



UNIVERSIDAD  
DE PIURA

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**Recuperación de transitabilidad vial utilizando tecnología  
de geobolsas en caso de inundaciones**

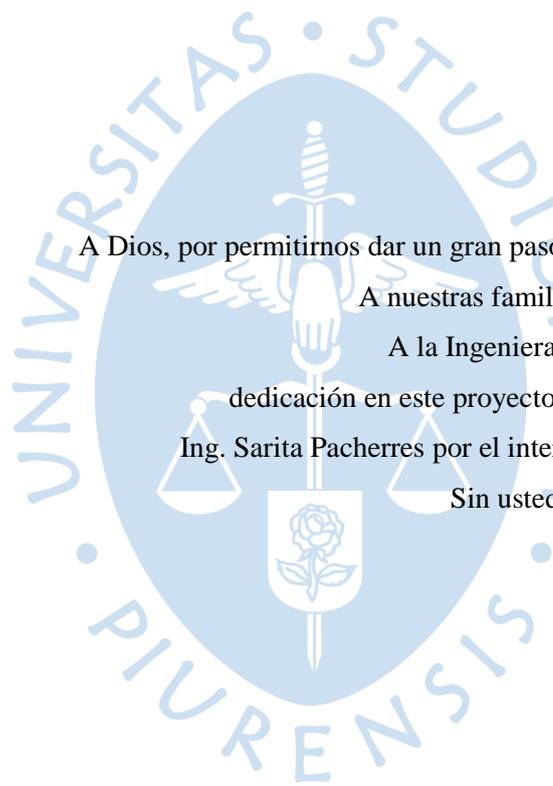
Tesis para optar el Título de  
Ingeniero Civil

**Alex Junior Ibañez Valencia**  
**Roxanita Bettsabe Macalupu Arevalo**

**Asesora:**  
**Mgtr. Mariana Ferrer Sancarranco**

**Piura, mayo de 2020**





A Dios, por permitirnos dar un gran paso en nuestra carrera profesional.

A nuestras familias para el apoyo incondicional.

A la Ingeniera Mariana Ferrer por el tiempo y dedicación en este proyecto, al Ingeniero Luis Torres y a la Ing. Sarita Pacherras por el interés en la gestión de los ensayos.

Sin ustedes esto no hubiera sido posible.



## Prólogo

El uso de los geosintéticos en diferentes ámbitos de la ingeniería civil se ha incrementado considerablemente en los últimos años. Los geosintéticos, por lo general de polímeros, en forma de láminas delgadas y flexibles, representan una nueva gama de productos que vienen siendo utilizados en el mundo de la construcción y cumplen funciones básicas como: separación, refuerzo, filtración, drenaje, contención, barreras, control de la erosión de la superficie y de protección. Dentro de ellos, un producto novedoso es la geobolsa, cuya principal aplicación es en la construcción y reforzamiento de defensas ribereñas. Consiste en una bolsa de geotextil que contiene el material del suelo, permitiendo conformar capas para la construcción de terraplenes de diques y similares.

En el año 2017, ocurrió en la región Piura un evento lluvioso de considerable magnitud que afectó seriamente la infraestructura en general, muy especialmente las carreteras. Las acciones de emergencia en la región Piura se centraron en habilitar las vías principales cortadas por el paso del agua, siendo una de éstas la carretera a Bayóvar, ubicada en la antigua carretera Panamericana, la cual es una vía de suma importancia para las grandes empresas que envían sus productos como fosfatos, cemento, caliza, productos de primera necesidad, etc. por vía terrestre. La cercanía de la vía con la laguna La Niña, formada naturalmente en el estuario de Virrilá, dejó sumergido un tramo de 3.2 Km de la vía, creando una condición extraordinaria para las acciones de reparación. Una de las empresas privadas usuarias y beneficiarias de la vía, en coordinación con el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC) propuso reparar la vía usando el sistema de geobolsas. Los trabajos culminaron a inicios de febrero del 2018, lográndose recuperar el tramo de vía de 3.2 kilómetros favorablemente.

Esta experiencia fue la primera en Latinoamérica donde se ha usado las geobolsas para la recuperación de una vía de tránsito, considerando especialmente que no era posible drenar el agua para reconstruir la vía y se pudo ejecutar exitosamente en condiciones sumergidas. Este trabajo tiene como objetivo documentar la implementación de las geobolsas como una novedosa alternativa para la recuperación inmediata de vías en caso de inundaciones. Se

describe el proceso constructivo y el monitoreo durante su uso en los 4 meses posteriores a su construcción. De esta manera, se espera verificar desde el punto de vista de la ingeniería civil, la eficacia de esta solución como alternativa rápida para eventos de emergencia.

Finalmente, agradecemos a la Universidad de Piura, nuestra casa de estudios, donde tuvimos la fortuna de recibir una educación y formación profesional de calidad; pero, particularmente queremos expresar un agradecimiento a la Mgtr. Ing. Mariana Ferrer por la comprensión y asesoramiento en este trabajo.



## Resumen Analítico-Informativo

### Recuperación de transitabilidad vial utilizando tecnología de geobolsas en caso de inundaciones.

Alex Junior Ibañez Valencia

Roxanita Bettsabe Macalupu Arevalo

Asesor: Mgtr. Mariana Ferrer Sancarranco

Tesis

Ingeniero Civil

Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería

Piura, mayo de 2020

**Palabras claves:** geosintéticos, geobolsas, recuperación de vías, deflexión, deformación.

**Introducción:** Las geobolsas son un novedoso sistema de geosintéticos con aplicación intensiva en la construcción de defensas ribereñas, pero sin ningún antecedente en la recuperación de vías. En el año 2017, la región Piura sufrió los efectos de un fenómeno El Niño de significativa magnitud, comprometiendo seriamente la infraestructura y muy especialmente, las carreteras. En ese contexto, la recuperación de vías de manera rápida y en condiciones sumergidas exigió la implementación de soluciones novedosas y en extremo factibles. Una de estas alternativas fueron las geobolsas, usada por primera vez para la recuperación de 3.2 Km de carretera totalmente inundada por su proximidad con una laguna natural. El presente trabajo documenta el proceso constructivo de los terraplenes usando la tecnología de geobolsas en 2 tramos de la vía y el monitoreo de su funcionalidad durante los 4 meses posteriores a su ejecución.

**Metodología:** El trabajo se divide en dos etapas. Una primera enfoca la descripción del proceso constructivo y la segunda, el monitoreo durante los 4 primeros meses de puesta en servicio de la vía. El proceso constructivo constó de 4 etapas: Colocación de las geobolsas lanzadas, la colocación de las geobolsas encofradas, la colocación del geotextil tejido y finalmente, la colocación del material de base, imprimación y colocación de una carpeta asfáltica en caliente. El monitoreo se realizó a través de dos actividades. La primera fue la medida de la deflexión con la viga Benkelman a 90 y 120 días de finalizada la obra. La segunda consistió en un levantamiento topográfico.

**Resultados:** A través del proceso constructivo se verificó que esta tecnología permite reconstruir una vía en condiciones sumergidas con procesos constructivos sencillos y haciendo uso de recursos accesibles en el entorno. Los resultados del monitoreo mostraron que las deflexiones finales al cabo de 4 meses de uso de la vía reconstruida dependían del tramo de control, siendo de 6.6% en el tramo 2 y de 47.02% en el tramo 4. Los resultados de las deformaciones indicaron deformaciones de gravedad 1 y 2 en el tramo 2 y en el tramo 4, únicamente de gravedad 1, lo que significa que esta solución sufre deformaciones grandes al inicio, pero luego se estabiliza en el tiempo, de modo similar como ocurre con otros sistemas constructivos, por ejemplo, el pedraplén.

**Conclusiones:** El sistema de geobolsas es una alternativa viable para la construcción de vías en condiciones sumergidas, cuya implementación requiere procesos constructivos sencillos y viables, así como recursos accesibles en el entorno nacional. Su desempeño requiere admitir unas deformaciones grandes en los primeros meses posteriores a su implementación, pero que tiende a estabilizarse a medida que pasa el tiempo. Se requiere mayores estudios para

determinar su comportamiento y determinar otros parámetros como su vida útil, que puede lograrse continuando el monitoreo de la vía.

**Fecha de elaboración del resumen:** mayo de 2020



## Analytical-Informative Summary

### **Recuperación de transitabilidad vial utilizando tecnología de geobolsas en caso de inundaciones.**

**Alex Junior Ibañez Valencia**

**Roxanita Bettsabe Macalupu Arevalo**

**Asesor: Mgtr. Mariana Ferrer Sancarranco**

**Tesis**

**Ingeniero Civil**

**Universidad de Piura.** Facultad de Ingeniería

**Piura, mayo 2020**

**Introduction:** Geobags are a novel system of geosynthetics with intensive application in the construction of riverbank defenses, but without any antecedent in the recovery of roads. In 2017, the Piura region suffered the effects of El Niño phenomenon with a significant magnitude. It seriously compromised infrastructure and especially roads. In this context, the rapid recovery of roads in submerged conditions required the implementation of novel and feasible solutions. One of these alternatives were geobags, they were used for the first time for the recovery of 3.2 km of totally flooded road due to its proximity to a natural lagoon. The present paper explains the construction process of the embankments using geobags technology in 2 sections of the road and the monitoring of their functionality for 4 months after their execution.

**Methodology:** The work is divided in two stages. First focuses on the description of the construction process and the second monitors during the first 4 months after the road was put into service. The construction process consisted of 4 stages: Placement of the launched geobags, placement of the formwork geobags, placement of the woven geotextile and finally, placement of the base material, primer and placement of a hot asphalt binder. Monitoring was carried through two activities. First was measurement of deflection with the Benkelman beam 90 and 120 days after the end of the work. Second consisted of a topographic survey.

**Results:** In the construction process, it was verified that this technology allows to reconstruct a road in submerged conditions with simple construction processes and using accessible resources in the environment. The results of monitoring showed that the final deflections after 4 months of use of the reconstructed road depended on the control section, it being 6.6% in section 2 and 47.02% in section 4. The results of the deformations indicated deformations gravity 1 and 2 in section 2 and section 4, only gravity 1, it means that this solution undergoes large deformations at the beginning, but then it stabilizes over time, similarly as happens with other construction systems, for example, the pedraplén.

**Conclusions:** The geobags system is a viable alternative for the construction of roads in submerged conditions, whose implementation requires simple and viable construction processes, as well as accessible resources in the national environment. Its performance requires admitting large deformations in the first months after its implementation, but it stabilizes with

time passes. The topic requires further studies to determine its behavior and determine other parameters such as its useful life, it can be achieved by continuing to monitor the road.

**Summary date:** May, 2020



## Tabla de Contenido

<b>Introducción</b> .....	1
<b>Capítulo 1</b> .....	3
<b>Marco teórico</b> .....	3
<b>1.1. Los geosintéticos</b> .....	3
<b>1.1.1. Componentes de los geosintéticos</b> .....	3
<b>1.1.2. Geotextiles</b> .....	4
<b>1.1.3. Funciones de los geotextiles en pavimentos</b> .....	5
<b>1.1.3.1. Separación</b> .....	6
<b>1.1.3.2. Filtración</b> .....	7
<b>1.1.3.3. Drenado</b> .....	7
<b>1.1.3.4. Refuerzo</b> .....	8
<b>1.1.4. Geobolsas</b> .....	9
<b>1.2. Compresibilidad de suelo</b> .....	9
<b>1.3. Definición de deflexiones en pavimentos</b> .....	11
<b>1.4. Métodos y equipos para la medición de las deflexiones en pavimentos</b> .....	13
<b>1.4.1. Viga Benkelman</b> .....	13
<b>1.4.1.1. Equipos utilizados</b> .....	13
<b>1.4.2. Nivelación topográfica</b> .....	14
<b>1.5. Definición de fallas en pavimentos</b> .....	15
<b>Capítulo 2</b> .....	19
<b>Descripción de la zona de estudio</b> .....	19
<b>2.1. La laguna La Niña</b> .....	21
<b>2.2. Estado final de la vía después de la formación de la laguna La Niña</b> .....	22
<b>Capítulo 3</b> .....	25
<b>Procedimiento constructivo con geobolsas</b> .....	25
<b>3.1. Descripción general del sistema constructivo</b> .....	25
<b>3.2. Procedimiento constructivo</b> .....	27

3.2.1. Etapa N°01: Geobolsas lanzadas.....	28
3.2.2. Etapa N°02: Geobolsas encofradas tipo damero .....	30
3.2.3. Etapa N°03: Colocación del geotextil no tejido.....	33
3.2.4. Etapa N°04: Base granular, imprimación asfáltica y mezcla asfáltica.....	34
3.3. Materiales, equipos, mano de obra y maquinaria.....	36
3.4. Dificultades y soluciones durante la ejecución .....	40
Capítulo 4.....	41
Análisis comparativo de la tecnología de geobolsas con la de un pedraplén para la rehabilitación total de una vía.....	41
4.1. Alternativa N°1: Pedraplén.....	43
4.2. Alternativa N°2: Conformación con Geobolsas .....	44
4.3. Criterios de para el análisis comparativo .....	45
4.4. Comparativo entre las alternativas propuestas .....	45
Capítulo 5.....	49
Resultados del monitoreo post-construcción .....	49
5.1. Descripción del monitoreo.....	49
5.2. Deflexiones.....	49
5.2.1. Procedimiento .....	51
5.2.2. Resultados obtenidos de deflexiones .....	54
5.3. Deformaciones permanentes.....	61
5.3.1. Equipos utilizados.....	61
5.3.2. Puntos de evaluación.....	61
5.3.3. Procedimiento .....	62
5.3.4. Resultados obtenidos de las deformaciones .....	64
Conclusiones .....	71
Recomendaciones .....	73
Referencias Bibliográficas .....	75
Anexos .....	77
Anexo 1. Especificaciones técnicas de los materiales .....	79
Apéndices .....	81
Apéndice 1. Datos de campo del ensayo de viga Benkelman.....	82
Apéndice 2. Datos de campo de la nivelación topográfica.....	88
Apéndice 3. Deformaciones de la nivelación topográfica a 12 meses .....	89
Apéndice 4. Presupuestos de alternativas .....	105

## Índice de tablas

Tabla 1. Propiedades físicas de los polímeros utilizados en geotextiles .....	4
Tabla 2. Tipos y causas de fallas estructurales y superficiales de un pavimento flexible, según el MTC. ....	16
Tabla 3. Clasificación de los niveles de deformación en carreteras según el MTC.....	17
Tabla 4. Tipo de intervenciones aplicados en los tramos afectados por la laguna La Niña. ....	24
Tabla 5. Análisis de costos unitarios de la etapa 1 del proceso constructivo.....	37
Tabla 6. Análisis de costos unitarios de la etapa 2 del proceso constructivo.....	38
Tabla 7. Análisis de costos unitarios de la etapa 3 del proceso constructivo.....	38
Tabla 8. Análisis de costos unitarios de base granular, imprimación y asfalto en caliente .....	39
Tabla 9. Cuadro comparativo del sistema de geobolsas y un pedraplén para la rehabilitación de la vía PE-04. ....	47
Tabla 10. Distancia del borde interno de berma hasta el punto de ensayo para la evaluación de viga Benkelman.....	51
Tabla 11. Resumen de las deflexiones promedio de los tramos 2 y 4.....	60
Tabla 12. Listado de herramientas utilizadas en la nivelación topográfica .....	61
Tabla 13. Niveles topográficos a 12 meses – tramo 2.....	65
Tabla 14. Niveles topográficos a 12 meses – tramo 4.....	65
Tabla 15. Clasificación de los niveles de gravedad de la carretera.....	66
Tabla 16. Deformaciones de la carretera a 12 meses – tramo 2.....	67
Tabla 17. Deformaciones de la carretera a 12 meses – tramo 4.....	68



## Índice de figuras

Figura 1. Función de separación entre dos estratos que cumplen los geotextiles. ....	6
Figura 2. Función de filtración de los geotextiles para permitir el paso de fluidos sin migración de los finos hacia capas superiores. ....	7
Figura 3. Drenado de fluidos o gases a través del geotextil. ....	8
Figura 4. Distribución de cargas por la interacción a la que son sometidos los geotextiles. ....	9
Figura 5. Curva tiempo – asentamiento de un suelo para un incremento de carga dinámica. ....	10
Figura 6. Deformación y deflexión, producidos por cargas móviles en la estructura de un pavimento. ....	11
Figura 7. Esquema de cuenco de deflexiones. ....	12
Figura 8. Dimensiones de viga Benkelman. ....	14
Figura 9. Ubicación de la vía del proyecto en el sistema nacional de vías. ....	19
Figura 10: Estado de la vía PE-04 al finalizar El Niño Costero. Se observa la vía en medio de la laguna La Niña, formada al finalizar el evento lluvioso. ....	20
Figura 11. Inundación de Laguna La Niña – 2017. ....	21
Figura 12. Estado de la vía PE-04, en porcentaje, a noviembre del 2017, como consecuencia de los eventos lluviosos. ....	22
Figura 13. Vista de la carretera PE 04 en la zona donde la vía cruza la laguna La Niña durante El Niño costero. Se indican 5 tramos afectados. ....	23
Figura 14. Sección transversal de los tramos 2 y 4 recuperados con geobolsas. ....	25
Figura 15. Esquema de la forma típica de las geobolsas, a modo de caja prismática con tapa. ....	26
Figura 16. Etapas del proceso constructivo para rehabilitación con sistema de geobolsas. ....	28
Figura 17. Acomodo de la geobolsa y llenado en tolva del volquete. ....	29
Figura 18. Colocación de las geobolsas lanzadas con tolva del volquete para superar el nivel del agua. ....	30

Figura 19. Esquema en planta de la disposición de las unidades de geobolsas en la vía.....	30
Figura 20a. Encofrado de geobolsas en molde de madera. ....	31
Figura 20b. Encofrado de geobolsas en molde metálico.....	31
Figura 21. Llenado de las geobolsas con ayuda de la excavadora. ....	32
Figura 22. Cierre de la tapa de la geobolsa en el encofrado in situ con cosedora portátil. ....	32
Figura 23. Geobolsas encofradas in situ utilizadas para formar las bases de la vía en los tramos 2 y 4. ....	33
Figura 24. Colocación del geotextil no tejido .....	34
Figura 25. Cisterna 4543.8 gal dando el óptimo grado de humedad a la capa de afirmado. ...	35
Figura 26. Imprimación de emulsión asfáltica encima de la capa de afirmado. ....	35
Figura 27. Mezcla asfáltica de 1” finalizada. ....	36
Figura 28. Sección típica, partes de un terraplén y un paquete estructural de vía. ....	42
Figura 29. Sección típica de un pedraplén. ....	44
Figura 30. Conformación de base de la vía con uso de geobolsas. ....	44
Figura 31. Vistas en planta de los tramos 2 y 4 de la vía con la ubicación de los puntos de evaluación para el ensayo de viga Benkelman.....	50
Figura 32. Procedimiento de medición de deflexiones con viga Benkelman. ....	52
Figura 33. Avance lento del camión para la toma de medida en el ensayo de viga Benkelman en campo. ....	53
Figura 34. Instalación de viga Benkelman en campo para comenzar el ensayo. ....	53
Figura 35. Resultados de deflexiones medidas a 90 días – Tramo 2 .....	55
Figura 36. Resultados de deflexiones medidas a 90 días en el tramo 4 .....	56
Figura 37. Resultados de deflexiones medidas a 120 días – Tramo 2. ....	57
Figura 38. Resultados de deflexiones medidas a 120 días cada 50 metros – Tramo 4. ....	58
Figura 39. Evolución de las deflexiones a 90 y 120 días, en el Tramo 2 - Carril derecho. ....	59
Figura 40. Evolución de las deflexiones a 90 y 120 en el Tramo 2 - Carril izquierdo. ....	59
Figura 41. Evolución de las deflexiones a 90 y 120 días en el Tramo 2 - Carril derecho. ....	60
Figura 42. Evolución de las deflexiones a 90 y 120 días en el Tramo 2 - Carril izquierdo. ....	60
Figura 43. Puntos de evaluación para las mediciones de deformaciones con niveles topográficos.....	61
Figura 44. Demarcación en la carretera de puntos a evaluar en la nivelación topográfica. ....	62
Figura 45. Esquematación de toma de datos en la nivelación topográfica de los puntos a evaluar. ....	63
Figura 46. Toma de datos en campo en la nivelación topográfica. ....	63

Figura 47. Sección típica de la carretera con bombeo de 2%. .....	64
Figura 48. Esquema de la posición de las geobolsas en la vía y su relación con las zonas de deformación medida en la vía. ....	64
Figura 49. Toma aérea de los 3.5 Km de vía reconstruidos a mayo del 2018 .....	69





## **Introducción**

Las geobolsas son estructuras de geotextiles con elevada resistencia mecánica que permiten el confinamiento de suelos como arena, arcilla y limos, para conformar una estructura más o menos estable. El sistema de geobolsas tiene la capacidad de simular funciones de rocas, elementos de mampostería, cemento en muros de contención entre otros. Ante la presencia de agua, las geobolsas tienen la posibilidad de soportar socavaciones, asentamientos, fuerzas de empuje o esfuerzos de corte hidráulico porque el geotextil confina el suelo y evita su disgregación. Por ello se presentan como una excelente alternativa para la conformación de estructuras de soporte de pavimentos en áreas inundables.

Hacia febrero del año 2017 producto del fenómeno de El Niño, se produjeron intensas lluvias en diversas partes del Perú y debido a las inundaciones y desbordes de ríos ocasionaron destrucción en la infraestructura vial y urbana. Uno de los mayores impactos de El Niño fue la destrucción de las carreteras, como el caso de la carretera PE-04, que forma parte de red de vías nacionales y va desde el cruce Sechura hasta el Dv. Bayóvar, cruce entre las provincias de Chiclayo y Sechura. Esta vía atraviesa una depresión natural que durante los fenómenos de El Niño se llena de agua y forma la laguna La Niña, lo cual hace que queden sumergidos 3.2 kilómetros de carretera, ubicados entre el Km. 05+000 y el Km. 08+200 de la mencionada vía.

La interrupción del transporte interprovincial de la vía trajo serios problemas en la Provincia de Sechura, como la escasez de productos de primera necesidad y la paralización de la extracción de minerales en Bayóvar – Sechura. Para evitar el desabastecimiento se tomaron rutas alternas, incrementando considerablemente el tiempo del transporte y los precios. Ante esta situación el gobierno declaró en estado de emergencia el norte de país y se destinaron recursos orientados principalmente a recuperar la transitabilidad vial de tal forma que se garantice el normal desarrollo de las actividades económicas de la región.

Ante esta situación, se planteó el uso de las geobolsas como una solución rápida y efectiva para la recuperación de la transitabilidad vial en caso de inundaciones. En una alianza estratégica entre el Estado y la empresa privada, Provías presentó el proyecto de “Recuperación del camino de acceso laguna La Niña, tramo Bayóvar - Emergencia”, el mismo que fue financiado y ejecutado por una empresa privada, representando todo un reto debido a las condiciones sumergidas en las que se debía trabajar.

Este novedoso proyecto se introdujo a modo de piloto y se asumió como una solución temporal en la vía Bayóvar-Sechura. Al ser ésta la primera experiencia se consideró importante la documentación del mismo y su posterior monitoreo como alternativa de implementación en escenarios similares en otros lugares del país. Así es como se plantea el presente trabajo que pretende documentar el uso de esta tecnología de geobolsas para la recuperación de la transitabilidad vial en caso de inundaciones.

El trabajo se estructura en 5 capítulos. El primer capítulo contiene el marco teórico, que explica la conformación, funciones y tipos de los geotextiles, así como los principales términos a utilizar. El segundo es una puesta en contexto de la zona de análisis y la situación actual de la vía, ofreciendo una visión general del problema. El tercer capítulo describe el procedimiento constructivo del sistema utilizando la tecnología de geobolsas; detallando las dificultades encontradas durante la ejecución de la vía y su solución. En el cuarto capítulo se hace una comparación entre otras alternativas de la vía y el sistema de geobolsas para la conformación de la estructura de soporte del pavimento. El quinto y último capítulo detalla los resultados del monitoreo, presentando las deflexiones y deformaciones medidas después de 4 meses de inaugurada la vía. Finalmente, se exponen las conclusiones y recomendaciones.

## Capítulo 1

### Marco teórico

#### 1.1. Los geosintéticos

Los geosintéticos son láminas flexibles de polímeros utilizados en la ingeniería civil y fabricados mediante la transformación industrial de sustancias químicas denominados polímeros, principalmente el polipropileno, el poliéster, el nylon y el polietileno. Su fabricación se basa en procedimientos de extrusión, tecnología textil o la combinación de las dos. Los geosintéticos fueron ideados para ser usados como filtros, mantos, láminas o estructuras tridimensionales y están en contacto directo con el suelo. Se utilizan en diversas aplicaciones de la ingeniería civil y geotecnia, incrementando su uso a lo largo de los años. Su función es completar, conservar, mejorar el funcionamiento e inclusive, sustituir algunos materiales (PAVCO, 2012).

##### 1.1.1. Componentes de los geosintéticos

Están compuestos por diferentes componentes como los polímeros y algunas fibras naturales. Los polímeros más usados son el polietileno (PE), el polipropileno (PP), el poliéster (PS), el poliuretano (PU) y el policloruro de vinilo (PVC) (Díaz, 2009).

- **Polietileno (PE):** es un material termoplástico blanquecino, de transparente a translucido. Posee reducida carga, ductilidad, tenacidad, elevada resistencia química y características eléctricas notables.
- **Polipropileno (PP):** es un polímero muy sólido y firme, oscuro y con elevada oposición al calor. Es un elemento inactivo, por eso acomodable con toda muestra de cemento y aditivos. Posee baja densidad, elevada rigidez, alta recuperación elástica y buena dureza superficial.
- **Poliéster (PS):** Es una fibra resistente e inarrugable que, unida a la fibra de vidrio, se utiliza en la construcción de textiles en combinación con una matriz termoplástica, habitualmente

policloruro de vinilo (PVC). Posee elevada estabilidad dimensional, baja contracción consecuente al moldeo y alta oposición a la fisura.

- **Poliuretano (PU):** es una resina sintética utilizada mayormente en la fabricación de georedes. Posee elevada resistencia a la deformación por compresión mecánica. Se caracteriza por su alta resistencia a la abrasión, desgaste, oxidación, ozono y a las bajas temperaturas.
- **Policloruro de vinilo (PVC):** es una resina termoplástica obtenida de la polimerización de dos componentes naturales, el cloruro de sodio (NaCl) y gas natural. Se caracteriza por ser maleable y resistente. Ante elementos químicos, éste muestra resistencia y continuidad dimensional.

En la tabla 1 se muestran las propiedades físicas de los polímeros utilizados en los geosintéticos.

**Tabla 1. Propiedades físicas de los polímeros utilizados en geotextiles.**

	Polipropileno (PP)	Polipropileno de alta densidad (PEAD)	Poliamida (PA)	Poliéster (PET)
Densidades (g/cm <sup>3</sup> )	0,91	0,95	1,12	1,38
Temperaturas de fusión (°C)	165	130	220 a 250	260
Temperaturas de transición vítrea (°C)	-20 a -12	-100 a -70	40 a 60	70 a 80

Fuente: Ballester et al, Definición, función y clasificación de los geotextiles, 2000

### 1.1.2. Geotextiles

Los geotextiles son un tipo de geosintéticos, que en su totalidad están elaborados con polímeros con apariencia de fibras o hilos. Los distintos procesamientos de fabricación llevan al logro de productos geotextiles que tienen una gran variedad de propiedades (Ballester, 2000). Existen varios criterios para clasificar los geotextiles. Los más importantes son el método de fabricación y la presentación de las fibras que los componen. Según el método de fabricación, los geotextiles pueden ser tejidos, no tejidos y tricotados.

- **Geotextiles no tejidos:** se determinan a modo de un geotextil plano con fibras, filamentos y otros elementos colocados casualmente, fusionados mecánica o químicamente, mediante calor, o por unión de ellos. La disposición aleatoria de sus componentes le otorga un

aspecto isótropo. Se caracterizan por brindar una baja resistencia a tracción y considerable deformabilidad. También, este tipo de geotextiles gozan de bondadosas características hidráulicas. Existen dos tipos de geotextiles no tejidos, los de fibra cortada y de filamento continuo.

- **Geotextiles tejidos:** se determinan como un geotextil elaborado al entrelazar, usualmente en ángulo recto, más de un conjunto de hilos, cintas, fibras, filamentos u otros elementos. Se emplean, primordialmente, para refuerzos del terreno, taludes, terraplenes y muros. Se distinguen por tener alta resistencia a la tracción y reducida deformabilidad. Debido a que tienen dos direcciones preferentes, este tipo de geotextiles presenta una gran anisotropía.
- **Geotextiles tricotados:** tienen una similitud con los geotextiles tejidos. Estos se obtienen mediante el entrelazamiento de hilos, fibras y filamentos. Su principal característica es, que el entrelazamiento da como resultado una estructura tridimensional en el interior del tejido.

Según la presentación de las fibras que los componen, los geotextiles pueden ser:

- **Geotextil de fibras cortas:** Este tipo de geotextil posee alta resistencia a la rotura (hasta 20 KN/m), buena resistencia a la fluencia en condiciones secas y húmedas; resistencia a la corrosión en diferentes PH, suelo y agua; buena permeabilidad, buena resistencia microbiológica. Puede cumplir las funciones de: filtración, drenaje, aislamiento, protección y refuerzo en la conservación del agua, presas, carreteras, aeropuertos, edificios y proyectos de protección ambiental. Por otro lado, en cuanto a su fabricación, las fibras de polímero para elaborar el geotextil se muestran en pequeñas fibras cortadas con una longitud, que va desde 2 hasta 15 centímetros o también se pueden obtener cortando y acopiando los desechos y residuos de otros procesos textiles.
- **Geotextil de filamento continuo:** Este tipo de geotextil, posee una alta penetración y resistencia a la corrosión, además posee un alto punto de fusión y resistencia a los rayos UV. Al igual que los geotextiles de fibras cortas, los filamentos continuos pueden cumplir funciones de filtración, separación, drenaje y reforzamiento. Para la elaboración de estos geotextiles se muestran en forma de rollos de filamentos continuos. Los métodos de unión de los filamentos son: mecánica, térmica y química.

### 1.1.3. Funciones de los geotextiles en pavimentos

En general, cuando se usan los geotextiles para mejorar el desempeño de los pavimentos, se aprovecha su capacidad para permitir el paso de los fluidos y la retención de partículas finas.

En los pavimentos, la acción de las cargas dinámicas continuas y la penetración del agua en las capas del pavimento promueven el movimiento de las partículas, la migración de finos o la compresibilidad, disminuyendo la capacidad de soporte de la estructura del pavimento. Las características de los geotextiles contribuyen para disminuir estos efectos, aumentando la vida útil de la vía.

Las funciones más importantes que desempeñan los geotextiles en los pavimentos son de separación, filtración, drenado, refuerzo.

### 1.1.3.1. Separación

Al transitar los vehículos sobre la capa de rodadura, las partículas de las capas inferiores (finos de la subrasante) son bombeadas hacia arriba (capas granulares), disminuyendo su capacidad para drenaje y la resistencia. Para evitarlo, se utilizan geotextiles, que son porosos y flexibles, que previenen la mezcla de dos estratos o materiales diferentes evitando la contaminación entre ellos, conservando las cualidades físicas y mecánicas de cada capa e incrementando la vida de servicio de la vía.

Para cumplir con esta función, el geotextil debe ser resistente a los esfuerzos concentrados (tracción y punzonamiento) y tener aberturas compatibles con los tamaños de las partículas del material a ser retenido (ver Figura 1).



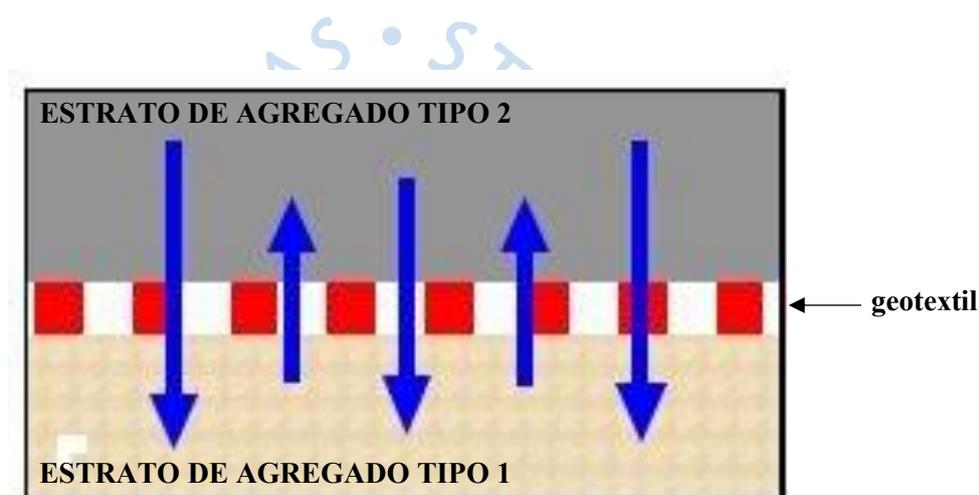
**Figura 1. Función de separación entre dos estratos que cumplen los geotextiles.**

Fuente: Ballester et al, Definición, función y clasificación de los geotextiles, 2000

### 1.1.3.2. Filtración

Debido al incremento de los esfuerzos producido por el tráfico, el flujo de agua de la subrasante transporta los finos hacia las capas granulares superiores. Esto se reduce con el uso de un geotextil poroso, flexible y permeable, porque permite el paso del fluido, evitando la migración de finos o que las partículas se mezclen o contaminen entre sí, aun estando sometidos a un trabajo de carga o compresión.

