

CONSTRUCCION DE CARRETERAS SOBRE SUELOS SUAVES UTILIZANDO GEOSINTETICOS: CASO DE ESTUDIO

Ing. José E. Reyes, Ing. Rafael Araujo
Field Lining Services of Latin America, Inc.
Apartado 6-6323, El Dorado
Panamá, República de Panamá

ABSTRACT: On April 1992, during the widening of a section of the Panamerican Highway, near the Bridge of Las Americas in the Republic of Panama, a 60 meter long roadway embankment section failed. This report addresses the design, construction and monitoring work performed during the reconstruction of the failed section, using an alternative method incorporating geosynthetics. The report shows that geosynthetic reinforcements reduces embankment settlements and lateral spreading due to undrained constant-volume distortion and focus the importance of following proper engineering procedures to achieve satisfactory results. These procedures included proper analysis, conservative assumptions, installation of monitoring devices, and controls in the construction activity.

RESUMEN: En Abril 1992, durante el ensanche de la sección de la Carretera Panamericana, cercana al Puente de Las Américas en la República de Panamá, una sección de 60 metros de largo de dique de calle colapsó. Este reporte presenta el trabajo de diseño, construcción y monitoreo implementado durante la reconstrucción de la sección colapsada, utilizando una alternativa incorporando geosintéticos. El reporte demostrará que el uso de refuerzos geosintéticos reduce la razón de asentamientos y desplazamientos laterales generados durante los procesos de cambios de volúmenes del subgrado y señalará la importancia de mantener en todo momento, los procesos ingenieriles apropiados para poder obtener un resultado exitoso. Estos procesos deben incluir análisis apropiados, utilizar valores iniciales conservadores, instalación de instrumentación y controlar los procesos constructivos.

INTRODUCCION

En 1992 el Ministerio de Obras Públicas de la República de Panamá (MOP) decidió licitar los trabajos para el ensanche del tramo de la Carretera Panamericana que conecta la Ciudad de Panamá con el resto del país. El proyecto contemplaba la construcción de rampas de acceso que conectaban la estructura del Puente de Las Américas, que cruza el Canal de Panamá, con la sección ensanchada de carretera. En Abril de 1992, durante la construcción de una de estas rampas aledañas al puente, una sección de aproximadamente 60 metros de largo colapsó. La sección construida de un dique de roca de 6.0 metros de altura, depositada directamente sobre un estrato de material de limo orgánico, característico del área de manglares cercana, desarrolló un mecanismo de falla circular por capacidad de soporte. Como medida

correctiva, el MOP consideró la reconstrucción de la sección de dique, en un sector de manglar aledaño al colapsado. La alternativa geosintética propuesta al MOP incluyó un cambio del alineamiento de la carretera que evitara el área de manglar alterada en su subgrado por el evento, la construcción de un relleno reforzado con geomallas uniaxiales, el uso de una cama filtro de arena sobre geomalla biaxial, la instalación de una red de piezómetros y platos de asentamientos, y la sobrecarga del dique con la intención de lograr la consolidación del material de limo orgánico, hasta lograr que los asentamientos a largo plazo se desarrollen sin afectar la condición de servicio de la carretera. Los parámetros de suelo asumidos, el proceso de construcción utilizado, y los resultados de monitoreo implementado se detallaran a continuación.

Condiciones Generales del Sitio

Basados en un reconocimiento de campo y en la información geotécnica utilizada en el diseño del alineamiento original, se corroboró la existencia de un estrato de **limo orgánico de aproximadamente 20 metros de espesor** en el área de manglar propuesta para la reconstrucción. El diseño de la alternativa propuesta utilizó los resultados de los sondeos y pruebas de laboratorio suministradas por el MOP, y que contenían la descripción, propiedades y clasificación del material del estrato pobre.

