



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ARAGON

“ORÍGEN, EFECTO Y SOLUCIÓN A LA
‘INESTABILIDAD DE SUELOS’ EN LA
DELEGACIÓN ÁLVARO OBREGÓN, D. F.”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

JAVIER ORTIZ SANCHEZ

DIRECTOR: M. EN I. PATROCINIO ARROYO HERNANDEZ

San Juan de Aragón, Edo. de México Junio de 2010.





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

D E D I C A T O R I A S
Y
A G R A D E C I M I E N T O S

El trabajo que hoy presento lo dedico a mis Padres, Hermanos a mi Esposa y en especial a mis Hijos Paola y Francisco, ángeles que Dios me envió para aportar alegría en mi viaje por la vida.

A G R A D E C I M I E N T O S

Agradezco a dios por ser privilegiado en darme la oportunidad de pertenecer a esta gran casa de estudios, pero sobre todo por entender que:

'Dios no hizo perfectos y no escoge a los capacitados, si no que capacita a los escogidos.'

Hacer o no hacer algo, solo depende de nuestra voluntad y perseverancia.

Esta voluntad y perseverancia que es premiada cuando te encuentras personas que comparten sus conocimientos, anhelos proyectos. Convirtiéndote en su obra, a quienes pido perdón si omito un nombre.

Agradezco infinitamente todo su apoyo a:

M. en I. Patrocino Arroyo Hernández.

M. en I. Víctor Manuel Serrano Cruz.

Ing. Elaine Valencia Morales.

Rosa Isela Tunales Cruz.

Irma Bárcenas García.

**“ORÍGEN, EFECTO Y SOLUCIÓN A LA ‘INESTABILIDAD DE SUELOS’
EN LA DELEGACIÓN ALVARO OBREGÓN, D. F.”**

I N D I C E

Introducción.	5
Objetivos.	7
Alcances.	8
I. ENTORNO FÍSICO-GEOGRÁFICO	9
1.1 Localización.	9
1.2 Relieve.	10
1.3 Clima.	10
1.4 Hidrología.	10
1.5 Geología.	13
II. ORIGEN DE LA INESTABILIDAD Y SU EFECTO EN EL SUBSUELO	16
2.1 Descripción del fenómeno.	16
2.2 Antecedentes.	18
2.3 Explotación de materiales.	20
2.4 Factores socio-económicos.	22
2.5 Interacción hombre-medio ambiente.	23
2.6 Panorama actual.	25
III. ALTERNATIVAS PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL SUELO	28
3.1 Sistemas de estabilización.	28
3.2 Regeneración de suelos.	35

3.3	Aplicaciones.	40
IV.	ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN	41
4.1	Métodos de análisis.	41
4.2	Metodología de análisis y diseño.	47
4.3	Consideraciones prácticas.	47
V.	CASOS DE ESTUDIO	60
5.1.	Calle Arboledas Mz. 46 Lt. 60 Colonia Lomas del Capulín.	60
5.2.	Caso Calle 8 de mayo mz. 34 Lt. 5 Col Tlacoyaque.	81
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	90
	ANEXOS	95
	BIBLIOGRAFÍA	96

I N T R O D U C C I Ó N

Se ha observado que los problemas de inestabilidad de suelos que afectan a la Delegación Álvaro Obregón en el D. F., se deben principalmente a la combinación de cuatro factores, a saber: el climático, el orográfico, el geológico y la acción del hombre¹ y con frecuencia con llevan a una mayor incidencia en la pérdida de vidas humanas, asociada a los problemas que de ello se derivan, tales como daños a casas y a la infraestructura urbana.

Respecto a el factor geológico-orográfico, la Secretaría de Protección Civil en su Atlas de Riesgo edición 2008, señala que el 60% de la Delegación tiene presencia de minas y barrancas e identifica 800 puntos de riesgo, de los cuales 300 son considerados de alto riesgo y en ellos existen asentamientos irregulares, así como barrancas de hasta 40 metros de altura.

En relación al factor climático-orográfico-geológico, el Atlas muestra que más de medio millón de personas se ven amenazadas, en la temporada de lluvias, por los posibles deslaves de las laderas de las barrancas que resultan del reblandecimiento del suelo que las forma. Esta situación involucra, aproximadamente, al 70 por ciento de la población de la Delegación, la cual habita en un total de 46 mil 179 viviendas. Las barrancas identificadas como de mayor riesgo y que por lo tanto deben ser monitoreadas, son: La Malinche, San Ángel, San Ángel Inn (Guadalupe), Puerta Grande, Mixcoac, Becerra y Tacubaya, las cuales albergan 11 mil puntos vulnerables al desgajamiento.

En conjunto con los factores mencionados la acción del hombre, se manifiesta a través de la propagación de asentamientos irregulares, la formación de rellenos y antiguamente por la explotación de materiales pétreos a cielo abierto o en minas. Los asentamientos irregulares complican su situación al estar ubicados sobre los citados rellenos y cavidades producto de las antiguas minas. En el caso específico de las minas, el Atlas identifica 84 puntos vulnerables que ponen en riesgo a 176 mil habitantes en un total de 52 mil 383 viviendas.

Los *problemas de inestabilidad de suelos*, derivados de los factores expuestos, son tratados en este trabajo prestando especial atención a aquellos generados por el deslizamiento de taludes, que por la frecuencia con que se presentan, se convierten en *un*

¹ Que ha causado una modificación seria en el relieve y el subsuelo.

problema cotidiano que exige solución inmediata a través de procedimientos de aplicación práctica relativamente fácil y económica, aunque no por esto de bajo nivel de ingeniería.

Lograr una solución de éste tipo, al contrario de lo que muchas veces se piensa, requiere de un alto nivel de especialización técnica, ya que en los problemas de esta naturaleza se ven involucradas diferentes ramas de la ingeniería, entre ellas, la mecánica de suelos que servirá como base para la comprensión del fenómeno, la ingeniería estructural, que permitirá el diseño de las estructuras de contención necesarias, así como la ingeniería de costos, la planeación y el proceso ejecutivo.

Dicho lo anterior, la intención de este escrito es proporcionar lineamientos generales que permitan comprender y dar solución al fenómeno, de una manera clara y práctica de acuerdo con las características específicas que en la Demarcación se presentan.

O B J E T I V O S

GENERAL:

Desarrollar material de apoyo con un enfoque práctico, que permita al personal técnico de la Delegación Álvaro Obregón dar solución a los problemas de inestabilidad de suelos característicos de dicha demarcación.

PARTICULAR:

Plantear las posibles soluciones prácticas al problema de deslaves en zonas de alto riesgo donde existen asentamientos humanos.

A L C A N C E S

A fin de lograr los objetivos propuestos para el presente trabajo, éste se ha dividido en V capítulos, que nos permiten gradualmente familiarizarnos con los aspectos más importantes, en primer lugar de la Delegación, y en segundo de la contención de suelos mediante la solución con base en muros.

Lo tratado en cada uno de los capítulos, se describe de manera general a continuación:

En el capítulo I “Entorno Físico — Geográfico” se ubica a la Delegación en el contexto del D. F. y se destacan las características físico-climáticas más importantes y que tienen influencia directa en el fenómeno que nos ocupa.

El capítulo II “Origen de la Inestabilidad y su Efecto en el Subsuelo” detalla el aspecto físico del fenómeno de inestabilidad de suelos, así como su origen y consecuencias desde diversos puntos de vista que resultan importantes para entender la situación actual que vive la Delegación.

El capítulo III “Alternativas para la Estabilización del Suelo” trata algunas de las diferentes opciones que actualmente se emplean de manera común, para estabilizar la masa de suelo; además, se hace un análisis comparativo resaltando las ventajas, desventajas y aplicaciones de cada uno de ellas.

El desarrollo del capítulo IV “Análisis y Diseño de Muros de Contención” nos permite adentrarnos en la metodología empleada para lograr el diseño eficiente de los muros empleados como alternativa de solución al problema de inestabilidad de suelos, a la vez que nos presenta recomendaciones técnicas útiles para aplicación en campo, que facilitan la obtención de datos y apoyan la toma de decisiones.

Para englobar lo expuesto en los capítulos anteriores, en el capítulo V “Casos de Estudio” se presentan dos problemas reales a los cuales se les da solución a través de los métodos y recomendaciones descritos previamente.

Finalmente se presentan las conclusiones y recomendaciones que el desarrollo del trabajo arrojó.

CAPITULO I

ENTORNO FÍSICO-GEOGRÁFICO

I.1 LOCALIZACIÓN

La Delegación Álvaro Obregón se encuentra ubicada al occidente del Distrito Federal, es una de las más jóvenes ya que fue integrada al área urbana de la ciudad de México en el año de 1970, colinda al norte, con la Delegación Miguel Hidalgo y los municipios conurbanos de Huixquilucan y Naucalpan (Estado de México), al sur con las Delegaciones de Cuajimalpa y Magdalena Contreras, al este con las Delegaciones Coyoacán y Benito Juárez, y al oeste con el resto de la Delegación Cuajimalpa, como puede apreciarse en la Figura No.1.



Figura No. 1.- Delimitación territorial de la Delegación Álvaro Obregón.

Geográficamente la podemos ubicar entre los paralelos $99^{\circ}14'N$ y $19^{\circ}25'S$ y los meridianos $99^{\circ}10'E$ y $99^{\circ}20'O$. Tiene una extensión territorial de 96.17 kilómetros cuadrados, en forma alargada de noreste a sureste.

I.2 RELIEVE

La Delegación está ubicada en el sur poniente de la cuenca de México, en el margen inferior de la Sierra de las Cruces, que está formada por un conjunto de estructuras volcánicas, por lo que el 70% del terreno es de tipo montañoso y el otro 30% restante se reparte entre lomeríos y planicies, como consecuencia de estas condiciones topográficas se tiene un relieve de fuertes contrastes, constituido por superficies de pie de monte, producto de la erosión de la Sierra.

Por lo que respecta a la parte baja, ésta cuenta con acumulaciones lacustres de materiales arcillo-limosos con interacciones de materiales volcánicos, los cuales los podemos distinguir en lo que hoy es la Plaza México y el Parque Hundido.

Alcanza su altitud máxima de 3,820 m. sobre el nivel del mar en el Cerro del Triángulo y la mínima se localiza a los 2, 260 m.

1.3 CLIMA

Es templado con variaciones notables debido a los bruscos cambios altitudinales que en ella se presentan. En la parte baja (hasta los 2 410 msnm), la temperatura media anual varía de 14.9 °C a 17.1 °C durante los meses de abril a junio; la temperatura mínima se da en los meses de diciembre a febrero y alcanza los 10 °C.

En el área intermedia de esta demarcación (3,100 msnm) la temperatura media anual es de 15.5 °C y la máxima de 17 °C para los meses de abril y junio; las temperaturas mínimas se presentan de diciembre a febrero y alcanzan los 13.2 °C.

En la parte sur del área Delegacional, el clima deja de ser templado para convertirse en un clima semifrío. La temperatura media anual es de 10.7 °C, la máxima se presenta en los meses de abril junio y alcanza los 12 °C; y la mínima es de 8.1 °C.

1.4 HIDROLOGÍA

Los escurrimientos provenientes de la Sierra de las Cruces y de una erosión remontante que se inicia en la ribera lacustre desencadenan la red pluvial de la Delegación Álvaro Obregón, que actualmente está constituida por ocho subcuencas correspondientes a los ríos Tacubaya, Becerra, Mixcoac, Tarango, Tequilazco, Tetelpan, Texcaltlaco y Magdalena, abastecidos por cinco manantiales infiltrados en la montaña y la abundante precipitación que se produce en la parte alta de la misma y que desciende por sus barrancas y cañadas.

Tabla 1.- Principales escurrimientos.

Río	Longitud (km.)
Tacubaya	9.45
Becerra	21.67

Mixcoac	7.00
Tarango	2.00
Tequilazco	15.00
Tetelpan	52.90
Texcalatlaco	
Magdalena	22.00

El *río Tacubaya* nace en las laderas del cerro Cuajimalpa, se dirige por el noreste hasta unirse con el río Becerra y después forma el río de la Piedad; sus principales alimentadores son los manantiales de Santa Fe. A lo largo del río Tacubaya se ha construido la presa del mismo nombre. La cuenca de este río presenta una topografía accidentada que origina grandes escurrimientos.

El *río Becerra* nace en el cerro de Cuajimalpa, sigue en dirección noreste hasta unirse con el río Tacubaya y formar así el río de la Piedad, que entubado cruza la ciudad y desemboca en el lago de Texcoco. Su cuenca es bastante impermeable; sobre él se construyó la presa Becerra I y II, cuyas principales afluentes son las barrancas: Las Palmas, Tecolocalco, Ojalalpa y Tecolote.

El *río Mixcoac* se ubica en la porción central de la Delegación, tiene una longitud de 7 km y una superficie de 37 km²; con una densidad aproximada de 2.5 km de cauce por km². Nace en los límites con el Estado de México, en las laderas del Cerro de San Miguel; limita al oeste con la Cuenca del río Borracho (afluente del río Hondo) y la Barranca de Becerra; al este con las barrancas de Guadalupe y Tarango. Corre hacia el norte hasta casi llegar al convento del Desierto de los Leones, donde tuerce al noreste. Está alimentado por varios manantiales y su afluente principal es la Barranca del Muerto. En Xoco se une al río Magdalena para formar el río Churubusco. Sobre este río se construyó la Presa y la Primera Represa Mixcoac.

El *río Tarango* nace a los 2,670 msnm, a la altura del pueblo de San Jerónimo Lídice, corre en dos cauces paralelos, uno ubicado en Puente Colorado y el otro en Puerta Grande, que se juntan en la Presa de Tarango, de donde sale el colector Barranca del Muerto que se une al colector del río Churubusco. La subcuenca del río Tarango tiene una topografía accidentada, lo que propicia que la velocidad del escurrimiento sea muy fuerte y con una longitud aproximada de 2 km.

El *río Tequilazco* nace en las laderas del cerro Pahueyxiotl, limita al noroeste con la cuenca del río Mixcoac y al oriente con la del Texcalatlaco; sigue su rumbo hacia el noreste donde se une al río Magdalena, a la altura de los Viveros de Coyoacán. Su longitud es de 15 km; capta algunos manantiales como los de San Bartolo Ameyalco y los escurrimientos de Lomas de Axomiatla, Lomas de Guadalupe y Las Águilas. Sobre este río se construyeron las presas Tequilazco y La Mina, en donde se conecta el colector del río San Ángel.

El río *Tetelpan* nace en la unión de las calzadas del Desierto de los Leones y Olivar de los Padres, capta los escurrimientos de Tetelpan y el Olivar de los Padres, en donde se construyó la Presa Olivar. El río Texcalatlaco nace en las laderas del cerro Campamentos y está limitado al sureste por las barrancas de Anzaldo y al norte y poniente por las barrancas Guadalupe y Tetelpan. Su dirección es al noreste y se une al río Magdalena. En su cauce se construyó la Presa Texcalatlaco.

El río *Magdalena* nace en la base del Cerro de la Palma y está limitado al sureste por la cuenca del río Eslava y al noreste por las cabeceras de los ríos Mixcoac, Barranca de Guadalupe y San Ángel. Sigue una dirección hacia el noreste; tiene varios afluentes como el río Eslava y la Barranca de la Providencia o Tequilazco. Se une al río Mixcoac y forman el río Churubusco, el cual desagua en el lago de Texcoco. Además de la precipitación hay varios manantiales que lo alimentan, como el Hueyatla, Ventanas, La Rosa y Pericos. Su longitud es de aproximadamente 22 km; sobre el río se construyó la Presa de Anzaldo y a lo largo de éste corre el lindero de las delegaciones Álvaro Obregón y Magdalena Contreras.

Existen 13 presas para la contención de las aguas pluviales: Tacubaya y Ruiz Cortines, en el río Tacubaya; Becerra I, II y III, en el río Becerra; Mixcoac, en el río del mismo nombre; Tarango, en el río Tarango; las presas Tequilazco y La Mina, en el río Tequilazco; la presa Olivar, en el río Tetelpan; la presa Texcalatlaco, en el río del mismo nombre; la presa Pilares, en el río San Ángel Inn; y finalmente la presa Anzaldo, sobre el río Magdalena.

Tabla 2.- Presas reguladoras.

Corriente	Presa
Ruiz Cortinez y Tacubaya	Río Tacubaya
Río Becerra	Becerra I
	Becerra II
	Becerra II
Río Mixcoac	Mixcoac
Río Tarango	Tarango
Río Tequilazco	Tequilazco
	La Mina
Río Tetelpan	Olivar
Río Texcalatlaco	Texcalatlaco
Río San Angelín	Pilares Anzaldo

1.5 GEOLOGÍA

Las lomas y barrancas que integran la mayor parte de la Delegación Álvaro Obregón, tiene un expresión topográfica moderada y alcanzan alturas que van de los 2300 a los 2700 msnm, se constituyeron por fragmentos incandescentes arrojados por los múltiples volcanes que existen en la Sierra de las Cruces, los cuales fueron transportados del lugar en que inicialmente se depositaron mediante avalanchas ardientes y otras de lodo, ceniza y piedra, asentadas al pie de monte de la misma Sierra de las Cruces en forma de extensos abanicos, que posteriormente fueron rellenados por nuevas corrientes de lodo de flujo lento, formando depósitos de arenas y gravas azules.

Las rocas que afloran en la Delegación son del Terciario- Cuaternario su posición estratigráfica y edad absoluta han sido establecidas gradualmente en los últimos años, aunque no en forma definitiva. La unidad más antigua consiste en rocas volcánicas andesíticas y dacitas del Mioceno, las cuales están expuestas con una expresión morfológica serrana y forman parte del conjunto morfoestructural de la Sierra de las Cruces.

Los materiales que forman el accidentado relieve de la parte oeste de la Delegación, tienen su origen en el periodo cenozoico (que comprende los últimos 70 millones de años) y corresponden a un conjunto de rocas volcánicas. El primero y más antiguo de éstos, consiste en materiales volcánicos andesíticos (masa mineral de grano muy fino y vítreo) y forma parte del conjunto de la Sierra de las Cruces; el segundo, es una serie de rocas de origen volcánico compuesta de fragmentos producidos en las erupciones explosivas (secuencia piroclástica) con algunos desarrollos de agregados de partículas, formando lo que se denomina conglomerados¹. El tercero consiste de derrames basálticos recientes y algunos horizontes de tezontle (lo que actualmente comprende la zona de los pedregales).

En el área poniente, los materiales de las lomas y barrancas son conocidos como formación Tarango, estrato de 200 a 300 m de espesor de capas de grava, arcilla, arenas, pómez, limos y fragmentos de mayor tamaño mezclados con los llamados lahares². Donde se puede observar es al surponiente de Mixcoac y es indicio del fin del gran vulcanismo en la región.

En el lecho de algunos ríos y en las desembocaduras de las cañadas se reconocieron depósitos de materiales fluviales consistente en arenas y gravas de rocas ígneas andesíticas y dacíticas y fragmentos de piroclastos de pómez.

La parte más baja está cubierta por acumulaciones lacustres, con materiales arcillo-limosos con intercalaciones de material volcánico, por lo que fueron explotados como bancos para elaborar ladrillos, como ejemplos de estos bancos de material, se reconocen los sitios que ahora ocupan la Plaza de Toros México y el Parque Hundido.

¹ En esta unidad litológica se han labrado cañadas pronunciadas, de donde se han obtenido agregados

² Depósitos de lodo volcánico que contiene material de todos los tamaños, desde cenizas a grandes peñascos.

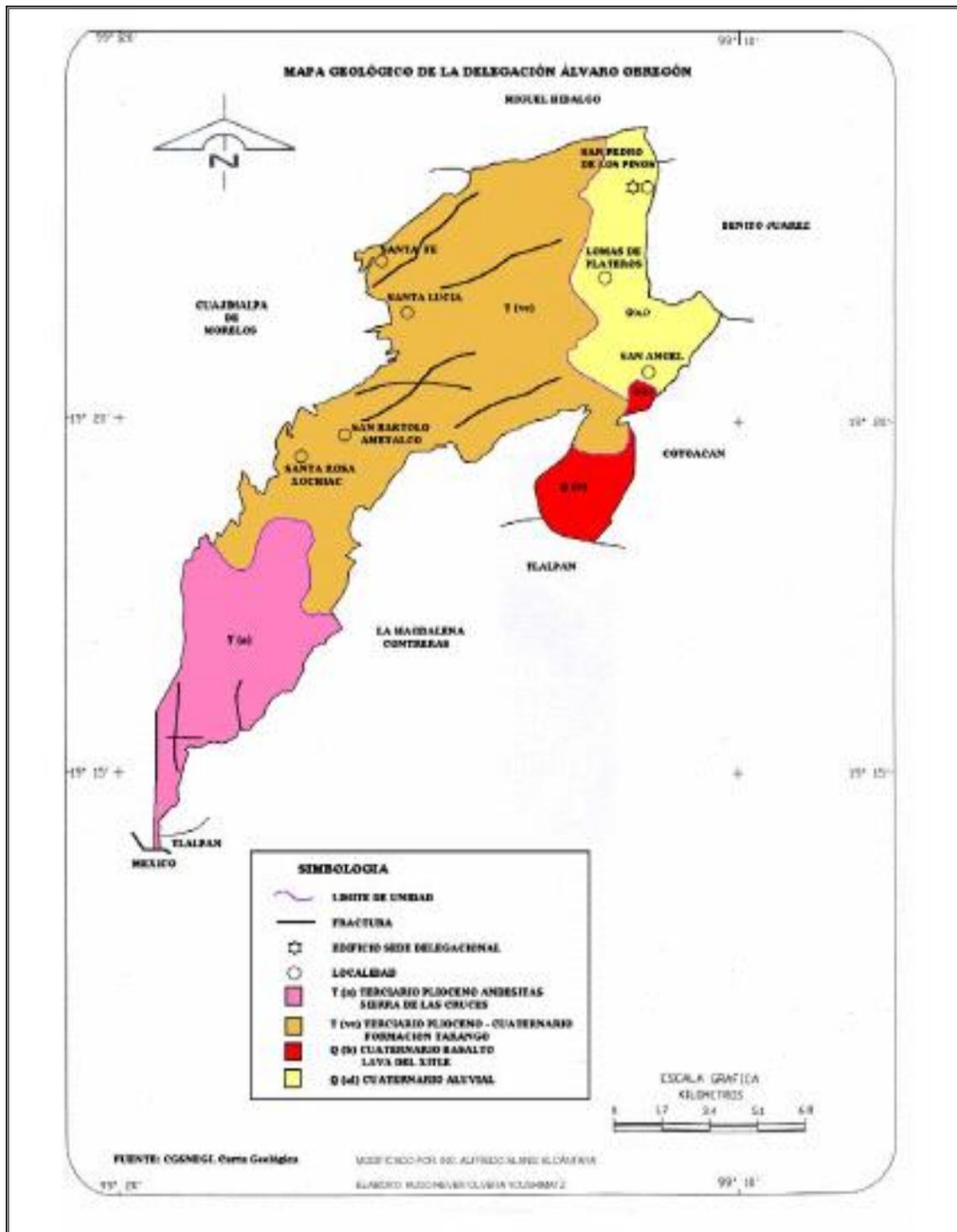


Figura No. 2.- Mapa Geológico de la Delegación Álvaro Obregón.

