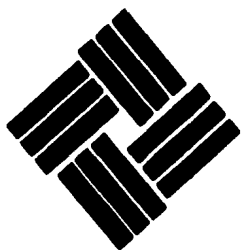


881215

2
de



UNIVERSIDAD ANAHUAC

ESCUELA DE INGENIERIA

BOGOTÁ, COLOMBIA, 1988

**MECANICA DE SUELOS APLICADA
AL DISEÑO DE TUNELES
EN LA CIUDAD DE MEXICO**

TESIS

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERA CIVIL**

**PRESENTA
BETHY AMKIE DAYAN**

MEXICO

1988

FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

UNAM



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 está 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.

I N D I C E

1. INTRODUCCION

2. GENERALIDADES

3. DISEÑO

3.1. PROYECTO DEL EJE DEL TUNEL

3.2. DISEÑO DE LA SECCION TRANSVERSAL

3.3. ESTUDIO DE LAS CARGAS QUE ACTUAN EN EL TUNEL

3.3.1. DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA PERIFERIA DE UN TUNEL

3.3.2. PRESIONES DE ROCA

3.3.2.1. PRESION DE ROCA PRIMARIA

3.3.2.2. PRESION DE RELAJAMIENTO

3.3.2.3. PRESION DE MONTAÑA

3.3.2.4. PRESION DE EXPANSION

3.3.3. PRESION DE ROCA VERTICAL

3.3.3.1. TEORIA DE TERZAGHI DE PRESION DE ROCA

3.3.3.2. TEORIA DE PROTODYAKONOV DE PRESION VERTICAL

3.3.3.3. HIPOTESIS SIMPLIFICATORIAS PARA EL CALCULO DE LA PRESION VERTICAL

3.3.4. PRESIONES LATERALES

3.3.5. PRESIONES DE FONDO

3.3.5.1. DETERMINACION DE LA PRESION DE FONDO

3.3.6. PRESION DE AGUA

3.3.7. CARGAS INTERNAS

- 3.3.8. CARGAS DE SUPERFICIE
- 3.3.9. CARGAS DE DISEÑO
- 3.4. DISEÑO DEL REVESTIMIENTO
- 3.5. ESTABILIDAD DEL FRENTE

- 4. EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO
 - 4.1. HISTORIA GEOLOGICA
 - 4.2. ESTRATIGRAFIA
 - 4.3. PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DE LAS ARCILLAS DEL VALLE DE MEXICO
 - 4.3.1. PROPIEDADES INDICE
 - 4.3.1.1. RELACION DE VACIOS
 - 4.3.1.2. DENSIDAD DE SOLIDOS
 - 4.3.1.3. CONTENIDO DE AGUA NATURAL
 - 4.3.1.4. LIMITE LIQUIDO
 - 4.3.1.5. LIMITE PLASTICO
 - 4.3.1.6. INDICE DE PLASTICIDAD
 - 4.3.2. PROPIEDADES MECANICAS
 - 4.3.2.1. RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE
 - 4.3.2.2. ALGULO DE FRICCION INTERNA
 - 4.3.2.3. COMPRESIBILIDAD
 - 4.3.2.4. RESISTENCIA CONFINADA.

5. APLICACIONES.

5.1. DISEÑO DE UN TRAMO DE TUNEL DEL METRO LOCALIZADO EN LA ZONA DE LOMAS DE LA CIUDAD DE MEXICO.

5.1.1. LOCALIZACION

5.1.2. SECCION TRANSVERSAL

5.1.3. REVESTIMIENTO PRIMARIO

5.1.4. REVESTIMIENTO DEFINITIVO

5.1.4.1. COMPUTO DE LA CARGA VERTICAL QUE ACTUA SOBRE EL TECHO

5.1.4.2. COMPUTO DE LA CARGA HORIZONTAL.

5.1.4.3. COMPUTO DE LA CARGA VERTICAL QUE ACTUA EN EL PISO

5.1.4.4. ANALISIS DE LAS CARGAS Y DISEÑO

5.1.5. ESTABILIDAD DEL FRENTE

5.2. DISEÑO DE UN TRAMO DE TUNEL DE ZONA DE TRANSICION DE LA CIUDAD DE MEXICO.

5.2.1. REVESTIMIENTO

5.2.1.1. ANALISIS DE LAS ACCIONES POR ALMACENAMIENTO, TRANSPORTE Y COLOCACION.

5.2.1.2. ANALISIS DE LAS ACCIONES INDUCIDAS POR LOS GATOS HIDRAULICOS.

5.2.1.3. ANALISIS DE LAS ACCIONES PRODUCIDAS POR LAS CARGAS DE SUELO.

5.2.1.4. ACERO DE REFUERZO

5.3. DISEÑO DE UN TRAMO DE TUNEL DEL SISTEMA DE DRENAJE PROFUNDO LOCALIZADO EN LA ZONA DE LAGO DE LA CIUDAD DE MEXICO.

5.3.1. LOCALIZACION

5.3.2. SECCION TRANSVERSAL

5.3.3. REVESTIMIENTO PRIMARIO

5.3.4. REVESTIMIENTO DEFINITIVO

5.3.4.1. DETERMINACION DE LAS ACCIONES

5.3.4.1.1. SIN INTERRACCION SUELO-ESTRUC
TURA

5.3.4.1.2. CON INTERACCION SUELO-ESTRUC-
TURA

5.3.4.2. ACERO DE REFUERZO.

6. CONCLUSIONES.

1. INTRODUCCION

EL TUNELEO ES UNA DE LAS ACTIVIDADES DE INGENIERIA QUE MAS RETOS PRESENTAN AL INGENIERO DEBIDO AL ALTO GRADO DE INCERTIDUM BRE QUE SE TIENE AL ESTIMAR LAS DIFICULTADES Y LOS COSTOS DE -- CONSTRUCCION.

DESDE LOS TIEMPOS ANTIGUOS LAS ESTRUCTURAS SUBTERRANEAS -- HAN SIDO UTILIZADAS PARA DISTINTOS FINES COMO PUEDEN SER OBRAS DE DEFENSA, TRANSPORTE Y PRODUCCION. ESTAS HAN PRESENTADO SIEM PRE GRANDES DESAFIOS AL HOMBRE DEBIDO AL PELIGRO EMINENTE ASO-- CIADO CON SU CONSTRUCCION. DEBIDO A LO ANTERIOR, ESTAS OBRAS -- SON JUSTIFICABLES SOLO POR RAZONES EXCEPCIONALES.

EN LAS GUERRAS SE HACIAN CONSTRUCCIONES SUBTERRANEAS PARA MINAR Y PARA LAS GUARDIAS, ASI COMO PLANTAS SUBTERRANEAS Y BODE GAS. AUN EN LAS GUERRAS MODERNAS SE UTILIZAN DICHAS OBRAS COMO REFUGIOS.

OTRO DE LOS PROPOSITOS PARA EL DESARROLLO DE ESTE TIPO DE ESTRUCTURAS ES LA EXTRACCION DE RECURSOS NATURALES, COMO EN LAS MINAS DE CARBON, COBRE, Y PLANTA. ESTAS OBRAS SON DE CARACTER TEMPORAL, YA QUE DEBEN SERVIR UNICAMENTE MIENTAS SE LOGRE LA EX TRACCION. ADEMAS NO ES NECESARIO QUE TENGAN UNA FORMA DETERMINA DA, SINO QUE SE PUEDEN EXCAVAR DE ACUERDO A LA FORMACION GEOLO GICA.

PARA QUE UNA ESTRUCTURA SUBTERRANEA PUEDA LLAMARSE PROPIA MENTE "TUNEL", SE REQUIERE DE CIERTA PERMANENCIA, ES DECIR, QUE

SIRVA A SU PROPOSITO DURANTE UN LAPSO DE TIEMPO SIGNIFICATIVO, Y QUE ADEMAS TENGA COMO FIN EL TRAFICO DIRECTO, O BIEN, UNA CO-NEXION DE TRANSPORTE.

LOS TUNELES PUEDEN ESTAR DESTINADOS A LA CONDUCCION O AL - TRANSPORTE. LOS PRIMEROS PUEDEN SER TUNELES DE PLANTAS HIDRO-- ELECTRICAS, DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, DE DRENAJE Y DE TRANSPORTE EN PLANTAS INDUSTRIALES MUY IMPORTANTES; LOS ULTIMOS SON UTILIZADOS PARA FERROCARRILES, CARRETERAS, PASOS PEATONALES, NAVEGACION Y TRANSPORTES COLECTIVOS. (1)

LAS TECNICAS DE CONSTRUCCION FUERON EVOLUCIONANDO A MEDIDA QUE SE IBA ADQUIRIENDO EXPERIENCIA Y SE TENIAN NUEVOS AVANCES - TECNOLOGICOS.

LA PRIMERA PERFORACION EN SUELO BLANDO FUE REALIZADA EN BA BILONIA A TRAVES DEL LECHO DEL RIO EUFRATES, EN EL AÑO 2180 -- A.C. (2) EN LA ACTUALIDAD SE CUENTA CON ESCUDOS Y OTRAS TECNICAS MODERNAS QUE PERMITEN TRABAJAR EN ESTOS SUELOS CON MUCHA MAYOR FACILIDAD.

EN LA CIUDAD DE MEXICO LA CONSTRUCCION DE TUNELES FUE IM-- PULSADA ENTRE 1953 Y 1955 DEBIDO AL PELIGRO DE INUNDACIONES EN LA ZONA CENTRICA DE LA MISMA. SE INSTALARON TUBOS HASTA DE 3M DE DIAMETRO EN ZANJAS ADEMADAS DE PROFUNDIDADES VARIABLES ENTRE 5 Y 7 M.

EN 1965, DEBIDO A LAS CONDICIONES CRITICAS DE TRANSPORTE - EN LA CIUDAD, SE INICIO LA CONSTRUCCION DEL SISTEMA DE TRANSPOR- TE COLECTIVO METRO. LA EXPERIENCIA QUE SE OBTUVO PREVIAMENTE -- CON LOS COLECTORES Y EL USO DEL MURO MILANO, PERMITIERON CONS--- TRUIR LA PRIMERA ETAPA DE DICHO PROYECTO, EN EXCAVACIONES A CIELO

ABIERTO, Y CON PROFUNDIDAD VARIABLE ENTRE 6 Y 8 M.

DE ESTE MISMO TIEMPO SON LOS PRIMEROS INTENTOS DE CONSTRUIR TUNELES PARA EL DRENAJE DE LA CIUDAD, Y ALGUNAS COMUNICACIONES SUBTERRANEAS DEL METRO.

CON EL CRECIMIENTO DE LA CIUDAD, FUE NECESARIO AMPLIAR EL DRENAJE CON TUNELES EXCAVADOS A MAYOR PROFUNDIDAD PARA EVACUAR POR GRAVEDAD LAS AGUAS SERVIDAS Y SUSTITUIR EL SISTEMA DE COLECTORES SOMEROS, TANQUES DE REGULACION, Y ESTACIONES DE BOMBEO. (3)

SIENDO EL TUNELEO UNA ACTIVIDAD CUYO DESARROLLO HA IDO CRECIENDO EN IMPORTANCIA EN LA CIUDAD PARA PODER PROPORCIONAR MEJORES SERVICIOS, ASI COMO UN BUEN FUNCIONAMIENTO DE LOS MISMOS, ES NECESARIO MANTENERSE INFORMADOS Y ACTUALIZADOS EN LOS ULTIMOS AVANCES, TECNOLOGIAS, Y METODOS DESARROLLADOS MUNDIALMENTE; Y HASTA PROBABLEMENTE, LOGRAR HACER APORTACIONES MEXICANAS A LA TECNOLOGIA MUNDIAL.

COMO SE HA PODIDO NOTAR ANTERIORMENTE UN TUNEL REQUIERE DE UNA SERIE DE PROCESOS Y EXPERIENCIAS QUE INVOLUCRAN UNA AMPLIA GAMA DE ESPECIALIDADES. LA INFORMACION ES MUY AMPLIA Y EXTENSA PARA CADA UNA DE LAS AREAS, Y SERIA DIFICIL CONTENERLAS TODAS EN UN SOLO TRABAJO. POR LO TANTO, EL PRESENTE SE ENFOCARA AL DISEÑO DESDE EL PUNTO DE VISTA DE LA MECANICA DE SUELOS.

2. GENERALIDADES

EL TUNELEO ES UNA ACTIVIDAD MULTIDICIPLINARIA EN LA QUE DEBEN COLABORAR EXPERTOS DE LAS DISTINTAS AREAS COMO MECANICA DE SUELOS, HIDRAULICA, CONSTRUCCION, ESTRUCTURAS Y TOPOGRAFIA.

EL PROYECTO DE UN TUNEL DEBE SEGUIR UNA SECUENCIA LOGICA Y ORDENADA PARA QUE ESTE PUEDA DESARROLLARSE CORRECTA Y EFICIENTEMENTE.

EN PRIMER LUGAR SE HARAN LOS ESTUDIOS ECONOMICOS NECESARIOS PARA VERIFICAR QUE LA CONSTRUCCION DEL TUNEL ES RENTABLE COMPARADO CON LAS DEMAS ALTERNATIVAS.

SEGUIDO A ESTO, ES NECESARIO LOCALIZAR LA RUTA SEGUN LAS NECESIDADES DE CONDUCCION O TRANSPORTE SEGUN SEA EL CASO. LA RUTA DEFINITIVA QUEDARA DEFINIDA POR LAS CONDICIONES GEOLOGICAS Y DE DRENAJE DEL SITIO.

UNA VEZ DEFINIDA LA RUTA TENTATIVA, SE HARAN INVESTIGACIONES DE LA ZONA ECHANDO MANO DE TODA LA INFORMACION DISPONIBLE TANTO BIBLIOGRAFICA COMO ESTADISTICA, CON RESPECTO A LA MORFOLOGIA, PETROGRAFIA, ESTRATIGRAFIA E HIDROGRAFIA DEL MEDIO. ESTO SE DEBERA COMPLEMENTAR CON RECONOCIMIENTOS DE CAMPO Y EXPLORACIONES SUPERFICIALES. POR MEDIO DE FOTOGRAFIAS AEREAS PUEDE CONOCERSE EL ORIGEN DE LA ROCA O SUELO Y LAS POSIBLES FALLAS, DEPENDIENDO DE LA VEGETACION DEL AREA. TAMBIEN SE REALIZARAN EXPLORACIONES GEOFISICAS PARA ENCONTRAR ZONAS DE FALDA O DE CORTE, CUERPOS IGNEOS, ESTRUCTURAS GEOLOGICAS, ETC.

PARA COMPLEMENTAR LAS INVESTIGACIONES GEOLOGICAS, SE HARAN ESTUDIOS HIDROLOGICOS DEL DRENAJE NATURAL Y MANANTIALES, SE DETERMINARAN EL PH Y LAS CARACTERISTICAS TERMICAS, QUIMICAS, Y MINERALOGICAS DEL AGUA. LAS CARACTERISTICAS ANTERIORES REFLEJAN INFORMACION VALIOSA CON RESPECTO A LA NATURALEZA DE LA ROCA MADRE.

POSTERIORMENTE SE HARAN SONDEOS MAS DETALLADOS, PREVIOS A LA CONSTRUCCION PERO PARALELOS A LA PLANEACION. SE ENCONTRARAN LAS PROPIEDADES QUIMICAS Y FISICAS DEL MATERIAL QUE VA A SER PENETRADO, COMO SON SU RESISTENCIA, DENSIDAD, CONSISTENCIA, INTEMPERISMO, ETC.

DURANTE LA CONSTRUCCION SE CONTINUARAN ESTOS ESTUDIOS PARA REVISAR LA INFORMACION DE DISEÑO Y VERIFICAR SI ESTE ES CORRECTO O SE DEBE CAMBIAR.

LOS ESTUDIOS GEOLOGICOS PREVIOS, SON DE SUMA IMPORTANCIA PARA EL DISEÑO DEL TUNEL, YA QUE EL MEDIO GEOLOGICO AFECTA LAS CARGAS QUE ACTUAN EN EL TUNEL, ASI COMO EL METODO DE TUNELEO A EMPLEAR. MIENTRAS MAYOR CONFIABILIDAD SE TENGA EN LOS ESTUDIOS, SE TENDRA UNA MEJOR EFICIENCIA EN LOS PLANES.

UNA VEZ RECOPIADA LA INFORMACION NECESARIA, SE PROSIGUE AL DISEÑO TANTO DE LA SECCION COMO DE LAS PENDIENTES Y GRADIENTES DE LA LINEA, ADEMAS DE LOS REVESTIMIENTOS Y EL METODO DE CONSTRUCCION A SEGUIR.

EL DISEÑO NO ES INDEPENDIENTE A LA CONSTRUCCION, SINO QUE ESTA INTIMAMENTE RELACIONADO CON ELLA. LA GEOLOGIA, EL DISEÑO Y EL METODO CONSTRUCTIVO FORMAN UNA RELACION DE INTERDEPENDENCIA DINAMICA QUE DEBE SER OBSERVADA A LO LARGO DE TODA LA OBRA.

EL DISEÑO ESTA DADO SOLO EN PARTE, PREVIO A LA CONSTRUCCION, --
POR LO QUE LAS REACCIONES DEL AMBIENTE PUEDEN OBLIGAR A CAMBIAR
LO O AJUSTARLO.

SE PUEDE DECIR QUE EL METODO DE CONSTRUCCION DETERMINA EL
DISEÑO Y VICEVERSA, POR LO QUE ES INDISPENSABLE MANTENER UNA --
CONSTANTE RETROALIMENTACION DE INFORMACION ENTRE AMBOS.

CON RESPECTO A ESTE ESTUDIO GEOTECNICO, TERZAGHI PROPONE -
SEGUIR LA SIGUIENTE METODOLOGIA

" 1) EXPLORACION SUFICIENTE PARA ESTABLECER LA NATURALEZA, DIS-
POSICION Y PROPIEDADES DE LOS ESTRATOS QUE INTERESAN.

2) DEFINICION DE LAS CONDICIONES MAS PROBABLES Y DESVIACIONES
QUE SE CONCIBAN RESPECTO A ESTAS. AQUI LA GEOLOGIA ES UN FAC--
TOR FUNDAMENTAL.

3) ESTABLECIMIENTO DEL DISEÑO, BASANDOSE EN UNA HIPOTESIS ---
PRACTICA DE COMPORTAMIENTO PREVISTO BAJO LAS CONDICIONES MAS --
PROBABLES.

4) SELECCION DE CANTIDADES O PARAMETROS QUE DEBEN OBSERVARSE
DURANTE LA CONSTRUCCION Y CALCULO DE LOS VALORES PREVISTOS SO--
BRE LA BASE DE LA HIPOTESIS PRACTICA.

5) CALCULO DEL VALOR DE LOS MISMOS PARAMETROS EN LAS CONDICIO
NES MAS DESFAVORABLES QUE PERMITA SUPONER LA INFORMACION DISPO-
NIBLE DEL SUBSUELO.

6) ELECCION ANTICIPADA DE LA ACCION A SEGUIR O DE LA MODIFICA
CION DEL DISEÑO, PARA CADA DESVIACION SIGNIFICATIVA PREVISIBLE
DE LOS DATOS DE LAS OBSERVACIONES RESPECTO A AQUELLOS PROPUES--
TOS A PARTIR DE LA HIPOTESIS PRACTICA.

7) MEDICION DE LOS PARAMETROS QUE DEBEN OBSERVARSE Y EVALUACION CONSIGUIENTE DE LAS CONDICIONES REALES.

8) MODIFICACION, EN SU CASO, DEL DISEÑO PARA ADAPTARLO A LAS CONDICIONES REALES." (4)

AUN CUANDO LA CONSTRUCCION DEL TUNEL HAYA SIDO TERMINADA, ESTE DEBE PERMANECER INSTRUMENTADO Y SE DEBE SEGUIR OBSERVANDO SU COMPORTAMIENTO A LO LARGO DE LA VIDA UTIL DE LA OBRA PARA VERIFICAR LOS NIVELES PIEZOMETRICOS, EL DRENAJE, LA GOOMETRIA DE LA SECCION, ETC. CUALQUIER ANOMALIA DEBE SER REPORTADA PARA PODER DETECTAR LOS MOVIMIENTOS DE LAS MASAS DE TIERRA O DEL TUNEL MISMO, CON EL FIN DE HACER LAS REPARACIONES NECESARIAS PARA EVITAR MOVIMIENTOS QUE PUDIERAN CAUSAR PERDIDAS HUMANAS Y/O MATERIALES, QUE DEBIDO A LA MAGNITUD DE LAS OBRAS DARIAN LUGAR A UNA CATASTROFE.

EL MANTENIMIENTO CORRECTO EN UN TUNEL MIENTRAS ESTE SE ENCUENTRE EN SERVICIO, AYUDARA A UN MEJOR FUNCIONAMIENTO Y A UNA MAYOR CONSERVACION DEL MISMO.

EN CONCLUSION, SE PUEDE DECIR QUE LA ACTIVIDAD DEL TUNELEO NO SOLO REQUIERE DE UNA TECNOLOGIA ESPECIALIZADA, DE UNA AMPLISIMA EXPERIENCIA Y DE UN CONOCIMIENTO PROFUNDO DE LAS HIPOTESIS CON RESPECTO A LAS LEYES NATURALES; SINO QUE EL INGENIERO DEBE TENER UN AMPLIO CRITERIO Y UN CARACTER DECISIVO QUE LE PERMITAN "SENTIR" LOS ACONTECIMIENTOS NATURALES QUE PUDIERAN SUCEDER PARA CADA CASO PARTICULAR Y TOMAR LAS ACCIONES NECESARIAS. EN POCAS PALABRAS SE PODRIA DECIR QUE EL TUNELEO ADEMAS DE UNA CIENCIA ES UN ARTE.

3. DISEÑO

EL DISEÑO DE UN TUNEL IMPLICA EL ESTUDIO DE LAS CONDICIONES LOCALES Y GENERALES DEL SITIO EN EL QUE ESTE SERA CONSTRUIDO. CONSTA DEL PROYECTO DEL EJE, ES DECIR, LA LOCALIZACION DE LA POSICION DEL TUNEL, ASI COMO LOS GRADIENTES Y LAS PENDIENTES A LO LARGO DE EL; EL DISEÑO DE LA SECCION; Y EL DISEÑO DE LOS REVESTIMIENTOS TANTO PRIMARIO COMO SECUNDARIO PARA SOPORTAR LAS CARGAS Y EVITAR DAÑOS QUE PUDIERAN SER CAUSADOS A LA VENCINDAD, DEBIDO A ASENTAMIENTOS EXCESIVOS O MOVIMIENTOS EN LAS MASAS DE TIERRA QUE RODEAN A LA PERFORACION.

CUANDO SE EXCAVA UN TUNEL EN UNA MASA DE SUELO, SE PRODUCE UNA ALTERACION EN EL ESTADO INICIAL DE ESFUERZOS, ASI COMO CAMBIOS EN LA PRESION DE PORO DEL ENTORNO. ES NECESARIO POR LO TANTO HACER UN ESTUDIO DE LAS NUEVAS CONDICIONES, QUE INCLUYEN A LOS ESFUERZOS INDUCIDOS POR LA EXCAVACION, COMO A LAS NUEVAS CONDICIONES HIDRAULICAS PARA PODER PROPORCIONAR EL METODO CONSTRUCTIVO Y SOPORTES TEMPORALES ADECUADOS. POR OTRA PARTE SE ESTUDIARA EL EQUILIBRIO FINAL QUE IMPLICA EL ESTABLECIMIENTO DE LAS CONDICIONES HIDRAULICAS FINALES EN EL SUBSUELO Y EL CESE DE LAS DEFORMACIONES Y DE LOS CAMBIOS DE ESFUERZOS PRODUCIDOS POR LA EXCAVACION.

LA FORMA DE LA DISTRIBUCION DE LOS ESFUERZOS, SU MAGNITUD Y LAS DEFORMACIONES QUE SE GENEREN DEPENDERAN DE: A) EL PERFIL ESTRATIGRAFICO, B) LAS PROPIEDADES MECANICAS E HIDRAULICAS DEL

SUBSUELO, C) LA GEOMETRIA DE LA SECCION, D) EL TIPO Y LA FLEXIBILIDAD DEL SISTEMA DE SOPORTE PRIMARIO Y SECUNDARIO, E) LAS -- CONDICIONES HIDRAULICAS DEL TERRENO Y F) EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

EN EL CASO DE UN TUNEL EXCAVADO EN SUELOS BLANDOS EXISTE - UN GRAN PELIGRO DE COLAPSO, Y POR LO TANTO LAS CONDICIONES DE - ESTABILIDAD DEL FRENTE Y LAS DEFORMACIONES QUE SE INDUZCAN A LA SUPERFICIE SERAN LAS QUE NORMEN EL DISEÑO Y LA CONSTRUCCION.

PARA QUE UN TUNEL SE COMPORTE SATISFACTORIAMENTE ES NECESARIO QUE ESTE SE PUEDA CONSTRUIR EXCAVANDO CON SEGURIDAD Y MANTENIENDO LA INTEGRIDAD DE LA EXCAVACION CUANDO MENOS TEMPORALMENTE, DE MANERA DE TENER TIEMPO PARA COLOCAR UN ADEME DEFINITIVO. TAMBIEN SE REQUIERE QUE LA CONSTRUCCION NO DAÑE EXAGERADAMENTE LOS EDIFICIOS VECINOS, CALLES O INSTALACIONES. POR ULTIMO, EL TUNEL DEBE SER CAPAZ DE SOPORTAR EN TODA SU VIDA UTIL TODAS LAS PRESIONES Y LA EVOLUCION DE ELLAS, DEBIDAS AL INTEMPERISMO, A - NUEVOS TUNELES EN LA VECINDAD, A GRANDES EXCAVACIONES EN LA SUPERFICIE, O CUALQUIER OTRA CAUSA.

3.1. PROYECTO DEL EJE DEL TUNEL

LA POSICION DEL EJE ESTARA DEFINIDA EN PRINCIPIO POR LOS - REQUERIMIENTOS DE TRANSPORTE, CON MODIFICACIONES DEBIDAS A LAS CONDICIONES GEOLOGICAS DEL SITIO. LOS GRADIENTES Y LAS PENDIENTES QUE SE TENGAN A LO LARGO DE EL ESTARAN GOBERNADOS POR LAS - NECESIDADES DE OPERACION EN EL TUNEL, SIN EMBARGO, CUANDO SE -- TENGAN DOS O MAS ALTERNATIVAS GOBERNARAN LAS NECESIDADES DE --- CONSTRUCCION.

LA PROFUNDIDAD A LA QUE SE ENCUENTRE EL TUNEL DEPENDERA DE IGUAL MANERA DE LA CONSTRUCCION COMO DE LAS NECESIDADES DE OPERACION DE LOS ELEMENTOS DE TRANSPORTE. DESDE EL PUNTO DE VISTA DE LA CONSTRUCCION SE TOMARAN EN CUENTA LOS DIFERENTES ESTRATOS POR PERFORAR, ASI COMO LOS NIVELES PIEZOMETRICOS Y EL NIVEL --- FREATICO. EN CUANTO A LA OPERACION SE CONSIDERAN LOS NIVELES Y LA PERDIDA DE ALTURA.

LA PROFUNDIDAD TAMBIEN PODRA ESTAR AFECTADA POR OTRAS --- OBRAS SUBTERRANEAS QUE SE ENCUENTREN EN EL AREA EN LA QUE SE -- PLANEA CONSTRUIR EL NUEVO TUNEL.

3.2. DISEÑO DE LA SECCION TRANSVERSAL.

EXISTEN VARIAS FORMAS QUE UN TUNEL PUEDE TENER EN SU SEC-- CION TRANSVERSAL Y DEPENDEN DE: LOS CLAROS QUE DEBEN SER LIBRADOS PARA PERMITIR EL PASO DE LOS VEHICULOS O BIENES TRANSPROTADOS; DEL TIPO, RESISTENCIA, CONTENIDO DE AGUA, PRESIONES Y COMPRESIBILIDAD DEL SUELO; DEL METODO DE EXCAVACION; DEL MATERIAL Y RESISTENCIA DEL REVESTIMIENTO ASI COMO LAS CARGAS INTERNAS -- QUE ACTUAN SOBRE EL; Y DE LA NECESIDAD DE INSTALAR UNA VIA DE - FERROCARRIL SENCILLA O DOBLE EN EL TUNEL.

EN TUNELES FERROVIARIOS POR LO GENERAL SE UTILIZAN SECCIONES DE HERRADURA. ESTE TIPO DE SECCION TAMBIEN SE UTILIZA EN - TUNELES DE CONDUCCION DE AGUA, AUNQUE A MAYORES PRESIONES SE -- USAN SECCIONES QUE SE VAN ASEMEJANDO AL CIRCULO. PARA TUNELES DE DRENAJE SE UTILIZAN COMUNMENTE SECCIONES CIRCULARES Y OVALADAS.

LAS SECCIONES RECTANGULARES SE USAN EN TUNELES PEATONALES CONSTRUIDOS PROXIMOS A LA SUPERFICIE.

EN CAMINOS SE TIENE LA MAS AMPLIA VARIEDAD DE SECCIONES: HERRADURA, CIRCULARES, RECTANGULARES, ETC.

EN CADA CASO PARTICULAR SE TOMARA LA SECCION QUE REPRESENTA LA MEJOR SOLUCION PARA LAS NECESIDADES LOCALES Y GENERALES - DE DISEÑO, CONSTRUCCION Y OPERACION.

3.3. ESTUDIO DE LAS CARGAS QUE ACTUAN EN UN TUNEL. (5) (6)

LAS PRESIONES MAS SIGNIFICATIVAS QUE ACTUAN SOBRE UN TUNEL SE DEBEN A LAS PRESIONES DE ROCA Y A LA PRESION DEL AGUA QUE SON PRODUCIDAS POR LA MISMA MASA DE SUELO. LAS PRESIONES QUE SE INDUCEN POR LAS CARGAS DE TRANSITO EN LA SUPERFICIE O DENTRO DEL TUNEL MISMO PUEDEN DESPRECIARSE EN EL DISEÑO POR SER MUY PEQUEÑAS EN COMPARACION CON LAS PRIMERAS. SIN EMBARGO, EN TUNELES QUE TRABAJAN A PRESION, SI SE REQUIERE TOMAR EN CUENTA LA PRESION QUE ACTUA DESDE EL INTERIOR.

3.3.1. DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA PERIFERIA DE UN TUNEL.

YA SE HA MENCIONADO ANTERIORMENTE QUE CUANDO SE HACE UNA EXCAVACION SUBTERRANEA EN UNA MASA DE ROCA O DE SUELO SE MODIFICAN LAS CONDICIONES DE ESFUERZOS ALREDEDOR DE LA CAVIDAD. LA TEORIA QUE ESTUDIA DICHOS ESFUERZOS CONSIDERA QUE LA EXCAVACION SE REALIZA EN UN MATERIAL IDEALMENTE HOMOGENEO, ES DECIR, QUE ES UN MATERIAL PERFECTAMENTE ELASTICO E ISOTROPICO.

ANTES DE HACER LA PERFORACION SE TIENE UN FLUJO UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDO EN LA LINEA DE PRESIONES. LA CONTINUIDAD DE

DICHAS LINEAS SERA MODIFICADA DEBIDO A LAS CAVIDAD, Y LOS ES--- FUERZOS QUE ERAN TRANSMITIDOS ININTERRUMPIDAMENTE POR LA CAVI-- DAD, LO HARAN AHORA NECESARIAMENTE A TRAVES DE LAS MASAS DE RO-- CA ADYACENTES.

EL FLUJO VERTICAL ORIGINAL SERA FORZADO HACIA LOS LADOS CO MO RESPUESTA A LA EXTRACCION DEL MATERIAL Y SE PRODUCIRAN CON-- CENTRACIONES DE ESFUERZOS EN LAS MASAS LATERALES COMO SE ILUS-- TRA EN LA FIGURA 3.1.

EN EL ESTADO INICIAL DE LA MASA DE SUELO A UNA PROFUNDIDAD Z, SE TENDRAN LOS SIGUIENTES ESFUERZOS VERTICAL Y HORIZONTAL:

ESFUERZO VERTICAL

$$\sigma_v = \gamma z$$

ESFUERZO HORIZONTAL

$$\sigma_h = k_0 \gamma z$$

DONDE γ ES EL PESO VOLUMETRICO DEL MATERIAL; Y k_0 ES MENOR A LA UNIDAD, ES DECIR, EL SUELO SE ENCUENTRA EN UN ESTADO ACTIVO DE ESFUERZOS.