Criterio de Diseño

La alternativa desarrollada fue preparada con varios objetivos. Uno de los principales era proveer una superficie de rodadura estable a largo plazo. Con el fin de minimizar las áreas de manglar afectadas y reducir costos, se decidió mantener la inclinación de los taludes de relleno a $1V : 1.5H$. Otro objetivo perseguido fue el de establecer la magnitud de los asentamientos esperados por las sobrecargas del relleno. Asimismo, era necesario establecer un cronograma de construcción cónsono con las fechas establecidas para completar el proyecto. Se decidió presentar tres métodos constructivos que contemplaban distintos períodos de construcción y resultados en porcentajes de consolidación diferentes, de forma que las autoridades del MOP decidieran sobre el método más ventajoso para sus necesidades y programas establecidos. Los métodos variaban en la utilización de refuerzos, sistemas de drenaje interno, niveles de sobrecarga, períodos de espera, pero todos establecían criterios de refuerzo de bases utilizando geomallas biaxiales como elemento reforzador, separador y estabilizador.

Metodología de Diseño

Históricamente, el diseño de rellenos sobre suelos suaves se basó en el uso de parámetros de esfuerzos totales. La lógica de este proceso de basa en asumir que la consolidación y por ende, el incremento en resistencia, que ocurre en el proceso de relleno sobre suelos suaves, es usualmente despreciable.

En los últimos 15 años, y con la introducción de técnicas modernas de estabilización de suelos, se han modificado los procesos de construcción de rellenos en suelos suaves. El uso de drenes verticales geosintéticos combinados con procesos de sobrecarga ha logrado acelerar los asentamientos, mientras refuerzos geosintéticos en la base de los rellenos mantienen la

estabilidad de los mismos durante el proceso constructivo, logrando controlar los excesos en presiones de poro que se generan y que son la causa principal de las fallas de rellenos en suelos suaves. Por lo tanto, con la incorporación del concepto de esfuerzos efectivos, el incremento en resistencia logrado por la consolidación del estrato pobre se incluye en los cálculos de estabilidad. El incremento en resistencia del estrato compresible puede ser rápidamente adquirida con el uso de técnicas de drenaje apropiados y que han hecho posible, que en la actualidad la construcción de rellenos sobre suelos suaves, sea económicamente y técnicamente factible.

La Razón de consolidación del estrato compresible es controlada por el Coeficiente de Consolidación, el espesor del estrato, la cantidad de fronteras de drenaje, y la razón de sobrecarga. Utilizando principios de consolidación unidireccional y estableciendo los niveles de carga, se pueden determinar de los valores de exceso de presión de poro. Los niveles de carga son determinados por la razón de producción de actividad de relleno del contratista y la geometría del relleno a construir.

Utilizando esta información, el factor de seguridad del relleno se puede establecer para cada fase de la construcción. Si los niveles de seguridad están por debajo de los mínimos permisibles, la inclusión de refuerzos geosintéticos en la masa del relleno incrementa el factor a los niveles deseados.

El éxito de una construcción donde se ha utilizado métodos de diseño con esfuerzos efectivos se basa en, (1) garantizar que la razón de carga no exceda los utilizados en el análisis y (2) monitorear el exceso en presión de poro generado en el subgrado durante el proceso constructivo. Basados en la metodología de diseño se prepara una gráfica de elevación del relleno contra los niveles de presión de poro esperados que sirva de parámetro del proceso de monitoreo. La gráfica debe indicar claramente los niveles seguros de presión de poro permisibles para cada etapa, o fase de relleno. Si durante la construcción la instrumentación indica niveles superiores a lo establecido, toda actividad de relleno debe ser suspendida y esperar que las presiones acumuladas se disipen a niveles seguros, para entonces continuar con la actividad de relleno. Este procedimiento asegura condiciones de estabilidad en todo momento durante el proceso constructivo.

Coeficiente de Consolidación

La clave para estimar las razones de disipación esperadas y los grados de asentamiento, se basa en la