CAPITULO II

ORIGEN DE LA INESTABILIDAD Y SU EFECTO EN EL SUBSUELO

2.1 DESCRIPCIÓN DEL FENÓMENO

Sin importar la composición del suelo, en su estado original, actúan dos grupos de fuerzas muy importantes: las que producen el movimiento y las que se oponen al mismo. En igualdad de fuerzas se tiene un estado de equilibrio, que mantiene a las partículas fuertemente unidas y que puede alterarse bajo la acción de una fuerza externa, produciendo un desequilibrio en las fuerzas mencionadas, cuya manifestación física es el movimiento de la masa del suelo, a tal comportamiento se le conoce en la literatura técnica como *“inestabilidad del suelo”*.

Dada la gran diversidad de suelos existentes, la inestabilidad de los mismos, esta fuertemente influenciada por la composición física de sus partículas. De manera genérica, los suelos con alto contenido de arcilla son muy inestables, debido a la separación de sus partículas por las moléculas de agua, mientras que en los suelos gruesos o arenas la falta de cementantes condiciona la estabilidad de los mismos.

Por lo que respecta al estado que guarda el suelo in situ, las condiciones de equilibrio se ven afectadas por el grado de consolidación de las partículas constitutivas del mismo.

Por otra parte, la fuerza externa que induce el rompimiento del estado de equilibrio en el suelo, tiene diversos orígenes, entre los que destacan los derivados de las condiciones climáticas (calor, lluvia, hielo), los provocados por el hombre (corte de suelo, deforestación, vibraciones, fugas) y la combinación de ambas.

Afortunadamente, una vez iniciado el proceso de inestabilidad del suelo, éste tiende a buscar nuevamente el equilibrio, el cual alcanza después de cambiar sus condiciones físicas. Ver Figura No. 3.



Figura No. 3.- Fotografía en Xalatlaco, Estado de México, en la que se aprecia deslizamiento de la masa de suelo, conocido como falla reticular, inducido por las raíces de los árboles.

2.2 ANTECEDENTES

Los deslizamientos del suelo en la Delegación Álvaro Obregón tienen un origen perfectamente definido y se deben a la conjunción de varios aspectos, entre los que se encuentran su *situación orográfica, la explotación de materiales y la interacción hombre-medio ambiente*. Estos factores han evolucionado en distintos tiempos y espacios y no representaron problema alguno en el pasado, por el contrario, en su momento fomentaron el empleo, el desarrollo de la comunidad y consecuentemente las condiciones de vida de la población, sin embargo irónicamente, *los factores socio-económicos*, tales como el incremento poblacional debido al progreso humano y el impulso de la infraestructura que ha alcanzado la Delegación, son los detonantes fundamentales para una mayor ocurrencia en las complicaciones emanadas de la inestabilidad del suelo.

La región en que se extiende la Delegación Álvaro Obregón presenta fuertes contrastes orográficos con un mayor porcentaje de extensión montañosa que plana, tal condición ha favorecido el acumulamiento de materiales pétreos deseables para la industria de la construcción, como arenas y gravas, así como de materiales arcillo-limosos, que aunados a la abundante presencia de rocas ígneas, motivaron la focalización de la zona como propicia para la extracción de dichos materiales a gran escala, apoyando en su tiempo a la gran demanda de materiales de construcción empleados en las edificaciones, lo que permitió el crecimiento de la ciudad de México.

La extracción de dichos materiales se llevó a cabo mediante técnicas diversas, una de las más difundidas hablando de la explotación de arenas, gravas y tepojal, fue el tuneleo, mientras que la extracción de arcillas y limos, se realizó a cielo abierto, lamentablemente la aplicación de estas técnicas se dio sin control ni registro alguno.

Con el paso del tiempo, las familias de los propios mineros fueron las primeras pobladoras de las zonas minadas, llegando incluso a vivir en el interior de los túneles, de tal modo que a la fecha son ellas quienes conocen en gran parte, hacia donde corren los túneles, o bien en dónde existen bocaminas.

La presencia de las familias en condiciones socio-económicas adversas, combinadas con los fenómenos climáticos, contribuyen a la existencia y desarrollo de los problemas propios de los asentamientos humanos irregulares¹, que en la Delegación, se suman al que resulta crítico por su carácter altamente destructivo, que es la falla del suelo por la presencia de las zonas minadas, cuyo resultado puede derivar en la pérdida de vidas humanas.

¹ Escasez de agua potable, deficiencias de drenaje, zonas marginadas, falta de energía eléctrica, etc.

También como consecuencia del crecimiento demográfico, la existencia de asentamientos humanos irregulares en las zonas de ladera (Figura No. 4), son otro antecedente a la inestabilidad del suelo, en la Delegación, pues tal presencia ocasiona un alto riesgo de deslave, debido a que el desarrollo urbano de estas zonas generalmente se da sin ningún tipo de asesoría técnica y como consecuencia no se cumple ninguna norma que permita mantener la estabilidad de la ladera y por lo

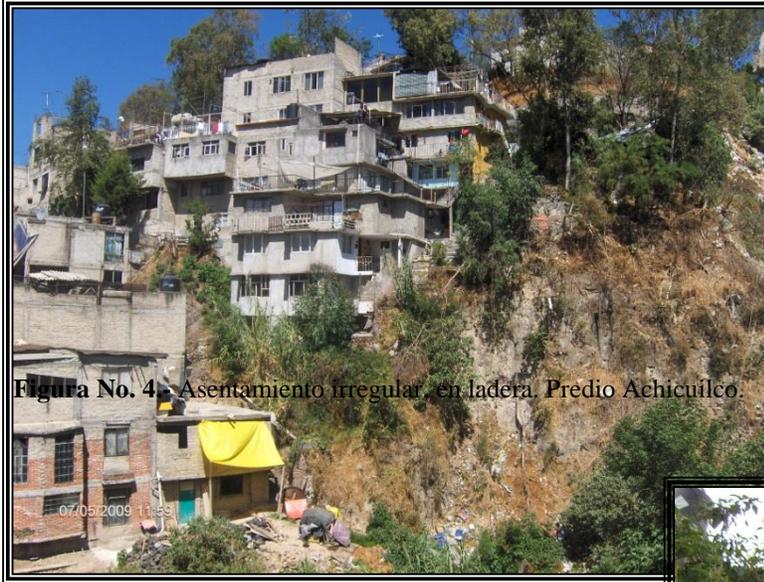


Figura No. 4.- Asentamiento irregular, en ladera. Predio Achicuilco.

tanto la seguridad de las edificaciones (Figura No. 5). Lo mismo ocurre con los taludes artificiales formados por el hombre, al realizar cortes verticales para construir sus viviendas y en ocasiones para la explotación de materiales a menor escala.

Recientemente, en las minas a cielo

abierto y a raíz del sismo del 85, se depositó en ellas material de demolición, generándose así rellenos no controlados que actualmente sirven como suelo de cimentación de colonias completas. Consecuentemente, por la naturaleza misma de estos suelos, se presentan graves problemas de asentamientos, los cuales son aún más críticos al

existir presencia de agua, producto de

fugas o escurrimiento subsuperficial en época de lluvias.



Figura No. 5.- Edificación en zona de relleno heterogéneo, catalogada de alto riesgo. Calle Fco. I Madero, col Lomas de la Era.

2.3 EXPLOTACIÓN DE MATERIALES

Debido a la abundancia de zonas de acumulación de materiales pétreos (minas) y a la baja densidad poblacional, a principios de la segunda mitad del siglo XX, en la Delegación Álvaro Obregón, se inició la extracción de los mismos, distinguiéndose la explotación de:

- a. Gravas en yacimientos a cielo abierto. Ver Figura No. 6.
- b. Minas en estratos superiores, de las que se obtenían arenas azules.
- c. Minas en estratos inferiores, que proporcionaban arenas rosas.
- d. Minas cuyo producto era las gravas y principalmente las arenas pumíticas, también conocidas como tepojal. Ver Figura 7.

En este último caso, el material se obtenía a través de la técnica de tuneleo, como consecuencia, los túneles fueron cavados por doquier, sin ninguna planeación y al término de su vida útil se abandonaron. Tiempo después, estas áreas fueron alcanzadas por la mancha urbana y al no existir registro alguno de su trazo, tanto sus accesos como su ubicación quedaron ocultos, de tal forma que actualmente un 30 % de la población de esta demarcación se encuentra, aún sin saberlo, instalada en zonas de túneles; razón que ha dado pie a la problemática actual en lo referente a la inestabilidad del suelo como producto de la explotación de antiguas minas de materiales pétreos.

El proceso básico de esta problemática, comienza con la construcción de viviendas sobre la bóveda del túnel que al paso del tiempo cede por cuestiones de sobrecarga, de movimientos sísmicos y de reblandecimiento de las paredes en época de lluvias, lo que conlleva al daño físico no sólo de la vivienda, sino también de la infraestructura cercana e incluso en algunas ocasiones de los moradores. Esto ha dado lugar a que la Delegación se vea en la necesidad de implementar programas que le permitan identificar las zonas de riesgo y catalogarlas a fin prevenir y generar planes de contingencia. Ver Figura No. 7.



Figura No. 6.- Nótese el tuneleo en distintos niveles, para la extracción de grava y arena, distíngase también, la estratigrafía de los mismos.



Figura No. 7.- Este suelo catalogado como tepetate ligero, tepojal o alegría era extraído de las minas de esta demarcación.

2.4 FACTORES SOCIO-ECONOMICOS

Esta Delegación es una zona de marcados contrastes socioculturales que se ponen de manifiesto, por ejemplo, al comparar el desarrollo Lomas de las Águilas con la colonia Santa Lucía (Figuras No. 8 y 9, respectivamente).



Figura No. 8.- Desarrollo Lomas de las Águilas.



Figura No. 9.- Colonía Santa Lucía.

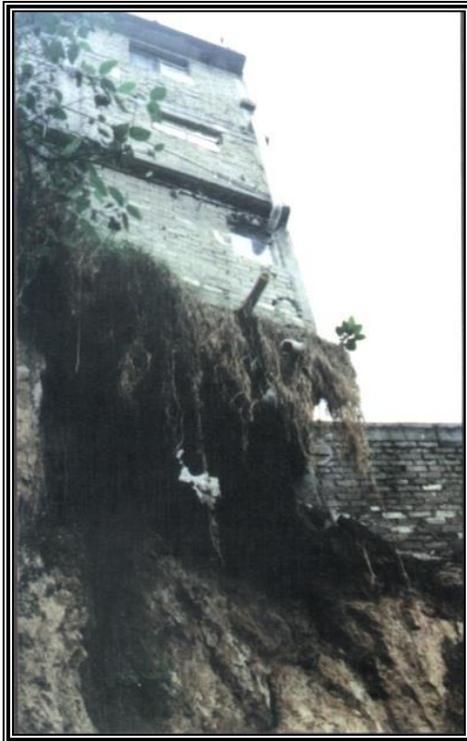


Figura No. 10.- Edificación en zona de talud, en la colonia Tlacoayaque.

Los habitantes de colonias como la mostrada en la Figura No. 8 que cuentan con suficientes recursos económicos, pueden llevar a cabo, los estudios técnicos pertinentes antes de realizar cualquier construcción, asegurando la calidad de la misma, a diferencia de los habitantes de las colonias populares, Figuras No. 9 y 10, que cuentan con escasos recursos económicos y por lo tanto carecen de los medios para realizar tales estudios y se ven obligados a construir con mala calidad y sin asesoría, ni plan alguno de desarrollo en áreas de cultivo, de reserva ecológica, de rellenos, de minas y de taludes. Bajo estas condiciones es fácil prever el alto riesgo de ocurrencia de desastres, ya sea por hundimientos diferenciales severos, colapso de las minas o bien por el deslizamiento de taludes.

2.5 INTERACCIÓN HOMBRE-MEDIO AMBIENTE

Siempre se ha sabido de la capacidad de transformación que el hombre ejerce sobre su habitat a fin de procurarse condiciones agradables de vida, sin embargo, en este intento, la mala planeación, la ignorancia técnica, la falta de recursos e incluso el desconocimiento del medio que le rodea pueden conducirlo a resultados catastróficos. Ver Figura No. 11.

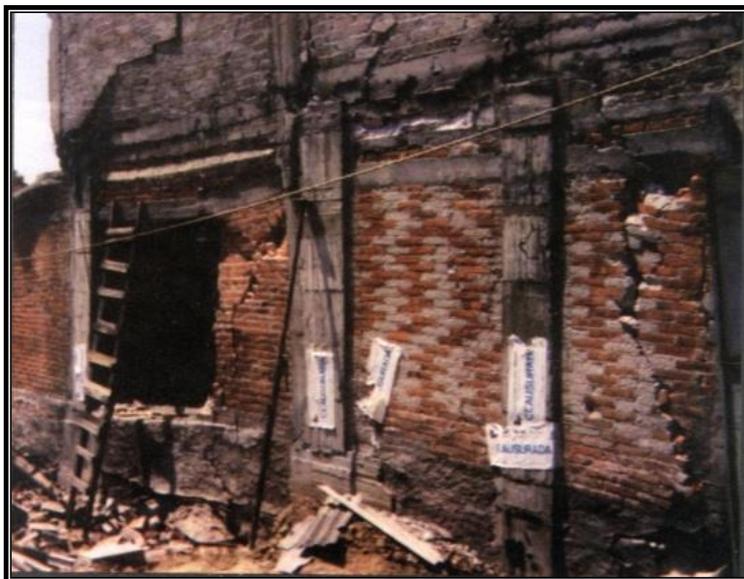
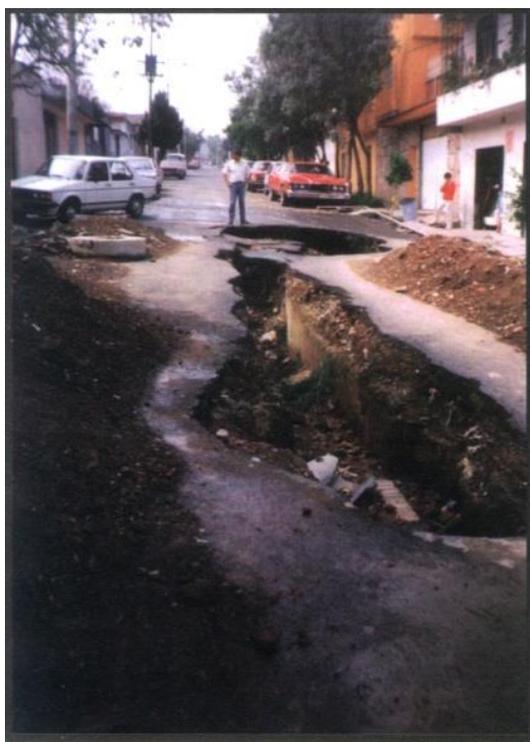


Figura No. 11.- El desconocimiento técnico de la construcción, con lleva a edificar viviendas de mala calidad, y por lo tanto inseguras.



Tal es el caso de muchos de los desarrollos urbanos que se han dado en la Delegación, donde el principal problema es el desconocimiento del suelo donde se asientan; en éste se pueden encontrar rellenos no controlados, la mayoría de ellos provenientes de los desechos del sismo del 85, minas a cielo abierto abandonadas y túneles producto de la explotación de minas (Figura No. 6); a estas condiciones se suma la abundante presencia de laderas (Figura No. 10).

Además, la presencia de fugas de agua potable y/o de agua residual, no atendidas oportunamente, genera el arrastre de finos, ocasionando, asentamientos diferenciales. Figura No. 12.

Figura No. 12.- Asentamiento provocado por una fuga de agua potable, en la Colonia Minas de Cristo.

La interrelación del hombre con todo ello, se ha generado a medida que la población crece y necesita espacios para su adecuado desarrollo, tales como para la construcción de vivienda y de zonas de servicios. En diversas ocasiones, la adquisición de

estos espacios está fuera del alcance de los pobladores, que de este modo, se ven en la necesidad de habitar y/o construir en zonas de reserva ecológica (Figura 13), así como en zonas de riesgo aún cuando se conocen sus malas características y se sabe que no se trata de terrenos propicios.



Figura No. 13.- Asentamiento La Joya, el cual está invadiendo zona federal con alto riesgo.

Un factor más que agrava tal condición de riesgo, es el efecto de los fenómenos climatológicos, que cada vez son más severos, y que influyen de manera drástica y directa en el comportamiento del suelo, llevándolo incluso a la condición de inestabilidad, básicamente en presencia de lluvias abundantes o calor extremo.

2.6 PANORAMA ACTUAL

Los deslizamientos que se presentan año con año en esta demarcación se suscitan por diferentes causas, entre las que podemos mencionar la sobrecarga impuesta al terreno por la construcción de terrazas, las pendientes naturales pronunciadas, la saturación del suelo debida a lluvias y descargas de drenaje a cielo abierto (Figura 14) y por cortes² o excavaciones realizadas al pie de los taludes. Las consecuencias de dichos deslizamientos son agravadas por la falta de planeación urbana y la situación socio-económica de los residentes y frecuentemente desenlazan en graves pérdidas tanto materiales como humanas. La problemática descrita es compleja por el gran número de variables que involucra, por lo que para darle solución es necesaria la participación de personal técnico calificado, destacando la intervención del ingeniero civil, el cual



Figura No. 14.- Descarga de drenaje a cielo abierto en la Colonia Palmas Axotitla.

aplica a fondo sus conocimientos técnicos, así como la experiencia adquirida en situaciones similares, con el objetivo de salvaguardar la integridad de los habitantes que ocupan las laderas, cauces de ríos, barrancas y rellenos y para preservar el entorno como al impedir que el intemperismo dañe a aquellos taludes potencialmente degradables dada su composición geológica y que actualmente se encuentran en buenas condiciones.

La solución a los problemas de deslizamiento se ha dado en la gran mayoría de los casos sin asesoría técnica y por ende utilizando materiales y técnicas inadecuados, por ejemplo, se emplean productos de demolición y costaleras para formar terrazas que permitan estabilizar los taludes naturales.

Por otra parte, la Delegación en coordinación con La Dirección de Protección Civil y Zonas de Alto Riesgo y las Jefaturas de Minas y Taludes ha puesto en marcha una serie de medidas para proteger a quienes viven en zonas, de alto riesgo, éstas se

² Cabe señalar que la falta de orientación técnica ha llevado a los habitantes a realizar cortes verticales.

engloban dentro del Programa de Regeneración de Minas y el Programa de Estabilización de Taludes; a la fecha, se han identificado las zonas de riesgo y publicado los mapas correspondientes, y se está difundiendo³ una estrategia de protección civil, que aun cuando no podrá impedir que se presenten los fenómenos, sí podría llegar a mitigar en gran medida los daños generados por los mismos a la población.

Así mismo, al observar que existen zonas minadas donde no hay asentamientos humanos (Figura No. 15), y conscientes de que los recursos materiales son insuficientes, la Delegación dirige sus esfuerzos hacia las zonas que si se encuentran habitadas, protegiendo la integridad física y el patrimonio de los ciudadanos, al trabajar en aquellos lugares donde el suelo y por lo tanto las edificaciones o vialidades presentan riesgo de sufrir fractura o hundimiento en el corto y mediano plazo, como parte de éstas acciones, la Delegación tiene celebrados convenios con reconocidas instituciones como el Instituto Politécnico Nacional y la Universidad Nacional Autónoma de México para la realización de estudios y proyectos que permitan la localización y regeneración de minas así como la estabilización de taludes.



Figura No. 15.- Zona minada con incipiente zona habitacional, ubicada en Calle 5 de Mayo Exhacienda de Tarango.

Por otro lado, la solución técnica que el ingeniero civil puede dar al problema no es única y depende de factores diversos, entre los que podemos mencionar: el origen de la falla, el tipo y composición del suelo, la disponibilidad de los materiales susceptibles de ser empleados en la estabilización y/o contención del mismo e indirectamente la calidad de mano de obra disponible.

³ A través de folletos y talleres.

En el siguiente capítulo se describen de manera somera los sistemas constructivos existentes y aplicables para estabilizar y/o contener los suelos en la zona de estudio.

CAPITULO III

ALTERNATIVAS PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL SUELO

3.1 SISTEMAS DE ESTABILIZACIÓN

Se denomina así a aquellas estructuras que tienen como objetivo contener el empuje lateral del suelo, evitando así que el mismo colapse¹. Los diferentes sistemas de estabilización deben ser proyectados por el ingeniero civil tomando como base para su diseño las teorías aplicables sobre empuje lateral de tierras, y considerando las características de cada uno de ellos.