SI SE TOMA EL CASO DE UN TUNEL DE SECCION TRANSVERSAL CIR-- CULAR Y SE SUPONE QUE NO SE ALTERA EL SUELO DE LA PERIFERIA NI EL QUE SE ENCUENTRA DENTRO, UNA VEZ QUE SE HA EXCAVADO EL TUNEL LOS ESFUERZOS SERAN IGUALES A LOS CONSIDERADOS INICIALMENTE.

SI ADEMAS SE SUPONE QUE EL REVESTIMIENTO ES PERFECTAMENTE FLEXIBLE CON UNA GRAN CAPACIDAD PARA SOPORTAR ESFUERZOS DE COM-- PRESION, Y SE DESPRECIAN LOS ESFUERZOS TENGENCIALES Y CORTANTES SE TIENE UNA DISTRIBUCION COMO LA DE LA FIGURA 3.2.

AL EXTRAER EL SUELO DEL INTERIOR DEL TUNEL EL ANILLO CIRCULAR FLEXIBLE SOLO PUEDE ESTAR EN EQUILIBRIO SI LAS PRESIONES RADIALES SON IGUALES EN TODOS LOS LADOS. PARA ESTO LA INTENSIDAD DEL ESFUERZO HORIZONTAL DEBE AUMENTAR Y EL VERTICAL DISMINUIR -- HASTA QUE TODOS LOS ESFUERZOS RADIALES SEAN IGUALES EN TODO EL ANILLO. EL ANILLO ORIGINALMENTE CIRCULAR SE DEFORMARA LIGERAMENTE PARA TOMAR UNA FORMA ELIPTICA Y REDISTRIBUIR LOS ESFUERZOS RADIALES SIN EXISTENCIA DE MOMENTOS FLEXIONANTES. ENTONCES LOS ESFUERZOS RADIALES TENDRAN UN VALOR IGUAL A

$$\frac{1}{2} (1 + K_0) \gamma Z$$

(VER FIGURA 3.3.)

PARA LOGRAR ESTE EQUILIBRIO EL ADEME DEL TUNEL SE DEBE DISEÑAR EN FORMA ELIPTICA CON EL DIAMETRO HORIZONTAL IGUAL AL DIAMETRO VERTICAL MULTIPLICADO POR K_0 , DE TAL FORMA QUE AL DEFORMARSE SE CONVIERTA EN UN ANILLO CIRCULAR CON ESFUERZOS UNIFORMES Y QUE CUMPLA CON LO SIGUIENTE:

- A) AUSENCIA DE MOMENTOS FLEXIONANTES,
- B) PREVENCION DE PANDEOS LOCALES
- C) CAPACIDAD PARA SOPORTAR ESFUERZOS RADIALES.

EN LA PRACTICA LA COLOCACION DE ANILLOS ELIPTICOS ES MUY -- PROBLEMATICA, POR LO QUE NORMALMENTE LA DIFERENCIA DE DIAMETROS QUE SE APROVECHA ES SOLO LA QUE DA LA TOLERANCIA ENTRE EL REVESTIMIENTO Y EL ESCUDO QUE VARIA ENTRE 4 Y 7 CM.

3.3.2. PRESIONES DE ROCA (7)

LOS ESFUERZOS QUE SE PRESENTAN EN UN TUNEL DEBIDO A LA CARGA DE ROCA SE PUEDEN DIVIDIR EN DOS GRUPOS:

- 1) ESFUERZOS PRIMARIOS; Y

2) ESFUERZOS SECUNDARIOS.

LOS PRIMEROS SON AQUELLOS ESFUERZOS EN EL INTERIOR DE LA MASA DE ROCA QUE SE DESARROLLAN A LO LARGO DE LA HISTORIA GEOLOGICA DE LA MISMA. A ESTOS ESFUERZOS TAMBIEN SE LES LLAMA "PRESION DE ROCA PRIMARIA".

LOS ESFUERZOS SECUNDARIOS SON LOS QUE SE DESARROLLAN DESPUES DE LA EXCAVACION Y DEPENDEN DE LAS PROPIEDADES DE LA ROCA, DEL TAMAÑO DE LA EXCAVACION Y DE LA RIGIDEZ DEL SOPORTE. SEGUN RABCEWICZ LAS "PRESTIONES DE ROCA SECUNDARIA" SE CLASIFICAN EN:

- A) PRESION DE RELAJAMIENTO
- B) PRESION DE MONTAÑA
- C) PRESION DE EXPANSION

EL TIPO DE PRESION DE ROCA QUE SE PRESENTE DEPENDERA PRINCIPALMENTE DE LA CALIDAD DE LA ROCA Y DE LA PROFUNDIDAD DEL TUNEL.

3.3.2.1. PRESION DE ROCA PRIMARIA. (8) (9)

LAS ROCAS EN LA NATURALEZA ESTAN AFECTADAS POR EL PESO DE LOS ESTRATOS QUE LAS SOBREYACEN Y POR SU PROPIO PESO. LOS ESFUERZOS QUE SE GENERAN EN LA MASA DE ROCA SE DEBEN A ESTOS FACTORES. EN GENERAL, TODO ESFUERZO PRODUCE UNA DEFORMACION QUE DESPLAZA LAS PARTICULAS DE ROCA INDIVIDUALES, PERO PARA SER DESPLAZADA LA PARTICULA NECESITA ESPACIO QUE LE PERMITA MOVERSE. MIENTRAS LA ROCA ESTA CONFINADA, EL MOVIMIENTO SE IMPIDE Y POR LO TANTO ESTOS ESFUERZOS SE ACUMULAN EN LA ROCA Y PUEDEN LLEGAR A TOMAR VALORES MUY ALTOS QUE ALGUNAS VECES PUEDEN A EXCEDER EL PUNTO DE FLUENCIA DE LA ROCA. POR ESTO CUANDO SE LE PERMITE EL

MOVIMIENTO A UNA PARTICULA OCURREN DESPLAZAMIENTOS QUE SEGUN EL ORIGEN Y TIPO DE LA ROCA SE PUEDEN MANIFESTAR EN FORMA DE FALLA PLASTICA O ESTALLIDOS. EL DESPLAZAMIENTO PUEDE SER DE NATURALEZA ELASTICA SI EL LIMITE ELASTICO DE LA ROCA NO HA SIDO EXCEDIDO. POR LO TANTO, CUANDO SE EXCAVA UNA CAVIDAD ARTIFICIAL EL PESO DE LOS ESTRATOS QUE LA SOBREYACEN ACTUARAN COMO UNA CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA EN EL TECHO DE LA CAVIDAD EXCAVADA. - LAS FUERZAS RESISTENTES TAMBIEN SE ENCUENTRAN INMOBILIZADAS PREVIAMENTE A LA EXCAVACION, LO CUAL PERMITE QUE SE TENGA UNA DEFORMACION HACIA EL INTERIOR. POR ESTO, ES NECESARIO COLOCAR ESTRUCTURAS DE SOPORTE QUE IMPIDAN LA INTRUSION DE LAS MASAS EN LA CAVIDAD.

MIENTRAS MAS FRACTURADA SEA LA ROCA, SE TENDRA UN MAYOR EMPUJE SOBRE LOS SOPORTES, POR TANTO, LOS SUELOS SON LOS QUE EJERCEN MAYORES PRESIONES.

3.3.2.2. PRESION DE RELAJAMIENTO. (10) (11) (12)

LOS ESFUERZOS DE TENSION DEBEN CONSIDERARSE PRINCIPALMENTE EN LA CORONA DE LA CAVIDAD. ESTOS GRADUALMENTE PROVOCAN QUE EL MATERIAL SE SALGA DE LA MASA PARA CAER DENTRO DEL TUNEL. ESTE MOVIMIENTO COMIENZA EN EL CENTRO EXTENDIENDOSE HACIA ARRIBA Y HACIA LOS LADOS HASTA QUE LOS ARCOS PUEDAN SOPORTARSE UNO AL OTRO CON UN ANGULO α DE INCLINACION COMO SE MUESTRA EN LA FIGURA 3.4. EL ANGULO α ES DIRECTAMENTE PROPORCIONAL A LA COHESION DEL SUELO.

LA MAGNITUD DE LA PRESION ESTARA EN FUNCION DEL AREA DE LA CUÑA.

EN SUELOS FRICCIONANTES SE FORMAN CHIMENEAS NATURALES EN -
DONDE EL PESO DE LA CUÑA DEL SUELO SUELTO CAUSA LA PRESION QUE
ACTUA SOBRE EL TUNEL.

LA PRESION DE RELAJAMIENTO DEPENDE DE LAS PROPIEDADES DEL
SUELO O ROCA Y DEL TAMAÑO Y LA FORMA DE LA CAVIDAD.

A LA ZONA EN LA QUE EL PESO DE LA MASA DEL SUELO SE RELAJA
Y ALCANZA EL EQUILIBRIO SE LE LLAMA LA "ZONA PROTECTIVA", Y ES
DONDE LOS ESFUERZOS SON NULOS. LA MASA DE ROCA DE ESTA ZONA CA
RECE DE CAPACIDAD DE CARGA.

EL RELAJAMIENTO TAMBIEN SE PRODUCE POR DISCONTINUIDADES --
ADICIONALES EN EL REESTABLECIMIENTO DEL SOPORTE. ESTAS PUEDEN
CAUSAR UN ASENTAMIENTO EN LA CORONA DE 10 A 20 CM, PERO SI EL
SOPORTE NO ES COLOCADO RAPIDAMENTE EL ASENTAMIENTO PUEDE LLEGAR
A SER DE 50 A 100 CM.

LA NECESIDAD DE COLOCAR LOS SOPORTES RAPIDA Y EFICIENTEMEN
TE PARA MINIMIZAR LA EXTENSION DEL RELAJAMIENTO, AFECTA EL METO
DO DE CONSTRUCCION. CON LA UTILIZACION DE ESCUDOS LA CARGA PUE
DE REDUCIRSE CONSIDERABLEMENTE.

EN CASOS EXTREMOS, LA PRESION DE RELAJAMIENTO SE PUEDE LLE
GAR A EXTENDER HASTA LA SUPERFICIE, SIENDO EN ESTE CASO IGUAL A
LA CARGA GEOSTATICA.

LA ALTURA DE LA ZONA DE RELAJAMIENTO SE PUEDE DETERMINAR
POR LA SUBIDA DEL ARCO NATURAL DESARROLLADO EN LA ROCA QUE TRANS
MITE LA CARGA, O POR LA POSICION DE UN ESTRATO SUPERIOR DE ROCA
RESISTENTE CAPAZ DE SOPORTAR LA PRESION DESARROLLADA.

EN SUELOS COHESIVOS EL NUEVO EQUILIBRIO TENDRA MAS EN ES
TABLECERSE QUE EN SUELOS GRANULARES. LA TRANSMISION DE LA CAR-

GA A LAS PARTES LATERALES SE DEBE A LA RESISTENCIA POR FRICCIÓN DESARROLLADA DURANTE EL DESPLAZAMIENTO DE LA MASA. LA DEFORMACIÓN DEBE TENER UNA MAGNITUD SUFICIENTE PARA MOVILIZAR TOTALMENTE LA RESISTENCIA POR FRICCIÓN A LO LARGO DE LA SUPERFICIE DE DESLIZAMIENTO TRANSMITIENDO CARGA ADICIONAL.

CUANDO SE REALIZA UNA EXCAVACION, LA MASA EN PRINCIPIO TIENE A PENETRAR EN LA CAVIDAD, PERO EL DESARROLLO DE LA RESISTENCIA DECRECE CON RESPECTO A LA ALTURA SOBRE LA CORONA.

ESTO PROVOCÓ UN ARCO EN LA MASA DE SUELO Y A ESTE FENOMENO SE LE DENOMINA ARQUEO (VER FIGURA 3.5)

EL ARQUEO INDICA LA CAPACIDAD DE LA ROCA SITUADA SOBRE EL TECHO DEL TUNEL PARA TRANSMITIR LA CARGA DE LAS MASAS QUE ESTAN AL LADO DE ESTE. ES UNA CONSECUENCIA DE LA RELAJACION DE ESFUERZOS EN EL TECHO DE LA PERFORACION. EL PESO DE LA MASA DE LA ZONA AFECTADA POR EL ARQUEO QUE TIENDE A PENETRAR EN LA CAVIDAD SE TRANSMITE A LAS MASAS LATERALES Y ES SOPORTADO POR LA RESISTENCIA FRICCIONANTE QUE SE DESARROLLA SOBRE LA SUPERFICIE LATERAL DE LA MASA AFECTADA.

TERZAGHI DEFINE AL ARQUEO DE LA SIGUIENTE MANERA;

"SI UNA PARTE DEL APOYO DE UNA MASA DE SUELO CEDE MIENTRAS QUE EL RESTO PERMANECE EN SU SITIO, LA TIERRA CONTIGUA DE LA PARTE QUE CEDE, SALE DE SU POSICION ORIGINAL POR ENTRE LAS MASAS ESTACIONARIAS DEL SUELO ADYACENTES. AL MOVIMIENTO RELATIVO QUE SE PRODUCE DENTRO DEL SUELO SE OPONE UNA RESISTENCIA DE CORTE EN LA ZONA DE CONTACTO ENTRE LAS MASAS QUE SE DESPLAZAN Y LAS MASAS ESTACIONARIAS. MIENTRAS QUE LA RESISTENCIA AL CORTE TIENDE A MANTENER EN SU POSICION ORIGINAL LA MASA QUE EXPERIMENTA EL DESCENSO, REDUCE LA PRESION SOBRE LA PARTE CORRESPONDIENTE

TE DE APOYO Y LA AUMENTA EN LA PARTE ESTACIONARIA ADYACENTE. -
ESTA TRANSFERENCIA DE PRESIONES ENTRE LA MASA ORIGEN DE LA FALLA
Y LAS PARTES ADYACENTES ESTACIONARIAS, ES COMUNMENTE LLAMADO EL
EFECTO DE ARCO, SIENDO EL SUELO UBICADO POR ENCIMA DE LA PARTE
DE SOPORTE QUE CEDE, EL QUE HACE LAS VECES DE ARCO. EL EFECTO
DE ARCO TIENE LUGAR TAMBIEN SI EL SOPORTE DE UNA MASA DE SUELO
EN LUGAR DE DESCENDER, ASCIENDE MAS QUE LAS PARTES CONTIGUAS."(12)

EL EFECTO SOLO TIENE LUGAR POR LA PRESENCIA DE TENSIONES -
TANGENCIALES EN EL SUELO.

LA VENTAJA DE ESTE EFECTO, ES QUE PERMITE LA CONSTRUCCION
DE TUNELES A GRANDES PROFUNDIDADES, YA QUE DE LO CONTRARIO SE--
RIA NECESARIO CONSIDERAR EL PESO DE TODOS LOS ESTRATOS QUE YA--
CEN SOBRE LA CAVIDAD.

LOS SOPORTES AYUDAN A LIMITAR EL PROCESO DE RELAJAMIENTO Y
ACELERAR EL DESARROLLO DE LA ZONA PROTECTIVA.

EL TIEMPO ES UNO DE LOS FACTORES DECISIVOS EN EL DESARRO--
LLO DE DICHA ZONA PROTECTIVA, Y ES FUNCION DE LA NATURALEZA DE
LA ROCA, LA MAGNITUD Y PROFUNDIDAD DE LA CAVIDAD, ADEMAS DE LA
RIGIDEZ E INSTALACION DE LOS SOPORTES, POR LO QUE NO DEBE SER -
DESPRECIADO EN EL DISEÑO.

CUANDO EL REVESTIMIENTO DEFINITIVO SE COLOCA ANTES DE QUE
SE HAYA COMPLETADO ESTE DESARROLLO SE TIENEN FALLAS EN EL MISMO.

EL DESARROLLO DE LA ZONA PROTECTIVA ES DE SUMA IMPORTANCIA
EN EL TUNELEO, YA QUE SIN DICHAS ZONAS LA CONSTRUCCION A GRANDES
PROFUNDIDADES SERIA PRACTICAMENTE IMPOSIBLE.

3.3.2.3. PRESION DE MONTAÑA (13)

LA PRESION DE MONTAÑA SON AQUELLOS ESFUERZOS QUE SOBREPASAN LA RESISTENCIA DE LA ROCA EN LA VECINDAD DE LA SECCION DEL TUNEL. SE MANIFIESTA CON ESTALLIDOS Y DESGAJAMIENTOS DE LA ROCA.

LA EXCAVACION ADEMAS DE INCREMENTAR LOS ESFUERZOS TANGENCIALES, REDUCE LA RESISTENCIA AL CORTE DE LA ROCA. LA PRESION DE MONTAÑA ES ESENCIALMENTE UNA MANIFESTACION DE LA PRESION GEOTATICA, Y SU MAGNITUD DEPENDE DE LA ESTRUCTURACION Y ACCIDENTES GEOLOGICOS DE LA MASA. POR LO TANTO, ES FUNCION DEL TIPO DE ROCA, Y DE SUS CARACTERISTICAS FISICAS Y MECANICAS IN SITU.

CUANDO SE ESTUDIAN TUNELES EN SUELOS, LOS SOPORTES TEMPORALES NO DEBEN SER DISEÑADOS PARA RESISTIR LA PRESION DE MONTAÑA, POR QUE ESTA LLEGA A TOMAR VALORES MUY GRANDES Y DEBE APROVECHARSE EL DESARROLLO DE LA ZONA PROTECTIVA.

SE HA NOTADO EN LA PRACTICA QUE LA CONSTRUCCION TEMPRANA DEL REVESTIMIENTO CUANDO SE HA DESARROLLADO EL ESTADO PLASTICO, HA FALLADO, DEBIDO A QUE SE DESARROLLAN PRESIONES SOBRE EL REVESTIMIENTO CUANDO ESTE INTENTA RESTRINGIR EL FLUJO DE LAS DEFORMACIONES.

LA PRESION DE MONTAÑA SE PUEDE CONOCER SOLAMENTE POR SUS EFECTOS YA QUE SU DETERMINACION PRELIMINAR ES IMPOSIBLE.

3.3.2.4. PRESION DE EXPANSION (14) (15)

LA PRESION DE EXPANSION SE MANIFIESTA PRINCIPALMENTE EN ARCILLAS. EN LA EXCAVACION EL ALIVIO DE ESFUERZOS NO UNIFORME -- PROVOCA UN CAMBIO EN LA PRESION DE PORO DONDE LA EXPANSION SE INTENSIFICA, LA RESISTENCIA SE REDUCE Y LA COMPRESIBILIDAD AUMENTA.

LA PERDIDA DE RESISTENCIA DE LA ARCILLA CERCANA A LAS PAREDES DEL TUNEL SE DEBE A QUE AL SER DISMINUIDAS LAS PRESIONES POR LA EXCAVACION, EL AGUA FLUYE AL TUNEL POR SER ZONA DE MENOR PRESION.

LAS PRESIONES DE EXPANSION TIENEN UNA MAGNITUD IMPREDECIBLE Y SU DESARROLLO PUEDE DURAR DESDE SEMANAS HASTA MESES. NO ES RECOMENDABLE RESTINGIR LA EXPANSION HASTA QUE ESTA LLEGUE A CIERTO LIMITE, DESPUES DEL CUAL SE DEBE CONSTRUIR EL REVESTIMIENTO DEFINITIVO.

SI EL ADEMADO ES MALO O INADECUADO, LA ARCILLA TIENDE A FLUIR Y A LLENAR LA CAVIDAD. DURANTE EL PROCESO LA ARCILLA SE EXPANDE, Y POR LO TANTO PIERDE RESISTENCIA AL CORTE. EL TIEMPO DE ESTE PROCESO DEPENDERA DE LAS PROPIEDADES Y DE LA PERMEABILIDAD DEL MATERIAL. POR OTRO LADO, LA EXPANSIVIDAD ESTARA EN FUNCION DE LA PRESION. A LA QUE SE HAYA CONSOLIDADO EL MATERIAL.

EL DESARROLLO DE LA ZONA PROTECTIVA SE PUEDE OBSERVAR TAMBIEN EN EL CASO DE LA PRESION DE EXPANSION.

3.3.3. PRESION DE ROCA VERTICAL.

LA PRESION DE ROCA VERTICAL SE DEBE CONOCER PARA DETERMINAR LAS DIMENSIONES DE LOS REVESTIMIENTOS.

LAS CARGAS SE PUEDEN ESTIMAR SOLO APROXIMADAMENTE, DEBIDO A QUE SE UTILIZAN SUPOSICIONES SIMPLIFICATORIAS Y LOS PROCESOS QUE SIGUEN A LA PERFORACION SON MUY VARIABLES.

EXISTEN EN LA PRACTICA DOS MANERAS DE CALCULAR LAS CARGAS QUE OBRAN SOBRE EL TUNEL LA PRIMERA CONSIDERA SOLAMENTE LA EXTENSION DE LA ZONA PROTECTIVA, Y LA SEGUNDA TOMA EN CUENTA ADE--

MAS LA CARGA GEOSTATICA QUE ACTUA SOBRE EL TUNEL.

LAS DOS TEORIAS MAS UTILIZADAS SON LA DE TERZAGHI, QUE INCLUYE EL EFECTO DE LA PROFUNDIDAD; Y LA DE PROTODYAKONOV, QUE DESPRECIA DICHO EFECTO.

3.3.3.1. TEORIA DE TERZAGHI DE PRESION DE ROCA. (16) (17)

LA TEORIA DE TERZAGHI EN PRINCIPIO FUE DESARROLLADA PARA SUELOS GRANULARES, PERO PUEDE SER EXTRAPOLADA A SUELOS COHESIVOS.

TERZAGHI SUPONE QUE LA ARENA TIENE UN CONTENIDO DE AGUA TAL, QUE PERMITE LA ESTABILIDAD DEL FRENTE EN SECCIONES PEQUEÑAS.

LAS MASAS DE SUELO QUE CIRCUNDAN A LA CAVIDAD SE ENCUENTRAN ALTERADAS POR LA EXCAVACION, Y EL MOVIMIENTO CONTINUA CUANDO LOS SOPORTES TEMPORALES HAN SIDO COLOCADOS DESPUES DE HABER PERFORADO LA SECCION COMPLETA. DICHS MOVIMIENTOS SON SUFICIENTES PARA DESARROLLAR SUPERFICIES DE FALLA EN LA MASA DE SUELO.

CONSIDERANDO UN ESTADO DE ESFUERZO ACTIVO LA SUPERFICIE DE FALLA TIENE UNA INCLINACION DE

$$45^\circ + \frac{\phi}{2}$$

DONDE ϕ ES EL ANGULO DE FRICCION INTERNA DEL MATERIAL. EL ANCHO DE LA MASA QUE SUFRE DESPLAZAMIENTO DE ACUERDO A LA FIGURA 3.6 SERA DE:

$$B = 2 \left[\frac{b}{2} + m \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right]$$

EL ESFUERZO CORTANTE QUE SE OPONE AL DESPLAZAMIENTO, SEGUN LA LEY DE MORH-COULOMB ES

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi = c + \sigma \operatorname{tg} \phi. \quad - \text{FC. 3.1.}$$

DONDE c = COHESION DEL MATERIAL

SI γ = PESO ESPECIFICO DEL SUELO

k = COEFICIENTE EMPIRICO DE PROPORCIONALIDAD DE EMPUJE DE TIERRAS ($\sigma_h = k\sigma_v$)

ENTONCES

$$\tau = c + k\sigma_v \tan\phi \quad - \text{EC 3.2}$$

EL EQUILIBRIO DEL PRISMA DE ANCHO B Y PROFUNDIDAD dz DE LA FIGURA ANTERIOR PUEDE OBTENERSE DE LA MANERA SIGUIENTE

$$B\gamma dz = B(\sigma_v + d\sigma_v) - B\sigma_v + 2Z dz \quad - \text{EC. 3.3.}$$

SUSTITUYENDO AHORA LAS ECUACIONES 3.1 Y 3.2 EN 3.3 SE TIENE QUE:

$$B\gamma dz = B(\sigma_v + d\sigma_v) - B\sigma_v + 2cdz + 2k\sigma_v dz \tan\phi$$

DE DONDE

$$\frac{d\sigma_v}{dz} = \gamma - \frac{2c}{B} - 2k\sigma_v \frac{\tan\phi}{B} \quad - \text{EC. 3.4.}$$

PARA UNA PROFUNDIDAD $Z = 0$ Y UN ESFUERZO $\sigma_v = q$; LA SOLUCION DE LA ECUACION DIFERENCIAL ES

$$\sigma_v = \frac{B(\gamma - \frac{2c}{B})}{2k\tan\phi} \left[1 - e^{-k\tan\phi \frac{2z}{B}} + q e^{-k\tan\phi \frac{2z}{B}} \right] \quad - \text{EC 3.5.}$$

PARA $c=0$; Y $q = 0$

$$\sigma_v = \frac{B\gamma}{2k\tan\phi} \left[1 - e^{-k\tan\phi \frac{2z}{B}} \right]$$

SI A LA ALTURA DE LA SOBRECARGA SE LE DENOMINA H ; P_v RESULTA SER:

$$P_v = \frac{B\gamma}{2k\tan\phi} \left[1 - e^{-k\tan\phi \frac{2H}{B}} \right]$$

A MAYORES PROFUNDIDADES LA ZONA DE ARQUEO NO ALCANZA LA SUPERFICIE. EXPERIMENTALMENTE SE ENCONTRO QUE EL VALOR DE k SE INCREMENTABA GRADUALMENTE DE 1 A 1.5 SOBRE UNA ALTURA CORRESPONDIENTE A B . EN ALTURAS MAYORES DE 2.5 B A PARTIR DE LA CLAVE DEL TUNEL, EL DESPLAZAMIENTO DE LOS ESTRATOS INFERIORES NO AFECTA LAS CONDICIONES EN LOS ESTRATOS DE ARENA SUPERIORES. EN ESTE CASO NO SE PRODUCE ARQUEO (VER FIGURA 3.7).

LA CARGA PRODUCIDA POR LA MASA QUE NO PRODUCE ARQUEO ES

$$q = H_1 \gamma$$

Y POR LO TANTO, DE LA ECUACION 3.5 SE TIENE

$$P_v = \frac{\gamma B}{2k \tan \phi} \left[1 - e^{-k \tan \phi \frac{2H_2}{B}} \right] + \gamma H_1 e^{-k \tan \phi \frac{2H_2}{B}} \quad - \text{EC. 3.6}$$

CUANDO EL TUNEL SE CONSTRUYE A MAYOR PROFUNDIDAD, H_2 SE INCREMENTA. CUANDO ESTA ALTURA ALCANZA UN VALOR DE $\frac{1}{5}$ DE LA PROFUNDIDAD TOTAL CUANDO MENOS, EL TERMINO

$$\gamma H_1 e^{-k \tan \phi \frac{2H_2}{B}}$$

DE LA ECUACION 3.6 SE HACE DESPRECIABLE Y

$$1 - e^{-k \tan \phi \frac{2H_2}{B}}$$

TIENDE A LA UNIDAD, POR LO TANTO LA PRESION MAXIMA ES

$$P_{MAX} = \frac{\gamma B}{2k \tan \phi} \quad - \text{EC. 3.7.}$$

ES DECIR, LA PRESION DE SUELO A GRANDES PROFUNDIDADES NO ES AFECTADA POR EL SOBREPESO DE LOS ESTRATOS SUPERIORES.

EXPERIMENTALMENTE SE DETERMINO QUE EL VALOR DE k ES APROXIMADAMENTE IGUAL A LA UNIDAD.

LA TEORIA DE TERZAGHI PUEDE EXTRAPOLARSE A SUELOS COHESIVOS. DE LA ECUACION 3.5, SE TIENE QUE

$$P_v = \frac{B (\gamma - \frac{2c}{B})}{2k \tan \phi} \left[1 - e^{-k \tan \phi \frac{2H}{B}} \right] \quad - \text{EC. 3.8}$$

COMO SE PUEDE NOTAR, NO SE DESARROLLARIA PRESION SI

$$\gamma = \frac{2c}{B}$$

ENTONCES PARA

$$B < \frac{2c}{\delta}$$

LA PRESION ES NULA.

SI

$$B \geq \frac{2c}{\delta}$$

LA CAVIDAD DEBE SER SOPORTADA TEMPORALMENTE DEBIDO A LOS ESFUERZOS DE TENSION PRODUCIDOS EN EL TECHO, Y ESTE DE PREFERENCIA SERA EXCAVADO EN FORMA DE ARCO PARA PROTEGERLO CONTRA LA CUÑA DESLIZANTE:

3.3.3.2. TEORIA DE PROTODYAKONOV PARA PRESION VERTICAL. (18)(19)

LA TEORIA DE PROTODYAKONOV ESTA BASADA EN LA DETERMINACION DEL ARQUEO NATURAL EN LA ROCA. ASUME UN ARCO DESARROLLADO SOBRE LA CAVIDAD CUYO EQUILIBRIO ES ASEGURADO SOLAMENTE SI LOS ESFUERZOS EN LA LINEA ACB DE LA FIGURA 3.8 SON PURAMENTE DE COMPRESION Y NO ESTAN RELACIONADOS CON LA FLEXION.

EL ARCO QUE SE FORMA BAJO ESTAS CONDICIONES TOMARA UNA FORMA MUY APROXIMADA A LA DE UNA PARABOLA. LAS FUERZAS ACTUANDO EN UNA SECCION DO CUALQUIERA DEL ARCO SERAN:

- A) LA RESULTANTE HORIZONTAL T DE LAS REACCIONES ACTUANDO EN LA CORONA O.
- B) LA RESULTANTE p_x DE PRESIONES VERTICALES.
- C) LA REACCION TANGENCIAL R' EN EL PUNTO D.

TOMANDO MOMENTOS EN EL PUNTO D SE TIENE

$$M_D = -T_y + \frac{Px^2}{2} = 0 ;$$

$$\frac{Px^2}{2} = T_y \quad \text{-- EC 3.9}$$

LA COMPONENTE VERTICAL DE LA REACCION EN A PRESIONA HACIA LOS SO
PORTES, MIENTRAS QUE LA COMPONENTE HORIZONTAL TIENDE A DESPLAZAR
EL ARCO. ESTE DESPLAZAMIENTO ES EVITADO POR LA FRICCION DESARRO
LLADA EN EL PLANO AB BAJO PRESION VERTICAL. SI

$$N = Vf$$

DONDE

$$V = p \frac{b}{2}$$

$$f = \text{COEFICIENTE DE FRICCION INTERNA} = \text{tg} \phi .$$

LA RESISTENCIA AL CORTE ζ TAMBIEN SE OPONE AL MOVIMIENTO, POR LO
TANTO

$$N = p \frac{b}{2} f - \zeta h \quad \text{-- EC. 3.10}$$

TOMANDO LOS VALORES DE FRONTERA

$$x = \frac{b}{2} ; y = h ; T=N$$

Y SUSTITUYENDOLOS EN LAS ECUACIONES 3.9 Y 3.10 SE TIENE

$$p \frac{b^2}{2(4)} = \left[p \frac{b}{2} f - \zeta h \right] h$$

DE DONDE

$$\zeta = p \frac{b}{2} \left[\frac{4fh - b}{4h^2} \right] \quad \text{-- EC.3.11}$$

DEBIDO A QUE LA ALTURA h DEPENDE DEL ESFUERZO CORTANTE MAXIMO, -
LA ECUACION 3.11 SE DERIVA CON RESPECTO A h ; ENTONCES

$$\frac{dZ}{dh} = p \frac{b}{2} \left[\frac{\frac{b}{2} - fh}{h^3} \right] = 0$$

POR LO TANTO

$$h = \frac{b}{2f} \quad - \text{EC. 3.12}$$

SUSTITUYENDO EL VALOR DE h EN LA ECUACION 3.11 SE TIENE

$$Z = \frac{pf^2}{2} \quad - \text{EC. 3.13}$$

SUSTITUYENDO LAS ECUACIONES 3.12 Y 3.13 EN LA ECUACION 3.10; RE-
SULTA

$$T = p \frac{b}{2} f - p \frac{bf}{4} = p \frac{bf}{3} \quad - \text{EC. 3.14}$$

ENTONCES SUSTITUYENDO EN LA ECUACION 3.9, LA ECUACION 3.14

$$\frac{px^2}{2} = Ty = \frac{pfb}{4} y$$

POR LO TANTO

$$y = \frac{2x^2}{bf}$$

CONSIDERANDO QUE EL AREA DE LA PARABOLA ES

$$S = \frac{2}{3} bh$$

Y LA CARGA POR UNIDAD DE LONGITUD ES

$$P = \gamma S$$

SE TIENE QUE

$$P = \frac{2}{3} bh\gamma$$

SUSTITUYENDO AQUÍ LA ECUACION 3.12 RESULTA

$$p = \frac{1}{3} \gamma \frac{b^2}{\operatorname{tg} \phi}$$

LA PRESION RESULTA:

$$\frac{p}{b} = \frac{1}{3} \gamma \frac{b}{f}$$

AUNQUE ESTA TEORIA ES PARA SUELOS GRANULARES SE PUEDE EXTENDER IGUALMENTE A SUELOS COHESIVOS. EN ESTE CASO SE UTILIZA UN VALOR DE COEFICIENTE DE FRICCION INTERNA DE

$$f = \operatorname{tg} \phi + \frac{c}{\sigma_c}$$

DONDE σ_c = RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (SIN CONFINAMIENTO).
LOS VALORES DE f SE DAN EN LA TABLA 3.1.