Reyes; Araujo: CONSTRUCCION DE CARRETERAS SOBRE SUELOS SUAVES UTILIZANDO GEOSINTETICOS: CASO DE ESTUDIO

selección del valor apropiado del Coeficiente de Consolidación (Cv). La experiencia ha indicado que para diseños de rellenos sobre suelos suaves, el valor de Cv es usualmente desestimado, principalmente por dos razones. Primeramente, la alteración de las muestras de campo, por la dificultad que es su obtención, reduce los valores de Cv obtenidos en laboratorio. Los valores de Cv obtenidos en campo son de 2 a 4 veces superiores de los obtenidos en el laboratorio. Es importante recalcar, que los estratos de limo orgánico o arcillas suaves, generalmente se encuentra intercalados por diminutas laminas de material arenoso, que aceleran el drenaje interno y el proceso de consolidación del estrato. Las pruebas de laboratorio solo miden el Coeficiente de Consolidación vertical, el Coeficiente de Consolidación horizontal es generalmente mayor y es el principal elemento del proceso de la consolidación que se desarrolla aceleradamente gracias a la presencia de estas vetas arenosas. Este mecanismo debe ser contemplado al utilizar el parámetro Cv en el diseño y no utilizar solamente el valor resultante de la prueba de laboratorio. Uno de los métodos más sencillos para determinar el Coeficiente de Consolidación, es la correlación que puede establecerse con los límites de atterberg del material. Estas correlaciones han probado ser bastante acertadas en casos estudiados como el que se presenta en este estudio. El Manual de Diseño NAVFAC DM-7 preparado por el Departamento de Marina de los Estados Unidos, contiene una serie de gráficas donde puede establecerse valores de Cv. En nuestro caso, las pruebas sobre muestras de sitio indicaron valores promedios de límite líquido en una zona hasta 4 metros de profundidad de 52% y a profundidades mayores, de 72%. La gráfica del departamento de marina determina un Cv de 0.15 $\text{Pie}^2/\text{día}$ para la zona superior y de 0.05 $\text{pie}^2/\text{día}$ para la zona inferior. Las pruebas de consolidación hechas de especímenes del sitio dieron resultados entre 0.01 y 0.05 $\text{pie}^2/\text{día}$. Se decidió utilizar el valor de 0.05 $\text{pie}^2/\text{día}$ conservadoramente. Es importante recalcar que para los cálculos de asentamientos, se utilizó el mismo valor de coeficiente vertical y horizontal, lo que añade un valor conservador adicional al método utilizado para computar las razones de asentamiento esperados.

Angulo de Fricción Interna Efectivo

Para obtener el ángulo de fricción interna efectivo se requería pruebas triaxiales consolidadas no drenadas, que no fueron hechas por el MOP. Se decidió usar las gráficas del Manual de la Marina donde correlaciona el Índice de Plasticidad con este valor de fricción Interna.

Para el material del sitio, utilizando el Índice de Plasticidad de 38, se obtuvo un valor de ángulo de fricción interna efectivo de 25 grados.

Determinación de la Razón de Carga

Utilizando la producción del contratista que resultó en una razón de colocación de relleno de 1200 yardas cúbicas por día, se calcularon los valores de carga máximo diario. De estos cálculos se estableció una altura de relleno máxima de 1.0 metros por semana. El reporte señalara que la razón de carga de relleno fue menor a la establecida lo que contribuyó significativamente a la eficiente disipación de las presiones de poro.

Análisis de la sección Colapsada

Para determinar valores y parámetros de diseño para análisis de estabilidad, se evaluó en un análisis retrospectivo la condición de la sección colapsada. Particularmente, en casos de rellenos sobre suelos suaves, los parámetros que se obtienen de los análisis retrospectivos de eventos negativos resultan en valores más confiables que aquellos que pueden resultar de pruebas de laboratorio o asumidos utilizando la literatura técnica. Utilizando los parámetros inicialmente computados y la geometría y estratificación de la sección colapsada, se desarrolló un análisis de esfuerzos efectivos que resultó en un valor de factor de seguridad de 0.70 en la sección colapsada. Considerando que la falla se da al factor de seguridad de 0.99, se estableció que los valores inicialmente utilizados eran suficientemente conservadores.

Análisis del Proceso de Consolidación

Los estimados de consolidación y asentamiento se basaron en las teorías de consolidación unidireccional de Terzaghi. Para estimar los tiempos de consolidación se incorporaron doble barreras. De este análisis se obtuvo un coeficiente de Compresibilidad Cc de 1.22 y una relación de vacíos promedio de 3.07 para el material del subgrado.