Existen diversos sistemas de contención, entre los que podemos mencionar:

- Sistemas de muros.
- Tablaestacados.
- Sistemas patentados y zampeados (estabilización mecánica).
- Sistemas naturales.

La descripción de cada uno de ellos se presenta a continuación.

A. Muros

Pueden ser construidos de diferentes materiales, de entre los cuales destacan el concreto y la mampostería, como un caso especial de ésta última encontramos los gaviones.

El *muro de concreto* es un elemento ampliamente empleado dada la actual facilidad de conseguir la materia prima para su elaboración e incluso de prefabricarse, sin embargo, puede no resultar una opción deseable en casos donde su altura se vuelve considerable, ya que su costo se ve incrementado debido a las complicaciones que involucra la colocación del concreto a gran altura.

¹ Movimiento de un volumen de suelo suficiente para producir daños en la zona circundante.



Figura No. 16.- Muro de concreto en calle Pino Colonia Garcimarrero Sur.

muro una geometría tal, que le permita aprovechar el peso propio del terreno para incrementar su seguridad contra el volteo.

Los *muros de mampostería* por su condición de muros de gravedad, aunque tienen uso frecuente, se ven limitados a secciones de poca altura, así como por la falta de mano de obra para su construcción, y por el encarecimiento que resulta de la lentitud del procedimiento constructivo. Otra limitante en el uso de este tipo de estructuras es que su peso propio es de gran magnitud, lo que provoca que se deba tener especial cuidado para no exceder la capacidad de carga del terreno, lo cual en algunos casos induce a la utilización de superficies de desplante de grandes dimensiones, para así conservar la capacidad útil de la estructura.

Los muros de concreto a su vez pueden ser de *concreto simple* o *reforzado*, cuando son de concreto simple, comúnmente se tratará de concreto ciclópeo y su trabajo será por gravedad, es decir, la estabilidad del muro y por lo tanto del suelo, se garantiza únicamente mediante el peso propio del elemento. A diferencia del muro de concreto simple, el de concreto reforzado es capaz de resistir el empuje de tierras además a través de la capacidad a momento que le proporciona el acero de refuerzo, lo que permite la reducción de su sección transversal y por

ende de su peso propio; en éste caso, también es común darle al



Figura No. 17.- Muro de mampostería en calle Arboledas Colonia Tlacoyaque.



Los muros gavión están constituidos por fragmentos de roca contenidos comúnmente en mallas de acero; tienen aplicación en zonas donde se esperan suelos saturados ya que permiten la filtración del agua y con esto evitan el incremento en el valor del empuje de tierra que genera la presión hidrostática. Son muros que se emplean para contener alturas pequeñas de terreno y aunque tienen gran capacidad de deformación, en la gran mayoría de los casos ésta no es aprovechada, pues lo que se busca es mantener la geometría del talud que contienen.

Figura No. 18.- Muros de gavión, en Calle Gardenia Colonia Lomas de la Era.



Figura No. 19.- Muros de gavión, en la Calle Alcanfores de la Colonia Garcimarrero Sur.

B. TABLAESTACADOS

Es una técnica que permite la contención provisional de suelos blandos o sueltos (como arenas), con la finalidad de salvaguardar la integridad de los trabajadores, de cuidar el entorno y de permitir un avance sistemático en las excavaciones, debido a que evita el deslizamiento de la masa de suelo. Este proceso constructivo no está apoyado en un análisis matemático riguroso, sino



que más bien, en una tendencia empírica que se apoya en gran medida en la experiencia del ingeniero constructor, sobre todo por que las propiedades del suelo se alteran de manera desfavorable por la presencia de agua, como ocurre en el período de lluvias.

Consiste básicamente en inmovilizar las

Figura No. 20.- Protección de las edificaciones circunvecinas mediante un sistema de tablaestacado.

paredes del terreno circundante de una excavación provisional, que permita continuar con los trabajos de la obra, mediante el apuntalamiento con vigas de acero² de una serie de tabloncillos de madera, que se hallan confinados en sus extremos con perfiles de acero, los cuales tienen también la función de servir como correderas para que se deslicen los mismos, estos últimos se empotran a cierta profundidad, para evitar otro tipo de fenómenos (bufamiento). Ver Figuras No. 20 y 21.



Figura No. 21.- Distíngase los elementos que componen el sistema de tablaestacado; Ademe, costillas, troqueles y perfiles.

² O si se ocupa la parte baja, con troqueles.

C. SISTEMAS PATENTADOS Y ZAMPEADOS (ESTABILIZACIÓN MECÁNICA)

Entre los sistemas patentados para estabilización de tierras, el más ampliamente utilizado en nuestro medio *es el muro de tierra mecánicamente estabilizada, mejor conocido como Tierra Armada*, cuya principal característica es que el sustento del muro se logra



a través de escamas de concreto que se encuentran sostenidas por cintillas metálicas embebidas en el terreno que se estabiliza y que al estar en contacto con él, desarrollan la fricción necesaria para soportar el empuje ejercido por dicho terreno, Figura No. 22. Entre las características de este sistema, podemos citar que permite la formación de taludes verticales, agiliza el tiempo de construcción, presenta una apariencia estética y se

Figura No. 22.- Grandes alturas de muro, que es su única gran Desventaja es que en nuestro país su costo sigue siendo relativamente elevado comparado con los sistemas tradicionales.



Figura No. 23.- Muro de Tierra mecánicamente estabilizado conteniendo terraplen de acceso y salida del PSV ubicado en el km. 3+040 del tramo carretero Teocalco Doxey.

D. Zampeos.



Existen básicamente dos tipos de zampeo, el que se realiza con concreto y el que se hace con mampostería. El primero de ellos puede emplearse hasta alturas considerables, mientras el segundo, está limitado al recubrimiento de taludes de poca altura.

Este tipo de protección es utilizado en aquellos lugares donde los suelos tienen características de estabilidad buenas, tales como los suelos de gravas cementadas, en estos casos, la única finalidad es evitar que las condiciones del medio ambiente dañen la conformación de los taludes. Los zampeados no son, por lo tanto rigurosamente un sistema de estabilización, sino un medio para preservar los taludes que por naturaleza son estables.

Figura No. 24.- Zampeado de concreto en el talud del Puente Los Poetas, complejo Santa Fe.

Debido a que los zampeados no soportan en realidad el empuje del terreno, su altura de utilización está condicionada únicamente por las características del equipo disponible para su colocación y/o por la factibilidad de llevar a esa altura la mano de obra.

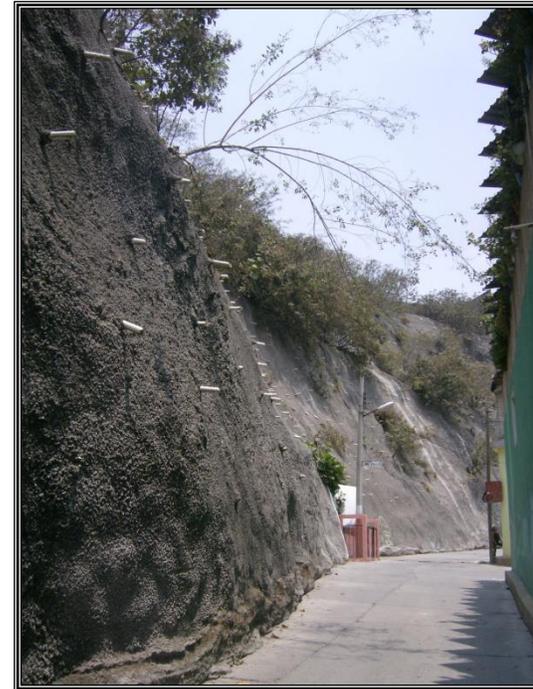


Figura No. 25.- Zampeado de concreto en Andador

Talud, de la Colonia Tlapechico.

E. Sistemas naturales

Son sistemas que utilizan principalmente la vegetación para evitar a través del desarrollo de las raíces que el suelo erosione o



que deslice. Es preciso mencionar que son métodos adecuados únicamente cuando se tienen taludes prácticamente estables, ya que no impedirán el deslizamiento de grandes volúmenes de tierra ni serán capaces de contener suelos saturados o que generen empujes considerables.

Figura No. 26.- Estabilización del suelo mediante vegetación.



Figura No. 27.- El desarrollo de raíces impide que el suelo erosione o deslice, en el Valle de las Monjas, Delegación Cuajimalpa.

3.2 Regeneración de suelos

Se denomina así a las técnicas que permiten estabilizar un suelo que fue explotado con el fin de extraer material³ y que por lo tanto presenta grandes oquedades, las que precisamente se trata de rellenar, comúnmente con costaleras e inyección de cementantes, a fin de evitar colapsos cuando en la superficie se adiciona carga.

Aunque en este trabajo se están tratando los muros de contención, debido a la importancia que para la Delegación reviste esta técnica (por sus condiciones geológicas e históricas), se hará una descripción un tanto detallada al respecto, apoyándonos en el caso denominado “Golondrinas”, el cual en su momento resultó de gran impacto.

El citado evento se suscitó entre las calles San José Capula, Topaza y Lázaro Cárdenas de la colonia Golondrinas (ver croquis de localización Figura No. 28).

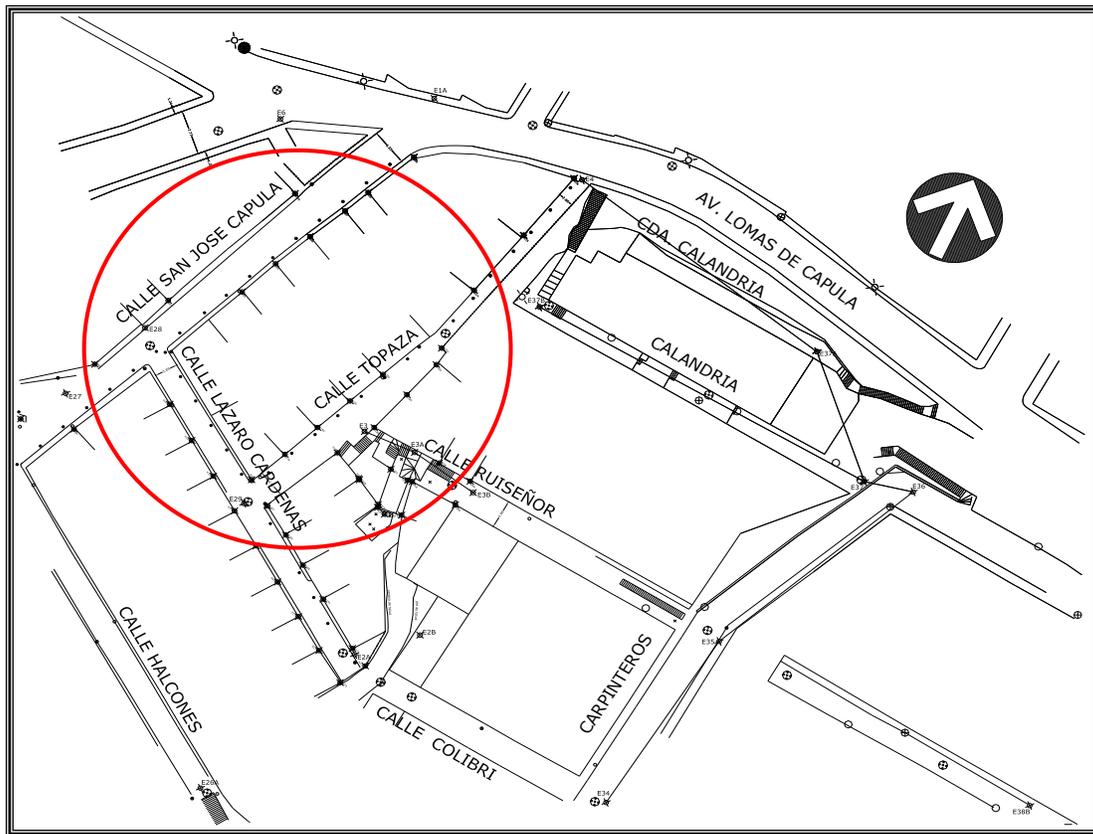


Figura No. 28.- Croquis de localización, caso Golondrinas.

³ Mina.

Se manifestó a través de daños estructurales en las viviendas (figura No. 29), la aparición de asentamientos diferenciales y con la falta de suministro de agua potable en la zona y su brote aproximadamente a medio kilómetro en la parte baja de la colonia.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura No. 29.- Fallas estructurales en la vivienda ubicada en la esquina de las calles Lázaro Cárdenas y Topaza.

(a).- Falla súbita por cortante en el muro de mampostería lado poniente.

(b).- Estado de la falla 24 horas después.

(c).- Detalle de la zona de falla.

(d).- Nótese la falla del castillo de confinamiento en el muro en cuestión.

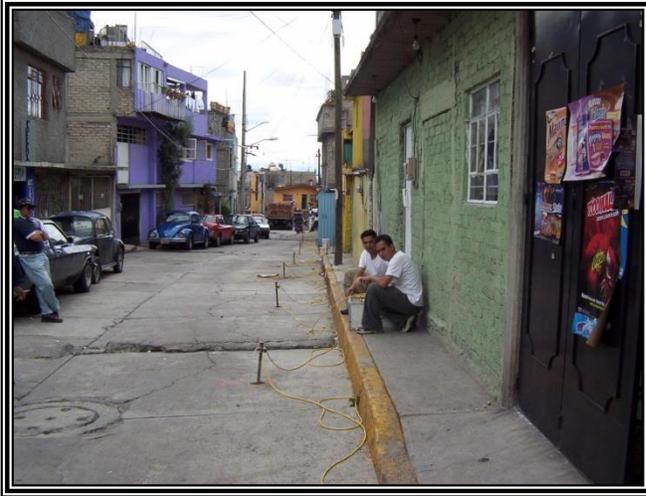


Figura No. 30.- Realización de sondeo con cono.

Esto motivó, que se solicitara el apoyo del Instituto de Ingeniería de la UNAM, quien inicialmente realizó, un sondeo con cono eléctrico (Figura No. 30), cuyos resultados (Figura No. 31) evidenciaron la existencia de cavidades, por lo que juzgó necesaria la realización de estudios complementarios, los cuales consistieron en pruebas de penetración estándar y excavaciones de pozos a cielo abierto (Figura No. 32).

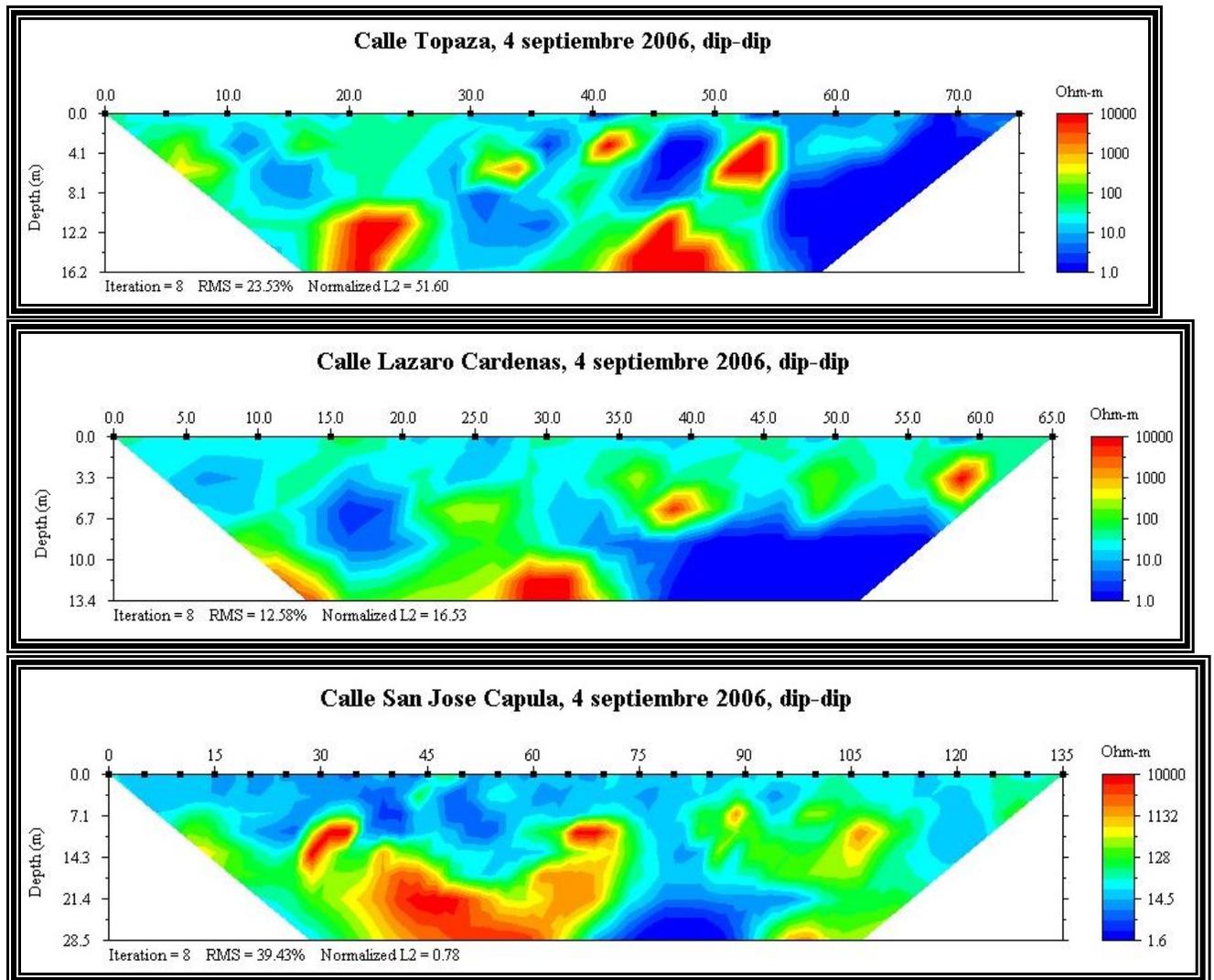


Figura. No. 31.- Resultados de la prueba con cono eléctrico, que muestran las alías en el comportamiento de la energía eléctrica.

Como resultado de los estudios mencionados, se detectó la presencia de una mina, de la cual se logró trazar la trayectoria de sus túneles, determinar el espesor de la capa superior o bóveda y conocer el tipo de material constitutivo del terreno. Así mismo, se dictaminó la evacuación inmediata de 10 viviendas, por ser las más afectadas estructuralmente y que por lo tanto no garantizaban la seguridad de sus moradores; al estar desplantadas sobre un espesor de suelo de 75 cm (aprox.), los cuales constituían la parte superior de la mina (Figura No. 33).



Figura No. 32.- Desarrollo de la prueba de penetración estándar.

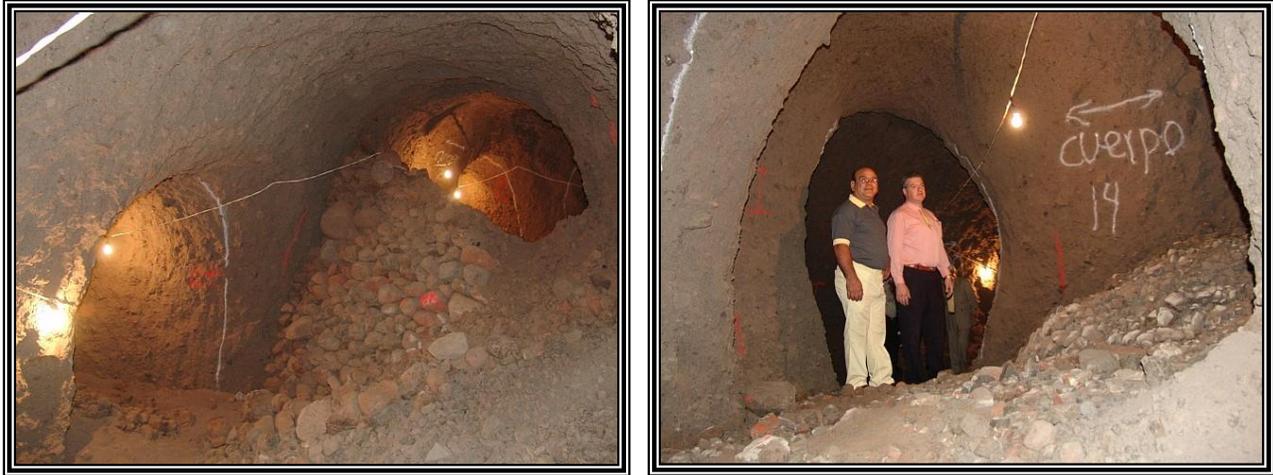


Figura. No. 33.- Se muestra la ramificación de túneles existentes en la zona. Específicamente la mina denominada Golondrinas.

Posteriormente a la evacuación y a fin de regenerar el terreno en la zona, se tomó la decisión de realizar el relleno de los túneles empleando costaleras con material controlado hasta el nivel en que fue posible apilarlas, enseguida se realizó la inyección de concreto fluido⁴ a presión, para garantizar el llenado total de la oquedad, así como el confinamiento y trabajo conjunto del sistema.

⁴ El cual puede substituirse por una mezcla de lodo bentonítico y cemento.



Figura. No. 34.- Procedimiento de regeneración de suelos. Nótese la regeneración de una mina con costales rellenos de material controlado, colocándolos de manera cuatropeada, hasta cubrir la oquedad completamente.

3.3 APLICACIONES

En el siguiente cuadro se da un resumen de los diferentes sistemas para la estabilización del suelo, también muestran sus características principales y algunas aplicaciones

Sistema	Tipo	Características	Aplicaciones
Muros	Concreto	Fácil adquisición Fácil manejo Adaptables al medio	Depende de las condiciones del suelo y con buenos resultados
	Mampostería		
	Gavión		
Tablaestacado		Requiere de materiales y equipo especiales	Solo se emplea en excavaciones provisionales
Patentados	Tierra Armada	Requiere de materiales y equipo especiales	En obras de gran envergadura
Zampeo		Económico Ofrece protección al intemperismo	En suelos estables
Naturales		Ecológico De costo inicial alto Sus resultados son a mediano plazo	En rellenos y en laderas no muy pronunciadas Depende de las condiciones climáticas

CAPITULO IV

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN

4.1 Métodos de análisis

Los métodos de análisis de muros de contención, tienen la finalidad de garantizar que la estructura no colapse o falle, incluso llegan a aceptar desplazamientos de varios centímetros, los cuales suelen no tener importancia. Problemas de este tipo requieren la comparación de magnitudes de dos grupos de fuerzas (Figura No. 35): las que se oponen a la falla y aquellas que tienden a producirla; técnicamente, un estudio de este tipo se conoce como *cálculo de estabilidad*.

