

21.
2ej



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

Escuela Nacional de Estudios Profesionales
ACATLÁN

“ CIMENTACIONES ”

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

Miguel Angel Morales Sánchez



Acatlán, Edo. de Méx.

1992

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



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.

CIMENTACIONES

INDICE

INTRODUCCION 1

CAPITULO I : FUNCIONES Y CLASIFICACION

I.a.- FUNCION DE UNA CIMENTACION 3
I.b.- CLASIFICACION DE LAS CIMENTACIONES 6
I.c.- TIPOS DE CIMENTACIONES
I.c.1.- CIMENTACIONES SUPERFICIALES 8
I.c.2.- CIMENTACIONES PROFUNDAS 34
I.d.- PROBLEMAS DE CIMENTACION EN LA CIUDAD DE MEXICO 42

CAPITULO II : CAPACIDAD DE CARGA, CRITERIOS Y DISEÑO

II.a.- CRITERIOS BASICOS DEL RCDF-87 46
II.b.- CAPACIDAD DE CARGA 50
II.c.- PRESIONES DE CONTACTO 54
II.d.- PROCEDIMIENTO DE DISEÑO 60

CAPITULO III: EJEMPLOS DE APLICACION DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

III.a.- EJEMPLO 1 : DISEÑO DE UNA ZAPATA AISLADA 66
III.b.- EJEMPLO 2 : DISEÑO DE UNA ZAPATA COMBINADA 74
III.c.- EJEMPLO 3 : DISEÑO DE UNA ZAPATA CORRIDA 80
III.d.- EJEMPLO 4 : DISEÑO DE UNA ZAPATA PARA UN
MURO DE CONTENCIÓN 86
III.e.- EJEMPLO 5 : DISEÑO DE UNA ZAPATA DE LINDERO 92
III.f.- EJEMPLO 6 : DISEÑO DE UNA ZAPATA CIRCULAR 96

III.g.- EJEMPLO 7 : DISEÑO DE UNA ZAPATA CORRIDA CON ANCHOS DIFERENTES	100
III.h.- EJEMPLO 8 : DISEÑO DE UNA ZAPATA AISLADA CON FLEXION BIAXIAL	107
III.i.- EJEMPLO 9 : ANALISIS DE UNA ZAPATA CORRIDA CON RESORTES ELASTICOS	110
CONCLUSIONES	141
BIBLIOGRAFIA	143

INTRODUCCION.-

CON EL FIN DE AMPLIAR LA BIBLIOGRAFIA ESCOLAR E INTRODUCIR AL ALUMNADO DE INGENIERIA CIVIL, ASI COMO AL RECIEN EGRESADO, AL CONOCIMIENTO DE LAS CIMENTACIONES MAS COMUNES, EL PRESENTE TRABAJO TIENE POR OBJETO ESTABLECER, EN TERMINOS GENERALES, LA APLICACION DE DOS METODOS DEL ANALISIS DE SUBESTRUCTURAS SUPERFICIALES PARA MOSTRAR LAS DIFERENCIAS DE ESTOS EN EL DISEÑO FINAL. ASI MISMO, SE DA UNA EXPLICACION DE LOS TIPOS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS MAS USUALES Y SE ESTABLECEN SUS VENTAJAS Y DESVENTAJAS EN SU APLICACION.

CABE HACER MENCION DE QUE EXISTEN METODOS COMPUTARIZADOS PARA REALIZAR EL ANALISIS E INCLUSIVE EL DISEÑO TEORICO DE LAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES CON LO QUE SE FACILITA Y AGILIZA EN GRAN MEDIDA EL TIEMPO DE ENTREGA DE LOS TRABAJOS DE GABINETE; SIN EMBARGO, ES MUY IMPORTANTE NO OLVIDARNOS DE SABER COMO TRABAJAN DICHS PROGRAMAS DE COMPUTADORA.

POR OTRO LADO PARA LOGRAR UNA BUENA SELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION ES MUY IMPORTANTE EL DESARROLLO DE UN TRABAJO PRELIMINAR INTERDISCIPLINARIO, PRINCIPALMENTE CON EL AREA DE MECANICA DE SUELOS, YA QUE SI NO SE CUENTA CON UN BUEN ESTUDIO DEL SUBSUELO SE PODRIA ENCARECER EL TIPO DE CIMENTACION SELECCIONADO.

POSTERIORMENTE, DENTRO DEL FLUJO DE TRABAJO, VIENE LA FASE DE DISEÑO CONCEPTUAL, EN LA QUE ESCENCIALMENTE SE PLANTEA LA FORMA ESTRUCTURAL Y SUS EFECTOS EN OTRAS ESPECIALIDADES COMO CON EL DISEÑO DE EQUIPOS, INSTALACIONES, ETC.;

SE ESTABLECE UNA SELECCION DE MATERIALES DE ACUERDO A LAS CONDICIONES DEL SITIO, SE ANALIZAN LOS ASPECTOS CONSTRUCTIVOS QUE INVOLUCRAN LA DISPONIBILIDAD DE MATERIALES, DEL EQUIPO Y DE LA MANO DE OBRA ESPECIALIZADA CON QUE SE PUEDE CONTAR.

FINALMENTE SE DETERMINA LA SELECCION DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES FACTIBLES PARA USAR EN LA CONSTRUCCION.

EN EL CAPITULO I SE DETALLAN LAS FUNCIONES Y CLASIFICACION TANTO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES ASI COMO DE LAS PROFUNDAS; ADEMAS SE MENCIONAN LAS VENTAJAS Y DESVENTAJAS QUE PODRIAN PRESENTARSE AL UTILIZAR CADA UNA DE ESTAS.

SE MENCIONAN ADEMAS, LAS NECESIDADES PARTICULARES DE CADA UNA DE LAS DIFERENTES ZONAS QUE CONFORMAN A LA CIUDAD DE MEXICO EN CUANTO A PROBLEMAS PARA LAS CIMENTACIONES.

EN EL CAPITULO II SE PRESENTAN LOS CRITERIOS QUE SE DEBERAN DE SEGUIR, SEGUN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D.F. 1987, PARA EL DIMENSIONAMIENTO Y ANALISIS DEL DISEÑO DE LAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES; SE DESCRIBEN, ADEMÁS, ALGUNOS ASPECTOS DE CAPACIDAD DE CARGA Y PRESIONES DEL TERRENO, PARA FINALMENTE LLEGAR AL PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE LAS CIMENTACIONES.

EN EL CAPITULO III SE RESUME TODO LO ANTERIOR EN LA APLICACION PRACTICA DE ALGUNOS EJEMPLOS DE LOS CASOS MAS UTILIZADOS DENTRO DEL AMBITO DEL DISEÑO DE SUPERFICIALES.

ES IMPORTANTE HACER LA ACLARACION DE QUE EL PRESENTE TRABAJO ABARCA SOLO LO RELACIONADO CON EL ANALISIS Y EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS CIMENTACIONES, PERO NO ENGLOBA EL DISEÑO DESDE EL PUNTO DE VISTA DE LA MECANICA DE SUELOS; SE MENCIONAN ALGUNOS ASPECTOS FUNDAMENTALES DE ESTA AREA PERO SIN INTRODUCIR DEMASIADO EN ELLOS, YA QUE NO CORRESPONDE AL OBJETIVO DE ESTE TRABAJO.

EN LA BIBLIOGRAFIA SE DAN LOS NOMBRES DE VARIOS LIBROS QUE TRATAN ESTE IMPORTANTE TEMA.

CAPITULO I.- FUNCIONES Y CLASIFICACION

I.a.-FUNCION DE UNA CIMENTACION

COMENZAREMOS POR DEFINIR Y DISTINGUIR DOS PARTES PRINCIPALES DE TODA ESTRUCTURA QUE SON : LA SUPERESTRUCTURA Y LA SUBESTRUCTURA.

LA SUPERESTRUCTURA ES AQUELLA PARTE DE LA ESTRUCTURA CONFORMADA POR LOSAS, TRABES, COLUMNAS Y MUROS QUE SERAN UTILIZADOS PARA FINES DE USO DEL HOMBRE.

LA SUBESTRUCTURA, COMUNMENTE LLAMADA CIMENTACION, ES LA PARTE QUE SIRVE PARA TRANSMITIR LAS CARGAS DE LA SUPERESTRUCTURA AL TERRENO DE APOYO (VER FIGURA 1)

EL OBJETIVO DE LAS CIMENTACIONES ES LA DE CONFORMAR UNA PARTE ESTRUCTURAL DE TRANSICION ENTRE LA SUPERESTRUCTURA Y EL TERRENO EN QUE SE APOYA, TRANSMITIENDO A ESTE, DE UNA MANERA ADECUADA Y SEGURA, LOS ESFUERZOS GENERADOS POR LA ACCION DE CARGAS EXTERNAS, INCLUYENDO EN ESTAS EL PESO PROPIO DE LA CIMENTACION Y DEL TERRENO.

LAS CIMENTACIONES, EN GENERAL, DEBEN CUMPLIR CON LAS SIGUIENTES FUNCIONES:

A).-PROPORCIONAR APOYO A LA SUPERESTRUCTURA

B).-DISTRIBUIR ADECUADAMENTE LAS FUERZAS GENERADAS POR ACCIONES EXTERNAS COMO SISMO, VIENTO Y CARGAS DE SERVICIO, EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA, PARA LO CUAL SE DEBERA CONSIDERAR UN ADECUADO FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA LA OCURRENCIA DE FALLAS EN LA ESTRUCTURA, CIMENTACION Y SUELO DE APOYO.

C).-TRATAR DE EVITAR AL MAXIMO LOS HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES Y TOTALES EN LA CIMENTACION CON LA FINALIDAD DE NO OCASIONAR DAÑOS A LAS CONSTRUCCIONES VECINAS, A LA ESTRUCTURA Y A INSTALACIONES.

DE ESTOS DOS TIPOS DE ASENTAMIENTOS, LOS MAS IMPORTANTES SON LOS DIFERENCIALES, YA QUE AL ASENTARSE UNA PARTE DE LA ESTRUCTURA MAS QUE OTRA PARTE ADYACENTE SE PRODUCEN ESFUERZOS EN LAS UNIONES DE LAS TRABES CON LAS COLUMNAS LO QUE PUEDE CONDUCIR A DEFORMACIONES EXCESIVAS DEBIDAS A LA FLUENCIA DEL REFUERZO Y POR ULTIMO A PRODUCIR LA FALLA ESTRUCTURAL; EN CAMBIO SI LA ESTRUCTURA COMPLETA SUFRIERA ASENTAMIENTOS IGUALES LOS ESFUERZOS ADICIONALES QUE SE PRODUCEN SON MINIMOS.

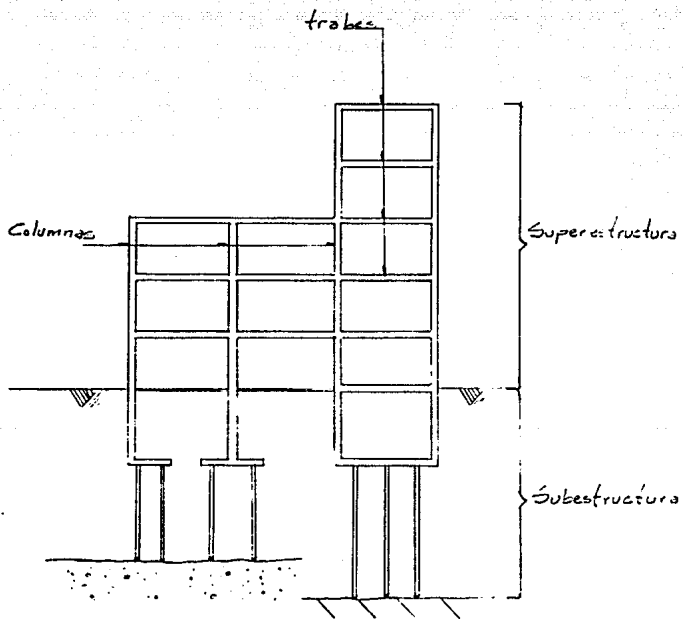


Figura 1.- Construcciones Típicas

EL COMPORTAMIENTO DE UNA CIMENTACION DEPENDE PRINCIPALMENTE DE LAS PROPIEDADES MECANICAS DEL TERRENO DE APOYO, YA QUE POR SER ESTE UN MATERIAL NATURAL NO HOMOGENEO PRESENTA GRANDES DIFICULTADES PARA PODER DETERMINAR CON RELATIVA PRECISION SUS PROPIEDADES.

AUNADO A ESTO LAS RESPUESTAS DEL SUELO ANTE LA ACCION DE CARGAS NO ES LINEAL Y LA DISTRIBUCION DE ESFUERZOS ENTRE SUELO Y SUBESTRUCTURA DEPENDE DE SU INTERACCION POR LO QUE EL DISEÑO RIGUROSO DE UNA CIMENTACION REQUIERE DE PROCEDIMIENTOS MUY COMPLEJOS Y COMPLETOS DE ANALISIS.

LA SELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION DEPENDE PRINCIPALMENTE DEL TERRENO, EL TIPO DE CONSTRUCCION Y DE EXCAVACION, LA DISPONIBILIDAD DEL EQUIPO, DE LA EXPERIENCIA DE LA MANO DE OBRA POR UTILIZAR, DE LAS CARGAS QUE ACTUAN SOBRE LA ESTRUCTURA Y DE UN ESTUDIO DE COMPATIBILIDAD DEL COSTO DE LA CIMENTACION Y EL ESTRATO DE SUELO MAS ADECUADO PARA LA TRANSMISION DE CARGAS DEBIDAS A LA ESTRUCTURA.

I.b.-CLASIFICACION DE LAS CIMENTACIONES

ATENDIENDO A LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DE LA CIMENTACION, LAS SUBESTRUCTURAS SE CLASIFICAN EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES, CUANDO EL NIVEL DE DESPLANTE NO ES MAYOR QUE UN PAR DE VECES EL ANCHO DEL CIMIENTO Y EN CIMENTACIONES PROFUNDAS, CUANDO EL NIVEL DE DESPLANTE ES MAYOR A ESTE LIMITE.

OTROS AUTORES SUELEN LLAMAR A LA CIMENTACIONES SUPERFICIALES COMO SOMERAS Ó DIRECTAS, YA QUE LOS ELEMENTOS VERTICALES DE LA SUPERESTRUCTURA SE PROLONGAN HASTA EL TERRENO DE APOYO DESCANSANDO DIRECTAMENTE SOBRE EL, MEDIANTE EL ENSANCHAMIENTO DE SU SECCION TRANSVERSAL PARA ASI REDUCIR EL ESFUERZO TRANSMITIDO AL TERRENO.

A LAS CIMENTACIONES PROFUNDAS SUELEN LLAMARLES INDIRECTAS, YA QUE SE UTILIZAN ELEMENTOS INTERMEDIOS ENTRE EL TERRENO DE APOYO, GENERALMENTE LOCALIZADO A PROFUNDIDADES GRANDES, Y LA SUPERESTRUCTURA.

OTRA CLASIFICACION DESDE EL PUNTO DE VISTA DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION ES CONSIDERARLAS COMO CIMENTACIONES RIGIDAS Y CIMENTACIONES FLEXIBLES.

CONSIDERAREMOS UNA CIMENTACION RIGIDA CUANDO LA FLEXION DE LOS ELEMENTOS RESISTENTES DE LA SUBESTRUCTURA ES DESPRECIABLE COMPARANDOLA CON LOS DESPLAZAMIENTOS VERTICALES (ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES Y TOTALES) PRODUCIDOS POR LA DEFORMACION DEL ESTRATO DE APOYO (VER FIGURA 2).

POR OTRO LADO EN UNA ZAPATA FLEXIBLE COBRA IMPORTANCIA LA FLEXION QUE PUDIERAN SUPRIR LOS ELEMENTOS RESISTENTES DE LA CIMENTACION, YA QUE DEBIDO A SU FLEXIBILIDAD LOS ASENTAMIENTOS NO SERAN UNIFORMES, SINO QUE SON MAXIMOS AL CENTRO Y BAJAN EN LOS EXTREMOS (VER FIGURA 3).

EN EL EJEMPLO No. 9 DEL CAPITULO III SE DESCRIBE CON MAS DETALLE LA DIFERENCIA ENTRE ESTOS DOS TIPOS DE ZAPATAS.

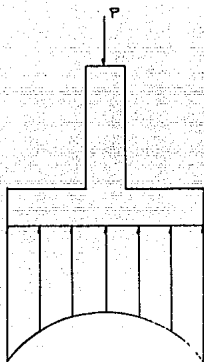


Figura 2.- Deformación del estrato de apoyo
en una simulación rígida.

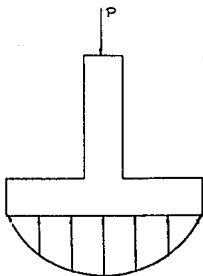


Figura 3.- Deformación del estrato de apoyo
en una simulación flexible.

I.c.- TIPOS DE CIMENTACIONES.

I.c.1.-CIMENTACIONES SUPERFICIALES :

A).- ZAPATAS:

ESTE TIPO DE CIMENTACION SE UTILIZA CUANDO SE CUENTA CON UN ESTRATO DE SUELO CON SUFICIENTE RESISTENCIA A LA DEFORMACION, CON BUENA CAPACIDAD DE CARGA Y RIGIDEZ ALTA, PARA QUE NO OCURRAN FALLAS O HUNDIMIENTOS EXCESIVOS DEBIDO A LA PRESENCIA DE LAS PRESIONES EJERCIDAS POR LAS DESCARGAS PRODUCIDAS POR LA SUPERESTRUCTURA.

SE PUEDEN DISTINGUIR VARIOS TIPOS DE ZAPATAS:

A.1).-ZAPATAS AISLADAS.-

ESTE TIPO DE ZAPATAS CONSISTE EN UNA LOSA CUADRADA, RECTANGULAR O MUY POCAS VECES, CIRCULAR, COMO EN EL CASO DE CHIMENEAS, ANUNCIOS, TORRES, ETC., QUE SE COLOCA POR DEBAJO DE UNA COLUMNA INDIVIDUAL CON LA FINALIDAD DE EJERCER UNA PRESION UNIFORME Y CON ESTO EVITAR ASENTAMIENTOS EXCESIVOS (VER FIGURA 4).

SU SELECCION SE PUEDE HACER CUANDO EL AREA REQUERIDA PARA LA TRANSMISION DE ESFUERZOS OCUPA MENOS DEL 30% DEL AREA EN PLANTA DE LA ESTRUCTURA.

EN CUANTO A SU GEOMETRIA PUEDE SER DE SECCION CONSTANTE, DE PERALTE VARIABLE O ESCALONADAS (VER FIGURA 5).

LA PRIMERA DE LAS FORMAS ANTES MENCIONADAS TIENE LA VENTAJA DE SER LA MAS FACIL DE CONSTRUIR, PERO LAS OTRAS PERMITEN UN AHORRO DE MATERIAL DEBIDO A LA REDUCCION DE SU SECCION.

EN CUANTO A LOS MATERIALES, ESTAS PUEDEN SER DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA NATURAL, DE CONCRETO SIMPLE PARA CARGAS MUY PEQUEÑAS, PERO EN GENERAL SE UTILIZA EL CONCRETO REFORZADO.

AL UTILIZAR ESTE TIPO DE CIMENTACION, SE DEBE CUIDAR QUE LA PRESION DEBAJO DE LAS ZAPATAS ADYACENTES SEA LO MAS PARECIDO POSIBLE, CON EL FIN DE EVITAR ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EN LA SUPERESTRUCTURA.

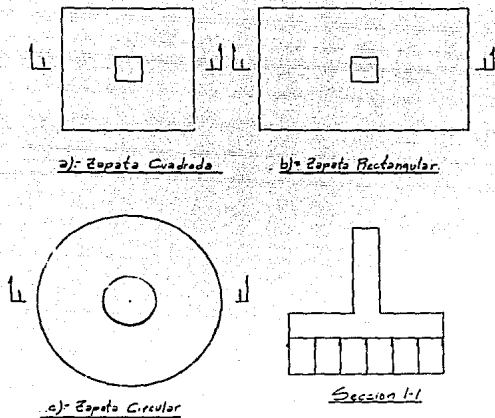


Figura 4: Casos Típicos de Espatos Aislados

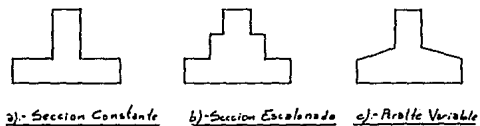


Figura 5: Secciones Geométricas de-espato aislados.

A.2).- ZAPATAS DE LINDERO.-

EN ALGUNAS OCASIONES CUANDO SE PRESENTAN LOS PROBLEMAS DE NO PODER CENTRAR LAS COLUMNAS A LA ZAPATA, COMO EN LOS CASOS DONDE SE TIENE MUY CERCA LA CALLE Ó BANQUETA, SE UTILIZAN LAS ZAPATAS DE LINDERO; ESTAS PRESENTAN LA DIFICULTAD DE QUE LA CARGA RESULTA SER EXCENTRICA AL AREA, POR LO QUE SE PRESENTAN PRESIONES MAYORES DEBIDAS AL MOMENTO FLEXIONANTE OCASIONADO POR DICHA EXCENTRICIDAD (VER FIGURA 6).

EN MUCHOS CASOS RESULTA MAS CONVENIENTE EL USO DE UNA ZAPATA COMBINADA.

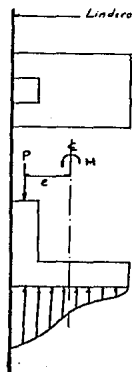


Figura 6: Zapata aislada de lindero

A.3).- ZAPATAS COMBINADAS.-

EXISTEN TAMBIEN LAS ZAPATAS COMBINADAS QUE RESULTAN CUANDO DOS COLUMNAS SE ENCUENTRAN TAN CERCANAS QUE SUS ZAPATAS AISLADAS SE UNIRIAN ó CUANDO EL SUELO DE APOYO NO CUENTA CON UNA RIGIDEZ ALTA POR LO QUE LA DISTRIBUCION EXCENTRICA DE PRESIONES OCASIONA GIROS EN LA ZAPATA AISLADA QUE DAN LUGAR A DEFORMACIONES INDESEABLES DE LA CONSTRUCCION.

UTILIZANDO UNA ZAPATA COMBINADA LA RESULTANTE DE LAS CARGAS SE HACE COINCIDIR CON EL CENTROIDE DE LA ZAPATA LOGRANDO CON ESTO PRESIONES UNIFORMES EN EL TERRENO DE APOYO (VER FIG 7).

TAMBIEN PUEDEN SER DESEABLES CUANDO LA ZAPATA DE UNA COLUMNA AISLADA TIENE RESTRINGIDO UNO DE SUS LADOS PARA PODER AMPLIARSE, CON LO QUE TENDRIA UNA CARGA EXCENTRICA QUE CAUSARIA MAYORES ESFUERZOS EN EL TERRENO (VER FIGURA 8).

OTRA MODALIDAD DE LAS ZAPATAS COMBINADAS ES CUANDO EL RIESGO SISMICO DE LA ZONA ES DE CONSIDERARSE, SE UTILIZAN ZAPATAS AISLADAS UNIDAS ENTRE SI POR MEDIO DE TRABES DE LIGA, PARA ASI LOGRAR QUE LA CIMENTACION ACTUE EN CONJUNTO Y QUE SE MUEVA COMO UNA SOLA UNIDAD ANTE LA PRESENCIA DE DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EN EL TERRENO (VER FIGURA 9).

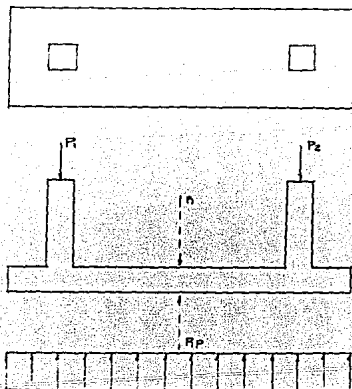


Figura 7.- Presiones uniformes en una zapata combinada

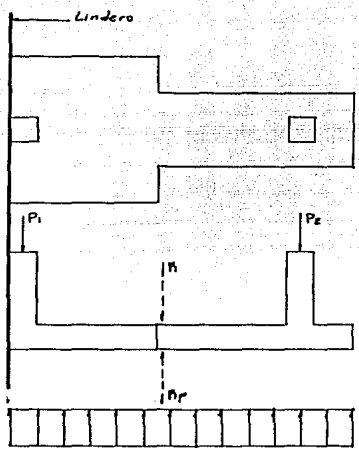


Figura 8: Zapata combinada de lindero.

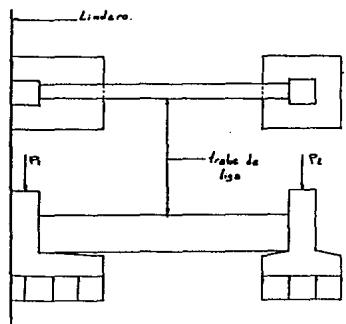


Figura 9: Zapatas aisladas ligadas con una trabe.

A.4.-ZAPATAS CORRIDAS.-

ESTE TIPO DE CIMENTACION SE UTILIZA GENERALMENTE BAJO MUROS, TRABES DE CIMENTACION 6 PARA UNIR DOS 6 MAS COLUMNAS.

SU GEOMETRIA CONSISTE EN UN ENSANCHAMIENTO DEL MURO 6 TRABE EN TODA SU LONGITUD, DE PREFERENCIA DEBERAN SER SIMETRICAS EXCEPTO EN LOS LINDEROS DONDE SE DEBERA TOMAR EN CUENTA, PARA EL DISEÑO EL EFECTO DE LA EXCENTRICIDAD (VER FIGURA 10).

AL IGUAL QUE LAS ZAPATAS AISLADAS, PUEDEN SER DE SECCION CONSTANTE 6 DE PERALTE VARIABLE; PERO SOLO PODRAN SER ESCALONADAS EN LAS ZONAS DONDE EXISTAN COLUMNAS.

ESTAS ZAPATAS ESTAN GENERALMENTE SUJETAS A UNA DESCARGA UNIFORME EN TODA SU LONGITUD, SU SELECCION SE PUEDE HACER CUANDO EL AREA DE APOYO REQUERIDA POR LA ACCION DE LAS DESCARGAS A LA SUBESTRUCTURA SON MAYORES AL 30% DEL AREA TOTAL, PERO MENOR AL 50% ; 6 CUANDO LOS ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES REBANAN LOS PERMISIBLES.

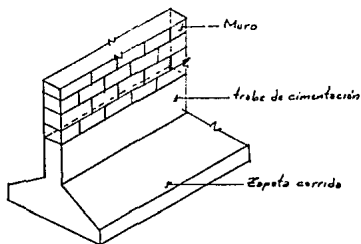


Figure 10.- Zapata Corrida.

A.5.-ZAPATAS DE MAMPOSTERIA.-

ESTE TIPO DE ZAPATAS ESTAN FORMADAS POR PIEDRAS NATURALES Y SU EMPLEO SE RECOMIENDA CUANDO LA MAGNITUD DE LAS DESCARGAS SON PEQUEÑAS ASI COMO LA CAPACIDAD DEL TERRENO ES ALTA.

SU USO SE LIMITA CASI EXCLUSIVAMENTE PARA ZAPATAS CORRIDAS BAJO MUROS, TAMBIEN DE MAMPOSTERIA. ES MUY RECOMENDABLE EL USO DE UNA DALA DE CONCRETO EN LA CORONA DE ESTE TIPO DE CIMIENTOS, CON EL FIN DE PROPORCIONAR UNA UNIFORMIZACION DE LAS DESCARGAS DEL MURO.

SU DIMENSIONAMIENTO SE BASA EN EL USO DE REGLAS EMPIRICAS DE TIPO GEOMETRICO QUE SE RESUELVEN CUMPLIENDO CON EL REQUISITO DE QUE LA PENDIENTE DE LAS CARAS INCLINADAS MEDIDA DESDE EL PAÑO DE LA DALA Ó MURO NO SEA MENOR QUE 1.5 : 1. (VER FIGURA 11a) .

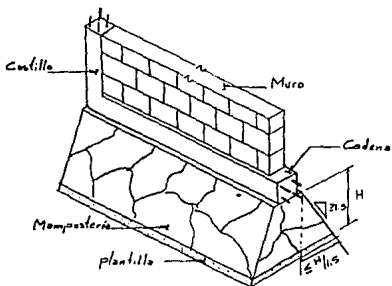


Figura 11a: Cimiento de mampostería

EN ZAPATAS DE LINDERO UNA DE LAS CARAS DEL CIMIENTO DEBERA SER VERTICAL; (VER FIG. 11b) CON ESTO SE POSICIONA AL MURO EN UN EXTREMO DE LA ZAPATA, LO QUE PROVOCA UNA DISTRIBUCION ASIMETRICA DE PRESIONES DEBIDO A LA EXCENTRICIDAD DE LA CARGA.

ESTO SE PUEDE RESOLVER COLOCANDO CIMIENTOS PERPENDICULARES A ESTE, REDUCIENDO EL CLARO DE DICHA ZAPATA LOGRANDO ASI UNA MAYOR ESTABILIDAD DEL CIMIENTO.

A ESTE RESPECTO EL REGLAMENTO DEL D.F. 1987 EN SUS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS RECOMIENDA LO SIGUIENTE (SECC.6.5 REF.10):

PRESION DE CONTACTO CON EL TERRENO, p , ton/m ²	CLARO MAXIMO, en m	
	CASO (1)	CASO (2)
$p \leq 2.0$	5.0	10.0
$2.0 \leq p \leq 2.5$	4.5	9.0
$2.5 \leq p \leq 3.0$	4.0	7.5
$3.0 \leq p \leq 4.0$	3.0	6.0
$4.0 \leq p \leq 5.0$	2.5	4.5

- (1) MAMPOSTERIA LIGADA CON MORTERO DE CAL
- (2) MAMPOSTERIA LIGADA CON MORTERO DE CEMENTO

EL CLARO MAXIMO ES LA DISTANCIA ENTRE EJES PERPENDICULARES MENOS EL PROMEDIO DE SUS ANCHOS.

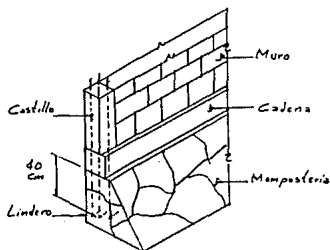


Figura 11b: Cimiento de Lindero

ADEMAS DE CUMPLIR CON LO ANTERIOR, SE DEBERAN EVITAR LAS PIEDRAS DE FORMA REDONDEADA Y CON RAJADURAS.

EL MORTERO DE UNION DEBERA TENER POR LO MENOS 15 kg/cm² COMO RESISTENCIA A LA COMPRESION Y LA RELACION VOLUMETRICA ENTRE LA ARENA Y LOS CEMENTANTES, DEBERA ESTAR ENTRE 2.25 Y 5.

