulometría.	GF	1,5-2,8
Arenas y suelos arenosos	Arenas con buena granulometría y arenas con gravas. Pocos finos.	SW	1,5-3,5
	Mezclas de arenas y arcillas con buena granulometría. Excelente trabazón.	SC	1,5-3,5
	Arenas con mala granulometría. Pocos finos	SP	1,3-2,0
	Arenas con finos, arenas limosas, arenas arcillosas. Mezclas arena-arcilla con mala granulometría.	SF	1,1-2,0
Suelos de grano fino con baja o media plasticidad	Limos inorgánicos y arenas finas. Polvo rocoso, arenas finas limosas o arcillosas con ligera plasticidad.	ML	0,9-2,0
	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja o media, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres.	CL	0,9-1,3
	Limos orgánicos y limo-arcillas de baja plasticidad.	OL	0,7-1,1
Suelos con grano fino con plasticidad alta	Suelos arenosos finos, con mica o tierra de diatomeas, limos elásticos.	MH	0,4-1,1
	Arcillas inorgánicas de plasticidad alta, arcillas gruesas.	CH	0,4-0,9
	Arcillas inorgánicas de plasticidad media o alta.	OH	0,4-0,9

Tabla 9.27. Suelos y sus coeficientes de balastos.

Coeficiente de balasto para SW: 1500 – 3500 t/ m^3

OL – OH: 400 – 1100 t/ m^3

OL – MH: 400 – 1100 t/ m^3

9.9.2. Sobrecarga vehicular de diseño.

El Camión HS20: Es un camión idealizado de 2 ejes en el que cada rueda del eje posterior concentra el 80% de la carga de referencia (0.8 x 20,000 lb. = 16,000 lb.), mientras cada rueda del eje delantero concentra el 20% de la carga de referencia (0.2 x 20,000 lb. = 4,000 lb.). La carga de referencia del HS20 es de 20,000 libras. El Eje de Ruedas Longitudinal del HS20 pesa 20,000 libras, siendo éste el origen de su identificación numérica.

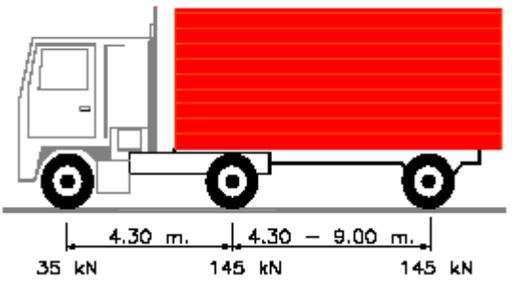


Fig. 9.50. Camión HS20.

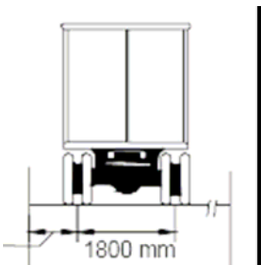


Fig. 9.51. Camión HS-MOP.

Usaremos el HS – MOP para la modelación de la losa, en la posición más desfavorable para esta. El área de contacto de los neumáticos de una rueda compuesta por uno o dos neumáticos se deberá considerar como un único rectángulo de 510 mm. de ancho y 250 mm. de longitud. Se supondrá que la presión de los neumáticos se distribuye uniformemente sobre el área de contacto.