El geotextil, para efectuar este cometido, debe poseer características de contención y permeabilidad apropiadas, además debe ser resistente a la colmatación (disminución de infiltración por hacinamiento de finos), tal como se muestra en la figura 2.



**Figura 2. Función de filtración de los geotextiles para permitir el paso de fluidos sin migración de los finos hacia capas superiores.**

Fuente: Ballester et al, Definición, función y clasificación de los geotextiles, 2000

### 1.1.3.3. Drenado

Es de vital importancia evitar el deterioro de la vía por acumulación del agua debido a la caída de lluvias o por los flujos bombeados desde la subrasante hacia las capas de la estructura del pavimento (Ballester et al, 2010). Los geotextiles permiten pasar un régimen de flujo entre dos estratos, transportando fluidos o gases a través del plano del geotextil aun siendo sometido a un trabajo de compresión o carga.

Para cumplir esta función debe tener una capacidad adecuada de descarga y resistencia al daño mecánico (ver Figura 3). Es de vital importancia la resistencia a la tracción del geotextil y el tamaño de sus aberturas.



**Figura 3. Drenado de fluidos o gases a través del geotextil.**

Fuente: Ballester et al, Definición, función y clasificación de los geotextiles, 2000

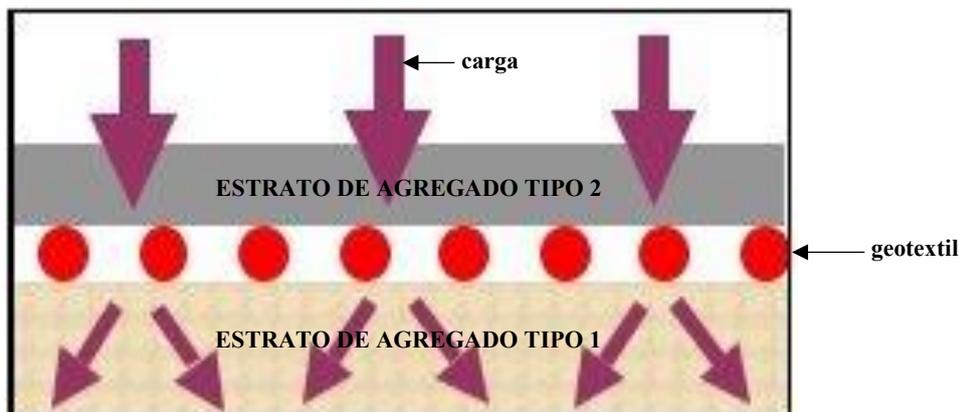
#### 1.1.3.4. Refuerzo

Los geotextiles aumentan la capacidad de carga de un terreno, teniendo como resultado una superficie más estable ya que se aprovecha el comportamiento de tracción del geotextil.

Este refuerzo se desarrolla a través de los siguientes mecanismos:

- Restricción lateral a través de la fricción entre el geotextil y los estratos adyacentes (agregados).
- Forzando que el potencial plano de falla de la superficie de apoyo, se desarrolle en la superficie alternativa de mayor resistencia al corte.
- Mejor distribución de cargas a la que son sometidos los geotextiles, lo que ayuda a disminuir los asentamientos vinculados.

El concepto del refuerzo que generan los geotextiles es similar al refuerzo del concreto con acero. El concreto es débil en tensión y se usa el acero para fortalecerlo; en suelos el geotextil ayuda a mantenerlo en su sitio (ver figura 4).



**Figura 4. Distribución de cargas por la interacción a la que son sometidos los geotextiles.**

Fuente: Ballester et al, Definición, función y clasificación de los geotextiles, 2000.

#### 1.1.4. Geobolsas

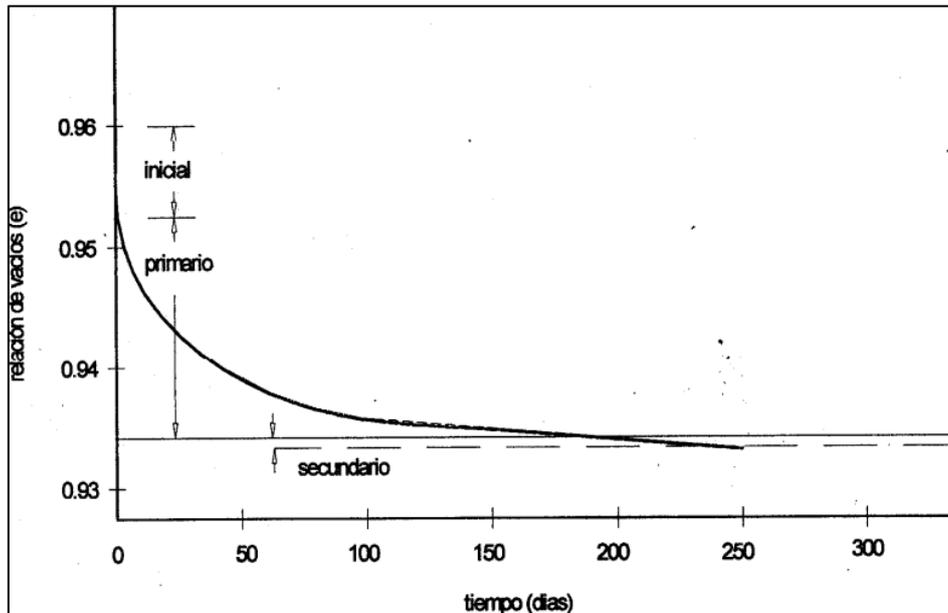
Las geobolsas son estructuras tridimensionales fabricadas de geotextil tejido que, a modo de bolsas, permiten el confinamiento de los suelos de grano fino que contienen (arena, arcilla, limos). Sus fibras están fabricadas por lo general de PET. Como cualquier geotextil tejido, posee elevada resistencia mecánica. Sus principales aplicaciones son la erosión fluvial, la construcción de elementos de base de vías en áreas inundables, etc. (Andex del Norte, 2016).

El sistema de geobolsas es un conjunto de unidades de geobolsas dispuestas solidariamente una al lado de otra. Este sistema de geobolsas tiene la capacidad de simular funciones de rocas, elementos de mampostería o cemento en muros de contención, entre otros. Por ello, debido a la capacidad que tienen para contener las partículas y facilitar el drenaje, ante la presencia de agua, las geobolsas tienen la posibilidad de soportar socavaciones, asentamientos, fuerzas de empuje o esfuerzos de corte hidráulico.

#### 1.2. Compresibilidad de suelo

El principio de compresibilidad es la capacidad que tiene los suelos de disminuir su volumen (asentamiento) por acción de una carga. Dicha variación de volumen se relaciona directamente con las propiedades del material de suelo como la granulometría, la densidad, el grado de saturación, la permeabilidad y el tiempo de acción de la carga de compresión.

La compresión de un estrato de suelo no se produce de manera rápida y repentina. Por el contrario, su medición es muy lenta (visualmente es poco probable verificar dichos asentamientos). El asentamiento de un depósito de suelo empieza rápidamente y se hace más lento a medida que pasa el tiempo (Sowers, 1990). Se puede dividir en tres etapas: a) asentamiento inicial; b) asentamiento por consolidación primaria y c) asentamiento por consolidación secundaria (ver figura 5).



**Figura 5. Curva tiempo – asentamiento de un suelo para un incremento de carga dinámica.**

Fuente: Sowers, Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones, 1994

a) Asentamiento inicial (elástico):

Cuando se aplica una carga a un suelo sin que se produzcan deslizamientos o reacomodos entre sus partículas, a dicho asentamiento se conoce como elástico.

Los asentamientos iniciales no presentan peligro de hundimiento de la estructura ya que el suelo mantiene la capacidad resistente.

b) Asentamiento por consolidación primaria:

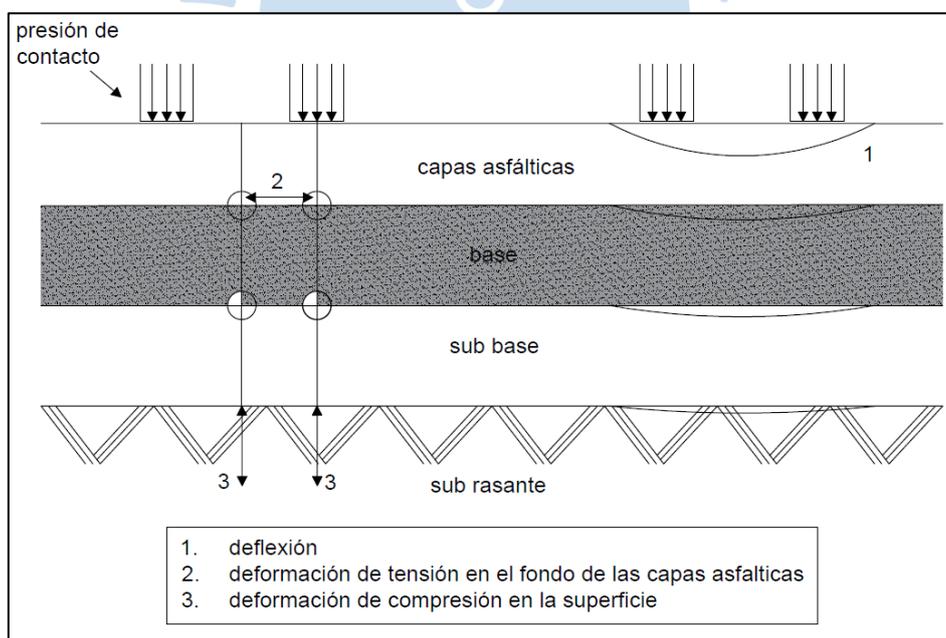
La carga aplicada a un suelo en estado de sobresaturación, produce un incremento en la presión de poros y por ende su resistencia a la deformación. Cuando el líquido comienza a fluir debido a la gradiente hidráulica perdiendo presión de poros, el suelo se asienta rápidamente. Dicho asentamiento por consolidación primaria se calcula aplicando la teoría de Terzagui.

c) Asentamiento por consolidación secundaria

Este tipo de asentamiento relaciona los reajustes en el tiempo generando estructuras de cimentación más compactas para adaptarse a nuevas condiciones de carga.

### 1.3. Definición de deflexiones en pavimentos

La deflexión o deformación elástica en un pavimento se define como el desplazamiento vertical recuperable en la superficie del pavimento ante la aplicación de una carga externa. Cabe precisar que dicha carga, genera una respuesta del conjunto del sistema, es decir, todas las capas del pavimento: capa asfáltica, base, sub base, sub rasante, se deflectan. Mientras que la deformación propiamente dicha o deformación no elástica son el cambio permanente en el tamaño o forma de las capas del pavimento debido a esfuerzos internos: tensión en el fondo de la capa asfáltica y la compresión en la superficie de la subrasante, producidos por las sobrecargas móviles, falta de compactación, exceso de humedad, etc., lo cual puede generar asentamientos primarios o secundarios según lo descrito en el ítem anterior. (ver figura 6) (INVIAS, 2008).



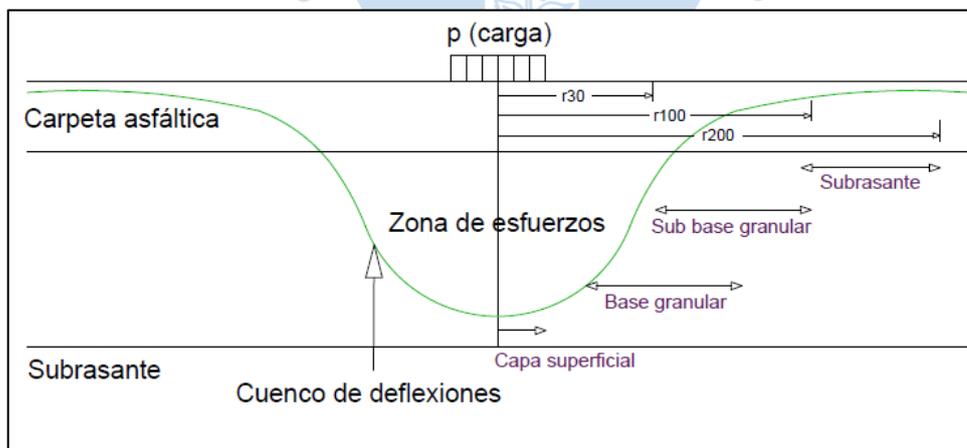
**Figura 6. Deformación y deflexión, producidos por cargas móviles en la estructura de un pavimento.**

Fuente: Bejarano, Análisis estructural de un pavimento flexible con presencia de deterioro, por medio de deflexiones obtenidas con equipo de carga dinámica y estática, 2011

Los resultados de un ensayo de medición de deflexión en un pavimento otorgan información muy importante para determinar la capacidad estructural, como lo es el módulo efectivo del pavimento ( $E_o$ ) el cual mide la rigidez otorgados por la carpeta asfáltica y los materiales debajo de ella. Además, es posible:

- Determinar la uniformidad estructural de un sector de pavimento, de acuerdo con la variabilidad de las deflexiones.
- Programar estudios detallados en áreas localizadas donde las deflexiones sean anormalmente altas, para averiguar las causas del deterioro.
- Determinar las propiedades de rigidez de las diferentes capas del pavimento y de la subrasante.
- Disponer de datos de entrada para el diseño de las obras de mantenimiento y rehabilitación.

Dependiendo del peso y el área de apoyo de la carga aplicada, se genera un bulbo de presiones que afecta el pavimento, base y subrasante. El cuenco de deflexiones (ver figura 7) brinda información importante sobre las características del pavimento y la subrasante. Las deflexiones en medio de la aplicación reflejan las características de la capa superficial, mientras que la medida de los extremos del cuenco refleja la condición de la subrasante.



**Figura 7. Esquema de cuenco de deflexiones.**

Fuente: Bejarano, Análisis estructural de un pavimento flexible con presencia de deterioro, por medio de deflexiones obtenidas con equipo de carga dinámica y estática, 2011

#### 1.4. Métodos y equipos para la medición de las deflexiones en pavimentos

Los equipos para la medición de las deflexiones, se pueden clasificar en tres categorías:

- Sistemas de medida de deflexión bajo carga estática o cuasi estática: miden la deflexión máxima del pavimento bajo la acción de una carga estática. Entre los principales dispositivos figuran: viga Benkelman, deflectógrafo de Lacroix y curvímetro.
- Sistemas de medida de deflexión bajo carga vibratoria sinusoidal: este sistema mide las deflexiones de los pavimentos aplicando una precarga estática y una vibración sinusoidal mediante una fuerza dinámica, de esta manera se asegura que no haya separación entre la zona de contacto y el pavimento. Los principales equipos son: Dynaflect.
- Sistemas de medida de deflexión bajo carga por impacto: este sistema es el que mejor simula la acción del tráfico sobre el pavimento. Consiste en aplicar una fuerza dinámica al pavimento a través de la elevación y caída de una masa sobre una placa que está en contacto el pavimento. Esta fuerza puede ser modulada variando la altura y las pesas que se dispongan. Entre los sistemas más usados están: el deflectómetro Dynatest, Carl bro y Kuab.

##### 1.4.1. Viga Benkelman

La viga Benkelman es un equipo creado durante el ensayo de la “Western association of State Highway Organizations” (WASHO) en 1952. Se trata de un dispositivo que funciona poniendo en práctica el conocido método de la “regla de la palanca” (Nazzal, 2003). Este método es simple y económico. Consiste en medir el desplazamiento vertical del pavimento bajo la acción de una carga normalizada estática o de lenta aplicación (Goel & Das, 2008). El ensayo se realiza colocando el extremo de la viga entre las dos ruedas gemelas del camión, midiendo la recuperación vertical de la superficie del pavimento cuando el camión avanza y se retira.

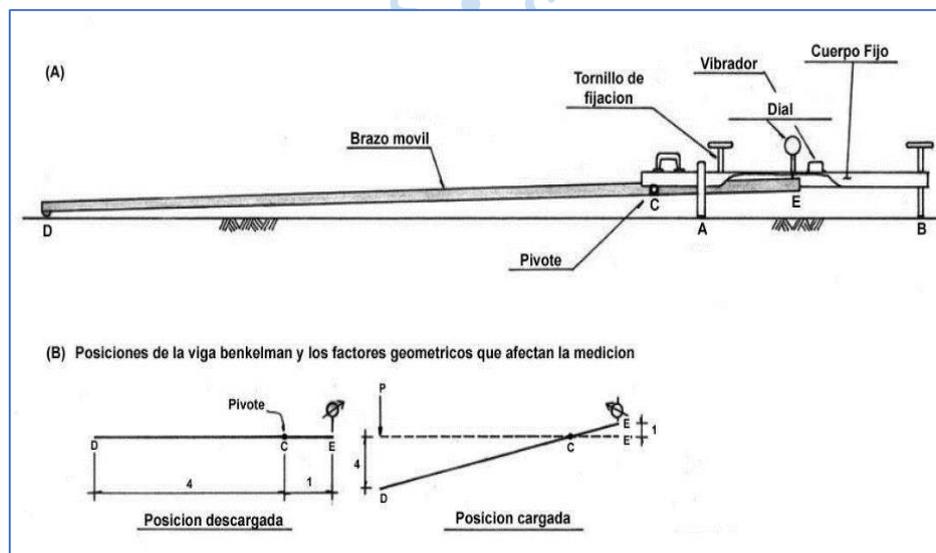
El procedimiento para calcular la medida de la deflexión de un pavimento con el ensayo de viga Benkelman lo determina la norma ASTM D-4695 (Standard Guide for General Pavement Deflection Measurements).

##### 1.4.1.1. Equipos utilizados

Deflectómetro de viga Benkelman (viga simple): consta de dos partes: un cuerpo fijo apoyado sobre el terreno mediante tres apoyos (D, A y B) y un brazo móvil acoplado al cuerpo fijo mediante una articulación de giro o pivote C, un extremo del brazo móvil se apoya sobre el

punto D y el otro se encuentra en contacto sensible con el vástago del dial de movimiento vertical (punto E) ( $DC=2.44\text{m}$ ,  $CE=0.61\text{m}$ ). Adicionalmente el equipo posee un vibrador incorporado (ver Figura 8).

- Dial indicador de divisiones cada 0,01 mm (punto E de la figura 8).
- Camión con carga de 18000 lb y con llantas dobles con presión de inflado de 75 a 85 psi.
- Termómetro con escala de  $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$  a  $50\text{ }^{\circ}\text{C}$ .
- Accesorios de seguridad como: cascos, conos y señales de seguridad.
- Accesorios de medición como: tiralíneas, cincel, martillo, tiza, termómetro, hojas y lápices.



**Figura 8. Dimensiones de viga Benkelman.**

Fuente: Manual de ensayo de materiales. MTC E 1002

#### 1.4.2. Nivelación topográfica

La nivelación topográfica permite calcular la elevación o cota de uno o más puntos respecto a una superficie o plano de comparación (navarro, 2010). El objetivo principal de la nivelación es referir una serie de puntos a un mismo plano de comparación para determinar los desniveles entre los puntos observados. Dos o más puntos están a nivel cuando se encuentran a la misma cota o elevación respecto al mismo plano de referencia, caso contrario se dice que existe un desnivel entre ellos.

- **Bench mark (BM):** punto cuya cota se ha determinado con gran exactitud. En el Perú lo determina el Instituto geográfico nacional (I.G.N) y constituyen el punto de partida para las nivelaciones.

- **Vista atrás:** es la lectura central que resulta al efectuar la medida de la posición situada sobre el punto inicial de cota conocida o BM. También se le llama lectura aditiva pues siempre se suma.
- **Vista delante:** es la lectura central que resulta al efectuar la medida de la posición situada sobre el punto a determinar su elevación. Conocida también como lectura deductiva pues siempre se resta.

### 1.5. Definición de fallas en pavimentos

Cuando la teoría de compresibilidad de los suelos se aplica en los pavimentos, se relaciona con los asentamientos de las capas que los conforman como resultado de las cargas dinámicas aplicadas. Se deben controlar los asentamientos o consolidaciones para asegurar un óptimo índice de condición del pavimento.

En general, las fallas de un pavimento se relacionan con las deformaciones que sufre durante su vida de servicio. De acuerdo con el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC, 2018), en su Manual de mantenimiento y conservación vial, las fallas en los pavimentos flexibles se presentan de dos formas: fallas estructurales y fallas superficiales. Las fallas estructurales son causadas por las cargas circundantes o las cargas que soportan y generan deformaciones verticales y horizontales. Cuando las deformaciones superan el límite admisible, en el caso de las verticales se observan deformaciones permanentes y para las horizontales las capas se fisuran en el interior y en la superficie. Las fallas superficiales se generan por lo general por un defecto de construcción, mala calidad de un producto o por una condición local particular que el tráfico acentúa.

Estas fallas se relacionan con los asentamientos o deformaciones, que el MTC clasifica en niveles de gravedad, que permite establecer la calidad en el nivel de serviciabilidad esperado de una vía. Los tipos de fallas y sus causas se consolidan en la tabla 2.

**Tabla 2. Tipos y causas de fallas estructurales y superficiales de un pavimento flexible, según el MTC.**

Ítem	Fallas estructurales	Fallas superficiales
C A U S A S	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Cargas circundantes</li> <li>- Cuando superan deformaciones admisibles               <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Deformaciones permanentes</li> <li>▪ Fisuración de capas</li> </ul> </li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Defecto de construcción</li> <li>- Mala calidad de un producto</li> <li>- Condición local del tráfico</li> </ul>
T I P O S	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Fisuras longitudinales.</li> <li>- Piel de cocodrilo</li> <li>- Deformación por deficiencia estructural</li> <li>- Ahuellamientos</li> <li>- Reparaciones o parchados</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Desprendimientos</li> <li>- Baches (huecos)</li> <li>- Fisuras transversales</li> </ul>

Fuente: MTC, Manual de mantenimiento o conservación vial (2018)

Cabe precisar que del recorrido de campo realizado a lo largo de la carretera reconstruida con el uso de geobolsas, la cual es una vía relativamente nueva, se identificó que presentaba falla del tipo: deformación por deficiencia estructural, lo cual se visualizó en los asentamientos encontrados a lo largo de la vía. Por otro lado, hasta la evaluación post proyecto, no se observó la presencia fallas de tipo fisuras, piel de cocodrilo, ahuellamientos o parches. En consecuencia, en los párrafos siguientes se hará especial énfasis a la falla tipo deformación por deficiencia estructural y sus niveles de gravedad.

- **Deformación por deficiencia estructural:** pueden ser continuas y localizadas. Las deformaciones continuas sobre un pavimento se deben a un flujo continuo de vehículos que generan cargas concentradas en un ancho mayor a 0.8 m dependiendo del tipo de vehículo y del eje de neumáticos que lo conforman. Las cargas se ubican de 0.5 a 0.8 m del borde de la carpeta. Las cargas localizadas son hundimientos puntuales producidos mayormente por una mala calidad en los materiales o un excesivo contenido de agua, que produce inestabilidad sobre la subrasante y se ve reflejado en la carpeta asfáltica.
- **Niveles de gravedad para deformación por deficiencia estructural:** El MTC como parte de su “Inventario de condición” descrito en el Manual de Mantenimiento y Conservación vial, permite evaluar el estado de la vía y las medidas a realizar para su mantenimiento vial. Dicha evaluación considera 3 niveles de gravedad para las deformaciones en el pavimento, donde la gravedad 1 hace referencia a deformaciones sensibles al usuario y su rango va  $[0,2 > \text{cm}$ , en la gravedad 2 las deformaciones son más perceptibles por el usuario ya que su rango va de  $[2,4 > \text{cm}$ , mientras que en gravedad 3 las deformaciones son mayores que  $> 4 \text{ cm}$  generando malestar en el usuario (ver tabla 3).

**Tabla 3. Clasificación de los niveles de deformación en carreteras según el MTC**

<b>Nivel de gravedad</b>	<b>Rango</b>
<b>Gravedad 1</b>	< 2 cm
<b>Gravedad 2</b>	2 cm – 4 cm
<b>Gravedad 3</b>	> 4 cm

Fuente: Manual de mantenimiento o conservación vial (2018)





## Capítulo 2

### Descripción de la zona de estudio

La vía en la que se centra este trabajo corresponde con la carretera Chiclayo – Bayóvar, conocido como PE-04 según el registro nacional de vías, que forma parte de red de vías nacionales y va desde el cruce Sechura hasta el desvío a Bayóvar, en el cruce entre las provincias de Chiclayo y Sechura (ver Figura 9). La vía se encuentra ubicada en la provincia de Sechura, perteneciente al departamento de Piura y situada en la costa norte del Perú. Esta zona está bajo la administración del Gobierno Regional de Piura y posee un territorio con una extensión de 6 369.93 km<sup>2</sup>, que equivale al 24.6% del departamento de Piura. En Sechura se distinguen dos temporadas climáticas extremas: la temporada calurosa que dura 2.9 meses y va del 13 de enero al 10 de abril, con temperaturas máximas promedio diarias superiores a 29 °C; y la temporada fresca que dura 4.6 meses, que va del 11 de junio al 31 de octubre, con temperaturas máximas promedio diarias menores a 25 °C el resto de año (4.5 meses) presenta temperaturas intermedias propias de la estación de otoño (Clima promedio en Piura, s. f).



**Figura 9. Ubicación de la vía del proyecto en el sistema nacional de vías.**  
Fuente: Mapa vial de Piura

La carretera posee una longitud total estimada de 68.763 km y tiene un itinerario que empieza en el punto PE-1N, sigue hasta el cruce del desvío a Sechura (PE-1NK) y culmina en el terminal Bayóvar – Bappo. Esta vía tiene una categoría de primera clase, un ancho promedio de calzada de 6.5 m y un ancho de berma de 2.2 m.

**Para llegar a la vía se cuenta con dos accesos:**

- Acceso 1: por la Panamericana Norte hasta el cruce Catacaos – Castilla (PE-1N), ingresando luego por la carretera nacional Piura- Sechura de una longitud de 55 km hasta la capital provincial.
- Acceso 2: la carretera nacional que llega a la provincia de Sechura es un desvío de la Panamericana Norte a Bayóvar- Bappo (PE-1NK), la cual es una vía asfaltada y transitada por vehículos pesados que van hacia el puerto de Bayóvar.

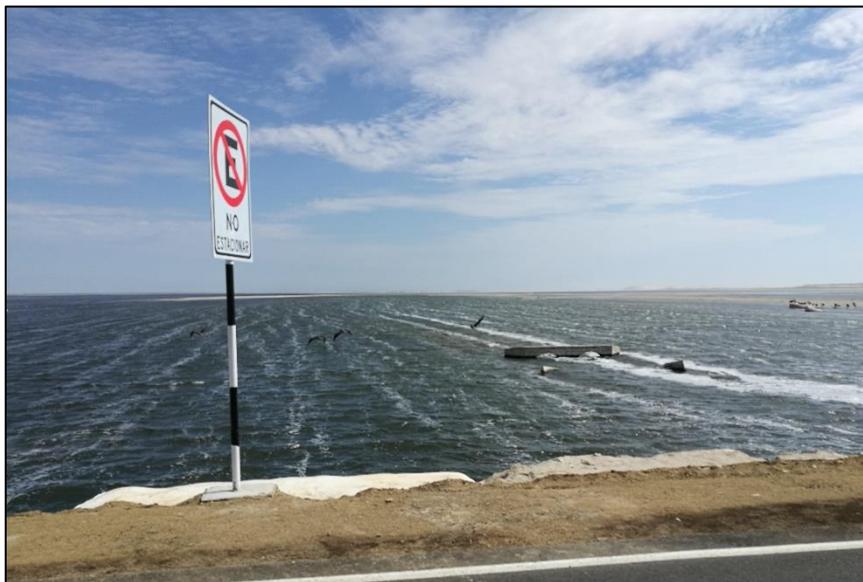
La vía atraviesa una depresión natural que durante eventos de lluviosos extremos se llena de agua y forma la laguna La Niña. La vía quedó afectada en un tramo de 3.2 Km que atraviesa dicha laguna. En la figura 10 se muestra una fotografía aérea de la vía PE-04 donde se observa el estado final de la carretera en medio de la laguna La Niña, al término de los eventos lluviosos que la generan. Esta toma fue hecha al finalizar el periodo de lluvias del 2017 y muestra el nivel del agua que alcanza la laguna La Niña, siendo prácticamente el mismo de la calzada de la vía.



**Figura 10: Estado de la vía PE-04 al finalizar El Niño Costero. Se observa la vía en medio de la laguna La Niña, formada al finalizar el evento lluvioso.**

Fuente: Cutivalú. Laguna La Niña reaparece en Sechura

En la figura 11 se puede apreciar otra vista de la vía en medio de la laguna La Niña. Se aprecia cómo el nivel del agua coincide prácticamente con la rasante de la vía, lo que pone en riesgo la serviciabilidad de la vía.



**Figura 11. Inundación de Laguna La Niña – 2017.**  
Fuente: Elaboración propia

### 2.1. La laguna La Niña

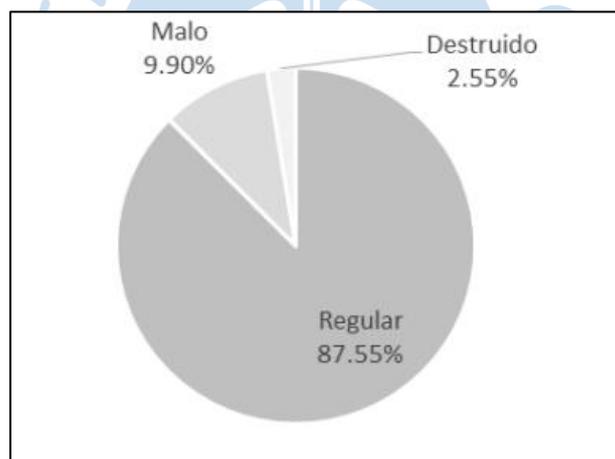
Es una depresión natural que se encuentra en el desierto de Sechura, en Piura. Esta formación alcanza una mayor extensión en épocas de ocurrencia del fenómeno de El Niño, un evento recurrente cuya periodicidad se ha ido acortando y su intensidad aumentando por efecto del cambio climático. Históricamente, los eventos extremos donde se ha observado su formación se presentaron en los años 1983, 1997 y más recientemente en el año 2017. Cuando esto ocurre, la extensión y profundidad de la laguna se incrementan notablemente y se genera una nueva actividad productiva como es la pesca, en una zona desértica y normalmente minera. En marzo de 1998, la laguna alcanzó una extensión máxima de 2 326 Km<sup>2</sup>, albergando un volumen máximo superior a los 8 mil millones de metros cúbicos de agua. Luego, por efecto de la evaporación, el volumen de la laguna desciende rápidamente. Se ha estimado que la razón de disminución en el nivel de agua de la laguna en esa ocasión fue de 28 km<sup>2</sup> por mes. Como resultado de este proceso de evaporación, la decantación de sólidos y finos eleva la cota de fondo, incrementando la extensión de la laguna en un siguiente evento lluvioso. En el año 2017 denominado “El Niño Costero” por su agresividad, y es posiblemente uno de los eventos extremos más intensos de los últimos años que reactivó nuevamente la laguna. En esa ocasión, la laguna ya colmatada, alcanzó una extensión mayor a los 2400 Km<sup>2</sup>, incluso llegó a unirse

con la laguna Ramón, que anteriormente estaba separada por varios kilómetros de distancia. Su desborde fue una grave amenaza para la población aledaña, los terrenos de cultivo de la zona, así como para la infraestructura vial.

Además, en esa ocasión, se observó la aparición de islotes de arena, que antes eran las dunas, así como también la abundancia de flora, fauna y especies de aves como gaviotas, cernícalos y flamencos, además de diversas variedades de peces de agua dulce.