LA MAMPOSTERIA UNIDA, DEBERA CUMPLIR CON LAS SIGUIENTES RESISTENCIAS:

COMPRESION.....15 kg/cm² , si el mortero es 50 kg/cm²

CORTANTE.....0.4 kg/cm² , " " "

COMPRESION.....20 kg/cm² , si el mortero es 50 kg/cm²

CORTANTE.....0.6 kg/cm² , " " "

ESTA RESISTENCIA SE DETERMINARA MEDIANTE LA SIGUIENTE EXPRESION:

$$PR = (1-2 e/t)At*f*m$$

donde:

t= PERALTE DE LA SECCION

At= AREA DE LA SECCION

e= EXCENTRICIDAD DE LA CARGA

f*m= RESISTENCIA A LA COMPRESION DE LA MAMPOSTERIA UNIDA .

DICHA EXPRESION ES VALIDA SI LA RELACION ENTRE LA ALTURA DE LA MAMPOSTERIA Y SU SECCION TRANSVERSAL NO EXCEDE DE 5 ; SI ESTA RELACION ESTA ENTRE 5 Y 10, LA RESISTENCIA DEBERA REDUCIRSE EN UN 80 %.

FISICAMENTE LA MAMPOSTERIA DEBERA TENER UNA PLANTILLA DE CONCRETO POBRE, COLOCANDO SOBRE ESTA LAS PIEDRAS MAS GRANDES.

A.6.-ZAPATAS PARA MUROS DE CONTENCIÓN.-

ESTE TIPO DE ESTRUCTURA TIENE COMO FINALIDAD LA DE RESISTIR EL EMPUJE DE UN VOLUMEN DE MATERIAL RETENIDO.

SU PRINCIPAL FALLA ES LA ESTABILIDAD, POR LO QUE DEBERAN SER REVISADOS PARA:

- 1.- VOLTEO
- 2.- DESLIZAMIENTO
- 3.- PRESIONES SOBRE EL TERRENO
- 4.- RESISTENCIA COMO ESTRUCTURA

1.-PARA EVITAR LA FALLA POR VOLTEO SE DEBERA REVISAR QUE EL MOMENTO DEBIDO A LA FUERZA HORIZONTAL SEA MENOR QUE EL MOMENTO PRODUCIDO POR LAS FUERZAS VERTICALES, APLICANDO UN FACTOR DE SEGURIDAD DE 1.5 A 2.0.

2. -PARA REVISAR EL DESLIZAMIENTO SE DEBERA VERIFICAR QUE EL PESO DEL MURO MULTIPLICADO POR EL COEFICIENTE DE FRICCIÓN DEL SUELO SEA MAYOR A LA FUERZA HORIZONTAL QUE PRODUCE DICHO DESLIZAMIENTO. EL FACTOR DE SEGURIDAD EMPLEADO ES 1.5 COMO MÍNIMO; CUANDO SE TIENE UN VALOR MAS PEQUEÑO SE PUEDE HACER LA BASE MAS ANCHA O COLOCARSE UN DENTELLÓN EN LA BASE (VER FIGURA 12).

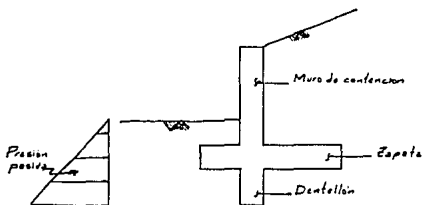


Figura 12.- Dentellón en un muro de contención.

EXISTEN TRES TIPOS DE MUROS DE CONTENCION:

a). -MUROS DE GRAVEDAD: SON AQUELLOS QUE RESISTEN LOS EMPUJES SOLO MEDIANTE SU PESO PROPIO; EN SU SECCION TRANSVERSAL PUEDEN SER COMO LOS MOSTRADOS EN LA FIGURA 13 :

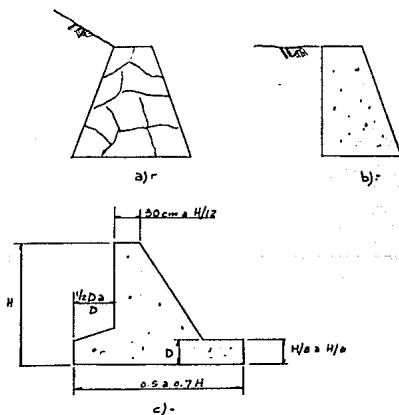


Figura 13.- Muros de gravedad.

PUEDEN SER DE MAMPOSTERIA, LADRILLO 6 CONCRETO CICLOPEO; SU DIMENSION DE BASE ES ALREDEDOR DEL 43% DE SU ALTURA.

b).-Muros en voladizo: SON AQUELLOS QUE TRABAJAN COMO MENSULAS EMPOTRADOS EN UNA ZAPATA INFERIOR. SU FORMA PUEDE SER COMO LA MOSTRADA EN LA FIGURA 14:

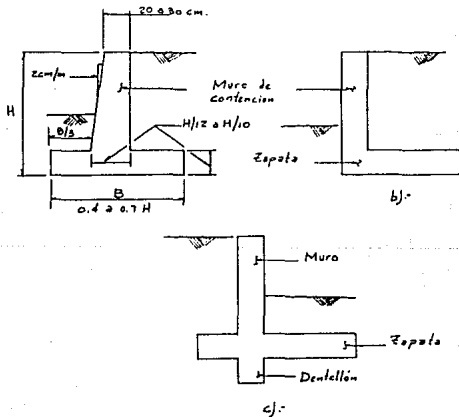


Figura 14.- Muros en voladizo

POR LO REGULAR, ESTOS MUROS SON DE CONCRETO REFORZADO.

c).-MUROS CON CONTRAFUERTE: SON SIMILARES A LOS MUROS EN VOLADIZO, SOLO QUE SU TRABAJO ES COMO LOSAS CONTINUAS POR LO QUE EL REFUERZO PRINCIPAL SE COLOCA EN EL SENTIDO HORIZONTAL; SON DE CONCRETO REFORZADO Y SU USO SE RECOMIENDA PARA ALTURAS MAYORES DE 6.5 METROS (VER FIGURA 15).

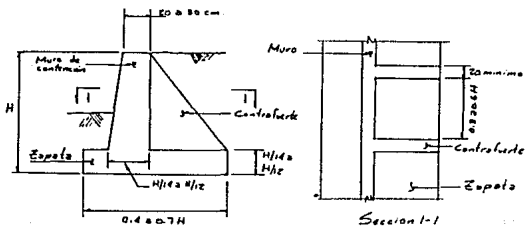
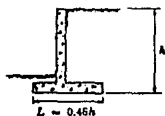
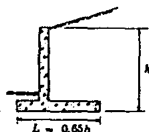


Figura 15.- Muros con contrafuerte.

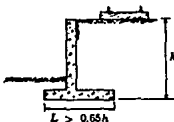
EXISTEN ALGUNAS OTRAS RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO PRELIMINAR DE DIFERENTES TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN :



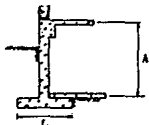
(a) Muro cantilever,
relleno horizontal



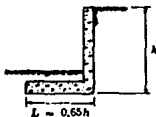
(b) Muro cantilever,
relleno inclinado



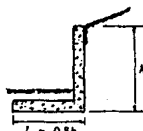
(c) Muro cantilever,
con sobrecarga



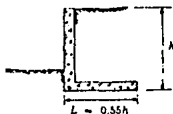
(d) Muro de sótano



(e) Muro de forma L,
relleno horizontal



(f) Muro de forma L,
relleno inclinado



(g) Otra forma de muro L,
relleno horizontal



(h) Otra forma de muro L,
relleno inclinado

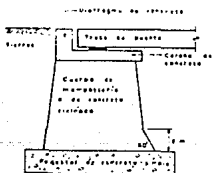
A.7.-ESTRIBOS PARA PUENTES.

COMENZAREMOS POR DEFINIR QUE UN ESTRIBO ES LA PARTE DE LA SUBESTRUCTURA DE UN PUENTE, SITUADA EN LOS EXTREMOS DE ESTE. TIENE COMO FINALIDAD EL SERVIR COMO CIMENTACION DE LA SUPERESTRUCTURA, ADEMAS DE SOPORTAR LOS EMPUJES DE TERRENO Y AGUA QUE LLEGAN A ESTE.

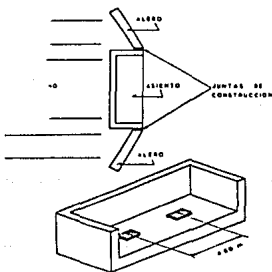
ASI PUES, PODEMOS DECIR QUE UN ESTRIBO ES LA COMBINACION DE UNA PILA Y UN MURO DE RETENCION.

EXISTEN ADEMAS FUERZAS ADICIONALES QUE SE DEBERAN DE CONSIDERAR PARA SU DISEÑO COMO SON: FUERZAS DE FRENAJE, CARGAS MOVILES Y VIENTO.

EN CUANTO A SU FORMA PUEDEN SER EN "U", TIPO CAJON, CON ALEROS, ETC. (VER FIGURA A.7.1)

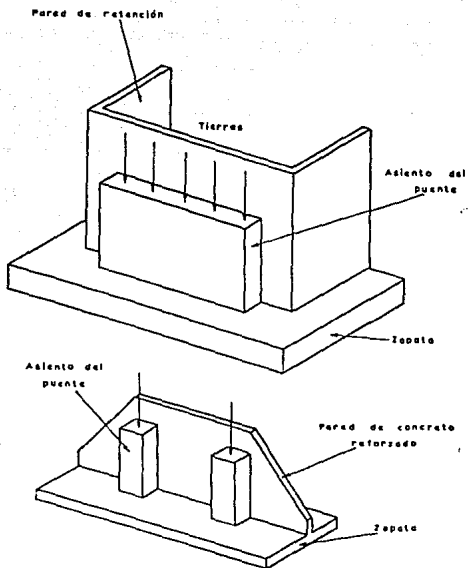


a) Estribo y partes que lo constituyen



b) Estribo en forma de "U"

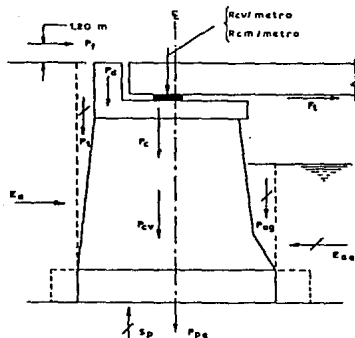
Figura A.7.1.



ct. Estribos en forma de cajón.

Figura A.7.1.

A CONTINUACION SE MUESTRAN LAS CARGAS MAS COMUNES, PARA LAS CUALES SE DEBERA DE DISEÑAR UN ESTRIBO.



- $R_{c.v.}$ = Reacción debido a carga viva sobre super-estructura.
 $R_{c.m.}$ = Reacción debido a carga permanente sobre super-estructura.
 F_t = Fuerza debida a la temperatura = $0.25 R_{c.m.}$ (por metro de ancho si hay placas).
 0.05 de $R_{c.m.}$ (en caso de mecedoras o rodillos).
 F_f = Fuerza debida al frenaje = 0.1 de $R_{c.v.}$.
 P_d = Peso del diafragma.
 $P_{c.o.}$ = Peso de la corona.
 P_t = Peso del prisma de tierra que obra en la parte posterior del estribo.
 E_a = Empuje activo de ... tierras.
 $P_{c.v.}$ = Peso del cuerpo del estribo.
 $P_{a.g.}$ = Peso del agua.
 $P_{p.e.}$ = Peso del pedestal.
 S_p = Sub-presión.

Figura A.7.2.- Fuerzas en un estribo.

ADEMAS DE LAS CARGAS MOSTRADAS ANTERIORMENTE CUANDO LOS PUENTES DEBEN DE SALVAR UNA CORRIENTE, LOS ESTRIBOS DEBERAN DE PROTEGERSE CONTRA LA SOCAVACION O EROSION DEL TERRENO POR EFECTO DE LA CORRIENTE DE AGUA.

EXISTEN DIVERSAS FORMAS PARA PROTECCION DE LA ACCION EROSIVA DEL AGUA; ALGUNAS DE ELLAS SE MUESTRAN A CONTINUACION:

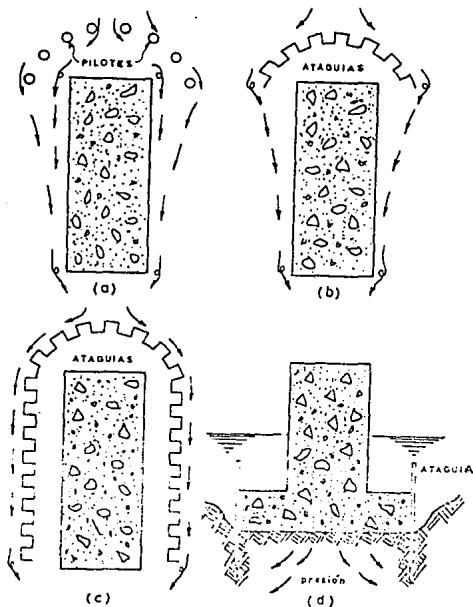


Figura A.7.3.) Protecciones contra socavación

EN LA FIGURA a) SE DEBERA CUIDAR QUE LOS PILOTES SE ENCUENTREN LO SUFICIENTEMENTE CERCANOS PARA EVITAR QUE SE ORIGINEN LOS REMOLINOS MOSTRADOS, YA QUE CON ESTO SE AUMENTA LA VELOCIDAD DE LA CORRIENTE, LO QUE CAUSARIA MAYOR PODER DE SOCAVACION.

EN LAS FIGURAS b), c) y d) DEBERA PROCURARSE NO COLOCAR LAS ATAGUIAS MUY CERCA DE LOS ESTRIBOS YA QUE PUEDE SUCEDER QUE AL RECIBIR GRANDES PRESIONES DEL ESTRIBO Y EL SUELO ALREDEDOR DE ESTAS SE SOCAVE, PRODUCIENDO ASENTAMIENTOS EN EL ESTRIBO Y ESFUERZOS INTERNOS EN EL PUENTE QUE PUDIERAN PROVOCAR SU COLAPSO.

LA FORMA MAS SEGURA DE EVITAR LOS EFECTOS PRODUCIDOS POR LA SOCAVACION ES CIMENTANDO A LOS ESTRIBOS POR MEDIO DE PILOTES DE CONCRETO.

A.8.-ZAPATAS CORRIDAS SOBRE RESORTES ELASTICOS

CUANDO SE TIENE EL CASO DE UNA CIMENTACION CONTINUA SOBRE UN SUELO COMPRESIBLE, SE DEBERAN TOMAR EN CUENTA LAS SIGUIENTES CONDICIONES:

a).-LA RESULTANTE DE LAS CARGAS APLICADAS A LA CIMENTACION, DEBERA SER COLINEAL CON LA DE LAS REACCIONES DEL SUELO.

b).-DEBERAN ESTAR EN EQUILIBRIO TANTO LAS REACCIONES DEL SUELO, COMO LOS ELEMENTOS MECANICOS DE LA CIMENTACION CON LOS TRANSMITIDOS POR LA ESTRUCTURA.

c).-LOS HUNDIMIENTOS DEBIDOS A LAS PRESIONES DEL SUELO DEBERAN COINCIDIR CON LOS DESPLAZAMIENTOS PRODUCIDOS POR LAS DESCARGAS.

ESTO ES PORQUE EN CIMENTACIONES CONTINUAS LA DISTRIBUCION DE PRESIONES SE VE MODIFICADA POR LOS HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES DE LOS APOYOS, PROVOCANDO CON ESTO ELEMENTOS MECANICOS DE CONSIDERACION EN LA SUBESTRUCTURA.

PARA SOLUCIONAR ESTE PROBLEMA EXISTEN PROCEDIMIENTOS BASADOS EN UNA RELACION LINEAL ESFUERZO-DEFORMACION DEL SUELO; EN ESTOS PROCEDIMIENTOS SE SUSTITUYE AL SUELO POR UNA SERIE DE RESORTES INDEPENDIENTES ENTRE SI.

EN ESTE MODELO DE ANALISIS SE TOMA EN CUENTA EL MODULO DE REACCION DEL SUELO Y SE SUPONE QUE LA PRESION CON QUE REACCIONA EL TERRENO ES PROPORCIONAL AL HUNDIMIENTO PRODUCIDO POR LAS DESCARGAS EN CADA PUNTO.

EN BASE A LO ANTERIORMENTE DICHO, PODEMOS LLEGAR A LA SUGUIENTE EXPRESION:

$$p = K_s * y$$

donde :

p = PRESION DEL SUELO

K_s = MODULO DE REACCION DEL TERRENO

y = HUNDIMIENTO DEL PUNTO EN CUESTION

LA ECUACION GENERALIZADA PARA UNA CIMENTACION DE LONGITUD INFINITA CON CARGAS CONCENTRADAS IGUALES A LA MISMA SEPARACION CONSTANTE ES :

$$\lambda L = \left(\frac{b K_s L}{4EI} \right)^{1/4}$$

donde :

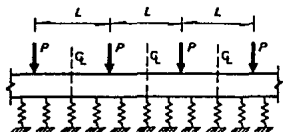
E = MODULO DE ELASTICIDAD DEL MATERIAL UTILIZADO EN LA VIGA

I = MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCION DE LA VIGA

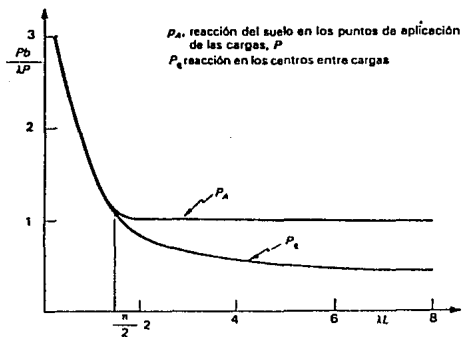
b = ANCHO DE LA CIMENTACION

λL = RIGIDEZ RELATIVA DE LA CIMENTACION

GRAFICANDO LA ECUACION ANTERIOR SE TIENE :



a) Esquema de la viga analizada



b) Variación de la reacción del suelo para diferentes rigideces relativas suelo-cimentación, λL

Figura A.8.1.- Resultados del análisis de una viga de longitud infinita sobre resortes elásticos y sujeta a cargas uniformemente espaciadas.

DE ACUERDO A LA GRAFICA ANTERIOR PODEMOS OBSERVAR QUE CUANDO $L \leq \pi/2$, LOS VALORES SON IGUALES, LO QUE INDICA QUE LA VIGA SE DEFORMA COMO UN CUERPO RIGIDO CON LO QUE SE PUEDE SUPONER UNA DISTRIBUCION DE PRESIONES UNIFORME Y POR LO TANTO PODEMOS IGNORAR LOS HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES DE LOS APOYOS.

SI NO SE CUMPLIERA ESTA CONDICION ENTONCES SE CONSIDERARA A LA CIMENTACION COMO FLEXIBLE Y LOS ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EN LOS APOYOS COBRAN IMPORTANCIA, ADEMAS DE QUE LOS ELEMENTOS MECANICOS PUEDEN AUMENTAR CONSIDERABLEMENTE AFECTANDO CON ESTO EN GRAN MEDIDA AL DISEÑO FINAL.

SIN EMBARGO, UNA DEFICIENCIA DE ESTE METODO ES SUPONER QUE EL HUNDIMIENTO NO DEPENDE DEL TAMAÑO DEL AREA CARGADA, SINO QUE SOLO ES PROPORCIONAL A LA PRESION DEL TERRENO. EN UN TIPO DE SUELO ARCILLOSO, LOS HUNDIMIENTOS VARIAN CONSIDERABLEMENTE SEGUN SE VARIE EL TAMAÑO DEL AREA CARGADA BAJO UNA MISMA PRESION.

CASO CONTRARIO A ESTE ES CUANDO SE TIENE UN TIPO DE TERRENO ARENOSO, DONDE NO ES TAN MARCADA ESTA DIFERENCIA. COMO ALTERNATIVA DE ESTE PROCEDIMIENTO SE PUEDE GENERAR UN RESORTE EQUIDISTANTE DE OTRO A TODO LO LARGO DE LA VIGA QUE REPRESENTEN LA RIGIDEZ DEL SUELO.

ESTA RIGIDEZ ES OBTENIDA DEL AREA TRIBUTARIA DEL CIMIENTO MULTIPLICADA POR EL MODULO DE REACCION DEL TERRENO :

$$k = K_s * A$$

donde :

k = RIGIDEZ DEL SUELO

A = AREA TRIBUTARIA DEL RESORTE

K_s = MODULO DE REACCION DEL TERRENO

EN ESTA ALTERNATIVA ESTAN BASADOS LOS PROCEDIMIENTOS ELASTICOS USUALES EN EL ANALISIS ESTRUCTURAL Y EN LOS PROGRAMAS DE COMPUTO ACUALES, COMO EL SAP-90 Y EL SAP-80.

ESTE ULTIMO SERA UTILIZADO EN UNO DE LOS EJEMPLOS DEL CAPITULO III.

B).-LOSAS DE CIMENTACION.-

SE UTILIZAN EN ESTRUCTURAS DONDE LA CAPACIDAD DEL TERRENO SEA MUY BAJA, POR LO QUE SE REQUERIRIA MAS DEL 50% DEL AREA EN PLANTA DE LA ESTRUCTURA PARA TRANSMITIR LOS ESFUERZOS GENERADOS POR LAS DESCARGAS AL ESTRATO DE APOYO; EN ESTOS CASOS RESULTA MAS ECONOMICO UN CIMIENTO DE LOSA CORRIDA FORMADA POR UN ELEMENTO GRUESO QUE SE EXTIENDE DEBAJO DE TODA EL AREA DE LA SUPERESTRUCTURA PERMITIENDO CON ESTO QUE ESTA ADQUIERA UN EFECTO DE FLOTACION SOBRE EL TERRENO LIMITANDO EN FORMA CONSIDERABLE LOS ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EN CONSTRUCCIONES PARTICULARMENTE SENSIBLES A ESTOS.

LAS LOSAS DE CIMENTACION PUEDEN SUBDIVIDIRSE EN DOS GRUPOS :

B.1.- LOSAS PLANAS:

EN ESTE TIPO DE CIMENTACION LAS COLUMNAS SE APOYAN DIRECTAMENTE SOBRE LA LOSA (VER FIGURA 16a) ó POR MEDIO DEL USO DE UN ENSANCHAMIENTO DE LA COLUMNA LLAMADO CAPITEL ó DADO, PERO SIN QUE EXISTAN ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UNION ENTRE ESTOS (VER FIGURA 16b).

ESTE TIPO DE LOSA PRESENTA LA DESVENTAJA DE UTILIZARSE VOLUMENES DE MATERIAL MUY ALTOS CON LA VENTAJA DE SER MUY SENCILLA DESDE EL PUNTO DE VISTA CONSTRUCTIVO.

B.2.- LA LOSA CON RETICULA DE VIGAS ó CONTRATRABES:

SU EMPLEO ES MUY RECOMENDABLE CUANDO SE QUIERE PROPORCIONAR UNA MAYOR RIGIDEZ A LA CIMENTACION (VER FIGURA 16c). DICHAS TRABES PUEDEN SER INVERTIDAS CON LO QUE SE OBTIENE UN PISO SOTANO UTILIZABLE (VER FIGURA 16d).

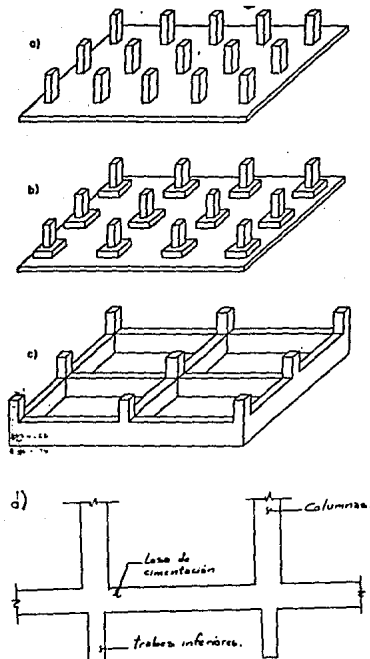


FIG 16: Losas de cimentación

C).-CAJON DE CIMENTACION.-

EN OCASIONES CUANDO LOS CLAROS ENTRE COLUMNAS SON CORTOS Y LAS CARGAS SON EXCESIVAS RESULTA QUE LA LOSA DE CIMENTACION, LA DE PLANTA BAJA, LAS CONTRATRABES Y LOS MUROS DE LINDERO FORMAN CAJONES (VER FIGURA 17).

AL CONSTRUIR UNA LOSA DE CIMENTACION SE LIBERA AL TERRENO DE LA CARGA DE LA EXCAVACION; SI DEBIDO A LAS CONDICIONES DE LA ESTRUCTURA ES NECESARIO UN CAJON Y ESTE TIENE ADEMAS UNA PROFUNDIDAD RELEVANTE, DE TAL MANERA QUE PERMITA APROVECHAR EL PESO DEL SUELO EXCAVADO PARA COMPENSARLO TOTAL O PARCIALMENTE CON EL PESO DE LA CIMENTACION, ENTONCES SE ESTARA ALIVIANDO CON ESTO LA PRESION NETA EN LA SUPERFICIE DE CONTACTO DE LA ESTRUCTURA CON EL SUELO.

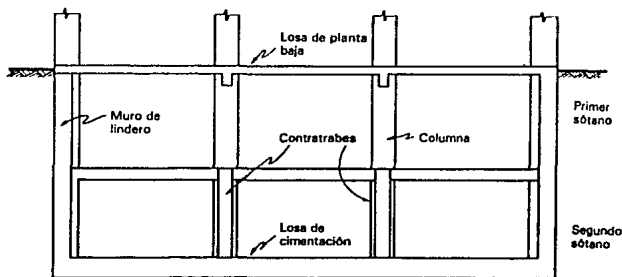


Fig. 17. Cajón de cimentación.

D) .-CASCARONES.-

ESTE TIPO DE CIMENTACION ES UNA MODALIDAD DE LA LOSA DE CIMENTACION CON RETICULA DE VIGAS. PRESENTA ALGUNAS VENTAJAS SOBRE LA LOSA YA QUE ES MENOR EL CONSUMO DE MATERIAL POR LO QUE GENERA MENOS PESO PROPIO DE LA CIMENTACION; ADEMAS PRODUCE MAYOR RIGIDEZ EN LA DIRECCION DE LAS GENERATRICES DE LOS CASCARONES.

SIN EMBARGO SU USO NO ES MUY COMUN DEBIDO A LA DIFICULTAD PARA ADOPTAR EL TIPO DE SISTEMA CONSTRUCTIVO; ESTO ES POR LA FORMA CILINDRICA QUE HAY QUE DARLE A LA SUPERFICIE DE LA EXCAVACION Y A LA HABILITACION DEL REFUERZO CURVO. ESTAS DIFICULTADES SE ACENTUAN SI EL NIVEL FREATICO QUEDA POR ENCIMA DEL NIVEL DE LA EXCAVACION (VER FIGURA 18).

SE RECOMIENDA UN ANGULO DE 40 GRADOS PARA LOS ARRANQUES DEL CASCARON PARA QUE NO RESBALE EL CONCRETO Y LA MANO DE OBRA PUEDA TRABAJAR SIN EL USO DE ESCALERAS.

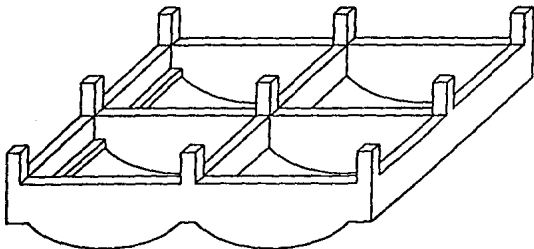


FIG 18.-Cascarones de cimentación

I.c.2.-CIMENTACIONES PROFUNDAS.-

LAS CIMENTACIONES PROFUNDAS ESTAN CONSTITUIDAS POR PILAS, PILOTES Y CILINDROS.

A).-PILAS:

LAS PILAS SON ELEMENTOS ESTRUCTURALES COLADOS EN SITIO DENTRO DE UNA EXCAVACION PREVIA, ADEMAS PUEDEN CONSTRUIRSE CON Ó SIN REFUERZO, CON Ó SIN AMPLIACION DE LA BASE COMUNMENTE LLAMADA CAMPANA, Y CUYA FUNCION PRIMORDIAL ES TRANSMITIR LAS CARGAS DE LA ESTRUCTURA A ESTRATOS MAS PROFUNDOS (VER FIGURA 19).

ESTE TIPO DE CIMENTACION PRESENTA LAS SIGUIENTES VENTAJAS:

- a).-SE REDUCE EL TIEMPO TOTAL DE CONSTRUCCION DEBIDO A QUE LOS TRABAJOS DE CAMPO PUEDEN INICIARSE INMEDIATAMENTE.
- b).-SE PERFORA A TRAVES DE GRAVAS Y PEQUEÑAS PIEDRAS QUE PODRIAN CAUSAR DESVIACIONES EN LA VERTICALIDAD.
- c).-UNA PILA SUSTITUYE A VARIOS PILOTES Y SE ELIMINA LA NECESIDAD DE DADOS.
- d).-SE EVITA EL RUIDO DE LOS MARTINETES DE HINCADO ASI COMO LAS VIBRACIONES Y DESPLAZAMIENTOS SUFRIDOS POR EL SUELO.

POR OTRO LADO PRESENTA LAS SIGUIENTES DESVENTAJAS:

- a).-ES INDISPENSABLE UNA BUENA SUPERVISION TECNICA DURANTE EL COLADO.
- b).-LA FALLA DE UNA PILA PRESENTA CONSECUENCIAS MUY CRITICAS.
- j).-NO TODOS LOS SUELOS PRESENTAN CONDICIONES FAVORABLES PARA LA CONSTRUCCION DE PILAS.
- d).-ES NECESARIO UN ESTUDIO MUY COMPLETO DE EXPLORACION DEL SUELO YA QUE SI SE PRESENTAN ESTRATOS Ó CONDICIONES NO PREVISTAS, SE PUEDEN PRESENTAR PROBLEMAS CONSTRUCTIVOS QUE RETRASARIAN LA OBRA CON EL CONSECUENTE AUMENTO DEL COSTO DE LA OBRA.
- e).-SE PUEDEN PRESENTAR DESPLAZAMIENTOS DEL CONCRETO FRESCO POR COLAPSO DE LAS PAREDES Ó POR CAIDOS.

EN CUANTO A SU GEOMETRIA LAS PILAS SE DIVIDEN EN FUSTE Y CAMPANA;EL DIAMETRO MINIMO RECOMENDADO PARA EL FUSTE ES DE 80 CM.; ESTO ES CON EL FIN DE PODER INSPECCIONARLO POSTERIORMENTE Y LIMPIAR SU FONDO A MANO.

EL DIAMETRO MAXIMO ESPECIFICADO PARA UNA CAMPANA ES DE TRES VECES EL DEL FUSTE, FORMANDO UN ANGULO MINIMO DE 45 GRADOS CON LA HORIZONTAL Y DEJANDO EN LA PARTE INFERIOR DE LA BASE UNA ALTURA RECTA DE 15 CM, PARA PERMITIR QUE EL CONCRETO PENETRE HASTA LA PARTE EXTERIOR DEL DIAMETRO.

