

26 870115
2ej

Universidad Autónoma de Guadalajara

INCORPORADA A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



TESIS CON
FALLA LE CRIGEN

"DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CRUCE EN ZONAS
DE RIEGO"

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
JORGE ALBERTO URIARTE PEREZ
GUADALAJARA, JAL. 1990



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.

AL DISEÑAR UN SISTEMA DE RIEGO, Y TAMBIEN A LA VEZ EL SISTEMA DE DRENAJE PARA LA MISMA ZONA DE RIEGO, SE LLEGAN A PUNTOS OBLIGADOS DE INTERSECCION ENTRE LOS CANALES DEL SISTEMA DE RIEGO CON LOS DRENES, ASI COMO TAMBIEN SI LA ZONA DE RIEGO EN SU SUPERFICIE ES CRUZADA POR ARROYOS, CAMINOS VECINALES, O CAMINOS DE CUALQUIER ORDEN O SEGUN LA TOPOGRAFIA DEL TERRENO PUDIERAN EXISTIR BAJOS EN EL CURSO DE LOS CANALES, O ALGUNAS CAÑADAS, TODOS ESTOS POSIBLES PUNTOS DE INTERSECCION DE TODOS ESTOS POSIBLES OBSTACULOS PARA LOS DRENES O TAMBIEN PARA LOS CANALES, SON LLAMADOS PUNTOS DE CRUCE Y A LAS ESTRUCTURAS QUE SE DISEÑAN Y CONSTRUYEN PARA RESOLVER ESTOS CRUCES SE LES LLAMA ESTRUCTURAS DE CRUCE.

ES MUY IMPORTANTE EL ESTUDIO CONCIENZUDO DE TODOS Y CADA UNO DE LOS POSIBLES CASOS DE CRUCE QUE NOS PUDIERAN PRESENTAR.

EN TODO ESTO ES MUY IMPORTANTE CONSIDERAR COMO LO ES PARA CUALQUIER TIPO DE ACTIVIDAD CONSTRUCTIVA, EL ASPECTO ECONOMICO DE CONSTRUCCION DE LA ESTRUCTURA DE CRUCE, ESTO ES QUE SI SE NOS PRESENTARA EL CASO DE UN CRUCE EN EL QUE SE TUVIERA MAS DE UNA OPCION DE SOLUCION DEL PROBLEMA, TENIENDO LAS ALTERNATIVAS ES MUY IMPORTANTE OBSERVAR LA QUE NOS CUESTE MENOS, PARA LO CUAL PUEDE INFLUIR EL TIEMPO DE CONSTRUCCION, ASI COMO LA CANTIDAD DE MATERIALES A EMPLEAR PARA LA CONSTRUCCION DE LA OBRA, ETC.

PERO SI ES CIERTO, QUE EL ASPECTO HIDRAULICO ES TAMBIEN UN FACTOR MUY IMPORTANTE PARA TOMAR EN CUENTA CUANDO TENAMOS MAS DE UNA SOLUCION POSIBLE PARA UNA ESTRUCTURA DE CRUCE, YA QUE POR CITAR UN EJEMPLO, SE PODRIA PRESENTAR EL CASO DE UN CRUCE DE UN CANAL CON UNA CAÑADA QUE TENGA UN DESNIVEL GRANDE ENTRE LAS RASANTES DEL CANAL Y DE LA CAÑADA, EN ESTE CASO DOS POSIBLES SOLUCIONES SERIAN UN PUENTE-CANAL Y UN SIFON EL CUAL PODRIAMOS ACONDICIONAR SU GEOMETRIA A CONVENIENCIA, PERO SI BIEN PUDIERA SER QUE LA CONSTRUCCION DEL SIFON PUDIERA SER MAS ECONOMICA, SIEMPRE LAS PERDIDAS EN LOS SIFONES SON MUY ALTAS Y SI PARA REMEDIAR ESTO SE BUSCARA DARLE UN BUEN DESNIVEL ENTRE LA ENTRADA Y LA SALIDA, PARA EVITAR GRANDES REMANSOS, EL HACERLO PUEDE EVITARNOS EL DEJAR DE REGAR POR GRAVEDAD DE BUENAS EXTENSIONES DE TERRENO CULTIVABLE.

TAMBIEN PUEDEN HABER CASOS COMO EL QUE SUCEDIO CON LA ALCANTARILLA² QUE DISEÑE COMO CRUCE DE UN CANAL CON UN CAMINO VECINAL CON PAVI--
MENTO ASFALTICO Y EL CUAL ES DE CONSIDERABLE TRAFICO DE TODO TIPO--
DE CARGAS DE TRANSITO. POSIBILIDAD DE UNA ALCANTARILLA O PUENTE-ALCANTARILLA, PRINCIPALMENTE ESTAS DOS POSIBILIDADES, Y SE ESCOGIO LA PRI--
MERA PARA EVITAR EL PROBLEMA DE TENER QUE LEVANTAR ALGUNA O ALGU--
NAS CAPAS DEL CAMINO ATRAS Y ADELANTE DE LA ESTRUCTURA PARA ACONDI--
CIONAR RAMPAS DE ACCESO AL PUENTE-ALCANTARILLA LAS CUALES SERIAN -
NECESARIAS POR LA FORMA DE LA MISMA ESTRUCTURA Y ADEMAS SE TENDRIA
UN CLARO TOTAL DE APROXIMADAMENTE 9 METROS, LO CUAL NOS OCUPARIA -
UNA LOSA DE RODAMIENTO DE GRAN ESPESOR. Y PUES EN ESTE CASO EL FAC--
TOR ECONOMICO SI ES MUY DOMINANTE, YA QUE SE EVITA UNO EL MOVIMIEN--
TO DE TIERRAS QUE SE MENCIONO Y TAMBIEN LA MAYOR EXCAVACION NECESA--
RIA EN EL CASO DEL PUENTE-ALCANTARILLA, ASI COMO TAMBIEN LA MAYOR--
CANTIDAD DE OBRA FALSA, ETC.

ASI ES QUE ES MUY IMPORTANTE TOMAR EN CUENTA TODOS LOS FACTORES --
QUE SE NOS PRESENTEN EN EL DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE CRUCE, COMO--
EL ECONOMICO, HIDRAULICO, CONSTRUCTIVO, FUNCIONAL, ETC.

TAMBIEN ES MUY IMPORTANTE ESTUDIAR LAS CARGAS REALES QUE SE NOS --
PUEDAN PRESENTAR EN CUALESQUIERA QUE SEA EL TIPO DE CRUCE, PARA NO
DISEÑAR CON CONDICIONES DE CARGA MENORES QUE LA DE TRABAJO, PERO -
TAMPOCO SOBREDISEÑAR INECESARIAMENTE UNA ESTRUCTURA DE CRUCE, PARA
NO TENER GASTOS EXCESIVOS EN LA CONSTRUCCION DE LA ESTRUCTURA, LOS
CUALES NOS PODRIAN SERVIR PARA APLICARLOS EN OTRO TIPO DE ESTRUCTU--
RAS DE LA ZONA DE RIEGO O CUALQUIER OTRO TIPO DE CONCEPTO DE TRABA--
JO QUE SE PRESENTE EN LA CONSTRUCCION DEL SISTEMA DE RIEGO, ESTO -
SOBRE TODO EN ESTOS TIEMPOS EN QUE LOS RECURSOS DISPONIBLES PARA -
LA CONSTRUCCION DE OBRAS DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA Y TODO TIPO
DE OBRA ESTAN MUY ESCASOS, Y PUES SE DEBE OPTIMIZAR EL APROVECHA--
MIENTO DE ESTOS RECURSOS PARA ALIVIAR LAS NECESIDADES MAS APREMIAN--
TES DE NUESTRO PAIS.

II.- DEFINICION Y TIPOS DE ESTRUCTURAS DE CRUCE
ESTRUCTURAS DE CRUCE EN ZONAS DE RIEGO

3

ES FRECUENTE ENCONTRAR DURANTE LA CONSTRUCCION DE UN CANAL O DREN, - OBSTACULOS COMO RIOS, BARRANCAS, CAMINOS, FERROCARRILES, OTRO CANAL O UN DREN.

CON EL OBJETO DE VENCER ESTOS OBSTACULOS ES NECESARIO CONSTRUIR ALGUNA ESTRUCTURA QUE PERMITA EL PASO DEL FLUJO DEL CANAL POR ENCIMA- O POR DEBAJO DE ELLOS.

ESTAS ESTRUCTURAS PUEDEN SER:

- 1.- ALCANTARILLAS
- 2.- PUENTES PARA CAMINO O FERROCARRIL
- 3.- PUENTES CANAL
- 4.- SIFONES

5.- DIQUES

ELECCION DEL TIPO DE ESTRUCTURA

AL PROYECTAR UN CRUCE DEBEMOS TOMAR EN CUENTA LOS SIGUIENTES FACTORES PARA ESCOGER LA ESTRUCTURA MAS CONVENIENTE:

- A).- CUANDO EL NIVEL DE LA SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA ES MENOR QUE LA RASANTE DEL OBSTACULO, SE PUEDE UTILIZAR COMO ESTRUCTURA DE CRUCE UNA ALCANTARILLA O BIEN UN PUENTE. EN EL CASO DE QUE SE PUEDAN UTILIZAR LAS 2 ESTRUCTURAS COMO SOLUCION DEL CRUCE, SE DEBEN HACER ANTEPROYECTOS, Y ESCOGER LA ESTRUCTURA MAS FUNCIONAL Y ECONOMICA.

SI SE PROYECTA UNA ALCANTARILLA PARA CRUZAR UN CANAL O UN DREN A TRAVES DE UN CAMINO O FERROCARRIL, DEBEN TOMARSE EN CUENTA - LOS DOS SIGUIENTES ASPECTOS:

- 1.-SI SE PROYECTA LA ALCANTARILLA, PARA CRUZAR UN CANAL, LA ESTRUCTURA PODRA TRABAJAR A PRESION, PERO HAY QUE TENER CUIDADO QUE EL TIRANTE A LA SALIDA DEL CONDUCTO SEA POR LO MENOS UN 10% MAYOR QUE LA ALTURA H DEL CONDUCTO.
- 2.-SI LA ALCANTARILLA ES PARA CRUZAR UN DREN, LA ESTRUCTURA DEBERA TENER DENTRO DE LA MISMA UN BORDO LIBRE POR LO MENOS IGUAL AL DEL DREN.

SI SE PROYECTA UN PUENTE COMO ESTRUCTURA DE CRUCE SE DEBERA DEJAR EL ESPACIO LIBRE SUFICIENTE DEL NIVEL DE LA SUPERFICIE DEL AGUA A LA PARTE MAS BAJA DE LA SUPER ESTRUCTURA DEL PUENTE.

- 1).-SI EL PUENTE SE CONSTRUYE SOBRE UN CANAL EL ESPACIO LIBRE MINIMO SERA POR LO MENOS EL BORDO LIBRE DEL CANAL.

2).- SI ES SOBRE UN DREN EL ESPACIO LIBRE MINIMO SERA DE 1.00 MTS. DEL NIVEL DE AGUAS MAXIMAS CALCULADO A LA PARTE MAS BAJA DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE.

B).- CUANDO EL NIVEL DE LA SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA ES MAYOR QUE LA RASANTE DEL CRUZAMIENTO, SE PUEDE UTILIZAR COMO ESTRUCTURA DE CRUCE UN PUENTE-CANAL O UN SIFON.

1.- EL PUENTE-CANAL SE USARA CUANDO LA DIFERENCIA DE NIVELES ENTRE LA RASANTE DEL CANAL O DREN Y LA RASANTE DEL CRUZAMIENTO PERMITA UN ESPACIO LIBRE SUFICIENTE PARA LOGRAR EL PASO DE LOS VEHICULOS EN EL CASO DE CAMINOS O FERROCARRILES, O EL PASO DEL AGUA EN EL CASO DE CANALES, DRENES, ARROYOS O RIOS.

2.- EL SIFON SE UTILIZARA SI EL NIVEL DE LA SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA ES MAYOR QUE LA RASANTE DEL CRUZAMIENTO Y NO SE TIENE EL ESPACIO LIBRE SUFICIENTE PARA LOGRAR EL PASO DE LOS VEHICULOS O EL PASO DEL AGUA.

PARA UN MISMO CRUCE SE PUEDEN UTILIZAR LOS 2 TIPOS DE ESTRUCTURAS, POR LO QUE SERIA CONVENIENTE SE HICIERAN ANTEPROYECTOS Y SE ESCOGIERA LA MAS FUNCIONAL Y ECONOMICA.

CUANDO EL NIVEL DE LA SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA, ES MENOR QUE LA RASANTE DE LA VIA DE LA COMUNICACION EN ESTUDIO, SE PROCEDERA A PROYECTAR COMO ESTRUCTURA QUE SOLUCIONE EL CRUCE, UN PUEBTE O UNA ALCANTARILLA; SIENDO ESTA ULTIMA EL TEMA QUE SE TRATARA A CONTINUACION:

A DIFERENCIA DE LA PALABRA ALCANTARILLA QUE EMPLEA EL DEPTO. DE PUENTES DE S.O.P. PARA DENOMINAR A UN PUEBTE CON UN CLARO NO MAYOR DE 6.00 M., LA S.A.R.H. DENOMINA ALCANTARILLAS A CONDUCTOS CERRADOS-TRABAJANDO A PRESION; PERO QUE PARA EL CASO, EN UNA U OTRA FORMA SIRVEN PARA SALVAR UN CURSO DE AGUA.

LAS ALCANTARILLAS PROYECTADAS EN LA S.A.R.H. SE EMPLEAN POR LO GENERAL PARA CANALES Y SALVO ALGUNA EXCEPCION SE EMPLEARAN PARA DRENES.

CON LOS DATOS HIDRAULICOS PROPORCIONADOS POR LAS CARACTERISTICAS DEL CANAL, SE PROCEDERA A DETERMINAR LA SECCION GEOMETRICA DE LA ALCANTARILLA, YA SEA RECTANGULAR, CIRCULAR O EN ALGUN CASO ESPECIAL FORMA DE HERRADURA. TAMBIEN SE CONOCERA EL NUMERO DE CONDUCTOS A UTILIZAR, TALES COMO UNO, DOS, TRES, ETC, SIENDO ESTOS CONDUCTOS DE CONCRETO REFORZADO, MOSTRANDOSE ALGUNOS EJEMPLOS EN CALCULO MAS ADELANTES.

CON LO ANTES EXPUESTO, SABEMOS QUE COMO SOLUCION DEL CRUCE PARA CAMINOS CARRETERO O PARA FERROCARRIL, EMPLEAREMOS LAS ALCANTARILLAS. DENTRO DE LAS ALCANTARILLAS EN CRUCE CON CAMINO CARRETERO, AQUELLAS QUE VAYAN A APROBACION A LA DIRECCION GENERAL DE CONSERVACION DEPENDIENTE DE S.O.P., DEBERAN GUARDAR CIERTAS RESTRICCIONES, DE MANERA QUE GUARDARAN EL DERECHO DE VIA DE 20.00 M., A AMBOS LADOS DEL EJE DEL CAMINO, EL MURO DE CABEZA DEL CAMINO DEBERA QUEDAR COMO MINIMO A 1 METRO DE DISTANCIA DEL DERECHO DE VIA, ADEMAS DE QUE DEBERA HABER 1.50 M. MINIMO DE LA PARTE MAS BAJA DEL TERRENO NATURAL A LA LOSA SUPERIOR DEL CONDUCTO, QUEDANDO POR ESTAS ESPECIFICACIONES INCLUIDAS EN EL TEMA DE SIFONES. EL CROQUIS A CONTINUACION MUESTRA, LAS ESPECIFICACIONES ANTES INDICADAS.

LAS ALCANTARILLAS PARA CANAL, DEBERAN TRABAJAR A PRESION Y CUANDO SE EMPLEE UNA ALCANTARILLA PARA DREN, DEBERA TRABAJAR COMO CANAL; DEBIENDO TENER UN BORDO LIBRE IGUAL AL DEL DREN.

LAS ALCANTARILLAS RECTANGULARES, DEBERAN REUNIR LA SIGUIENTE ESPECIFICACION: LA RELACION H/B DEBERA SER IGUAL A 1.25 METROS ES DECIR:

$$\frac{H}{B} = 1.25$$

EN DONDE: H= ALTURA INTERIOR DEL CONDUCTO

B= ANCHO DE LA PLANTILLA DEL CONDUCTO Y ESTAS NO SERAN

MENORES DE:

PARA : H= 1.00 M.

B= 0.80 M.

LOS CARTELES MINIMOS SERAN DE 10 X 10 CM.

SI SE TRATA DE ALCANTARILLAS CIRCULARES EL DIAMETRO MINIMO SERA DE - - 76.2 CM. (30") PARA TUBOS PRECOLADOS Y DE 1.25 M. PARA TUBOS COLADOS - EN EL SITIO.

PARA EL CALCULO ESTRUCTURAL DE UNA ALCANTARILLA EN CRUCE CON CAMINO -- DEBERA TENERSE EN CUENTA QUE SE DEBERA DEJAR COMO COLCHON MINIMO DEL - PUNTO MAS BAJO DEL TERRENO NATURAL A LA PARTE SUPERIOR DE LA ESTRUCTURA 1.50 M. DENTRO DEL PROCEDIMIENTO DE CALCULO POR ESPECIFICACION DE - S.O.P., EN EL EQUILIBRIO DE LA ESTRUCTURA POR EL METODO DE H.CROSS O - POR EL METODO DE KANI O POR EL QUE SEA USADO, LAS ESPECIFICACIONES PARA EL EMPUJE DE TIERRAS DICEN:

" EN LOS MARCOS RIGIDOS, UN MAXIMO DE LA MITAD DEL MOMENTO CAUSADO POR LA PRESION DE TIERRA (LATERAL) SE PUEDE CONSIDERAR EFECTIVO PARAREDUCCIR EL MOMENTO POSITIVO EN LAS VIGAS, EN LA LOSA DE LA PARTE SUPERIOR E INFERIOR, SEGUN SEA EL CASO".

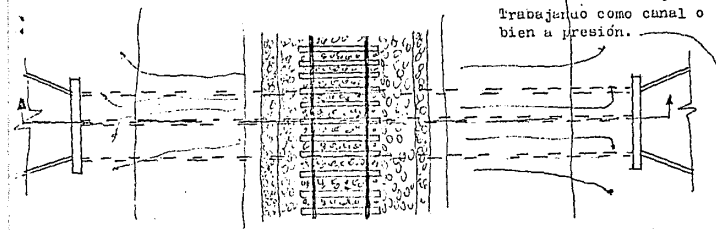
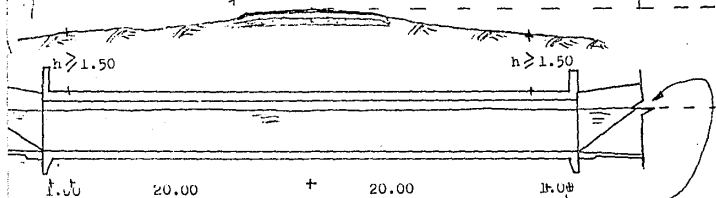
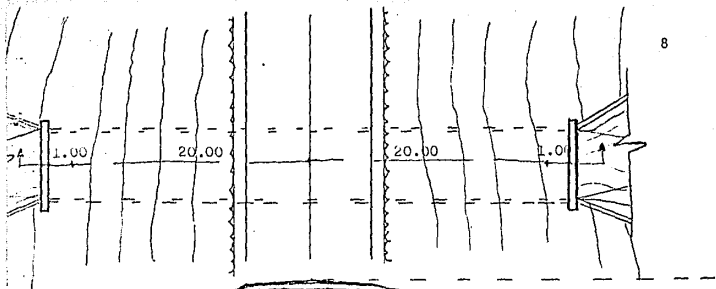
EN LO QUE RESPECTA AL CASO DE FERROCARRILES, EL ESPESOR MINIMO DEL PATIN DEL RIEL A LA PARTE SUPERIOR DE LA ESTRUCTURA DEBERA SER CO MO MINIMO DE 0.90 M. LA LONGITUD MINIMA DEL CONDUCTO DEBERA SER TAL - QUE NO IMPIDA EL DRENAJE LONGITUDINAL DEL FERROCARRIL.

A CONTINUACION PRESENTARE UN EJEMPLO DEL DISEÑO DE UNA ALCANTARILLA PARA CRUZAR UN DREN, EN UN PUNTO EN EL QUE CRUZA CON UN CANAL - LATERAL EL 7+325, EL DREN MENCIONADO ES EL DREN " JAPONES ", AUNQUE - HARE NOTAR QUE ESTE CRUCE TIENE UNAS CARACTERISTICAS, Y NECESIDADES - TALES QUE NO SE CUMPLIRAN ALGUNAS RECOMENDACIONES, TALES COMO LA RELACION H/B Y EL COLCHON MINIMO.

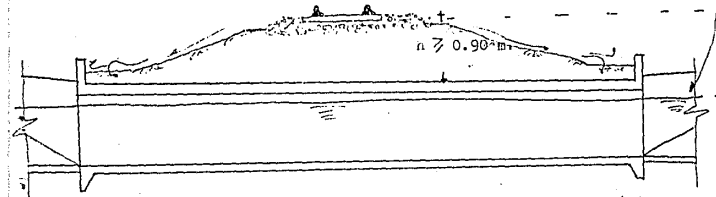
DESPUES INCLUIRE EL DISEÑO DE OTRA ALCANTARILLA, LA CUAL SE HI-
ZO NECESARIA EN EL CRUCE DEL CANAL LATERAL 7+325 CON LA CARRETERA A-
SANTIAGO IXCUINTLA, NAYARIT.

EN ESTA ALCANTARILLA SE TOMARAN EN CUENTA LAS RECOMENDACIONES USADAS
PARA EL DISEÑO DE PUENTES CARRETEROS, AL SER LA LOSA SUPERIOR DE LA-
ALCANTARILLA SUPERFICIE DE RODAMIENTO DIRECTO DE LAS CARGAS MOVILES,
PARA LA CUAL CONSIDERE H20S16 POR SER UNA CARRETERA CON GRAN FLUJO -
DE CAMIONES PESADOS, TRAILERS, CAMAS BAJAS, ETC.

MENCIONARE QUE EN EL CASO DE ESTE CRUCE, SE PUDO HABER OPTADO POR UN
PUENTE - ALCANTARILLA PERO SE PREFIRIO LA ALCANTARILLA PARA EVITARSE
LA CONSTRUCCION DE RAMPAS DE ACCESO AL PUENTE ALCANTARILLA, PERO NO-
DEJA DE SER UNA ESTRUCTURA ALTERNATIVA.



Trabajando como canal o bien a presión.

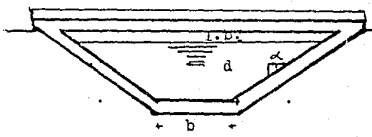
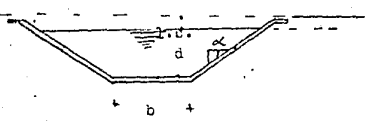
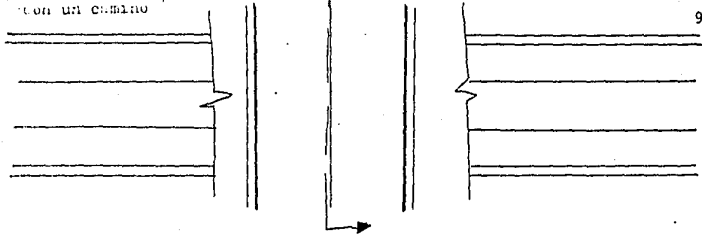


Longitud tal que no implique el drenaje en este sentido del agua

Longitud tal que no propicie acumulación del agua de lluvia principalmente

Caso de cruce de canal o dren
con un camino

9



Puente-Alcantarilla

TIPOS DE SECCIONES:

LAS SECCIONES MAS USUALES EN LOS PROYECTOS, SON LA RECTANGULAR Y LA CIRCULAR AUNQUE ALGUNOS CASO ESPECIALES SE UTILIZAN LAS SECCIONES EN HERRA DURA.

- 1.- CONDUCTOS RECTANGULARES. LAS SECCIONES DE LOS CONDUCTOS RECTANGULARES DEBERAN CUMPLIR CON LOS SIGUIENTES REQUISITOS:

$$\frac{H}{B} = 1.25 \quad B = \text{ANCHO DE LA PLANTILLA INTERIOR DEL CONDUCTO.}$$

H = ALTURAL INTERIOR DEL CONDUCTO.

LA SECCION MINIMA ACEPTADA EN CONDUCTOS RECTANGULARES ES B=0.80 M. Y H = 1.00 M.

LA DIMENSION MINIMA DE LOS CARTELES EN LAS ESQUINAS DEL CONDUCTO SERA DE 0.10 M.

- 2.- CONDUCTOS CIRCULARES. EL DIAMETRO MINIMO ACEPTADO EN SECCIONES CIRCULARES SERA DE 30" DE ϕ (76.2 CM.) PARA TUBOS PRECOLADOS Y DE 1.25-M. PARA TUBOS COLADOS EN EL SITIO.

- 3.- TAMBIEN CUANDO LA DIMENSION NECESARIA DEL CONDUCTO ES PEQUENA, SE UTILIZAN MATERIALES COMO EL ACERO, P.V.C. ETC.

NORMAS GENERALES DE PROYECTO:

- A).- SIFINES EN CRUCE CON CARRETERAS:

POR DISPOSICION DE LA DIRECCION GENERAL DE CONSERVACION DE LA S.O.P., CUANDO UN CANAL CRUCE CON UN CAMINO FEDERAL HAY QUE CUMPLIR CON CIERTOS REQUISITOS.

- 1).- EL ESPESOR DEL COLCHON DE TIERRA QUE DEBE DEJARSE DEL PUNTO MAS BAJO DEL TERRENO NATURAL DENTRO DEL DERECHO DE VIA DEL CAMINO A LA PARTE SUPERIOR DE LA ESTRUCTURA DEBE SER POR LO MENOS DE 1.50 M.
- 2).- LA LONGITUD DEL CONDUCTO EN PROYECCION HORIZONTAL HASTA LOS MUROS DE CABEZA DEBERA SER COMO MINIMO LA LONGITUD DEL DERECHO DE VIA MAS 1.0 M. A CADA LADO (21.00 M. A CADA LADO DEL EJE DEL CAMINO), DEBIENDO QUEDAR LAS TRANSICIONES FUERA DEL DERECHO DE VIA.

B). - SIFONES EN CRUCE CON FERROCARRIL:

11

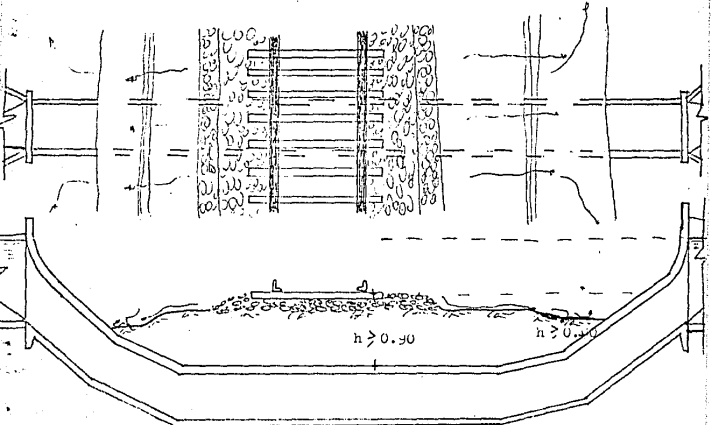
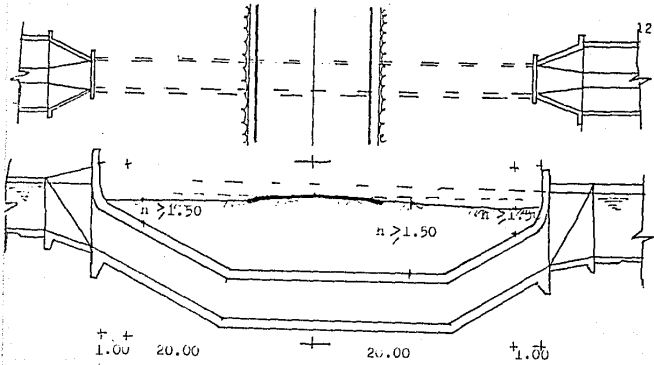
- 1).- EL ESPESOR MINIMO DEL RELLENO, DEL PATIN DEL RIEL A LA PARTE SUPERIOR DE LA ESTRUCTURA NO DEBE SER MENOR DE 0.90 M.
- 2).- LA LONGITUD MINIMA DE LOS CONDUCTOS EN PROYECCION HORIZONTAL DEBERA SER TAL QUE NO IMPIDA EL DRENAJE LONGITUDINAL DEL FERROCARRIL.

B). - SIFONES EN CRUCE CON CANAL O DREN:

- 1).- EL ESPESOR MINIMO DEL RELLENO NO DEBERA SER MENOR DE 1.50 M.- MEDIDO DESDE LA RASANTE DEL CANAL O DREN A LA PARTE SUPERIOR DEL CONDUCTO.
- 2).- LA LONGITUD DE LOS CONDUCTOS NO DEBERA SER MENOR QUE LA SECCION DEL CANAL O DREN, CONSIDERANDO SUS BERMAS Y BORDOS.

D). - SIFONES EN CRUCE CON RIOS, BARRANCAS O ARROYOS:

- 1).- EL ESPESOR DEL RELLENO EN LA ZONA DEL CAUCE NO DEBERA DE SER MENOR QUE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION EN LA ZONA DEL CRUCE.- EN LAS LADERAS EL RELLENO NO DEBERA SER MENOR DE 1.00 MTS.
- 2).- LA LONGITUD DE LA ESTRUCTURA ESTARA EN FUNCION DE LA TOPOGRAFIA DEL CRUCE, CUIDANDO QUE LAS TRANSICIONES DEL CANAL AL CONDUCTO. QUEDEN EN EXCAVACION, FUERA DE LAS LADERAS.

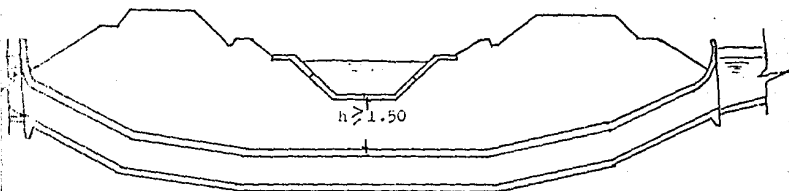
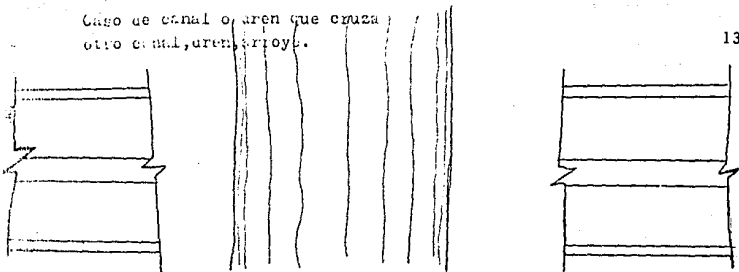


longitud tal que no
impida el escape del agua

longitud tal que no provoque
estancamiento de escurrimientos

Caso de canal o arroyo que cruza
otro canal, arroyo, arroyo.

13



Longitud total del conducto tal que no impida la formación
o construcción normal del canal más sus bordos y bermas
necesarias.

1.- GENERALIDADES.-
=====

ES EL CONJUNTO FORMADO POR UN PUENTE Y UN CONDUCTO, POR EL CUAL ESCURRE EL AGUA COMO CANAL; ES DECIR, A LA PRESION ATMOSFERICA Y POR GRAVEDAD. ESTE TIPO DE ESTRUCTURA ES CONVENIENTE PARA SALVAR CUALQUIER DEPRESION, SIEMPRE QUE ESTA SEA DE POCA ALTURA.

EL PUENTE-CANAL, COMO TODAS LAS ESTRUCTURAS DE CRUCE, SE CONSTRUYE CON UN MATERIAL AL QUE SE LE PUEDA DAR MEJOR ACABADO, QUE EL CANAL, CON EL OBJETO DE QUE ESTE ADMITA VELOCIDADES MAYORES EN EL AGUA, POR SER MAS RESISTENTE A LA EROSION. POR LO TANTO Y COMO REDUNDA EN BENEFICIO DE LA ECONOMIA DE LA OBRA, AL PUENTE-CANAL, SE LE DARA UNA SECCION HIDRAULICA MAS PEQUEÑA QUE LA DEL CANAL.

COMO LA ESTRUCTURA TRABAJA COMO CANAL, DE ACUERDO CON SU SECCION, PENDIENTE Y RUGOSIDAD, SU FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO PUEDE ESTUDIARSE CON LA FORMULA DE MAMMING.

$$V = 1/n R^{2/3} S^{1/2}$$

EL PUENTE-CANAL SE CALCULA PARA GASTO Y CONDICIONES NORMALES DE TRABAJO, TENIENDO CUIDADO EN TOMAR PARA " n " EL VALOR ADECUADO.

LA SECCION RESULTANTE DEBE TENER UN BORDO LIBRE APROPIADO, PARA PERMITIR CIERTA FLUCTUACION, EN EL GASTO. SI EL CLARO ES CORTO SU FUNCIONAMIENTO ESTARA REGIDO POR LA POSICION Y CONDICIONES DE LAS TRANSICIONES DE ENTRADA Y SALIDA. EN EL PUENTE-CANAL SE TENDRA COMO PERDIDA DE CARGA LA DIFERENCIA DE NIVELES ENTRE LA SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA, ENTRE EL PRINCIPIO Y FINAL DE LA ESTRUCTURA, SERA IGUAL AL QUE HAYA ENTRE LAS PLANTILLAS DE LAS MISMAS SECCIONES SI TRABAJA COMO CANAL EN REGIMEN TRANQUILO Y SI NO INFLUYE NINGUN OTRO FACTOR. A ESTA PERDIDA HAY QUE SUMARLE LAS PERDIDAS ORIGINADAS EN LAS TRANSICIONES DE ENTRADA Y SALIDA.

EL FUNCIONAMIENTO CORRECTO DEL PUENTE-CANAL SE TERMINA CON EL ESTUDIO DE LAS TRANSICIONES, LO CUAL INDICARA LA POSICION RELATIVA, QUE DEBEN GUARDAR EN ELEVACION LAS DIFERENTES PARTES QUE LO INTEGRAN PARA QUE TRABAJEN CORRECTAMENTE.

15

EN CASO DE QUE HAYA PELIGRO DE AZOLVES EN LA ESTRUCTURA, SE PUEDE COLOCAR UN DESARENADOR A LA ENTRADA DE LA MISMA, O BIEN DARLE MAYOR VELOCIDAD AL AGUA.

UNA VEZ DEFINIDO EL FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO Y POR CONSIGUIENTE DE LAS DIMENSIONES QUE DEBEN TENER SUS PARTES, SE CONTINUARA CON EL CALCULO ESTRUCTURAL.

EL PUENTE-CANAL, DEBE DEJAR ESPACIO LIBRE SUFICIENTE PARA QUE POR DEBAJO DE EL PASEN LAS AGUAS MAXIMAS EXTRAORDINARIAS DEL ARROYO O DREN, O RIO QUE SE CRUZA, SIN OBSTRUIR LA SECCION Y CUAL ES EL NIVEL QUE TENDRAN AL CONSTRUIRSE LA OBRA. CUANDO LO QUE CRUZA LA OBRA ES UN CAMINO, O FERROCARRIL, HAY QUE DEJAR EL GALIBO SUFICIENTE, QUE PERMITA EL PASE DE LOS VEHICULOS.

EL PUENTE-CANAL, PUEDE SER DE UN SOLO CLARO, O DE VARIOS, SERA DE UN SOLO CLARO, CUANDO DE UN MODO ECONOMICO, SE PUEDE SALVAR EL ESPACIO DE LA DEPRESION CON EL; PERO SI EL ESPACIO ES GRANDE, TENDRAN QUE CONSTRUIRSE VARIOS TRAMOS.

EN CADA CASO SE DEBEN HACER LAS ALTERNATIVAS, QUE SE CREAN CONVENIENTES PARA ESCOGER LAS LONGITUDES CORRECTAS, EL NUMERO DE TRAMOS Y LAS POSICIONES DE LOS APOYOS.

LOS APOYOS EXTREMOS, PUEDEN SER ESTRIBOS O CABALLETES Y LOS INTERMEDIOS PILAS O CABALLETES.

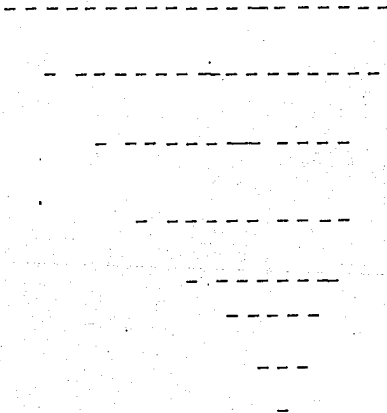
CUANDO EL PUENTE-CANAL SE CONSTRUYE PARA CRUZAR UN RIO, UN DREN O CANAL, LOS CABALLETES INTERMEDIOS, CAERAN DENTRO DE LA SECCION HIDRAULICA DE ESTOS, REDUCIENDO SU AREA, Y ESTO SE TRADUCE EN UNA SOBREELEVACION DEL AGUA ANTES DEL PUENTE, ESTA SOBREELEVACION SE ESTIMA EN FORMA APROXIMADA Y ES IGUAL A LA DIFERENCIA DE CARGAS DE VELOCIDAD DEL AGUA, DE LA SECCION LIBRE Y DE LA SECCION OBSTRUIDA, SUPONIENDO QUE NO VARIA EL NIVEL DEL AGUA Y QUE EL GASTO SE MANTIENE CONSTANTE.

