



**Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil**

**ANÁLISIS Y RECOMENDACIONES PARA
PREVENCIÓN DE DESASTRES EN CARRETERAS**

**Carlos Alberto Valdéz Hernández
Asesorado por: Ing. Augusto René Pérez Méndez**

Guatemala, noviembre de 2003

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERÍA

**ANÁLISIS Y RECOMENDACIONES PARA PREVENCIÓN DE
DESASTRES EN CARRETERAS**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE
LA FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

CARLOS ALBERTO VALDÉZ HERNÁNDEZ
ASESORADO POR: Ing. AUGUSTO RENÉ PÉREZ MÉNDEZ

AL CONFERIRLE ES TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2003

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

Decano	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
Vocal I	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Vocal II	Lic. Amahán Sánchez Álvarez
Vocal III	Ing. Julio David Galicia Celada
Vocal IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
Vocal V	Br. Elisa Yazminda Videz Leiva
Secretario	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

Decano	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
Examinador	Ing. Félix Alan Aguilar Carrera
Examinador	Ing. Eduardo Ramírez Saravia
Examinador	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Secretario	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

HONORABRE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los prospectos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, someto a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

ANÁLISIS Y RECOMENDACIONES PARA PREVENCIÓN DE DESASTRES EN CARRETERAS

Tema que me fuera aprobado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 5 de Mayo 2,003.

Br. CARLOS ALBERTO VALDEZ HERNÁNDEZ

Guatemala, 08 de Septiembre del 2003

Ing. Celvin Enrique Estrada Barrera
Jefe del Departamento de Transportes
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala
Guatemala

Estimado Ingeniero:

Atentamente me permito presentar ante usted el trabajo de graduacion titulado **ANÁLISIS Y RECOMENDACIONES PARA PREVENCIÓN DE DESASTRES EN CARRETERAS**, desarrollado por el estudiante universitario Carlos Alberto Valdez Hernández, manifestando que el mismo cumple satisfactoriamente con los propósitos planteados en el programa del mismo y por la importancia en la rama de la Ingeniería Vial, la doy por aprobada.

Sin otro particular, me suscribo de usted atentamente,

Ing. Augusto René Pérez Méndez
Asesor de Tesis

Guatemala, 14 de Octubre del 2003

Ing. Carlos Salvador Gordillo García
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala

Estimado Ingeniero:

He revisado el trabajo de graduación titulado **ANÁLISIS Y RECOMENDACIONES PARA PREVENCIÓN DE DESASTRES EN CARRETERAS**, desarrollado por el estudiante universitario Carlos Alberto Valdez Hernández, trabajo que satisface los objetivos planteados y que presenta un aporte significativo para el Área de Transportes, por lo que con la aprobación respectiva la remito a esa dirección para lo pertinente.

Sin otro particular, me suscribo de usted atentamente,

Ing. Celvin Enrique Estrada Barrera
Jefe del Departamento de Transportes

ACTO QUE DEDICO:

A DIOS	TODO PODEROSO
A MI MADRE	Rosa Elvira Hernández Rojas de Valdèz
A MIS HERMANOS	Lily Elizabeth, Luis Fernando, Brenda Esmeralda, Gustavo Enrique, César Moisés y Flor de Maria.
A MI TIO	Oscar Saúl Moreno Orellana
A MI PRIMO	Saúl Garibaldi Moreno Orellana
A MIS AMIGOS	Amilcar Pineda, Wilian García, por ser mis hermanos y mi apoyo en la vida.
A MIS COMPAÑEROS	Juan Carlos Tezen, Luis F. Quiñónez
A LA VIDA	Por haberme enseñado a caminar, a luchar y a comprender que siempre seré un aprendiz.
A LA FACULTAD DE INGENIERIA DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA.	

AGRADECIMIENTOS:

A DIOS: Todo poderoso por haberme dado la oportunidad de culminar mi carrera profesional, por haberme enseñado a caminar, a luchar y a comprender que siempre seré un aprendiz.

A mis asesores Dr. Ing. Carlos H. Rivera Pómez e Ing. Augusto René Pérez Méndez, por su valiosa ayuda y sus conocimientos que sin envidia ni recelo fueron compartidos y sin los cuales no hubiese sido posible la elaboración del presente trabajo.

A los ingenieros: Ing. Clery Uriel Gamarro e Ing. Sydney Samuels por haber sido mis maestros y amigos.

A mis amigos Ing. Claudia Carolina Tánchez Urbina e Ingrid Yanette Escalante por haber sido mi apoyo incondicional,

ÌNDICE GENERAL

ÌNDICE DE ILUSTRACIONES	V
GLOSARIO	VII
RESUMEN	IX
OBJETIVOS	X
INTRODUCCIÓN	XI
1. CONCEPTOS BÁSICOS PARA LA REDUCCIÓN Y PREVENCIÓN DE DESASTRES	
1.1 Desastre	1
1.2 Riesgo.	2
1.3 Análisis de peligrosidad o amenaza	3
1.4 Análisis de vulnerabilidad	3
1.4.1 Vulnerabilidad física	4
1.4.2 Vulnerabilidad social	4
1.4.3 Vulnerabilidad económica	5
1.5 Requerimiento de recursos	6
1.6 Toma de decisiones	6
1.7 Medidas de mitigación	6
1.7.1 Mitigación no-estructural	7
1.7.2 Mitigación estructural	10
1.8 Implementación de la mitigación	11
1.8.1 Iniciación	13
1.8.2 Dirección	15
1.8.3 Priorización	17
1.8.4 Monitoreo y evaluación	18
1.8.5 Institucionalización	19
1.9 Estrategias para amenazas específicas	20

1.9.1	Huracanes	21
1.9.2	Amenazas geológicas	21
1.9.3	Deslizamientos	21
1.10	Técnicas y herramientas	22
1.10.1	Uso de mapas como técnicas de evaluación	22
1.11	Contingencia de prevención Vrs. reconstrucción	22
1.12	Planificación (desastre Vrs. desarrollo)	24
1.13	Incorporación de medidas de mitigación en estudios de Planificación del desarrollo integrado	24
1.14	Ventajas que ofrece la planificación del Desarrollo integrado en el manejo de amenazas	25

2. CLASIFICACIÓN Y ANÁLISIS DE DESASTRES EN CARRETERAS

2.1	Tipos de desastres en carreteras	27
2.2	Efectos de los desastres naturales sobre la infraestructura	28
2.2.1	Efectos sobre la infraestructura por terremotos	28
2.2.2	Efectos sobre la infraestructura por huracanes	28
2.2.3	Efectos sobre la infraestructura por erupciones volcánicas	29
2.3	Consecuencias sociales y económicas de los desastres naturales en carreteras	29
2.4	Clasificación de los daños y efectos	29
2.5	Necesidades evidentes	30
2.6	Criterios para la evaluación de daños	31
2.7	Fuentes de información	31
2.8	Análisis de los costos operacionales	32
2.9	Ejemplo de evaluación de daños	32
2.10	Levantamiento de puntos vulnerables	33
2.11	Aspectos prácticos en la etapa de preparación	34
2.12	Aspectos prácticos en la etapa de alerta	34

2.13	Análisis de aspectos técnicos a evaluar en prevención de desastres naturales en carreteras	35
2.14	Conceptos básicos de hidrología para prevención de desastres	36
2.14.1	Huracanes	36
2.15	Ejemplo de la técnica utilizada para compilar mapas de amenaza de deslizamiento	38

3. CONSOLIDACIÓN DE TALUDES

3.1	Protección contra erosión	40
3.1.1	Erosión eólica	40
3.1.2	Lucha contra la erosión eólica	42
3.1.3	Erosión hídrica	43
3.1.4	Medidas contra la erosión hídrica	46
3.2	Evitancia de aflojamiento	48
3.3	Principales fallos en taludes	49
3.4	Preparación del proyecto de prevención o corrección de fallos en taludes	50
3.5	Clasificación de las medidas de consolidación de taludes	52
3.5.1	Daños en la estructura de una obra o en el entorno natural	52
3.5.2	Clasificación de las medidas de mitigación y corrección según daños y justificación conceptual	53
3.6	Predicción de fallos	56
3.7	Bases de cálculo para el proyecto de medidas de consolidación de taludes	57
3.7.1	Lluvia y escorrentía	57
3.7.2	Variaciones de las características resistentes del terreno	61
3.7.3	Fallos en macizos rocosos	65
3.8	Fichas técnicas de diseño de las principales medidas específicas de consolidación de taludes	69

3.8.1	Cadenas drenantes	69
3.8.2	Drenes sub-horizontales	70
3.8.3	Drenes profundos longitudinales	72
3.8.4	Pantallas drenantes	73
3.8.5	Pilotes drenantes	74
3.8.6	Plantaciones	75
3.8.7	Anclajes	75
3.8.8	Consolidación electrocinética y electroquímica	78
3.9	Taludes normalizados	79
3.10	Protección contra desprendimientos	80
4.	PROTECCIÓN DE APROCHES	
4.1	Ingeniería de ríos	81
4.2	Principales fallos de puentes en Guatemala	83
4.3	Socavación	83
4.3.1	Socavación general	84
4.3.2	Socavación en curvas	93
4.3.3	Socavación en márgenes	93
4.3.4	Socavación en pilas	93
4.3.5	Socavación en estribos	102
4.4	Defensas anti-erosión en pilas	105
4.5	Gaviones	107
4.6	Espigones	107
4.7	Disipadores de energía	110
	CONCLUSIONES	111
	RECOMENDACIONES	113
	BIBLIOGRAFÍA	114
	APÉNDICE	115
	ANEXO	120

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Relaciones entre la succión inicial y la resistencia a compresión simple en arcillas pesadas (Croney y Coleman)	61
2	Circulo de Mohr de rotura en compresión simple	62
3	Efecto de la humedad, porcentajes de columnen y fijación de fibras en la resistencia al corte de arena arcillosa y loess	63
4	Similitud de comportamiento bajo corte entre compuestos suelo-fibra y suelo-raíces (Kassiff y Kopelovitz)	64
5	Esquema de la trayectoria de las rocas en su caída	67
6	Protección contra desprendimientos. Barreras flexibles	68
7	Cadenas drenantes. Definición geométrica	69
8	Drenes sub-horizontales. Definición geométrica	71
9	Drenes profundos longitudinales. Definición geométrica. Caso 1	72
10	Drenes profundos longitudinales. Definición geométrica. Caso 2	73
11	Pantallas drenantes. Definición, geometría y diseño.	73
12	Pilotes drenantes. Definición, geometría y diseño.	74
13	Diseño de anclajes	76
14	Socavación general (Lischtvan – Lebediev)	85
15	Ejemplos de perfiles socavados	90
16	Socavación general: lecho arcilloso poco rugoso	90
17	Socavación general: lecho arcilloso rugoso	91
18	Socavación general: lecho granular poco rugoso	92
19	Socavación general: lecho granular rugoso	92
20	Socavación local en pilas	94
21	Variaciones de la socavación local con la velocidad	94
22	Método de Laursen para Socavación Local en Pilas	95

23	Socavación general según Laursen	97
24	Geometría de pilas	98
25	Consideración de la zapata	98
26	Coeficientes K_f y b^* , Método de Yaroslavtziev	101
27	Socavación en estribos	102
28	Método de Artamonov	104
29	Disposición del enrocamiento en planta	105
30	Gavión de malla galvanizada. Como protección de márgenes	107
31	Gavión malla galvanizada o forrada con PVC. Como protección de márgenes	107
32	Sistemas de espigones para protección de márgenes y controlar causas. Definición geométrica	108
33	Perfiles de espigones. Definición y geometría	109
34	Disipadores de energía	110

TABLAS

I	Fenómenos naturales potencialmente peligrosos	2
II	Velocidad media admisible (Erosión Hídrica, M/seg.)	44
III	Clasificación de daños (Taludes)	53
IV	Clasificación de medidas de consolidación de taludes	54
V	Probabilidad anual para que se presente un caudal de diseño	87
VI	Coeficientes de suelos cohesivos en socavación general	88
VII	Coeficientes de suelos granulares en socavación general	89
VIII	Valores de coeficiente K_1 , Método de Laursen	96
IX	Diámetros equivalentes según Yaroslavtziev	100
X	Coeficientes para socavación local en estribos, según Artamonov	104
XI	Diámetro mínimo (cm) del enrocamiento	106

GLOSARIO

Amenaza	Es la probabilidad de que un evento de escala y categoría determinada cause algún daño en particular.
Análisis de vulnerabilidad	Es la cuantificación y determinación de la capacidad de respuesta o resistencia de un sistema.
Confiabilidad	Grado de resistencia ante un daño específico.
Desastre	Es un fenómeno natural o actividad humana que afecta los intereses de la sociedad, ya que este causa caos o pérdidas en cualquier área, incluyendo la comunicación y el transporte terrestre.
Desastre Inducido	Este es un desastre natural, pero producido por influencia humana.
Desastre natural	Estos son ocasionados por un fenómeno producto de la naturaleza.
Emergencia	Situación fuera de control que se presenta por el impacto de un desastre.
Fenómeno natural	Este es un fenómeno de la naturaleza que no afecta los intereses humanos, y se considera peligroso cuando ocurre en un área poblada.

Medidas de mitigación	Conjunto de acciones y obras a implementar antes del impacto de amenazas para disminuir la vulnerabilidad de los dispositivos y sistemas.
Prevención	Acciones de preparación para disminuir el efecto del impacto de los desastres.
Riesgo	Esta es una probabilidad de ocurrencia de un evento dado de determinada magnitud, duración, localización y frecuencia.
Vulnerabilidad	Es la capacidad de respuesta de un dispositivo o sistema, ante la presencia de un evento. En otras palabras es el grado de daño susceptible que experimentan las personas, dispositivos o sistemas ante la presencia de un fenómeno natural.

RESUMEN

Los fenómenos naturales o inducidos por el hombre representan una amenaza y pueden alcanzar la escala de desastre cuando produce daños y/o pérdidas, un desastre no es un proceso puramente natural, sino que es un evento natural o inducido que ocurre donde hay actividades humanas, la probabilidad de ocurrencia de un desastre (riesgo) puede ser clasificada como baja, media o alta, se debe conocer el grado de respuesta ante el mismo (Análisis de vulnerabilidad), y para cada una de ellas deben existir dispositivos que aumenten esta capacidad de respuesta (Medidas de mitigación). Estas medidas de mitigación pueden ser estructurales y no estructurales, las primeras nos protegen del peligro y las segundas nos alejan de éste.

Los desastres en carreteras pueden ser de origen natural, antropológicos o inducidas por alteraciones al ciclo natural, cada uno de estos tiene efectos sobre la infraestructura, estos efectos deben ser clasificados según su origen, evaluados los daños, para diseñar medidas de mitigación que sean económicamente factibles.

En el contexto de carreteras, los desastres causan daños sobre los taludes, drenajes menores, mayores y los enfoques de los puentes. Sobre cada uno de ellos se realizara un estudio determinando cuales son sus características, sus puntos vulnerables y cuales son las posibles soluciones según la o las variables que afecten los dispositivos en estudio. Enumerando una serie de medidas de mitigación, su diseño y sus aplicaciones.

OBJETIVOS

General

Presentar al profesional y al estudiante de la ingeniería civil, un documento de apoyo en cuanto al tema de prevención de desastres en carreteras.

Específicos

1. Introducir al lector en la teoría general de Prevención de desastres, instruyéndolo en el tema y haciéndole conciencia en cuanto a la importancia de desarrollar estrategias para la prevención y corrección en los proyectos de desarrollo.
2. Tabulación de los tipos de desastres en carreteras y sus efectos, clasificando los daños y presentar ejemplos de evaluación de daños y de técnicas de compilación de mapas como herramienta de evaluación y planificación integrada.
3. Presentar conceptos básicos de las principales causas de falla e inestabilidad de los taludes, haciendo una clasificación de las medidas de consolidación, mitigación y corrección según sean los daños, incluyendo una lista de medidas de consolidación y sus aplicaciones.
4. Presentar estructuras hidráulicas como medidas de mitigación y corrección ante la socavación que sufren los apoyos, estribos y pilas de los puentes debido a la alteración de las líneas de flujo que el cauce sufre debido a la presencia de estas y a las crecidas naturales del río.

INTRODUCCIÓN

La red vial guatemalteca ha sido azotada por varios fenómenos naturales que han alcanzado la escala de desastre natural, el más grande de nuestros tiempos fue el huracán Mitch, que golpeo de tal forma nuestra red vial que la dejó inhabilitada por varios días dejando pérdidas directas en la reparación y sustitución de las estructuras (Pavimentos, drenajes, taludes y puentes), como pérdidas indirectas por paralización de la economía nacional.

Es evidente que el país no está preparado para un fenómeno igual, es más, ya es costumbre el ver derrumbes en la carretera provocados por lluvias de baja intensidad y duración, y esto se debe a que nuestras carreteras solamente fueron diseñadas para resistir una carga proveniente de un vehículo de diseño y no para resistir la fuerza de la naturaleza que cada vez amenaza con mayor fuerza debido a los cambios naturales que el planeta experimenta, sumados con las alteraciones ambientales que el ser humano provoca constantemente.

El ingeniero vial se ve obligado a implementar políticas y estrategias capaces de contrarrestar los efectos de dichos eventos, es por ello que en el presente documento desarrollaremos ampliamente los temas relacionados con la Teoría de prevención de desastres aplicada a carreteras, clasificando los desastres según sus causas y sus efectos.

Los desastres en carreteras influyen principalmente sobre los enfoques de los puentes y los taludes, los evaluaremos por separado con el principal objetivo de presentar medidas de consolidación de taludes y estructuras hidráulicas como medidas de prevención y corrección ante la

socavación en los márgenes, aproches, estribos y pilas de los puentes, dotándolos de elementos que los protejan ante las crecidas que fueron las que provocaron el colapso de los aproches, dejando las super-estructuras tiradas en el lecho del río o lejos del extremo socavado de la cinta asfáltica.

1. CONCEPTOS BÁSICOS PARA LA REDUCCIÓN Y PREVENCIÓN DE DESASTRES

1.1 Desastre

Se le denominara desastre a un fenómeno natural o inducido que produce daños y/o pérdidas económicas, tecnológicas, sociales, políticas o de otra índole. Un desastre es un proceso social inducido por un evento físico. Dicho evento puede ser normal, cuando no se aleja más allá de su área de influencia, y extraordinario, cuando la sobrepasa. Por ejemplo, un huracán de alta intensidad puede ser normal cuando no afecta al hombre y se desarrolla en un espacio donde no es más que un fenómeno atmosférico, pero constituye un evento extraordinario cuando afecta a los humanos y sus intereses, como el caso del huracán Mitch.

Los desastres pueden ser catalogados como “desastre natural” cuando es ocasionados por un fenómeno producto de la naturaleza, y “desastres inducidos” cuando son ocasionados por la influencia humana. Así pues, un fenómeno natural puede convertirse en una “amenaza natural” cuando los intereses del ser humano corren peligro. Por lo tanto, pueden ser catalogados como peligrosos a los fenómenos de la naturaleza atmosférica, geológica e hidrológica. Un evento físico como la erupción de un volcán, pero que no afecta a los intereses humanos es un fenómeno natural, y no una amenaza natural. Cuando un fenómeno natural ocurre en un área poblada, se le considera como un evento peligroso. Cuando un evento peligroso causa fatalidades y/o serios daños, más allá de la capacidad de la sociedad a responder, es un desastre natural.

Un desastre no es un proceso puramente natural, sino que es un evento natural que ocurre donde hay actividades humanas. Es importante comprender que la intervención del hombre puede aumentar la frecuencia y severidad de los eventos naturales, también puede eliminarlos o reducirlos.

Tabla I. Fenómenos naturales potencialmente peligrosos

ATMOSFÈRICOS: Granizo Huracanes Incendios naturales (autocombustion) Tornados Tormentas tropicales	HIDROLÒGICOS: Inundación costera Erosión y sedimentación Desbordamiento de ríos Olas ciclónicas
SÌSMICOS: Fallas Temblores Dispersiones laterales Tsunamis (olas gigantes) laterales	VOLCÀNICOS: Tefra (cenizas, lapilli) Gases Flujos de lava Corrientes de lodo Projectiles y explosiones Flujos piroclásticos
OTRAS AMENASAS GEOLÒGICAS/HIDRÒLOGICAS: Avalanchas de ripio	

1.2 Riesgo

Es definido como la probabilidad de alcanzar daño o sufrir pérdidas o destrucción. En relación con los desastres, el riesgo ha sido descrito más específicamente como la probabilidad de ocurrencia de un desastre. Utilizando términos cualitativos, el grado de probabilidad puede ser clasificado como bajo, medio y alto.

1.3 Análisis de peligrosidad o amenaza

Los desastres resultan de condiciones de vulnerabilidad cuando se está expuesto a un peligro potencial como resultado de un fenómeno. De esta cuenta, el primer paso al tomar cualquier medida de mitigación es considerar: a) la naturaleza, severidad y frecuencia del evento que amenaza; b) el área que potencialmente será afectada; y c) el tiempo y duración del impacto.

El análisis de peligrosidad principia con la adquisición de datos: series existentes y mapas de zonas peligrosas; datos científicos (meteorológicos, hidrológicos, sismológicos, vulcanológicos, etc.); otros mapas (topográficos, geológicos, etc.). Estos datos deben ser analizados. Y finalmente, se llega a expresar la probabilidad de ocurrencia del evento en términos de tiempo. Las probabilidades son calculadas en base de datos científicos y datos históricos, la forma más adecuada de presentar un análisis de peligrosidad es por medio de mapas de zonas de peligro y estos deben expresar la intensidad (fuerza o impacto) de algún peligro conocido en cada área.

1.4 Análisis de vulnerabilidad

Habiendo establecido las dimensiones de espacio-tiempo e intensidad de la incidencia del peligro, así como sus características generales, el segundo paso es el análisis de vulnerabilidad. Este proceso es empleado para identificar aquellas condiciones derivadas de la exposición a un evento natural. Esta trata de determinar los componentes críticos, débiles o susceptibles de daño o de interrupción en las construcciones o medidas de emergencia que se requieren a la hora de ocurrencia de un evento, este análisis proporciona un entendimiento del grado de exposición de las personas o la infraestructura. En términos generales, el análisis de

vulnerabilidad suministra información en: Los sectores de riesgo (físicos y sociales), y del tipo de peligro.

1.4.1 Vulnerabilidad física

Esta vulnerabilidad está directamente relacionada con las edificaciones afectadas y la infraestructura. Se centra la atención mayormente en la parte estructural, la cual es afectada por el lugar, diseño, contorno, materiales empleados, técnicas de construcción y mantenimiento. El peso asignado a cada uno de estos factores variará de acuerdo con el tipo de peligro identificado. Diferentes peligros producen diferentes fuerzas que afectan nuestras estructuras. Es importante saber que cada tipo de peligro se estudia por separado, y al finalizar se superponen todos estos, como que si se tratara de una envolvente de peligrosidad.

La vulnerabilidad de la infraestructura también es específica, dependiendo del tipo de peligro. La infraestructura puede ser agrupada considerando tres grupos: sistemas de soporte (agua potable, alcantarillado y electricidad), telecomunicaciones y finalmente los protagonistas de este documento; sistemas de transporte (carreteras, trenes, puentes, aeropuertos y zonas portuarias). Las medidas de protección para un alto riesgo, como los terraplenes de inundación, también son considerados como parte de la infraestructura, una vez estos hayan sido instalados.

1.4.2 Vulnerabilidad social

Aunque en nuestro estudio, esta parte de la vulnerabilidad no pareciera significativa, es importante reconocer que cada una de nuestras estructuras o dispositivos fueron o están siendo creadas para satisfacer alguna necesidad del ser humano. Motivo por el cual deberemos realizar un estudio de las características sociales, las cuales enfatizan en categorías especiales de grupos vulnerables, sustentos en riesgo, percepción de riesgos, existencia de instituciones locales, y el grado de pobreza.

Los grupos sociales que requieren de atención especial son: A) familias con un solo padre de familia; B) mujeres, particularmente cuando están en periodo de gestación o lactancia; C) personas discapacitadas física y mentalmente; D) niños; E) ancianos, y la combinación de ambos. Todos estos aspectos son de vital importancia a la hora de efectuar un análisis de vulnerabilidad en un sistema vial, ya que son a estas personas a las que se estará dotando de vías de evacuación o traslado, en caso que una región no cuente con los requerimientos necesarios al momento que se presente un evento.

1.4.3 Vulnerabilidad económica

La vulnerabilidad económica mide el riesgo de los daños causando pérdidas de recursos y procesos. Se enfatiza en la evaluación del potencial de pérdidas directas (por ejemplo: daño o destrucción de infraestructura física y social, su reparación o costo de reemplazo); potencial de pérdidas indirectas (por ejemplo: el impacto de pérdida de producción por ausencia de mano de obra, interrupción total o parcial del transporte de productos, Etc.). Con la visión que provee el análisis de vulnerabilidad económica, es posible estimar las pérdidas directas e indirectas y diseñar formas y medios para su mitigación en relación al costo estimado de acciones de recuperación y medidas de mitigación requeridas. En todas las fases de valoración de pérdidas, la principal fuente de datos es la información de daños ocurridos en desastres anteriores. Es necesario mantener un record preciso de estos momentos culminantes. De estos datos se pueden obtener predicciones de probables pérdidas futuras en situaciones similares de desastres naturales.

En este análisis de vulnerabilidad económica se justifica realmente el gasto en los programas de mitigación. Además, debe tomar en cuenta las pérdidas indirectas como lo es la paralización total o parcial de la producción agrícola o industrial del país.

1.5 Requerimiento de recursos

Luego de trazar los riesgos y analizar la vulnerabilidad, los recursos para mitigar las amenazas son necesarios y deben ser evaluados. Si el peligro de pérdidas potenciales es grande, se necesitara probablemente un correspondiente alto nivel de recursos para su mitigación. El objetivo es tener un balance entre el daño y los recursos.

1.6 Toma de decisiones

Al llegar a la etapa del proceso de valoración, donde la información de riesgos y vulnerabilidades ha sido recolectada y analizada en términos de pérdidas potenciales y recursos disponibles para ciertos riesgos, la próxima etapa es la de tomar decisiones sobre que proteger y hasta que nivel de seguridad. En algunos países industrializados utilizan la relación costo-beneficio para establecer estándares de protección, (existen tres etapas en el análisis de costo-beneficio en el contexto de mitigación de desastres, empezando con la enumeración de todos los beneficios y costos de una actividad anticipada para reducir el riesgo en términos físicos. Luego estos costos y beneficios son expresados en términos monetarios. Y finalmente, todos los beneficios y costos futuros se descuentan en términos de valor presente y en países como el nuestro las decisiones son comúnmente tomadas a base de juicio considerando la mejor advertencia basada en conocimiento práctico y experiencias de sucesos ocurridos.