9.9.3. Temperaturas máximas.

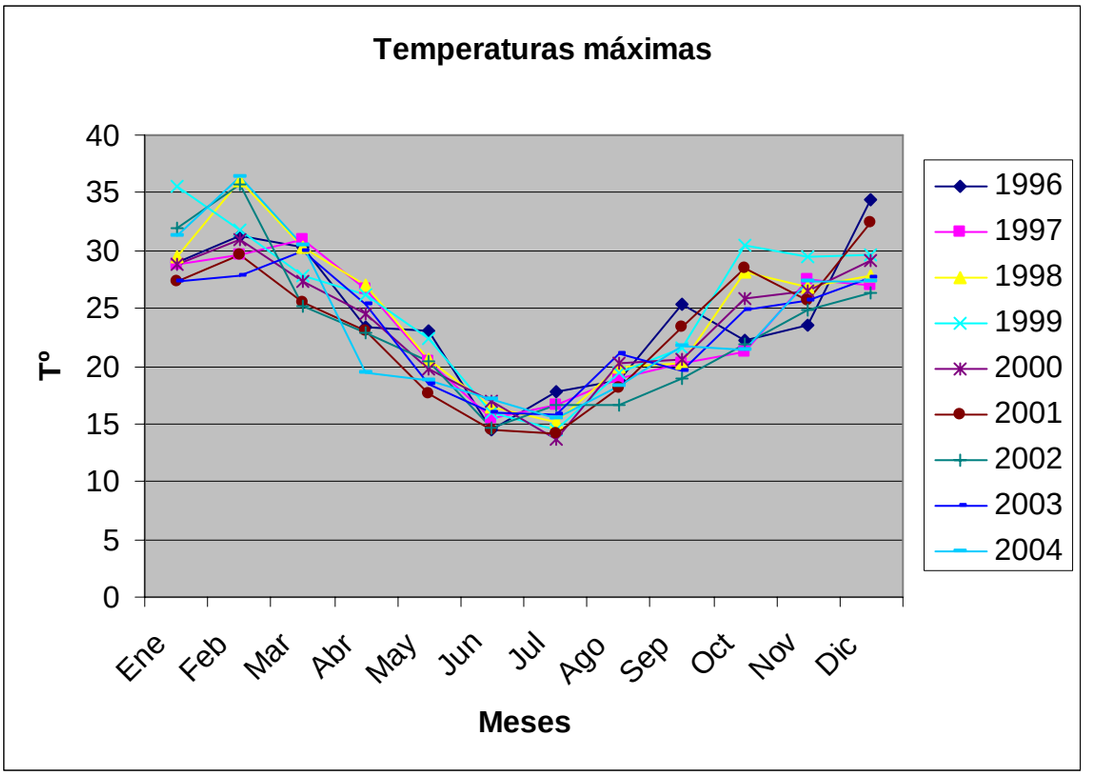


Fig. 9.52. Gráfico de temperaturas máximas 1996 – 2004.

Nos encontramos que el año más caluroso en promedio es en 1999. Además el 2004 fue unos de los más calurosos en temporada de verano, donde se registraron hasta 36,3 ºC en el mes de febrero.

9.9.4. Gradientes de temperatura.

No se pudieron registrar fehacientemente gradientes de temperatura, ya que la medida de temperatura de la base, contaba con alteraciones debido al agua necesaria para hacer funcionar la testiguera y el giro permanente de la máquina.

Sólo con certeza podemos afirmar que la temperatura del pavimento y de su base eran mayores, en todos los casos, a la temperatura ambiental, unos 5 ºC entre temperatura ambiental y del pavimento.

En base a las temperaturas a lo largo del verano, obtenemos:

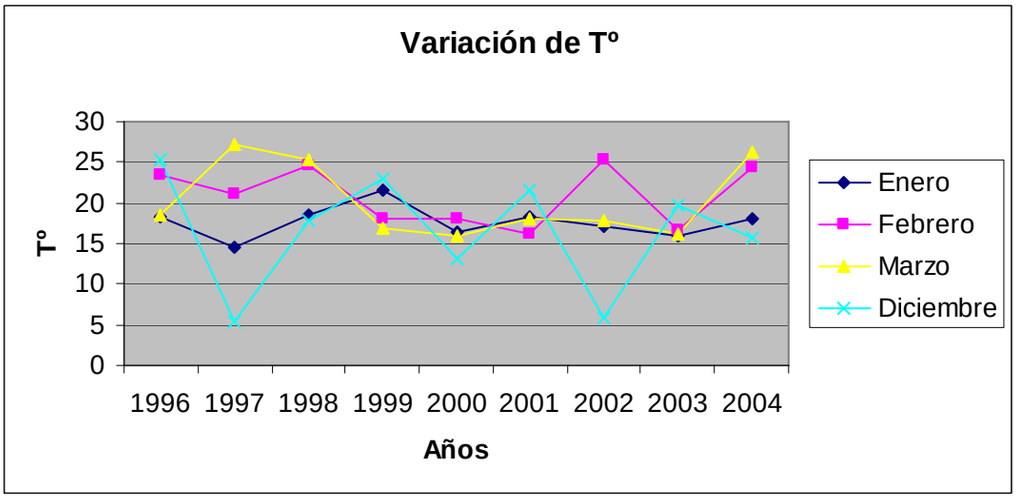


Fig. 9.53. Variación de T. (Diferencia entre la Tº máxima y la Tº mínima)

Como vemos en el gráfico en los meses de verano la diferencia entre temperaturas máximas y mínimas fluctúan en su mayoría entre los 15 y 25 ºC. Como hemos dicho en verano durante la noche, especialmente de madrugada la losa se deforma arqueando los bordes hacia arriba, cuando el sol declina y la temperatura superficial desciende, así las losas tienden a una forma cóncava por levantamiento relativo de los bordes respecto al centro que permanece apoyado.

Al exponerse el pavimento a la radiación solar se eleva la temperatura de la superficie y de inmediato comienza un proceso de conducción térmica que irá incrementando la temperatura paulatinamente hacia los niveles inferiores de la estructura; produciéndose un proceso inverso de enfriamiento cuando cesa la radiación, sea por la ocultación del sol debido a nubosidad o al ocaso. Los gradientes negativos, condición de cara superior más fría que cara inferior, tienden a predominar en días de sol desde media tarde hasta avanzada la mañana siguiente, a través de la noche.

De esta manera, y al observar las importantes variaciones de temperaturas ambientales en los días de verano, nos hace concluir que existen fuertes gradientes de temperatura negativo, al existir estos bruscos cambios de temperaturas a lo largo de estos días.

9.9.5. Consideraciones.

El modelo se realizará con las características más desfavorables, esto es: Se considerarán las juntas de contracciones restringidas.

La sobrecarga vehicular se colocará en el tramo más desfavorable.

Se colocará el máximo gradiente de temperatura predecible.

Se considerará el coeficiente de balasto más desfavorable. (bajo).

Los espesores de losa, dimensiones de ella y de sus juntas se realizarán en base a lo muestreado.

9.9.6. Modelo.

Se consideran las condiciones del punto 8, Italia con Av. Simpson. Se consideraron dos casos; el primero con condiciones libres de alabeo (9.9.6.1.), y el segundo con las juntas de contracción restringidas. (9.9.6.2.).

Corresponde a una losa, de 3,5 m. de ancho y 4 m. de largo. (entre dos juntas), su espesor es de 14 cm. (espesor muestreado en ese punto) y coeficiente de balasto correspondiente al suelo del sector.

- Definición de cargas.

DEAD: Carga relacionada con el peso propio de la losa.

SC : Carga relacionada con el camión HS-MOP.

Temp: Carga relacionada con el gradiente de T°. (-15 °C)

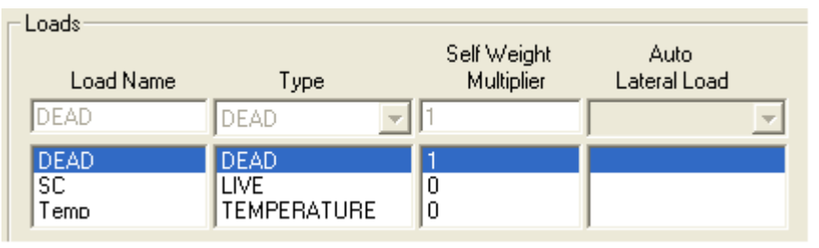


Fig. 9.54. Cargas definidas.