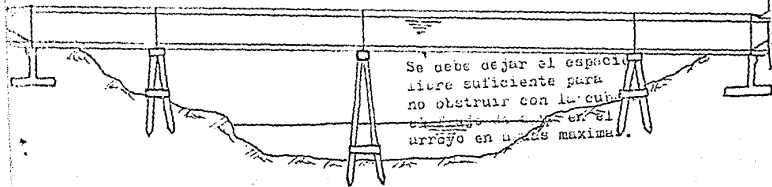
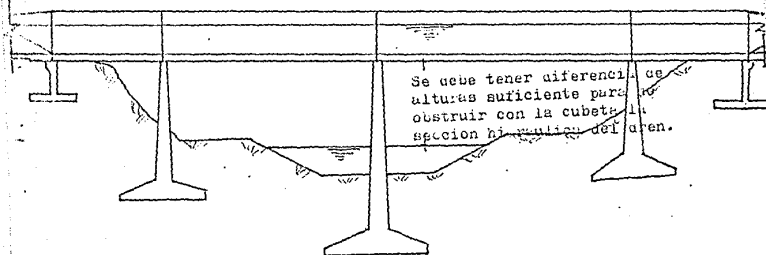
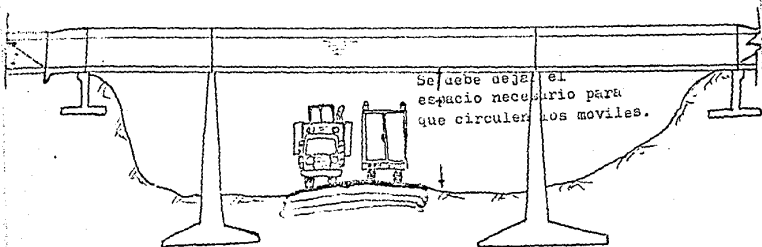
LOS APOYOS DEBEN CALCULARSE COMO LOS DE LOS CAMINOS O FERROCARRILES, PARA QUE SOPORTEN TODOS LOS ESFUERZOS QUE LES TRANSMITAN LAS SUPERESTRUCTURA Y LAS CARGAS QUE RECIBA DIRECTAMENTE. Y DEBEN QUEDAR DESPLANTADOS SOBRE MATERIAL FIRME Y PROTEGIDOS CONTRA SISMOS, ASENTAMIENTOS POSIBLES, DESLAVES Y SOCAVACIONES. ETC.

CONVIENE ESTUDIAR PRIMERO LAS SUPERESTRUCTURA. PARA QUE DEFINIDAS LAS CARGAS QUE TRASMITE A LA SUB'ESTRUCTURA SE PROCEDA A CALCULAR ESTA.

EN LA SUPERESTRUCTURA SE DISTINGUEN 2 FORMAS DE TRABAJO: EL PRIMERO ES EL DE FORMAR UNA CUBETA IMPERMEABLE, DE UN CANAL POR DONDE ESCURRA EL AGUA.

EL SEGUNDO ES EN EL SENTIDO LONGITUDINAL, PARA LOGRAR QUE TODO EL TRAMO CARGADO Y TODAS LAS CARGAS QUE DEBA SOPORTAR, TRABAJE COMO VIGA O COMO PUENTE APOYADO EN SUS EXTREMOS.





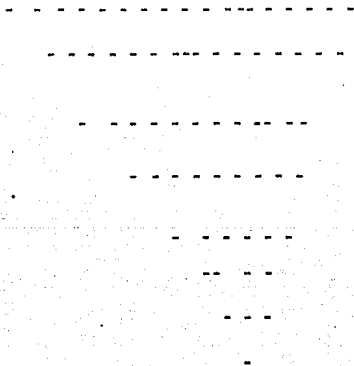
DIQUES:

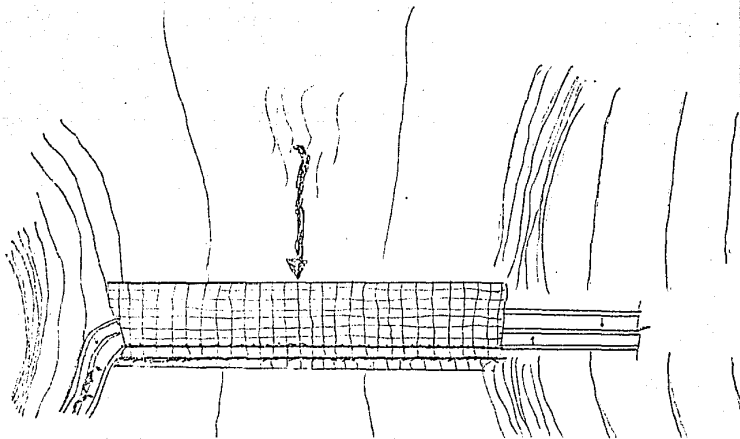
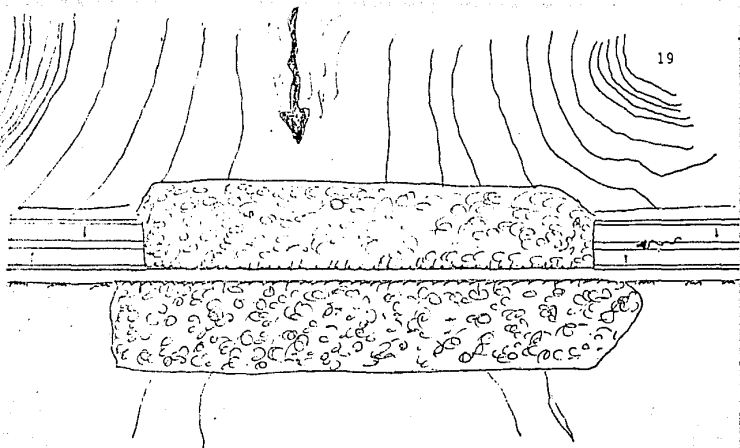
18

OTRA ESTRUCTURA DE CRUCE SON LOS DIQUES, LOS CUALES SON ESTRUCTURAS QUE SE CONSTRUYEN PARALELAMENTE AL EJE LONGITUDINAL DE UN CANAL CON EL OBJETO DE SALVAR UN BAJO.

SE EMPLEA COMO ESTRUCTURA DE CRUCE CUANDO UN CANAL QUE VA EN LADERA SE ENCUENTRA CON UN OBSTACULO CUYA RASANTE ES INFERIOR A LA SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA (UN ARROYO O UN BAJO), ASI SE CONSTRUYE UN DIQUE DE TAL FORMA QUE EL AGUA QUE SE RETENGA EN EL VASO FORMADO, ALCANCE LA ALTURA DEL TIRANTE EN EL CANAL.

LOS DIQUES SE CONSTRUYEN MAYORMENTE CON MATERIALES GRADUADOS, CON SU CORAZON DE ARCILLA, MATERIAL DE FILTRO, GRAVA-ARENA Y ENROCAMIENTOS EN LA CAPA MAS EXTERIOR DEL CUERPO DE LA ESTRUCTURA Y TAMBIEN SE CONSTRUYEN A BASE DE MAMPOSTERIA.





a).- G E N E R A L I D A D E S :

EN EL DESARROLLO DE UNA VIA DE COMUNICACION, SE PRESENTAN CRUCES CON ACCIDENTES TOPOGRAFICOS, CONDUCCIONES DE AGUA, OTRAS VIAS DE COMUNICACION, ETC:.....ESTOS CRUZAMIENTOS, FUNDAMENTALMENTE SON RESUELTOS CON LA CONSTRUCCION DE PUENTES, ALCANTARILLAS, SIFONES O PUENTES-CANAL.

D E F I N I C I O N :

PUENTE ES UNA ESTRUCTURA EN UNA VIA DE COMUNICACION QUE SIRVE PARA - SALVAR UN CURSO DE AGUA, UNA DEPRESION DEL TERRENO, U OTRA VIA DE CO MUNICACION.

E S T U D I O S :

PARA EL PROYECTO DE UN PUENTE, LOS ESTUDIOS QUE DEBEN CONSIDERARSE - SON:

ESTUDIOS DE CAMPO

ESTUDIOS DE GABINETE

A SU VEZ LOS ESTUDIOS DE CAMPO ESTARAN DIVIDIDOS EN :

I.- TOPOGRAFICOS

II.-HIDRAULICOS

III.-DE CIMENTACION

IV.-DE TRANSITO

V.-DE CONSTRUCCION.-

I.- ESTUDIOS TOPOGRAFICOS:

LA UBICACION DEL PUENTE Y LAS CARACTERISTICAS TANTO EN PLANTA COMO EN ELEVACION DEL TERRENO EN QUE DEBE CONSTRUIRSE, OBLIGAN A -- REALIZAR LOS ESTUDIOS TOPOGRAFICOS, LOS CUALES ESENCIALMENTE COMPRENDEN:

a).- RECONOCIMIENTO DE LAS ZONAS DE LOS CRUCES POSIBLES

b).- LEVANTAMIENTO GENERAL DE LAS ZONAS DE LOS CRUCES

c).- LEVANTAMIENTO CONFIGURADO DEL TERRENO EN LA ZONA DE CADA CRU CE, QUE SE APOYARA EN POLIGONALES CERRADAS. SE HARA POR MEDIO DE SECCIONES O POR ESTADIA.

- d).- LEVANTAMIENTO DETALLADO DE UNA FAJA ADECUADA DE TERRENO A UNO Y OTRO LADO DEL EJE DEL CRUCE.
- e).- ESTUDIO DE LOS TRAMOS DE LIGA DEL CRUCE CON EL RESTO DE LA LINEA PARA JUZGAR DEL ALINEAMIENTO DE LAS PENDIENTES Y DEL COSTO DE ESTOS TRAMOS.
- f).- SECCIONES TRANSVERSALES DEL CURSO DEL AGUA, INDICANDO LOS NIVELES DE AGUA MAXIMAS EXTRAORDINARIAS, MAXIMAS ORDINARIAS Y MINIMAS, Y DE LA VIA DE COMUNICACION EN EL CRUCE.
- g).- IMPORTANCIA SOCIOECONOMICA DEL CAMINO.

II.- ESTUDIOS HIDRAULICOS:

ES DE UNA GRAN IMPORTANCIA EN EL PROYECTO DE UN PUENTE, CUANDO SE VA A CRUZAR UN CURSO DE AGUA, DETERMINAR LAS CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE LA CORRIENTE, YA QUE OBTENIDOS ESTOS DATOS PODREMOS CONOCER EL CAUDAL MAXIMO O GASTO MAXIMO QUE PASA A TRAVES DE LA SECCION HIDRAULICA MAXIMA POR CRUZAR, LA VELOCIDAD QUE ALCANZA CUANDO SE PRESENTA LA MAXIMA, LA MAXIMA AVENIDA, LA FRECUENCIA, LA DURACION, EL NIVEL DEL AGUA, LAS ZONAS QUE INUNDA, LA DIRECCION DE LA CORRIENTE, LA SECCION DE QUE SE TRATA YA SEA DE UN CANAL, O DE UN DREN O UN RIO, Y EL ESPACIO LIBRE VERTICAL MINIMO NECESARIO, ENTRE EL NIVEL MAXIMO DEL AGUA Y LA SUPERESTRUCTURA.

COMO RESULTADO DE LOS ESTUDIOS TOPOGRAFICOS REALIZADOS EN EL CRUCE, SE TENDRA CONOCIMIENTO DE LA SECCION HIDRAULICA - QUE SE VA A CRUZAR, DE LA VIA DE COMUNICACION, DE LA DEPRESION DEL TERRENO EN CUESTION.

DETERMINADA LA SECCION HIDRAULICA DEL CRUCE, SE PROCEDERA A - ESTIMAR EL GASTO MAXIMO, SI SE TRATA DE UN CANAL, EL GASTO MAXIMO SE CONOCERA, DEDUCIDO DE LOS DATOS DE SU PROYECTO RESPECTIVO, SI SE TRATA DE UN DREN O DE UN RIO, EL CONOCIMIENTO DEL GASTO SE LOGRARA POR ALGUNO DE LOS DATOS QUE A CONTINUACION - SE MENCIONEN:

A. - METODO DIRECTO. -

=====

ESTACIONES DE AFORO; PARA ESTE METODO, LA S.A.R.H. HA EDITADO BOLETINES HIDROLOGICOS DE DIFERENTES REGIONES Y CUENCAS DE LA REPUBLICA MEXICANA, CON LAS CARACTERISTICAS DE LAS CORRIENTES QUE LAS FORMAN.

=====

SI EL INGENIERO NO CUENTA CON BOLETINES DE LA ZONA DEL CRUCE SE TIENE QUE VALER DE LOS METODOS INDIRECTOS.

DOS SON LOS METODOS INDIRECTOS PARA CALCULAR EL GASTO MAXIMO EN ESTAS CONDICIONES:

- a).-FORMULAS DE ESCURRIMIENTO
- b).-METODOS DE SECCION Y PENDIENTE.

EL PRINCIPAL PELIGRO DE FRACASO DE UN PUENTE ES LA SOC
VACION, QUE ES EL ARRASTRE DEL MATERIAL DEL FONDO DEL --
CAUCE DE LA CORRIENTE,DEBIDO A LA VELOCIDAD DEL AGUA Y A
LAS CARACTERISTICAS DEL MATERIAL DEL MISMO.

DE LO ANTERIOR SE DEDUCE QUE SI EL DESPLANTE DE LA SUBESTRUCTU
RA NO QUEDA A SALVO DE LA SOCACION, SE PRODUCIRA FALLA DE LA ES-
TRUCTURA Y COMO CONSECUENCIA LA PERDIDA TOTAL O PARCIAL DE LA INVER-
SION; SI POR EL CONTRARIO EL DESPLANTE SE EXGEDE, SERA UNA INVERSION INE
CESARIA Y POR LO TANTO ANTEECONOMICA.

SIENDO ESTOS DATOS DE LOS MAS IMPORTANTE, DEBERAN COMPLEMENTARSE CON-
ESTUDIOS HIDRAULICOS, CON LA OBTENCION DE LOS SIGUIENTES VALORES:

- a).- ESTIMACION DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD (n)
- b).- MEDIR EL DIAMETRO MAXIMO DE LOS CUERPOS ARRASTRADOS POR LA CO--
RRIENTE EN AVENIDAS (CANTOS, BOLEOS, RAMAS, ARBOLES, ETC.).

III.- ESTUDIOS DE CIMENTACION.

EL PROYECTISTA DEBE CONTAR CON UN BUEN ESTUDIO DE CAMPO, LO --
MAS APEGADO A LA REALIDAD, SOBRE LOS MATERIALES QUE COMPONEN -
EL SUB'SUELO. ESTOS DATOS LOS PROPORCIONARAN LA RESISTENCIA, -
DEL TERRENO, CON LO CUAL SE DARA LA PROFUNDIDAD NECESARIA A LA
CIMENTACION Y SE PROYECTARA CON SEGURIDAD Y ECONOMIA.

PARA CONOCER LOS MATERIALES DEL SUB'SUELO, DEL CRUCE, SE RECU-
RRE A VARIOS METODOS, COMO:

- a).- SONDEOS A CIELO ABIERTO.
- b).- SONDEOS CON BARRENA DE MANO"
- c).- SONDEOS CON MAQUINA ROTATORIA EXTRACTORA DE MUESTRAS.
- d).- METODO SISMICO
- e).- METODO DE REFRACCION

PARA LOS ESTUDIOS DE CONSTRUCCION DEBEMOS TOMAR EN CUENTA CUATRO PUNTOS A SABER:

- a).- MATERIALES DISPONIBLES, EN CALIDAD, CANTIDAD, Y COSTO. ESTO REQUIERE HACER UN RECONOCIMIENTO DEL LUGAR, PARA SABER SI HAY BANCOS DE GRAVA Y ARENA, Y SI SE PUEDEN USAR LA FABRICACION DEL CONCRETO; SABER SI HAY AGUA Y SI ES BUENA PARA SU APROVECHAMIENTO EN EL CONCRETO Y DE NO SER ASI, LO CALIZAR EN DONDE SE HALLARIA ASI COMO SU DISTANCIA DE ACAA RREO.

LA OBTENCION DE LA MADERA PARA OBRA FALSA, O EL EMPLEO DE OBRAS FALSAS METALICAS.

AUNQUE ES COMUN, QUE EL CONTRATISTA OBTENGA DIRECTAMENTE DE LOS FABRICANTES EL ACERO DE REFUERZO. Y EL CEMENTO, TAMBIEN DEBERA HACERSE UN ANALISIS DEL COMERCIO LOCAL, PARA ESTIMAR QUE ES LO MAS CONVENIENTE Y ECONOMICO PARA LA OBRA.

- b).- ACCESO A LA OBRA, EL INGENIERO ENCARGADO DEL ESTUDIO DE CAMPO DEBERA REPORTAR LAS VIAS DE COMUNICACION CERCANAS A LAS OBRAS, TALES COMO FERROCARRILES, CAMINOS, BRECHAS, ETC. CONSIGNANDO LAS DISTANCIAS DE ESTAS VIAS DE COMUNICACION A LA OBRA, TAMBIEN DEBERA TOMARSE EN CUENTA LAS OFICINAS DE TELEGRAFOS, CORREOS, RADIO, ETC.
- c).- SUFLDOS Y JORNALES DE LA REGION. ESTE ASPECTO ES DE VITAL-IMPORTANCIA Y DEBERAN CONOCERSE LOS SALARIOS DE OBREROS, OBREROS CALIFICADOS, ALBAÑILES, HERREROS, MECANICOS, OPERADORES DE EQUIPO, SOLDADORES, SOBRESTANTES, BUZOS, PEONES, ETC.
- d).- CONDICIONES GENERALES DE LA REGION.- ESTO COMPRENDE UN ESTUDIO SOCIO-ECONOMICO DE LA REGION CERCANA AL PUENTE, ASI COMO DE LAS CONDICIONES CLIMATOLOGICAS DE LA REGION, DE GRAN IMPORTANCIA EN EL AVANCE DE LA OBRA.

GENERALMENTE CUANDO SE DECIDE LA CONSTRUCCION DE UN CAMINO, ES - PORQUE SE HAN ESTUDIADO Y FIJADO LAS CARACTERISTICAS BASICAS DE EL. LA RAZON PRINCIPAL ES LA IMPORTANCIA SOCIO-ECONOMICA DE LAS POBLACIONES QUE CRUZA EL CAMINO; ESTO NOS DETERMINA EL NUMERO - Y ANCHO DE LA FAJA DE CIRCULACION, VELOCIDAD DE OPERACION EN LOS DIFERENTES TRAMOS, PENDIENTES, CURVAS HORIZONTALES Y VERTICALES, TIPO DE VEHICULOS A CONSIDERAR. TODAS ESTAS CONSIDERACIONES NOS DETERMINARAN EL ANCHO DE CALZADA DEL PUENTE, Y NOS SERVIRA PARA FIJAR LAS CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES DEL MISMO (CARGA VIVA, - CARGA MUERTA, ANCHO DE CALZADA ETC.), SI EL PUENTE SE PROYECTA- RA CON BANQUETAS PARA PEATONES, O SIN ELLAS, Y LA BUENA VISIBI- LIDAD EN EL TRAMO DEL CRUCE.

DIVISION Y CLASIFICACION DE LOS PUENTES.-

CON LA CONCENTRACION DE ESTOS DATOS DE CAMPO, EN GABINETE, SE - TIENEN LOS DATOS NECESARIOS PARA EL PROYECTO Y ELECCION DEL -- PUENTE. CON ESTOS INFORMES SE DEFINIRA EN QUE GRUPO CAE EL CRU CE DENTRO DE LA DIVISION GENERAL DE LOS PUENTES QUE A CONTINUA CION SE HARA:

- a).- POR LA FORMA EN QUE SE EFECTUA EL CRUCE
 - { CRUCE NORMAL
 - { CRUCE ESVAJADO

- b).- POR SU ALINEAMIENTO
 - { EN TANGENTE
 - { VERTICAL
 - { HORIZONTAL
 - { EN CURVA
 - { EN PENDIENTE

- c).- SEGUN EL MATERIAL EMPLEADO
 - { DE MADERA
 - { DE MAMPOSTERIA
 - { PIEDRA
 - { TABIQUE
 - { CONCRETO SIMPLE
 - { CONCRETO CICLOPEO
 - { DE CONCRETO ARMADO
 - { FIERRO ESTRUCTURAL
 - { CABLES METALICOS

d).- POR SU ALTURA

{
 ALTOS
 MEDIANOS
 BAJOS

e).- DE ACUERDO CON LA POSICION DEL PISO EN LA SUPERESTRUCTURA

{
 DE PASO INFERIOR.
 DE PASO A TRAVES
 DE PASO SUPERIOR

f).- POR SU USO

{
 PARA CAMINOS
 PARA FERROCARRILES
 MIXTOS (CAMINOS Y FERROCARRILES)
 PUENTE-CANAL
 PUENTE PARA PEATONES

g).- POR SU DURACION

{
 PROVISIONALES
 DEFINITIVOS

h).- POR SU CONDICION: PUENTES FIJOS

{
 PROVISIONALES
 DEFINITIVOS

PUENTES NO-FIJOS

{
 GIRATORIOS
 BASCULANTES
 LEVADIZOS
 SUMERGIBLES

PUENTES DESMONTABLES

{
 ENHUACALADOS
 DE CABALLETEO
 CON FLOTADORES
 TRABES
 TIPO BAILEY

i).- POR SU ANCHURA E IMPORTANCIA

{
 UN CARRIL
 DOS CARRILES
 ETC.

ESTA DIVISION GENERAL DE LOS PUENTES, NOS PERMITIRA HACER UN ESTUDIO ADECUADO DE LA OBRA. LOS PROYECTOS QUE SE ELABORAN EN LA S.A.R.H., -- SON EN SU MAYORIA DE CARACTER DEFINITIVO, POR LO CUAL, CON TODOS LOS PASOS ANTERIORES, SE PROCEDE EN GABINETE AL PROYECTO, EN SUS ETAPAS DE PROYECTO ESTRUCTURAL Y ECONOMICA, ESTE ULTIMO DE VITAL IMPORTANCIA, YA QUE EL ESTUDIO ECONOMICO DEPENDE QUE LA OBRA SE LLEVE A CABO O NO, Y DE NO SER ASI, TENER OTRA SOLUCION QUE SATISFAGA LAS NECESIDADES DEL CRUCE.

TIPO DE PUENTES MAS USUALES EN ZONAS DE RIEGO. -

LOS PROYECTOS DE PUENTES MAS USUALES EN LA S.A.R.H. Y POR SUPUESTO PARA ZONAS DE RIEGO, SON PARA CRUCES CON FERROCARRIL O CAMINOS, CON LO QUE EL ESTUDIO SE REDUCE, SIENDO ALGUNA EXCEPCION, EN QUE EL PROYECTO LO REQUIERA, EL PUENTE DE ACERO ESTRUCTURAL, PERO LO MAS COMUNES QUE SE CONSTRUYAN DE CONCRETO REFORZADO.

DENTRO DE LOS PROYECTOS DE CONCRETO REFORZADO, Y POR SU ECONOMIA, -- TENDREMOS UNA GRAN CANTIDAD DE SOLUCIONES.

ESTAS SOLUCIONES PUEDEN SER: LOSA, PLANA MACIZA, LOSA PLANA ALIGERADA, LOSAS NERVURADAS (DOS, TRES, CUATRO, ETC); SEGUN SEAN LOS CLAROS POR -- SALVAR, DEPENDIENDO DIRECTAMENTE DE LA LONGITUD TOTAL DEL CLARO: LA SUPERESTRUCTURA, ESTARA APOYADA SOBRE DOS ESTRIBOS, O DOS CABALLETES, EN CASO DE SER UN CLARO, Y AL PRESENTARSE UNA SOLUCION DE VARIOS CLAROS, SOBRE PILAS INTERMEDIAS.

POR LOS ESTUDIOS DE TRANSITO YA VISTOS, SE DETERMINARAN LAS CARGAS VIVAS, Y LAS FAJAS DE CIRCULACION, UNA, DOS, TRES O CUATRO ES RECOMENDABLE EL PROYECTO CON FAJAS DE CIRCULACION PARES, PUESTO QUE SE PREVEEN MENOS ACCIDENTES QUE CON NUMEROS IMPARES.

EN EL TEMA DE DISEÑO ESTRUCTURAL Y CALCULOS DEL PUENTE QUE PRESENTARE EL PUENTE SE PROYECTO PARA CRUZAR UN DREN EN UNA ZONA DE RIEGO, Y POR EL TIPO DE CRUCE NO SE NECESITO DE ESTRIBOS COMO COMUNMENTE SE UTILIZAN NI DE PILAS COMO SE CONSTRUYEN EN LA MAYORIA DE LOS PUENTES CARRETEROS, SI NO, QUE FUE UNA LOSA CON SUS ELEMENTOS DE SOPORTE Y TRANSMISION DE CARGAS A LA LOSA COMO LO MOSTRARE.

ESPECIFICACIONES

LAS ESPECIFICACIONES QUE SE OBSERVAN EN LA S.A.R.H. PARA CRUCES CON CAMINO, SON LAS PROPORCIONADAS POR LA AASHTO (ASOCIACION AMERICANA DE FUNCIONARIOS ESTATALES DE CAMINOS), MISMAS QUE SE USAN EN LA SOP, -- S.C.T. Y QUE SIRVEN EN LA MAYOR PARTE DE LOS PROYECTOS QUE SE HACEN EN NUESTRO PAIS, ESTAS ESPECIFICACIONES SIRVEN COMO AYUDA PARA EL CAL

CULO DEL PROYECTO, YA QUE LA PRINCIPAL APLICACION EN RESISTENCIA DE MATERIALES, ESTABILIDAD, ETC., SE BASA EN LOS CONOCIMIENTOS DEL PROYECTISTA.

CARGAS QUE SE DEBEN CONSIDERAR EN EL PROYECTO

- a) CARGA PERMANENTE
- b) CARGA MOVIL
- c) EFECTO DINAMICO DE LA CARGA MOVIL O IMPACTO
- d) EMPUJE DEL VIENTO
- e) OTRAS CARGAS, SI EXISTEN, COMO FUERZAS LONGITUDINALES, TERMICAS, FUERZA CENTRIFUGA DE TIERRAS, SUB'PRESION, FUERZAS SISMICAS, ESFUERZOS DE MONTAJE, ETC.

PARA LA CONSIDERACION DE CARGA MOVIL, EN PUENTES PARA CAMINOS, SE CONSIDERAN VEHICULOS Y EN ESTOS DOS DIVISIONES: LOS DENOMINADOS CON LA LETRA H SEGUIDO CON UN NUMERO (H5, H12, H15 Y H20), Y LOS DESIGNADOS CON LAS LETRAS HS (HS15 Y HS20), LAS PRIMERAS CONSISTEN EN UN CAMION DE DOS EJES O EN UNAS CARGAS EQUIVALENTES, EN DONDE EL NUMERO INDICA EL PESO TOTAL DEL CAMION CARGADO, EN TONELADAS NORTEAMERICANAS O SHORT TONS.

LAS CARGAS HS CONSISTEN EN UN CAMION TIPO DE SEMIREMOLQUE O EN UNAS CARGAS EQUIVALENTES.

EN LO CONCERNIENTE A BANDAS DE CIRCULACION, SI EL PISO ES DE MADERA Y LA SEPARACION ENTRE NERVADURAS O TRABES MAESTRAS ES MAYOR DE 1.98 M. LA CARGA EQUIVALENTE POR BANDA DE CIRCULACION O LOS CAMIONES TIPO DEBEN CONSIDERARSE QUE OCUPAN UN ANCHO DE 3.05 M., EN CASO DE QUE EL PISO SEA DE CONCRETO, Y LA SEPARACION ENTRE LARGUEROS O ENTRE TRABES ES MAYOR DE 3.20 M., LA CARGA EQUIVALENTE O LA CARGA DE LOS CAMIONES TIPO DEBEN CONSIDERARSE QUE OCUPAN UN ANCHO DE 3.05 M.

ESTE ANCHO DE 3.05 M. SE SUPONE COMO EL MINIMO NECESARIO PARA LA CIRCULACION DE UN VEHICULO TIPO.

A CADA BANDA DE CIRCULACION DE LA CALZADA DEL PUENTE, EXCLUYENDO CUALQUIER CAMELLON, LE CORRESPONDE UN ANCHO; $W = W_c/n$; EN DONDE W_c ANCHO TOTAL ENTRE GUARNICIONES Y n ES EL NUMERO DE BANDAS DE CIRCULACION.

DEBERA TOMARSE EN CUENTA QUE LAS RUEDAS DE LOS CAMIONES QUEDAN A NO MENOS DE 0.61 M. DEL LIMITE DE SU BANDA DE CIRCULACION O DEL PARAMENTO DE LAS GUARNICIONES.

PARA LA APLICACION DE CARGAS, LA CARGA EQUIVALENTE POR BANDA DE CIRCULACION O LOS VEHICULOS TIPOS DEBEN CONSIDERARSE COMO UNIDAD, DE TAL FORMA

QUE NO PUEDAN CONSIDERARSE FRACCIONES. LOS ESFUERZOS PRODUCIDOS EN LAS ESTRUCTURAS POR LAS CARGAS MOVILES, DEBEN INCREMENTARSE PARA CONSIDERAR LOS ESFUERZOS ADICIONALES DEBIDOS A LOS EFECTOS VIBRATORIOS, DINAMICOS, Y DE IMPACTO QUE ESAS MISMAS CARGAS PRODUCEN, ASI LAS CARGAS TIPO - DEBERAN MULTIPLICARSE POR UN FACTOR MAYOR QUE UNO, PARA INCLUIR SU VALOR DIRECTO.

PARA EVALUAR ESTE EFECTO DEBIDO AL IMPACTO, SE EMPLEA LA FORMULA :-

$$I = 15.24 / (L + 38.10)$$

EN DONDE: I = IMPACTO EN POR CIENTO (MAXIMO 30%)

L = LONGITUD EN M. DE LA PORCION DEL CLARO QUE DEBE SER CARGADA PARA PRODUCIR EL MAXIMO ESFUERZO EN EL MIEMBRO.

LAS FUERZAS DEBIDAS A LA PRESION DEL VIENTO POR M2 SOBRE EL -- AREA EXPUESTA, SE APLICARAN A TODAS LAS ESTRUCTURAS, EL AREA EXPUESTA CONSIDERADA SERA LA SUMA DE LAS PROYECCIONES VERTICALES DE TODOS LOS MIEMBROS, INCLUYENDO EL SISTEMA DE PISO, Y EL PARAPETO A 90 GRADOS CON EL EJE LONGITUDINAL DE LA ESTRUCTURA.

PARA LAS FUERZAS LONGITUDINALES SE TENDRA EN CUENTA EL EFECTO- DE LA FUERZA LONGITUDINAL DE 5% DE LA CARGA VIVA SOBRE TODOS LOS CA RRILES QUE LLEVEN TRANSITO DE VEHICULOS EN LA MISMA DIRECCION. -

CRUCE CON FERROCARRILES

POR LO QUE RESPECTA A LAS ESPECIFICACIONES PARA PUENTES DE CON CRETO PARA FERROCARRILES, HARE MENCION DE ALGUNAS DE LAS MAS IMPORTAN TES, Y SU APLICACION, PARA LA DETERMINACION DE CARGAS.

LAS CARGAS QUE SE DEBEN CONSIDERAR PARA EL PROYECTO, SE PRESENTAN EN SEGUIDA:

- 1.- CARGA MUERTA
- 2.- CARGA VIVA
- 3.- IMPACTO
- 4.- FUERZA CENTRIFUGA
- 5.- OTRAS FUERZAS LATERALES
- 6.- FUERZAS LONGITUDINALES

LA CARGA VIVA POR CADA VIA EN LAS ESTRUCTURAS DE LA LINEA TRONCAL ES - COOPER E-50, PARA MAQUINAS DE VAPOR, EN LA ACTUALIDAD SE UTILIZAN CAR- GAS COOPER E-60, QUE SE REFIEREN A LAS NUEVAS MAQUINAS DIESEL Y USA- - RAN SEGUN LAS ESPECIFICACIONES PARA FERROCARRILES DE LA S.O.P. QUE ES-

TAN COMPARADAS CON LA A.R.E.A. (AMERICAN RAILWAY ENGINEERING - ASOCIATION), LA CARGA VIVA SE PODRA DEDUCIR DE ACUERDO AL CRITERIO DEL INGENIERO PROYECTISTA.

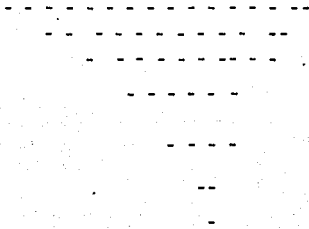
COMO EN EL CASO DE PUENTES CARRETEROS, A LAS CARGAS VIVAS SE -- AGREGARAN FUERZAS DE IMPACTO, APLICADAS SOBRE EL HONGO DEL RIEL, IGUALES A LOS SIGUIENTES PORCENTAJES DE CARGA VIVA:

$$I = 100 \text{ CV} / (\text{CV} + \text{CM})$$

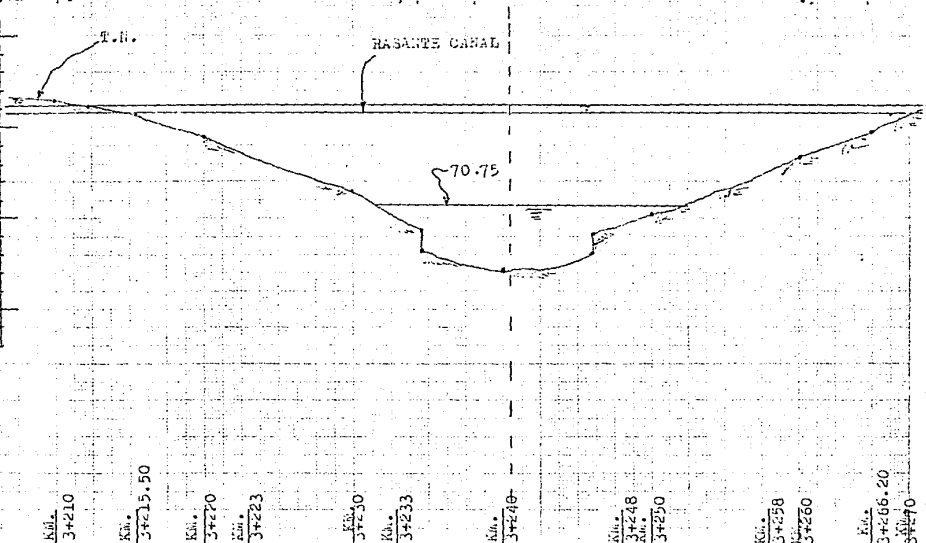
EN DONDE I ES EL PORCENTAJE DE LA CARGA VIVA POR IMPACTO, CM. ES LA CARGA MUERTA APLICABLE AL MIEMBRO, PARA EL CUAL SE CALCULA EL IMPACTO. CV ES LA CARGA VIVA TOTAL SOBRE EL MIEMBRO PARA EL CUAL SE CALCULA EL IMPACTO.

EN LAS CURVAS SE APLICARA UNA FUERZA CENTRIFUGA CORRESPONDIENTE A CADA CARGA AXIAL, HORIZONTALMENTE APLICADA A 1.83 M. (6 FT.) - ARRIBA DEL HONGO DE RIEL, MEDIDOS A LO LARGO DE LA RECTA PERPENDICULAR A LA LINEA QUE UNE LOS HONGOS DE LOS RIELES.

ESTA FUERZA CENTRIFUGA SERA UN POR CIENTO DE LA CARGA VIVA Y TODAS LAS PARTES QUE INTERVIENEN EN SU APLICACION, SE ENCUENTRAN TABULADAS EN LAS ESPECIFICACIONES S.O.P. PARA PUENTES DE FERROCARRIL.