1.7 Medidas de mitigación

Anteriormente se ha delineado el proceso de valoración del riesgo en etapas secuenciales. Se puede obtener tres conclusiones. Primero, así como el riesgo aumenta, la precaución de las personas también cambiará, modificando su aceptación del riesgo y su demanda de mayores niveles de protección. Segundo, la valoración del riesgo es beneficio para otras

actividades además de las del manejo de desastres propiamente dicho, tales como, manejo de recursos ambientales y naturales, planeamiento y desarrollo económico. Tercero, se puede adoptar medidas de mitigación o conjunto de acciones y obras a implementar antes del impacto de las amenazas para disminuir la vulnerabilidad de los dispositivos y sistemas.

La mitigación de desastres enfatiza minimizar la destrucción, aumentando la capacidad de respuesta ante la presencia de un evento desastroso. Con una planeación adecuada, la mayoría de medidas de mitigación pueden ser integradas dentro de un desarrollo normal de actividades a un costo relativamente modesto, y puede ser aún más fácil incorporarlo a nuevas actividades de inversión.

Algunos ejemplos simples de medidas de mitigación son: reforzar los apoyos de los puentes para que sean más resistentes contra las crecidas de los ríos, colocar estructuras hidráulicas para regular la cantidad y velocidad del flujo en un canal relacionado con la estructura o propiedad, colocar barreras estabilizadoras de taludes, o simplemente adecuar el diseño de taludes de acuerdo con las características geotécnicas del material con el que se trabaja. Pueden utilizarse (códigos o especificaciones para la construcción de estructuras viales), estas actividades pueden ser clasificadas dentro de medidas no estructurales, las cuales se describen a continuación.

1.7.1 Mitigación No-estructural

Para una mitigación no estructural es necesario contar con un marco legal apropiado, incentivar a los protagonistas de los desastres para que se preparen contra ellos y finalmente es necesario implementar un entrenamiento y educación general, para que desde el diseñador hasta el usuario, tengan conciencia y conocimiento del papel que juegan cada uno de ellos en ciertas circunstancias.

Como se vivió en nuestro país, luego de ocurrido el desastre provocado por el huracán Mitch, el gobierno asumió el control total después de ocurrido el desastre. Pero es necesario crear legislaciones para desastres en las cuales se definan responsabilidades antes, durante y después del desastre. El primer paso para implementar una política efectiva de mitigación es establecer códigos para el ordenamiento territorial, construcción e inspección de las estructuras viales. Dichos códigos establecen los estándares requeridos para seguridad y también sirven para llevar a cabo advertencia pública.

Tanto el usuario como el diseñador deben estar motivados para el buen desempeño de su papel, dentro de las medidas de mitigación no estructurales. Y tal vez, el más difícil de incentivar sea el usuario, ya que de alguna manera tendrá que pagar por el uso directo o indirecto de los dispositivos que el estado construye, pero en nuestro país ya ha sido comprobado, que el usuario está dispuesto a pagar un precio razonable por el uso de dispositivos, cuando estos son convincentes, notorios y que logren convencerlo de sus ventajas, como lo es el ejemplo los usos de la Autopista Palin - Escuintla, la cual tiene un costo de peaje que el usuario está dispuesto a pagar, debido a las ventajas que ésta ofrece, comodidad, apariencia, adecuado drenaje, seguridad y economía en combustibles, lubricantes y menor mantenimiento del vehículo.

Luego de contar con un marco legal y tener incentivado al público en general, lo lógico será el entrenamiento y educación, que si fuera confinada exclusivamente a las autoridades públicas y contratistas, tenderá a fallar. Deberá ser un trabajo en grupo si quiere que sea efectiva. Los programas de entrenamiento tienen dos tareas esenciales. Primero, deben identificar las acciones principales a un nivel estratégico. Segundo, deben enseñar técnicas de implementación en una serie de etapas prácticas, existen cinco grupos de personas que deben ser entrenadas para el manejo de desastres.

1. Funcionarios públicos quienes juegan un papel principal en el manejo de desastres. Módulos apropiados de entrenamiento deben ser incorporados en sus programas de entrenamiento y proveerles oportunidades de asistir a cursos especiales.
2. Constructores y encargados de mantenimiento a los cuales se les debe dar un entrenamiento intenso sobre prácticas de mitigación.
3. Explotadores de los recursos naturales (extractores de arena de los ríos, extractores de materiales selectos o arenas de los cerros y en cargados de depositar materiales de corte), quienes deben recibir información sobre procedimientos e indicaciones para prevención de desastres, manteniendo de esta forma una estabilidad en el medio ambiente.
4. Estudiantes y técnicos universitarios, cuya educación profesional debe incluir cursos sobre mitigación de desastres.
5. Niños (escolares) quienes deben tener una simple introducción sobre medidas de mitigación en el contenido en las ciencias ambientales, ciencias naturales o geografía.

El público debe estar informado sobre los riesgos naturales a los cuales están expuestos, su vulnerabilidad, y las posibles medidas de protección posibles. El público en general debe estar involucrado en la reparación de la planeación en el ámbito comunitario.

Todo lo anteriormente descrito en el tema de mitigación no estructural, debe ser complementado con un plan de contingencia nacional y local. Los sistemas de alerta serán fundamentales en el momento que se presente el fenómeno natural.

1.7.2 Mitigación estructural

La mitigación no estructural debe ser complementada con medidas estructurales. En el caso de áreas propensas a inundaciones, se puede proveer de reguladores, drenajes y sub.-drenajes que puedan eliminar los daños que amenazan a nuestros dispositivos.

En el caso de las Vías Terrestres del país además del mantenimiento de pavimentos como sello de grietas y reparación de baches, deben darse algunas medidas de mitigación dentro de las cuales se pueden mencionar las siguientes:

1. Diseño y construcción de drenajes pluviales con ocurrencias de precipitación para más de 40 años.
2. Revisión constante y reconstrucción de estructuras de drenaje mayor y menor, y de la estructura de los pavimentos drenajes longitudinales y transversales.
3. Cambiar estructuras de drenaje mayor y menor donde el área de descarga ya es insuficiente.
4. Adecuado estudio de la hidráulica de los ríos, control y dragado de los mismos.
5. Retiro de derrumbes, limpieza de drenajes y limpieza del derecho de vía.
6. Reparación de deslizamientos y hundimientos de carreteras o en áreas dañadas.

7. Supervisión de trabajos ya sea privados o del estado en áreas aledañas a las carreteras con el propósito de prevenir desastres inducidos.

En la mayoría de países han creado códigos o reglamentos para las construcciones ingeniérriles. Estos reglamentos generalmente sirven como guía para la valoración de fuerzas, análisis, metodologías de diseño apropiadas y técnicas de construcción. En dichos reglamentos deberían incluirse renglones que traten sobre las fuerzas de la naturaleza, clasificando estas en cada región. Además, deberían incluir un análisis de riesgo, el cual dictamine hasta que punto debe reforzarse la probabilidad de sobre vivencia de una estructura ante condiciones cada vez más desfavorables.

Debe tenerse presente que la vida de cualquier estructura, depende del mantenimiento que esta reciba, motivo por el cual este se vuelve indispensable como medida de mitigación estructural. Dicho mantenimiento es recomendable que este bajo la supervisión de Profesionales con amplia experiencia en diseño, construcción y mantenimiento de carreteras con conocimiento en mitigación de desastres naturales o Inducidos.

Existen procedimientos para llegar a determinar las medidas de mitigación estructurales, las cuales se discutirán a fondo en los capítulos 3 y 4. además se mostrara una amplia variedad de dispositivos aplicables, escogiendo el más conveniente en términos de economía y funcionalidad.

1.8 Implementación de la mitigación.

Bajo este título se resumen los elementos claves en la formulación de un plan de acción para mitigación de desastres en países en vías de desarrollo, tales como Guatemala. Se basa en 10 principios de mitigación

de desastres. Todos estos principios deben ser vistos en el contexto de circunstancias particulares que prevalezcan en el país, y deben ser adaptados a las condiciones locales. Es una síntesis de ideas colectivas de gente que ha trabajado en manejo de desastres.

- INICIACIÓN (Principios 1,2)
- DIRECCIÓN (Principios 3-6)
- PRIORIZACIÓN (Principio 7)
- MONITOREO Y EVALUACIÓN (Principio 8)
- INSTITUCIONALIZACIÓN (Principios 9,10)

Los 10 principios elementales:

1. Los desastres ofrecen oportunidades únicas para introducir medidas de mitigación.
2. Se puede introducir la mitigación dentro de tres diversos contextos de reconstrucción, nuevas inversiones y el ambiente existente. Cada uno presenta diferentes oportunidades para introducir medidas de mitigación.
3. Las medidas de mitigación son complejas e Inter.-dependientes, involucrando responsabilidades ampliamente distribuidas. El liderazgo efectivo y coordinación son esenciales para proporcionar un punto focal.
4. La mitigación se vuelve más efectiva si las medidas son distribuidas a través de una amplia diversidad de actividades integradas.
5. Medidas de mitigación “activas” que se apoyan en incentivos, son más efectivas que las medidas de mitigación “pasivas” basadas en leyes de restricción y control.

6. La mitigación no debe de ser separado de elementos relacionados a la planeación de desastres como preparación y reconstrucción.
7. Donde los recursos son limitados, se deben priorizar la protección a servicios críticos y sectores económicos vitales.
8. Las medidas de mitigación deben ser monitoreadas y evaluadas continuamente así como deben responder a los cambios de patrones de peligrosidad, vulnerabilidad y recursos.
9. Las medidas de mitigación deben ser sustentables para evitar apatía pública durante largos periodos de tiempo entre los grandes desastres.
10. Es vital el compromiso político en la inclinación y mantenimiento de la mitigación.

1.8.1 Iniciación.

Principio 1. *Los desastres ofrecen oportunidades únicas para introducir medidas de mitigación.*

Después de un desastre, tiende a haber mayor prevención o fallo político resultante de la poca habilidad de la sociedad, sus estructuras a soportar el impacto de desastre. Momento oportuno para que la población demande un mayor nivel de protección. Esto proporciona una ventaja de oportunidad temporal y única para iniciar las prácticas de mitigación.

Principio 2. *Se puede introducir la mitigación dentro de tres diversos contextos de reconstrucción, nuevas inversiones y el ambiente existente. Cada uno presenta diferentes oportunidades para introducir medidas de mitigación.*

En relación con los tres contextos referidos anteriormente se debe notar que:

- Reconstrucción, respondiendo a la demanda pública, se puede proceder fácilmente con la incorporación de medidas de mitigación al mismo tiempo aún estas medidas sean costosas.
- Las nuevas inversiones proporcionan un ambiente menos favorable para la introducción de mitigación, pero se puede lograr la tarea mediante un compromiso político.
- El ambiente existente proporciona el más difícil contexto para introducir la mitigación; el problema que con el que se enfrenta puede desanimar a los oficiales públicos para un desafío.

Reconstrucción.

Aunque la mitigación inicie con la reconstrucción, subsecuentemente debe cubrir el ambiente físico existente y nuevos desarrollos. Dada la intensificación, por parte del gobierno, de precaución resultante de una situación de desastre, se debe motivar a introducir una amplia variedad de medidas de seguridad y se recomienda que sean debidamente supervisadas por profesionales consientes y con experiencia en el tema.

Nuevas inversiones.

Cualquier construcción nueva debe adherirse a los principios de mitigación de desastre. Sin embargo estas nuevas medidas requieren financiamiento adicional y compromiso político. Un patrón frecuente es desarrollar la mitigación inmediatamente después del desastre, aplicarlo inicialmente en rehabilitación y reconstrucción, luego ser seguido en nuevas inversiones como en la aplicación de reglamentos de construcción y leyes de distribución de zonas. Un primer paso para absorber la mitigación dentro del proceso de planificación de proyectos de grandes inversiones es fijar valor al impacto ambiental mediante un Estudio de Impacto Ambiental (EIA), al igual que un Análisis de Impacto de Daños (AID/EIA). Este es aún un nuevo concepto que necesita ser incorporado dentro de las herramientas de trabajo. Una aproximación para el EIA sería extenderse al alcance al incluir todos los factores de riesgos y vulnerabilidad. El proceso gemelo de valoración de daños y análisis de vulnerabilidad forman parte de la base del EIA. Los objetivos de esta fijación de valor son: (a) proteger la inversión de ser dañada o destruida en un desastre futuro; y (b) verificar que un nuevo proyecto de desarrollo no incrementará el riesgo de inundación, derrumbes, erosión o degradación de tierras, entre otros.

Ambiente existente.

Comparando a los esfuerzos y requerimientos de recursos para incorporar medidas de mitigación en reconstrucción y nuevas inversiones, proteger el capital existente es aún más complejo y costoso.

Cualquier intento a introducir una protección completa de las estructuras existentes requerirá recursos financieros exagerados y bien puede ser técnicamente no recomendado. Como comentario

adicional, países como Japón y China han implementado exitosamente programas de retro-ajuste en algún grado, estos programas podrían ser revisados y adaptados a la realidad guatemalteca.

1.8.2 Dirección.

Principio 3. *Las medidas de mitigación son complejas e Inter-dependientes, involucrando responsabilidades ampliamente distribuidas. El liderazgo efectivo y coordinación son esenciales para proporcionar un punto focal.*

Mientras que la necesidad de una administración y coordinación efectiva es usualmente bien entendida, es inusual para CONRED tener la total responsabilidad de proveer liderazgo y coordinación a una amplia diversidad de actividades de mitigación. Por ejemplo las leyes de construcción pueden ser aprobadas o desechadas por un departamento del gobierno sin considerar adecuadamente cómo las leyes van a ser cumplidas, como se les va a enseñar a los ingenieros, arquitectos y constructores, o cual va a ser la fuente de financiamiento para pagar los costos adicionales que pueda traer. Para integrar diversas medidas de mitigación, se necesita establecer una agencia coordinadora, la cual de ser independiente a cualquier ministerio existente que pueda implementar medidas de mitigación. Sin dirección y aplicación de técnicas a nivel apropiado, la implementación sería lenta y los escasos recursos serían desperdiciados en medidas no efectivas o requeriría mayor esfuerzo.

Principio 4. *La mitigación se vuelve más efectiva si las medidas son distribuidas a través de una amplia diversidad de actividades integradas.*

Para ser efectiva la mitigación debe ser comprensiva, enfatizándose en adoptar un amplio rango de medidas sociales, educacionales,

económicas, legales y técnicas en una manera integrada. La necesidad de altos niveles de protección estructural es obvia, pero es prudente desarrollar un amplio rango de medidas no estructurales para dispersar el riesgo o fallo. Es mejor adoptar múltiples medidas así como incrementar el grado de protección. Las experiencias indican que no todas las medidas son exitosas en la práctica como fue su intención al ser planeadas.

Principio 5. Medidas de mitigación “activas” que se apoyan en incentivos, son más efectivas que las medidas de mitigación “pasivas” basadas en leyes de restricción y control.

Las medidas pasivas se apoyan en leyes, prácticas de códigos u otros controles. Mientras que pueden ser efectivos en países industrializados, no parece serlo en países en vías de desarrollo porque su efectividad depende de estructuras administrativas extensas y en la aceptación y apoyo público. La experiencia sugiere medidas activas, ya que la gente tiende a responder mejor a incentivos que a restricciones las cuales pueden ser difíciles de llevar a cabo. Las medidas activas comprenden una amplia diversidad de formas: bonos en efectivo, crédito con bajo interés, remisiones de impuestos, primas reducidas en seguros, materiales de construcción subsidiados.

Principio 6. La mitigación no debe ser separada de elementos relacionados a la planeación de desastres como preparación y reconstrucción.

Típicamente, muchas autoridades están involucradas en responder a un desastre. Frecuentemente, operan aisladamente unos con otros. Puede que los planificadores de emergencia tengan algún conocimiento de medidas

de mitigación o planeación de reconstrucción, en el caso de la red vial del país el Ministerio de Comunicaciones, Transportes, Obras Públicas y Vivienda. La valoración de daños y necesidades post-desastre no debe separarse del plan de mitigación pre-desastre. Sin embargo, ambas tareas son responsabilidades de diferentes individuos, comunidades o instituciones, el cual puede bloquear la transferencia de conocimiento útil.

1.8.3 Priorización.

Principio 7. Donde los recursos son limitados, se deben priorizar la protección a servicios críticos y sectores económicos vitales.

Las medidas de mitigación deben ser direccionales idealmente a las necesidades de la comunidad entera y de sus bienes. Sin embargo, dada la limitación de los recursos financieros y humanos, apoyo político variable, y los diferentes patrones de vulnerabilidad, la valoración y planeación de riesgo debe identificar sectores prioritarios, definiendo qué y quiénes proteger. En términos generales, se le debe dar prioridad a la protección de vidas, subsistencia, a los pobres y a sectores claves. No debe ser difícil escoger entre proteger vidas o edificios. Obviamente es deseable proteger ambos y donde los recursos sean disponibles, ambos deben ser protegidos. Pero en el contexto de las carreteras, donde se debe tomar una decisión, habrá que principiar con aquellas que dan acceso a estructuras vitales, incluye hospitales, centros de salud, estaciones de policía y bomberos, oficinas claves gubernamentales, estaciones de radio y televisión, empresa eléctrica, escuelas que pueden ser usadas como centros de evacuación. Luego de garantizar el acceso a estructuras vitales para socorrer la vida humana, se deberá velar por la fluidez de las carreteras que ayuden a la economía del país (fabricas, granjas, minas, plantaciones), con el objeto de garantizar el empleo a la población y la producción de las empresas.

1.8.4 Monitoreo y evaluación.

Principio 8. *Las medidas de mitigación deben ser monitoreadas y evaluadas continuamente así como deben responder a los cambios de patrones de peligrosidad, vulnerabilidad y recursos.*

La mitigación en un proceso dinámico en un ambiente de cambio. Conforme cambian los peligros o conforme cambia la vulnerabilidad durante el proceso de desarrollo, las medidas de mitigación deben ser revisadas con el tiempo para relacionarse con el contexto dinámico. Por lo que se necesita un sistema de monitores para examinar los peligros y vulnerabilidades para que los cambios de patrones puedan ser detectados y mejorar de esta forma la mitigación. Al mismo tiempo, la efectividad de las medidas de mitigación necesita ser evaluada para mejorar las medidas débiles.

1.8.5 Institucionalización.

Principio 9. *Las medidas de mitigación deben ser sustentables para evitar apatía pública durante largos periodos de tiempo entre los grandes desastres.*

El trauma ocasionado por un desastre puede motivar a la sociedad a tomar las acciones de mitigación para asegurar que las pérdidas material y emocional no se repita. Con el tiempo, en los periodos entre un desastre y otro, la memoria va cambiando conforme surgen otras preocupaciones en la gente y en los líderes. Por lo cual, este tema debe incorporarse a la educación y cultura de la sociedad para que sea parte de una práctica común. Y dichas medidas deben ser incorporadas dentro de presupuestos y políticas de planeación,

Principio 10. *Es vital el compromiso político en la inclinación y mantenimiento de la mitigación.*

Las medidas de mitigación tienden a ser poco efectivas a menos que gocen de apoyo político y se vuelva parte de una cultura. Dicho nivel de apoyo requerirá mantener el sistema de manejo de desastres y asegurar que sus tareas sean cumplidas. Las tareas de este sistema de manejo serán:

1. Desarrollar estrategias de mitigación para estructuras existentes y para la reconstrucción post-desastre.
2. Escoger medidas de mitigación estructurales y no estructurales.
3. Prioridad medidas en términos de secuencia y con relación al presupuesto existente.
4. Enfatizar en sectores vitales que necesiten protección especial.
5. Relacionar la mitigación con la planeación de preparación.
6. Incorporar medidas de mitigación entre reconstrucción de desastre, con la atención especial para asegurar que la seguridad no será sacrificada por la velocidad.
7. Identificar las formas de mitigación que deben ser introducidas o cuales deben ser reforzadas.
8. Monitorear el desarrollo de las medidas de mitigación así como cambiar los patrones de peligrosidad y vulnerabilidad.
9. Evaluar la efectividad de las medidas de mitigación introducidas, y

10. Mejorar la planeación de mitigación como resultado de las lecciones adquiridas en situaciones de desastre anteriores.

1.9 Estrategias para amenazas específicas

¿Cómo incorporar a los planificadores las amenazas naturales dentro de un estudio para el desarrollo integrado de un área? Primero, se deben determinar los fenómenos, si los hay, que imponen una mayor amenaza y luego se deben preparar evaluaciones de los mismos. Tradicionalmente, los planificadores se basaron en información existente, ya que evaluar los riesgos era económicamente muy costoso y consumía mucho tiempo como para poder formar parte de un estudio de planificación de desarrollo. Hoy en día es posible, mediante técnicas desarrolladas por la OEA, llevar a cabo estas evaluaciones e introducir medidas de mitigación de riesgos en el contexto de un estudio de desarrollo sostenible integrado.

1.9.1 Huracanes.

Los huracanes ocurren en fajas bien definidas del Caribe y de la costa de América Central. Si un área de estudio está ubicada dentro de estos cinturones, el planificador debe proceder a determinar cuáles son las amenazas y buscar medidas de mitigación adecuadas. Las áreas de tierras bajas cerca del mar son las más comprometidas. El monitoreo de tormentas y el uso de sistemas mejorados de alarma y evacuación son los mecanismos más efectivos para salvar vidas, razón por la cual es de vital importancia el mantener el flujo de transporte sin interrupciones.

1.9.2 Amenazas geológicas.

Existe suficiente información científica como para determinar si los terremotos, las erupciones volcánicas constituyen una amenaza significativa, anteriormente no era fácil acceder a esa información, pero actualmente ésta existe, y puede ser utilizada en el proceso de planificación. Aquellas áreas que cuentan con grandes posibilidades de sufrir un terremoto a gran escala en los próximos 20 años, están enumeradas y organizadas por división política. Todos los volcanes que han hecho erupción en los últimos 10,000 años están categorizados por intervalos de erupción de largo o corto plazo. Cualquier área de estudio que este ubicada dentro de un radio de 30 Km. de un volcán de frecuencia de corto plazo, debe ser considerada como una zona con riesgo de erupción.

1.9.3 Deslizamientos.

La información que existe hoy en día es rara vez suficiente para evaluar el potencial de deslizamientos en un área de estudio, pero la disponibilidad de nuevas técnicas hace posible un rápido análisis de dicho potencial. Pueden ubicarse deslizamientos pasados con fotografías aéreas o imágenes de satélites y puede trazarse un mapa de zonificación de deslizamientos que muestre la relación entre ellos y los factores que los causan (material parental, pendiente y humedad).

1.10 Técnicas y herramientas

La percepción remota se refiere al proceso de grabación de información por medio de sensores montados en aeronaves o satélites. Pueden utilizarse para revelar la ubicación de los eventos naturales ocurridos en el pasado y/o identificar las condiciones bajo las que estos son más posibles de ocurrir. De esta manera se podrán distinguir las zonas potencialmente expuestas a amenazas y se podrán introducir medidas de mitigación dentro del proceso de planificación.

1.10.1 Uso de mapas como técnicas de evaluación

Los mapas de múltiples amenazas combinan evaluaciones de dos o más eventos naturales en un solo mapa. Dichos mapas son excelentes para analizar la vulnerabilidad y el riesgo, ya que se pueden determinar los efectos combinados de los fenómenos naturales en un área e identificar las técnicas de mitigación más apropiadas. También es necesario trazar mapas de instalaciones críticas (medios de comunicación y transporte, servicios públicos, hospitales, estaciones de policía y bomberos, Etc.) como parte del proceso de planificación para emergencias. La combinación de los mapas de instalaciones críticas con los de múltiples amenazas proporciona información para orientar la identificación de proyectos y las medidas de mitigación necesarias.

1.11 Conciencia de prevención Vrs. reconstrucción

Un elemento clave al ser considerado, es la distribución de recursos entre actividades de prevención y esfuerzos post-desastre. Las medidas estructurales (por ejemplo, hacer que las estructuras sean más resistentes a los eventos) y no estructurales (por ejemplo, restricciones en el uso de la tierra) de prevención, son eficaces en función de los costos para reducir el número de fatalidades y daños a propiedades. Las medidas de ayuda y reconstrucción después de un desastre son importantes por razones humanitarias y pueden incluir mejoras destinadas a prevenir o mitigar desastres en el futuro. Por medio de proyectos financiados por los organismos de financiamiento para el desarrollo.

Sin embargo, las medidas post-desastre son desproporcionadamente costosas en relación con cada vida salvada y cada estructura reconstruida. Las medidas de prevención en los países en desarrollo pueden reducir las

tragedias humanas y el incalculable costo de pérdidas de empleos y de producción a causa de desastres naturales.

Al respecto, es importante distinguir entre manejo de amenazas y manejo de desastres. En ambos casos se incluyen todas las medidas previas y posteriores a un evento, pero el enfoque es diferente. El manejo de desastres se refiere a eventos específicos que ocasionan la pérdida de vidas y destruyen propiedades a tal punto que generalmente se necesita ayuda internacional. El manejo de amenazas se refiere al potencial de los efectos perjudiciales de los eventos naturales, terminen o no en desastre.

Es un término más amplio ya que significa incorporar la consideración de amenazas naturales en todas las acciones de desarrollo sin tener en cuenta la severidad del impacto. El manejo de amenazas se concreta en el análisis de los eventos, en la evaluación del peligro que ellos presentan y en la prevención y mitigación de su impacto, mientras que el manejo de desastres tiende a concretarse más en medidas de preparación, alerta, rescate, auxilio, rehabilitación y reconstrucción.

A pesar de que la prevención es claramente más ventajosa que el auxilio y la reconstrucción a escala humana y económica, estos últimos son los que típicamente cuentan con más interés y apoyo financiero y político. Después de la ocurrencia de un desastre, los países que prestan ayuda ofrecen inmediatamente equipos sofisticados y personal altamente capacitado para las misiones de búsqueda y rescate. Por otro lado, los políticos de la nación ganan más apoyo consolando a las víctimas del desastre que cobrando más impuestos para tomar medidas necesarias para evitar otros desastres en el futuro. Los esfuerzos a corto plazo para atender las necesidades inmediatas generalmente tienen prioridad sobre las actividades de prevención y las medidas de recuperación a largo plazo, principalmente debido a la cobertura de prensa en la fase de auxilio de un desastre. Por este motivo, no es sorprendente que del total de los fondos

utilizados para el manejo de amenazas naturales en la región, más de un 90% se destine a salvar vidas durante los desastres y a reponer inversiones perdidas, quedando menos del 10% para la prevención de los desastres.