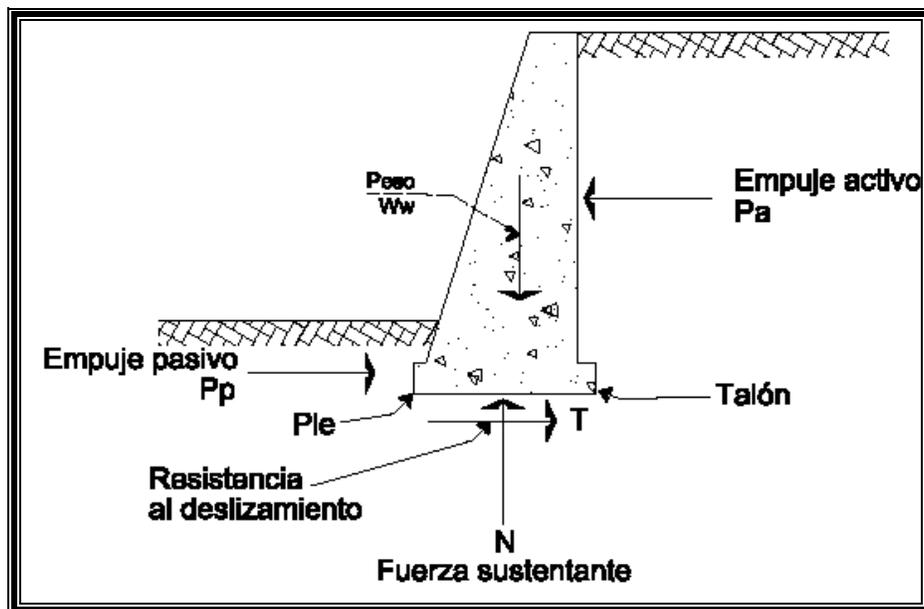


Figura No. 35.- Fuerzas actuantes sobre un muro de gravedad.

Dicho cálculo de estabilidad genera un *diseño límite*, que de manera general consiste en definir las dimensiones apropiadas de la estructura que debe contener las condiciones que producen la falla, pero incrementadas mediante el empleo de factores de seguridad, los cuales tratan de incluir las incertidumbres inherentes a las mismas y está definido como el cociente entre las fuerzas que tienden a resistir la falla y las que la inducen, entendiéndose en este caso por límite el punto donde se pierde el equilibrio mecánico.

Entonces para llevar a cabo un cálculo de estabilidad, se debe estimar la superficie potencial de deslizamiento de la masa del suelo. Aunque existen en la naturaleza diferentes tipos de suelo, los métodos desarrollados para suelos granulares secos constituyen la base de los procedimientos de análisis, sin embargo, es importante en la práctica identificar los contenidos de humedad y arcilla del suelo, pues estos modifican el comportamiento del mismo.

Entre los métodos de análisis más utilizados podemos mencionar a los siguientes:

- A. *Método semiempírico de Terzaghi.*
- B. *Método de Coulomb.*
- C. *Método de cuñas con bases curvas.*
- D. *Método de Ranking.*

A. *Método semiempírico de Terzaghi.*

Denominado así porque se desarrolla completamente mediante las observaciones oculares realizadas en campo, en las que la experiencia del ingeniero juega un papel predominante. Su mayor utilidad se da en lugares en donde es necesaria la retención del suelo pero no se cuenta con los estudios de laboratorio del mismo, razón por la que es considerado un método muy conservador que proporciona como resultado, estructuras muy robustas. Sin entrar a detalle, el método básicamente consiste: primero en la identificación del tipo de suelo, de la geometría del relleno y de las condiciones de carga, para que con estos datos determinar gráficamente los valores de los coeficientes k_h y k_v que permiten evaluar los empujes horizontal y vertical, respectivamente. La resultante del empuje de tierra, buscada, es la obtenida por sus componentes.

B. *Método de Coulomb.*

Es recomendable utilizarlo cuando se analizan muros que no cumplen las condiciones del punto anterior. Consiste en un procedimiento de tanteos que examina el peso de diferentes cuñas de suelo, cada una limitada por la pared del muro, la superficie de relleno y una superficie de falla desarrollada dentro del mismo relleno (que se supone plana), para encontrar el valor del máximo empuje. Condición que lo hace un método tedioso e impreciso.

C. *Método de cuñas con bases curvas.*

Una de las principales diferencias de este método con los anteriores, es que la cuña de suelo que produce el empuje sobre el muro tiene un desarrollo curvo con forma de espiral logarítmica, es un método de tanteos que se aplica para suelos puramente friccionantes.

D. *Método de Ranking.*

Para el análisis de las estructuras de contención, este método parte de las suposiciones de considerar que las presiones generadas sobre la estructura, se producen por un depósito de suelo con superficie horizontal y actúan sobre el respaldo vertical del muro y perfectamente liso, la magnitud de la distribución de presiones horizontales en contra del respaldo del muro son idénticas a aquellas de la presión activa, Figura No. 36.

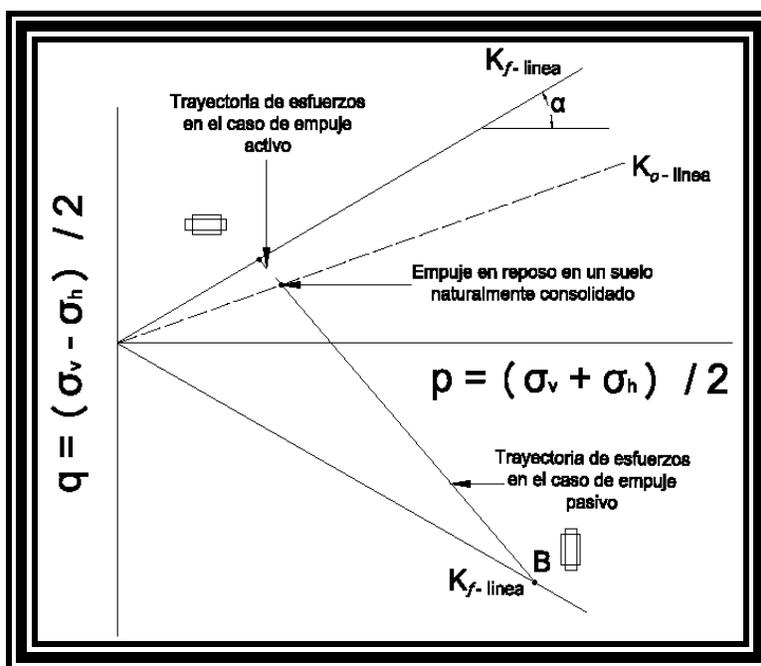


Figura No. 36.- Trayectorias de esfuerzos para los estados activo y pasivo.

A la relación entre la presión horizontal y la vertical se le designa como coeficiente de presión activa, representado por el símbolo K_a y debido a que el esfuerzo principal vertical σ_v' , en la masa de suelo puede ser tanto el mayor como el menor esfuerzo principal, la relación $K_a = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'}$ puede tomar cualquier valor entre los siguientes límites:

$$Ka = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{1}{N_\phi} = \frac{(1 - \text{sen}\phi)}{(1 + \text{sen}\phi)} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi'}{2}\right) \quad (1)$$

y

$$Kp = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = N_\phi = \frac{(1 + \text{sen}\phi)}{(1 - \text{sen}\phi)} = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (2)$$

donde:

Ka = Coeficiente de presión activa, adimensional.

Kp = Coeficiente de presión pasiva, adimensional.

σ'_h = Esfuerzo principal horizontal, en kg/cm².

σ'_v = Esfuerzo principal vertical, en kg/cm².

N_ϕ = Factor de fluencia, adimensional.

ϕ = Angulo de fricción.

Así pues, para una presión geostática vertical dada σ'_v , la presión horizontal puede variar solamente entre los límites $Ka \sigma'_v$ y $Kp \sigma'_v$. A estos dos esfuerzos límites se les denomina esfuerzos conjugados. Los esfuerzos correspondientes a los dos casos extremos se conocen como estados de Ranking, en honor al ingeniero británico del mismo nombre que en 1857 dedujo la relación entre los estados activos y pasivo. Las inclinaciones de las líneas de deslizamiento en los dos casos límite, de acuerdo con la Figura 37 se han representado, donde se muestra la utilización del polo para obtener estas inclinaciones. En el estado activo el esfuerzo tangencial se opone al efecto de la gravedad y en el estado pasivo los esfuerzos tangenciales se superponen a la gravedad para contrarrestar las grandes presiones horizontales.

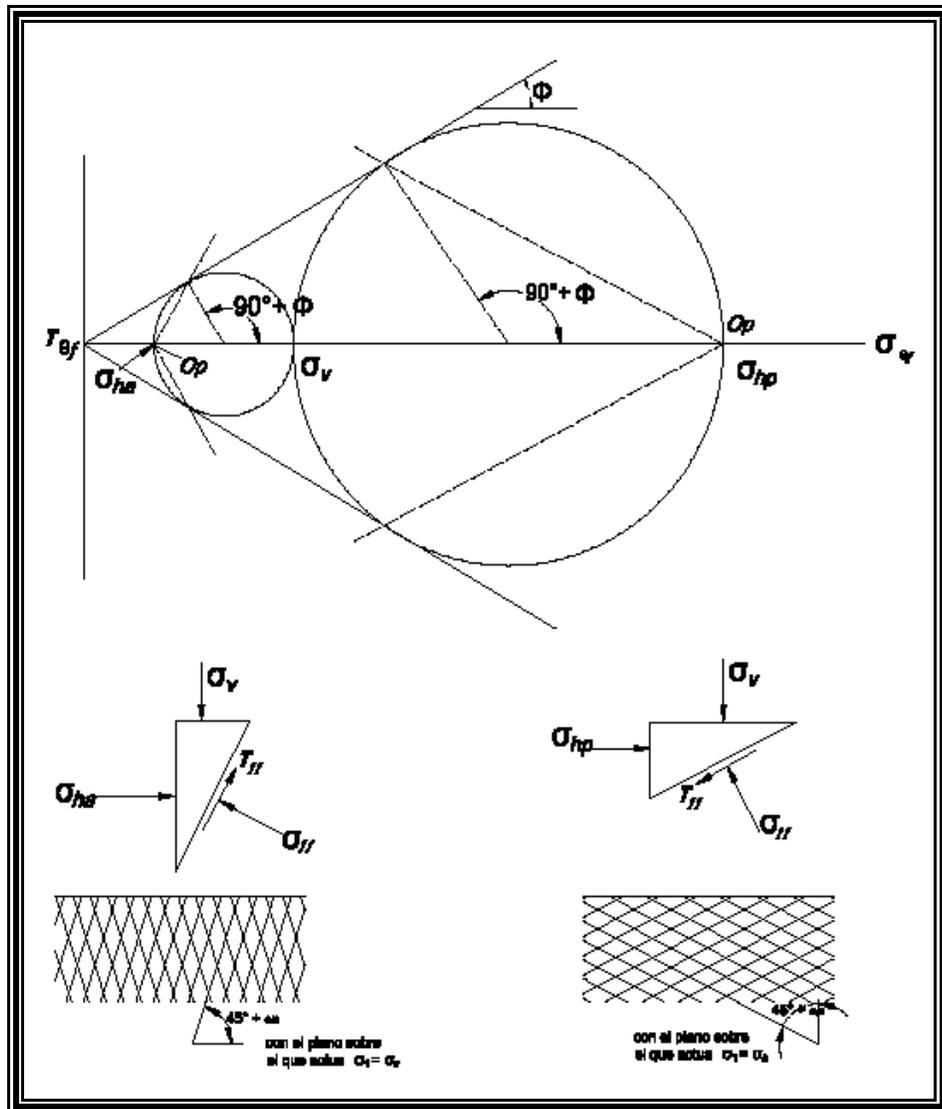


Figura No. 37.- Orientación de las líneas de deslizamiento en los estados activo y pasivo.

Una manera rápida de definir K_a y K_p en función de los ϕ más frecuentemente empleados se puede encontrar con ayuda de la Tabla No.3 que proporciona valores típicos de K_a y K_p .

Tabla 3.- Valores de K_a y K_p para estados de Rankine con esfuerzos Geostáticos

$\phi =$	K_a	K_p
10°	0.703	1.42
15°	0.589	1.70
20°	0.490	2.04
25°	0.406	2.46
30°	0.333	3.00
35°	0.271	3.66
40°	0.217	4.60
45°	0.171	5.83

Si la dilatación o compresión horizontal del suelo produce deformaciones muy grandes, debe utilizarse el ángulo ϕ_{cv} para determinar estos coeficientes. En general, sin embargo, es suficiente con utilizar el valor del ángulo de fricción correspondiente a la resistencia máxima ϕ . Para $\phi = 30^\circ$ las líneas teóricas de deslizamiento formarán 60° con la horizontal en el caso activo y 30° con la horizontal en el caso pasivo.

4.2 Metodología de análisis y diseño.

Un muro de gravedad, junto con el relleno que sostiene y el suelo que lo soporta, constituyen un *sistema* con un grado elevado de indeterminación, en el que las magnitudes de las fuerzas que actúan sobre él no pueden determinarse únicamente de la estática, debido entre otras cosas, a la variabilidad existente en la secuencia de las operaciones de construcción y relleno. De aquí que el análisis de este tipo de muros, se basa no solo en considerar un cálculo para determinar las posibles fuerzas a las que estará sometido, sino que también incluye un cálculo de las fuerzas cuando este inicia su movimiento, inclusive cuando inicia la falla, que como se ha explicado en apartados anteriores, se manifiesta como la pérdida de su verticalidad, es decir, se desliza hacia el exterior.

Por otra parte es importante señalar, que en una gran cantidad de situaciones prácticas, debemos considerar cuidadosamente los desplazamientos de las estructuras de retención, sobre todo en los que la condición de estabilidad por sí sola no es suficiente, como lo sería la condición a la que está sujeta un muro de colindancia, que al producir un efecto favorable en la retención del suelo, éste (como es de esperarse) desplaza al contiguo¹.

Aunque es difícil dar reglas para el análisis y diseño de muros de contención, dada la gran variedad de situaciones y condiciones particulares en los que se presenta su aplicación, a continuación presento una serie de pasos a tomar en cuenta para lograr analizar y diseñar un muro de gravedad, aún sin contar con gran experiencia en el tema.

A.- Metodología de análisis.

Primeramente debemos tener muy clara la idea de lo que pretendemos hacer, por lo que:

“LA IDEA BÁSICA ES QUE LA ESTRUCTURA, RESISTA POR SU PESO PROPIO LOS EFECTOS A LOS QUE SE SOMETERÁ, ENTRE ESTOS, LA FUERZA DE EMPUJE DERIVADA POR LA ACCIÓN DEL SUELO, SIN OLYIDAR TOMAR EN CUENTA LOS EFECTOS HIDROSTÁTICOS, RESPECTO A LA BASE. MATEMÁTICAMENTE SE TENDRÁ QUE EVALUAR, ENTONCES, EL MOMENTO QUE PRODUCE DICHA FUERZA RESPECTA EN SU PUNTO DE APLICACIÓN Y RESPECTO A LA BASE”. PARA LOGRARLO PROPONGO SE SIGAN LOS SIGUIENTES PASOS:

- Identificar el problema y recabar toda la información que se considere útil.
- Idealizarlo tratando de manejar el menor número de variables.
- Concebirlo para su análisis.

¹ También conocido como efecto domino.

De acuerdo con lo anterior, a continuación se detallan cada uno de ellos.

Primeramente para *identificar el problema*, es decir, *si existe movimiento del suelo*, recomiendo situarse en la cota superior y observar si existen grietas de tensión las que normalmente se presentan a una distancia horizontal próxima a 1.2 de la altura que se tenga, así como los árboles aledaños, que presenten un arqueo. Y para condiciones de movimiento de la masa del suelo avanzadas, se forman vados de vegetación. Entonces se procede a obtener datos como el croquis de localización, la altura total (H), una planta y los cortes necesarios, además de observar las construcciones circunvecinas y verificar si reflejan indicios de movimiento alguno.

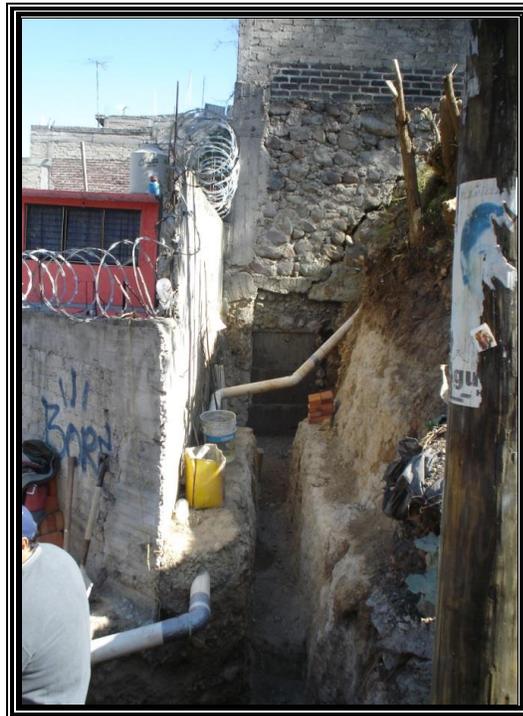


Figura. No. 38.- Nótese la grieta en la cimentación de una vivienda la cual refleja el movimiento que presenta el suelo al buscar su ángulo de reposo.

Es oportuno en esta etapa realizar un estudio de las características del suelo (σ_{adm} = Capacidad de carga admisible del suelo), sin embargo, debido a la urgencia de controlar la falla, es posible encontrarlas mediante una exploración in situ somera de 80 X 80 cm hasta hallar suelo estable.



Figura. 39.- Exploración a cielo Abierto

La *idealización* debe ser tal que la cuña de falla (según Rankine) envuelva las grietas existentes, esto es muy importante, ya que de otra manera se tendrán consecuencias durante el proceso constructivo, o bien, el deslizamiento de la masa de suelo continuará, por lo que se tendrá que la superficie de deslizamiento pasa totalmente por el relleno (material controlado compuesto por tobas), de modo que el ángulo de fricción interna se puede considerar: $\phi = 30^\circ$.

En estas condiciones, es posible *concebir* un predimensionamiento de la sección propuesta.

Para continuar con el análisis.

Se define primero los materiales a emplear:

a) Materiales

γ_c = Peso volumétrico del concreto, en kg/m^3 .

γ_s = Peso volumétrico del suelo de relleno, en 1600 kg/m^3 -

ϕ = Ángulo de fricción interna.

K_a = Coeficiente de presión activa, adimensional, su valor su valor se obtiene de tabla no. 3.

b) De ser posible manejar varias alternativas de solución.

- c) De acuerdo al Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE, definir un pre dimensionamiento utilizando de guía los siguientes esquemas.

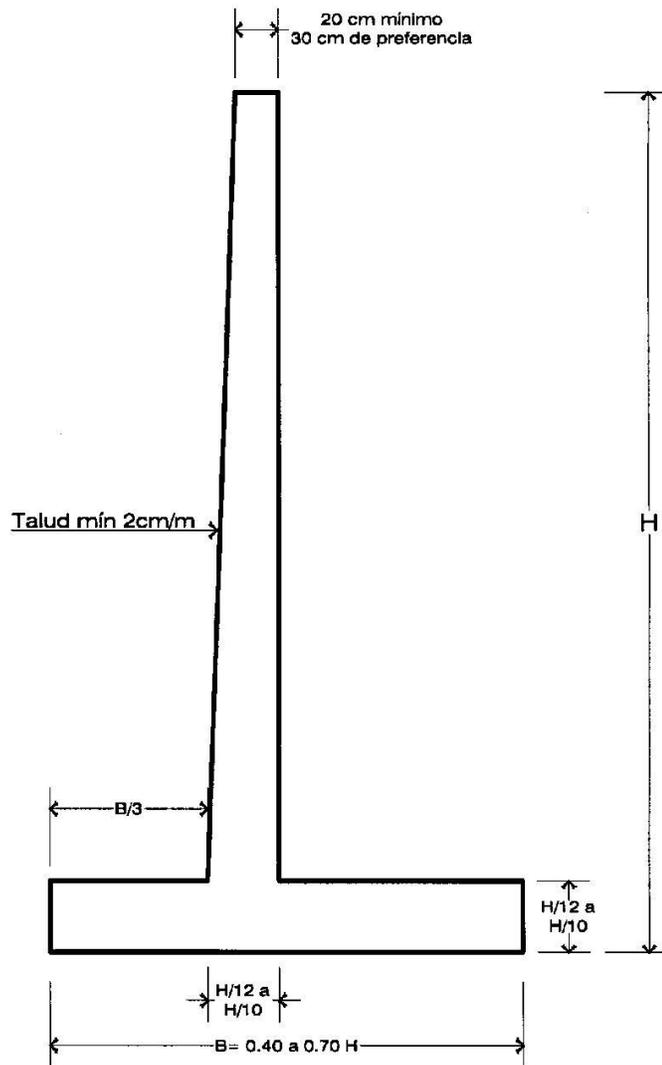


Figura. 40 a.- Secciones recomendadas para el pre dimensionamiento.