80.00
79.00
78.00
77.00
76.00
75.00
74.00
73.00
72.00
71.00
70.00
69.00
68.00
67.00
66.00
65.00
64.00
63.00



Km. 3+210	Km. 3+215.50	Km. 3+270	Km. 3+230	Km. 3+233	Km. 3+240	Km. 3+248	Km. 3+250	Km. 3+258	Km. 3+260	Km. 3+266.20	Km. 3+270
COTA T.H.	76.45	74.25	71.42	71.42	67.12	70.20	70.20	73.33	73.33	76.23	76.23
COTA PLANAL	75.73	75.72	75.71	75.71	75.70	75.69	75.69	75.68	75.68	75.67	75.67

ESC. VERT. 1:100
ESC. HOR. 1:250

PERFIL DEL TERRENO NATURAL POR EL EJE DE LA ESTRUCTURA

III. a) PUENTE CANAL

EN EL ESTADO DE MAYARIT, EN EL MUNICIPIO DE SANTA MARIA DEL ORO, SE ENCUENTRA - UNA ZONA DE RIEGO LA CUAL PERTENECE AL PROYECTO LLAMADO " EL BURUATO II ", EL - CANAL PRINCIPAL DE ESTE PROYECTO ES CONOCIDO COMO EL "BURUATO ", Y EN EL PROYEC TO EN PLANTA DEL CANAL PRINCIPAL SE LLEGO A UN PUNTO DONDE SE TENIA QUE CRUZAR- UNA DEPRESION. LA CUAL SE INDICA EN EL PERFIL ANEXO, SE ESCOGIO EXACTAMENTE ESE PUNTO, YA QUE POR LA TOPOGRAFIA DEL TERRENO, Y COMO NOS LO INDICAN LAS CURVAS - DE NIVEL DEL PLANO GENERAL, ERA EL PUNTO MENOS ANCHO DE LA DEPRESION. CON LA -- DEFLEXION QUE SE NOS PRESENTABA, SE CALCULO LA CURVA CIRCULAR NECESARIA, ASI -- COMO TAMBIEN EN LA SIGUIENTE INFLEXION CON LA DEFLEXION QUE SE NOS PRESENTO SE CALCULO LA CURVA CIRCULAR, Y LOS KILOMETRAJES RESULTANTES SUMANDO LA LONGITUD- DE CURVA DE ENTRADA, NOS DIO EL KM. 3+215.50 Y SE USO ESTE KILOMETRAJE PARA - - NOMBRAR A LA ESTRUCTURA QUE NOS QUEDARA COMO DEFINITIVA.

COMO SE VE EL CLARO QUE NOS QUEDO FUE DE 50.70 M. DESDE EL FIN DE LA TRANSICION DE ENTRADA HASTA EL PRINCIPIO DE LA TRANSICION DE SALIDA. COMO PRELIMINAR DEBE- MOS TOMAR EN CUENTA QUE LA DEPRESION ES UN ARROYO QUE EN TIEMPO DE AGUAS ALCAN- ZA UN NIVEL MAXIMO DE AGUA DE 70.75 M., Y CON UNA VELOCIDAD APROXIMADA DE 2/M/S. (SEGUN DATOS DEL DEPARTAMENTO DE AGUAS SUPERFICIALES DE S.A.R.H.). PARA EMPEZAR SE PUEDEN PROPONER UN SIFON, EL CUAL LE TENDRIAMOS QUE DAR DESNIVEL PARA ABSOR- BER LAS PERDIDAS EN EL SIFON, Y PARA EMPEZAR DEBIDO A ESTO TENDRIAMOS QUE DAR - UN DESNIVEL CONSIDERABLE, YA QUE LA LONGITUD DE AL MENOS 50.70 M. (SIN CONSIDERAR LOS POSIBLES CODOS), NOS PRODUCIRIA UNA PERDIDA POR FRICCION MUY ALTA, Y AL TRA TAR DE ABSORBER CON EL DESNIVEL, DEJARIAMOS DE REGAR POR GRAVEDAD CANTIDADES -- CONSIDERABLES DE HECTAREAS DE RIEGO.

OTRA SOLUCION PUEDE SER DEJAR UNA ALCANTARILLA TRABAJANDO A PRESION Y CON LA -- MISMA PENDIENTE DEL CANAL, PERO ESTO TAMBIEN NOS REPRESENTARIA FUERTES PERDIDAS POR FRICCION, ADEMAS QUE YA VIENDOLO ESTRUCTURALMENTE, QUIZAS PODRIA SER TUBE-- RIA DE FIERRO, Y TENDRIAMOS QUE BUSCAR CLAROS PEQUEROS DEBIDO A LA RELATIVA PO- CA INERCIA Y RESISTENCIA QUE TENDRIAN LOS PERFILES COMERCIALES CON SU ESPESOR,- ASI ES QUE SE DESECHO ESTA OPCION.

FINALMENTE SE DECIDIO COMO ESTRUCTURA PARA SOLUCIONAR EL PROBLEMA UN PUENTE-CA NAL. LA RESIDENCIA DE INGENIERIA EXPERIMENTAL NOS RECOMENDO DESPLANTARNOS AL ME NOS 1 M. DEBAJO DEL TERRENO NATURAL, Y ESTO PARA TOMARLO EN CUENTA CUANDO SE -- DECIDIERA LAS ESTRUCTURAS A UTILIZAR.

ENTONCES VIENDO EL PERFIL DEL TERRENO NATURAL POR EL EJE DE LA ESTRUCTURA, SE - DECIDIO POR DEJAR LOS CLAROS QUE SE MUESTRAN; DE 7.50 M., 10.00 M., 15.00 M., - 10.00 M. Y DE 8.20 M. ESTO PORQUE SE TRATO DE HACERLO MAS SIMETRICA POSIBLES -

LAS DIMENSIONES DEL PUENTE-CANAL, Y UNO DE LOS PUNTOS O DETALLES QUE SE TOMARON EN CUENTA FUE EL LOCALIZAR DOS DE LOS APOYOS LO MAS CERCA POSIBLE DEL LECHO DEL ARROYO Y COMO SE PUEDE VER EN EL PERFIL, ES DECIR EL PISO EN FORMA -- DE PARABOLA INTERRUMPIDA POR LOS PARAMETROS CASI VERTICALES QUE SE PUEDEN VER DEL TERRENO NATURAL, AUNADO TAMBIEN CON EL EVITAR QUE ALGUNO DE LOS ELEMENTOS DE APOYO QUEDARA LOCALIZADO EN LA PARTE MAS BAJA DEL LECHO DEL ARROYO, LO -- CUAL NOS CAUSARIA UN APOYO DE ENTRE 8 Y 9 M. DE ALTURA TOTAL, LO CUAL NOS -- AUMENTARIA EL COSTO INECESARIAMENTE. ENTOCES ESTO AUNADO A DARLE SIMETRIA A -- LOS CLAROS EN LOS MAS QUE SE PUDIERA, FUE LO QUE DETERMINO EL DEJAR 2 CLAROS -- DE 10 M. CONTIGUOS AL CLARO CENTRAL PRINCIPAL, Y BUSCAR TAMBIEN QUE LOS CLA -- ROS EXTREMOS FUERAN DE DIMENSION AUN MENOR, PARA QUE POR LOGICA ASI TENER -- REACCIONES MENOS FUERTES EN LOS ESTRIBOS Y QUE SUS DIMENSIONES QUEDARAN POR -- LO TANTO MENORES QUE LAS NECESARIAS PARA LOS APOYOS CENTRALES O INTERMEDIOS. -- SE ESCOGIERON PILAS EN LUGAR DE CABALLETES, PORQUE SON ESTRUCTURAS A MI JUI -- CIO CON MAS INERCIA QUE LOS CABALLETES.

LA ESTRATIGRAFIA DEL TERRENO ERA CASI PARALELA AL TERRENO NATURAL, Y COMO YA -- LO MENCIONE LABORATORIOS NOS RECOMENDO DESPLANTAR A UNA PROFUNDIDAD MINIMA -- DE 0.80 A 1.00 M. POR ESO QUEDO DEFINITIVAMENTE COMO ESTA DIBUJADO EN EL PLA -- NO. EN CUANTO AL NUMERO DE CLAROS SE PUDO HABER DEJADO DE UN SOLO CLARO,, PE -- RO ES DE IMAGINARSE EL TAMAÑO DE LA SUPER ESTRUCTURA Y TAMBIEN DE LOS APOYOS; -- SI FUERAN DOS O TRES CLAROS EL PROBLEMA FUERA SIMILAR, ADEMAS QUE EN CASO DE -- DEJAR DOS CLAROS, AL TRATAR DE DEJAR LOS CLAROS IGUALES, QUEDARIA UN APOYO -- EN EL LECHO BAJO DEL ARROYO; EN EL CASO DE TRES CLAROS, LA LONGITUD DE CADA -- CLARO SERIA DE 16.00 M. APROX. EL CUAL ES MUY LARGO, AUNADO DE NUEVO A LAS -- CARGAS QUE PRODUCIRIAN DICHS CLAROS, ASI ES QUE FINALMENTE SE DECIDIO POR CIN -- CO CLAROS, LOS CUALES NO SON MUY GRANDES, Y ADEMAS ESTO NOS PERMITE AL LOCALI -- ZAR LOS APOYOS INTERMEDIOS, QUE VAYAN DISMINUYENDO DE ALTURA EN CUANTO SE VA -- YAN ACERCANDO A LOS EXTREMOS DEL CLARO, Y ESTO DEBIDO A LA TOPOGRAFIA DEL CRU -- CE, A LA SITUACION DEL PERFIL.

COMO SE VE SE ADOPTARON PARA LA SECCION EN " U ", ESPESORES DE 15.00 CM., EL -- CUAL ES UN ESPESOR MUY PRACTICO, ASI COMO SE USARON VARILLAS DE 3/8", UN ESTRI -- BO SE CONSIDERO FIJO, Y EL OTRO MOVIL.

DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL.

$Q = 0.170 \text{ M}^3/\text{SEG.}$

$b = 0.30 \text{ M.}$

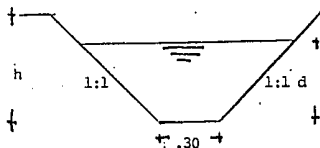
$d = ?$

$n = 0.017$

L.B. = 0.15 M.

$t = 1:1$

$s = 0.001$



$Q = AV.$

$V_2 = 1/n R^{2/3} s^{1/2}$

$R = A/P \quad V_1 = V_2$

$A = [(0.30 + 0.30 + 2d) / 2] \times d = (0.30 + d) d = 0.30d + d^2$

$P = 0.30 + 2\sqrt{d^2 + d^2} = 0.30 + 2\sqrt{2}d = 0.30 + 2.828d$

$V_2 = 1/n R^{2/3} s^{1/2} = (1/0.017) [(0.30d + d^2) / (0.30 + 2.828d)]^{2/3} (0.001)^{1/2}$

$V_2 = 1.8602 [(0.30d + d^2) / (0.30 + 2.828d)]^{2/3}$

$Q = AV = (0.30d + d^2) [(0.30d + d^2) / (0.30 + 2.828d)]^{2/3} (1.8602)$

$Q = 1.8602 (0.30d + d^2)^{5/3} / (0.30 + 2.828d)^{2/3}$; como $Q=0.170 \text{ M}^3/\text{S}$

$0.170 = 1.8602 (0.30d + d^2)^{5/3} / (0.30 + 2.828d)^{2/3}$

$0.0914 = (0.30d + d^2)^{5/3} / (0.30 + 2.828d)^{2/3}$ con $d = .3939$; $\Rightarrow .0914 = .0914$

$d = .3939 \text{ M.}$

$b = 0.30 \text{ M.}$

$d = 0.3939 \text{ M.}$

$h = 0.55 \text{ M.}$

$A = 0.30d + d^2 = 0.2733 \text{ M}^2$

$P = 0.30 + 2.828d = 1.4141 \text{ M.}$

$R = A/P = 0.2733 / 1.4141 = 0.1933$

$Q = AV; V = Q/A; V = 0.170 / 0.2733 = 0.6220 \text{ M/S}$

$Ec = hv + P / W^d = (0.6220)^2 / 19.62 + 0.3939 = 0.4136 \text{ M.}$

$Ec = 3/2 dc$; $dc = 2/3 (Ec)$

$hv = 0.0197 \text{ M.}$

$dc = 2/3 (0.4136) = 0.2757 \text{ M.}$

$dc^3 \sqrt{q^2 / g} = 3 \sqrt{Q^2 / b^2 g}$

$dc^3 = Q^2 / b^2 g$

$b^2 = Q^2 / dc^3 g$

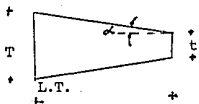
$b = \sqrt{Q^2 / dc^3 g}$

$b = \sqrt{(0.170)^2 / (.2757^3 (9.81))} = 0.3749 \text{ M. como mínima.}$

* Tomamos $b = 0.50 \text{ M.}$

- Cálculo de la longitud de transición.

$$L.T. = (T-t)/2 \cot \alpha$$



$$\alpha = 12^\circ 30'$$

SEGUN LA ANTIGUA COMISION NACIONAL DE IRRIGACION.

$$\alpha = 22^\circ 30'$$

$$T = b + 2 d = 0.30 + (2)(.3939) = 1.0878 \text{ M.}$$

$$t = 0.50 \text{ M.}$$

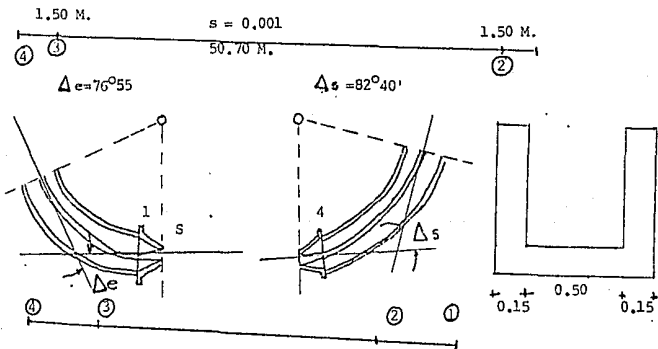
$$L.T. = (1.0878 - 0.50)/2 \cot \alpha = 0.2939 \cot \alpha$$

$$L.T. (\text{HINDS}) = 0.2939 \cot 12.5^\circ = 1.3257 \text{ M.}$$

$$L.T. (\text{C.N.I.}) = 0.2939 \cot 22.5^\circ = 0.7097 \text{ M.}$$

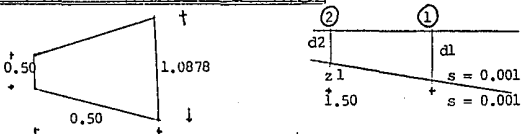
ADOPTAREMOS $L.T. = 1.50 \text{ M.}$

LONGITUD TOTAL DEL CLARO = 50.70 M. (0 DE FIN DE TRANSICION DE ENTRADA AL PRINCIPIO DE LA TRANSICION DE SALIDA).



VEREMOS LAS CONDICIONES HIDRAULICAS QUE TENDRIAMOS CON LAS DIMENSIONES SUPUESTAS.

BERNOULLI ENTRE LAS SECCIONES ① & ②



$$V = (0.7515 + 0.9074) / 2 = 0.8295 \text{ M/S}$$

$$0.4524 + 0.0288 + 0.0507 = 0.3747 + 0.0420 + 0.1151$$

$$0.5319 \approx 0.5318$$

$$hf = \left(\frac{0.8295 \times 0.017}{\left(\frac{.50 \times .4524}{.50 + 2 \times .4524} \right)^{2/3}} \right)^2 \times 50.70$$

$$hf = 0.1151 \text{ M.}$$

36

* APLICAMOS BERNOULLI ENTRE LAS SECCIONES (3) & (4)

$$d_4 + hv_4 + z_4 = d_3 +$$

$$d_3 = 0.4524 \text{ M.}$$

$$hv_3 = 0.0288 \text{ M.}$$

$$v_4 = Q/A$$

$$z_4 = sL = 0.001(1.50)$$

$$A = (b + b + 2d_4) / 2 \quad (d_4) = (b + d_4) \quad d_4 = db_4 + d_4^2$$

$$z_4 = 0.0015 \text{ M.}$$

$$A = .30d_4 + d_4^2$$

$$h_{tc} = 0.10 \Delta hv_3 - 4 = 0.10 (hv_3 - hv_4)$$

$$v_4 = Q/A = 0.170 / (.30d_4 + d_4^2)$$

$$d_4 + hv_4 + z_4 = d_3 + hv_3 + 0.10 (hv_3 - hv_4)$$

$$d_4 + 1.10 hv_4 = d_3 + 1.10 hv_3 - z_4$$

$$d_4 + (1.10)(0.0015) / (.30d_4 + d_4^2)^2 = 0.4524 + (1.10)(0.0288) - 0.0015$$

$$d_4 + 0.0016 / (.30d_4 + d_4^2)^2 = 0.4826$$

$$d_4 = 0.4704 \text{ M.}$$

$$A = bd_4 + d_4^2$$

$$A = (.30)(0.4704) + (0.4704)^2$$

$$A = 0.3624 \text{ M}^2$$

$$v_4 = Q/A = 0.170 / 0.3624 = 0.4691 \text{ M.}$$

$$hv_4 = (0.4691)^2 / 19.62 = 0.0112 \text{ M.}$$

$$d_4 + hv_4 + z_4 = d_3 + hv_3 + 0.10(hv_3 - hv_4)$$

$$0.4666 + 0.0112 + 0.0015 = 0.4524 + 0.0288 + 0.10(0.0288 - 0.0112)$$

$$0.4831 \approx 0.4830$$

$$d_1 = 0.3939 \text{ M}$$

$$d_4 = 0.4704 \text{ M.}$$

SE TENDRA EN REMANSO DE $(0.4704 - 0.3939) = 0.0765 \text{ M.}$, ES DECIR 7.65 CM.
EL REMANSO SERIA DE 7.65 CM., EL CUAL ES MUY ALTO, Y SOLO NOS DEJARIA
UN l.b. de 7.35 CM.

ENTONCES ANPLIAREMOS LA BASE O PLANTILLA b EN EL PUENTE CANAL, PARA REDUCIR
UN POCO LAS PERDIDAS.

$$\text{ADOPTAMOS } b = 0.70 \text{ M.}$$

* LONGITUD DE TRANSICION.

$$T = 1.0878 \text{ M.}$$

$$t = 0.70 \text{ MTS.}$$

$$L.T. = \left(\frac{L T - t}{2} \right) \cot \alpha.$$

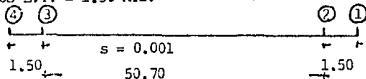
$$\text{PARA } \alpha = 12^{\circ}30'$$

$$L.T. = \frac{(1.08778 - 0.70)}{2} \cot 12.50^{\circ} = 0.8746 \text{ MTS.}$$

$$\text{PARA } \alpha = 22^{\circ}30'$$

$$L.T. = \frac{(1.08778 - 0.70)}{2} \cot 22.50^{\circ} = 0.4681 \text{ MTS.}$$

$$\text{ADOP-TAMOS } L.T. = 1.50 \text{ MTS.}$$



* APLICAMOS BERNOULLI ENTRE LAS SECCIONES (1) - (2)

$$d_2 + hv_2 + z_2 = d_1 + hv_1 + h_{ts} \quad l = 0.3939 \text{ MTS.}$$

$$ts = 0.20 (hv_1 - hv_2) \quad v_1 = 0.6220 \frac{\text{MTS.}}{\text{SEG.}}$$

$$d_2 + hv_2 = d_1 + hv_1 + 0.20(hv_1 - hv_2) - z_2$$

$$d_2 + hv_2 + 0.20 hv_2 = d_1 + hv_1 + 0.20 hv_1 - z_2; hv_1 = 0.0197 \text{ ts.}$$

$$d_2 + 1.20 hv_2 = d_1 + 1.20 hv_1 - z_2 \quad z_2 = SL(0.0010) \times (1.50) = 0.0015 \text{ M.}$$

$$d_2 + 1.20 \frac{(0.0030)}{d_2^2} = 0.3939 + 1.20 (0.0197) - 0.0015; v_2 = \frac{Q}{A} = \frac{0.170}{\frac{bd_2}{0.70}} = \frac{0.170}{0.70 d_2^2}$$

$$d_2 + \frac{0.0026}{d_2^2} = 0.4160 \quad v_2 = \frac{0.2429}{d_2}$$

$$d_2 = 0.3927$$

$$hv = \frac{V_2^2}{2g} = \frac{0.0030}{d_2^2}$$

$$v_2 = \frac{0.170}{(0.70)(0.3927)} = 0.6184$$

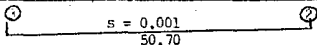
$$hv_2^2 = \frac{(0.6184)^2}{19.62} = 0.0195 \text{ MTS.}$$

$$d_2 + hv_2 + z_2 = d_1 + hv_1 + 0.20 (hv_1 - hv_2)$$

$$0.3927 + 0.0195 + 0.0015 = 0.3939 + 0.0197 + 0.20 (0.0197 - 0.0195)$$

$$0.4137 = 0.4136$$

- APLICAMOS BERNOULLI ENTRE LAS SECCIONES: (2) - (3)



$$d_3 + hv_3 + z_2 = d_2 + hv_2 + hf$$

$$d_3 = 0.3927 \text{ MTS.}$$

$$hv_2 = 0.0195 \text{ MTS.}$$

$$z_3 = SL = (0.001)(50.70) = 0.0507 \text{ MTS}$$

SEGUN BERNOULLI

$$V2 = 0.6184 \text{ M/SEG.}$$

$$V = \frac{1}{2/3} \text{ s}^{1/2}$$

$$hf = SL$$

S = PENDIENTE EL GRADIENTE DE ENERGIA. 38

$$hf = S.L.$$

$$S = \frac{Vn}{R^{2/3}}$$

$$S = \frac{(Vn)^2}{(R^{2/3})^2}$$

$$V = \frac{V2 + V3}{2}$$

$$R = \frac{A}{P} \quad A = bd^3$$

$$A = 0.70 \text{ d}^3$$

$$V3 = \frac{0.170}{0.70 \text{ d}^3}$$

$$P = b + 2d^3$$

$$P = 0.70 + 2 \text{ d}^3$$

$$R = \frac{0.70 \text{ d}^3}{0.70 + 2 \text{ d}^3}$$

$$V3 = \frac{Q}{A} = \frac{0.190}{0.70 \text{ d}^3}$$

$$= \frac{0.2429}{\text{d}^3}$$

$$hf = \left[\frac{(V2 + V3) (0.0171)}{2} \right]^2 \left[\frac{0.70 \text{ d}^3}{0.70 + 2 \text{ d}^3} \right]^{2/3} * 50.70 = \left[\frac{V3 + 0.6184 (0.017)}{2} \right]^2 * 50.70$$

$$hf = \left[\frac{(0.1215 + 0.3092) (0.0171)}{\text{d}^3} \right]^2 \left[\frac{0.70 \text{ d}^3}{0.70 + 2 \text{ d}^3} \right]^{2/3} * 50.70 = \left[\frac{0.0021 + 0.0053}{\text{d}^3} \right]^2 \left[\frac{0.70 \text{ d}^3}{0.70 + 2 \text{ d}^3} \right]^{2/3} * 50.70$$

$$d^3 + \frac{(0.170)}{(0.70 \text{ d}^3)} = \left[\frac{0.0021 + 0.0053}{\text{d}^3} \right]^2 \left[\frac{0.70 \text{ d}^3}{0.70 + 2 \text{ d}^3} \right]^{2/3} * 50.70 = 0.3927 + 0.0195 + 0.0507$$

$$d^3 + \frac{0.0030}{\text{d}^3} = \left[\frac{0.0021 + 0.0053}{\text{d}^3} \right]^2 \left[\frac{0.70 \text{ d}^3}{0.70 + 2 \text{ d}^3} \right]^{2/3} * 50.70 = 0.3615$$

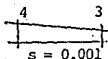
$$d^3 = 0.3961 \text{ Mts.} \quad V3 = \frac{0.170}{(0.70)(0.3961)} = 0.6131 \text{ M/SEG.}; hv3 = 0.0192 \text{ M/SEG.}$$

$$d^3 + hv3 + z3 \quad hv2 + hv2 + hf \quad hf = 0.0537$$

$$0.3961 + 0.192 + 0.0507 = 0.3927 + 0.0195 + 0.0537$$

$$0.4660 = 0.4659$$

- APLICAMOS BERNOULLI ENTRE LAS SECCIONES ③ & ④



$$d^3 = 0.3961$$

$$hv3 = 0.0192$$

$$z4 = (0.001)(1.50) = 0.0015$$

$$d4 + hv4 + z4 = d3 + hv3 + hte.$$

$$h_{t4} = 0.10 (h_{v4} - h_{v3})$$

$$V_4 = \frac{Q}{A} \quad A = \frac{(b+bd_4) d_4}{2}$$

$$A = b d_4 + d_4^2$$

$$V_4 = \frac{0.170}{bd_4 + d_4^2} = \frac{0.170}{0.30 d_4 + d_4^2}$$

$$h_{v4} = \frac{\left(\frac{0.170}{0.30 d_4 + d_4^2}\right)^2}{19.62} = \frac{0.0015}{(30 d_4 + d_4^2)^2}$$

$$d_4 + h_{v4} + Z_4 = d_3 + h_{v3} + 0.10 (h_{v4} - h_{v3})$$

$$d_4 + 0.90 h_{v4} + Z_4 = d_3 + 0.90 h_{v3}$$

$$d_4 + 0.90 h_{v4} = d_3 + 0.90 h_{v3} - Z_4 = 0.3961 + (0.90)(0.0192) - 0.0015$$

$$d_4 + 0.90 \left(\frac{0.0015}{0.30 d_4 + d_4^2} \right) = 0.4157$$

$$d_4 + \frac{0.0013}{(0.30 d_4 + d_4^2)^2} = 0.4157$$

$$d_4 = 0.3944 \text{ MTS.}$$

$$V_4 = \frac{0.170}{(0.30)(0.3944) + (0.3944)^2} = 0.6207 \frac{\text{M}}{\text{SEG.}}$$

$$h_{v4} = \frac{(0.6207)^2}{19.62} = 0.0196 \text{ MTS.}$$

$$d_4 + h_{v4} + Z_4 = d_3 + h_{v3} + 0.10 (h_{v4} - h_{v3})$$

$$0.3944 + 0.0196 + 0.0015 = 0.3961 + 0.0192 + 0.10 (0.0196 - 0.0192)$$

$$0.4155 \approx 0.4153$$

$$d_4 = 0.3944 \text{ MTS.}$$

$$d_1 = 0.3939 \text{ MTS.}$$

$$\text{SE TIENDE UN REMANSO DE } R = d_4 - d_1 = 0.3944 - 0.3939 = 0.0005$$

$$\text{REMANO} = 0.05 \text{ CMS.}$$

ANÁLISIS APROXIMADO DE LAS SOBREELEVACIONES EN LA CURVA DEL CANAL, POR LA LEY DEL VORTICE LIBRE.

DATOS DE LA CURVA DE ENTRADA:

$$P. I. = 3+212.56$$

$$\Delta = 76^{\circ}55'$$

$$g = 200$$

$$R = \frac{1145.92}{g} = \frac{1146.92}{200}$$

$$R = 5.74 \text{ M.}$$

$$S.T. = R \tan (\Delta/2) = 4.56 \text{ M.}$$

DATOS EN LA CURVA DE SALIDA:

$$P. I. = 3+271.26$$

$$\Delta = 82^{\circ}40'$$

$$g = 200$$

$$R = \frac{1145.92}{200} = 5.74$$

$$S.T. = (5.74) \tan \left(\frac{82.67^{\circ}}{2} \right)$$

$$S.T. = 5.05 \text{ M.}$$

$$L.C. = \frac{76.92^{\circ}}{200^{\circ}} (20) = 7.69$$

$$\Delta = 76^{\circ} 55' \quad g = 200$$

$$r = 5.74 \quad L.C. = 7.69$$

$$\Delta = 76^{\circ} 55'$$

$$g = 200$$

$$L.C. = 7.69$$

$$S.T. = 4.56 \quad V = 0.622 \frac{M}{S}$$

$$L.C. = \frac{82.670^{\circ}}{200^{\circ}} (20) = 8.27$$

$$\Delta = 82^{\circ} 40' \quad g = 200$$

$$r = 5.74 \text{ M.} \quad L.C. = 8.27$$

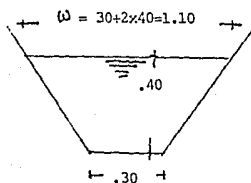
$$\Delta = 82^{\circ} 40'$$

$$r = 5.74 \text{ M.}$$

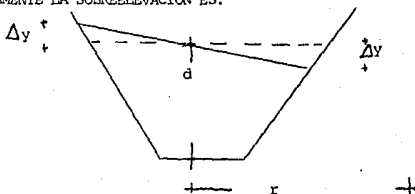
$$L.C. = 8.27 \text{ M.}$$

$$S.T. = 5.05$$

40



APROXIMADAMENTE LA SOBREELEVACION ES:



$$\Delta y = \frac{cv^2}{7g} \quad \frac{w}{r}$$

Δy = SOBREELEVACION.

C = COEFICIENTE

V = VELOCIDAD PROMEDIO

G = ACELERACION DE LA GRAVEDAD.

W = ANCHO DE LA SUPERFICIE LIBRE.

r = RADIO DE LA CURVA.

$$V = 0.622 \text{ M/SEG.} = 1.371 \text{ FT/SEG.}$$

$$hv = 0.0197 \text{ M.}$$

$$W = 1.10 \text{ M.} = 2.43 \text{ Ft.}$$

$$r = 5.74 \text{ M.}$$

$$C = 0.50 = 0.50$$

$$g = 9.81 \text{ /SEG.} = 21.63 \text{ Ft/SEG.}$$

$$\Delta y = 0.50 \times \frac{(0.622)^2}{19.62} \times \frac{(1.10)}{5.74} = 0.0019 \text{ M.}$$

$$\Delta y = 0.50 \times \frac{(1.371)^2}{(2)(21.63)} \times \frac{(2.43)}{12.65} = 0.0042 \text{ Ft} = 0.0019 \text{ M.}$$

CURVAS EN CANALES

159

Estados

V^2/W

- (1) V = Velocidad promedio (ft/s)
- (2) S = Slope elevation
- (3) W = Width of channel



REGIMEN TRAZADO

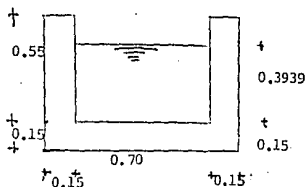
C=0.05

C=0.05

REGIMEN RAPIDO

10 20 30 40 50 60 70 80 90

- CUBETA



TIRANTE MAXIMO EN LA CUBETA EN OPERACION NORMAL 40 CMS.

SUPONEMOS LA SIGUIENTE SECCION:

- ANALISIS DE CARGAS.

- CARGAS QUE ACTUAN SOBRE LAS PAREDES.

1º EMPUJE DE AGUA:

SE CONSIDERA QUE EL AGUA INVADIE EL BORDO LIBRE, PARA CON ESTA SUPOSICION PREVEER ALGUNA AVENIDA MAXIMA.

$$H = 0.55 \text{ MT.}$$

$$EH = \gamma_w \frac{H^2}{2}$$

EH EMPUJE DEL AGUA RESULTANTE (GKS).

H = ALTURA DEL AGUA EN MTS.

 γ_w = PESO VOLUMETRICO DEL AGUA.

$$EH = \frac{\gamma_w H^2}{2} = (1000 \text{ KG/M}^3) \frac{(0.55)^2}{2} = 151.25 \text{ GKS.}$$

$$\bar{y} = \frac{H}{3} = \frac{0.55}{3} = 0.183 \text{ MTS.}$$

$$M1 = EH \cdot \bar{y} = (151.25 \text{ GKS.})(0.183 \text{ MTS.}) = 27.73 \text{ KG-M.} = 2773.00 \text{ KG.-CM.}$$

2º EMPUJE DEL VIENTO:

$$P \cdot V = K \cdot V^2$$

P.V = PRESION DEL VIENTO (KG/M²)

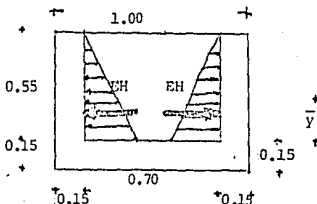
K = CONSTANTE DE CONVERSION.

V = VELOCIDAD EN KM/HORA.

SEGUN SE USA EN EL D.F. K = 0.0055

EL LUGAR ESTA FORMADO DE MONTAÑAS Y SE ME INDICO QUE LAS VELOCIDADES MAXIMAS SON DEL ORDEN DE 100 KM/HR.

$$P \cdot V = 0.0055 \cdot (100 \text{ KG/HR.})^2 = 55 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2}$$



$E_v = P v H$ (ANALIZAMOS POR METRO DE CARGA)

$E_v =$ EMPUJE DEL VIENTO (EN KGS.)²

$P_v =$ PRESION DEL VIENTO EN (KG/M²)

$H =$ ALTURA DE LA PARED EN DONDE ACTUA EL VIENTO.

$E_v = (55 \text{ KG/M}^2) (0.70)(1.00) = 38.50 \text{ KGS.}$

$M_2 = E_v Y$

$Y =$ DISTANCIA ENTRE EL PUNTO DE APLICACION DE P_v Y EL PUNTO DE APLICACION AL MOMENTO.

$$Y = \frac{0.70}{2} - 0.15 = 0.200 \text{ MTS.}$$

$$M_2 = (38.50)(0.20) = 7.70 \text{ KG-M} = 770.00 \text{ KG.CM.}$$

39 CARGAS VERTICALES:

a).- PESO PROPIO DE LA SECCION (CALCULO POR METRO DE LARGO).

$$A = 1.00 \times 0.15 + 2 \times 0.55 \times 0.15 + \frac{2 \times 0.10 \times 0.10}{2}$$

$$A = 0.325 \text{ M}^2$$

$$W = (0.325 \text{ M}^2) (2400 \frac{\text{KG}}{\text{M}^3}) (1.00) = 780 \frac{\text{KG}}{\text{M.}}$$

b) PESO DEL AGUA, CONSIDERANDO LLENO EL CONDUCTO.

$$W = (1.00 \times 0.70 - 1.00 \times 0.15 \times 0.15 - 2 \times 0.55 \times 0.15 - \frac{2 \times 0.10^2}{2})(1000)$$

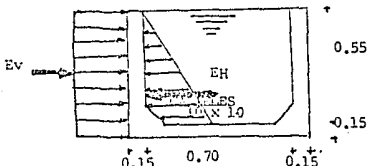
$$W_2 = 375 \frac{\text{KG}}{\text{M.}}$$

49 CARGAS QUE ACTUAN SOBRE LA LOSA CENTRAL (POR METRO):

$$\text{PESO PROPIO} = (240 \frac{\text{KG}}{\text{M}^3}) (0.15) = 360 \frac{\text{KG}}{\text{M.}}$$

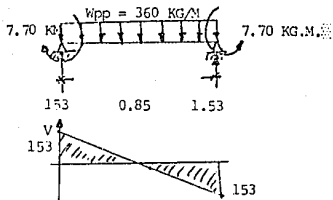
$$\text{PESO DEL AGUA} = (1000 \frac{\text{KG}}{\text{M}^3}) (0.55 \text{ M.}) = 550 \frac{\text{KG}}{\text{M.}}$$

OBTENDREMOS EL MOMENTO MAXIMO EN EL CENTRO DEL CLARO, CONSIDERANDO LA CUBETA VACIA Y ACTUANDO EL VIENTO, CONSIDERANDO LA CUBETA VACIA Y ACTUANDO EL VIENTO, CONSIDERANDO LA CUBETA LLENA CON Y SIN ACCION DEL VIENTO. CONSIDERESE UNA VIGA APOYADA EN LOS ENTRENOS CON MOMENTOS PUROS EN LOS APOYOS.



a).- CUBETA VACIA CON LA ACCION DEL VIENTO.

$$M_2 = 7.70 \text{ KG-M.}$$



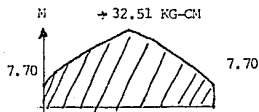
$$\sum MA = 0$$

$$0 = (360)(0.85)^2 \frac{2}{2} + 7.70 - 7.70 - 0.85 (RB)$$

$$RB = 153.00 \text{ KG.}$$

$$RB = (360)(0.85) + 153.00 = 153 \text{ KGS.}$$

$$M \text{ MAX. POSITIVO} = 32.51 \text{ KG. CM.}$$



b).- Cubeta llena sin empuje del viento.

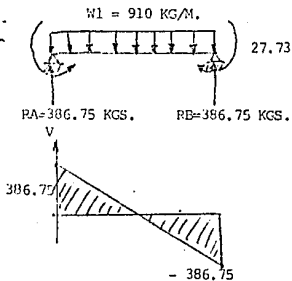
$$W1 = W_{pp} + W_{ph} = 360 + 550 = 940 \frac{\text{KG}}{\text{M}}$$

$$\sum MA = 0$$

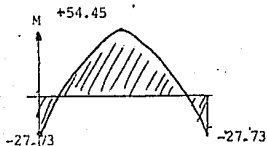
$$0 = (910)(0.85) \frac{(0.85)}{2} - 27.73 + 27.73 - 0.85 (RB)$$

$$RB = 386.75 \text{ KGS.}$$

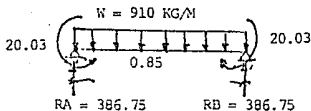
$$RB = (910)(0.85) - 386.75 = 386.75 \text{ KGS.}$$



$$M \text{ max. Positivo} = 54.45$$



C) CUBETA LLENA Y VIENTO ACTUANDO.