## 2.2. Estado final de la vía después de la formación de la laguna La Niña

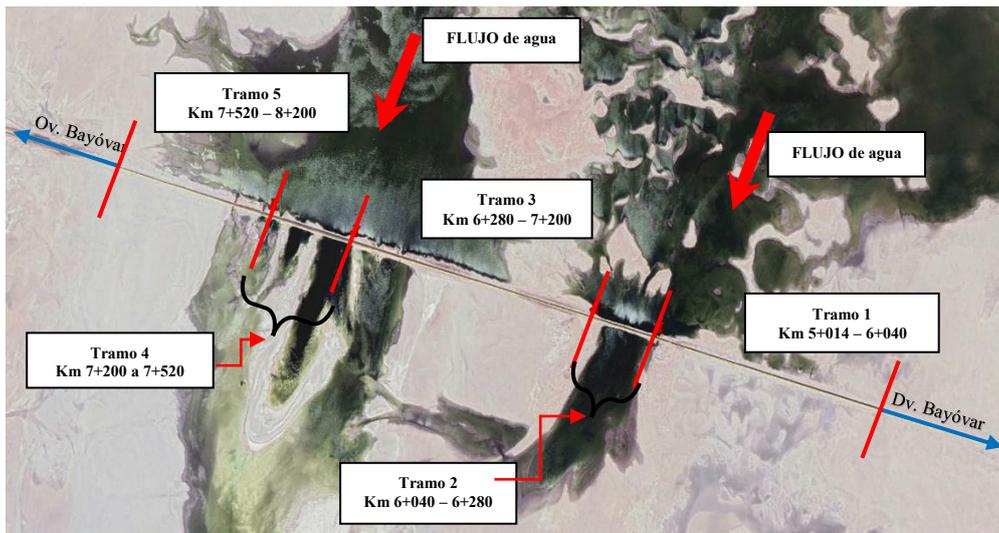
A noviembre del año 2017, el Ministerio de Transportes y Comunicaciones publicó una información estadística sobre el estado de la vía (ver figura 12). Según este reporte, la carretera PE-04 tiene una longitud de 68.76 kilómetros, de los cuales el 87.55% se encontraba en un estado regular y un 12.45% de vía en un estado destruido o malo.



**Figura 12. Estado de la vía PE-04, en porcentaje, a noviembre del 2017, como consecuencia de los eventos lluviosos.**

Fuente: Actualización de información vial eje transversal PE 04. MTC 2017

Los tramos de la vía que se encuentran en mal estado o destruido se identifican en la figura 13. Allí se han señalado 5 tramos, con diferentes grados de destrucción. Se puede notar claramente en la figura que los tramos 2 y 4 coinciden con las zonas de mayor depresión natural de los cursos de alimentación del río, por lo que el flujo de agua que discurría por las depresiones se vio represada por el terraplén de la vía. El efecto natural de esta acumulación de agua fue la destrucción del terraplén.



**Figura 13. Vista de la carretera PE 04 en la zona donde la vía cruza la laguna La Niña durante El Niño costero. Se indican 5 tramos afectados.**

Fuente: Actualización de información vial eje transversal PE 04. MTC 2017

Como consecuencia del desborde la laguna La Niña, la carretera PE-04 se vio afectada en varios tramos en diferente magnitud: para el caso de los tramos 1, 3 y 5, los sobreanchos quedaron destruidos, pero el ancho de la plataforma no se vio afectada pues los terraplenes se mantuvieron estables. Los tramos 2 y 4 se vieron afectados en mayor magnitud ya que la plataforma de la carretera quedó totalmente cubierta por las aguas de la laguna La Niña, erosionando totalmente los carriles de la vía.

Ante esta situación se plantearon diversas intervenciones para los tramos 1, 3 y 5 como un recapeo de 1", la recuperación de los sobreanchos y la protección de los taludes con geobolsas ante las futuras formaciones de la laguna. En los tramos 2 y 4 se planteó la recuperación total de la plataforma de la vía con el uso de geobolsas rellenas con material de la zona (arena de duna) colocadas ordenadamente desde la base del terraplén hasta la corona y se colocó una capa asfalto de 1" en los 0.56 Km. Estos tramos y los tipos de intervención se detallan en la tabla 4.

**Tabla 4. Tipo de intervenciones aplicados en los tramos afectados por la laguna La Niña.**

Tramo	P.Inicial	P.Final	Longitud (Km)	Daño	Intervención
1	5+014	6+040	1.03	Parcial	Recapeo y protección de taludes vía con geobolsas
2	6+040	6+280	0.24	Total	Reconstrucción de terraplén con geobolsas, colocación base granular y carpeta asfáltica
3	6+280	7+200	0.92	Parcial	Recapeo y protección de taludes vía con geobolsas
4	7+200	7+520	0.32	Total	Reconstrucción de terraplén con geobolsas, colocación base granular y carpeta asfáltica
5	7+520	8+200	0.68	Parcial	Recapeo y protección de vía con geobolsas
<b>TOTAL</b>			<b>3.2 Km</b>		

Fuente: elaboración propia



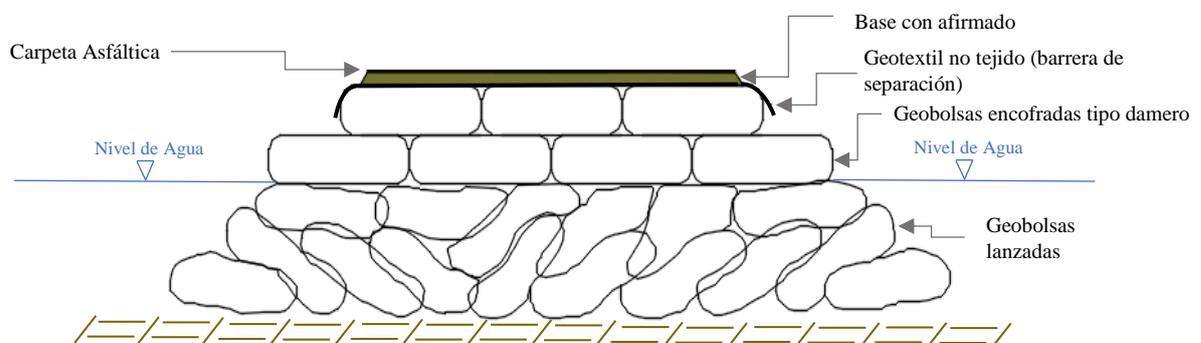
## Capítulo 3

### Procedimiento constructivo con geobolsas

En este capítulo se detallan las etapas que conforman el proceso constructivo con las geobolsas, así como los materiales, equipos y las dificultades que se presentaron durante la ejecución de la obra.

#### 3.1. Descripción general del sistema constructivo

La particularidad del proceso es que se pueden reconstruir los terraplenes de la vía en condiciones sumergidas, sin necesidad de drenar el agua. En este caso, se trabajó sobre 3 m de profundidad del agua. El diseño de la estructura a construir se muestra en la Figura 14. Se muestra la formación de un terraplén constituido por cuatro partes. La primera es un basamento de geobolsas, colocadas por debajo del nivel de agua; la segunda parte está conformada por una capa de geobolsas colocadas en un arreglo determinado y con mayor control de su posición. La tercera parte está constituida por una capa de geotextil no tejido cuya función es la protección de las geobolsas del daño producido al colocar las capas de pavimento propiamente dichas. La cuarta y última parte la constituyen las capas de base y la carpeta asfáltica, colocadas en la superficie para alcanzar la rasante final de la vía.

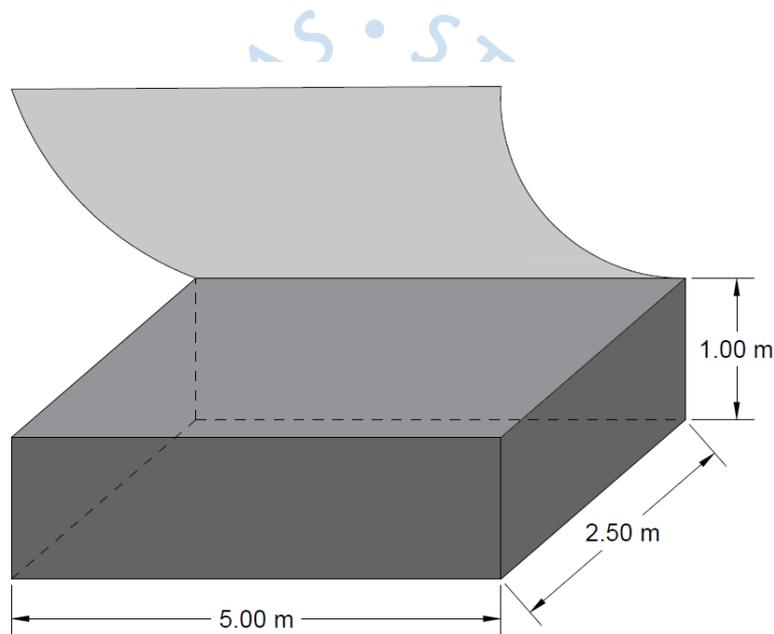


**Figura 14. Sección transversal de los tramos 2 y 4 recuperados con geobolsas.**

Fuente: Elaboración propia

Para fines prácticos se ha separado el proceso constructivo en 4 etapas que corresponden a las partes del terraplén descritas anteriormente (figura 14), requiriendo para cada etapa metodología, equipo y materiales diferentes.

Las geobolsas usadas en este proyecto han sido fabricadas con geotextiles tejidos (PET) de poliéster de alta resistencia. Las dimensiones de las geobolsas son 5 m de largo por 2.5 m de ancho y 1 m de altura, con un volumen de almacenamiento de  $12 \text{ m}^3$ . Las geobolsas vienen de fábrica solo con tres lados no cocidos, para permitir el llenado del material (ver figura 15). Considerando que el peso específico del material de relleno usado en este proyecto (arena de dunas) es de  $1.76 \text{ tn/m}^3$ , se consigue un peso aproximado de 22 toneladas por unidad.



**Figura 15. Esquema de la forma típica de las geobolsas, a modo de caja prismática con tapa.**

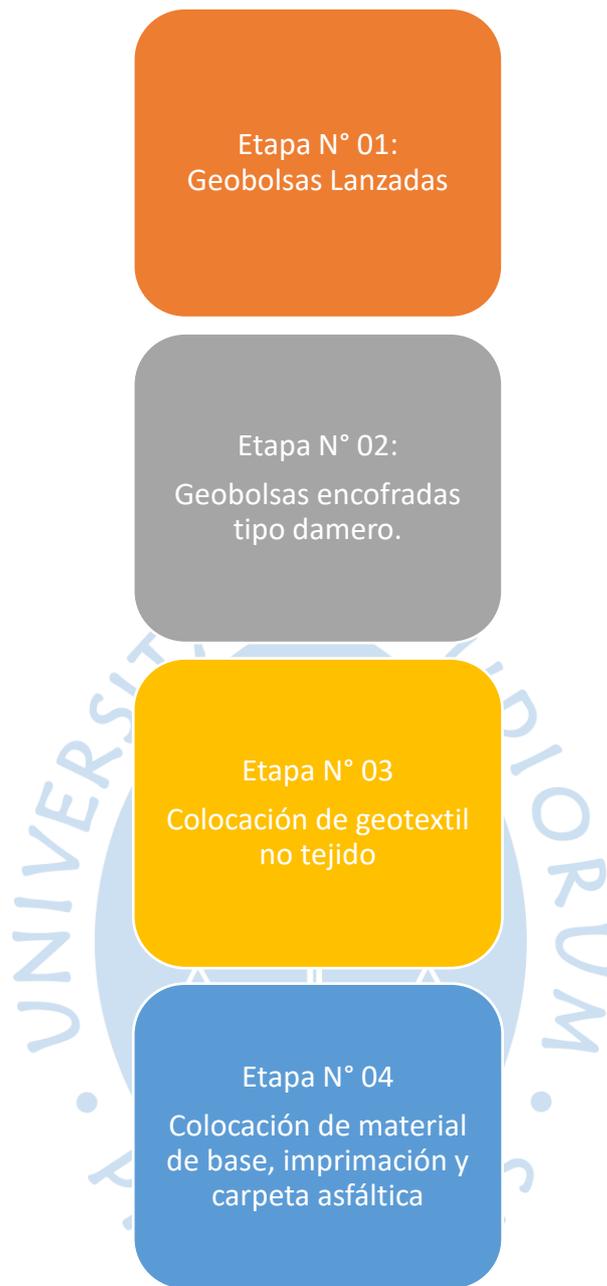
Fuente: Elaboración propia

Poseen una resistencia a la tracción de  $108 \text{ KN/m}^2$ , una permeabilidad menor o igual a  $0.008 \text{ cm/s}$  y un tamaño de apertura aparente menor o igual a  $0.075 \text{ mm}$ . Ofrecen un alto módulo de deformación porque posee una estabilidad hidráulica y resistencia mecánica a largo plazo. Se caracterizan por ser estables durante la vida útil de la estructura, ejerciendo así un control sobre las deformaciones que se puedan presentar, además de la retención adecuada de finos. Más detalle de sus propiedades indicadas por el fabricante se muestran en el anexo A.

### 3.2. Procedimiento constructivo

El proceso constructivo está constituido por 4 etapas, que corresponden a las partes del diseño de la estructura, como se observa en la figura 16. La primera etapa del proceso tiene como fin crear la cimentación o basamento, lanzando las geobolsas desde el exterior con ayuda de algún equipo hasta alcanzar el nivel de agua. La segunda etapa consiste en colocar capas adicionales de geobolsas, pero en forma ordenada (tipo damero) hasta el nivel de subrasante de la vía. La tercera etapa consistió en colocar un geotextil no tejido a modo de protección de las geobolsas por posibles daños al momento de construir la cuarta etapa. Finalmente, la cuarta etapa está constituida por una base granular de 0.30 m la cual y una carpeta de mezcla asfáltica de 1 pulgada. Estas etapas en detalle se desarrollan en los acápite siguientes.





**Figura 16. Etapas del proceso constructivo para rehabilitación con sistema de geobolsas.**

Fuente: Elaboración propia

### **3.2.1. Etapa N°01: Geobolsas lanzadas**

La primera etapa del proceso constructivo de habilitación de vía, se basó en lanzar geobolsas hasta superar el nivel del agua. El procedimiento consistió primero en adecuar la unidad de geobolsa en un volquete de 15 m<sup>3</sup> de capacidad a modo de molde o encofrado. Pese a que la geobolsa tiene unas dimensiones de 5 x 2.5 x 1 metros y una capacidad de 12 m<sup>3</sup> aproximadamente solo se llenaron hasta 8 m<sup>3</sup> para esta etapa del proceso, ya que existía el riesgo a que la geobolsa se desgarrase al voltearse o dejara muchos vacíos en el interior al no acomodarse al terreno existente.

El uso del volquete resultó ser una opción adecuada como encofrado ya que sus dimensiones: 5.3 x 2.43 x 2.1 metros se ajustan a las de la geobolsa, donde la tolva se cubrió con la geobolsa, extendiéndola y sujetándola en los bordes con sogas, dejando la tapa de la geobolsa colgando en uno de los laterales de la tolva (ver figura 17).

El volquete con la geobolsa instalada se trasladó a un punto de acopio ubicado 15 km de la zona de trabajo. En esa zona se realizó el llenado de las geobolsas con ayuda de un cargador frontal (125 HP y 2.3 m<sup>3</sup>) hasta una altura de 10 cm por debajo del bode superior de la geobolsa, cuidando de que el cargador se ubicara en el costado opuesto de llenado para prevenir un posible daño por roces con el cucharón del cargador. Esta operación de llenado demoró 15 minutos en promedio por camión. El material usado para el llenado de las geobolsas fue arena de duna, que es abundante en la zona del proyecto.



**Figura 17. Acomodo de la geobolsa y llenado en tolva del volquete.**

Fuente: Elaboración propia, tomas fotográficas del proyecto

Culminado el llenado de la geobolsa, se colocó la tapa encima y se procedió a coserla en sus tres lados restantes utilizando para este proceso una cosedora manual especial con hilo tipo nylon N°20. Teniendo en cuenta que cada costura representa la zona de falla, se realizó una doble costura.

Una vez cosida la geobolsa, el volquete se traslada al tramo correspondiente en donde se ubica con la parte posterior hacia la zona a llenar y se procede a izar la tolva, lanzando así la geobolsa sobre el terreno (ver figura 18).



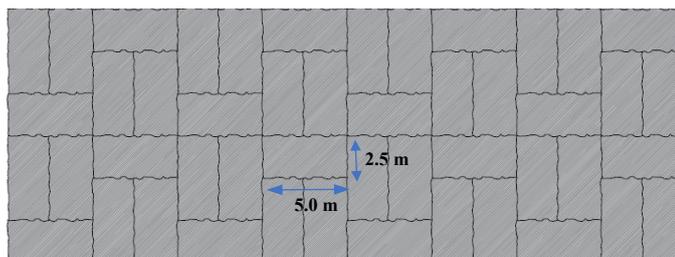
**Figura 18. Colocación de las geobolsas lanzadas con tolva del volquete para superar el nivel del agua.**

Fuente: Elaboración propia, tomas fotográficas del proyecto

Resumiendo, los recursos usados para este proceso fueron un volquete, 1 capataz, 2 operadores y 3 peones. El tiempo usado para el acomodo de la geobolsa en la tolva fue de 5 minutos. El traslado a la zona de carga tomaba 10 minutos. La carga 15 minutos. El cosido 2 minutos. El retorno con la geobolsa llena tomó 10 minutos. La descarga de la geobolsa en la obra tomó 5 minutos. En total se tiene un rendimiento de  $8 \text{ m}^3$  (1 geobolsa) en 47 minutos haciendo uso de 01 volquete, lo cual sería equivalente a tener un rendimiento de 10 geobolsas/día, asumiendo una jornada laboral de 8 horas diarias.

### 3.2.2. Etapa N°02: Geobolsas encofradas tipo damero

La colocación de las geobolsas encofradas consistió en colocar un encofrado fijo en el terreno y llenar in situ las geobolsas sin necesidad de un traslado ni lanzado. La colocación se organizó siguiendo un ordenamiento de tipo damero (ver figura 19) lo que permitió un entrelazamiento entre las geobolsas colocadas y una mejor distribución de los esfuerzos y las deformaciones.



**Figura 19. Esquema en planta de la disposición de las unidades de geobolsas en la vía.**

Fuente: Elaboración propia, tomas fotográficas del proyecto

La arena de duna necesaria para el llenado de las geobolsas fue acopiada en un punto cercano a la obra, a 100 metros, con el apoyo de un cargador frontal (125 Hp  $2.3\text{m}^3$ ) y volquetes ( $15\text{m}^3$ ).

Los encofrados usados fueron de madera (ver figura 20a) y de metal (ver figura 20b). Las dimensiones del encofrado fueron de  $5 \times 2.5 \times 1.20$  metros, que correspondía con la totalidad de la capacidad de la geobolsa. Estos eran cajas sin fondo, que se izaban para moverse de un lugar a otro. La fabricación de los encofrados se hizo una sola vez y a lo largo del proyecto se movían con ayuda de la excavadora. El armado de estos encofrados tomó 3.5 horas los de madera y, los de metal 5 horas, usando 1 operario y 2 peones.



**Figura 20a. Encofrado de geobolsas en molde de madera.**

Fuente: Tomas fotográficas del proyecto



**Figura 20b. Encofrado de geobolsas en molde metálico.**

Fuente: Tomas fotográficas del proyecto

El llenado de las geobolsas se llevó a cabo con ayuda de una retroexcavadora de 95 Hp (ver figura 21). El llenado se realizó en dos partes: la primera parte consistió en llenar hasta el 50% de la capacidad de la geobolsa, luego con ayuda de una motobomba de 7 Hp de tubería de diámetro 3" se saturaba la arena con agua para aumentar la tensión superficial y mejorar su compactibilidad; la segunda parte consistió en completar el llenado del otro 50% de la capacidad de la geobolsa y saturar la arena colocada. Este proceso de saturación corresponde con una pseudo-compactación por inundación, con el fin de garantizar que el material se mantuviera estable en el momento de retirar el molde y hasta el término de la colocación de la siguiente geobolsa adyacente.



**Figura 21. Llenado de las geobolsas con ayuda de la excavadora.**  
Fuente: Elaboración propia, tomas fotográficas del proyecto

Para el cierre de las geobolsas se coloca la tapa de la geobolsa y se procede a coserla en todo el perímetro (ver Figura 22), utilizando para este proceso una cosedora manual con hilo nylon N°20, haciendo una doble costura. Finalmente se iza el molde y se deja que la bolsa se acomode naturalmente.



**Figura 22. Cierre de la tapa de la geobolsa en el encofrado in situ con cosedora portátil.**  
Fuente: Elaboración propia, tomas fotográficas del proyecto

La mano de obra empleada en esta etapa del proceso constructivo fueron 1 capataz y 2 operadores y 2 peones. La colocación del molde o encofrado en la posición demoró 3 minutos. El acomodo de la geobolsa en el encofrado tardó 4 minutos. El llenado del primer 50% demoró 6 minutos. El proceso de saturación demoró 1 minutos. El segundo llenado para completar la capacidad de la bolsa tomó 6 minutos y se volvió a saturar por 1 minuto más. El proceso de costura demoró 3 minutos. Finalmente, el retiro del encofrado tardó 3 minutos. En total se tiene

un rendimiento de 12 m<sup>3</sup> (1 geobolsa) en 27 minutos haciendo uso de 01 encofrado y una cuadrilla, lo cual sería equivalente a tener un rendimiento de 17 geobolsas/día, asumiendo una jornada laboral de 8 horas diarias. La figura 23 muestra la colocación final de las geobolsas encofradas in situ.



**Figura 23. Geobolsas encofradas in situ utilizadas para formar las bases de la vía en los tramos 2 y 4.**

Fuente: Elaboración propia (tomas fotográficas del proyecto)

### **3.2.3. Etapa N°03: Colocación del geotextil no tejido**

Logrado el nivel de la subrasante de la vía con las geobolsas, se procedió a extender el geotextil no tejido (color negro) sobre éstas. Como ya se ha mencionado, este geotextil tiene como función proteger a las geobolsas del daño por punzonamiento durante la colocación del material granular que conformará la capa de la base de la estructura del pavimento, además dicho geotextil no tejido, protege a las geobolsas de daños a la intemperie (ver figura 24). La mano de obra utilizada para este proceso fue 1 capataz y 3 peones. Se colocaron 450 m<sup>2</sup> en una jornada de 8 horas, es decir, se tuvo un rendimiento aproximado de 450 m<sup>2</sup>/día.



**Figura 24. Colocación del geotextil no tejido**

Fuente: Elaboración propia, tomas fotográficas del proyecto

#### **3.2.4. Etapa N°04: Base granular, imprimación asfáltica y mezcla asfáltica.**

De aquí en adelante, el proceso constructivo es el tradicional de la estructura de un pavimento. Una vez colocado el geotextil no tejido, se conformó una base granular de 0.30 m de espesor, usando material de afirmado tradicional, proveniente de la cantera Km 04 Illescas que era la más cercana a la obra. La compactación se realizó con un rodillo vibratorio liso (CA-25), una motoniveladora FG-85A, una cisterna con motobomba de 7 Hp de tubería de diámetro de 3" (ver figura 25). Para lograr un porcentaje de compactación al 100 % del proctor, se realizaron controles de densidad de campo cada 250m<sup>2</sup>. Para este proceso constructivo se usó 1 capataz, 3 operarios y 3 peones, siendo el rendimiento para esta partida de 27.5 m<sup>2</sup>/h aproximadamente.



**Figura 25. Cisterna 4543.8 gal dando el óptimo grado de humedad a la capa de afirmado.**

Fuente: Elaboración propia, tomas fotográficas del proyecto

Se continuó con la imprimación con emulsión asfáltica que consistió en colocar material bituminoso sobre la base granular con el fin de impermeabilizar y darle la cohesión necesaria para que exista una buena adherencia entre la mezcla asfáltica de la base. Para ello se limpió la vía de material suelto e impurezas con ayuda de una compresora neumática (250-330 PCM-87 HP) la cual tenía un rendimiento de 200 m<sup>2</sup>/hora y luego se realizó la imprimación con ayuda de un camión imprimador (6x2 178-210 Ho 1,800 gl) con rendimiento de 250 m<sup>2</sup>/hora. El riego de imprimación para este proyecto fue de tipo MC-30, donde la temperatura del riego se realizó a 50 °C tal como lo recomienda la carta de viscosidad que emite el productor (ver figura 26).



**Figura 26. Imprimación de emulsión asfáltica encima de la capa de afirmado.**

Fuente: Elaboración propia, tomas fotográficas del proyecto

Finalmente se trasladó la mezcla asfáltica en caliente en volquetes y con ayuda de una pavimentadora (200HP VOGELE) se fue colocando sobre la superficie ya imprimada; luego se compactó haciendo uso de un rodillo tándem vibratorio (HAM HD90 10 TON) y un rodillo neumático (HAM GRW280 10-20 TON). Para este proyecto la mezcla asfáltica fue de tipo MAC 2 con un espesor de 1 pulgada. Cabe precisar que el tiempo para colocar la mezcla asfáltica en caliente del volquete a la superficie imprimada era de aproximadamente 15 min como máximo ya que, a un tiempo mayor, dicha mezcla se enfría formando bolonería y por lo tanto ésta se tendría que desechar. Cabe precisar que, según los trabajos de campo realizado, se tuvo una producción de 210 m<sup>3</sup>/día aproximadamente de asfalto en caliente, lo cual involucró tener un avance de 918 ml para un ancho de plataforma de 7.20 m y un espesor de carpeta de 1". La mano de obra empleada en esta etapa del proceso constructivo fueron 1 capataz y 2 operadores y 6 peones. En la figura 27 se muestra la vía terminada con la carpeta asfáltica colocada.



**Figura 27. Mezcla asfáltica de 1" finalizada.**

Fuente: Elaboración propia, tomas fotográficas del proyecto

### **3.3. Materiales, equipos, mano de obra y maquinaria**

Se presenta la descripción detallada de las características de los insumos, mano de obra y equipos utilizados en la implementación del sistema con geobolsas.

- **Materiales:**

- ✓ **Geotextil no tejido:** se encuentra elaborado por fibras de polipropileno, mediante el punzonamiento por agujas. Las fibras punzonadas forman una red estable que mantiene

la estabilidad dimensional en relación con las demás fibras. Tiene una resistencia a la tensión de 990 N y una permisividad  $1.7 \text{ s}^{-1}$  (ver Anexo 1).

- ✓ **Material de relleno:** las geobolsas fueron llenadas por arena de las dunas eólicas de la zona que se encuentran a una distancia de 15 km del tramo reconstruido. Según la granulometría que se muestra en la figura D1 del apéndice D, la arena se clasifica como SM arena limosa y tamaño de partículas uniforme. Para el llenado de las geobolsas las arenas de las dunas fueron transportadas con cargador y volquetes hacia la zona.
- ✓ **Hilo:** el hilo está formado a base de una fibra de nylon tipo poliéster N°20. Es elástica y resistente. Se utiliza para coser las geobolsas por todo el perímetro con ayuda del encofrado que daba forma prismática. Se hizo una doble costura para asegurar el cierre completo de las bolsas. El cosido es de 200 mm hasta 250 mm de ancho y su porcentaje de elongación es de 10% como mínimo.
- **Mano de obra, equipos y maquinaria:** Los equipos de trabajo por parte del contratista estuvo conformado por el siguiente personal según las tareas del proyecto (ver tabla 5,8,7 y 8).

**Tabla 5. Análisis de costos unitarios de la etapa 1 del proceso constructivo.**

<b>GEOBOLSAS LANZADAS (LLENADO, TRANSPORTE Y VOLTEO)</b>			
	<b>Rendimiento</b>	36	und/día
<b>Descripción de recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>
<b>Mano de obra</b>			
Capataz	hh	1	0.222
Operador para maquina pesada	hh	1	0.222
Peón	hh	3	0.667
<b>Materiales</b>			
Galones			0.090
<b>Equipos</b>			
Retroexcavadora de 95 HP	hm	1	0.222
Camión volquete de 15 m <sup>3</sup>	hm	4	0.889

Fuente: elaboración propia basado en datos del proyecto

**Tabla 6. Análisis de costos unitarios de la etapa 2 del proceso constructivo.**

<b>GEOBOLSA ENCOFRADAS TIPO DAMERO</b>			
<b>Rendimiento</b>		17	und/día
<b>Descripción de recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>
<b>Mano de obra</b>			
Capataz	hh	1	0.471
Oficial	hh	2	0.941
Peón	hh	2	0.941
<b>Equipos</b>			
Cisterna de agua	hm	1	0.471
Excavadora	hm	1	0.471
Camión volquete de 15m <sup>3</sup>	hm	3	1.412
Encofrado y desencofrado	m <sup>2</sup>		0.700

Fuente: elaboración propia basado en datos del proyecto

**Tabla 7. Análisis de costos unitarios de la etapa 3 del proceso constructivo.**

<b>COLOCACIÓN DE GEOTEXTIL NO TEJIDO</b>			
<b>Rendimiento</b>		450	m <sup>2</sup> /día
<b>Descripción de recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>
<b>Mano de obra</b>			
Operario	hh	1	0.018
Peón	hh	1	0.018
Oficial	hh	2	0.036

Fuente: elaboración propia basado en datos del proyecto

**Tabla 8. Análisis de costos unitarios de base granular, imprimación y asfalto en caliente**

<b>BASE GRANULAR</b>			
<b>Rendimiento</b>		220	<b>m<sup>2</sup>/día</b>
<b>Descripción de recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>
<b>Mano de obra</b>			
Peón	hh	2	0.073
<b>Materiales</b>			
Material granular para base		m3	0.220
<b>Equipos</b>			
Motobomba 3" (7 HP)		día	1
Rodillo vibratorio liso CA-25		hm	1
Motoniveladora FG-85 <sup>a</sup>		hm	1
Camión cisterna (3500 gln)		hm	1
<b>IMPRIMACIÓN CON EMULSIÓN ASFÁLTICA</b>			
<b>Rendimiento</b>		1500	<b>m<sup>2</sup>/día</b>
<b>Descripción de recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>
<b>Mano de obra</b>			
Oficial	hh	1	0.005
Peón	hh	4	0.021
<b>Materiales</b>			
Emulsión asfáltica		gal	0.296
Agua		m <sup>3</sup>	0.015
<b>Equipos</b>			
Compresora neumática 250-330 PCM-87 HP		hm	1
Camión imprimador 6x2 178-210 Ho 1,800 gl		hm	1
<b>ASFALTO CALIENTE TIPO MAC 2 E=1.0"</b>			
<b>Rendimiento</b>		200	<b>m<sup>3</sup>/día</b>
<b>Descripción de recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>
<b>Mano de obra</b>			
Capataz	hh	1	0.04
Oficial	hh	1	0.04
Peón	hh	6	0.24
<b>Materiales</b>			
Mezcla asfáltica en caliente		m3	1.3
<b>Equipos</b>			
Pavimentadora 200HP VOGELE		hh	1
Rodillo neumático HAM GRW280 10-20 TON		hh	1
Rodillo tándem vibratorio HAM HD90 10 TON		hh	1

Fuente: elaboración propia basado en datos del proyecto

### 3.4. Dificultades y soluciones durante la ejecución

La primera dificultad que se tuvo que enfrentar fue la medición de la topografía en la zona sumergida. Al no poder efectuar trabajos de trazado y replanteo de la topografía por estar sumergida a más de 1.50 metros de la subrasante de la vía (tramos recuperados) no fue posible hacer un buen control de los trabajos realizados durante la primera etapa del proceso.

Otra limitación importante es la conveniencia de contar con varias máquinas de coser. Inicialmente el avance diario de colocación de geobolsas fue lento porque solo había una máquina de coser y luego se incorporaron dos máquinas más. Al final se sugiere tener un mínimo de 2 máquinas de coser por cada geobolsa las cuales serán usadas por un frente de trabajo, además considerando que para la ejecución de dicha partida se ha considerado 2 frentes, será necesario que se prevea el suministro de 4 máquinas de coser más 1 de reserva en caso alguna quede inoperativa, ya que durante los trabajos de campo se observó que las máquinas de coser tenían un elevado desgaste pues durante el trabajo eran frecuentes las fallas por desperfectos mecánicos, falta de lubricación y mantenimiento. Por ello, se recomienda que después del llenado de 5 geobolsas, se realice la limpieza y mantenimiento de la máquina de coser. Cabe precisar que, la situación descrita anteriormente, si bien representó un inconveniente durante los trabajos de campo, no tuvo incidencia significativa en el costo total de la partida.

Una de las operaciones más delicadas en el proceso y que requiere control es la colocación de las geobolsas lanzadas. Dependiendo de la profundidad y el fondo de la zona sumergida, se puede producir el rasgado de la parte inferior de la geobolsa durante el lanzado, ya que el material existente podría contener elementos punzonantes. Por otro lado, como no hay posibilidad de un acomodo o una compactación controlada de las geobolsas en esta etapa, pueden quedar espacios vacíos grandes al inicio, generando deformaciones en la parte superior de la estructura.