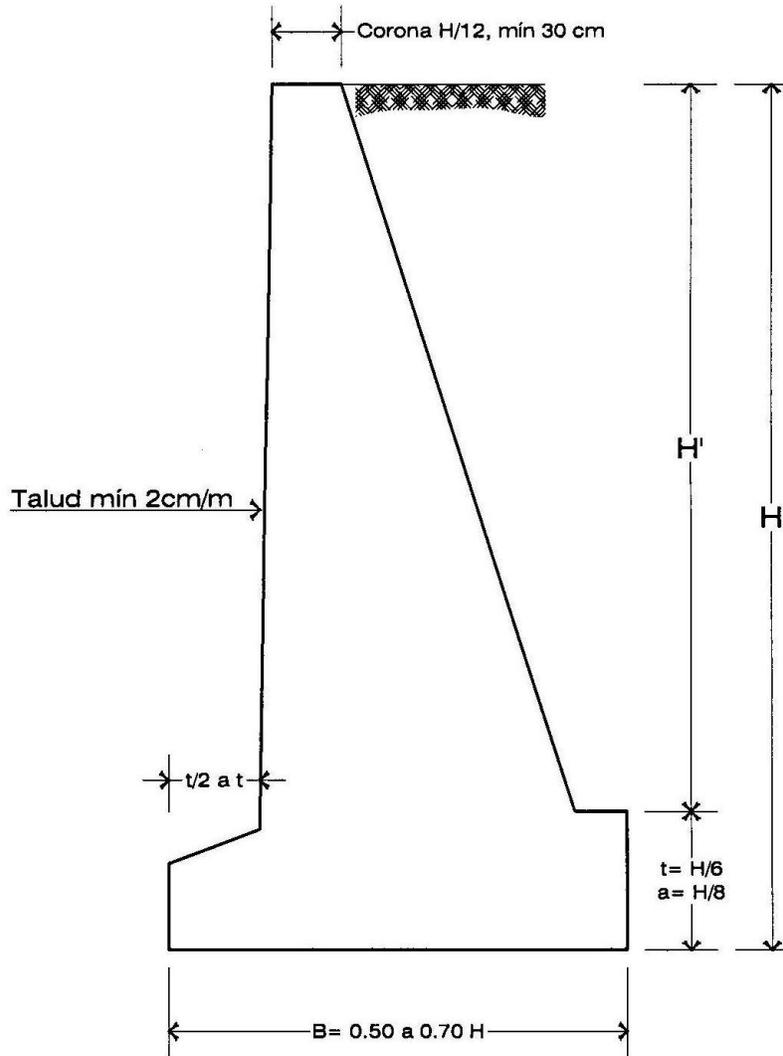


Figura. 40 b.- Secciones recomendadas para el pre dimensionamiento.

El nivel de desplante considerado será a 1.00 m. de profundidad de acuerdo a las recomendaciones dadas por las Normas Técnicas Complementarias (NTC) del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 2003 vigente, al momento de llevarse acabo el presente.

d) Realizar el análisis.

Nomenclatura:

- b_p = Brazo de palanca respecto a la base del muro, en m.
 E_a = Empuje activo, en kg.
 M_m = Momento motor con respecto al punto A, en kg-m.
 M_p = Momento debido al peso del muro con respecto al punto A, en kg-m.
 $\sum N$ = Sumatoria de las cargas verticales externas, en kg.
B = Base, en m.
D = Peralte, en m.
H = Altura de desplante, en m.
C = Ancho de corona, en m.
A = Punto respecto del que se toman los momentos, normalmente al pie de la estructura.
T = Resistencia al deslizamiento, en kg/cm².
 E_p = Empuje pasivo, en kg
 W_w = Peso del muro, en kg.

- **Fuerzas actuantes.**

Del suelo:

1. Se calcula el empuje activo de acuerdo a la expresión de Rankine:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_s K_a H^2 \quad (3)$$

Donde:

- | | | | |
|--------------|------------------|---------|--------------------------------|
| E_a = | Empuje activo | K_a = | Coefficiente de Presión Activa |
| γ_s = | Peso Volumétrico | H = | Altura total. |

- **Revisión por volteo**

Para estar en condiciones de revisar el cálculo al volteo es necesario descomponer la forma del muro en secciones geométricas conocidas, tomando momentos con respecto al punto "A", para lo cual se recomienda el empleo de la siguiente tabla No. 4

Sección	Dimensiones (m)	Volumen (m ³)	Peso Volumétrico (Ton/m ³)	Peso Total N (Ton)	Brazo (m)	Momento ² (Ton-m)
---------	--------------------	------------------------------	---	--------------------------	--------------	---------------------------------

Debe verificarse que la acción que ejerce el suelo sobre la estructura sea menor que la que soporta la estructura, para tal efecto, la relación entre el momento motor que produce el empuje del suelo (M_m) y el momento que lo equilibra debido a la acción del peso propio de la estructura y del relleno (M_p) sea mayor o por lo menos igual a un valor de 2, según normativa vigente.

$$f_s = \frac{M_p}{M_m} \geq 2. \quad (4)$$

Donde:

M_p = Momento debido al peso del muro con respecto al punto A.

M_m = Momento motor con respecto al punto A.

f_s = Factor de seguridad al volteo.

- **Revisión por deslizamiento**

Para que no ocurra la falla por deslizamiento debe cumplirse que la relación de las resultantes de los esfuerzos tangenciales que detienen el movimiento y los que la producen, debe ser mayor o al menos igual a 1.5, es decir:

$$f_s = \frac{N \tan \phi}{T} \geq 1.5. \quad (5)$$

Donde:

f_s = Factor de seguridad al deslizamiento.

T = Resultante de los esfuerzos tangenciales en la masa de suelo, sobre el mismo plano.

² El análisis de momentos se realiza con respecto al punto A.

$N =$ Resultante de los esfuerzos normales en la masa de suelo, sobre el plano elegido.

- **Revisión de no tensiones al suelo.**

1. Como la zapata trabaja a compresión se deben evitar las tensiones en esta zona y así que se transmitan al terreno. Para tal efecto, es deseable que el punto de aplicación de las cargas, quede ubicado dentro del tercio medio de la planta de la zapata, dicho de otro modo, se busca que la excentricidad (e) donde se aplican las cargas tenga un valor máximo igual a $B/6$; por lo que se tiene:

$$e \leq \frac{B}{6} \quad (6)$$

donde

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_p - M_m}{\sum N}$$

Conocida la excentricidad, se evalúan los esfuerzos que se inducen al terreno mediante el empleo de la expresión general de esfuerzos (fórmula de la escuadría), aceptando que estos tienen una distribución lineal de presiones sobre el mismo.

$$\sigma = \frac{\sum N}{A} \pm \frac{Pe}{S} \quad (7)$$

Donde:

$\sum N =$ La suma de cargas verticales actuantes sobre la zapata, en kg.

$A =$ Área de contacto de la zapata con el terreno, en m^2 . Si el análisis se efectúa por metro de ancho, $A = B$

$M =$ Pe Sumatoria de momentos actuantes, en kg-m.

$S =$ Módulo de sección de la planta de la zapata, en m^3 . Si el análisis se efectúa por metro de ancho, $S = B^2/6$.

- e) **Diseño estructural del muro.**

Se lleva a cabo con el código vigente de la zona donde se ubicará el muro, en este caso, nos sujetaremos a las disposiciones que marca el Reglamento del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias así como de las expresiones del Reglamento ACI-318-05. Los puntos importantes del diseño son a flexión, cortante y/o punzonamiento (revisión) y la cuantía del acero de refuerzo.

Las formulas a utilizar en los cálculos a flexión:

$$M_u = \phi b d^2 f'_c w (1 - 0.59 w) \quad (8)$$

$$W = \frac{p f_y}{f'_c} \quad (9)$$

$$P_{\min} = \frac{14}{f_y} \quad (10)$$

$$P_b = 0.75 \frac{(B_1)(0.85)(f'_c)}{f_y} \frac{6000}{(6000 + f_y)} \quad (11)$$

$$B_1 = 1.05 - \frac{f'_c}{1400} \quad (12)$$

$$A_s = p_{\min} b d \quad (13)$$

$$\sigma = \frac{V_u}{b d}$$

$$V_c = 0.50 \left(1 + 0.007 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} b d \quad (14)$$

$$N_u = \left(\frac{C_1 + C}{2} \right) H B \gamma_c \quad (15)$$

$$V_c < 0.90 \sqrt{f'_c} b d \quad (16)$$

$$L_{db} = \frac{0.06 A b f_y}{\sqrt{f'_c}} < \frac{0.11 A b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (17)$$

Nomenclatura:

- b = Ancho de la sección transversal en cm.
 d = Peralte efectivo en cm.
 r = Recubrimiento libre del concreto en cm.
 q = Constante (adimensional).
 p_b = Acero de la sección balanceada, en porcentaje.
 f_c = Resistencia del concreto a compresión a los 28 días kg/cm^2
 f^*c = Resistencia nominal del concreto a compresión en kg/cm^2
 $f'c$ = Resistencia equivalente a compresión en México en kg/cm^2
 f_y = Esfuerzo de fluencia a tracción del acero kg/cm^2
 M_u = Momento Flexionante resistente último en ton-m.
 V_u = = Fuerza cortante ultima en ton.
 A_s = Área de acero de refuerzo longitudinal en cm^2
 $A_{s \max}$ = Área de acero de refuerzo longitudinal máximo en cm^2
 $A_{s \min}$ = Área de acero de refuerzo longitudinal mínimo en cm^2
 ϕ = Factor de reducción a los esfuerzos, menor a la unidad, adimensional.

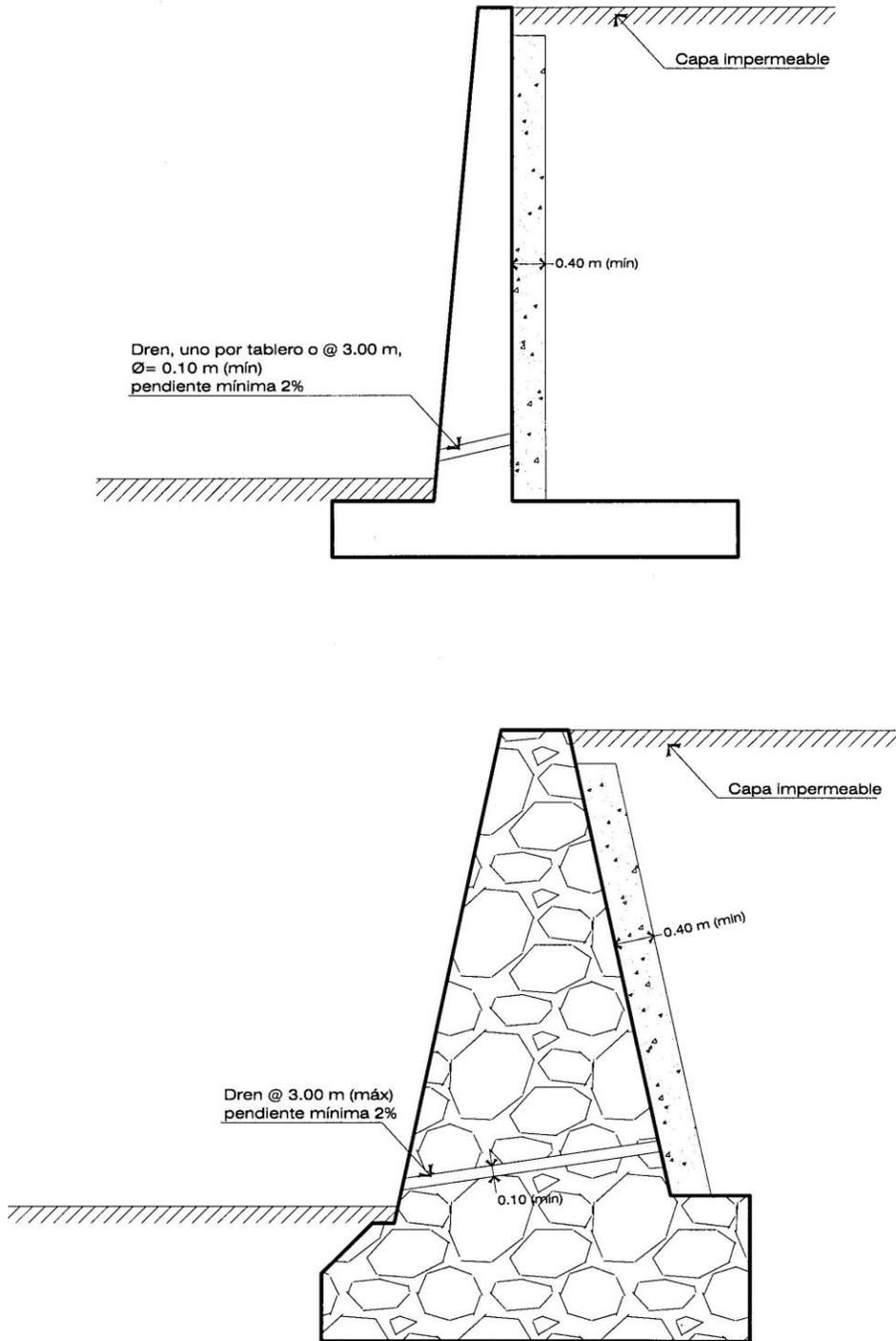


Figura. 41.- Componentes del sistema de drenaje en muros de contención

4.3 Consideraciones prácticas.

- El muro vertical de gravedad se emplea para formar la pared permanente de una excavación, siempre que las condiciones de espacio hagan impracticable el formar un talud.
- Para construirlo se forma un talud provisional al borde de la excavación, se levanta el muro y a continuación se rellena el espacio comprendido entre el respaldo del muro y el talud provisional.
- El suelo adyacente a la pared del muro de retención es conocido como relleno, el cual siempre se deposita después que la pared es construida, inclusive mientras el relleno se deposita y se compacta mecánicamente se incrementan substancialmente las fuerzas actuantes a las que esta sometida la estructura y consecuentemente la pared fluye de algún modo bajo esa presión. Por lo que se recomienda tener cuidado e incrementar las medidas de seguridad del personal.
- Tome en cuenta que el valor último de la presión depende no solo de la naturaleza del suelo y la altura del muro sino también del nivel de fluencia.
- No olvide colocará un filtro sobre la cara interior del muro y estará compuesto por un material cuya permeabilidad sea cuando menos 100 veces mayor que la del material de relleno. El filtro debe estar comunicado con drenes tubulares.
- El respaldo de cualquier muro de retención real es rugoso, aunque los valores aproximados de la presión de tierras se obtienen sobre la suposición de que es liso, en realidad no hay superficies perfectamente lisas, pero no se preocupe ya que esto contribuye a la seguridad, debido a que la rugosidad del respaldo del muro comúnmente reduce la presión de tierra activa e incrementa la pasiva.
- La colocación de juntas constructivas, es importante debido a que evita en elementos muy largos el efecto domino originado por los movimientos de la masa del suelo que no es homogénea, además de mantener bajo control los efectos que producen los cambios de temperatura del ambiente.
- Recuerde que el peso del muro es importante principalmente por dos razones: se opone al vuelco y da lugar a una resistencia al deslizamiento en la base. Entonces cuando se coloca el relleno, actúa una sobrecarga (*empuje activo*) en la superficie del terreno, que tiende a empujar el muro hacia el exterior. Este movimiento hacia fuera es contrarrestado por la resistencia al deslizamiento en la base del muro y por la **resistencia pasiva** del suelo situado por delante del pie del muro.

Por otra parte el empuje activo también tiende a volcar el muro en torno a su pie. Este vuelco es contrarrestado por el peso del muro y la componente vertical del empuje activo. Por esta razón un muro de este tipo se denomina muro de gravedad.

CAPITULO V

CASOS DE ESTUDIO

5.1 Muro de contención de concreto reforzado en voladizo.

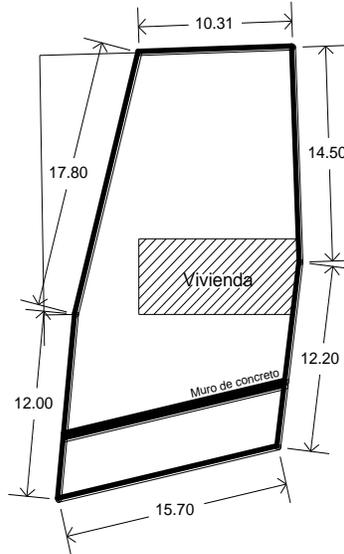
- Concepción del problema.

El caso por estudiar es el del predio ubicado en la parte sur-oriente de esta demarcación, específicamente en la Calle Arboledas Mz. 46 Lt. 60 Colonia Lomas del Capulín, como se muestra en la Figura 42.

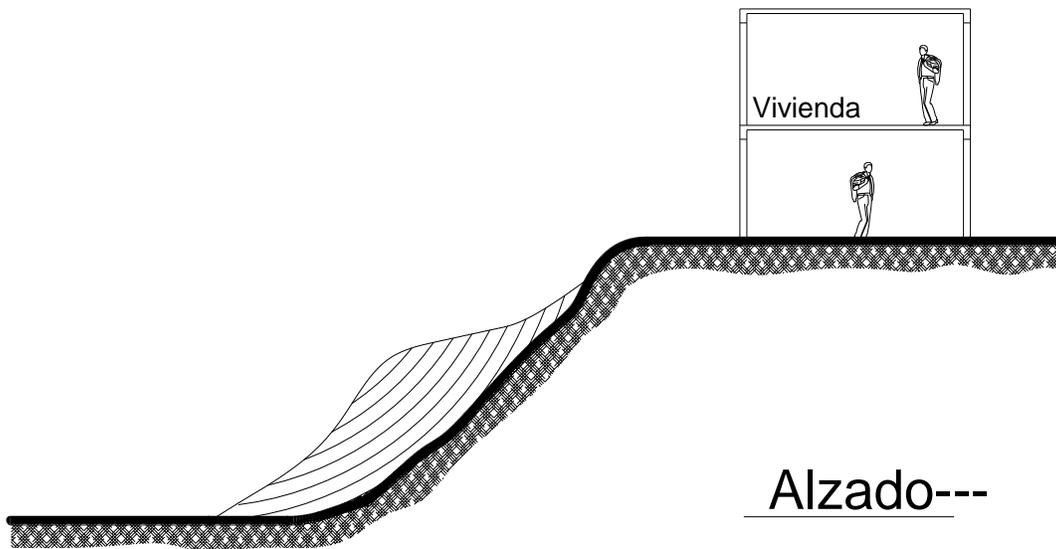


Figura. 42.- Croquis de localización.

Dicho predio esta compuesto por



Planta.---



Alzado---

Figura. 43.- Planta y alzado del predio.

De acuerdo con reportes de campo realizados por personal de la Dirección de Protección Civil y Zonas de Alto Riesgo, se detectó que debido al corte realizado al suelo, se incrementó la migración de las partículas del mismo a tal grado que pone *en riesgo la estabilidad de la estructura del predio en cuestión y a los transeúntes de la vialidad cercana.*

Por tal motivo, se le encomendó a la Coordinación de Programas Comunitarios la solución para la mitigación del riesgo existente.

A. Datos (Características del suelo).

$$\gamma = 1.60 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso volumétrico del suelo.}$$

$$\sigma_{adm} = 15.00 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad \text{Capacidad admisible del suelo.}$$

B. Alternativas de solución.

Tabla 5.- CUADRO COMPARATIVO

TIPO	Ventajas	Desventajas
1.- Muro de mampostería	Económico en materiales. Apariencia robusta. Los materiales existen en la zona	Ocupa un espacio considerable. Dificultad para la colocación de la piedra conforme se incrementa la altura.
2.- Muro de concreto	Los materiales existen en la zona. Estructura esbelta. Se adecua a las condiciones.	El costo se eleva derivado de la utilización de acero.
3.- Muro gavión	Económico. Sin problemas en la adquisición de los materiales. Apariencia robusta. Se deforma de acuerdo al comportamiento del suelo.	Ocupa mayor espacio, no es una estructura muy ocupada en viviendas.
4.-Zampeo	Fácil de aplica. Los materiales existen en la zona.	La inestabilidad del suelo condiciona su desempeño.

Como se puede observar en el cuadro de la tabla anterior, la opción no. 2, es la más viable ya que la única desventaja que presenta es la referente a la elevación del costo por el uso de acero de refuerzo, que sin embargo sería equiparable al costo de la colocación de mampostería y que además se compensa con el espacio ganado. Razones por las cuales esta solución se desarrolla a continuación.

C. Sección propuesta del muro.

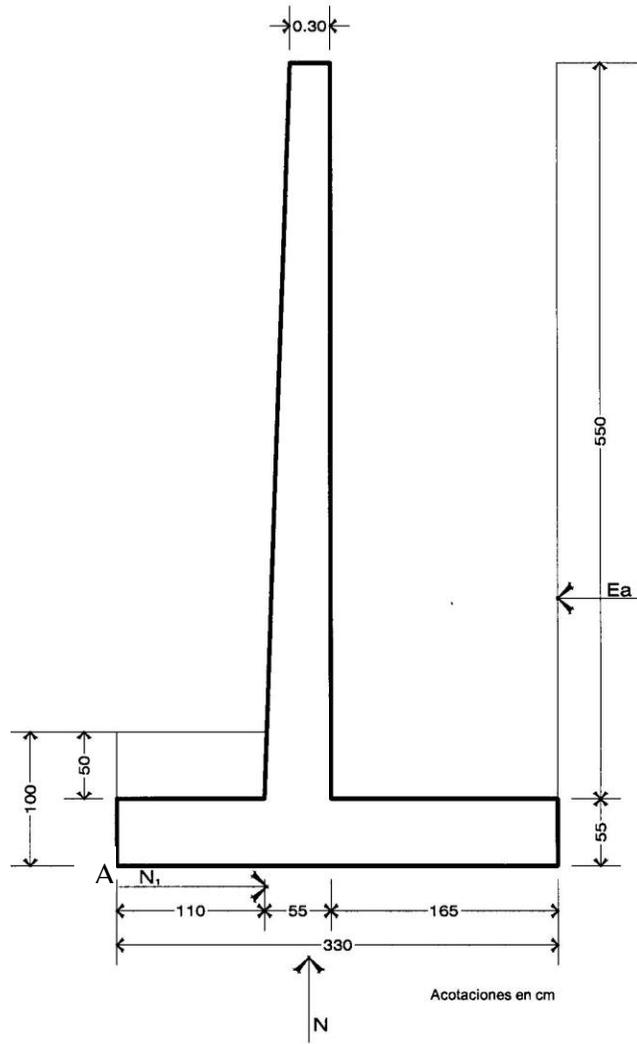


Figura. 44.- Sección propuesta del muro.