EN EL CASO DE QUE SE TENGA ARMADO EN LA PILA, DEBERA TENERSE ESPECIAL ATENCION EN QUE EL CONCRETO PUEDA FLUIR ENTRE EL REFUERZO Y LLENE TODA LA CAMPANA SIN DEJAR HUECOS; ESTO SE LOGRA MEDIANTE EL REVENIMIENTO ADECUADO.

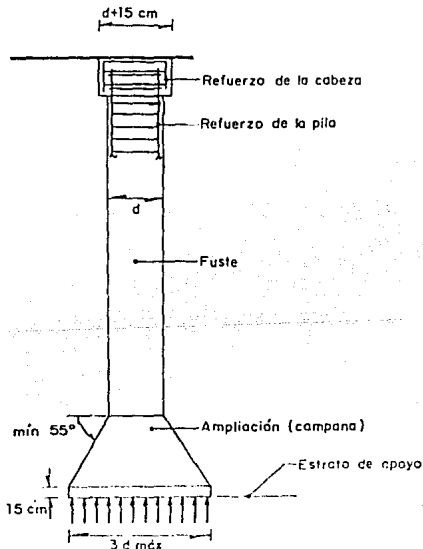


FIG.- 13]-Configuración de una pila

B).-PILOTES:

LOS PILOTES SON MIEMBROS ESTRUCTURALES QUE SE INTRODUCEN PROFUNDAMENTE EN EL TERRENO PARA TRANSMITIR LA CARGA DE LA SUPERESTRUCTURA A UN ESTRATO DE APOYO MAS RESISTENTE QUE LOS SUPERFICIALES.

SU SECCION TRANSVERSAL ES MUY PEQUEÑA COMPARADA CON SU LONGITUD; SU UTILIZACION ES RECOMENDABLE CUANDO SE TIENE MUY BAJA CAPACIDAD DE CARGA, CUANDO SE TIENEN REQUISITOS MUY ERICTOS DE ASENTAMIENTOS PERMISIBLES Ó CUANDO LA ESTRUCTURA DEBA CONSTRUIRSE EN UN SITIO CUBIERTO POR AGUA.

LOS PILOTES PUEDEN CLASIFICARSE ATENDIENDO A LOS SIGUIENTES FACTORES:

a).- RESPECTO A LOS MATERIALES EMPLEADOS EN SU ELABORACION PUEDEN SER:

--DE MADERA, CUYA SECCION ES COMUNMENTE CIRCULAR; SU UTILIZACION NO ES MUY RECOMENDABLE EN SUELOS QUE SOMETAN AL PILOTE A CICLOS CONTINUOS DE HUMEDECIMIENTO Y SECADO; SIN EMBARGO, PUEDEN LLEGAR A DURAR PERIODOS INDEFINIDOS DE TIEMPO DE USO SI SE MANTIENEN LAS MISMAS CONDICIONES DE HUMEDAD EN EL TERRENO; TAL ES EL CASO DE LA COLUMNA DE LA INDEPENDENCIA EN LA CIUDAD DE MEXICO (VER FIGURA 20a).

--DE ACERO QUE NORMALMENTE SON DE SECCIONES TUBULARES Ó EN H; EN ESTOS PILOTES SE FACILITA EL HINCADO DEBIDO A SU POCO PESO Y AL EFECTO DE CUCHILLA DE SUS PAREDES; SIN EMBARGO, NECESITAN DE UNA ERICTA PROTECCION ANTICORROSIVA EN SUELOS CON VARIACIONES EN EL NIVEL DEL AGUA. (VER FIGURA 20b).

--DE CONCRETO REFORZADO DE SECCION NORMALMENTE CUADRADA Ó CIRCULAR; ESTE MATERIAL ES EL QUE GARANTIZA UN MEJOR DESEMPEÑO DE DURABILIDAD ANTE CONDICIONES AGRESIVAS (VER FIGURAS 20c y 20d).

b).- RESPECTO AL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PUEDEN SER:

--PREFRABICADOS: ESTOS PRESENTAN LA VENTAJA DE HABER RECIBIDO AL MOMENTO DE LA HINCA UNA ESPECIE DE CARGA DINAMICA QUE NOS ASEGURA UNA CAPACIDAD DE CARGA MINIMA. PRESENTAN LA DESVENTAJA DE GENERAR DESPLAZAMIENTO DEL SUELO AL MOMENTO DEL HINCADO PROVOCANDO ALTERACIONES DE ESTE EN PROPIEDADES MECANICAS. SUS CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES PUEDEN ESTAR DETERMINADAS POR LOS ESFUERZOS PRODUCIDOS DURANTE LAS CONDICIONES DE TRANSPORTE, HINCADO E HIZADO DEL MISMO Y NO A LOS QUE RECIBE UNA VEZ COLOCADO (VER FIGURA 21a)

--FABRICADOS EN SITIO; ESTOS REQUIEREN DE UNA EXCAVACION PREVIA Y PRESENTAN ALGUNAS DE LAS DIFICULTADES MENCIONADAS PARA LAS PILAS (VER FIGURA 21b).

c).-- RESPECTO A SU TIPO DE APOYO:

--DE PUNTA CUANDO EL PILOTE DESARROLLA RESISTENCIA POR APOYO DIRECTO DEL EXTREMO DEL PILOTE A UN ESTRATO RESISTENTE TRANSMITIENDO DE ESTA FORMA LA CARGA A DICHO APOYO. ESTE TIPO DE PILOTE PRESENTA LA DESVENTAJA DE HACER QUE LOS EDIFICIOS SOBRESALGAN DE LA SUPERFICIE DEL TERRENO CUANDO EXISTEN ASENTAMIENTOS ALREDEDOR DE EL PRODUCIENDO GRANDES DAÑOS A LAS CONSTRUCCIONES VECINAS, PAVIMENTOS E INSTALACIONES ENTERRADAS, ADEMÁS DE PODERSE PRESENTAR PROBLEMAS DE LICUACION DE ARENAS Y FRICCIÓN NEGATIVA.(VER FIGURA 22a).

--UNA VARIACION DE ESTE TIPO DE PILOTE ES EL PILOTE DE CONTROL QUE, AUNQUE SON PILOTES APOYADOS DE PUNTA, PENETRAN LIBREMENTE A TRAVES DE LA CIMENTACION Y RECIBEN SU CARGA EN LAS CABEZAS POR MEDIO DE MECANISMOS QUE LA MANTIENEN DE UNA MAGNITUD CONSTANTE Y CONTROLAN LOS HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES EN LA SUBESTRUCTURA; SIN EMBARGO, SE HACE NECESARIA UNA INSPECCION Y MANTENIMIENTO DE LOS MECANISMOS CONSTANTES A TRAVES DE LA VIDA DE ESTRUCTURA LO CUAL RESULTA MUY COSTOSO E INDESEABLE.(VER FIGURA 22b).

--DE FRICCIÓN CUANDO LA MAYOR PARTE DE LA CARGA DEL PILOTE SE TRANSMITE A ESTRATOS DE BAJA CAPACIDAD DE CARGA DESARROLLANDO SU RESISTENCIA A TRAVES DE SU SUPERFICIE LATERAL POR ADHERENCIA ó FRICCIÓN CON EL SUELO EN EL CUAL QUEDAN TOTALMENTE EMBEBIDOS (VER FIGURA 22c).

DICHOS PILOTES REQUIEREN PARA SU BUEN FUNCIONAMIENTO QUE EXISTA UN ESTRATO DE SUELO COMPRESIBLE BAJO SUS PUNTAS DE APROXIMADAMENTE 4 METROS LO CUAL HACE QUE SE TENGA QUE LIMITAR LA CARGA MAXIMA QUE SE PUEDA APLICAR DEBIDO A LA CONSOLIDACION DE DICHO ESTRATO.

POR OTRO LADO, ESTE TIPO DE PILOTES PUEDE PRESENTAR PROBLEMAS DEBIDO A DOS FENOMENOS QUE SON LA LICUACION DE ARENAS Y LA FRICCIÓN NEGATIVA; DICHOS FENOMENOS SERAN EXPUESTOS CON MAS DETALLE EN EL CAPITULO II.

EXISTEN TAMBIEN LAS CIMENTACIONES QUE COMBINAN LAS SUPERFICIALES Y LAS PROFUNDAS (VER FIGURAS 23c, 23d y 23e).

CUANDO SE UTILIZAN GRUPOS DE PILOTES, POR LO GENERAL LA DISTRIBUCION DE LAS CARGAS SE REALIZA POR MEDIO DE ELEMENTOS AUXILIARES COMO ZAPATAS, LOSAS Ó DADOS; CON ESTA COMBINACION SE OBTIENEN TRANSMISION DE CARGAS Y REDUCCION DE ASENTAMIENTOS POR AMBOS TIPOS DE CIMENTACIONES. ES CONVENIENTE QUE EL ELEMENTO DE TRANSMISION TENGA UNA RIGIDEZ ALTA PARA QUE LAS CARGAS SE DISTRIBUYAN UNIFORMEMENTE A LOS PILOTES.

d).--RESPECTO A SU DIRECCION:

--VERTICALES: UTILIZADOS SOLO PARA CARGAS VERTICALES DE COMPRESION Ó TENSION (VER FIGURA 23a).

--INCLINADOS: UTILIZADOS CUANDO SE TIENEN CARGAS HORIZONTALES DE CONSIDERACION (VER FIGURA 23b).

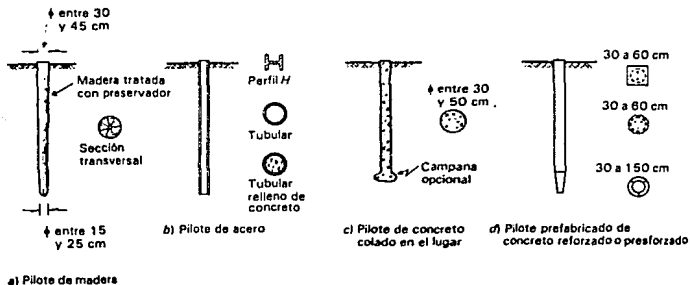


Figura 20.

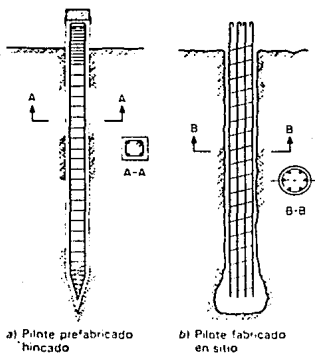


Figura 21.-

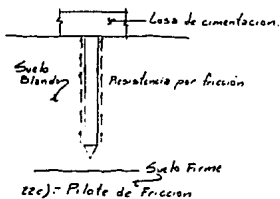
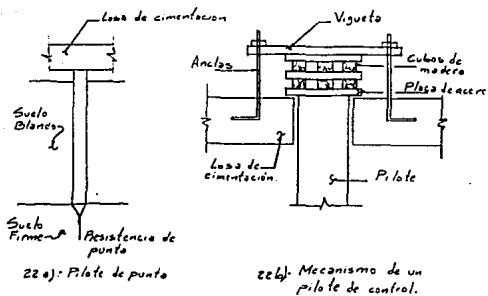
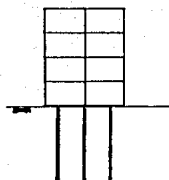
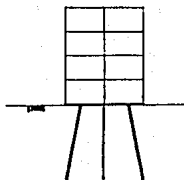


Figura 22.-



20a) P/otes Verticales



20b) P/otes Inclinados

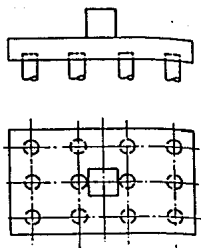


Fig. 23c

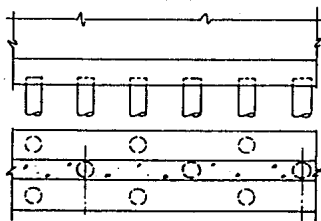


Fig. 23d

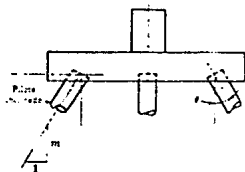


Fig. 23e

Figura 23.

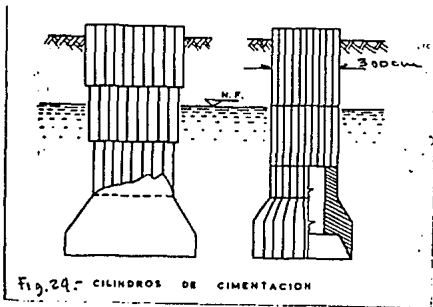
C).-CILINDROS:

ESTOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES SON DE SECCION CIRCULAR DE CONCRETO REFORZADO Y HUECOS EN EL CENTRO, DEBIDO A SU DIAMETRO QUE GENERALMENTE ES COMO MINIMO DE TRES METROS (VER FIGURA 24).

SU COLOCACION CONSISTE EN IR EXCAVANDO EN EL INTERIOR DEL ELEMENTO HASTA LLEGAR AL ESTRATO DE APOYO; SE PUEDE COLOCAR UNA CUCHILLA DE ACERO EN SU PARTE INFERIOR CON LO QUE SE FACILITA SU PENETRACION EN EL TERRENO.

EN ALGUNAS OCASIONES, CUANDO LOS CILINDROS SON DE GRAN LONGITUD SE ACOSTUMBRA LASTRARLOS PARA LOGRAR VENCER LA FRICCIÓN LATERAL DEL PROPIO TERRENO. UNA VEZ COLOCADO EL CILINDRO, SE CUELAN UNA TAPA Y UN TAPON QUEDANDO HUECO EL INTERIOR.

SU USO ES POCO FRECUENTE DEBIDO A QUE RESULTAN SER MUY COSTOSOS.



I.d.--PROBLEMAS DE CIMENTACION EN LA CIUDAD DE MEXICO:

ALGUNOS AUTORES CONSIDERAN QUE LA CUENCA DEL VALLE DE MEXICO SE ASEMEJA A UNA GRAN PRESA AZOLVADA, DEBIDO A LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS DEL VALLE:

ANTES DEL PLEISTOCENO EL VALLE DRENABA AL SUR, HACIA EL AMACUZAC, POR DOS PROFUNDAS CAÑADAS QUE PASABAN POR CUAUTLA Y CUERNAVACA.

A FINES DEL PLIOCENO SE PRODUCEN FRACTURAS ORIENTADAS PREDOMINANTEMENTE EN DIRECCION W-E, EN LA ZONA DE PUEBLA Y AL SUR DE TOLUCA, POR LAS QUE TUVIERON ACCESO GRANDES EFUSIONES DE BASALTO QUE CONSTRUYERON LA SIERRA DE CHICHINAUTZIN EN EL CUATERNARIO; TODO ESTO OCURRIDO EN LOS ULTIMOS 70,000 AÑOS.

POR OTRA PARTE EL VALLE DE MEXICO ESTA DELIMITADO HACIA EL NORTE POR LAS SIERRAS DE PACHUCA, TEPOTZOTLIAN, GUADALUPE, PATLACHIQUE Y TEPOZAN FORMADAS A FINES DEL MIOCENO. DURANTE EL PLIOCENO INFERIOR SE CREARON LAS SIERRAS DE LAS CRUCES Y NEVADA AL OESTE Y ESTE RESPECTIVAMENTE.

FINALMENTE LOS EVENTOS CUATERNARIOS, ANTES MENCIONADOS FORMARON TAMBIEN EL VOLCAN POPOCATEPETL Y LA SIERRA DE ZEMPOALA, TRANSFORMANDO ASI AL VALLE EN UNA CUENCA CERRADA. ES POR ESTO QUE SE ALMACENO EL AGUA EN VARIOS LAGOS Y LOS RIOS QUE DESCENDIAN DE LAS SIERRAS CIRCUNDANTES DEPOSITARON MATERIALES MUY DIVERSOS AL ENCONTRARSE CON LOS LAGOS.

A SU VEZ LA PARTE CENTRAL DE LA CUENCA SE FUE LLENANDO CON GRANDES DEPOSITOS DE CENIZAS PROVENIENTES DE LA ACTIVIDAD VOLCANICA DEL SUR.

FINALMENTE EN LA EPOCA GLACIAL DE LOS ULTIMOS 100,000 AÑOS, LA MASA DE AGUA SE EXTENDIO EN LAS PARTES BAJAS LLEGANDO A FORMAR UN SOLO LAGO.

LA BREVE DESCRIPCION ANTERIOR EXPLICA LA DIVERSIDAD DE FORMACIONES QUE SE ENCUENTRAN EN LA PARTE SUPERIOR DE LA CORTEZA DEL VALLE. ASI PUES PODEMOS DISTINGUIR CON BASE EN LO ANTERIOR TRES ZONAS IMPORTANTES EN EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO QUE SON:

ZONA LACUSTRE, ZONA ALUVIAL (DE TRANSICION) Y ZONA PETREA.
(VER CROQUIS ANEXO)

LA ZONA PETREA SE FORMA EN LAS ZONAS ALTAS DEL VALLE, DONDE SE ENCUENTRAN GRANDES EMISIONES BASALTICAS Y DE PRODUCTOS PIROCLASTICOS, QUE SE DISTINGUEN POR QUE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO ES ELEVADA Y NO EXISTEN ARCILLAS COMPRESIBLES QUE PUEDAN SER CAUSA DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES DE GRAN MAGNITUD.

SIN EMBARGO DEBIDO A LA FORMACION Y EXPLOTACION DE CAVERNAS NATURALES, MUCHOS PREDIOS ESTAN POR ENCIMA DE GALERIAS A DIFERENTES PROFUNDIDADES Y SU LOCALIZACION PUEDE RESULTAR DIFICIL, PORQUE MUCHAS DE ELLAS, A CAUSA DE DERRUMBES SE ENCUENTRAN PARCIALMENTE TAPADAS.

LA ZONA ALUVIAL 6 DE TRANSICION ESTA FORMADA AL PIE DE LAS SIERRAS Y POR EL CAMBIO BRUSCO DE LA PENDIENTE DE LOS RIOS, SE LOCALIZAN GRANDES DEPOSITOS ALIVIALES DE COMPOSICION MUY VARIABLE. LOS PROBLEMAS DE CAPACIDAD DE CARGA Y ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES PODRIAN LLEGAR A SER CRITICOS, ESPECIALMENTE CUANDO SE TRATA DE CONSTRUCCIONES EXTENSAS SOMETIDAS A CONDICIONES DE CARGA MUY DIFERENTES.

LA ZONA LACUSTRE ESTA FORMADA EN LAS PARTES BAJAS, ENTRE LAS SIERRAS, PARTICULARMENTE EN LA REGION CENTRAL DE LA CUENCA; EN ESTA ZONA PREDOMINAN FORMACIONES DE CENIZA VOLCANICA (QUE AL PASO DEL TIEMPO SE HAN CONVERTIDO EN ARCILLAS) INTERCALADAS CON ARENAS FINAS Y LIMOS Y PRESENTAN GRANDES PROBLEMAS DE COMPRESIBILIDAD Y BAJA RESISTENCIA AL CORTE, POR LO QUE REPRESENTA GRAN DIFICULTAD PARA DISEÑAR LAS CIMENTACIONES DE ESTRUCTURAS PESADAS.

AUNADO A TODO ESTO SE TIENE EL BOMBEO GENERALIZADO DEL SUBSUELO DE LA CIUDAD PARA LA EXTRACCION Y EL ABASTECIMIENTO DE AGUA, LO CUAL PROVOCA FUERTES PERDIDAS DE PRESION EN LOS ESTRATOS INFERIORES Y NOS CONDUCE A FENOMENOS COMO LA EMERSON DE ESTRUCTURAS, EN EL CASO DE CIMENTACION POR MEDIO DE PILOTES DE PUNTA, COMO POR EJEMPLO EL ANGEL DE LA INDEPENDENCIA 6 A EFECTOS DE FRICCION NEGATIVA. DICHA FRICCION NEGATIVA SE TRANSFORMA EN UN PROBLEMA DE CAPACIDAD DE CARGA PARA LOS PILOTES DE PUNTA, YA QUE SE TRANSMITE UNA CARGA DIRECTAMENTE PROPORCIONAL AL CONFINAMIENTO DEL ESTRATO QUE SE ENCUENTRA RODEANDO AL PILOTE, REDUCIENDO CON ESTO LA CAPACIDAD DE CARGA DE ESTE, PRODUCIENDO SU FALLA POR PENETRACION CON EL ESTRATO DE APOYO, SI NO FUERON CONSIDERADAS ESTAS CARGAS ADICIONALES.

POR OTRO LADO, POR EFECTO DE LOS SISMS SE PUEDEN PRESENTAR PROBLEMAS DE LICUACION DE ARENAS EN EL SUBSUELO; DICHO FENOMENO SE PRESENTA CUANDO UN SUELO REDUCE EN FORMA IMPORTANTE SU RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE, DEBIDO A QUE SU RELACION DE VACIOS ES CRITICA.

RESULTA ANTIECONOMICO CIMENTAR POR SUPERFICIE EDIFICIOS DE SEIS 6 SIETE PISOS Y LAS EXCAVACIONES PROFUNDAS RESULTAN MUY COSTOSAS, POR LO QUE SE RECOMIENDA PARA ESTE TIPO DE CONSTRUCCIONES EL USO DE PILOTES.

DE TODO LO ANTERIOR PODEMOS DEDUCIR QUE LA DETERMINACION DE LAS PROPIEDADES MECANICAS QUE PERMITAN PREDECIR EN ALGUN RANGO DE CONSIDERABLE CONFIANZA LOS ASENTAMIENTOS DE UNA CONSTRUCCION Y SU EVOLUCION CON EL TRANCURSO DEL TIEMPO ES DE GRAN IMPORTANCIA PARA LA INGENIERIA DE CIMENTACIONES, POR LO QUE SE DEBERA CONTAR CON UN ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS Y UNA EXPLORACION DEL SUBSUELO PRECISO Y CONFIABLE PARA EL DISEÑO DE LAS CIMENTACIONES EN EL VALLE DE MEXICO.

CAPITULO II.- CAPACIDAD DE CARGA, CRITERIOS Y DISEÑO.

II.a.-CRITERIOS BASICOS DEL RCDF-87:

COMENZAREMOS POR DECIR QUE EN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL D.F. 1987 SE DEFINEN DOS ESTADOS LIMITE PARA TODA ESTRUCTURA; ESTADOS LIMITE DE FALLA Y DE SERVICIO (ARTICULOS 183 Y 184 REFERENCIA 8)

ENTENDEREMOS POR ESTADO LIMITE DE FALLA A CUALQUIER CONDICION QUE GENERE EL AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE LA SUPERESTRUCTURA Ó LA SUBESTRUCTURA, YA SEA TOTAL Ó EN CUALQUIERA DE SUS ELEMENTOS.

TAMBIEN CORRESPONDERA A ESTE TIPO DE ESTADO LIMITE AL HECHO DE QUE OCURRAN DAÑOS IRREVERSIBLES EN LOS ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA PROVOCANDO CON ESTO LA AFECTACION SIGNIFICATIVA DE SU RESISTENCIA ANTE NUEVAS SOLICITACIONES DE CARGA.

SE CONSIDERA COMO ESTADO LIMITE DE SERVICIO A LA PRESENCIA DE DEFORMACIONES, AGRIETAMIENTOS, VIBRACIONES Ó DAÑOS, AFECTANDO CON ESTO EL FUNCIONAMIENTO ESPERADO EN LA ESTRUCTURA, PERO SIN AFECTAR SU CAPACIDAD DE SOPORTAR APLICACIONES DE CARGA.

DICHO LO ANTERIOR SE CONSIDERARA QUE TODA ESTRUCTURA DEBERA DISEÑARSE PARA CUMPLIR LOS SIGUIENTES REQUISITOS (ARTICULO 182 REFERENCIA 8):

a).- CONTAR CON LA SUFICIENTE SEGURIDAD PARA SOPORTAR CUALQUIER ESTADO LIMITE DE FALLA QUE SE PUDIERA GENERAR ANTE LA SOLICITACION DE LAS COMBINACIONES DE CARGA QUE PUDIERAN PRESENTARSE DURANTE LA VIDA UTIL DE LA ESTRUCTURA.

b).- NO SE REBASARA NINGUN ESTADO LIMITE DE SERVICIO ANTE LA PRESENCIA DE LAS COMBINACIONES DE CARGAS CORRESPONDIENTES A CONDICIONES NORMALES DE OPERACION DE LA ESTRUCTURA.

DICHAS COMBINACIONES DEBERAN ANALIZARSE POR ANTICIPADO Y SON LAS QUE A CONTINUACION SE ENLISTAN (ARTICULO 188 REFERENCIA 8):

1).- CARGAS PERMANENTES MAS CARGAS VARIABLES: SE REVISARA CON ESTA COMBINACION TANTO LOS ESTADOS LIMITE DE FALLA COMO LOS DE SERVICIO.

LAS ACCIONES VARIABLES SE CONSIDERARAN CON SU INTENSIDAD MEDIA PARA CALCULO DE ASENTAMIENTOS.

PARA LA REVISION DE LOS ESTADOS LIMITE DE FALLA SE CONSIDERARA LA ACCION VARIABLE MAS DESFAVORABLE CON SU INTENSIDAD MAXIMA Y LAS ACCIONES RESTANTES CON LA INTENSIDAD INSTANTANEA.

DENTRO DE LAS ACCIONES VARIABLES SE CUENTAN: LA CARGA VIVA, LOS EFECTOS DE TEMPERATURA, LOS HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES Y LAS CARGAS DE OPERACION DE EQUIPOS (IMPACTO, FRENAJE, VIBRACIONES).

DENTRO DE LAS ACCIONES PERMANENTES CONTAREMOS LA CARGA MUERTA Ó PESO PROPIO, EMPUJES DE TIERRAS Ó LIQUIDOS Y A LAS DEFORMACIONES DE LA ESTRUCTURA QUE VARIAN POCO CON EL TIEMPO (PRESFUERZOS, MOVIMIENTOS DIFERENCIALES PERMANENTES).

2).- CARGAS PERMANENTES MAS CARGAS VARIABLES CON INTENSIDAD INSTANTANEA Y CARGAS ACCIDENTALES; CON ESTA COMBINACION SE REVISARAN LOS ESTADOS LIMITE DE FALLA Y DE SERVICIO QUE ESTEN RELACIONADOS CON DEFORMACIONES TRANSITORIAS Y PERMANENTES DEL SUELO BAJO LA IMPOSICION DE CARGAS ACCIDENTALES.

SE ENTENDERA POR CARGA ACCIDENTAL (ARTICULO 186 REFERENCIA 8) A LAS ACCIONES QUE NO SON GENERADAS POR EL FUNCIONAMIENTO NORMAL DE LA ESTRUCTURA Y QUE ALCANZAN INTENSIDADES DE CONSIDERACION EN UN LAPSO DE TIEMPO CORTO. PERTENECEN A ESTE GRUPO: LAS ACCIONES SISMICAS, LAS DE VIENTO, LAS DE EXPLOSION, LAS DE INCENDIO Y LAS DE OTROS FENOMENOS EXTRAORDINARIOS.

POR INTENSIDAD INSTANTANEA (ARTICULO 187 SECC II REFERENCIA 8) CONSIDERAREMOS EL VALOR MAXIMO PROBABLE DURANTE EL LAPSO DE TIEMPO EN QUE SE PRESENTE LA CARGA ACCIDENTAL.

POR INTENSIDAD MAXIMA SE ENTENDERA EL VALOR MAXIMO PROBABLE DURANTE LA VIDA UTIL DE LA ESTRUCTURA.

LA INTENSIDAD MEDIA SE DETERMINARA CON EL VALOR MEDIO QUE PUDIERA TOMAR LA ACCION EN UN PERIODO DE VARIOS AÑOS ESTIMANDO CON ESTO LOS EFECTOS A LARGO PLAZO COMO SON LOS HUNDIMIENTOS PRINCIPALMENTE.

ADEMAS SE REVISARA QUE PARA LAS DISTINTAS COMBINACIONES DE ACCIONES ANTES MENCIONADAS Y PARA CUALQUIER ESTADO LIMITE DE FALLA POSIBLE, LA RESISTENCIA DE DISEÑO SEA MAYOR Ó IGUAL AL EFECTO DE ESTAS, MULTIPLICADAS POR SU CORRESPONDIENTE FACTOR DE CARGA (ARTICULO 193 REF. 8).

SE ENTENDERA POR RESISTENCIA DE DISEÑO A LA MAGNITUD DE UNA ACCION, O DE UNA COMBINACION DE ACCIONES, QUE PROVOCARIAN LA APARICION DE UN ESTADO LIMITE DE FALLA DE LA ESTRUCTURA O CUALESQUIERA DE SUS COMPONENTES (ARTICULO 190 REFERENCIA 8)

EL FACTOR DE CARGA SE TOMARA DE LA SIGUIENTE FORMA (ARTICULO 194 REFERENCIA 8):

PARA COMBINACIONES DEL TIPO 1 SE APLICARA EL VALOR DE 1.4 ; PARA ESTRUCTURAS DONDE PUDIESE HABER AGLOMERACIONES DE PERSONAS O DE CONSTRUCCIONES QUE CONTENGAN MATERIAL O EQUIPO SUMAMENTE IMPORTANTE SE CAMBIARA EL VALOR A 1.5.

PARA COMBINACIONES DEL TIPO 2 SE CONSIDERARA UN FACTOR DE 1.1.

PARA LOS ESTADOS LIMITE DE SERVICIO SE REVISARA SIN MULTIPLICAR POR ESTOS FACTORES.

A SU VEZ LA RESISTENCIA DE DISEÑO DEBERA AFECTARSE POR UN FACTOR DE RESISTENCIA QUE TENDRA LOS SIGUIENTES VALORES (SECCION 1.6 REFERENCIA 9):

PARA FLEXION SERA DE 0.9, PARA CORTANTE Y TORSION SERA DE 0.8, PARA APLASTAMIENTO SERA DE 0.7.

CON LO ANTERIORMENTE DICHO PODEMOS DECIR QUE CUALQUIER ESTRUCTURA O MIEMBRO RESISTENTE DE ESTA DEBERA CUMPLIR QUE SU RESISTENCIA DE DISEÑO SEA MAYOR O IGUAL QUE LAS FUERZAS INTERNAS DE DISEÑO, ES DECIR:

$$FrR > FiFc$$

donde:

Fr = FACTOR DE REDUCCION.

R = RESISTENCIA DEL ELEMENTO.

Fi = ELEMENTOS MECANICOS OBTENIDOS DEL ANALISIS DE LA ACCION DE LAS DIFERENTES CONDICIONES y/O COMBINACIONES DE CARGA.

Fc = FACTOR DE CARGA CORRESPONDIENTE.

LAS CONDICIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE CUALQUIER CIMENTACION MARCADAS EN EL REGLAMENTO PARA CONSTRUCCIONES DEL D.F. SON LAS SIGUIENTES (SECCION 4 REFERENCIA 11):

--LAS PRESIONES DE CONTACTO CONSIDERADAS DEBERAN SER TALES QUE LAS DEFORMACIONES DIFERENCIALES DEL SUELO COINCIDAN CON LAS DEL SISTEMA CIMENTACION-SUPERESTRUCTURA.