Un aspecto a considerar es el espesor de la capa de base granular. Dado que las capas de geobolsas representan una superficie muy flexible, la capa de base no puede colocarse en espesores muy pequeños. En esa experiencia, se inició colocando capas con espesores menores a 0.15 m y se originaron fallas en el material, fisurándose. Esto obligó a escarificar y reconformar las capas con espesores mínimos de 0.3 m.

## Capítulo 4

### Análisis comparativo de la tecnología de geobolsas con la de un pedraplén para la rehabilitación total de una vía

Inicialmente, para los tramos de vía que requerían una reconstrucción total se había pensado en dos opciones: esperar que el agua de la laguna se evapore o aplicar un mecanismo de encauzamiento que permita aislar la zona de trabajo y drenar el agua. Sin embargo, ninguna de estas dos opciones era posibles de ejecutar dado el tiempo breve que se requería en la situación de emergencia. En el caso de la primera, esperar a que el agua de la laguna se evapore demoraría aproximadamente 13 meses (Deza, Tume, Alarcón, 2010). En el segundo caso se necesitaba de un proyecto complejo de ingeniería, que consistía en la construcción de un canal de 12 Km. de longitud, 20 m de ancho y 5 m de profundidad para drenar el agua de la laguna La Niña hacia el Océano Pacífico (Laguna La Niña reaparece en el desierto de Sechura tras 9 años, 2017), lo cual implicaba una obra de ingeniería en sí misma y posiblemente, mucho más costosa que la rehabilitación misma de la vía.

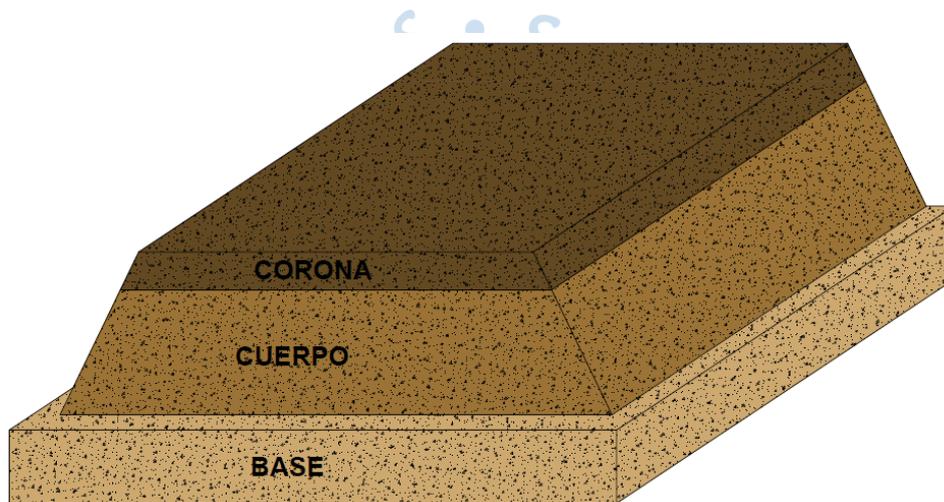
Posteriormente, teniendo las condiciones de trabajo en seco, la vía se volvería a reconstruir con la tecnología preexistente, la cual consistía en conformar un terraplén convencional, que según el Manual de carreteras del MTC (2013) se define como acumulaciones de material granular graduado de acuerdo a las condiciones bajo las cuales está sometido el proyecto en conformidad con estudios previos.

En todo terraplén se distinguen tres partes o zonas (ver figura 28).

- **Base (cimiento):** Parte inferior de terraplén. Se encuentra debajo de la superficie original del terreno. Si el terreno de cimentación es inadecuado se debe realizar una excavación y eliminar todo el material inapropiado. Esta etapa es una de las más importantes ya que formará los cimientos para la conformación del terraplén. En este nivel se evaluará si es

necesario realizar un escarificado (batido de material cementante 15 cm), un tratamiento de compactación o plantear medidas de drenaje si se tiene un nivel freático alto.

- **Cuerpo (núcleo):** Parte del terraplén comprendido entre la base y la corona. Una vez estudiado y establecido el material que se usará para la conformación del cuerpo del terraplén, se coloca dicho material en capas de máximo 30 cm, logrando en cada capa el óptimo grado de compactación y humedad de acuerdo a las características del material.
- **Corona:** Parte superior del terraplén, la cual debe ser conformada, perfilada y compactada con el perfil topográfico requerido. Para evitar desplazamiento de capas, se recomienda que tenga un espesor mínimo de 0.30 m y esté conformada en capas de 0.15 m. Una vez terminado el terraplén a nivel de subrasante, se refinan ambos taludes de la vía.



**Figura 28. Sección típica, partes de un terraplén y un paquete estructural de vía.**  
Fuente: Elaboración propia

La alternativa descrita líneas arriba, se descartó como una solución de reconstrucción de la vía porque no era posible trabajarla en condiciones sumergidas, además se corría el riesgo que, ante una nueva inundación, la base y cuerpo del terraplén convencional estarían expuestos al contacto de las aguas de la Laguna La Niña, lo cual generaría problemas en la estabilidad del terraplén.

En consecuencia, en el presente capítulo se realizó una comparación entre la solución ejecutada: reconstrucción del terraplén de la vía existente con geobolsas, descrita a detalle en el capítulo 3, con la solución de un pedraplén. El análisis comparativo se realizó bajo los siguientes criterios: tiempo de construcción, costo de inversión, tiempo de vida útil, condición de trabajo, tiempo de recuperación, deterioro y metodología.

Las dos alternativas expuestas hacen referencia a la reconformación de la vía hasta llegar al nivel de subrasante. La subrasante es el asiento directo de la estructura del pavimento y forma parte del prisma de la carretera que se construye entre el terreno natural allanado o explanado y la estructura del pavimento (MTC, 2013).

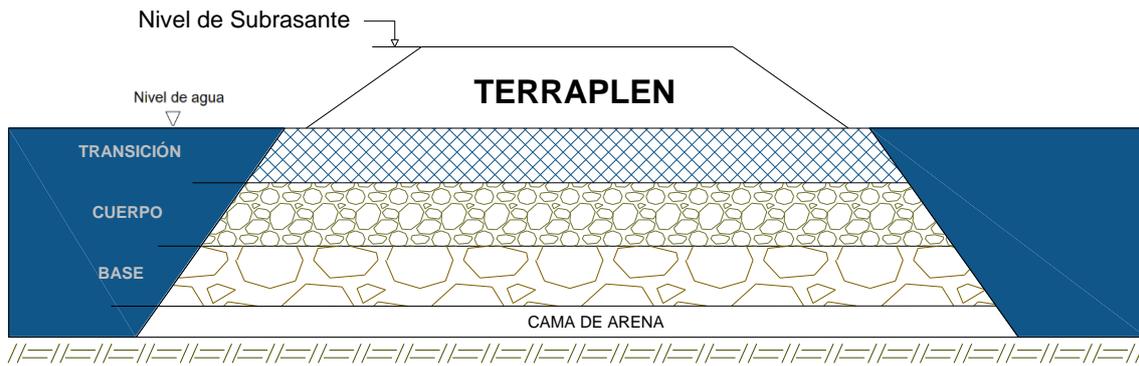
#### 4.1. Alternativa N°1: Pedraplén

Una solución tradicional utilizada para la conformación de una estructura vial sobre un terreno fangoso (bofedal) o de nivel freático alto es el uso de roca para conformar la cimentación debido a que su volumen y peso generan gran estabilidad, este tipo de estructura es conocido como pedraplén.

Por su estructura, los pedraplenes poseen gran resistencia a la sobrecarga lo cual los hacen muy convenientes al proyecto, ya que por la presente vía transitan gran cantidad de camiones de 23 toneladas, además son resistentes a la exposición de agua.

El Manual de carreteras “Especificaciones Técnicas Generales para Construcción” (MTC, 2013), indica que en todo pedraplén se distinguen tres partes o zonas constitutivas (ver figura 29).

- **Base**, parte inferior del pedraplén, en contacto con el terreno natural (fundación): es la zona que ha sido excavada como proceso de eliminación de material inadecuado. La base no requiere estándares altos en sus características mecánicas porque las tensiones a las cuales está sometida son bajas. Las cargas que soporta la base se disipan sobre el suelo.
- **Cuerpo**, parte del pedraplén, entre la base y la transición: establece la geometría de la estructura. Es en esta zona donde se define el talud (el cual debido a su alto grado de fricción entre los fragmentos de roca permite un ángulo de reposo menor que el de un terraplén).
- **Transición o corona**, formada por la parte superior del pedraplén: tiene un espesor mínimo de 1m.



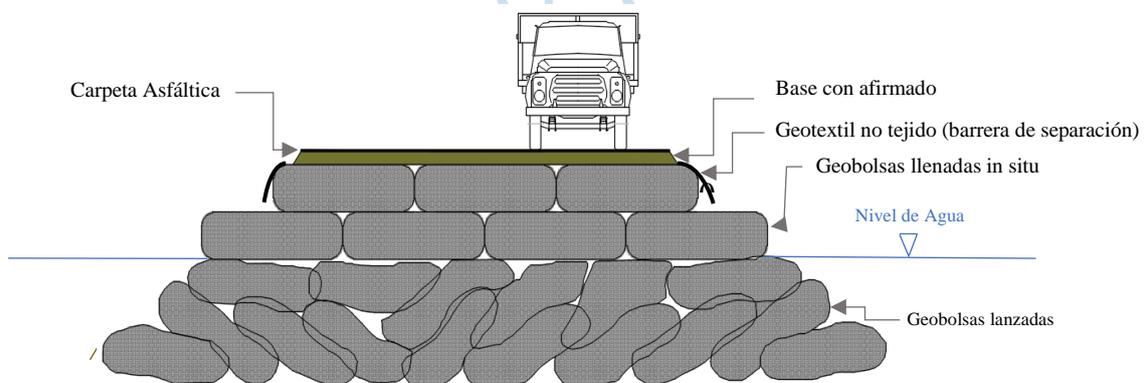
**Figura 29. Sección típica de un pedraplén.**

Fuente: Estudio de factibilidad y definitivo del proyecto rehabilitación y mejoramiento de la carretera EMP.PE – 1NJ

#### 4.2. Alternativa N°2: Conformación con Geobolsas

Teniendo los tramos 2 y 4 sumergidos a una profundidad de 1.5 m de la laguna, donde el agua empozada no tiene velocidad, se sugiere plantear como alternativa el uso de geobolsas para la conformación del terraplén de la vía. Esta alternativa consiste en colocar las geobolsas llenadas in situ como un conjunto de unidades ubicadas una al lado de la otra hasta obtener un solo paquete de geobolsas unidas, sobre las cuales se colocará la base afirmada y la carpeta asfáltica (ver figura 30), permitiendo la reconstrucción de la vía.

Esta alternativa constituye una solución inmediata al problema de la pérdida de transitabilidad. Esta propuesta, además de conformar una base estabilizada, permite superar la dificultad que existe para trabajar bajo el agua, manteniendo la integridad del material que contenido en las geobolsas.



**Figura 30. Conformación de base de la vía con uso de geobolsas.**

Fuente: Elaboración propia

### 4.3. Criterios de para el análisis comparativo

Dado que la vía tenía tramos completamente interrumpidos y otros estaban sumergidos en las aguas de la Laguna de la Niña, la aplicabilidad de las alternativas debía realizarse sin drenar el agua, es decir, en condición sumergida.

Las alternativas propuestas se han comparado en base a los siguientes criterios de análisis.

- **Deterioro:** Este criterio hace referencia a la degeneración o desgaste del sistema adoptado para la recuperación de la vía, el cual depende de varios factores exteriores como lo son agua, clima y vandalismo.
- **Condiciones de trabajo:** Este criterio hace referencia a las condiciones de disponibilidad de materiales para la conformación de un terraplén con geobolsas respecto a la del pedraplén.
- **Tiempo de recuperación de transitabilidad:** A diferencia del “tiempo de ejecución” el presente ítem prioriza la transitabilidad desde la pérdida del paquete estructural hasta la recuperación del mismo.
- **Tiempo de ejecución:** El tiempo hace referencia a la duración promedio para reconformar una carretera de 0.56 km en condiciones sumergidas para los tramos 2 y 4.
- **Tiempo de vida útil:** La vida útil de una carretera es la duración estimada en la cual cumple con un correcto funcionamiento para el que ha sido creada. La evaluación de la vida útil de una vía requiere parámetros de cada segmento tales como resistencia a los materiales, estudio de volúmenes de tráfico, patrones de uso e incremento anual de tránsito.
- **Costo:** Hace referencia a la estimación de los presupuestos promedios para la reconstrucción de los 0.56 km de los tramos 2 y 4 en condiciones sumergidas para cada una de las dos alternativas.

### 4.4. Comparativo entre las alternativas propuestas

La tabla 9 muestra el cuadro comparativo entre las dos posibles alternativas planteadas anteriormente como solución para la recuperación de transitabilidad de los tramos 2 y 4 de la vía PE-04. Los datos numéricos aproximados se han definido en función a los siguientes criterios de análisis:

- **Deterioro:** Un terraplén con geobolsas tendrá deterioro significativo ya que, además de sufrir los efectos erosivos de agentes externos cuya manifestación principal es la rotura del geotextil, también está sujeta a acciones de vandalismo. En algunas vías locales con

estructuras similares es frecuente observar el corte de paños del manto de geotextil La segunda alternativa hace uso de rocas, el cual es un material más resistente ante los agentes externos anteriormente mencionados. Aunque también puede estar expuesto a vandalismo, por el robo de las rocas por parte de comercializadores de materiales de construcción.

- **Condiciones de trabajo:** Ambas alternativas pueden ejecutarse con la presencia de agua. Sin embargo, la principal diferencia entre ambas alternativas respecto a este criterio radica en la disponibilidad de los materiales para su ejecución. Mientras que la roca para el pedraplén se debía conseguir de una cantera ubicada a 140 km del proyecto, la arena de duna para las geobolsas se encontraba in situ.
- **Tiempo de recuperación de transitabilidad:** Para este criterio ambas alternativas contaban con las mismas condiciones ya que el tiempo de recuperación de la transitabilidad era inmediato y no era necesario que termine el fenómeno del Niño ni que la laguna desaparezca.
- **Tiempo de ejecución:** El tiempo total de ejecución de un pedraplén en las condiciones sumergidas llevaba alrededor de tres meses, pues se tenían que realizar el traslado del material desde la cantera a la obra a una distancia de 140 Km. Aproximadamente. A esto se sumaba que los rendimientos en campo para la conformación del pedraplén eran más bajos que los convencionales debido a la dificultad de maniobrar rocas de gran dimensión y peso. La conformación con geobolsas demandó alrededor de un mes como tiempo de ejecución, pues las distancias para el traslado del material que conformó el terraplén eran cortas. Así mismo, la colocación de las geobolsas era más fácil y rápida.
- **Tiempo de vida útil:** Para estimar el valor de vida útil de la vía se ha tomado en cuenta el manual de carreteras: Diseño Geométrico (MTC) donde para efectos prácticos, utiliza como base para el diseño un periodo de 20 años de vida útil para construcciones definitivas y para construcciones provisorias 10 años. En consecuencia según lo descrito en el párrafo precedente, se tiene que el tiempo de vida útil del pedraplén se puede considerar de hasta 20 años, mientras que el de la geobolsa puede ser hasta 10 años, no obstante cabe precisar que la geobolsa es un material muy débil ante los diversos residuos que traen las avenidas como palos, piedras, conchas de abanico, etc.; lo cual se podría suscitar debido al peligro latente de una nueva inundación por el desborde de la laguna La Niña, además son vulnerables ante actos de vandalismo, por lo que en un escenario menos optimista podría tener un periodo de vida de 4 años.

- **Costo:** El costo del pedraplén resulta muy elevado en comparación con el de geobolsas debido fundamentalmente al acarreo de las rocas necesarias para reconformar la vía. El transporte del material pétreo desde Chiclayo a Sechura, tiene un costo muy elevado. Por otro lado, el uso de geobolsas posee un menor costo debido a que el material de relleno es arena de duna de la zona, por lo tanto, se dispondría de material propio a una distancia menor. El presupuesto detallado de ambas alternativas se encuentra en el Apéndice D.

**Tabla 9. Cuadro comparativo del sistema de geobolsas y un pedraplén para la rehabilitación de la vía PE-04.**

<b>Criterio de análisis</b>	<b>Conformación de pedraplén</b>	<b>Conformación con geobolsas</b>
<b>Costo* (soles)</b>	7'375,000.00	2'303,138.17
<b>Tiempo de ejecución</b>	3 meses	1 meses
<b>Tiempo de vida útil</b>	10 años	4 años
<b>Deterioro</b>	Ninguno	Susceptible a vandalismo
<b>Condiciones de trabajo</b>	- El material requerido es roca, cuya cantera se encuentra a 140 Km, en la provincia de Ferreñafe – Chiclayo. -Es posible trabajar en condiciones sumergidas.	- El material de relleno es arena de duna, ubicado in situ.  - Es posible trabajar en condiciones sumergidas.
<b>Tiempo de recuperación</b>	Inmediato No es necesario que culmine el FEN ni está supeditado a la desaparición de la laguna.	Inmediato No es necesario que culmine el FEN ni está supeditado a la desaparición de la laguna.
<b>Experiencia</b>	Determinada	Nueva

(\*) El sustento económico de cada alternativa se detalla en el apéndice D.

Fuente: Elaboración propia

En orden de prioridad, y tomando en cuenta que la vía fue declarada en emergencia y debía rehabilitarse en el menor tiempo posible, los criterios más importantes para la elección de la alternativa fueron el tiempo de recuperación de la transitabilidad, las condiciones de trabajo y costo.



## **Capítulo 5**

### **Resultados del monitoreo post-construcción**

#### **5.1. Descripción del monitoreo**

Tal como se explicó en el capítulo 1, el pavimento reconstruido con esta tecnología de geobolsas obedece a los principios de compresibilidad del suelo. El material confinado en las geobolsas, como no se compacta de una forma convencional, al igual que un pedraplén; sufrirá deformaciones en cuanto entre en servicio. Esas deformaciones se espera que sean mayores al inicio y vayan reduciéndose en el tiempo.

La finalidad del monitoreo es medir la evolución de estas deformaciones elásticas y permanentes y relacionar los resultados obtenidos con el proceso constructivo.

El plan de monitoreo consistió en realizar mediciones de deformaciones elásticas y deformaciones permanentes. Las deformaciones elásticas (deflexiones) se midieron usando la viga Benkelman y las deformaciones permanentes (deformaciones primarias y secundarias) con control topográfico. Ambas mediciones se realizaron en dos momentos, después de 90 y de 120 días de culminada la construcción de los tramos en estudio.

#### **5.2. Deflexiones**

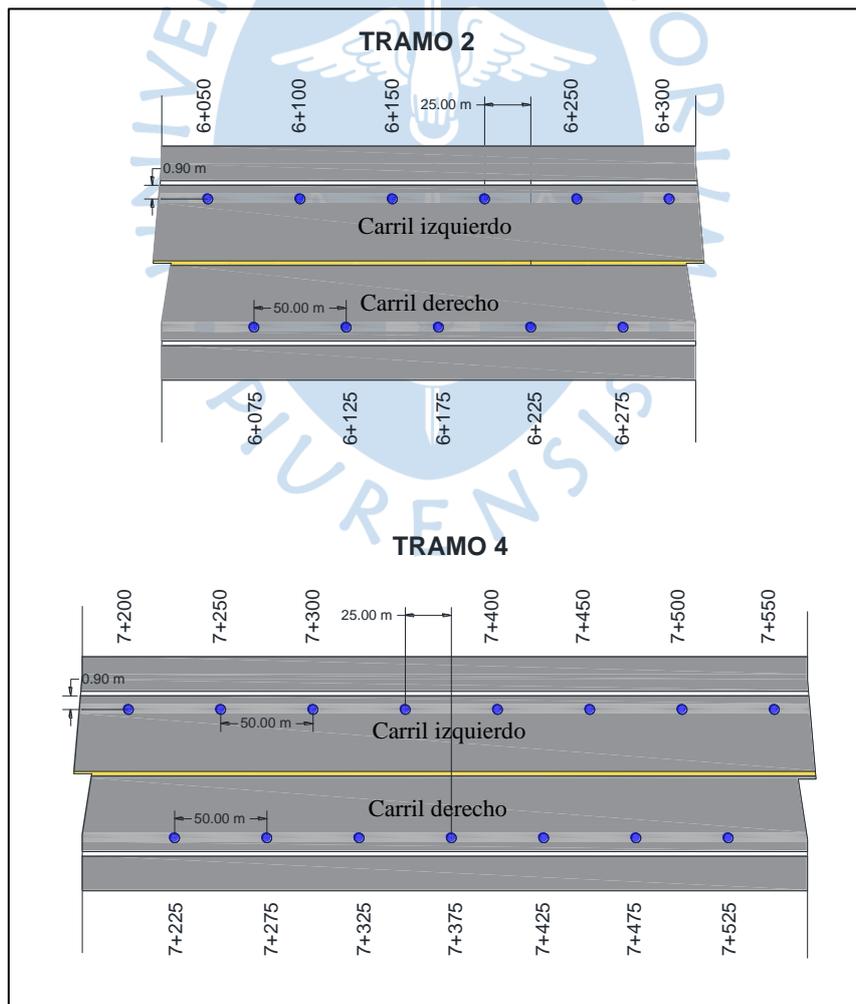
La sección 1002 del manual de ensayo de materiales del MTC menciona que el ensayo de la viga Benkelman permite calcular las deflexiones que se generan en la vía cuando se le aplica una carga normalizada (MTC, 2016).

El equipo y el procedimiento utilizado siguió los lineamientos establecidos en la norma ASTM D-4695 (Standard Guide for General Pavement Deflection Measurements).

a) **Puntos de evaluación.**

Es necesario primero definir los puntos de evaluación para proceder con la descripción del procedimiento.

- **Ensayo:** para lograr tener una perspectiva inicial de todo el proyecto, se aplicó el ensayo de viga Benkelman a lo largo de los tramos 2 y 4 de la vía afectada por la laguna La Niña. Los puntos de análisis fueron tomados longitudinalmente cada 50 m de separación, tanto en el carril izquierdo como en el derecho y con 25 m de desfase entre ambos carriles (ver figura 31). Con el fin de comparar el comportamiento de los tramos reconstruidos en relación con un tramo de pavimento construido con la tecnología convencional, se tomaron medidas en los 100 metros antes y después de los tramos en estudio. Estos 100 m representan el comportamiento del pavimento existente pero afectado por las mismas condiciones de servicio, tanto en el tráfico como en la inundación.



**Figura 31. Vistas en planta de los tramos 2 y 4 de la vía con la ubicación de los puntos de evaluación para el ensayo de viga Benkelman.**

Fuente: Elaboración propia

Cada punto evaluado fue tomado a 0,9 m de distancia del borde del pavimento (ver figura 34), teniendo en cuenta las recomendaciones del MTC, que se muestran en la tabla 10.

**Tabla 10. Distancia del borde interno de berma hasta el punto de ensayo para la evaluación de viga Benkelman.**

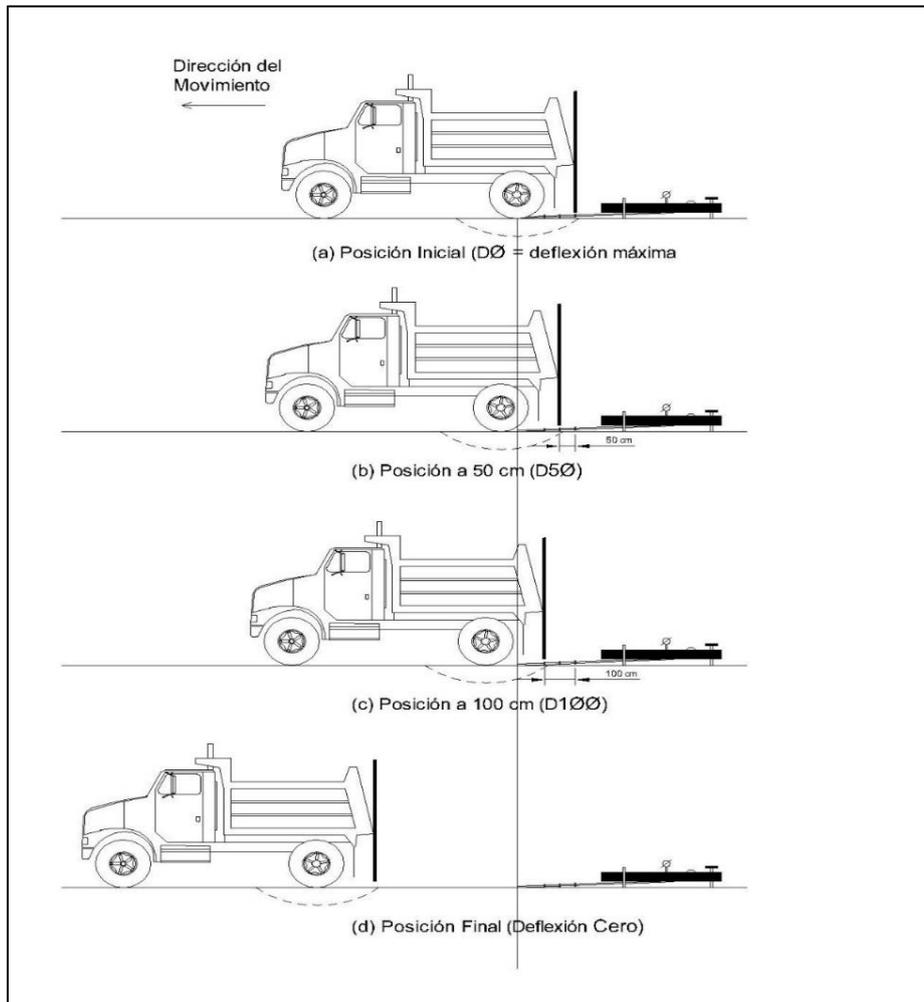
Ancho de carril	Distancia del punto de ensayo desde el borde del pavimento
2,70 m	0,45 m
3,00 m	0,60 m
3,30 m	0,75 m
3.60 m o más	0,90 m

Fuente: Manual de Carreteras: Ensayo de Materiales MTC-E 1002

### 5.2.1. Procedimiento

Teniendo definidos los puntos de evaluación acorde a los criterios descritos en el ítem anterior, se procede a colocar la rueda dual del camión en el punto seleccionado, luego se estaciona el extremo de la viga Benkelman debajo del eje vertical del centro de gravedad de las llantas dobles. Las mediciones en el punto seleccionado se realizaron a diferentes distancias de separación: 25, 50, 70 y 100 centímetros, los cuales constituían los puntos de control para la medición de las deflexiones (ver figura 32).

Una vez hechas las marcas acordes a las distancias mencionadas anteriormente, se activa el extensómetro, se pone el dial en cero y se activa el vibrador para evitar que el indicador del dial se trabe y/o alguna interferencia exterior afecte las lecturas. Mientras el camión se desplaza lentamente se toman las medidas conforme la varilla adosada en la parte trasera del camión va coincidiendo con las distancias de dichas marcas.



**Figura 32. Procedimiento de medición de deflexiones con viga Benkelman.**  
Fuente: Manual de ensayo de materiales. MTC E 1002

La ejecución del ensayo necesitó del apoyo de un técnico especialista en el uso del equipo; dos vigías encargados del control del tránsito como medida de seguridad; una persona encargada de anotar todas las medidas dictadas por el técnico y una persona encargada de avisar cuando el eje del neumático pase por la marca de la medida establecida (ver figuras 33 y 34). En total el proceso tomó un tiempo de 20 minutos para un área de  $180 \text{ m}^2$ , lo cual representa un rendimiento de  $540 \text{ m}^2/\text{h}$ .



**Figura 33. Avance lento del camión para la toma de medida en el ensayo de viga Benkelman en campo.**

Fuente: Elaboración propia, tomas fotográficas del proyecto



**Figura 34. Instalación de viga Benkelman en campo para comenzar el ensayo.**

Fuente: Elaboración propia, tomas fotográficas del proyecto

Con las mediciones de campo se calcularon las deflexiones, restando las lecturas de cada punto respecto a la máxima medida (punto final), debido a que las mediciones que se obtienen del dial miden la recuperación del pavimento más no las deflexiones.

Finalmente, se calcula el radio de curvatura en el punto del ensayo con la ecuación 1.

$$RC = \frac{3125}{(D_0 - D_{25})} \quad (1)$$

Donde:

$D_0$  = Deflexión obtenida a 0 m del volquete.

$D_{25}$	=	Deflexión obtenida a 25m del volquete.
$RC$	=	Radio de curvatura.

En la norma MTC E 1002 del Manual de Ensayo de Materiales (2016) se estipula que los datos de deflexión obtenidos con la viga Benkelman deben ser afectados por dos factores de corrección: temperatura y estacionalidad, utilizando los procedimientos empleados por el CONREVIAl (Consortio de Rehabilitación Vial) o el Instituto de Asfalto. Como el espesor de la carpeta asfáltica era de 1 pulgada (2.54 cm), no se ha considerado ningún factor de corrección por temperatura, ya que según los criterios de CONREVIAl este factor sólo se considera para carpetas asfálticas mayores a 5 cm de espesor. Por otro lado, el factor de corrección por estacionalidad tuvo valor de uno (01), ya que este valor corresponde a una subrasante arenosa permeable en época lluviosa, lo cual corresponde al estado de la vía del presente estudio.

Los datos numéricos extraídos del ensayo de campo se presentan en el apéndice A.

### 5.2.2. Resultados obtenidos de deflexiones

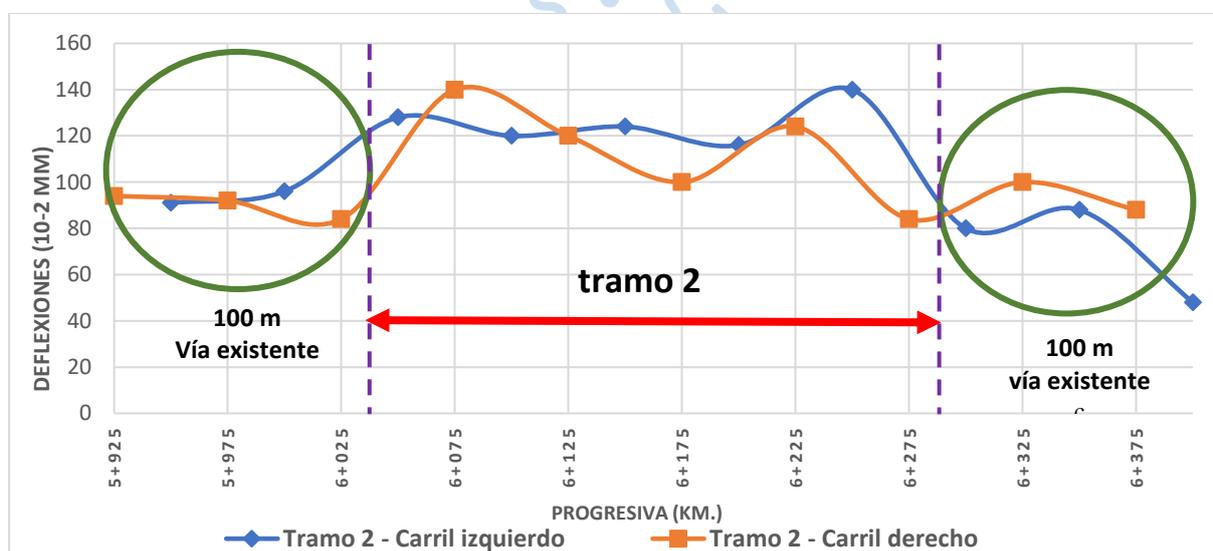
- **Mediciones 90 días**

La figura 35 muestra los resultados que se obtuvieron a lo largo de los carriles izquierdo y derecho del tramo 2. Como se explicó, los 100 metros ubicados antes y después de cada tramo permiten comparar el comportamiento del pavimento existente y el reconstruido con geobolsas.

Se puede observar que las deflexiones comprendidas en el tramo reconstruido con la tecnología de geobolsas son mayores que las que se originan en el pavimento existente. Estas deformaciones elásticas (deflexiones) reflejan el comportamiento del suelo (arena de duna) contenido en las geobolsas. El material contenido en las geobolsas, a diferencia de un pavimento convencional, no se compacta con rodillos, sino que se usa el método de inundación. Por lo tanto, el acomodo de las partículas es menor que en una compactación controlada. Esto da lugar a que las cargas de tráfico generen mayor impacto sobre la vía, lo cual se ve reflejado en mayores deformaciones elásticas.