3.3.3.3. HIPOTESIS SIMPLIFICATORIAS PARA EL CALCULO DE LA PRESION VERTICAL. (20)

EN LA REALIDAD, ES DIFICIL ENCONTRAR CONDICIONES UNIFORMES Y HOMOGENEAS EN EL SUELO A LO LARGO DE LA LINEA DEL TUNEL. SIN EMBARGO, PARA EFECTOS DE CALCULO SE APLICAN LAS SIGUIENTES HIPOTESIS SIMPLIFICATORIAS:

- A) SE PUEDE DIVIDIR EL TUNEL EN TRAMOS QUE SE PUEDAN ANALIZAR EN FORMA INDEPENDIENTE, DEPENDIENDO DEL TIPO DE DEPOSITOS DEL SUELO SOBRE LA CLAVE DEL TUNEL.
- B) EL SUELO SE IDEALIZA CONSIDERANDO COMO HOMOGENEO EN CADA UNO DE SUS DEPOSITOS.
- C) EL METODO DE CONSTRUCCION NO ALTERA LAS PROPIEDADES MECANICAS Y DE COMPRESIBILIDAD DEL SUELO.

3.3.4. PRESIONES LATERALES (21)

AUNQUE LAS PRESIONES VERTICALES SON LAS QUE SE CONSIDERAN

EN EL DISEÑO, LAS PRESIONES LATERALES MUCHAS VECES TIENEN IGUAL IMPORTANCIA, YA QUE LAS PAREDES LATERALES DEL TUNEL SON LAS PRIMERAS EN FALLAR DEBIDO A CONDICIONES DE RESISTENCIA MAS DESFAVORABLES.

LAS PRESIONES LATERALES SON AFECTADAS POR EL VALOR DE LA RESISTENCIA DEL SOPORTE LATERAL, PROPIEDADES DE LA ROCA, DIMENSIONES DE LA CAVIDAD, ESFUERZOS GEOLOGICOS RESIDUALES Y ELASTICIDAD DE LA ROCA. TAMBIEN AFECTAN LA PRESION DE MONTAÑA Y LA PRESION DE EXPANSION, AUNQUE ESTAS ULTIMAS NO PUEDEN CALCULARSE NUMERICAMENTE.

LAS PRESIONES LATERALES EN SUELOS SE DETERMINAN DE ACUERDO A LA TEORIA DE PRESIONES DE TIERRA, COMO PRODUCTO DE LA PRESION VERTICAL.

LAS PRESIONES LATERALES ESTAN EN RELACION LINEAL CON LA PROFUNDIDAD. A MAYORES PROFUNDIDADES, LA PRESION DE LOS LADOS ES MAYOR QUE LA DE LA CORONA PERO LA RESISTENCIA ES TAMBIEN MAYOR.

ESTAS PRESIONES VARIAN DE $\frac{1}{4}$ A $\frac{1}{3}$ DE LA PRESION DE TECHO.

LOS ESFUERZOS GEOLOGICOS LATENTES PUEDEN ALTERAR CONSIDERABLEMENTE ESTA RELACION.

UNA MANERA DE ESTIMAR LA PRESION LATERAL ES SEGUN RANKINE

$$P_h = \gamma H \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

QUE ES LA PRESION VERTICAL ALTERADA POR UN FACTOR QUE DEPENDE DE LAS CARACTERISTICAS FRICCIONANTES DEL MATERIAL.

SE PUEDE DETERMINAR TAMBIEN CONSIDERANDO LA PRESION COMO LA CALCULADA CON UNA DE LAS TEORIAS DE PRESION EN VEZ DE LA PRESION GEOSTATICA.

LA PARABOLA DE LA FIGURA 3.9 ES LA DISTRIBUCION DEL ESFUERZO VERTICAL. CONSIDERANDO QUE

$$h_2 \delta = p_2$$

LA PRESION LATERAL EN EL TECHO DEL TUNEL SERA

$$e_1 = p_2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

Y EN EL NIVEL DEL PISO

$$e_2 = (p_2 + m\gamma) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

3.3.5. PRESIONES DE FONDO. (22)

LAS PRESIONES DE FONDO SON AQUELLAS QUE ACTUAN EN LA PARTE INFERIOR DEL TUNEL SI LA SECCION DE ESTE ES CERRADA CON UN ARCO INVERTIDO. PARTE DE ESTA CARGA, LA TOMAN LAS MASAS DE ROCA ADYACENTES.

SE HA NOTADO QUE LAS PRESIONES DE FONDO SON MENORES QUE LAS DEL TECHO DEL TUNEL. TERZAGHI ENCONTRO EMPIRICAMENTE QUE LA PRESION DE FONDO TIENE UN VALOR APROXIMADO DE LA MITAD DE LA PRESION DE TECHO.

LA MAGNITUD, DESARROLLO Y DISTRIBUCION DE ESTAS PRESIONES DEPENDE EN GRAN PARTE DEL METODO DE EXCAVACION.

LAS PRESIONES PROVOCADAS POR LOS ESTRATOS SUPERIORES Y LAS PRESIONES DE EXPANSION ACTUAN EN EL FONDO DE MANERA SIMILAR A COMO LO HACEN EN LOS LADOS DEL TUNEL.

EN LA PRACTICA EL PROBLEMA DE PRESIONES DE FONDO SE ENCUENTRA PRINCIPALMENTE EN ARCILLAS PLASTICAS SATURADAS Y EN SUELOS SUELTOS.

EL FONDO O PLANTILLA DEL TUNEL NO ESTA EXPUESTO A PRESIONES ACTUANDO DESDE ARRIBA, SIN EMBARGO LOS LADOS TRANSMITEN PRESIONES A POCA DISTANCIA DE EL. ESTA PRESION ES PROPAGADA, Y DEBIDO A QUE EL SUELO PRESENTA CIERTA RESISTENCIA (FRICCION Y COHESION) EL AREA DE PROPAGACION SE INCREMENTA CONFORME A LA PROFUNDIDAD.

EL SUELO BAJO EL FONDO DE UN TUNEL ESTARA LIBRE DE PRESIONES HASTA CIERTA PROFUNDIDAD. UNA ZONA SIN PRESIONES SE DESARROLLARA EN EL FONDO TAMBIEN, FORMANDO UN ARCO INVERTIDO.

EN EL FONDO LA COMPRESION ES CASI NULA, MIENTRAS QUE EN LOS LADOS SE DESARROLLAN PRESIONES MUY ALTAS DE COMPRESION QUE SE DEBEN A LA TRANSMISION DE CARGA. SI ESTAS PRESIONES SON MAYORES QUE LA RESISTENCIA DE LAS MASAS INFERIORES, ESTAS SE EXPANDEN HACIA LA SUPERFICIE LIBRE, ES DECIR, SE LEVANTAN HACIA EL TUNEL.

LAS MASAS DEL FONDO TAMBIEN SE LEVANTAN CUANDO EL AGUA BUSCA PASO HACIA LAS ARCILLAS PLASTICAS Y ESTAS SE EXPANDEN COMO RESULTADO DE LA TRANSFORMACION FISICA. EL AGUA ADEMAS REDUCE LA RESISTENCIA DE LAS ARCILLAS Y ESTO HACE QUE SE EXPANDA HACIA EL TUNEL CON MENORES CARGAS.

LA EXPANSION DEL FONDO TAMBIEN SE PUEDE PRESENTAR EN ARENAS.

3.3.5.1. DETERMINACION DE LA PRESION DE FONDO. (23)

TERZAGHI PROPONE UN METODO QUE SE REFIERE A LA ESTABILIDAD DEL FONDO EN LUGAR DE LA MAGNITUD DE LA PRESION DE FONDO (VER FIGURA 3.10). TOMANDO EN CUENTA LAS CONDICIONES DEL TUNEL, EL DESPLAZAMIENTO PUEDE SER SOLAMENTE HACIA LA CAVIDAD. SI $\phi = 0$; LA MASA DESLIZANTE ESTARA EN UN ESTADO DE ESFUERZOS ACTIVO Y DETERMINADA POR DOS LINEAS INCLINADAS A 45° BAJO LA ZONA CARGADA. --

OTRA ZONA FORMADA POR UN CIRCULO DE RADIO $\frac{b}{\sqrt{2}}$ Y UNA CUÑA EN ESTAD
 DO DE ESFUERZOS PASIVO FORMADA TAMBIEN POR LINEAS A 45° DE a A b.
 LAS SUPERFICIES DE DESLIZAMIENTO TERMINAN EN LOS PUNTOS e Y d. -
 DESDE ESTOS SE TRAZAN VERTICALES HASTA LA SUPERFICIE DEL SUELO -
 QUE COMIENZAN EN LOS PLANOS DE DESLIZAMIENTO. SI SE CONSIDERA -
 QUE LOS PLANOS ae Y bd TIENEN UNA MAGNITUD SIMILAR A b, LAS ---
 FUERZAS QUE ACTUAN EN LOS PLANOS ae Y bd SERAN

$$Q_0 = (b + \frac{b}{2}) H_1 \delta - \frac{mb}{2} \delta - \frac{1}{3} bf \delta - H_1 c$$

$$Q_0 = \frac{b\delta}{2} (3 H_1 - m - \frac{2}{3} f) - H_1 c$$

POR OTRO LADO, LA CAPACIDAD DE CARGA ES

$$Q = (2 + \pi) cb = PMAxb.$$

EL FACTOR DE SEGURIDAD SE PUEDE EXPRESAR COMO

$$n = \frac{Q}{Q_0}$$

ENTONCES

$$n = \frac{2 (2 + \pi) cb}{b\delta \left[(3H_1 - m - \frac{2}{3} f) - \frac{2H_1 c}{b\delta} \right]}$$

DE DONDE

$$n = \frac{2c (2 + \pi)}{\delta \left[H_1 (3 - \frac{2c}{b\delta}) - m \frac{2}{3} f \right]}$$

n DEBERA TENER UN VALOR DE 1.3 A 1.5 CUANDO MENOS.

SI C = 0; ae Y bd ESTARAN DELIMITADAS EN UN LADO POR LAS PA
 REDES LATERALES DEL TUNEL Y EN EL OTRO POR LA INTERSECCION DE --
 LAS LINEAS DE FRICCIÓN CON LAS LINEAS DE FONDO. SI SE DENOMINA

A AL PLANO a_e Y SE CONSIDERA LA RESISTENCIA AL CORTE COMO EL PRODUCTO DEL EMPUJE POR LA FRICCION SE TIENE

$$Q_0 = \left(A + \frac{b}{2} \right) H_1 \gamma - \frac{b}{2} m \gamma - \frac{1}{3} h f \gamma - \frac{1}{2} \gamma H_1^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \operatorname{tg} \phi$$

SIENDO EL EMPUJE ACTIVO

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) H^2$$

LA CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA PARA $c = 0$ ES

$$Q = A^2 \gamma n_0$$

DONDE n_0 ES UNA FUNCION DEL ANGULO DE FRICCION INTERNA ϕ . LOS VALORES DE n_0 SE EXPRESAN EN LA SIGUIENTE TABLA:

ϕ	0°	10°	20°	25°	30°	35°	40°	44°	48°
n_0	0	1	5	10	20	40	140	260	780

PARA EL FACTOR DE SEGURIDAD n ES NECESARIO QUE

$$A \geq H_1 \operatorname{tg} \phi \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) - \frac{b}{H_1} \left(H_1 - m - \frac{2}{3} f \right)$$

EL ANCHO A PUEDE SER INCREMENTADO PARA LOGRAR EL GRADO DE SEGURIDAD REQUERIDO. EL VALOR DE n EN ESTE CASO DEBE SER TAMBIEN MAYOR QUE 1.3 A 1.5

CUANDO $A = 0$, LA SEGURIDAD CONTRA EL DESLIZAMIENTO ES INSUFICIENTE EN EL FONDO DE LA CAVIDAD, POR LO QUE SE DEBE PROPORCIONAR UN SOPORTE ESPECIAL.

3.3.6. PRESION DEL AGUA. (24) (25)

CUANDO UN TUNEL SE ENCUENTRA LOCALIZADO DEBAJO DEL NIVEL DE AGUAS FREATICAS, ADEMAS DE ESTAR EXPUESTO A LA CARGA DE ROCA, ES TA EXPUESTO A LA PRESION HIDROSTATICA. ESTA DEBE CONSIDERARSE - EN TUNELES DONDE LA MAYOR PARTE DE LA CARGA TOTAL ES ATRIBUIDA - A ELLA. ACTUA SOBRE EL TUNEL LA CARGA HIDRAULICA TOTAL SIN PERDIDAS. ESTO PUEDE SER VENTAJOSO EN TUNELES A PRESION. EN GALERIAS SIN REVESTIMIENTO PERMANENTE, EL AGUA INFILTRADA BAJO PRESSION PUEDE PROVOCAR EL DISLOCAMIENTO DE PARTE DE LAS PAREDES O - DEL TECHO.

CON UN BUEN DRENAJE SE PUEDEN REDUCIR CONSIDERABLEMENTE LAS CARGAS (VER FIGURA 3.11). ESTA CONDICION DEBE ASEGURARSE REALIZANDO ESTRUCTURAS DE DRENAJE ADECUADAS O POR MEDIOS ARTIFICIALES COMO EL BOMBEO.

EL ABATIMIENTO DEL NIVEL FREATIVO FACILITA LAS OPERACIONES DE EXCAVACION, EVITA LAS TUBIFICACIONES Y PERDIDAS DE SUELO, Y - MEJORA EN GENERAL LAS CONDICIONES DE ESTABILIDAD DEL FRENTE.

3.3.7. CARGAS INTERNAS

LAS CARGAS DEBIDAS A LOS VEHICULOS DEL INTERIOR O EL MATE-- RIAL TRANSPORTADO DENTRO DEL TUNEL SON DESPRECIABLES EN COMPARACION CON LAS CARGAS DEL SUELO Y EL AGUA, POR LO TANTO EN EL DISEÑO NO SE TOMAN EN CUENTA.

LOS TUNELES SUJETOS A CARGAS INTERNAS SON LA EXCEPCION A ES TA REGLA. COMO EJEMPLO SE TIENEN LOS TUNELES DE DRENAJE EN LOS QUE LAS PRESIONES INTERNAS SOBREPASAN LAS EXTERNAS (ROCA Y AGUA).

LA CARGA INTERNA PRODUCE ESFUERZOS DE TENSION Y FLEXION QUE SON CRITICOS PARA EL REVESTIMIENTO.

3.3.8. CARGAS DE SUPERFICIE.

LAS CARGAS QUE ACTUAN EN LA SUPERFICIE SE DEBEN CONSIDERAR SOLAMENTE EN TUNELES CONSTRUIDOS EN PROFUNDIDADES MENORES A 8 M. DESPUES DE ESTA PROFUNDIDAD LOS EFECTOS DE ESTAS CARGAS SON INSIGNIFICANTES DEBIDO A LA DISIPACION DE PRESIONES.

3.3.9 CARGAS DE DISEÑO.

ES DIFICIL CALCULAR LA MAGNITUD DE LAS CARGAS QUE ACTUAN -- EN EL TUNEL DEBIDO A QUE LOS FACTORES (COMO TIPO DE SUELO, METODO DE CONSTRUCCION, FORMA ESTRUCTURAL Y FLEXIBILIDAD DE LOS SOPORTES) A LOS QUE SE DEBEN NO PUEDEN TOMARSE EN CUENTA DENTRO DE LOS LIMITES DE CUALQUIER ESPECIFICACION PRACTICA.

POR ESTA RAZON NO EXISTEN ESPECIFICACIONES DE DISEÑO EN NINGUNA PARTE DEL MUNDO Y DEBEN SER CONSIDERADAS Y RECOPIADAS PARA CADA CASO PARTICULAR EN FUNCION DE LAS CONDICIONES PREVALECIENTES.

EN SUELOS, GENERALMENTE SE TOMAN EN CUENTA SOLAMENTE LOS ESFUERZOS VERTICALES (PESO DE LOS ESTRATOS SUPERIORES), Y LOS ESFUERZOS HORIZONTALES (DEBIDOS A DEFORMACIONES LATERALES), ADEMAS DE LAS PRESIONES HIDROSTATICAS INTERIORES Y EXTERIORES, SI ESTAS LLEGAN A TOMAR VALORES COMPARATIVAMENTE IMPORTANTES.

3.4. DISEÑO DEL REVESTIMIENTO.

UNA VEZ CONOCIDAS LAS PRESIONES QUE ACTUAN SOBRE EL TUNEL, ES NECESARIO CONOCER LOS ESFUERZOS QUE SE PRESENTAN ALREDEDOR DE LA CAVIDAD PARA DISEÑAR EL REVESTIMIENTO. HABRA QUE CONOCER LOS ELEMENTOS MECANICOS EN LOS DIFERENTES PUNTOS. DICHO ANALISIS -- PUEDE REALIZARSE CONSIDERANDO QUE EL SUELO NO CONTRIBUYE CON EL REVESTIMIENTO PARA SOPORTAR LAS CARGAS, SIN EMBARGO SE HA ENCONTRADO QUE EL SUELO TIENE CIERTAS CARACTERISTICAS QUE LO HACEN - TRABAJAR CONJUNTAMENTE CON LOS ADEMES REDUCIENDO CONSIDERABLEMENTE LOS ESFUERZOS PRODUCIDOS EN EL CASO ANTERIOR.

EXISTEN UNA INFINIDAD DE ANALISIS DE DISEÑO PARA LOS REVESTIMIENTOS PORQUE RESPECTO A ESTO NO SE HAN LLEGADO A UNIFICAR -- CRITERIOS, Y TODAVIA QUEDA MUCHO POR APRENDER ACERCA DE LA INTERACCION DEL SUELO CON LA ESTRUCTURA DEL ADEME, ES NECESARIO POR - LO TANTO, INSTRUMENTAR LOS TUNELES QUE ESTEN EN OPERACION PARA - TRATAR DE BUSCAR SOLUCIONES A PARTIR DE LAS RESPUESTAS QUE DE - ESTAS OBRAS SE OBTENGAN.

GENERALMENTE SE ESTUDIAN INDEPENDIENTEMENTE LOS REVESTIMIENTOS PRIMARIO Y DEFINITIVO CONSIDERANDO QUE CADA UNO CUMPLE CON - SU FUNCION SIN INTERVENIR CON LA DEL OTRO. SE SUPONE QUE EL PRI MERO SOLAMENTE SIRVE DE SOPORTE TEMPORAL CUANDO EN REALIDAD COLA BORA CON EL SEGUNDO PARA SOPORTAR LAS CARGAS QUE SE PRESENTARAN A LO LARGO DE LA VIDA UTIL DE LA OBRA. ACTUALMENTE SE HACEN ESTUDIOS EN MEXICO QUE CONCIBEN LA IDEA DE COLOCAR UNA SOLA ESTRUC TURA DE SOPORTE QUE CUMPLA CON AMBAS FUNCIONES.

SIN EMBARGO, TODAVIA SE UTILIZA LA PRACTICA DE COLOCAR DOS REVESTIMIENTOS ESTUDIANDOLOS EN FORMA INDEPENDIENTE. COMO YA SE

HA MENCIONADO, HAY UNA AMPLIA GAMA DE POSIBILIDADES PARA ESCOGER EL METODO DE ANALISIS QUE SERA UTILIZADO EN CADA CASO PARTICULAR Y QUE DEPENDERA TANTO DE LAS EXPERIENCIAS QUE SE TENGAN EN TUNEL SIMILARES, COMO DEL CRITERIO DEL DISEÑADOR.

3.5 ESTABILIDAD DEL FRENTE. (26)

CUANDO SE CONSTRUYE UN TUNEL EN SUELOS INESTABLES SE TIENE UN GRAN PELIGRO DE COLAPSO EN EL FRENTE. LA FALLA AL PRESENTARSE, OCASIONA SERIOS DAÑOS QUE PUEDEN SER DESDE PROVOCAR UN RETRASO EN LA OBRA HASTA CAUSAR LA PERDIDA DE VIDAS HUMANAS. POR ESTO, ES NECESARIO ESTUDIAR LA ESTABILIDAD DEL FRENTE PARA EVITAR EL DERRUMBE DE LA MASA EN LA MEDIDA EN QUE ESTO SEA POSIBLE.

PARA EL ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD DEL FRENTE SE PARTE DE UN MODELO SIMPLIFICATORIO BASADO EN OBSERVACIONES PRACTICAS DE LA MANERA EN QUE OCURRE LA FALLA.

SI SE SUPONE QUE EL SUELO ES HOMOGENEO, ANTES DE LA EXCAVACION ESTE SE ENCUENTRA EN UN CIERTO ESTADO DE EQUILIBRIO COMO SE MUESTRA EN LA FIGURA 3.12. CUANDO LA PERFORACION LLEGA A ESTE FRENTE SE GENERA UN NUEVO ESTADO DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES EN LA MASA QUE SE ENCUENTRA DETRAS DE EL, ASI COMO EN LA QUE RODEA AL TUNEL. SI LA RESISTENCIA DEL SUELO NO ES SUFICIENTE PARA SOPORTAR LAS NUEVAS CARGAS, SE PRODUCE UNA FALLA QUE PUEDE PROPAGARSE HASTA LA SUPERFICIE Y QUE OCASIONA UN HUNDIMIENTO COMO EL QUE SE PUEDE VER EN LA FIGURA 3.13. EN LA MASA DE SUELO AFECTADA SE DISTINGUEN TRES ZONAS CON DIFERENTES PATRONES DE DEFORMACION: AL CENTRO UN PRISMA CILINDRICO, $cdhf$, EN EL QUE EL SUELO SE DESPLAZA VERTICALMENTE, SIN DEFORMACIONES IMPORTANTES, COMO

SI FUERA UN CUERPO RIGIDO; ALREDEDOR DE ESTE SE DESARROLLA OTRA ZONA EN LA QUE EL SUELO MUESTRA FUERTES DEFORMACIONES ANGULARES, INDICANDO CON ELLO QUE LOS DESPLAZAMIENTOS DE ESA ZONA SON PRODUCIDOS POR ESFUERZOS CORTANTES VERTICALES; BAJO LA BASE DEL PRISMA CILINDRICO, SE FORMA OTRA ZONA, f_{h1} , EN LA QUE EL SUELO QUE SE ENCUENTRA DETRAS DEL FRENTE SUFRE GRANDES DEFORMACIONES PRODUCIDAS POR ESFUERZOS CORTANTES QUE DISTORSIONAN COMPLETAMENTE SU ESTRUCTURA ORIGINAL.

EL MECANISMO SIMPLIFICATORIO DE ESTE COMPORTAMIENTO SE PUEDE VER EN EL FIGURA 3.14 EN LA CUAL SE PUEDEN NOTAR TRES PRISMAS:

- 1) EL PRISMA DEL FRENTE QUE TIENE LA FORMA DE UNA CUÑA DE COULOMB.
- 2) EL PRISMA RECTANGULAR QUE SE ENCUENTRA APOYADO SOBRE LA CUÑA DEL PRISMA 1. LAS DIMENSIONES DE SU BASE SON EL ANCHO D DE LA SECCION DEL TUNEL Y

$$l = Atg \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

- 3) EL PRISMA RECTANGULAR SOBRE a , QUE ES EL AVANCE DE LA EXCAVACION QUE NO TIENE SOPORTE TEMPORAL.

EN LA FIGURA 3.15 SE MUESTRAN LAS FUERZAS QUE INTERVIENEN EN EL EQUILIBRIO DEL MECANISMO. POR UN LADO SE TIENEN LAS FUERZAS QUE TIENDEN HACER PENETRAR LA MASA EN LA CAVIDAD, QUE SON LAS QUE SE DEBEN AL PESO PROPIO DE CADA UNO DE LOS PRISMAS Y ESTAN EN FUNCION DEL VOLUMEN DE ESTOS Y DEL PESO VOLUMETRICO DEL SUELO. POR OTRO LADO ESTAN LAS FUERZAS QUE IMPIDEN EL MOVIMIENTO DESCENDENTE DE LA MASA, LAS CUALES SE DEBEN A LA RESISTENCIA AL CORTE DESARROLLADA POR EL SUELO, LA FUERZA MAXIMA RESISTENCIA Q , ES LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO, CUYO VALOR EMPIRICO ES

$$Q = \frac{3.4 \sigma \lambda D}{\sqrt{ka}}$$

ADEMAS DE ESTA, ACTUAN FUERZAS CORTANTES EN LAS CARAS DE --
LOS PRISMAS QUE SE EXPRESAN MATEMATICAMENTE DE LA SIGUIENTE MANE
RA:

$s_2 = s_3 = s_m z d$; EN DONDE s_m ES EL VALOR MEDIO DE LA RESISTEN--
CIA AL CORTE ACTUANDO EN LOS PRISMAS 2 Y 3 HASTA LA ALTURA $z d$.
ESTA ALTURA ES AQUELLA HASTA LA CUAL SE DESARROLLAN ESFUERZOS --
CORTANTES INDUCIDOS EN LAS CARAS DE LOS PRISMAS AL ELIMINAR LAS
PRESIONES INICIALES σ_{vi} Y σ_{hi} . SI $H > 3B$ SE DESARROLLA TODA -
LA ALTURA DEL ARQUEO DONDE $z d = 3B$, Y EL VALOR MAXIMO DE LOS ES--
FUERZOS CORTANTES ES IGUAL A $0.35 \delta H$. PERO SI $H < 3B$ NO SE DESA--
ROLLA TOTALMENTE LA ALTURA DE ARQUEO, ENTONCES $z d = H$ Y LOS ES--
FUERZOS CORTANTES SON MENORES. (VER FIGURA 3.16).

$s l_2 = 2 s_m z d l$, $s l_3 = 2 s_m z d a$; YA QUE SE TIENEN DOS FUERZAS RE--
SISTENTES IGUALES QUE ACTUAN EN LAS CARAS ANTERIOR Y POSTERIOR -
DE LOS PRIMAS RESPECTIVOS.

COMO EL SISTEMA ESTA FORMADO POR FUERZAS NO COLINEALES EL -
FACTOR DE SEGURIDAD SE EXPRESA COMO LA RELACION ENTRE LOS MOMEN--
TOS PRODUCIDOS POR LAS FUERZAS RESISTENTES Y LOS QUE SON PRODUC--
TO DE LAS FUERZAS ACTUANTES QUE SE EXPRESAN A CONTINUACION:

FUERZAS	MOMENTOS
ACTUANTES:	
$P_1 = \frac{1}{2} \gamma A l D$	$M = \frac{1}{3} \gamma A D l^2$
$P_2 = \gamma l D H$	$M = \frac{1}{2} \gamma H D l^2$
$P_3 = \gamma a D H$	$M = \gamma H D a (l + \frac{a}{2})$

RESISTENTES:

FUERZAS	MOMENTOS
$s_2 = smzdD$	$M = 0$
$s_2 = 2smzd\ell$	$M = smzd\ell^2$
$s_3 = 2smzda$	$M = 2sma \left(\ell + \frac{a}{2}\right) zd$
$s_3 = smzdD$	$M = smD (\ell + a) zd$
$Q = 3.4 c \ell D \sqrt{ka}$	$M = \frac{1.7c\ell^2 D}{\sqrt{ka}}$

SI EL FACTOR DE SEGURIDAD SE EXPRESA COMO

$$FS = \frac{\sum Mr}{\sum Ma}$$

SUSTITUYENDO Y SIMPLIFICANDO SE LLEGA A LA EXPRESION

$$FS = \frac{2sm \frac{zd}{D} + \frac{2sm}{(1+a/\ell)} \sqrt{ka} \frac{zd}{A} + \frac{3.4c}{(1+a/\ell)^2} \sqrt{ka}}{\gamma H + \frac{2}{3} \frac{\gamma A}{(1 + \frac{a}{\ell})^2}}$$

DE LA EXPRESION ANTERIOR SE PUEDE NOTAR QUE LA ESTABILIDAD DEL FRENTE DEPENDE TANTO DE LAS PROPIEDADES FISICAS Y DE RESISTENCIA DEL SUELO COMO DE LAS DIMENSIONES Y PROFUNDIDAD DEL TUNEL Y DE LA LONGITUD DE AVANCE.

DE LO ANTERIOR SE PUEDE DEDUCIR QUE CUANDO EL FACTOR DE SEGURIDAD ES INSUFICIENTE SE TIENEN DOS ALTERNATIVAS PARA AUMENTARLO: SE PUEDE REDUCIR LA LONGITUD DE AVANCE SIN ADEMAR, O BIEN SE PUEDE EXCAVAR EL TUNEL A MEDIA SECCION, DONDE LA ALTURA A TOMARA UN VALOR DE $\frac{A}{2}$.

EXISTE ADEMAS UN CRITERIO EMPIRICO QUE DEPENDIENDO DE LAS CARACTERISTICAS DE RESISTENCIA DEL MATERIAL PERMITE ESTABLECER DE ANTEMANO QUE EL FRENTE SERA ESTABLE. ESTO SE CUMPLE CUANDO LA RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE EN SUELOS ARCILLOSOS ES MAYOR A 3 VECES EL ESFUERZO EFECTIVO INICIAL.

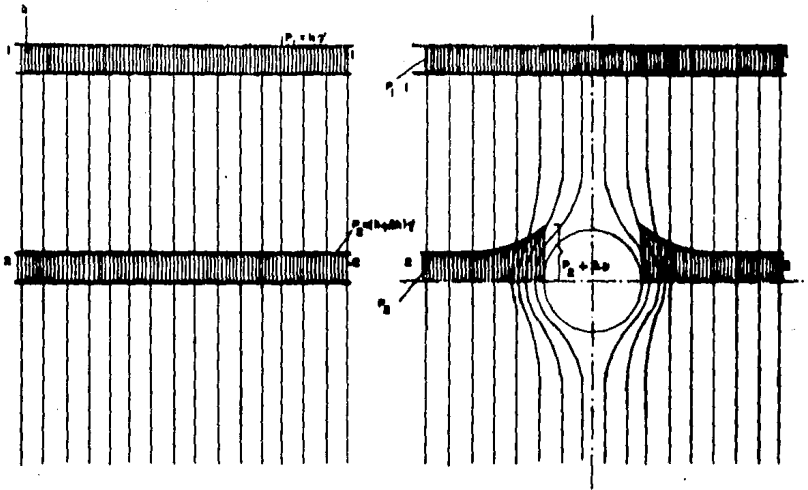


FIG.3.1 FLUJO DE COMPRESIONES ANTES Y DESPUES DE REALIZAR LA EXCAVACION.