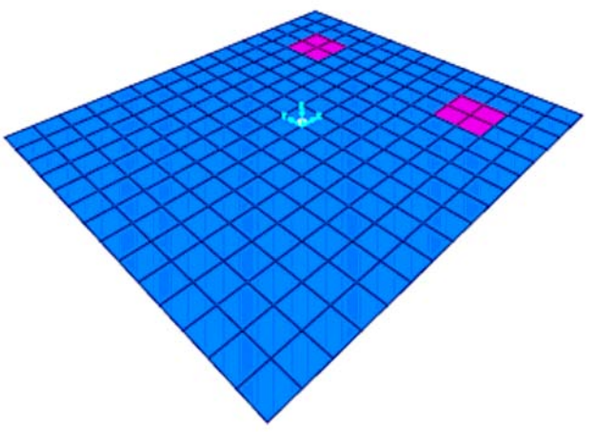


Fig. 9.55. Posición de SC consideradas en la losa

- Combinación de cargas.

Comb1 = DEAD + SC + Temp

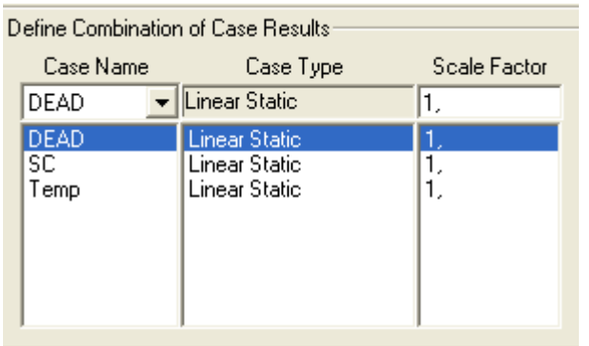


Fig. 9.56. Combinación de cargas.

- Coeficiente de balasto.

Se coloca en forma de resortes en cada uno de los puntos en que se encuentra discretizada la losa. Se consideró un balasto de 750 t /m^3.

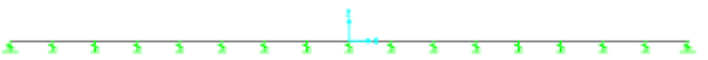


Fig. 9.51. Coeficientes de balasto.

9.9.6.1. Primer caso.

- Alabeo por temperatura: Con un gradiente de temperatura negativo de 15 °C, el desplazamiento vertical de los bordes es de 0.513 mm.

  Se aprecia que con el gradiente de temperatura negativo la losa es cóncava, el centro apoyado y los bordes levantados.

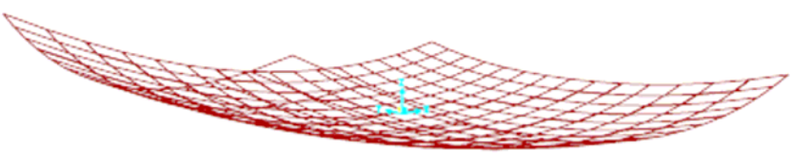


Fig. 9.57. Deformación por temperatura. Caso 1.

- Tensiones:

En el sentido x (dirección del tránsito)