M actuante $M - M2 = 27.73 - 7.70 = 20.03 \text{ KG. M.}$ 

$$\sum M_A = 0$$

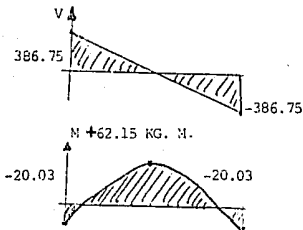
$$0 = (910)(0.85) \frac{2}{2} - 20.03 + 20.03 - 0.85 \text{ RB}$$

$$\text{RB} = 386.75 \text{ KGS.}$$

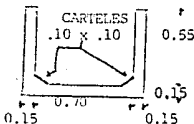
$$\sum F_Y = 0 ; (910)(0.85) - 386.75 - \text{RA} = 0$$

$$\text{RA} = 386.75 \text{ KGS.}$$

$$M \text{ Max} = 62.15 \text{ KG. M.}$$

C A L C U L O E S T R U C T U R A L D E L A C U B E T A :

Cálculo Longitudinal de la cubeta.

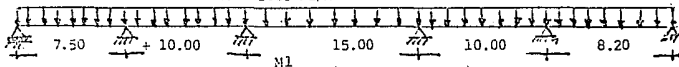


$$W_T = W_{T1} + W_2 = 780 \frac{\text{KG}}{\text{M}} + 375 \frac{\text{KG}}{\text{M}}$$

$$E = \text{CTE.}$$

$$I = \text{CTE.}$$

$$W_T = 1155 \text{ KG/M}$$

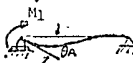


$$K = 4 \frac{EI}{L}$$



$$M_1 = 4 \frac{EI}{L} \theta A$$

modificamos K



$$M_1 = 3 \frac{EI}{L} \theta A \text{ K MOD. } \frac{3}{4} K$$

$$M_{EAB} = M_{EBA} = \frac{Wl^2}{12} = \frac{(1155)(7.50)^2}{12} = 5415 \text{ KG.M.} \quad M_{EBC} = M_{ECB} = \frac{(1155)(10)^2}{12} = 9625 = M_{RDE} = M_{EED}.$$

$$M_{ECD} = M_{EDC} = \frac{(1155)(15)^2}{12} = 21,657 \text{ KG.M.} \quad M_{EED} = M_{EED} = \frac{(1155)(8.20)^2}{12} = 6472 \text{ KG.M.}$$

$$KAB = \frac{4 EI}{L} = \frac{4 EI}{7.50} = \frac{15}{7.50} = 2.00 \quad \text{E.I.} \rightarrow \text{CTE.} \\ 4 EI = 15.00$$

$$KAC = \frac{4 EI}{L} = \frac{4 EI}{10.00} = \frac{15}{10.00} = 1.50 ; FDAB = \frac{KAB}{KAB} = \frac{2}{2} = 1.00$$

$$KDE = \frac{4 EI}{L} = \frac{4 EI}{10.00} = \frac{15}{10.00} = 1.50 ; FDBA = \frac{1.50}{1.50+1.50} = 0.50$$

$$KEF = \frac{4 EI}{L} = \frac{4 EI}{8.20} = \frac{15}{8.20} = 1.83 ; FDCE = \frac{1.50}{1.50+1.50} = 0.50$$

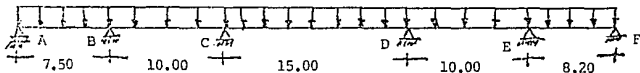
$$KCD = \frac{4 EI}{L} = \frac{4 EI}{15.00} = \frac{15.00}{15.00} = 1.00 ; FDCB = \frac{1.50}{1.50+1.00} = 0.60$$

$$F.T. = \frac{1}{2} \quad FDDC = \frac{1.00}{1.00+1.50} = 0.40 ; FDDE = \frac{1.50}{1.00+1.50} = 0.60 \quad FDFE = \frac{1.83}{1.83} = 1.00$$

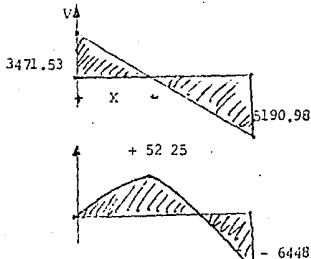
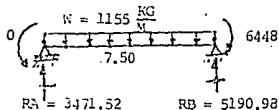
$$KMDD = 3/4K \quad FDED = \frac{1.50}{1.50+1.37} = 0.52 ; FDEF = \frac{1.37}{1.50+1.37} = 0.48$$

$$FLCD = \frac{1.00}{1.50+1.00} = 0.40$$

WF = 1155 KG/M.



MUDO	A		B		C		D		E		F
TRAMO	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EF	FE	
FIG. 3000	2.00		1.50		1.00		1.50		1.83		
FIG. 3000	2.00	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00	1.50	1.50	1.37	1.83	
F.D.	1.00	0.50	0.50	0.60	0.40	0.40	0.60	0.52	0.48	1.00	
M.I.	-5415	+5415	-9625	+9625	-21657	+21657	-9625	+9625	-6472	+6472	
E.Q.	+5415	+2105	+2105	+7219	+4813	+4813	-7219	-1640	-1513	-6472	
T.		+2700	+3610	+1053	-2407	+2407	-820	-3610	-3236		
E.Q.		-3159	-3159	+812	+542	-635	-952	+3560	+3286		
T.			+406	-1580	+318	+271	+1780	-476			
E.Q.		-203	-203	+1139	+759	-820	-1231	+243	+228		
T.			+570	-102	-410	+380	+124	-616			
E.Q.		-285	-285	+307	+205	-202	-302	+320	-1296		
T.			+154	-143	-101	+103	+160	-151			
E.Q.		-77	-77	+146	+98	-105	-150	+79	+72		
T.			+73	-39	-53	+49	+140	-79			
E.Q.		-37	-36	+55	+37	-30	-53	+41	+38		
T.			+28	-18	-18	+19	+21	-27			
E.Q.		-14	-14	+22	+14	-16	-24	+14	+13		
T.			+11	-7	-8	+7	+7	-12			
E.Q.		-5	-6	+9	+6	-6	-8	+6	+6		
M.F.	+0	+6448	-6448	+18498	-18498	+18260	-18260	+7282	-7282	+0	
KAB = 0			MCB = +18498	MDC = +18260				MED = +7282			
MBA = +6448 KG-M.			MCD = -18498	MDE = -18260				MEF = -7282			
MBC = -6448 KG-M.								MFE = 0			

CALCULO DE CORTANTES Y MOMENTOS POSITIVOS.TRAMO A-B

$$\sum M_A = 0$$

$$0 = (1155)(7.50)^2 + 6448 + 0 - 7.50 R_B$$

$$R_B = 5,190.98 \text{ KGS.}$$

$$\sum F_Y = 0; 0 = 1155(7.50) - 5190.93 R_B$$

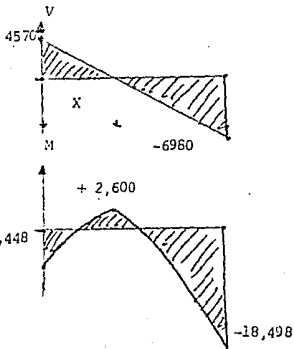
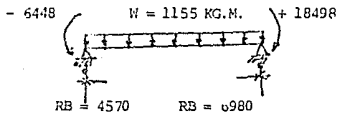
$$R_B = 3471.52 \text{ KGS.}$$

$$\frac{3471.52}{X} = \frac{5190.98}{7.50 - X}$$

$$X = 3.01 \quad 7.50 - 3.01 = 4.49$$

$$M \text{ MAX (+)} = 5225 \text{ KG. M.}$$

$$M \text{ MAX (+)} = 6448 \text{ KG. M.}$$

TRAMO B-C

$$\sum M_B = 0$$

$$0 = (1155)(10)^2 + 18,498 - 6448 - 10R_C$$

$$R_C = 6980 \text{ KGS.}$$

$$\sum F_Y = 0$$

$$0 = (1155)(10) - 6980 - R_B$$

$$R_B = 4570 \text{ KGS.}$$

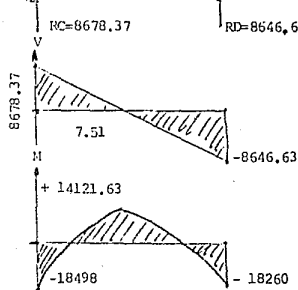
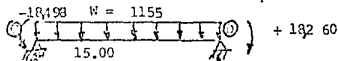
$$\frac{4570}{X} = \frac{6980}{10 - X}$$

$$X = 3.96 \quad 10 - 3.96 = 6.04$$

$$M \text{ MAX (+)} = 2600 \text{ KG.M.}$$

$$M \text{ MAX (-)} = 18,498 \text{ KG. M.}$$

TRAMO C-D



$$\sum M c = 0$$

$$0 = (1155)(15) \frac{2}{2} + 18260 - 18498 - 15 RD$$

$$RD = 8646.63 \text{ KGS.}$$

$$\sum FY = 0$$

$$0 = (1155)(15) - 8646.62 RC$$

$$RC = 8678.37 \text{ KGS.}$$

$$\frac{8678.37}{X} = \frac{8646.63}{15 - X}$$

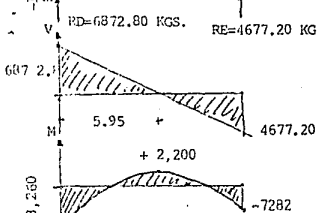
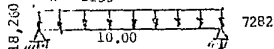
$$X = 7.51 \quad 15 - 7.51 = 7.49$$

$$M \text{ MAX (+)} = 14121.63 \text{ KG.M.}$$

$$M \text{ MAX (-)} = 18498 \text{ KG. M.}$$

TRAMO D-E

W = 1155



$$\sum MD = 0$$

$$0 = (1155) \left(\frac{10}{2} \right)^2 + 7282 - 10 RE$$

$$RE = 4677.20 \text{ KGS.}$$

$$\sum FY = 0$$

$$0 = (1155)(10) - 4677.20 - RD$$

$$RD = 6872.80 \text{ KGS.}$$

$$\frac{6872.80}{X} = \frac{4677.20}{10 - X}$$

$$X = 5.95 \text{ M. } 10 - 5.95 = 4.05$$

$$M \text{ MAX (+)} = 2200 \text{ KG. M.}$$

$$M \text{ MAX (-)} = 7282 \text{ KG. M.}$$

$$\sum ME = 0$$

$$0 = (1155)(8.20) \frac{2}{2} + 0 - 7282 - 8.20 RE$$

$$RE = 3847.45 \text{ KGS.}$$

$$\sum FY = 0$$

$$0 = (1155)(8.20) - 3847.45 - RE$$

$$RE = 5623.55 \text{ KGS.}$$

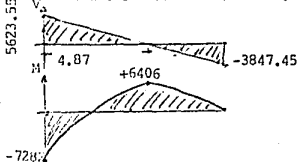
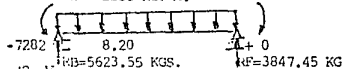
$$\frac{5623.55}{X} = \frac{3847.45}{8.20 - X}; X = 4.87$$

$$8.20 - 4.87 = 3.33$$

$$M \text{ MAX (+)} = +6406 \text{ KG.M.}; M \text{ MAX (-)} = -7282 \text{ KG.-M.}$$

TRAMO E-F

W = 1155 KG. M.



DISEÑO:

49

A continuación procederemos a revisar los espesores de la sección de Concreto supuesta y a calcular las áreas de acero de refuerzo necesaria.

Constantes de cálculo

$$f'c = 210 \text{ KG/CM}^2$$

$$F_Y = 3200 \text{ KG/CM}^2$$

$$E_S = 203\,9000 \text{ KG/CM}^2$$

$$E_C = 15\,100 \sqrt{f'c} = 218\,819.79 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}$$

$$f_c = 0.45 f'c = 0.45 (210) = 94.50 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}$$

$$f_s = 0.50 F_Y = 0.50 (3200) = 1600 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}$$

$$n = \frac{E_S}{E_C} = \frac{2\,039\,000 \text{ KG/CM}^2}{218\,819.79 \text{ KG/CM}^2} = 9.60$$

$$K = \frac{f_c}{f_c + f_s} = \frac{94.50}{94.50 + \frac{1600}{9.60}} = 0.36$$

$$J = 1 - \frac{K}{3} = 1 - \frac{0.36}{3} = 0.88$$

$$R = \frac{1}{2} f_c \quad K J = \frac{1}{2} (94.50)(0.36)(0.88) = 14.97$$

$$V_{\text{cad}} = 0.29 \sqrt{f'c} = 0.29 \sqrt{210} = 4.20 \frac{\text{KGS}}{\text{CM}^2} \quad \text{SIN ESTRIBOS.}$$

$$V_{\text{cad}} = 1.32 \sqrt{f'c} = 1.32 \sqrt{210} = 19.30 \text{ KG/CM}^2 \quad \text{CON ESTRIBOS.}$$

$$ad = 2.3 \sqrt{\frac{f'c}{D}} = \frac{2.3 \sqrt{210}}{D} = \frac{33.33}{D}$$

PAREDES LATERALES:

1.- EMPUJE DEL AGUA $V \text{ MAX} = 151.25 \text{ KG/M}$

$M \text{ MAX} = 27.73 \text{ KG/M}$

2.- EMPUJE DEL VIENTO $V \text{ MAX} = 38.50 \text{ KG/M}$

$M \text{ MAX} = 7.70 \text{ KG/M}$

RIGE EL EMPUJE DEL AGUA

$M \text{ MAX} = 27.73 \text{ KG-CM}$

$$d = \sqrt{\frac{M}{RB}} = \sqrt{\frac{2773}{(14.97)(100)}} = 1.36 \text{ CMS} < 115 \text{ CMS.}$$

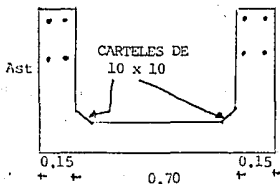
$$v = \frac{V}{bd} \quad d = \frac{V}{vb} \quad d = \frac{151.25 \text{ KG.}}{(4.20)(100)} = 0.36 \text{ CM.} < 11.5^{50} \text{ CM.}$$

Como se ve, para esta solicitud los peraltes están muy sobrados, pero se justificará al diseñar las trabes longitudinales.

$$As_1 = \frac{M_1}{f_s j d} = \frac{2773}{(1600)(0.88)(11.5)} = 0.171 \text{ CM}^2$$

$$As_2 = \frac{M_2}{f_s j d} = \frac{770}{(1600)(0.85)(11.50)} = 0.05 \text{ CM}^2$$

$$Ast = 0.0020 b h = 0.0020 (100)(15) = 3.00 \text{ CM}^2$$



Usamos vars. de $\varnothing 1/2"$. Usamos Vars. de $\varnothing 3/8"$
 25 0.55 .70 M.
 SEPARACION $S = \frac{100}{3.00} = 42 \text{ CMS.}; S = \frac{100}{3.00} = 23 \text{ CM}$
 \uparrow 0.15 2 VARS. $\varnothing 1/2"$ 5 VARS $\varnothing 3/8"$

$$\mu_{ad} = \frac{2.3 \sqrt{f_c}}{D} = \frac{2.3 \sqrt{210}}{1.27} = 14.52 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}; \Sigma P = 7.98$$

$$\mu_{act} = \frac{V}{\Sigma P. j d} = \frac{151.25}{(7.98)(0.88)(11.50)} = 1.87 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}$$

COMO VIGA APOYADA LONGITUDINALMENTE

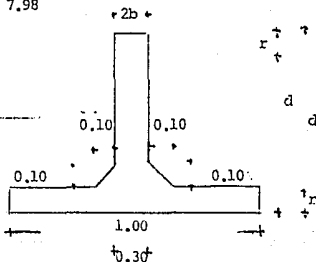
$$V \text{ MAX} = 8678.37 \text{ KGS.}$$

$$N \text{ MAX (+)} = 14 \ 121.62 \text{ KG. M.}$$

$$N \text{ MAX (-)} = 18 \ 498.00 \text{ KG. M.}$$

CALCULO DEL PERALTE POR MOMENTO.

$$N \text{ MAX (A C T)} = \frac{18 \ 498.00}{2} = 9249 \text{ KG. M.}$$



$$d = \sqrt{\frac{M}{R_B}} = \sqrt{\frac{92,4900 \text{ KG.CM.}}{(14.97 \text{ KGS})(15 \text{ CM})}} = 64.20 \text{ CMS.} < 65.00 \text{ CM.} \quad 51$$

$$V \text{ MAX ACT} = \frac{8678.37}{2} = 4339.19 \text{ KGS.}$$

$$v = \frac{V}{bd} \quad d \text{ Min.} = \frac{4339.19}{(15)(19.13)} \quad v = v_c \Rightarrow \text{CON ESTRIBOS.}$$

$$d \text{ MIN.} = 15.12 \text{ CMS.} < 65.00 \text{ Cms.}$$

$$\begin{aligned} d &= 65 \text{ Cms.} \\ r &= 5 \text{ Cms.} \\ h &= 70 \text{ Cms.} \end{aligned}$$

Revisaremos posteriormente la cubeta en "U" para verificar los del momento que resista la sección definitiva.

CALCULO DE LAS AREAS DE ACERO.

$$AS = \frac{M}{f_s j d} \quad \begin{aligned} j &= 0.88 \\ d &= 65 \text{ Cms.} \\ f_s &= 16,00 \text{ KGS.} \\ &\text{CM}^2 \end{aligned}$$

TRAMO C-D

$$M \text{ MAX (+)} = 14,121.63 \text{ KG. M.}$$

$$M \text{ MAX (+)} \text{ ACT.} = \frac{14,121.63 \text{ KG. CM.}}{2} = 706,081.50 \text{ KG. CM.}$$

$$As (+) = \frac{706,081.50}{(1600)(0.88)(65)} = 7.72 \text{ CM}^2 \quad 4 \text{ } \varnothing \text{ 5/8" } As = 7.92 \text{ CM}^2$$

$$As (-) = \frac{924900}{(1600)(0.88)(65)} = 10.11 \text{ CM}^2 \quad 4 \text{ } \varnothing \text{ 3/4" } As = 11.40 \text{ CM}^2$$

CALCULO DEL CORTANTE.

ESTRIBOS: Se tomará todo el cortante con estribos.

$$V \text{ MAX} = \frac{8678.37 \text{ KGS.}}{2} = 4,339.20 \text{ KG.}$$

$$v_c = 0.29 \sqrt{f'c} = 0.29 \sqrt{210} = 4.20 \frac{\text{KG}}{\text{CM}}$$

$$v_{act} = \frac{V}{bd} = \frac{4,339.20}{(15)(65)} = 4.45 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}$$

$$v_{act} > v_{adm.}$$

$$v'c = 4.45 - 4.20 = 0.25 \text{ KG/CM}^2$$

SEGUN A.C.I. 318-83 NO USAR J

$$S = \frac{F_v A_v J d}{V} = \frac{F_v A_v J d}{V_c b d} = \frac{F_v A_v}{V_c b}$$

USANDO ESTRIBOS DE 3/8"

$$AS = 0.71 \text{ CM}^2$$

$$Av = 2 AS = 1.42 \text{ CM}^2$$

52

$$S = \frac{Fv}{V'c} \frac{Av}{b}$$

$$FV = 1400 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}$$

$$S = \frac{(1400)(1.42)}{(0.25)(15)} = 530.13 \text{ CM.}$$

$$S \text{ Máximo} = \frac{d}{2} \quad \text{ó S Máximo} = \frac{1.42}{0.0015 \times b}$$

$$S \text{ Máximo} = \frac{65}{2} = 32.50 \text{ CM} \quad S \text{ Máximo} = \frac{1.42}{0.0015 \times 15} = 63.11 \text{ CM.}$$

Tomamos estribos de 3/8" Cms. a todo lo largo de las 2 traves

Se revisará, si no es una viga peraltada:

Según ACI - 910

$$\frac{d}{L} < \frac{2}{3}$$

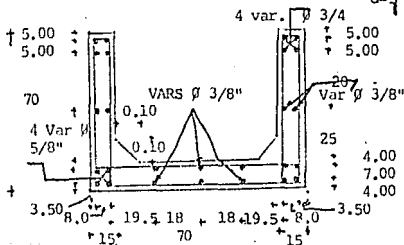
$$\frac{.65}{7.500} = 0.09 \quad 0.09 < 0.666 \therefore \text{ESTAMOS BIEN}$$

DISEÑO DE LA LOSA CENTRAL

M MAX. (-) = 27.73 KG.CM.

M MAX (+) = 62.15 KG.CM.

$$d = \sqrt{\frac{M}{RB}} = \sqrt{\frac{6215}{(14.97)(100)}} = 2.04 < 11 \text{ CM.}$$



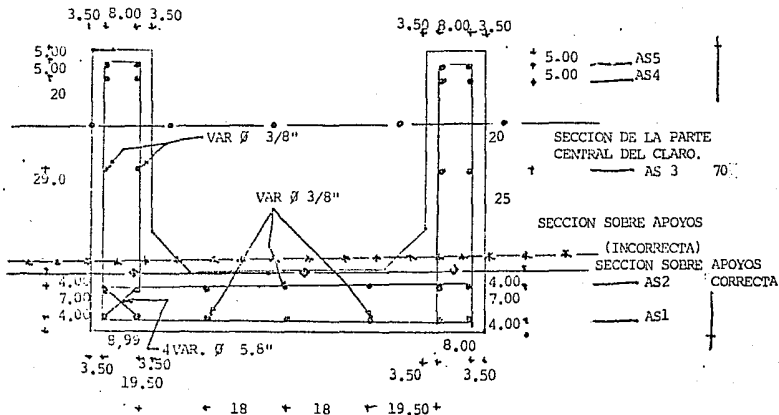
$$As = \frac{6215}{(1.600)(0.88)(11)} = 0.40 \text{ CM}^2$$

$$As \text{ MIN.} = 0.0020 bh$$

$$b = 100$$

$$h = 15$$

AS MIN. = 0.0020 (100)(15) = 3 CM.²
 RIGE EL ACERO POR TEMPERATURA, TOMAMOS
 VARS.  3/8" a 20 CM.
 PARA ARMAR ARRIBA Y ABAJO EN AMBOS LE-
 CHOS; O PODEMOS DEJAR A (CADA 30 CM)
 PARA ARMAR IGUAL QUE LOS ESTRIBOS.



CONSIDERAMOS LA VIGA " U "

SE REVISARÁ LA SECCIÓN CON EL ARMADO ADOPTADO POR MEDIO DE LA FÓRMULA DE LA ESCUADRIA.
PRIMERO DETERMINAMOS LA PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO.

ESPECIFICACIONES SOBRE APOYOS.

ÁREAS DE ACERO.

$$\begin{aligned} AS1 &= (4) (1.98) + (3) (0.71) = 10.05 \text{ CM}^2 \\ AS2 &= (4) (1.98) + (3) (0.71) = 10.05 \text{ CM}^2 \\ AS3 &= (4) (0.71) = 2.84 \text{ CM}^2 \\ AS4 &= (4) (2.85) = 11.40 \text{ CM}^2 \\ AS5 &= (4) (2.85) = 11.40 \text{ CM}^2 \end{aligned}$$

$$A (3/8") = 0.71 \text{ CM}^2$$

$$A (5/8") = 1.98 \text{ CM}^2$$

$$A (3/4") = 2.85 \text{ CM}^2$$

ACERO A TENSION:

$$\begin{aligned} AS5 &= (9.60)(11.40) = 109.44 \text{ CM}^2 \\ AS4 &= A S5 = 109.44 \text{ CM}^2 \\ AS3 &= (9.60)(2.84) = 27.26 \text{ CM}^2 \end{aligned}$$

$$A'S = nAs \quad n = 9.60$$

ACERO A COMPRESION.

$$\begin{aligned} A's c &= (2n - 1) A s \\ A's 2 &= [(2) (9.60) - (1)](10.05) = 182.91 \text{ CM}^2 \\ A's 1 &= [(2) (9.60) - (1)](10.05) = 182.91 \text{ CM}^2 \end{aligned}$$

TOMAMOS MOMENTOS CON RESPECTO AL EJE NEUTRO,

$$\Sigma M_o = 0$$

$$(109.44)(65.-x) + (109.44)(60.-x) + (27.26)(40.-x) - (182.91)(x - 4.00) - (182.91)(x-11.00) - (100)(15)(x - 7.50) - (30)(x-15) \quad 2/2 = 0$$

$$7,113.60 - 109.44x + 6,566.40 - 109.44 x + 1,090.40 -$$

$$27.26 x - 182.91 x + 731.64 - 182.91 x + 2,012.01 - 1500 x +$$

$$- 112.50 - 15 x^2 + 450 x - 3375.0 = 0$$

$$15 x^2 + 1,661.96 x - 25,389.05 = 0$$

$$X = \frac{-1661.96 \pm \sqrt{(1661.96)^2 - (4)(15)(-25,389.05)}}{(2)(15)}$$

$$X = 13.60 \text{ CM}$$

* ES MENOR DE 15 CMS. POR LO TAMPO ESTA MAL SUPUESTO, SUPONEMOS EL EJE NEUTRO DENTRO DE LA LOSA CENTRAL.

$$\sum M_o = 0$$

$$(104.44)(65-x) + (109.44)(60-x) + (27.26)(40-x) -$$

$$(182.91)(x-4.00) - (182.91)(x-11) - (100)(x)\left(\frac{x}{2}\right) = 0$$

$$7,113.60 - 109.44 x + 6,566.40 - 109.44 x + 1090.40 - 27.26 x -$$

$$182.91 x + 731.64 - 182.91 x + 2,012.0 - 50 x^2 = 0$$

$$50 x^2 + 611.96 x - 17,514.05 = 0$$

$$X = \frac{611.96 \pm \sqrt{(611.96)^2 - (4)(50)(-17,514.05)}}{(2)(50)} = 13.57 \text{ CMS.}$$

$$13.75 < 15 \text{ O.K.}$$

CALCULO DEL MOMENTO DE INERCIA CON RESPECTO AL EJE NEUTRO.

$$I_{xx} = (100) \frac{(13.57)^3}{3} + (182.91)(13.57 - 4)^2 + (182.91)(13.57 - 11)^2 +$$

$$(109.44)(65 - 13.57)^2 + (109.44)(60 - 13.57)^2 + (27.26)(40 - 13.57)^2$$

$$I_{xx} = 645,695.94 \text{ CM}^4$$

MOMENTO RESISTENTE DEL CONCRETO.

$$f_c = \frac{M_c}{I_{xx}} ; M = \frac{f_c I_{xx}}{C}$$

$$M_{rc} = \frac{(94.50)(645,695.94)}{13.57} = 4'496,556.10 \text{ KG-CM}$$

$$M_{\text{MAX}} = 924,900 \text{ KG. CM.} < 4'496,556.10 \text{ KG. CM.}$$

$$MR1 = \frac{\left(\frac{1600}{(9.60)(2)}\right)(645,695.94)}{9.57} = 5'622,570.01 \text{ KG. - CM.} > M \text{ Act.}$$

$$MR2 = \frac{\left(\frac{1600}{(2)(9.60)}\right)(645,695.94)}{2.57} = 20'936,963.04 \text{ KG-CM.}$$

$$f_c = \frac{M_c}{I_{xx}} \quad M = \frac{f_c I_{xx}}{C}$$

$$M_{rc} = \frac{(94,50)(645,695,94)}{13,57} = 4'496,556,10 \text{ KG. CM.}$$

$$M \text{ Max} = 924 900 \text{ KG. CM.} < 4'496,556,10 \text{ KG. CM.}$$

$$M_{R1} = \frac{\left(\frac{1600}{(9,60)(21)}\right)(645,695,94)}{9,57} = 5'622,570,01 \text{ KG. CM.} > M_{ACT}$$

$$M_{R2} = \frac{\left(\frac{1600}{(9,60)(21)}\right)(645,695,94)}{2,57} = 20'936,936,04 \text{ KG. CM.}$$

CALCULO DEL CENTRO DE GRAVEDAD DEL ACERO A TENSION, TOMANDO MOMENTOS ESTATICOS CON RESPECTO A LA PARTE SUPERIOR DE LA ESTRUCTURA:

AREA	BRAZO	MOMENTO ESTATICO
AS = 11.40	5	57 CM ² - CM.
AS4 = 11.40	10	114 CM ² - CM.
AS4 = 2.84	30	85,20 CM ² - CM.
25.64 CM ²		256,20 CM ² CM.

$$Y = \frac{256,20}{25,64} = 9,99 \text{ CMS.}$$

$$C = 70 - X - 9,99 = 70 - 13,57 - 9,99 = 46,44 \text{ CM.}$$

$$M_{RS} = \frac{f_s I_{xx}}{C} = \frac{\left(\frac{1600}{9,60}\right)(645,695,54)}{46,44} = 2'317,319,63 > M_{act.}$$

REVISION POR CORTANTE DE LA SECCION

$$V = \frac{V}{bd} = \frac{4,339,19 \text{ KG.}}{(15)(60,01)} = 4,82 \frac{\text{KG}}{\text{CM}} < V_{ad} = .32 \sqrt{210} = 19,13 \frac{\text{KG}}{\text{CM}}$$

$$d = 70 - 9,99 = 60,01$$

REVISION POR ADHERENCIA

$$\mu_{ADM} = \frac{2,30 \sqrt{f'c}}{D} = \frac{2,30 \cdot 210}{D} = \frac{33,33}{D} = \frac{33,33}{1,905} = 17,50 \frac{\text{KG}}{\text{CM}}$$

$$\mu_{ACT} = \frac{V}{\sum p_j d} = \frac{4,339,19}{(4)(5,98)(0,88)(60,01)} = 3,44 \frac{\text{KG}}{\text{CM}} < \mu_{ADM} = 17,50 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}$$

AREAS DE ACERO.

AS1 = 10.05

AS2 = 10.05

AS3 = 2.84

AS4 = 11.40

AS5 = 11.40

$n = 9.60$

ACERO A TENSION:

$A'S = n AS$

AS1 = (9.60)(10.05) = 96.48 CM²

AS2 = (9.60)(10.05) = 96.48 CM²

AS3 = (9.60)(2.84) = 27.26 CM²

ACERO COMPRESION:

$AS = (2n - 1) AS$

A'S4 = [2(9.60)-1](11.40) = 207.48 CM²

A'S5 = [2(9.60)-1](11.40) = 207.48 CM²

TOMANDO MOMENTOS CON RESPECTO AL EJE NUESTRO SUPUESTO

$\sum M x I = 0$

$0 = (207.48)(x - 5) + (207.48)(x-10) + (2)(15)(x)(x/2) -$

$(96.48)(66 - x) - (96.48)(59 - x) + (27.26)(30 - x) = 0$

$207.48 x - 1037.40 + 207.48 x - 2074.80 + 15 x^2 -$

$6367.68 + 96.48 x - 5692.32 + 96.48 x - 817.80 + 27.26 x = 0$

$15 x^2 + 635.18 x - 15989.99 = 0$

$x = \frac{635.18 \pm \sqrt{(635.18)^2 - (4)(15)(-15989.99)}}{(2)(15)} = 17.74 \text{ CM.}$

X. = 17.74 CMS, ESTA EN EL INTERVALO SUPUESTO.

CALCULO DE LA INERCIA RESPECTO AL EJE NEUTRO.

$I_{xx1} = (2) \frac{(15)(17.74)^3}{3} + (207.48)(17.74-5)^2 + (207.48)(17.74-10)^2 +$
 $+ (27.26)(30 - 17.74)^2 + (96.48)(66-17.74)^2 + (96.48)(59 - 17.74)^2$

$I_{xx1} = 494,964.88 \text{ CMS.}$

MOMENTO RESISTENTE DEL CONCRETO.

$MRC = \frac{f_c I_{xx1}}{C} = \frac{(0.45)(210)(494.88)}{17.74} = 2'636,650.57 \text{ KG.CM.}$

$$MRC > M \text{ MAX (+)} \quad M \text{ MAX (+)} = 706,081.50 \text{ KG.-CM.}$$

57

$$2'636,650.57 \text{ KG. CM.} > 706,081.50 \text{ KG. CM.}$$

MOMENTOS RESISTENTES DEL ACERO A COMPRESION.

$$MR 1 = \frac{\left(\frac{1600}{9.60}\right) (2)}{12.74} (494,964.88) = 3'237,603.87 \text{ KG. CM} > M \text{ MAX (+)}$$

$$MR 2 = \frac{\left(\frac{1600}{9.60}\right) (2)}{7.74} (494,964.88) = 5'329,079.24 \text{ KG. CM.}$$

CALCULO DEL CENTRO DE GRAVEDAD DEL ACERO A TENSION:

<u>AREA</u>	<u>BRAZO</u>	<u>MOMENTO ESTATICO</u>
AS1 = 10.05 CM ²	48.26	485.01 CM ² CM.
AS2 = 10.05 CM ²	41.26	414.66 CM ² CM.
AS3 = 2.84 CM ²	12.26	34.82 CM ² CM.
<u>Σ A = 22.94 CM²</u>	<u>Σ M =</u>	<u>934.49 CM² CM.</u>

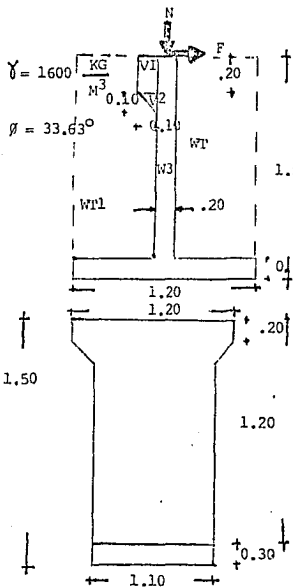
$$Y = \frac{\Sigma M}{\Sigma A} = \frac{934.49}{22.94} = 40.74 \text{ CM}$$

MOMENTO RESISTENTE DEL ACERO A TENSION:

$$MR \text{ ACERO} = \frac{\left(\frac{1600}{9.60}\right) (494,964.88)}{(52.26 - 40.74)} = 7'160,950.23 \text{ KG.-CM} > 706,081.50 \text{ KG.-CM}$$

$$MR \text{ ACERO} > M \text{ MAX (+) ACT.}$$

APOYO FIJO



$N = 3471.52 \text{ KGS.}$

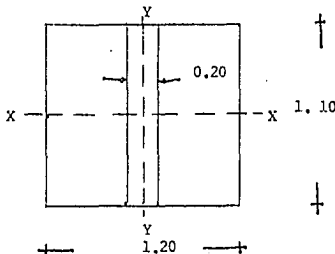
$\nabla_c \text{ (terreno)} = 1.50 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}$

$1.50 \text{ A min. DESPLANTE} = \frac{3,471.52 \text{ KG}}{1.50 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}}$

$\text{A min. DESPLANTE} = 2,314.35 \text{ CM}^2$

$0.30 \text{ A Min. DESPLANTE} = 0.2314 \text{ M}^2$

PROPONEMOS LA SIGUIENTE SECCION.



CARGAS:

- 1).- $N = 3471.52 \text{ KGS.}$
- 2).- FRICCION (F) = μN
 $F = (0.20)(3471.52) = 694.31 \text{ KGS.}$

- 3.- VIENTO
 PRESION DE VIENTO = $55 \frac{\text{KG.}}{\text{M}^2}$

$\mu = 0.20$

$P = C_d \cdot 0.00483 v^2$

$V = 100 \text{ KM/HR.}$

$P = (11)(0.00483)(100)^2 = 53.13 \text{ KG/M}^2$

$EV = (Pv) (\lambda) \quad A = (0.70)(3.75) = 2.625 \text{ M}^2$

$EV = (55 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2})(2.625) = 144.375 \text{ KGS.}$

$Y = \text{BRAZO DE PALANCA} = \text{ALTURA DE LA CUBETA ENTRE 2.}$

$Y = \frac{0.70}{2} = 0.350 \text{ MTS.}$

$Y = \text{ALTURA TOTAL DESDE LA BASE DEL APOYO HASTA EL PUNTO DE APLICACION DE LA RESULTANTE DEL VIENTO.}$

$$Y = 0.35 + 1.50 = 1.85 \text{ MTS.}$$

$$M \text{ Inx} = E_v Y = (144.38)(1.85 \text{ MTS.}) = 267.10 \text{ KG-M.}$$

4).- PESO PROPTO:

$$W1 = 0.20 \times 1.20 \times 0.10 \times 2400 \text{ KG/M}^3 = 57.60 \text{ KG.}$$

$$W3 = (1.20)(1.10)(0.20)(2400 \frac{\text{KG}}{\text{M}^3}) = 633.60 \text{ KGS.}$$

$$W4 = (1.10)(1.20)(0.30)(2400 \frac{\text{KG}}{\text{M}^3}) = 950.40 \text{ KGS.}$$

$$W2 = \left[\frac{0.10 \times 0.10 \times 1.10 \times 2}{2} (0.10) \frac{(0.10)}{2} \frac{(0.05)}{3} \right] \times 2400 = 13.60 \text{ KGS.}$$

$$W_T = W1 + W2 + W3 + W4 = 1655.2 \text{ KGS.}$$

CALCULO DEL CENTRO DE APLICACION.

CON RESPECTO A (A)

FUERZA (KG.)	BRAZO (M.)	MOMENTO (KG. M.)
W1 = 57.60	0.750	43.20 KG.M.
W2 = 13.60	0.7333	9.97 KG.M.
W3 = 633.60	0.600	380.16 KG.M.
W4 = 950.40	0.600	570.24 KG.M.

$$\Sigma W = 1,655.2 \text{ KG.}$$

$$\Sigma M = 1,003.57 \text{ KG}$$

$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma W} = \frac{1,003.57 \text{ KG.M.}}{1,655.2 \text{ KGS.}} = 0.606$$

$$ec = 0.60 - 0.606 = 0.006 \text{ M.}$$

5).- PESO DE LA TIERRA.