Como se mencionó en el capítulo 1, las deflexiones se relacionan con el comportamiento entre los estratos de subrasante, base y carpeta. Siendo las geobolsas parte de la subrasante, el acomodo de las geobolsas encofradas (capa 2) es el factor determinante en los resultados de deflexiones.

Así mismo se observa que tanto el carril derecho como el izquierdo presentan variaciones oscilantes en sus deflexiones (deformaciones elásticas), debido posiblemente al proceso constructivo. La configuración de colocación de las geobolsas fue tipo “hilera”. Precisamente, las zonas donde las geobolsas se interceptan pueden haber generado puntos de falla donde la arena habría tenido facilidad de acomodo, lo cual repercute en la interacción con los estratos superiores de la estructura del pavimento (sub rasante, base y carpeta) y probablemente esto explica las variaciones de magnitud considerables. La deflexión máxima de  $140 \times 10^{-2}$  mm se da en ambos carriles y la deflexión promedio en el carril derecho es  $108.7 \times 10^{-2}$  mm y en el carril izquierdo  $118 \times 10^{-2}$  mm.



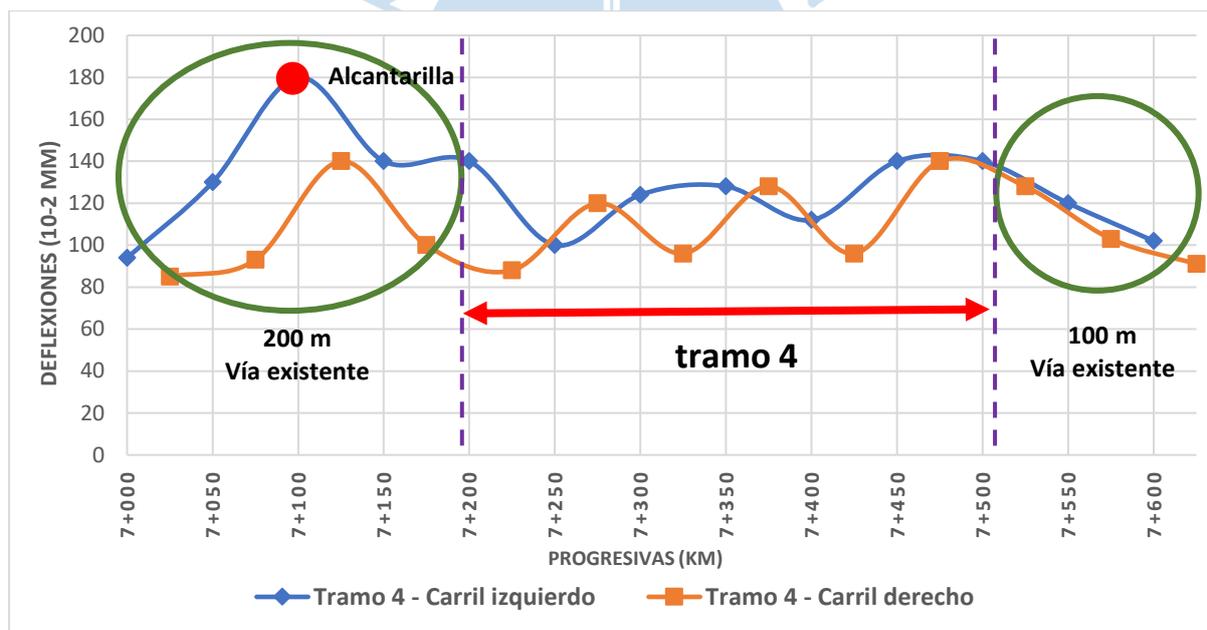
**Figura 35. Resultados de deflexiones medidas a 90 días – Tramo 2**

Fuente: Elaboración propia

La figura 36 muestra los resultados que se obtuvieron a lo largo de los carriles izquierdo y derecho del tramo 4. Con respecto a este tramo, se tomó la decisión de evaluar 100 metros adicionales a la longitud del tramo 4, debido a la existencia de una alcantarilla circular de 72” ubicada en la progresiva del Km. 7+100.00, por la tanto, solo se comparará con los valores de la progresiva 7+000. De la figura 40 se puede observar que las deflexiones comprendidas en el tramo en mención son mayores que las que se encuentran 100 m después de dicho tramo. Esto es porque el tramo contempló la reconstrucción del terraplén con geobolsas rellenas con arena de duna, mientras que el tramo contiguo conservó su terraplén existente (constituido de material seleccionado).

Con respecto a los 200 m atrás del tramo 4 se observa un valor elevado de la “deflexión” en la progresiva 7+100.00, que coincide con la alcantarilla circular de 72 pulgadas. Se debe precisar que siempre que hay una alcantarilla, no es posible medir deflexiones (deformación elástica), porque las deformaciones medidas no reflejan las deformaciones elásticas del paquete estructural sino las del material del cual está hecha la alcantarilla, es por ello que a medida que se aleja de esta obra de arte, la deflexión vuelve a reducir su valor, siguiendo la tendencia que se muestra en los 100 m después del tramo 4 (pavimento existente convencional).

Así mismo se observa que tanto el carril derecho como el izquierdo presentan variaciones oscilantes en sus deflexiones, debido posiblemente al proceso constructivo, el cual tuvo una configuración de colocación de geobolsas tipo “damero”. Teniendo una deflexión máxima de  $140 \times 10^{-2}$  mm (en ambos carriles) y una deflexión promedio de  $113.7 \times 10^{-2}$  mm en el carril derecho y  $120.6 \times 10^{-2}$  mm en el carril izquierdo.



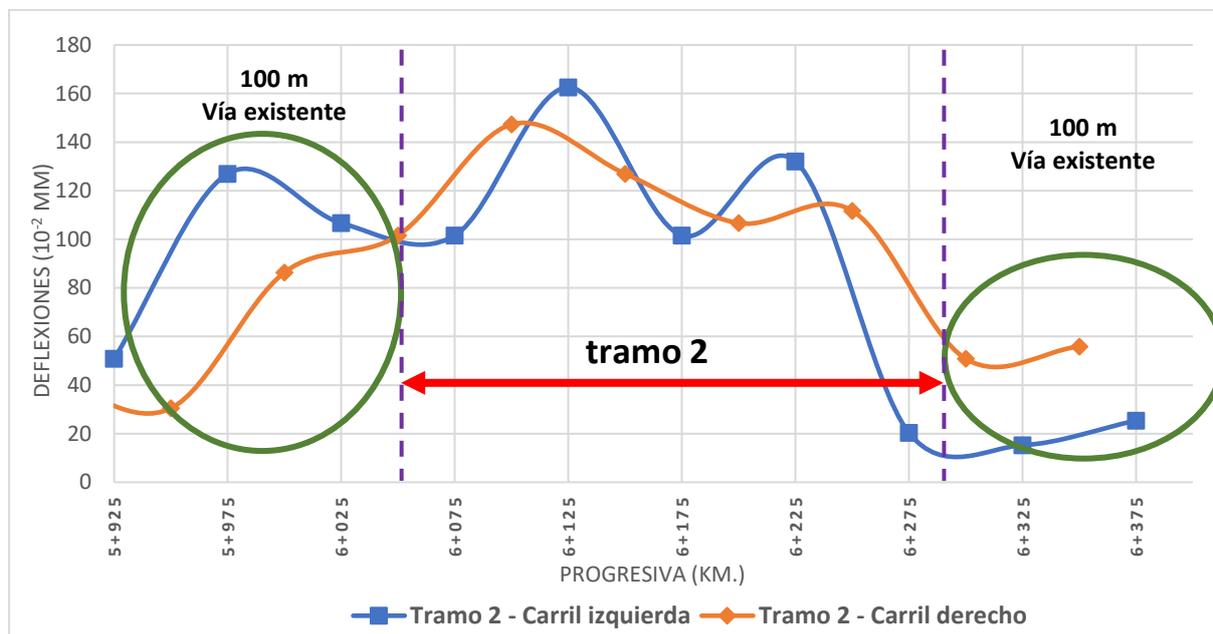
**Figura 36. Resultados de deflexiones medidas a 90 días en el tramo 4**

Fuente: Elaboración propia

- **Mediciones a 120 días**

En la figura 37 se muestran los resultados de las deflexiones medidas a 120 días. Se mantiene la oscilación en los resultados de las deflexiones para este tramo. No obstante, el valor promedio de las deflexiones ha disminuido ligeramente teniendo un valor promedio de  $107.53 \times 10^{-2}$  mm para el carril derecho y  $103.63 \times 10^{-2}$  mm para el carril izquierdo, lo cual se debe

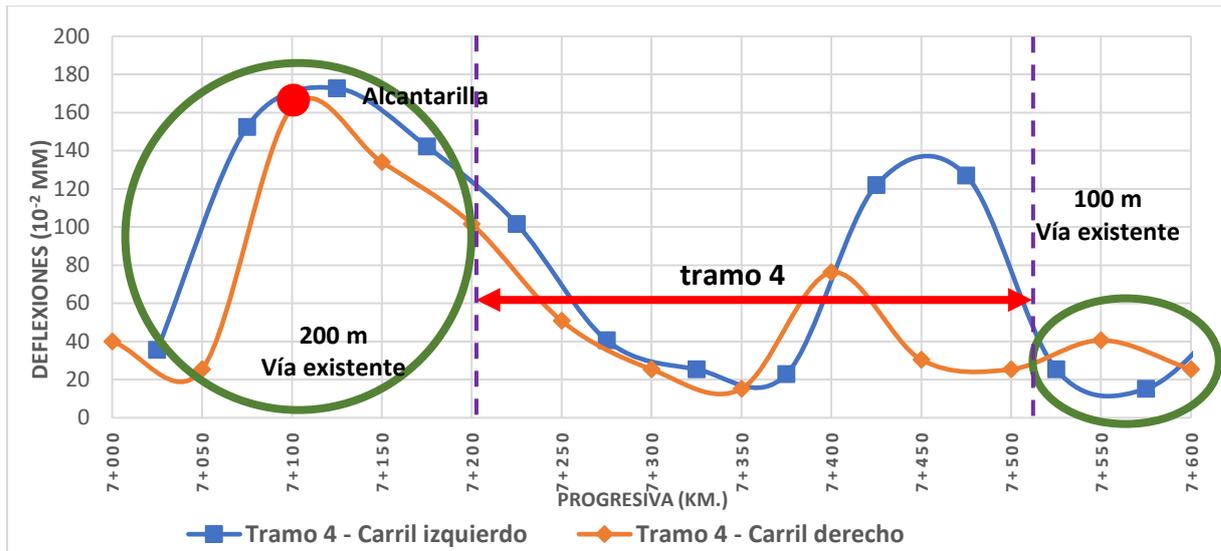
posiblemente al reacomodo del material de relleno de las geobolsas durante este tiempo de aplicación de cargas.



**Figura 37. Resultados de deflexiones medidas a 120 días – Tramo 2.**

Fuente: Elaboración propia

En la figura 38 se muestran los resultados del ensayo a 120 días en el tramo 4. Estos valores presentan mayores variaciones que los obtenidos en la medición a los 90 días. Así mismo, el valor promedio de las deflexiones, ha disminuido considerablemente teniendo un valor promedio de  $44.44 \times 10^{-2}$  mm para el carril derecho y  $66.4 \times 10^{-2}$  mm para el carril izquierdo. En este tramo se tuvo un proceso constructivo más eficiente producto de las experiencias aprendidas de la construcción del tramo 2.



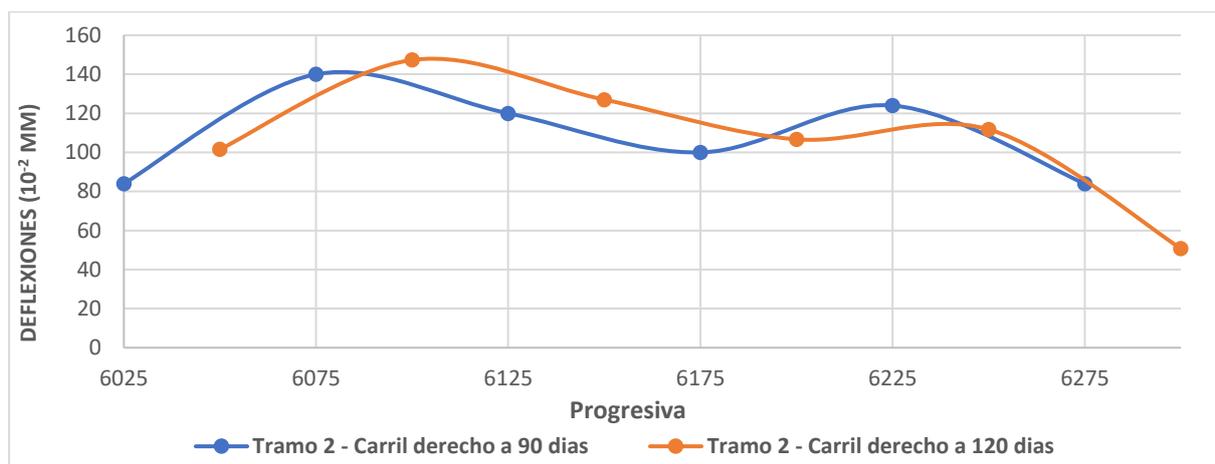
**Figura 38. Resultados de deflexiones medidas a 120 días cada 50 metros – Tramo 4.**

Fuente: Elaboración propia

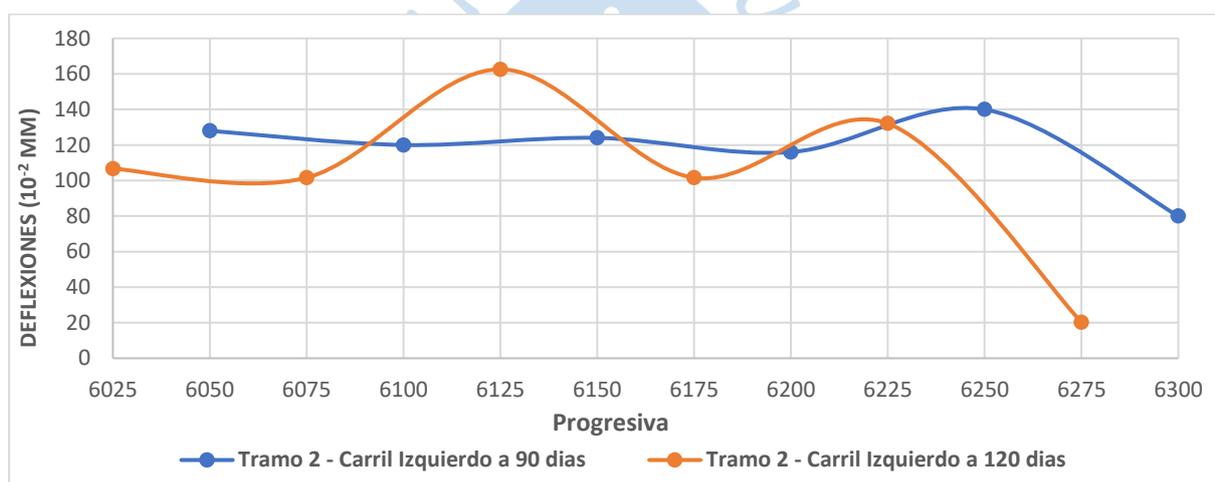
- **Comparación de los resultados a los 90 y 120 días para los Tramos 2 y 4**

La figura 39 muestra los resultados de las deflexiones en el carril derecho del tramo 2, a los 90 y 120 días. Se puede observar que las deflexiones disminuyeron en promedio  $1.14 \times 10^{-2}$  mm equivalente a un 1.05%. En la figura 40 se muestra que en el carril izquierdo de dicho tramo las deflexiones disminuyeron en promedio  $13.86 \times 10^{-2}$  mm equivalente a un 11.75%. Esto puede estar relacionado con el proceso constructivo, ya que en el tramo 2 fue el carril derecho con el que se inició la reconstrucción de la plataforma del tramo 2.

Las variaciones de las deflexiones están relacionadas con la secuencia del proceso constructivo, ambos carriles fueron reconstruidos independientemente. Existiendo la posibilidad que al momento de lanzar las geobolsas en el carril derecho estas tuvieron un mejor acomodado que el carril izquierdo.

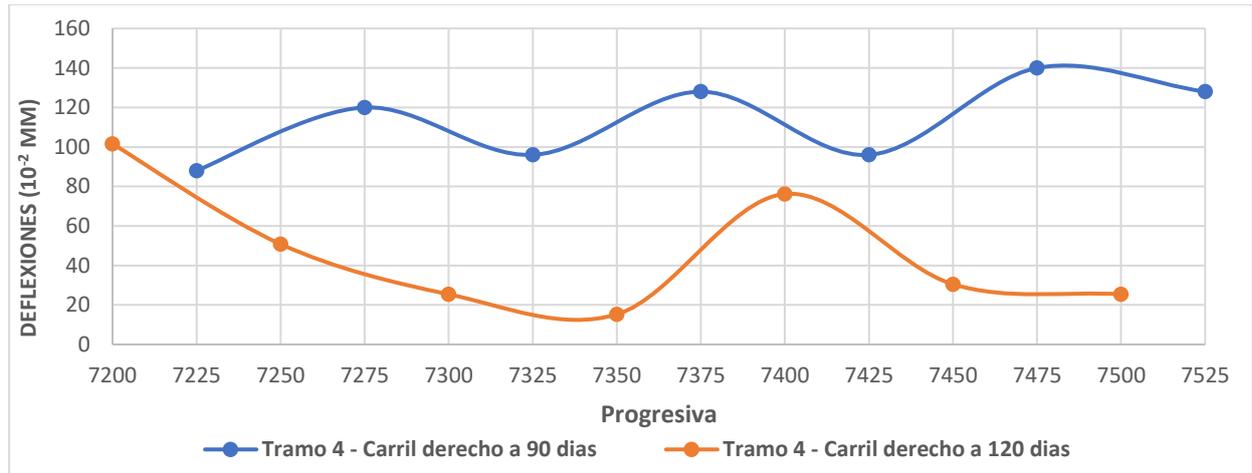


**Figura 39. Evolución de las deflexiones a 90 y 120 días, en el Tramo 2 - Carril derecho.**  
Fuente: Elaboración propia



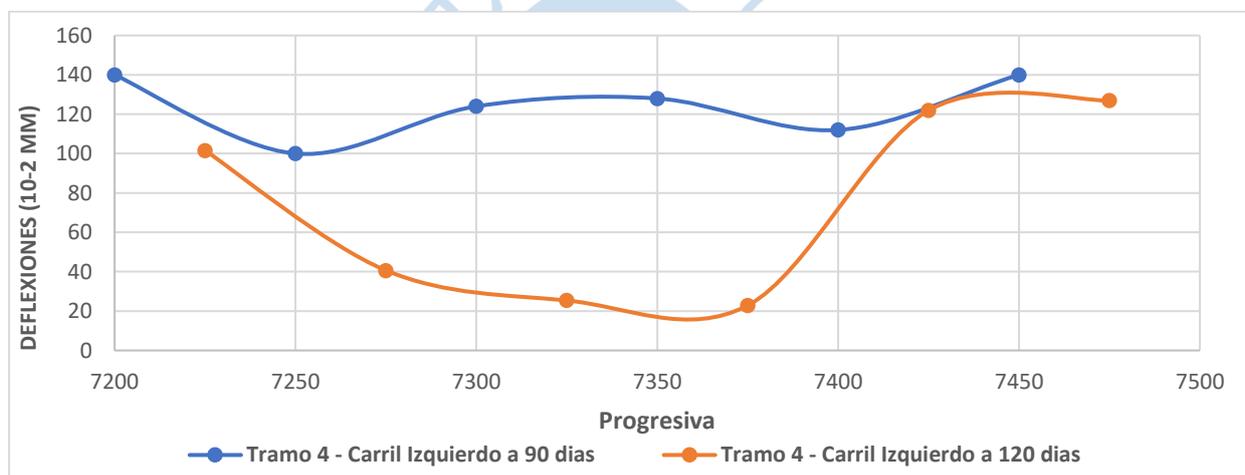
**Figura 40. Evolución de las deflexiones a 90 y 120 en el Tramo 2 - Carril izquierdo.**  
Fuente: Elaboración propia

En el tramo 4, los resultados de las deflexiones en el carril izquierdo y derecho muestran variaciones considerables, a diferencia de lo que se mostró en el tramo 2. La figura 41 muestra los resultados de las deflexiones en el carril derecho del tramo 4, a los 90 y 120 días. Se puede observar que las deflexiones disminuyeron en promedio  $67.27 \times 10^{-2}$  mm equivalente a un 59.15%, mientras que en la figura 42 muestra que en el carril izquierdo de dicho tramo las deflexiones disminuyeron en promedio  $53.05 \times 10^{-2}$  mm equivalente a un 42.00%. Los resultados tanto del carril izquierdo como derecho del tramo 4 muestran una mayor variabilidad, efecto que era el esperado, ya que toda la estructura debería sufrir un reacomodo ante la exposición de cargas, esto se dio posiblemente por la experiencia en la ejecución de los trabajos con geobolsas realizados en el tramo 2, en donde se solucionaron todos los problemas.



**Figura 41. Evolución de las deflexiones a 90 y 120 días en el Tramo 2 - Carril derecho.**

Fuente: Elaboración propia



**Figura 42. Evolución de las deflexiones a 90 y 120 días en el Tramo 2 - Carril izquierdo.**

Fuente: Elaboración propia

Los resultados obtenidos de las figuras anteriores se muestran a modo de resumen en la tabla 11.

**Tabla 11. Resumen de las deflexiones promedio de los tramos 2 y 4.**

Tramos	Progresiva		Deflexión promedio Ensayo a 90 días (10 <sup>-2</sup> mm)		Deflexión promedio Ensayo a 120 días (10 <sup>-2</sup> mm)		Variación (10 <sup>-2</sup> mm)		Variación de deflexión (%)	
	Inicio	Fin	CI	CD	CI	CD	CI	CD	CI	CD
Tramo 2	6+040.00	6+280.00	118.00	108.67	104.14	107.53	13.86	1.14	11.75	1.05
Tramo 4	7+200.00	7+520.00	126.29	113.71	73.24	46.45	53.05	67.27	42.01	59.16

Fuente: Elaboración propia

### 5.3. Deformaciones permanentes

Con la finalidad de medir las deformaciones permanentes en la vía a lo largo del tiempo, se realizó la nivelación topográfica a 12 meses de la apertura del tramo reconstruido, tomando como puntos de referencia los BM (bench mark) establecidos en el proyecto de reconstrucción de La Niña.

#### 5.3.1. Equipos utilizados.

Las herramientas que fueron utilizadas para tal fin fueron los siguientes:

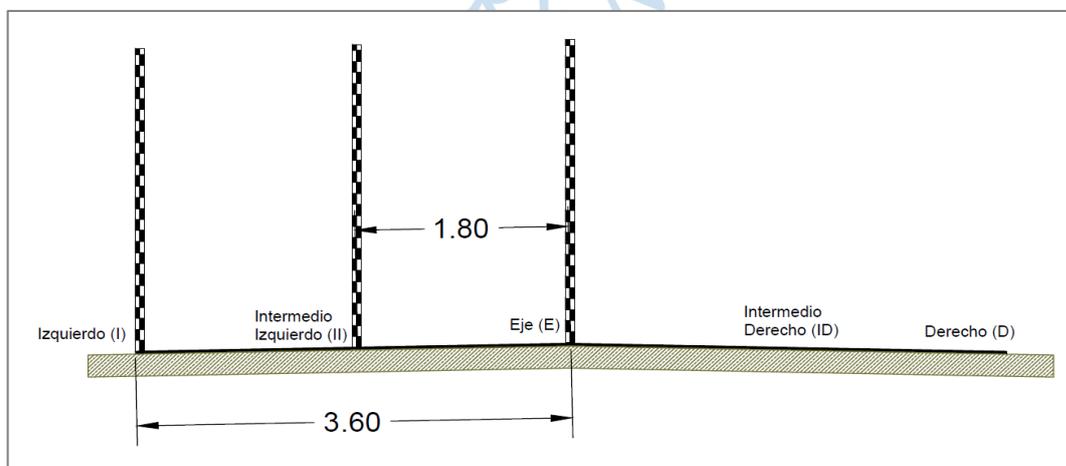
**Tabla 12. Listado de herramientas utilizadas en la nivelación topográfica.**

Herramienta	Características
Nivel topográfico	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Marca Pentax AP 230</li> <li>- Distancia de enfoque 0.3 m</li> <li>- Peso del equipo 1.25 kg</li> </ul>
Mira topográfica	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Material de aluminio</li> <li>- Divisiones en cm</li> <li>- Longitud 5 m</li> </ul>
Tripode	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Material de aluminio</li> <li>- Doble seguro</li> <li>- Altura 1.5 m</li> </ul>

Fuente: Elaboración propia

#### 5.3.2. Puntos de evaluación.

Se centró la evaluación en la zona de recuperación de la carretera donde se colocaron las geobolsas como cimentación (tramo 2 y 4). Los puntos de evaluación para las mediciones topográficas fueron tomadas cada 20 m a lo largo de la carretera. Además, por cada progresiva evaluada se tomaron 5 puntos distribuidos en dirección transversal (ver figura 43):



**Figura 43. Puntos de evaluación para las mediciones de deformaciones con niveles topográficos.**

Fuente: Elaboración propia

Donde:

- I = Lado izquierdo
- II = Lado intermedio izquierdo
- E = Lado eje
- ID = Lado intermedio derecho
- D = Lado derecho

### 5.3.3. Procedimiento

Se utiliza cinta métrica y tiza para marcar longitudinalmente los puntos en la carretera cada 20 m, por cada progresiva se señalaron 5 puntos ubicados a 1.8 m y 3.6 m del eje transversal de la carretera (ver figura 44). Luego se localizaron los BM pertenecientes al proyecto, lo que permitió correlacionar el nivel del BM con los puntos a evaluar. Una vez ya ubicados los BM, se ubicó el trípode y el nivel topográfico en un punto cercano al BM inicial escogido y visible a los puntos a evaluar.

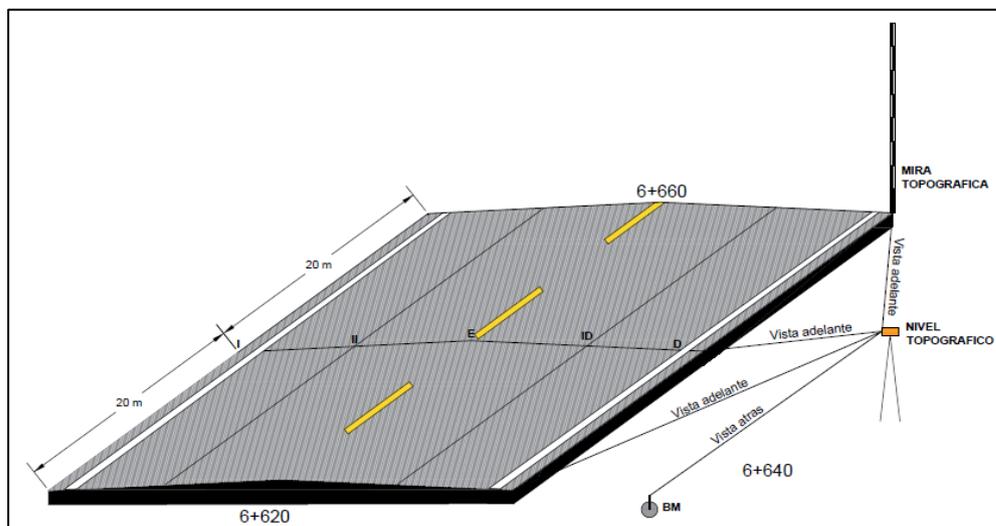


**Figura 44. Demarcación en la carretera de puntos a evaluar en la nivelación topográfica.**

Fuente: Elaboración propia

Para empezar a calcular los niveles de los puntos a evaluar, primero se coloca la mira graduada en el BM inicial y desde el nivel topográfico se toma la medida haciendo una intersección de la línea visual con la mira, a lo que se le denominó vista atrás. Después se comienza a calcular los puntos señalados, colocando la mira graduada en el punto inicial (km 6+000) lado izquierdo (I) y se procedió con la toma de la medida haciendo una intersección de

la línea visual desde el nivel topográfico hasta la mira graduada; a esto se le denominó vista adelante. De igual forma se calcularon los demás puntos y las progresivas. Ver figuras 45 y 46.



**Figura 45. Esquematación de toma de datos en la nivelación topográfica de los puntos a evaluar.**

Fuente: Elaboración propia



**Figura 46. Toma de datos en campo en la nivelación topográfica.**

Fuente: Elaboración propia

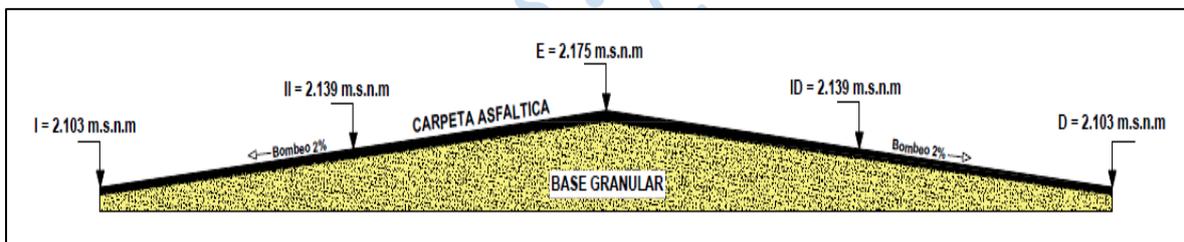
Finalmente, obtenidos los datos, se calculan los niveles de cada punto en gabinete aplicando la ecuación 2.

$$\text{Nivel} = \text{BM} + \text{vista atrás} - \text{vista adelante} \dots \dots \dots (2)$$

### 5.3.4. Resultados obtenidos de las deformaciones

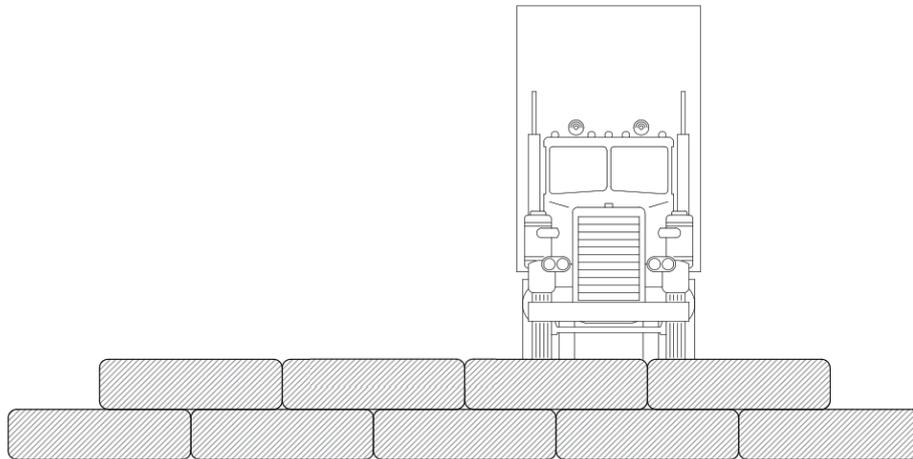
Para la presentación de resultados se debe tener en cuenta que la carretera tiene pendiente longitudinal 0% y posee un bombeo de 2%, lo que conlleva a que se genere una sección típica. Para el análisis de los resultados se hará una comparación de la sección típica (ver figura 47) con los niveles encontrados durante la nivelación topográfica, calculando de esta manera las deformaciones permanentes presentadas en la vía (ver anexo C-1).

Se debe tener en cuenta que la secuencia constructiva empezó en el carril derecho del tramo 2, una vez culminado dicho tramo se continuó con el tramo 4 en el carril derecho.



**Figura 47. Sección típica de la carretera con bombeo de 2%.**

Fuente: Elaboración propia



**Figura 48. Esquema de la posición de las geobolsas en la vía y su relación con las zonas de deformación medida en la vía.**

Fuente: Elaboración propia

Los niveles topográficos del tramo 2 y 4 obtenidos en gabinete a partir de la información de campo (apéndice B y C), se muestran en la tabla 13 y 14 respectivamente, estos niveles posteriormente se comparan con la sección típica para hallar las deformaciones.

Tabla 13. Niveles topográficos a 12 meses – tramo 2.