1.12 Planificación (desastre Vrs. Desarrollo)

El país debe planificar su desarrollo y preparar proyectos de inversión compatibles a un nivel de estudio previo de factibilidad, debe recopilarse información que diagnostique las necesidades del área, e identificar los recursos disponibles para cubrir dichas necesidades, y luego usar la información recopilada y generada para generar una estrategia de desarrollo integrado. Dicha estrategia debe establecer un vínculo entre la calidad de vida del ser humano y la calidad del medio ambiente.

1.13 INCORPORACIÓN DE MEDIDAS DE MITIGACIÓN EN ESTUDIOS DE PLANIFICACIÓN DEL DESARROLLO INTEGRADO.

El enfoque de la planificación del desarrollo integrado es multidisciplinario y multisectorial. Se analizan en conjunto asuntos económicos y sociales tomando en cuenta la necesidades de la población y los problemas y oportunidades que presentan en los recursos naturales.

Un elemento clave en este proceso es la preparación de proyectos de inversión, que se definen como aquellas inversiones de capital que crean bienes capaces de generar una corriente de beneficios. Un proyecto puede ser independiente o formar parte de un paquete de proyectos integrados.

El proceso de planificación para el desarrollo se compone de cuatro etapas: Misión preliminar, Fase I (diagnóstico de desarrollo), Fase II (formulación de proyectos y preparación del plan de acción) y ejecución.

Dado que el proceso es cíclico, las actividades comunes a más de una etapa pueden llevarse a cabo simultáneamente.

Generalmente, los planificadores dependen de científicos e ingenieros para obtener la información necesaria para realizar las evaluaciones de amenazas naturales. Y en el caso específico de prevención de desastres en carreteras, es aquí donde depende de los profesionales el implementar la información adecuada y hacer todas las sugerencias y observaciones necesarias acerca del tema. Si los ingenieros viales callan en ese momento estarán colaborando con el atraso científico técnico y económico de nuestro país, por lo general la información disponible sobre huracanes y amenazas geológicas es suficiente para hacer una evaluación preliminar.

1.14 Ventajas que ofrece la planificación del desarrollo integrado en el manejo de amenazas

La planificación del desarrollo integrado y el manejo de amenazas se consideran procesos paralelos con muy poca interacción, es claro que funcionarían más efectivamente si se realizaran en forma coordinada, ya que tienen las mismas metas (protección de la inversión y mejoramiento de la calidad de vida) y tratan con unidades geográficamente similares. Algunas de las ventajas de dicha coordinación son:

- Las medidas de reducción de vulnerabilidad tienen más posibilidades de ser adoptadas cuando forman parte de un conjunto de medidas de desarrollo. Pueden mejorar la relación costo-beneficio en la totalidad del proyecto.
- Al realizar las actividades en forma conjunta la generación y uso de datos será más eficiente.

- El costo de reducción de vulnerabilidad es menor cuando las medidas de reducción forman parte del proyecto original y no cuando se las incorpora como una modificación al mismo a raíz de un análisis sobre el impacto de los eventos, requiriendo que se duplique el personal, la información y los equipos.
- Los intercambios de la información entre los organismos de planificación y los de preparación para emergencias enriquece el trabajo del primero y alertan al segundo.

2. CLASIFICACIÓN Y ANÁLISIS DE DESASTRES EN CARRETERAS

2.1. TIPOS DE DESASTRES EN CARRETERAS

➤ **Desastres naturales:**

Inundaciones.
Huracanes y ciclones.
Terremotos.
Erupciones volcánicas.
Deslizamientos de tierra.

➤ **Desastres antropológicos:**

Mal diseño geométrico.
Mala construcción.
Mala señalización.
Falta de educación vial del usuario.
Colapso de embalses.

➤ **Desastres naturales inducidos por alteraciones en el ciclo natural:**

Deforestaciones.
Uso del suelo.
Contaminación de la atmósfera.
Construcción de embalses.

Contaminación de los cursos de agua.

Cortes de tierra que afectan la isóstasia (equilibrio de la corteza terrestre).

2.2 Efectos de los desastres naturales sobre la infraestructura

2.2.1 Efectos sobre la infraestructura por los terremotos

- Daños a caminos, puentes, presas.
- Deslizamientos que entierran estructuras.
- Licuefacción de tierras con estructuras que se hundan.

2.2.2 Efectos sobre la infraestructura por huracanes

- Vientos de gran fuerza

Daños al posteo de líneas de alta tensión provocando que caigan sobre la cinta asfáltica.

Daños a la vegetación cercana logrando levantar ramas que obstaculizan el camino o en el peor caso intercepten a un vehículo.

Daños a la señalización vertical.

Volteo o levantamiento total de un vehículo.

- Inundaciones (por lluvia)

Erosiones en caminos.

Cortes inestables.

Socavación en puentes.

2.2.3 Efectos sobre la infraestructura de las erupciones volcánicas

- Daño a puentes y estructuras.
- Enterramiento de caminos y estructuras, (aunque se ha descubierto que las cenizas volcánicas son buenos estabilizadores al mezclarse con la capa granular).

2.3 Consecuencias sociales y económicas de los desastres naturales en carreteras

- Pérdidas de producción industrial debido a escasez de personal por falta de transporte.
- Pérdidas de comercio.
- Daños a la infraestructura.
- Interrupción de los sistemas de transporte.
- Interrupción de las comunicaciones.
- Desorganización social.

2.4 CLASIFICACIÓN DE LOS DAÑOS Y EFECTOS

- **Daños directos:** (destrucción de la infraestructura).
Destrucción parcial o total de infraestructura física en cortes, terraplenes, carpeta de rodadura, obras de arte, puentes, embalses, maquinaria y equipos.

- **Daños indirectos:** provocados sobre el flujo de la producción de bienes y servicios que se dejan de prestar durante un lapso de tiempo. (en muchas ocasiones son mayores que los directos).

Estos son un estimado de los mayores costos de transporte originados por la necesidad de utilizar rutas alternativas de mayor recorrido o en peor estado generando mayor costo de operación de los vehículos.

En el sector comercio se da la escasez relativa de insumos, mayores costos de transporte de mercaderías, interrupción de las exportaciones e impuestos que el estado deja de percibir.

- **Efectos secundarios.**

La suma de todos los anteriores es el costo real que tiene un desastre natural.

2.5 Necesidades evidentes

Estas son: a) evaluar los daños ocasionados por el desastre, b) diseñar esquemas y medidas de planificación y prevención.

El objetivo es evaluar los daños provocados en los sectores sociales, económicos o geográficos más severamente afectados, además evaluar la capacidad de respuesta existente. Los temas a evaluar son la magnitud de la población afectada y en que forma, los efectos sobre los sectores sociales, económicos, agrícola, industrial y comercio.

2.6 Criterio para la evaluación de los daños

- Valorar los costos al momento de producirse el desastre o la emergencia.
- Para el daño directo se debe considerar el costo de la reposición de la obra nueva equivalente, ajustada a su costo depreciado.
- En general debe optar entre el costo del bien en la etapa de su vida útil al momento del desastre y la reposición del bien que lo reemplazará.

2.7 Fuentes de información

- Informes estratégicos por especialistas del área.
- Análisis de la prensa escrita ya que reflejan información pasada.
- Cartografía.
- Misiones de reconocimiento.
- Encuestas.
- Fotografías aéreas.
- Imágenes por sensores remotos.
- Fotografías e imágenes satelitales.

2.8 Análisis de los costos operacionales

Los costos operacionales del transporte forman parte de los estudios de factibilidad económica de proyectos, las variables en el costo operacional son:

- Tipos de vehículos
- Tipo de superficie de rodadura
- Estado de la carpeta (IRI)
- Sinuosidad de las rutas
- Pendientes longitudinales
- Volúmenes de tránsito

2.9 Ejemplo de una evaluación de daños (provocado por el huracán Georges en la República Dominicana).

Daños directos

Puentes destruidos:	1996m	a	4800USD,	son	9.58mil USD
Carreteras destruidas:	220km	a	100.000	son	22.0mil USD
Caminos vecinales:	1500km	a	40.00	son	60.0mil USD
			SUB-TOTAL		<u>91.58mil USD</u>

Daños indirectos

En puentes destruidos:

➤	Habilitación pasada provisoria USD	35.300mil
➤	Costo suspensión 1 día con 1000 veh/día.	220.000mil USD
➤	Costo adicional por transitar Rutas en mal estado por día.	11.600mil USD
	SUB-TOTAL	<u>266.900mil USD</u>
	TOTAL DE DAÑOS DIRECTOS	91.58
mil USD		
	TOTAL DE DAÑOS INDIRECTOS	<u>266.9 mil USD</u>
	COSTO REAL DEL DESASTRE	358.48 mil USD

2.10 Levantamiento de puntos vulnerables

- Características generales de los problemas.
- Listado de lugares que presentan situación de riesgo.
- Plano de indicación de su ubicación geográfica.

Estas deben contar con la descripción de la situación de riesgo, periodo de diseño, zona, lugar o áreas afectadas, obras a ejecutar que permitan mitigar los efectos, costo estimado de la solución propuesta, asignación de la prioridad, observaciones y comentarios.

En cuanto a la mitigación: está en relación con la reconstrucción ya que al materializar las obras, se debe procurar la mitigación del impacto, sino es posible eliminar el riesgo. También se relaciona con la respuesta, ya que con la información recopilada se puede entender mejor que clase de riesgo se va a enfrentar. La mitigación se logra finalmente con una adecuada educación, generando una cultura de prevención.

La preparación es la culminación de la etapa previa del desastre y constituye el primer gran objetivo del comité de emergencia. Es allí donde se analizan los riesgos, la vulnerabilidad, el catastro de recursos disponibles y con ello se prepara el plan de emergencia. Es importante saber que ya en Guatemala existe un plan de emergencia o plan nacional de contingencia vial 2000.

2.11 Aspectos prácticos en la etapa de preparación

- Adiestrar permanentemente al personal técnico designado.
- Efectuar ejercicios prácticos cuando sea factible.
- Determinar puntos críticos y prever soluciones oportunas y realistas.
- Efectuar catastros previos y periódicos de los medios disponibles en las distintas zonas del país.
- Conocer los contratos de mantenimiento de la red vial, (contratistas de COVIAL).

2.12 Aspectos prácticos en la etapa de alerta

Ante la presencia o la posible ocurrencia de un evento destructivo se emite una señal de alerta que determina una acción determinada y conjunta que determina la amplitud y cobertura del área afectada.

Actividades:

- **Identificación de causas que atraviesan las carreteras**, puede ser por cartografía, (identificar sectores de riesgo de desborde o de erosión, y realizar una clasificación y caracterización de las cuencas aportantes, orientadas a medir la severidad de los eventos).
- **Obras viales relacionadas y su vulnerabilidad**, (antecedentes de daños y vulnerabilidad, basados en datos históricos recopilados).
- **Información hidrometeorológica necesaria**, (pluviométrica, fluviométrica por medio de estaciones situadas en la cuenca en estudio).
- **Sistemas básicos de alerta temprana de crecidas**, (Para el sistema de alerta temprana es indispensable contar con datos de precipitaciones y/o caudales, con sistema de transmisión y acopio de datos, procesamiento de la información y toma de decisiones).

El INSIVUMEH cuenta con sistemas de alerta temprana, sistemas hidrometeorológicos en ríos Achíguate y María Linda, para medir cambios y crecidas de caudales.

2.13 Análisis de aspectos técnicos a evaluar en prevención de desastres naturales en carreteras

Los desastres naturales que más afectan una red vial son los terremotos y los huracanes, razón por la cual es tan importante que los

proyectos de vías terrestres cuenten con los respectivos estudios Geológicos e Hidrológicos para su planeación, ejecución y mantenimiento.

De tal forma contar con decisiones y criterios técnicos apropiados que guíen los proyectos viales para obtener excelentes resultados y optimizar los recursos económicos, naturales y humanos.

El personal que se dedique a redactar informes, evaluar los daños, trazar mapas de zonificación o diseñar medidas de mitigación estructural o no-estructural, debe conocer las generalidades del sistema en su totalidad y además debe ser un buen especialista dentro de su área de trabajo, para formar de esta forma un equipo de profesionales que trabajen coordinadamente por un objetivo general, entendiendo y facilitando el trabajo de las anteriores y subsiguientes fases del proyecto.

2.14 Conceptos básicos de hidrológica para prevención de desastres

2.14.1 Huracanes

Los huracanes son depresiones tropicales que se desarrollan como fuertes tormentas caracterizadas por vientos centrípetos. Estos se generan sobre aguas cálidas oceánicas a bajas latitudes y son especialmente peligrosos dado a su potencial destructivo, su zona de influencia, origen espontáneo y movimiento errático. Los fenómenos asociados son:

- Vientos que exceden los 64 nudos –potencia del huracán—(74 millas/h ó 119 km/h). Los daños ocasionados por el impacto del viento en las estructuras fijas como los rótulos de señalamiento lateral en carreteras, pueden ser derribados e incluso arrancados, los vehículos son volcados o levantados, las ramas de los árboles pueden golpear contra algún conductor , etc.

- Fuertes precipitaciones de varios días de duración anteriores y posteriores al huracán. El nivel de las precipitaciones depende de la humedad ambiental y de la velocidad y magnitud del huracán. Las precipitaciones pueden saturar los suelos y causar inundaciones a menos que se cuente con un buen sistema de drenaje y que este contemple los sólidos en suspensión, sólidos arrastrados y materiales que puedan ocasionar taponamientos. Además las fuertes precipitaciones pueden ocasionar derrumbes como consecuencia del sobrepeso y lubricación de las partículas componentes de la masa de suelo.
- Caudales máximos en los canales naturales, estos ocasionan socavamiento en el fondo y márgenes de los ríos, provoca derrumbes en los márgenes y afecta en mayor grado a las secciones más estrechas del río, debido a la aceleración que se produce en estos puntos donde el área es menor y la velocidad se aumenta.

En los países del caribe los huracanes causan más daño que cualquier otro riesgo natural, en México y Centroamérica están en el segundo lugar después de los terremotos. Dentro del contexto de las carreteras Guatemaltecas y Centroamericanas su mayor efecto consistió en el desbordamiento de los ríos y la gran cantidad de interrupciones de flujo vehicular provocada por derrumbes.

Para evaluar las amenazas a fin de preparar un plan de mitigación de huracanes, el planificador debe primero determinar si el área de estudio se encuentra dentro del cinturón de ocurrencia de los huracanes. Si esta ubicada en el “pasillo del huracán”, en las últimas décadas, la capacidad de pronosticar y monitorear estas tormentas ha aumentado. Una vez que los riesgos han sido definidos y cuantificados, los planificadores e ingenieros pueden diseñar los mecanismos de mitigación apropiados.

2.15 Ejemplo de la técnica utilizada para compilar mapas de amenazas de deslizamiento

Un ejemplo es la evaluación de deslizamientos que preparó la OEA a solicitud del gobierno de la República Dominicana. El estudio encontró que el origen volcánico del país, causante de las pendientes empinadas y la inestabilidad de las rocas de basamento, juntamente con las abundantes precipitaciones crean condiciones que fácilmente generan derrumbes. Un 2 % del territorio del país se enfrenta a deslizamientos existentes, de los cuales el tipo más común es el flujo de escombros. El equipo encargado de llevar a cabo el análisis delineo en primera instancia todos los deslizamientos pasados en fotografías aéreas en blanco y negro a escala 1:20,000 y preparó un mapa de deslizamientos a escala 1:50,000 después, se compiló con información existente un mapa de la geología de la superficie, el cual se superpuso al mapa de derrumbes para determinar que unidades de roca de basamento estaban asociados a los deslizamientos existentes.

Se encontró que seis de las ocho unidades de roca de basamento estaban asociadas. Después, se compilo un mapa de distintas clases de pendientes con la información ya existente. Se definieron cuatro clases que correspondían a los actuales usos de la tierra. Los factores hidrológicos fueron examinados, pero no se pudo establecer ninguna correlación entre la distribución de las precipitaciones o las zonas de vegetación y los deslizamientos. Finalmente se combinaron las unidades de roca de basamento y de pendiente, se compararon las unidades compuestas con el mapa de deslizamientos y se determinó la proporción de cada unidad compuesta sujeta a movimiento.

El mapa de amenaza de deslizamiento se utilizó para ubicar las áreas inadecuadas para el desarrollo. Sorpresivamente, también mostró un área de deslizamientos activos que podrían embalsar un afluente del río Trois Pitons, amenazando las vidas de la población río abajo. El mapa del país de 290 km² de superficie, fue compilado en seis semanas a un costo total de US\$ 13,000.

Lo importante es que el uso de técnicas modernas de sensoramiento remoto se puede compilar un mapa de zonificación de amenaza de deslizamiento, "Que aumenta enormemente la capacidad de un planificador para tomar decisiones adecuadas sobre el uso futuro de la tierra", en uno o dos meses, solamente por el costo del tiempo del técnico y de la adquisición de imágenes.

3. CONSOLIDACIÓN DE TALUDES

3.1 Protección contra erosión

Los dos principales tipos de erosión, son:

- **Erosión eólica**
- **Erosión hídrica**

3.1.1 Erosión eólica

La erosión eólica es el proceso de disgregación, remoción y transporte de las partículas del suelo principalmente por la acción del viento, pero coaccionada por los mismos elementos arrastrados, que caen sobre los granos de arena o limo en movimiento o que atacan una superficie dada. Para que se produzca el proceso de erosión eólica se tiene que cumplir algunas de las condiciones siguientes:

- Superficies más o menos llanas y amplias.
- Suelos sueltos.
- Lluvias escasas y mal distribuidas.
- Temperaturas altas.
- Vientos fuertes y frecuentes.

Factores

Los principales factores que condicionan el proceso de erosión eólica son el viento, el suelo y la naturaleza de su superficie.

Viento

La velocidad mínima del viento necesaria para mover una partícula de suelo se denomina << umbral de velocidad >>.

La erosión de un suelo con estructura alterada puede empezar cuando la velocidad del viento a 30cm de altura, alcanza los 16 km/h, sin embargo los suelos con buena estructura pueden resistir vientos de hasta 60 km/h.

Suelo

Los suelos menos susceptibles a erosión eólica son los que tienen de 20 a 35 % de arcilla, con un equivalente de humedad entre 20 y 25 %. Los suelos con gran proporción de cal son más susceptibles a la erosión. La materia orgánica facilita la agregación de partículas, haciéndolos más resistentes.

Rugosidad superficial

La rugosidad de la superficie del suelo en forma de accidentes de topografía, plantas, residuos orgánicos o minerales, etc., hace disminuir la velocidad del viento así como su contacto directo con las partículas superficiales del suelo, frenando de esta forma su disgregación y arrastre.

3.1.2 Medidas contra la erosión eólica

Las medidas contra la erosión eólica serán:

- Preventivas

- Correctivas

Según tengan por objeto reducir la acción del viento y aumentar la resistencia del suelo o la recuperación de los terrenos erosionados o recubiertos por los materiales de erosión.

El aumento de la resistencia del suelo se logra mejorando la estabilidad de su estructura (inmediata, materia orgánica, laboreo racional, estabilizaciones químicas, eléctricas, etc.).

El contacto directo viento-suelo se evita mediante cobertura vegetal (natural o artificial) y la disminución de la velocidad del viento por medio de obstáculos especiales (rompevientos) u ordenación adecuada de los cultivos.

Rompevientos

Los rompevientos son obstáculos más o menos permanentes que se establecen en dirección normal a los vientos dominantes. Pueden ser impermeables o semipermeables, teniendo éstos últimos una zona de influencia mayor (unas 20 veces su altura), aunque con menor reducción de la velocidad del viento. Los espaciamientos óptimos para los rompevientos impermeables serían iguales a 8 veces su altura y los de los semipermeables, 15 veces.

En rompevientos de poca altura se emplean muros de piedra, tablestacas, diques de tierra, plantas cultivadas (sorgo, maíz, etc), redes de

plástico, cañas, etc. Los de gran altura se constituyen en general con plantaciones de árboles de raíces profundas, poca extensión lateral y con follaje lo más permanente posible.

3.1.3 Erosión hídrica

La erosión hídrica es el proceso de dispersión, arranque y transporte de las partículas del suelo por la acción del agua. El agua provoca erosión del suelo tanto en su estado líquido (lluvia) como en el sólido (nieve, hielo), en la superficie del suelo o en profundidad, por acción mecánica o química.

Factores

Los factores que rigen la erosión hídrica son principalmente precipitación, suelo, relieve y vegetación.

Precipitación

Intensidad, duración y frecuencia de los aguaceros son las características de más significado. El producto de las dos primeras, define la abundancia. La frecuencia ejerce influencia en el fenómeno erosivo debido a sus repercusiones en el estado de humedad del suelo.

Suelo

Textura, estructura, permeabilidad y dispersión y materia orgánica son las características en las que se han centrado la erosiónabilidad de un suelo.

Relieve

Cuando el terreno es horizontal, el desplazamiento de partículas de tierra por el impacto de las gotas se hace en todos los sentidos, existiendo

así una compensación mutua. Si el terreno es inclinado predominarán los desplazamientos hacia las partes más bajas.

Vegetación

Protege el suelo de la percusión de las gotas de lluvia. Aumenta el poder de infiltración del suelo. Reduce la velocidad de escurrir (según el tipo y densidad a valores menores de la cuarta parte de suelo desnudo).

TABLA II. Velocidad media admisible (Erosión hídrica, M/ seg.)

Tipo de suelo	Agua clara	Agua con coloides
Arena muy fina.....	0,45	0,75
Franco arenosa.....	0,55	0,75
Franco limosa.....	0,60	0,90
Arcilla fuerte.....	0,75	1,00
Arcilla coloida.....	1,10	1,50
Grava fina.....	0,75	1,50
Grava media y gruesa.....	1,20	1,80

En la tabla II según Fortier y Scobey establecen las velocidades medias admisibles como no erosionables en los suelos de distinta textura, según que el agua sea limpia o contenga coloides.

Proceso

Se pueden distinguir tres etapas: A) Disgregación y arrastre producido por las gotas de lluvia. B) Arrastre por la escorrentía superficial. C) Transporte del suelo.

Tipos de erosión hídrica

Erosión laminar

Consiste en una remoción de delgadas capas de suelo, extendida más o menos uniformemente a toda una superficie. El conjunto agua-tierra corre a lo largo de las pendientes como una lámina y el suelo se va degradando por capas sucesivas.

Erosión en regueros

Consiste en el arrastre de elementos terrosos al correr el agua de forma no uniforme debido a las irregularidades y desniveles superficiales de una pendiente. La erosión laminar favorece la formación de regueros.

Erosión en cárcavas

Profundas incisiones en el terreno originadas cuando existe una gran concentración de escorrentía en alguna zona. Suele ir precedida de las anteriores. La clasificación USDA define cárcava pequeña las menores de 2 m. Y grandes las mayores de 4,5 m. De profundidad.

3.1.4 Medidas contra la erosión hídrica

Las medidas contra la erosión hídrica están orientadas a: 1) Proporcionar a las partículas del suelo suficiente aptitud para resistir las fuerzas de arrastre (mejora de su estructura). 2) Reducir la escorrentía

superficial del agua mediante aumento de infiltración y de almacenaje superficial. 3) Controlar la velocidad del agua de escorrentía para mantenerla en los límites no erosivos. 4) Asegurar drenaje eficaz del exceso de agua.

Las principales medidas son:

- Medidas generales de implantación o selección de cultivos adecuados.
- Medidas especiales de cultivo (encespedados, repoblación arbórea, plantaciones a nivel, etc.)
- Obras de defensa y corrección (terrazas, apertura y acondicionamiento de desagües, encauzamiento de arroyos, drenaje, etc.,).

Se dan a continuación algunos datos de utilidad sobre estas medidas.

Mejora de la estructura del suelo

La mejora de la estructura del suelo puede conseguirse con los llamados tratamientos clásicos (drenaje, enmiendas, etc.) o con el uso de acondicionadores químicos. La actuación de los acondicionadores está basada en la floculación de las partículas de arcilla y en su función de enlace entre los agregados de arcilla y la fracción arenosa. Estos enlaces son necesarios para producir agregados estables. Además de la estabilización en la estructura del suelo, conseguida directamente, se puede lograr una inferida, al permitir a la vegetación cubrir un suelo que antes no era posible. Los dos tipos de acondicionadores más usados son las emulsiones bituminosas diluidas y las soluciones de un polímero, la poliacrilamida. Entre las emulsiones, las hay hidrófobas, recomendadas para suelos húmedos y pesados, hidrófilas, muy indicadas para suelos arenosos secos, e intermedias.

Plantaciones

Estos a la larga pueden evitar la ruina del talud. Cuanto más tendido sea más fácil retiene la humedad, es conveniente arar o escarificar los taludes cuya pendiente sea mayor a 1 (vertical) en 3 (horizontal) con una grada de discos o un escarificador. En zonas áridas es difícil mantener las plantaciones, sobre todo si la precipitación es inferior a 300mm/año. Casi todas las hierbas crecen mayor en sitios bien drenados, pues pocas especies soportan agua excesiva o inundación.

Los suelos arenosos o areno-arcillosos, son ventajosos para un rápido crecimiento de la hierba, las arcillas duras son inadecuadas, a menos que se añadan aditivos o se hare el suelo. Cuando la proporción de limo más arcilla sea superior al 20% se puede esperar un crecimiento satisfactorio. Pero si es inferior al 5% el establecimiento y mantenimiento de la hierba es difícil. Esto se debe a que los últimos suelos no retienen la humedad, ni alimento para las plantas, debido a la rápida lixiviación y además, a las grandes fluctuaciones de temperatura del suelo.

Con frecuencia es necesario añadir a los suelos fertilizantes y correctores, especialmente cuando no se dispone de tierra vegetal. Otras veces se añade tierra vegetal en espesores que oscilan entre 5 y 15cm, es conveniente producir una cierta unión entre la tierra vegetal y el suelo del talud (por ejemplo, con grada o berma) para evitar deslizamientos.

Cultivo de fajas

Es una combinación de los tres tipos de medidas pues consiste en la ordenación de cultivos en tiempo y en espacio de manera que se sucedan alternativamente las fajas de terreno descubierto, con otras cubiertas de vegetación densa y resistente a la erosión. Las fajas siguen las líneas de nivel del terreno y su separación puede determinarse

Por la fórmula
$$S = \frac{100}{P}$$
 (S = separación en m., P = pendiente del terreno en %)

Otro factor útil en la estabilidad de un talud son las raíces de los árboles debido a la cohesión que crean y a la cantidad de agua que absorben.

3.2 Evitancia de aflojamiento

Una fractura progresiva es muy probable que se inicie en el pie del talud, para la iniciación de la ruptura puede construirse un muro o una pantalla con anclajes pretensados al pie del talud. Solo si la ruptura no se ha iniciado, de lo contrario sería insuficiente para soportar el talud.