D. Revisión de la estructura.

Datos:

Del suelo

$H = 6.00$ m Altura total

$B = 3.30$ m Base.

$d = 0.55$ m Peralte.

$h = 1.00$ m Altura de desplante.

$C = 0.30 \text{ m}$ Ancho de corona.

Datos de materiales

$f'_c = 200 \text{ kg/m}^3$ Resistencia del Concreto.
 $f_y = 400 \text{ kg/cm}^2$ Fluencia del Acero.
 $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$ Peso volumétrico del concreto.
 $\gamma_s = 1.60 \text{ ton/m}^3$ Peso volumétrico del suelo de relleno.
 $\phi = 30^\circ$ Ángulo de fricción interna.
 $K_a = 0.333$

Nomenclatura:

$b_p =$ Brazo de palanca respecto a la base del muro, en m.
 $E_a =$ Empuje activo.
 $M_m =$ Momento motor con respecto al punto A.
 $M_p =$ Momento debido al peso del muro con respecto al punto A.
 $\sum N =$ Sumatoria de las cargas verticales externas, en kg.
A = Eje de momentos.

D.I Fuerzas que produce el movimiento de la masa del suelo.

1. Cálculo del empuje activo, (Ec. 3):

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_s K_a H^2$$

Sustituyendo:

$$E_a = \frac{1}{2} (1.60 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}) (0.333) (6 \text{ m})^2$$

$$E_a = 9.59 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

2.- Por lo tanto el momento motor será evaluado con la expresión (2):

$$M_m = E_a b_p \tag{2}$$

Donde: $b_p = \frac{1}{3} H$

$$b_p = 2.0 \text{ m}$$

Sustituyendo:

$$M_m = (9.59 \text{ ton})(2.00 \text{ m}) = 19.18 \text{ ton} - \text{m}$$

NOTA:

“Físicamente, esto representa el momento que produce la masa de suelo sobre la estructura, es decir, la fuerza con la que el suelo tiende a hacer girar la estructura”.

D.2 Revisión por volteo y deslizamiento.

D.2.1. Revisión por volteo.

1. Cálculo del peso propio del muro.- Se lleva a cabo seccionando la forma del muro, en figuras geométricas conocidas y los cálculos se resumen en la tabla no. 5, en la misma, se determinan los momentos generados por el peso propio del muro y el relleno sobre él.

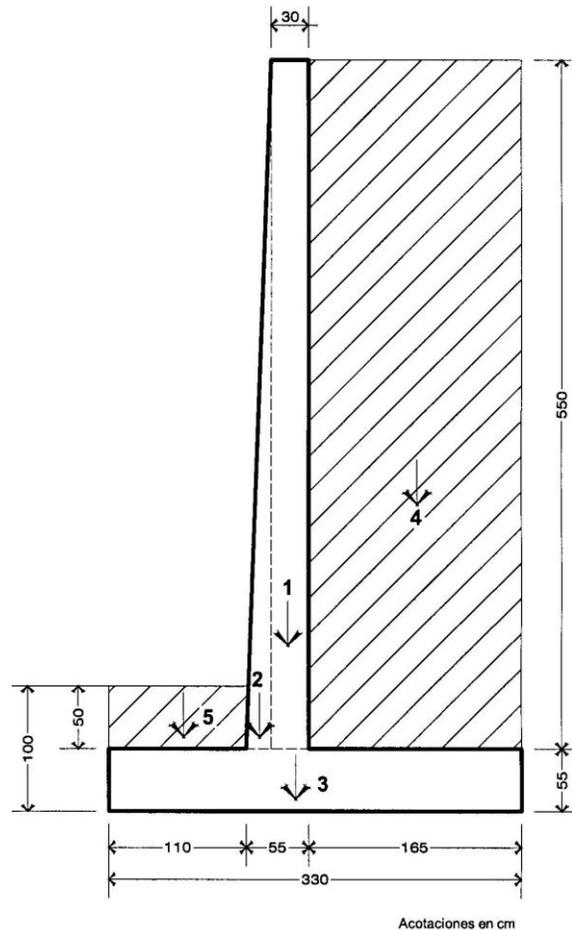


Figura. 45.- Descomposición del muro en figuras conocidas

Tabla 6.- Descomposición del muro en figuras regulares, para el cálculo

de la fuerza debida al peso del muro y su momento.

Sección	Dimensiones (m)	Volumen (m³)	Peso Volumétrico (Ton/m³)	Peso Total N (Ton)	Brazo (m)	Momento ¹ (Ton-m)
1	0.30 x 5.50	1.65	2.400	3.96	1.37	5.42
2	(0.25 x 5.50)/2	0.68	2.400	1.63	1.22	1.98
3	0.55 x 3.30	1.81	2.400	4.34	1.65	7.16
4	1.65 x 5.50	9.07	1.60	14.51	2.47	35.83
5	1.10 x 0.50	0.55	1.60	0.88	0.55	0.48
Σ =				25.32	Σ =	50.87

2. Se revisa la relación entre el momento motor (el producido por el empuje del suelo M_m) y el momento que lo equilibra (peso propio de la estructura y relleno M_p), para compararla con el valor recomendado para el factor de seguridad contra volteo, a saber:

$$f_s = \frac{M_p}{M_m} \geq 2.0$$

Sustituyendo

$$f_s = \frac{50.87 \text{ ton} - m}{19.18 \text{ ton} - m} = 2.65 > 2.0$$

Por lo tanto el factor de seguridad contra volteo es adecuado.

D.2.2. Revisión por deslizamiento.

1.- El factor de seguridad recomendado por las NTC es:

$$f_s = \frac{N \tan \phi}{T} \geq 1.5$$

Suponiendo que existe resistencia pasiva

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma_s h^2 K_p$$

De la tabla no. 3 se tiene que $K_p = 3$

Por lo tanto sustituyendo

¹ El análisis de momentos se realiza con respecto al punto A.

$$E_p = \frac{1}{2} \left(1.60 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) (1.00 \text{ m})^2 (3) = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Factor de reducción $f_r = 2$

$$\frac{E_p}{f_r} = \frac{2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}}}{2.0} = 1.20 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$T = E_{cs} - \frac{E_p}{f_r}$$

Sustituyendo

$$T = 9.59 \frac{\text{ton}}{\text{m}} - 1.20 \frac{\text{ton}}{\text{m}} = 8.39 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$N \tan \phi = 25.32 \tan 30^\circ = 14.61 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Sustituyendo

$$\frac{N \tan \phi}{T} = \frac{14.61 \frac{\text{ton}}{\text{m}}}{8.39 \frac{\text{ton}}{\text{m}}} = 1.74$$

$1.74 > 1.5$ no existe deslizamiento

E.I. Revisión de esfuerzos en el terreno.

$$e \leq \frac{B}{6}$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_p - M_m}{\sum N}$$

$$e = \frac{3.3 \text{ m}}{2} - \frac{(50.87 \text{ ton} - \text{m}) - (19.18 \text{ ton} - \text{m})}{25.32 \text{ ton}} = 0.40 \text{ m}$$

Comparando:

$$\frac{B}{6} = \frac{3.3 \text{ m}}{6} = 0.55 \text{ m} > 0.40 \text{ m}$$

El resultado anterior nos permite afirmar que no se presentarán tensiones en el terreno, lo que gráficamente se muestra en la Figura no. 46

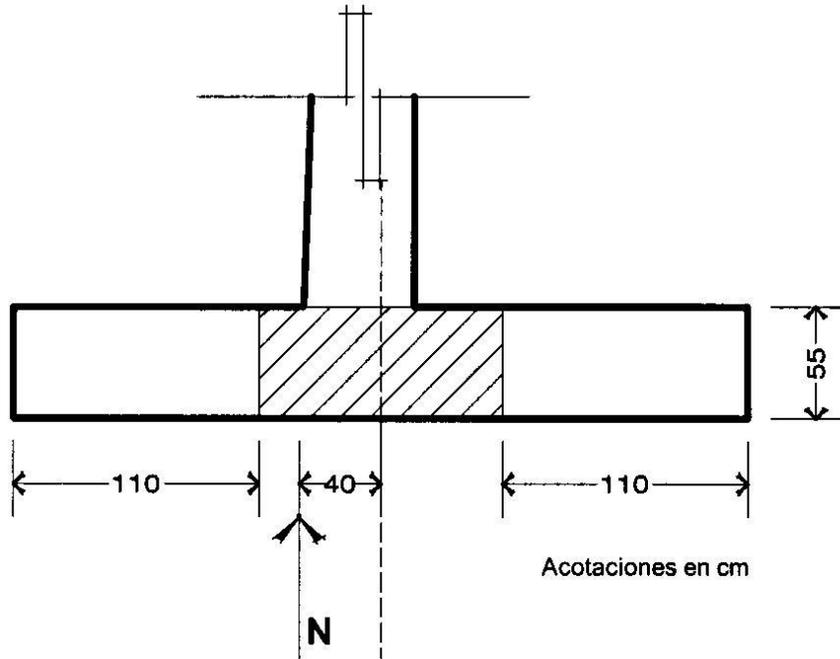


Figura. 46.- La resultante se ubica dentro del tercio medio de la zapata.

De tal modo, que considerando los valores ya obtenidos se llega a:

$$\sigma = \frac{\sum N}{A} \pm \frac{Pe}{S}$$

$$\sigma = \frac{25.32 \text{ ton}}{3.3 \text{ m}} \pm \frac{25.32 \text{ ton} * 0.40 \text{ m}}{\frac{3.3^2}{6} \text{ m}^3}$$

$$\sigma_1 = 13.24 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = 2.09 \text{ ton/m}^2$$

El esfuerzo máximo $13.24 \text{ ton/m}^2 < 15 \text{ ton/m}^2$

“Admisible en el terreno”

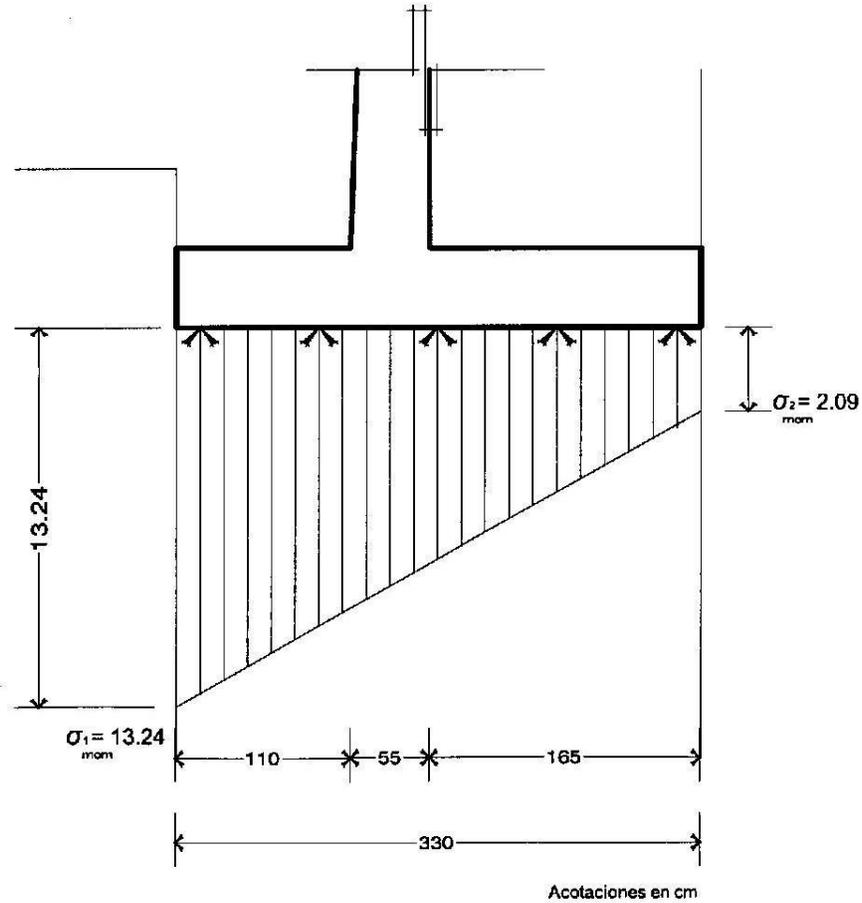


Figura. 47.- Muestra los esfuerzos de tensión en el suelo.

B. Diseño Estructural del Muro.

Calculo de la pantalla o vástago.

El empuje activo es:

$$E_a = 9.59 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Y esta aplicado a

$$\frac{H}{3} = \frac{6}{3} \text{ m} = 2.0 \text{ m}$$

Por lo tanto el momento flexionante en la base del vástago es:

$$M_m = (9.59 \text{ ton})(2.00 \text{ m}) = 19.18 \text{ ton} - \text{m}$$

Aplicando el factor de caga última se tiene:

Fuerza cortante ultima

$$V_u = 1.47 (9.59 \text{ ton}) = 14.09 \text{ ton}$$

Momento flexinante último:

$$M_u = 1.47(19.18 \text{ ton} - m) = 28.19 \text{ ton} - m$$

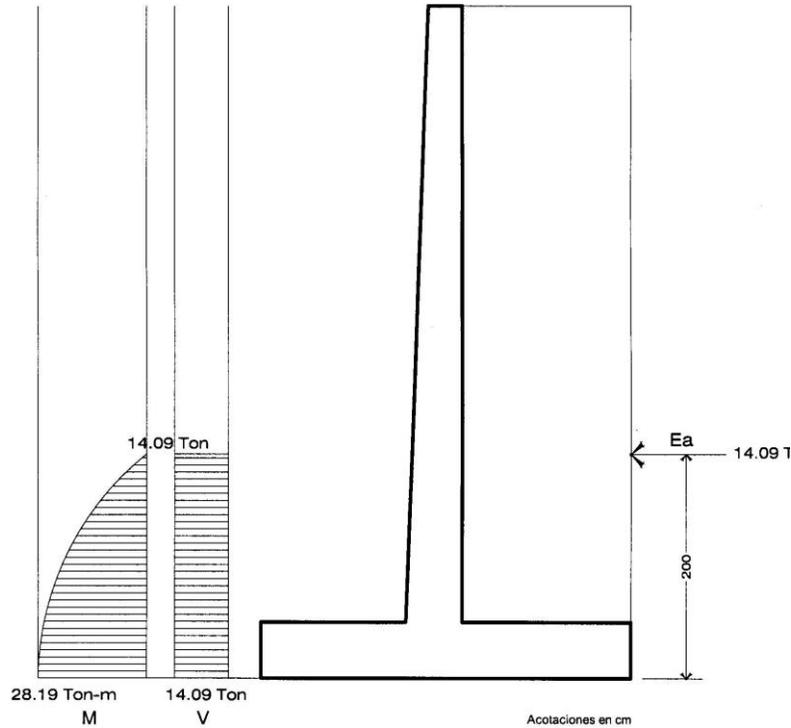


Figura. 48.- Diagrama de fuerza cortante y momento flexionante.

Diseño por Flexión.

MOMENTO ÚLTIMO

Del reglamento ACI-318-05 se tiene la siguiente expresión.

$$M_u = \phi b d^2 f'_c w (1 - 0.59 w)$$

Donde $b = 100 \text{ cm}$

$$w = \frac{p f_y}{f'_c}$$

Fijando los valores de las cuantías de acero de refuerzo mínimo y máximo.

$$P_{min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200 \text{ kg/cm}^2} = 0.0033$$

$$P_{\text{máx}} = 0.75(P_{\text{balanceada}})$$

$$P_b = 0.75 \frac{(B_1)(0.85)(f'_c)}{f_y} \frac{6000}{(6000 + f_y)}$$

Donde B_1 debe encontrarse dentro del siguiente rango.

$$0.65 \leq B_1 \leq 0.85$$

$$B_1 = 1.05 - \frac{f'_c}{1400}$$

$$B_1 = 1.05 - \frac{160 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1400} = 0.93$$

Por lo tanto se tomara el valor máximo de 0.85 para B_1

$$P_b = 0.75 \frac{(0.85)(0.85)(200 \text{ kg/cm}^2)}{4200 \text{ kg/cm}^2} \frac{6000}{6000 + 4200 \text{ kg/cm}^2} = 0.015$$

El acero de refuerzo debe de estar comprendido dentro del siguiente rango.

$$P_{\text{min}} < P < P_b$$

$$0.0033 < P < 0.015$$

Revisión del peralte efectivo.

$r =$ recubrimiento

$$d = 55 - r \quad \text{cm}$$

$$d = (55 - 5) \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi b f'_c w (1 - 0.50 w)}}$$

Tomando w mínima.

$$W_{\text{min}} = P_{\text{min}} \frac{f_y}{f'_c} = 0.0033 \frac{4200 \text{ kg/cm}^2}{200 \text{ kg/cm}^2} = 0.070$$

Sustituyendo.

$$d = \sqrt{\frac{2819000 \text{ kg} - \text{cm}}{(0.90)(100 \text{ cm})(200 \text{ kg/cm}^2)(0.070)(1 - 0.59(0.070))}} = 48 \text{ cm}$$

Por lo anterior es aceptado el peralte propuesto = 50 cm.

Retomando la ecuación No. 8 Para obtener "w"

$$M_u = \phi b d^2 f'_c w (1 - 0.59 w)$$

$$M_u = \phi b d^2 f'_c w - 0.59 \phi b d^2 f'_c w^2$$

Despejando

$$0.59 \phi b d^2 f'_c w^2 - \phi b d^2 f'_c w + M_u = 0$$

Sustituyendo valores se tiene.

$$(0.59)(0.90)(100 \text{ cm})(50 \text{ cm})^2(200 \text{ kg/cm}^2)w^2 - (0.90)(100 \text{ cm})(50 \text{ cm})^2(200 \text{ kg/cm}^2)w + 2819000 = 0$$

Se resuelve la ecuación de segundo grado.

$$26550000 w^2 - 45000000 w + 2819000 = 0$$

Obteniendo el siguiente resultado

$$W = 0.065$$

Al sustituir encontramos que el porcentaje de acero es:

$$p = \frac{w f'_c}{f_y} = \frac{0.065 \times 200 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} = 0.0030$$

Por lo tanto al realizar la comparación la p real se tiene que es menor que p_{min} esto indica que rige p_{min}

$$p_{real} = 0.0030 < p_{min} = 0.0033$$

$$0.0030 < 0.0033$$

Cuando se tiene la cuantía definida se procede a calcular el área de acero.

$$A_s = p_{min} b d$$

Sustituyendo

$$A_s = 0.0033(100 \text{ cm})(50 \text{ cm}) = 16.50 \text{ cm}^2$$

Empleando Vs # 6 con $\frac{3}{4}$ " ϕ y $\alpha_s = 2.85 \text{ cm}^2$ (del anexo uno)

Calculando el número de varillas por metro.

$$\# V_s = \frac{16.50}{2.85} = 6.00 \text{ pzas.}$$

Separación.

$$S = \frac{100 \text{ cm}}{6.00} = 16.66 \text{ cm}$$

Por lo tanto, $V_s \# 6 @ 15 \text{ cm}$ verticales en la cara de tensión del muro.

Acero de refuerzo por contracción y temperatura.

Acero a temperatura.

$$0.0018bd = 0.0018(100 \text{ cm})(47 \text{ cm}) = 8.46 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas del # 4 con $\frac{1}{2}$ " de \emptyset y $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$ del Anexo uno

$$\# V_s = \frac{8.47 \text{ cm}^2}{1.27 \text{ cm}^2} = 7 \text{ pzas}$$

Separación

$$S = \frac{100 \text{ cm}}{7 \text{ pzas}} = 14.28 \text{ cm}$$

$V_s \# 4 @ 15 \text{ cm}$.

Revisión por Cortante:

El cortante último que actúa en el muro es:

$$V_u = 14.09 \text{ ton} = 14090 \text{ kg}$$

Derivado que nuestro elemento se encuentra sujeto además a carga axial de compresión, la resistencia se calcula con la ecuación.

$$V_c = 0.50 \left(1 + 0.007 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} b d \leq 0.90 \sqrt{f'_c} b d$$

De la ecuación anterior.

$$N_u = \left(\frac{C_1 + C}{2} \right) H B \gamma_c$$

N_u = Carga axial de compresión que actúa sobre el miembro multiplicada por el factor de Carga apropiado.

A_g = Área total de la sección transversal.

$C_1 + C$ = Espesor del muro (inferior y superior respectivamente).

$$N_u = \left(\frac{30 \text{ cm} + 50 \text{ cm}}{2} \right) (600 \text{ cm})(100 \text{ cm})(2400 \text{ kg/cm}^3)$$

$$N_u = 5760.0 \text{ kg}$$

Sustituyendo

$$V_c = 0.50 \left(1 + 0.007 \frac{5760 \text{ kg}}{(50 \text{ cm} \times 100 \text{ cm})} \right) \left(\sqrt{200 \text{ kg/cm}^2} \right) (100 \text{ cm})(50 \text{ cm})$$

$$V_c = 35640.44 \text{ kg}$$

$$= 0.90 \sqrt{f'_c} b d$$

$$= 0.90 \sqrt{(200 \text{ kg/cm}^2)} (100 \text{ cm})(50 \text{ cm}) = 63639.61 \text{ kg}$$

$$= 63.639 \text{ Ton}$$

$$V_c = 35640.44 < 0.90 \sqrt{f'_c} b d = 63639$$

$$35.64 < 63.63 \text{ ton}$$

$$V_c > V_u$$

$$35.64 > 14.09 \text{ ton}$$

Se considera que la pantalla se comporta como viga

El espesor de la pantalla es adecuado por cortante.