CALCULAREMOS LA SOBRECARGA CON ALTURA DEL TERRENO.

$$W_T = (1600 \frac{\text{KG}}{\text{M}^3}) \left[(0.20)(0.40)(1.10) + \left(\frac{0.50+0.40}{2} \right) (0.10)(1.10) + (0.50)(0.90)(1.10) \right] +$$

$$(0.40) \times (0.57)(1.10)(1600) \frac{\text{KG}}{\text{M}^3} = 1413.23 \text{ KGS.}$$

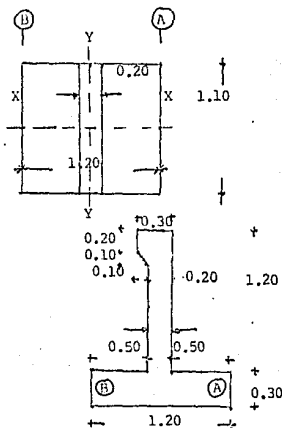
$$W2 = (0.50)(1.20)(1.10)(1600) \frac{\text{KG}}{\text{M}^3} = 1056 \text{ KGS.}$$

DISTANCIA DEL CENTRO DE APLICACION W1

AL PUNTO (B)

PESO (KGS)	BRAZO (M)	MOMENTO (KG.-M.)
1413.28	0.20	28.16
70.40	0.20	14.08
8.90	0.433	3.813
792.00	0.25	198.00
49.128	0.20	189.26
1413.28		

$$e_{T1} = \frac{\Sigma M_{T1}}{\Sigma W_{T1}} = \frac{324.31}{1413.28} = 0.229$$



$$\text{SOBRECARGA} \quad \text{PESO LOSA } (0.15)(2400) = 360 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2}$$

$$\text{PESO AGUA } (0.55)(1000) = 550 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2}$$

$$S.C. = 910 \text{ KG/M}^2$$

CONSIDERAMOS UNA:

$$SC = 910 \text{ KG/M}^2$$

$$ht = 910 \text{ KG/M}^2$$

$$1600 \text{ KG/M}^2$$

$$ht = 0.57 \text{ M.}$$

CON RESPECTO A (A), etl será:

$$\text{etl (A)} = 1.20 - \text{etl (B)} = 1.20 - 0.229 = 0.971 \text{ MTS.}$$

60

LA EXCENTRICIDAD DE WT2 CON RESPECTO A (A) ES:

$$e2 = \frac{0.50}{2} = 0.25 \text{ MTS.}$$

6.- EMPUJE DE TIERRAS.

CONSIDERAMOS EL EMPUJE DEL TERRENO ASI:

$$E A = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_A$$

$$\gamma = 33.43^\circ$$

$$K_A = \frac{1}{2} g^2 (45 - \frac{\gamma}{2})^2 = \frac{1}{2} g^2 (45 - \frac{33.43}{2})^2 = 0.286$$

$$P_d = \gamma_s h K_A = (1600)(0)(0.286) + (910 \text{ KG/M}^2)(0.286) = 260.26 \text{ KG/M}^2$$

$$P_c = (1600)(0.20)(0.286) + 260.26 \text{ KG/M}^2 = 351.78 \text{ KG/M}^2$$

$$P_f = (1600)(0.39)(0.286) + 260.26 \text{ KG/M}^2 = 397.54 \text{ KG/M}^2$$

$$P_g = (1600)(1.50)(0.286) + 260.26 \text{ KG/M}^2 = 946.66 \text{ KG/M}^2$$

EMPUJE ACTIVO:

$$EA1 = (260.26)(0.20)(1.20) = 62.46 \text{ KGS. } Y1 = 1.40 \text{ M.}$$

$$EA2 = \left(\frac{351.78 - 260.26}{2} \right) (0.20)(1.20) = 10.98 \text{ KG; } Y2 = 1.50 - (2/3)(1.20) = 1.367$$

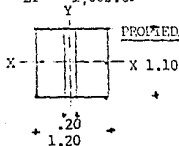
$$EA3 = (351.78) \left(\frac{1.20 + 1.10}{2} \right) (0.10) = 40.45 \text{ KG; } Y3 = 1.30 - 0.0493 = 1.25$$

$$EA4 = \left(\frac{397.54 - 351.78}{2} \right) \left(\frac{1.20 + 1.10}{2} \right) (0.10) = 2.63 \text{ KG; } Y4 = 1.30 - \left(\frac{2}{3} \right) (0.10) = 1.232$$

$$EA5 = (397.54)(1.20)(1.10) = 524.75 \text{ KG. } Y5 = 1.20/2 = 0.60$$

$$EA6 = \left(\frac{946.66 - 397.54}{2} \right) (1.20)(1.10) = 362.42 \text{ KG; } Y6 = \frac{1.20}{3} = 0.40$$

$$Y = \frac{\sum EA_i Y_i}{\sum EA_i} = \frac{616.08}{1,003.69} = 0.614 \quad \sum EA = 1003.69; \sum M = 616.08 \text{ KG.M.}$$



PROPIEDADES DE LA SECCION DE DESPLANTE.

$$C_{YX} = 0.55 \text{ MTS.}$$

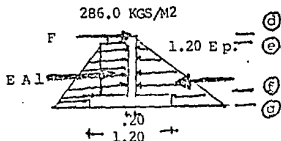
$$I_{XX} = \frac{(1.20)(1.10)^3}{12} = 0.133 \text{ M}^4$$

$$C_{YY} = \frac{1.20}{2} = 0.60 \text{ MTS.}$$

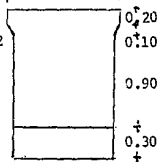
$$I_{YY} = \frac{(1.10)(1.20)^3}{12} = 0.150 \text{ M}^4$$

$$EA2 = (0.286)(1600) \left(\frac{1.50}{2} \right) (1.20)(1.10) = 566.28 \text{ KG.}$$

$$Y = 1.50/3 = 0.50 \text{ M.}$$



$$K_P = \frac{1}{0.286} = 3.497$$



CALCULO DE LAS FATIGAS DEL TERRENO.

FUERZA (KG.)	BRAZO (M)	MOMENTO (KG-M)	MOMENTO (KG-M.)
N = 3,471.52 KGS.	0.00	XX	YY
= 1,655.20 KG	0.005	0.00	0.00
WT1=1,413.28 KG	0.371	0.00	- 9.94
WT2=1,056.00 KG	0.350	0.00	- 524.33
F = 694.31 KG	1.50	0.00	+ 369.60
ET1=1,-3.69 KG	0.614	0.00	±1,041.47
EV = 144.38 KG	1.85	0.00	+ 616.27
EV = 1		267.10	+ 0.00
		267.10	
ET2 = 566.28 KG	0.50	0.00	- 283.14
Σ N = 7,596.00 KG			

ALTERNATIVA No. 1 (CONDUCTO LLENO + EMPUJE DE TIERRA Y EMPUJE - VIENTO Y FRICCION HACIA LA DERECHA).

$$\nabla_T = 1.50 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2} = 15.00 \frac{\text{TON}}{\text{M}^2}$$

$$\nabla_{ACT} = \frac{\Sigma N}{ZA} + \frac{\Sigma M_{xy} C_{xy}}{I_{yy}} + \frac{\Sigma M_{xx} C_{xx}}{I_{xx}}$$

$$M_{xx} = E v y = (144.38) (1.85) = 267.10 \text{ KG.M.}$$

$$M_{yy1} = 1493.07 \text{ KG.M.} \quad M_{yy2} = 1489.28 \text{ KG.M.}$$

ALTERNATIVA No. 1.

$$\nabla_{MAX} = \frac{7596.00}{(110)(120)} + \frac{(1493.07)(60)}{15840000} + \frac{(26710)(55)}{13300000}$$

$$\nabla_{MAX} = 0.575 + 0.566 + 0.11 = 1.251 \text{ KG/CM}^2$$

$$\nabla_{MIN} = \frac{7596.00}{(110)(120)} - \frac{(149307)(60)}{15840000} - \frac{(26710)(55)}{13300000}$$

$$\nabla_{MIN} = 0.575 - 0.566 - 0.11 = - 0.101 \text{ KG/CM}^2$$

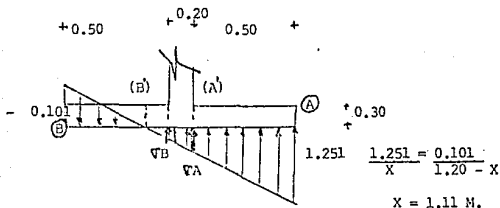
ALTERNATIVA No. 2

$$\nabla = \frac{\Sigma N}{A} + \frac{\Sigma M_{xx} C_{xx}}{I_{xx}} + \frac{\Sigma M_{yy} C_{yy}}{I_{yy}}$$

$$MAX = \frac{7596.02}{(110)(120)} + \frac{(26710)(55)}{13300000} + \frac{(148928)(60)}{15840000}$$

$$\nabla_{MAX} = 0.575 + 0.11 + 0.564 = 1.249 \text{ KG/CM}^2$$

$$\nabla_{MIN} = 0.575 - 0.11 - 0.564 = - 0.099 \text{ KG/CM}^2$$



$$8.9 \quad X = 111 \text{ CMS.}$$

$$\text{LADO (B)-(A)} \quad \frac{1.251}{\nabla A'} = \frac{1.11}{0.61}$$

$$\frac{1.251}{X} = \frac{0.101}{1.20 - X}$$

$$X = 1.11 \text{ M.}$$

$$\nabla A' = 0.687 \text{ KG/CM}^2$$

$$V \text{ RESISTENTE} = \frac{(1.251 + 0.687)}{2} (50)(110) = 5,329.50 \text{ KG.}$$

$$V \text{ ACT} = (1600)(1.20)(1.10)(0.50) + (2400)(1.10)(0.50)(0.30) = 1452 \text{ KG}$$

$$V \text{ RESULTANTE} = 5,329.5 - 1452 = 3877.50 \text{ KG} \quad \uparrow$$

$$M \text{ RESISTENTE} = (5,329.5)(0.274) = 1,460.28 \text{ KG-M.}$$

$$M \text{ ACT} = (1452) \left(\frac{0.50}{2} \right) = 363 \text{ KG-M}$$

$$M \text{ RESISTENTE} = 1460.28 - 363 = 1,097.28 \text{ KG-M}$$

$$\text{LADO B-B1} \quad \frac{1.251}{\nabla B'} = \frac{1.11}{0.41} \quad \nabla B' = 0.462 \text{ KG/CM}^2$$

$$V \text{ RESISTENTE} = \frac{(0.462 \times 41)}{2} (110) = 1041.81 \text{ KG.}$$

$$V \text{ ACT.} = (1600)(0.90)(1.10)(0.40) + (910 \text{ KG/M}^2)(0.40)(1.10)$$

$$V \text{ ACT.} = 1,412.40 \text{ KG.}$$

$$V \text{ RESULTANTE} = 1,041.81 - 1,412.40 = -370.59 \text{ KG.} \quad \downarrow$$

$$M \text{ RESIST.} = (1,041.81) \left(\frac{0.41}{3} \right) = 142.38 \text{ KG-M.}$$

$$M \text{ ACT} = (1,412.40)(0.271) = 382.76 \text{ KG. M.}$$

$$M \text{ RESULTANTE} = 142.38 - 382.76 = -240.39 \text{ KG.M.} \quad \text{C}$$

USAMOS LAS MISMAS CONSTANTES DE CALCULO PARA EL DISEÑO DE LA LOSA SUPERIOR.

63

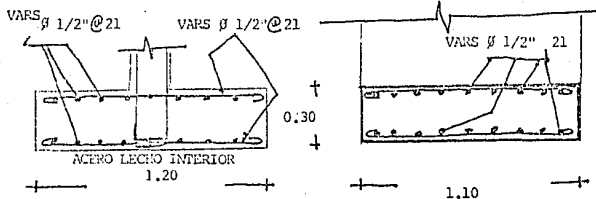
$$d = \sqrt{\frac{M}{Rb}} \quad R = 14.97 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}$$

$$d = \sqrt{\frac{109728}{(14.97)(110)}} = 8.16 < 25 \text{ CM.} \quad h = 30 \text{ CM.}$$

$$V_c = 0.29 \sqrt{f'c} = 0.29 \sqrt{210} = 4.20 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}$$

$$d = \frac{3,977.50 \text{ KG.}}{(4.20)(110)} = 8.39 \text{ CM.} < 25 \text{ CM.}$$

NO SE OCUPAN REFUERZO POR CORTANTE EN EL ALMA:



$$A_S = \frac{109728}{(1800)(0.88)(25)} = 3.11 \text{ CM}^2$$

ACERO VARS. Ø 1/2" @ 44

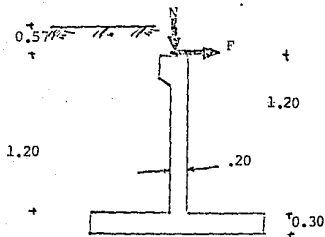
$$\text{SEPARACION} = \frac{110}{\frac{3.11}{1.27}} = 44 \text{ CM.}$$

$$A_{ST} = 0.0020 b h = (0.0020)(110)(30) = 6.60 \text{ CM}^2$$

ACERO VARS Ø 1/2" @ 21

$$\mu_{ADM} = \frac{3.2 \sqrt{210}}{1.27} = 36.51 \approx \frac{35 \text{ KG}}{\text{CM}^2} \quad \text{VALOR MAXIMO.}$$

$$\mu_{ACT} = \frac{3977.50}{(5)(3.98)(0.88)(25)} = 7.79 \text{ KG/CM}^2 < 35 \text{ KG/CM}^2$$



$$H' = 0.57 \text{ MTS.}$$

$$H = 1.20 \text{ MTS.}$$

$$K_A = 0.286$$

$$\frac{h'}{r} = \frac{1.20}{(0.30)(0.40)} = 10 < 60$$

NO HAY REDUCCION PORQUE $\frac{h'}{r} < 60$

$$E_T = E_1 + E_2 + E_3 + E_4 + E_5 + E_6 = 6246 + 10.98 + 40.45 + 2.63 + 393.56 + 203.80 = 713.94 \text{ KG.}$$

$$\bar{Y} = 0.504 \text{ MTS.}$$

SI FUERA TOTALMENTE DE 1.10 DE ANCHO ENTONCES:

$$\bar{Y} = \frac{H^2 + 3HH'}{3(H+2H')} = \frac{(1.20)^2 + (3)(1.20)(0.57)}{3(1.20 + (2)(0.57))} = 0.497 \text{ M.}$$

PERO CONSIDERANDO LOS EMPUJES E1, E2, E3, E4, E5 & E6, & CALCULANDO \bar{Y} ;
PERO EL $y = 0.504 \text{ MTS.}$

$$N = (713.94)(0.504) = 359.83 \text{ KG M.}$$

ANCHO MINIMO.

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{35,983}{(14,97)(110)}} = 4.67 \text{ CMS} < 17 \text{ CMS.}$$

$$d = 17 \text{ CMS.}$$

$$h = 20 \text{ CMS.}$$

$$r = 30 \text{ CMS.}$$

* PARA TANTEAR $\rho = 0.01$ CONSIDERANDO COLUMNA CON CARGA AXIAL.

$$N = 3471.52 \text{ KGS.} + W_{PP} = 3471.52 + 704.80 = 4176.32 \text{ KG.}$$

$$P = 0.85 (0.25 F'_c + \rho A_g 0.40 F_y)$$

$$P = 0.85 \left[(0.25) (20)(110)(210) + (0.01)(20)(110) (0.40) (3200) \right]$$

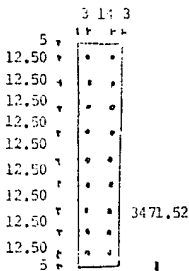
$$P = 122,111 \text{ KGS.} > 4176.32 \text{ KG.}$$

AREAS DE ACERO (MINIMA POR FLEXION).

$$A_s = \frac{35983}{(1600)(0.89)(25)} = 1.02 \text{ CM}^2$$

A S MIN. = 0.01 Ag COMO COLUMNA ρ MIN. = 1% Ag.

$$A_s = (0.01) bh = (0.01) (110)(20) = 22 \text{ CM}^2$$



USAMOS VARILLAS DE MEDIA 1/2" β

$$A = 1.27 \text{ CM}^2$$

$$f_s = 1600 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}$$

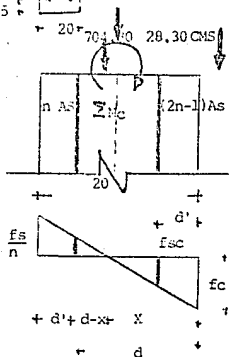
$$\text{No. vars.} = \frac{22,000 \text{ CM}^2}{1.27} = 17,320.18 \text{ VARILLAS.}$$

$$P = 694.31 \text{ KGS.}$$

$$ET = 713.94 \text{ KG.}$$

$$Y_1 = 1.20 \text{ MTS.}$$

$$Y_2 = 0.504 \text{ MTS.}$$



$$M O = 1694.31 (1.20) + (713.94)(0.504)$$

$$- (704.80)(0.015)$$

$$M O = 1182.43 \text{ KG} - \text{M.}$$

$$e = \frac{\sum M}{\sum N} = \frac{1182.48 \text{ KG.M.}}{4176.32 \text{ KG.}} = 0.283 \text{ M.}$$

$$A_{st} = .020(110)(20) = 4.40 \text{ CM}^2$$

VARS β 1/2" @ 28

DATOS:

$$c = 28.3 \text{ CM.}$$

$$b = 110 \text{ CMS.}$$

$$h = 20 \text{ CMS.}$$

$$d = 14.00 \text{ CMS}$$

$$d' = 2.00 \text{ CMS}$$

$$N = 4176.32 \text{ KG}$$

$$f'c = 210 \text{ KG/CM}^2$$

$$f_s = 1600 \text{ KG/CM}^2$$

$$n = 9.60$$

$$AS = (9) AS = 9 (1.27) = 11.43 \text{ CM}^2$$

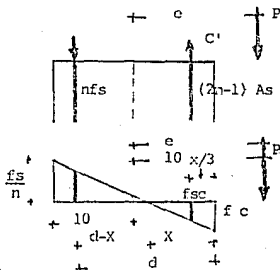
ACERO DE TENSION

$$A_{st} = n AS = (9.60)(11.43 \text{ CM}^2) = 109.73 \text{ CM}^2$$

ACERO A COMPRESION

$$A's = (2n-1) AS = [2(9.60) - 1] (11.43) = 208.03 \text{ CM}^2$$

$$\text{TOCANDO MOMENTOS CON RESPECTO A P} \quad P = \sum N$$



$$\sum MP = (fc \times b) \left(e - \frac{h}{2} + \frac{x}{3} \right) + (2n-1) As fsc \left(e - \frac{h}{2} + d' \right) -$$

$$nAS fs \left(e - \frac{h}{2} + d \right) = 0$$

$$\frac{fc}{x} = \frac{fsc}{(x-d')} ; \frac{fc}{x} = \frac{fc}{(d-x)}$$

$$fsc = \frac{fc(x-d')}{x} ; fs = fc \frac{(d-x)}{x}$$

SUSTITUYENDO EN LA ECUACION ANTERIOR.

$$\sum MP = \frac{fc}{2} \times (110) (28.3 - 10 + \frac{x}{3}) + \left[(208.03) \frac{fc(x-31)}{x} (28.3 - 10 + 3.0) - \right] -$$

$$109.73 fc \frac{(17-x)}{x} (28.3 - 10 + 17.00) = 0$$

$$1006.5 fc x + 18.33 fc x^2 + 4431.04 fc - 18,293.12 \frac{fc}{x} -$$

$$65,848.97 \frac{fc}{x} + 3873.47 fc = 0$$

$$18.33 fc x^2 + 1006.50 fc x + 8304.51 fc - 79,142.09 \frac{fc}{x} = 0$$

$$18.33 \text{ fc } x^2 + 1006.50 \text{ FC } x + 8304.51 \text{ FC} - 79,142.09 \frac{\text{fc}}{x} = 0$$

MULTIPLICAMOS POR $\frac{x}{x}$ Y FACTORIZAMOS FC

$$\frac{\text{FC}}{x} (18.33 x^3 + 1006.50 x^2 + 8304.51 x - 79,142.09) = 0$$

$$x^3 + 54.91 x^2 + 453.06 x - 4,317.63 = 0$$

$$x = 5.50 \text{ CMS.}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$\frac{\text{fc } x (b)}{2} + (2n-1) AS \left[\frac{\text{fc}}{x} (x - d') \right] - n AS \left[\frac{\text{fc}}{x} (d - x) \right] -$$

$$-5126.72 = 0$$

$$\text{fc } \frac{(5.50)(110)}{2} + (208.03) \left[\frac{\text{fc}}{5.50} (5.50 - 3) \right] - 109.73 \left[\frac{\text{fc}}{5.50} (17-5.50) \right] -$$

$$-4,176.32 = 0$$

$$303.50 \text{ fc} + 94.56 \text{ fc} - 229.44 \text{ fc} - 4,176.32 = 0$$

$$167.62 \text{ fc} = 4,176.32$$

$$\text{fc} = 24.92 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2} < 94.30 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}$$

$$\frac{F}{N} = \text{fc} (d - x) = \frac{(24.92)(17 - 5.50)}{5.50} = 52.11$$

TRANSFORMAMOS:

$$F's = n (48.13) = (9.60)(52.11) = 500.21 < 1600 \text{ KG/CM}^2$$

$$F_{sc} = \frac{\text{Fc} (x-d')}{x} = \frac{(24.92)(5.50 - 3)}{5.50} = 11.33$$

$$F_{sc}' = (2)(n)(11.33) = 217.54 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2} < 1600 \text{ KG/CM}^2$$

ESTAMOS SOBRADOS PERO DEJAREMOS EL ACERO PARA CONSIDERAR LA ESPECIFICACION DE -
MIN. = 1%, O PODEMOS DEJAR VARS. β 1/2" @ 20

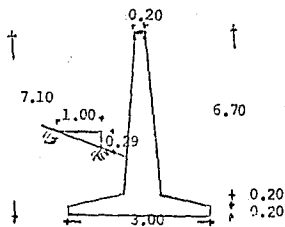
VEAMOS LA RELACION DE ESBELTEZ.

$$\frac{kl}{r} = \frac{11.20}{(0.30)(0.17)} = 23.53 \Rightarrow \text{NO INFLUYE LA ESBELTEZ.}$$

COMO $\frac{kl}{r} < 60 \Rightarrow$ NO INFLUYE LA ESBELTEZ Y LO CONSIDERAREMOS
COMO COLUMNA CORTA.

$N = 15,658.37 \text{ KGS.}$

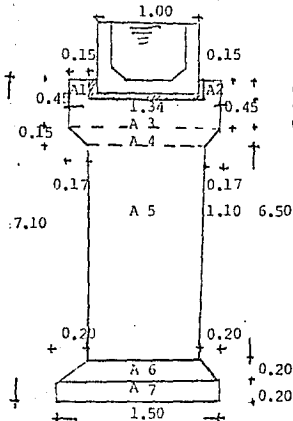
$\nabla_s = 2.00 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2} = \frac{20 \text{ TON.}}{\text{M}^2}$



PROFONDREMOS:

JUNTA ASFALTICA

- 0.20
- 0.25
- 0.20



0.20 0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

0.20

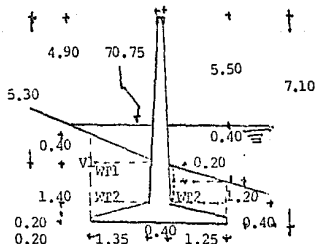
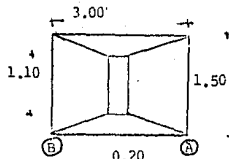
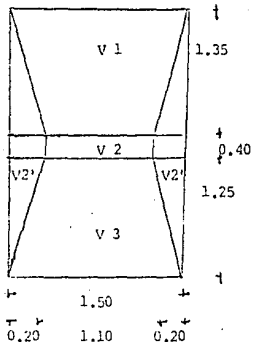
0.20

0.20

$$W7 = (0.20)(1.50)(3.00(2400)) = 2,160 \text{ KG.}$$

69

W6 =



PARA ESTA FIGURA EL VOLUMEN ES:

$$V1 = \frac{0.20 \times 1.35 \times 1.50}{2} - \frac{2 \times 0.20 \times 0.20 \times 1.35}{3}$$

$$V1 = 0.1345 \text{ M}^3$$

$$V2 = \left(\frac{1.50 + 1.10}{2} \right) (0.20)(0.40) = 0.104 \text{ M}^3$$

$$V3 = \left(\frac{0.20 \times 1.25}{2} \right) \times 1.50 - \frac{2 \times 0.20 \times 0.20 \times 1.25}{3}$$

$$V3 = 0.1708$$

$$V \text{ LOSA} = 0.4593 \quad \text{ca} = 1.483 \text{ M.}$$

$$W6 = 0.4593 \times 2400 = 1102.32 \text{ KG}$$

$$W7 = W1 + W2 + W3 + W4 + W5 + W6 + W7$$

$$W7P = 8535.31 \text{ KGS.}$$

$$W1 = 5372.99 \text{ KG.} \quad e1 = 1.45$$

$$W2 = 1102.32 \text{ KG.} \quad e2 = 1.48$$

$$W3 = 2160 \text{ KG.} \quad e3 = 1.50$$

$$e_{pp} = \frac{12,662.27}{8,635.31} = 1.466 \text{ M}$$

2).- PESO PROPIO DE LA TIERRA EN EL ALERO IZQUIERDO.

$$Wt1 = \frac{(0.40)(1.37)(1.50)(6.00)}{2} = 246.78 \text{ KG.} \quad (\text{TERRENO SATURADO})$$

$$Wt2 = \left(\frac{1.371 + 1.35}{2} \right) (1.40)(1.50)(600) = 1714.2 \text{ KG.}$$

$$Wt1 = 1,961.01 \text{ KGS.}$$

b).- PESO PROPIO DE LA TIERRA EN EL ALERO DERECHO

$$WD1 = \frac{(1.268)(0.40)}{2}(1.50)(600) = 228.24 \text{ KG.}$$

$$\frac{0.10}{6.70} = \frac{x}{5.50} \quad x = 0.082$$

$$0.10 - 0.0082 = 0.018$$

$$WD2 = \frac{(1.25 + 1.268)}{2}(1.20)(1.50)(600) = 1359.72 \text{ KG.}$$

$$\frac{0.10}{6.70} = \frac{x}{5.30} \quad x = 0.079$$

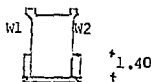
$$WTD = 1,587.96 \text{ KG.}$$

c).- PESO PROPIO DE LA TIERRA SOBRE LA LOSA.

$$WT2 = (1.50 \times 3.00 \times 0.20 \times 0.459)(600) \quad Wt2 = 264.60 \text{ KG.}$$

d).- PESO PROPIO DE LA TIERRA SOBRE LOS COSTADOS.

$$W1 = W2$$



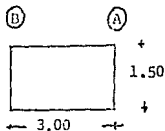
$$W1 = (0.20)(1.40) \left(\frac{0.358 + 0.40}{2} \right) (600) = 63.67 \text{ KG.}$$

$$W2 = 63.67 \text{ KG.}$$

$$b = 1.388$$

$$a = 1.30$$

$$y = 0.80$$



LOCALIZACION DE LA POSICION DE LA RESULTANTE DEBIDO AL PESO PROPIO DE LA TIERRA CON RESPECTO AL EJE (A)

	PESO (KG)	BRAZO (M)	MOMENTO (KG.M.)
WT1	246.78	2.443	602.28
	1,714.23	2.32	3,977.01
	132.30	2.504	331.28
W 3	136.94	1.45	198.56
	228.24	0.845	192.86
WTD	1,359.72	0.630	856.62
	122.50	0.459	56.23
ΣP	3,940.77		$\Sigma M = 6,715.44$

$$e A = \frac{6,715.44}{3,940.71} = 1,704 \text{ MTS.}$$

$$WT = 3,940.71 \text{ KG.}$$

$$e A = 1,704 \text{ M.}$$

3.- PESO DEL AGUA

N.A.M.E. = 70.75

a) EN EL ALERO IZQUIERDO.

$$W1 = \left(\frac{1.89 + 2.09}{2} \right) (1.35)(1.50)(1000) = 4,029.75 \text{ KG.}$$

$$W2 = \frac{2 \times 0.20 \times 0.10 \times 1.35}{2} \times 1000 = 18 \text{ KG.}$$

$$W3 = \frac{1.89 \times 0.028}{2} \times 1.50 \times 1000 = 39.69 \text{ KG.}$$

b).- EN LOS COSTADOS:

$$W1 = 2 \times \left(\frac{0.40 + 0.256}{2} \right) (1.89)(0.20) \times 1000 = 247.97 \text{ KG.}$$

c) EN EL ALERO DERECHO :

$$\frac{0.10}{6.10} = \frac{X}{4.81}$$

$$W1 = \left(\frac{1.84 + 2.09}{2} \right) (1.25)(1.50)(1000) = 3,731.25 \text{ KG}; X = 0.072$$

$$0.10 - 0.072 = 0.028$$

$$W2 = \frac{2 \times 0.20 \times 0.20 \times 1.25}{2} \times 1000 = 16.67 \text{ KG}$$

$$W3 = \frac{1.89 \times 0.028}{2} \times 1.50 \times 1000 = 39.69 \text{ KG.}$$

$$W4 = 8,123.02 \text{ KG.}$$

PESO (KGS.)

BRAZO (M)

MOMENYO (KG.-M.)

4,029.75	2.336	9,413.50
18.00	1.99	35.82
39.69	1.64	65.09
247.97	1.45	359.56
3,731.25	0.614	2,290.99
16.67	0.938	15.64
39.69	1.259	49.97

$$\Sigma P = 8,123.02$$

$$\Sigma M = 12,230.57$$

$$eA = \frac{12,230.57}{8,123.02} = 1.506 \text{ M.}$$

FUERZAS HORIZONTALES.

FUERZA NORMAL, DEBIDO A LA REACCION.

$$N = 15,658.38 \text{ KGS.}$$

a).- FRICCION.

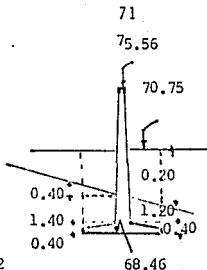
$$\text{COEFICIENTE DE FRICCION} = 0.20$$

$$F = \mu N = (0.20)(15,658.37) = 3,131.67 \text{ KG.}$$

$$Y = 7.10 \text{ MTS.}$$

b).- VIENTO SOBRE LA ESTRUCTURA $P_v = 55 \text{ KG/M}^2$

$$P_v = \left[(0.70)(12.50) + \left(\frac{0.20 + 0.344}{2} \right) (4.81) \right] (55) = 553.21 \text{ KG.}$$



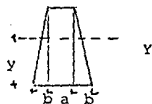
$$FV1 = (55)(8.75) = 481.25 \text{ KG.}$$

$$Y1 = 7.45 \text{ M.}$$

$$FV2 = (55)(1.31) = 72.05 \text{ KG.}$$

$$Y2 = 4.82$$

$$FV = 553.30 \text{ KG.}$$



$$ay \frac{y}{2} + \frac{(2)by}{2} \frac{y}{3} = [ay + by] \bar{y}$$

$$\bar{y} V = 7.06 \text{ M.}$$

$$\bar{Y} = \frac{\left(\frac{ay^2}{2} + \frac{by^2}{3} \right)}{ay + by} \quad \begin{matrix} b = 0.072 \\ Y = 4.81 \end{matrix}$$

c).- SUB'PRESION = (1000)(2.29) = 2,290 KG./M²

d).- EMPUJE DINAMICO DEL AGUA.

$$EA = C \gamma_w \frac{A V^2}{2g}$$

$$\bar{Y} = 2,192 \text{ M.}$$

$$C=1.00$$

$$W=1000 \text{ KG/M.}$$

CUANDO EL N.A.M.E. = 70.75 M.

$$A = \left(\frac{0.344 + 0.358}{2} \right) \times 0.49 = 0.172 \text{ M}^2$$

$$EA = (1.00)(1000 \text{ KG/M}^3)(0.172) (2)^2 = 35.07 \text{ KG.}$$

$$y = \frac{0.49}{3} + 1.80 = 1.96 \text{ M.}$$

$$\delta = 0^\circ \quad \theta = 33.73^\circ \quad \beta = 16.28^\circ \quad \psi = 0.855^\circ \quad 76.75$$

e).- EMPUJE DE TIERRAS

$$KAB = \frac{\cos^2(\beta - \psi)}{\cos^2 \psi \cos(\delta + \psi)} \left[1 + \frac{\sin(\delta + \psi) \sin(\psi - \beta)}{\cos(\delta + \psi) \cos(\psi - \beta)} \right]$$

$$KAB = \frac{\cos^2(33.73^\circ - 0.855^\circ)}{\cos^2(0.855^\circ) \cos(0^\circ + 0.855^\circ)} \left[1 + \frac{\sin(0^\circ + 0.855^\circ) \sin(33.73^\circ - 16.28^\circ)}{\cos(0^\circ + 0.855^\circ) \cos(33.73^\circ - 16.28^\circ)} \right]$$

$$KAB = 0.652$$

EFEECTO DE SOBRECARGA

$$W \text{ sc} = W H KAB$$

$$\beta = 16.27^\circ$$

$$pscl = 317.48 \text{ KG/M}^2$$

$$pscl = 317.48 \text{ KG/M}^2$$

$$pscl = 317.48 \text{ KG/M}^2$$

$$pscl = 317.48 \text{ KG/M}^2$$

$$pscl = 317.48 \text{ KG/M}^2$$

$$pscl = 317.48 \text{ KG/M}^2$$

$$pscl = 317.48 \text{ KG/M}^2$$

$$pscl = 317.48 \text{ KG/M}^2$$

$$pscl = 317.48 \text{ KG/M}^2$$

$$pscl = 317.48 \text{ KG/M}^2$$

$$pscl = 317.48 \text{ KG/M}^2$$

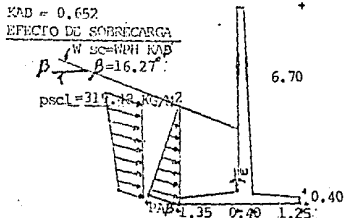
$$pscl = 317.48 \text{ KG/M}^2$$

$$pscl = 317.48 \text{ KG/M}^2$$

$$pscl = 317.48 \text{ KG/M}^2$$

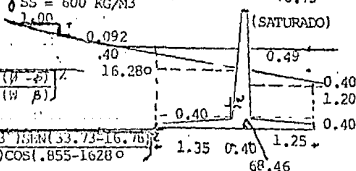
$$pscl = 317.48 \text{ KG/M}^2$$

$$pscl = 317.48 \text{ KG/M}^2$$

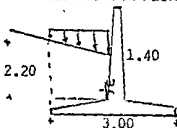


$$PSC2 = 58.68 \text{ KG/M}^2$$

$$PAB = (0.65)(2)(600)(2.20) = 860.64 \text{ KG/M}^2$$



CONSIDERAREMOS EL EFECTO DEL AGUA, COMO UNA SOBRECARGA RESULTANTE POR METRO DE ANCHO



$$SC1 = (0.49)(1000) = 4.90 \text{ KG/M}^2$$

$$PSC1 = (0.652)(490) = 319.48 \text{ KG/M}^2$$

$$SC2 = (0.09)(1000) = 90 \text{ KG/M}^2$$

$$PSC2 = (0.652)(0.90) = 58.68 \text{ KG/M}^2$$

NOTA: ESTO ES APROXIMADAMENTE LO QUE NOS INDICA LA TEORIA DE RANKINE PARA SOBRECARGAS UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDAS, AUNQUE ESTA ES TRAPEZOIDAL.