En ocasiones el inyectar una diaclasta puede ser poco adecuado para mejorar la estabilidad. En taludes de roca puede ser conveniente hacer deslizar bloques de rocosos inestables para evitar que puedan caer posteriormente y ocasionar daños no controlados. La mayoría de los métodos de corrección de corrimientos que se van a citar en este documento pueden emplearse también como métodos preventivos, y con una gran ventaja, que de este modo se evita la pérdida de resistencia ocasionada por las deformaciones una vez que el corrimiento halla tenido lugar.

3.3 Principales fallos en taludes

Causas de inestabilidad

La gravedad afecta a todo cuerpo intentando desplazar su centro de gravedad en dirección de aquella. Sin embargo, su capacidad de resistencia al esfuerzo cortante puede contrarrestar esta tendencia al movimiento. La relación entre la máxima resistencia al corte que puede llegar a desarrollar

agotando las características del suelo (cohesión y ángulo de fricción interna), en toda la superficie de la rotura, y los esfuerzos cortantes movilizados, nos indica el grado de estabilidad de la masa. Su valor se denomina coeficiente de seguridad.

Las causas principales de inestabilidad de taludes y laderas son entre otras: Erosión de pié, acumulación de materiales en la cabeza, variaciones rápidas de humedad o temperatura, arrastres sólidos internos en rocas solubles, fenómenos de naturaleza química, fenómenos de naturaleza biológica, sismos, presión intersticial debida a filtraciones, etc.

Consecuencias de la inestabilidad

Dejando aparte las clasificaciones científicas y conceptuales, las consecuencias de una falla de estabilidad en una ladera o talud artificial, se materializa en movimientos de masas, que a efectos prácticos, describiremos sus tratamientos, agrupándolos como: I) Deslizamientos: a) Superficiales y b) Profundos, II) Desprendimientos, y III) Degradación por erosión.

- I) Deslizamientos. Se incluyen en este grupo, prescindiendo como se ha dicho antes del rigor conceptual, todos los movimientos de suelos que supongan movimiento de una parte de la masa sobre otra, comprendiendo por tanto, deslizamientos propiamente dichos, reptaciones, corrimientos y fluxiones.

- II) Desprendimientos. Movimientos no continuos en los que una masa de suelo cae, por tanto, se recogen con este nombre, los desprendimientos propiamente dichos, desmoronamientos y desplomes.

- III) Degradación por erosión. Movimiento del suelo consistente en pérdidas continuas de material.

3.4 Preparación del proyecto de prevención o corrección de fallos en taludes

Realizada la anterior clasificación convencional de los tipos de inestabilidad que se puede presentar en un talud, y enumeradas las principales causas de fallo, nos centraremos ahora en el tema, en el estudio de un talud cualquiera, en el que se ha producido un fenómeno de inestabilidad que se quiere corregir, o en el que se teme se produzca.

Toma de datos.

Se suele trabajar en primer lugar con un plano general que de la idea de la topografía, sistema hidrológico, masas de vegetación, etc., de la zona, y con otro de planta a escala 1:5,000, 1:1,000 ó 1:500, según la magnitud del fallo ocurrido o previsible y la naturaleza del talud, con una anchura total, medida según las curvas de nivel, igual a unas cinco veces la de la zona movida o en estudio, que se representa en el centro del mismo, y una extensión hacia arriba y hacia abajo de la ladera que dependerá de las distancias a que estén la coronación y el punto más bajo de la misma, pero que por lo menos sobrepasara los primeros quiebres fuertes que aparezcan de la ladera, tanto por encima como por debajo del movimiento o zona en estudio.

En este plano se debe reflejar además de los sondeos que se propongan, las grietas y escarpes existentes, acotando sus alturas, los manantiales, sumideros y capas permeables, las masas de rocas existentes, así como las zonas en que han quedado los diferentes tipos de suelo que aparezcan en la masa movida. Un dato muy importante es la situación del nivel freático y el registro si es posible de sus variaciones con el tiempo.

Los ensayos de laboratorio que suelen realizarse con las muestras de suelo tomadas a diferentes profundidades, corresponden a los siguientes tipos:

- Los denominados de Mecánica de Suelo: Granulometría continuada por sedimentación, límites de Atterberg, humedad natural, densidad, edométrico, rotura a compresión simple, triaxiales o corte directo y permeabilidad.
- Los análisis químicos y edafológicos: determinación de sulfatos y carbonatos, principalmente cationes, pH, estabilidad estructural, índices de erosionabilidad.
- Y los ensayos mineralógicos para determinar el grado de meteorización y la naturaleza de algunos componentes del suelo.

Informe

Con los datos anteriores, se prepara un informe que, como mínimo recogerá los siguientes conceptos:

- I) Dimensiones y límites de la zona estudiada.
- II) Situación de la zona movida.
- III) Efectos producidos por el movimiento.
- IV) Volumen de escombros.
- V) Sondeos y ensayos.
- VI) Materiales constituyentes.
- VII) Agua y situación de capa freática.
- VIII) Condiciones climatológicas de la zona.

- IX) Reseña geológica de la ladera.
- X) Información fotográfica.
- XI) Reconstitución de las curvas de nivel anteriores al movimiento, y en caso de talud artificial, las del terreno natural.
- XII) Causas a las que se atribuye el fallo.
- XIII) Soluciones propuestas, con indicación de las medidas provisionales urgentes que fuese necesario tomar.

3.5 Clasificación de las medidas de consolidación de taludes

3.5.1 Daños en la estructura de una obra o en el entorno natural

Los daños que pueda sufrir la infraestructura de una obra, construcción, o la propia ladera, puede agruparse esquemáticamente como indica la (TABLA III).

Se incluyen los asientos, por la conexión de influencia indirecta que pueden tener sobre la geometría de los taludes próximos, y que en algunos casos puede inducir a dudas sobre el posible origen del fallo observado en la obra.

3.5.2 Clasificación de las medidas de mitigación y corrección según daños y justificación conceptual.

Las medidas de corrección que se aplican para elevar el coeficiente de seguridad de las obras de tierra o taludes en situación precaria, son de naturaleza muy variada, pero pueden agruparse en tres justificaciones conceptuales distintas:

Medidas del tipo I. Las modificaciones favorables del perfil geométrico y las medidas adoptadas para al menos conservar el existente.

	plástica.		Drenajes profundos (longitudinales). Galerías y pozos drenantes. Pantallas de transición.	
	b) Por compactación creciente.			Inyección. Mejora del terreno. Sustitución del terreno.

Daños		Medidas	TIPOS DE MEDIDAS		
			Medidas de tipo I	Medidas de tipo II	Medidas de tipo III
TIPOS DE DAÑOS	Deslizamientos	a) Superficiales.	Plantaciones. Riegos superficiales impermeables Muros de revestimiento. Arquerías. Túneles artificiales. Fajinas. Transición en S del talud. Revestimiento de desagües. Prolongación de obras existentes de desagüe.	Plantaciones. Riegos superficiales Impermeables	Plantaciones. Pilotes hincados. Drenes superficiales. (en espina, etc.). Tratamientos químicos para Mejora de la estructura del suelo. Consolidación electrocinética y electro química.
		b) Profundos.	Muros de pie bien cimentados. Defensas en el cause. Disminución del talud. Escalonamiento del talud. Espaldones laterales.	Cunetas de coronación	Drenes subhorizontales. Sistemas de pozos y Galerías denantes. Drenes pentagonales. Pozos indios. Inyecciones químicas para Mejora de terrenos. Muros anclados. Muros de pie con contra-Fuertes denantes. Plantaciones.
	Desprendimientos.	Eliminación de bloques. Telas metálicas, berma de pie y defensas. Plantación. Bulonado. Muros de acompañamiento. Contrafuertes y vigas. Paños de recalce con	Gunitado. Protección con productos Bituminosos Captaciones profundas y Desagüe. Plantaciones.	Anclaje de la ladera. Captaciones y drenes.	

		drenaje.		
Erosión	Eólica.		Rompe vientos. Ordenación de cultivos.- Cobertura vegetal.	Enmiendas. Aport. Materia orgánica. Estabilizaciones químicas. Eléctricas, plantaciones etc.,
	Hídrica.	Encespedados. Plantaciones a nivel. Encauzamiento de arroyos. Defensa de corrección de barrancos.	Mulch. Encespedados. Repoblaciones arbóreas. Terrazas y bancales. Barreras y vegetales.	Drenaje. Encespedados. Plantaciones.

Atendiendo a esta justificación conceptual de su destino, y al mismo tiempo al tipo de daño producido o previsible que pretende corregir o evitar, pueden enumerarse las principales medidas de tratamiento de taludes, en una tabla de doble entrada como la (TABLA IV), correspondiendo estas a los dos criterios citados.

3.6 Predicción de fallos

La mejor solución al problema de la inestabilidad de taludes consiste en evitar los fallos, o estar prevenidos para cuando estos ocurran. En este sentido puede hablarse de la utilidad de técnicas de predicción de fallos, impulsadas por los investigadores japoneses principalmente. Estas técnicas pueden ser de gran interés en el estudio de obras lineales o en el de emplazamiento de otras obras que afectan a grandes superficies. Se pretende el conocimiento de los tres elementos siguientes:

- Localización de posible fallo
- Época en la que puede tener lugar
- Escala y forma del mismo

Una de las técnicas utilizadas es la del *Análisis Cuántico de los resultados de la Fotointerpretación*, la metodología aplicable puede ser dividida en las siguientes fases:

- Interpretación de las fotografías aéreas
- Análisis estadístico por Teoría de la Cuantificación
- Dibujo de los planos que muestran los diferentes grados de seguridad de los taludes

En primer lugar hay que definir los factores de interpretación estos pueden ser:

- Tipo de talud (corte o relleno)
- Número de cambios de inclinación
- Presencia o no de barrancos
- Orientación del talud
- Tipo de relieve en el entorno
- Tipo de suelo
- Vegetación
- Existencia o no de fallas

Un segundo paso indica que es necesaria la experiencia. Así, en alguna determinada muestra de taludes de historial conocido, se analizan los factores antes definidos, y admitiendo que cada factor es una variable aleatoria en la que la totalidad de su recorrido se divide en tantos intervalos como factores.

3.7 Bases de cálculo para el proyecto de medidas de consolidación de taludes

3.7.1 Lluvia y escorrentía

Coefficientes de escorrentía

Se considera muy adecuado para determinación del coeficiente de escorrentía, en el diseño de las obras de drenaje y desagüe utilizadas en las

poderse recoger con él la influencia de la humedad de la capa superficial del terreno sin despreciar la influencia de otros factores, también tenidos en cuenta en otros métodos.

Coef. De escorrentía: $c = Q/P$

Q = Escorrentía actual directa

P = Precipitación considerada

$$Q = (P-RA)^2 / [(P-RA) + R]$$

R(Máxima retención potencial) = $(1000/CN) - 10$

CN = $50(\text{humedad superficial } W / \text{capacidad máxima de almacenaje } S_t) + 39$

A(abstracción inicial) = $C_P + C_T + C_V + C_C$

La abstracción inicial, es la parte de la precipitación retenida por la vegetación, almacenaje superficial o infiltrada antes de empezar la escorrentía superficial.

C_P = coeficiente debido a la pendiente del terreno (variable de 0 a 0.05 para taludes desde verticales hasta 25% y hasta 0.30 cuando la pendiente disminuye al 3%)

C_T = coeficiente que refleja la textura del suelo (0.10 para arcillosa, 0.20 limosa; 0.40 limo-arenosa y 0.50 muy arenosa).

C_V = coeficiente según la cubierta vegetal (0.05 para suelo desnudo, 0.15 para vegetación de herbáceas y 0.20 para forestal).

C_c = coeficiente según medidas de conservación del suelo utilizadas (si no se ha adoptado ninguna, 0; 0.20 si se utilizan bermas, u otro factor intermedio si se recurre a drenes en espina u otras medidas).

Para dimensionamiento de obras de desagüe, cunetas, alcantarillas, obras de paso, etc. Se debe partir de un máximo contenido de humedad en la capa superficial del terreno, lo que equivale a partir de valores de **CN** altos. Se propone si no se tiene mejor información sobre las características del suelo tomar $W/S_t = 0.9$, **CN = 84**→**R~2**. Por el contrario, para el dimensionamiento de obras de drenaje, drenes profundos, pentagonales, subhorizontales, pantallas, etc. Se debe partir de una máxima infiltración, que se produce con terreno seco en superficie. Es decir **CN** bajos. Se debe partir de humedades inferiores a la de marchites. Se propone a falta de mejor información, partir de la relación $W/S_t = 0.1$, **CN = 44**→**R~12**.

Precipitación de cálculo

Periodo de retorno

- Para obras pequeñas de desagüe, cunetas, alcantarillas, etc. Y de drenaje superficial **T = 10 años**
- Para obras grandes de desagüe y obras de drenaje profundo **T = 20 años.**

Intensidad del aguacero de cálculo

En obras de desagüe de cualquier tipo, cunetas, alcantarillas, etc, se toma la intensidad del aguacero de duración igual al tiempo de concentración correspondiente

$$T_C = T_S + T_{CA}$$

T_{CA} = Tiempo de escurrimiento por causes naturales o canalizados (se fija según tipo de canal o cause y pendiente).

T_S = Tiempo de escurrimiento por la superficie del suelo se puede calcular según Poiree

$$T_S = [27L^2/(8n^2I(i-K))]^{1/3}$$

T_S = Tiempo de escurrimiento en "Seg"

L = Recorrido en "m"

n = Coeficiente de rugosidad ($1 < n < 5$)

I = Pendiente en tanto por uno.

i = Intensidad de lluvia "m/s"

K = Velocidad de infiltración "m/s"

3×10^{-6} m/s para suelos arenosos

1.5×10^{-6} m/s para suelos limosos

0.5×10^{-6} m/s para suelos arcillosos

Se parte para el primer tanteo de una intensidad de lluvia $i = 2 K$, normal al principio de un aguacero. Después se sigue tanteando con los valores i correspondientes a los aguaceros T_C de duración, hasta una superficie de aproximación.

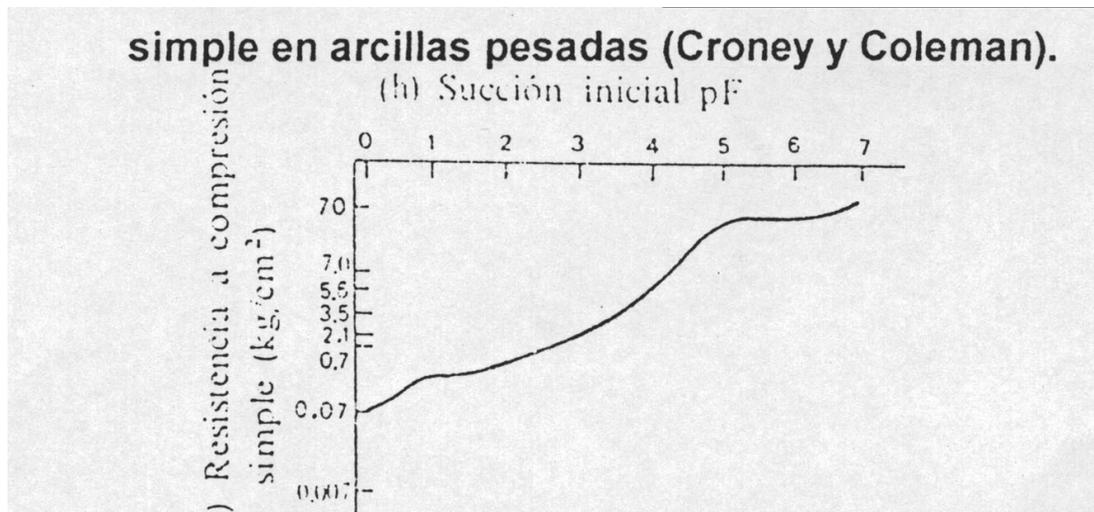
En obras de drenaje, se parte de una intensidad del aguacero de 24 horas de duración suficiente en general para una estabilización del proceso de drenaje.

3.7.2 Variación de las características resistentes del terreno

Cambios de humedad

Es conocida la dependencia de la resistencia de los suelos con el contenido de humedad. Croney y Coleman han encontrado con muestras de arcilla pesada una relación entre la succión inicial de la probeta y su resistencia a la compresión simple. Esta relación se reproduce en la figura 1

Figura 1. Relación entre la succión inicial y la resistencia a compresión simple en arcillas pesadas (Croney y Coleman).



Fuente: José Antonio Jiménez Salas. Geotecnia y Cimientos II, Pág. 620

Como puede observarse, la variación de “q” es muy importante para variaciones de la succión entre pF, 2,5 y 4,5 pudiendo aumentar diez veces, para un cambio de un punto en el pF.

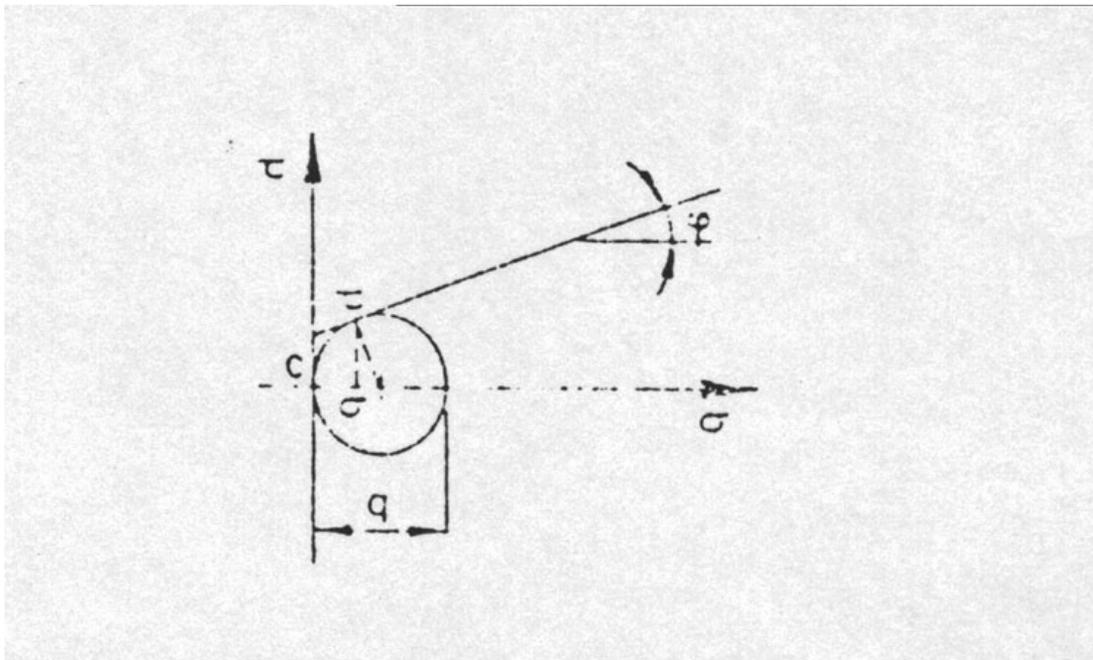
Es un ensayo a compresión simple, aceptando la expresión de Coulomb de resistencia al esfuerzo cortante de un suelo $\tau=c + \sigma \operatorname{tg} \varphi$, se deduce para valor de la cohesión c :

$$C = \frac{q}{2 \operatorname{tg}(45 + \varphi/2)}$$

y la tensión normal sobre el plano de rotura:

$$\sigma = q \cos^2 (45 + \varphi/2)$$

Figura 2. Circulo de mohr de rotura en compresión simple.



Fuente: José Antonio Jiménez Salas. Geotecnia y Cimientos II, Pág. 622

Considerado constantemente el ángulo de rozamiento de un suelo dado, como es prácticamente cierto en cuanto su estado no sea absolutamente seco, se deduce que la cohesión y la resistencia a esfuerzo cortante son proporcionales a la resistencia a compresión simple y, según lo anterior, dependientes de la succión del suelo en el punto considerado.

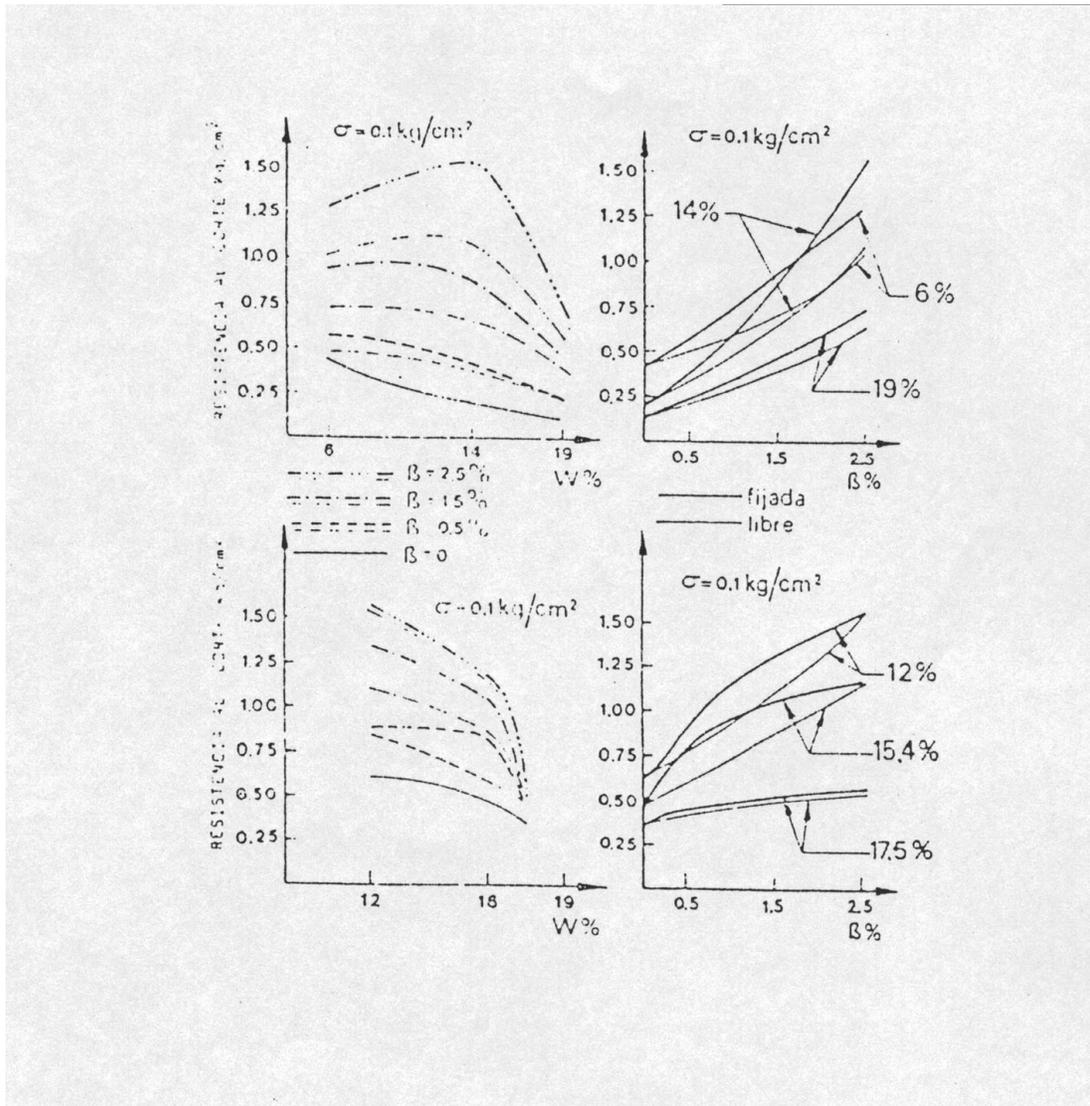
Efecto mecánico de la vegetación

Por otra parte, apoyándose en los resultados de la experimentaciones de Kassiff y Kopelovitz, puede tenerse en cuenta un aumento de la resistencia a esfuerzo cortante en la zona de suelo ocupado por las raíces de las plantas.

El comportamiento del compuesto suelo-fibras fue comprobado con el del compuesto suelo-raíces, siendo ambos prácticamente similares. Los diferentes ensayos se realizaron con muestras que contenían 4, 12 y 20 fibras, lo que representaba unos porcentajes en volumen de suelo de $\beta=0,5$, 1,5 y 2,5, respectivamente.

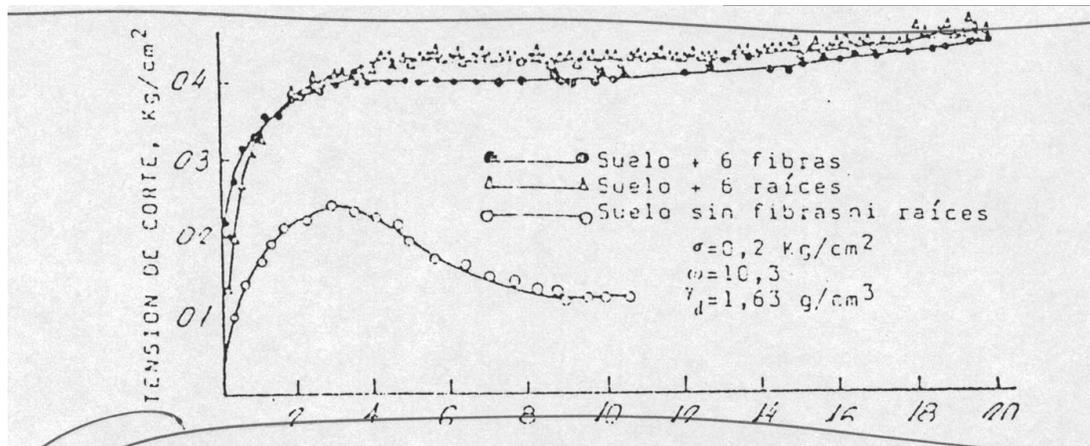
El volumen de raíces dependerá de las especies de que se trate y de su edad. A título de ejemplo, un promedio de 5.000 kg/Ha. De peso seco de raíces con una equivalencia de 100 Kg/m³. representa un 1% del volumen de suelo.

Figura 3. efecto de la humedad, porcentajes de volumen y fijación de fibras en la resistencia al corte de arena arcillosas y loess (Kassiff y Kopelovitz).



Fuente: José Antonio Jiménez Salas. Geotecnia y Cimientos II, Pág. 622

Figura 4. Similitud de comportamiento bajo corte entre compuestos suelo-fibra y suelos-raíces (Kassiff y kopelovitz).



Según los resultados de los ensayos de Kassiff, puede aceptarse, pues en este caso, un aumento en la resistencia a esfuerzo cortante, del orden de 2,5 veces sobre la del suelo sin raíces, o francamente superior para determinadas humedades tanto en suelos arcillo-arenosos como en loess.