Análisis de estabilidad

Análisis de Estabilidad con esfuerzos efectivos se hicieron con programas de computadora que calculaban factores de seguridad de fallas circulares

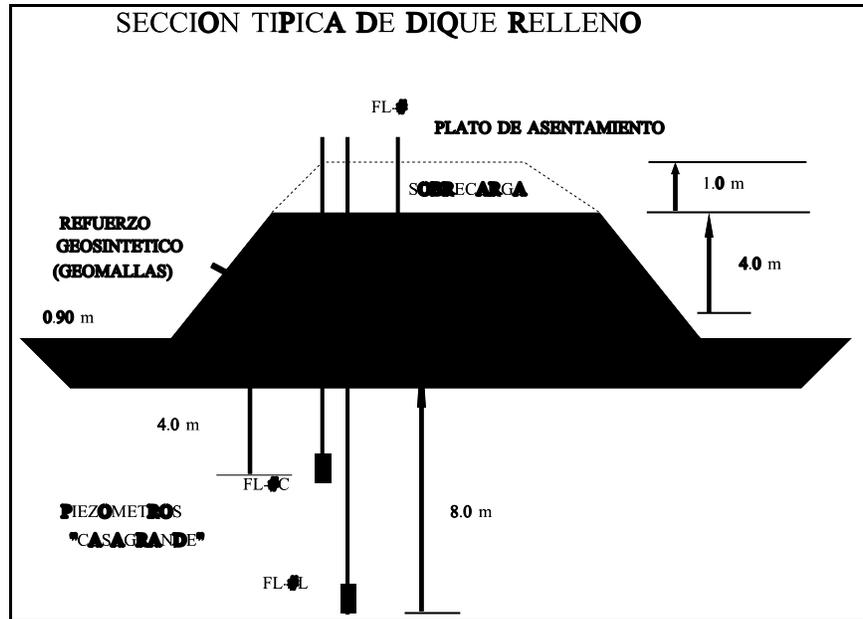


FIGURA No. 1 Esquemático del modelo de dique desarrollado (Instrumentación incluida)

con el Método modificado de Bishop. El propósito era establecer el nivel de refuerzo geosintético que requería la sección para lograr un factor de seguridad de 1.25 en cada fase de construcción.

Instrumentación

La metodología de diseño con esfuerzos efectivos asume que en la medida en que el proceso constructivo avanza, el subgrado pobre se consolida y gana resistencia. Por lo tanto, para garantizar la estabilidad, el exceso en presiones de poro y los asentamientos deben ser monitoreados en todo momento. Debido a la variedad de resultados de las pruebas de laboratorio, se decidió dividir el subgrado en dos zonas de monitoreo. Un arreglo de piezómetros sería colocado a un nivel de 4.0 metros de profundidad y otro arreglo a 8.0 metros. Los arreglos de instrumentos se combinaron con los platos de asentamiento localizados a un metro de distancia de los arreglos. Para efectos de control, se decidió nomenclaturizar los arreglos de la siguiente forma: el plato de asentamiento se denomina FL-#, donde # es el número del arreglo; el piezómetro a 4.0 metros de profundidad FL-#C y el piezómetro a 8.0 metros de profundidad FL-#L. Se decidió colocar 3 arreglos de instrumentos espaciados aproximadamente 20 m que cubren la totalidad de la sección a construir. El esquema de la sección típica lo muestra la Figura No.1.

Instalación de Instrumentos

Inicialmente se contempló el uso de piezómetros neumáticos por su período de respuesta, sin embargo, el ambiente corrosivo, problemas de monitoreo y la reducción en la razón de relleno, fueron determinantes en optar por la utilización de piezómetros tipo "Casagrande" por su simplicidad.

Para garantizar la estabilidad de los pozos de instrumentación, se utilizaron efectivamente lodos de perforación. Todos los pozos tuvieron un sello inferior de 1.0 metros con mezcla de cemento y bentonita en polvo. Se coloca luego la bentonita en pellets y encima la cama de arena donde se instala el instrumento, se vierte arena nuevamente, se sella con bentonita en pellets. El proceso se desarrolló exitosamente, sin que se produjeran los indeseables cuellos gracias a las pericias del instalador, el perforador y el uso de los lodos de perforación. Cada uno de los arreglos se localizo en coordenadas y se tomaron las lecturas iniciales. Cabe mencionar que los arreglos se hicieron luego de completada la fase colocación de la geomalla biaxial y el filtro de arena que permitió el acceso del equipo de perforación al área del manglar. Es importante mencionar, que los asentamientos generados de la actividad de colocación del filtro de arena no fueron tomados en consideración en el computo total del asentamiento, por falta de datos de campo. Durante el proceso de instalación se pudo