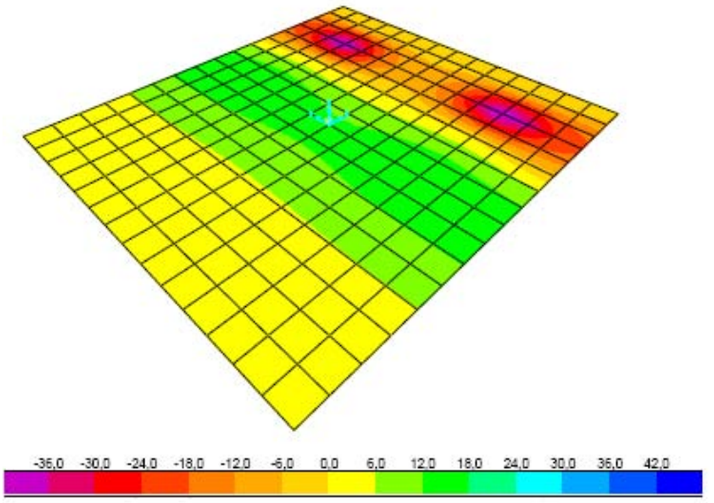


Fig. 9.58. Diagrama de tensiones x. Caso 1.

En sentido y

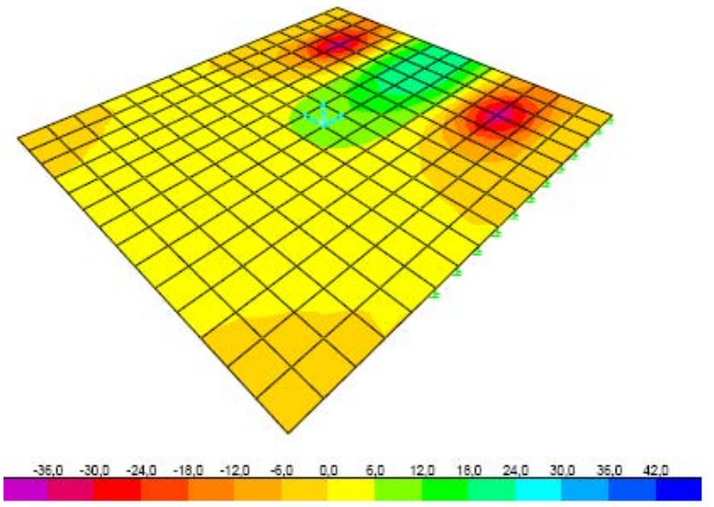


Fig. 9.59. Diagrama de tensiones y. Caso 1.

De las anteriores la máxima tracción es de 44 kgf/cm^2, la mínima resistencia a la flexo tracción calculada en este punto es de 46,61 kgf/cm^2, (tabla 8.22.) lo que nos indica un rango pequeño entre la resistencia calculada y la permitida, así si tuviéramos condiciones un poco más desfavorables la resistencia sobrepasaría a la admisible y el pavimento fallaría, como sucedió en este punto.

9.9.6.2. Segundo caso.

- Alabeo por temperatura: Con un gradiente de temperatura negativo de 15 °C, el desplazamiento vertical de los bordes es de 0.138 mm. La disminución del alabeo es debido a que las juntas se encuentran impedidas al giro (en torno a y, sentido del tránsito).

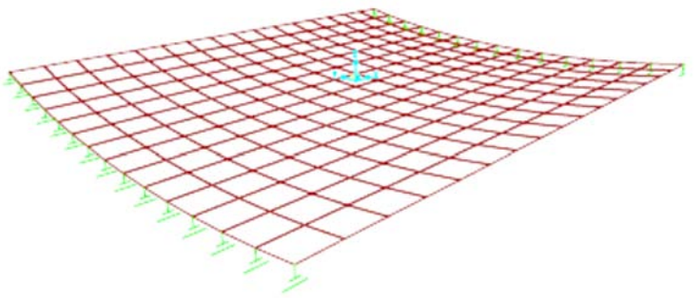


Fig. 9.60. Deformación por temperatura. Caso 2.