Efecto del tiempo

Finalmente, se debe tener en consideración otro aspecto, para ver de qué resistencia al corte debe partirse en el cálculo de la estabilidad del talud. Se trata de la pérdida de resistencia que presentan los suelos arcillosos (y otros materiales) ante cargas continuas. Para suelos arcillosos proponen una ley que recoge la pérdida de resistencia al esfuerzo cortante según el tiempo de actuación de la carga.

$$\frac{\tau^*}{\tau} = \log_e \frac{t}{t^*}$$

donde τ^* y t^* son parámetros, que pueden determinarse a partir de ensayo, midiendo τ para varios valores de t .

Estos autores han recomendado tomar para resistencia inicial la obtenida con $t_0=1$ hora; como última resistencia (pues la pérdida es ya despreciable), la obtenida con $t = 15.000$ horas, y fijar el parámetro t^* en $6,5 \cdot 10^{-6}$ horas. Al cabo de un año, la resistencia a esfuerzo cortante se ha reducido a un 57%. Según la constitución mineralógica de la arcilla. Voight ha encontrado correlaciones entre el índice de Plasticidad y la última resistencia a esfuerzo cortante. Esta va de un 15% a un 70% para arcillas iglesas de $I_p = 80$ a $I_p = 10$, respectivamente.

Con estas consideraciones, puede estudiarse la estabilidad de un talud por cualquiera de los métodos normales, de fajas, etc., adoptando para los puntos de las superficies de deslizamientos tanteadas, las características adecuadas de resistencia a esfuerzo cortante.

3.7.3 Fallos de macizos rocosos

Se debe estudiar, en primer lugar la estabilidad del talud frente a un deslizamiento general. A continuación, la posibilidad de roturas más o menos localizadas causadas por desprendimientos de cuñas definidas por intersección de planos de fractura con la superficie del talud, y, finalmente, el alcance de los posibles desprendimientos de bloques pequeños o piedras sueltas, producidas por la acción combinada de la meteorización, raíces e irregularidades existentes.

Entre las soluciones al primer problema se puede apuntar la creación de bermas protegidas contra la meteorización por medio de losas de hormigón, con reducción o no del talud general, que además pueden permitir la realización de perforaciones horizontales para la captación de sistemas más o menos

completos de entramados de hormigón que sirvan de soporte y reparto a un anclaje generalizado del talud. Estos entramados pueden estar formados por elementos verticales (contrafuertes) y horizontales (vigas) con densidad parecida, o bien con predominio de uno de los tipos, o también por arquerías y en cualquier caso, dependiendo del entorno de la obra y del funcionamiento previsto a largo plazo en los anclajes, pueden quedar, o no, disimulados con la introducción posterior de plantaciones con métodos especiales de siembra.

Esta solución general es también aplicable cuando la probabilidad de desprendimiento de cuñas es muy parecida en amplias zonas, debido a la generalización de los planos de fractura, consecuencia a su vez de un diaclasado más o menos profundo en todo el macizo rocoso.

En estos casos, para reducir el número de anclajes a límites razonables, y teniendo en cuenta que el esfuerzo medio a aplicar sobre la superficie del talud oscilará de 1 a 2 T/m²., se recurre a anclajes de medio o gran tonelaje (50-100 T. O más) y de profundidad suficiente (>15 m.) para llegar holgadamente a transmitir esos esfuerzos a la roca sana y fuera del límite de la zona afectada por un posible deslizamiento general.

Los bloques o cuñas inestables, que por su carácter aislado o bien generalizado, pero que por su pequeño tamaño no puedan ser sostenidos por un entramado general como el antes citado, se deberán coser por medio de anclajes cortos, grapas o bulones, o bien controlar su caída mediante el uso de mallas, barreras, zanjas, etc.

Desprendimiento de rocas

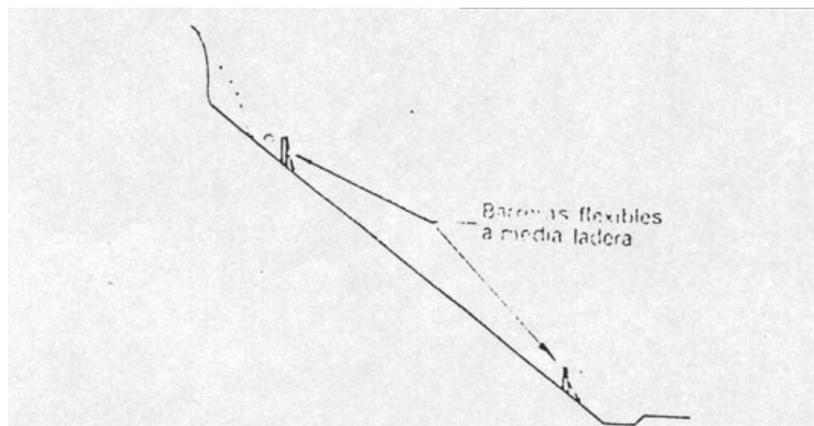
Lo más deseable sería impedir la caída de rocas, pero se comprende lo difícil que resulta tratar de impedir totalmente estos desprendimientos. Por ello se resumen a continuación algunas consideraciones sobre la caída de rocas.

Hay que analizar muchos factores para estudiar las características de la trayectoria que siguen las rocas en su caída. Por una parte está la clase, el tamaño, el peso y la forma de las rocas en cuestión, el ángulo del talud, las características de la superficie del mismo, su altura, las fallas existentes, etc. Sin embargo, un factor común a todas las caídas es que éstas empiezan rodando y, según las condiciones, la roca seguirá rodando o saltará después de uno o más rebotes.

El tamaño y la forma de una roca influyen poco en las características de su forma de rodar y su caída. Las diferencias más importantes se presentan con rocas grandes, que caen muy pegadas al talud y pueden chocar contra él durante su caída. También hay que considerar el caso en que la roca tenga forma de laja, pues se frena la rodadura y se producen acciones excéntricas. Las rocas con cortes angulosos presentan pequeñas diferencias. Para estudiar el problema analíticamente se hacen necesarias ciertas simplificaciones, existiendo, sin embargo, una correspondencia suficiente entre los resultados empíricos y los reales, que permiten dimensionar las zanjas de defensa, barreras, espaciamiento de instalaciones respecto al talud o elecciones de éste al proyectar la obra de que se trate. Se resumen a continuación unas fórmulas con las que pueden hacerse estos dimensionamientos .

chocar contra él durante su caída. También hay que considerar el caso en que la roca tenga forma de laja, pues se frena la rodadura y se producen acciones excéntricas. Las rocas con cortes angulosos presentan pequeñas diferencias. Para estudiar el problema analíticamente se hacen necesarias ciertas simplificaciones, existiendo, sin embargo, una correspondencia suficiente entre los resultados empíricos y los reales, que permiten dimensionar las zanjas de defensa, barreras, espaciamiento de instalaciones respecto al talud o elecciones de éste al proyectar la obra de que se trate. Se resumen a continuación unas fórmulas con las que pueden hacerse estos dimensionamientos .

Figura 5. Esquema de la trayectoria de las rocas en su caída.



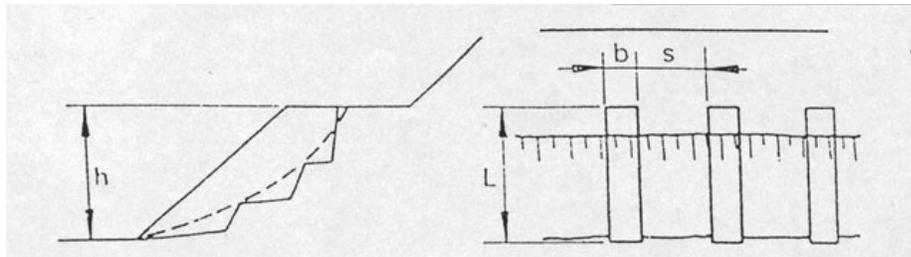
Fuente: José Antonio Jiménez Salas. Geotecnia y Cimientos II, Pág. 630

Suponiendo una roca esférica que se desprende, se pueden presentar los dos casos siguientes:

Caso 1.- Talud liso y uniforme. La experiencia demuestra que la mayoría de las rocas permanecen en el talud hasta una inclinación aproximada de 1:1. para inclinaciones mayores, las rocas empezarán a rodar con movimiento acelerado. Si la piedra y el plano son perfectamente lisos, la roca rodará continuamente sobre esta superficie, cualquiera que sea su inclinación. Sin embargo, esta condición nunca se cumple totalmente en la naturaleza,

aproximándose más cuando el talud se compone de materiales finos. En este caso, son útiles las barreras a media ladera. La barrera se proyecta para frenar las piedras que ruedan y disminuyen su velocidad angular. Casi todas las rocas se mantienen muy cerca de la superficie del talud mientras ruedan y esta característica permite recoger las rocas por medio de barreras de cadenas de 1 a 2 m. De altura. Estas son barreras flexibles, constituidas por una serie de cadenas suspendidas por medio de un cable, que a su vez tira de un muelle y sirve para amortiguar los choques de las rocas. El cable se fija cada 10 a 15 metros a unos postes para mantener la parte superior de la barrera en una línea sensiblemente horizontal.

Figura 6. Protección contra desprendimientos. Barreras flexibles.



Fuente: José Antonio Jiménez Salas. Geotecnia y Cimientos II, Pág. 632

Caso 2.- Talud cortado o accidentado. Se observa en la naturaleza que las rocas desprendidas de taludes escarpados comienzan su descenso rodando y generalmente después de uno o dos pequeños rebotes, se incorporan a la trayectoria. Raras veces entran estas rocas en contacto de nuevo con el talud, en taludes 1/3:1 y más escarpados.

(Ver cálculo numérico en Anexo # 1)

3.8 Fichas técnicas de diseño de las principales medidas específicas de consolidación de taludes.

Se incluyen en estas fichas, además de una posible definición y aplicaciones principales, unas directrices de cálculo o diseño para los casos en los que no se posean datos o elementos más precisos para el mismo.

3.8.1 Cadenas drenantes

Zanjas excavadas en la dirección de la máxima pendiente de talud, que llegan a una profundidad superior a la de la posible superficie de deslizamientos, y que se rellenan de un material permeable y resistente, previa la ejecución de un dren en el fondo de la zanja.

Figura 7. Cadenas drenantes. Definición geométrica.

Fuente: José Antonio Jiménez Salas. Geotecnia y Cimientos II, Pág. 634

Aplicación:

- Consolidación de desmontes muy castigados por el agua superficial.
- Refuerzo de terraplenes de escasa calidad o mal consolidados.
- Refuerzo de terraplenes asentados sobre terreno natural de inclinación importante.
- Corrección rápida de corrimientos poco profundos.

- Complemento de muros de pie, para refuerzo de éstos, y para evitar que se produzcan deslizamientos por encima de su coronación.

Diseño:

B = de 1.00 a 2.20 m. (función de h y de la naturaleza del terreno).

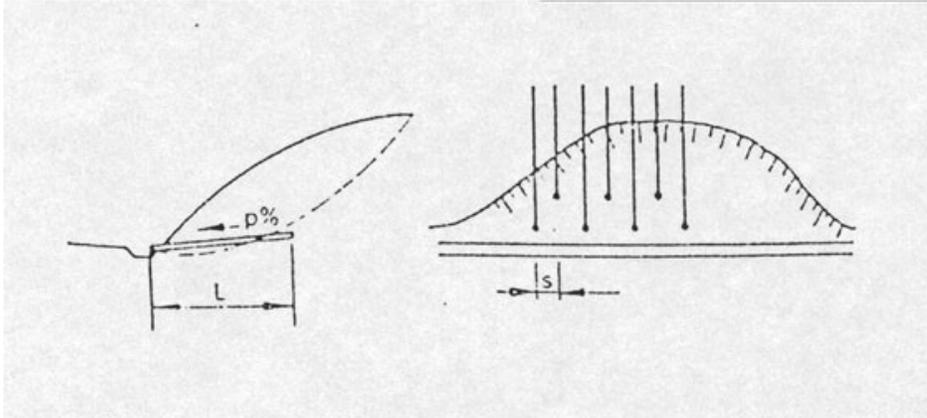
S = de 4.00 a 10.00 m. O L (si $L > 10.00\text{m.}$) (función de la naturaleza del terreno y de L).

Puede hacerse el cálculo en forma equivalente al de un talud simple con unas características del terreno ficticias (**Ver cálculo numérico en Anexo # 1**).

3.8.2 Drenes sub-horizontales

Serie de tubos perforados, colocados en el interior de perforaciones horizontales hechas en el terreno a estabilizar, llevados hasta el interior de las zonas que se presumen acuíferas y prolongadas hasta su salida al exterior con tubería de tipo normal.

Figura 8. Drenes sub-horizontales. Definición geométrica.



Fuente: José Antonio Jiménez Salas. Geotecnia y Cimientos II, Pág. 637

Aplicación:

- Eliminación del agua contenida en bolsadas en el interior de terraplenes.
- Captación de agua en zonas localizadas de desmontes rocosos agrietados en profundidad.
- Saneamiento generalizado de desmontes en tierra con coronaciones permeables (crestones calizos, rocas disgregadas, etc) o con aportaciones internas de agua.
- Drenaje interno en terraplenes a media ladera de la que se presumen aportaciones de agua, localizadas o por cambio de nivel de la capa freática.

Diseño:

$P\% \sim 10\%$ ($4\% < P < 20\%$)

L-De 20 a 40 m. ($15 \text{ m.} < L < 100 \text{ m.}$)

S = 2 a 6 m. (es conveniente vayan en varios pisos).

$\phi \sim 2''$

puede calcularse su separación para rebajamiento de un nivel freático, aceptando que su efecto es la reducción de la presión estática del agua a 0.5 en sus inmediaciones, 0.8 a 1 m. Y 0.9 a 2 m. En terrenos de permeabilidad media-baja saturados, únicos en los que son efectivos.

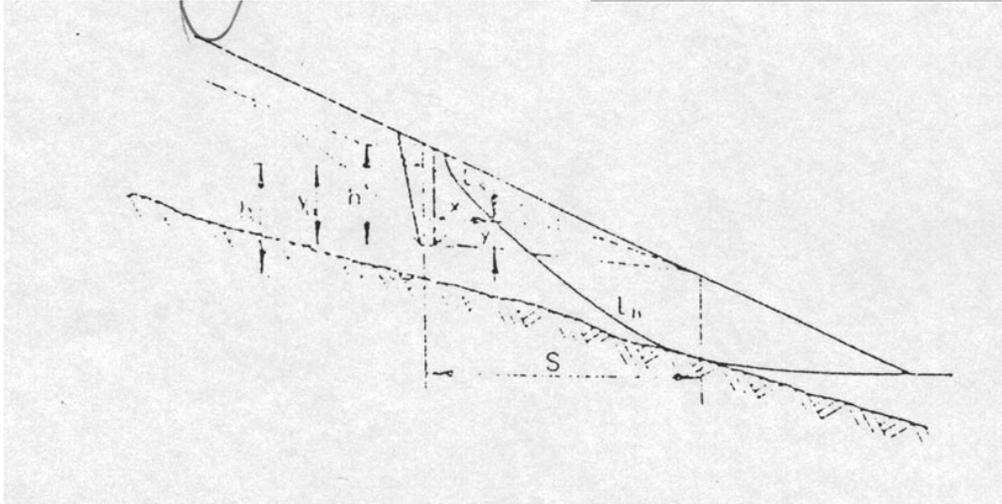
3.8.3 Drenes profundos longitudinales

Zanjas drenantes de profundidad comprendida entre 1 y 5 m., selladas en superficie.

Aplicación:

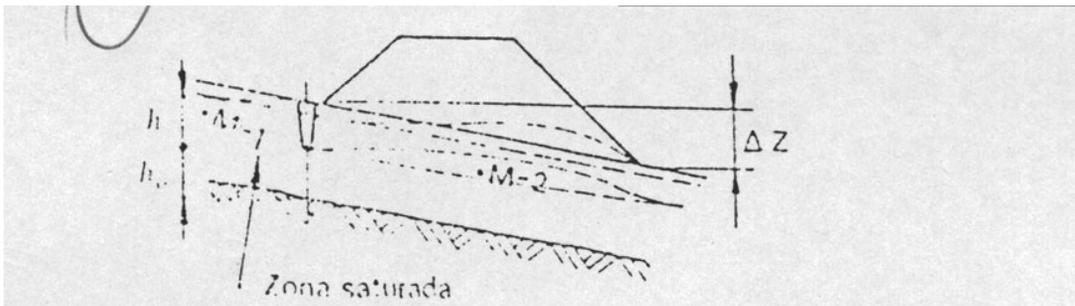
- Interceptación de aguas infiltradas en desmontes de suave pendientes, antes de llegar a la zona que se quiere proteger.
- Interceptación de aguas infiltradas en laderas, para protección de terraplenes a media ladera.
- Interceptación de aguas infiltradas en laderas, para protección de terraplenes exentos de elevada relación base: altura.

**Figura 9. Drenes profundos longitudinales. Definición geométrica. Caso 1
(Ver cálculo numérico en Anexo # 1)**



Fuente: José Antonio Jiménez Salas. Geotecnia y Cimientos II, Pág. 641

**Figura 10. Drenes profundos longitudinales. Definición geométrica. Caso 2
(Ver cálculo numérico en Anexo # 1)**



Fuente: José Antonio Jiménez Salas. Geotecnia y Cimientos II, Pág. 642

3.8.4 Pantallas drenantes

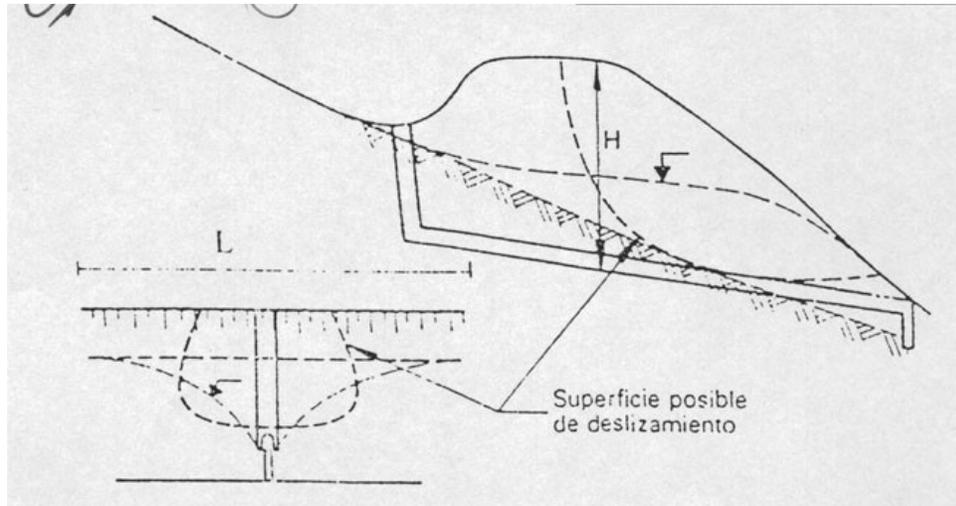
Obras de drenaje transversales al terraplén, al que atraviesan completamente, cimentadas en terreno firme y selladas en superficie.

Aplicación:

- Transiciones de desmonte a terraplén (Pantallas de transición de pequeña altura).

- Obras mixtas drenaje-desagüe-rigidización en trazados o emplazamientos a media ladera o en terraplenes exentos de elevada relación base: altura.

Figura 11. Pantallas Drenantes. Definición, geometría y diseño



Fuente: José Antonio Jiménez Salas. Geotecnia y Cimientos II, Pág. 644

$2L = \text{Longitud zona drenada. } L = \sqrt{\frac{H}{K}}$

q_c

$q_c \text{ (m}^3\text{/s/m}^2\text{)} = \text{caudal característico} = 2i \cdot 10^{-7}$

$i \text{ (mm/h.)} = \text{intensidad de lluvia crítica (aguacero de 24 h. De duración} = P/24\text{), siendo}$

$P = \text{Precipitación máxima diaria.}$

$K = \text{Coeficiente de permeabilidad (m/seg).}$

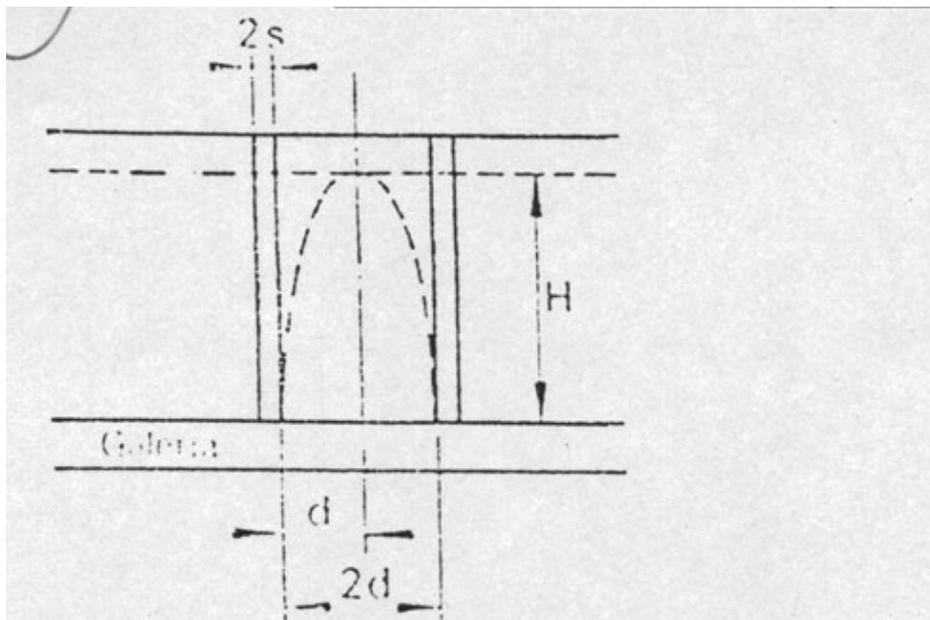
3.8.5 Pilotes drenantes

Perforaciones verticales rellenas de arena y comunicadas con una galería que evacue el agua drenada.

Aplicación:

- En drenajes profundos cuando la profundidad a que se deben realizar no hace posible su realización a cielo abierto.
- Captación de filtraciones en laderas de roca alteradas o con estratificación de diferentes permeabilidades.

Figura 12. Pilotes drenantes. Definición geométrica y diseño.
(Ver cálculo numérico en Anexo # 1)



Fuente: José Antonio Jiménez Salas. Geotecnia y Cimientos II, Pág. 645

3.8.6 Plantaciones

Protección de taludes con siembra de herbáceas y / o plantación de árboles y arbustos.

Aplicación:

- Protección contra la erosión eólica e hídrica en terraplenes, desmontes y taludes naturales.
- Protección contra desprendimientos en taludes de desmontes rocosos con alternancia de estratos blandos y duros, protegiendo los primeros y en consecuencia disminuyendo las roturas de <<voladizos>> en los segundos.
- Contribución a la estabilización de deslizamientos superficiales y profundos.

3.8.7 Anclajes

Tipos de anclajes

Los anclajes más utilizados actualmente en roca consisten en cables o barras de acero con extremos rematados en forma especial para permitir su puesta en tensión por medio de gatos. Este tirante se coloca o no dentro de una vaina, en cuyo interior puede deslizarse, y rodeado de un tubo que servirá para la inyección del mortero de anclaje, se introduce en la perforación efectuada con anterioridad.

Los bulones o anclajes cortos pueden ser de muchos tipos, pero en esencia se pueden clasificar en <<de anclaje puntual>> y <<anclaje repartido>>. En los primeros, el anclaje no se efectúa nada más que en una zona muy pequeña en el fondo del barreno, es el caso de todos los pernos de expansión, cuña, etc. En los de anclaje repartido, todo el bulón se hace solidario a la roca, es el caso del método Perfo con cemento y del método a la resina sintética.

Para la aplicación de anclajes en tierras (limos, arcillas, arenas y rocas descompuestas) es necesario utilizar tipos especiales que permiten la inyección

de mortero formando un bulbo de distribución de tensiones en el extremo del anclaje para después proceder a su potenciado.

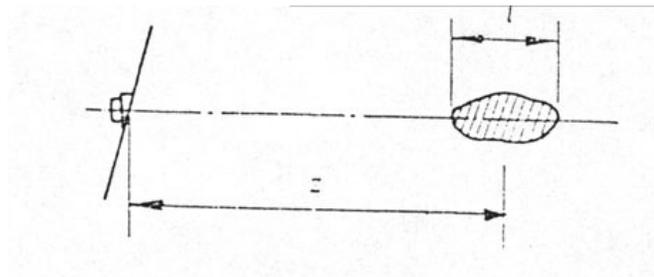
Diseño del anclaje

Calculado el esfuerzo de anclaje A , se debe dimensionar el anclaje con tensiones de trabajo inferiores al 55% de la rotura o al 75% del límite elástico.

La resistencia del terreno determina la longitud de la zona de anclaje. Se debe usar un coeficiente de seguridad superior de 1,5 al valorar las características resistentes del terreno, que se han de introducir en las siguientes expresiones

La resistencia del terreno determina la longitud de la zona de anclaje. Se debe usar un coeficiente de seguridad superior de 1,5 al valorar las características resistentes del terreno, que se han de introducir en las siguientes expresiones

Figura 13. Diseño de anclajes



Fuente: José Antonio Jiménez Salas. Geotecnia y Cimientos II, Pág. 649

Terreno granular

$$A = \pi D I K \sigma$$

Se puede tomar $\sigma = \gamma z$,,

$$K = 1,3 \dots \varphi = 20^\circ$$

$$K = 5,5 \dots \varphi = 30^\circ$$

$$K = 30,0 \dots \varphi = 40^\circ$$

φ = Ángulo de rozamiento interno

D = Diámetro eficaz de la zona inyectada

Y = Densidad del terreno

A falta de mejor información puede partirse de $\phi = 30^\circ$.

Terreno cohesivo

$$A = \pi D l c \cdot c = \text{cohesión}$$

(para tanteos puede partirse de $c = 2 \text{ T/m}^2$.)

Roca

$$A = \pi D l \tau$$

τ = Resistencia a esfuerzo cortante.

D = Diámetro de la perforación inyectada o zona activa.

Para rocas en estado sano y con estratificación favorable (en caso contrario se deben reducir los valores siguientes a la mitad), se puede tomar, para los primeros tanteos $\tau = 15 \text{ Kg/cm}^2$ en rocas de estratificación cerradas (areniscas, calizas, esquistos, etc.) y $\tau = 30 \text{ kg/cm}^2$ en rocas de estructuras maciza o columnar (granitos, pórfidos, basaltos, etc.).

3.8.8 Consolidación electrocinética y electroquímica

Métodos de estabilización basados en la combinación de efectos electrocinéticos tales como desecación eléctrica (consolidación), desarrollo de presiones de agua negativas y modificación de la red de filtración, y de efectos electroquímicos, como cambio de iones, alteración de nuevos minerales procedentes de los productos de descomposición de los electrodos.