Reyes; Araujo: CONSTRUCCION DE CARRETERAS SOBRE SUELOS SUAVES UTILIZANDO GEOSINTETICOS: CASO DE ESTUDIO

observar el efecto de la marea en el nivel freático, pero se considero que por el período de respuesta que el piezómetro Casagrande ofrece, no haría efecto en las mediciones.

Resultados del Proceso Constructivo

Con los parámetros de control establecidos y con los instrumentos en posición, la reconstrucción de la sección de carretera se inició el 6 de junio de 1993. El contratista fue informado de los controles sobre la actividad de relleno y se dió inicio al monitoreo, con lecturas espaciadas cada 48 horas, período de respuesta esperado para el piezómetro Casagrande.

La fase inicial de construcción limitó la altura del relleno a 4.0 metros. Se estableció en 5.0 metros el máximo de exceso de presión de poro permisible. Asimismo, se estableció preliminarmente, un período de 130 días para disipación de presiones y proseguir con la fase de sobrecarga. El nivel de sobrecarga se estableció en 1.0m adicional de relleno, que de acuerdo a los cálculos de consolidación produciría 80 % de la consolidación necesaria para las condiciones de servicio.

El día 24 de julio se completó la fase inicial y algunos instrumentos registraron las lecturas de altura piezométricas esperadas. Sin embargo, la mayoría de los instrumentos no lograron los niveles esperados. La causa de esta disminución de acumulación de presiones pudo ser causada por atrasos en la actividad de relleno, que permitieron disipaciones intermedias durante el proceso constructivo. El proceso de disipación fue computado, utilizando los parámetros de diseño y se consideró que las presiones se disiparían con una razón de 0.10 m por semana, conservadoramente.

La orden de proceder con la segunda fase de la sobrecarga se dió el día 13 de septiembre de 1993, donde luego de instalar las extensiones a los tubos de los piezómetros, la actividad de relleno se reanudo, lográndose la primera lectura el día 23 de septiembre de 1993.

El material usado para la sobrecarga se agrieto al desarrollarse grietas de tensión al generarse los asentamientos. Este mecanismo produjo inquietud entre contratistas y dueños, que consideraron que algún mecanismo de falla se había desarrollado. Luego de un reconocimiento de sitio, se instalaron medidores de agrietamiento, que descartaron posibles mecanismos de falla.

Los platos de asentamiento mostraron lecturas diferenciales producto de las doblas geológicas donde se deposita el material de limo orgánico. Sin embargo, a pesar de los asentamientos diferenciales, el refuerzo geosintético en la base del relleno hizo posible que la estructura de relleno no presentara signos de inestabilidad. Al resistir la estructura del relleno este mecanismo, permite la continuidad del proceso de consolidación, con el consiguiente beneficio futuro en resistencia. La Tabla No.1 muestra el comportamiento del terreno antes y después de colocada la sobrecarga.

La Tabla No. 2 muestra los niveles de exceso de presión de poro registrados durante el proceso de la sobrecarga. Es importante mencionar que el nivel máximo de exceso de presión permitido era de 5.0 metros para el estrato inferior y de 2.5 metros para el nivel superior, niveles que no fueron alcanzados durante la fase inicial de la construcción. El nivel máximo de presión de poro que se determinó para la sobrecarga fue de 7.0 metros para el estrato inferior y 3.5 metros para el estrato superior. Asimismo, se consideró que se requería que el nivel se disipara a 6.2 m en el nivel inferior y 2.7 en el nivel superior. Estos valores fueron determinados utilizando la metodología descrita con anterioridad.

La actividad de relleno para alcanzar los niveles para la sobrecarga duró cuatro días. El día 13 de octubre de 1993, la sobrecarga fue levantada y se procedió a la pavimentación.