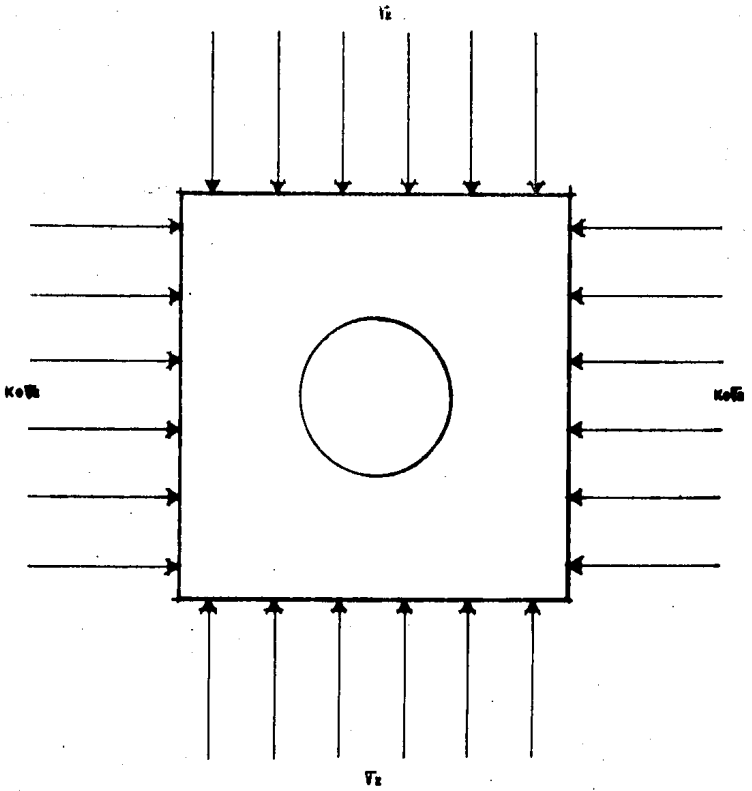
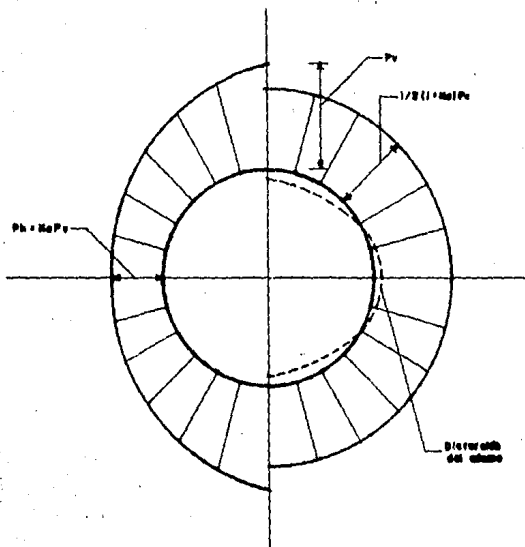


FIG. 3.2 ESTADO INICIAL DE ESPUEROS EN LA MASA DEL SUELO.



DISTRIBUCION DE ESPUEROS

Original en el
acero .

Después de la
movida y
distribución del
acero .

FIG. 3.3. DISTRIBUCION DE ESPUEROS RADIALES EN TORNO A REVESTIMIENTOS FLEXIBLES.

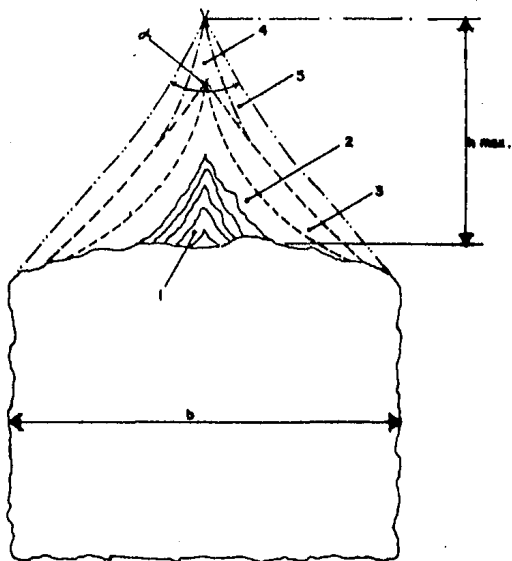


FIG. 3.4 PROCESO DE RELAJAMIENTO SOBRE EL TECHO DE LA CAVIDAD.

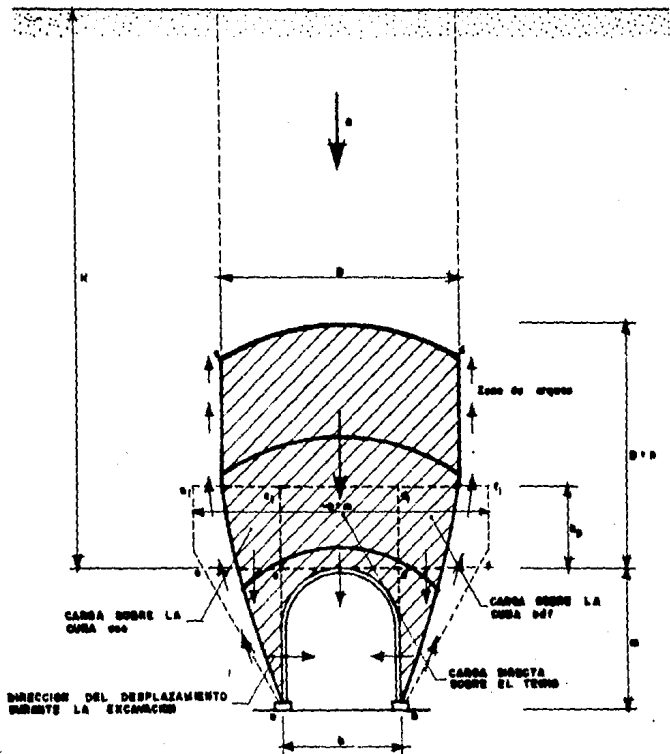
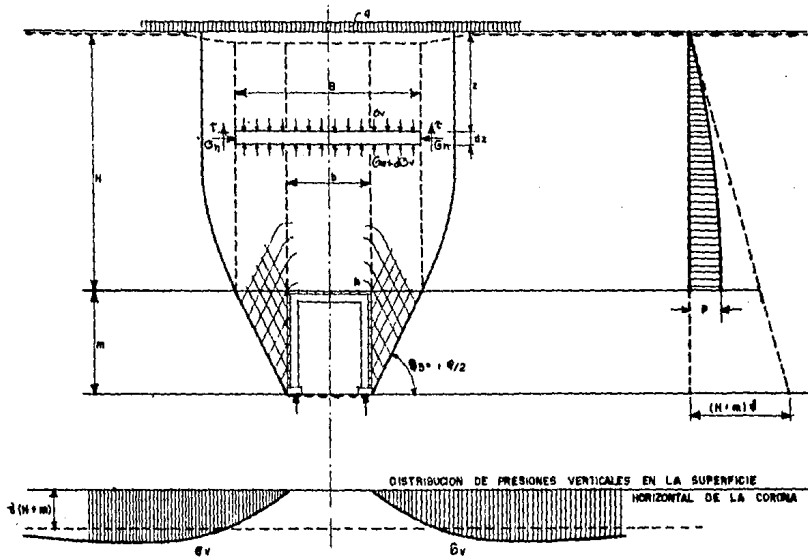


FIG. 3.6. FENOMENO DE ARQUEO SOBRE LA CAVIDAD



3.6. SUPOSICIONES BASICAS DE LA TEORIA DE TERZAGHI DE PRESION VERTICAL

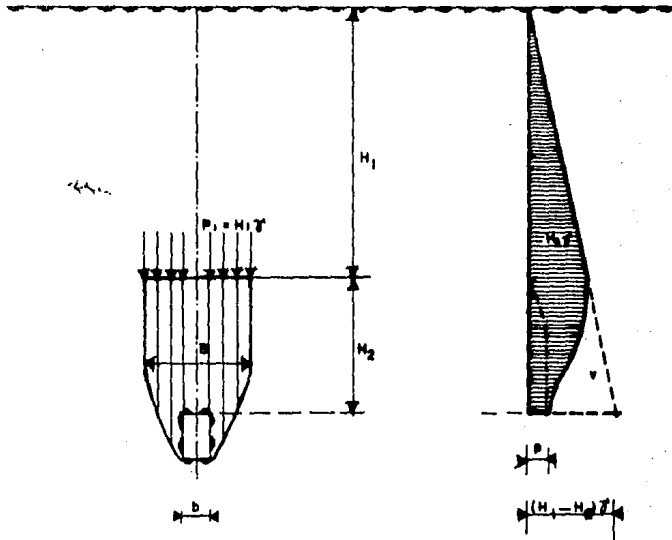


FIG. 3.7 PRESION VERTICAL DE ROCA A MAYORES PROFUNDIDADES SEGUN TERZAGHI.

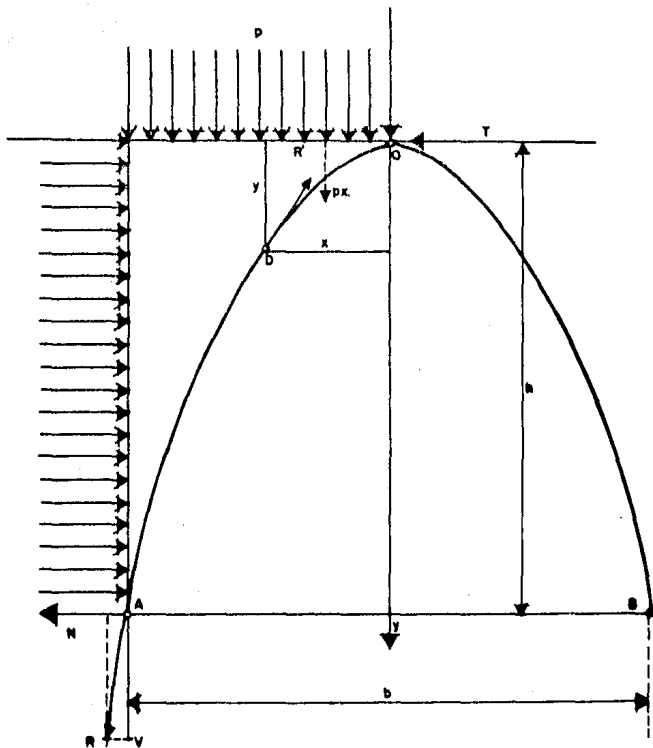


FIG. 3.6 SUPOSICIONES BASICAS DE LA TEORIA DE PROTOGYAKONOV PARA PRESIONES VERTICALES.

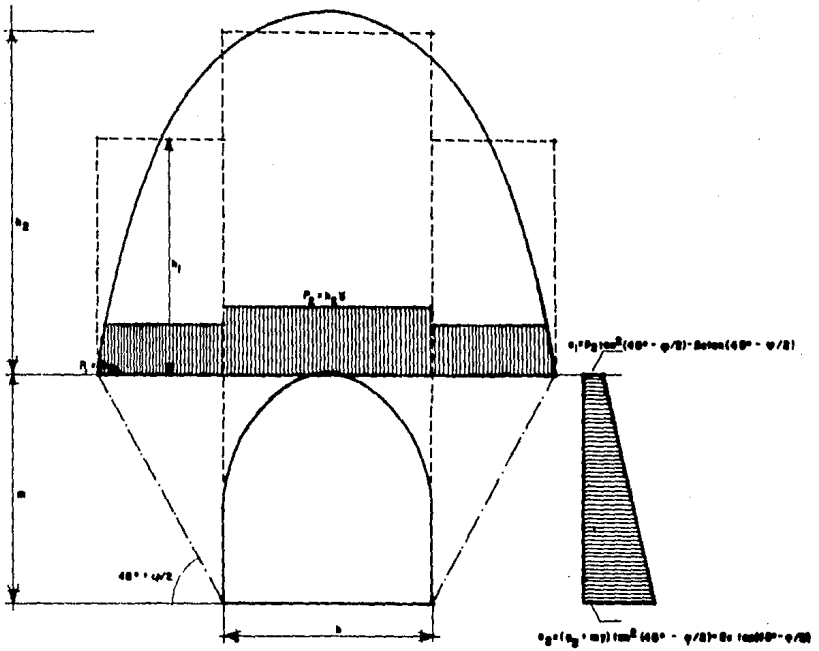


FIG. 3.9. PRESIONES LATERALES QUE ACTUAN EN LA SECCION.

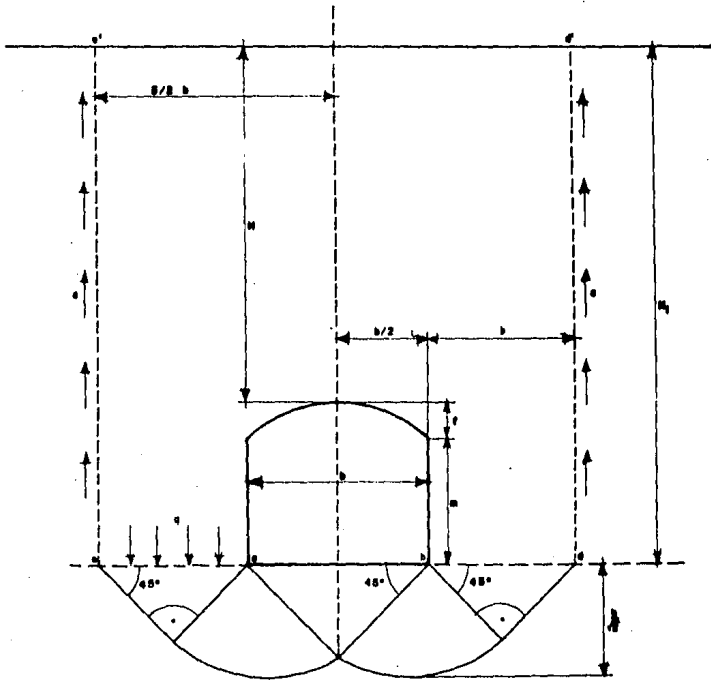


FIG. 3.10. ESTABILIDAD DEL FONDO SEGUN TERZAGHI.

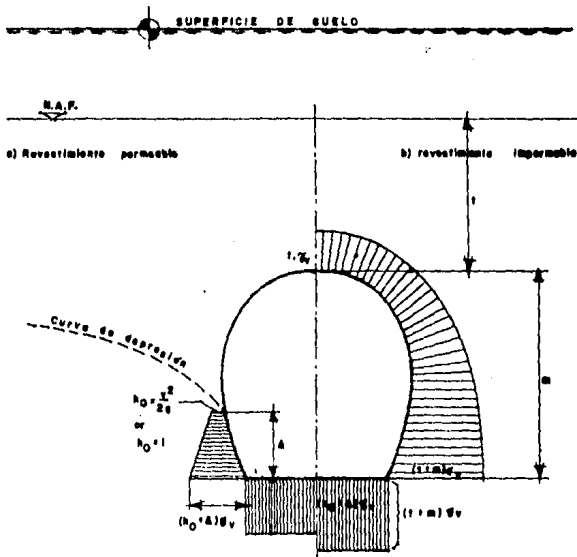


FIG. 3. II. PRESIONES HIDROSTATICAS ACTUANDO EN a) REVESTIMIENTO PERMEABLE Y b) REVESTIMIENTO IMPERMEABLE.

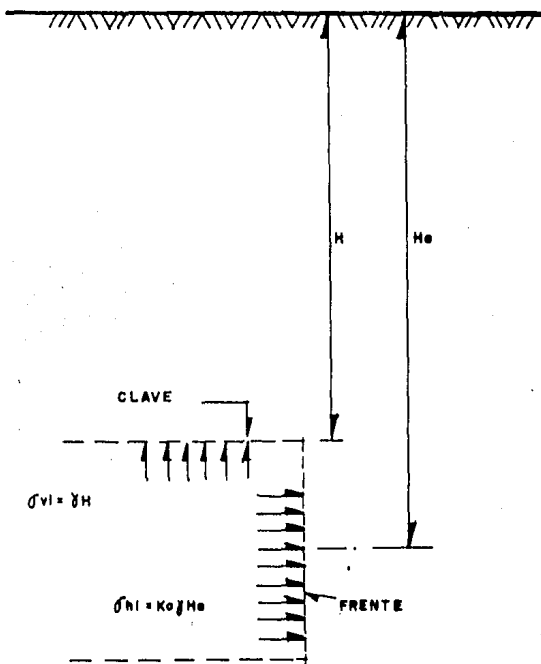


FIG. 3.12 PRESIONES VERTICALES Y HORIZONTALES EN LA MASA DE SUELO, ANTES DE LA EXCAVACION DE UN TUNEL.

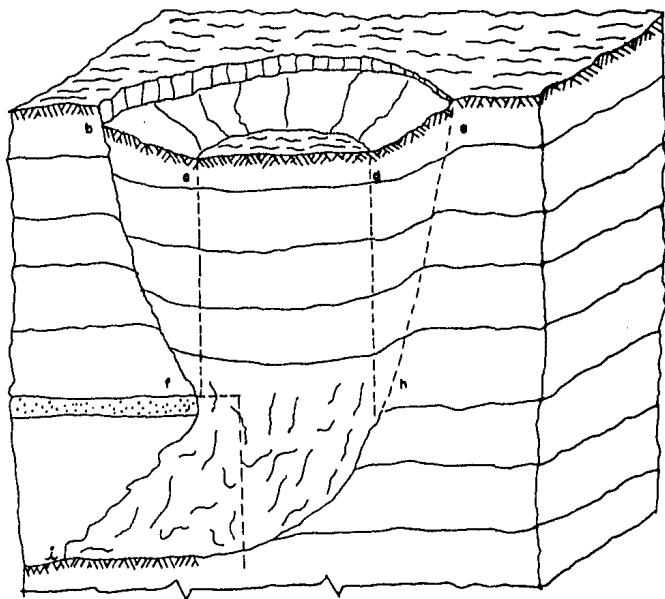


FIG. 3.13 FALLA DEL FRENTE DE UN TUNEL EN SUELO INESTABLE.

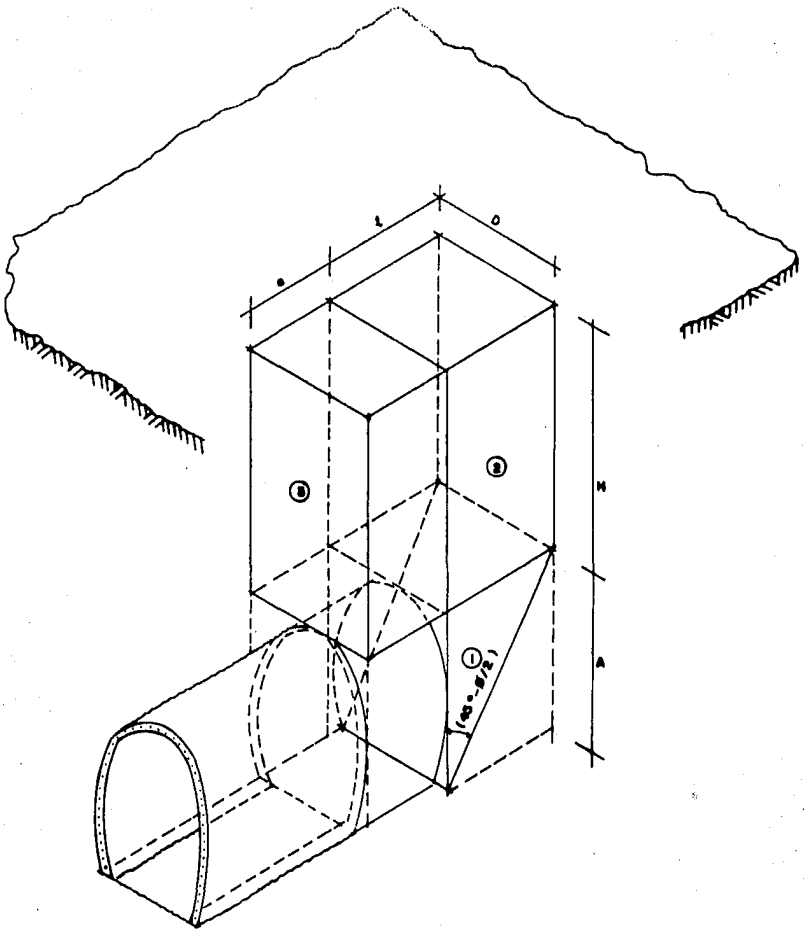


FIG. 3.14 MECANISMO SIMPLIFICADO DEL EQUILIBRIO DEL FRENTE.

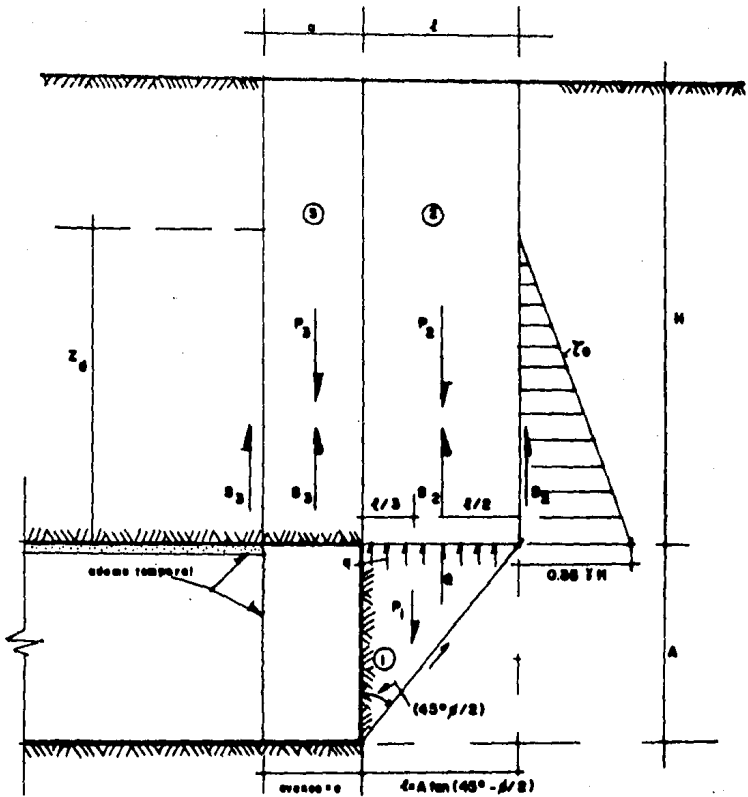
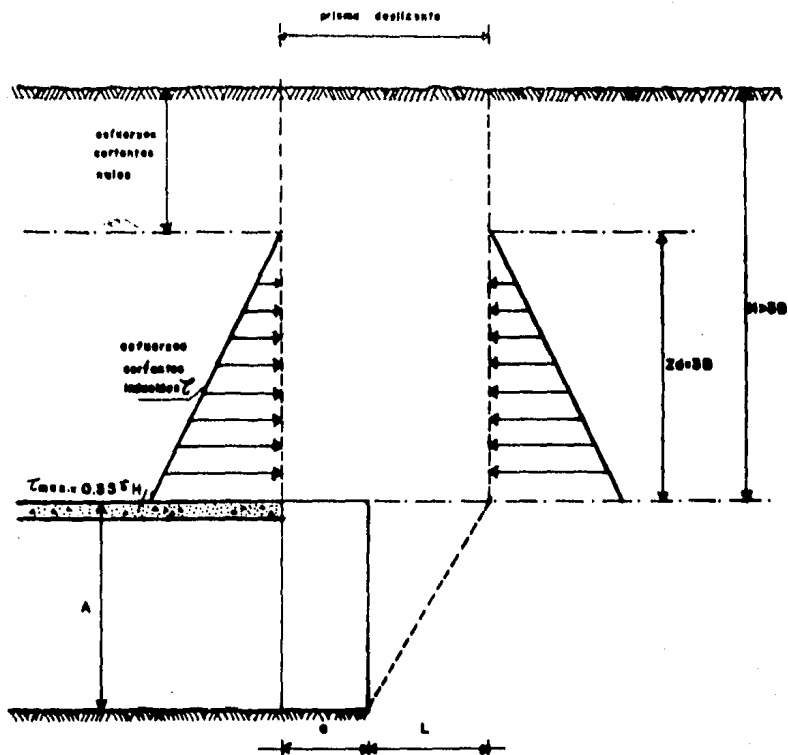


FIG. 3.15 SISTEMA DE FUERZAS QUE INTERVIENEN EN EL EQUILIBRIO DEL MECANISMO SIMPLIFICADO DEL FRENTE.



Para $H > 30$, $Z_d = 30$
Para $H \leq 30$, $Z_d = H$

FIG. 3.16 INFLUENCIA DE LA PROFUNDIDAD, H , EN LA ALTURA Z_d .

Categoría	Grado de resistencia	Descripción	Peso vol., en kg/m ³	Q _s , en kg/cm ²	f
I	El más alto	Rocas sanas de resistencia excepcionalmente alta como cuarcita densa, basalto y otras	2 800 3 000	2 000	20
II	Muy alto	Granito sano, cuarzo porfirita, y areniscas y calizas altamente resistentes	2 600 2 700	1 500	15
III	Alto	Granito y materiales similares. Areniscas y calizas muy resistentes. Cuarcita y conglomerados consolidados	2 500 2 600	1 000	10
IIIa	Alto	Calizas, granitos intemperizados. Arenisca consolidada y mármol. Piritas	2 500	800	8
IV	Moderado	Arenisca normal	2 400	600	6
IVa	Moderado	Areniscas arcillosas	2 300	500	5
V	Medio	Pizarras arcillosas. Areniscas y calizas de menor resistencia. Conglomerados sueltos	2 400 2 800	400	4
Va	Medio	Varias pizarras y esquistos. Mármol compacto	2 400 2 600	300	3
VI	Moderadamente blando (loose)	Lutitas blandas y calizas muy blandas, yeso, terreno congelado. Mármol común. Arenisca fracturada, grava y boleos cementados, suelo petrificado	2 200 2 600	200 150	2
VIa	Moderadamente blando	Terreno de grava. Lutitas fracturadas y fisuradas, gravas y boleos compactados, arcilla consolidada	2 200 2 400	---	1.5
VII	Blando (loose)	Arcilla compactada. Terreno arcilloso. Basalto cohesivo	2 000 2 200	---	1.0
VIIa	Blando (loose)	Barro suelto, loess, grava	1 800 2 000	---	0.8
VIII	Suelos	Suelos con materia vegetal, turbas, barro suave y arena húmeda	1 600 1 800	---	0.6
IX	Suelos granulares	Arena, grava fina	1 400 1 600	---	0.5
X	Suelos plásticos	Terreno limoso, loesa "modificado" y otros suelos en condición líquida	-----	---	0.3

TABLA 3.1 VALORES DEL COEFICIENTE DE RESISTENCIA f EN DIFERENTES MATERIALES SEGUN PROTODIAKONOV.

4. EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO.

EL VALLE DE MEXICO ES UNA UNIDAD GEOGRAFICA, QUE SE ENCUENTRA LIMITADA AL NORTE POR LAS SIERRAS DE TEPOZOTLAN, TEZONTALPAN Y PACHUCA; AL ESTE POR LOS LLANOS DE APAN, LOS MONTES DEL RIO -- FRIO Y LA SIERRA NEVADA; AL SUR POR LAS SIERRAS DE CUAUHTZIN Y - AJUSCO; Y AL OESTE POR LAS SIERRAS DE LAS CRUCES, MONTE ALTO Y - MONTE BAJO. (VER FIGURA 4.1).

LA SUPERFICIE TOTAL DEL VALLE ES DE APROXIMADAMENTE 7,160 KM², DE LOS CUALES 3090 KM² SON ZONAS MONTAÑOSAS, Y 2050 KM² SON ZONAS BAJAS BIEN DEFINIDAS. LA ALTURA MAS BAJA ES DE APROXIMADAMENTE 2 240 MSNM.

EL DISTRITO FEDERAL SE ENCUENTRA DENTRO DEL VALLE QUE INCLUYE LA CIUDAD DE MEXICO, EL CUAL OCUPA UN AREA DE 1480 KM². LOS PRINCIPALES PROBLEMAS DEL SUELO EN ESTA CIUDAD, SE DEBEN A QUE - GRAN PARTE DE LA MISMA ESTA CONSTRUIDA SOBRE EL FONDO DEL EX-LAGO DE TEXCOCO. (27)

4.1. HISTORIA GEOLOGICA

EL VALLE DE MEXICO SE CARACTERIZA POR LA GRAN ACTIVIDAD VOLCANICA QUE TUVO LUGAR EN EL PASADO.

EN LA ERA TERCIARIA, DURANTE EL MIOCENO INFERIOR, SE FORMO LA SIERRA DE TEZONTALPAN. EN EL MIOCENO SUPERIOR SE FORMARON -- LAS SIERRAS DE PACHUCA, TPOZAN, TEPOTZOTLAN, GUADALUPE Y PATLACHIQUE, QUE DELIMITAN AL VALLE EN EL NORTE.

LAS ACTIVIDADES VOLCANICAS DEL PLIOCENO INFERIOR CERRARON - LAS SIERRAS DE LAS CRUCES AL OESTE, Y NEVADA AL ESTE, LAS CUALES SE CARACTERIZAN POR UNA ACTIVIDAD EXTRAORDINARIA.

EN ESTE TIEMPO EL VALLE DRENABA SUS AGUAS HACIA EL SUR POR DOS PROFUNDAS CAÑADAS QUE PASABAN POR CUATLA Y CUERNAVACA. SIN EMBARGO, YA EN LA ERA CUATERNARIA, SE PRODUJERON FRACTURAS ORIENTADAS EN DIRECCION OESTE-ESTE EN LA ZONA DE PUEBLA Y TOLUCA, POR LAS CUALES TUVIERON ACCESO GRANDES EFUSIONES DE BASALTO QUE CONSTRUYERON LA SIERRA DE CHICHINAUTZIN. ESTA SIERRA CERRO EL PASO AL AGUA HACIENDO LAS FUNCIONES DE "CORTINA" FORMANDOSE ASI, UN GRAN EMBALSE NATURAL.

ESTO OCASIONO QUE SE ALMACENARA EL AGUA EN VARIOS LAGOS, Y LOS RIOS QUE DESCENDIAN DE LAS SIERRAS CIRCUNDANTES DEPOSITARON EN POTENTES CONOS DE DEYECCION MATERIALES MUY DIVERSOS AL CONFLUIR A DICHOS LAGOS. SIMULTANEAMENTE LA PARTE CENTRAL DE LA CUENCA SE FUE LLENANDO CON ACARREOS LIMO-ARENOSOS Y EMISIONES DE CENIZAS Y POMEZ PROVENIENTES DE LOS VOLCANES DEL SUR.

EN LA EPOCA GLACIAL (ULTIMOS 100 000 AÑOS) DE ALTA PLUVIOSIDAD, LA MASA DE AGUA SE EXTENDIO EN LAS PARTES BAJAS, LLEGANDO A FORMAR UN SOLO LAGO. (VER FIGURA 4.2) (28) (29) (30)

ESTE LAGO FUE SUFRIENDO TRANSFORMACIONES COMO SE MUESTRA EN LA SECUENCIA DE LA FIGURA 4.3. (31)

DE LOS PRIMEROS EN HABITAR LA ZONA DEL VALLE DE MEXICO FUERON LOS AZTECAS QUIENES EN EL AÑO DE 1325 FUNDARON LA CIUDAD DE TENOCHTITLAN EN MEDIO DEL AGUA. CONSTRUYERON CALZADAS QUE CONDUCIAN A LOS LAGOS DESDE TIERRA FIRME Y SU COMUNICACION PRINCIPAL ERA POR MEDIO DE CANOAS. (32) ESTO INDICA CLARAMENTE QUE GRAN PARTE DE LA SUPERFICIE ESTABA AUN CUBIERTA DE AGUA.

EL REGIMEN HIDROLOGICO FUE MODIFICANDOSE, Y PARA LA EPOCA - EN QUE LLEGARON LOS ESPAÑOLES, EL FUNCIONAMIENTO HIDROLOGICO DEL VALLE HABIA PRODUCIDO UNA SERIE DE LAGOS Y LAGUNAS DE ALGUNA EXTENSION COMO LOS DE TEXCOCO, MEXICO, CHALCO, XOCHIMILCO, TOCHAC Y TECOMULCO.

TAMBIEN EXISTIAN GRANDES BOSQUES QUE CUBRIAN LAS LADERAS -- MONTAÑOSAS Y MANTENIAN FIJO EL SUELO EN ESTAS AREAS, PRODUCIENDO ESCURRIMIENTOS CON POCO CONTENIDO DE ASOLVE.