Aplicación:

Dado que la mecánica de la estabilización no se conoce totalmente, sus aplicaciones prácticas por el momento, se reduce a tratamiento de zonas próximas a superficies de deslizamiento de pequeña extensión.

El tratamiento es más efectivo en los suelos con alto contenido de agua, no solamente porque el porcentaje de aumento de la resistencia a esfuerzo cortante es mayor en ellas, sino porque el consumo de energía eléctrica es notablemente menor.

Diseño

La práctica de este tratamiento se realiza haciendo pasar una corriente eléctrica entre electrodos introducidos en el terreno. Son particularmente interesantes los electrodos de aluminio, debido a que el ion aluminio es muy apto para formar polímeros hidroxialumínicos que se pueden establecer en capas entre otras de minerales de arcilla, o precipitar exteriormente en el espacio intersticial en forma de hidróxidos amorfos o cristalinos.

Las densidades de corriente utilizadas son del orden de 1 a 5 mA/cm² y las aportaciones de energía de 25 a 50 KWh/m³ de material tratado.

3.9 Taludes normalizados

En carreteras los taludes construidos en suelos no cohesivos o mezcla de suelo granular y cohesivo son estables cuando sus proporciones son de 1 ½ (horizontal) a 1 (vertical) y 1 ¾ (horizontal) a 1 (vertical) , sobre todo si su profundidad no es mayor a los 6 mts. Taludes más verticales solo deberían darse en roca, suelo arenoso con cantos rodados (1:1) y en loess (verticales en clima árido, pero con su pie protegido para evitar erosión), en suelos cohesivos

no plásticos, en clima húmedo, un talud 2:1 puede ser adecuado. Un talud semejante suele darse, en general, en suelos cohesivos de poca altura (del orden 3 m). En suelos plásticos un talud 2.5:1 puede ser insuficiente si el clima es húmedo y su altura importante. En terraplenes de gran altura (unos 30 m) en suelos cohesivos se adoptan a veces taludes de 3:1. En todos los casos citados se supone que la cimentación es adecuada.

Los demás suelos deben catalogarse como difíciles, y en ellos no pueden tomarse parámetros generales, de todas formas debe realizarse un estudio Geotécnico que dictamine el ángulo de reposo natural, el cual es el recomendable para evitar fenómenos de inestabilidad en los taludes.

Taludes en materiales granulares

Los taludes construidos en materiales granulares suelen ser estables y seguros si se exceptúa el fenómeno de licuefacción. Los taludes pueden permanecer estables durante años, especialmente si el clima es poco lluvioso. Hay que contribuir esta estabilidad al elevadísimo ángulo de fricción interna, algo de cohesión, impermeabilidad producida por la compacidad, y la resistencia a la erosión superficial producida por la existencia de agregados gruesos. Las arenas por el contrario son las susceptibles a la erosión y tienden a tomar el ángulo de fricción interna correspondiente al estado crítico. Las pendientes estables en grava suelta, arena, granito descompuesto o derrubios granulares, por encima del nivel freático, puede oscilar entre en casos típicos entre 30 y 36°, sin embargo si la arena tiene algo de cohesión puede hacer mucho más vertical, con tal de dejar una zona libre entre el talud y la carretera, pues los deslizamientos en estos casos son superficiales.

3.10 Protección contra desprendimientos

Estos son con frecuencia de pequeño volumen, y en tal caso no presentan peligro en muchas construcciones. Sin embargo en carreteras puede suponer un peligro importante para quienes circulen en ellas.

La solución es construir zanjas en el pie del talud y a veces vallas especiales para disipar la energía cinética de las masas que caen.

4. PROTECCIÓN DE APROCHES

4.1 Ingeniería de ríos

Los ríos son de importancia para la humanidad por que proveen varios requerimientos básicos como agua fresca para consumo humano y para la agricultura, medio de transporte mediante navegación, descarga de excesos de agua y desechos, sin embargo, también pueden indicar algunos aspectos negativos para los proyectos de desarrollo, tales como:

- Inundaciones
- Degradación (Socavación)
- Agradación (Sedimentación)

Dentro de los proyectos viales deben ser diseñados y evaluados por un equipo multidisciplinario dentro del cual se incluyan expertos en la ingeniería de ríos, los cuales deberán hacer uso integrado de otras ciencias, tales como:

- Hidrológica
- Transporte de sedimentos y morfología
- Hidráulica
- Geología

Las obras de Ingeniería de ríos aplicables a los proyectos de la red vial perciben la protección contra las crecidas y pueden dividirse en dos tipos principales:

- Regulación de cauces
- Regulación de caudales

Regulación de cauces

Las obras de regulación de cauces tiene como objetivo adaptar las dimensiones del cauce del río, generalmente empezando con una adaptación en planta para prevenir erosión o incrementar la capacidad de descarga de las crecidas, tales obras pueden llevarse a cabo mediante obras permanentes tales como espigones, pero también mediante dragado, que resulta en un efecto temporal a menos que el dragado sea repetido.

Regulación de caudales

Los caudales variables naturales a través del año pueden tener ciertas desventajas para las obras de vías terrestres, como las inundaciones y socavación máxima durante caudales pico. El caudal puede regularse mediante una presa de almacenamiento puede almacenarse agua durante los caudales pico y liberarse posteriormente, esto no solo protegerá la estructura del puente sino también evitara inundaciones agua abajo del embalse.

Es importante prestarle la suficiente atención a los efectos negativos que ciertas obras en los ríos podrían tener para otros usuarios. Por ejemplo, almacenamiento de agua para protección de crecidas podría reducir los beneficios de la generación de energía eléctrica.

4.2 Principales fallos de puentes en Guatemala

En la red vial Guatemalteca los puentes han colapsado no por deficiencias en los cálculos estructurales de sub-estructura o super-estructura, sino por omisión de cálculos hidrológicos e hidráulicos, los cuales se han hecho evidentes en los últimos años y especialmente por el huracán Mitch, los principales han sido:

- Caudal máximo instantáneo para un periodo de diseño óptimo
- Socavación general del lecho del río
- Socavación en las pilas y estribos
- Socavación en aproches
- Altura mínima para paso de troncos u objetos flotantes que provoquen impactos de magnitud apreciable

4.3 SOCAVACIÓN

La socavación es un fenómeno natural que ocurre en el fondo y orillas de un conducto de fluido cuando este se encuentra en movimiento. Y se debe a la capacidad de dicho fluido de remover el material que se encuentra en la superficie de contacto, la socavación puede clasificarse en dos tipos general y local, la socavación local puede presentarse en los aproches de un puente, alrededor de las pilas y en las curvas y márgenes de un río.

La socavación interesa al ingeniero de las vías terrestres a causa de la frecuente necesidad de cruzar ríos, por medio de puentes, que generalmente tienen apoyos al medio de la corriente.

4.3.1 Socavación general

Esta a pesar de su nombre no es uniforme a lo largo de todo el río, si no que se presenta en una sección definida y es independiente a la presencia de puentes o cualquier otro obstáculo significativo en las líneas de trayectoria del fluido. En cualquier sección del cause definido, existe un equilibrio entre los aportes sólidos que trae el agua de los perfiles superiores, los que lleva a perfiles inferiores y la capacidad de arrastre de la corriente. La capacidad de poner en suspensión los sólidos de un espesor del cause, es directamente proporcional a la velocidad del agua, la cual es producto de una crecida.

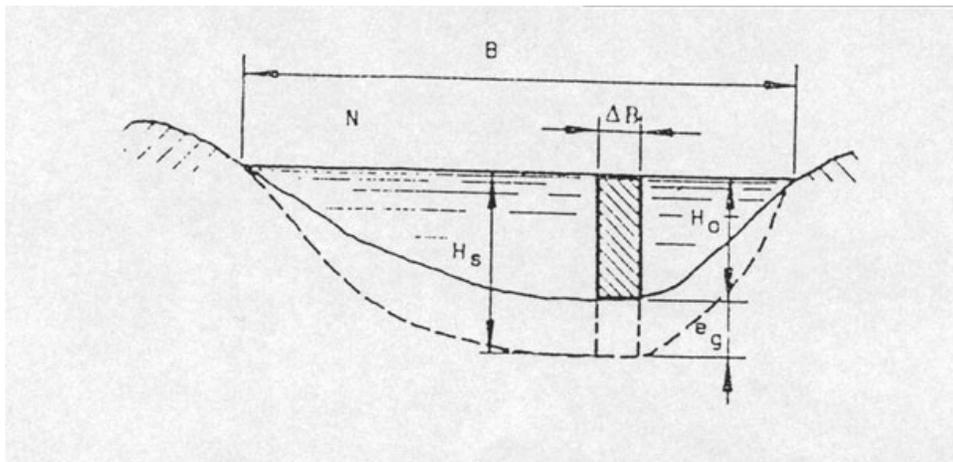
Una crecida tiene varios efectos a lo largo de un río, socavaciones permanentes en los cursos altos, sedimentación en las zonas inferiores de los ríos y estables en los puntos de transición, se puede decir que en las áreas de sedimentación se refleja la magnitud de la socavación producida en la parte máxima de la crecida. Existen ciclos naturales de equilibrio en el proceso, pero estos pueden ser alterados por el hombre, y en ocasiones de forma significativa debido a la extracción de arenas y gravas en algunos puntos para obtener materiales de construcción.

El transporte del material puede darse de diferentes formas dependiendo de sus características.

- Material fino va en suspensión dentro de la masa del líquido
- Material medio en contacto intermitente con el fondo (saltando)
- Material grueso rodando por el fondo (acarreo)

Anteriormente los métodos empíricos para el cálculo de la socavación general relacionaban la profundidad socavada con la altura de elevación de la lámina de agua, han existido muchos intentos por construir modelos matemáticos del fenómeno y las fórmulas a las que a llegado con estos modelos han tenido con frecuencia discordancias con la realidad. Las teorías de cálculo más modernas han sido presentadas por los Rusos y los Norte Americanos.

Figura 14. Socavación general (Lischtvan – Lebediev)



Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 718

Teoría de Lischtvan - Lebediev

Su principal característica es la de ser un método práctico para determinar el descenso general del fondo del río.

Sea una sección transversal cualquiera definida con línea continua en la Figura 14

Sea una sección transversal cualquiera definida con línea continua en la Figura 14

Supongamos que por esta sección discurre un caudal de avenida **Q**, que permanece fijo durante un intervalo de tiempo, y que va a ser el que se va a considerar en el estudio de la socavación.

Al paso de este caudal el nivel del río se sitúa en la cota **N** y se mantiene allí fijo mientras dure la avenida.

Sea **Vo** la velocidad real media del agua.

Sea **Ve** la velocidad erosiva, es decir, la necesaria para arrastras las partículas del fondo.

Si $V_o > V_e$ se producirá erosión y el calado ira aumentado produciéndose por lo tanto, una disminución de velocidad.

Cuando la sección haya aumentado lo suficiente para que la velocidad $V_f = V_e$ cesará la socavación.

Suponiendo que la rugosidad del fondo es uniforme en toda la sección estudiada y que se produce régimen lento con numero de froude $F = V/(gh)^{1/2} < 1$, estudiemos una franja vertical de ancho ΔB ; con un calado y velocidad iniciales **Ho** y **Vo** y unos finales **Hs** y **Vf**.

El caudal que pasa por esta franja antes de la socavación será:

$$Q = V_o * \Delta A = (1/n) * S^{1/2} * R^{2/3} * H_o * \Delta B$$

Siendo $\langle\langle n \rangle\rangle$ el coeficiente de rugosidad de Manning; $\langle\langle S \rangle\rangle$ la pendiente del lecho; $\langle\langle R \rangle\rangle$ el radio hidráulico = A/P siendo $\langle\langle A \rangle\rangle$ el área y $\langle\langle P \rangle\rangle$ el perímetro mojado.

El caso de la franja en estudio $P \sim \Delta B$ y $R = (\Delta B * H_o) / \Delta B = H_o$

$$Q = (1/n) * S^{1/2} * H_o^{5/3} * \Delta B$$

Después de producida la socavación:

$$Q' = V_f * H_s * \Delta B$$

Como el caudal permanece constante $Q = Q'$. Igualando los segundos miembros y despejando V_f ,

$$V_f = [(1/n) * S^{1/2} * H_o^{5/3}] / H_s$$

La velocidad media del agua va dependiendo, pues, de la rugosidad y pendiente del fondo, del calado inicial tomando y del calado que se va produciendo en cada instante.

La velocidad V_e necesaria para arrancar el material del fondo se puede tomar igual a:

Si el material del fondo es cohesivo

$$V_e = 0.60 * \gamma^{1.18} * \beta * H_s^x \text{ (en m/s)}$$

Siendo

γ = densidad seca del material a la profundidad H_s (en toneladas/m³).

β = un coeficiente que depende de la frecuencia con que se repita la avenida que se estudia (Tabla V).

H_s = calado de socavación buscado (en m).

X = exponente variable en función de γ (Tabla VI).

TABLA V. Probabilidad anual para que se presente un caudal de diseño

Probabilidad anual (en %)	100	50	20	10	5	2	100			
De que se presente el Caudal de diseño	Años						Año	0.3	0.2	0.1
Coeficiente	0.77	0.82	0.86	0.90	0.94	0.97	1.00	1.03	1.05	1.07

Fuente: José Antonio Jiménez Salas. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 720

TABLA VI. Coeficientes de suelos cohesivos en socavación general

Γ_d (t/m ³)	X	Γ_d (t/m ³)	X
0.8	0.52	1.2	0.39
0.83	0.51	1.24	0.38
0.86	0.5	1.28	0.37
0.88	0.49	1.34	0.36
0.9	0.48	1.4	0.35
0.93	0.47	1.46	0.34
0.96	0.46	1.52	0.33
0.98	0.45	1.58	0.32
1	0.44	1.64	0.31
1.04	0.43	1.71	0.3
1.08	0.42	1.8	0.29
1.12	0.41	1.89	0.28
1.16	0.4	2	0.27

Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 720

Si el material del fondo es granular

$$V_e = 0.68 * d^{0.18} * \beta * H_s^x \text{(en m/s)}$$

Siendo:

$$D = \sum d_i p_i / 100$$

D_i = Diámetro medio en mm de una fracción de la curva granulométrica de la muestra total

P_i = Peso como porcentaje de esa misma porción, comparada respecto al peso total de la muestra.

X = Exponente variable en la función de **d** (Tabla VIII).

Igualando (1) = (2) y (1) = (3) y despejando tenemos:

Suelos cohesivos

$$H_s^{x+1} = \frac{[1/n * S^{1/2} * H_o^{5/3}]}{0.60 * \gamma^{1.18} * \beta}$$

Suelos granulares

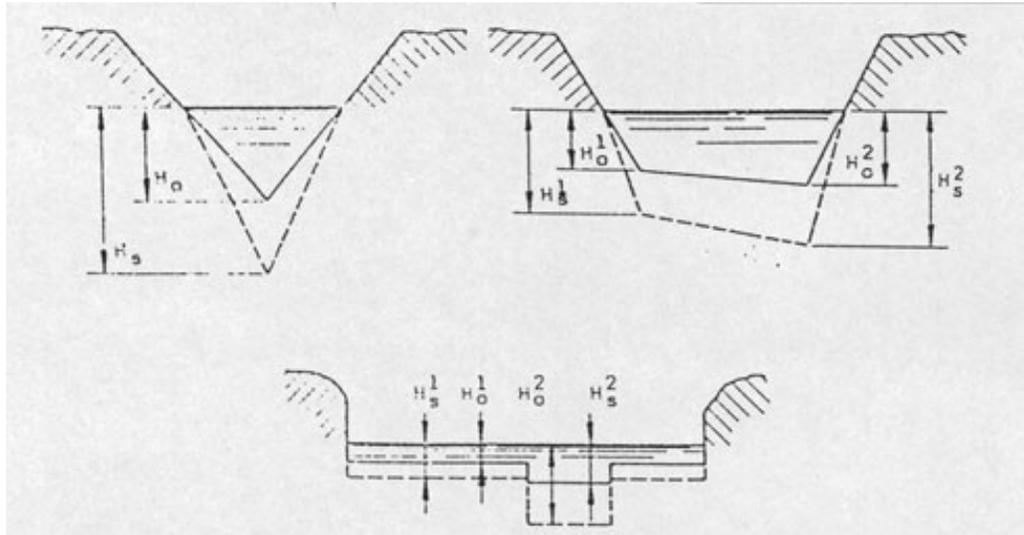
$$H_s^{x+1} = \frac{[1/n * S^{1/2} * H_o^{5/3}]}{0.60 * d^{0.28} * \beta}$$

TABLA VII. Coeficientes de suelos granulares en socavación general

D (mm)	X	d (mm)	X
0.05	0.43	40	0.3
0.15	0.42	60	0.29
0.5	0.41	90	0.28
1	0.4	140	0.27
1.5	0.39	190	0.26
2.5	0.38	250	0.25
4	0.37	310	0.24
6	0.36	370	0.23
8	0.35	450	0.22
10	0.34	570	0.21
15	0.33	750	0.2
20	0.32	1000	0.19
25	0.31	+++++++	+++++++

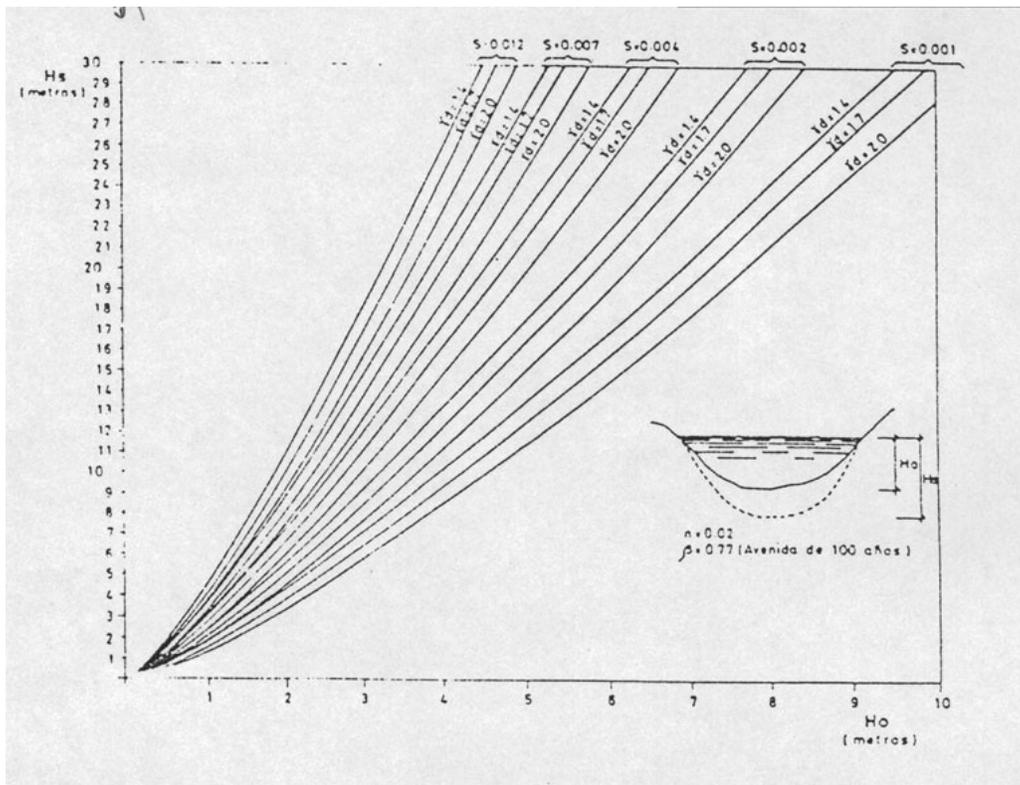
Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte,
Pág. 721

Figura 15. Ejemplos de perfiles socavados



Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 722

Figura 16. Socavación general: lecho arcilloso poco rugoso ($n=0.02$)

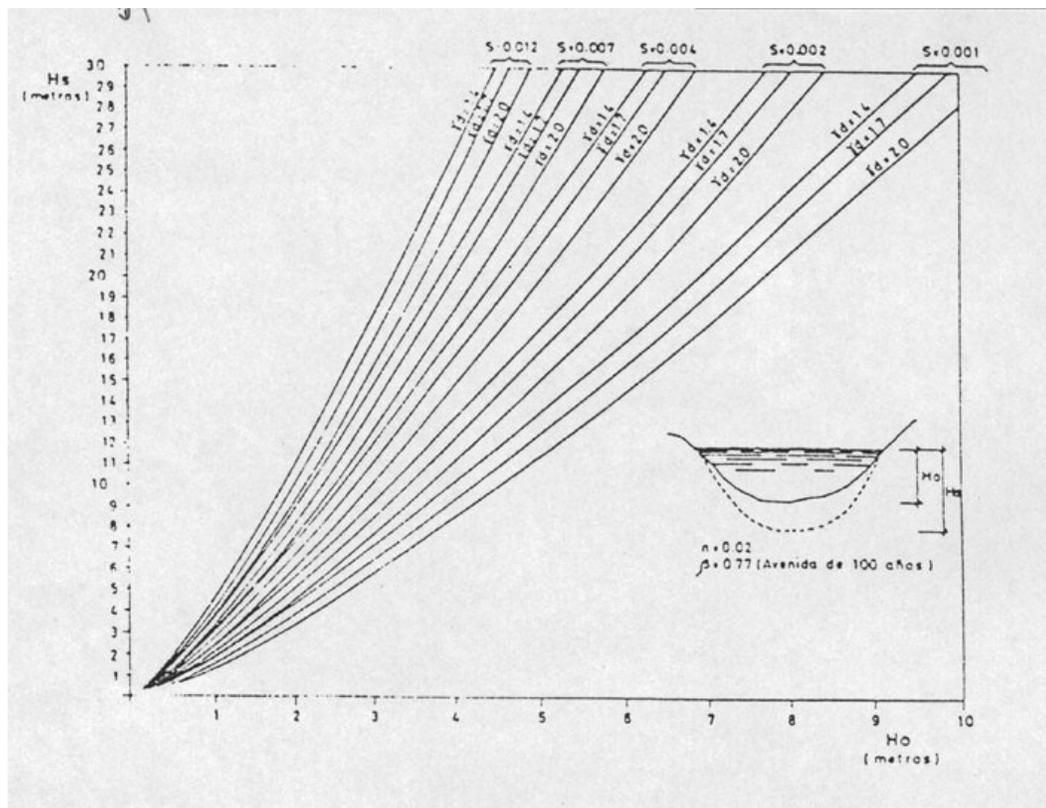


Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 722

En las figuras 16, 17, 18, 19 se presentan en ábacos los valores de H_s en función de H_o , para las condiciones más usuales que pueden presentarse.

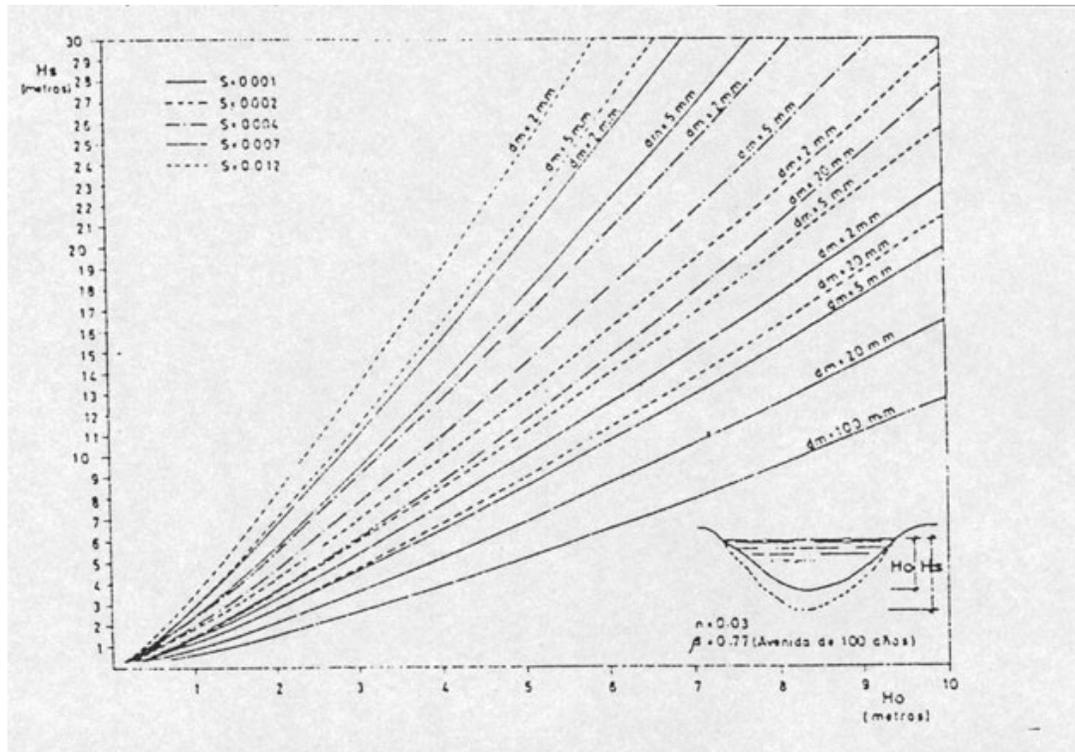
Si el fondo no fuera igualmente resistente a la erosión, en toda la sección transversal estudiada, se produciría en la parte menos resistente un descenso más rápido, aumentando el caudal en esta zona y disminuyendo en la del material más resistente. Esto conduce a mayores profundidades de socavación, que las medidas calculadas, en las zonas menos resistentes y menores en la más resistentes.