--PODRA CONSIDERARSE QUE EL MEDIO ES ELASTICO Y CONTINUO PARA EFECTO DE DETERMINAR DISTRIBUCIONES DE DEFORMACIONES DE ESTE TIPO, PERO DEBERA SATISFACER LAS SIGUIENTES CONDICIONES:

1.- DEBERA EXISTIR UN EQUILIBRIO LOCAL Y GENERAL ENTRE LAS PRESIONES DE CONTACTO, LAS FUERZAS INTERNAS DE LA SUBESTRUCTURA Y LOS EFECTOS TRANSMITIDOS A ESTA POR LA SUPERESTRUCTURA.

2.- LOS HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES INMEDIATOS SUMADOS A LOS DIFERIDOS CALCULADOS CON LAS PRESIONES DE CONTACTO NO REBASARA LOS LIMITES PERMISIBLES.

3.- LAS DEFORMACIONES DIFERENCIALES INSTANTANEAS SUMADAS A LAS DIFERIDAS DE LA ESTRUCTURA NO REBASARAN LAS PERMISIBLES.

EN CUANTO AL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO EL REGLAMENTO MARCA LOS SIGUIENTES LINEAMIENTOS:

EL DESPLANTE DE LA CIMENTACION SE HARA SEGUN LO ESPECIFICADO EN EL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS, TOMANDO EN CUENTA LAS DISCREPANCIAS ENTRE EL TERRENO ENCONTRADO Y EL CONSIDERADO EN EL PROYECTO.

LAS SUPERFICIES DE APOYO DEBERAN DE ESTAR LIBRES DE CUERPOS EXTRAÑOS O SUELTOS.

DEBERA GARANTIZARSE EL RECUBRIMIENTO NECESARIO PARA PROTEGER EL ACERO DE REFUERZO, TRATANDO DE EVITAR AL MAXIMO QUE EL CONCRETO SE MEZCLE CON PARTICULAS DEL SUELO O AGUA FREATICA PARA NO AFECTAR SU RESISTENCIA Y DURABILIDAD.

II.b.-CAPACIDAD DE CARGA

LA CAPACIDAD DE CARGA DE UNA CIMENTACION ES LA MAXIMA PRESION QUE PUEDE TRANSMITIR UNA ESTRUCTURA AL TERRENO DE APOYO, SIN QUE OCURRA EN ESTE FALLA POR CORTE Y ADEMAS NO SE PRODUZCAN ASENTAMIENTOS QUE PUDIERAN PERJUDICAR LA ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA.

EXISTEN TRES TIPOS DE FALLA PRINCIPALES EN LA ACCION DE LA ESTRUCTURA SOBRE EL TERRENO:

a).- FALLA POR CORTE GENERAL: ESTE TIPO DE FALLA APARECE CUANDO, DENTRO DEL TERRENO SE PRESENTA UNA SUPERFICIE DE DESLIZAMIENTO DESDE EL BORDE DE LA SUBESTRUCTURA HASTA LA SUPERFICIE; ES GENERALMENTE DE PRESENCIA SUBITA Y DE CONSECUENCIAS MUY GRAVES. SE RECONOCE POR APARECER UNA VISIBLE INCLINACION DE LA ESTRUCTURA PROVOCANDO BUFAMIENTO DEL TERRENO A LOS LADOS (VER FIGURA 25).

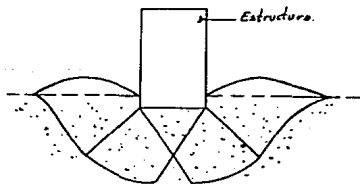


Figura 25.- Falla por corte general

b).- FALLA POR PUNZONAMIENTO: APARECE CUANDO EL TERRENO DE APOYO DE LA CIMENTACION SUFRE UNA COMPRESION. EL CORTE DEL TERRENO APARECE ALREDEDOR DE LA CIMENTACION, POR LO QUE SE OBSERVAN ALTERACIONES DE LA VERTICALIDAD DE LA SUPERESTRUCTURA, ASI COMO DE SU HORIZONTALIDAD (VER FIGURA 26).

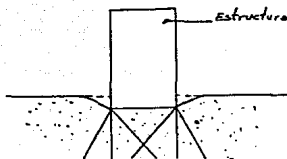


Figura 26.- Falla por punzonamiento

c).- FALLA POR CORTE LOCAL: EN ESTE TIPO DE FALLA SE OBSERVA UNA TENDENCIA EXCESIVA AL BUFIAMIENTO DEL SUELO A LOS LADOS DE LA CIMENTACION, PERO ADEMAS, LA COMPRESION DE ESTA SOBRE EL TERRENO ES GRANDE Y LAS SUPERFICIES DE DESLIZAMIENTO SE PRESENTAN EN ALGUN PUNTO DE LA MISMA MASA DEL TERRENO (VER FIGURA 27) .

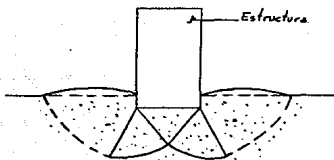


Figura 27- Falla por corte local

EL TIPO DE FALLA QUE SE PUEDE PRESENTAR EN EL TERRENO DEPENDE DE LA COMPRESIBILIDAD DE ESTE, ASI COMO DE LAS PRESIONES EJERCIDAS POR LA ESTRUCTURA.

EN UN SUELO INCOMPRESIBLE LA FALLA SERA DEL TIPO DE CORTE GENERAL, SI EL TERRENO ES MUY COMPRESIBLE ENTONCES LA FALLA SERA POR PUNZONAMIENTO; LA FALLA POR CORTE LOCAL ES UNA TRANSICION ENTRE LAS OTRAS DOS.

EXISTEN VARIAS TEORIAS PARA OBTENER NUMERICAMENTE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO. UNA DE ELLAS ES LA DEL DR. TERZAGHI, QUE AUNQUE NO ES MUY EXACTA, SI HA DEMOSTRADO SER LA MAS ACEPTADA POR SU SENCILLEZ Y PROXIMIDAD EN EL CAMPO DE SU APLICACION PRACTICA.

UNA DE LAS EXPRESIONES DEL DR. TERZAGHI ES LAS SIGUIENTE:

$$qd = Cnc + \mu \cdot ZNq + 0.5 \mu \cdot BNw$$

ESTA ECUACION CORRESPONDE A LA CAPACIDAD DE CARGA LIMITE DE UNA CIMENTACION CORRIDA PARA FALLA POR CORTE GENERAL.

LA CAPACIDAD DE CARGA LIMITE ES LA CAPACIDAD TOTAL DEL TERRENO; TERZAGHI RECOMIENDA TRABAJAR CON UNA CAPACIDAD ADMISIBLE DEL TERRENO QUE SE OBTIENE DIVIDIENDO LA TOTAL ENTRE UN FACTOR DE SEGURIDAD DE 3.

PARA ZAPATAS CUADRADAS Y FALLA POR CORTE GENERAL SE PRESENTA LA SIGUIENTE ECUACION:

$$qd = 1.3Cnc + \mu \cdot ZNq + 0.4 \mu \cdot BNw$$

EN LAS EXPRESIONES ANTERIORES:

qd=CAPACIDAD DE CARGA LIMITE DEL TERRENO (T/M2)

C=COHESION DEL TERRENO (T/M2)

μ =PESO VOLUMETRICO DEL TERRENO (T/M3)

Z=PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DE LA CIMENTACION (M)

B=ANCHO DE LA ZAPATA (M)

Nc, Nq, Nw=FACTORES OBTENIDOS DE GRAFICAS QUE DEPENDEN DEL ANGULO DE FRICCION INTERNA DEL SUELO.

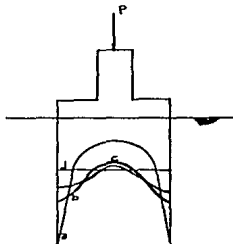
II.c.-PRESIONES DE CONTACTO

YA HEMOS HABLADO DE LA DIVERSIDAD DE FORMAS EN LAS QUE PODEMOS CLASIFICAR LOS DISTINTOS TIPOS DE CIMENTACION QUE EXISTEN.

ANALIZAREMOS AHORA LA FORMA EN QUE SE DISTRIBUYEN LAS PRESIONES QUE SE EJERCEN SOBRE LA CIMENTACION ANTE LA ACCION DE SOLICITACIONES EXTERNAS Y DE PESO PROPIO; PARA ESTO ATENDEREMOS A LA SUBDIVISION QUE SE HIZO DE ZAPATAS SUPERFICIALES EN RIGIDAS Y FLEXIBLES.

LA SOLUCION TEORICA AL PROBLEMA DE ESTA DISTRIBUCION DE PRESIONES ES CUANDO SE CONSIDERA AL SUELO COMO UN MEDIO SEMI-INFINITO, HOMOGENEO, ISOTROPO Y LO MAS IMPORTANTE, DE COMPORTAMIENTO LINEAL; SIN EMBARGO, LAS PRESIONES EN LA SUPERFICIE DE CONTACTO SON MUY VARIABLES DEPENDIENDO DE LA RIGIDEZ RELATIVA DEL SUELO, DE LA RIGIDEZ DE LA PROPIA CIMENTACION Y DE LAS CARACTERISTICAS INTERNAS DE LA ESTRUCTURA DEL TERRENO.

ESTUDIAREMOS PRIMERO EL COMPORTAMIENTO DE UNA ZAPATA RIGIDA DESPLANTADA SOBRE UN SUELO COHESIVO (ARCILLOSO); EN ESTE CASO Y DE ACUERDO CON LA FIGURA 28:



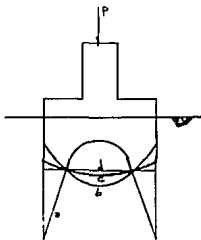
- a)- Presiones para un medio elástico
 b)- Presiones para un cuerpo bajo
 c)- Presiones para un cuerpo alto
 d)- Presiones uniformes.

Figura 28.- Diferentes formas de distribución de presiones en un suelo cohesivo.

DEBIDO AL COMPORTAMIENTO NO LINEAL DEL SUELO Y A QUE EL TERRENO CERCANO A LOS BORDES DE LA ZAPATA ES LIGERAMENTE DESPLAZADO HACIA AFUERA, LA CONCENTRACION DE PRESIONES EN ESTOS PUNTOS SE REDUCE, Y ENTRE MAS GRANDE SEA LA DESCARGA, LA ZONA DE PLÁSTIFICACION DEL SUELO SE PROPAGA HACIA EL CENTRO DE LA CIMENTACION HACIENDO QUE LAS PRESIONES SE VAYAN UNIFORMIZANDO.

OTRO CASO ES CUANDO SE TIENE UN SUELO GRANULAR (ARENAS Y GRAVAS); EN ESTE TIPO DE TERRENO LA RIGIDEZ DE ESTE AUMENTA A MEDIDA QUE CRECE SU CONFINAMIENTO, POR LO QUE EN LOS EXTREMOS SE TIENE MUY POCAS RIGIDEZ Y AL SER DESPLAZADO EL SUELO HACIA AFUERA LAS PRESIONES TIENDEN A SER MINIMAS EN ESTAS ZONAS Y A AUMENTAR AL CENTRO DE LA ZAPATA DONDE EL CONFINAMIENTO DEL SUELO ES MAYOR.

AL IGUAL QUE EN EL CASO ANTERIOR LAS PRESIONES EN EL TERRENO TIENDEN A UNIFORMIZARSE CUANDO LAS DESCARGAS SON GRANDES, DEBIDO A LA PLASTIFICACION DEL SUELO EN LAS ZONAS DE GRANDES ESFUERZOS (VER FIGURA 29).



- a)- Presiones para un suelo elástico
 b)- Presiones para un suelo bajo
 c)- Presiones para un estiramiento alto
 d)- Presiones uniformes.

Figura 29.- Diferentes formas de distribución de presiones en una zapata granular.

PARA UNA ZAPATA FLEXIBLE SE TENDRA QUE, DEBIDO A SU TIPO DE DEFORMACION, LAS PRESIONES SE REDUCEN EN SUS EXTREMOS Y AUMENTAN AL CENTRO, DANDO LUGAR A FORMAS DE DISTRIBUCION DE PRESIONES COMO LAS MOSTRADAS EN LAS FIGURAS 30 Y 31 :

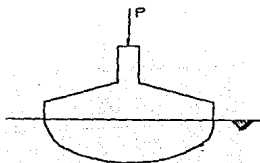


Figura 30.- Suelo Cohesivo.

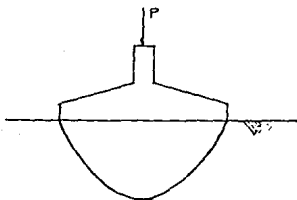


Figura 31.- Suelo Granular.

ADOPTAREMOS LAS SIGUIENTES HIPOTESIS PARA REPRESENTAR LA DISTRIBUCION DE PRESIONES SOBRE UNA ZAPATA RIGIDA:

--SE SUPONE UNA VARIACION LINEAL DE PRESIONES, POR LO QUE SE CONSIDERARA AL SUELO COMO UNA SERIE DE RESORTES LINEALES INDEPENDIENTES, ESTO CON EL FIN DE QUE LA PRESION CON QUE REACCIONA EL SUELO ANTE LA CARGA TRANSMITIDA POR LA CIMENTACION SEA PROPORCIONAL AL HUNDIMIENTO QUE ESTA PRESENTA EN EL PUNTO EN CUESTION, PARA LO CUAL SE CONSIDERARA EL MOVIMIENTO DE UN CUERPO RIGIDO Y SOLAMENTE CON ESFUERZOS DE COMPRESION.

SE PUEDEN PRESENTAR VARIOS CASOS DE DISTRIBUCION DE PRESIONES AL APLICAR ESTA HIPOTESIS:

LA PRIMERA SE CONSIDERARA CUANDO LA DESCARGA RECIBIDA POR LA CIMENTACION COINCIDE CON EL CENTROIDE DE LA BASE DE ESTA, PARA LO CUAL SE APLICA LA SIGUIENTE EXPRESION:

$$q = P/A$$

donde:

q = ESFUERZOS EN EL TERRENO (ton/m²)

P = DESCARGA (ton)

A = AREA DEL CIMIENTO (m²)

LA SEGUNDA SE CONSIDERA CUANDO LA DESCARGA ES EXCENTRICA RESPECTO DEL CENTROIDE DE LA ZAPATA, ENTONCES LA PRESION DEL SUELO VARIARA UNIFORMEMENTE Y SE PODRAN PRESENTAR CUALQUIERA DE LOS SIGUIENTES DOS CASOS:

a).-SI LA RESULTANTE DE LAS DESCARGAS SE ENCUENTRA EN EL TERCIO MEDIO DEL CIMIENTO, ES DECIR, SI LA EXCENTRICIDAD ES MENOR ó IGUAL QUE UN SEXTO DEL ANCHO DE LA ZAPATA, EXISTEN COMPRESIONES BAJO TODA LA ZAPATA (VER FIGURA 32a) Y SE PUEDE APLICAR LA FORMULA DE LA ESCUADRIA:

$$q \text{ max.} = P/BL + 6M/BL^2$$

$$q \text{ min.} = P/BL - 6M/BL^2$$

donde:

B = DIRECCION EN LA QUE NO SE ESTA ANALIZANDO LA ZAPATA

L = DIRECCION EN LA QUE SI SE ESTA ANALIZANDO LA ZAPATA

M = MOMENTO FLEXIONANTE

b).-SI LA EXCENTRICIDAD ES MAYOR QUE UN SEXTO QUE EL ANCHO DE LA ZAPATA, ENTONCES UNA PARTE DE LA ZAPATA NO ESTA SOMETIDA A LA PRESION DEL SUELO, DEBIDO A QUE NO PUEDEN EXISTIR EFECTOS DE TENSION ENTRE EL SUELO Y LA ZAPATA, Y LA DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PUEDE CALCULARSE CON LA EXPRESION MOSTRADA EN LA FIGURA 32b :

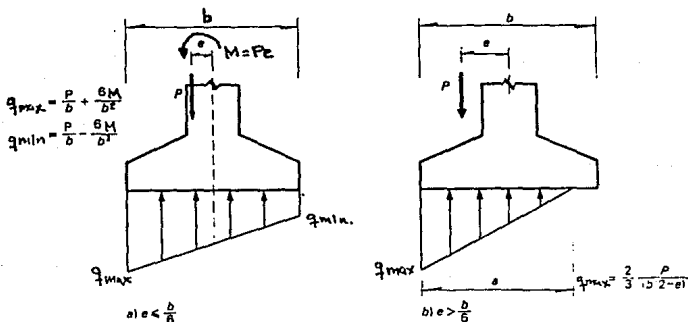


Figura 32.- Reacción del suelo bajo una cimentación, según la hipótesis de la distribución lineal de presiones.

LAS ECUACIONES ANTERIORES SE UTILIZAN PARA CIMIENTOS CON CARGA EXCENTRICA CON RELACION A UN SOLO EJE, CUANDO SE PRESENTA EL EFECTO DE LA EXCENTRICIDAD Y POR LO TANTO DE FLEXION, EN DOS EJES X,Y ENTONCES EL CIMIENTO ESTARA SOMETIDO A LAS SIGUIENTES PRESIONES:

$$q \text{ max.} = P/BL + 6M/BL^2 + 6M/LB^2$$

$$q \text{ min.} = P/BL - 6M/BL^2 - 6M/LB^2$$

--LA SEGUNDA HIPOTESIS ES CONSIDERAR UNA PRESION UNIFORME Y CONCENTRICA CON LA RESULTANTE DE LAS DESCARGAS, ESTO CON EL FIN DE DISMINUIR EL RIESGO DE QUE LAS COLUMNAS SE INCLINEN POR EL EFECTO DE LA DEFORMACION DIFERIDA DEL SUELO, YA QUE ESTE TIPO DE HIPOTESIS DEBE HACERSE PARA SUELOS DE TIPO COMPRESIBLES.

LA DISTRIBUCION DE PRESIONES ES SIMILAR AL DE LA PRIMERA HIPOTESIS PARA EL CASO DE CARGA AXIAL; CUANDO SE TIENEN EXCENTRICIDADES ESTAS NOS LLEVAN A TENER UNA DISTRIBUCION UNIFORME DE PRESIONES COMO SE OBSERVA EN LA FIGURA 33 :

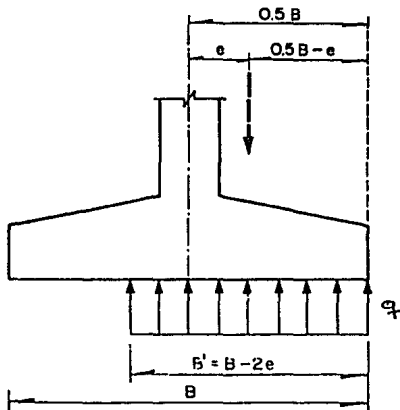


FIG 33.- Presión de contacto para diseño por resistencia en una zapata con carga excéntrica

II.e.-PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

HABLAREMOS AHORA DEL PROCEDIMIENTO PRACTICO QUE SE SIGUE NORMALMENTE PARA EL DISEÑO DE ZAPATAS.

SE PARTIRA DE LAS SIGUIENTES HIPOTESIS:

--NO SE ADMITEN TENSIONES EN EL TERRENO.

--LA PRESION AFECTADA POR SUS CORRESPONDIENTES FACTORES DE CARGA DEBERA SER IGUAL Ó MENOR QUE LA CAPACIDAD PERMISIBLE DEL TERRENO.

--LA RESULTANTE DE LAS PRESIONES SERA COLINEAL CON LA RESULTANTE DE LAS CARGAS APLICADAS.

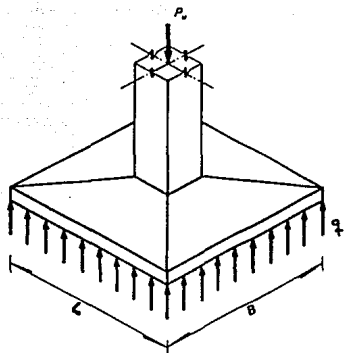
SE ADOPTARAN LOS SIGUIENTES PASOS COMO PROCEDIMIENTO:

--SE OBTIENE EL AREA DE LA ZAPATA DIVIDIENDO LAS CARGAS DE DISEÑO ENTRE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO (VER FIGURA 34a) DE ESTA MANERA SE TIENE:

$$P/q = B^2 \quad \text{PARA ZAPATAS CUADRADAS}$$

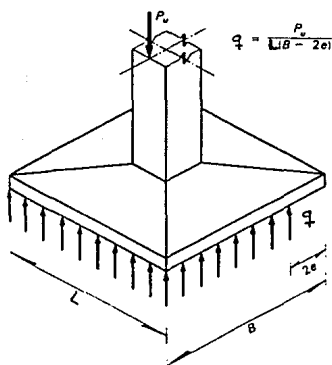
$$P/q = BL \quad \text{PARA ZAPATAS RECTANGULARES}$$

ESTAS EXPRESIONES SE UTILIZAN CUANDO EL PUNTO DE APLICACION DE LA CARGA COINCIDE CON EL CENTROIDE DE LA ZAPATA; EN CASO DE QUE LA DESCARGA SE TRANSMITA CON UNA EXCENTRICIDAD RESPECTO DEL CENTROIDE ENTONCES SE APLICARAN LAS EXPRESIONES MOSTRADAS EN LAS FIGURAS 34b y 34c :



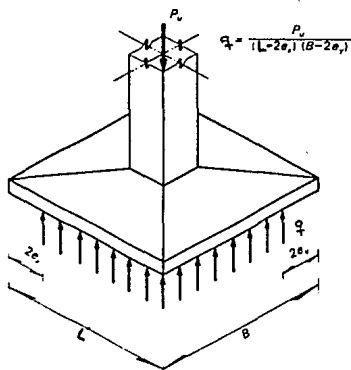
$$q = \frac{P_v}{L \cdot B}$$

a) Carga centrada



$$q = \frac{P_v}{L(B - 2e_1)}$$

b) Carga con excentricidad en una dirección



$$q = \frac{P_v}{(L - 2e_1)(B - 2e_2)}$$

c) Carga con excentricidad en dos direcciones

Figura 3.4: Determinación de las dimensiones de zapatas.

SE DEBERA TOMAR EN CUENTA QUE EN EL CASO DE QUE SE CONSIDEREN ZAPATAS AISLADAS PARA CIMENTAR UNA ESTRUCTURA, TODAS EN LA MEDIDA DE LO POSIBLE, DEBERAN TENER LA MISMA REACCION DEL TERRENO BAJO ELLAS Y SE DEBERA CUIDAR DE QUE NO SE UTILIZEN TAMAÑOS DE ZAPATAS SUSTANCIALMENTE DIFERENTES

TODO ESTO ES PORQUE CON FRECUENCIA EL ESFUERZO RESISTENTE DEL SUELO SE ENCUENTRA REGIDO POR LA LIMITACION DE ASENTAMIENTOS, Y NO POR LA CAPACIDAD DE CARGA.

SI NO SE TOMAN EN CUENTA LAS CONSIDERACIONES ANTERIORES SE CORRE EL RIESGO DE TENER ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES IMPORTANTES EN LA ESTRUCTURA.

POR OTRO LADO, EN ALGUNAS OCASIONES LAS CIMENTACIONES SE ENCUENTRAN LIMITADAS POR LA ESTABILIDAD DE ESTAS. DENTRO DE ESTOS FACTORES DE EQUILIBRIO A CONSIDERAR SE ENCUENTRAN EL VOLTEO Y EL DESLIZAMIENTO DE LA CIMENTACION.

DICHAS CONDICIONES DEBERAN SER REVISADAS CON LOS FACTORES DE SEGURIDAD CORRESPONDIENTES AL REGLAMENTO UTILIZADO PARA EL DISEÑO.

PARA REVISAR ESTAS CONDICIONES SE DEBERAN CUMPLIR LAS EXPRESIONES MOSTRADAS EN LA FIGURA 35 :

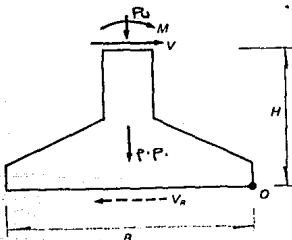
Para volteo,

$$R_B/2 \geq F_v(M + VH)$$

Para deslizamiento,

$$R_\mu \geq F_v V \quad \text{para suelo friccionante}$$

$$A_c \geq F_v V \quad \text{para suelo cohesivo}$$



$$R_v = P_v + P.P.$$

Figura 35.- Fuerzas que intervienen en la revisión del volteo y del deslizamiento de una zapata.

donde:

P = DESCARGA TOTAL QUE INCLUYE EL PESO PROPIO

M y V = ELEMENTOS MECANICOS ACTUANTES EN LA CIMENTACION

B = DIMENSION DE LA ZAPATA EN LA DIRECCION DE LOS ELEMENTOS MECANICOS

H = ALTURA DEL CIMIENTO INCLUYENDO EL DADO

Fs = FACTOR DE SEGURIDAD

A = AREA DE LA ZAPATA

μ = COEFICIENTE DE FRICCION ($\mu = \tan \phi$, SIENDO ϕ EL ANGULO DE FRICCION)

C = ESFUERZO DE COHESION

DETERMINADA LA GEOMETRIA DE LA CIMENTACION SE PROCEDE A REVISAR LOS ELEMENTOS MECANICOS GENERADOS POR LA ACCION DE FUERZAS EN LA ESTRUCTURA, AFECTADOS POR SUS CORRESPONDIENTES FACTORES DE CARGA, PARA LO CUAL SE DEJARA DE TOMAR EN CUENTA EL PESO PROPIO DE LA CIMENTACION, ASI COMO EL PESO PROPIO DEL TERRENO QUE SE ENCUENTRA POR ENCIMA DE LA LOSA DE LA ZAPATA; AL HACER ESTO SE GENERA UNA CONDICION MAS DESFAVORABLE PARA EL DISEÑO DE LA ZAPATA.

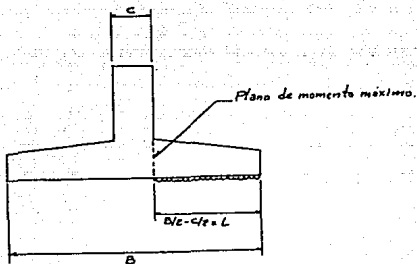
DEBERAN REVISARSE LOS SIGUIENTES CONCEPTOS, EN SUS SECCIONES CRITICAS :

--FLEXION EN LA LOSA (VER FIGURA 36a)

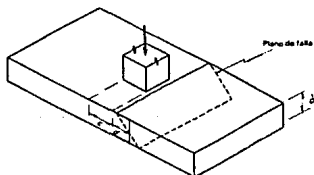
--CORTANTE DE LA LOSA COMO VIGA ANCHA (VER FIGURA 36b)

--CORTANTE POR PENETRACION DE LA COLUMNA SOBRE LA LOSA (VER FIGURA 36c)

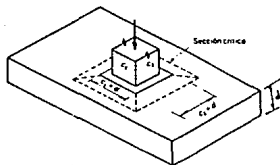
FINALMENTE SE DEBERAN PROPONER EL ARMADO Y DIAMETRO DE LAS VARILLAS, LAS CUALES DEBERAN CUMPLIR CON LOS REQUISITOS DE LONGITUD DE DESARROLLO Y ANCLAJE DEL REGLAMENTO UTILIZADO PARA EL DISEÑO.



34a) - Sección de flexión máxima.



34b) Falla por tensión diagonal como viga ancha



34c) Falla por penetración.

Figura 34: Revisión por Cortante y Flexión en Zapatas

CAPITULO III.- EJEMPLOS DE APLICACION

EN EL PRESENTE CAPITULO SE DISEÑAN ALGUNOS CASOS TIPICOS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

LOS PRIMEROS CUATRO EJEMPLOS ESTAN BASADOS EN CASOS REALES DE UN PROYECTO TERMoeLECTRICO.

A SU VEZ LOS PRIMEROS TRES EJEMPLOS SE APLICAN LAS DOS HIPOTESIS DE DISEÑO MARCADAS EN EL CAPITULO II.

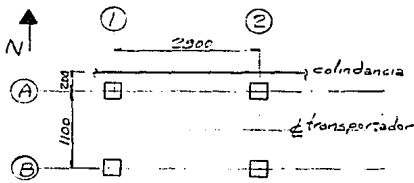
LOS EJEMPLOS SUBSECUENTES SON EJEMPLOS TEORICOS OBTENIDOS DE LA EXPERIENCIA Y BASADOS EN LA BIBLIOGRAFIA CITADA EN EL PRESENTE TRABAJO.

PARA TODOS LOS CASOS SE APLICAN LOS LINEAMIENTOS MARCADOS EN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D.F. , ASI COMO EN SUS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS.

SE SUPONE, ADEMAS, QUE TODAS LAS CARGAS ESTAN AFECTADAS POR SUS CORRESPONDIENTES FACTORES.

III.a.- EJEMPLO No. 1.-DISEÑO DE UNA ZAPATA AISLADA.