- Tensiones:

En el sentido x (dirección del tránsito)

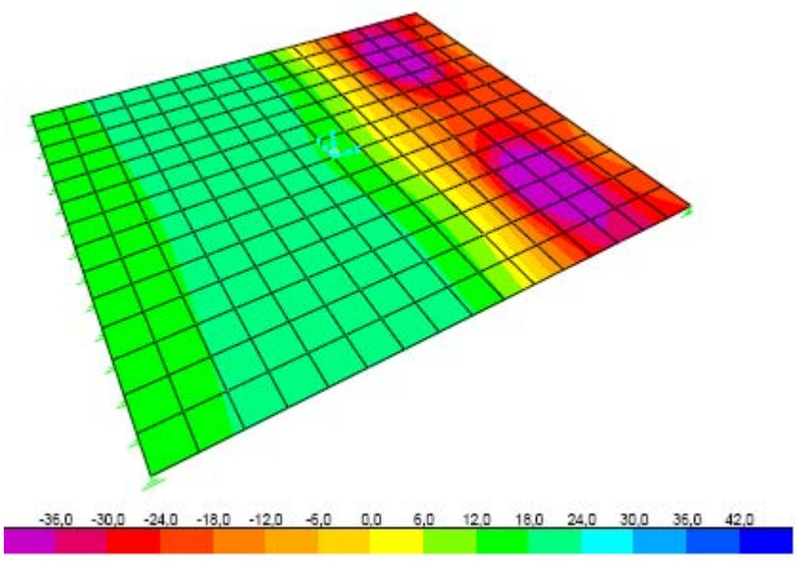


Fig. 9.61. Diagrama de tensiones x. Caso 2.

En sentido y

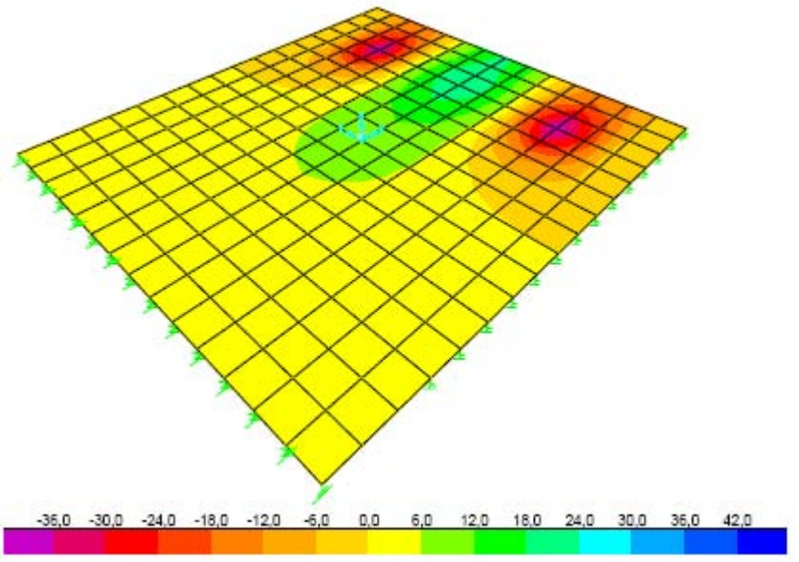


Fig. 9.62. Diagrama de tensiones y. Caso 2.

De las anteriores la máxima tracción es de 58,2 kgf/cm^2, la mínima resistencia a la flexo tracción calculada en este punto es de 46,61 kgf/cm^2, (tabla 8.22.) lo que nos indica el aumento de esfuerzos debido al bloqueo de las juntas, hasta llegar a superar el admisible, siendo esta la causa de la falla del pavimento.

Encontramos que la máxima tensión de tracción se produce en la parte solicitada por la carga vehicular, cuando el camión apoya su eje posterior (ruedas traseras) muy cercano a la junta bloqueada, esto también afectado por el gradiente negativo de temperatura y el espesor insuficiente de la losa, ya que las tensiones disminuyen al aumentar su espesor.

CAPÍTULO X: Conclusiones

Hemos señalado que la falla de un elemento de hormigón se produce cuando las tensiones solicitantes sobrepasan la resistencia de este hormigón y cuando es solicitado por una fuerza axial que desestabiliza la estructura.