319,48 KG/M²

73

$$PFC (1,80) = (260,8)(0,40/2,20) = 47,41 \text{ KG/M}^2$$

$$PSC (2,00) = (260,8)(0,20/2,20) = 23,71 \text{ KG/M}^2$$

$$PSC (2,20) = 0, \text{ KG/M}^2$$

$$PAB (LOSA) = (0,652)(600)(2,00) = 782,40 \text{ KG/M}^2$$

$$PAB (LOSA) = (0,652)(600)(1,80) = 704,16 \text{ KG/M}^2$$

FUERZA ACTUANTE:

$$F1 = (58,68)(1,10)(1,10) = 116,18 \text{ KG} \quad e1 \approx 1,30$$

$$F2 = (58,68) \left(\frac{1,50+1,10}{2} \right) (0,20) = 15,26 \text{ KG} \quad e2 \approx 0,267$$

$$F3 = (58,68)(1,50)(0,20) = 17,60 \text{ KG} \quad e3 \approx 0,10$$

$$F4 = (23,71) \left(\frac{0,20}{2} \right) (1,50) = 3,56 \text{ KG} \quad e4 \approx 0,133$$

$$F5 = \left(\frac{23,71 + 47,41}{2} \right) \left(\frac{1,50 + 1,10}{2} \right) (0,20) = 9,25 \text{ KG} \quad e5 \approx 0,333$$

$$F6 = \left(\frac{47,41 + 260,80}{2} \right) (1,10)(1,80) = 305,13 \quad e6 \approx 1,51$$

$$F7 = 704,16(1,80/2)(1,10) = 697,12 \text{ KG} \quad e7 \approx 1,00$$

$$F8 = \left(\frac{782,40 + 704,16}{2} \right) \left(\frac{1,50+1,10}{2} \right) (0,20) = 193,25 \text{ KG} \quad e8 \approx 0,267$$

$$F9 = \left(\frac{800,64 + 782,40}{2} \right) (1,50)(0,20) = 246,46 \text{ KG} \quad e9 = 0,067$$

LOCALIZACION DEL EMPUJE DE TIERRAS.

$$F \text{ TOTAL} = 1,603,81 \text{ COS } \beta$$

$$\text{MOMENTO} = 1,386,40 \text{ KG-M}$$

$$e \beta = \frac{1,386,40}{1,603,81} = 0,864 \text{ M.}$$

$$\text{tg } \beta = \frac{0,864}{X}; X = 2,96; \beta = 16,27^\circ$$

$$\frac{0,864}{2,96} = \frac{Y}{1,71} \quad Y = 0,499 \text{ M} \approx 0,50 \text{ M}$$

$$Eh = 1503,81 \text{ COS } 16,27^\circ = 1539,58 \text{ KG}$$

$$Ev = 1503,81 \text{ SEN } 16,27^\circ = 449,33 \text{ KG}$$

$$\frac{0,864}{2,96} = \frac{Y}{2,294} \Rightarrow Y = 0,67 \text{ M.}$$

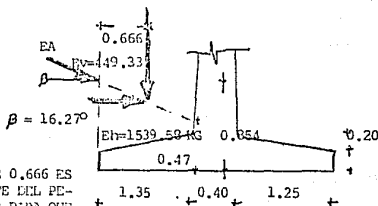
$$\frac{0,864}{2,96} = \frac{Y1}{1,61} \Rightarrow Y1 = 0,47 \text{ M.}$$

LAS DISTANCIAS A PARTIR DEL PUNTO (B) DE 0,666 ES LA DISTANCIA A LA CUAL PASA LA RESULTANTE DEL PESO DEL AGUA Y DEL TERRENO SATURADO. ESTO PARA QUE CON RESPECTO A ESTA LOCALIZAR LA POSICION DEL EMPUJE ACTIVO, EL PESO DEL AGUA Y RELLENO SON LOS DEL ALERO IZQUIERDO. LA FORMA DE ANALIZAR EL EMPUJE ACTIVO ES DE ACUERDO A LA TEORIA DE RANKINE, PERO AQUI TENEMOS SOBRECARGA, PERO NO UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA.

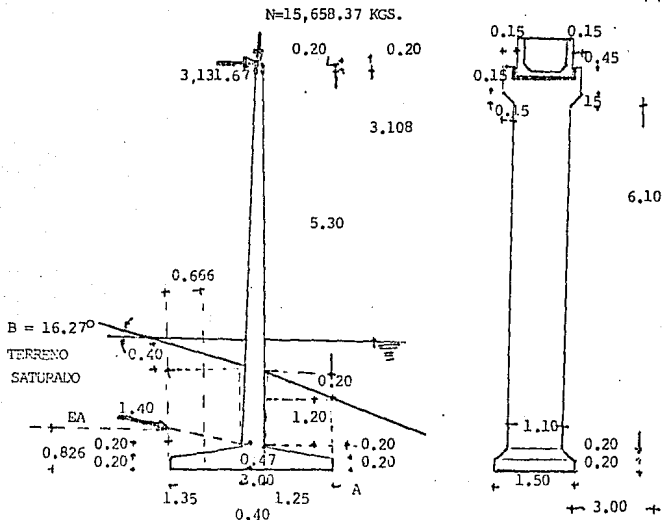


$$\bar{y} = \frac{[bh \frac{h}{2} + (b-a) \frac{h}{2} (\frac{2}{3} h)]}{\frac{(a+b)h}{2}}$$

RESULTANTE DE PESO DE AGUA Y RELLENO.



EL EMPUJE ACTIVO ES DE ACUERDO A LA TEORIA DE RANKINE, PERO AQUI TENEMOS SOBRECARGA, PERO NO UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA.

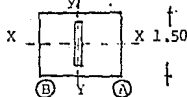


SECCION DE DESPLANTE.

$$I_{XX} = \frac{(3.00)(1.5)^3}{12} = 0.84 \text{ M}^4, \quad I_{YY} = \frac{(1.50)(3.00)^3}{12} = 3.37 \text{ M}^4.$$

CXX = 0.75 M.

CYY = 1.50 M.



FATIGAS DEL TERRENO:

FUERZA (KGS).

BRAZO (M)

MOMENTO (kg-M.)

MOMENTO (KG-M.)

FUERZA (KGS.)	BRAZO (M)	MOMENTO (kg-M.)	MOMENTO (KG-M.)
N = 15,658.37	0.05	X-X 0.00	Y-Y 782.92
W _{pp} = 8,635.31	0.034	0.00	293.60
W _{AGUA} = 8,123.02	-0.006	0.00	-48.74
W _{TIERRA} = 3,940.71	-0.204	0.00	-803.90
E _V = 449.33	-0.834	0.00	-374.74
E _h = 1,539.58	0.67	0.00	1,031.52
F = 3,131.67	7.10	0.00	± 22,234.86
F _v = 553.30	7.06	3,906.30	0.00
E _A = 35.07	1.963	68.84	0.00
S _P = 2,290 KG/M ²	0.00	0.00	0.00

$\Sigma N = 36,357.41$

$\Sigma M_{yy} = 23,115.52 \text{ KG.M.}$

$\Sigma M_{xx} = 3,975.14 \text{ KG.}$

$$\nabla_{ACT} = \frac{\Sigma N}{A} + \frac{\Sigma MY Y CY}{I_{YY}} + \frac{\Sigma MX X CXX}{I_{XX}}$$

$$\nabla_{MAX} = \frac{36,357.41}{(3.00)(1.50)} + \frac{(23,115.52)(1.50)}{3.37} + \frac{(3,975.14)(0.75)}{0.84}$$

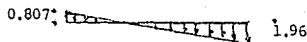
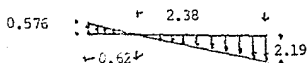
$$\nabla_{\text{MAX}} = 8,079.42 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2} + 10,288.81 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2} + 3,549.23 = 21,917.46 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2}$$

75

$$\nabla_{\text{MAX}} = 2.19 \text{ KG./CM}^2$$

$$\nabla_{\text{MIN.}} = 0.8079 \text{ KG./CM}^2 - 1.029 - 0.3546 = 0.576 \text{ KG./CM}^2$$

ESFUERZOS EN EL TERRENO CON SUBPRESION



ALTERNATIVA No. 2.

CONSIDERANDO SIN AGUA EL ARROYO.

1).- CARGAS VERTICALES.

a). - $N = 15,688.37 \text{ KG.}; ec = 0.05 \text{ M.}$

b). - $N \text{ PESO PROPIO} = 6,635.31 \text{ KG.}; ec = 0.034 \text{ M.}$

c). - $N \text{ TIERRA} = 3,940.71 \times \frac{(1,600)}{600} = 10,508.56 \text{ ec} = .204$

2.- CARGAS HORIZONTALES.

a).- PRESION DEL VIENTO.

$$Pv1 = (55)(0.75) = 41.25; ec1 = 7.45$$

$$Pv2 = (55) \left(\frac{0.20 + 0.358}{2} \right) (5.30) = 81.33 \text{ KG.}; ec2 = 4.20$$

$$ec = \frac{41.25 \times 7.45 + 81.33 \times 4.20}{542.98} = 6.98 \text{ M}$$

b).- FRICCION.

$$f = 3,131.67 \text{ KG. ec} = 7.10$$

c).- EMPUJE DE TIERRAS EA

$$KA = 0.652$$

$$F1/\text{COS } \beta = 697.10 \times \frac{1,600}{600} = 1,858.93 \text{ KG}$$

$$ey1 = 1.00$$

$$F2/\text{COS } \beta = 193.25 \times \frac{1,600}{600} = 515.33 \text{ KG.}$$

$$ey2 = 0.267$$

$$F3/\text{COS } \beta = 246.40 \times \frac{1,600}{600} = 657.23 \text{ KG.}$$

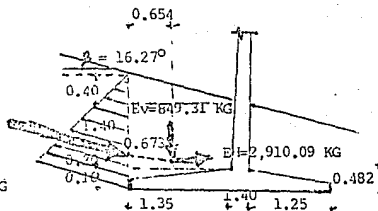
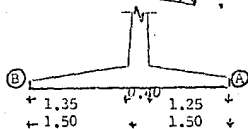
LOCALIZACION DEL EMPUJE DE TIERRAS.

$$ey = \frac{(1858.93 \times 1.00 + 515.33 \times 0.267 + 657.23 \times 0.067) \text{ COS } \beta}{(1858.93 + 515.33 + 657.23) \text{ COS } \beta}$$

$$ey = 0.673 \text{ M.}$$

$$EV = 3031.49 \times \text{SEN. } 16.27^\circ = 849.31 \text{ KGS.}$$

$$EH = 3031.49 \times \text{COS. } 16.27^\circ = 2,910.09 \text{ KGS.}$$



$$Tg \beta = \frac{0.573 \cdot X}{X} = 2.31 \quad \frac{0.673}{2.31} = \frac{Y}{1.656} \quad Y = 0.482 \text{ M.}$$

76

FATIGAS EN EL TERRENO:

FUERZA (KG.)	BRAZO (M)	MOMENTO (KG.M.)	MOMENTO (KG.M.)
		X-X	V-Y
N = 15,658.37	0.05	0.00	782.93
W _{pp} = 8,635.31	0.034	0.00	293.60
WT = 10,508.56	- 0.204	0.00	- 2,143.75
EV = 849.31	0.846	0.00	718.52
Eh = 2,910.09	0.482	0.00	1,402.66
Ev = 562.58	6.98	3,926.81	0.00
F = 3,131.67	7.10	0.00	+ 22,234.86

$$\Sigma N = 34,802.44 \text{ KG.} \quad \Sigma Myy = 23,288.82 \text{ KG.M.} \quad \Sigma Mxx = 3,926.81 \text{ KG.M.}$$

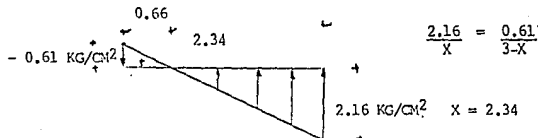
$$\nabla_{ACT} = \frac{\Sigma N}{A} \pm \frac{\Sigma Myy}{Iyy} Cyy \pm \frac{\Sigma Mxx}{Ixx} Cxx$$

$$\nabla_{MAX} = \frac{34,802.44}{(1.50)(3.00)} + \frac{(23,288.82)(1.50)}{3.375} + \frac{(3,926.81)(0.75)}{0.844}$$

$$\nabla_{MAX} = 7,733.82 + 10,350.59 + 3,489.46$$

$$\nabla_{MAX} = 0.7734 + 1.035 + 0.3489 = 2.16 \text{ KG/CM}^2$$

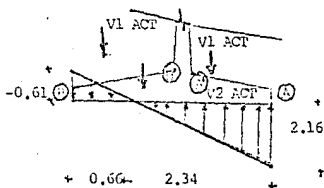
$$\nabla_{MIN} = 0.7734 - 1.035 - 0.3489 = 0.61 \text{ KG/CM}^2$$



ES MAS CRITICA LA ALTERNATIVA No. 2.

NO CONSIDERARE EN AMBOS CASOS LA SITUACION DE QUE LA FRICCION ACTUE EN SENTIDO CONTRARIO, YA QUE SE TIENE UN EMPUJE DE TIERRAS MUY PEQUEÑO, DEBIDO A LA FORMA DEL RELLENO EN EL ALERO DERECHO Y PUES TODO NOS REDUCE LA EXCENTRICIDAD DE CARGA. Y ADEMÁS EN ESE CASO, SI SE DEBERA DE CONSIDERAR EL EMPUJE RESISTENTE DEL RELLENO EN EL ALERO IZQUIERDO.

EN TODOS ESTOS CASOS DE EMPUJE DE TIERRA, NO ESTOY CONSIDERANDO EL EMPUJE DE TIERRA-PASIVO, YA QUE LA MAYORIA DE LOS PROYECTISTAS NO LO HACEN POR SER UNA SEGURIDAD EXTRA.



$$\frac{2.16}{2.34} = \frac{\nabla A'}{1.09} \quad \nabla A' = 1.01 \text{ KG/CM}^2$$

$$\frac{2.16}{2.34} = \frac{\nabla B'}{0.69} \quad \nabla B' = 0.637 \text{ KG/CM}^2$$

LOSA A - A'

$$V \text{ RESIST.} = \left(\frac{1.01 + 2.16}{2} \right) (125)(150) = 29,718.75 \text{ KG} \quad e_R = 0.70$$

$$V1 \text{ ACT} = 4561.23 \text{ KG.} \downarrow \quad e1A = 0.604 \text{ M.}$$

$$V2 \text{ ACT} = 1310.0 \text{ KG.} \downarrow \quad e2A = 0.562 \text{ M.}$$

$$V \text{ ACT} = 5871.23 \text{ KG.} \downarrow \quad eA = 0.595 \text{ M.}$$

$$V \text{ RESULT.} = 29,718.75 - 5,871.23 = 23,847.52 \text{ KG.} \uparrow$$

$$M \text{ RESIST.} = 29,718.75 \times 0.70 = 20,803.13 \text{ KG.-M.} \uparrow$$

$$M \text{ ACT.} = 5,871.23 \times 0.595 = 3,483.38 \text{ KG.-M.} \downarrow$$

$$M \text{ RESULTANTE} = 20,803.13 - 3,483.38 = 17,309.75 \text{ KG.-M.} \uparrow$$

LOSA B - B'

$$V \text{ RESIST.} = \left(\frac{0.637 + 0}{2} \right) (69)(150) = 3,296.48 \text{ KG.} \uparrow \quad e_R = 0.23 \text{ M.}$$

$$V1 \text{ ACT} = 5,582.16 \text{ KG.} \downarrow \quad e1B = 0.696 \text{ M.}$$

$$V2 \text{ ACT} = 1,414.80 \text{ KG.} \downarrow \quad e2B = 0.608 \text{ M.}$$

$$V \text{ ACT} = 6,996.96 \text{ KG.} \downarrow \quad 2 \text{ B} = 0.678 \text{ M.}$$

$$V \text{ RESULT.} = 3,296.48 - 6,996.96 = 3,700.48 \text{ KG.} \uparrow$$

$$M \text{ RESIST.} = 3,296.48 \times 0.23 = 758.19 \text{ KG.-M.} \uparrow$$

$$M \text{ ACT} = 6,996.96 \times 0.678 = 4,743.94 \text{ KG.-M.} \downarrow$$

$$M \text{ RESULTANTE} = 4,743.94 - 758.19 = 3,985.75 \text{ KG.-M.} \downarrow$$

$$M \text{ MAX} = 17,309.75 \quad \text{KG. M.}$$

78

$$V \text{ MAX} = 23,847.52 \quad \text{KG.}$$

$$d = \sqrt{\frac{17,309.75}{(14.97)(1.50)}} = 27.76 \text{ M.} < 35 \text{ M.}$$

$$V \text{ MAX ADM} = (4.20)(150)(35) = 22,050 \text{ KG.}$$

EN ESTE CASO EL CORTANTE ES FUERTE, PERO EL CORTANTE REAL A CONSIDERAR SE DEBE CALCULAR $d/2$ A PARTIR DEL PAÑO.

$$\frac{2.16}{2.34} = \frac{\sqrt{1}}{1.05} \quad \sqrt{1} = 0.97 \text{ KG/CM}^2$$

$$V \text{ RESIST.} = \left(\frac{2.16 + 0.97}{2}\right)(105)(150) = 24,648.75 \text{ KG.}$$

$$V \text{ ACTUANTE} = 0.20 \times 1.05 \times 1.50 \times 2400 + \frac{(0.168)(1.05)(1.50)(2400)}{2} -$$

$$.2 \times \frac{.168 \times .168 \times 1.05}{3} \times 105 \times 2400 + \frac{2 \times .168 \times .168 \times 1.05 \times 1.05}{2} \times 1600 +$$

$$\frac{(1.365 + 1.10)}{2} \times 1.05 \times 1.50 \times 1600 = 4,549.12 \text{ KG.}$$

$$\text{RESULTANTE} = 24,648.75 - 4,549.12 \text{ KG} = 20,099.63 \text{ KG.}$$

$$d = \frac{20,099.63}{(4.20)(1.50)} = 31.90 < 35 \text{ CM.}$$

$$AS = \frac{17,309.75}{(1600)(0.88)(35)} = 35.12 \text{ CM}^2 \quad \text{VARS. } \varnothing \text{ 3/4" @ 12 CM.}$$

$$AST = 0.0020 \times 40 \times 150 = 12 \text{ CM}^2 \quad \text{VARS. } \varnothing \text{ 1/2" @ 15 CM.}$$

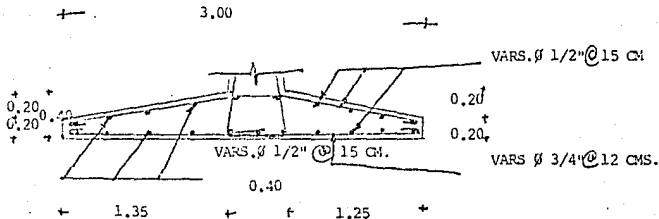
$$\mu_{\text{ACT}} = \frac{23,847.52}{(12)(5.98)(0.88)(35)} = 10.79 \quad \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}$$

$$\mu_{\text{ADM}} = \frac{3.2 \sqrt{210}}{1.91} = 24.72 \quad \frac{\text{KG.}}{\text{CM.}} > \mu_{\text{ACT.}}$$

$$AS = \frac{296575}{(1600)(0,88)(35)} = 8,09 \text{ CM}^2$$

$$AST = (0,0020)(40)(150) = 12 \text{ CM}^2 \text{ VARS. } \varnothing 1/2'' @ 15$$

ARMAREMOS LA ZAPATA EN FORMA SIMETRICA, SUPONIENDO QUE AL ACTUAR LA FUERZA DE FRICCIÓN EN EL OTRO SENTIDO, NOS DARÁ LAS MISMAS SOLICITUDES.

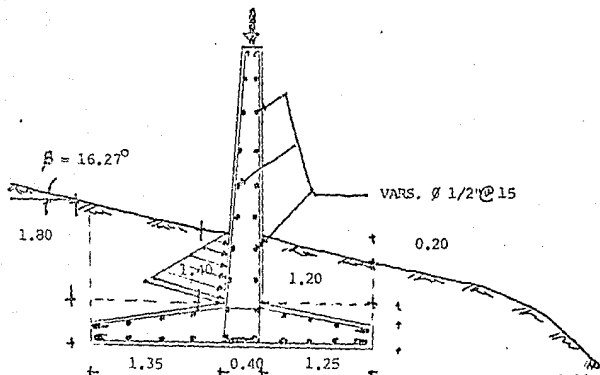


EL ACERO PODRIAMOS DISMINUIRLO DE ACUERDO A ANALIZAR ALGUNA SECCION A MITAD DE ALGUNO DE LOS VOLADIZOS DE LA ZAPATA, PERO COMO TENEMOS VOLADIZOS DE 1.25 Y -- 1.35, NO VEREMOS LA POSIBILIDAD DE CORTAR VARILLAS, DEBIDO A QUE SE DESPERDICIA-RIA MUCHO ACERO.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

$$P = N + W_{pp} = 5,658.37 + 5372.99$$

$$P = 21031.36 \text{ KGS.}$$



$$\frac{h'}{r} = \frac{7.10}{(0.30)(0.40)} = 59.17$$

$$h'/r < 60$$

NO HAY REDUCCION, ES COLUMNA CORTA.

1.- CARGAS VERTICALES.

$$N = 15,658.37$$

$$W_{pp} = 5,372.99 \text{ KG.}$$

2.- CARGAS HORIZONTALES.

a).- FRICCION:

$$y = 6.70$$

$$F = 3,131.67 \text{ KGS.}$$

$$M_1 = 20,982.19 \text{ KGS.}$$

b).- EMPUJE DE TIERRAS.

$$EH = \frac{1}{2} K \gamma a H^2 b \cos \beta.$$

$$EH = \frac{1}{2} (0.652)(1600)(1.40^2)(1.10) \cos 16.27^\circ$$

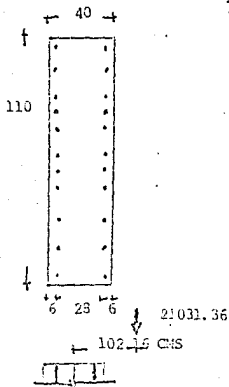
$$EH = 1,079.53 \text{ KG.}$$

$$Y = \frac{1.40}{3} = 0.467$$

$$M_2 = 1,079.53 \times 0.467 = 504.14 \text{ KG.-M.}$$

NOTA:
 POR SEGUIR LA COSTUMBRE DE LA COMISION NACIONAL DEL AGUA Y DE LA MAYORIA DE LOS PROYECTISTAS, NO CONSIDERARE EL EMPUJE PASIVO DEL LADO DERECHO.

SECCION INFERIOR



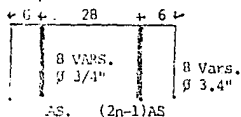
$$\Sigma N = P = 21,031.36 \text{ KGS.}$$

$$\rho = 1\% = 0.01$$

$$P = 21,031.36 \text{ KGS.}$$

$$N = 21,486.33 \text{ KG.M.}$$

$$e = \frac{M}{P} = \frac{2148,633.00 \text{ KG.CM.}}{21,031.36} = 102.16 \text{ CMS.}$$



SI TOMAMOS ρ MIN. = 1%

SI FUERA CARGA AXIAL.

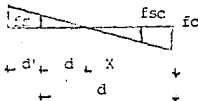
$$PR = 0.85(110)(40) \left\{ (0.25)(210) + (0.01)(.40)(3200) \right\}$$

$$PR = 244,222 \text{ KG.}$$

$$AS = \rho A_G = (0.01)(40)(110) = 44 \text{ CM}^2$$

$$\text{VARS } \phi 3/4" \text{ A} = 2.85 \text{ CM}^2$$

$$\text{No. VARS.} = \frac{44}{2.85} = 15.44 = 16 \text{ VARS.}$$



$$IAS = (9.60)(8)(2.85) = 218.88 \text{ CM}^2$$

$$(2n-1)AS = [(2)(9.60) - 1](8)(2.85) = 414.96 \text{ CM}^2$$

DATOS:

$$P = 21,031.36 \text{ KG.}$$

$$e = 102.15 \text{ CMS.}$$

$$b = 40 \text{ CMS.}$$

$$d = 102.15 \text{ CMS.}$$

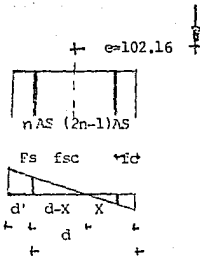
$$d' = 6 \text{ CMS.}$$

$$h = 110 \text{ CMS.}$$

$$f'c = \frac{210 \text{ CMS.}}{\text{CM}^2}$$

$$f_s = \frac{1600 \text{ KG}}{\text{CM}^2}$$

$$n = 9.60$$



TOMANDO MOMENTOS CON RESPECTO A P.

$$\sum M_P = 0$$

$$0 = FC \frac{X}{2} \cdot b \left(e - \frac{h}{2} + \frac{X}{3} \right) + (2n-1)As \frac{fsc(e-h+d)}{2} - nAsfs \frac{(e-h+d)}{2}$$

FOR TRIANGULOS SEMEJANTES:

$$\frac{fc}{X} = \frac{fs}{(d-x)} ; fs = \frac{fc}{X} (d-x)$$

$$\frac{Fc}{X} = \frac{fsc}{X-d'} ; fsc = fc \frac{(X-d')}{X}$$

SUSTITUYENDO EN LA FORMULA ANTERIOR:

$$0 = fc \frac{X}{2} \cdot d \left(e - \frac{h}{2} + \frac{X}{3} \right) + (2n-1) AS \frac{fc (X-d')}{X} (e-h+d') - nAsfc(d-x) \frac{(e-h+d')}{2}$$

$$0 = \frac{fc X}{2} (110)(102.16-20 + \frac{X}{2}) + (414.96) \frac{fc(X-6)}{X} (102.16-20+6) -$$

$$218.88 \frac{fc}{X} (34-X)(102.16-20+34)$$

$$4518.80 fc x + 18.33 fc x^2 + 36,582.87 Fc - 219,497.24 \frac{Fc}{X} - 364,453.43 \frac{fc}{X} +$$

$$25,425.10 fc = 0$$

$$4,518.80 fc X + 18.33 fc X^2 + 36,582.87 Fc - 219,497.24 \frac{Fc}{X} - 364,453.43 \frac{fc}{X} + 25,425.10 FC = 0$$

$$18.33 FC X + 4,518.80 FC X + 62,007.97 FC - 1'083,950.67 \frac{FC}{X} = 0$$

MULTIPLICAMOS POR $\frac{(X)}{(X)}$ & FACTORIZAMOS FC

$$\frac{FC}{X} (18,33X^3 + 4,518.80 X^2 + 62,007.97 X - 1'083,950.67) = 0$$

$$X^3 + 246.58 X^2 + 3,382.87 X - 59,135.33 = 0$$

$$X = 9.96 \text{ CM.}$$

$$\sum F_y = 0$$

83

$$FC \frac{(9.96)(110)}{2} + (414.96) \frac{FC(9.96-6)}{9.96} - (218.88) \frac{FC(34-9.96)}{9.96} -$$

$$21,031.36 = 0$$

$$547.90 FC + 164.98 FC - 528.30 FC - 21,031.36 = 0$$

$$184.48 FC = 21,031.36$$

$$FC = 114.00 \text{ KG/CM}^2 > 94.50$$

TOMAREMOS 12 VARILLAS DE Ø 3/4"

$$AS = (12)(2.85) = 34.20 \text{ CM}^2$$

$$nAS = 328.32 \text{ CM}^2$$

$$(2n-1) AS = \text{CM}^2.$$

$$\sum MP = 0$$

$$0 = FC \frac{X}{2} (110)(102.16 - 20 + \frac{X}{3}) + (622.44) \frac{FC(X-6)(102.16-20+6)-$$

$$(328.32) \frac{FC(34-X)(102.16 - 20 + 34)}{X}$$

$$0 = 4,518.80 FC X + 18.33 FC X^2 + 54,874.31 FC - 329,245.80 \frac{FC}{X} + 1'296,680.14 \frac{FC}{X} + 33,137.66$$

MULTIPLICANDO POR $\left(\frac{X}{X}\right)$ & FACTORIZANDO FC

$$18.33 X^3 + 4,518.80 X^2 + 90,011.96 X - 1'625,926.00 = 0$$

$$X^3 + 346.52 X^2 + 4,910.64 X - 88,703.00 = 0$$

$$X = 11.33 \text{ CMS.}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$FC \frac{(11.33)(110) + (622.44)FC(11.33-6)}{11.33} - (328.32) \frac{FC(34-11.33)}{11.33} -$$

$$21,031.36 = 0$$

$$623.15 FC + 292.82 FC - 656.93 FC - 21,031.36 = 0$$

$$259.04 FC = 21,031.36$$

$$FC = 81.19 \text{ KG/CM}^2 < 94.50 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}$$

$$FS = \frac{(81.19)(34-11.33)(\pi)}{11.33} = 1,559.54 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}; FSC = \frac{(81.19)(15.33-6)(2\pi)}{11.33} = 733.33 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}$$

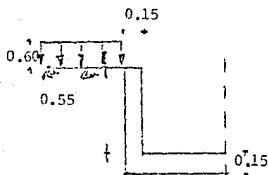
$$FS \& FSC < 1500 \text{ KG/CM}^2 \text{ OK.}$$

$$AST = 0,0020 \text{ bd} = 0,0020 (110) (40) = 8,80$$

$$AST = 8,80 \text{ CM}^2$$

$$\text{SEPARACION VARS. } \phi \text{ } 1/2'' = \frac{110}{\frac{8,80}{1,27}} = 15 \text{ CM}^2$$

DISEÑO DE LAS TRANSICIONES:



$$\gamma = 1600 \frac{\text{KG}}{\text{M}^3}$$

$$\phi = 33,73^\circ$$

$$KA = t g^2 \left(\frac{45^\circ - 33,73^\circ}{2} \right) = 0,286$$

$$WSC = (0,286)(1600)(0,60) = 274,56 \text{ KG./M}^2$$

$$PA = (0,286)(1600)(0,55) = 251,68 \text{ KG./M}^2$$

$$EA = (274,56)(0,55)(1,00) + (251,68) \left(\frac{0,55}{2} \right) (1,00) = 220,22 \text{ KG.}$$

$$MA = 151,01 \times \frac{0,55}{2} + 69,21 \times 0,1833 = 54,21 \text{ KG.-M.}$$

$$F'C = 210 \text{ KG./CM}^2$$

$$F C = 94,50 \text{ KG./CM}^2$$

$$F S = 1600 \text{ KG./CM}^2$$

$$J = 0,88$$

$$R = 14,97$$

$$\mu = \frac{2,3}{D} \sqrt{F'C} = \frac{2,30}{D} \sqrt{210} = \frac{33,33}{D}$$

$$vc = 0,29 \sqrt{F'C} = 0,29 \sqrt{210} = 4,20 \text{ KG./CM}^2$$

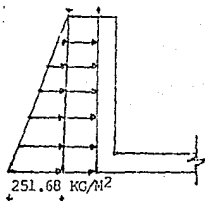
$$d = \sqrt{\frac{M}{F_b}} = \sqrt{\frac{5421}{(14,97)(100)}} = 1,90 < 11$$

$$d = \frac{V}{V_c b} = \frac{220,22}{(4,20)(100)} = 0,524 < 11 \quad d = 11 \quad r = 4$$

$$h=15$$

$$AS = \frac{M}{F_s J d} = \frac{5421,00}{(1600)(0,88)(11)} = 0,35 \text{ CM}^2$$

$$W SC = 274,56 \text{ KG./M}^2$$



ADOPTAMOS:

$$A_s = 0.0020 B h = (0.0020)(100)(15) = 3.00 \text{ CM}^2$$

MUY POCO ACERO.

POR ADHERENCIA, SI USAMOS VARS. ϕ 3/8" @ 23

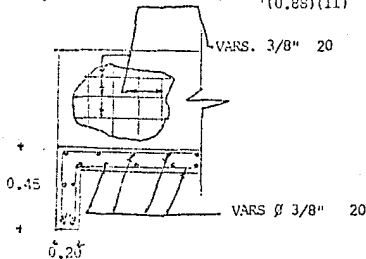
$$\mu_{AD} = \frac{33.33}{0.953} = 34.97 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}$$

$$\mu_{ACT} = \frac{V}{2P \cdot j d} = \frac{220.22}{(2P)(0.88)(11)} = 1.72 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2} \quad \Sigma P = 13.19$$

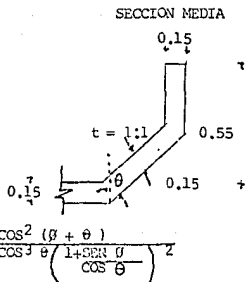
USAREMOS 4 VARILLAS DE ϕ 3/8" EN LAS PAREDES DE LAS TRANSICIONES POR C/METRO.

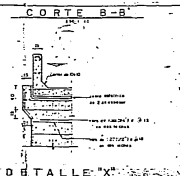
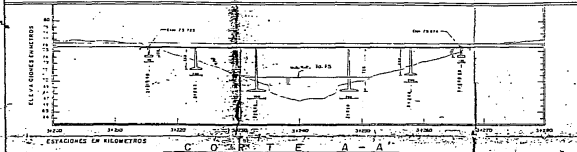
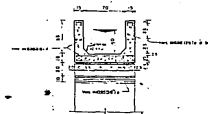
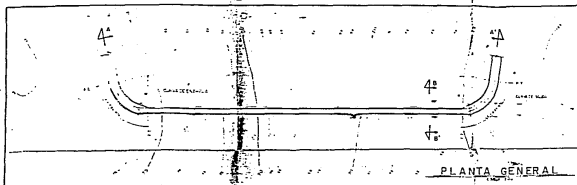
$$\Sigma P = (3)(2,992) = 8,977 \text{ CM.}$$

$$\mu_{ACT} = \frac{220.22}{(0.88)(11)} = 3.872 \mu_{AD} = 34.97 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}$$

DISEÑO DE LAS TRANSICIONES:
 $\theta = 45^\circ$ $\phi = 33.73^\circ$

$$K_A = \frac{\text{CCS}^2(33.73^\circ + 45^\circ)}{\text{CCS}^2(45^\circ) \left(\frac{1 + \text{SEN } 33.73^\circ}{\text{CCS } 45^\circ} \right)^2}$$

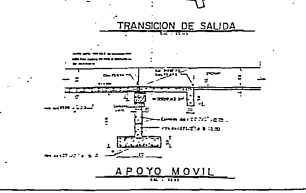
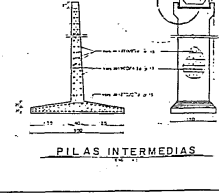
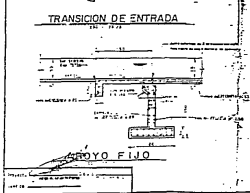
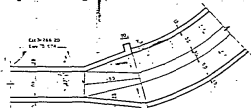
NO TIENE CASO CALCULAR LOS ELEMENTOS, YA QUE EL COEFICIENTE, K_A ES DEMASIADO PEQUEÑO Y EL MOMENTO Y EL CORTANTE LO SERA ASI, Y PUES ARMAREMOS TODO POR TEMPERATURA.



DATOS HIDRAULICOS	
C.A.M. & L.	PUNTEO CANAL
0 + 0 0.00	0 + 0 0.00
0 + 0 2.00	0 + 0 0.24
0 + 0 4.00	0 + 0 0.48
0 + 0 6.00	0 + 0 0.72
0 + 0 8.00	0 + 0 0.96
0 + 0 10.00	0 + 0 1.20
0 + 0 12.00	0 + 0 1.44
0 + 0 14.00	0 + 0 1.68
0 + 0 16.00	0 + 0 1.92
0 + 0 18.00	0 + 0 2.16
0 + 0 20.00	0 + 0 2.40
0 + 0 22.00	0 + 0 2.64
0 + 0 24.00	0 + 0 2.88
0 + 0 26.00	0 + 0 3.12
0 + 0 28.00	0 + 0 3.36
0 + 0 30.00	0 + 0 3.60
0 + 0 32.00	0 + 0 3.84
0 + 0 34.00	0 + 0 4.08
0 + 0 36.00	0 + 0 4.32
0 + 0 38.00	0 + 0 4.56
0 + 0 40.00	0 + 0 4.80
0 + 0 42.00	0 + 0 5.04
0 + 0 44.00	0 + 0 5.28
0 + 0 46.00	0 + 0 5.52
0 + 0 48.00	0 + 0 5.76
0 + 0 50.00	0 + 0 6.00

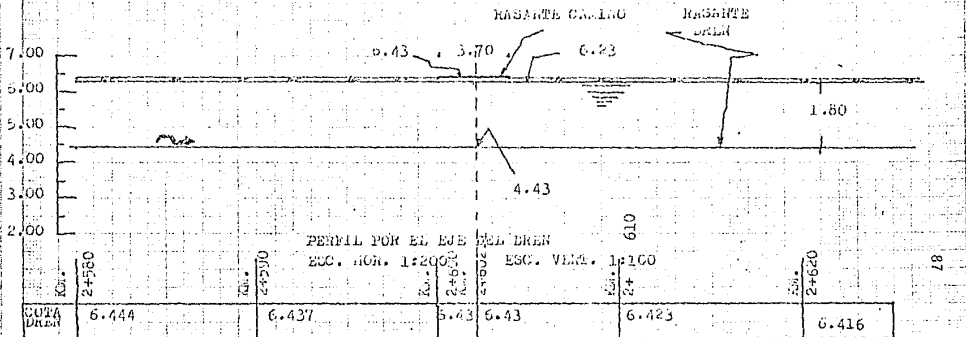
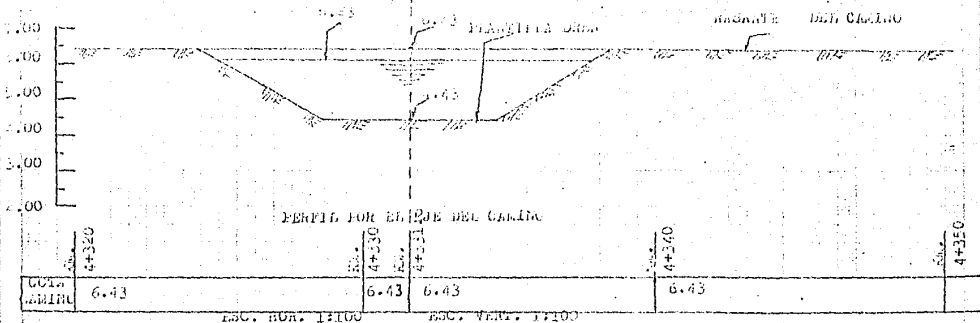
DATOS DE LA CURVA	
ENTRADA	SALIDA
P.C. = 31207.80	P.C. = 31286.18
P.T. = 31215.98	P.T. = 31294.36
P.V. = 31224.16	P.V. = 31302.54
E. = 100.00	E. = 100.00
R. = 200.00	R. = 200.00
L. = 100.00	L. = 100.00
Exp. = 1.00	Exp. = 1.00

CANTIDADES ESTIMADAS	
Canchales	20 m ³
Formas de concreto	30 m ²
Formas de acero	100 m ²
Formas de aluminio	50 m ²
Formas de madera	50 m ²



NOTA: Estas cantidades están estimadas basándose en el estudio de anteproyecto. El autor no se responsabiliza por errores de cálculo ni por modificaciones posteriores al presente estudio. El autor no se responsabiliza por errores de cálculo ni por modificaciones posteriores al presente estudio. El autor no se responsabiliza por errores de cálculo ni por modificaciones posteriores al presente estudio.