LONGITUD DE DESARROLLO

Se considera que la longitud de desarrollo para barras del # 11 o menores vale

$$L_{db} = \frac{0.06 A_{sb} f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.006 d_b f_y$$

Pero nunca menor de 30 cm.

$$\frac{(0.06)(2.85)(4200)}{\sqrt{200}} = 50.78 \text{ cm}$$

$$0.006 d_b f_y$$

Sustituyendo.

$$0.006(1.9)(4200) = 47.88 \text{ cm}$$

*Se considera como longitud de desarrollo 50 cm

Debe cumplir además los siguientes requisitos.

Que la separación entre barras sea mayor a $3d_b$ unidades.

Tomando del anexo el $d_b = 1.9 \text{ cm}$

$$\therefore 3 * 1.9 \text{ cm} = 5.7 \text{ cm} < 15 \text{ cm} \text{ la Separación es correcta}$$

Que el recubrimiento sea mayor a $2d_b$

$$\therefore 2 * 1.9 \text{ cm} = 3.8 \text{ cm} < 7 \text{ cm} \text{ Se considera adecuado el recubrimiento.}$$

Anclaje del refuerzo del vástago en la zapata (L_{ab})

$$L_{ab} = \frac{320 d_b}{\sqrt{f'_c}}$$

Sustituyendo.

$$L_{ab} = \frac{320 * 1.9 \text{ cm}}{\sqrt{200}} = 42 \text{ cm}$$

$$l_{db} = \frac{320 d_b}{\sqrt{f'_c}} = \frac{3.20 * 1.9}{\sqrt{200 \text{ kg/cm}^2}} = 43 \text{ cm}$$

Longitud de desarrollo del gancho

$$l_{dg} = 0.70 l_{d1} = 0.70(43) = 30 \text{ cm}$$

Se cumple pues el vástago se ancla 1.10 m.

Calculo de la zapata

Retomando las presiones que el terreno ejerce sobre la zapata multiplicado por el factor de carga será:

$$\sigma = 13.24 \times 1.47 = 19.46 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 1.94 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma = 2.09 \times 1.47 = 3.07 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 0.31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

A continuación se muestran las fuerzas resultantes del peso de la zapata y de los esfuerzos del terreno, actuando sobre la zapata, considerándose que tanto la puntera como el talón se comportan como voladizos. Nosotros revisaremos la puntera de la zapata.

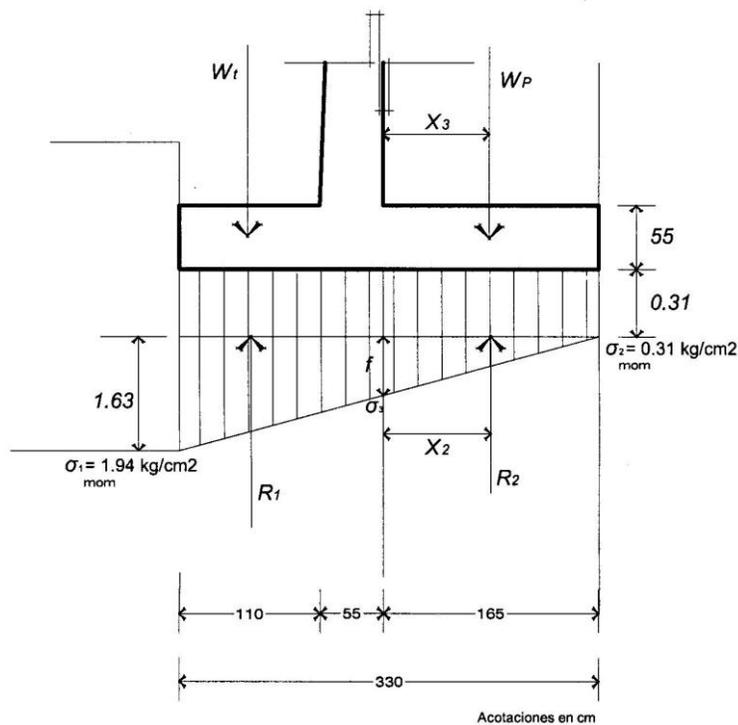


Figura. 49.- Diagrama de presiones que el suelo transmite a la zapata

Por triángulos semejantes

Para la localizar f se toma el criterio de los triángulos semejantes.

$$\frac{1.63 \text{ kg/cm}^2}{3.30 \text{ kg/cm}^2} = \frac{f}{1.65 \text{ kg/cm}^2}$$

$$f = 1.65 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \left(\frac{1.63 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3.30 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right)$$

$$f = 0.815 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Por lo tanto el esfuerzo en el punto deseado se obtiene al realizar la sumatoria.

$$\sigma_3 = 0.31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + 0.815 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma = 1.125 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Como siguiente paso es localizar el valor y centroides de los pesos que intervienen.

$$X_2 = \frac{(31 \text{ cm} * 165 \text{ cm}) \left(\frac{165 \text{ cm}}{2} \right) + \left(\frac{815 \text{ cm} * 165 \text{ cm}}{2} \right) \left(\frac{165 \text{ cm}}{3} \right)}{(31 \text{ cm} * 165 \text{ cm}) + \left(\frac{815 \text{ cm} * 165 \text{ cm}}{2} \right)}$$

Al realizar las operaciones se obtiene.

$$X_2 = 83 \text{ cm}$$

$$X_3 = \frac{(55 \text{ cm} * 165 \text{ cm}) \left(\frac{165 \text{ cm}}{2} \right)}{(55 \text{ cm} * 165 \text{ cm})}$$

$$X_3 = 82.50 \text{ cm}$$

Localizando el peso de la puntera.

$$w_p = 0.55\text{m} * 1.65\text{m} * 1.00\text{m} * 2400\text{kg/m}^3$$

$$w_p = 2178 \text{ kg}$$

Al calcular la resultante de la acción del terreno en la zona de puntera se tiene.

$$R_2 = \left(\frac{1.125\text{kg/cm}^2 + 0.31\text{kg/cm}^2}{2} \right) (165\text{cm})(100\text{cm})$$

$$R_2 = 11838 \text{ kg}$$

Momento debido al peso de la puntera.

$$M_{pun} = (w_p * 1.47)X_3$$

Sustituyendo

$$M_{pun} = (2178\text{kg} * 1.47)82.50\text{cm}$$

$$M_{pun} = 264104 \text{ kg} - \text{cm}$$

Calculando el momento que origina la reacción dos (R_2)

$$M_{R2} = R_2X_2$$

$$M_{R2} = 11838\text{kg} * 83\text{cm}$$

$$M_{R2} = 982554 \text{ kg-cm}$$

Por lo tanto el momento total que actúa es.

$$M_t = M_{R2} - M_{pun}$$

Al sustituir se llega al siguiente resultado.

$$M_t = (982554 \text{ kg} - \text{cm}) - (264104 \text{ kg} - \text{cm})$$

$$M_t = 718450 \text{ kg} - \text{cm}$$

De nueva cuenta se utiliza la ecuación No. 8

$$M_u = \emptyset b d^2 f'_c w (1 - 0.59 w)$$

$$0.59 \emptyset b d^2 f'_c w^2 - \emptyset b d^2 f'_c w + M_u = 0$$

$$(0.59)(0.90)(100\text{cm})(50\text{cm})^2(200\text{kg}/\text{cm}^2)w^2 - (0.90)(100\text{cm})(50\text{cm})^2(200\text{kg}/\text{cm}^2)w + 718450 = 0$$

Se resuelve la ecuación de segundo grado.

$$26550000w^2 - 45000000w + 718450 = 0$$

Teniendo como resultado.

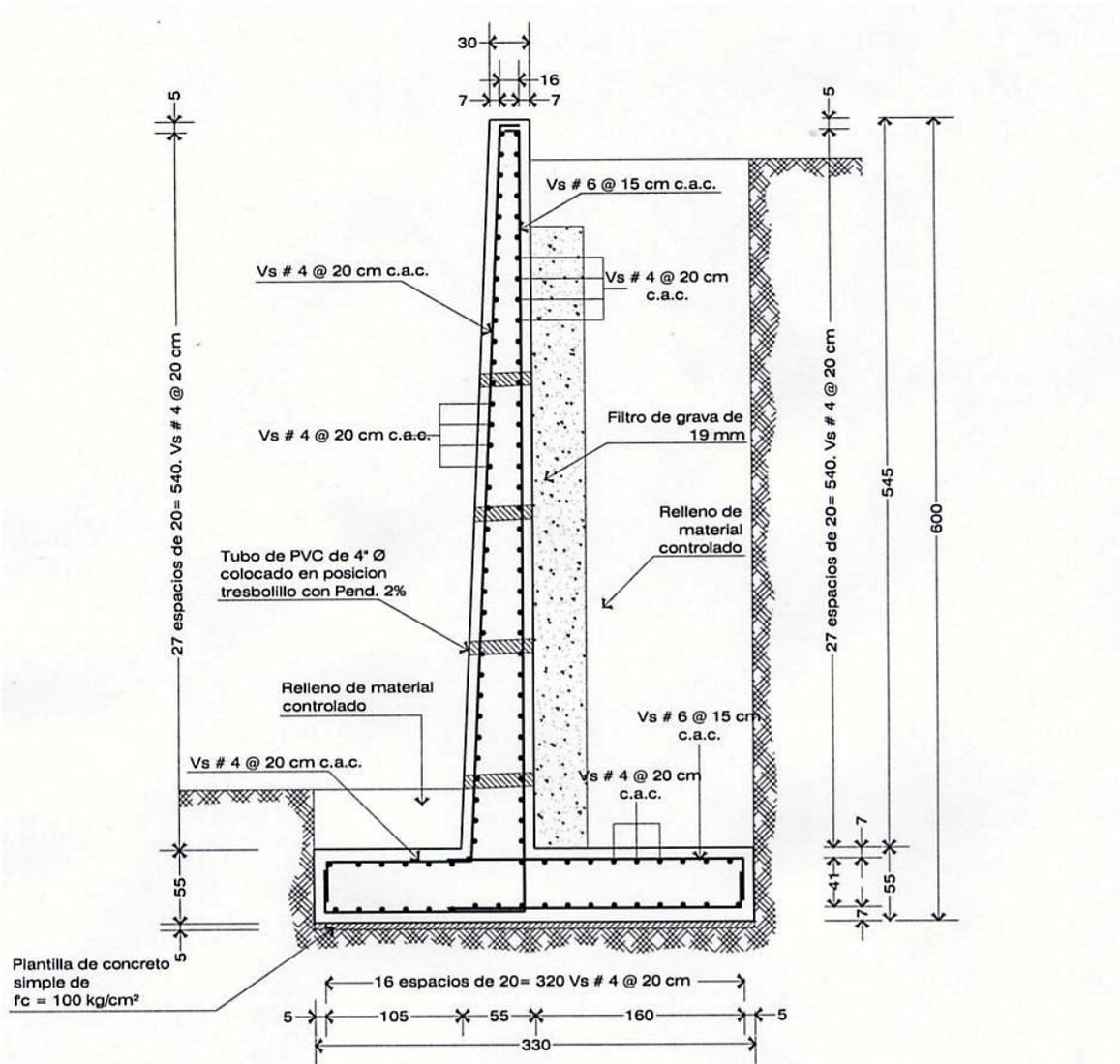
$$W = 0.016$$

Se sustituye:

$$p = \frac{w f'_c}{f_y} = \frac{0.016 \times 200 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} = 0.00076$$

$$p_{real} = 0.00076 < p_{min} 0.0033$$

Por lo tanto se utilizaría el mismo acero de la pantalla del vástago.



 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGON				
PLANO DETALLE DE ARMADO DE MURO DE CONTENCIÓN				
Escala	S.E.	Cálculo	Javier Ortiz Sanchez	PLANO NUM. E-1
Acotación	cm	Diseño	Javier Ortiz Sanchez	
Fecha	Junio 2010	Revisó	M. en I. Patrocinio Arroyo Hernández	

Figura. 50.- Armado final del caso de estudio.

5.2 Calle 8 de mayo Col Tlacoyaque

El caso por estudiar es el del predio ubicado en la parte sur-oriente de esta demarcación, específicamente en la Calle 8 de mayo mz. 34 lt. 5 Col Tlacoyaque, como se muestra en la Figura 53

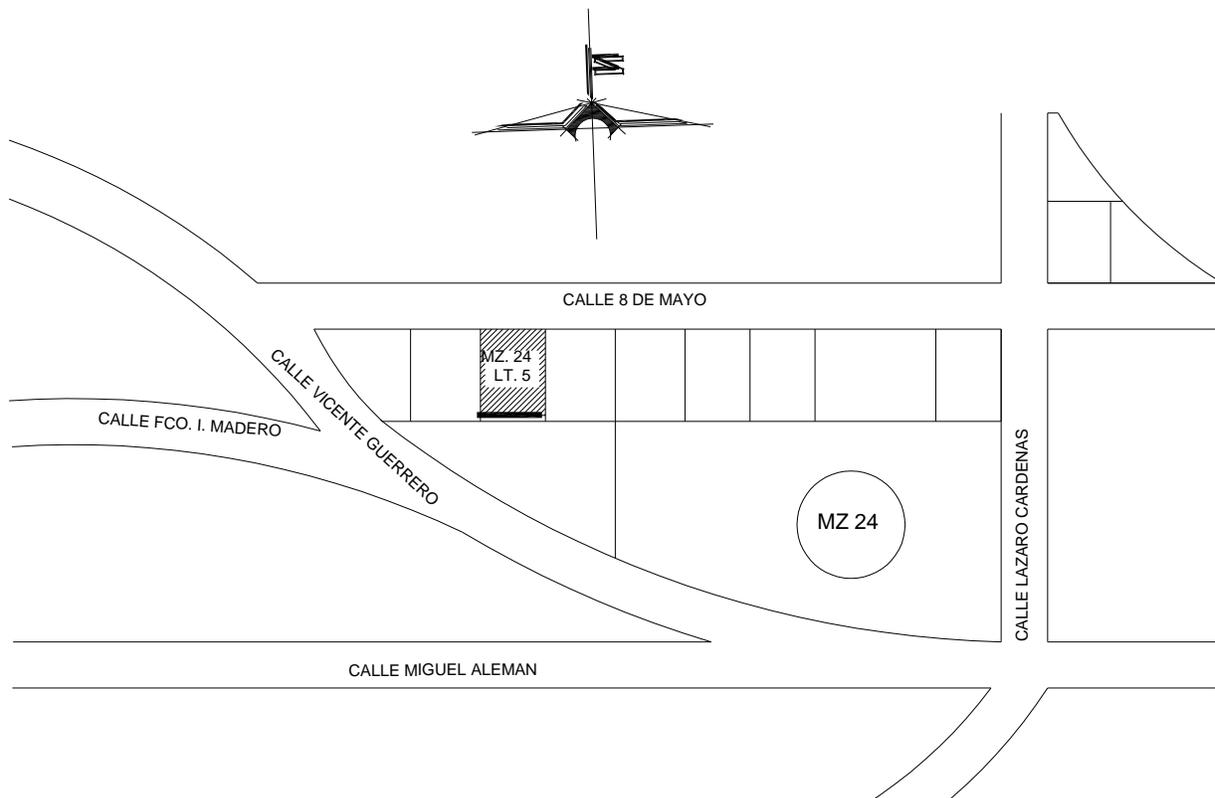


Figura. 51.- Croquis de localización.

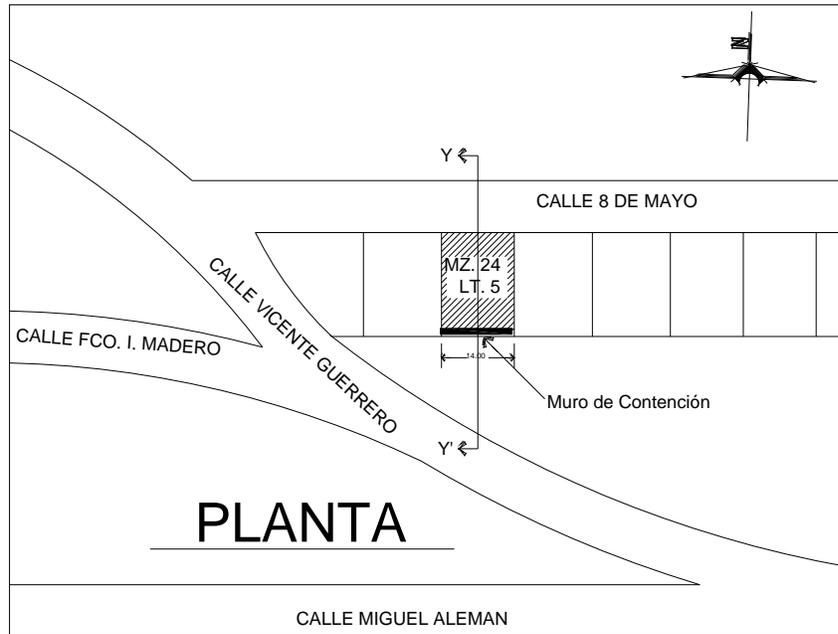
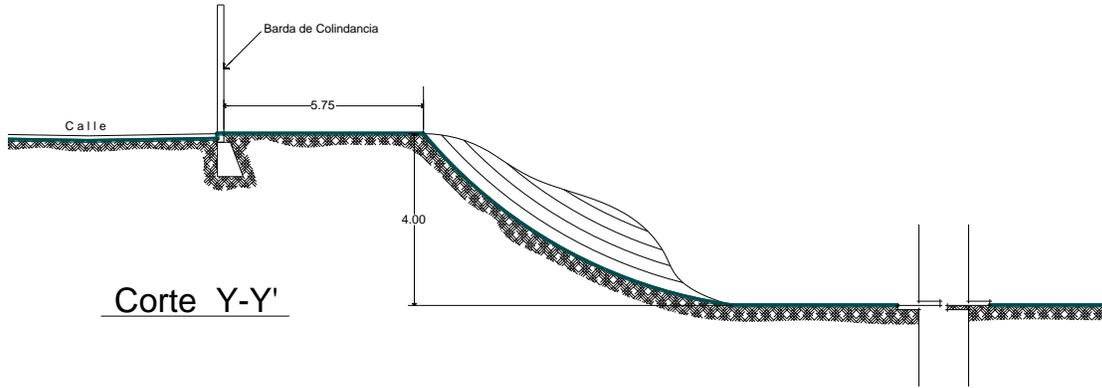
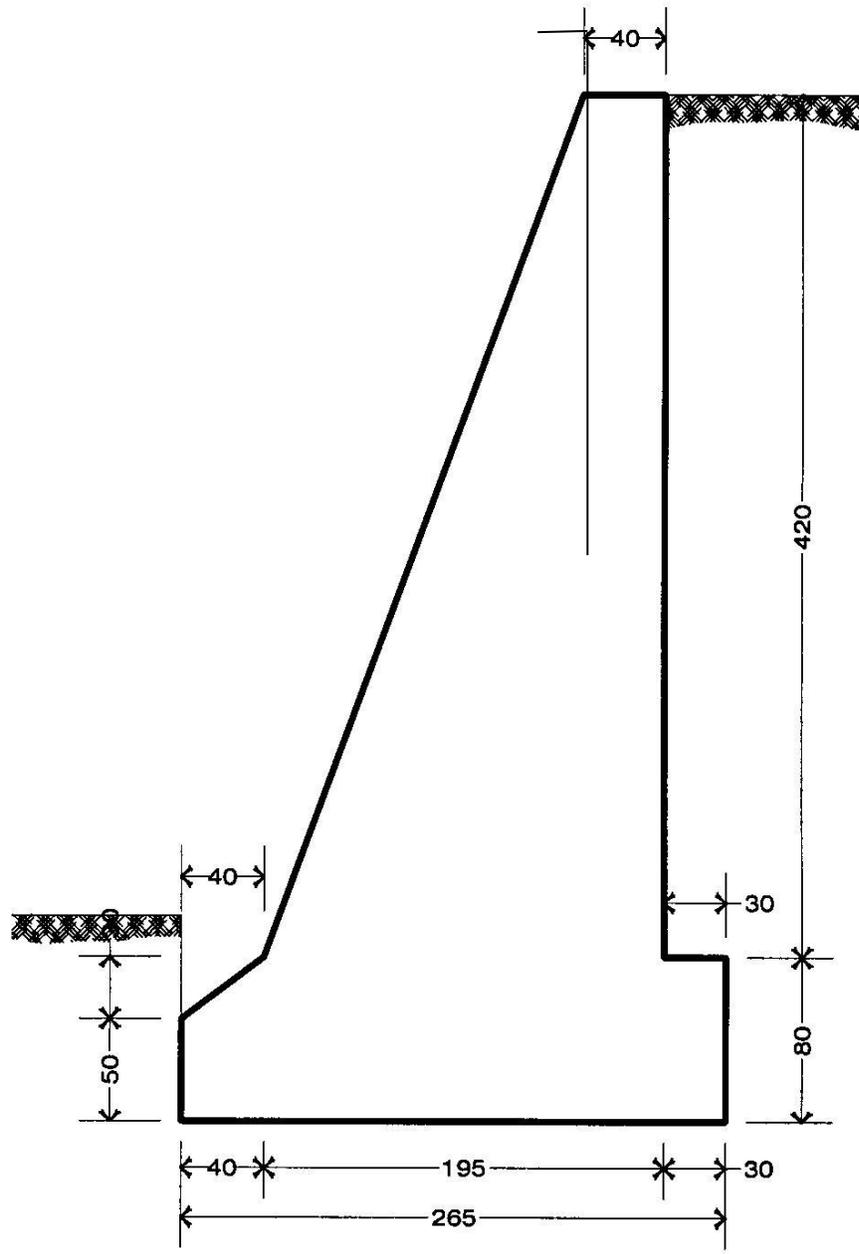


Figura. 52.- Planta y alzado del predio.



Acotaciones en cm

Figura.53.- Sección propuesta.