SE DEBERA DISEÑAR LA CIMENTACION PARA EL APOYO A-1 DE UN TRANSPORTADOR DE MATERIA PRIMA, QUE EN PLANTA TIENE LAS DIMENSIONES QUE A CONTINUACION SE MUESTRAN :



PLANTA

EL APOYO SOPORTA UNA COLUMNA DE ACERO Y POR CUESTIONES DE COLINDANCIA SE LIMITARA LA DIMENSION MAXIMA DE LA CIMENTACION EN DOS METROS HACIA EL NORTE; EL TERRENO ES DE ARCILLA FIRME CON CAPACIDAD DE CARGA DE 35 T/M², EL DADO ES CUADRADO DE 100 CM POR LADO Y SE DEBERAN SEGUIR LOS SIGUIENTES DATOS PARA EL DISEÑO:

a).-CARGAS:

CARGA VERTICAL MAXIMA = 150.0 TON

b).-MATERIALES:

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

c).-DATOS DEL TERRENO:

PESO VOLUMETRICO = 1.8 TON/M³

CAPACIDAD DE CARGA = 35 T/M²

NIVEL DE DESPLANTE DE LA CIMENTACION = -2.5 M

NIVEL DE DESPLANTE DE LA ESTRUCTURA = 0.5 M

NO SE ENCONTRO EL NIVEL FREATICO

d).-LIMITACIONES:

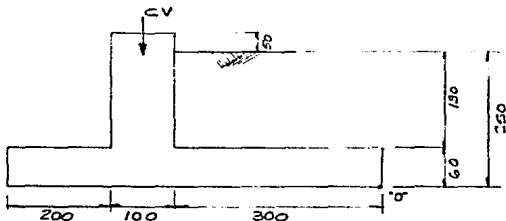
$$p_{\min} = \frac{0.7 (f'c)^{1/2}}{fy} = \frac{0.7 (250)^{1/2}}{4200} = 0.0026 \quad \text{SECC.2.1.2 REF.9}$$

$$p_{\max} = \frac{4800}{6000+fy} \times \frac{f'c}{fy} = \frac{4800}{6000+4200} \times \frac{250 \times 0.8 \times 0.85}{4200} = 0.019$$

PESO VOLUMETRICO DEL CONCRETO REFORZADO = 2.4 T/M³

SOLUCION:

DADA LA ALTA CAPACIDAD DEL SUELO CON QUE SE CUENTA SE OPTA POR UTILIZAR ZAPATAS AISLADAS PARA LA CIMENTACION; ASI MISMO, YA QUE SE TIENEN LIMITACIONES DE COLINDANCIAS SE PROPONEN LAS SIGUIENTES DIMENSIONES DE ZAPATA:

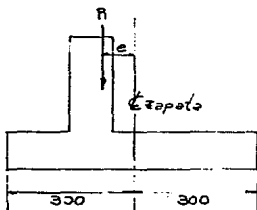


--OBTENCION DEL PASO DE LA RESULTANTE:

SE TOMARA UN ANCHO UNITARIO Y SE CONSIDERARAN MOMENTOS RESPECTO DEL PUNTO "0"; APLICANDO LA SIGUIENTE EXPRESION:

$$x = \frac{\sum M}{\sum P} = 3.4 \text{ M}$$

$e = 3.4 - 6.0/2 = 0.4$, POR LO QUE LA RESULTANTE NO COINCIDE CON EL CENTRO DEL CLARO DE LA ZAPATA Y SE DEBERA TOMAR EL MOMENTO PRODUCIDO POR LA EXCENRICIDAD PARA REVISION DE LAS PRESIONES:



$$e = 0.4 \Rightarrow \text{Momento} = \sum pxe = \\ = 181.5 \times 0.4 = 72.6 \text{ t-m}$$

--REVISION DE LAS PRESIONES DE CONTACTO:

APLICAREMOS LAS HIPOTESIS MENCIONADAS EN EL CAPITULO II

1a HIPOTESIS.-COMPORTAMIENTO LINEAL DE LAS PRESIONES:

PARA APLICAR ESTA HIPOTESIS NOS AUXILIAREMOS DE LA FORMULA DE LA ESCUADRIA:

$$q = \frac{P + M}{A - S} \quad 6$$

$$q = \frac{P + 6M}{A - BD^2}$$

SE PROPONE UN ANCHO B = 2.0 M

APLICANDO LA FORMULA TENEMOS:

$$A = 6.0 \times 2.0 = 12.0 \text{ M}^2$$

$$q = \frac{181.5}{12} + \frac{6(72.6)}{2.0 \times 6.0} = \begin{cases} 15.1 + 6.1 = 21.2 \text{ t/m}^2 < 35 \text{ t/m}^2 \\ 15.1 - 6.1 = 9.0 \text{ t/m}^2 \text{ NO HAY TENS.} \end{cases}$$

COMO SE OBSERVA, LAS PRESIONES DE CONTACTO SON MENORES A LAS ADMISIBLES, POR LO QUE SE ACEPTAN LAS DIMENSIONES PROPUESTAS DE LA ZAPATA POR ESTE CONCEPTO.

--PRESIONES DE DISEÑO:

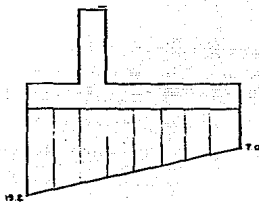
PARA OBTENER LAS PRESIONES DE DISEÑO SE ELIMINARAN LOS PESOS DE LA LOSA Y DEL TERRENO, YA QUE ESTOS AYUDAN A QUE LA ZAPATA NO SE FLEXIONE:

$$P = 157.2 \text{ TON}$$

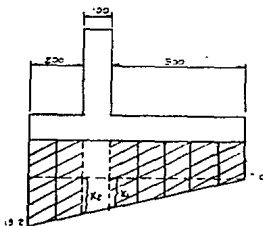
APLICANDO LA FORMULA DE LA ESCUADRIA:

$$q = \frac{157.2}{12.0} + \frac{6(72.6)}{2.0 \times 6.0} = \begin{cases} 13.1 + 6.1 = 19.2 \text{ t/m}^2 \\ 13.1 - 6.1 = 7.0 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

--REPRESENTACION ESQUEMATICA DE LA DISTRIBUCION DE PRESIONES:



PARA OBTENER LOS ELEMENTOS MECANICOS DEBIDOS A LAS PRESIONES OCUPAREMOS LAS ECUACIONES RECOMENDADAS POR EL MANUAL AHMSA:

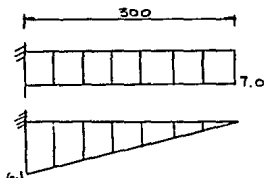


POR TRIANGULOS SEMEJANTES :

$$\frac{19.2 - 7.0}{6.0} = \frac{x_1}{3.0} \quad \left\{ \begin{array}{l} x_1 = 6.1 \text{ t/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\frac{19.2 - 7.0}{6.0} = \frac{x_2}{4.0} \quad \left\{ \begin{array}{l} x_2 = 8.1 \text{ t/m}^2 \end{array} \right.$$

REVISAREMOS EL LADO LARGO DE LA ZAPATA :



$$M_1 = \frac{7.0 \times 3.0^2}{2} = 31.5 \text{ T-M}$$

$$M_2 = \frac{6.1 \times 3.0^2}{3} = 18.3 \text{ T-M}$$

$$M_T = 49.8 \text{ T-M}$$

--DISEÑO POR FLEXION :

APLICANDO LAS EXPRESIONES DEL REGLAMENTO PARA EL D.F. 1987
EN SUS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS :

$$M_r = FR AS f_y d (1-0.5q) \text{ SECC.2.1.2 d REF.9}$$

$$AS_{min} = 0.0026 \times 100 \times 55 = 14.3 \text{ cm}^2$$

$$f^*c = 0.8 \times 250 = 200 \text{ kg/cm}^2 \quad \longrightarrow \quad f^*c = 0.85 \times 200 = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{min} = \frac{p f_y}{f^*c} = \frac{0.0026 \times 4200}{170} = 0.064$$

DESPEJANDO AS TENEMOS :

$$AS = \frac{M_r}{FR f_y d (1-0.5q)} = \frac{49.8 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times 55 (1-0.5(0.064))} = 24.7 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{AS}{bd} = \frac{24.7}{100 \times 55} = 0.0045 < 0.019$$

USANDO VARS # 8 (ϕ 1") TENEMOS:

$$S = \frac{av \times 100}{An} = \frac{5.07 \times 100}{24.7} = 20 \text{ cm} \quad \text{USAR VARS \# 8 } \phi 20 \text{ CM}$$

EN LA OTRA DIRECCION DEBIDO A QUE LA DIMENSION ES
RELATIVAMENTE CORTA, SE PONDRÁ EL ACERO MINIMO.

USANDO VARS # 6 (3/4") TENEMOS :

$$S = \frac{2.85 \times 100}{14.3} = 20 \text{ cm} \quad \text{USAR VARS \# 6 } \phi 20 \text{ CM}$$

--REVISION DEL PERALTE PROPUESTO:

a) --COMO VIGA ANCHA:

SE REVISARA A UN PERALTE EFECTIVO:

$$\frac{19.2-7.0}{6.0} = \frac{x_3}{3.0-0.55} \quad \longrightarrow \quad x_3 = 5.0 + 7.0 = 12.0 \text{ T/M}^2$$

$$V = (3.0-0.55) 12.0 = 29.4 \text{ TON}$$

REVISAREMOS LA EXPRESION $\frac{M}{Vd} < 2.0$ SECC. 2.1.5.II REF.9

$$\frac{49.8}{29.4 \times 0.55} = 3.0 > 2.0 \text{ POR LO TANTO :}$$

$$V_{cr} = FR b d (0.2 + 30p) (f+c)^{1/2} \text{ SECC.2.1.5.I REF.9}$$

COMO SE USARA $p = 0.0026 < 0.01$ TENEMOS:

$$V_{cr} = 0.8 \times 100 \times 55 (0.2 + 30 \times 0.0026) (200)^{1/2} / 1000 = 20.8 < 29.4 \text{ TON}$$

POR LO QUE DEBERA INCREMENTARSE EL PERALTE; SE PROPONEN 85CM:

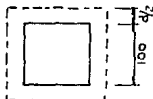
$$V = (3.0 - 0.8) 12.0 = 26.4 \text{ TON Y SE PROPONE UN } p = 0.0036;$$

APLICANDO LAS MISMAS EXPRESIONES TENEMOS :

$$V_{cr} = 27.7 \text{ TON} > 26.4 \text{ TON}$$

b).-POR PENETRACION :

PERIMETRO DE LA SECCION CRITICA:



$$P = 2(100 + 100 + 2 \times 80) = 720 \text{ CM}$$

AREA DE LA SECC. CRITICA :

$$A = 720 \times 80 = 57600 \text{ CM}^2$$

$$V = 157.2 - 2 \times 1.8 \times 12 = 114.0 \text{ TON}$$

$$v = \frac{114000}{57600} = 2.0 \text{ KG/CM}^2 \text{ SECC. 2.1.5.h.II REF.9}$$

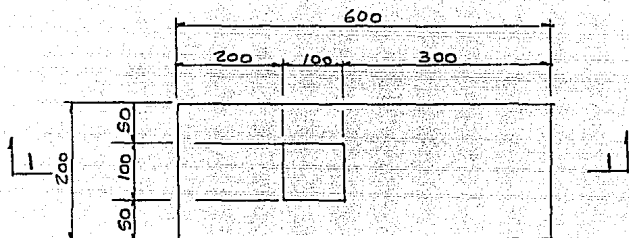
$$v_{cr} = FR (f+c)^{1/2} = 0.8 \times (200)^{1/2} = 11.3 > 2.0 \text{ KG/CM}^2$$

POR LO QUE SE ACEPTA EL PERALTE DE 85 CM

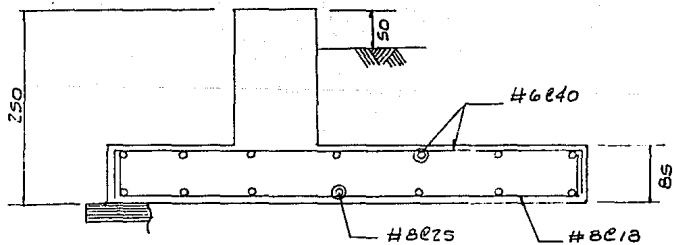
PARA ESTOS PERALTES ES RECOMENDABLE ARMAR POR AMBOS LECHOS PARA ABSORBER LOS EFECTOS DE TEMPERATURA; APLICAREMOS EL PORCENTAJE DE ACERO RECOMENDADO POR LA REF.9 EN LA SECC.3.10:

$$a_s = 0.002 \times 100 \times 80 = 16 \text{ CM}^2 ; \text{ USANDO VARS } \# 6 (3/4") :$$

$$S = \frac{2.85 \times 100}{16} = 18 \text{ CM} \quad \text{USAR VARS } \# 6 @ 20 \text{ CM}$$



Planta



Seccion 1-1

ANALIZAREMOS AHORA LA SEGUNDA HIPOTESIS.-PRESION UNIFORME EN LA ZAPATA:

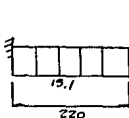
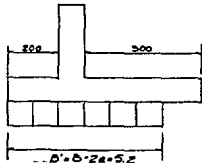
PARA APLICAR ESTA HIPOTESIS HAREMOS COINCIDIR LAS RESULTANTES DE LAS CARGAS Y DE LAS PRESIONES :

ANCHO DE CALCULO : $B' = B - 2e = 6.0 - 0.4 \times 2 = 5.2$ M SECC.3.3.1 REF. 11.

PARA LA OTRA DIRECCION NO SE TIENE EXCENTRICIDAD POR LO QUE $L = 2.0$ M

PRESION ACTUANTE : $\frac{181.5}{2.0 \times 5.2} = 17.4$ T/M² < 35 T/M²

--REPRESENTACION ESQUEMATICA DE LA DISTRIBUCION DE PRESIONES :



$$M = \frac{15.1 \times 2.2^2}{2} = 36.5 \text{ t.m}$$

APLICANDO LAS MISMAS EXPRESIONES QUE EN EL CASO ANTERIOR PARA LA REVISION DEL PERALTE TENEMOS :

a).-COMO VIGA ANCHA :

$$V = (2.2 - 0.8) 36.5 = 51.8 \text{ TON}$$

COMO PUEDE OBSERVARSE EL CORTANTE AUMENTA CONSIDERABLEMENTE POR LO QUE DEBERA PROPONERSE OTRO; SE PROPONE 125 CM :

$$V = (2.2 - 1.2) 36.5 = 36.5 \text{ TON} \quad \text{Y PROPONIENDO } p = 0.0055 \text{ TENEMOS:}$$

$$V_{cr} = 49.5 \text{ ton} > 36.5 \text{ ton}$$

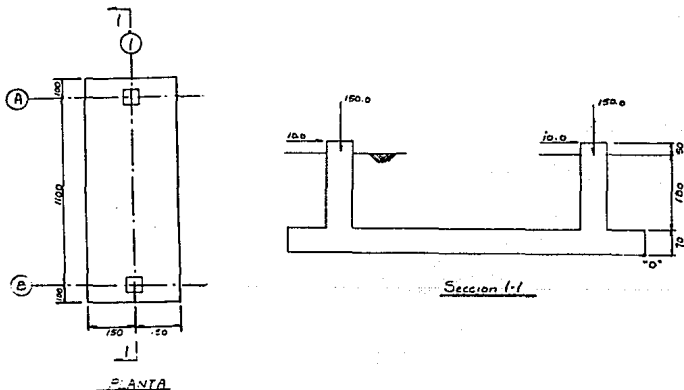
COMO SE VE APLICANDO, ESTE METODO RESULTA UN PERALTE EXCESIVO POR LO QUE SE RECOMENDARIA USAR UNA ZAPATA COMBINADA.

III.b.-EJEMPLO No.2.-DISEÑO DE UNA ZAPATA COMBINADA.

ANALIZAREMOS AHORA LA MISMA ZAPATA DEL EJEMPLO No.1 PERO AÑADIREMOS UNAS FUERZAS HORIZONTALES DE 10.0 TON EN EL TOPE DE CADA DADO:

SOLUCION.-

PARA PODER ABSORBER LOS EFECTOS PRODUCIDOS POR LAS FUERZAS HORIZONTALES, SE PROPONE UNA ZAPATA COMBINADA CON LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS:



--OBTENCION DEL PASO DE LA RESULTANTE:

TOMANDO MOMENTOS RESPECTO DEL PUNTO "O" CON LAS FUERZAS INDICADAS EN LA FIGURA ANTERIOR:

$$x = \frac{\sum M}{\sum P} = \frac{3166.9}{496.4} = 6.37 \text{ M}$$

$$e = 6.37 - 13.0/2 = 0.13 \text{ M}$$

$$M = 0.13 \times 496.4 = 64.5 \text{ T-M}$$

--REVISION DE LAS PRESIONES DE CONTACTO:

APLICANDO LA PRIMERA HIPOTESIS TENEMOS:

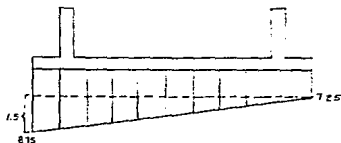
$$q = \frac{496.4}{3.0 \times 13.0} + \frac{6(64.5)}{3.0 \times 13.0^2} = \begin{cases} 12.7 + 0.76 = 13.5 \text{ T/M}^2 < 35 \text{ T/M}^2 \\ 12.7 - 0.76 = 11.9 \text{ T/M}^2 \text{ NO HAY TENS.} \end{cases}$$

--PRESIONES DE DISEÑO:

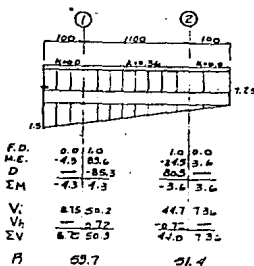
RESTANDO EL PESO DEL TERRENO Y DE LA LOSA TENEMOS:

$$q = \frac{314.4}{3.0 \times 13.0} + \frac{6(64.5)}{3.0 \times 13.0^2} = \begin{cases} 8.0 + 0.76 = 8.76 \text{ T/M}^2 \\ 8.0 - 0.76 = 7.24 \text{ T/M}^2 \end{cases}$$

--REPRESENTACION ESQUEMATICA DE LA DISTRIBUCION DE PRESIONES:



--ANALIZANDO LA ZAPATA EN SU LONGITUD MAS CRITICA TENEMOS:



$$k = \frac{E I}{L} ; E I = \text{cte.} \Rightarrow$$

$$k = \frac{I}{L} = \frac{I}{11} = 0.09$$

$$M(x) = 127.0$$

--DISEÑO POR FLEXION:

APLICANDO LAS MISMAS EXPRESIONES Y LIMITANTES QUE EN EJEMPLO ANTERIOR Y DISEÑANDO PARA EL MOMENTO MAS DESFAVORABLE :

$$AS = \frac{127.0 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times 65 (1 - 0.5 \times 0.064)} = 53.4 \text{ CM}^2$$

$$p = \frac{53.4}{100 \times 65} = 0.0082 < 0.019$$

USANDO VARS # 10 (1 1/4") TENEMOS:

$$S = \frac{7.92 \times 100}{53.4} = 14.8 \quad \text{USAR VARS \#10 } \textcircled{C} \text{ 15 CM}$$

DEBIDO A QUE LA ZAPATA SOLO TRABAJA EN UNA DIRECCION, EN LA OTRA SE PONDRÁ EL ACERO MINIMO:

$$AS_{\min} = 0.0026 \times 100 \times 65 = 16.9 \text{ CM}^2$$

USANDO VARS # 8 (1") TENEMOS :

$$S = \frac{5.07 \times 100}{16.9} = 30 \text{ CM} \quad \text{USAR VARS \#8 } \textcircled{C} \text{ 30 CM}$$

PARA EL LECHO INFERIOR SE USARA EL ACERO POR TEMPERATURA:

$$as = 0.002 \times 100 \times 65 = 13.0 \text{ CM}^2$$

USANDO VARS # 8 (1") TENEMOS:

$$S = \frac{5.07 \times 100}{13.0} = 39 \text{ CM} \quad \text{USAR VARS \#8 } \textcircled{C} \text{ 40 CM}$$

--REVISION DEL PERALTE PROPUESTO :

SE ANALIZARA PRIMERO CON EL CORTANTE PRODUCIDO POR LAS REACCIONES DE LAS TRABES:

$$R1 + R1' = 36.3 + 4.3 = 41.6 \text{ TON}$$

COMO $p < 0.01$ TENEMOS:

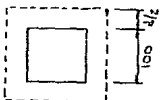
$$V_{cr} = 0.8 \times 100 \times 65 (0.2 + 30 \times 0.0068) \left(200 \right)^{1/2} / 1000 = 29.7 < 41.6 \text{ T}$$

POR LO QUE SE REQUIERE AUMENTAR EL PERALTE; SE PROPONE DE 95 CM =

$$V_{cr} = 41.2 = 41.6 \text{ TON} \quad \text{POR LO QUE SE TOMA COMO ACEPTABLE}$$

--REVISION POR PENETRACION:

PERIMETRO DE LA SECCION CRITICA:



$$P = 2(100+100+2 \times 90) = 760 \text{ CM}$$

$$\text{AREA} = 760 \times 90 = 68400 \text{ CM}^2$$

POR TRIANGULOS SEMEJANTES:

$$\frac{1.3}{10.0} = \frac{x_1}{10.0 - 0.9/2} \rightarrow x_1 = 1.2 + 7.25 = 8.5 \text{ T/M}^2$$

$$V = 155.2 - 2 \times 1.9 \times 8.5 = 122.9 \text{ TON}$$

ADICIONAREMOS AHORA EL CORTANTE PRODUCIDO POR EL MOMENTO DE LA FUERZA LATERAL:

$$M = 10.0 \times 3.0 = 30.0 \text{ TON-M}$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67[(C_1 + d)/(C_2 + d)]^{1/2}} ; C_1 = C_2 = 100$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1.67} = 0.4 \rightarrow \alpha M = 0.4 \times 30 = 12.0 \text{ T-M}$$

EL ESFUERZO CORTANTE ES : $\alpha M \frac{C_{ab}}{J_c}$ DONDE :

$$C_{ab} = \frac{100 + 90}{2} = 95 \text{ CM}$$

$$J_c = \frac{90(100+90)^3}{6} + \frac{(100+90)90^3}{6} + \frac{90(100+90)(100+90)^2}{2} = 4.34 \times 10^8$$

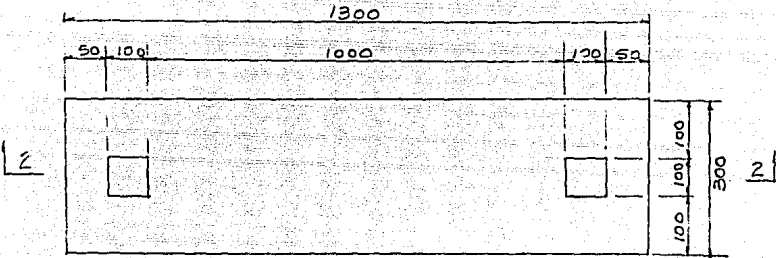
POR LO TANTO :

$$\alpha M \frac{C_{ab}}{J_c} = \frac{12 \times 10^3 \times 95}{4.34 \times 10^8} = 0.26 \text{ KG/CM}^2$$

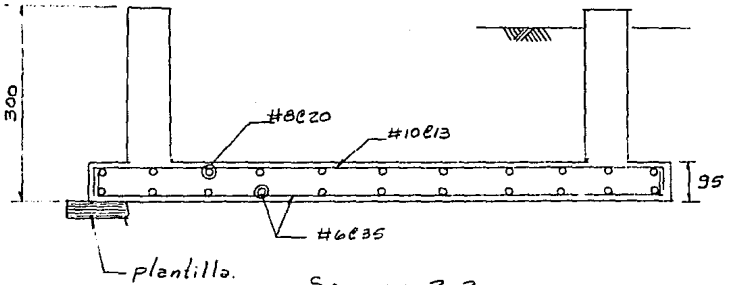
POR LO TANTO EL ESFUERZO CORTANTE TOTAL VALE :

$$v = 0.26 + 1.8 = 2.1 < 11.3 \text{ KG/CM}^2$$

POR LO QUE SE ACEPTA EL PERALTE



Planta

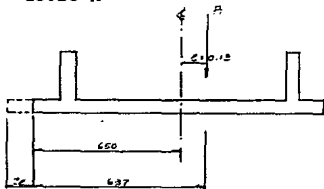


Seccion 2-2

--APLICAREMOS AHORA LA SEGUNDA HIPOTESIS.--

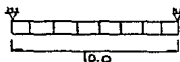
UTILIZANDO LOS MISMOS DATOS TENEMOS QUE :

$e = 0.13 \text{ CM}$; PARA ELIMINAR DICHA EXCENTRICIDAD, AUMENTAREMOS LA ZAPATA A $L = L + 2e = 13.26 \text{ M}$



--PRESION DE DISEÑO :

$q = \frac{3 \cdot 1 \cdot 2.0}{3.0 \times 13.0} = 8.0 \text{ T/M}^2$; POR SIMPLIFICACION SE PUEDE TOMAR:

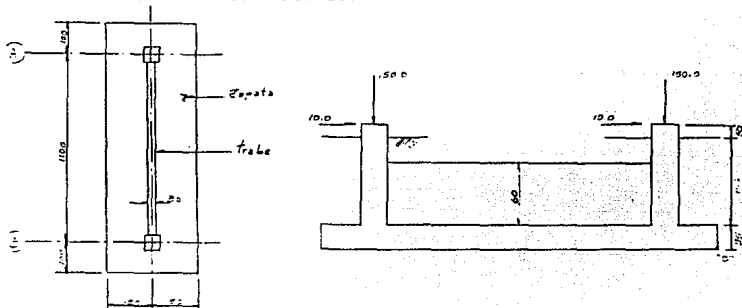


$$M = \frac{8.0 \times 10.0^2}{8} = 100 \text{ T-M}$$

COMO PODEMOS VER EL MOMENTO DE 100.0 ES MUY PARECIDO AL DE 105.0 T-M POR LO QUE LA ZAPATA SE TOMARA CON LAS MISMAS DIMENSIONES Y ARMADO QUE EN LA HIPOTESIS ANTERIOR.

EJEMPLO No.3.-DISEÑO DE UNA ZAPATA CORRIDA.

CONSIDEREMOS AHORA LA MISMA ZAPATA Y CONDICIONES DE CARGA QUE EN EL EJEMPLO ANTERIOR, PERO AÑADIMOSLE UNA TRABE DE CIMENTACION QUE CONECTE LOS DOS DADOS; EN ESTE CASO, LA TRABE TOMA LOS EFECTOS DE MOMENTO PRODUCIDOS POR LAS FUERZAS LATERALES, POR LO QUE SOLO SE CONSIDERARAN PARA EFECTO DE REVISAR LAS PRESIONES DE CONTACTO.



--OBTENCION DEL PASO DE LA RESULTANTE:

TOMANDO MOMENTOS RESPECTO DEL PUNTO "O" DE ACUERDO A LAS CARGAS MOSTRADAS EN LA FIGURA ANTERIOR TENEMOS:

$$x = \frac{3117.4}{498.0} = 6.26 \text{ M} \quad \rightarrow \quad e = 6.26 - 13.0/2 = 0.25 \text{ POR LO QUE :}$$

$$M = 0.25 \times 498 = 124.5 \text{ T-M}$$

--REVISION DE LAS PRESIONES DE CONTACTO :

APLICANDO LA 1a. HIPOTESIS TENEMOS :

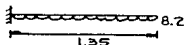
$$q = \frac{498.0}{3.0 \times 13.0} + \frac{6(124.5)}{3.0 \times 13.0^2} = \begin{cases} 12.8 + 1.5 = 14.3 \text{ T/M}^2 < 35 \text{ T/M}^2 \\ 12.8 - 1.5 = 11.3 \text{ T/M}^2 \text{ NO HAY TENS.} \end{cases}$$

COMO YA SE DIJO ANTERIORMENTE LOS EFECTOS DE MOMENTO PRODUCIDOS POR LAS FUERZAS LATERALES PARA EL DISEÑO, LOS TOMA LA TRABE DE CIMENTACION; ESTO NOS CONDUCE A QUE LAS PRESIONES DE DISEÑO SOLO SEAN TOMADAS CON LAS DESCARGAS VERTICALES.

LA EXCENTRICIDAD, POR LO TANTO, SE ELIMINA PARA EFECTOS DE DISEÑO Y LAS PRESIONES NOS QUEDAN DE LA SIGUIENTE FORMA:

$$q = \frac{P}{A} = \frac{318.7}{3.0 \times 13.0} = 8.2 \text{ T/M}^2$$

EN ESTE CASO, EL TRABAJO DE LA ZAPATA SE INVIERTE Y SOLO EXISTE PRESION EN LA DIRECCION CORTA.



$$M = \frac{8.2 \times 1.35^2}{2} = 7.5 \text{ T-M}$$

COMO PODEMOS VER EL MOMENTO ES MUY PEQUEÑO COMPARADO CON EL DEL EJEMPLO ANTERIOR; ESTO IMPLICA QUE EN PRIMERA INSTANCIA PODRIAMOS REDUCIR EL PERALTE DE LA ZAPATA.

SE PROPONEN 50 CM:

$$AS_{\min} = 0.0026 \times 100 \times 45 = 11.7 \text{ CM}^2$$

$$AS_{\text{req.}} = \frac{7.5 \times 10^6}{0.9 \times 4200 \times 45 (1.0 - 0.5 \times 0.064)} = 4.6 \text{ CM}^2 < 11.7 \text{ CM}^2$$

POR LO TANTO SE USARA EL ACERO MINIMO; USANDO VARS #6 (3/4"):

$$S = \frac{2.85 \times 100}{11.7} = 24 \text{ CM} \quad \text{USAR VARS } \# 6 @ 25 \text{ CM}$$

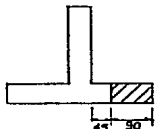
EN LA DIRECCION LARGA Y EN EL LECHO SUPERIOR SE COLOCARA EL ACERO POR TEMPERATURA:

$$as = 0.002 \times 100 \times 45 = 9.0 \text{ CM}^2 \quad \text{USANDO VARS } \# 4 (1/2"):$$

$$S = \frac{1.27 \times 100}{9.0} = 25 \text{ CM} \quad \text{USAR VARS } \# 4 @ 25 \text{ CM}$$

--REVISION DEL PERALTE PROPUESTO :

EN ESTE CASO POR LA FORMA DE TRABAJO DE LA ZAPATA EN LA DIRECCION CORTA SOLO EXISTE CORTANTE COMO VIGA ANCHA :



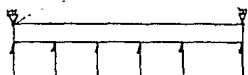
$$\rightarrow V = (1.35 - 0.45) 8.2 = 7.4 \text{ TON}$$

COMO $p < 0.01$ TENEMOS :

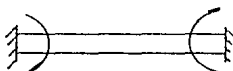
$$V_{cr} = 0.8 \times 100 \times 45 (0.2 + 30 \times 0.0026) (200)^{1/2} / 1000 = 14.2 \text{ T} > 7.4 \text{ T}$$

--ANALISIS DE LA TRBE DE CIMENTACION :

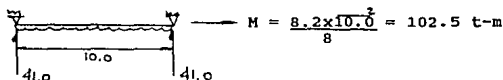
EN ESTE CASO LA FLEXION DE LA TRABE APARECE EN LA PARTE SUPERIOR DE ESTA, YA QUE SE CONSIDERA SIMPLEMENTE APOYADA:



ADEMAS DE ESTA CONDICION, DEBERA DISEÑARSE PARA TOMAR LOS EFECTOS DE LAS FUERZAS HORIZONTALES, POR LO QUE SE CONSIDERARA EMPOTRADA EN SUS EXTREMOS PARA ESTE EFECTO:



ANALIZAREMOS EL PRIMER CASO :



CONSIDERAREMOS UNA TRABE DE 30x150 :

$$A_{Smin} = 0.0026 \times 30 \times 145 = 11.3 \text{ CM}^2 \quad \text{USANDO VARS } \# 10 \text{ (1 1/4")}:$$

$$2 \text{ VARS } \# 10 = 15.8 \text{ CM}^2 > 11.3 \text{ CM}^2$$

MOMENTO RESISTENTE DE 2VARS # 10 :

$$p = \frac{15.8}{30 \times 145} = 0.0036 \quad q = \frac{0.0036 \times 4200}{170} = 0.089$$

$$M_r = 0.9 \times 15.8 \times 4200 \times 145 (1 - 0.5 \times 0.089) / 1 \times 10^5 = 83.0 \text{ T-M}$$

POR LO QUE DEBERAN USARSE BASTONES:

SE PROPONEN DOS VARS DEL # 8 (1") :

$$M_r = 0.9 \times 15.8 \times 4200 \times 145 (1 - 0.5 \times 0.0023) / 1 \times 10^5 = 55.5 \text{ T-M}$$

$$M \text{ TOTAL} = 83.0 + 55.5 = 138.5 \text{ T-M} > 102.5 \text{ T-M}$$

--REVISION DEL CORTANTE :

COMO SE CUMPLEN CON LAS CONDICIONES DE LA SECC.2.1.5.a,
ENTONCES, NO SE REDUCIRA EL CORTANTE:

$$h < 70 \text{ CM} \quad \text{Y} \quad h/b = 150/30 = 5 < 6$$

$$p = \frac{15.8+10.14}{30 \times 145} = 0.0059 < 0.01$$

$$V_{CR} = 0.8 \times 30 \times 145 (0.2 + 30 \times 0.0059) (200)^{1/2} 1000 = 18.6 \text{ T} < 41.0 \text{ T}$$

POR LO QUE SE DEBERAN COLOCAR ESTRIBOS:

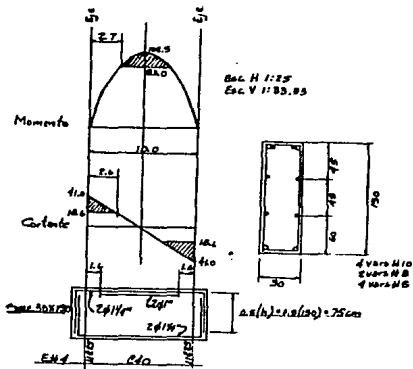
$$V_B = 41.0 - 18.6 = 22.4 \text{ TON}$$

USANDO ESTRIBOS DEL # 4 (1/2") :

$$S = \frac{0.8 \times 1.27 \times 4200 \times 145}{22400} = 27 \text{ CM} \quad \text{SECC.2.1.5.IV.b. REF.9}$$

$$S = \frac{0.8 \times 1.27 \times 4200}{3.5 \times 30} = 40 \text{ CM} > 27 \text{ CM}; \text{POR LO TANTO USAR } \# 4 @ 25 \text{ CM}$$

--DIAGRAMA DE TRABE :



--OBTENCION DE LA LONGITUD DE DESARROLLO DE LAS VARS:

$L_{db} = 0.06 a_s x f_y \geq 0.006 x d_b x f_y$ MULTIPLICADO POR EL FACTOR CORRESPONDIENTE DE LA TABLA 3.1 SECC.3.1.1.c.REF 9

APLICANDO LA EXPRESION ANTERIOR SE OBTIENE UNA LONGITUD DE DESARROLLO DE 113 CM, POR LO QUE LA LONGITUD DEL BASTON SERA:

$L = 2.7 - 1.13 = 1.6 \times 2 = 3.2 \text{ M}$; $10.0 - 3.2 = 6.8 \text{ M}$

SE DEBERAN COLOCAR VARS EN LAS CARAS LATERALES DE LA TRABE; ESTE ACERO SERA DE ACUERDO AL ACERO POR TEMPERATURA.