LOS DEPOSITOS SUBTERRANEOS LLENOS A SU CAPACIDAD, MANTENIAN EL FLUJO DE LOS MANANTIALES Y PROPICIABAN UN SUELO RELATIVAMENTE ESTABLE, DONDE LA EVAPORACION Y EVAPOTRANSPIRACION DE LOS LAGOS Y DE LA VEGETACION, PROPICIABAN UN NIVEL EN LA ATMOSFERA MAS CONFORTE Y MENOS SUJETO A CAMBIOS BRUSCOS Y PRONUNCIADOS DE TEMPERATURA QUE LOS QUE EXISTEN ACTUALMENTE.

LOS LAGOS SE ENCONTRABAN EN UN PROCESO NATURAL DE OBSTRUCCION Y SENECTUD, LO QUE LOS HACIA EXTENSOS Y DE POCA PROFUNDIDAD. ESTE PROCESO SE ACELERO NOTABLEMENTE DEBIDO A LAS CAPTURAS ARTIFICIALES DE AGUA QUE HACIA EL HOMBRE.

SE PUEDE CONCLUIR, QUE LOS FACTORES PRINCIPALES QUE HAN MODIFICADO EL FUNCIONAMIENTO HIDROLOGICO SON LA TALA INMODERADA DE BOSQUES, Y EL ENVIO DE GRANDES CANTIDADES DE AGUA HACIA AFUERA - DE LA CUENCA, DE LAS CUALES GRAN PARTE HAN SIDO EXTRAIDAS DEL -- SUBSUELO. SE HA DISMINUIDO LA EXTENSION DE LOS LAGOS Y SE HAN ABATIDO LAS ELEVACIONES DEL NIVEL FREATICO, CON EL CONSIGUIENTE HUNDIMIENTO DEL SUELO, Y REDUCCION NOTABLE DE LA EVOTRANSPIRACION. (33)

SE CONSIDERA POR LO TANTO, AL VALLE DE MEXICO COMO UN EMBAL SE ASOLVADO CON SUELOS MUY DIFICILES EN LAS PARTES EN LAS QUE - EXISTIERON LAGOS ANTERIORMENTE. EN LOS ALREDEDORES SE TIENEN -- LAS SIERRAS EN DONDE LOS MATERIALES SON VOLCANICOS, DE MEJOR RE-SISTENCIA, Y DE MENOR DEFORMABILIDAD.

4.2. ESTRATIGRAFIA₍₃₄₎ (35) (36) (37)

COMO SE HA PODIDO NOTAR, LA GEOLOGIA DEL VALLE DE MEXICO NO ES SENCILLA; CON RESPECTO A ESTO EL INGENIERO VIEITEZ OPINA:

"LA GEOLOGIA DEL VALLE DE MEXICO ES UNA DE LAS GEOLOGIAS - VOLCANICAS CONOCIDAS, MAS COMPLEJAS Y VARIADAS, A LA QUE SE SUPERPONEN EFECTOS TECTONICOS, EROSIVOS Y DE SEDIMENTACION MULTIPLES. POR ELLO, SU INTERPRETACION NO ES FACIL Y SU CO NOCIMIENTO DEBE ENRIQUECERSE EN CUANTA OPORTUNIDAD SE TENGA CON LOS SONDEOS, POZOS Y OBRAS SUBTERRANEAS QUE SE REALIZAN Y REALIZARAN CON PROPOSITOS DIVERSOS EN TODO EL VALLE"₍₃₄₎

LOS INGENIEROS MARSAL Y MAZARI HAN RELIZADO INVESTIGACIO-- NES Y HAN UTILIZADO LOS ESTUDIOS QUE SE HAN HECHO HASTA LA FECHA AL SUBSUELO DEL VALLE DE MEXICO. CON ESTO HAN LOGRADO ZONIFICAR ESTRATIGRAFICAMENTE A LA CIUDAD DE MEXICO DE LA SIGUIENTE MANERA (VER FIGURA 4.4):

1) ZONAS DE LOMAS.

ESTA ZONA ES LA QUE SE DESARROLLA EN LAS PARTES ALTAS DEL - VALLE, EN LAS ESTRIBACIONES DE LA SIERRA DE LAS CRUCES. AQUI SE ENCUENTRAN EMISIONES VOLCANICAS DE ALTA RESISTENCIA Y BAJA COM--

PRENSIBILIDAD. LA ZONA SE CONSTITUYE A BASE DE TERRENOS COMPACTOS, ARENO-LIMOSOS, CON ALTO CONTENIDO DE GRAVA ALGUNAS VECES, Y CON TOBAS PUMITICAS BIEN CEMENTADAS OTRAS. SE ENCUENTRAN ADEMÁS DOMOS-DACITICOS, LAVAS PORFIDO-ANDESITICAS Y GRANDES EMISIONES - BASALTICAS.

LA CUBIERTA SE ENCUENTRA METEORIZADA, POR LO QUE EN LA SUPERFICIE SE TIENE UNA RESISTENCIA MENOS COMPETENTE.

PUEDEN EXISTIR CAVERNAS NATURALES EN LOS BASALTOS DEBIDO A LA ACTIVIDAD DE LOS GASES. TAMBIEN EXISTEN GALERIAS DE DESARROLLO ERRATICO DEBIDO A LA EXPLOTACION POR EL HOMBRE DE MINAS DE GRAVA Y ARENA CON EL FIN DE UTILIZARLAS EN LA CONSTRUCCION. ESTAS CAVERNAS PUEDEN ESTAR RELLENAS DE MATERIAL ARENOSO SUELTO -- QUE HACE DIFICIL SU LOCALIZACION.

2) ZONA DE TRANSICION.

AL PIE DE LAS SIERRAS Y POR EL CAMBIO BRUSCO DE PENDIENTE EN LOS RIOS, SE TIENEN GRANDES DEPOSITOS ALUVIALES DE COMPOSICION VARIABLE. APARECEN DEPOSITOS SUPERFICIALES ARCILLOSOS O LIMOSOS ORGANICOS, CUBRIENDO ARCILLAS VOLCANICAS MUY COMPRESIBLES QUE SE PRESENTAN EN ESPESORES MUY VARIABLES CON INTERCALACIONES DE ARENAS LIMOSAS O LIMPIAS COMPACTAS; ESTO SE DEBE A LA GRAN EROSION EN LOS DISTINTOS PERIODOS DE LLUVIA INTENSA ALTERNADOS CON OTROS MUY SECOS.

TODO EL CONJUNTO SOBREYACE A MANTOS POTENTES, PREDOMINANTEMENTE DE ARENA Y GRAVA.

LAS CONDICIONES DEL SUBSUELO DE ESTA ZONA, VARIAN MUCHO DE UN PUNTO A OTRO DE LA ZONA URBANIZADA.

3) ZONA DE LAGO.

EN LAS PARTES BAJAS, EN LA REGION CENTRAL DE LA CUENCA, SE TIENEN FORMACIONES LACUSTRES QUE CORRESPONDEN A LOS TERRENOS QUE CONSTITUYERON EL ANTIGUO LAGO DE TEXCOCO.

ESTA ZONA ESTA CONSTITUIDA POR CENIZA VOLCANICA, INTERCALADA CON POMEZ, ARENAS FINAS, LIMOS Y ARCILLAS. ESTOS DEPOSITOS CUBREN O APARECEN INTERCALADOS CON ESTRATOS DE ORIGEN ALUVIAL EN LA PROXIMIDAD DE LOS CONOS DE DEYECCION, O BIEN, SE ENCUENTRAN EN CONTACTO CON LAS ZONAS PETREAS TIPICAS DE LAS ZONAS ALTAS. DICHAS FORMACIONES LACUSTRES SON ALTAMENTE COMPRESIBLES Y DE BAJA RESISTENCIA AL CORTE.

UN CORTE ESTRATIGRAFICO TIPICO DE LA ZONA DE LAGO SERIA:

A) MANTO SUPERFICIAL.

CONSISTE EN DEPOSITOS ARENO-ARCILLOSOS O LIMOSOS, O BIEN, RELLENOS ARTIFICIALES DE HASTA 10 M DE ESPESOR.

B) FORMACION ARCILLOSA SUPERIOR.

SE ENCUENTRA FORMADA POR ARCILLAS DE ORIGEN VOLCANICO DE ALTA COMPRESIBILIDAD CON INTERCALACIONES DE ARENA EN PEQUEÑAS CAPAS O EN LENTES. LOS ESPESORES DE ESTA FORMACION VARIAN ENTRE 15 Y 32 M.

C) CAPA DURA.

ES LA PRIMERA CAPA DURA, Y CUENTA CON APROXIMADAMENTE 3 M DE ESPESOR. ESTA CONSTITUIDA POR MATERIALES ARCILLO-ARENOSOS O LIMO-ARCILLOSOS MUY COMPACTOS.

ESTA CAPA SUELE LOCALIZARSE A UNA PROFUNDIDAD DEL ORDEN DE LOS 33 M.

D) FORMACION ARCILLOSA INFERIOR.

ESTA COMPUESTA POR ARCILLAS VOLCANICAS DE CARACTERISTICAS SE-
MEJANTES A LAS DE LA FORMACION ARCILLOSA SUPERIOR, AUNQUE DE ES-
TRUCTURACION MAS CERRADA Y MAYOR RESISTENCIA.

EL ESPESOR DE ESTE MANTO FLUCTUA ENTRE LOS 4 Y LOS 14 M.

E) DEPOSITOS PROFUNDOS.

SE FORMA MEDIANTE ESTRATOS ALTERNADOS DE ARENA CON GRAVA Y LI-
MO O ARCILLA ARENOSA.

EN ALGUNOS CASOS A PARTIR DE LOS 65 M SE HA ENCONTRADO UN MAN
TO ARCILLOSO COMPRESIBLE.

UNA CAUSA IMPORTANTE DE LA DIFERENCIA EN EL COMPORTAMIENTO ME
CANICO EN LOS SUELOS DE LA ZONA DE LAGO, RADICA EN LOS ANTIGUOS
MONUMENTOS AZTECAS, HOY DESAPARECIDOS, QUE HAN PROVOCADO UNA FUER-
TE PRECONSOLIDACION EN ZONAS DETERMINADAS. HAY LUGARES EN LOS -
QUE POR ESTOS EFECTOS LA CAPA ARCILLOSA SUPERIOR NO PASA DE 20 M
DE ESPESOR COMO SUCEDE EN EL PALACIO NACIONAL.

OTRA CAUSA DE DIFERENCIAS ES EL BOMBEO DE AGUA DEL SUBSUELO -
DE VARIABLE INTENSIDAD EN LOS DIFERENTES PUNTOS DE LA CIUDAD.

POR ESTA RAZON, LA ZONA DE LAGO SE SUBDIVIDE EN DOS:

A) ABARCA LA CIUDAD ANTIGUA, EN DONDE SON FRECUENTES Y NOTORIAS
LAS DIFERENCIAS POR PRECONSOLIDACION.

B) COMPRENDE LA PARTE DE LA CIUDAD QUE NO FUE CARGADA ANTERIOR--
MENTE CON CONSTRUCCIONES ANTIGUAS. ESTA ZONA PRESENTA MAYOR HO-
MOGENIDAD EN LAS PROPIEDADES MECANICAS.

LA MASA IGNEA BASAL SE ENCUENTRA A GRANDES PROFUNDIDADES; EN
OCASIONES DE HASTA 1000 M. O 1500 M APROXIMADAMENTE.

EN LA FIGURA 4.5. SE MUESTRAN CORTES ESTRATIGRAFICOS EN DIRECCIONES N-S Y W-E DEL AREA URBANIZADA DE LA CIUDAD DE MEXICO.

4.3. PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DE LAS ARCILLAS DEL VALLE - DE MEXICO.

EN NUESTRO TIEMPO, SE DISPONE DE UNA AMPLIA INFORMACION DEL - SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO PROVENIENTE DE POZOS Y SONDEOS - DE MUESTREO EN TODOS LOS RUMBOS DE LA CIUDAD. DE AHI HAN SIDO -- PROBADAS LAS MUESTRAS OBTENIDAS EN GRAN NUMERO DE LABORATORIOS Y DE ESTO HAN RESULTADO UNA AMPLIA INFORMACION Y EXPERIENCIA CON - LAS QUE EL INGENIERO QUE VA A LLEVAR A CABO UNA OBRA PUEDE CON-- TAR.

CON BASE A ESTA INFORMACION SE HAN HECHO ESTUDIOS ESTADISTI-- COS QUE HAN DADO COMO RESULTADO LOS SIGUIENTES VALORES MEDIOS DE LAS PROPIEDADES DE LAS ARCILLAS DEL VALLE:

4.3.1. PROPIEDADES INDICE (VER FIGURA 4.6) (38)

4.3.1.1. RELACION DE VACIOS

VALOR MEDIO	5.81
ERROR ESTANDAR	± 0.03
DETERMINACIONES	9015

4.3.1.2. DENSIDAD DE SOLIDOS

VALOR MEDIO	2.442
ERROR ESTANDAR	± 0.001
DETERMINACIONES	11041

4.3.1.3. CONTENIDO DE AGUA NATURAL

VALOR MEDIO	212.7%
ERROR ESTANDAR	$\pm 1.2\%$
DETERMINACIONES	11745

4.3.1.4. LIMITE LIQUIDO

VALOR MEDIO	236.3%
ERROR ESTANDAR	$\pm 1.4\%$
DETERMINACIONES	8036

4.3.1.5. LIMITE PLASTICO

VALOR MEDIO	75.7%
ERROR ESTANDAR	$\pm 0.3\%$
DETERMINACIONES	8178

4.3.1.6. INDICE DE PLASTICIDAD

VALOR MEDIO	162
ERROR ESTANDAR	± 1.2
DETERMINACIONES	7750

4.3.2. PROPIEDADES MECANICAS

4.3.2.1. RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE EN ESTADO NATURAL

(VER FIGURA 4.7) (39)

VALOR MEDIO	0.911 KG/CM ²
ERROR ESTANDAR	± 0.009 KG/CM ²
DETERMINACIONES	7429

EN LAS ARCILLAS DEL VALLE DE MEXICO SE CUMPLE CON BASTANTE PRECISION QUE:

$$q_u = 2c$$

LA RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE ES EL DOBLE DE LA COHESION.

4.3.2.2. ANGULO DE FRICCION INTERNA (VER FIGURA 4.8) (40)

VALOR MEDIO	17.25°
ERROR ESTANDAR	± 0.16°
DETERMINACIONES	234

4.3.2.3. COMPRESIBILIDAD.

LAS ARCILLAS DEL VALLE DE MEXICO SON ALTAMENTE COMPRESIBLES, CON UN COEFICIENTE UNITARIO DE REDUCCION VOLUMETRICA PROMEDIO DE 0.1 CM²/KG (mv = 0.1 CM²/KG)

4.3.2.4. RESISTENCIA CONFINADA. (41)

SE HAN INTENTADO EJECUTAR PRUEBAS TRIAXIALES LENTAS Y RAPIDAS, PERO LAS DISPERSIONES SON DE TAL MAGNITUD DURANTE EL PROCESO DE CARGA, QUE LOS DATOS LOGRADOS SON DUDOSOS.

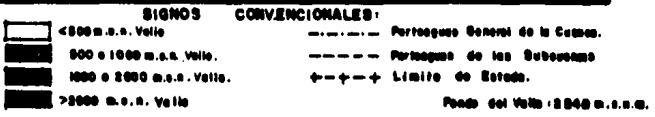
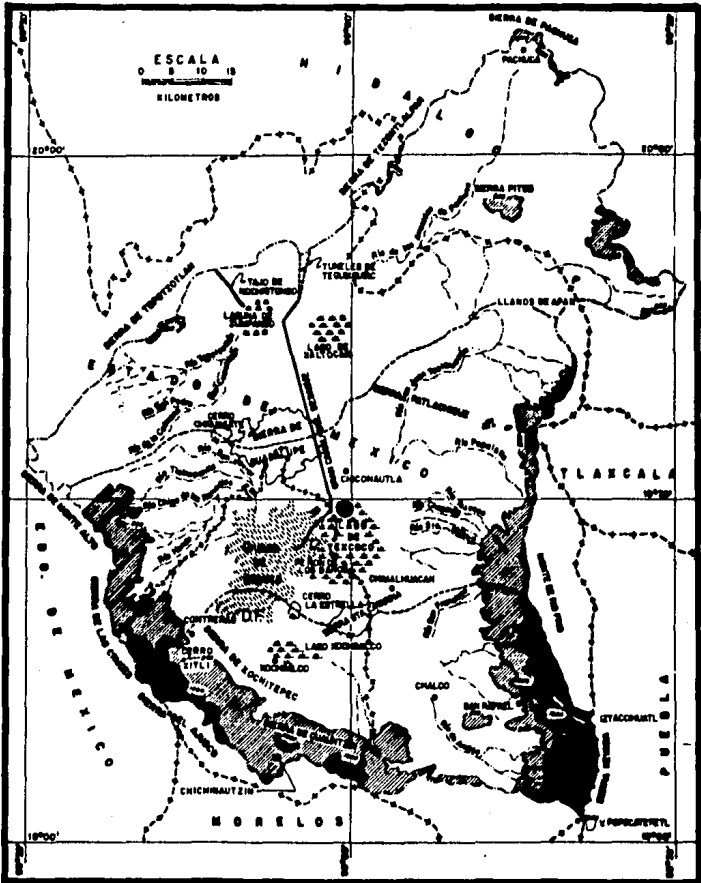


FIG. 4J MAPA OROGRAFICO E HIDROGRAFICO DEL VALLE DE MEXICO.

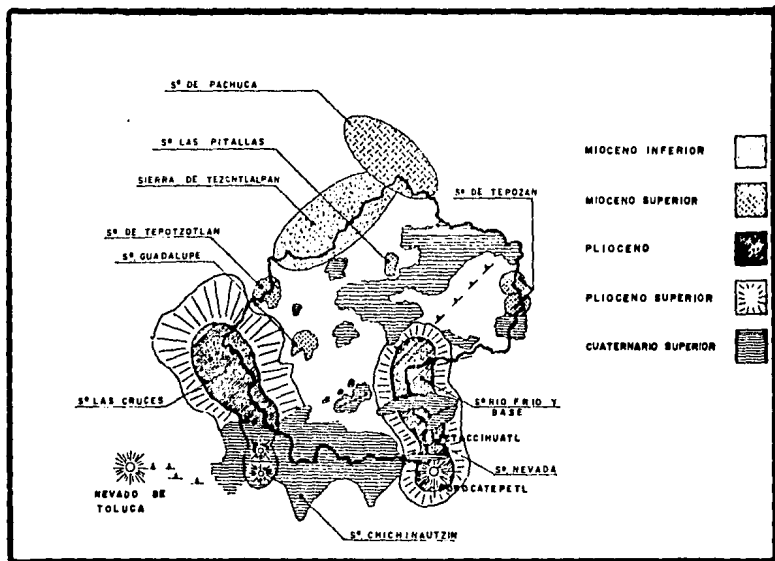


FIG. 4.2 DESARROLLO VOLCANICO DE LA CUENCA DEL VALLE DE MEXICO.

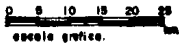
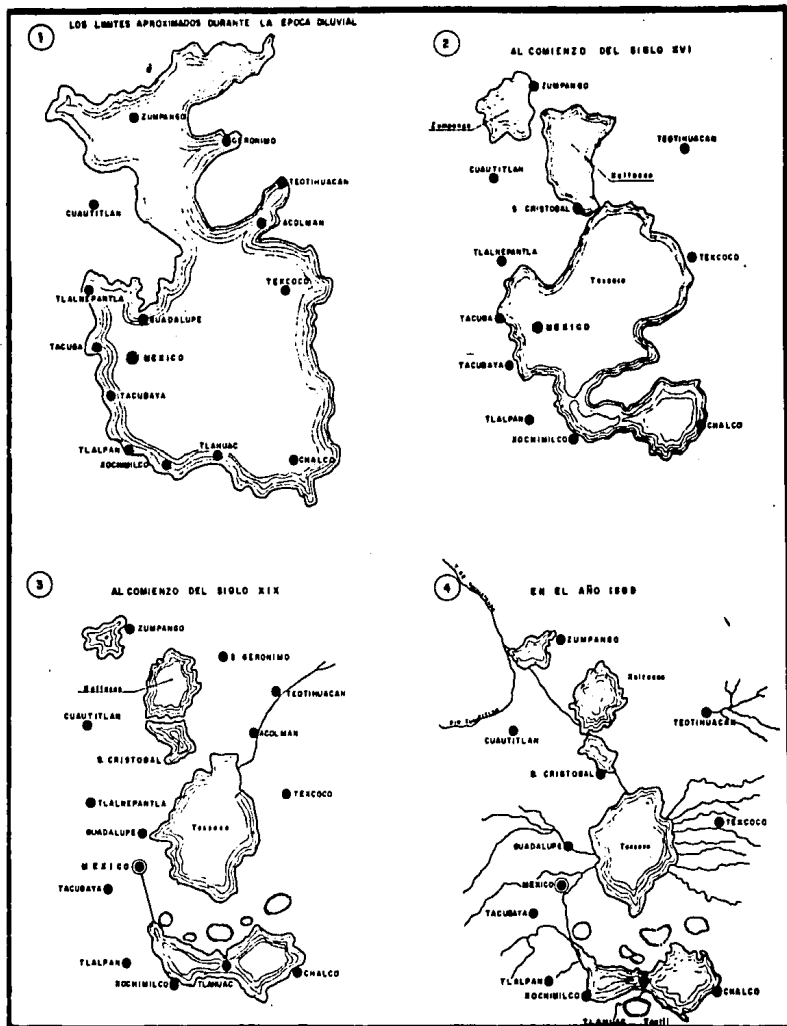
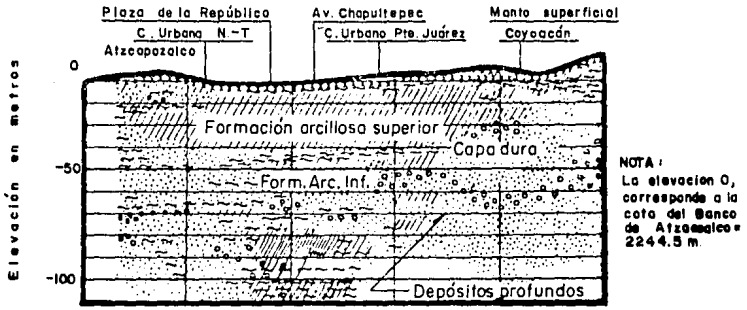
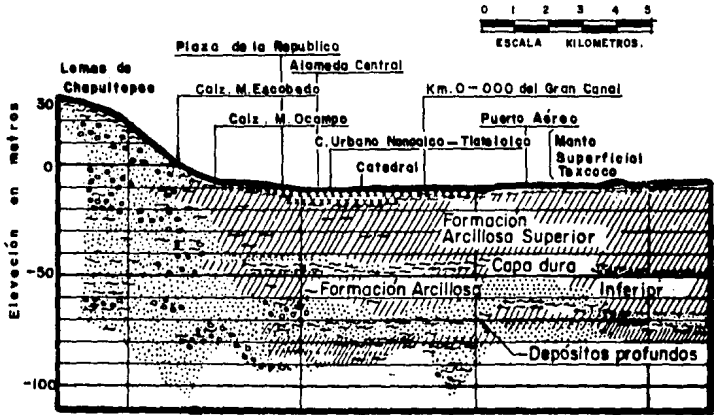


FIG. 4.3 SECUENCIA DEL DESARROLLO DE LOS LAGOS.



CORTE N-S (Por el monumento a Colón)



CORTE W-E (Por el monumento a Colón)

SIGNOS CONVENCIONALES.

	RELLENO		LIMO		GRAVA
	ARCILLA		ARENA		ARCILLA COMPACTA

FIG. 4.5 CORTES ESTADIGRAFICOS DEL AREA URBANA DE LA CIUDAD DE MEXICO.

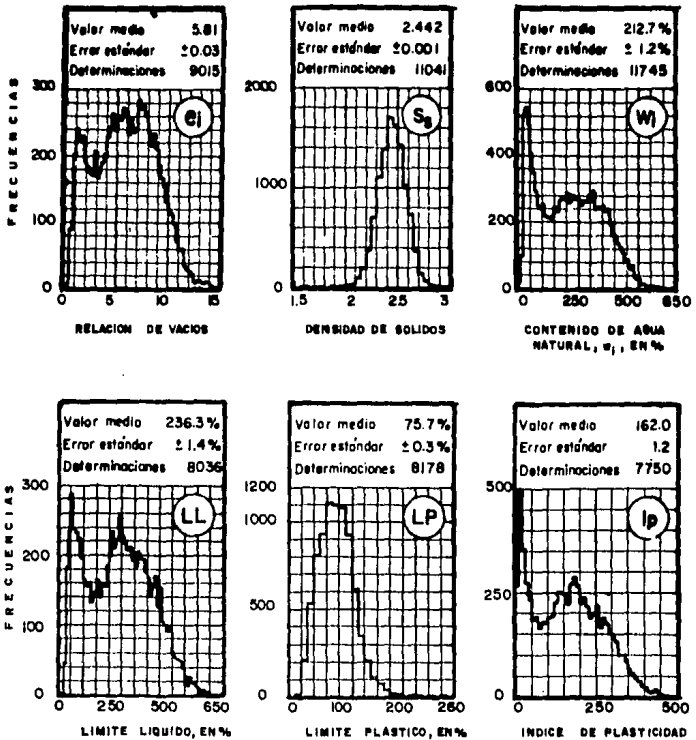


FIG. 4.6 PRESENTACION ESTADISTICA DE LAS PROPIEDADES INDICE DE LAS ARCILLAS DEL VALLE DE MEXICO.

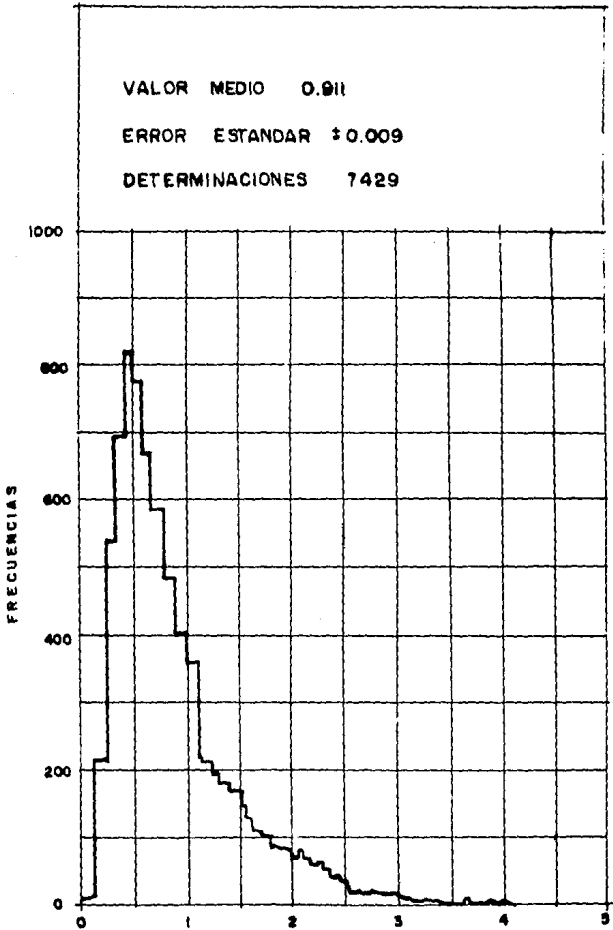


FIG. 4.7 RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE, q_c , E kg/cm DE LAS ARCILLAS DEL VALLE DE MEXICO.

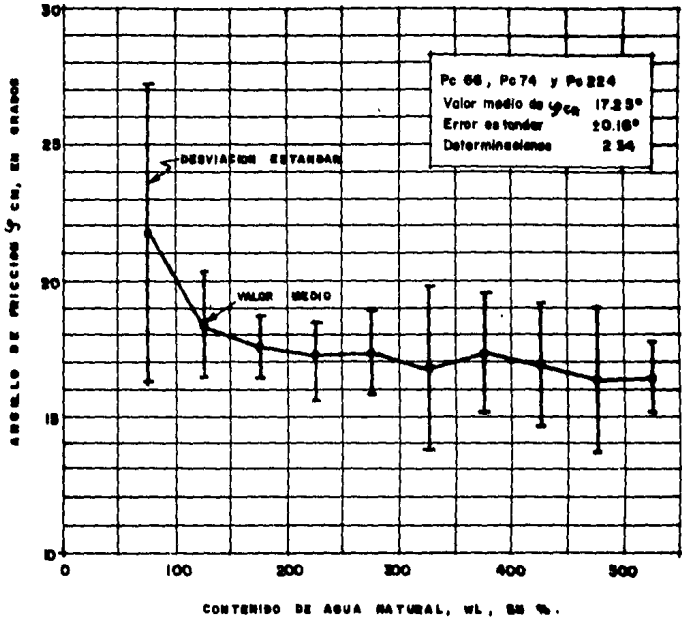


FIG. 4.6 CURVA DE REGRESION ESTADISTICA DEL ANGULO α VS CONTENIDO DEL AGUA NATURAL DE LAS ARCILLAS DEL VALLE DE MEXICO.

5. APLICACIONES

COMO SE HA MENCIONADO ANTERIORMENTE, LOS TUNELES PUEDEN SERVIR A DIFERENTES NECESIDADES DE TRANSPORTE O CONDUCCION DEPENDIENDO DE LOS REQUERIMIENTOS QUE EN PRINCIPIO LLEVARON A DICHA SOLUCION. SIN EMBARGO, EN LAS GRANDES CIUDADES SON UTILIZADOS PRINCIPALMENTE EN SISTEMAS DE TRANSPORTE COLECTIVO Y EN REDES DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y DE DRENAJE. EN EL CASO PARTICULAR DE LA CIUDAD DE MEXICO LAS OBRAS TUNELERAS MAS IMPORTANTES SON LAS DEL METRO Y LAS DEL SISTEMA DE DRENAJE PROFUNDO.

ES YA AMPLIAMENTE CONOCIDO QUE EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO ES DE CARACTERISTICAS DIFICILES Y PRESENTA PROBLEMAS A LOS CUALES LOS INGENIEROS DEBEN BUSCAR SOLUCIONES OPTIMAS. LA EXPERIENCIA EN TUNELES SE HA DESARROLLADO A MEDIDA QUE SE HAN HECHO MAYOR NUMERO DE OBRAS DE ESTE TIPO, LO CUAL PERMITE CONSTRUIR CADA VEZ A MAYORES PROFUNDIDADES.

A CONTINUACION SE PRESENTAN EJEMPLOS DEL DISEÑO DE TUNELES: EN PRIMER LUGAR, UN TRAMO DE LA LINEA 7 DEL METRO CONSTRUIDO EN LA ZONA DE LOMAS DE LA CIUDAD, SEGUIDO POR OTRO DE LA LINEA 1 DEL MISMO SISTEMA LOCALIZADO CON LA ZONA DE TRANSICION. POR ULTIMO UN TRAMO DE TUNEL UBICADO EN LA ZONA DE LAGO DE LA CIUDAD PERTENECIENTE AL SISTEMA DE DRENAJE PROFUNDO.

5.1. DISEÑO DE UN TRAMO DE TUNEL DEL METRO LOCALIZADO EN LA ZONA DE LOMAS DE LA CIUDAD DE MEXICO. (42) (43) (44)

EL METRO ES UNA SOLUCION QUE SE HA PRESENTADO AL PROBLEMA DE TRANSPORTE EN LA CIUDAD DE MEXICO. EN LA ACTUALIDAD CONSTITUYEN AL SISTEMA 7 LINEAS QUE CUBREN ALGUNOS DE LOS PUNTOS MAS IMPORTANTES DE LA CIUDAD. EN EL SISTEMA PUEDEN ENCONTRARSE TRAMOS ELEVADOS, SUPERFICIALES Y SUBTERRANEOS.