Observaciones Finales

Las observaciones y mediciones obtenidas del proceso de monitoreo confirmaron que el criterio utilizado para definir los parámetros de resistencia del modelo utilizado para diseñar la alternativa geosintética fueron efectivamente conservadores. Asimismo se confirma los señalamientos prácticos del uso de Coeficientes de Consolidación de laboratorio, cuando a pesar de usar aquellos extrapolados del Manual de la Marina, los niveles de asentamiento se obtuvieron a tiempos inferiores de lo estimado, lo que asegura la acción drenante de las vetas arenosas que contienen estos estratos orgánicos, localizados en la cercanía de los litorales.

A pesar de la apertura de la carretera, la instrumentación se mantiene en el sitio del proyecto, con la intención de seguir monitoreando los niveles de asentamiento secundarios y aumentar la base de

TABLA No.1 REGISTRO DE PLATOS DE ASENTAMIENTO Y NIVELES DE TERRENO

Plato No.	Cota del Terreno natural	Altura de Relleno	Cota del Terreno final	Asentamiento Registrado
FL-1	2.038 m.	4.014 m.	5.396 m.	0.656 m.
FL-2	1.647 m.	4.197 m.	5.042 m.	0.802 m.
FL-3	2.297 m.	3.686 m.	5.414 m.	0.569 m.

Registros antes de la sobrecarga al 15 de septiembre de 1993.

Plato No.	Cota del Terreno natural	Altura de Relleno	Cota del Terreno final	Asentamiento Registrado
FL-1	2.038 m.	5.334 m.	6.418 m.	0.954 m.
FL-2	1.647 m.	6.034 m.	6.186 m.	1.495 m.
FL-3	2.297 m.	4.927 m.	6.487 m.	0.737 m.

Registros después de la sobrecarga al 13 de octubre de 1993.

PIEZOMETRO	NIVEL AL 15/9/93	MAXIMO NIVEL ALCANZADO	NIVEL AL 13/10/93	DISIPACION AL 13/10/93
FL-1C	1.146 m.	1.341 m.	1.336 m.	0.005 m.
FL-1L	2.906 m.	4.626 m.	4.526 m.	0.100 m.
FL-2C	1.726 m.	2.656 m.	2.496 m.	0.160 m.
FL-2L	4.891 m.	7.456 m.	7.306 m.	0.150 m.
FL-3C	0.880 m.	1.030 m.	0.940 m.	0.090 m.
FL-3L	3.425 m.	3.585 m.	3.520 m.	0.065 m.

TABLA No.2 REGISTRO DE NIVELES PIEZOMETRICOS ALCANZADOS EN LA SOBRECARGA

Nota: Todas las lecturas están referenciadas a alturas en exceso de cabeza de agua.

datos de este estudio. **Los resultados obtenidos de este período de espera a largo plazo (se estima que el proceso de consolidación durará 60 años), servirán para extrapolar, con esta prueba de consolidación en un laboratorio natural, los valores y propiedades físico mecánicas de la LAMA del PACIFICO, material que hasta hace pocos años era considerado, imposible de estabilizar para propósitos constructivos.**

La experiencia exitosa del caso estudiado ha cambiado muchos planes y proyecto de la red vial panameña, incorporando dentro de los mismos sectores considerados no aptos con anterioridad.

El uso de materiales geosintéticos es parte fundamental del éxito de estos proyectos, pues son los que constituyen los elementos de refuerzo, separación y drenaje, que favorecen procesos de consolidación, disipación y asentamiento, que garantizan la integridad de estructuras civiles construidas en suelos blandos.

Reyes; Araujo: CONSTRUCCION DE CARRETERAS SOBRE SUELOS SUAVES
UTILIZANDO GEOSINTETICOS: CASO DE ESTUDIO

BIBLIOGRAFIA

Tensar Earth Technologies, 1992: Complementary Design Report on Bridge of Las Americas Veracruz Access Ramp.

Field Lining Services of Latin America, 1992: Reportes Tecnicos No. 1, 2, 3, y 4; Instrumentación de La Rampa de Acceso - Puente de Las América.

Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, 1992, ASCE, Volume 1, Special Publication No. 30.

Holtz, R.D., 1988, ASCE: Geosynthetics for Soil Improvement, Geotechnical Special Publication No. 18.