EN EL CENTRO DEL CLARO, DONDE EL CORTANTE ES MINIMO, LOS ESTRIBOS SE COLOCARAN A LA SEPARACION MAXIMA:

SI $V > V_{cr}$ PERO $\leq 1.5 \times F_R x d$ (f_c)^{1/2} ENTONCES $s = 0.5d$

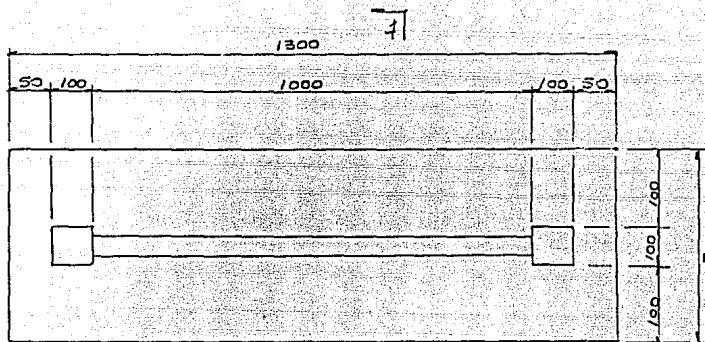
$1.5 \times 0.8 \times 30 \times 145 (200)^{1/2} / 1000 = 73.8 \text{ TON} > 41.0 \text{ TON}$

$s_{max} = 0.5(145) = 72.5 \text{ CM}$ SE COLOCARAN @ 40 CM

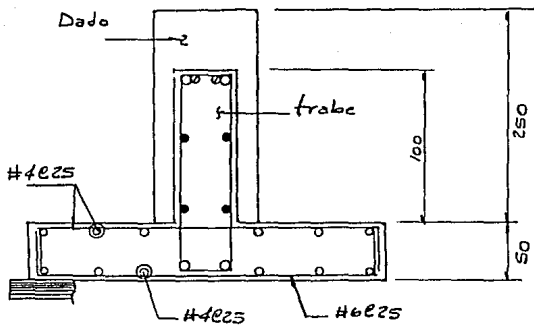
--PARA EL SEGUNDO CASO EL MOMENTO ACTUANTE DEBIDO A LAS CARGAS LATERALES ES DE :

$10.0 \times 3.0 = 30.0 \text{ T-M}$

COMO PUEDE VERSE EL MOMENTO ES MUCHO MENOR QUE LOS ANTERIORES POR LO QUE SE CONSIDERA ACEPTABLE LA SECCION Y ARMADOS PROPUESTOS.



4
Planta



Seccion 4-4

III.d.-EJEMPLO No.4.-DISEÑO DE UNA ZAPATA PARA UN MURO DE CONTENCION.

SE DISEÑARA UN MURO DE CONTENCION EN VOLADIZO, CON ALTURA TOTAL DE 5.0 M., QUE SOPORTARA UNA SOBRECARGA POR EL PASO DE VEHICULOS DE 1.0 T/M2. EL TERRENO TIENE UN PESO VOLUMETRICO DE 1.2 T/M3; EL MURO SERA DE CONCRETO REFORZADO, CON LOS SIGUIENTES DATOS:

$$f'c = 250 \text{ KG/CM}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ KG/CM}^2$$

$$\text{F.S. AL VOLTEO} = 1.5$$

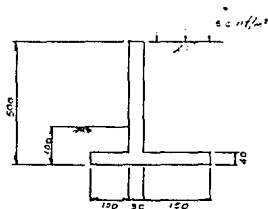
$$\text{F.S. AL DESLIZAMIENTO} = 1.5$$

$$\text{COEFICIENTE DE FRICCIÓN} = 0.67$$

$$\text{COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO} = 0.35$$

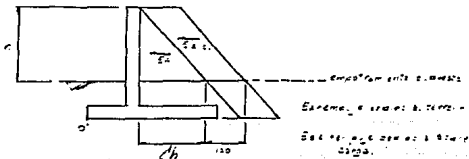
SOLUCION:

SUPONDREMOS LAS SIGUIENTES DIMENSIONES DEL MURO Y ANALIZAREMOS LA ESTABILIDAD PARA UN ANCHO UNITARIO.



--OBTENCION DE LOS EMPUJES:

NO SE TOMARA EL EMPUJE PASIVO POR CONSIDERARLO MAS DESFAVORABLE PARA EL DISEÑO; SIN EMBARGO, SI SE CONSIDERARA QUE EL MURO SE ENCUENTRA EMPOTRADO AL NIVEL DEL TERRENO NATURAL.



$$Ea = \frac{q \cdot h \cdot x \cdot h}{2} K_{act} = \frac{1.2 \times 4.0 \times 4.0 \times 0.35}{2} = 3.4 \text{ TON}$$

$$Es.c. = 1.0 \times 4.0 = 4.0 \text{ TON}$$

--REVISION DE LA ESTABILIDAD:

a) .-AL VOLTEO:

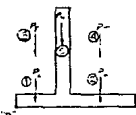
MOMENTO ACTUANTE:

SE CONSIDERARA EL EMPUJE ACTIVO A 1/3 DE LA ALTURA Y EL EMPUJE DE LA SOBRECARGA A 1/2 DE LA ALTURA.

$$M = 3.4 \times 1 \left(\frac{4.0}{3} \right) + 4.0 \times 1 \left(\frac{4.0}{2} \right) = 4.5 + 8.0 = 12.5 \text{ T-M}$$

MOMENTO RESISTENTE:

PARA LA OBTENCION DE ESTE MOMENTO CONSIDERAREMOS LAS SIGUIENTES CARGAS :



$$P1 = 1.0 \times 0.4 \times 1.0 \times 2.4 = 0.9 \text{ TON}$$

$$P2 = 1.5 \times 0.4 \times 1.0 \times 2.4 = 1.44 \text{ TON}$$

$$P3 = 1.0 \times 0.6 \times 1.0 \times 1.2 = 0.7 \text{ TON}$$

$$P4 = 4.6 \times 1.5 \times 1.0 \times 1.2 = 8.28 \text{ TON}$$

$$P5 = 5.0 \times 0.3 \times 1.0 \times 2.4 = 3.6 \text{ TON}$$

$$14.92 \text{ TON}$$

TOMANDO MOMENTOS RESPECTO DEL PUNTO "O" TENEMOS :

$$M_r = 24.8 \text{ T-M} \quad \text{POR LO QUE :}$$

$$F.S.VOLTEO = \frac{M_r}{M_{act.}} = \frac{24.8}{12.5} = 1.9 > 1.5 \text{ POR LO QUE SE ACEPTAN LAS DIMENSIONES POR VOLTEO.}$$

b).-AL DESLIZAMIENTO :

LA FUERZA HORIZONTAL QUE TIENDE A CAUSAR EL DESLIZAMIENTO ES

$$F = 3.4 + 4.0 = 7.4 \text{ TON}$$

LA FUERZA RESISTENTE A ESTA ES :

$$Fr = 14.92 \times 0.67 = 10.0 \text{ TON POR LO QUE EL FACTOR DE SEGURIDAD ES:}$$

$$F.S. = \frac{Fr}{F} = \frac{10.0}{7.4} = 1.35 < 1.5 \text{ POR LO QUE DEBERA AUMENTARSE EL PESO.}$$

SE PROPONE UN ESPESOR DE 50 CM Y UN NIVEL DE DESPLANTE DE 1.3 M :

$$P = 17.16 \text{ TON} \quad Fr = 17.16 \times 0.67 = 11.5 \text{ TON}$$

$$F.S. = \frac{11.5}{7.4} = 1.55 > 1.5 \text{ POR LO QUE SE ACEPTAN LAS DIMENSIONES POR DESLIZAMIENTO.}$$

LA FALLA INICIAL POR DESLIZAMIENTO TAMBIEN PUDO EVITARSE POR MEDIO DEL USO DE UN DENTELLON EN LA BASE DEL MURO. EL DISEÑO DE ESTE DENTELLON PUEDE VERSE CON DETALLE EN LA REF. 14.

--DISEÑO DEL MURO :

EL MURO SE DISEÑARA PARA EL MOMENTO CAUSADO POR LOS EMPUJES:

$$M = 12.5 \text{ T-M}$$

$$AS_{min} = 0.0033 \times 100 \times 25 = 8.3 \text{ CM}^2$$

$$\text{SI SE USAN VARS \# 6 (3/4") TENEMOS : } S = \frac{2.85 \times 100}{8.3} = 34 \text{ CM}$$

SE PONDRAN VARS # 6 @ 30 CM

MOMENTO RESISTENTE :

$$AS = \frac{2.85 \times 100}{30} = 9.5 \text{ CM}^2 \quad p = \frac{9.5}{100 \times 25} = 0.0038$$

$$Mr = 0.9 \times 9.5 \times 4200 \times 25 (1 - 0.5 \times 0.0038) / 1 \times 10^6 = 9.0 < 12.5 \text{ T-M}$$

POR LO QUE DEBERAN COLOCARSE BASTONES PARA ABSORBER EL MOMENTO FALTANTE.

$$Ms = 12.5 - 9.0 = 3.5 \text{ T-M}$$

SE PROPONEN BASTONES DEL # 6(3/4") @ 30, ALTERNADOS CON EL ACERO MINIMO :

$$M_r = 8.96 \times 2 = 17.9 \text{ T-M} > 12.5 \text{ T-M}$$

EN LA OTRA DIRECCION SOLO SE COLOCARA EL ACERO POR TEMPERATURA:

$$a_s = 0.002 \times 100 \times 25 = 5 \text{ CM}^2 \quad \text{USANDO VARS \# 4 TENEMOS:}$$

$$S = \frac{1.27 \times 100}{5} = 25 \quad \text{USAR VARS \# 4 @ 25 CM}$$

ES BUENA PRACTICA PROLONGAR LOS BASTONES HASTA LA MITAD DE LA ALTURA DEL MURO.

--REVISION A CORTANTE :

EL CORTANTE ACTUANTE ES IGUAL A LA FUERZA HORIZONTAL PROVOCADA POR LOS EMPUJES :

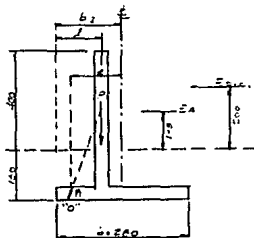
$$V = 3.4 + 4.0 = 7.4 \text{ TON. POR LO QUE EL ESFUERZO CORTANTE ES :}$$

$$v_u = \frac{7.4 \times 10^3}{100 \times 25} = 3.0 \text{ KG/CM}^2$$

$$v_{cr} = F_r (f \cdot c)^{1/2} = 0.8 (250 \times 0.8)^{1/2} = 11.3 > 3.0 \text{ KG/CM}^2$$

--REVISION DE LAS PRESIONES EN EL TERRENO :

OBTENDREMOS EL PUNTO DE APLICACION DE LA RESULTANTE :



TOMANDO MOMENTOS RESPECTO DEL PUNTO "O" TENEMOS :

$$\begin{aligned}
 M_o &= 0 - 3.4 \times 2.33 + 4.0 \times 3.3 - 17.16 [e - (b/2 - 1)] = 0 \\
 &7.92 + 13.2 - 17.16 (e - 2.8/2 - 1.15) = 0 \\
 &21.1 - 17.16 (e - 0.25) = 0 \\
 &21.1 - 17.16 e - 4.29 = 0 \\
 &16.8 - 17.16 e = 0 \\
 &e = 16.8 / 17.16 = 0.94
 \end{aligned}$$

$$b/3 = 2.8/3 = 0.93 ; 2.8/2 - 0.94 = 0.46 < 0.93$$

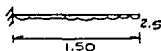
POR LO QUE LA RESULTANTE NO CAE DENTRO DEL TERCIO MEDIO DE LA ZAPATA Y SE APLICARA :

$$q = \frac{2}{3} \frac{P}{ab} \text{ DONDE } a = \text{PUNTO DE APLICACION DE R} :$$

$$q = 2.5 \text{ T/M}^2 < 15 \text{ T/M}^2$$

--DISEÑO DE LA ZAPATA :

SE DISEÑARA CON LA PRESION OBTENIDA EN EL PUNTO ANTERIOR :



$$M = \frac{2.5 \times 1.5^2}{2} = 2.8 \text{ T-M}$$

$$AS_{min} = 11.6 \text{ CM}^2$$

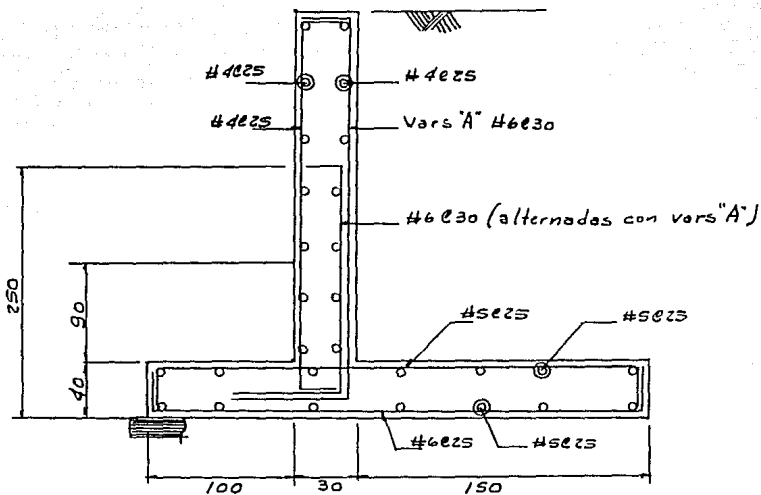
$$\text{USANDO VARS } \# 6 \text{ (3/4") TENEMOS } S = \frac{2.85 \times 100}{11.6} = 25 \text{ CM}$$

MOMENTO RESISTENTE DEL ARMADO PROPUESTO :

$$M_r = 15.3 \text{ T-M} > 2.8 \text{ T-M}$$

POR LO QUE SE ARMARA CON EL ACERO MINIMO; EN LA OTRA DIRECCION SE ARMARA EL ACERO POR TEMPERATURA.

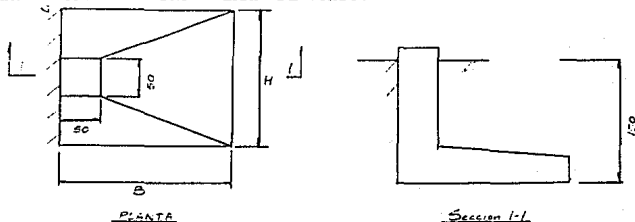
COMO SE PUDO VER LAS PRESIONES SOBRE EL TERRENO SON PEQUEÑAS POR LO QUE SE ESTIMA QUE EL CORTANTE EN LA ZAPATA RESULTARA MENOR QUE EL RESISTENTE.



Seccion transversal del muro.

III.e.-EJEMPLO No.5.-DISEÑO DE UNA ZAPATA DE LINDERO.

SE DISEÑARA UNA ZAPATA DE LINDERO QUE DEBERA TRANSMITIR UNA CARGA DE 60 TON; SE CONSIDERARA UNA LOSA CON PERALTE VARIABLE Y UNA CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO DE 30 T/M². LAS DIMENSIONES DEL DADO SERAN DE 50x50.



SOLUCION :

SE CONSIDERARA PARA PREDISEÑO UN 10% DE LA DESCARGA TOTAL:

$$P = 60 + 0.1(60) = 66.0 \text{ TON}$$

COMO SE TIENE UNA EXCENTRICIDAD CON LA DESCARGA QUE PROVOCA UN MOMENTO FLECTOR, SE TOMARA UNA CAPACIDAD DE CARGA DE 10 T/M² PARA UN DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR :

$$A = \frac{66}{10} = 6.6 \text{ M}^2 ; \text{ FIJANDO } H = 2.5 \text{ M} \quad B = 2.6 \text{ M}$$

SE TOMARA UNA SECCION DE 2.8x2.8 M

SE REVISARA SOLO LA SECCION Y ARMADO MAS DESFAVORABLE DE LA ZAPATA, SIENDO EL MISMO PROCEDIMIENTO PARA LA OTRA DIRECCION. DE ACUERDO CON ESTAS DIMENSIONES LA DESCARGA SE ENCUENTRA A:

$$e = \frac{2.8}{2} - \frac{0.50}{2} = 1.15 \text{ M DEL CENTRO DE LA ZAPATA}$$

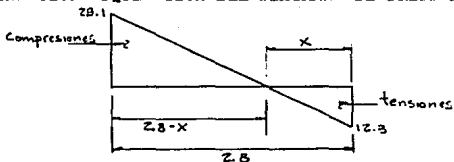
ESTO NOS PROVOCARIA UN MOMENTO DE :

$$M = 66.0 \times 1.15 = 75.9 \text{ T-M}$$

APLICANDO LA FORMULA DE LA ESCUADRIA TENEMOS:

$$q = \frac{66.0}{2.8 \times 2.8} + \frac{6(75.9)}{2.8 \times 2.8^2} = \begin{cases} 8.4 + 20.7 = 29.1 \text{ T/M}^2 \text{ COMPRESION} \\ 8.4 - 20.7 = -12.3 \text{ T/M}^2 \text{ TENSION} \end{cases}$$

--REPRESENTACION ESQUEMATICA DEL DIAGRAMA DE PRESIONES:



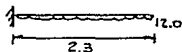
POR TRIANGULOS SEMEJANTES :

$$\frac{29.1}{2.8-x} = \frac{12.3}{x} \rightarrow x = 0.83 \text{ M}$$

POR LO QUE EL AREA PARA OBTENER LOS ESFUERZOS DE DISEÑO SERA

$$A' = (2.8 - 0.83)2.8 = 5.5 \text{ T/M}^2$$

$$q = \frac{66.0}{5.5} = 12 \text{ T/M}^2$$



$$M = \frac{12 \times 2.3^2}{2} = 31.8 \text{ T-M}$$

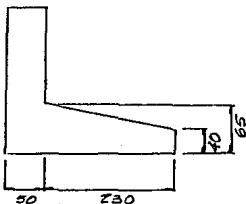
APLICANDO LAS ECUACIONES 2.1, 2.6, 2.7 Y 2.8 SECC. 2.1.2 REF. 9:

$$p_{\min} = 0.0026$$

$$q_{\min} = 0.064$$

$$d = \left[\frac{31.8 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 170 \times 0.064 (1 - 0.5 \times 0.064)} \right]^{1/2} = 58 \text{ CM} = 60 \text{ CM}$$

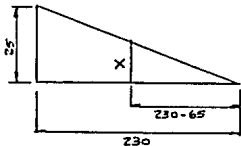
PARA MOMENTO MAXIMO SE NECESITA $h = 65 \text{ CM}$; SE PONDRÁ UN PERALTE VARIABLE DE LA SIGUIENTE FORMA :



--REVISION DEL PERALTE:

COMO VIGA ANCHA:

REVISANDO A UN PERALTE TENEMOS :



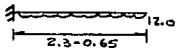
$$\frac{25}{230} = \frac{x}{230-65} \rightarrow x = 18 \text{ cm}$$

$$h_{\text{total}} = 18 + 40 = 58 \text{ cm.}$$

$$d = 58 - 5 = 53 \text{ cm}$$

$$V = (2.3 - 0.65) 12 = 19.8 \text{ TON}$$

MOMENTO EN LA SECCION CRITICA DE CORTANTE :



$$M = \frac{12 \times 1.65^2}{2} = 16.3 \text{ T-M}$$

$$\text{APLICANDO } \frac{M}{Vd} = \frac{16.3 \times 10}{19800 \times 53} = 1.55 < 2.0 \text{ POR LO QUE}$$

$$V_{cr} = \frac{0.5 \times 0.8 \times 100 \times 53 \times 14.14}{1000} = 29.9 > 19.8 \text{ TON}$$

POR PENETRACION:

AREA DE LA SECCION CRITICA :

$$A = 3(50 + 60) 53 = 17490 \text{ CM}^2$$

$$V = 12(2.8^2 - (0.5 + 0.6)^2) = 79.6 \text{ TON}$$

$$v = \frac{79600}{17490} = 4.6 \text{ KG/CM}^2$$

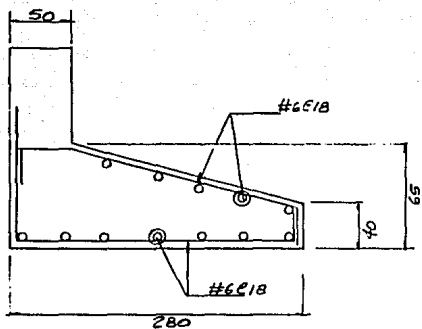
$$v_{cr} = 0.8 (250 \times 0.8)^{1/2} = 11.0 \text{ KG/CM}^2 > 4.6 \text{ KG/CM}^2$$

--REFUERZO :

$$A_s = 0.0026 \times 100 \times 60 = 15.6 \text{ CM}^2$$

USANDO VARS # 6 (3/4") TENEMOS :

$$S = \frac{2.85 \times 100}{15.6} = 18 \text{ CM} \quad \text{USAR VARS \# 6 @ 18}$$



III.f.-EJEMPLO No.6.-DISEÑO DE UNA ZAPATA CIRCULAR.

SE DISEÑARA UNA ZAPATA CIRCULAR QUE DEBERA SOPORTAR UNA DESCARGA DE 80.0 TON, LA CAPACIDAD DEL TERRENO ES DE 20 T/M² Y SE TIENE UNA COLUMNA DE 60 CM DE DIAMETRO AL CENTRO.

SOLUCION.-

SE INCREMENTARA EN UN 10% A LAS DESCARGAS APLICADAS PARA EL PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA:

$$P = 80 + 0.1 \times 80 = 88 \text{ TON.}$$

$$A = \frac{88}{20} = 4.4 \text{ M}^2 ; A = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{(4 \times 4.4)^2}{\pi} = 2.3 \text{ M}^2$$

$$\text{SE TOMARA } \phi = 2.5 \text{ M} \quad A = \frac{\pi \times 2.5^2}{4} = 4.9 \text{ M}^2$$

$$q = \frac{80}{4.9} = 16.3 \text{ T/M}^2 = 1.63 \text{ KG/CM}^2$$

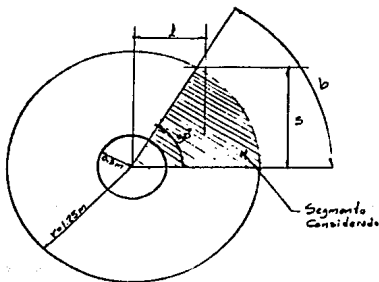
CONSIDERAREMOS UNA SECCION DE 30° PARA EL ANALISIS DE LA ZAPATA:

$M = q \times A \times l$ DONDE:

$$q = 1.63 \text{ KG/CM}^2$$

A = AREA DE SEGMENTO CONSIDERADO POR 30°

l = DISTANCIA DEL CENTROIDE A LA COLUMNA



Planta

AREA DEL SEGMENTO CONSIDERADO:

$$A1 = \frac{\pi \times 2.5^2}{4} = 4.9 \text{ M}^2$$

$$A2 = \frac{\pi \times 0.6^2}{4} = 0.28 \text{ M}^2$$

$$A = \frac{A1 - A2}{12} = \frac{4.9 - 0.28}{12} = 0.39 \text{ M}^2$$

$$l = \frac{2}{3} \left[\frac{1.25^3 - 0.3^3}{1.25 - 0.3} \right] \left(\frac{s}{b} \right)$$

$$S = 2 \times 1.25 \times \text{SEN} \frac{30}{2} = 0.647$$

$$b = \frac{\pi}{180} \times 1.25 \times 30 = 0.654$$

$$l = 0.86 \text{ M}$$

$$M = 16300(0.39)(0.86 - 0.3) = 3560.0 \text{ KG-M} = 356000 \text{ KG-CM}$$

APLICANDO LAS EC. 2.1, 2.6, 2.7 Y 2.8 SECC. 2.1.2 REF. 9 :

$$p_{\min} = 0.0026$$

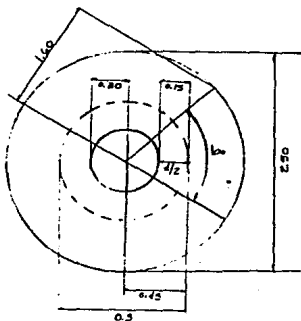
$$q = 0.064$$

$$d = \left[\frac{356000}{0.9 \times 100 \times 170 \times 0.064 (1 - 0.5 \times 0.064)} \right]^{1/2} = 19.5 \text{ CM}$$

SE TOMARA $d = 25 \text{ CM}$ Y $h = 30 \text{ CM}$

--REVISION DEL PERALTE :

AREA DEL SECTOR DE CORTE :



Seccion de corte

$$A = \frac{17(2.5^2 - 0.9^2)}{4} = 1.07 \text{ M}$$

$$Vc = 16300 \times 1.0 - 7 = 17400 \text{ KG}$$

$$b_o = \frac{2 \cdot 17(0.3 + 0.3)}{4} = 0.707 \text{ M}$$

$$v_c = \frac{17400}{70.7 \times 30} = 8.2 \text{ KG/CM}^2$$

$$V_{cr} = 0.8 (f \cdot c)^{1/2} = 0.8 (200)^{1/2} = 11.3 \text{ KG/CM}^2 > 8.2 \text{ KG/CM}^2$$

--REFUERZO :

$$A_s = 0.0026 \times 100 \times 30 = 7.8 \text{ CM}^2 \text{ USANDO VARS \# 8 (1") :}$$

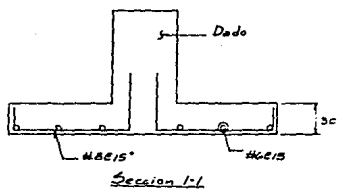
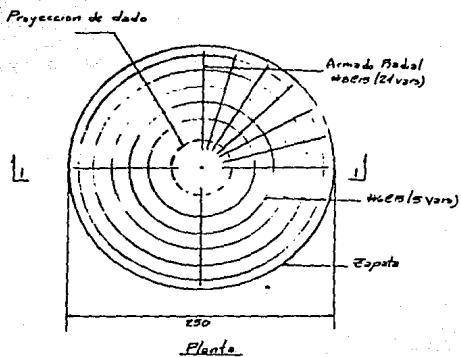
$$\text{No. VARS} = \frac{7.8}{5.07} = 1.5 \approx 2 \text{ VARS EN UN SECTOR DE } 30^\circ$$

$$\text{ES DECIR 1 VAR } \hat{c} 15^\circ \text{ --- } \frac{360}{15} = 24 \text{ VARS EN TODA LA SECC.}$$

EN LA OTRA DIRECCION SE ARMARA CON EL ACERO POR TEMPERATURA:

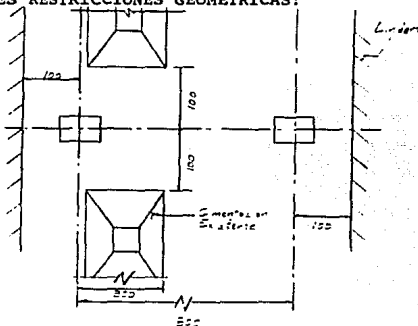
$$a_s = 0.002 \times 250 \times 30 = 15 \text{ CM}^2 \text{ USANDO VARS \# 6 (3/4") :}$$

$$\text{No. VARS : } \frac{15.0}{2.85} = 6.0 \text{ POR LO QUE SE PONDRAN 6 VARS \# 6 EN TODA LA SECC.}$$



III.g.-EJEMPLO No.7.-DISEÑO DE UNA ZAPATA CORRIDA CON ANCHOS DIFERENTES.

DISEÑESE UNA ZAPATA CORRIDA ENTRE LOS EJES 1 Y 2 CON LAS SIGUIENTES RESTRICCIONES GEOMETRICAS:



LOS DADOS TIENEN LAS SIGUIENTES DESCARGAS :

$$A-1 = 60.0 \text{ TON}$$

$$A-2 = 90.0 \text{ TON}$$

EL TERRENO TIENE UNA CAPACIDAD DE CARGA DE 10 T/M² Y LA CIMENTACION EXISTENTE ESTA DESPLANTADA A 1.5 M DE PROFUNDIDAD. EL TERRENO TIENE UN $d^t = 1.2 \text{ T/M}^3$

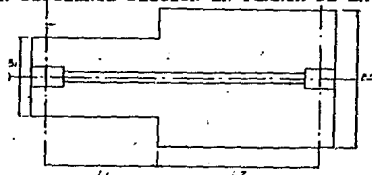
--SOLUCION:

DEBIDO A QUE SE TIENE UNA CIMENTACION EXISTENTE, LA ZAPATA DE NUESTRO CASO, DEBERA ESTAR DESPLANTADA A LA MISMA PROFUNDIDAD Y CON ANCHOS DIFERENTES.