Tabla 7.- CUADRO COMPARATIVO

TIPO	Ventajas	Desventajas
1.- Muro de mampostería	Económico en materiales. Apariencia robusta. Los materiales existen en la zona	Ocupa un espacio considerable. Dificultad para la colocación de la piedra conforme se incrementa la altura.
2.- Muro de concreto	Los materiales existen en la zona. Estructura esbelta. Se adecua a las condiciones.	El costo se eleva derivado de la utilización de acero.
3.- Muro gavión	Económico. Sin problemas en la adquisición de los materiales. Apariencia robusta. Se deforma de acuerdo al comportamiento del suelo.	Ocupa mayor espacio, no es una estructura muy ocupada en viviendas.
4.- Zampeo	Fácil de aplica. Los materiales existen en la zona.	La inestabilidad del suelo condiciona su desempeño.

Se determina utilizar el muro de mampostería derivado que es de colindancia y se busca aprovechar el peso del muro, para contrarrestar el empuje del suelo,

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_s K_a H^2$$

Sustituyendo:

$$E_a = \frac{1}{2} (1.60) (0.333) (5)^2$$

$$E_a = 6.66 \text{ ton/m}$$

Por lo tanto el momento será evaluado por la expresión.

$$M_m = E_a b_p$$

Donde: $b_p = \frac{H}{3} = \frac{5}{3} = 1.66 \text{ m} =$

$$b_p = 1.66 \text{ m}$$

Sustituyendo:

$$M_m = (6.66 \text{ ton}) (1.66 \text{ m}) = 11.05 \text{ ton} - \text{m}$$

D.2 Revisión por volteo y deslizamiento.

D.2.1. Revisión por volteo.

- I. Cálculo del peso propio del muro.- Se lleva a cabo seccionando la forma del muro, en figuras geométricas conocidas y los cálculos se resumen en la tabla no. 8, en la misma, se determinan los momentos generados por el peso propio del muro y el relleno sobre él.

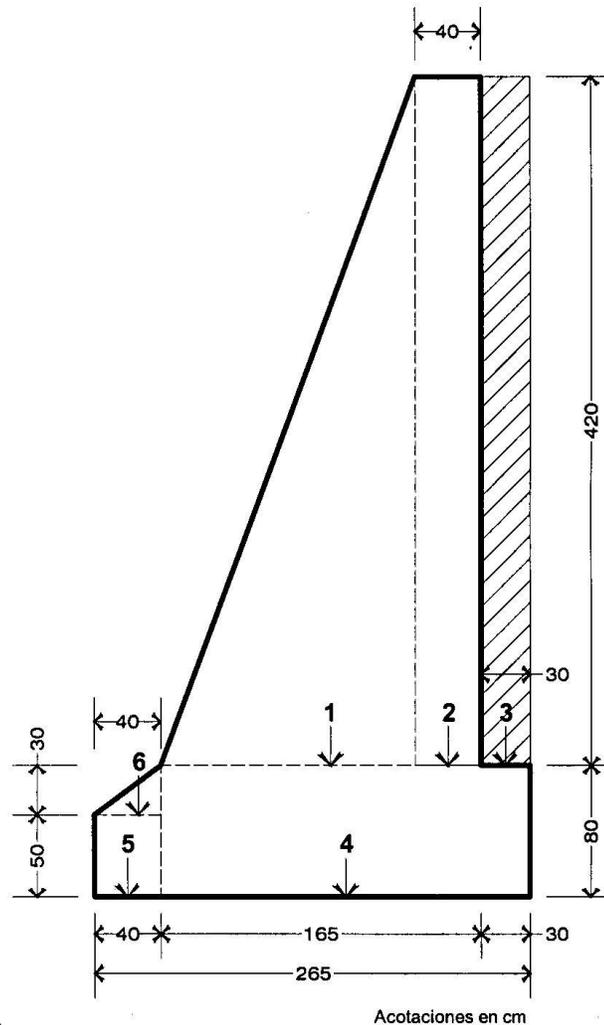


Figura. 54.- Descomposición de la sección en formas geométricas conocidas.

- .Tabla 8.- Descomposición del muro en formas regulares, para el cálculo de la fuerza debida al peso del muro y su momento.

Sección	Dimensiones (m)	Volumen (m ³)	Peso Volumétrico (Ton/m ³)	Peso Total (Ton)	Brazo (m)	Momento (Ton-m)
1	(1.55 x 4.20) / 2	3.25	1.80	5.85	1.52	8.89
2	0.40 x 4.20	1.68	1.80	3.02	2.15	6.49
3	0.30 x 4.20	1.26	1.60	2.01	2.50	5.02
4	2.25 x 0.80	1.80	1.80	3.24	1.72	5.57
5	0.40 x 0.50	0.20	1.80	0.36	0.20	0.07
6	0.40 x 0.30	0.06	1.80	0.10	0.26	0.02
$\Sigma =$				14.58	$\Sigma =$	26.06

- I. Se revisa la relación entre el momento motor (el producido por el empuje del suelo M_m) y el momento que lo equilibra (peso propio de la estructura y relleno M_p), para compararla con el valor recomendado para el factor de seguridad contra volteo, a saber:

$$f_s = \frac{M_p}{M_m} \geq 2.0$$

Sustituyendo

$$f_s = \frac{26.06 \text{ ton} - m}{11.05 \text{ ton} - m} = 2.35 > 2.0$$

Por lo tanto el factor de seguridad contra volteo es adecuado.

D.2.2. Revisión por deslizamiento.

- I.- El factor de seguridad recomendado por las NTC es:

$$f_s = \frac{N \tan \phi}{T} \geq 1.5$$

Donde:

$$T = E_a - \frac{E_p}{f_r}$$

Por lo tanto el empuje pasivo es.

De la tabla no. 3 se tiene que $K_p = 3$

$$E_p = \frac{1}{2} (1.60 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}) (1.00 \text{ m})^2 (3) = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Factor de reducción $f_r = 2$

$$\frac{E_p}{f_r} = \frac{2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}}}{2.0} = 1.20$$

Sustituyendo

$$T = 6.66 \frac{\text{ton}}{\text{m}} - 1.20 \frac{\text{ton}}{\text{m}} = 5.45 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$N \tan \phi = 14.58 \tan 30^\circ = 8.41 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Sustituyendo

$$\frac{N \tan \phi}{T} = \frac{8.41 \frac{\text{ton}}{\text{m}}}{5.45 \frac{\text{ton}}{\text{m}}} = 1.54$$

Por lo tanto se cumple la condicionante.

$$1.54 > 1.5 \therefore \text{no existe deslizamiento}$$

D.2.3 Revisión de no tensiones en el suelo.

$$e \leq \frac{B}{6}$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_p - M_m}{\sum N}$$

Sustituyendo:

$$e = \frac{2.65}{2} \text{ m} - \frac{(26.06 \text{ ton} - \text{m}) - (11.05 \text{ ton} - \text{m})}{14.58 \text{ ton}} = 0.30 \text{ m}$$

Comparando:

$$\frac{B}{6} = \frac{2.65}{6} \text{ m} = 0.44 \text{ m} > 0.30 \text{ m}$$

El resultado anterior nos permite afirmar que no se presentarán tensiones en el terreno, lo que gráficamente se muestra en la figura no. Figura 57.

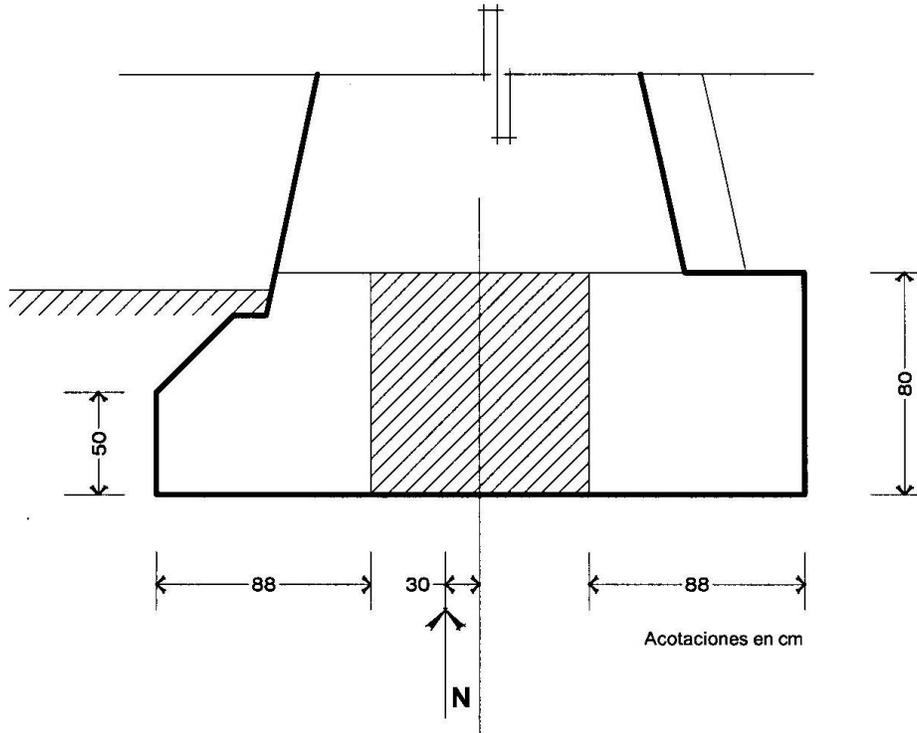


Figura. 55.- Resultante dentro del tercio. medio

4.- Cálculo de la presión máxima

Calculo de la presión en la base

$$\sigma = \frac{\sum N}{A} \pm \frac{Pe}{S}$$

$$\sigma = \frac{14.58 \text{ ton}}{2.65 \text{ m}^2} \pm \frac{14.58 \text{ ton} * 0.30 \text{ m}}{\frac{(2.65)^2}{6} \text{ m}^3} =$$

$$\sigma_1 = 9.23 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = 1.77 \text{ ton/m}^2$$

El esfuerzo máximo $9.23 \text{ ton/m}^2 < 15 \text{ ton/m}^2$

“Admisible en el terreno”

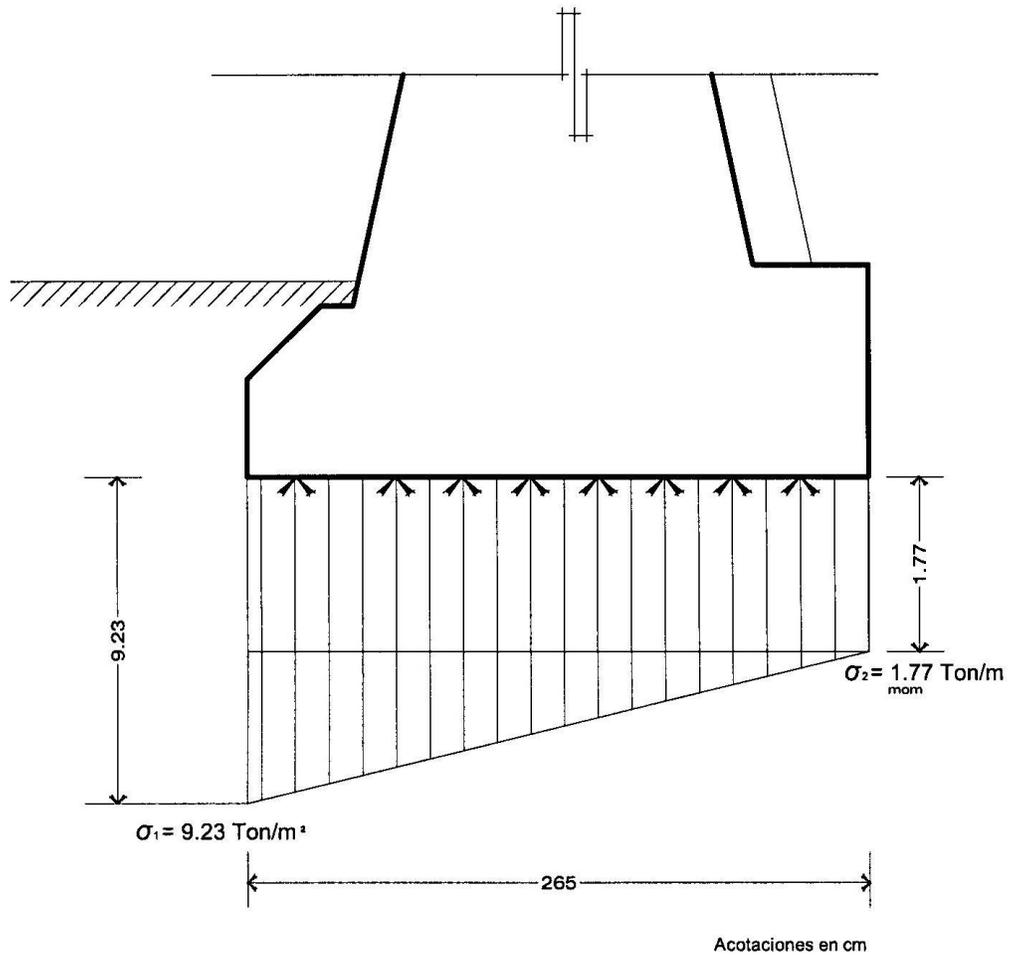


Figura. 56. Muestra los esfuerzos de tensión en el suelo.

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones.

- A. El *origen de la inestabilidad* de suelo en la Delegación Álvaro Obregón, se encuentra primordialmente en su conformación geológica (formación tarango) y por la explotación desmedida de materiales, en combinación con las carencias económicas de los habitantes y la falta de planeación en el crecimiento urbano de la misma.

- B. Los *problemas de inestabilidad* que presenta el suelo que constituye la Delegación Álvaro Obregón, se pueden clasificar de acuerdo con la experiencia que he tenido en la misma, de la siguiente manera: Los relacionados a taludes 70 %, a minas 20% y rellenos heterogéneos 10 %. Por lo que se asegura que aunque los problemas relacionados a la falla del talud, los cuales tienen una recurrencia importante, el costo de su mitigación es relativamente bajo comparado con las afecciones que provocan el hallazgo de minas y suelos heterogéneos. Basta comprar el impacto que se refleja en el recurso económico delegacional aplicado a estos conceptos de obra.

Conclusiones y Recomendaciones

<i>Problemática</i>	<i>Ubicación</i>	<i>Falla</i>	<i>Solución</i>	<i>Impacto</i>	
				<i>Económico</i>	<i>Social</i>
Fuga de agua potable sobre suelo heterogéneo	Colonia Pera Xochinahuac.	Por migración del suelo	Regeneración de suelo heterogéneo	4,800,000.00	Pánico
Manifestación de grietas en vivienda a consecuencia de irregularidades en el suelo.	Minas de Cristo, Alfonso XIII, Molino de Rosas Olivar del Conde.	Colapso Súbito	Regeneración de mina.	13,297,924.00	Pánico
Erosión del Talud	Col. Prof. José Arturo López.	Prevención del deslizamiento	Contención del talud.	5,900,000.00	Colonias beneficiadas: Prof. José Arturo López, Unidad Habitacional 5 de mayo No. 1294, Unidad Habitacional Tarango IV.

- C. Refiriéndonos específicamente a las *soluciones* que desarrolla el personal técnico de la Delegación relacionadas con los sistemas de estabilización del suelo, se emplea en la práctica el zampeo y el en muro de contención en un 35 % cada uno, la regeneración de minas y suelos en un 20 y 10 %, respectivamente.
- D. El *análisis* que se aplica para contralar el movimiento de la masa de suelo, se centran en la idea básica de definir la magnitud de las fuerzas que lo inducen. Y que al ser referidas a un punto de interés, donde dichas fuerzas interactúan, es posible que el ingeniero determine los elementos mecánicos, que le aportarán los parámetros para seleccionar los materiales con los que se habrá de contrarrestar los efectos mencionados y detener el movimiento de la masa del suelo en un equilibrio aparente.
- E. El trabajo final del proyecto para la retención del suelo, es el diseño del elemento, parte de una aproximación que toma en cuenta, algunas consideraciones prácticas acordes al lugar, mismas que delimitan sus dimensiones, para continuar con una serie de revisiones normadas por algún reglamento y que garantizan su buen funcionamiento o estabilidad.
- F. Simultáneamente se ha descrito y puesto en práctica con los casos de estudio la metodología propuesta, para el análisis y diseño de muros de contención de concreto y mampostería que sirven de guía para el joven ingeniero.
- G. Con la aplicación de los pasos descritos en este trabajo, en la solución de muros de contención, es posible hallar resultados favorables. Como se aprecia desde hace 6 meses en el muro de mampostería construido en calle 8 de mayo mz. 34 lt. 5 Colonia. Tlacoyaque. De esta demarcación.

Recomendaciones.

GENERALES

Conclusiones y Recomendaciones

- A. Antes de acudir a una demanda ciudadana, consulte el Mapa de Riesgo de Protección Civil y Zonas de alto riesgo, de tal forma que pueda prever a que se enfrentara, por ejemplo, si se trata de una mina, un talud o un relleno heterogéneo, así como, las vías de acceso por las cuales puede acceder.
- B. Nunca acudir solo, siempre buscar formar un grupo del personal técnico. Si es posible de personal que conozca no solo la ubicación si no también a la población.
- C. Acudir con los implementos mínimos lámpara, cámara, flexómetro libreta de notas, pluma, radio transmisor.
- D. Al aproximarse al lugar, no escatime en medidas de seguridad y procure analizar el problema también desde una óptica que le de una visión completa.
- E. Recuerde que en campo, la herramienta principal será la observación, las notas y la experiencia del ingeniero.
- F. Determine las medidas de seguridad que salvaguarden la integridad de los habitantes.
- G. Una vez identificado el problema (llámese una mina, un talud o un relleno heterogéneo) se inician los estudios que permitan la posible solución.

DE DISEÑO

- H. En el caso de los muros de contención, los cuales ocupan la atención de este trabajo, tome en cuenta que un tercio de la base: forme el talón, para garantizar con esto, que el peso del suelo de relleno sobre la puntera del muro ayude a la estabilidad del mismo.
- I. Cuando trate con muros de concreto, y respecto a las dimensiones tentativas, procure incrementar el recubrimiento del acero.
- J. Realizar de preferencia la construcción, en época de estiaje y tomar en cuenta lo siguiente:
 - colocar juntas de contracción en muros de concreto a intervalos de 7.50 a 10.00 mts. para evitar la formación de grietas y en muros largos, juntas de expansión a cada 20 ó 30 mts.
- K. El muro de mampostería no se debe desplantar en donde existan rellenos ya que este no resiste tensiones.

Conclusiones y Recomendaciones

- L. Al construir el muro y para evitar desplazamiento del talud, la excavación no deberá exceder a 3 m. lineales, por tramo.
- M. Al retirar el material verifique de forma constante el hombro del talud y tome precauciones ante la aparición de grietas que anuncien el deslizamiento de tierras principalmente en suelos relativamente blandos. En el caso de suelos arcillosos es recomendable encontrar un ángulo apropiado evitando realizar cortes a 90° .
- N. No olvidar colocar los drenes con diámetro según las características del terreno en posición tres bolillos, colocar malla de gallinero en tubos y generar los filtros mediante material controlado para evitar el paso de los finos.
- O. Realizar la compactación en capas de 15 cm., para evitar.
- P. En muros de mampostería es recomendable verificar que la cara interna que es colocada hacia el corte del terreno también tenga un buen acabado.
- Q. El muro gavión ha sido utilizado con buenos resultados en aquellos sitios con mucha humedad, así como en lugares donde el empuje no es considerable.
- R. Emplee el zampeo en zonas de talud, compuestos principalmente de suelos muy estables (gravas cementadas).
- S. Los muros con contrafuertes se justifican para alturas superiores a los 6 m. con separación entre estas del orden de 30 al 50% de la altura total del muro.

ANEXO

Diámetros y Pesos de barras comerciales.

Barra	Diámetro		Peso	Área	Perímetro
Núm.	Pulg.	mm	Kg/cm ²	cm ²	cm
2	1/4	6.4	0.248	0.32	1.99
2.5	5/16	7.9	0.388	0.49	2.48
3	3/8	9.5	0.559	0.71	2.98
4	1/2	12.7	0.993	1.27	3.99
5	5/8	15.9	1.552	1.98	5.00
6	3/4	19.0	2.235	2.85	6.00
7	7/8	22.2	3.042	3.88	6.97
8	1	25.4	3.973	5.07	7.98
9	1 1/8	28.6	5.028	6.41	8.99
10	1 1/4	31.8	6.207	7.92	9.99
11	1 3/8	34.9	7.511	9.58	10.96
12	1 1/2	38.1	8.938	11.40	11.97

B I B L I O G R A F Í A

- Aparicio Basurto Carlos M., *“Calculo y Diseño del Concreto Reforzado”*, Apuntes, México, 1998, pp. 266.
- Arnal Simón, Luis y Max Betancourt Suárez, *“Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”*, Editorial Trillas, 4ta. Edición México, 2003 pp. 811.
- De la Fuente Lavalle, Eduardo, *“Problemas básicos de empujes de suelos sobre estructuras de soporte”*, Editorial Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C. (IMCyC), México 2003 pp. 162.
- González Cuevas, Oscar M. y Francisco Robles Fernández-Villegas *“Aspectos fundamentales del concreto reforzado”*, Editorial Limusa, 4ta edición, México 2006, pp. 802.
- Instituto de Investigación Eléctricas, *“Manual de Diseño de Obras Civiles”*, Centro Editorial de C. F. E., México 1983.
- Lambe, T William y Robert V. Whitman, *“Mecánica de Suelos”*, Editorial Limusa, 2da. Edición, México 2000, pp. 582.
- Zamora Millán, Francisco, Rigoberto Torres Salcido y Oscar R. Couttolenc Echeverría (Colaboradores), *“El fantasma de la Delegación Álvaro Obregón”*, DDF-UNAM-Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos-Coordinación General de Reordenación Urbana y Protección Ecológica, Promotora Fusión, México 2003 pp. 113.