Figura 17. Socavación general: lecho arcilloso rugoso ($n=0.03$)



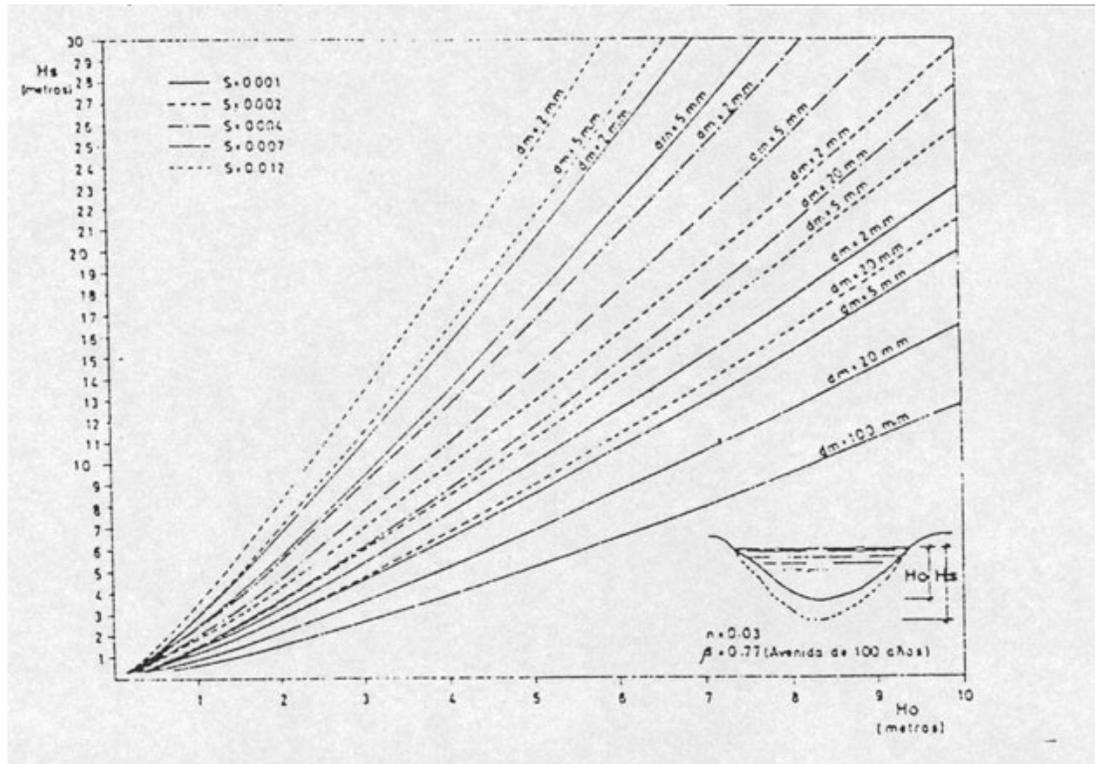
Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte,
Pág. 723

Figura 18. Socavación general: lecho granular poco rugoso ($n=0.02$)



Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte,
Pág. 723

Figura 19. Socavación general: lecho granular rugoso ($n=0.03$)



Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 724

4.3.2 Socavación en curvas

Existe la tendencia a que el agua se conduzca a mayor velocidad en la parte externa de una curva, lo que produce una mayor erosión, y en caso contrario la parte interna de la curva sufre un aterramiento debido a una menor velocidad del flujo, éste deposito de material disminuye la zona útil para el flujo, agravando el fenómeno en el otro margen.

Si un puente va a estar situado en una curva estable, puede en principio estimarse la profundidad de socavación en la curva con el método anteriormente expuesto para socavación general, en función de las velocidades que alcanza el agua en cada una de las zona.

4.3.3 Socavación de márgenes

Cuando el material de las orillas es inconsistente o puede disolverse fácilmente, entonces pueden provocarse erosiones significativas con el paso de las aguas especialmente durante las grandes crecidas de los ríos. Además se pueden provocar deslizamientos en bloques cuando existe material inconsistente en estratos que se encuentran por debajo de otros más resistentes, produciéndoles inestabilidad en la base del talud.

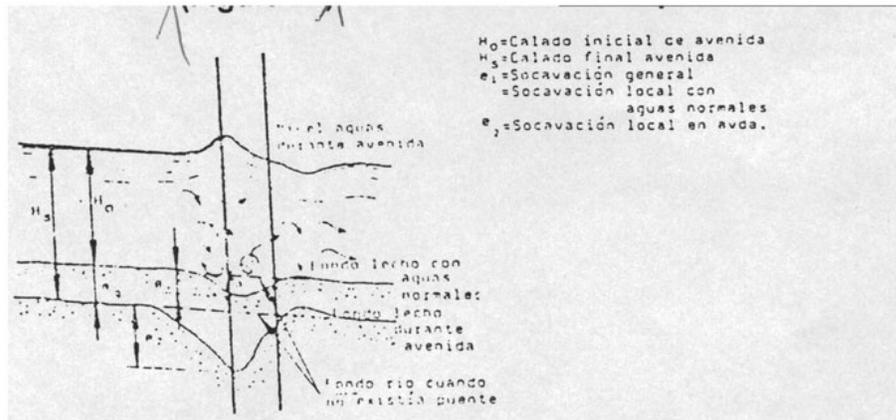
4.3.4 Socavación local en pilas

Esta se produce a la vecindad de las pilas de un puente situadas en la corriente, y se debe a la obstaculización de las líneas de trayectoria del flujo de agua. Una de ellas es debida a movimientos secundarios de las aguas con componente vertical, producidos por la alteración del régimen hidrostático de presiones en las inmediaciones de las pilas.

El fenómeno se traduce en la creación de remolinos que circunvalan (rodean) las pilas, produciendo socavaciones máximas aguas arriba y pequeños depósitos en algunas zonas aguas abajo (Figura 20).

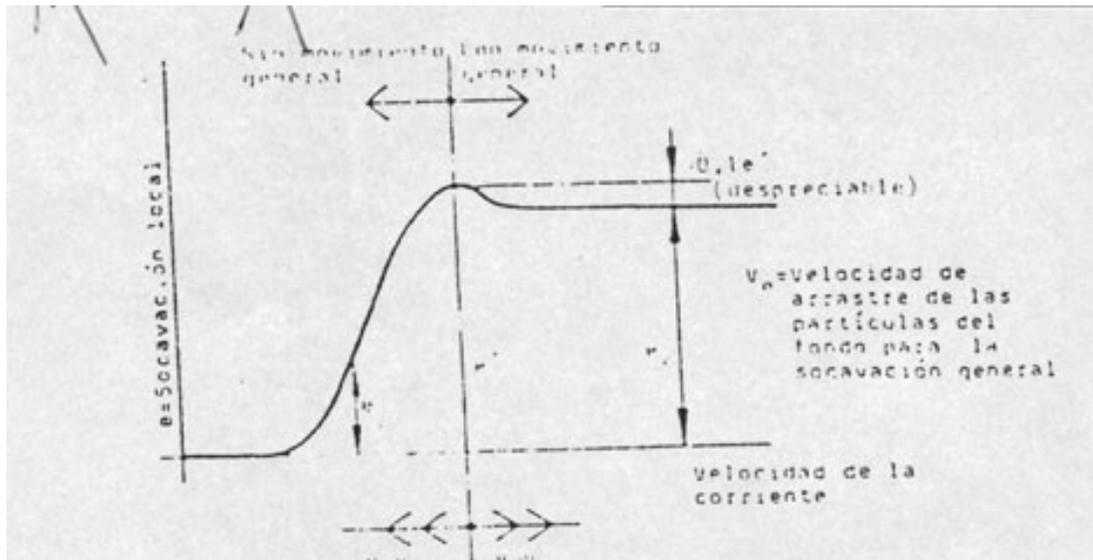
En la Figura 21 recoge el resultado experimental de la valoración de la socavación local en función de la velocidad de la corriente. Con velocidades muy pequeñas la corriente es incapaz de mover el material del fondo. Al aumentar la velocidad comienza a producirse socavación local aun sin producirse rebajamiento general del fondo del cauce. En esta etapa la socavación local $\ll e_1 \gg$ depende de la velocidad de la corriente.

Figura 20. Socavación local en pilas



Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 726

Figura 21. Variación de la socavación local con la velocidad



Fuente: José Antonio Jiménez Salas. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 726

Cuando la velocidad es superior a la necesaria para provocar movimiento general del lecho del río, se ha comprobado

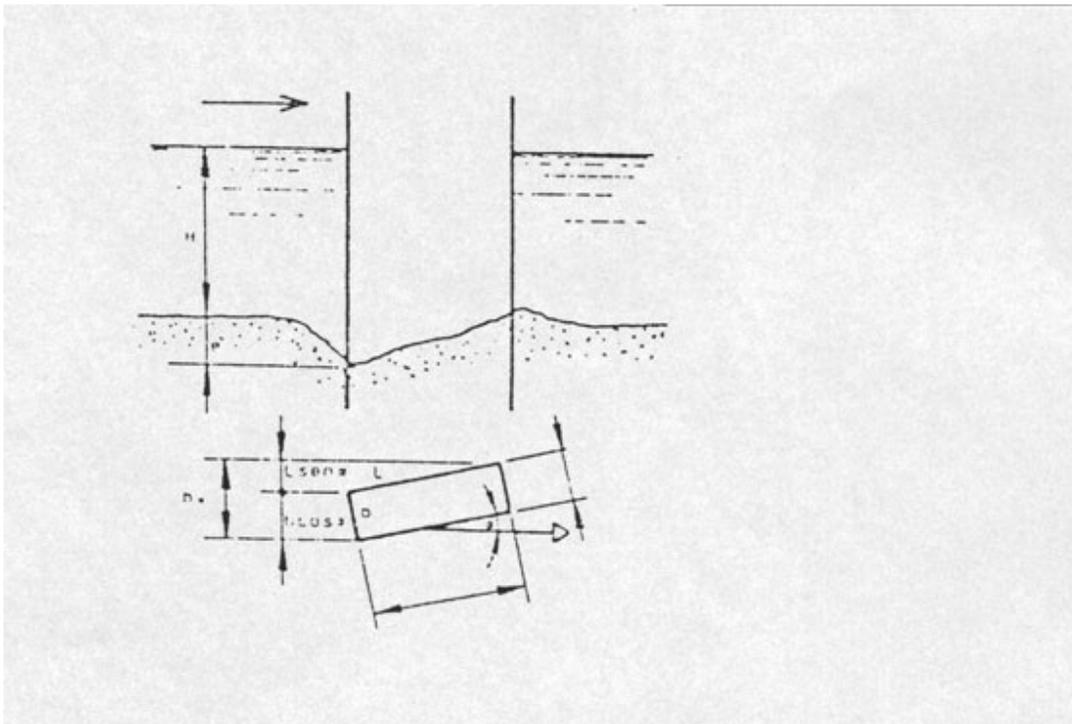
experimentalmente que la socavación local producida en las pilas llega a ser constante e independiente de la velocidad.

En este caso la socavación máxima a contar en los cimientos será $= e_g + e_2$. Para evaluar estas socavaciones existen dos métodos muy extendidos que exponemos a continuación: Método de Laursen y método de Yaroslavtziev.

Método de Laursen

Supone un límite máximo de la socavación local (e_2) que depende únicamente del calado y del ancho y orientación de la pila. (Figura 22)

Figura 22. Método de Laursen para socavación local en pilas



Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 727

$$e = 1.5 b_* (H / b_*)^{1/3} K_1$$

e = Socavación local máxima a partir del fondo.

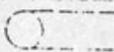
$b_* = b \cos \alpha + L \sin \alpha$, siendo α el ángulo agudo que forma el lado mayor de la pila con la dirección de la corriente. Es decir b_* es el (ancho proyectado) de la pila en la dirección de la corriente.

H = Calado máximo después de producida la socavación general.

K_1 = Coeficiente de calor 1 cuando el ángulo α es distinto de cero.

Cuando $\alpha = 0$ es decir cuando la pila tiene la dirección de la corriente, este coeficiente puede tomar los valores del Tabla VIII, en función de la forma hidrodinámica del frente de la pila.

TABLA VIII. Valores de coeficientes K_1 , Método de Laursen

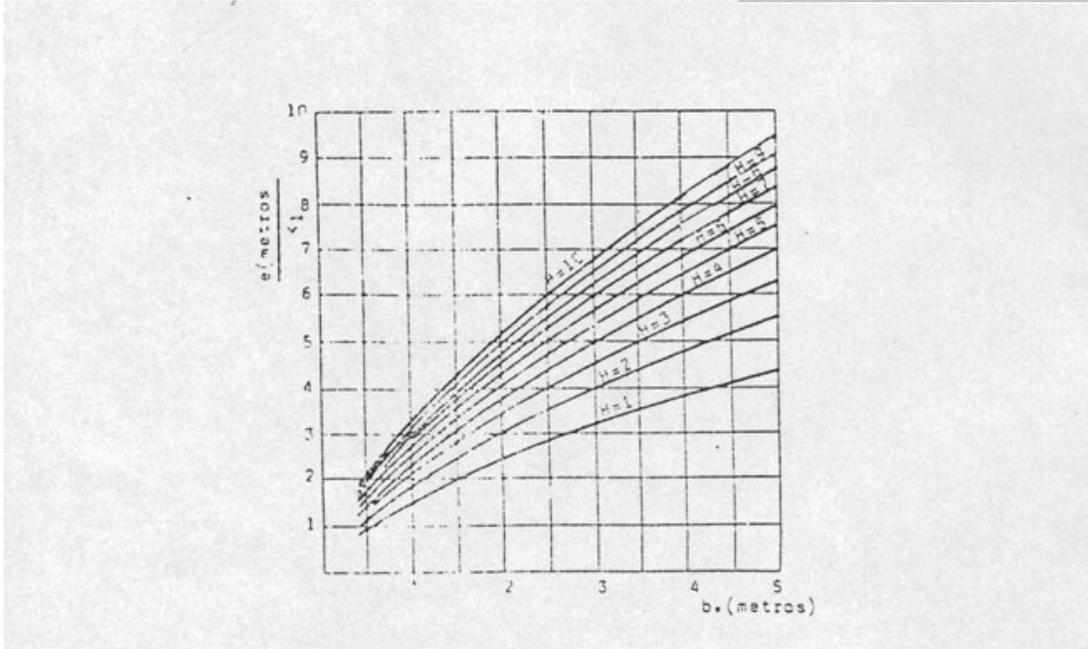
FORMA DEL FONTE		K_1	SEGUN	
RECTANGULAR		1,00	SCHNEIBLE	
SEMIELIPSEAR		0,90		
ELIPTICA		$\frac{D}{R}=7$		0,81
		$\frac{D}{R}=3$		0,75
ELIPTICULAR		$\frac{D}{R}=2$		0,81
		$\frac{D}{R}=3$		0,69
TRISFLADA		0,78	TISON	
HIRODINAMICA		0,75		

Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 728

La gráfica de la figura 23 permite determinar el valor de e / K_1 en función de b y H .

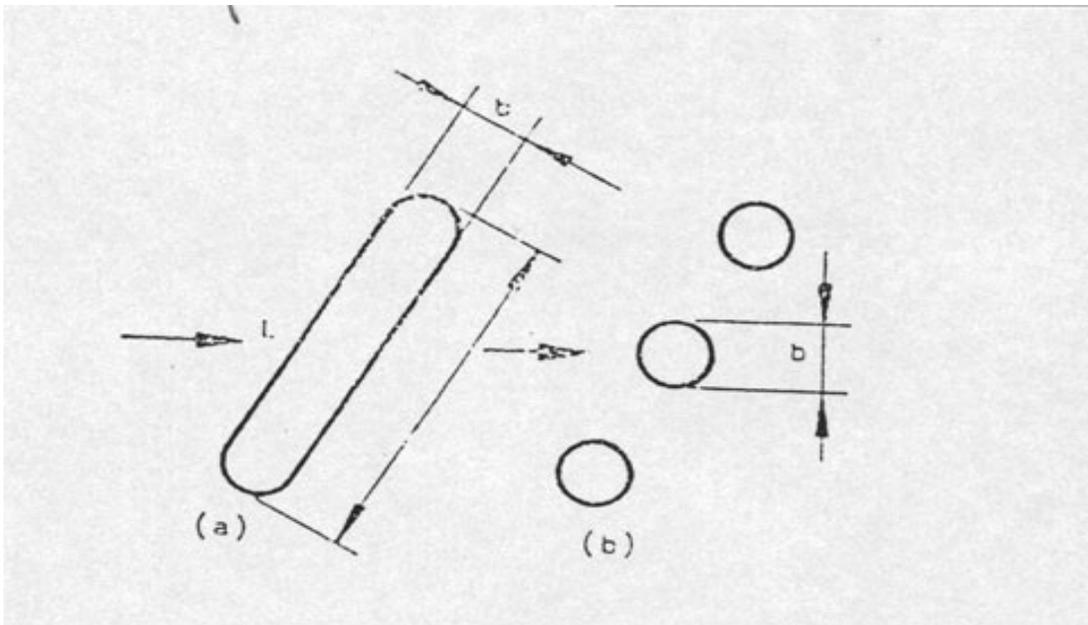
La importancia del término b hace recomendable la disposición de pilas de la figura 24a frente al a figura 24b. El método Laursen considera que el fondo es arenoso por lo que no es aplicable si este está formado por gravas o piedras bola. Si el material es lo suficientemente fino como para prever que durante las crecidas una parte importante del transporte tendrá lugar en suspensión, las erosiones calculadas deben ser multiplicadas por 1.15 a 1.30. Si la cota superior de la zapata va a disponerse en el proyecto por debajo del nivel más bajo de socavación, los cálculos efectuados con el ancho $\ll b \gg$ de la pila serán correctos. Si parte de la zapata puede sobresalir de la zona socavada será preciso emplear en los cálculos un ancho medio ponderado (Figura 25).

Figura 23. Socavación general según Laursen



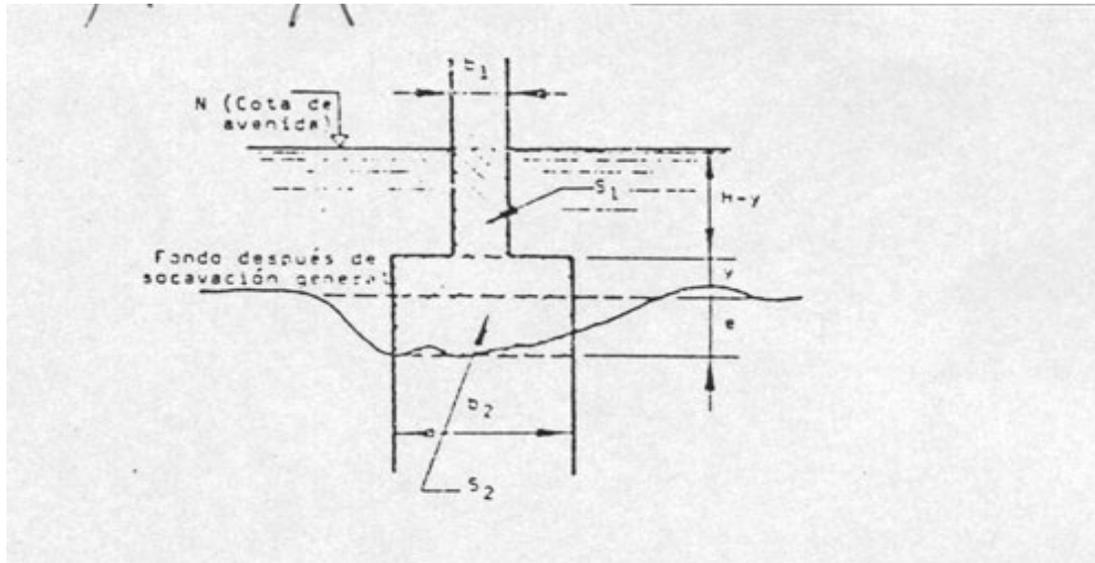
Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 728

Figura 24. Geometría de pilas



Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 729

Figura 25. Consideración de la zapata



Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 729

Según Yaroslavtziev este ancho será igual a

$$b_m = \frac{b_1 (H - y) + y b_2}{H}$$

Es decir ignorando la parte de zapata que queda bajo el nivel de socavación general.

J. R. Temez, propone un valor:

$$b_m = \frac{(b_1/p_1) + (b_2/p_2)}{(1/p_1) + (1/p_2)}, \quad \text{siendo} \quad p_i = l_i/S_i$$

$S_i =$ Superficies de las zonas 1 y 2 frontales con anchos b_1 y b_2 , respectivamente, en la parte sumergida.

$I_i =$ Momentos de inercia de las zonas 1 y 2 con relación al eje horizontal a la cota del lecho de avenidas.

a la cota del lecho de avenidas.

p_i = Radio de giro.

Método de Yaroslavtziev:

Este método supone la socavación local como proporcional al cuadrado de la velocidad de la corriente y será aplicable por tanto con velocidades bajas, de forma que tenga un tope máximo igual al de Laursen. Se define así por tanto el valor e_1 de la figura 21, que no puede ser estudiada por Laursen.

La socavación local será: $e = K_f * K_v (a + K_h) * (v^2 / g) - 30d$

Siendo:

e = Socavación local a partir del fondo.

K_f = Coeficiente que depende en general de la forma del frente de la pila y del ángulo de la incidencia de la corriente, definido en figura 26

K_v = Definido por $\text{Log } K_v = -0.28 \sqrt[3]{v^2 / (g b^*)}$

v = Velocidad media de la corriente aguas arriba de la pila, en m/s.

g = Aceleración de la gravedad, en m/s^2

b^* = Proyección de la sección de la pila sobre un plano normal a la corriente definido también en figura 4.13, en metros.

a = Coeficiente de corrección, de valor 0.6 si las pilas están ubicadas en el cause principal y 1 si en el cause de crecidas.

K_h = Definido por $\text{Log } K_h = 0.17 - 0.35(H/b^*)$ H = calado, en m.

$d = d_{85}$ de las partículas del fondo, en metros. Si $d_{85} < 0.5$ cm, se debe tomar $d=0$

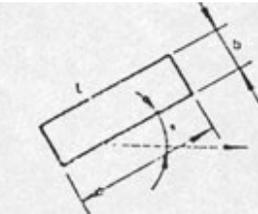
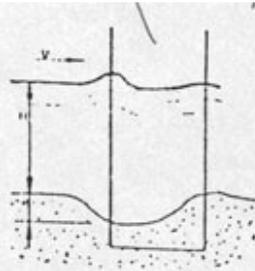
Si un suelo es cohesivo puede aplicarse el método general considerando unos diámetros equivalentes $\ll d \gg$ iguales a los del Tabla IX

TABLA IX. Diámetros equivalentes según Yaroslavtziev

Peso volumétrico del material seco (t/m ³)	d (cm)		
	Arcillas y suelos muy plásticos	Mediamente plásticos	Suelos de aluvión y arcillas margosas
< 1.2	1	0.5	0.5
1.2 – 1.6	4	2	2
1.6 – 2.0	8	8	3
2.0 – 2.5	10	10	6

Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 732

Figura 26. Coeficientes K_f y b^* , Método de Yaroslavtziev

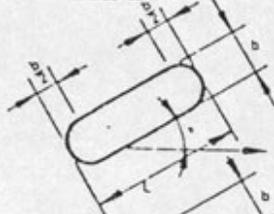


$$K_f = 12,4 \quad b_e = b \cdot \cos \alpha + L \cdot \sin \alpha$$

$$K_f = 10$$

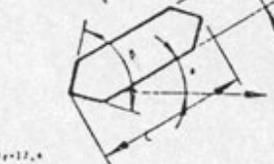


$$K_f = 10 \quad b_e = D$$



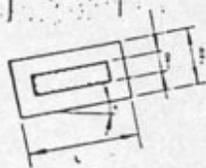
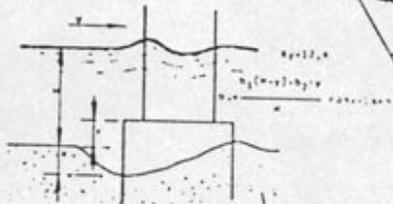
α	0°	10°	20°	30°	40°
K_f	8,5	8,7	9,0	10,3	11,3

$$b_e = b \cdot (L-b) \cdot \sin \alpha$$



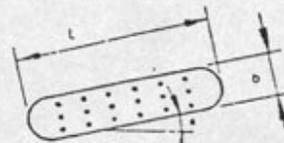
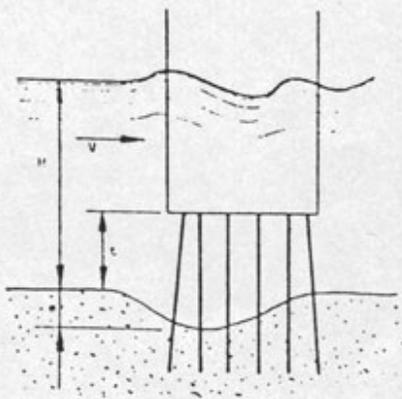
β	120°	90°	60°
K_f	12,7	10,0	7,3

$$b_e = b \cdot (L-b) \cdot \sin \alpha$$



$$K_f = 12,4$$

$$b_e = (b_c - b) \cdot h_c + b \cdot \cos \alpha + L \cdot \sin \alpha$$



$$b_e = b \cdot (L-b) \cdot \sin \alpha$$

α	K_f				
	m ²				
	0°	2°	4°	8°	12°
0	0,5	7,5	6,76	5,44	5,40
10	0,7	7,7	6,80	5,10	5,54
20	4,0	7,8	7,10	5,20	5,60
30	10,30	8,6	7,50	5,30	5,70
40	11,3	9,2	7,90	5,70	5,90

Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 731

4.3.5 Socavación en estribos

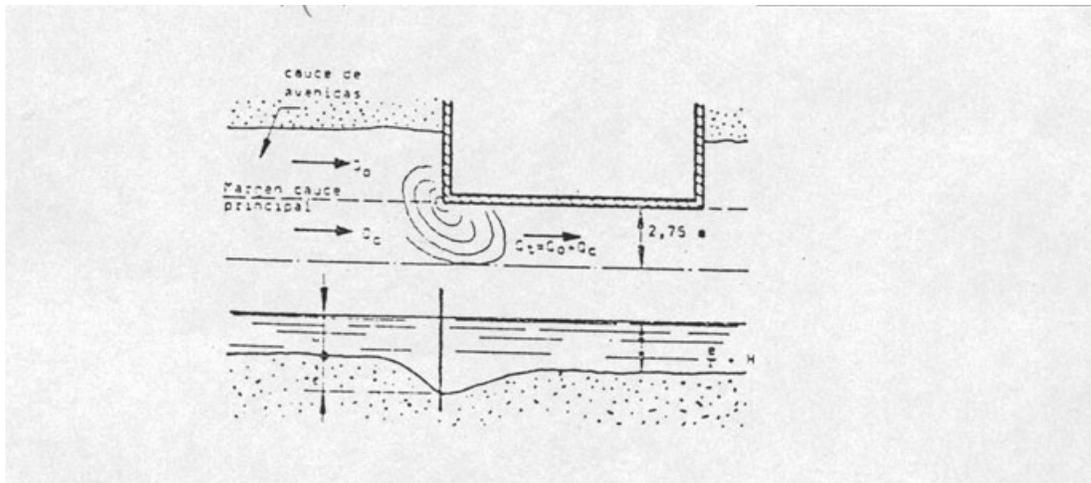
La figura 27 muestra un estribo cuyo borde remata en el margen del cauce principal. Cuando se produce una crecida las aguas rebasan el nivel normal del cauce y se provoca un cauce de las crecidas interceptan al estribo.

Se ha comprobado experimentalmente que la dimensión transversal de la socavación viene a ser del orden de 2.75 veces la máxima profundidad de erosión.

Se supone que la masa de agua que afecta a la socavación del estribo ocupa un ancho de $2.75e$ hacia el interior del cauce principal.