SE AÑADIRA UN 20% DE LA DESCARGA TOTAL PARA CONSIDERAR EL PESO PROPIO DE LA CIMENTACION Y PODER DEFINIR UN PREDIMENSIONAMIENTO:

$$Pt = 60.0 + 90.0 + 0.2(60 + 90) = 165 \text{ TON}$$

SE PROPONE LA SIGUIENTE SECCION EN PLANTA DE LA ZAPATA :



PARA QUE EXISTA EQUILIBRIO EN LA ZAPATA SE DEBERAN CUMPLIR LAS SIGUIENTES EXPRESIONES :

$$P_t = (L_1 \times B_1 + L_2 \times B_2) q \dots\dots\dots 1$$

$$L_1 \times B_1 \left(\frac{L_1}{2} \right) = L_2 \times B_2 \left(\frac{L_2}{2} \right) \dots\dots\dots 2$$

PROPONDREMOS $L_1 = 3.5 \text{ M}$ Y $L_2 = 4.5 \text{ M}$

DE 2 TENEMOS:

$$B_1 = 1.65 B_2$$

SUSTITUYENDO EN 1 TENEMOS :

$$B_2 = 1.6 \text{ M}$$

POR LO QUE $B_1 = 1.65(1.6) = 2.64 \text{ M}$; COMO LA DIMENSION MAXIMA DE B_1 PUEDE SER 1.8 M PARA DEJAR 0.1 M A CADA LADO DE LA CIMENTACION EXISTENTE ENTONCES SE DEBERAN MODIFICAR L_1 Y L_2 .

SE PROPONEN $L_1 = 4.5 \text{ M}$ Y $L_2 = 3.5 \text{ M}$:

$$\text{DE 2 : } B_1 = 0.6 B_2$$

$$\text{SUSTITUYENDO EN 1 : } B_1 = 0.6(2.7) = 1.6 \text{ M} < 1.8 \text{ M}$$

SE OBTENDRAN LAS PRESIONES DE CONTACTO CON ESTAS DIMENSIONES:

SE PROPONE UNA TRABE DE CIMENTACION DE 40×70 Y UN PERALTE DE ZAPATA DE 0.3 M :

$$\sum P_t = 183.0 \text{ TON}$$

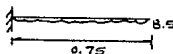
$$q = \frac{183.0}{4.5 \times 1.6 + 3.5 \times 2.7} = 11.0 \text{ T/M}^2 > 10.0 \text{ T/M}^2$$

POR LO QUE SE AUMENTARA $B_1 = 1.8 \text{ M}$ Y $B_2 = 3.0 \text{ M}$:

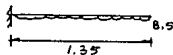
OBTENDREMOS AHORA LA PRESION DE DISEÑO, PARA LO CUAL SE DESCONTARA EL PESO DE LA LOSA Y EL PESO DEL RELLENO :

$$\Sigma Pt = 157.3 \text{ TON}$$

$$q = \frac{157.3}{4.5 \times 1.8 + 3.5 \times 3.0} = 8.5 \text{ T/M}^2 \quad ; \text{ PARA EL DISEÑO DE LA LOSA:}$$



$$M1 = \frac{8.5 \times 0.75^2}{2} = 2.4 \text{ T-M}$$



$$M2 = \frac{8.5 \times 1.35^2}{2} = 7.7 \text{ T-M}$$

SE REVISARA EL PERALTE PARA EL MOMENTO MAXIMO Y EL ACERO MINIMO :

$$d = \left(\frac{7.7 \times 10}{0.9 \times 100 \times 170 \times 0.064 (1.05 \times 0.064)} \right)^{1/2} = 28.5 \text{ CM}$$

SE PONDRA $h = 35 \text{ CM}$

$AS = 0.0026 \times 100 \times 30 = 7.8 \text{ CM}^2$; USANDO VARS #5 (5/8"):

$$S = \frac{1.99 \times 100}{7.8} = 25 \quad \text{USAR VARS \# 5 } \hat{C} 25 \text{ CM}$$

EN LA OTRA DIRECCION SE ARMARA CON EL ACERO POR TEMPERATURA.

--REVISAREMOS EL PERALTE COMO VIGA ANCHA :

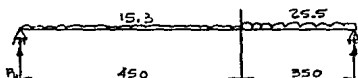
$$V = (1.35 - 0.3) 8.5 = 9.0 \text{ TON}$$

$$V_{cr} = \frac{0.8(0.2 + 30 \times 0.0026) 100 \times 30 (200)^{1/2}}{1000} = 9.4 \text{ TON} > 9.0 \text{ TON}$$

LA TRABE DEBERA SER DISEÑADA BAJO LAS SIGUIENTES CONDICIONES:

$$L1 = 1.8 \times 8.5 = 15.3 \text{ T/M}$$

$$L2 = 3.0 \times 8.5 \text{ T/M}$$



MOMENTOS Y REACCIONES PRODUCIDOS POR 15.3 T/M:

$$M1 = 80.0 \text{ T-M}$$

$$R1 = 49.5 \text{ TON}$$

$$R2 = 19.4 \text{ TON}$$

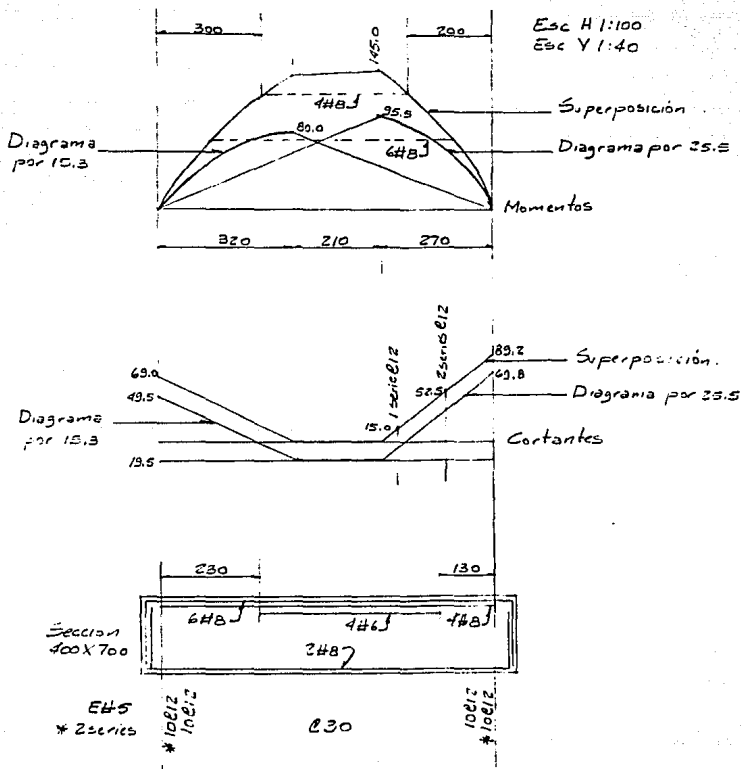
MOMENTOS Y REACCIONES PRODUCIDOS POR 25.5 T/M:

$$M2 = 95.5 \text{ T-M}$$

$$R1 = 19.5 \text{ TON}$$

$$R2 = 69.8 \text{ TON}$$

--OBTENCION DE LOS DIAGRAMAS DE MOMENTO Y DE CORTANTE :



--OBTENCION DEL ACERO:

$$p_{min} = 0.0026 \times 40 \times 65 = 6.8 \text{ CM}^2$$

SE CORRERAN 2 VARS # 8 (1") POR ARRIBA Y POR ABAJO DE LA SECCION.

MOMENTO QUE TOMAN 2 VARS # 8 \Rightarrow

$$p = \frac{10.14}{40 \times 65} = 0.0039 ; \quad q = \frac{0.0039 \times 4200}{170} = 0.096$$

$$M_r = 0.9 \times 10.14 \times 4200 \times 65 (1 - 0.5 \times 0.096) = 23.7 \text{ T-M}$$

23.7 >> 145.0 T-M ; POR LO QUE SE CORRERAN 6 VARS POR EL LECHO SUPERIOR:

$$145 - 3(23.7) = 73.9 \text{ T-M}$$

PARA TOMAR ESTE MOMENTO SE DEJARAN A EJES 4 VARS CON EL FIN DE NO PONER DEMASIADO ACERO EN LOS DADOS :

$$73.9 - 2(23.7) = 26.5 \text{ T-M}$$

EL MOMENTO FALTANTE LO TOMAREMOS CON 4 VARS # 6 (3/4"):

$$M_r = 26.5 \text{ T-M} = M_{act} = 26.5 \text{ T-M}$$

OBTENDREMOS LA LONGITUD DE DESARROLLO PARA SABER EL ANCLAJE DE ESTAS VARILLAS :

$$l_d = \frac{0.06 \times 2.85 \times 4200}{(250)^{1/2}} = 45.4 \text{ CM DE LA TABLA 3.1 REF.9:}$$

$$45.4 \times 1.4 = 63.6 \text{ CM}$$

$$300 - 64 = 236 = 230 \text{ CM}$$

$$200 - 64 = 136 = 130 \text{ CM}$$

--REVISION DE ESTRIBOS PARA CORTANTE :

$$A_s = 62.1 \text{ CM}^2 ; \quad p = \frac{62.1}{40 \times 65} = 0.023 > 0.01$$

$$V_{cr} = 0.5 \times 0.8 \times 40 \times 65 (250 \times 0.8)^{1/3} 16443.8 \text{ KG} = 16.4 \text{ TON}$$

$V_{act} = 89.2 \text{ TON}$; SE DEBERAN TOMAR CON ESTRIBOS:

$V_s = 89.2 - 16.4 = 72.8 \text{ TON}$; USANDO 2 SERIES E#5 TENEMOS :

$$S = \frac{0.8 \times 3.96 \times 4200 \times 65}{72800} = 12 \text{ CM}; \text{ SE PONDRAN 10 SERIES } \textcircled{C} 12 \text{ CM}$$

DEL DIAGRAMA $V = 52.5 - 16.4 = 36.1$ TON

USANDO 1 SERIE E#5 TENEMOS :

$S = 12$ CM ; SE PONDRAN 10 SERIES @ 12 CM

DEL DIAGRAMA $V = 15.0 < 16.4$ TON POR LO QUE SE PONDRAN E#5 A LA SEPARACION MAXIMA:

$S_{max} = 64/2 = 32$ CM = 30 CM

III.h.-EJEMPLO No.8.-DISEÑO DE UNA ZPATA AISLADA CON FLEXION BIAIXIAL.

SUPONGASE UNA ZAPATA AISLADA QUE DEBERA SOPORTAR LOS SIGUIENTES ELEMENTOS MECANICOS :

$$P = 150.0 \text{ TON}$$

$$M_x = 65 \text{ T-M}$$

$$M_y = 50 \text{ T-M}$$

SE USARA UN CONCRETO $f'c = 250 \text{ KG/CM}^2$. LA CAPACIDAD ADMISIBLE DEL TERRENO ES DE 35 T/M^2 , SU PESO VOLUMETRICO ES DE 1.0 T/M^3 Y SE TIENE UN DADO DE $50 \times 50 \text{ CM}$

--SOLUCION :

TOMAREMOS EL 10% ADICIONAL A LA DESCARGA TOTAL PARA CONSIDERAR EL PESO PROPIO DE LA ZAPATA Y EL 15% POR PESO PROPIO DEL TERRENO:

$$P_t = 150.0 + 0.1 \times 150 + 0.15 \times 150 = 187.5 \text{ TON}$$

UTILIZANDO LOS FACTORES DE CARGA DEL REGLAMENTO :

$$P_T = 187.5 \times 1.4 = 262.5 \text{ TON}$$

OBTENDREMOS AHORA LAS EXCENTRICIDADES EN AMBAS DIRECCIONES:

$$e_x = \frac{1.4 \times 65}{262.5} = 0.35 \text{ M}$$

$$e_y = \frac{1.4 \times 50}{262.5} = 0.27 \text{ M}$$

SUPONDREMOS UNA SECCION DE ZAPATA DE LA SIGUIENTE FORMA :

$$A = \frac{262.5}{35} = 7.5 \text{ M}^2$$

$B = 2.8 \text{ M}$ SE TOMARA UNA SECC. DE $3.0 \times 3.0 \text{ M}$

LAS EXCENTRICIDADES OBTENIDAS ANTERIORMENTE , Y TOMANDO UNA DISTRIBUCION UNIFORME, NOS CONDUCE A LA SIGUIENTE PRESION EN EL TERRENO:

$$q = \frac{262.5}{(3.0 - 2 \times 0.35)(3.0 - 2 \times 0.27)} = 46.4 > 35 \text{ T/M}^2$$

POR LO QUE SE DEBERA CONSIDERAR UNA SECCION MAYOR DE ZAPATA; COMO EL MOMENTO MAXIMO ESTA ACTUANDO EN EL SENTIDO X, TOMAREMOS TENTATIVAMENTE UNA SECCION DE $4.0 \times 3.5 \text{ M}$:

$$q = \frac{262.5}{(4.0 - 2 \times 0.35)(3.5 - 2 \times 0.27)} = 26.9 < 35 \text{ T/M}^2$$

POR LO QUE SE PUEDEN CONSIDERAR ACEPTABLES LAS DIMENSIONES PROPUESTAS.

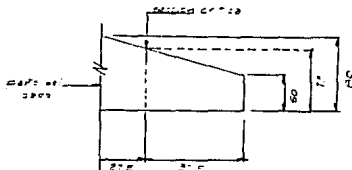
PROPONDREMOS AHORA UN PERALTE DE ZAPATA VARIABLE DE 80 A 50 CM.

REVISION POR PENETRACION:

PARA HACER ESTA REVISION DEBEMOS DESCONTAR TANTO EL PESO PROPIO DE LA ZAPATA COMO EL PESO PROPIO DEL TERRENO:

$$q = \frac{1.4 \times 150}{3.3 \times 2.96} = 21.5 \text{ T/M}^2$$

AHOAR OBTENDREMOS EL PERALTE TOTAL EN LA SECCION CRITICA:



POR TRIANGULOS SEMEJANTES TENEMOS :

$$\frac{27.5 + 97.5}{30} = \frac{97.5}{x} ; x = 23 \text{ CM}; \text{ POR LO QUE EL PERALTE TOTAL DE LA ZAPATA EN LA SECCION CRITICA ES:}$$

$$h = 50 + 23 = 73 \text{ CM} ; \text{ TOMANDO UN RECUBRIMIENTO DE 5 CM :}$$

$$d = 73 - 5 = 68 \text{ CM}$$

EL AREA DE LA SECCION CRITICA ES:

$$A = 4(50 + 75)68 = 34000 \text{ CM}^2$$

LA FUERZA CORTANTE EN LA SECCION CRITICA ES :

$$v_u = \frac{170000}{34000} = 5.0 \text{ KG/CM}^2$$

SUMANDO AHORA LOS EFECTOS CORTANTES PRODUCIDOS POR EL MOMENTO FLEXIONANTE MAYOR (VER PROCEDIMIENTO DE OBTENCION EN EJEMPLO No.2):

$$v_{ut} = 7.4 \text{ KG/CM}^2$$

EL ESFUERZO RESISTENTE ES :

$$v_r = 0.8 (0.8 \times 250)^{1/2} = 11.3 \text{ KG/CM}^2 < 7.4 \text{ KG/CM}^2$$

REVISION COMO VIGA ANCHA :

EL CORTANTE EN LA SECCION CRITICA ES :

$$V = (1.25 - 0.75) 21.5 = 10.8 \text{ TON}$$

POR TRIANGULOS SEMEJANTES EL PERALTE EN LA SECCION CRITICA ES :

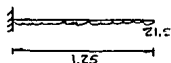
$$h = 61 \text{ CM POR LO QUE } d = 56 \text{ CM}$$

EL CORTANTE RESISTENTE ES :

$$V_r = 0.8 \times 100 \times 56 (0.2 + 30 \times 0.026) (200)^{3/4} / 1000 = 17.6 > 10.8 \text{ TON}$$

OBTENCION DEL ACERO DE REFUERZO :

SE REVISARA SOLO PARA LA DIRECCION DEL MOMENTO MAS DESFAVORABLE:



$$M = \frac{21.5 \times 1.25^2}{2} = 16.8 \text{ T-M}$$

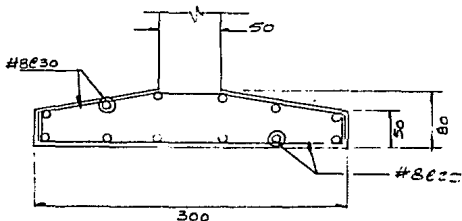
$$A_s = \frac{16.8 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times 75 (1 - 0.5 \times 0.064)} = 6.1 \text{ CM}^2$$

$$A_{smin} = 0.0026 \times 10 \times 75 = 19.5 \text{ CM}^2 > 6.1 \text{ CM}^2$$

USANDO VARS # 8 (1") TENEMOS:

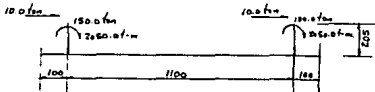
$$S = \frac{5.07 \times 100}{19.5} = 26 \text{ CM} \quad \text{USAR VARS \# 8 @ 25 CM}$$

POR EL LECHO SUPERIOR SE ARMARA CON EL ACERO POR TEMPERATURA

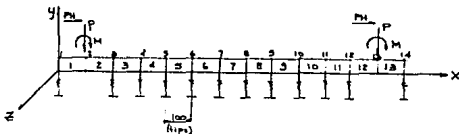


III.1.-EJEMPLO No.9.-ANALISIS DE UNA ZAPATA CORRIDA CON RESORTES ELASTICOS.

ANALIZAREMOS LA VIGA OBTENIDA DE LOS RESULTADOS DEL EJEMPLO No.2; NO SE TOMARA EL PESO DEL TERRENO, NI EL PESO PROPIO DE LA ZAPATA Y DADOS:



SE UTILIZARA EL SIGUIENTE MODELO DE ANALISIS CON RESORTES:



BAJO LOS PUNTOS 2 Y 13 NO SE COLOCA RESORTE, YA QUE LA CARGA LA TOMARIA ESTE Y PASARIA DIRECTAMENTE AL TERRENO.

SE TIENE LA SIGUIENTE GEOMETRIA DE ZAPATA:

$$\begin{aligned} b &= 300 \text{ CM} \\ h &= 95 \text{ CM} \\ L &= 1300 \text{ CM} \end{aligned}$$

LO QUE NOS CONDUCE A UNA INERCIA DE :

$$I = 21434375.0 \text{ CM}^4$$

SE SUPONDRA UN MODULO DE ELASTICIDAD DE 10000 f'c *, POR LO QUE TOMANDO f'c=250 KG/CM2 TENEMOS :

$$E = 10000 (250)^{1/2} = 158113.9 \text{ KG/CM}^2 = 158 \text{ T/CM}^2$$

(*) SE TOMARA ESTE MODULO DE ELASTICIDAD, DIFERENTE A LOS MARCADOS EN LA SECC. 1.4.1.d. REF.9, DEBIDO A QUE, DE ACUERDO A LA EXPERIENCIA, EL 14000 ES MUY DIFICIL DE LOGRAR FISICAMENTE POR LAS CONCRETERAS Y EL 8000 ES UN MODULO MUY BAJO PARA EL TIPO DE CONCRETO UTILIZADO NORMALMENTE EN LAS CIMENTACIONES CORRIDAS

OBTENDREMOS AHORA EL K_s PARA EL TIPO DE TERRENO SUPUESTO EN EL EJEMPLO No.2; DE LA REFERENCIA 16 SE TIENE :

SUELO	K_s (KG/CM ³)
ARENA SUELTA	0.48 - 1.60
ARENA MEDIA	0.96 - 8.01
ARENA DENSA	6.41 - 12.82
ARENA ARCILLOSA	3.20 - 8.01
ARENA SEDIMENTADA	2.40 - 4.81
ARCILLAS:	
$q_u < 4.0$	1.20 - 2.40
$4.0 < q_u < 8.0$	2.40 - 4.81
$8.0 < q_u$	> 4.81

POR OTRO LADO, DE LA REFERENCIA 2 SE TIENE :

Tipo de suelo	E_s (kg/cm ²)	k_{11} (Kg/cm ³)
** Suelo fangoso.....	11.00 a 33.00	0.50 a 1.50
* Arena seca o húmeda, suelta (N_5 3 a 9).....	0.16H a 0.48 **	1.20 a 3.60
* Arena seca o húmeda, media (N_5 9 a 30).....	0.48H a 1.60H	3.60 a 12.00
* Arena seca o húmeda, densa (N_5 30 a 50).....	1.60H a 3.20H	12.00 a 24.00
* Grava fina con arena fina.....	1.07H a 1.33H	8.00 a 10.00
* Grava media con arena fina.....	1.33H a 1.60H	10.0 a 12.00
* Grava media con arena gruesa.....	1.60H a 2.00H	12.00 a 15.00
* Grava gruesa con arena gruesa.....	2.00H a 2.66H	15.00 a 20.00
* Grava gruesa firmemente estratificada.....	2.66H a 5.32H	20.00 a 40.00
** Arcilla blanda (q. 0.25 a 0.50 kg/cm ³).....	15 a 30	0.65 a 1.30
** Arcilla media (q. 0.50 a 2.00 kg/cm ³).....	30 a 90	1.30 a 4.00
** Arcilla compacta (q. 2.00 a 4.00 kg/cm ³).....	90 a 180	4.00 a 8.00
Arcilla margosa dura (q. 4.00 a 10.00 kg/cm ³).....	180 a 480	8.00 a 21.00
Marga arenosa rígida.....	480 a 1000	21.00 a 44.00
Arena de miga y tosco.....	500 a 2500	22 a 110
Marga.....	500 a 50000	22 a 2200
Caliza margosa alterada.....	3500 a 5000	150 a 220
Caliza sana.....	20000 a 800000	885 a 36000
Granito meteorizado.....	700 a 200000	30 a 9000
Granito sano.....	40000 a 800000	1700 a 3600

N_5 indica número de golpes en una prueba de penetración estándar.

H = Profundidad de desplante de la cimentación, cm

* = Los terrenos granulares si están sumergidos se tomarán con una E_s o K_{11} igual a los de la tabla multiplicados por 0.50.

** = Los valores considerados corresponden a cargas de corta duración.

Si se consideran cargas permanentes que producen consolidación, se multiplicarán los valores E y k_{11} de la tabla por 0.25.

q. = Resistencia del suelo

COMO SE PUEDE OBSERVAR, EXISTEN CIERTAS DIFERENCIAS ENTRE LOS VALORES DE K_s INDICADOS POR AMBOS AUTORES; ESTO ES PORQUE EL VALOR OBTENIDO DE LA PRUEBA DE PLACA, CON LA QUE SE OBTIENE EL VALOR DE K_s , DEPENDE DEL TAMAÑO Y FORMA DE LA PLACA UTILIZADA EN LA PRUEBA, ADEMÁS SE DEPENDE DEL LUGAR ESPECÍFICO DONDE SE REALIZE LA PRUEBA.

PARA NUESTRO CASO TOMAREMOS LOS VALORES DEL PRIMER AUTOR.

$$q = 35 \text{ T/M2} \quad \rightarrow \quad K_s(\text{SUPUESTO}) = 6.4 \text{ KG/CM3} > 4.82 \text{ KG/CM3}$$

OBTENDREMOS AHORA LA RIGIDEZ RELATIVA DE LA CIMENTACION:

$$L = \left(\frac{300 \times 0.0064 \times 1300^4}{4 \times 158 \times 21434375} \right)^{1/4} = 4.48 > \frac{\pi}{2} = 1.57$$

POR LO QUE EN NUESTRO EJEMPLO SE TRABAJA CON UNA ZAPATA FLEXIBLE.

APLICAREMOS AHORA EL PROGRAMA DE COMPUTADORA SAP-80 ** PARA ANALIZAR NUESTRA VIGA IDEALIZADA CON RESORTES, PARA LO CUAL, DEBEMOS OBTENER EL AREA TRIBUTARIA DEL RESORTE:

RESORTE (NODO)	AREA TRIB. (CM2)	RIGIDEZ (K = $K_s \times A$) (KG/CM)
3 Y 12	150x300 = 45000	288
1, 4-11, 14	100x300 = 30000	192

**DICHO PROGRAMA ESTA BASADO EN LA TEORIA DEL ELEMENTO FINITO, QUE ASU VEZ INVOLUCRA AL METODO DE LAS RIGIDEDES; SE DEBERAN DAR COMO DATOS: EL NO. DE JUNTAS Y SU INCREMENTO, LAS CONDICIONES DE LOS APOYOS (FIJO O NO), EL MODULO DE REACCION DEL TERRENO AFECTADO POR EL AREA TRIBUTARIA, LAS PROPIEDADES DE LA GEOMETRIA DE LA SECCION (I, A, G) Y POR ULTIMO DONDE SE APLICAN LAS CARGAS, ASI COMO SU MAGNITUD.

APLICANDO EL PROGRAMA TENEMOS:

ZAPATA FLEXIBLE $\lambda L=4.5$ SUELO:ARCILLA DURA (.0064) T-CM 06/MZO/92

114

SYSTEM P=0
N=14 L=1

JOINTS

1 X= 0 Y= 0 Z= 0
14 X=1300 Y= 0 Z= 0 G=1,14,1

RESTRAINTS

1 14 R=1,0,1,1,1,0

SPRINGS

1 14 13 K=0,192,0,0,0,0
3 12 1 K=0,288,0,0,0,0

FRAME

NM=1
1 A=28500 J=10000 I=21434375,21434375 AS=23750,23750 E=158 G=63
C NUMERACION DE BARRAS

1 1 2 M=1 LP=1,0 G= 12,1,1,1

LOADS

2 13 11 L=1 F=10,-150,0,0,0,-2050

***** FRAME MEMBER FORCES *****

MEMBERS WITH NUMBERS BETWEEN 1 & 32000

MEM #	LOAD #	AXIAL FORCE	DIST I	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	PLANE MOMENT	AXIAL TORQUE
1	1	.00	.0	58.94	-.01			
		100.0		58.94	5894.41			
2	1	.00	.0	-91.06	7944.40			
		100.0		-91.06	-1161.19			
3	1	.00	.0	-40.79	-1161.19			
		100.0		-40.79	-5240.59			
4	1	.00	.0	-11.69	-5240.59			
		100.0		-11.69	-6409.52			
5	1	.00	.0	.86	-6409.52			
		100.0		.86	-6323.26			
6	1	.00	.0	2.38	-6323.26			
		100.0		2.38	-6085.68			
7	1	.00	.0	-1.76	-6085.68			
		100.0		-1.76	-6262.13			
8	1	.00	.0	-6.40	-6262.13			
		100.0		-6.40	-6902.55			
9	1	.00	.0	-6.24	-6902.55			
		100.0		-6.24	-7526.67			
10	1	.00	.0	4.59	-7526.67			
		100.0		4.59	-7067.19			
11	1	.00	.0	32.56	-7067.19			
		100.0		32.56	-3811.19			
12	1	.00	.0	83.81	-3811.19			
		100.0		83.81	4569.41			
13	1	.00	.0	-66.19	6619.41			
		100.0		-66.19	.00			

COMPARANDO LOS RESULTADOS DE AMBOS ANALISIS SE TIENE :

MOMENTO OBTENIDO DE CONSIDERAR UNA VARIACION LINEAL DE PRESIONES : 120.0 T-M

MOMENTO OBTENIDO DE CONSIDERAR UN ANALISIS CON RESORTES ELASTICOS : 75 T-M

COMO PODEMOS VER LA DIFERENCIA DE MOMENTOS ES CONSIDERABLE ELEVANDOSE EN EL PRIMER METODO EN UN 60%.

ESTO PUDO SUCEDER POR LA DIFERENCIA EN EL TIPO DE ANALISIS, PERO TAMBIEN PUDO INFLUIR EL NO CONTARSE CON UNA PRUEBA DE PLACA REAL DEL SITIO DE CIMENTACION; ESTO NOS CONDUCE A VER LA IMPORTANCIA DE UN ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CONFIABLE

POR UN LADO SE PUEDE DISEÑAR SOBRADA LA CIMENTACION CON EL PRIMER METODO, SI NO SE CONTARA CON UN PROGRAMA QUE NOS AGILICE Y FACILITE EL ANALISIS MEDIANTE RESORTES ELASTICOS; SIN EMBARGO, ESTO NOS PODRIA CONducIR A INCREMENTOS EN EL COSTO DE LA OBRA.

LA DECISION DE OCUPAR UNO Ó OTRO METODO QUEDA A CONSIDERACION DEL INGENIERO DISEÑADOR DE ACUERDO A SUS NECESIDADES.

ANALIZAREMOS AHORA LA MISMA VIGA PERO CONSIDERANDO QUE SE ENCUENTRA EN EL RANGO DE SER RIGIDA, PARA LO CUAL OBTENDREMOS LA INERCIA NECESARIA:

PARA PODER CONSIDERAR UNA CIMENTACION RIGIDA SE DEBE CUMPLIR

$$\pi/2 > \lambda L$$

$$\lambda L = \left(\frac{bKsL^4}{EI} \right)^{1/4}; \text{ SI HACEMOS } \lambda L = \frac{\pi}{2} \text{ TENEMOS:}$$

$$(\lambda L)^4 = \frac{bKsL^4}{EI} \quad \text{DE AQUI: } I = \frac{bKsL^4}{E(\lambda L)^4} \quad \text{POR LO QUE:}$$

$$I = \frac{300 \times 0.0064 \times 1300^4}{4 \times 158 \left(\frac{\pi}{2} \right)^4} = 1425207344 \text{ CM}^4$$

UTILIZANDO EL PROGRAMA SE TIENEN LOS SIGUIENTE RESULTADOS:

ZAPATA RIGIDA $\lambda L=1.57$ SUELO: ARCILLA DURA (.0064) T-cm 06/MZO/92

SYSTEM P=0

117

N=14 L=1

:

JOINTS

1 X= 0 Y= 0 Z= 0
14 X=1300 Y= 0 Z= 0 G=1,14,1

RESTRAINTS

1 14 R=1,0,1,1,1,0

:

SPRINGS

1 14 13 K=0,192,0,0,0,0
3 12 1 K=0,288,0,0,0,0

:

FRAME

NM=1

1 A=28500 J=10000 I=1425207344,1425207344 AS=23750,23750 E=158 G=63

C NUMERACION DE BARRAS

1 1 2 M=1 LP=1,0 G= 12,1,1,1

:

LOADS

2 13 11 L=1 F=10,-150,0,0,0,-2050

:

***** FRAME MEMBER FORCES *****

MEMBERS WITH NUMBERS BETWEEN 1 & 32000

MEM #	LOAD #	AXIAL FORCE	DIST I	1-2 PLANE SHEAR	PLANE MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	PLANE MOMENT	AXIAL TORQUE
1	1	.00						
			.0	22.14	.00			
			100.0	22.14	2213.68			
2	1	.00						
			.0	-127.86	4263.68			
			100.0	-127.86	-8522.63			
3	1	.00						
			.0	-98.92	-8522.64			
			100.0	-98.92	-18414.84			
4	1	.00						
			.0	-72.90	-18414.84			
			100.0	-72.90	-25704.99			
5	1	.00						
			.0	-49.07	-25704.99			
			100.0	-49.07	-30612.05			
6	1	.00						
			.0	-26.65	-30612.05			
			100.0	-26.65	-33276.76			
7	1	.00						
			.0	-4.81	-33276.75			
			100.0	-4.81	-33758.00			
8	1	.00						
			.0	17.27	-33758.00			
			100.0	17.27	-32030.56			
9	1	.00						
			.0	40.47	-32030.56			
			100.0	40.47	-27983.99			
10	1	.00						
			.0	65.61	-27983.99			
			100.0	65.61	-21422.75			
11	1	.00						
			.0	93.55	-21422.74			
			100.0	93.55	-12067.62			
12	1	.00						
			.0	125.09	-12067.63			
			100.0	125.09	441.17			
13	1	.00						
			.0	-24.91	2491.20			
			100.0	-24.91	.01			

COMO SE PUEDE OBSRVAR LOS MOMENTOS SE INCREMENTARON HASTA UN MAXIMO DE 337.58 T-M; ES DECIR, EN UN 281% EN EL CASO DE CONSIDERAR UNA ZAPATA RIGIDA.