KM	Niveles de cada punto analizado de la carretera				
	I	II	E	ID	D
<b>6+040</b>	2.089	2.124	2.151	2.129	2.069
<b>6+060</b>	2.088	2.124	2.147	2.126	2.089
<b>6+080</b>	2.096	2.129	2.152	2.132	2.089
<b>6+100</b>	2.083	2.115	2.135	2.123	2.078
<b>6+120</b>	2.101	2.134	2.156	2.135	2.102
<b>6+140</b>	2.102	2.138	2.169	2.14	2.1
<b>6+160</b>	2.088	2.125	2.147	2.127	2.084
<b>6+180</b>	2.088	2.116	2.145	2.127	2.09
<b>6+200</b>	2.089	2.128	2.152	2.132	2.102
<b>6+220</b>	2.091	2.129	2.156	2.139	2.103
<b>6+240</b>	2.094	2.13	2.156	2.128	2.092
<b>6+260</b>	2.079	2.128	2.16	2.13	2.081
<b>6+280</b>	2.088	2.13	2.161	2.128	2.083

Fuente: elaboración propia.

Tabla 14. Niveles topográficos a 12 meses – tramo 4.

KM	Niveles de cada punto analizado de la carretera				
	I	II	E	ID	D
<b>7+200</b>	2.062	2.108	2.154	2.132	2.088
<b>7+220</b>	2.07	2.104	2.139	2.116	2.085
<b>7+240</b>	2.068	2.108	2.141	2.121	2.089
<b>7+260</b>	2.093	2.124	2.146	2.133	2.097
<b>7+280</b>	2.085	2.114	2.14	2.12	2.079
<b>7+300</b>	2.093	2.121	2.142	2.126	2.088
<b>7+320</b>	2.098	2.121	2.141	2.128	2.097
<b>7+340</b>	2.093	2.125	2.156	2.132	2.09
<b>7+360</b>	2.09	2.126	2.159	2.128	2.078
<b>7+380</b>	2.092	2.123	2.146	2.118	2.091
<b>7+400</b>	2.089	2.136	2.146	2.131	2.093
<b>7+420</b>	2.095	2.123	2.146	2.116	2.074
<b>7+440</b>	2.073	2.105	2.142	2.135	2.109
<b>7+460</b>	2.087	2.117	2.154	2.148	2.111
<b>7+480</b>	2.083	2.119	2.154	2.139	2.112
<b>7+500</b>	2.089	2.113	2.138	2.126	2.094
<b>7+520</b>	2.08	2.107	2.132	2.115	2.096

Fuente: elaboración propia

### Clasificación de las deformaciones

Para clasificar los niveles de gravedad de las deformaciones permanentes encontradas a 12 meses con la nivelación topográfica, se tomó como referente el Manual de Mantenimiento y Conservación Vial (2018). Estos niveles de gravedad deben interpretarse con cautela porque no corresponden con una estructura de pavimentos convencional. Sin embargo, en este trabajo se aplican con fines de interpretación de los resultados relacionando cada nivel de gravedad con un color específico, tal como se aprecia en la tabla 15.

**Tabla 15. Clasificación de los niveles de gravedad de la carretera.**

Nivel de gravedad	Rango	Color
<b>Gravedad 1</b>	< 2 cm	Celeste
<b>Gravedad 2</b>	2 cm – 4 cm	Verde
<b>Gravedad 3</b>	> 4 cm	Rojo

Fuente: Manual de Mantenimiento o Conservación Vial (2018)

Las deformaciones en cada punto evaluado se hallaron con un cálculo simple: restando el nivel inicial con el nivel final de cada punto de la carretera.

La tabla 16 muestra las deformaciones permanentes o hundimientos que se encontraron en el tramo 2 durante la nivelación topográfica realizada después de 12 meses de concluida la obra. Los resultados indican que en dicho tramo el 73.9 % de deformaciones tienen una profundidad sensible al usuario, el 24.6 % de deformaciones están en el rango entre 2 a 4 cm de profundidad y solo el 1.56% de deformaciones tienen una susceptibilidad mayor al usuario pues la profundidad de las deformaciones es mayor o igual a 4 cm originando malestar en el usuario. Estos hundimientos pueden ser consecuencia del reacomodo de las geobolsas, los vacíos del material o entre las geobolsas y el procedimiento constructivo. Esto se vio agravado por el alto nivel de transitabilidad de vehículos pesados sobre la vía, lo cual originó los hundimientos de la capa de rodadura.

**Tabla 16. Deformaciones de la carretera a 12 meses – tramo 2**

KM	Deformaciones en el tramo 2 (cm)				
	I	II	E	ID	D
6+040	1.4	1.5	2.4	1	3.4
6+060	1.5	1.5	2.8	1.3	1.4
6+080	0.7	1	2.3	0.7	1.4
6+100	2	2.4	4	1.6	2.5
6+120	0.2	0.5	1.9	0.4	0.1
6+140	0.1	0.1	0.6	-0.1	0.3
6+160	1.5	1.4	2.8	1.2	1.9
6+180	1.5	2.3	3	1.2	1.3
6+200	1.4	1.1	2.3	0.7	0.1
6+220	1.2	1	1.9	0	0
6+240	0.9	0.9	1.9	1.1	1.1
6+260	2.4	1.1	1.5	0.9	2.2
6+280	1.5	0.9	1.4	1.1	2

Fuente: elaboración propia

El eje de la vía presenta una mayor deformación posiblemente como resultado de una zona de falla. Se presume que ésta se haya originado en el proceso constructivo. Se sabe que la secuencia de ejecución empezó por el carril derecho y luego se continuó con el izquierdo en cada tramo lo que genera una zona deformable en el encuentro de ambos, que coincide con el eje de la vía (ver figura 48). A esto se le suma la carga del tráfico y su incidencia en el paso por el eje de la vía de los vehículos.

También se puede notar que las deformaciones en el lado derecho (D) son mayores que en el lado izquierdo (I). Esto parece estar relacionado con la secuencia del procedimiento constructivo. Se sabe que el carril derecho fue el primero en reconstruirse, por lo que la experiencia adquirida para llevar a cabo un adecuado proceso constructivo hizo que, en el transcurso de la ejecución de la vía, el lado izquierdo quedará mejor construido o con menos posibilidades de deformación.

La tabla 17 muestra los resultados de las deformaciones que se encontraron en el tramo 4 durante la nivelación topográfica. Los resultados indican que en dicho tramo el 56.5 % de deformaciones se encuentran en gravedad 1, es decir con una profundidad sensible al usuario, un 41.2 % de los resultados de las deformaciones son más perceptibles al usuario ya que su rango va desde 2 a 4 cm de profundidad y finalmente sólo un 2.3% de las deformaciones son

altamente sensibles al usuario siendo las deformaciones mayores o igual a 4 cm. Para este tramo gran porcentaje de los datos está en gravedad 2, al igual que el tramo 2.

**Tabla 17. Deformaciones de la carretera a 12 meses – tramo 4.**

KM	Deformaciones en el tramo 4				
	I	II	E	ID	D
7+200	4.1	3.1	2.1	0.7	1.5
7+220	3.3	3.5	3.6	2.3	1.8
7+240	3.5	3.1	3.4	1.8	1.4
7+260	1	1.5	2.9	0.6	0.6
7+280	1.8	2.5	3.5	1.9	2.4
7+300	1	1.8	3.3	1.3	1.5
7+320	0.5	1.8	3.4	1.1	0.6
7+340	1	1.4	1.9	0.7	1.3
7+360	1.3	1.3	1.6	1.1	2.5
7+380	1.1	1.6	2.9	2.1	1.2
7+400	1.4	0.3	2.9	0.8	1
7+420	0.8	1.6	2.9	2.3	2.9
7+440	3	3.4	3.3	0.4	-0.6
7+460	1.6	2.2	2.1	-0.9	-0.8
7+480	2	2	2.1	0	-0.9
7+500	1.4	2.6	3.7	1.3	0.9
7+520	2.3	3.2	4.3	2.4	0.7

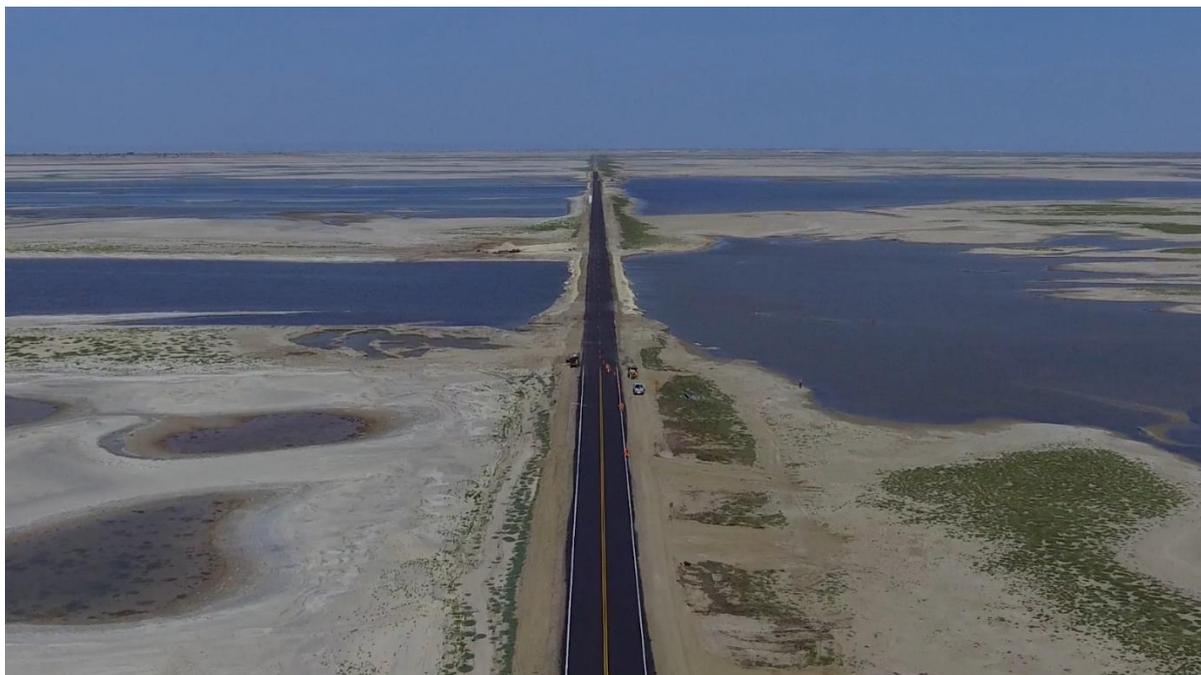
Fuente: elaboración propia

En el tramo 4 también se observa una mayor deformación en el eje de la vía, coincidiendo con una zona de falla por el proceso constructivo al reconstruir por carriles. Este comportamiento es similar al observado en el tramo 2.

Por otro lado, se puede observar que el carril izquierdo (I) tiene más hundimientos que el carril derecho (D), su causa sería debido al proceso constructivo durante el lanzamiento de geobolsas o la existencia de una falla en la superficie del cemento y no por adquisición de experiencia al ejecutar el tramo 2. Al ser lanzadas las geobolsas se acomodan de acuerdo al terreno existente, por ende, en este caso el carril izquierdo tuvo mayor acomodamiento de las geobolsas y disminución de vacíos en ese lado.

Finalmente cabe resaltar que, a pesar de las deformaciones encontradas durante el monitoreo, ambos tramos se mantienen en buenas condiciones y no requieren de ningún

mejoramiento según la clasificación del Manual de mantenimiento y conservación vial (2018). A pesar de que los niveles de deformación corresponden a un nivel de gravedad 2, son adecuados para el tipo de tránsito que circula por la vía. Hasta la fecha la vía permite la transitabilidad adecuada de los vehículos que circulan por dicha carretera, tal como se puede ver en la figura 49.



**Figura 49. Toma aérea de los 3.5 Km de vía reconstruidos a mayo del 2018**  
Fuente: Elaboración propia





## Conclusiones

- Este trabajo documenta el proceso constructivo de la rehabilitación de una vía usando las geobolsas como una tecnología que se puede ejecutar en condiciones sumergidas, es decir, sin drenar el agua de inundación.
- El proceso constructivo consta de 4 etapas: geobolsas lanzadas, geobolsas encofradas tipo damero, colocación del geotextil no tejido y finalmente, la colocación del material de base, imprimación y colocación de una carpeta asfáltica en caliente. Las dos primeras son las que presentan novedad en el sistema ya que fueron estas dos etapas las que permitieron reconstruir un terraplén aplicando tecnología de geosintéticos en una vía totalmente inundada.
- Los rendimientos logrados con este proceso son de 24 un/día aproximadamente para las geobolsas lanzadas y de 14 un/día aproximadamente para las geobolsas encofradas in situ, que representan en promedio 192 m<sup>3</sup>/día y 168 m<sup>3</sup>/día, respectivamente. Cabe resaltar que para las geobolsas lanzadas solo se llenaron con 8 m<sup>3</sup> de arena, debido a que se buscaba lograr que las geobolsas se adapten a la superficie del terreno existente, mientras que las geobolsas encofradas si se llenaban hasta su máximo de capacidad (12m<sup>3</sup>).
- El costo de la reconstrucción alcanza en promedio S/. 2.3 millones / Km, para una sección típica de 7.2 m de ancho y una altura total de 3.5 m, que es la tercera parte de lo que sería una intervención convencional con pedraplén, cuyo costo asciende a S/. 7.2 millones / Km.
- Entre las ventajas adicionales a la posibilidad de una ejecución en condiciones sumergidas está el aprovechamiento del material de la zona y el uso de volquetes como encofrado, reduciendo la necesidad de personal y equipos.

- Un monitoreo de las deformaciones de la vía reconstruida demuestra que las deflexiones disminuyeron entre el tercer y cuarto mes de finalizada la construcción de la vía. Se puede decir que este sistema requiere al menos cuatro meses para estabilizar las deformaciones, en un proceso similar al pedraplén. Sin embargo, las deformaciones no exceden el 1.1 cm aproximadamente, lo cual indica un grado de performance bastante elevado.
- De acuerdo con lo evaluado en la nivelación topográfica, los niveles de deformación que presentan los tramos reconstruidos no requieren un reforzamiento o mantenimiento en su capa de rodadura.
- El proceso constructivo y la secuencia de construcción tienen implicancia en los resultados de las deflexiones y deformaciones de la vía. Los tramos construidos primero y con poca experiencia en la ejecución tienen menor variabilidad en deflexiones y deformaciones que los tramos construidos después de un tiempo de ejecución del proceso constructivo teniendo un mejor reacomodo.
- Los resultados de esta experiencia de ejecución demuestran la factibilidad de aplicar las geobolsas para la construcción de vías en condiciones sumergidas, lo cual representa una solución inmediata y ventajosa en situaciones de emergencia a comparación de otros métodos tradicionales, pues su implementación requiere de menor tiempo y puede ejecutarse con presencia de agua.

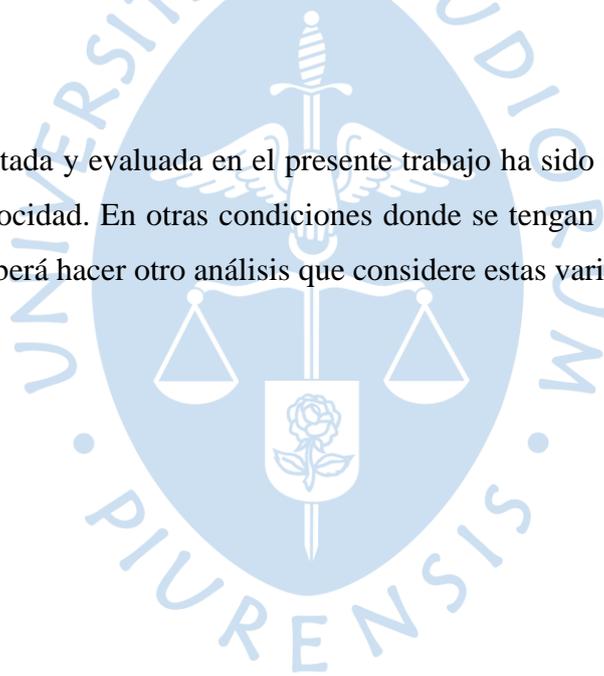
## **Recomendaciones**

### **Monitoreo constante**

Se sugiere continuar con el monitoreo de los tramos reconstruidos, para conocer mejor el comportamiento de esta tecnología y relacionarla con el proceso de diseño y construcción en futuros proyectos. Además, esto permitirá establecer los límites en los requisitos de control de calidad del resultado.

### **Fuerza hidráulica**

La solución implementada y evaluada en el presente trabajo ha sido eficaz en condiciones de agua sin caudal ni velocidad. En otras condiciones donde se tengan corrientes de agua como ríos o quebradas se deberá hacer otro análisis que considere estas variables.





## Referencias Bibliográficas

Amit Goel & Animesh Das. (2008). *Nondestructive testing of asphalt pavements for structural condition evaluation*. A State of the art 23(2), 121-140.

Balarezo, J. (2017). *Evaluación estructural usando viga Benkelman aplicada a un pavimento*. Tesis de pregrado. Universidad de Piura. Piura.

Ballester, Castro, Gil (2000). *Definición, función y clasificación de los geotextiles. Arte y cemento*. Recuperado: <https://www.giteco.unican.es/pdf/publicaciones/AYC30-X-2000.pdf>

Carahuatay, R. E. (2015). *Determinación del comportamiento estructural del pavimento flexible de la carretera San Miguel - Pablo, tramo San Miguel - Sunuden; Mediante el análisis Deflectométrico*. Tesis de pregrado. Universidad Nacional de Cajamarca. Cajamarca.

Chumacero, A. R. (2017). *Procedimiento constructivo utilizando la tecnología de geotextiles para protección costera en Colón - Piura*. Tesis de pregrado. Universidad de Piura. Piura.

Díaz, G. J. (2009). *Aplicación de los geosintéticos en la estructura de los pavimentos y en obras de drenaje para carreteras*. Tesis de pregrado. Universidad de El Salvador. El Salvador.

Departamento de Ingeniería- Geosistemas Pavco s.a. (2012). *Manual de diseño con geosintéticos*. (8 edición). Colombia.

Flores, L. (2012). *Evaluación estructural de pavimentos flexibles de carreteras de bajo volumen de tránsito*. Tesis de maestría. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima

Lopez, J. (2017). *Pedraplenes en las vías terrestres*. Tesis de maestría. Universidad Nacional Autónoma de México. México.

Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2018). *Manual de Mantenimiento o Conservación Vial*. Perú.

Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2017). *Actualización de Información Vial Red Vial Nacional - Eje transversal 04*. MTC.

Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2013). *Especificaciones técnicas generales para construcción*. Perú.

Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2013). *Manual de carreteras de conservación vial*. Perú

Navarro, S. (2010). *Apuntes de topografía II*. Trabajo presentado en clase de altimetría. Septiembre. Perú.

Nazzal M.D. (2003). *Field Evaluation of In-Situ Test Technology for QC/QA During Construction of Pavement Layers and Embankments*. M.S. Thesis. Louisiana State University. Baton Rouge LA, EEUU.

Roger, C. P. (2013). *Estudio para el diseño de geocontenedores de geotextil tejido como aplicación de rompeolas para la formación de playa*. Tesis de pregrado. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima.

Romero, G. E. (2012). *Estudio del ahuellamiento en la carretera IIRSA NORTE, tramo 6, sector Ovalo Caceres - Dv. Sullana*. Tesis de pregrado. Universidad de Piura. Piura.

Villafranca, M. M. (2001). *Estudio de los efecos del fenómeno de "El Niño" 1997 - 98 en el tramo Pacasmayo - División Bayóvar y en la ciudad de Chiclayo*. Tesis de pregrado. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima.



**Anexos**





## Anexo 1. Especificaciones técnicas de los materiales

### 1.1. Especificaciones técnicas de las geobolsas Andex Gb1200 de 5.00 m x 2.45 m x 1.00 m

Las geobolsas Andex-GB 1200 muestran los valores de las propiedades presentadas en el siguiente cuadro que derivan de los ensayos para el control de calidad en la planta.

PROPIEDADES INDICE	METODO DE ENSAYO	VALOR MINIMO PROMEDIO
<b><u>Mecánicas</u></b>		
Resistencia a la tensión última		
MD	ASTM D-4595	108 kN/m
XMD		108 kN/m
Resistencia al punzonamiento		
MD	ASTM D-4833	$\geq 1,500$ N
XMD		$\geq 1,500$ N
Resistencia al rasgado trapezoidal		
MD	ASTM D-4533	$\geq 1,000$ N
XMD		$\geq 1,000$ N
<b><u>Hidráulicas</u></b>		
Permeabilidad normal al plano	ASTM D-4491	$\leq 0.0004$ cm/s
Permisividad	ASTM D-4491	$\leq 0.008$ s-1
Tasa de flujo	ASTM D-4491	$\leq 25$ l/min/m <sup>2</sup>
Tamaño de abertura aparente	ASTM D-4751	$\leq 0.075$ mm

MD : Dirección de la máquina, a lo largo de los rollos.

XMD : Dirección transversal, a través del largo de los rollos.

## 1.2. Especificaciones técnicas de geotextil no tejido Andex – 300

- **Dimensiones de rollo: Ancho 4m / Largo 130 m / Área 520 m<sup>2</sup>**

El geotextil no tejido ANDEX – 300, es altamente resistente a la degradación biológica y química, que normalmente se encuentran en los suelos.

Posee los valores de las propiedades aquí presentadas<sup>1</sup> que se derivan de los ensayos para el control de calidad de la planta.

PROPIEDADES INDICE	METODO DE ENSAYO	VALOR MINIMO PROMEDIO <sup>2</sup>
<b><u>Mecánicas</u></b>		
Método Grab		
Resistencia a la tensión	ASTM D-4632	990 N (223 lb)
Elongación	ASTM D-4632	>50%
Método tira ancha		
Sentido longitudinal	ASTM D-4595	16 kN/m
Elongación	ASTM D-4595	> 50%
Sentido transversal	ASTM D-4595	15 kN/m
Elongación	ASTM D-4595	> 50%
Resistencia al punzonamiento	ASTM D-4833	570 N (128 lb)
Resistencia al rasgado trapezoidal	ASTM D-4533	370 N (83 lb)
Resistencia al punzonamiento CBR	ASTM D-6241	2.3 kN
Método Mullen Burst		
Resistencia al estadillo	ASTM D-3786	2680 kpa (388psi)
<b><u>Hidráulicas</u></b>		
Permisividad	ASTM D-4491	1.7 s-1
Permeabilidad	ASTM D-4491	0.32 cm/s
Flujo de agua	ASTM D-4491	4305 L/min/m <sup>2</sup>
Tamaño de abertura aparente (AOS)	ASTM D-4751	0.15 mm (Tamiz #100)
<b><u>Físicas</u></b>		
Resistencia a los rayos ultravioletas (% retenido a 500 horas)	ASTM D-4355	>70%

<sup>1</sup> Los valores de las propiedades listadas son vigentes a partir de abril 2013 y están sujetas a cambio sin previo aviso por el fabricante.

<sup>2</sup> Los valores publicados corresponden al sentido más desfavorable del Geotextil. Los valores típicos corresponden al promedio de todos los datos históricos.

## Apéndices



## Apéndice 1. Datos de campo del ensayo de viga Benkelman

### Resultados de deflexiones del ensayo de viga Benkelman a 90 días

**Tabla 1.1. Deflexiones del ensayo de viga Benkelman a 90 días (5+000 – 5+950)**

Estación (KM)	Carril	Lecturas de campo ( $10^{-2}$ mm)		Espesor de asfalto (cm)	Resultados (Deflexiones $10^{-2}$ mm)		Radio de curvatura
		L <sub>25</sub>	L <sub>MAX</sub>		L <sub>25</sub>	L <sub>MAX</sub>	
5+000	LI	10	18	2.54	40	72	97.7
5+025	LD	9	18	2.54	36	72	86.8
5+050	LI	7	19	2.54	28	76	65.1
5+100	LI	11	22	2.54	44	88	71.0
5+125	LD	9	19	2.54	36	76	78.1
5+150	LI	10	20	2.54	40	80	78.1
5+175	LD	8	19	2.54	32	76	71.0
5+200	LI	9	21	2.54	36	84	65.1
5+225	LD	10	19	2.54	40	76	86.8
5+250	LI	10	20	2.54	40	80	78.1
5+275	LD	11	29	2.54	44	116	43.4
5+300	LI	7	15	2.54	28	60	97.7
5+325	LD	7	20	2.54	28	80	60.1
5+350	LI	7	14	2.54	28	56	111.6
5+375	LD	9	20	2.54	36	80	71.0
5+400	LI	10	20	2.54	40	80	78.1
5+425	LD	10	21	2.54	40	84	71.0
5+450	LI	10	22	2.54	40	88	65.1
5+475	LD	17	23	2.54	68	92	130.2
5+500	LI	11	25	2.54	44	100	55.8
5+525	LD	9	24	2.54	36	96	52.1
5+550	LI	10	24	2.54	40	96	55.8
5+575	LD	15	25	2.54	60	100	78.1
5+600	LI	8	22	2.54	32	88	55.8
5+625	LD	8	20	2.54	32	80	65.1
5+650	LI	14	25	2.54	56	100	71.0
5+675	LD	6	20	2.54	24	80	55.8
5+700	LI	10	20	2.54	40	80	78.1
5+725	LD	7	20	2.54	28	80	60.1
5+750	LI	11	29	2.54	44	116	43.4
5+775	LD	12	25	2.54	48	100	60.1
5+800	LI	10	30	2.54	40	120	39.1
5+825	LD	0	30	2.54	0	120	26.0
5+850	LI	20	33	2.54	80	132	60.1
5+875	LD	9	33	2.54	36	132	32.6
5+900	LI	14	30	2.54	56	120	48.8
5+925	LD	15	30	2.54	60	120	52.1
5+950	LI	19	35	2.54	76	140	48.8

**Tabla 1.2. Deflexiones del ensayo de viga Benkelman a 90 días (5+975 – 6+950)**

Estación (KM)	Carril	Lecturas de campo ( $10^{-2}$ mm)		Espesor de asfalto (cm)	Resultados (Deflexiones $10^{-2}$ mm)		Radio de curvatura
		L <sub>25</sub>	L <sub>MAX</sub>		L <sub>25</sub>	L <sub>MAX</sub>	
5+975	LD	13	29	2.54	52	116	48.8
6+000	LI	10	24	2.54	40	96	55.8
6+025	LD	7	21	2.54	28	84	55.8
6+050	LI	12	32	2.54	48	128	39.1
6+075	LD	18	35	2.54	72	140	46.0
6+100	LI	14	30	2.54	56	120	48.8
6+125	LD	11	30	2.54	44	120	41.1
6+150	LI	7	31	2.54	28	124	32.6
6+175	LD	10	25	2.54	40	100	52.1
6+200	LI	10	29	2.54	40	116	41.1
6+225	LD	12	31	2.54	48	124	41.1
6+250	LI	18	35	2.54	72	140	46.0
6+275	LD	7	21	2.54	28	84	55.8
6+300	LI	10	20	2.54	40	80	78.1
6+325	LD	15	25	2.54	60	100	78.1
6+350	LI	12	22	2.54	48	88	78.1
6+375	LD	10	22	2.54	40	88	65.1
6+400	LI	10	12	2.54	40	48	390.6
6+425	LD	12	21	2.54	48	84	86.8
6+450	LI	12	27	2.54	48	108	52.1
6+475	LD	10	22	2.54	40	88	65.1
6+500	LI	12	24	2.54	48	96	65.1
6+525	LD	10	20	2.54	40	80	78.1
6+550	LI	11	20	2.54	44	80	86.8
6+575	LD	10	27	2.54	40	108	46.0
6+600	LI	10	20	2.54	40	80	78.1
6+625	LD	12	22	2.54	48	88	78.1
6+650	LI	10	18	2.54	40	72	97.7
6+675	LD	10	20	2.54	40	80	78.1
6+700	LI	9	20	2.54	36	80	71.0
6+725	LD	10	25	2.54	40	100	52.1
6+750	LI	9	16	2.54	36	64	111.6
6+775	LD	9	23	2.54	36	92	55.8
6+800	LI	10	20	2.54	40	80	78.1
6+825	LD	9	24	2.54	36	96	52.1
6+850	LI	10	12	2.54	40	48	390.6
6+875	LD	17	28	2.54	68	112	71.0
6+900	LI	10	26	2.54	40	104	48.8
6+925	LD	11	25	2.54	44	100	55.8
6+950	LI	9	24	2.54	36	96	52.1

**Tabla 1.3. Deflexiones del ensayo de viga Benkelman a 90 días (6+975 – 7+900)**

Estación (KM)	Carril	Lecturas de campo ( $10^{-2}$ mm)		Espesor de asfalto (cm)	Resultados (Deflexiones $10^{-2}$ mm)		Radio de curvatura
		L <sub>25</sub>	L <sub>MAX</sub>		L <sub>25</sub>	L <sub>MAX</sub>	
6+975	LD	14	26	2.54	56	104	65.1
7+000	LI	16	32	2.54	64	128	48.8
7+025	LD	14	35	2.54	56	140	37.2
7+050	LI	16	35	2.54	64	140	41.1
7+075	LD	14	30	2.54	56	120	48.8
7+100	LI	24	45	2.54	96	180	37.2
7+125	LD	19	35	2.54	76	140	48.8
7+150	LI	15	35	2.54	60	140	39.1
7+175	LD	12	25	2.54	48	100	60.1
7+200	LI	15	35	2.54	60	140	39.1
7+225	LD	7	22	2.54	28	88	52.1
7+250	LI	12	25	2.54	48	100	60.1
7+275	LD	20	30	2.54	80	120	78.1
7+300	LI	14	31	2.54	56	124	46.0
7+325	LD	10	24	2.54	40	96	55.8
7+350	LI	15	32	2.54	60	128	46.0
7+375	LD	15	32	2.54	60	128	46.0
7+400	LI	12	28	2.54	48	112	48.8
7+425	LD	7	24	2.54	28	96	46.0
7+450	LI	18	35	2.54	72	140	46.0
7+475	LD	19	35	2.54	76	140	48.8
7+500	LI	18	35	2.54	72	140	46.0
7+525	LD	20	32	2.54	80	128	65.1
7+550	LI	14	30	2.54	56	120	48.8
7+575	LD	17	30	2.54	68	120	60.1
7+600	LI	12	31	2.54	48	124	41.1
7+625	LD	8	24	2.54	32	96	48.8
7+650	LI	23	41	2.54	92	164	43.4
7+675	LD	20	35	2.54	80	140	52.1
7+700	LI	18	37	2.54	72	148	41.1
7+725	LD	7	24	2.54	28	96	46.0
7+750	LI	20	40	2.54	80	160	39.1
7+775	LD	9	25	2.54	36	100	48.8
7+800	LI	14	34	2.54	56	136	39.1
7+825	LD	10	24	2.54	40	96	55.8
7+850	LI	16	35	2.54	64	140	41.1
7+875	LD	7	24	2.54	28	96	46.0
7+900	LI	12	30	2.54	48	120	43.4

**Tabla 1.4. Deflexiones del ensayo de viga Benkelman a 90 días (7+925 – 8+200)**

Estación (KM)	Carril	Lecturas de campo (10-2 mm)		Espesor de asfalto (cm)	Resultados (Deflexiones 10-2 mm)		Radio de curvatura
		L25	LMAX		L25	LMAX	
7+925	LD	11	24	2.54	44	96	60.1
7+950	LI	10	23	2.54	40	92	60.1
7+975	LD	11	24	2.54	44	96	60.1
8+000	LI	15	32	2.54	60	128	46.0
8+025	LD	9	25	2.54	36	100	48.8
8+050	LI	14	30	2.54	56	120	48.8
8+075	LD	11	19	2.54	44	76	97.7
8+100	LI	10	20	2.54	40	80	78.1
8+125	LD	9	20	2.54	36	80	71.0
8+150	LI	9	22	2.54	36	88	60.1
8+175	LD	10	35	2.54	40	140	31.3
8+200	LI	12	23	2.54	48	92	71.0

Fuente: Elaboración propia



## 1.2. Resultados de deflexiones del ensayo de viga Benkelman a 120 días

**Tabla 2.1. Deflexiones del ensayo de viga Benkelman a 120 días – Tramo 2 (Km 5+900 – Km 6+375)**

CALZADA	PROGRESIVA	MEDICIONES DE DIAL (mm)						T
		L <sub>0</sub>	L <sub>25</sub>	L <sub>40</sub>	L <sub>70</sub>	L <sub>100</sub>	L <sub>MAX</sub>	
LD	5+900	0.406	0.152	0.102	0.051	0	0	25.2
LI	5+925	0.508	0.483	0.356	0.254	0	0	37
LD	5+950	0.305	0.203	0.102	0.051	0	0	27
LI	5+975	1.270	1.016	0.711	0.406	0	0	36.7
LD	6+000	0.864	0.356	0.356	0.102	0	0	27.1
LI	6+025	1.067	0.914	0.711	0.305	0	0	35
LD	6+050	1.016	0.711	0.508	0.254	0	0	27.1
LI	6+075	1.016	0.762	0.508	0.203	0	0	34
LD	6+100	1.473	0.965	0.457	0.203	0	0	28.5
LI	6+125	1.626	1.372	0.711	0.356	0	0	33.6
LD	6+150	1.270	1.016	0.559	0.254	0	0	30
LI	6+175	1.016	0.813	0.711	0.508	0	0	32.4
LD	6+200	1.067	0.965	0.559	0.051	0	0	30.5
LI	6+225	1.321	0.914	0.559	0.508	0	0	32.8
LD	6+250	1.118	1.016	0.914	0.610	0	0	31.5
LI	6+275	0.203	0.178	0.152	0.000	0	0	32.2
LD	6+300	0.508	0.406	0.356	0.254	0	0	31.5
LI	6+325	0.152	0.102	0.051	0.000	0	0	31.8
LD	6+350	0.559	0.533	0.356	0.102	0	0	32
LI	6+375	0.254	0.152	0.203	0.051	0	0	33