Las causales de esto han sido especificadas detalladamente en el capítulo anterior (Capítulo IX: Descripción y modelación). En base a esto se puede señalar que los motivos principales de la falla a estudiar, corresponden a ineficiencia en el sellado y mantención en las juntas de diseño; la falta de juntas de expansión y el distanciamiento excesivo en juntas de contracción en algunos casos.

Además queda en evidencia el efecto negativo que produce en estas losas el aumento de temperatura, debido a los alabeos producto de los gradientes de temperatura y por la fuerza axial que se genera provocado también por la temperatura.

La modelación de losas por métodos finitos, mediante el programa computacional SAP, nos mostraron que con datos desfavorables, podemos encontrar tensiones mayores a las admisibles.

Por último, es una realidad que una gran parte de los pavimentos estudiados constaban con un espesor menor al mínimo de diseño; y con una vida útil superada en un 50% en algunos casos. (vida útil de diseño: 20 años).

CAPÍTULO XI: Bibliografía

- Diseño estructural de pavimentos rígidos. Método AASHTO. (Disponible en: http://icc.ucv.cl/obrasviales/pavimentos%20rigidos.htm Consultado el: 28 de Mayo del 2006).

- Olague Caballero, Cecilia. Evaluación de pavimentos de concreto. (Disponible en: http://www.imcyc.com/revista/1998/nov/evaluaci.htm Consultado el: 4 de Junio del 2006).

- Ministerio de Planificación y Cooperación (MIDEPLAN). Recomendaciones para el diseño del espacio vial urbano. Chile. 1998. 289p.

- Apuntes de Tecnología del hormigón y de diseño estructural de pavimentos.

- Datos meteorológicos de Valdivia. UACH.

- Diseño de pavimentos de hormigón. Instituto chileno del cemento y del hormigón. Chile. 1985. 256p.

- Proyecto de investigación pavimentos de hormigón. IDIEM. 1990.

- Especificaciones generales de construcción de pavimentos de hormigón. SERVIU. 2004. 27p.

- Pavimentos de hormigón hidráulico. (Disponible en: http://icc.ucv.cl/obrasviales/ pavimento.htm Consultado el: 6 de Junio del 2006)

- Brenner Daniel. 2000. Procedimientos adecuados para sellar grietas en la mantención del pavimento. BIT. Artículo 17: 1 – 2.

- Wayne Walter. 2000. El primer mandamiento para las losas de piso. BIT. Artículo 18: 1 – 3.

- Wayne Walter. 2000. Las causas del alabeo de losas de pisos. BIT. Artículo 19: 1 – 3.

- Wayne Walter. 2000. Alabeos de losas de pisos. BIT. Artículo 20: 1 – 2.

- Geología para el ordenamiento territorial: Área de Valdivia. Servicio nacional de geología y minería – Chile. 2005. Pág. 36-49.

- Geología para el ordenamiento territorial: Área de Valdivia. Mapa 6: Aptitud de los suelos para la construcción. Servicio nacional de geología y minería – Chile. 2005.

- Mapa y anexos del suelo de fundación de Valdivia. Instituto de investigaciones geológicas. Barozzi R. y Lemke R. Chile. 1961- 1962.

- Diseño estructural de pavimentos. Bases y subbases de pavimentos. Pág. 195-230.

- Manual centroamericano de mantenimiento de carreteras. Coronado J. Guatemala. Diciembre del 2000. 52p.

- NCh 1037. Of77 Hormigón – Ensayo de compresión de probetas cúbicas y cilíndricas.

- NCh 1171/1. Of2001 Hormigón – Testigos de hormigón endurecido – Parte 1: Extracción y ensayo.

- NCh 1172. Of78 Hormigón – Refrentado de probetas.

- Escobar Gonzalo. Mecánica de los suelos. 2003. Pág. 36-42.

- Riddell R., Hidalgo P. Diseño estructural. Ediciones Universidad Católica de Chile. 1999. 525p.