DE AQUI PODEMOS OBSERVAR LA IMPORTANCIA DE CONSIDERAR UNA BUENA SECCION DE CIMENTACION Y LA IMPORTANCIA QUE ADQUIERE EL CONSIDERAR UNA ZAPATA RIGIDA Y UNA FLEXIBLE.

AUMENTAREMOS AHORA EN DIEZ VECES LA INERCIA DEL MISMO CASO:

$$L = \left(\frac{300 \times 0.0064 \times 1300^4}{4 \times 158 \times 14252073440} \right)^{1/4} = 0.609$$

DE LA APLICACION DEL PROGRAMA TENEMOS:

ZAPATA RIGIDA $\lambda L=0.609$ SUELO: ARCILLA DURA (.0064) T-cm 06/HZO/92
SYSTEM P=0
N=14 L=1

120

JOINTS

1 X= 0 Y= 0 Z= 0
14 X=1300 Y= 0 Z= 0 G=1,14,1

RESTRAINTS

1 14 R=1,0,1,1,1,0

SPRINGS

1 14 13 K=0,192,0,0,0,0
3 12 1 K=0,288,0,0,0,0

FRAME

NM=1
1 A=28500 J=10000 I=14252073440,14252073440 AS=23750,23750 E=158 G=63
C NUMERACION DE BARRAS

1 1 2 M=1 LP=1,0 G= 12,1,1,1

LOADS

2 13 11 L=1 F=10,-150,0,0,0,-2050

 ***** FRAME MEMBER FORCES *****

MEMBERS WITH NUMBERS BETWEEN 1 & 32000

MEM #	LOAD #	AXIAL FORCE	DIST I	1-2 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT	AXIAL TORQUE

1	1	.00	.0	19.54	.01			
		100.0		19.54	1954.03			

2	1	.00	.0	-130.46	4004.03			
		100.0		-130.46	-9041.94			

3	1	.00	.0	-102.86	-9041.93			
		100.0		-102.86	-19327.99			

4	1	.00	.0	-77.02	-19328.00			
		100.0		-77.02	-27029.88			

5	1	.00	.0	-52.41	-27029.88			
		100.0		-52.41	-32271.15			

6	1	.00	.0	-28.53	-32271.14			
		100.0		-28.53	-35124.63			

7	1	.00	.0	-4.88	-35124.63			
		100.0		-4.88	-35613.10			

8	1	.00	.0	19.04	-35613.10			
		100.0		19.04	-33709.36			

9	1	.00	.0	43.74	-33709.37			
		100.0		43.74	-29335.69			

10	1	.00	.0	69.73	-29335.69			
		100.0		69.73	-22362.53			

11	1	.00	.0	97.56	-22362.52			
		100.0		97.56	-12606.61			

12	1	.00	.0	127.78	-12606.59			
		100.0		127.78	171.72			

13	1	.00	.0	-22.22	2221.70			
		100.0		-22.22	.00			

ANALIZANDO LOS RESULTADOS AL INCREMENTAR LA INERCIA EN DIEZ VECES SE OBTUVO UN MOMENTO DE 356.13 T-M QUE ES 5% MAYOR AL ANTERIOR.

DE AQUI PODEMOS OBSERVAR QUE CUANDO UNA CIMENTACION ES RIGIDA LOS ELEMENTOS MECANICOS VARIAN MUY POCO, CASO CONTRARIO EN LAS CIMENTACIONES FLEXIBLES.

ANALIZAREMOS AHORA LAS VARIACIONES DE MOMENTOS EN UNA ZAPATA FLEXIBLE APOYADA EN DIFERENTES TIPOS DE TERRENO PARA DEMOSTRAR LO ANTERIOR; SE UTILIZARAN LOS SIGUIENTES TIPOS DE SUELO:

SUELO	Ks*	L	MOMENTO MAX.
ARENA SUELTA	0.001	2.82	224.31 T-M
ARENA DENSA	0.0096	4.96	57.99 "
ARCILLA BLANDA	0.0018	3.27	166.94 "
ARCILLA MEDIA	0.0036	3.88	107.27 "

$I = 21434375.0 \text{ CM}^4$

* TOMADOS DE LA REFERENCIA 16

ZAPATA FLEXIBLE ZL=2.82 SUELO:ARENA SUELTA (.0010) T-CM 06/MZO/92

123

SYSTEM P=0
N=14 L=1

:
JOINTS 1 X= 0 Y= 0 Z= 0
14 X=1300 Y= 0 Z= 0 G=1,14,1

:
RESTRAINTS

1 14 R=1,0,1,1,1,0

:
SPRINGS

1 14 13 K=0,30,0,0,0,0

3 12 1 K=0,45,0,0,0,0

:
FRAME

NH=1
1 A=28500 J=10000 I=21434375,21434375 AS=23750,23750 E=158 G=63

C NUMERACION DE BARRAS

1 1 2 H=1 LP=1,0 G= 12,1,1,1

:
LOADS

2 13 11 L=1 F=10,-150,0,0,0,-2050

:

 ***** FRAME MEMBER FORCES *****

MEMBERS WITH NUMBERS BETWEEN 1 & 32000

MEM #	LOAD #	AXIAL FORCE	DIST I	1-2 PLANE SHEAR	PLANE MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	PLANE MOMENT	AXIAL TORQUE

1	1	.00						
			.0	37.99	.00			
			100.0	37.99	3799.13			

2	1	.00						
			.0	-112.01	5849.16			
			100.0	-112.01	-5351.80			

3	1	.00						
			.0	-75.11	-5351.77			
			100.0	-75.11	-12862.95			

4	1	.00						
			.0	-47.90	-12862.98			
			100.0	-47.90	-17652.96			

5	1	.00						
			.0	-28.64	-17652.97			
			100.0	-28.64	-20517.15			

6	1	.00						
			.0	-14.98	-20517.15			
			100.0	-14.98	-22014.83			

7	1	.00						
			.0	-4.17	-22014.83			
			100.0	-4.17	-22431.57			

8	1	.00						
			.0	6.72	-22431.56			
			100.0	6.72	-21759.60			

9	1	.00						
			.0	20.67	-21759.60			
			100.0	20.67	-19692.21			

10	1	.00						
			.0	40.60	-19692.21			
			100.0	40.60	-15632.44			

11	1	.00						
			.0	69.12	-15632.45			
			100.0	69.12	-8720.12			

12	1	.00						
			.0	108.35	-8720.11			
			100.0	108.35	2114.93			

13	1	.00						
			.0	-41.65	4164.96			
			100.0	-41.65	-.01			

ZAPATA FLEXIBLE $\lambda L=4.96$ SUELO:ARENA DENSA (.0096) T-CM 06/H20/92

125

SYSTEM P=0

N=14 L=1

:

JOINTS

1 X= 0 Y= 0 Z= 0
14 X=1300 Y= 0 Z= 0 G=1,14,1

:

RESTRAINTS

1 14 R=1,0,1,1,1,0

:

SPRINGS

1 14 13 K=0,288,0,0,0,0
3 12 1 K=0,432,0,0,0,0

:

FRAME

NH=1

1 A=28500 J=10000 I=21434375,21434375 AS=23750,23750 E=158 G=63

C NUMERACION DE BARRAS

1 1 2 M=1 LP=1,0 G= 12,1,1,1

:

LOADS

2 13 11 L=1 F=10,-150,0,0,0,-2050

:

 * * * * * F R A M E M E M B E R F O R C E S * * * * *

MEMBERS WITH NUMBERS BETWEEN 1 & 32000

MEM #	LOAD #	AXIAL FORCE	DIST I	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT	AXIAL TORQUE
1	1	.00	.0	61.33	.00			
		100.0		61.33	6133.28			
2	1	.00	.0	-88.67	8183.29			
		100.0		-88.67	-683.43			
3	1	.00	.0	-35.94	-683.43			
		100.0		-35.94	-4277.85			
4	1	.00	.0	-6.72	-4277.85			
		100.0		-6.72	-4950.13			
5	1	.00	.0	4.68	-4950.13			
		100.0		4.68	-4482.51			
6	1	.00	.0	4.65	-4482.51			
		100.0		4.65	-4017.08			
7	1	.00	.0	-1.07	-4017.08			
		100.0		-1.07	-4124.18			
8	1	.00	.0	-7.42	-4124.18			
		100.0		-7.42	-4866.09			
9	1	.00	.0	-9.18	-4866.09			
		100.0		-9.18	-5783.83			
10	1	.00	.0	-.15	-5783.83			
		100.0		-.15	-5799.05			
11	1	.00	.0	27.10	-5799.05			
		100.0		27.10	-3088.72			
12	1	.00	.0	80.19	-3088.72			
		100.0		80.19	4930.64			
13	1	.00	.0	-69.81	6980.63			
		100.0		-69.81	.01			

ZAPATA FLEXIBLE LL=3.27 SUELO:ARCILLA BLANDA (.0018) T-CH 06/MZO/92

SYSTEM P=0
N=14 L=1

127

JOINTS

1 X= 0 Y= 0 Z= 0
14 X=1300 Y= 0 Z= 0 G=1,14,1

RESTRAINTS

1 14 R=1,0,1,1,1,0

SPRINGS

1 14 13 K=0,54,0,0,0,0
3 12 1 K=0,81,0,0,0,0

FRAME

NH=1
1 A=28500 J=10000 I=21434375,21434375 AS=23750,23750 E=158 G=63
C NUMERACION DE BARRAS

1 1 2 H=1 LP=1,0 G= 12,1,1,1

LOADS

2 13 11 L=1 F=10,-150,0,0,0,-2050

 ***** FRAME MEMBER FORCES *****

MEMBERS WITH NUMBERS BETWEEN 1 & 32000

MEM #	LOAD #	AXIAL FORCE	DIST I	1-2 PLANE		1-3 PLANE	AXIAL
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT
1							
1		.00					
		.0		45.69			-.02
		100.0		45.69			4569.30
2							
1		.00					
		.0		-104.31			6619.30
		100.0		-104.31			-3811.45
3							
1		.00					
		.0		-63.00			-3811.44
		100.0		-63.00			-10110.99
4							
1		.00					
		.0		-35.10			-10110.99
		100.0		-35.10			-13621.28
5							
1		.00					
		.0		-18.17			-13621.29
		100.0		-18.17			-15438.45
6							
1		.00					
		.0		-8.92			-15438.45
		100.0		-8.92			-16330.39
7							
1		.00					
		.0		-3.64			-16330.39
		100.0		-3.64			-16694.44
8							
1		.00					
		.0		1.58			-16694.44
		100.0		1.58			-16536.60
9							
1		.00					
		.0		10.74			-16536.59
		100.0		10.74			-15462.83
10							
1		.00					
		.0		27.81			-15462.83
		100.0		27.81			-12682.29
11							
1		.00					
		.0		56.50			-12682.30
		100.0		56.50			-7031.82
12							
1		.00					
		.0		99.91			-7031.81
		100.0		99.91			2959.06
13							
1		.00					
		.0		-50.09			5009.06
		100.0		-50.09			.03

ZAPATA FLEXIBLE L=3.88 SUELO:ARCILLA MEDIA(.0036) T-CM 06/MZO/92

129

SYSTEM P=0

N=14 L=1

:
JOINTS

1 X= 0 Y= 0 Z= 0
14 X=1300 Y= 0 Z= 0 G=1,14,1

:
RESTRAINTS

1 14 R=1,0,1,1,1,0

:
SPRINGS

1 14 13 K=0,108,0,0,0,0
3 12 1 K=0,162,0,0,0,0

:
FRAME

NM=1

1 A=28500 J=10000 I=21434375,21434375 AS=23750,23750 E=158 G=63

C NUMERACION DE BARRAS

1 1 2 M=1 LP=1,0 G= 12,1,1,1

:
LOADS

2 13 11 L=1 F=10,-150,0,0,0,-2050

:

 * F R A M E M E M B E R F O R C E S *

MEMBERS WITH NUMBERS BETWEEN 1 & 32000

MEM #	LOAD #	AXIAL FORCE	DIST I	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	PLANE MOMENT	AXIAL TORQUE
1	1	.00						
			.0	53.93	-.01			
		100.0		53.93	5392.67			
2	1	.00						
			.0	-96.07	7442.66			
		100.0		-96.07	-2164.69			
3	1	.00						
			.0	-49.62	-2164.69			
		100.0		-49.62	-7126.35			
4	1	.00						
			.0	-20.96	-7126.34			
		100.0		-20.96	-9222.06			
5	1	.00						
			.0	-6.60	-9222.06			
		100.0		-6.60	-9882.50			
6	1	.00						
			.0	-2.11	-9882.50			
		100.0		-2.11	-10093.11			
7	1	.00						
			.0	-2.72	-10093.11			
		100.0		-2.72	-10365.30			
8	1	.00						
			.0	-3.63	-10365.30			
		100.0		-3.63	-10727.86			
9	1	.00						
			.0	.14	-10727.86			
		100.0		.14	-10714.03			
10	1	.00						
			.0	13.71	-10714.03			
		100.0		13.71	-9342.78			
11	1	.00						
			.0	42.26	-9342.78			
		100.0		42.26	-5116.71			
12	1	.00						
			.0	90.33	-5116.69			
		100.0		90.33	3916.64			
13	1	.00						
			.0	-59.67	5966.65			
		100.0		-59.67	.00			

COMO SE PUEDE OBSERVAR EXISTEN VARIACIONES DE MOMENTO QUE VAN DESDE 57.99 T-M HASTA 224.31 T-M, ES DECIR DE UN 386%, POR LO QUE COBRA IMPORTANCIA EL TIPO DE TERRENO EN EL QUE ESTE CIMENATADA UNA ZAPATA FLEXIBLE.

ANALIZAREMOS AHORA LOS MISMOS TIPOS DE SUELO PERO UTILIZAREMOS UNA ZAPATA RIGIDA:

SUELO	Ks*	L	MOMENTO MAX.
ARENA SUELTA	0.001	0.99	374.23 T-M
ARENA DENSA	0.0096	1.73 = 1.57	319.02 "
ARCILLA BLANDA	0.0018	1.14	368.31 "
ARCILLA MEDIA	0.0036	1.36	355.65 "

I = 1425207344.0 CM4

ZAPATA RIGIDA $\gamma L=0.99$ SUELO:ARENA SUELTA (.0010) T-CH 06/HZO/92

SYSTEM P=0
N=14 L=1

132

JOINTS 1 X= 0 Y= 0 Z= 0
14 X=1300 Y= 0 Z= 0 G=1,14,1

RESTRAINTS
1 14 R=1,0,1,1,1,0

SPRINGS
1 14 13 K=0,30,0,0,0,0
3 12 1 K=0,45,0,0,0,0

FRAME
NM=1
1 A=28500 J=10000 I=1425207344,1425207344 AS=23750,23750 E=158 G=63
C NUMERACION DE BARRAS

1 1 2 M=1 LP=1,0 G= 12,1,1,1

LOADS
2 13 11 L=1 F=10,-150,0,0,0,-2050

* * * * *
* * * * * F R A M E M E M B E R F O R C E S * * * * *
* * * * *

MEMBERS WITH NUMBERS BETWEEN 1 & 32000

MEM #	LOAD #	AXIAL FORCE	DIST I	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQUE
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	

1	1	.00						
			.0	17.36	.01			
		100.0		17.36	1736.21			

2	1	.00						
			.0	-132.64	3766.23			
		100.0		-132.64	-9477.55			

3	1	.00						
			.0	-106.84	-9477.59			
		100.0		-106.84	-20161.55			

4	1	.00						
			.0	-81.30	-20161.56			
		100.0		-81.30	-28291.23			

5	1	.00						
			.0	-55.89	-28291.23			
		100.0		-55.89	-33880.05			

6	1	.00						
			.0	-30.49	-33880.06			
		100.0		-30.49	-36928.74			

7	1	.00						
			.0	-4.95	-36928.72			
		100.0		-4.95	-37423.24			

8	1	.00						
			.0	20.88	-37423.23			
		100.0		20.88	-35334.85			

9	1	.00						
			.0	47.15	-35334.87			
		100.0		47.15	-30619.51			

10	1	.00						
			.0	74.01	-30619.55			
		100.0		74.01	-23218.48			

11	1	.00						
			.0	101.60	-23218.47			
		100.0		101.60	-13058.71			

12	1	.00						
			.0	130.04	-13058.67			
		100.0		130.04	-54.33			

13	1	.00						
			.0	-19.96	1995.65			
		100.0		-19.96	.01			

LAPATA RIGIDA $\Delta L=1.73$ SUELO:ARENA DENSA (.0096) T-CH 06/HZO/92

134

SYSTEM P=0

N=14 L=1

:

JOINTS

1 X= 0 Y= 0 Z= 0
14 X=1300 Y= 0 Z= 0 G=1,14,1

:

RESTRAINTS

1 14 R=1,0,1,1,1,0

:

SPRINGS

1 14 13 K=0,288,0,0,0,0
3 12 1 K=0,432,0,0,0,0

:

FRAME

NH=1
1 A=28500 J=10000 I=1425207344,1425207344 AS=23750,23750 E=158 G=63

C NUMERACION DE BARRAS

1 1 2 M=1 LP=1,0 G= 12,1,1,1

:

LOADS

2 13 11 L=1 F=10,-150,0,0,0,-2050

:

 ***** FRAME MEMBER FORCES *****

MEMBERS WITH NUMBERS BETWEEN 1 & 32000

MEM #	LOAD #	AXIAL FORCE	DIST I	1-2 PLANE		AXIAL TORQUE
				SHEAR	MOMENT	
1	1	.00	.0	24.57	.00	
			100.0	24.57	2456.68	
2	1	.00	.0	-125.43	4506.68	
			100.0	-125.43	-8036.66	
3	1	.00	.0	-94.89	-8036.65	
			100.0	-94.89	-17526.06	
4	1	.00	.0	-68.66	-17526.07	
			100.0	-68.66	-24391.97	
5	1	.00	.0	-45.64	-24391.97	
			100.0	-45.64	-28956.26	
6	1	.00	.0	-24.72	-28956.26	
			100.0	-24.72	-31428.32	
7	1	.00	.0	-4.74	-31428.32	
			100.0	-4.74	-31902.21	
8	1	.00	.0	15.48	-31902.21	
			100.0	15.48	-30354.69	
9	1	.00	.0	37.11	-30354.69	
			100.0	37.11	-26643.57	
10	1	.00	.0	61.37	-26643.57	
			100.0	61.37	-20506.66	
11	1	.00	.0	89.45	-20506.67	
			100.0	89.45	-11561.41	
12	1	.00	.0	122.56	-11561.41	
			100.0	122.56	694.29	
13	1	.00	.0	-27.44	2744.31	
			100.0	-27.44	.02	

ZAPATA RIGIDA LL=1.14 SUELO:ARCILLA BLANDA (.0018) T-CN 06/MZO/92

SYSTEM P=0

136

N=14 L=1

:

JOINTS

1 X= 0 Y= 0 Z= 0
14 X=1300 Y= 0 Z= 0 G=1,14,1

:

RESTRAINTS

1 14 R=1,0,1,1,1,0

:

SPRINGS

1 14 13 K=0,54,0,0,0,0
3 12 1 K=0,81,0,0,0,0

:

FRAME

NN=1

1 A=28500 J=10000 I=1425207344,1425207344 AS=23750,23750 E=158 G=63

C NUMERACION DE BARRAS

1 1 2 M=1 LP=1,0 G= 12,1,1,1

:

LOADS

2 13 11 L=1 F=10,-150,0,0,0,-2050

:

 ***** FRAME MEMBER FORCES *****

MEMBERS WITH NUMBERS BETWEEN 1 & 32000

MEM #	LOAD #	AXIAL FORCE	DIST I	1-2 PLANE SHEAR	PLANE MOMENT
1					
1		.00			
			.0	18.13	.00
			100.0	18.13	1813.11
2					
1		.00			
			.0	-131.87	3863.10
			100.0	-131.87	-9323.79
3					
1		.00			
			.0	-105.57	-9323.78
			100.0	-105.57	-19880.30
4					
1		.00			
			.0	-79.94	-19880.29
			100.0	-79.94	-27874.27
5					
1		.00			
			.0	-54.78	-27874.27
			100.0	-54.78	-33352.68
6					
1		.00			
			.0	-29.86	-33352.68
			100.0	-29.86	-36339.07
7					
1		.00			
			.0	-4.92	-36339.07
			100.0	-4.92	-36831.55
8					
1		.00			
			.0	20.30	-36831.54
			100.0	20.30	-34801.88
9					
1		.00			
			.0	46.07	-34801.90
			100.0	46.07	-30195.02
10					
1		.00			
			.0	72.65	-30195.03
			100.0	72.65	-22929.70
11					
1		.00			
			.0	100.30	-22929.68
			100.0	100.30	-12899.39
12					
1		.00			
			.0	129.25	-12899.42
			100.0	129.25	25.30
13					
1		.00			
			.0	-20.75	2075.32
			100.0	-20.75	.00

1-3 PLANE AXIAL
 SHEAR MOMENT TORQUE

EAPATA RIGIDA IL=1.56 SUELO:ARCILLA MEDIA(-.0036) T-CK 06/MZO/92

SYSTEM P=0

138

N=14 L=1

:

JOINTS

1 X= 0 Y= 0 Z= 0
14 X=1300 Y= 0 Z= 0 G=1,14,1

RESTRRAINTS

1 14 R=1,0,1,1,1,0

:

SPRINGS

1 14 13 K=0,108,0,0,0,0
3 12 1 K=0,162,0,0,0,0

:

FRAME

MM=1

1 A=28500 J=10000 I=1425207344,1425207344 AS=23750,23750 E=158 G=63

C NUMERACION DE BARRAS

1 1 2 M=1 LP=1,0 G= 12,1,1,1

:

LOADS

2 13 11 L=1 F=10,-150,0,0,0,-2050

:

 ***** FRAME MEMBER FORCES *****

MEMBERS WITH NUMBERS BETWEEN 1 & 32000

MEM #	LOAD #	AXIAL FORCE	DIST I	1-2 PLANE SHEAR	MOMENT	1-3 PLANE SHEAR	MOMENT	AXIAL TORQUE

1		.00						
1		.0		19.78	.01			
		100.0		19.78	1977.86			

2		.00						
1		.0		-130.22	4027.86			
		100.0		-130.22	-8994.28			

3		.00						
1		.0		-102.83	-8994.28			
		100.0		-102.83	-19277.51			

4		.00						
1		.0		-77.04	-19277.52			
		100.0		-77.04	-26981.38			

5		.00						
1		.0		-52.43	-26981.38			
		100.0		-52.43	-32223.94			

6		.00						
1		.0		-28.54	-32223.93			
		100.0		-28.54	-35077.44			

7		.00						
1		.0		-4.88	-35077.45			
		100.0		-4.88	-35565.43			

8		.00						
1		.0		19.05	-35565.42			
		100.0		19.05	-33660.85			

9		.00						
1		.0		43.75	-33660.85			
		100.0		43.75	-29285.46			

10		.00						
1		.0		69.75	-29285.45			
		100.0		69.75	-22310.35			

11		.00						
1		.0		97.53	-22310.35			
		100.0		97.53	-12557.69			

12		.00						
1		.0		127.54	-12557.67			
		100.0		127.54	196.18			

13		.00						
1		.0		-22.46	2246.16			
		100.0		-22.46	-.02			

PODEMOS COMPROBAR CON ESTOS RESULTADOS QUE CUANDO SE TRATA DE UNA ZAPATA RIGIDA, EL TIPO DE TERRENO DEJA DE TENER IMPORTANCIA, YA QUE LOS MOMENTOS VARIAN DEL ORDEN DEL 5% ; ESTE PORCENTAJE AUMENTA AL 17% AL CONSIDERAR UNA ZAPATA POCO FLEXIBLE CON $\lambda L = 1.73$, ENTONCES EL MOMENTO VARIA DESDE 374.23 T-M A 319.02 T-M.

CONCLUSIONES.-

EN BASE A LO EXPUESTO, PODEMOS CONCLUIR QUE SI EXISTEN ALGUNAS DIFERENCIAS EN EL DISEÑO FINAL DE UNA CIMENTACION SUPERFICIAL ENTRE LOS DOS METODOS DE ANALISIS PRESENTADOS.

CON EL PRIMER METODO SE OBTIENEN ARMADOS MENORES, PERO EXISTE LA INCERTIDUMBRE DE LA OBTENCION DE PRESIONES MEDIANTE LA HIPOTESIS DE LA DISTRIBUCION LINEAL DE PRESIONES.

CON LA SEGUNDA HIPOTESIS SE OBTIENEN ARMADOS MAYORES QUE, EN UN MOMENTO DADO, PODRIAN REPERCUTIR EN EL COSTO DE LA OBRA; SIN EMBARGO, SE CUENTA CON LA SEGURIDAD DE OBTENER PRESIONES UNIFORMES EN EL TERRENO ACTUANDO SOBRE LA CIMENTACION.

LA APLICACION DE UNO U OTRO CRITERIO DEPENDERA DE LAS NECESIDADES Y ALCANCE DE CADA PROYECTO EN PARTICULAR.

EN ESTE TRABAJO SE PRETENDIO MOSTRAR AL ALUMNADO DE INGENIERIA CIVIL QUE SE INICIA EN EL CAMPO DEL DISEÑO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES LOS RESULTADOS DE LA APLICACION DE LOS DOS METODOS MANUALES ACTUALMENTE UTILIZADOS EN LA MAYORIA DE LOS DESPACHOS DE INGENIERIA, PARA QUE PUEDAN FORJARSE UN CRITERIO DE APLICACION EN LA PRACTICA.

ADEMAS SE PRETENDIO EJEMPLIFICAR LOS CASOS MAS COMUNES DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES, TRATANDO DE PROPORCIONAR Y FACILITAR CON ESTO UNA GUIA PARA EL DISEÑO DE ESTAS.

ASI PUES SE DEBERA TOMAR EN CUENTA LA IMPORTANCIA QUE TIENE EL EFECTUAR ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, PARA CONOCER LAS CARACTERISTICAS DEL TERRENO DONDE SE DESPLANTARA LA CIMENTACION Y ASI PODER DEFINIR LA MAS APROPIADA.

TAMBIEN, POR LO QUE TOCA A LAS CARGAS, ES IMPORTANTE CONSIDERAR LAS QUE ACTUARAN COMO BASICAS, PARA DESPUES REALIZAR LAS COMBINACIONES QUE SE CONSIDEREN ACTUARAN DURANTE LA VIDA UTIL DE LA ESTRUCTURA, TOMANDO EN CUENTA EL REGLAMENTO VIGENTE DE LA ZONA DEL PROYECTO.

POR OTRO LADO SE DEBERAN FIJAR LAS CONSECUENCIAS ECONOMICAS Y DE TIEMPO QUE PUDIERAN AFECTAR AL PROYECTO EN LA APLICACION DE CUALQUIER METODO.

EN RELACION A LOS CRITERIOS EMPLEADOS PARA LA REVISION DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE CONFORMAN A LA CIMENTACION, TALES COMO ZAPATA, TRABES, ETC.,

ES MUY IMPORTANTE NO PERDER DE VISTA QUE CON CUALQUIERA DE LOS DOS METODOS PRESENTADOS SE DEBERA CUMPLIR CON LOS LINEAMIENTOS DEFINIDOS EN CUANTO A LIMITES DE SERVICIO Y SEGURIDAD SE REFIERE, EN LOS REGLAMENTOS QUE SE UTILIZEN PARA EL DISEÑO.

BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS :

- 1.- CIMENTACIONES SUPERFICIALES---CARLOS MAGDALENO, RAFAEL ROJAS
- 2.- DISEÑO ESTRUCTURAL---ROBERTO MELI PIRALLA
- 3.- EL SUBSUELO Y LA INGENIERIA DE CIMENTACIONES EN EL AREA URBANA DEL VALLE DE MEXICO---SIMPOSIO SMMS-1978
- 4.- DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES (C.2.2)---MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES DE C.F.E.
- 5.- DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO (401)--INSTITUTO DE INGENIERIA DE LA U.N.A.M.
- 6.- MECANICA DE SUELOS TOMO I---JUAREZ BADILLO, RICO RODRIGUEZ
- 7.- MECANICA DE SUELOS TOMO II---JUAREZ BADILLO, RICO RODRIGUEZ
- 8.- REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D.F. 1987---D.D.F.
- 9.- NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO---RCDF-1987
- 10.- NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA---RCDF-1987
- 11.- NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES---RCDF-1987
- 12.- DISEÑO SIMPLIFICADO DE CONCRETO REFORZADO---HARRY PARKER
- 13.- MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES---CARLOS CRESPO VILLALAZ
- 14.- CONCRETO REFORZADO---SERIES SCHAUMS
- 15.- ANALISIS DE DEFORMACIONES EN SUELOS---TESIS PROFESIONAL
- 16.- FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN---J.BOWLES
- 17.- CONCRETO REFORZADO---EDWARD G. NAWY
- 18.- REUNION CONJUNTA DE CONSULTORES Y CONSTRUCTORES, CIMENTACIONES PROFUNDAS---SIMPOSIO SMMS-1980
- 19.- CIMENTACIONES PROFUNDAS---ROBERT CHELLIS

20.- ANALISIS ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES---
APUNTES DE LA UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE
HIDALGO

21.- UTILIZACION DE PILOTES DE CONCRETO PARA CIMENTACIONES
EN ARCILLAS DEL VALLE DE MEXICO---TESIS PROFESIONAL U.N.A.M.
1988