La socavación máxima se produce en el borde frontal del estribo, con un valor $\ll e \gg$ a determinar. A lo largo del estribo se comprueba que el calado pasa a ser $H + e/r$, siendo r un coeficiente experimental que toma en este caso un valor próximo a 4.1.

Figura 27.) Socavación en estribos



**Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte,
Pág. 732**

Admitiendo estos criterios y aplicando el método de Laursen puede ponerse:

$$Q_0/(q_c * H) = 2.75 * \{[e/(4.1H)+1]^{7/6} - 1\} * e/h$$

Siendo:

Q₀ = el caudal que pasaría por el cause de crecidas si no estuviese el estribo.

q_c * H = valores medidos del caudal unitario (por metro de ancho) y del calado en la franja de 2.75e de ancho.

e = erosión máxima buscada al pie del estribo.

En general será preciso utilizar un procedimiento interactivo estimando **q_c** y **H** y deduciendo **e**, lo que permitirá fijar 2.75e y unos valores de **q_c** y **H** más aproximados, con resultados cada vez más precisos.

Método de Artamonov

Este método supone que toda la masa de agua del río influye en la socavación del estribo, lo que parece que no esta de acuerdo con los resultados experimentales, permite sin embargo considerar el ángulo de incidencia de la corriente con relación al estribo y el talud que rodea al estribo, figura 28.

$$(H+e)/H = P_x * P_q * P_r$$

Siendo:

P_x = Coeficiente que depende del ángulo α .

P_q = Coeficiente que depende de la relación Q_0/Q

Q_0 = Caudal que pasaría por el lugar del estribo si este no existiera.

Q = Caudal total del río.

P_r = Coeficiente que depende del talud de los lados del estribo.

Estos tres coeficientes se encuentran reflejados en el Tabla IX

H = Calado en la zona cercana al estribo antes de la socavación local.

Figura 28. Método de Artamonov



Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 734

TABLA X. Coeficientes para socavación local en estribos, según Artamonov

Valores de P_x	
A	P_x
20°	0.84
60°	0.94
90°	1
120°	1.07
150°	1.19

Valores de P_q	
Q_0/Q	P_q
0.1	2
0.2	2.65
0.3	3.22
0.4	3.45
0.5	3.67
0.6	3.87

Valores de P_r	
Talud R	P_r
0	1
0.5	0.91
1	0.85
1.5	0.83
2	0.61
3	0.5

		0.7	4.06		
		0.8	4.2		

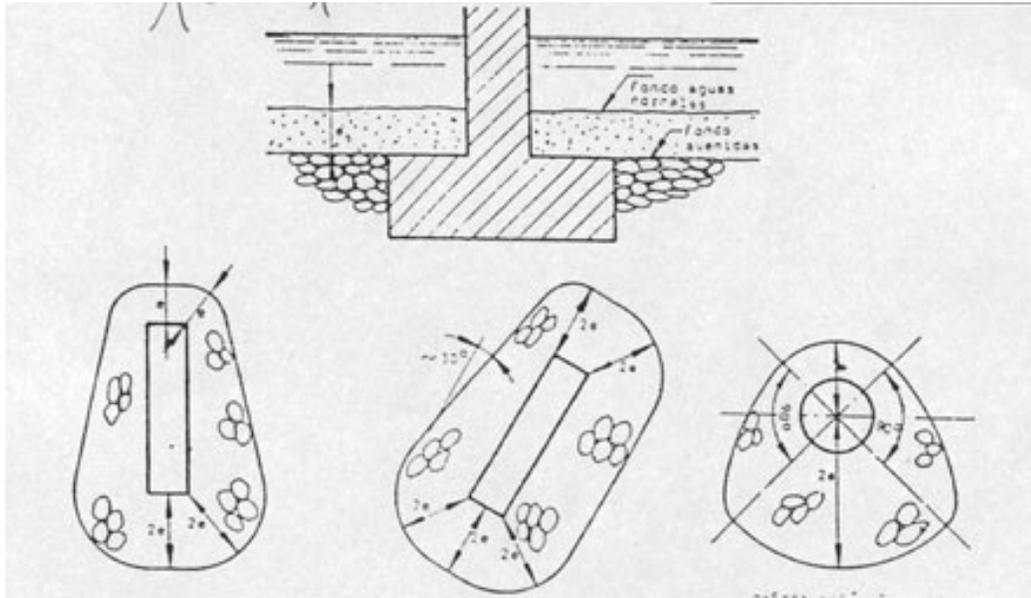
Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 734

4.4 Defensas antierosiòn

La solución más eficaz para evitar el descalce de las cimentaciones es construir estas por debajo de las profundidades de socavación estudiadas $e_g + e$. A veces sin embargo interesa elevar algo el nivel de los cimientos a costa de utilizar un sistema protector que impida de igual manera el descalce de los mismos. El método más frecuentemente empleado es el de utilizar mantos de enrocamientos que deben cumplir ciertas condiciones.

- El enrocamiento debe disponerse por debajo del nivel de la socavación general salvo que el valor de e_g resulte demasiado grande.
- La disposición en planta debe cumplir los márgenes de la (Fig. 29).
- Se deben disponer tres capas como mínimo para formar el espesor del enrocamiento.

Figura 29. Disposición del enrocamiento en planta.



Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 735

En cuanto al peso y tamaño del enrocamiento reproducimos la Tabla XI

A veces el enrocamiento puede ser sustituido por gaviones metálicos rellenos de grava o bolos de menor tamaño. Otro método de defensa del lecho puede ser la construcción de una losa de hormigón, debiendo entonces defenderse los bordes de ésta con protecciones flexibles del tipo enrocamiento, convenientemente profundizados.

TABLA XI. Diámetro mínimo (cm) del enrocamiento

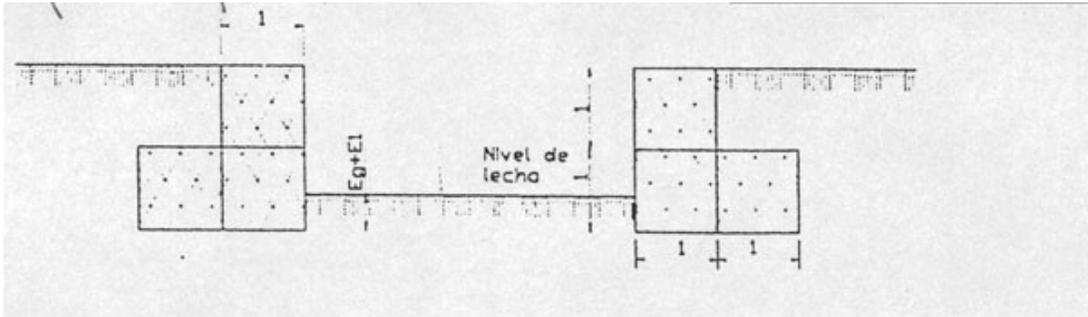
Velocidad de la Corriente m/s	Peso específico del enrocamiento (kg/m ³)				
	100	1800	2000	2200	2400
1.0	8	8	7	6	6
1.5	15	13	12	11	10
2.0	18	16	15	13	12
2.5	27	24	21	19	18
3.0	38	34	31	28	26
3.5	53	46	42	38	35
4.0	68	60	54	50	46
4.5	86	77	69	63	58

Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 736

4.5 Gaviones

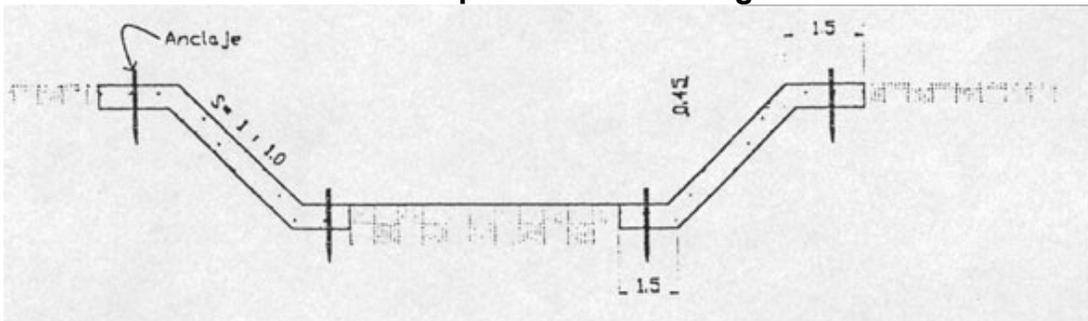
Estos son estructuras longitudinales constituidas por jaulas de concreto preforsado o de alambre galvanizado que son las más frecuentes en nuestro medio, rellenas de material rocoso de granulometría adecuada.

Figura 30. Gavión malla galvanizada. Como protección de márgenes.



Fuente: Carlos Humberto Rivera Pomez. Teoría de Prevención de Desastres, Pág.34

Figura 31. Gavión malla galvanizada o forrada con PVC. Como protección de márgenes

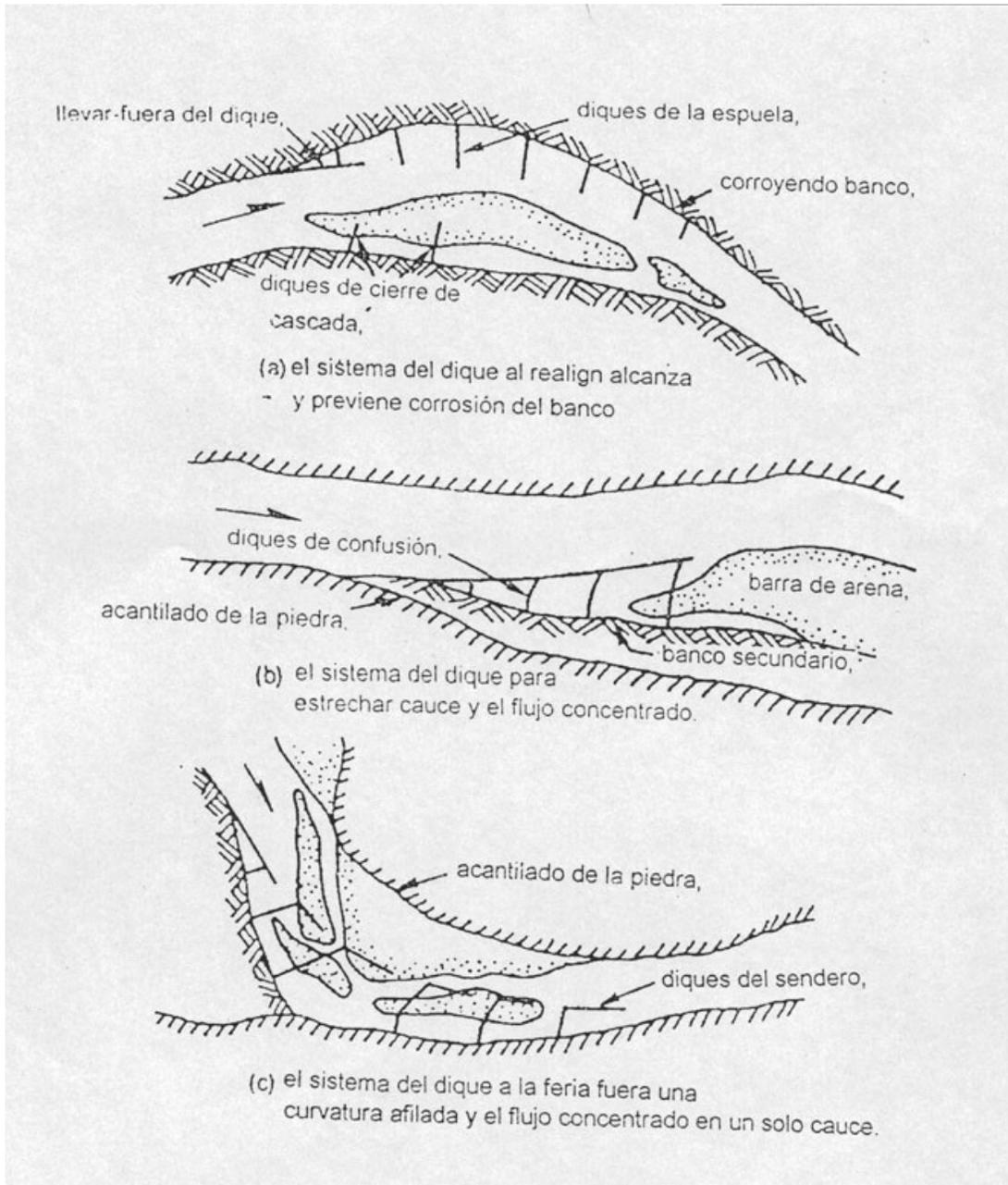


Fuente: Carlos Humberto Rivera Pomez. Teoría de Prevención de Desastres, Pág.34

4.6 Espigones

Los espigones o diques son estructuras sólidas de concreto ciclópeo colocadas en los márgenes perpendicularmente al flujo del río, su función es disipar la energía de este y proteger los márgenes del cause del río ante la socavación provocada por la velocidad del flujo de este.

Figura 32. Sistemas de espigones para proteger márgenes y controlar causes. Definición geométrica.



Fuente: Carlos Humberto Rivera Pomez. Teoría de Prevención de Desastres, Pág.60

Figura 33. Perfiles de espigones. Definición geométrica.

Fuente: Carlos Humberto Rivera Pomez. Teoría de Prevención de Desastres, Pág.35

Aplicación:

- Protección de márgenes.
- Protección de margen externo en curvas.
- Protección de aproches.

4.7 Disipadores de energía

Estos son represas transversales construidas antes y después del enfoque de un puente, su principal objetivo es el de reducir la velocidad del flujo del río y de esta manera reducir la socavación general del lecho y la socavación local en estribos y pilas del puente.

Figura 34. Disipadores de energía

Fuente: Carlos Humberto Rivera Pomez. Teoría de Prevención de Desastres, Pág.68

CONCLUSIONES

1. Los fenómenos naturales se han presentado en áreas pobladas.
2. La valoración del riesgo determina hasta que punto se deben proteger o reforzar las estructuras, además son de beneficio para el manejo de los recursos ambientales, planeamiento y desarrollo del país.
3. La única forma de contrarrestar o disminuir los efectos de un fenómeno natural es por medio de medidas de mitigación, las medidas estructurales nos protegen del peligro y las no estructurales nos alejan de este.
4. Las medidas de mitigación deben ser monitoreadas y evaluadas, debido que la peligrosidad, vulnerabilidad y los recursos son constantemente cambiantes, además que no todas las medidas de mitigación son exitosas en la práctica como fueron planeadas en la teoría.
5. Las medidas de mitigación deben adoptarse antes del impacto de un evento, de esta manera estaremos manejando las amenazas y no permitiéndoles que se conviertan en desastres.

6. Las medidas de mitigación aumentan la capacidad de respuesta de nuestras estructuras, reduciendo el número de tragedias humanas y el incalculable costo de pérdidas de empleos y producción, pero su eficacia es medida en función de los costos necesarios para reducir las fatalidades.
7. Las medidas post-desastre son desproporcionadamente costosas en relación de cada vida salvada o estructura reconstruida.
8. Es de vital importancia considerar medidas de mitigación activas, que incentiven al usuario a colaborar y regirse por las indicaciones de las autoridades.

1. incentiven al usuario a colaborar y regirse por las indicaciones de las autoridades.
2. Las carreteras y toda la estructura vial debe contar con sus respectivas medidas de mitigación desde el momento que son planificadas, por que integrarle posteriormente estructuras a adicionales para reducir su vulnerabilidad es exageradamente costoso y solamente es aconsejable implementar una mitigación no estructural.
3. Para corregir los taludes ya construidos, La Dirección General de Caminos y la unidad ejecutora de conservación vial debe realizar un registro histórico de los derrumbes que se presenten, no importando la magnitud de estos, ponderándolos por escalas, para poder de esta forma evaluar que los causa y seleccionar la medida de corrección adecuada y viable.

RECOMENDACIONES

1. Los fenómenos naturales se han presentado en áreas pobladas, y las autoridades correspondientes deben tomar cartas en el asunto, evaluando los efectos y si estos causan daños o pérdidas al ser humano entonces deben reducirse dichos efectos por medio de medidas de mitigación adecuadas, las cuales deben adoptarse antes del impacto de un evento, de esta manera estaremos manejando las amenazas y no permitiéndoles que se conviertan en desastres.
2. Las medidas de mitigación que se implementen deben estar tabuladas para cada tipo de desastre y se deberán aplicar según sean el diagnóstico y la grado de daño y efecto que el fenómeno produzca.
3. Los taludes de corte o relleno deberán ser monitoreadas constantemente haciéndose énfasis en los puntos donde la historia halla registrado mayor cantidad de fallos, para determinar su comportamiento y la medida de consolidación apropiada y como se comportan las medidas ya adoptadas para observar su eficiencia real y compararla con la teoría.
4. No es recomendable construir puentes en las secciones más estrechas de los causes porque es en este punto donde el área se reduce y por tanto la velocidad del flujo de incrementa provocando una mayor socavación.

BIBLIOGRAFÍA

- 1 Crespo Villalaz, Carlos. **Mecánica de Suelos y Cimentaciones**. 4ª. Ed. México: Editorial Limusa, 1994.
- 2 Dirección General de Caminos, Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Públicas. **Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes**. Guatemala: septiembre 2001.
- 3 Dirección General de Caminos, Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Públicas. **Plan de Contingencia Vial**. Guatemala: 2000.
- 4 Jiménez Salas, José Antonio. **Geotecnia y Cimientos** . 1ª. Ed. (Volumen I). Madrid (España): Editorial Rueda, 1980,
- 5 Jiménez Salas, José Antonio. **Geotecnia y Cimientos** . 1ª. Ed. (Volumen II). Madrid (España): Editorial Rueda, 1980,
- 6 Jiménez Salas, José Antonio. **Geotecnia y Cimientos** . 1ª. Ed. (Volumen III). Madrid (España): Editorial Rueda, 1980,
- 7 Rivera Pomes, Carlos Humberto, **“Teoría general de Prevención De Desastres”**, Documento, (Guatemala), (1998), 175 pp.
- 8 R. Whitlow. **Fundamentos de Mecánica de Suelos**. 1ª. Ed. México: Editorial Continental, S.A. de C.V., 1994. 588pp.

APÉNDICE

Desbordamiento de ríos

Este fenómeno ocurre cuando se excede la capacidad de los canales para conducir el agua, provocando el eminente desbordamiento. Dichas crecidas afectan al sistema vial debido a que frecuentemente el ingeniero de las vías terrestres se ve en la necesidad de cruzar el río, lo hace colocando puentes y por lo general diseña en las partes más estrechas de la sección que ya por si solas son incapaces de evacuar la cantidad de agua proveniente de una precipitación.

Figura 35. Secciones transversales, para estudiar el trazo de una carretera. Véase el error hidráulico que se comete al colocar el puente en la sección mas estrecha.

Fuente: Carlos Humberto Rivera Pomez. Teoría de Prevención de Desastres, Pág.61

El resultado de dicha práctica en Guatemala a sido común en muchos de sus puentes que estructuralmente han respondido al golpe de la crecida, pero que hidráulicamente han dejado en duda su respuesta y capacidad de drenar el caudal proveniente de la precipitación recibida en la cuenca. Bien es cierto, pudieron haber cambiado muchas de las variables del sistema de la cuenca, como el tipo de vegetación, deforestación o bien el uso del suelo que existían en el instante del estudio hidrológico. Pero también es cierto que no se debió haber colocado el puente en el punto más vulnerable de los bordes del río donde la amenaza es mayor.

Figura 36. Fotografía del puente Jones, falla aprobe al ser incapaz de drenar el caudal.

Fuente: Carlos Humberto Rivera Pomez. Teoría de Prevención de Desastres, Pág.62

La figura 36 hace evidencia y respalda lo anteriormente mencionado acerca de colocar los puentes en la sección más estrecha del río. Muestra una estructura Guatemalteca, el puente Jones, el cual sufrió la desintegración de sus aproches, debido a la velocidad generada por la insuficiente área para drenar el caudal que el río conducía. Es comprensible que la razón por la cual el puente fue colocado en dicho punto fue marcada por el corto presupuesto con el que cuenta el país.

Pero sería interesante cuestionarse cual es la diferencia de costo entre construir un puente con mayor luz o reconstruir los mismos aproches fallados cada vez que el río crezca de similar forma, sumado con las pérdidas indirectas que esto representa, como la interrupción del transporte, producción y reducción de empleos. En la fotografía anterior del puente ubicado sobre el río Jones se logra observar que las autoridades correspondientes ya se encuentran reconstruyendo el aproche, que dicho sea de paso quedará más inestable debido a que no se volverá a conformar los márgenes naturales del río aguas arriba o aguas abajo, quedando estrechamientos bruscos, más vulnerable a otro evento de menor magnitud pero igualmente desastroso, donde la historia se repetirá una y otra vez más.

La solución parcial de alto costo que debemos aplicar en estos casos es colocar medidas de mitigación estructurales. Como obras de protección de los márgenes del río aguas arriba y abajo, obras hidráulicas para regular la velocidad y/o caudal, represas trampas de sedimento y disipadores de energía que regulen el perfil del río y las líneas hidráulicas. En fin un estudio total de hidráulica de canales con respuestas estructurales.

Todas estas medidas de mitigación en la reconstrucción post-desastre son desproporcionadamente costosas en comparación de las que se hubieran implementado en una buena planeación integrado los conceptos de prevención de desastres.

La solución integral consiste en ampliar la luz del puente, adaptándole longitud en sus extremos, equipando de esta manera al nuevo puente de un área de mayor drenado, que satisfaga las necesidades hidráulicas de crecidas de igual magnitud. Deberá hacerse el respectivo estudio hidrológico con proyección futura (destino del uso del suelo del área, grado de deforestación y cambios en el tipo de vegetación, etc.), además de los respectivos análisis de riesgo, amenaza, vulnerabilidad, cuantificación de recursos y medidas de mitigación si son necesarias y hasta que grado.

FIGURA 37. Fotografía puente Estadounidense, fallado por estrechar el cauce natural del río

Fuente: Carlos Humberto Rivera Pomez. Teoría de Prevención de Desastres, Pág.65

ANEXO

Métodos de cálculo numérico de medidas de consolidación de taludes.

1. Desprendimiento de rocas
2. Cadenas drenantes
3. Drenes profundos
4. Pilotes drenantes

1. Desprendimiento de rocas

Rodadura sobre un talud

(Ver figura 5 en página 67)

S = espacio recorrido según el talud

$$V = \sqrt{2sg(\sin \alpha - \cos \alpha \operatorname{tg} \beta)}$$

β = ángulo de rozamiento con el terreno

Trayectoria en caída libre

$$Y = x \operatorname{tg} \alpha + \frac{g x^2}{2v^2 \cos^2 \alpha}$$

Choque

$$|v_f| = |v_i| \text{ (choque elástico)}$$

$$v_i = \frac{\sqrt{(v \cos \alpha)^2 + (v \sin \alpha + g x)^2}}{v \cos \alpha}$$

$$\operatorname{tg} \theta = \operatorname{tg} \alpha + \frac{g x}{v \cos \alpha}$$

$$\frac{v^2 \cos^2 \alpha}{g}$$

Trayectoria después del choque

$$\delta = 2\gamma - \theta$$

$$y = x \operatorname{tg} \delta + \frac{g}{2 v_i^2 \cos^2 \delta} x^2$$

2. Cadenas drenantes

(Ver figura 7 en página 69)

Diseño:

B = de 1,00 a 2,20 m. (función de h y de la naturaleza del terreno).

S = de 4,00 a 10,00 m. O L (si L > 10,00m.) (función de la naturaleza del terreno y de L).

Puede hacerse el cálculo en forma equivalente al de un talud simple con unas características del terreno ficticias dadas por:

$$Y = \frac{S y_s + b y_r}{S + b}$$

$$C = \frac{S c_s + b c_r}{S + b}$$

$$\text{Tg } \varphi \frac{\text{Sy}_s + \text{by}_r}{\text{Sy}_s + \text{by}_r} = \text{Sy}_s \text{tg} \varphi_s + \text{by}_r \text{tg} \varphi^r$$

Subíndice r = relleno de la cadena

Subíndice S = suelo a reforzar

Y = densidad

C = cohesión

φ = ángulo de rozamiento interno

b = ancho de la cadena

S = separación entre cadenas

3. Drenes profundos longitudinales

DISEÑO: CASO 1

$$H = y_o + 0,5 \text{ m.}$$

Y_o se determina por tanteos

F = Coeficiente seguridad superficie crítica

C = Cohesión

L_s = longitud drenada superficie deslizamiento

L_h = longitud no drenada superficie deslizamiento

Subíndice o = sin drenaje

Subíndice 1 = con drenaje

(Caso 1, Ver figura 9 en página 72)

$$F = 1 \rightarrow c = C_{\text{crit}}$$

$C = c_0 \rightarrow F = F_0 \rightarrow$ insuficiente \rightarrow

$\rightarrow c = c_1 \rightarrow F = F_1$ aceptable

$$C_1 = C_0 L_h + C_1 L_s, \quad L_s = \frac{C_1 - C_0 L_h}{C_1} \rightarrow x \rightarrow$$

Se tantea con $Y = y_1 \rightarrow \underset{S}{S} \rightarrow X = \xi_1$

Con ξ_1 y $\tau \rightarrow y = y_1 \rightarrow y_2 = y_1 y_0,$

Con $y_2 \rightarrow S \rightarrow \xi_2 \rightarrow y = y_2 \rightarrow y_3 = y_2 y_0$

Así, hasta que $y_i \sim y_{i-1}$

(Caso 2, Ver figura 10 en página 73)

K = permeabilidad (m/s.).

$T = 86.400$ s.

N_d = porosidad drenable = Humedad de saturación - Humedad de retención.

E_1 = índice de poros de muestras -m-1.

E_2 = índice de poros de Muestras M-2.

$H_{\text{más}}$ = altura máxima de ascensión $\frac{\quad}{D}$ capilar = $0,306 n_d$

D = diámetro partículas del suelo (eliminando las de diámetro superior a 0,01 mm. Y las inferiores a 0,0001 mm).

$$H = \frac{0,306 n_d + h_o e_1 - e_2}{D} e_2(1+e_1)$$

4. Pilotes drenantes

Perforaciones verticales rellenas de arena y comunicadas con una galería que evacue el agua drenada.

(Ver figura 12 en página 74)

D se determina por tanteos según la ecuación.

$$D = \frac{se KH^2}{D^2 q_c}$$

K (m/seg.) = coeficiente de permeabilidad (se debe tener en cuenta el efecto de compactación del terreno al perforar el pilote).

H (m). = espesor de la zona saturada sobre clave de la galería.

$$Q_c (m^3/s/m^2) = 2 \cdot 10^{-7} \cdot l$$

I (mm/h.) = intensidad lluvia crítica (aguacero de 24 h. De
duración = $\frac{P}{24}$, siendo P = precipitación máxima diaria)