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 2.2. Deflexiones del ensayo de viga Benkelman a 120 días – Tramo 4 (Km 7+000 – Km 7+525)**

CALZADA	PROGRESIVA	MEDICIONES DE DIAL (mm)						T
		L <sub>0</sub>	L <sub>25</sub>	L <sub>40</sub>	L <sub>70</sub>	L <sub>100</sub>	L <sub>MAX</sub>	
LD	7+000	0.559	0.559	0.406	0.254	0	0	37.4
LI	7+025	0.356	0.305	0.152	0.102	0	0	34.5
LD	7+050	0.254	0.203	0.076	0.051	0	0	37.8
LI	7+075	1.524	1.321	1.016	0.559	0	0	34.5
LD	7+100	1.626	1.118	0.610	0.102	0	0	36.3
LI	7+125	1.727	1.473	0.864	0.508	0	0	35
LD	7+150	0.559	0.508	0.254	0.051	0	0	37.4
LI	7+175	1.422	1.118	0.660	0.508	0	0	34.7
LD	7+200	1.016	0.965	0.559	0.051	0	0	37.8
LI	7+225	1.016	0.559	0.254	0.102	0	0	35
LD	7+250	0.508	0.457	0.356	0.356	0	0	38.1
LI	7+275	0.406	0.305	0.152	0.152	0	0	35
LD	7+300	0.254	0.203	0.152	0.102	0	0	38.2
LI	7+325	0.254	0.102	0.102	0.051	0	0	34.7
LD	7+350	0.152	0.152	0.051	0.000	0	0	39.4
LI	7+375	0.229	0.178	0.127	0.025	0	0	34
LD	7+400	0.762	0.762	0.508	0.279	0	0	39.4
LI	7+425	1.219	1.143	0.762	0.457	0	0	33.5
LD	7+450	0.305	0.305	0.254	0.051	0	0	39.4
LI	7+475	1.270	1.016	0.813	0.762	0	0	35
LD	7+500	0.254	0.203	0.152	0.102	0	0	38.5
LI	7+525	0.254	0.102	0.076	0.000	0	0	34.8

Fuente: Elaboración propia

## Apéndice 2. Datos de campo de la nivelación topográfica.

### Tabla 2.1. Datos tomados en campo de la nivelación topográfica- tramo 2

Progresivas (km)	BM	Vista atrás(m)	Lecturas de campo /vista adelante (m)				
			I	II	E	ID	D
6+000	1.999	1.475	1.38	1.348	1.328	1.388	1.348
6+020	1.999	1.475	1.383	1.355	1.337	1.35	1.39
6+040	1.999	1.475	1.385	1.35	1.323	1.345	1.405
6+060	1.999	1.475	1.386	1.35	1.327	1.348	1.385
6+080	1.999	1.475	1.378	1.345	1.322	1.342	1.385
6+100	2.064	1.451	1.432	1.4	1.38	1.392	1.437
6+120	2.064	1.451	1.414	1.381	1.359	1.38	1.413
6+140	2.064	1.451	1.413	1.377	1.346	1.375	1.415
6+160	2.064	1.451	1.427	1.39	1.368	1.388	1.431
6+180	2.064	1.451	1.427	1.399	1.37	1.388	1.425
6+200	2.055	1.475	1.441	1.402	1.378	1.398	1.428
6+220	2.055	1.475	1.439	1.401	1.374	1.391	1.427
6+240	2.055	1.475	1.436	1.4	1.374	1.402	1.438
6+260	2.055	1.475	1.451	1.402	1.37	1.4	1.449
6+280	1.957	1.441	1.31	1.268	1.237	1.27	1.315

Fuente: Elaboración propia

### Tabla 2.2. Datos tomados en campo de la nivelación topográfica- tramo 4

Progresivas (km)	BM	Vista atrás(m)	Lecturas de campo /vista adelante (m)				
			I	II	E	ID	D
7+200	2.085	1.451	1.474	1.428	1.382	1.404	1.448
7+220	1.698	1.607	1.235	1.201	1.166	1.189	1.22
7+240	1.698	1.607	1.237	1.197	1.164	1.184	1.216
7+260	1.698	1.607	1.212	1.181	1.159	1.172	1.208
7+280	1.698	1.607	1.22	1.191	1.165	1.185	1.226
7+300	1.698	1.607	1.212	1.184	1.163	1.179	1.217
7+320	1.698	1.607	1.207	1.184	1.164	1.177	1.208
7+340	2.065	1.322	1.294	1.262	1.231	1.255	1.297
7+360	2.065	1.322	1.297	1.261	1.228	1.259	1.309
7+380	2.065	1.322	1.295	1.264	1.241	1.269	1.296
7+400	2.065	1.322	1.298	1.251	1.241	1.256	1.294
7+420	2.065	1.322	1.292	1.264	1.241	1.271	1.313
7+440	2.065	1.322	1.314	1.282	1.245	1.252	1.278
7+460	2.19	1.329	1.432	1.402	1.365	1.371	1.408
7+480	2.19	1.329	1.436	1.4	1.365	1.38	1.407
7+500	2.19	1.329	1.43	1.406	1.381	1.393	1.425
7+520	2.19	1.329	1.439	1.412	1.387	1.404	1.423

Fuente: Elaboración propia

### Apéndice 3. Deformaciones de la nivelación topográfica a 12 meses

#### Resultados de deformaciones permanentes de la nivelación topográfica en el Tramo 2 a 12 meses (Km 6+040.00 – Km 6+280.00)

##### Resultados de hundimientos en el km 6+040

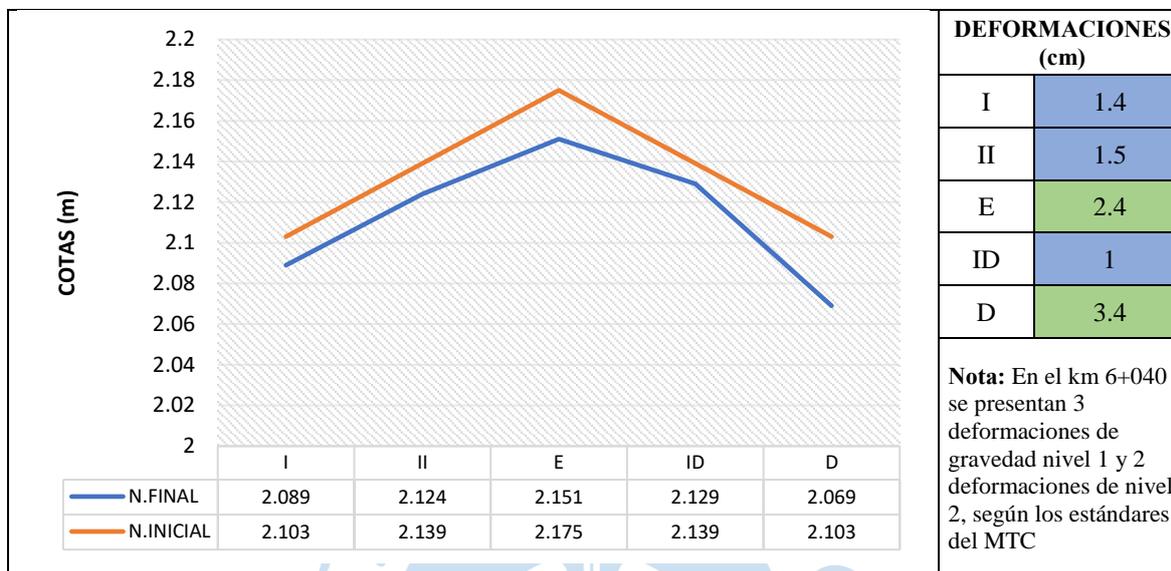


Figura 3.1.1. Deformaciones encontradas en el km 6+040 con la nivelación topográfica a 12 meses- tramo 2.

Fuente: Elaboración propia

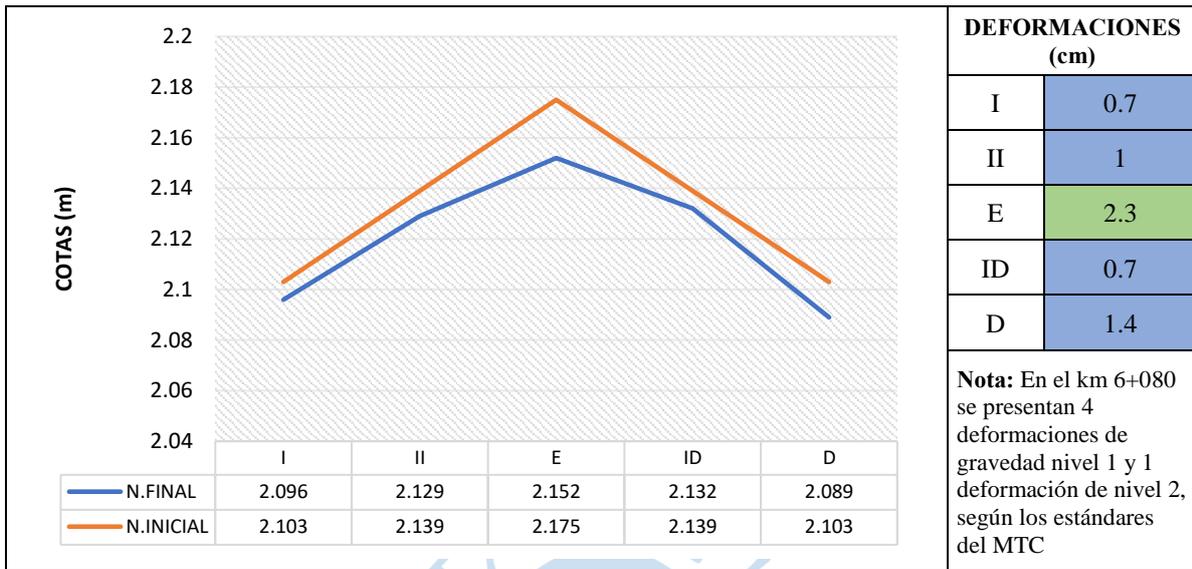
##### Resultados de hundimientos en el km 6+060



Figura 3.1.2. Deformaciones encontradas en el km 6+060 con la nivelación topográfica a 12 meses- tramo 2.

Fuente: Elaboración propia

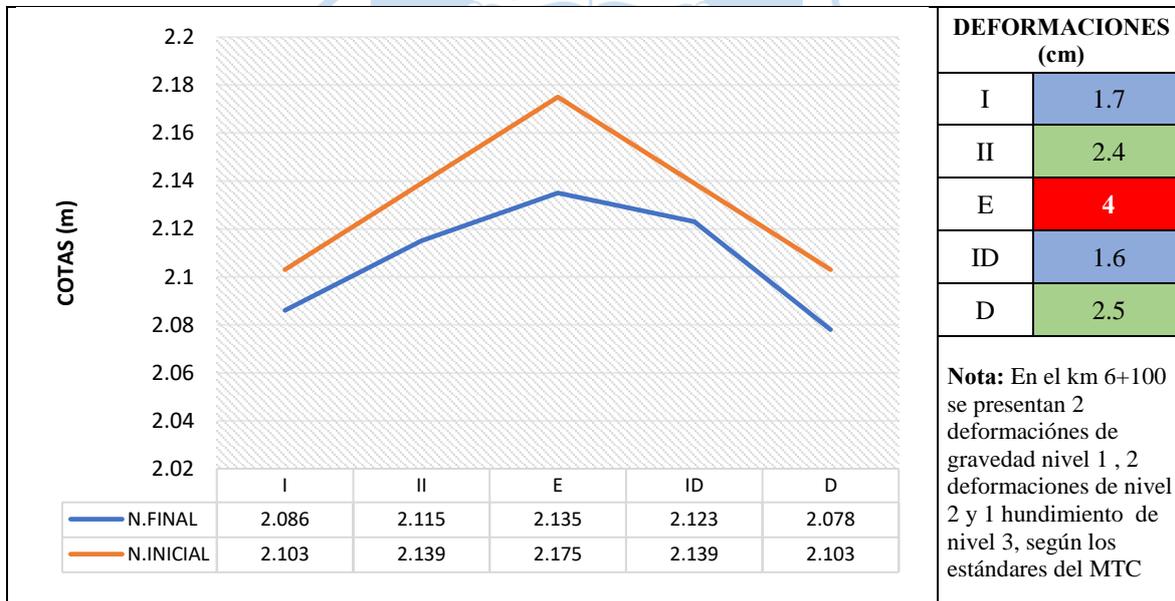
**Resultados de hundimientos en el km 6+080**



**Figura 3.1.3. Deformaciones encontradas en el km 6+080 con la nivelación topográfica a 12 meses- tramo 2.**

Fuente: Elaboración propia

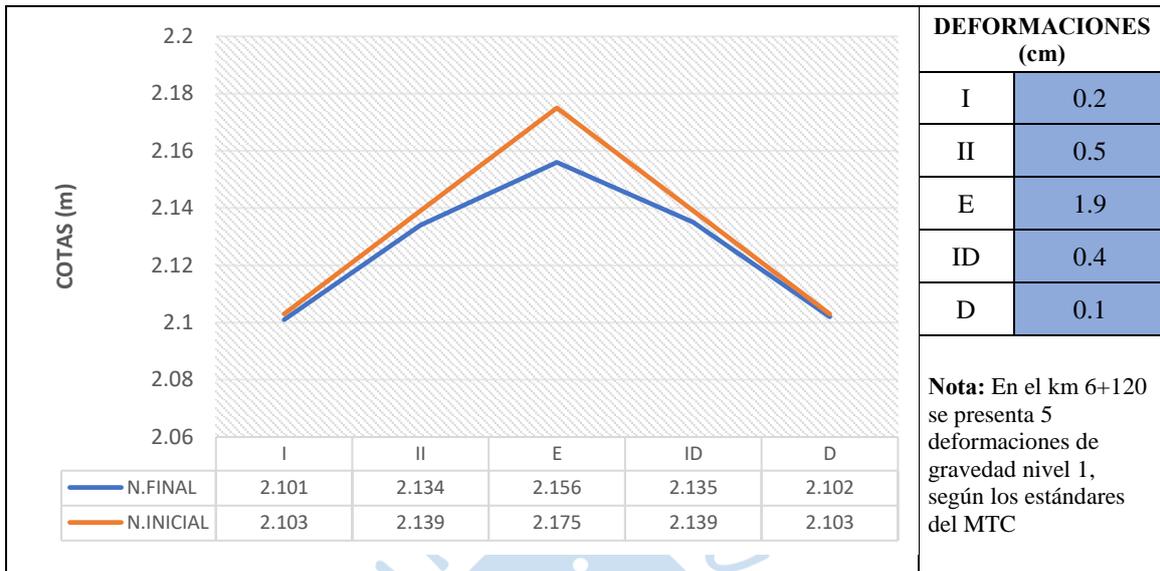
**Resultados de hundimientos en el km 6+100**



**Figura 3.1.4. Deformaciones encontradas en el km 6+100 con la nivelación topográfica a 12 meses- tramo 2.**

Fuente: Elaboración propia

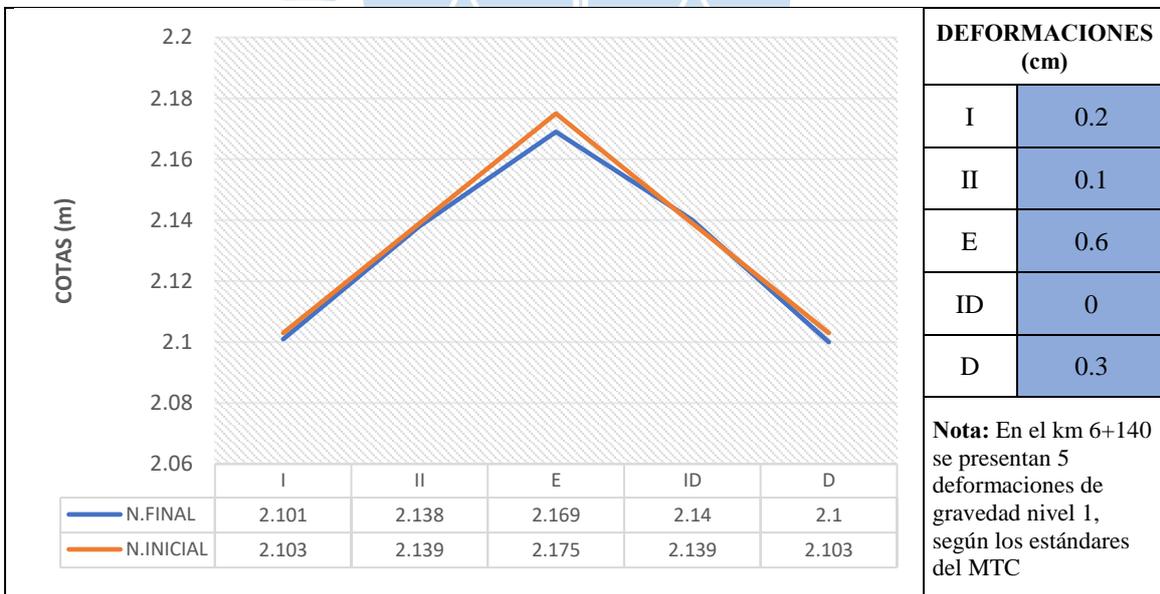
**Resultados de hundimientos en el km 6+120**



**Figura 3.1.5. Deformaciones encontradas en el km 6+120 con la nivelación topográfica a 12 meses- tramo 2.**

Fuente: Elaboración propia

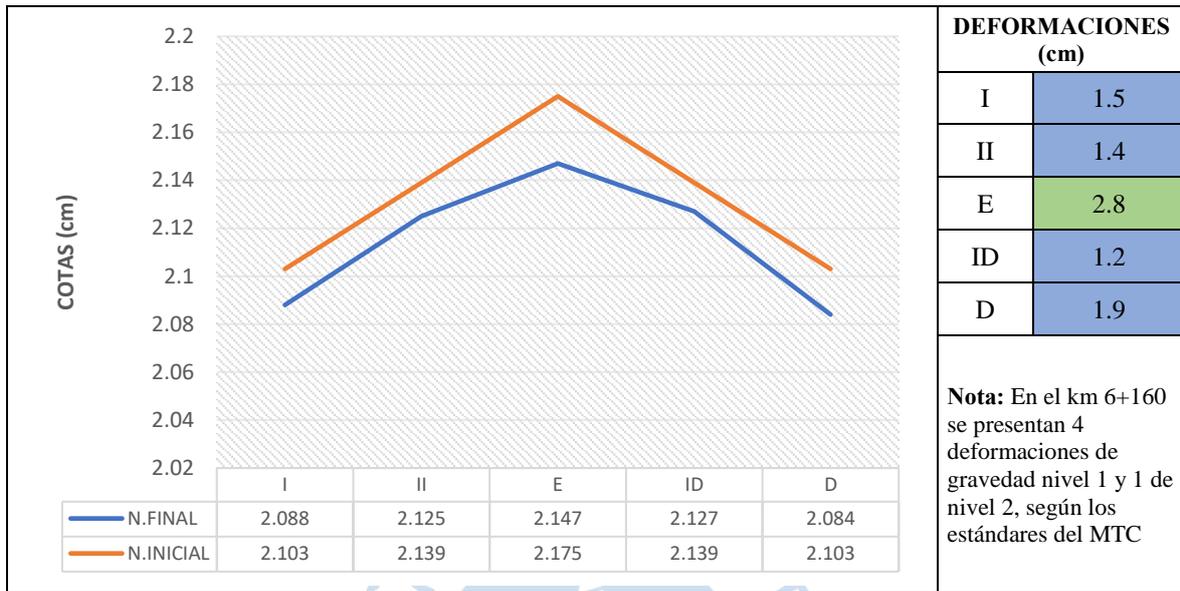
**Resultados de hundimientos en el km 6+140**



**Figura 3.1.6. Deformaciones encontradas en el km 6+140 con la nivelación topográfica a 12 meses- tramo 2.**

Fuente: Elaboración propia

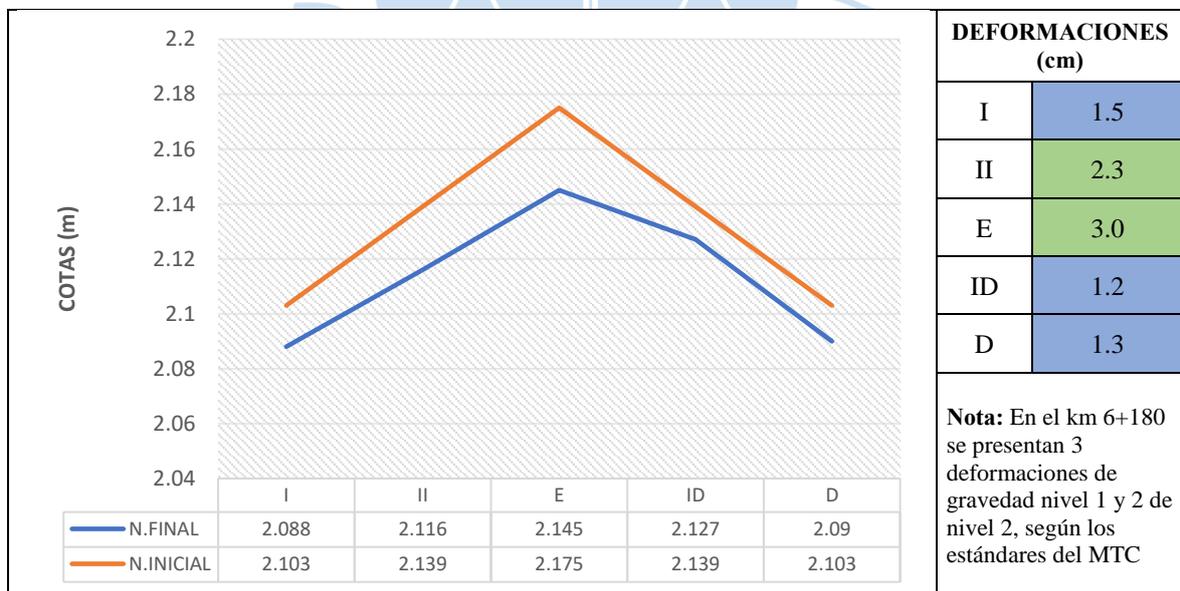
**Resultados de hundimientos en el km 6+160**



**Figura 3.1.7. Deformaciones encontradas en el km 6+160 con la nivelación topográfica a 12 meses- tramo 2.**

Fuente: Elaboración propia

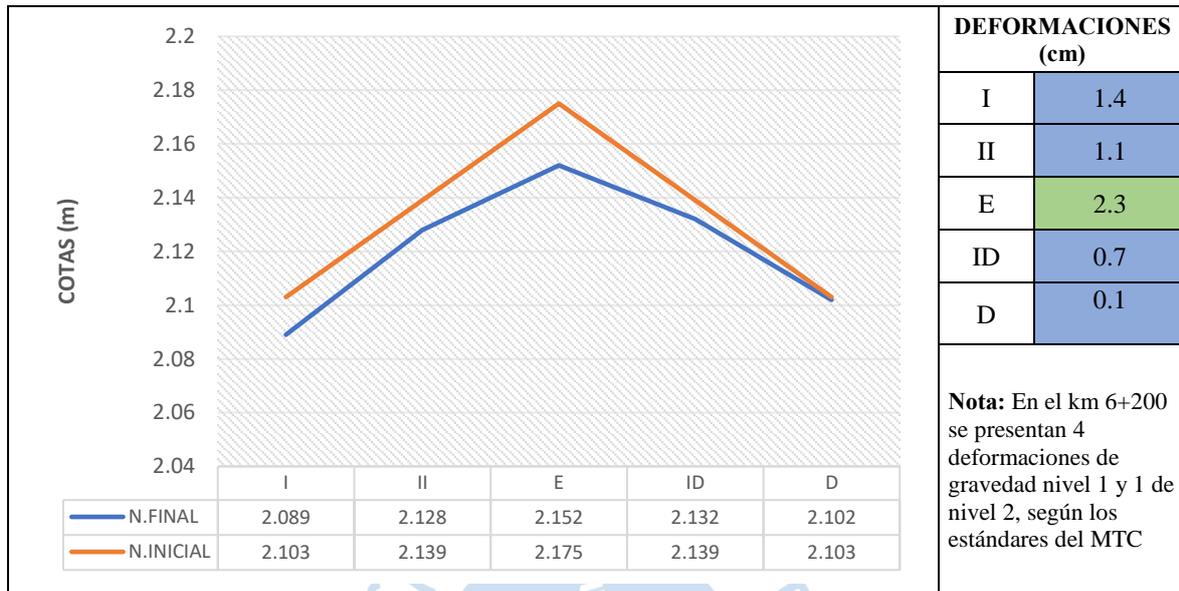
**Resultados de hundimientos en el km 6+180**



**Figura 3.1.8. Deformaciones encontradas en el km 6+180 con la nivelación topográfica a 12 meses- tramo 2.**

Fuente: Elaboración propia

**Resultados de hundimientos en el km 6+200**



**Figura 3.1.9. Deformaciones encontradas en el km 6+200 con la nivelación topográfica a 12 meses- tramo 2.**

Fuente: Elaboración propia

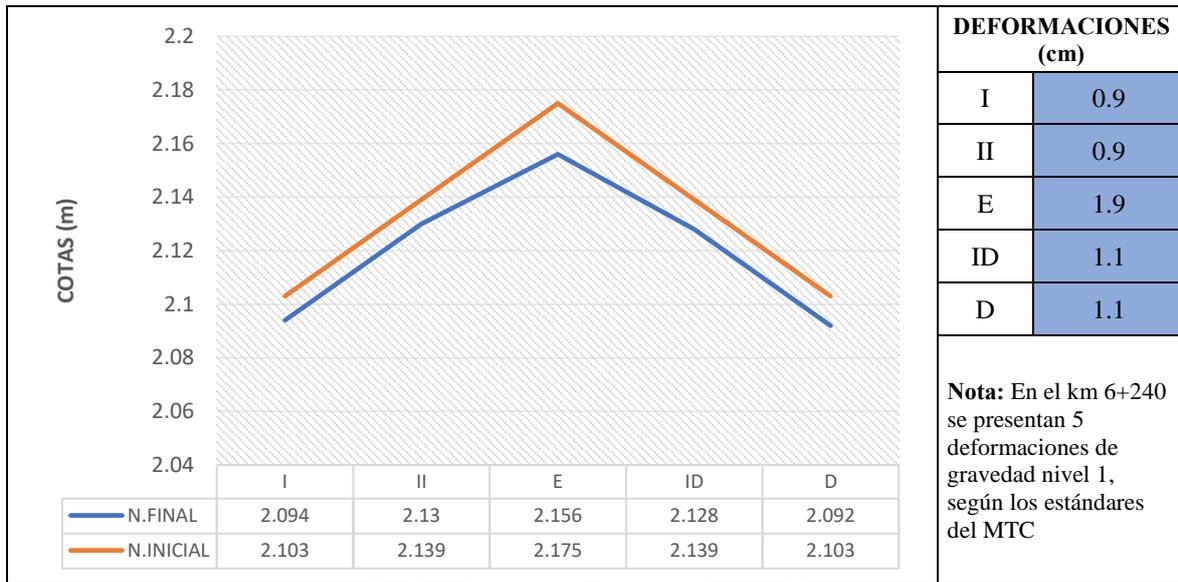
**Resultados de hundimientos en el km 6+220**



**Figura 3.1.10. Deformaciones encontradas en el km 6+220 con la nivelación topográfica a 12 meses- tramo 2.**

Fuente: Elaboración propia

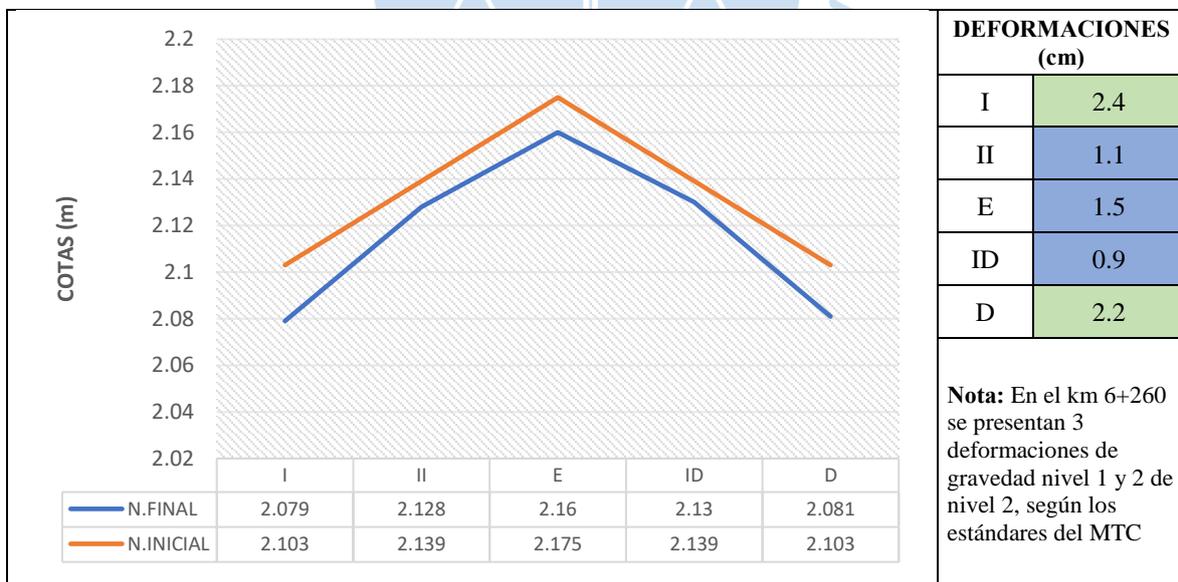
**Resultados de hundimientos en el km 6+240**



**Figura 3.1.11. Deformaciones encontradas en el km 6+240 con la nivelación topográfica a 12 meses- tramo 2.**

Fuente: Elaboración propia

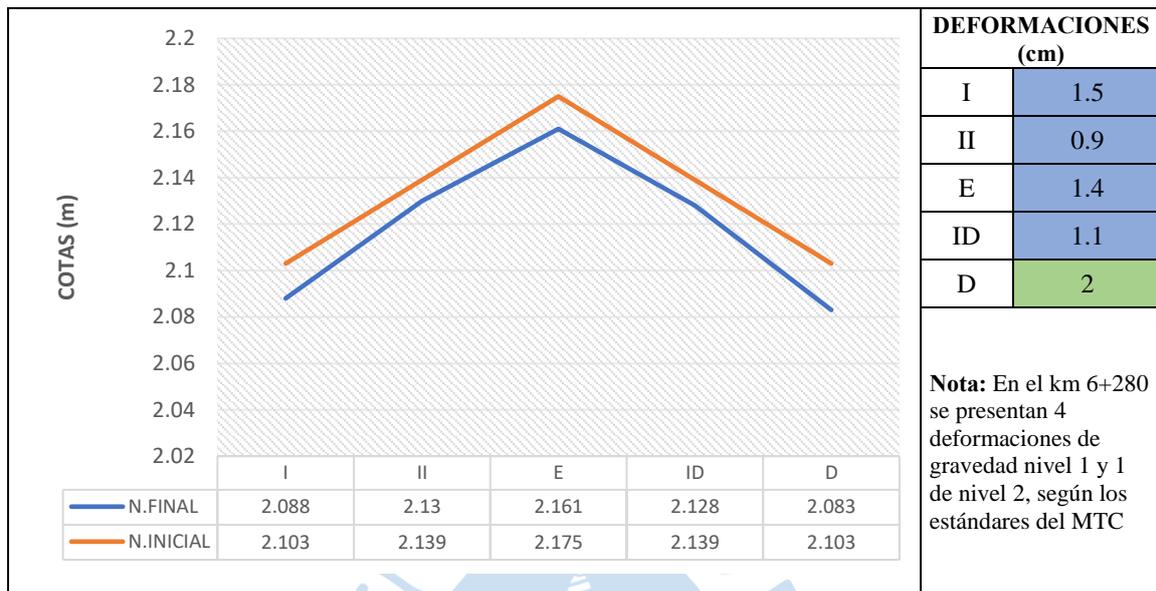
**Resultados de hundimientos en el km 6+260**