EN ESTE CASO SE ESTUDIARA LA OBRA SUBTERRANEA DEL TRAMO SAN JOAQUIN - POLANCO DE LA LINEA 7 DEL METRO. ESTA SE ENCUENTRA LOCALIZADA AL PONIENTE DEL AREA METROPOLITANA DENTRO DE LA ZONA DE LOMAS COMO SE PUEDE VER EN LA FIGURA 5.1. EL TUNEL ATRAVIESA -- POR SUELOS CONSTITUIDOS POR LIMOS ARENOSOS DE COMPACIDAD VARIABLE, ENTRE MEDIANAMENTE COMPACTOS Y MUY COMPACTOS Y EN ALGUNOS CASOS CEMENTADOS, CON RESISTENCIA AL CORTE ENTRE 2.4 Y 6.5 T/M² Y ANGULOS DE FRICCION INTERNA ENTRE 30° Y 40°. A LA PROFUNDIDAD -- DONDE SE ENCONTRARIA EL TUNEL NO SE DETECTO LA PRESENCIA DEL NIVEL DE AGUAS FREATICAS.

5.1.1. LOCALIZACION

EL TRAZO PRELIMINAR FUE EL RESULTADO DE UN PROGRAMA DE SIMULACION ORIGEN - DESTINO ALIMENTADO CON LOS DATOS DE LOS MEDIOS DE TRANSPORTE DE LA SUPERFICIE EXISTENTES EN LA ZONA. EL TRAZO DEFINITIVO ASI COMO LA PROFUNDIDAD A LA QUE SE ALOJARIA EL TUNEL FUERON DEFINIDOS POR LAS CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS, MECANICAS Y FISICAS DEL SUBSUELO A PARTIR DE UNA SERIE DE SONDEOS REALIZADOS PARA DICHO FIN. EL PERFIL ESTRATIGRAFICO SE MUESTRA EN LA FIGURA 5.2.

SE DECIDIO ALOJAR EL TUNEL EN SUELOS COMPACTOS, ESTABLECIENDO QUE LA DISTANCIA MINIMA ENTRE LA CLAVE DEL TUNEL Y EL NIVEL DEL TERRENO NATURAL FUERA UNA VEZ Y MEDIA EL DIAMETRO DE LA SECCION EXCAVADA. ESTO SE DEBE A QUE EN TUNELES CONSTRUIDOS E INSTRUMENTADOS EN ESTE TIPO DE SUELOS SE ENCONTRO QUE A UNA PROFUNDIDAD DE UNA VEZ Y MEDIA EL DIAMETRO DEL TUNEL, SE DESARROLLA COMPLETAMENTE LA ZONA DE ARQUEO Y SE TIENE UN ESPESOR MINIMO ADICIONAL QUE PERMITE LA ESTABILIDAD DE LAS CONSTRUCCIONES SUPERFICIALES.

5.1.2. SECCION TRANSVERSAL

LA SECCION TRANSVERSAL DEBIA CUMPLIR CON TRES REQUISITOS FUNDAMENTALES:

- A) TENER LAS DIMENSIONES INTERIORES NECESARIAS PARA PERMITIR EL PASO DEL METRO Y SUS INSTALACIONES, TOMANDO EN CUENTA LA SECCION ESTATICA (EN LA QUE SE CONSIDERA QUE EL CONVOY ESTA PARADO) Y LA SECCION DINAMICA (EN LA QUE SE TOMA EN CUENTA EL MOVIMIENTO DEL CONVOY EN CURVA).
- B) SER ESTABLE DURANTE SU PROCESO DE CONSTRUCCION, CONSIDERANDO EL PERIODO QUE TRASCURRE ENTRE LA EXCAVACION Y EL COLADO DEL REVESTIMIENTO DEFINITIVO.
- C) QUE LA ESTRUCTURA DEFINITIVA PRESENTE UN COMPORTAMIENTO ADECUADO A LARGO PLAZO ANTE LAS CARGAS QUE TRANSMITE EL TERRENO.

ANTE ESTAS NECESIDADES SE PROPUSO UNA SECCION CIRCULAR DE MANERA QUE PERMITA APROVECHAR LAS CARACTERISTICAS AUTOPORTANTES DEL SUELO, INTERSECTADA EN LA PARTE INFERIOR POR UNA LOSA DE SECCION VARIABLE COMO SE INDICA EN LA FIGURA 5.3.

5.1.3. REVESTIMIENTO PRIMARIO

EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO CON EL QUE SE LLEVO A CABO LA OBRA FUE EL NUEVO METODO AUSTRIACO DE TUNELEO. EN ESTE METODO - EL REVESTIMIENTO PRIMARIO LO CONSTITUYEN CAPAS DE CONCRETO LANZADO INTERCALADAS CON MALLAS ELECTROSOLDADAS ENTRE CAPAS.

EN ESTE CASO PARTICULAR EL REVESTIMIENTO PRIMARIO CONSISTIO EN LA COLOCACION DE: UNA CAPA DE CONCRETO LANZADO DE 3 CM DE ESPESOR Y DE UNA MALLA DE ACERO DE 6" X 6" - $\frac{4}{4}$ INMEDIATAMENTE DESPUES DE LA PERFORACION; UNA SEGUNDA CAPA DE CONCRETO DE 9 CM DE ESPESOR Y UNA MALLA ELECTROSOLDADA IGUAL A LA ANTERIOR; Y UNA -- TERCERA CAPA DE CONCRETO LANZADO DE 3 CM. ESTO DIO COMO RESULTADO UN ESPESOR DE REVESTIMIENTO PRIMARIO DE 15 CM.

5.1.4. REVESTIMIENTO DEFINITIVO

PARA EL DISEÑO DEL REVESTIMIENTO DEFINITIVO SE REQUIEREN CONOCER CARGAS QUE VAN A ACTUAR SOBRE EL TUNEL A LARGO PLAZO PARA PODER HACER POSTERIORMENTE EL ANALISIS.

5.1.4.1. COMPUTO DE LA CARGA VERTICAL QUE ACTUA SOBRE EL TECHO.

DADO EL ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO EN ESTA RAMA DE LA INGENIERIA, Y POR LA IMPORTANCIA DE LA OBRA SE DECIDIO MINIMIZAR LOS RIESGOS IMPLICITOS EN ESTE TIPO DE ESTRUCTURAS DURANTE LOS PERIODOS DE CONSTRUCCION Y OPERACION. POR LO TANTO SE OPTO POR APLICAR LA TEORIA DE TERZAGHI EXPUESTA EN LA SECCION 3.3.3.1.

LOS DATOS QUE SE CONSIDERARON PARA LA APLICACION DE LA TEORIA FUERON:

PESO VOLUMETRICO MEDIO DEL SUELO (γ) = 1.80 T/M³

ANGULO DE FRICCION INTERNA DEL SUELO (ϕ) = 33.5°

COHESION DEL SUELO (c) = 2.4 T/M²

PROFUNDIDAD A LA CLAVE DEL TUNEL (H) = 18.1 M.

DIAMETRO DEL TUNEL (b) = 9.84 M.

ALTURA DEL TUNEL (m) = 8.33 M

COEFICIENTE DE EMPUJE (k) = 1.0

SEGUN TERZAGHI LA PRESION VERTICAL ES:

$$P_v = \frac{B \left(\gamma - \frac{2c}{B} \right)}{2K \operatorname{tg} \phi} \left[1 - e^{-k \operatorname{tg} \phi \frac{2H}{B}} \right]$$

DONDE

$$B = 2 \left[\frac{b}{2} + m \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right]$$

QUE ES EL ANCHO DE LA ZONA DE ARQUEO.

SUSTITUYENDO VALORES

$$B = 2 \left[\frac{9.84}{2} + 8.33 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{33.5}{2} \right) \right]$$

$$B = 18.79 \text{ m.}$$

LA PRESION VERTICAL A LARGO PLAZO FUE ENTONCES:

$$P_v = \frac{18.79 \left[1.8 - \frac{2(2.4)}{18.79} \right]}{2 (1) \operatorname{tg} 33.5^\circ} \left[1 - e^{-(1) \operatorname{tg} 33.5^\circ \frac{2(18.1)}{18.79}} \right]$$

$$\underline{\underline{P_v = 15.80 \text{ t/m}^2}}$$

5.1.4.2. COMPUTO DE LA CARGA HORIZONTAL.

SE CONSIDERO QUE LA PRESION HORIZONTAL SE INCREMENTA CON LA PROFUNDIDAD DEL TUNEL DE ACUERDO A LO MENCIONADO EN LA SECCION - 3.3.4.

LA PRESION LATERAL A LA ALTURA DE LA CLAVE DEL TUNEL ESTA - DADA POR:

$$e_1 = P_v \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \operatorname{ctg} \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

CONSIDERANDO EL INCREMENTO DE LA PRESION VERTICAL A LO LARGO DE LA ALTURA DEL TUNEL SE TIENE QUE LA PRESION HORIZONTAL AL NIVEL DEL PISO ES:

$$e_2 = (P_v + m \gamma) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \operatorname{ctg} \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

DONDE m ES LA ALTURA DEL TUNEL.

EL VALOR NUMERICO DE LAS PRESIONES RESULTO SER:

$$e_1 = 15.8 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{33.5^\circ}{2} \right) - 2(2.4) \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{33.5^\circ}{2} \right)$$

$$\underline{\underline{e_1 = 1.98 \text{ T/m}^2}}$$

$$e_2 = 15.8 + 8.33(1.8) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{33.5^\circ}{2} \right) - 2(2.4) \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{33.5^\circ}{2} \right)$$

$$\underline{\underline{e_2 = 6.31 \text{ T/m}^2}}$$

5.1.4.3. COMPUTO DE LA CARGA VERTICAL QUE ACTUA EN EL PISO.

SE CONSIDERO A LA PRESION VERTICAL QUE ACTUA SOBRE EL PISO IGUAL A LA PRESION VERTICAL MAS EL PESO DE LA ESTRUCTURA DESPRECIANDO LA FRICCION ENTRE LAS PAREDES DEL TUNEL Y EL SUELO.

EL AREA DE LA SECCION TRANSVERSAL DE CONCRETO ES IGUAL A -- 16.45 M². CONSIDERANDO UN PESO VOLUMETRICO DEL CONCRETO DE 2.4 T/M³, EL PESO DE LA ESTRUCTURA RESULTA:

$$A \gamma_{\text{conc}} = 16.45 (2.4) = 39.48 \text{ T/m}$$

EL CUAL ESTA DISTRIBUIDO SOBRE UNA BASE DE 8.64 M. ENTONCES

$$P = \frac{39.48}{8.64} = 4.57 \text{ T/m}^2$$

POR LO TANTO LA CARGA QUE ACTUA EN EL PISO ES:

$$P_p = P_v + P$$

$$P_p = 15.8 + 4.57$$

$$\underline{P_p = 20.37 \text{ T/m}^2}$$

LAS PRESIONES QUE ACTUAN EN EL TUNEL SE MUESTRAN EN LA FIGURA 5.4.

5.1.4.4. ANALISIS DE LAS CARGAS Y DISEÑO.

UNA VEZ QUE SE OBTUVIERON LAS CARGAS QUE ACTUAN SOBRE EL TUNEL SE REALIZO UN ANALISIS CONVENCIONAL EN EL CUAL SE CONSIDERO QUE EL SUELO PERIMETRAL A LA SECCION SOLO ACTUA COMO CARGA SOBRE LA ESTRUCTURA Y NO PARTICIPA COMO RESTRICCION EN LAS DEFORMACIONES DE LA MISMA.

EL ANALISIS SE REALIZO POR MEDIO DE UN PROGRAMA DE COMPUTADORA - QUE DIO COMO RESULTADO LOS ELEMENTOS MECANICOS QUE SE MUESTRAN - EN LA FIGURA 5.5.

SE LLEVO A CABO OTRO ANALISIS CONSIDERANDO QUE EL SUELO PERIMETRAL RESTRINGE LAS DEFORMACIONES DE LA ESTRUCTURA Y MODIFICA DE MANERA IMPORTANTE LA DISTRIBUCION Y MAGNITUD DE LAS PRESIONES HORIZONTALES Y DE LA SECCION VERTICAL. EN ESTE CASO SE TOMA EN CUENTA LA INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA SOBRE UN MODELO QUE -- IDEALIZA AL SUELO COMO UN CONJUNTO DE BARRAS HORIZONTALES Y VERTICALES QUE RODEAN A LA ESTRUCTURA Y RESTRINGEN SUS DESPLAZAMIENTOS. EN LAS PARTES EN LAS QUE SE TIENEN BARRAS EN AMBAS DIRECCIONES SE ESTAN SUPONIENDO REACCIONES CON UNA CIERTA INCLINACION, DONDE LAS BARRAS VERTICALES Y HORIZONTALES SON SUS COMPONENTES. SE CONSIDERA QUE LA RIGIDEZ DE LAS BARRAS ES IGUAL A LA RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE DEL SUELO PERIMETRAL. ESTE MODELO SE PUEDE OBSERVAR EN LA FIGURA 5.6.

LAS DIMENSIONES DE LAS BARRAS SE DEFINEN POR MEDIO DE LAS SIGUIENTES EXPRESIONES:

$$\frac{E A_b}{L} = K_{vat}$$

Y

$$\frac{E A_b}{L} = K_{hat}$$

DONDE

E = MODULO DE ELASTICIDAD DE LA BARRA QUE SIMULA AL SUELO

A_b = AREA DE LA SECCION TRANSVERSAL DE LA BARRA QUE SIMULA AL SUELO

L = LONGITUD DE LA BARRA QUE SIMULA AL SUELO.

Kv y Kh = MODULOS DE REACCION DE SUBGRADO VERTICAL Y HORIZONTAL DEL SUELO.

At = AREA DE UNA SECCION TRANSVERSAL DE LA COLUMNA DE SUELO QUE SERA SIMULADA POR UNA BARRA.

ESTE MODELO PERMITE TOMAR EN CUENTA POR SEPARADO LOS MODULOS DE REACCION DE SUBGRADO VERTICAL Y HORIZONTAL SELECCIONANDOSE SI FUERA NECESARIO VALORES DISTINTOS DE DICHS MODULOS PARA CADA BARRA.

UNA VEZ MAS, SE REALIZO EL ANALISIS MEDIANTE UN PROGRAMA DE COMPUTADORA QUE DIO COMO RESULTADO LOS DIAGRAMAS DE CARGA QUE SE INDICAN EN LA FIGURA 5.7 Y LOS ELEMENTOS MECANICOS DE LA FIGURA 5.8.

SE PUEDE NOTAR QUE SI SE CONSIDERA LA INTERACCION SUELO ESTRUCTURA SE REDUCEN CONSIDERABLEMENTE LOS MOMENTOS FLEXIONANTES Y POR LO TANTO EL REFUERZO DEL REVESTIMIENTO.

EL REFUERZO DE LA SECCION SE CALCULO EMPLEANDO EL CRITERIO DE DISEÑO POR CARGA ULTIMA PARA PIEZAS DE CONCRETO EN FLEXOCOMPRESION DE ACUERDO AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL. LOS RESULTADOS SE MUESTRAN EN LA FIGURA 5.9.

5.1.5. ESTABILIDAD DEL FRENTE.

SE ANALIZO LA ESTABILIDAD EN EL FRENTE DE ACUERDO A LO EXPUESTO EN LA SECCION 3.5. CONSIDERANDO LOS SIGUIENTES DATOS:

COHESION DEL SUELO (c) = 2.4 T/M²

PROFUNDIDAD A LA CLAVE DEL TUNEL (H) = 18.1 M

RADIO DEL TUNEL (B) = 4.92 M

ALTURA DEL TUNEL (A) = 8.33 M
 DIAMETRO DEL TUNEL (D) = 9.84 M
 LONGITUD DE AVANCE (a) = 2.40 m

EL FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA LA FALLA DEL FRENTE SE EXPRESA COMO:

$$FS = \frac{2sm \frac{zd}{D} + \frac{2sm}{(1+a/l) \sqrt{ka}} \frac{zd}{A} + \frac{3.4 c}{(1+a/l)^2 \sqrt{ka}}}{\gamma H + \frac{2}{3} \frac{\gamma A}{(1+a/l)^2}}$$

EN DONDE

$$l = Atg \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

SUSTITUYENDO VALORES

$$l = 8.33 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{33.5^\circ}{2} \right) = 4.48 \text{ m}$$

ka ES EL COEFICIENTE ACTIVO DE EMPUJE DE TIERRAS CUYO VALOR ES

$$ka = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

EN ESTE CASO

$$ka = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{33.5}{2} \right) = 0.2887$$

EN ESTE CASO SE CUMPLE LA CONDICION $H > 3B$ YA QUE

$$3B = 3(4.92) = 14.76 \text{ m} < H = 18.1 \text{ m}$$

ENTONCES zd TOMA EL VALOR DE 3B = 14.76 M Y EL CORTANTE MAXIMO ES:

$$\tau_{MAX} = 0.35 \gamma H$$

$$\tau_{MAX} = 0.35 (1.8) (18.1) = 11.403 \text{ T/m}^2$$

CONSIDERANDO QUE EL CORTANTE CRECE LINEALMENTE PARTIENDO DE CERO, EL CORTANTE MEDIO RESULTA:

$$S_m = \frac{\zeta_{MAX}}{2}$$

$$S_m = \frac{11.403}{2} = 5.7015 \text{ T/m}^2$$

LA EXPRESION

$$1 + \frac{a}{\lambda}$$

TOMA UN VALOR DE

$$1 + \frac{a}{\lambda} = 1 + \frac{2.4}{4.48} = 1.5357$$

SUSTITUYENDO VALORES SE ENCUENTRA EL FACTOR DE SEGURIDAD SI SE EXCAVA A SECCION COMPLETA.

$$FS = \frac{2(5.7015) \frac{14.76}{9.84} + \frac{2(5.7015) 14.76}{1.5357 \sqrt{0.2887}} + \frac{3.4 (2.4)}{8.33 (1.5357)^2 \sqrt{0.2887}}}{1.8 (18.1) + \frac{2}{3} \frac{(1.8) (8.33)}{(1.5357)^2}}$$

$$FS = 1.30$$

SI EN CAMBIO SE EXCAVA EL TUNEL A MEDIA SECCION SE TIENE --
QUE:

$$A = \frac{8.33}{2} = 4.165$$

$$\lambda = A \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\lambda = 4.165 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{33.5^\circ}{2} \right)$$

$$\lambda = 2.238 \text{ m}$$

$$1 + \frac{a}{\lambda} = 1 + \frac{2.4}{2.238} = 2.0724$$

EL FACTOR DE SEGURIDAD RESULTA

$$FS = \frac{\frac{14.76}{2(5.7015)} + \frac{2 \cdot (5.7015)}{9.84} + \frac{14.76}{2.0724 \sqrt{0.2887}} + \frac{3.4(2.4)}{(2.0724)^2 \sqrt{0.2887}}}{1.8(18.1) + \frac{2}{3} \frac{(1.8)(4.165)}{(20.0724)}}$$

$$FS = 1.69$$

COMO EL FACTOR DE SEGURIDAD A MEDIA SECCION ES ALGO MAYOR - QUE EL DE LA EXCAVACION A SECCION COMPLETA, SE DECIDIO PERFORAR A MEDIA SECCION PARA MAYOR SEGURIDAD.

5.2 DISEÑO DE UN TRAMO DE TUNEL DEL METRO LOCALIZADO EN LA ZONA DE TRANSICION DE LA CIUDAD DE MEXICO⁽⁴⁵⁾ (46) (44)

EL TRAMO QUE A CONTINUACION SE ESTUDIARA PERTENECE COMO EN EL CASO ANTERIOR A UN TRAMO SUBTERRANEO DEL SISTEMA DE TRANSPORTE COLECTIVO - METRO. LA ELECCION DE LA RUTA, LAS DIMENSIONES Y SECCION DEL TUNEL SE ELIGIERON DE MANERA SIMILAR AL EJEMPLO PREVIO. SIN EMBARGO EL CRITERIO PARA EL DISEÑO DEL REVESTIMIENTO - FUE COMPLETAMENTE DISTINTO, YA QUE EL METODO DE CONSTRUCCION COMO LAS CONDICIONES DEL SUBSUELO SON MUY DIFERENTES EN AMBOS CASOS.

EN ESTE CASO EL TUNEL PERTENECE A UN TRAMO DE LA LINEA 1 -- DEL METRO QUE COMPRENDE A LA ESTACION TACUBAYA Y QUE SE LOCALIZA EN LA ZONA DE TRANSICION DE LA CIUDAD (VER FIGURA 5.10). LA EXCAVACION SE REALIZO SOBRE ARENAS Y GRAVAS CALCAREAS CON DENSIDADES - RELATIVAS ENTRE MEDIA Y MUY COMPACTA, Y CONTENIDOS DE AGUA QUE -

VARIAN ENTRE 25% Y 50%, EL NIVEL DE AGUAS FREATICAS SE LOCALIZA ENTRE LOS 5 Y 8 M DESDE LA SUPERFICIE. UNO DE LOS SONDEOS REALIZADOS SE MUESTRA EN LA FIGURA 5.11. ESTAS CONDICIONES OBLIGARON A UTILIZAR ESCUDOS COMO MEDIO DE EXCAVACION, COLOCANDO DOVELAS - INMEDIATAMENTE DESPUES, EL SISTEMA PERMITE SOPORTAR EL SUELO SUBYACENTE TENIENDO UNA MINIMA LONGITUD DE SUELO SIN SOPORTE Y ASI EVITAR EL DESCENSO DE LA MASA.

5.2.1. REVESTIMIENTO

LA SOLUCION QUE SE PROPUSO PARA LOS SOPORTES TEMPORALES Y - DEFINITIVOS, FUE LA COLABORACION DE UN SOLO REVESTIMIENTO QUE CUMPLIERA CON AMBAS FUNCIONES. ESTE CONSISTE EN DOVELAS PREFABRICADAS DE CONCRETO REFORZADO QUE CONSTITUYEN UN REVESTIMIENTO FLEXIBLE, DE MANERA DE APROVECHAR AL MAXIMO LA INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA DE ACUERDO A LO PRESENTADO EN LA SECCION 3.3.1. SE BUSCO FORMAR EL ANILLO CON EL MINIMO NUMERO DE DOVELAS POSIBLE CON EL FIN DE TENER MAYOR FACILIDAD DE MANEJO Y COLOCACION. ESTO LLEVO A LA SOLUCION DE COLOCAR 3 DOVELAS PARA PODER TRANSPORTARLAS A TRAVES DEL TUNEL. CON EL FIN DE EVITAR QUE QUEDARAN huecos ENTRE LA EXCAVACION Y EL ADEME SE INYECTO LECHADA DE CEMENTO UNA VEZ INSTALADO EL ANILLO. FINALMENTE SE DIO UNA CAPA DE CONCRETO LANZADO A LAS PARTES QUE SUFRIERON ALGUN DAÑO DURANTE SU MANEJO Y COLOCACION.

EN DISEÑO SE LLEVO A CABO TOMANDO EN CUENTA 2 TIPOS DE CARGA: LAS CARGAS PRODUCIDAS DURANTE EL ALMACENAMIENTO, MANEJO Y COLOCACION DE LAS DOVELAS, ASI COMO EL EMPUJE INDUCIDO POR LOS GATOS HIDRAULICOS; Y LAS CARGAS DE SUELO QUE ACTUAN A LARGO PLAZO

SOBRE EL TUNEL.

LAS DOVELAS FUERON COLOCADAS COMO SE MUESTRA EN LA FIGURA 5.12. LA DOVELA DE PISO TIENE UNA FORMA QUE PERMITE ACOMODAR - LAS INSTALACIONES DE LAS VIAS Y ADEMAS PROVEE UN CANAL DE DRENAJE. YA QUE ESTA DOVELA ES DIFERENTE A LAS DE CORONA, FUE NECESARIO ANALIZARLAS INDEPENDIEMENTE.

5.2.1.1. ANALISIS DE LAS ACCIONES POR ALMACENAMIENTO, TRANSPORTE Y COLOCACION.

LAS DIMENSIONES DE LAS DOVELAS PUEDEN OBSERVARSE EN LA FIGURA 5.12. SIENDO EL ANCHO DE ESTAS DE 80 CM, Y EL DIAMETRO EXTERIOR DEL TUNEL IGUAL A 9 M, LOS PESOS Y VOLUMENES SE PRESENTAN A CONTINUACION:

	VOLUMEN	PESO
DOVELA DE CORONA	1.79 M ³	4300 KG.
DOVELA DE PISO	2.48 M ³	5950 KG.
ANILLO COMPLETO	6.06 M ³	14540 KG.

DURANTE EL ALMACENAMIENTO LA DOVELA DE PISO ES CRITICA EN EL CENTRO Y EN EL CAMBIO DE SECCION, PORQUE TRABAJA COMO CANTILIVER. LAS SECCIONES CRITICAS, LAS CARGAS Y LOS BRAZOS DE PALANCA - SE INDICAN EN LA FIGURA 5.13. LOS ELEMENTOS MECANICOS SON ENTONCES

	SECCION A	SECCION B
FUERZA CORTANTE	2975 KG	1195 KG.
MOMENTO FLEXIONANTE	505750 KG- CM	125475 KG-CM

LA DOVELA DE CORONA TIENE UNA SECCION CRITICA EN EL CENTRO CUANDO ESTA ALMACENADA, Y UNA EN CADA PUNTO DE DONDE SE LEVANTA DURANTE EL MANEJO. LAS DIMENSIONES DE LAS FUERZAS Y LOS BRAZOS SE MUESTRAN EN LA FIGURA 5.14.

DE MANERA ANALOGA AL CASO ANTERIOR LAS FUERZAS Y MOMENTOS SON:

	SECCION C	SECCION D
FUERZA CORTANTE	1100 KG	2150 KG.
MOMENTO FLEXIONANTE	121000 KG-CM	430000 KG-CM

5.2.1.2. ANALISIS DE LAS ACCIONES INDUCIDAS POR LOS GATOS HIDRAULICOS

LOS GATOS DE EMPUJE SON CAPACES DE PRODUCIR UNA PRESION -- PROMEDIO DE 155 KG/CM^2 . CONSIDERANDO QUE EL F'c DEL CONCRETO ES DE 350 KG/CM^2 SE APLICO UN ESFUERZO PROMEDIO DEL 44% DE F'c, LO QUE ES ACEPTABLE TOMANDO EN CUENTA EL LAPSO TAN CORTO DURANTE EL CUAL ESTA SOMETIDA LA PIEZA A LA CARGA.

5.2.1.3. ANALISIS DE LAS ACCIONES PRODUCIDAS POR LAS CARGAS DE SUELO

TOMANDO EN CUENTA EL METODO CONSTRUCTIVO, UN ANALISIS CONSERVADOR ES CONSIDERAR QUE EL REVESTIMIENTO ESTA SUJETO A UNA PRESION RADIAL IGUAL AL PESO DE LA SOBRECARGA DEL SUELO, ADEMAS DE LOS ESFUERZOS DE FLEXION PRODUCIDOS POR UNA CARGA VERTICAL -- UNIFORME SUFICIENTE PARA PRODUCIR UNA DEFORMACION $\frac{\Delta D}{D}$ DE 0.45 POR CIENTO. EN LA PRACTICA SE HA OBSERVADO QUE ESTA MAGNITUD DE DE

FORMACION AYUDA A DESARROLLAR CIERTA UNIFORMIDAD EN LAS PRESIONES RADIALES.

TOMANDO EN CUENTA LOS SIGUIENTES DATOS:

PESO VOLUMETRICO MEDIO DEL SUELO (γ) = 1.7 T/M³

PROFUNDIDAD DEL TUNEL (H) = 16M

ESPESOR DE LA DOVELA (d) = 25 CM

RADIO DEL TUNEL (R) = 4.50 M

SE CALCULARON LA PRESION RADIAL, LA CARGA ω NECESARIA PARA PRODUCIR LA DEFLEXION $\frac{\Delta D}{D} = 0.45\%$ Y LOS MOMENTOS PRODUCIDOS POR ESTA CARGA.

LA PRESION RADIAL ES IGUAL AL PESO TOTAL DE SOBRECARGA Y ES IGUAL A:

$$P_R = \gamma H = 1.7 (16) = 27.2 \text{ T/m}^2$$

POR OTRO LADO, SE CALCULO ω TOMANDO EN CUENTA QUE LA DEFLEXION ES:

$$f = \frac{\omega R^3}{12 EI}$$

ENTONCES

$$\omega = \frac{12 EI}{R^3} \frac{\Delta D}{D}$$

DE DONDE

$$E = 10\ 000 \sqrt{f'c} = 10\ 000 \sqrt{350} = 187\ 000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 1\ 870\ 000 \text{ T/m}^2$$

$$I = \frac{bd^3}{12} = \frac{(1) (0.25)^3}{12} = 0.0013 \text{ m}^4$$

$$R^3 = (4.5)^3 = 91.125 \text{ m}^3$$

$$\frac{\Delta D}{D} = 0.0045$$

SE TIENE POR LO TANTO QUE

$$\omega = \frac{12 (1\ 870\ 000) (0.0013)}{91.125} = 0.0045$$

$$\omega = 1.44 \text{ T/m}^2$$

LAS CARGAS RADIAL Y UNIFORME SE MUESTRAN EN LA FIGURA 5.15

EL ANALISIS DE LOS ELEMENTOS MECANICOS SE REALIZO TOMANDO

EN CUENTA DOS CONSIDERACIONES:

A) EL ANILLO ES CONTINUO

B) EL ANILLO ESTA FORMADO POR 3 SEGMENTOS SEPARADOS.

EN EL PRIMER CASO LOS MOMENTOS MAXIMOS OCURREN EN EL PISO - Y EN LA CORONA, Y ESTAN DADOS POR LA ECUACION:

$$M = 0.25 \omega R^2$$

SUSTITUYENDO VALORES

$$M = 0.25 (1.44) (4.5)^2 = 7.29 \text{ T-m}$$

$$M = 729\ 000 \text{ kg-cm}$$

CUANDO SE CONSIDERAN SEGMENTOS, LOS MAXIMOS MOMENTOS EN LAS DOVELAS DE CORONA SE PRESENTAN 15° SOBRE EL INICIO DEL ARCO CON UNA MAGNITUD DE:

$$M = 0.28 \omega R^2$$

QUE PARA ESTE CASO ES

$$M = 0.28 (1.44) (4.5)^2 = 8.16 \text{ T-m}$$

$$M = 816\ 000 \text{ kg-cm}$$

EN LAS DOVELAS DE PISO SE PRESENTA EL MOMENTO MAXIMO EN EL CENTRO CON UN VALOR DE:

$$M = 0.50 \omega R^2$$

ENTONCES

$$M = 0.50 (1.44) (4.5)^2 = 14.58 \text{ T-m}$$

$$M = 1\,458\,000 \text{ kg - cm}$$

5.2.1.4. ACERO DE REFUERZO

EL DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO SE LLEVO A CABO UTILIZANDO EL CRITERIO DE DISEÑO ULTIMO DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES - DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL.

EL ARMADO DE LAS SECCIONES QUEDO COMO SIGUE:

SECCION	ESPESOR	ARMADO
A	65 CM	4 # 5
B	25 CM	4 # 4
C	25 CM	4 # 4
D	35 CM	4 # 4 + 3 # 5

EN LAS SECCIONES DE 25 CM SE COLOCARON ESTRIBOS DEL # 2 ESPACIADOS A CADA 25 CM. EN ESPESORES MAYORES SE UTILIZARON ESTRIBOS DEL #3 CON LA MISMA SEPARACION QUE EN EL CASO ANTERIOR.

5.3 DISEÑO DE UN TRAMO DE TUNEL DEL SISTEMA DE DRENAJE PROFUNDO LOCALIZADO EN LA ZONA DE LAGO DE LA CIUDAD DE MEXICO.

(47) (48) (49) (50) (51) (52) (44)

EL SISTEMA DE DRENAJE PROFUNDO ESTA FORMADO BASICAMENTE POR UN EMISOR CENTRAL Y DOS INTERCEPTORES QUE CONFLUYEN EN EL. ESTOS ULTIMOS ATRAVIESAN LA CIUDAD EN DIRECCION SUR-NORTE. EL INTERCEPTOR CENTRAL ARRANCA CERCA DEL MONUMENTO A LA RAZA Y EL ---

ORIENTE LO HACE EN LA CALLE ORIENTE 157. AMBOS SE JUNTAN CON EL EMISOR CENTRAL EN CUAUTEPEC EN LA LUMBRERA NUMERO O. DE ESTE -- PUNTO ARRANCA EL EMISOR AVANZANDO EN DIRECCION NOROESTE HASTA -- DESCARGAR EN EL RIO DEL SALTO.