UAG UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 PUENTE CANAL KM. 3 + 215.50
 TESIS PROFESIONAL
 JORGE ALBERTO URIARTE PEREZ



III.b) "PUENTE PARA VEHICULOS"

EN LA ZONA DE RIEGO "PUERTA DE MANGOS", LOCALIZADA EN EL MUNICIPIO DE SANTIAGO IXCUINTLA, NAYARIT; SE ENCUENTRA EL DREN "PUERTA DE MANGOS", EL CUAL ES UN CONSIDERABLE DREN EN CUANTO A SU TAMAÑO, Y AL GASTO PARA EL CUAL ESTA PROYECTADO, EL DREN TIENE UNA PLANTILLA DE 6.00 M. Y TALUD $t=1.5:1$, EL CUAL CON EL TIRANTE A PROYECTO NOS DA UN ANCHO DE LAMINA DE AGUA EN LA SUPERFICIE DE 11.40 M.

SE PRESENTO EL CASO DE QUE UN CAMINO EL CUAL ES USADO PARA TENER ACCESO A LAS PARCELAS, EN LAS CUALES SE COSECHAN CONSIDERABLES CANTIDADES DE LEGUMINOSAS PRINCIPALMENTE. ESTE CAMINO ES PRINCIPALMENTE DE UN SOLO SENTIDO, HACIA LAS PARCELAS, Y ESTO DEBIDO A QUE SE CUENTA CON OTROS CAMINOS DE ESTOS LOS CUALES LLEVAN EL TRANSITO DE LAS PARCELAS HACIA EL EJIDO "PUERTA DE MANGOS".

SE CONSIDERO QUE EN UN FUTUPO MUY PROXIMO SERA POSIBLE QUE CIRCULEN MOVILES PESADOS COMO TRAILERS, CAMIONES DE CARGA PESADOS PARA RECOGER LAS COSECHAS, Y FUE POR ESO QUE SE TOMO COMO CARGA DE DISEÑO LA HS15. Y POR LO ANTERIOR, SE DISEÑO LA ESTRUCTURA DE CRUCE EN UN SOLO SENTIDO, CONSIDERANDO DICHA CARGA.

UNA POSIBILIDAD ERA DISEÑAR UN PUENTE-ALCANTARILLA PARA SOLUCIONAR EL CRUCE, PERO COMO YA SE SABE, AL DISEÑAR EL PUENTE ALCANTARILLA, ESTE DEBE TENER EL MISMO DIMENSIONAMIENTO O LA MISMA SECCION TRANSVERSAL EN ESTE CASO DEL DREN, Y PUES EN ESTE CASO ES MUY SENCILLO VER EL PORQUE NO SE USO ESTA ESTRUCTURA, YA QUE UN CLARO DE CASI 12.00 M., CON UNA CARGA TAN PESA

DA COMO LA H15S12, ES DE IMAGINARSE EL TAMAÑO DE LOSA QUE IBA A SER NECESARIA, LA CUAL LLEVARIA MUCHO CONCRETO Y MUCHO ACERO, ADEMÁS DE QUE SE TENDRIAN QUE CONSTRUIR RAMPAS DE ACCESO DE LONGITUD CONSIDERABLE, PARA LLEGAR A LA RASANTE DE LA POSIBLE LOSA. OTRA POSIBILIDAD, PUDO HABER SIDO UNA ALCANTARILLA DE DOS, TRES, CUATRO O CINCO CONDUCTOS, PERO PARA EMPEZAR, AL PENSAR EN UNA SOLUCION DE ESTE TIPO, HABRIA QUE PENSAR EN LA VELOCIDAD QUE SE NOS DESARROLLARIA, LA CUAL HAY QUE MANTENERLA BAJA PARA EVITAR SOCAVACIONES PROXIMO AGUAS ABAJO DE LA ESTRUCTURA, YA QUE HAY QUE RECORDAR QUE SE TRATA DE UN DREN A CIELO ABIERTO Y COMO ES LO NORMAL SIN NINGUN REVESTIMIENTO. PERO OTRO DETALLE MUY IMPORTANTE ES, EL AL MENOS IMAGINARSE UNO LA CANTIDAD DE CONCRETO Y ACERO QUE SE LLEVARIA UNA ALCANTARILLA DE 3 ó 4 CONDUCTOS, Y ESTO FUE RAZON SUFICIENTE PARA NO CONSIDERAR ESTA ESTRUCTURA COMO SOLUCION DEFINITIVA PARA EL CRUCE.

OTRA POSIBILIDAD PUDO SER, UN PUENTE APOYADO SIMPLEMENTE EN LOS EXTREMOS Y CON TRABES TRANSVERSALES Y LA LOSA TRABAJANDO TRANSVERSALMENTE, PERO SE DESECHO; ESTO DEBIDO A QUE EL TAMAÑO DE LAS TRABES NOS REDUCIRIA CONSIDERABLEMENTE LA SECCION HIDRAULICA, LA CUAL COMO SE PUEDE VER EN EL PLANO, SE TIENE UNA ALTURA TOTAL DE 2.00 M. EN EL DREN, INCLUIDO EL LIBRE BORDO DE 0.20 M., Y EL PERALTE DE LAS VIGAS TRANSVERSALES (EL CUAL SERIA MUY GRANDE SI NO SE CONSIDERARAN APOYOS INTERMEDIOS, Y SERIA QUIZAS DE UN MINIMO DE 35 ó 40 CM. SI SE PROYECTARAN APOYOS INTERMEDIOS) NOS OBSTRUIRIA EL LIBRE PASO DEL AGUA, Y ESTO FUE RAZON SUFICIENTE PARA NO TOMAR ESTA POSIBILIDAD.

ASI ES QUE SE DECIDIO POR PROYECTAR UN PUENTE CARRETERO, EL CUAL POR LAS DIMENSIONES PRELIMINARES DEL CLARO TOTAL, SE CONSIDERO CON APOYOS INTERMEDIOS LOS CUALES CAERIAN DENTRO DEL AREA MOJADA POR EL DREN. SE PENSO EN LOSA CONTINUA TRABAJANDO LONGITUDINALMENTE AL SENTIDO DE LOS MOVILES, PARA EVITARSE TRABES TRANSVERSALES AL FLUJO DEL AGUA POR LO ANTERIORMENTE MENCIONADO, SE OPTO POR LOSA CONTINUA EN LUGAR DE SIMPLEMENTE APOYADA PARA REDUCIR LOS MOMENTOS EN LOS CENTROS DE LOS CLAROS, ADEMAS CONSIDERANDO QUE NO SE TENDRIAN CLAROS MUY LARGOS LOS CUALES NOS HICIERAN PROHIBITIVO ESTO POR LAS DEFORMACIONES POR TEMPERATURA EN LA LOSA CONTINUA. SE ESCOGIO TOMAR UN CLARO TOTAL DE APROX. 9.00 M. DE LARGO PARA NO REDUCIR MUCHO LA SECCION TRANSVERSAL EN LA ESTRUCTURA, PARA MANTENER UNA VELOCIDAD BAJA SIMILAR A LA DEL DREN, Y TAMBIEN PARA EVITARNOS EL CLARO TAN GRANDE DE 12.00 M., ASI ES QUE AL EVITARNOS EL CLARO TOTAL DE 12.00 M. REDUCIREMOS LOS CLAROS POSIBLES, CON ESTO LAS REACCIONES EN LOS ELEMENTOS, CON ESTO LAS DIMENSIONES DE LOS MISMO, Y CON ESTO; LOS COSTOS DE CONSTRUCCION. SE DECIDIO POR 3 DE 3.00 M. CADA UNO PARA DISMINUIR EL CLARO DE 4.50 M. SI SE HUBIERA ESCOGIDO UN SOLO APOYO Y DOS CLAROS. SE DECIDIO POR APOYAR LA LOSA DIRECTAMENTE SOBRE UNA TRABE LONGITUDINAL AL FLUJO DEL AGUA, PARA QUE NO ESTORBE EN EL LIBRE PASO DEL AGUA BAJO EL PUENTE, Y APOYAR LAS TRABES EN PILAS, A LAS CUALES SE DECIDIO POR CONSTRUIRLES UN TAJAMAR EN LA PARTE QUE RECIBE EL FLUJO DEL AGUA.

"FUENTE PARA VEHICULOS"

TENEMOS EL DREN "PUERTA DE MANGOS".

CARACTERISTICAS HIDRAULICAS.

$$Q = 9.20 \frac{M^3}{\text{Seg.}}$$

$$t = 1.5:1$$

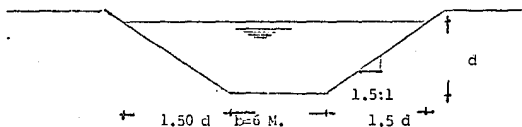
$$b = 6.00 \text{ MTS.}$$

$$n = 0.052$$

$$s = 0.0007$$

$$v = \frac{1}{n} K^{2/3} S^{1/2}$$

$$Q = AV$$



$$A = \left[\frac{b + (2) (1.50 d) + b}{2} \right] d = bd + 1.50 d^2 = 6d + 1.50 d^2$$

$$P_m = b + 2 \sqrt{d^2 + (1.5 d)^2}$$

$$P_m = b + 2 \sqrt{(1.5 d)^2 + d^2} = b + 3.606 d = 6 + 3.606 d$$

$$r = \frac{A}{P_m} = \frac{6d + 1.50 d^2}{6 + 3.606 d}$$

$$Q = AV$$

$$9.20 \frac{M^3}{\text{SEG.}} = (6d + 1.50 d^2) \left(\frac{1}{0.052} \right) \left(\frac{6d + 1.50 d^2}{6 + 3.606 d} \right)^{2/3} (0.0007)^{1/2}$$

$$9.20 = 0.5088 \frac{(6d + 1.50 d^2)^{5/3}}{(6 + 3.606 d)^{2/3}}$$

$$\text{CON } d = 1.7930 \text{ M.}$$

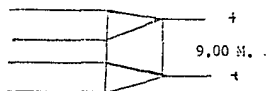
$$A = (6)(1.793) + (1.50)(1.793)^2 = 15.5803 \text{ M}^2$$

$$P = 6 + 3.606(1.793) = 12.4656; R = \frac{15.5803}{12.4656} = 1.2498$$

$$V = \frac{1}{0.052} (1.2498)^{2/3} (0.0007)^{1/2} = 0.5903 \frac{M}{seg.} \quad \begin{array}{l} b = 6.00 M. \\ d = 1.80 M. \end{array}$$

$$Q = A V = (15.580)(0.59) = 9.20 \frac{M^3}{seg.}$$

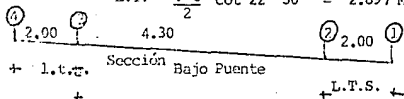
SE ENSANCHARA LA SECCION BAJO EL CRUCE CON RESPECTO A LA BASE DEL DREN.
SE PROYECTO QUE EL CRUCE CARRETERO SERA DE APROXIMADAMENTE 9 METROS DE LARGO.



$$T = b + 2(1.5d) = b + 3d = 6 + (3)(1.80)$$

$$T = 11.40 \text{ MTS.}; t = 9.00$$

$$L.T. = \frac{T-t}{2} \cot 22^\circ 30' = 2.897 \text{ Mts.} \approx 3 \text{ Mts.}$$



EN ESTE CASO DEJAREMOS DE 2.00 M. LA LONGITUD DE LAS TRANSICIONES.

Bernoulli de ① A ②

$$d_2 + h v_2 + z_2 + \frac{P_2}{\gamma \omega} = d_1 + h v_1 + h t_s + z_1 + \frac{P_1}{\gamma \omega} \quad \begin{array}{l} d_1 = 1.80 \\ v_1 = \frac{9.20}{15.58} = 0.5875 \end{array}$$

$$d_2 + h v_2 - 2 - 0.20 (0.0176 - h v_2) = 1.0 + 0.0176 - 0.0014; h v_1 = 0.0176 M.$$

$$d_2 + 1.20 h v_2 = 1.8197 M.$$

$$z_2 = (0.0007)(2) = 0.0014$$

$$d_2 + \frac{0.07404}{d_2^2} = 1.8197 M$$

$$h t_s = 0.20 (h v_1 - h v_2)$$

$$d_2 = 1.7968 M.$$

$$v_2 = \frac{9.20}{9 d_2}$$

$$h v_2 = \frac{\left(\frac{9.90}{9 d_2}\right)^2}{2 \times 9.81} = \frac{0.0617}{d_2^2}$$

LA IDEA DE DEJAR DE 2 MTS. LAS TRANSICIONES FUE PARA AHORRAR EXCAVACIONES, CONCRETO Y ACERO, ADEMÁS POR LA VELOCIDAD TAN MINIMA LAS PERDIDAS SON MUY PEQUEÑAS, ADEMÁS SE TRATA DE UN DREN.

$$A = b x d_2 = 9.00 x 1.7968 = 16.1712 M^2$$

$$v_2 = \frac{9.20}{16.1712} = 0.5689$$

$$h v_2 = 0.0164 \text{ Mts.}$$

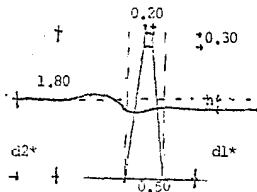
$$F = \frac{v}{\sqrt{gd}} = \frac{0.5689}{\sqrt{(9.81)(1.7968)}} = 0.1355 < 1$$

COMO EL NUMERO DE FROUDE ES < 1, EL FLUJO BAJO EL PUENTE Y TAMBIEN EN EL DREN ES SUBCRITICO.

VEREMOS EL REMANSO ATRAS DE LAS PILAS POR LA FORMULA DE NAGLER;

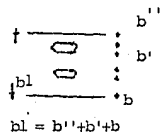
$$Q = Kn bl \sqrt{2g} \left(d1 - \theta \frac{V1^2}{2g} \right) \sqrt{h + \beta \frac{V2^2}{2g}}$$

EN FORMA APROXIMADA



$$\theta = 0.30$$

relacion de contracción = $\frac{8.30}{9.00} = 0.9222$



$$m = 1 - 0.9222 = 0.0777$$

$$\sqrt{1 - 0.0777} = 0.9222$$

$$Kn = \left(\frac{0.95 + 0.91}{2} \right) = 0.93$$

$$h = \text{Remanso } \beta = 1.21$$

$$9.20 = (0.93)(8.30) \sqrt{(2)(9.81) \left(1.7968 - (0.30)(0.0164) \right) \left[h + (1.21) \left(\frac{0.0532}{(1.7968+h)^2} \right) \right]}$$

$$\frac{V2^2}{2g} = \left(\frac{9.20}{(1.7968+h)(g)} \right)^2 = \frac{0.0532}{(1.7968+h)^2}$$

$$0.150 = \sqrt{h + \frac{0.0544}{(1.7968+h)^2}} \quad h = 0.0027 \text{ M.}$$

EN LA SEGUNDA PILA.

$$9.20 = (0.93)(8.30) \sqrt{(2)(9.81) \left(1.7995 - 0.30(0.0164) \right) \left[h + (1.21) \left(\frac{0.0532}{(1.7995+h)^2} \right) \right]}$$

$$0.1499 = \sqrt{h + \frac{0.0544}{(1.7995+h)^2}} \quad h = 0.0027 \text{ M.}$$

RESOLVIENDO ENTRE 2 & 3

$$hf = \left(\frac{Vmn}{R2/3} \right)^2 L$$

$$d3 + hv3 + Z3 + p \sqrt{g} hf = d2 + hv2 + Z/2 + p2 \sqrt{g} + 2h; \left(\frac{0.5689 + 9.20}{9 d3} \right)^2 (0.052)^2$$

$$\frac{d3 + 0.0532 - (0.0116)(0.2845 + 511/d3)^2}{d3^2} = 1.7968 + 0.0164 - 0.0030 \quad hf = \frac{+0.0054}{\left(\frac{9 d3}{9+2 d3} \right)^{4/3}} (4.30)$$

$$= 1.8156; d3 = 1.8019; hv3 = \frac{\left(\frac{9.20}{9 d3} \right)^2}{19.62} = \frac{0.0533}{(d3)^2}$$

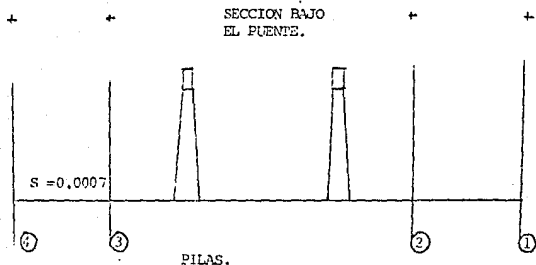
$$1.8019 + 0.0164 + 0.0030 - 0.0027 = 1.7968 + 0.0164 + 0.0054$$

$$1.8186 = 1.8186$$

$$Z3 = (0.0007)(4.30) = 0.0030$$

TRANSICION DE ENTRADA

TRANSICION DE SALIDA

BERNOULLI ENTRE 3 & 4

$$d_4 + hv_4 + z_4 = d_3 + hv_3 + \frac{v_3^2}{2g} + 0.10 (hv_4 - hv_3) \quad d_3 = 1.8019 \text{ M.}$$

$$hv_3 = 0.0164 \text{ M.}$$

$$d_4 + hv_4 - 0.10 hv_4 = d_3 + 0.90 hv_3 - z_4$$

$$v_4 = \frac{9.20}{(bd + 1.50 d_4^2)}$$

$$d_4 + 0.90 \times \frac{4.3139}{(bd_4 + 1.50 d_4^2)^2} = 1.8019 + 0.0148 - 0.0014; hv_4 = \frac{4.3139}{(bd_4 + 1.50 d_4^2)}$$

$$d_4 + \frac{3.8825}{(6d_4 + 1.50d_4^2)^2} = 1.8153$$

$$z_4 = 0.0007 \times 2 = 0.0014$$

$$v_4 = 0.5377$$

$$d_4 = 1.7995 \text{ M.}$$

$$hv_4 = 0.0176$$

$$1.7995 + 0.0176 + 0.0014 = 1.8019 + 0.0164 + 0.10(0.0176 - 0.0164)$$

$$1.8185 \approx 1.8184$$

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE:

LONGITUD TOTAL DEL PUENTE 9 METROS, CON 3 CLAROS DE 3 METROS Y LOSA CONTINUA, APOYADO EN PILAS Y ESTRIEBOS, Y TRABES SOBRE LAS PILAS, CON CIMENTACION POR MEDIO DE LOSA CONTINUA.

ANCHO DE CALZADA = 3.70 MTS.

CARGA VIVA = H 15 S12

COMO MAS DESFAVORABLE

CARE UN H 15 S12 ó 2 CARROS CHICOS EN LA CALZADA.

BANDAS DE CIRCULACION.

= 2 (PARA CARROS CHICOS)

VIA DE 1 SOLO SENTIDO

CANION H 15 S 12.



+4.27 + 4.27 +



1.83
+3.05 +

H 15 = 15 SHORT TON = 30 000 LIBRAS

RUEDAS MAS PESADAS = (0.40)(30000) = 12000 LES. = 5443.20 KG.

ARMAZO PRINCIPAL PARALELO A LA CIRCULACION DEL TRANSITO.

CLAROS MENORES DE 3.60 M.

ANCHO DE DISTRIBUCION.

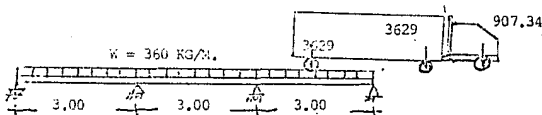
$E = 0.175 s + 0.976$

$S =$ LONGITUD DEL CLARO EFECTIVO.

$E = 0.175 (3.00) + 0.976 = 1.50$ MTS.

$P =$ CARGA DE UNA RUEDA POR ANCHO DE UN METRO. = $\frac{W}{E}$

$P = \frac{5443.20}{1.50} = 3628.80 \approx 3629$ KG.



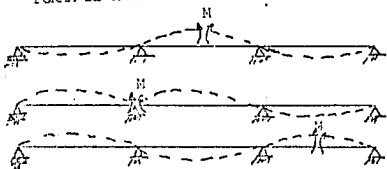
CONSIDERAREMOS UNA $h = 15$ CMS. PARA LA LOSA

$W_{ff} = 2400 \frac{Kg}{M^3} (0.15) = 360 \frac{Kg}{M^2}$

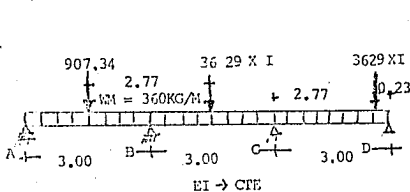
RUEDA MAS LIGERA.

$P = \frac{1360.80}{1.50} = 907.20$ KG ≈ 908 KG.

FORMA DE CARGA PARA MOMENTOS MAXIMOS.



ANALISIS CONSIDERANDO RUEDAS MAS PESADAS EN EL CENTRO



$$K = \frac{4EI}{L} = 1$$

$$K_{AB} = K_{BA} = K_{BC} = K_{CB} = K_{CD} = K_{DC}$$

MODIFICAMOS K_{BA} & K_{DC}

$$K_{BA} = 0.75 (1) = 0.75$$

$$K_{DC} = 0.75 (1) = 0.75$$

$$FD_{AD} = \frac{1}{1+0} = 1$$

$$FD_{BA} = \frac{0.75}{0.75+1} = 0.43$$

$$FD_{BC} = \frac{1}{1+0.75} = 0.57$$

$$FD_{CD} = \frac{1}{1+0.75} = 0.57$$

$$FD_{CB} = \frac{0.75}{1+0.75} = 0.43$$

$$FD_{DC} = \frac{1}{1+0} = 1$$

$$\begin{aligned} M_{BA} &= -713 & M_{BC} &= -2040 & M_{CD} &= -347 \text{ KG-M} \\ M_{AB} &= +713 & M_{CB} &= +2040 & M_{DC} &= +1196 \text{ KG-M} \end{aligned}$$

$$I = \frac{15}{1+38} = \frac{15}{3+38}$$

$$I = 36.58 \% \geq 30 \%$$

$$I = 30 \%$$

$$M_{ecm} = W_m \frac{(l)^2}{12} = \frac{(360)(3)^2}{12}$$

$$M_{ecm} = 270 \text{ KG-M.}$$

$$M'_{EAB} = M_{EBA} = \frac{(908.00)(3)}{8}$$

$$M'_{EAB} = M_{EBA} = 340.50 \text{ KG-M}$$

$$M'_{EBC} = M_{ECB} = \frac{(3629)(3)}{8} = 1360.88 \text{ KG-M}$$

$$M'_{ECD} = \frac{(3629)(2.77)(0.23)}{(3)^2} = 59.09 \text{ KG-M}$$

$$M'_{EDC} = \frac{(3629)(2.77)^2 (0.23)}{(3)^2} = 711.59$$

$$\begin{aligned} M_{EAB} &= 270 + (340.50)(1.30) = 712.65 = M_{EBA} \\ M_{EBC} &= 270 + (1360.88)(1.30) = 2059.14 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ECD} &= 270 + (59.09)(1.30) = 346.82 \text{ KG-M} \\ M_{EDC} &= 270 + (711.59)(1.30) = 1195.07 \text{ KG-M} \end{aligned}$$

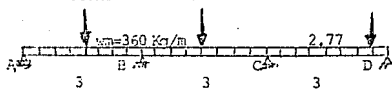
908xI

3629xI

3629xI

EI → CTE

97



MEMB	A	B	C	D		
END	AB	BA	BC	CB	CD	DC
Req.	1.	00	1.	00	1.	00
Req Mod.	1.00	0.75	1.00	1.00	0.75	1.00
FD	1.00	0.43	0.57	0.57	0.43	1.00
M.E.	-713	+713	-2040	+2040	-347	+1196
E.Q.	+713	+571	+756	-965	-728	-1196
T.		+357	-463	+378	-598	
E.Q.		+54	+72	+125	+95	
T.			+63	+36		
E.Q.			-27	-36	-15	
T.			+5	+6	+10	+8
E.Q.			+5	+3	+1	
N.T.	+0	+1671	-1671	+1586	-1586	+0

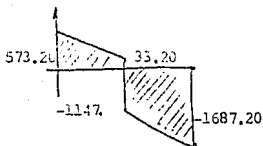
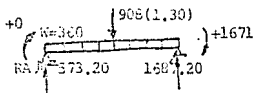
$$M_{AB} = +0$$

$$M_{BC} = -1671$$

$$M_{ED} = -1586$$

$$M_{EA} = +1671 \text{ KG}$$

$$M_{DC} = +0$$

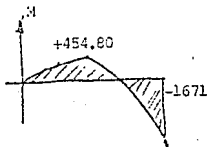


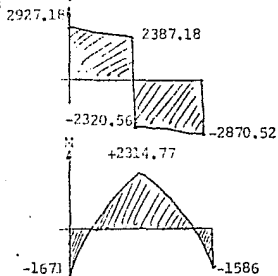
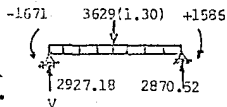
$$\sum M_b = 0; 0 = (908)(1.30)(1.50) + (360)\left(\frac{3}{2}\right)^2 - 1671 - 3R_a$$

$$R_a = 573.20 \text{ KG.}$$

$$\sum M_a = 0; 0 = (908)(1.30)(1.50) + (360)\left(\frac{3}{2}\right)^2 + 1671 - 3R_b$$

$$R_b = 1687.20 \text{ Kg.}$$





$$\sum M_c = 0$$

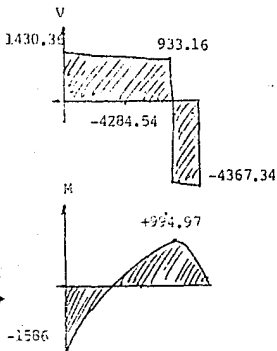
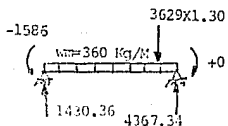
$$0 = (3629)(1.30)(1.50) + (360)\left(\frac{3}{2}\right)^2 + 1671 - 1586 - 3R_b$$

$$R_b = 2927.18 \text{ Kg.}$$

$$\sum M_b = 0$$

$$0 = (3629)(1.30)(1.50) + \frac{(360)(3)^2}{2} - 1671 + 1586 - 3R_c$$

$$R_c = 2870.52 \text{ Kg.}$$



$$\sum M_D = 0$$

$$0 = (3629)(1.30)(0.23) + (360)\left(\frac{3}{2}\right)^2 + 1586 - 3R_c$$

$$R_c = 1430.36 \text{ Kg.}$$

$$\sum M_c = 0$$

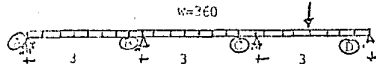
$$0 = (3629)(1.30)(2.77) + (360)\left(\frac{3}{2}\right)^2 - 1586 - 3R_D$$

$$R_D = 4367.34 \text{ Kg.}$$

3629xI

I = 30 %

99



$$M_{CNAB} = M_{CNBA} = M_{CNBC} = M_{CNCB} = M_{CNCD} =$$

$$M_{CNDC}$$

$$MECH = \frac{(360)(3)^2}{12} = 270 \text{ Kg-m}$$

$$MECV = \frac{(3629)(3)}{8} = 1361 \text{ Kg-m}$$

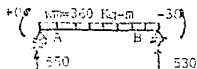
$$MECVI = (1361)(1.30) = 1769.30 \text{ Kg.-m}$$

$$MECD = MECD = 1770+270 = 2040$$

MEMO	A	B	C	D		
TRAMO	AB	BA	CB	CD	DC	
R.M.	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
R.M.C.M.	1.00	0.75	1.00	1.00	0.75	1.00
R.B.	1.00	0.43	0.57	0.57	0.43	1.00
M.I.	-270	+270	-270	+270	-2040	+2040
R.Q.	+270	+0	-0	+1009	-1761	-2040
M.		+135	+203		-1.20	
R.Q.		-275	-365	+581	+439	
T.			+291	-183		
R.Q.		-125	-166	+104	+79	
T.			+52	-83		
R.Q.		-22	-30	+47	+36	
T.			+24	-15		
R.Q.		-10	-14	+9	+6	
T.			+5	-7		
R.Q.		-2	-3	+4	+3	
T.			+2	+2		
R.Q.		-1	-1	+1	+1	
M.P.	-0	-3	+30	+1735	-1735	+0

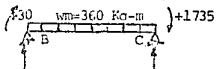
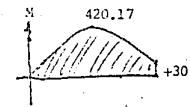
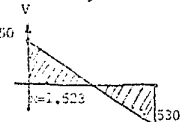
$$MAB = +0 \text{ Kg-m} \quad MEC = +30 \text{ KG-M} \quad MCD = 1735 \text{ Kg-M}$$

$$MBA = -30 \text{ kg-m} \quad MCB = +1735 \text{ Kg-m} \quad MDC = +0 \text{ Kg-m}$$

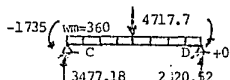
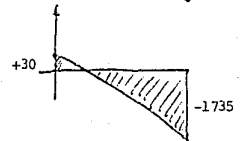
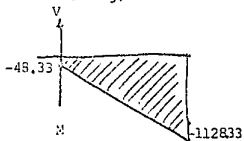


$$\sum M_B = 0; 0 = (360)(3)^2 + 30 - RA \cdot 3; \quad \sum M_C = 0; 0 = (360)(3)^2 - 1735 - 30 - 3RB; \quad \sum M_D = 0; 0 = (4717.70)(3) + 360(3)^2 + 1735 - 3RC$$

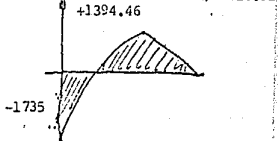
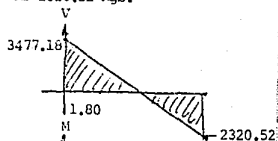
$$RA = 550 \text{ Kgs.} \quad RB = 48.33 \quad RC = 3477.18 \text{ Kgs.} \quad RD = 2320.52 \text{ Kgs.}$$

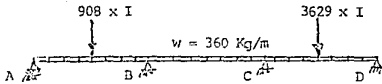


$$RB = 48.33 \quad RC = 1128.33 \text{ Kg.}$$



$$RC = 3477.18 \text{ Kgs.} \quad RD = 2320.52 \text{ Kgs.}$$



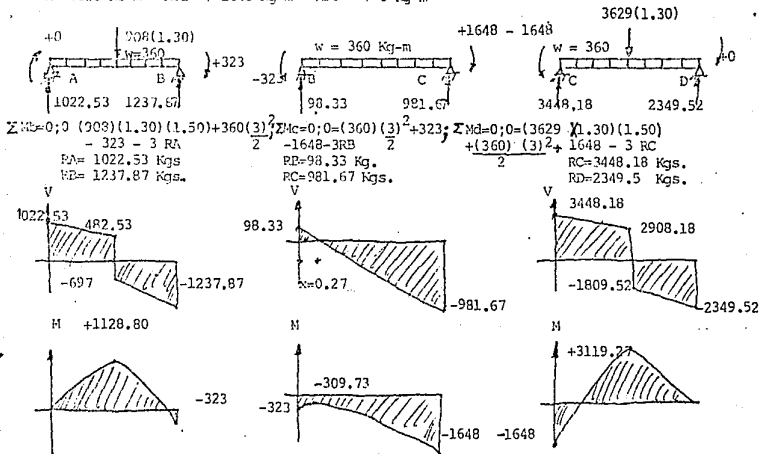


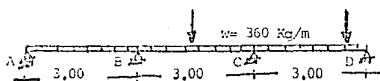
$EI \rightarrow CTE$
 $I = 1.30$

100

MUDO	A	B	C	D		
MEMO	AB	BA	BC	CB	CD	DC
POS.	1.0000		1.00		1.00	
REG. POS.	1.00	0.75	1.00	1.00	0.75	1.00
E.D.	1.00	0.43	0.57	0.57	0.43	1.00
M.L.	- 713	+ 713	- 270	+270	-2040	+2040
E.O.	+ 713	- 190	- 253	+1009	+ 761	-2040
P.		+ 356	+ 505	- 127	-1020	
E.O.		- 371	- 491	+ 654	+ 493	
P.		- 141	- 166	+ 140	+ 106	
E.O.		- 30	- 40	+ 53	+ 40	
P.			+ 27	- 20		
E.O.		- 12	- 15	+ 11	+ 9	
P.			+ 6	- 8		
E.O.		- 3	- 2	+ 5	+ 3	
A.F.	+ 0	+ 323	- 323	+1648	-1648	+ 0

$MAB = + 0 \text{ Kg-m}$ $MBC = - 323 \text{ kg-m}$ $MCD = - 1648 \text{ Kg-m}$
 $MBA = +323 \text{ KG-m}$ $MCB = + 1648 \text{ Kg-m}$ $MDC = + 0 \text{ Kg-m}$

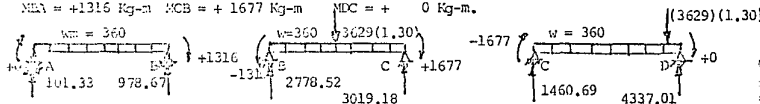




M.D.D.	A	B	C	D
	RA	RB	RC	RD
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	1.00	0.75	1.00	1.00
0.75	1.00	0.43	0.57	0.43
1.1.1.	-270	+270	-2040	+2040
	+270	+251	+1009	-955
		+35	-180	+505
		+151	+200	+53
			+27	+100
			-12	-15
			-29	-6
			+12	+17
			+3	+9
			-1	-2
M.F.	+0	+1316	-1316	+1677

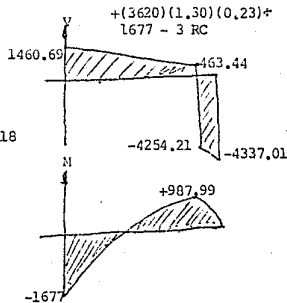
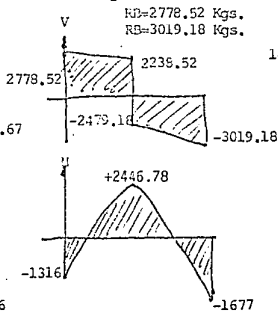
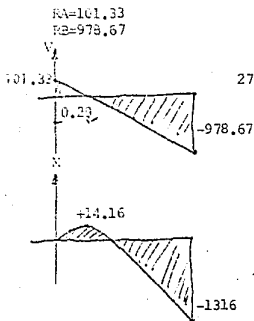
$$M_{AB} = +0 \text{ Kg-m} \quad M_{BC} = -1316 \text{ Kg-m} \quad M_{CD} = -1677 \text{ Kg-m}$$

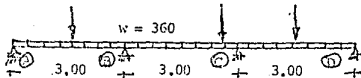
$$M_{BA} = +1316 \text{ Kg-m} \quad M_{CB} = +1677 \text{ Kg-m} \quad M_{DC} = +0 \text{ Kg-m.}$$



$$\sum M_B = 0; 0 = \frac{(360)(3)^2}{2} - 1316 - 3R_A; \sum M_C = 0; 0 = \frac{(3629)(1.30)(1.50)}{2} + \frac{(360)(3)^2}{2} + 1316 - 1677 - 3R_B$$

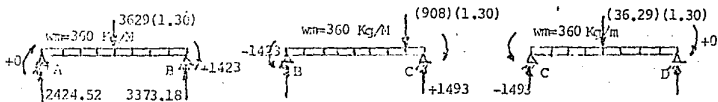
$$\sum M_D = 0; 0 = \frac{(360)(3)^2}{2} +$$



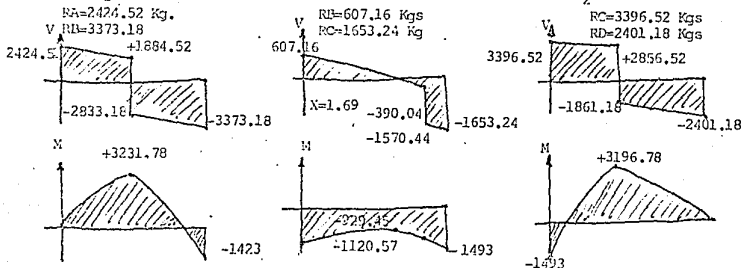


MEMO	A	B	C	D		
TRANS	AB	BA	BC	CB	CD	DC
RIG.	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
RIG. MOD.	1.00	0.75	1.00	1.00	0.75	1.00
F.T.D.	1.00	0.43	0.57	0.57	0.43	1.00
M.L.	-2040	+2040	-290	+502	-2040	+2040
E.Q.	+2040	-753	-927	+877	+661	-2040
T.		+1020	+439	-499	-1020	
E.Q.		-627	-832	+653		
T.			+433	-416		
E.Q.		-186	-247	+237	+179	
T.			+119	-124		
E.Q.		-51	-68	+71	+53	
T.			+36	-34		
E.Q.		-15	-21	+19	+15	
T.			+10	-11		
E.Q.		-4	-6	+6	+5	
T.			+3	-3		
E.Q.		-1	-2	+2	+1	
M.F.	+0	+1423	-1423	+1493	-1394	+0

$MAB = +0 \text{ Kg-m}$ $MBC = -1423$ $MCD = -1493 \text{ Kg-m}$
 $MBA = +1423 \text{ Kg-m}$ $MCB = +1493$ $MDC = +0 \text{ Kg-m}$



$\sum MB=0; 0=(3629)(1.30)(1.50); \sum MC=0; 0=908 \times 1.30 \times 2.3 + 360 \times 3^2 / 2; \sum MD=0; 0=(3629)(1.30)(1.50) +$
 $+ (360)(3)^2 - 1423 - 3RA.$ $+1423 - 1493 - 3RB$ $(360)(3)^2 + 1493 - 3RC$



DISEÑO DE LA LOSA.