**Figura 3.1.12. Deformaciones encontradas en el km 6+260 con la nivelación topográfica a 12 meses- tramo 2.**

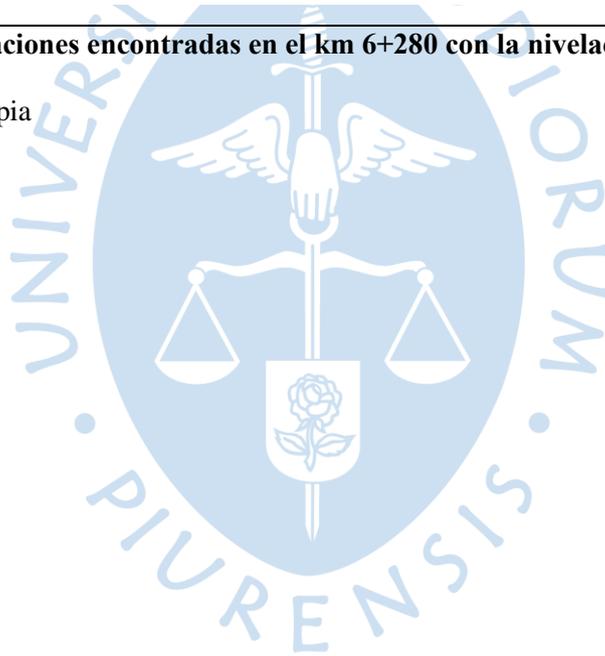
Fuente: Elaboración propia

### Resultados de hundimientos en el km 6+280



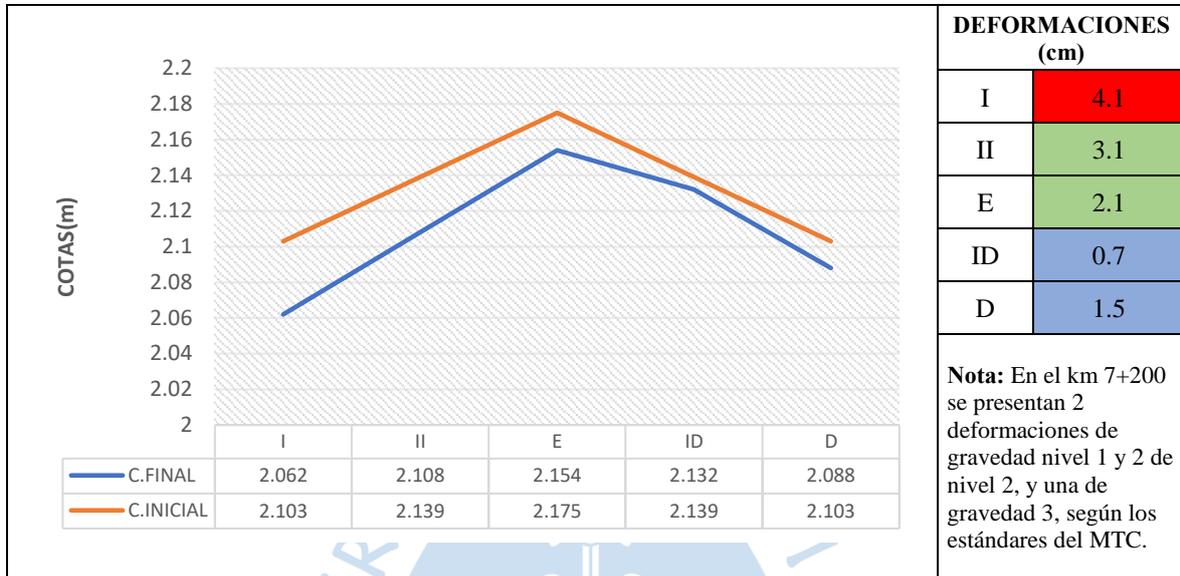
**Figura 3.1.13. Deformaciones encontradas en el km 6+280 con la nivelación topográfica a 12 meses- tramo 2.**

Fuente: Elaboración propia



**Resultados de deformaciones permanentes de la nivelación topográfica en el Tramo 4 a 12 meses (Km 7+200.00 – Km 7+520.00)**

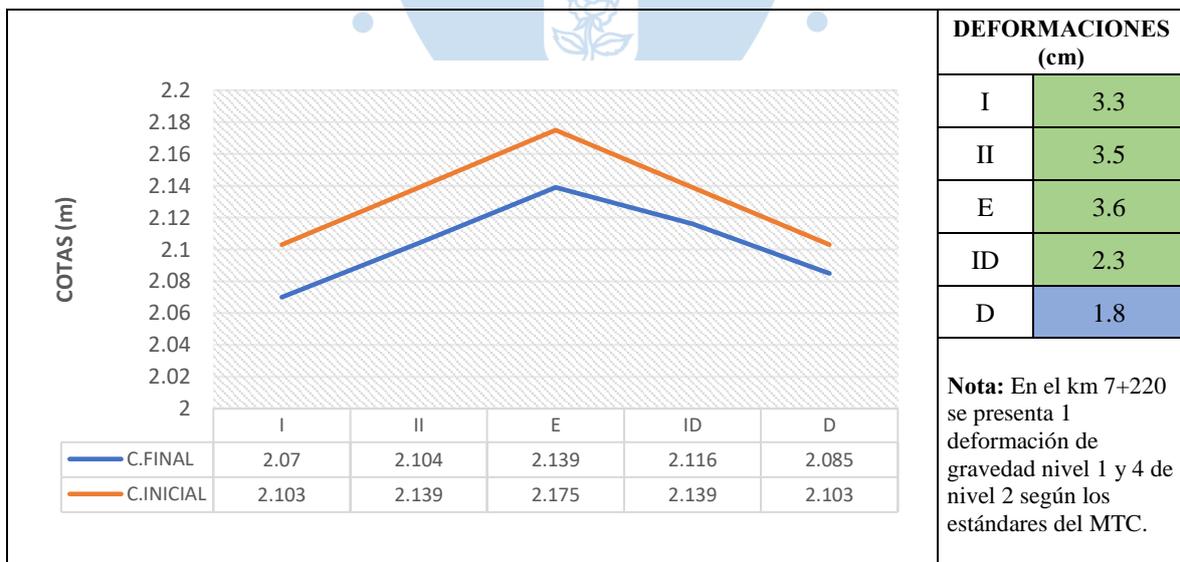
**Resultados de hundimientos en el km 7+200**



**Figura 3.2.1. Deformaciones encontradas en el km 7+200 con la nivelación topográfica a 12 meses- tramo 4.**

Fuente: Elaboración propia

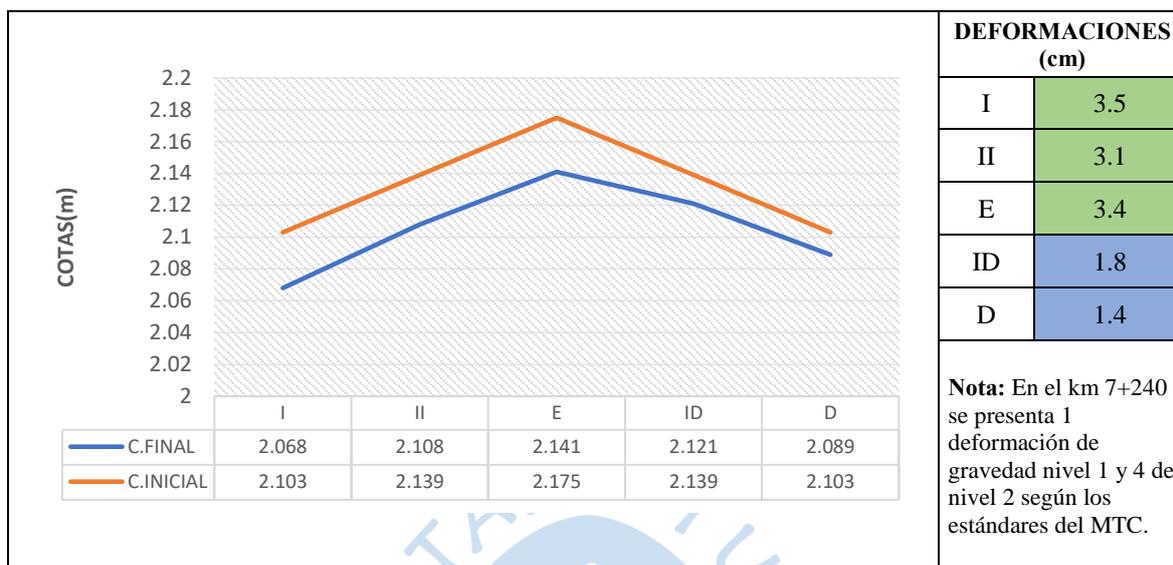
**Resultados de hundimientos en el km 7+220**



**Figura 3.2.2. Deformaciones encontradas en el km 7+220 con la nivelación topográfica a 12 meses- tramo 4.**

Fuente: Elaboración propia

**Resultados de hundimientos en el km 7+240**



**Figura 3.2.3. Deformaciones encontradas en el km 7+240 con la nivelación topográfica a 12 meses- tramo 4.**

Fuente: Elaboración propia

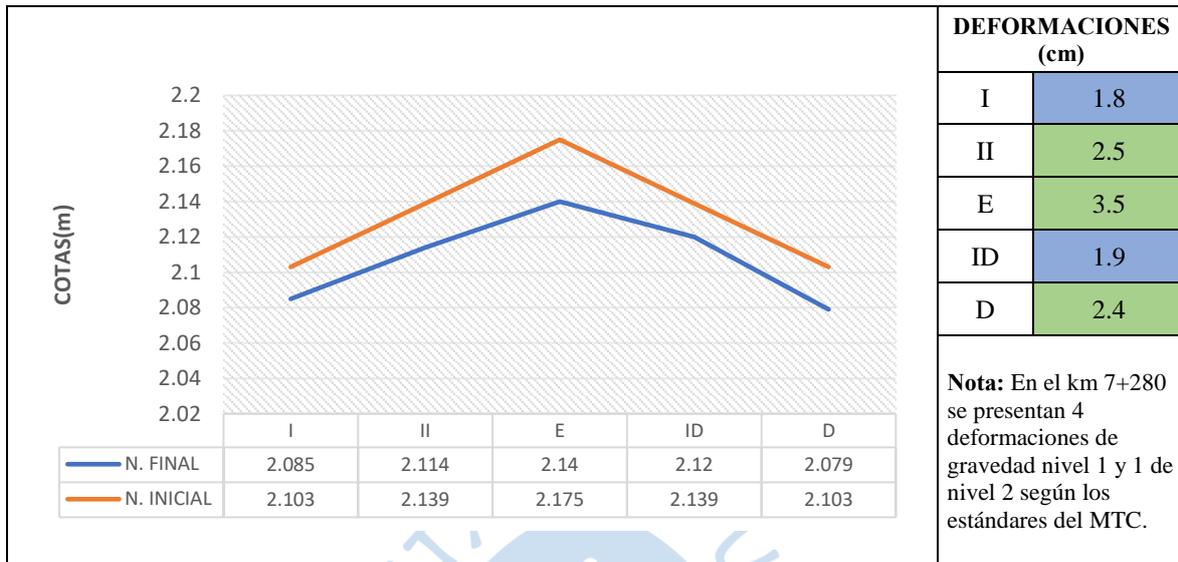
**Resultados de hundimientos en el km 7+260**



**Figura 3.2.4. Deformaciones encontradas en el km 7+260 con la nivelación topográfica a 12 meses- tramo 4.**

Fuente: Elaboración propia

**Resultados de hundimientos en el km 7+280**



**Figura 3.2.5. Deformaciones encontradas en el km 7+280 con la nivelación topográfica a 12 meses- tramo 4.**

Fuente: Elaboración propia

**Resultados de hundimientos en el km 7+300**



**Figura 3.2.6. Deformaciones encontradas en el km 7+300 con la nivelación topográfica a 12 meses- tramo 4.**

Fuente: Elaboración propia

### Resultados de hundimientos en el km 7+320

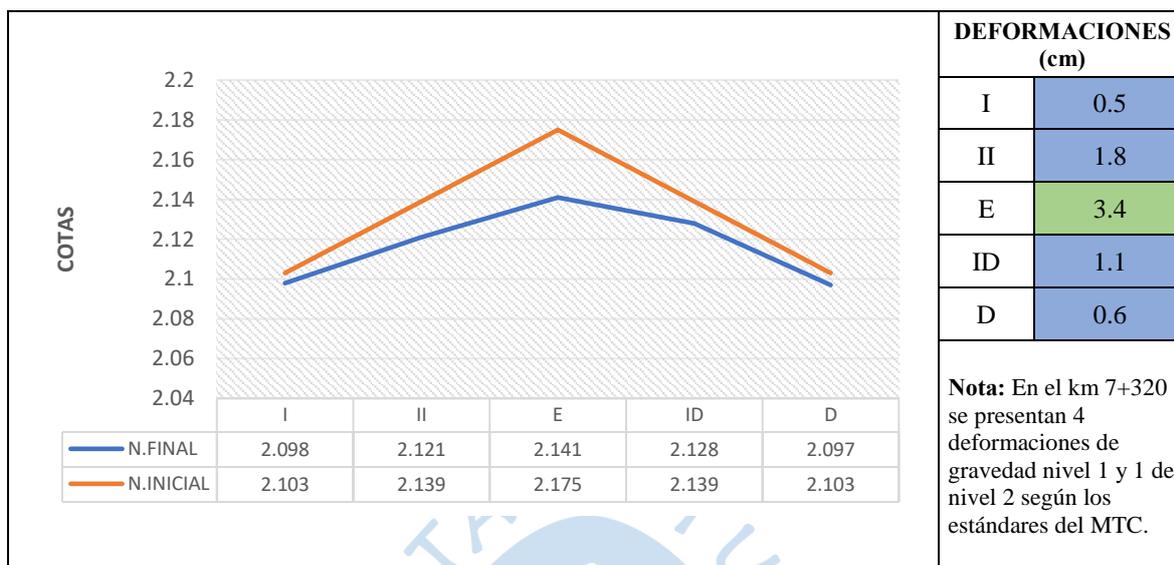


Figura 3.2.7. Deformaciones encontradas en el km 7+320 con la nivelación topográfica a 12 meses- tramo 4.

Fuente: Elaboración propia

### Resultados de hundimientos en el km 7+340

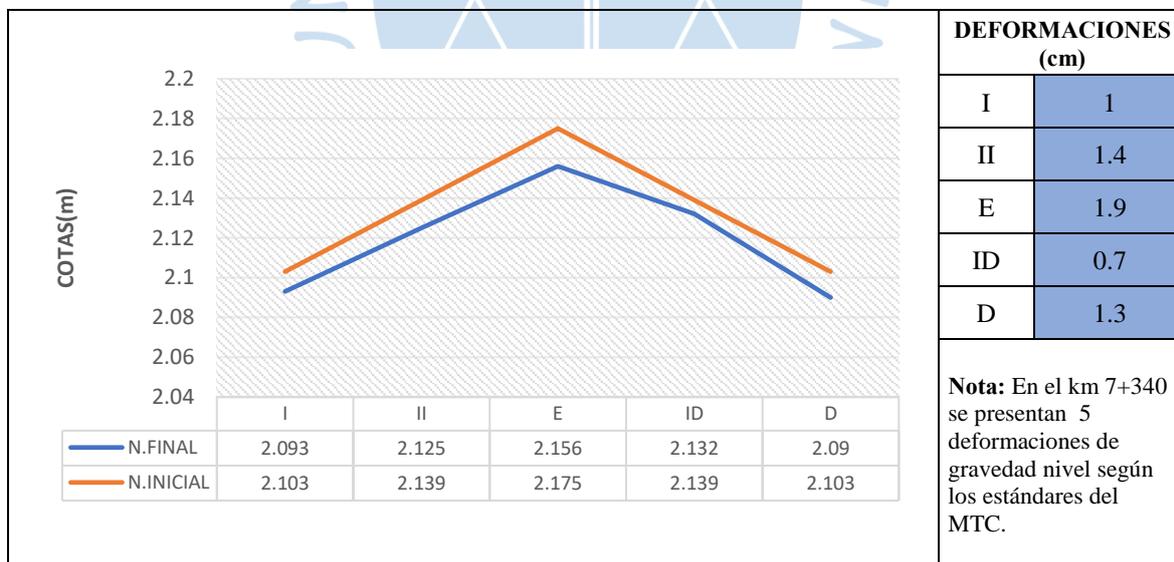


Figura 3.2.8. Deformaciones encontradas en el km 7+340 con la nivelación topográfica a 12 meses- tramo 4.

Fuente: Elaboración propia

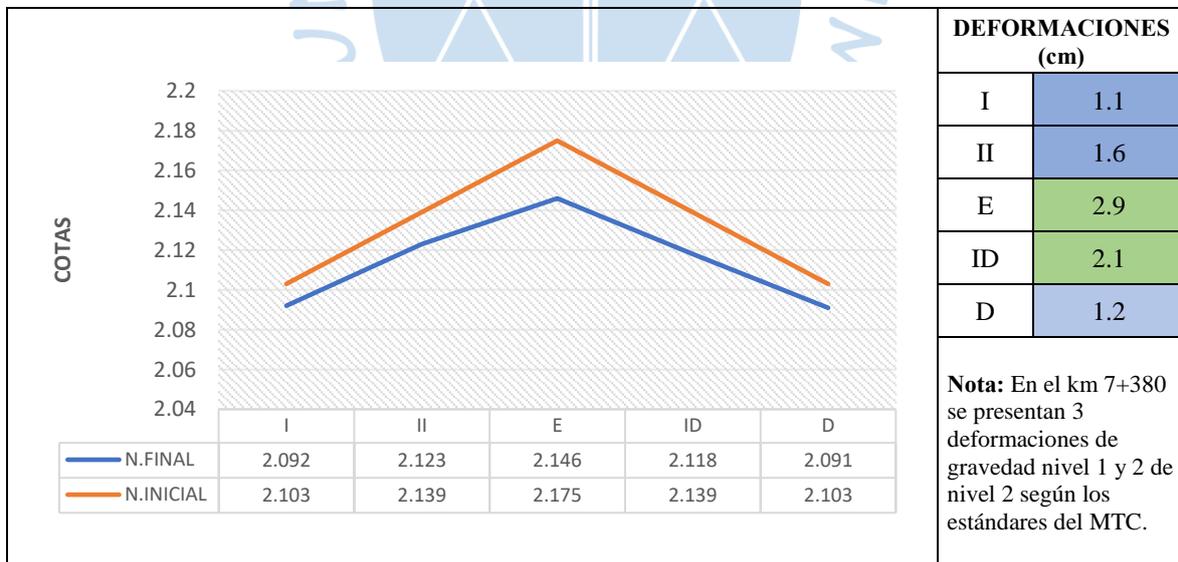
**Resultados de hundimientos en el km 7+360**



**Figura 3.2.9. Deformaciones encontradas en el km 7+360 con la nivelación topográfica a 12 meses- tramo 4.**

Fuente: Elaboración propia.

**Resultados de hundimientos en el km 7+380**



**Figura 3.2.10. Deformaciones encontradas en el km 7+380 con la nivelación topográfica a 12 meses- tramo 4.**

Fuente: Elaboración propia

### Resultados de hundimientos en el km 7+400



Figura 3.2.11. Deformaciones encontradas en el km 7+400 con la nivelación topográfica a 12 meses- tramo 4.

Fuente: Elaboración propia

### Resultados de hundimientos en el km 7+420

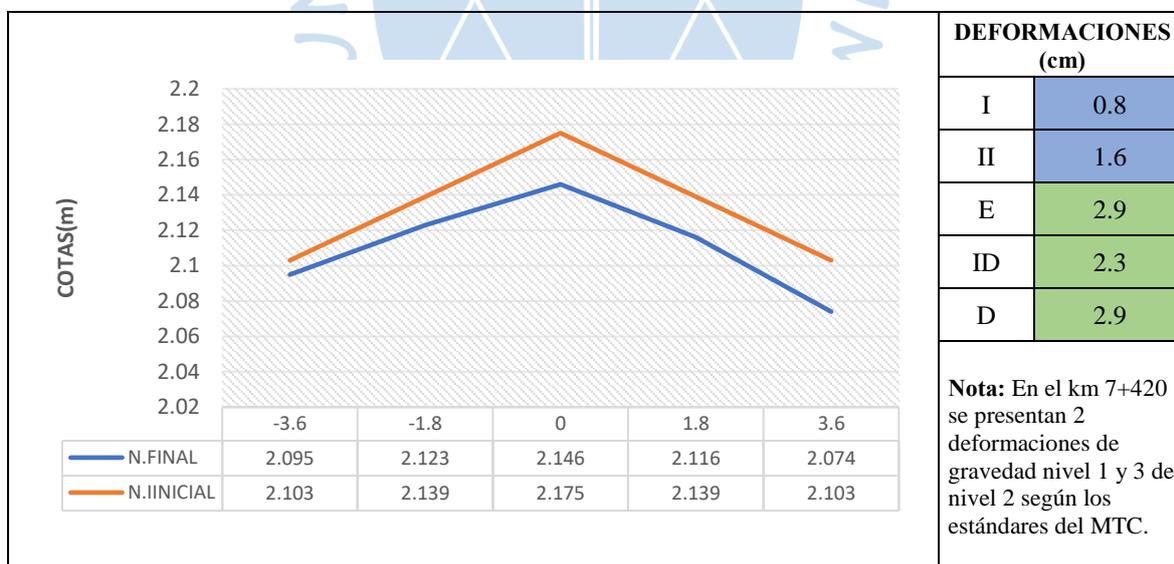


Figura 3.2.12. Deformaciones encontradas en el km 7+420 con la nivelación topográfica a 12 meses- tramo 4.

Fuente: Elaboración propia



### Resultados de hundimientos en el km 7+480

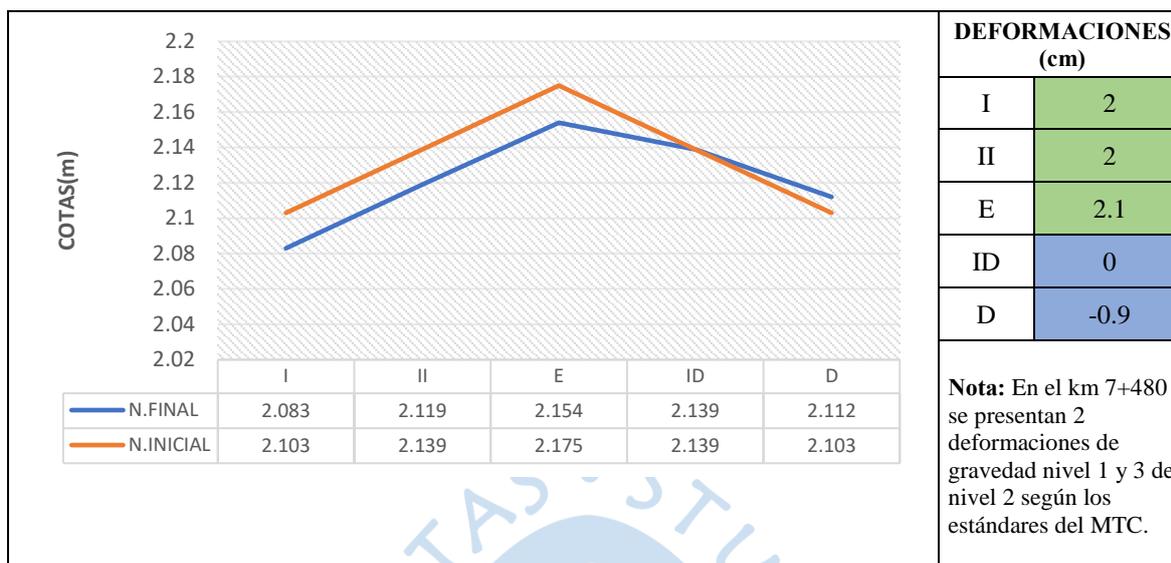


Figura 3.2.15. Deformaciones encontradas en el km 7+480 con la nivelación topográfica a 12 meses- tramo 4.

Fuente: Elaboración propia

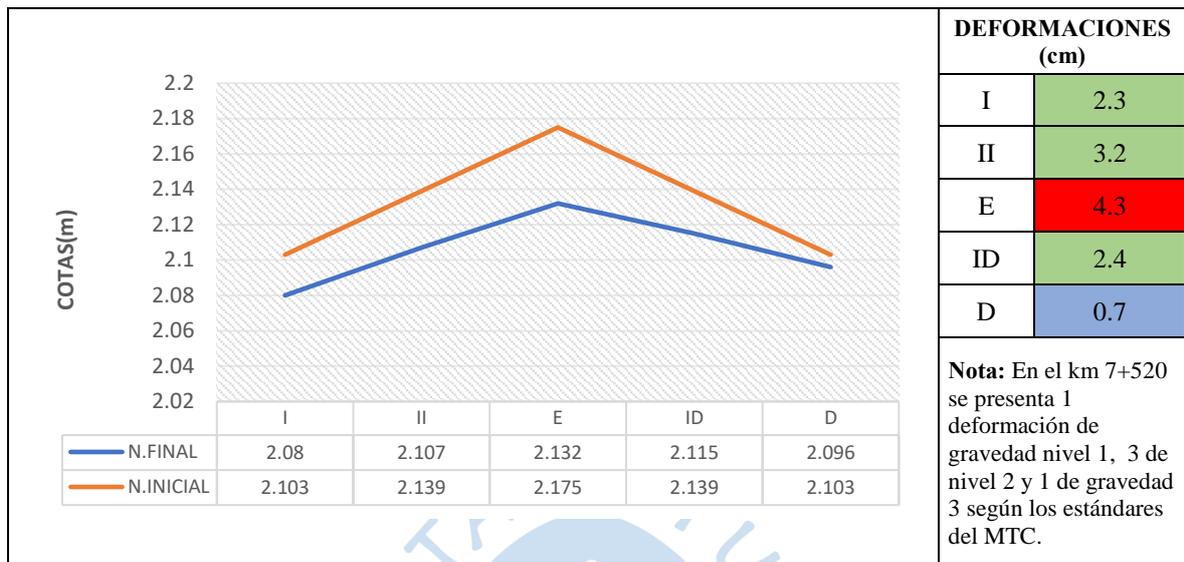
### Resultados de hundimientos en el km 7+500



Figura 3.2.16. Deformaciones encontradas en el km 7+500 con la nivelación topográfica a 12 meses- tramo 4.

Fuente: Elaboración propia

### Resultados de hundimientos en el km 7+520



**Figura 3.2.17. Deformaciones encontradas en el km 7+520 con la nivelación topográfica a 12 meses- tramo 4.**

Fuente: Elaboración propia

## Apéndice 4. Presupuestos de alternativas

### Tabla 4.1. Presupuesto con uso de geobolsas

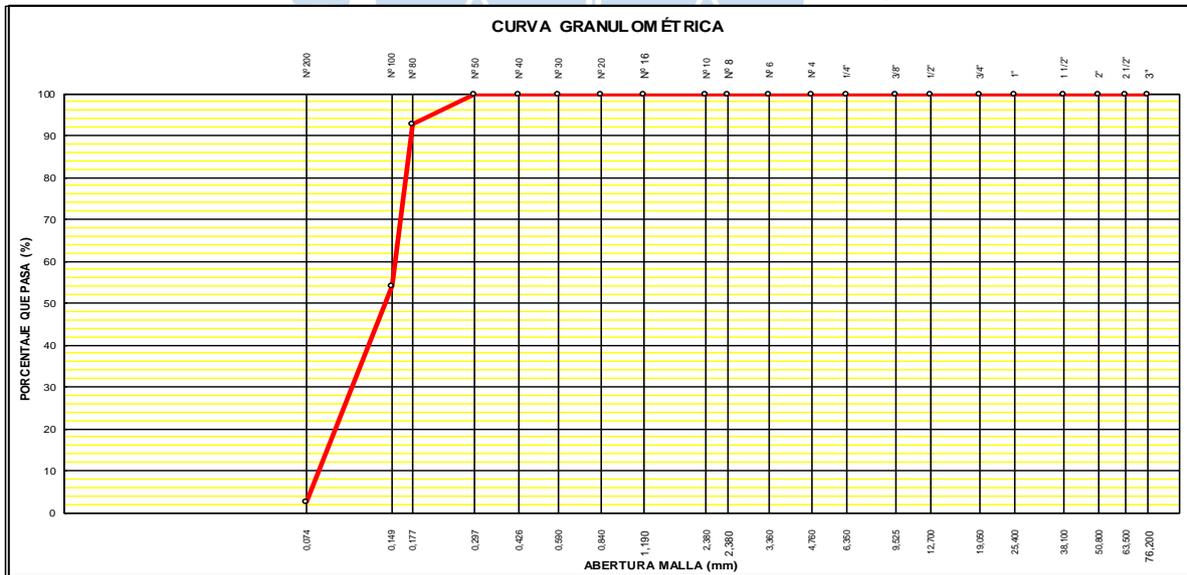
TIPO DE OBRA: RECUPERACION DE LA TRANSITABILIDAD DE LA CARRETERA PE-04						
ACTIVIDADES		METRADOS		COSTOS S/.		
COD	DESCRIPCIÓN	UND	CANTIDAD	UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<b>1</b>	<b>OBRAS PROVISIONALES</b>					22500.00
1.01	ALMACEN PROVISIONAL EN OBRA	mes	1	2500	2500.00	
1.02	CAMPAMENTO PROVISIONAL DE OBRA	mes	1	10000	10000.00	
1.03	SERVICIOS HIGIENICOS PORTATILES	mes	1	4800	4800.00	
1.04	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO Y MAQUINARIA	glb	0.5	10400	5200.00	
<b>2</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>					53798.24
2.01	TRAZO Y REPLANTEO (EN CARRETERAS)	mes	1	21978.24	21978.24	
2.02	SEGURIDAD PERSONAL DE OTRA	glb	1	20320	20320.00	
2.03	SEÑALIZACION TEMPORAL DE SEGURIDAD	glb	1	11500	11500.00	
<b>3</b>	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>					1068473.46
3.01	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE PRESTAMO PARA TERRAPLEN	m3	156	18.17	2834.52	
3.02	RELLENO CON ARENA PARA GEOBOLSAS	m3	6420	11.12	71390.40	
3.03	INSTALACION DE GEOBOLSAS (LLENADO, TRANSPORTE Y VOLTEO)	und	2169	447.54	970714.26	
3.04	TRANSPORTE DE ARENA PARA GEOBOLSAS D>1KM	m3	23772	0.99	23534.28	
<b>4</b>	<b>PAVIMENTOS</b>					714910.47
4.01	BASE METERIAL GRANULAR H=0.20 M. Desperdicio 10%	m2	23520	24.43	574593.60	
4.02	TRANSPORTE DE MATERIAL DE PRESTAMO PARA BASE GRANULAR D>1KM	m3	64297.8	1.02	65583.76	
4.03	COLOCACION DE GEOTEXTIL NO TEJIDO ANDEX GB 300	m2	8109	1.27	10298.43	
4.04	IMPRIMACION CON EMULSION ASFALTICA	m2	4050	3.77	15268.50	
4.05	ASFALTO EN CALIENTE TIPO MAC 2 E=1.0"	m3	104.6	470.04	49166.18	
<b>5</b>	<b>GEOBOLSAS</b>					443456
5.01	GEOBOLSAS ANDEX GB 1200	und	2704	164	443456	
<b>TOTAL DE COSTO DIRECTO S/.</b>						<b>2'303.138,17</b>

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 4.2. Cálculo de flete para alternativas de solución con Pedraplé**

CALCULO DE FLETE							
VEHICULO : C3				TIPO DE TRANSPORTE : NORMAL			
CARGA UTIL : 30 TON				RUTA : LA NIÑA – FERREÑAFE			
ORIGEN	DESTINO	VELOCIDAD (KM/H)	DISTANCIA (KM)	TIEMPO (min)	CAP (M3)	COSTO/M3 (S/.)	TOTAL (S/.)
LAG. LA NIÑA	FERREÑAFE	60	140	140	15	200.00	3000.00
Cantida de Piedra requerida:		51200 m3					
Nº de viajes:		3414 Und					
<b>COSTO TOTAL PIEDRA PUESTO EN OBRA</b>							<b>S/. 10'242.000,00</b>

Fuente: Elaboración propia



**Figura 4.1. Granulometría de la arena utilizada para el llenado de las geobolsas.**

Fuente: Elaboración propia