EL CASO QUE AQUI SE ESTUDIARA CORRESPONDE A UN TRAMO DEL INTERCEPTOR CENTRAL ENTRE LAS LUMBRERAS 8 Y 9. SU LOCALIZACION SE INDICA EN LA FIGURA 5.16. DICHA EXCAVACION ATRAVIESA ARCILLAS DE ALTA PLASTICIDAD Y COMPRESIBILIDAD CON CONTENIDOS DE AGUA NATU--RAL ENTRE 50% Y 300%, LIMITES LIQUIDOS ENTRE 160% Y 190% Y LIMITE PLASTICOS QUE VARIAN DE 60% A 70%, PERTENECIENTES A LA ZONA DE LAGO DE LA CIUDAD DE MEXICO.

5.3.1. LOCALIZACION.

COMO YA ES CONOCIDO, EN LA CIUDAD DE MEXICO SE HAN TENIDO - PROBLEMAS EN EL DRENAJE A CAUSA DE LOS HUNDIMIENTOS DE LA MISMA. (9M APROXIMADAMENTE EN LO QUE VA DEL PRESENTE SIGLO). EN SISTE--MA DE DRENAJE QUE EN PRINCIPIO FUE DISEÑADO PARA TRABAJAR POR -- GRAVEDAD, AHORA REQUIERE DE BOMBEO PARA EVITAR INUNDACIONES. ES TE PROBLEMA SE SOLUCIONO UBICANDO EL INTERCEPTOR CENTRAL EN LA - PARTE BAJA DEL PRIMER ESTRATO DE ARCILLAS LACUSTRES, YA QUE LA - CAPA INFERIOR DE ARCILLAS HA PASADO POR LA FASE DE CONSOLIDACION Y ASENTAMIENTOS INDUCIDOS POR LA EXTRACCION DE AGUA DESDE LOS -- ACUIFEROS SUBYACENTES. SEGUN EL SONDEO 0+936, EL TRAMO DE TUNEL QUE SE ENCUENTRA ENTRE LAS LUMBRERAS 8 Y 9 QUEDARIA A 23.4 M DE PROFUNDIDAD DESDE LA SUPERFICIE (VER FIGURA 5.17.)

5.3.2. SECCION TRANSVERSAL.

LA CONSTRUCCION DEL INTERCEPTOR CENTRAL SE LLEVO A CABO POR MEDIO DE UN ESCUDO COMO SE HABIA HECHO EN LA MAYOR PARTE DE LAS OBRAS DEL MISMO SISTEMA PARA LOGRAR EVITAR EL DESCENSO DE LA MASA DE SUELO ALTAMENTE COLAPSABLE DENTRO DEL TUNEL. DEBIDO A ESTOS REQUERIMIENTOS DE CONSTRUCCION, ADEMAS DE LAS NECESIDADES HIDRAULICAS Y DE OPERACION SE DECIDIO QUE EL TUNEL TENDRIA UNA FORMA CIRCULAR CON UN DIAMETRO DE 6 M.

5.3.3. REVESTIMIENTO PRIMARIO.

SIENDO EL SISTEMA DE EXCAVACION DE ESTE TUNEL POR MEDIO DE UN ESCUDO ABIERTO, EL REVESTIMIENTO PRIMARIO SELECCIONADO CONSISTE EN DOVELAS PREFABRICADAS DE CONCRETO DE 25 CM DE ESPESOR, 60 CM DE ANCHO Y 1.08 M DE LONGITUD QUE FUERON COLOCADAS INMEDIATAMENTE DESPUES DE LA RETRACCION DE LOS GATOS CON LOS QUE AVANZA EL ESCUDO.

5.3.4. REVESTIMIENTO DEFINITIVO.

5.3.4.1. DETERMINACION DE LAS ACCIONES.

EN LA DETERMINACION DE LOS ELEMENTOS MECANICOS PARA EL DISEÑO DEL REVESTIMIENTO DEFINITIVO SE CONSIDERARON DOS ALTERNATIVAS:

- 1) NO EXISTE INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA
- 2) TOMANDO EN CUENTA LA INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA.

5.3.4.1.1. SIN INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA

SUPONIENDO AL ADEME INFINITAMENTE RIGIDO, EN COMPARACION --
CON LA RIGIDEZ DEL SUELO, LOS ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO SE -
OBTIENEN CON LAS SIGUIENTES EXPRESIONES:

MOMENTO FLEXIONANTE

$$M = \pm 0.25 \gamma H (k_o - 1) R^2$$

ESFUERZO DE COMPRESION MAXIMO VERTICAL

$$C_v = \gamma HR$$

ESFUERZO DE COMPRESION MAXIMO HORIZONTAL

$$C_h = \gamma HRk_o$$

DONDE:

γ = PESO VOLUMETRICO DEL SUELO

H = PROFUNDIDAD DEL EJE DEL TUNEL

k_o = COEFICIENTE DE PRESION DE TIERRAS

R = RADIO DEL TUNEL

PARA EL TRAMO EN ESTUDIO SE CONSIDERARON LOS SIGUIENTES DA-
TOS OBTENIDOS DEL SONDEO 0 + 936 (VER FIGURA 5.17), Y LOS DE LA
GEOMETRIA Y PROFUNDIDAD DEL TUNEL:

$$\gamma = 1.26 \text{ T/m}^3$$

$$R = 3 \text{ m}$$

$$H = 23.4 \text{ m}$$

DE LA TEORIA DE LA ELASTICIDAD, k_o SE OBTIENE POR LA RELA-
CION:

$$k_o = \frac{\nu}{1-\nu}$$

SIENDO ν EL MODULO DE POISSON DEL SUELO, QUE PARA LAS ARCILLAS DE LA CIUDAD DE MEXICO TOMA EL VALOR DE 0.37

ENTONCES

$$K_0 = \frac{0.37}{1 - 0.37} = 0.59$$

POR LO TANTO LOS ELEMENTOS MECANICOS RESULTAN SER:

$$M = 0.25 (1.26) (23.4) (0.59 - 1) (3)^2 = 27.20 \text{ T-m}$$

$$C_v = 1.26 (23.4) (3) = 88.45 \text{ T}$$

$$C_h = 1.26 (23.4) (0.59) (3) = 52.19 \text{ T}$$

5.3.4.1.2. CON INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA.

YA SE HA MENCIONADO QUE EL SUELO CONTRIBUYE DE MANERA IMPORTANTE PARA DISMINUIR LOS ESFUERZOS EN EL REVESTIMIENTO. POR LO TANTO, ES NECESARIO CONSIDERAR LA INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA CUANTIFICANDO LA RIGIDEZ DEL ADEME RELATIVA AL MEDIO. ESTO SE LOGRA MEDIANTE LA RELACION DE COMPRESIBILIDAD Y LA RELACION DE FLEXIBILIDAD QUE SE DEFINEN A CONTINUACION.

LA RELACION DE COMPRESIBILIDAD ES LA MEDIDA DE LA RIGIDEZ - EXTENSIONAL DEL MEDIO RELATIVA AL ADEME.

CONSIDERANDO QUE EL TUNEL ESTA SUJETO A UNA PRESION EXTERNA UNIFORME COMO EN LA FIGURA 5.18, LA DEFORMACION ES

$$\frac{\Delta D}{D} = \epsilon = \frac{P}{E} (1 + \nu) (1 - 2\nu)$$

DONDE E Y ν SON EL MODULO DE YOUNG Y POISSON DEL MEDIO RESPECTIVAMENTE.

LA RIGIDEZ EXTENSIONAL DEL SUELO ES

$$\frac{P}{\frac{\Delta D}{D}}$$

ENTONCES

$$\frac{P}{\frac{\Delta D}{D}} = \frac{E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$$

POR OTRO LADO LA RIGIDEZ EXTENSIONAL DEL ADEME QUE REEMPLAZA AL CILINDRO DEL MATERIAL ESTA DADA EN LA FIGURA 5.19, CUYA -- DEFORMACION ES

$$\frac{\Delta D}{D} = \frac{pR}{Ea t}$$

DONDE

E_a = MODULO DE YOUNG DEL ADEME

t = ESPESOR DEL ADEME.

POR SUSTITUCION DE

$$\frac{E_a}{1 - \nu a^2}$$

LA RIGIDEZ EXTENSIONAL DEL ADEME RESULTA:

$$\frac{P}{\frac{\Delta D}{D}} = \frac{\frac{E a t}{R}}{1 - \nu a^2}$$

EL COCIENTE DE LAS RIGIDECES EXTENSIONALES DA COMO RESULTADO LA RELACION DE COMPRESIBILIDAD (C):

$$C = \frac{\frac{E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}}{\frac{E a t}{(1 - \nu a^2)} \frac{1}{R}}$$

POR OTRO LADO, SE DEFINE LA RELACION DE FLEXIBILIDAD COMO LA MEDIDA DE LA RIGIDEZ FLEXIONANTE DEL MEDIO RELATIVA AL ADEME. ESTA SE REFIERE AL CAMBIO DE FORMA DE AMBOS, BAJO UN ESTADO CORRIENTE PURO.

CONSIDERANDO LA DEFORMACION DIAMETRAL IMAGINARIA DEL CIRCULO DE LA FIGURA 5.18 LA DEFORMACION RESULTA

$$\frac{\Delta D}{D} = \frac{P}{E} (1 + \nu)$$

Y POR LO TANTO, LA RIGIDEZ FLEXIONANTE DEL MEDIO ES

$$\frac{P}{\frac{\Delta D}{D}} = \frac{E}{1 + \nu}$$

LA DEFORMACION DIAMETRAL DEL ANILLO DE LA FIGURA 5.19 ES:

$$\frac{\Delta D}{D} = \frac{pR^3}{6EaIa}$$

ENTONCES LA RIGIDEZ FLEXIONANTE DEL ADEME VALE

$$\frac{P}{\frac{\Delta D}{D}} = \frac{6EaIa}{R^3 (1 - \nu a^2)}$$

LA RELACION ENTRE AMBAS RIGIDECES ES LA RELACION DE FLEXIBILIDAD (F) QUE TOMA UN VALOR DE

$$F = \frac{\frac{E}{(1 + \nu)}}{\frac{6EaIa}{(1 - \nu a^2)} \frac{1}{R^3}}$$

LOS ESFUERZOS CIRCUNFERENCIALES Y LA FLEXION, ADEMAS DE ESTAR AFECTADOS POR LAS RELACIONES DE COMPRESIBILIDAD Y FLEXIBILIDAD, DEPENDEN DEL DESLIZAMIENTO QUE SE PRODUCE ENTRE LA CARA DEL ADEME Y EL SUELO.

DESCOMPOSITANDO LA CONDICION DE CARGA EN UNA CARGA UNIFORME (q_u) Y OTRA CORRESPONDIENTE A CORTANTE PURO (q_c) (VER FIGURA -- 5.20) SE TIENE QUE

$$P_v = q_u + q_c$$

$$P_h = K_o P_v = q_u - q_c$$

$$q_u = (1 + K_o) \frac{P_v}{2}$$

$$q_c = (1 - K_o) \frac{P_v}{2}$$

SI ADEMAS SE CONSIDERA QUE (q^a) ES LA CARGA QUE TOMA EL ADEME, Y (q^s) LA QUE TOMA EL SUELO, q_c Y q_u RESULTAN:

$$q_u = q_u^s + q_u^a$$

$$q_c = q_c^s + q_c^a$$

CONSIDERANDO LA RELACION DE COMPRESIBILIDAD COMO EL COCIENTE

$$C = \frac{q_u^s}{q_u^a}$$

Y SUSTITUYENDO VALORES SE TIENE QUE

$$C = \frac{q_u - q_u^a}{q_u^a} = \frac{q_u}{q_u^a} - 1$$

DE DONDE

$$q_u^a = \frac{q_u}{C + 1} = \frac{(1 + K_o) P_v}{2(C + 1)}$$

PROCEDIENDO DE MANERA ANALOGA EL COEFICIENTE DE FLEXIBILIDAD RESULTA

$$F = \frac{q_c^s}{q_c^a}$$

ENTONCES

$$F = \frac{q_c - q_c^a}{q_c^a} = \frac{q_c}{q_c^a} - 1$$

POR LO TANTO

$$q_c^a = \frac{q_c}{F + 1} = \frac{(1 - K_0) P_V}{2 (F + 1)}$$

BAJO LA CONDICION DE CARGA UNIFORME SOLO SE PRESENTAN FUERZAS CIRCUNFERENCIALES DE COMPRESION CON UN VALOR DE

$$N_u = q_u^a R = \frac{(1 + K_0) P_V}{2 (C + 1)} R$$

LA CONDICION DE CARGA DE CORTANTE PURO PRODUCE FUERZAS DE COMPRESION EN LAS SECCIONES CORRESPONDIENTES AL DIAMETRO HORIZONTAL Y DE TENSION EN LAS CORRESPONDIENTES AL DIAMETRO VERTICAL, CUYOS VALORES SON

$$N_2 = q_c^a R = \frac{(1 - K_0) P_V}{2 (F + 1)} R$$

$$T_2 = q_c^a R = \frac{(1 - K_0) P_V}{2 (F + 1)} R$$

SUMANDO AMBAS CONDICIONES DE CARGA LAS FUERZAS CIRCUNFERENCIALES RESULTAN:

$$N = \frac{P_V}{2} \left[\frac{(1 + K_0)}{C + 1} \pm \frac{(1 - K_0)}{F + 1} \right] R$$

TOMANDO EN CUENTA LA RELACION ENTRE LA COMPRESIBILIDAD Y LA FLEXIBILIDAD

$$\frac{F}{C} = \frac{R^2}{t^2} (1 - 2\nu)$$

SE TIENE QUE

$$N = \frac{P_v}{2} \left[\frac{1 + K_o}{C + 1} \pm \frac{1 - K_o}{C \frac{R^2}{t^2} (1 - 2\nu) + 1} \right] R$$

COMO EL VALOR DEL SEGUNDO TERMINO DENTRO DEL PARENTESIS ES MUY PEQUEÑO EN COMPARACION CON EL PRIMERO, PARA VALORES RAZONABLES DE R/t ES ACEPTABLE CONSIDERAR QUE

$$N = \frac{P_v}{2} \frac{(1 + K_o)}{(C + 1)} R$$

PARA LA EVALUACION DE ESTA EXPRESION SE UTILIZARON LOS SIGUIENTES DATOS:

$$H = 23.4 \text{ m}$$

$$\gamma = 1.26 \text{ T/m}^3$$

$$R = 3 \text{ m}$$

$$\nu = 0.37$$

$$\nu_a = 0.20$$

$$E = 450 \text{ T/m}^2$$

$$Ea = 10\,000 \text{ f'c} = 10\,000 \cdot 250 = 158\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 1\,580\,000 \text{ T/m}^2$$

$$t = 50 \text{ cm} = 0.5 \text{ m}$$

$$K_o = 0.59$$

COMO

$$C = \frac{E}{\frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{Ea t} \frac{1}{R}}$$

ENTONCES

$$C = \frac{450}{(1 + 0.37) [1 - 2(0.37)]} = 0.0046$$

$$\frac{1\ 580\ 000\ (0.5)}{[1 - (0.2)^2]} \frac{1}{3}$$

ADEMAS

$$P_v = \gamma H = 1.26 (23.4) = 29.48$$

ENTONCES

$$N = \frac{P_v}{2} \frac{(1 + K_0)}{(C + 1)} = \frac{29.48 (1 + 0.59)}{2 (0.0046 + 1)} \quad (3)$$

$$N = 70 \text{ T}$$

LOS MOMENTOS FLEXIONANTES SE PRESENTAN DEBIDO A LA CONDICION DE CARGA DE CORTANTE PURO TOMANDO UN VALOR DE

$$M = \pm 0.5 q_c a R^2 = \pm \frac{(1 - K_0) P_v}{4(F + 1)} R^2$$

DONDE EL SINGO (+) CORRESPONDE A UNA SECCION DIAMETRAL VERTICAL Y (-) A UNA HORIZONTAL.

EVALUANDO LA RELACION DE FLEXIBILIDAD

$$F = \frac{\frac{E}{(1 + \nu)}}{\frac{6EaI_a}{(1 - \nu a^2)}} \frac{1}{R^3}$$

$$I_a = \frac{bt^3}{12} = \frac{(1) (0.5)^3}{12} = 0.0104$$

$$F = \frac{450}{(1 + 0.37)} = 0.0864$$

$$\frac{6 (1\ 580\ 000) (0.0104)}{[1 - (0.2)^2]} \frac{1}{(3)^3}$$

POR LO TANTO

$$M = \pm \frac{(1 - k_0) P_v}{4 (F + 1)} R^2 = \frac{(1 - 0.59) 29.48}{4(0.0864 + 1)} (3)^2$$

$$M = \pm 25 \text{ T-m.}$$

5.3.4.2. ACERO DE REFUERZO.

EL DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO SE LLEVO A CABO UTILIZANDO EL CRITERIO ULTIMO DE DISEÑO SEGUN LAS ESPECIFICACIONES DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL. LOS RESULTADOS SE INDICAN EN LA FIGURA 5.21.

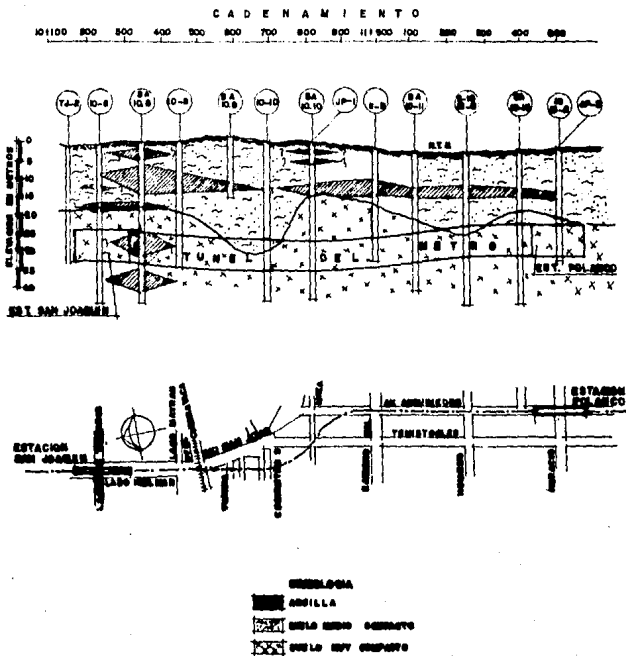


FIG. 8.2. PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL TRAMO SAN JOAQUIN - POLANCO

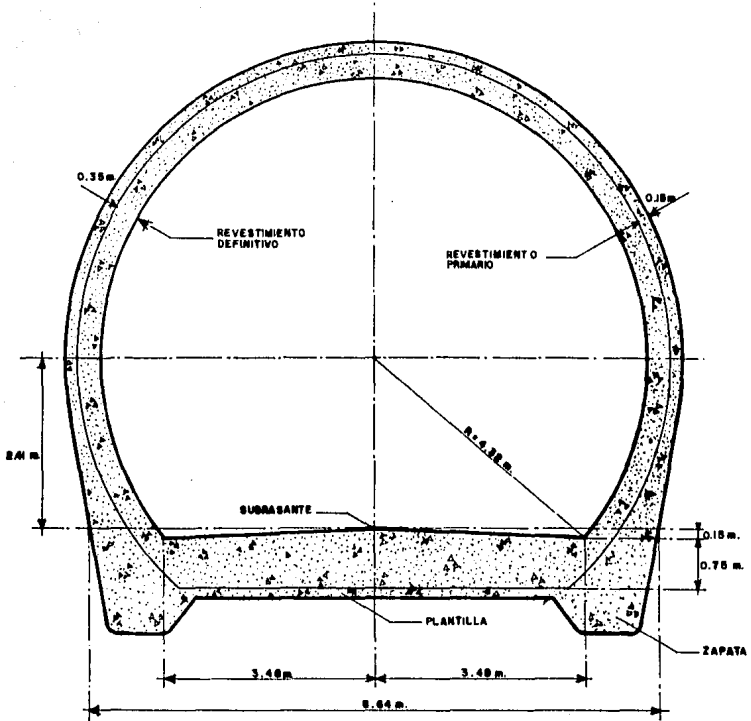


FIG. 5.3. SECCION TRANSVERSAL.

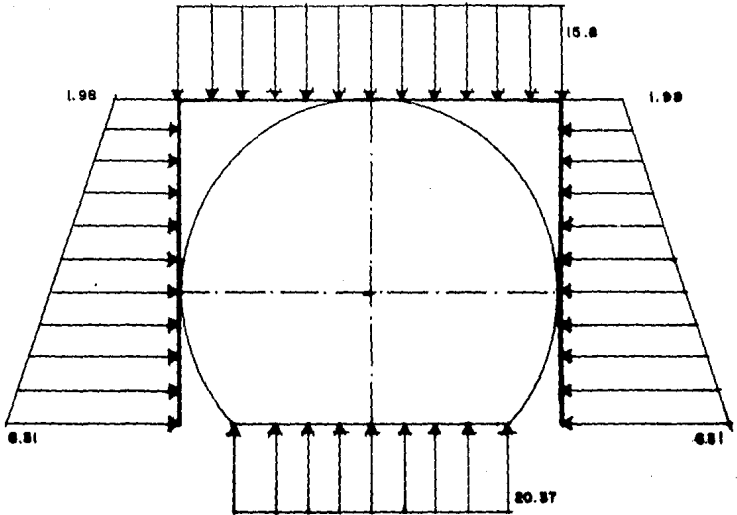


FIG. 3.4 DIAGRAMA DE FUERZAS ACTUANTES SIN CONSIDERAR LA INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA.

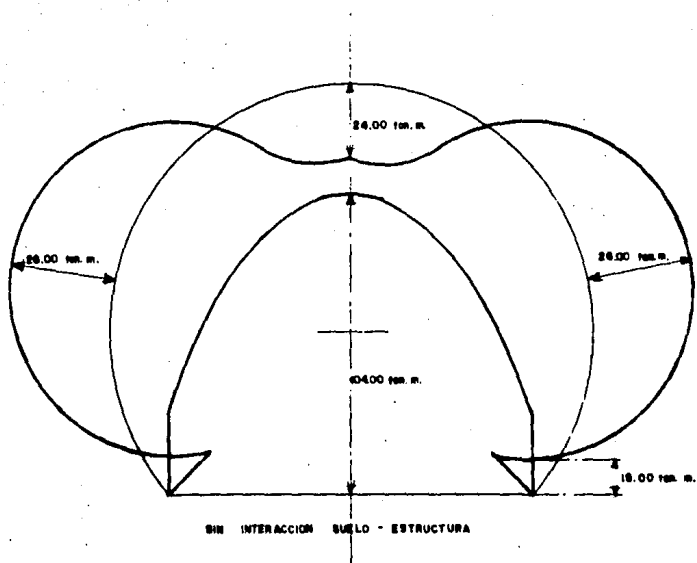


FIG. 9. 5. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES.

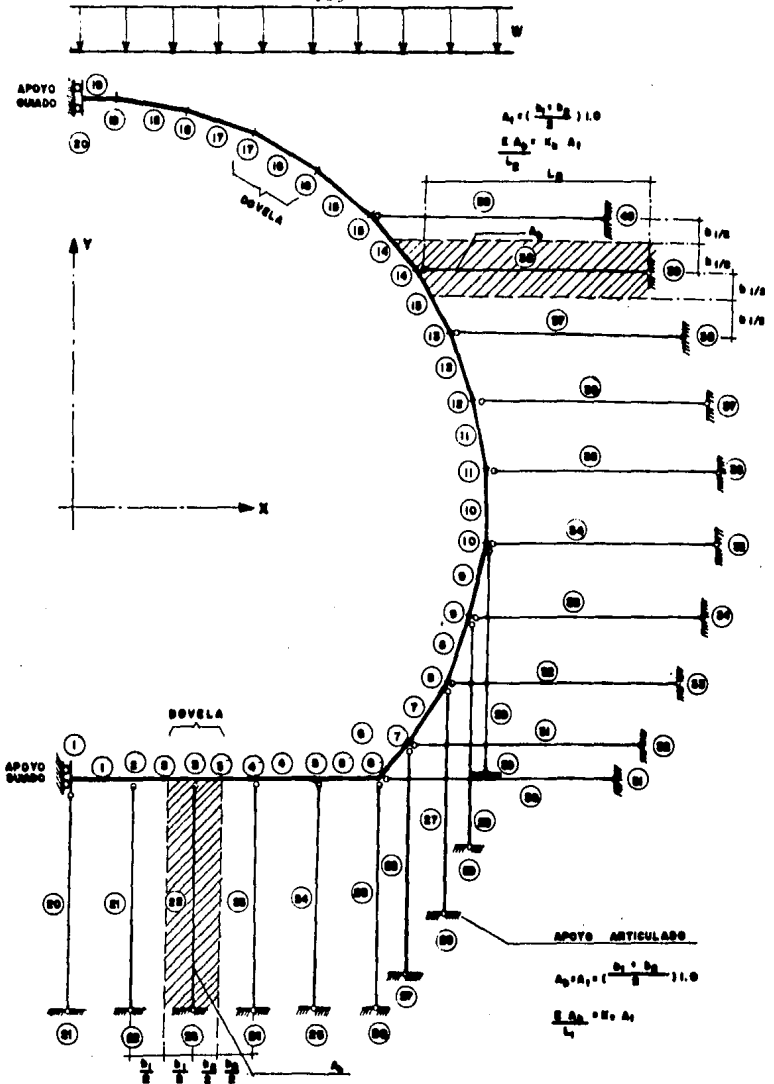


FIG. 8.6. MODELO CONSIDERANDO LA INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA

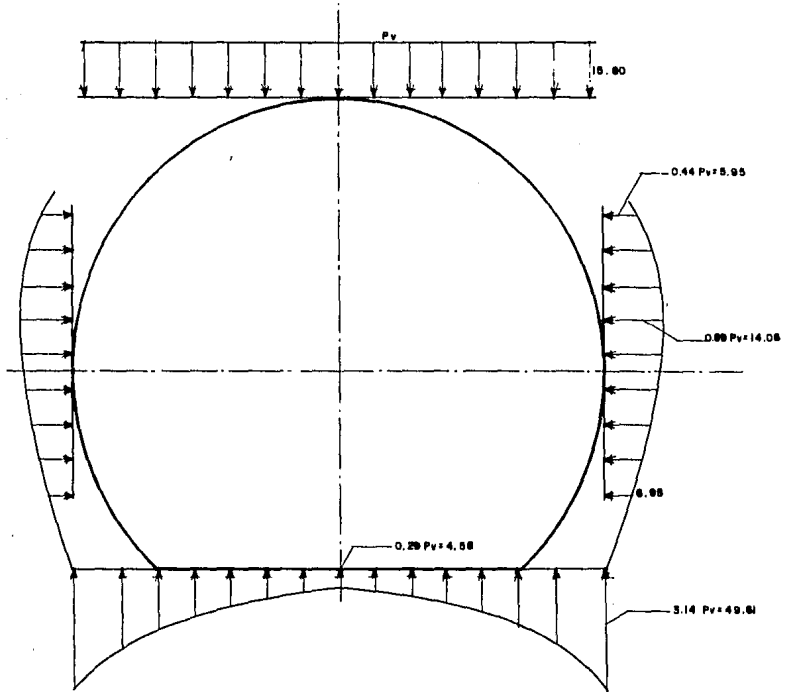
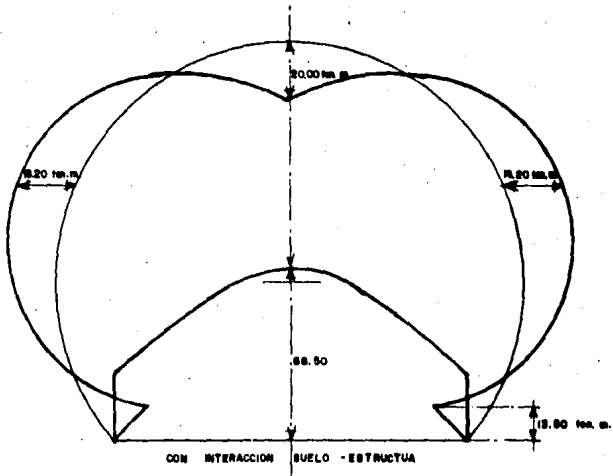


FIG. 5. 7. CARGAS DEL SUELO RESULTANTES DEL MODELO EN EL QUE SE CONSIDERA LA INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA .



5.8. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES

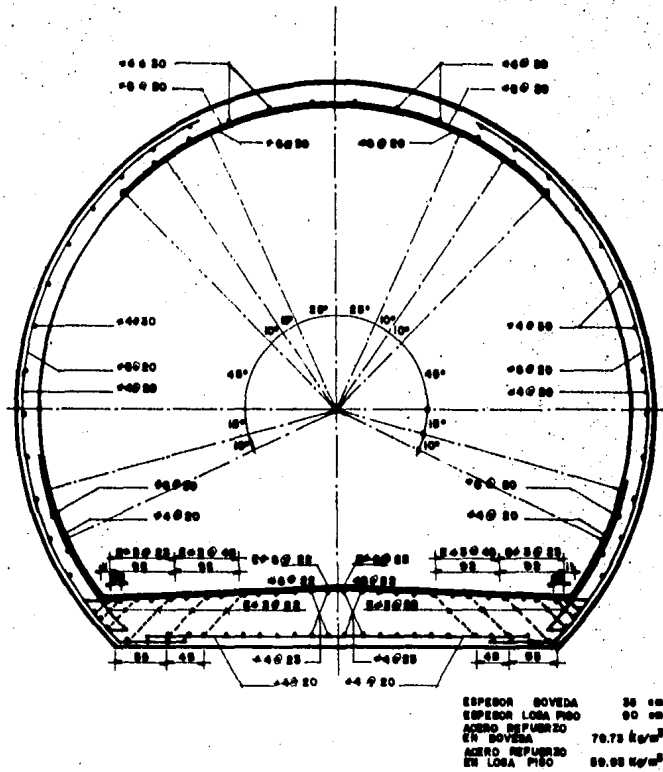


FIG. 8.9. ESPEJOR Y ACERO DE REFUERZO

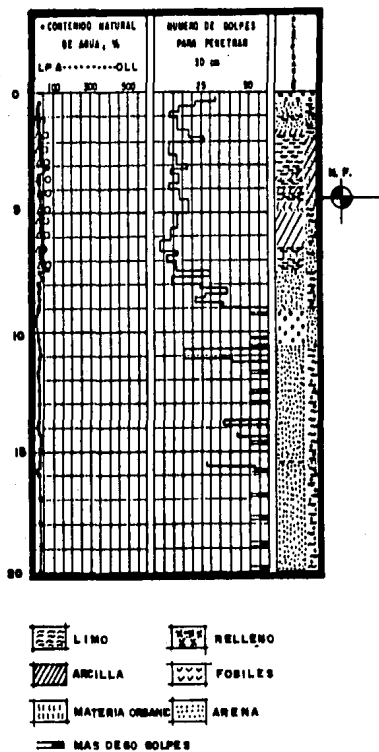


FIG. 5.11 SONDEO DEL TRAMO DE TUNEL QUE COMPRENDE A LA ESTACION TACUBAYA DEL METRO.

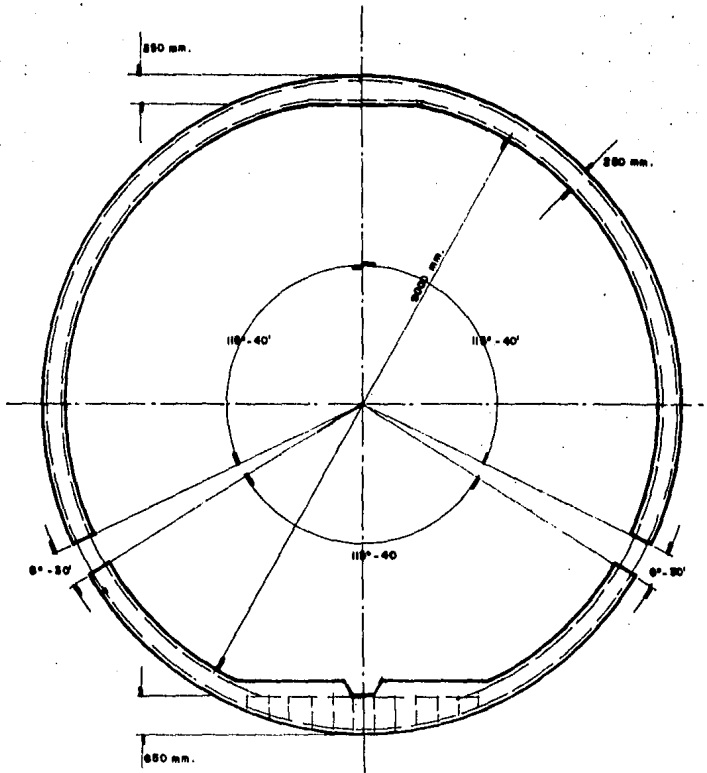


FIG. 6.12. REVESTIMIENTO A BASE DE DOVELAS PREFABRICADAS.

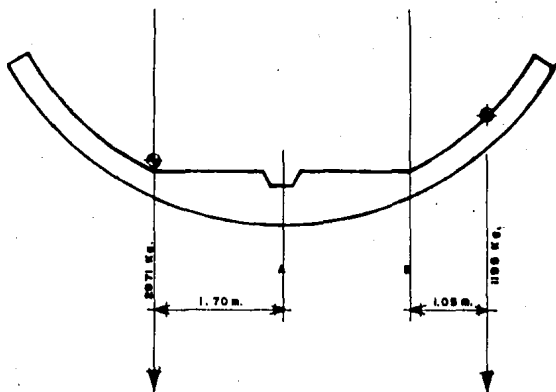


FIG. 8.13. DOVELA DE PISO.
CARGAS MUERTAS Y BRAZOS DE PALANCA.

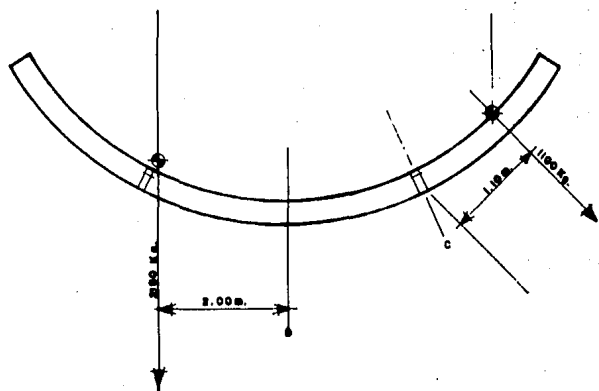


FIG. 8.14. DOVELA DE TECHO
CARGAS FUERTES Y BRAZOS DE PALANCA.

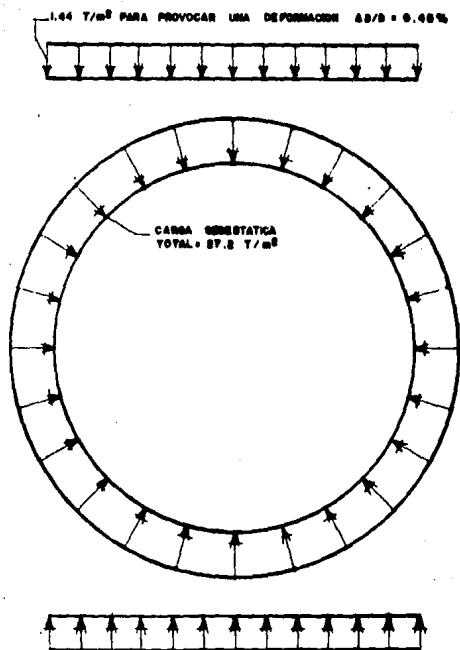


FIG. 8.16. CARGAS RADIAL Y UNIFORME CONSIDERADAS

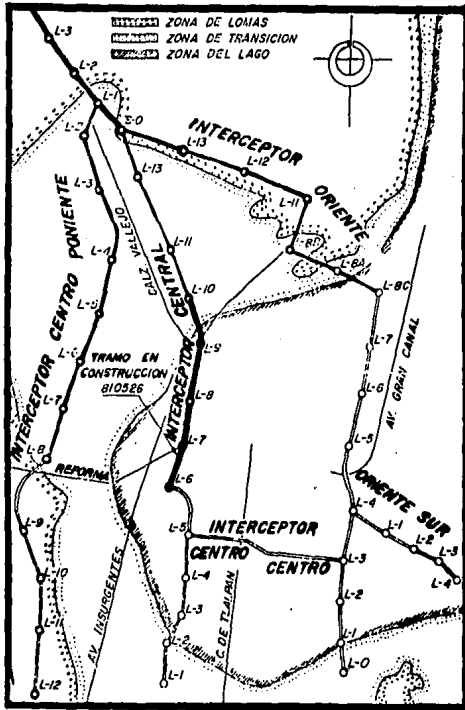


FIG. 5.16 CROQUIS DE LOCALIZACION INTERCEPTOR CENTRAL.

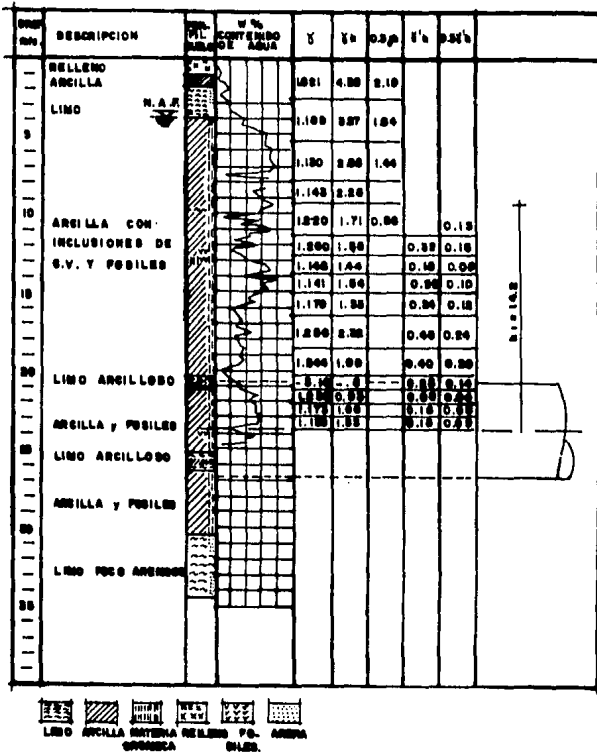


FIG. 5.17 SONDEO O+ 936 DEL DRENAJE PROFUNDO.

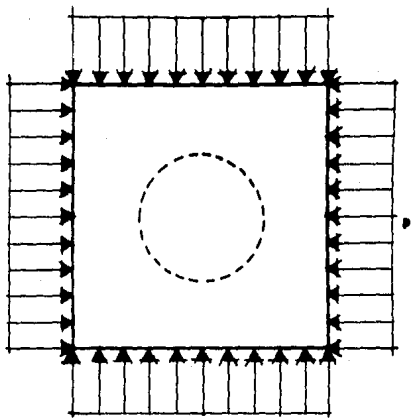


FIG. 5.18 PRESION EXTERNA UNIFORME, ACTUANDO EN EL MEDIO.

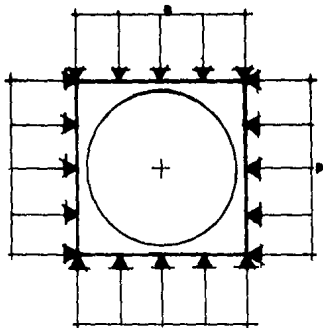


FIG. 5.19 PRESION UNIFORME ACTUANDO SOBRE EL ADEME.

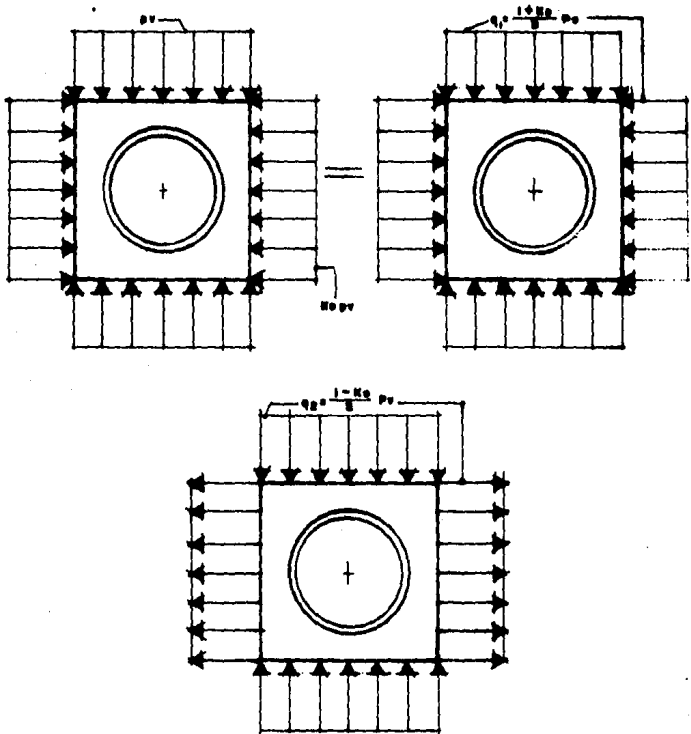


FIG. 3.20 DESCOMPOSICION DE CARGAS.

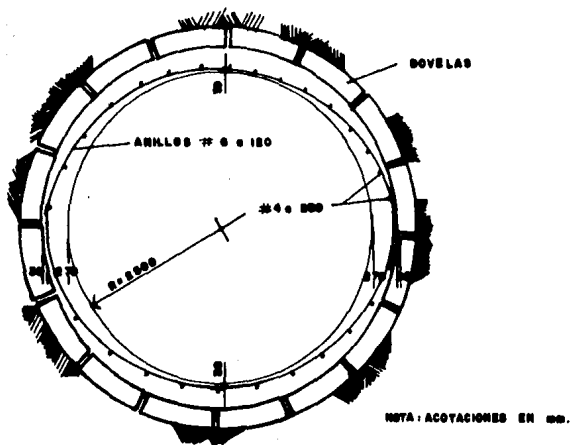


FIG. 5.21 SECCION DEL REVESTIMIENTO DEFINITIVO DEL INTERCEPTOR CENTRAL.

6. CONCLUSIONES

LA CIUDAD DE MEXICO, UNA CIUDAD CON UN RITMO MUY ACELERADO DE CRECIMIENTO, REQUIERE CADA DIA DE MAS SERVICIOS PUBLICOS EN - LOS QUE LOS TUNELES TIENEN UN PAPEL DE GRAN IMPORTANCIA. AUNQUE EL SUBSUELO DE LA CIUDAD PRESENTA GRANDES PROBLEMAS A ESTE TIPO DE OBRAS TANTO EN LA CONSTRUCCION COMO EN LA OPERACION (DEBIDO A LA DIFICULTAD DE EXCAVACION CON UN ALTO GRADO DE PELIGRO DE CO-- LAPSO Y A LOS GRANDES ASENTAMIENTOS A LOS QUE SE ENCUENTRAN SUJE TOS), ES NECESARIO BUSCAR SOLUCIONES PARA QUE LOS TUNELES SE COM PORTEN SATISFACTORIAMENTE, UTILIZANDO TECNOLOGIAS MODERNAS ASI - COMO METODOS ACTUALIZADOS DE DISEÑO.

EL DISEÑO SIEMPRE DEBE ESTAR EN CONTACTO DIRECTO CON LA --- CONSTRUCCION, MANTENIENDO UNA CONSTANTE RETROALIMENTACION ENTRE AMBOS, CON EL FIN DE PODER SOLUCIONAR CUANTO ANTES LOS PROBLEMAS IMPREVISTOS QUE SE VAYAN PRESENTANDO, ASI COMO PARA ADQUIRIR EX- PERIENCIAS Y CONOCIMIENTOS QUE PUEDEN SER DE MUCHA UTILIDAD EN- PROYECTOS FUTUROS.

AUN CUANDO SIEMPRE SE PRESENTAN SITUACIONES QUE NO ESTAN -- PREVISTAS EN EL PROYECTO Y DISEÑO, ESTAS SE PUEDEN REDUCIR CONSI DERABLEMENTE CUANDO SE TIENE UN CONOCIMIENTO EXTENSO DE LA ESTRA TIGRAFIA, DE LAS CONDICIONES HIDRAULICAS Y DE LAS PROPIEDADES FI SICAS Y MECANICAS DEL SUELO EN EL QUE SE ESTA TRABAJANDO.

MIENTRAS MAS COMPLETO SEA EL ESTUDIO DEL MEDIO, SE PODRA TE NER UNA MAYOR CONFIABILIDAD EN EL PROYECTO Y EN LOS CALCULOS, YA

QUE ESTOS DEPENDEN DE LOS DATOS CON QUE SE ALIMENTEN. POR ESTO, ES CONVENIENTE HACER EL MAYOR NUMERO DE SONDEOS Y PRUEBAS DE LABORATORIO POSIBLES, ASI COMO MEDICIONES DE LOS NIVELES PEIZOMETRICOS.

DEBERA APROVECHARSE SIEMPRE EL COMPORTAMIENTO NATURAL DEL SUELO A FAVOR DE LA EXCAVACION COMO LO ES EL FENOMENO DE ARQUEO. ES CONVENIENTE CUANDO SE TRABAJA EN SUELOS UTILIZAR SECCIONES TRANSVERSALES CURVAS QUE AYUDAN A DESARROLLAR LA RESISTENCIA AUTOPORTANTE DEL SUELO. ESTO ES MUY IMPORTANTE, YA QUE ESTAS PROPIEDADES HACEN QUE SE VEAN REDUCIDAS CONSIDERABLEMENTE LAS CARGAS QUE ACTUAN SOBRE UN TUNEL.

UNO DE LOS MAYORES PROBLEMAS QUE SE TIENE EN LA CONSTRUCCION DE TUNELES EN SUELOS, ES EL PELIGRO DE COLAPSO DE LAS MASAS QUE SOBREYACEN A LA EXCAVACION, POR LO QUE SIEMPRE SE DEBE ESTAR PENDIENTE TANTO EN LA OBRA COMO EN EL DISEÑO DE LA ESTABILIDAD DEL FRENTE. LA PRESENCIA DE AGUA AUMENTA LA PROBABILIDAD DE FALLA PORQUE INCREMENTA LA CARGA Y REDUCE LA RESISTENCIA DEL SUELO. DEBIDO A ESTO, ES RECOMENDABLE CUANDO SE CONSTRUYE EN ZONAS CON PRESENCIA DE AGUA, CONTAR CON UN SISTEMA DE BOMBEO DURANTE LA CONSTRUCCION.

NO DEBERA PERDERSE DE VISTA QUE EL COMPUTO DE LA MAGNITUD DE LAS CARGAS QUE ACTUAN SOBRE EL TUNEL, COMO LA MANERA EN QUE LO HACEN, ES DECIR, SU DISTRIBUCION, ESTAN BASADAS EN HIPOTESIS SIMPLIFICATORIAS COMO LA DE QUE EL SUELO ES HOMOGENEO, LAS CUALES SON MUY DIFERENTES A LA REALIDAD.

EL CRITERIO DE DISEÑO QUE SEA UTILIZADO EN CADA CASO ESTARA EN FUNCION TANTO DE LA EXPERIENCIA Y CRITERIO DEL DISEÑADOR, CO-

MO DE LA IMPORTANCIA DE LA OBRA. DEPENDIENDO DE LA NECESIDAD DE EVITAR RETRASOS EN LA CONSTRUCCION, ASI COMO LA PERDIDA DE EQUIPO Y VIDAS HUMANAS, SE HARA UN ESTUDIO DE LOS RIESGOS, Y DE ESTA MANERA SE ELIGIRA UN DISEÑO POCO O MUY CONSERVADOR. UN TUNEL EN SI, ES YA UNA OBRA DE GRAN IMPORTANCIA, POR LO QUE LA MAYORIA DE LAS VECES SE ELIGE EL LADO DE LA SEGURIDAD SOBRE EL COSTO DE LA CONSTRUCCION.

TAMBIEN ES RESPONSABILIDAD DE LA PERSONA QUE ESTE A CARGO DEL DISEÑO, HACER UNA DISCRIMINACION ENTRE LAS CARGAS QUE SERAN CONSIDERADAS, Y LAS QUE PUEDEN SER DESPRECIADAS POR TENER VALORES COMPARATIVAMENTE PEQUEÑOS, ASI COMO LA DE SELECCIONAR LA COMBINACION DE CARGAS QUE SEA MAS DESFAVORABLE PARA EL SISTEMA DE SOPORTE.

SE HA COMPROBADO EN LA PRACTICA QUE EL SUELO NO SOLO ACTUA COMO CARGA, SINO QUE COLABORA DE MANERA IMPORTANTE CON EL REVESTIMIENTO, DE TAL SUERTE QUE EXISTE UNA INTERACCION ENTRE EL SUELO DEL MEDIO Y LA ESTRUCTURA DE SOPORTE. LOS CRITERIOS DE ANALISIS QUE SE UTILIZAN ACTUALMENTE CONSIDERAN ESTE TRABAJO CONJUNTO DE SUELO - ESTRUCTURA. ESTAS TEORIAS DE ANALISIS SON MUY VARIADAS DEBIDO A QUE AUN NO SE CONOCE EL COMPORTAMIENTO REAL DEL SISTEMA, PERO SIN EMBARGO SON DE GRAN UTILIDAD EN EL DISEÑO DE REVESTIMIENTOS.

EL ANTERIOR, ES UN CAMPO QUE REQUIERE TODAVIA DE MUCHA INVESTIGACION. ES DIFICIL REALIZAR ESTE TIPO DE ESTUDIOS EN UN LABORATORIO PORQUE ES PRACTICAMENTE IMPOSIBLE REPRODUCIR LAS CONDICIONES QUE SE PRESENTAN EN LA REALIDAD. LOS "LABORATORIOS" EN ESTE CASO, DEBERAN SER TUNELES REALES, POR LO QUE LA INVESTIGA--

CION ES PARALELA A LA CONSTRUCCION Y OPERACION. CADA TUNEL QUE SEA CONSTRUIDO PERMITIRA OBTENER UNA INFORMACION MAS AMPLIA, LA CUAL A SU VEZ AYUDARA A ESTABLECER HIPOTESIS NUEVAS Y MAS COMPLETAS.

EN LAS EXPERIENCIAS QUE EL HOMBRE HA TENIDO CON LA NATURALEZA A LO LARGO DE SU HISTORIA, SE HA NOTADO QUE ES MUCHO MAS PROVECHOSO TRABAJAR DE SU LADO QUE EN SU CONTRA. EN EL CASO DEL TUNELADO, EL CONOCIMIENTO EXTENSO DE LAS PROPIEDADES Y COMPORTAMIENTO DEL MEDIO, PERMITIRAN EN UN FUTURO QUE EL HOMBRE REALICE UNA OBRA DE INGENIERIA EN LA QUE LA NATURALEZA TRABAJE PARA EL.

REFERENCIAS

1. SZECHY. THE ART OF TUNNELLING. PP. 2-3.
2. MORENO. "TUNELES EN SUELOS BLANDOS DEL VALLE DE MEXICO",
TUNELES EN SUELOS BLANDOS Y FIRMES. PP. 3.
3. MARSAL, "DISEÑO Y OBSERVACION DEL COMPORTAMIENTO EN TUNELES
EN SUELOS BLANDOS", TUNELES EN SUELOS BLANDOS Y FIRMES. PP. 39.
4. VIEITEZ, ESTUDIOS PRELIMINARES Y CONSIDERACIONES DE DISEÑO.
PP. 3-4.
5. SZECHY. THE ART OF TUNNELLING. PP. 148 - 150.
6. MORENO. EXCAVACIONES DE TUNELES EN SUELOS BLANDOS, PP. 7-9.
7. SZECHY. THE ART OF TUNNELLING. PP. 145 - 148.
8. IDEM. PP. 145 - 146.
9. JUAREZ BADILLO Y RICO. MECANICA DE SUELOS, TOMO II. PP. 195-196.
10. IDEM. PP. 199-202.
11. SZECHY. THE ART OF TUNNELLING. PP. 187-199.
12. TERZAGHI. MECANICA TEORICA DE LOS SUELOS PP. 74 - 75.
13. SZECHY. THE ART OF TUNNELLING. PP. 199-205, 120.
14. IDEM, PP. 205 - 206.

15. JUAREZ BADILLO Y RICO. MECANICA DE SUELOS, TOMO II.
PP. 205-209.
16. SZECHY, THE ART. OF TUNNELLING. PP. 224-227.
17. RODRIGUEZ Y RUELAS, "CARGA EN TUNELES". TUNELES EN SUELOS
BLANDOS Y FIRMES. PP 172-173.
18. SZECHY, THE ART OF TUNNELLING. PP. 324-238.
19. CFE. MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES. OBRAS SUBTERRANEAS
PP. 3.2.25.
20. SALAZAR, "ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL REVESTIMIENTO
DEFINITIVO EN TUNELES EXCAVADOS EN SUELOS BLANDOS". TUNELES
EN SUELOS BLANDOS Y FIRMES. PP.25.
21. SZECHY. THE ART OF TUNNELLING. PP. 244-245.
22. IDEM, PP. 249-250.
23. IDEM, PP. 253-255.
24. IDEM, PP. 288-290.
25. MORENO. EXCAVACIONES DE TUNELES EN SUELOS BLANDOS. PP. 31.
26. TAMEZ. ESTABILIDAD EN EL FRENTE DE UN TUNEL EN SUELOS.
27. MARSAL Y MAZARI. EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO. PP. 16.
28. MARSAL "LA ESTRATIGRAFIA Y SUS IMPLICACIONES". EL SUBSUELO Y
LA INGENIERIA DE CIMENTACIONES EN EL AREA URBANA DEL VALLE
DE MEXICO. PP. 1.

29. DDF. MEMORIAS DEL DRENAJE PROFUNDO. TOMO I. PP. 28-33.
30. CASTILLO. "CIUDAD DE MEXICO". EL SUBSUELO Y LA INGENIERIA DE CIMENTACIONES EN EL AREA URBANA DEL VALLE DE MEXICO. PP.16-19.
31. DDF. MEMORIAS DEL DRENAJE PROFUNDO. TOMO I. PP. 52-53.
32. IDEM. TOMO II. PP. 1-4.
33. IDEM. TOMO I. PP. 56-57.
34. VIEITEZ. "ESTRATIGRAFIA DEL VALLE DE MEXICO Y SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO URBANO". EL SUBSUELO Y LA INGENIERIA DE CIMENTACIONES EN EL AREA URBANA DEL VALLE DE MEXICO. PP.146.
35. MARSAL. "LA ESTRATIGRAFIA Y SUS IMPLICACIONES". EL SUBSUELO Y LA INGENIERIA DE CIMENTACIONES EN EL AREA URBANA DEL VALLE DE MEXICO. PP. 1-2.
36. MARSAL Y MAZARI. EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO. PP. 16-22.
37. DEL CASTILLO. "CIUDAD DE MEXICO". EL SUBSUELO Y LA INGENIERIA DE CIMENTACIONES EN EL AREA URBANA DEL VALLE DE MEXICO. PP.16.
38. MARSAL Y MAZARI. EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO. TOMO ILUSTRACIONES. FIG. II-6.
39. IDEM. FIG. V-16.
40. IDEM. FIG. VI-10.
41. JUAREZ BADILLO Y RICO. MECANICA DE SUELOS. TOMO II. PP. 676.

42. RODRIGUEZ, RUELAS Y FRAUSTRO. DISEÑO DEL TUNEL DEL TRAMO SAN JOAQUIN - POLANCO DE LA LINEA 7 DEL METRO DE LA CIUDAD DE -- MEXICO.
43. RODRIGUEZ. METRO EN TUNEL DE LA CIUDAD DE MEXICO.
44. INSTITUTO DE INGENIERIA DE LA UNAM. DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO. NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL.
45. CHASE, "PRECAST SEGMENTED TUNNEL LINING FOR THE MEXICO CITY - SUBWAY". RAPID EXCAVACION AND TUNNELING CONFERENCE. PROCEEDINGS. PP. 439-459.
46. MORENO, "CONSTRUCCION DEL TUNEL TACUBAYA CON ESCUDO ABIERTO DE 9.14 M DE DIAMETRO". TUNELES EN SUELOS BLANDOS Y FIRMES. PP. 155 - 161.
47. TUNEL SA. MEMORIA TECNICA DE LAS OBRAS DEL DRENAJE PROFUNDO DEL DISTRITO FEDERAL. TOMO I. PP. 319-324.
48. SALAZAR. "ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL REVESTIMIENTO -- DEFINITIVO EN TUNELES EXCAVADOS EN SUELOS BLANDOS". TUNELES - EN SUELOS BLANDOS Y FIRMES. PP. 25-33.
49. DDF. MEMORIA DE LAS OBRAS DEL SISTEMA DE DRENAJE PROFUNDO -- DEL DISTRITO FEDERAL. TOMO II. PP. 223.
50. IDEM. TOMO III. PP. 43-46, 84-92.

51. MORENO. "TUNELES EN SUELOS BLANDOS DEL VALLE DE MEXICO". --
TUNELES EN SUELOS BLANDOS Y FIRMES. PP. 6.
52. MORENO. SISTEMAS DE SOPORTE DE EXCAVACIONES SUBTERRANEAS EN
ROCA. PP. 3

BIBLIOGRAFIA

1. SZECHY, KARL. THE ART OF TUNNELLING. SECOND ENGLISH EDITION. AKADEMIAI KIADO. BUDAPEST, HUNGARY. 1973.
2. MORENO FERNANDEZ, ANDRES. EXCAVACIONES DE TUNELES EN SUELOS BLANDOS. CONSTRUCCION DE TUNELES. APUNTES DE LA FACULTAD DE INGENIERIA DE LA UNAM. CENTRO DE EDUCACION CONTINUA. DIVISION DE ESTUDIOS SUPERIORES. MEXICO, D.F. 1977.
3. VIEITEZ, LUIS. ESTUDIOS PRELIMINARES Y CONSIDERACIONES DE DISEÑO. CONTRUCCION DE TUNELES APUNTES DE LA FACULTAD DE INGENIERIA DE LA UNAM. CENTRO DE EDUCACION CONTINUA. DIVISION DE ESTUDIOS SUPERIORES. MEXICO, D.F. 1977.
4. CFE. MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES. TOMO B.3.2. GEOTECNIA. OBRAS SUBTERRANEAS. MEXICO, D.F. 1979.
5. MORENO FERNANDEZ, ANDRES. "TUNELES EN SUELOS BLANDOS DEL VALLE DE MEXICO". TUNELES EN SUELOS BLANDOS Y FIRMES. SMMS. MEXICO, D.F. 1981.
6. MENACHE, ALBERTO. "COMENTARIOS SOBRE EL COMPORTAMIENTO DE TUNELES EXCAVADOS EN SUELOS BLANDOS". TUNELES EN SUELOS BLANDOS Y FIRMES. SMMS. MEXICO, D.F. 1981.
7. MARSAL, RAUL. "DISEÑO Y OBSERVACION DEL COMPORTAMIENTO EN TUNELES EN SUELOS BLANDOS". TUNELES EN SUELOS BLANDOS Y FIRMES. SMMS. MEXICO, D.F. 1981.

8. RODRIGUEZ Y RUELAS. "CARGA EN TUNELES". TUNELES EN SUELOS --
BLANDOS Y FIRMES. SMMS. MEXICO, D.F. 1981.
9. SALAZAR ZUÑIGA, LUIS. "ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL RE-
VESTIMIENTO DEFINITIVO EN TUNELES EXCAVADOS EN SUELOS BLAN-
DOS". TUNELES EN SUELOS BLANDOS Y FIRMES. SMMS. MEXICO, D.F.
1981.
10. TAMEZ, ENRIQUE, "ESTABILIDAD EN EL FRENTE DE UN TUNEL EN SUE-
LOS". ISTME, S.A. MEXICO, D.F.
11. MORENO, ANDRES. "SISTEMAS DE SOPORTE DE EXCAVACIONES SUBTE--
RRANEAS EN ROCA". ISTME, S.A. MEXICO, D.F. 1975.
12. RODRIGUEZ, LUIS BERNARDO. "METRO EN TUNEL DE LA CIUDAD DE --
MEXICO". ISTME, S.A. MEXICO, D.F.
13. RODRIGUEZ, RUELAS Y FRAUSTRO. "DISEÑO DEL TUNEL DEL TRAMO --
SAN JOAQUIN POLANCO DE LA LINEA 7 DEL METRO DE LA CIUDAD DE
MEXICO". ISTME, S.A. MEXICO, D.F.
14. CHASE, ARTHUR. "PRECAST SEGMENTED TUNNEL LINING FOR THE MEXI
CO CITY SUBWAY". NORTH AMERICAN RAPID EXCAVATION AND TUNNE--
LLING CONFERENCE, 1972, VOLUME I, AMERICAN INSTITUTE OF MI--
NING, METALLURGICAL AND PETROLEUM ENGINEERS, INC. NEW YORK.
1972.

15. MORENO FERNANDEZ, ANDRES. "CONSTRUCCION DEL TUNEL TACUBAYA - CON ESCUDO ABIERTO DE 9.14 M DE DIAMETRO". TUNELES EN SUELOS BLANDOS Y FIRMES. SMMS. MEXICO, D.F. 1981.
16. DDF. MEMORIA DE LAS OBRAS DEL SISTEMA DE DRENAJE PROFUNDO -- DEL DISTRITO FEDERAL. TOMOS I, II, III Y IV. MEXICO, D.F. 1975.
17. TUNEL S.A. MEMORIA TECNICA DE LAS OBRAS DEL DRENAJE PROFUNDO DEL DISTRITO FEDERAL. TOMO I. MEXICO, D.F.
18. MARSAL, RAUL Y MAZARI, MARCOS. EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO. SEGUNDA EDICION. FACULTAD DE INGENIERIA DE LA UNAM. MEXICO, D.F. 1969.
19. MARSAL, RAUL. "LA ESTRATIGRAFIA Y SUS IMPLICACIONES". EL SUBSUELO Y LA INGENIERIA DE CIMENTACIONES EN EL AREA URBANA DEL VALLE DE MEXICO. SIMPOSIO. SMMS. MEXICO, D.F. 1978.
20. DEL CASTILLO, RODOLFO. "CIUDAD DE MEXICO". EL SUBSUELO Y LA INGENIERIA DE CIMENTACIONES EN EL AREA URBANA DEL VALLE DE MEXICO. SIMPOSIO. SMMS. MEXICO, D.F. 1978.
21. VIEITEZ, LUIS. "ESTRATIGRAFIA DEL VALLE DE MEXICO Y SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO URBANO". SIMPOSIO. EL SUBSUELO Y LA INGENIERIA DE CIMENTACIONES EN EL AREA URBANA DEL VALLE DE MEXICO. SIMPOSIO SMMS. MEXICO, D.F. 1978.

22. TERZAGHI, KARL. MECANICA TEORICA DE LOS SUELOS. 4A. EDICION. ACME AGENCY. BUENOS AIRES, ARGENTINA. 1956.
23. JUAREZ BADILLO, EULALIO Y RICO RODRIGUEZ, ALFONSO. MECANICA DE SUELOS. FUNDAMENTOS DE LA MECANICA DE SUELOS. TOMO I. 3A. EDICION. ED. LIMUSA. MEXICO, D.F. 1982.
24. JUAREZ BADILLO, EULALIO Y RICO RODRIGUEZ, ALFONSO. MECANICA DE SUELOS. TEORIA Y APLICACIONES DE LA MECANICA DE SUELOS. TOMO II. 2A. EDICION. ED. LIMUSA, MEXICO, D.F. 1983.
25. LAMBE, WILLIAM AND WHITMAN, ROBERT. SOIL MECHANICS. JOHN WILEY AND SONS. USA. 1969.
26. BOWLES, JOSEPH. FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN. MC.. GRAW - HILL. USA. 1977.
27. REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL. 4A. EDICION. ED. PORRUA. MEXICO, D.F. 1983.
28. INSTITUTO DE INGENIERIA DE LA UNAM. DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO. NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL. PUBLICACION 401. MEXICO, D.F.

Este libro se imprimió
en los talleres de:

**Servicios Técnicos
de Diseño e Impresión, S.A.**

Van Dyck No. 10-A Col. Mixcoac
03910 México, D.F.



Teléfonos 660.21 43 980.22 88