CONSTANTES DE CALCULO.

$$f'c = 200 \frac{\text{Kg}}{\text{Cm}^2}$$

$$f_s = 1400 \frac{\text{Kg}}{\text{Cm}^2}$$

$$E_s = 2'100,000 \frac{\text{Kg}}{\text{Cm}^2}$$

$$E_c = 15100 \sqrt{200} = 213,546.25 \frac{\text{Kg}}{\text{Cm}^2}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2100000}{213546.25} = 9.834$$

$$K = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}} = \frac{(0.45)(200)}{(0.45)(200) + \frac{1400}{9.839}} = 0.387$$

$$j = 1 - \frac{K}{3} = 0.871$$

$$R = \frac{1}{2} f_c K j = \frac{1}{2} (0.45)(200)(0.387)(0.871) = 15.168 \frac{\text{Kg}}{\text{Cm}^2}$$

$$\mu_{ADM} = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{D} = \frac{2.3 \sqrt{200}}{D} = \frac{32.53}{D}$$

$$\mu_{ACT} = \frac{V}{\sum pjd} \quad \sigma_c = 0.29 \sqrt{200} = 4.10 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_{MAX. (ACT)} = 3231.78 \text{ Kg-M.}$$

$$d = \sqrt{\frac{3231.78}{(15.168)(100)}} = 14.60 \text{ cms.} > 12.50 \text{ cms.}$$

LA TRABAJAREMOS Y REVISAREMOS COMO DOBLEMENTE ARMADA.

$$M_{MAX (+)} = 3231.78 \text{ KG-M}$$

$$M_{MAX (-)} = 1735.00 \text{ KG-M}$$

$$M_{MAX (-)} \text{ EN LOS TRAMOS EXTREMOS} = -173500 \text{ Kg-Cm}$$

CALCULAREMOS EL ACERO & LO ADOPTAREMOS PARA LOS 2 TRAMOS EXTREMOS SEGUN CORRESPONDA, & EL ACERO NECESARIO PARA EL TRAMO INTERMEDIO.

$$AS (+) = \frac{323178}{(1.400)(0.871)(12.50)} = 21.20 \text{ CM}^2 \quad \text{VARS } \phi 5/8'' @ 10$$

$$AS (-) = \frac{173500}{(1.400)(0.871)(12.50)} = 11.38 \text{ CM}^2 \quad \text{VARS } \phi 5/8'' @ 17$$

$$AS (+) = \frac{244678}{(1.400)(0.871)(12.50)} = 16.05 \text{ CM}^2 \quad \text{VARS } \phi 5/8'' @ 12$$

a).- EN EL CLARO CENTRAL.

VARS $\phi 5/8'' @ 12$ ACERO POSITIVO.

VARS $\phi 5/8'' @ 17$ ACERO NEGATIVO.

b).- EN LOS CLAROS EXTREMOS.

VARS $\phi 5/8'' @ 10$ ACERO POSITIVO.

VARS $\phi 5/8'' @ 17$ ACERO NEGATIVO.

$$\text{VARS } \phi 5/8'' \quad A = 1.98 \text{ CM}^2$$

EN LA LOSA CENTRAL.

$$AS (+) = \frac{244678}{(1.400)(0.871)(12.50)} = 16.05 \text{ CM}^2$$

VARS $\phi 5/8'' @ 12$

ACERO DE DISTRIBUCION.

$$0/0 Ad = 100 = \frac{100}{3.285} = 31.68\% \approx 32\% < 50\%$$

$$\sqrt{3.285} \quad \sqrt{3.285(3)}$$

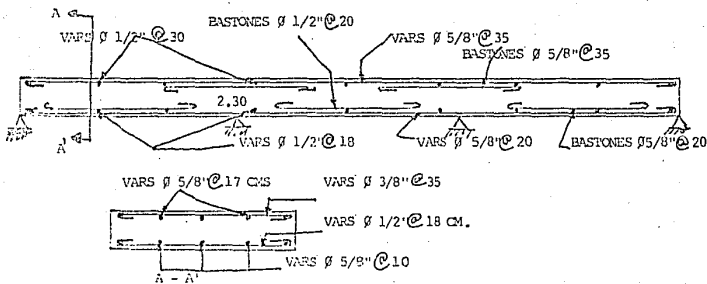
$$Ad = (21.20)(0.32) = 6.78 \text{ CM}^2 \quad \text{VARS } \phi 1/2'' \quad s = \frac{100}{6.78} = 18$$

ACERO POR TEMPERATURA.

$$Ast = 0.0020 bh = (0.0020)(100)(15.00) = 3.00 \text{ CM}^2$$

$$\text{VARS } \phi 1/2'' @ \frac{100}{3.00} = 42.00 \text{ Cms} \approx @ 30 \text{ Cms.}$$

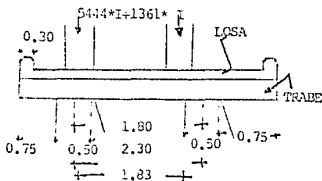
$$\frac{1.27}{1.27}$$



$$\text{LONGITUD DE BASTONES} = \frac{L}{4} + 0.40 = \frac{3}{4} + 0.40 = 1.15 \text{ MTS.}$$

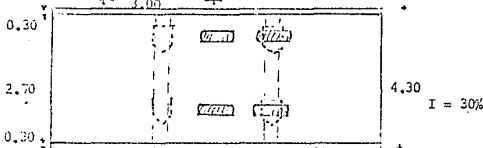
DISEÑO DE LA TRABE

ANCHO DE CALZADA = 3.70



PROPORCIONEMOS UNA VIGA DE
0.30(20) (30)
+ 0.20

+ CONSIDERAREMOS RUEDA MAS PESADA Y ADEMÁS,
MAS LA MITAD DE LA RUEDA MENOS PESADA.



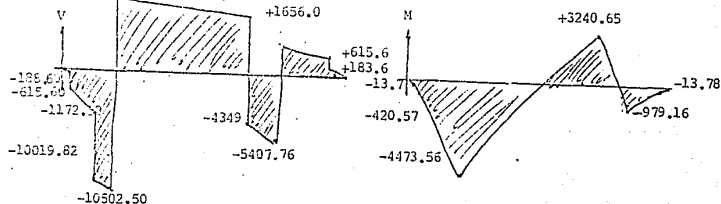
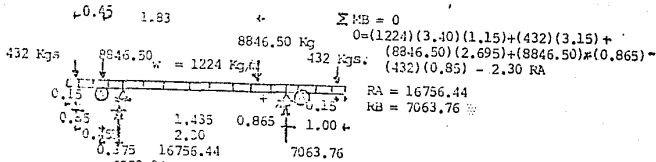
PESO DEL PARAMENTO



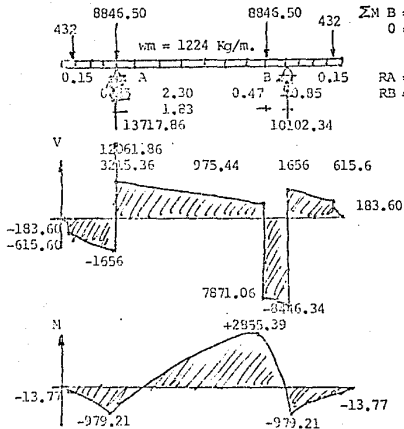
$W_p = (2400)(0.30)(0.20)(3) = 432 \text{ Kjs.}$

CARGA UNIFORME $W = (2400)(0.15)(2) = 1080 \text{ Kjs}$

wp.p. (peso propio) = $(2400)(1)(0.20)(0.30) = 144 \text{ Kjs.}$



$$S = \frac{Av fs d}{v} = \frac{Av fs d}{v'bd} = \frac{AvEv}{v' d}$$



$$\sum M B = 0$$

$$0 = (1224)(4.30)(1.15) + 8846.50 \times 4.7$$

$$+ 8846.50 \times 2.30 + 432 \times 3.15$$

$$- 432 \times 0.85 - 2.30 RA$$

$$RA = 13717.86 \text{ Kg.}$$

$$RB = 10102.34 \text{ Kg.}$$

DISEÑO DE LA TRABE SUPERIOR.

$$M \text{ max} (-) = 2948.33 \text{ Kg.m}$$

$$M \text{ max} (+) = 3240.60 \text{ Kg.m}$$

$$V \text{ max.} = 10196.50 \text{ Kg.}$$

$$d = \sqrt{\frac{324060}{(15.168)(20)}} = 32.68 \text{ cms.} > 27.50 \text{ cms.}$$

* ARMAZONES DENTRO DE LA VIGA

$$M_1 = F_1 d^2 = (15.168)(20)(27.5)^2 = 229416 \text{ Kg-cm}$$

$$M_2 = 324060 - 229416 = 94644 \text{ Kg-cm}$$

$$Kd = 0.387 \times 27.50 = 10.64$$

$$\frac{90}{10.64} = \frac{f'_{sc}}{1064-250} \quad f'_{sc} = 68.85 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$f'_{sc} = (2)(.834)(68.85) = 1354.14$$

$$As_1 = \frac{229416}{(1354.14)(27.52)} = 2.74 \text{ Cm}^2$$

$$As_2 = \frac{94644}{(1400)(27.5-2)} = 2.65 \text{ Cm}^2$$

$$As_1 = \frac{229416}{(1400)(3.871)(27.50)} = 6.84 \text{ Cm}^2$$

$$As = As_1 + As_2 = 9.49 \text{ 2 VARS } \phi 1"$$

$$V \text{ MAX. RES} = (4.10)(20)(27.50) = 2255 \text{ Kg.}$$

$$b = 20$$

$$d_s = 27.50$$

$$h = 30$$

$$As(-) = 294833$$

$$\frac{(1400)(0.87)(2750)}{3 \text{ VARS. } \phi 3/4"$$

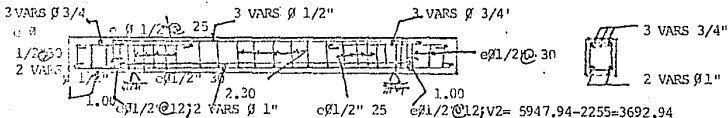
$$As(-) = 8.79 \text{ cm}^2$$

$$V = \frac{10196.50}{(20)(27.50)} = 18.54 \frac{\text{Kg.}}{\text{Cm}^2}$$

$$V' = 18.54 - 4.10 = 14.44 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S_1 = \frac{(2)(1.27)(1400)}{(14.44)(20)} = 12 \text{ Cm.}$$

$$S_2 = \frac{(2)(1.27)(1400)(275)}{3692.94} = 26$$



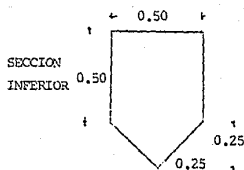
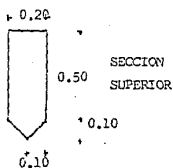
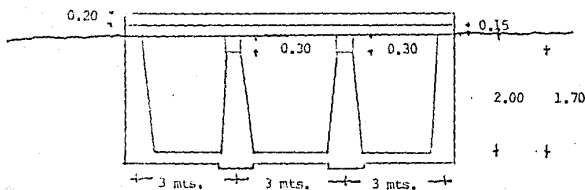
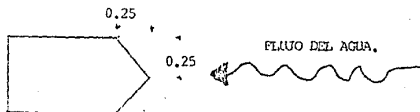
$$e \phi 1/2 @ 12; V_2 = 5947.94 - 2255 = 3692.94$$

DISEÑO DE PILAS.

$$R \text{ max.} = 16756.44 \text{ Kg.} + 309.60 = 17066.04$$

PROPONDREMOS UNA SECCION QUE NOS AYUDE TAMBIEN A MEJORAR EL ASPECTO HIDRAULICO DEL DREN.

PROPONDREMOS:



* TANTEO

$$P = 0.85 A_g (0.25 f'c + f_s)$$

$$P = 0.85 (20)(50) (0.25)(200) + (0.01)(1400)$$

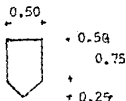
$$P = 5440$$

$$R = 17066.94 \text{ Kg.} \quad P$$

$$f_s = 1400 \frac{\text{Kgs}}{\text{cm}^2}$$

$$f'c = 200 \frac{\text{Kg.}}{\text{cm}^2}$$

$$A_g = 283,584 \text{ cm}^2$$

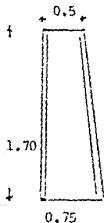


$$A_s = \beta A_g = (0.01)(3125) = 31.25 \text{ Cm}^2$$

$$5 \text{ VARS } \beta \text{ 5/8" } \approx 9.9\% \text{ Cm}^2$$

$$A_g \approx (50)(50) + \frac{(50)(25)}{2} = 3125 \text{ Cm}^2$$

$$A_g \approx (50)(20) + \frac{(10)(20)}{2} = 1100 \text{ Cm}^2$$



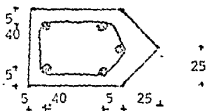
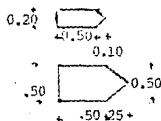
$$R \text{ max. } = 14221.75 \text{ Kgs.}$$

$$P_{pp} = (2400 \text{ Kg})(1.70) \left(\frac{.3125 + .1100}{2} \right) = 861.90 \text{ Kg.}$$

$$P_{pp} = 861.90 \text{ Kg.}$$

$$P = R \text{ max. } + P_{pp} = 17066.04 \text{ Kg.} + 861.90 \text{ Kg.}$$

$$P = 17927.24 \text{ Kg.}$$



CARGAS.

1.- CARGA NORMAL. Máxima = 17,927.94 Kgs.

$$2.- \text{ PESO PROPIO. } = (2400) \left(\frac{.3125 + .11}{2} \right) (1.70) = 861.90 \text{ Kgs.}$$

3.- FRICCION = Es 5% de la carga permanente.

$$P_f = 5\% \text{ w L (L)} = 5\% (2400) \left[4.30 \times 3.00 \times 0.15 + (2)(0.20)(0.30)(3.0) + (4.30)(0.20)(.30) \right]$$

$$P_f = 306.36 \text{ Kg.}$$

4.- FRENAJE. Es el 5% de la Carga equivalente al camión considerado H 15 S12

$$P_{fr} = (0.05) \left[6123 + 714 (3) \right] = 413.25 \text{ Kgs.}$$

$$M_{act.} = (306.36)(1.70) + (413.25)(1.70) = 1223.34 \text{ Kg-m.}$$

$$Z'N = 17927.94 \text{ Kg.}$$



$$e = \frac{M_{act.}}{Z'N} = \frac{1223.34}{17927.94} = 6.82 \text{ cm.}$$

$$As1 = (2)(1.98) = 3.96 \text{ Cm}^2$$

$$A's1 = (1)(1.98) = 1.98 \text{ Cm}^2$$

$$A's2 = (2)(1.98) = 3.96 \text{ Cm}^2$$

$$n = 9.834$$

$$M = 1223.34 \text{ Kg-cm.}$$

$$N = 17927.94 \text{ Kgs.}$$

$$e = 6.88 \text{ Cms}$$

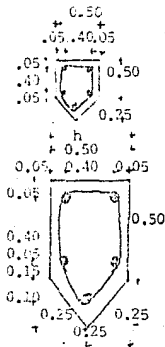
$$As1 = nAs1 = 38.94$$

$$P \text{ As2} = (2n-1)A's2 = 73.93$$

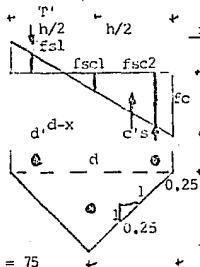


$$A's1 = (2n-1)As1 = 36.94$$

$$n \text{ As1} \quad (2n-1)As2 \quad (2n-1)As3$$



Como tenemos una e muy pequeña veremos la posibilidad de que más del 50% de área este a compresión.



$$\frac{fc}{X} = \frac{fsl}{d-x}$$

$$fsl = \frac{fc}{X} (d-x)$$

$$\frac{fc}{X} = \frac{fsc2}{X-25}$$

$$fsc1 = \frac{fc (X-25)}{X}$$

$$fsc2 = \frac{fc (X-5)}{X}$$

$$fcl = \frac{fc(X-25)}{X}$$

$$e = 6.82, d = 45, d' = 5, h = 50, b = 75$$

En este caso tenemos unas figuras o volúmenes de esfuerzo como se ha dibujado:

$$M = 0 = fc \cdot b \cdot \left[\frac{h}{2} - e - \frac{X}{3} \right] + (2n-1)As2 \cdot fsc2 \left(\frac{h}{2} - e - d' \right) - (2n-1) fsc1 (e) -$$

$$fc (X-25) (25) \left(\frac{25}{2} \right) \left(\frac{h}{2} - e - 25/3 \right) - \left[fc - fc \frac{(X-25)}{X} \right] (25) \left(\frac{25}{3} \right) \left(\frac{h}{2} - e - \frac{25}{4} \right) +$$

$$\frac{(X-25)(X-25)}{2} fc \cdot \left(\frac{1}{3} \right) \left(\frac{X-25}{4} + e \right) + nAs1 fsl \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 0$$

$$\sum M^P = 0; \frac{fcx}{2} (75)(25 \cdot 6.82 - X/3) + (73.93) \frac{fc(x-5)}{X} (25 - 6.82 - 5)$$

110

$$\begin{aligned} & - (36.96) fc \frac{(X-25)}{X} (6.82) - fc \frac{(X-25)}{X} (25)(25/2)(25 - 6.82 - 25/3) \\ & - \left[fc - fc \frac{(X-25)}{X} \right] - (25) \frac{(25)}{3} \left(25 - 6.82 - \frac{25}{4} \right) + \\ & \frac{(X-25)(X-25)}{2} fc \frac{(X-25)}{X} \left(\frac{1}{3} \right) \left(\frac{X-25}{4} + 6.82 \right) - (38.94) fc \frac{(45-X)}{X} \left(45 - \frac{25}{2} + 6.82 \right) = 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & 681.75 fc X - 12.5 fcX^2 + 974.40 fc - 4871.99 \frac{fc}{X} - 252.07 fc + 6301.68 \frac{fc}{X} - \\ & 3077.09 fc + 76927.08 \frac{fc}{X} - 2485.42 fc + 2485.42 fc - \end{aligned}$$

$$62135.42 \frac{fc}{X} + 0.042 fcX^3 + 0.095 fcX^2 - 3.125 fcX^2 - 7.125 fcX +$$

$$78.125 fc X + 178.125 fc - 651.04 fc - 1484.38 \frac{fc}{X} - 1531.12 fc + 68900.44 \frac{fc}{X} -$$

$$1531.12 fc = 0$$

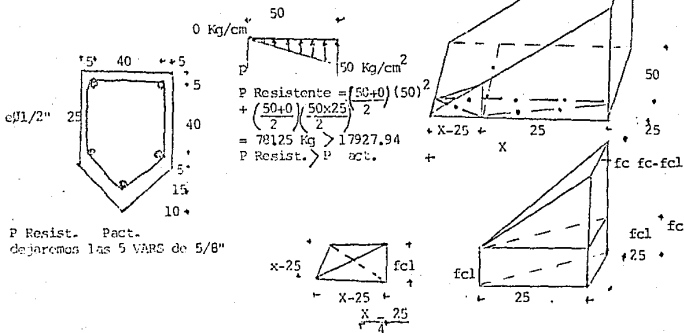
$$0.042 fcX^3 - 15.53 fcX^2 + 752.75 fcX - 5889.91 fc - 83637.41 \frac{fc}{X} = 0$$

Factorizando $\frac{fc}{0.042}$ & Multiplicando por $\frac{X}{X}$ Tendremos :

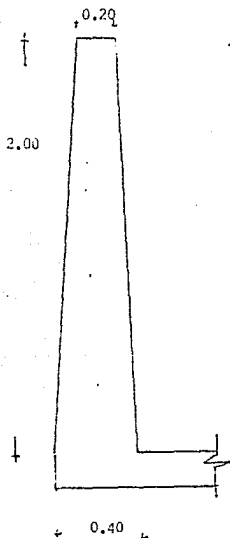
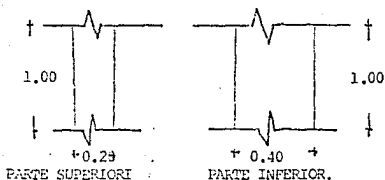
$$X^4 - 369.76 X^3 + 17922.62 X^2 - 140,235.95X + 1991366.91 = 0$$

$X = 49.71$ Cm., lo cual nos indica que esta mal supuesta la localización de X , pero de todos modos al corregir la suposición, X va a ser mayor que h & esto nos indica que la sección está a compresión en su totalidad.

Si tenemos $f'c = 0.25 f'c = 0.25 (200) = 50 \text{ Kg/cm}^2$, & si en el peor de los casos consideramos :



PROFUNDIREMOS LA SIGUIENTE SECCION:



$$W.P.P. = \left(\frac{0.20 + 0.40}{2} \right) (2.00) (4.30) (2400) = 6192 \text{ Kg.}$$

CON CAMION PESADO SE TIENE UN SOLO CARRIL.

$$P.C.M.I. = 2 \times 5443.20 \times 1.30 = 14152.32 \text{ Kg.}$$

LA MITAD DEL PESO DE LAS RUEDAS MENOS CARGADAS.

$$P2 \text{ C.M.I.} = (2) (1360.80) \left(\frac{1.30}{2} \right) = 1769.04 \text{ Kg.}$$

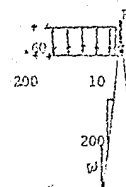
PESO DE MEDIA LOSA.

$$P1 = (4.30) (1.60) (0.15) (2400) = 2476.80 \text{ Kg.}$$

PESO DEL PARAPETO.

$$P = (2) (0.20) (0.30) (1.60) (2400) = 460.80 \text{ Kg.}$$

$$\sum N = 25050.96 \text{ Kg.}$$



2.- EMPUJE DE TIERRAS

$$\gamma = 1600 \text{ Kg/m}^3$$

$$\beta = 33.69^\circ$$

$$w = 2.866$$

$$KA = \frac{\cos^2(\beta - w)}{\cos^2 w \left[1 + \frac{\sin \beta}{\cos w} \right]^2}$$

$$KA = 0.306$$

$$Ea = \frac{\gamma H^2}{2} KA = \frac{\gamma H^2}{2} KA$$

$$Ea1 = (1600) \frac{\text{Kg}}{\text{m}} \frac{(2)^2}{2} (0.306) (4.30) = 4210.56 \text{ Kg.}$$

$$\bar{Y} = \frac{h}{3} = \frac{2.00}{3} = 0.667 \text{ Mts.}$$

$$M = E A \bar{Y}$$

$$Ea2 = (1600)(0.60)(0.306)(2)(4.30) = 2526.36$$

$$Y2 = 1.00$$

$$EaT = 4210.56 \text{ Kg} + 2526.34 \text{ Kg.} = 6736.90 \text{ Kg.}$$

$$M = (4210.56)(0.667) + (2526.34)(1.00) = 5334.78$$

$$w = \text{tg}^{-1} \left(\frac{10}{200} \right) = 2.866$$

$$KA = \frac{\cos^2(\beta - w)}{\cos^2 w \left[1 + \frac{\sin \beta}{\cos w} \right]^2}$$



3.- FRICCION.- ES EL 5% DE LA CARGA PERMANENTE.

$$FE = 5\% W L (L) = 0.05 (2476.80 + 460.80) = 146.88 \text{ Kg.}$$

4.- FRENAJE.- ES EL 5% DE LA CARGA EQUIVALENTE AL CAMION CONSIDERADO

H15 S1Z.

$$FER = (0.05)(6.123 + 714(3)) = 413.25 \text{ Kg.}$$

$$M \text{ ACT} = Mt + FE(2) + FER(2) = 5334.78 + (146.88)(2) + (413.25)(2)$$

$$M \text{ ACT} = 6455.04 \text{ Kgs.-M.}$$

$$N = 25050.96 \text{ Kgs.}$$

$$e = \frac{M \text{ act.}}{N} = \frac{6455.04 \text{ Kg-m}}{25050.96} = 0.26 \text{ Mts.} = 26 \text{ Cms.}$$

LA SECCION SUPUESTA ES DE : .40 X 4.30

$$\text{SI } \beta = 1\%$$

$$P = 0.85 \text{ Ag} \left[0.25 f'c + \beta fs \right] = 0.85(40)(4.30) \left[0.25(200) + (0.01)(1400) \right]$$

$$P = 935680 \text{ Kgs.} = 935.68 \text{ T.} > 25.05 \text{ T.}$$

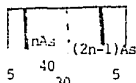
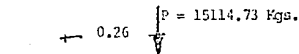
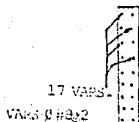
$\rho = 0.01$
MINIMO COMO COLUMNA

$$A = (40)(430) = 17200$$

$$A_s = \rho A_g = (0.01)(17200) = 172 \text{ Cm}^2 \quad 113$$

VARS $\beta \# 8$
No. VARS. $\frac{172}{5.06} = 33.99 \quad 34$

SEPARACION = $\frac{430}{17} = 25$



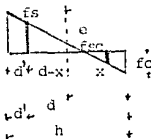
$$A_s = 17(5.06) = 86.02 \text{ Cm}^2$$

$$n = 9.834$$

$$A_{ct} = n A_s = (9.834)(86.02) = 845.92 \text{ Cm}^2$$

$$A_{sc} = (2n - 1) A_s = [(2)(9.834) - 1](86.02)$$

$$\downarrow A_{sc} = 1605.82 \text{ Cm}^2$$



DATOS

$b = 430 \text{ Cms.}$ $h = 40 \text{ Cms.}$ $d = 35 \text{ Cms.}$ $d' = 5 \text{ Cms.}$ $P = 25050.96 \text{ Kgs}$
 $e = 26.00 \text{ Cms.}$ $f'c = 200 \frac{\text{Kg}}{\text{Cm}^2}$ $f_s = 1400 \frac{\text{Kg}}{\text{Cm}^2}$ $h = 9.834$

TOCANDO MOMENTOS CON RESPECTO A "P" :

$$A) \sum M_P = 0 = \frac{f_c X}{2} \quad b \left(e - \frac{h}{2} + \frac{X}{3} \right) + (2n - 1) A_s f_{sc} \left(e - \frac{h}{2} + d' \right) - n A_s f_s \left(e - \frac{h}{2} + d' \right)$$

POR TRIANGULOS SEMEJANTES : $\frac{f_c}{x} = \frac{f_{sc}}{x - d'} \Rightarrow f_{sc} = \frac{f_c(x - d')}{x}$

$\frac{f_c}{x} = \frac{f_s}{d - x} \Rightarrow f_c = f_s \frac{(d - x)}{x}$; SUSTITUYENDO EN A :

$$\sum M_P = \frac{f_c X}{2} (430) \left(26 - \frac{40}{2} + \frac{X}{3} \right) + (1605.82) f_c \frac{(X - 5)}{X} \left(26 - \frac{40}{2} + 5 \right) - (845.92) f_c \frac{(35 - X)}{X} \left(26 - \frac{40}{2} + 35 \right) = 0$$

$$0 = 1290 f_c x - 71667 f_c X^2 + 17654.02 f_c - 88320.1 \frac{f_c}{X} - 1213895.2 \frac{f_c}{X} + 34682.72 f_c$$

$$71.667 f_c X^2 + 1290 f_c X + 52346.74 f_c - \frac{1302215.30 f_c}{X} = 0$$

FACTORIZANDO f_c & MULTIPLICANDO POR $\frac{X}{X}$

$$71.667 X^3 + 1290.00 X^2 + 52346.74 X - 1302215.30 = 0$$

$$X^3 + 48.00 X^2 + 730.42 X - 18170.36 = 0; X = 14.89 \text{ Cm.}$$

$$\sum f_y = 0; \frac{f_c X}{2} b + (2n - 1) A_s f_{sc} \frac{(X - d')}{X} - n A_s f_c \frac{(d - X)}{X} - 15114.73 = 0$$

$$f_c \frac{(14.89)}{2} (430) + (1605.82) f_c \frac{(14.89-5)}{14.89} - 845.92 f_c \frac{(35-14.89)}{14.89} - 25050.96 = 0$$

114

$$3201.35 f_c + 1066.59 f_c - 142.47 f_c - 25050.96 = 0$$

$$3125.47 f_c = 25050.96$$

$$f_c = 8.01 \text{ Kg/cm}^2 < (0.45)(200) = 90 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = n f_c \frac{(d-x)}{x} = (9.834)(8.01) \frac{(35-14.89)}{14.89} = 106.38 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < 1400 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{sc} = 2 n f_c \frac{(x-d')}{x} = (2)(9.834)(8.01) \frac{(14.89-5)}{14.89} = 104.64 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < 1400 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$L = 200 \text{ Cms.}$$

$$r = 0.30 D = (0.30)(40) = 12 \text{ Cms.}$$

$$\text{RELACION DE ESBELTEZ} = (2) \frac{(200)}{12} = 33.33 \Rightarrow \text{NO HAY REDUCCION}$$

$$\frac{KL}{r} < 50 \Rightarrow \text{NO HAY REDUCCION.}$$

r

- CALCULO DE ESTRIBOS

SEPARACION

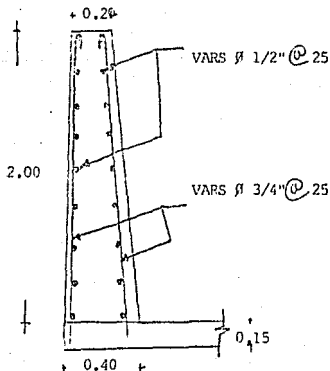
$$S1 = \text{MENOR DIMENSION LATERAL} = 40 \text{ Cms.} \ \& \ S1 = 20 \text{ Cm}$$

$$S2 = 16 db = (16)(1.905) = 30.48 \text{ Cm.}$$

$$S2 = 48 db = 48(1.27) = 60.96 \text{ Cm.}$$

TOMAREMOS SEPARACION = 25 Cms. CON VARILLAS ϕ # 4

EN ESTE CASO EL $\rho = 1\%$ QUEDA DEMASIADO SOBRADO, ENTONCES DEJAREMOS VARILLAS DE $3/4" @ 25 \text{ CMS.}$ COMO REFUERZO VERTICAL & c ϕ $1/2" @ 25 \text{ CMS.}$



DISEÑO DE LOSA INFERIOR.

PAPA EL DISEÑO DE LA LOSA INFERIOR, CONSIDERAREMOS 2 CASOS COMO LOS MAS CRITICOS; LA CARGA DEBIDO A LA LOSA INFERIOR LOS ESTRIBOS Y LAS TRABES LA CONSIDERAREMOS SIMETRICA Y QUE PRODUCE UN ESFUERZO UNIFORME EN EL TERRENO.

CARGA A CONSIDERAR:

1).- CARGA MUERTA.

- a).- ESTRIBOS. $P1 = 2 \times 6192 = 12384 \text{ Kg.}$
 b).- PILAS $P2 = 4 \times 861.90 = 3447.60 \text{ Kg.}$
 c).- LOSAS $P3 = (2)(4.30)(9.30)(0.15)(2400) = 28792.8 \text{ Kg.}$
 d).- PARAPETOS. $P4 = (2)(9.20)(0.30)(0.20)(2400) = 2649.60 \text{ Kg.}$
 e).- TRABES. $P5 = (2)(4.30)(0.20)(0.30)(2400) = 1238.40 \text{ Kg.}$

$$PCM = 48512.40 \text{ Kj.} \quad (\text{COMO CARGA SIMETRICA})$$

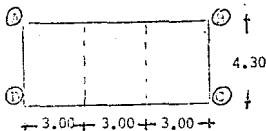
2).- CARGA MOVIL.

$$H15 S12 \quad I = 1.30$$

$$\text{PESO TOTAL } (30000)(0.4535)(1.80)(1.30) = \underline{31842.72} \text{ Kg.}$$

CASO 1

TRAILER COMPLETAMENTE SOBRE EL PUENTE, O DOS CAMINOS PARCIALMENTE SOBRE LA ESTRUCTURA, CAUSANDO REPARTICION DE CARGA UNIFORME A LA LOSA INFERIOR.



ESFUERZO TRANSMITIDO AL TERRENO:

$$W_s = \frac{48512.40}{(9.30)(4.30)} + \frac{31842.72}{(9.30)(4.30)} = 1988.00 \frac{\text{Kg}}{\text{M}^2}$$

$$W_s = 0.1988 \frac{\text{Kg}}{\text{Cm}^2}$$

CARGA SOBRE LOSA INFERIOR; ESPESOR LOSA = 0.15 M.:

$$W1 = 1988.00 \frac{\text{Kg}}{\text{M}^2} - (0.15)(2400) = 1628.00 \frac{\text{Kg}}{\text{M}^2} = 0.1628 \frac{\text{Kg}}{\text{Cm}^2}$$

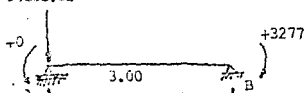
CASO 2

TRAILER COMPLETAMENTE SOBRE EL PUENTE, CAUSANDO REPARTICION NO-SIMETRICA DE LA CARGA EN LA LOSA INFERIOR, CON RUEDAS MAS PESADAS SOBRE UN ESTRIBO & LAS DEMAS A LA DISTANCIA NORMAL DE 4.27 M. ENTRE EJES DEL MOVIL, Y ADEMAS CONSIDERANDO AL TRAILER CARGADO LO MAS POSIBLE HACIA UN PARAPETO.

a).- CARGA UNIFORME DEBIDO A LOSA INFERIOR, ESTRIBOS, PILAS Y TRABES SUPERIORES, PARAPETO Y LOSA SUPERIOR.

$$Wsl = \frac{48512.40 \text{ Kj}}{(4.30)(9.30)} = 1200.21 \frac{\text{Kg}}{\text{M}^2}$$

14152.32



$$R_A = 13059.99$$

$$R_B = 1092.23$$

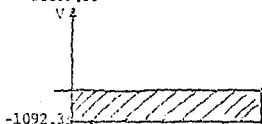
$$\sum M_B = 0$$

$$0 = -3 R_A + 14152.32 \times 3 - 3277$$

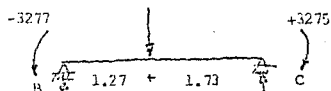
$$R_A = 13059.99 \text{ Kg.}$$

$$R_B = 1092.23 \text{ Kg.}$$

13059.99



14152.32



$$R_B = 8161.84$$

$$R_C = 5990.48$$

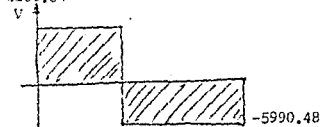
$$\sum M_C = 0$$

$$0 = -3 R_B + 3277 - 3275 + 14152.32 \times 1.73$$

$$R_B = 8161.84 \text{ Kg.}$$

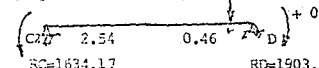
$$R_C = 5990.48 \text{ Kg.}$$

8161.84



3538.08

-3275



$$R_C = 1634.17$$

$$R_D = 1903.91$$

$$\sum M_D = 0$$

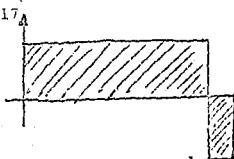
$$0 = -3 R_C + 3275 - 0 + 3538.00 \times 0.46$$

$$R_C = 1634.17 \text{ Kg.}$$

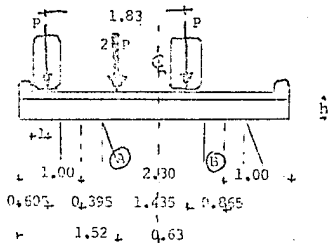
$$R_D = 1903.91 \text{ Kg.}$$

V

1634.17



- 1903.91



1).- SI CONSIDERAMOS CARGA SIMETRICA LA REACCION EN CADA ESTRIBO SERIA R = P

2).- SI CONSIDERAMOS AL CAMION AL CAMION CARGADA A 1' (3.048 m) DEL BARRILETO, ENTONCES :

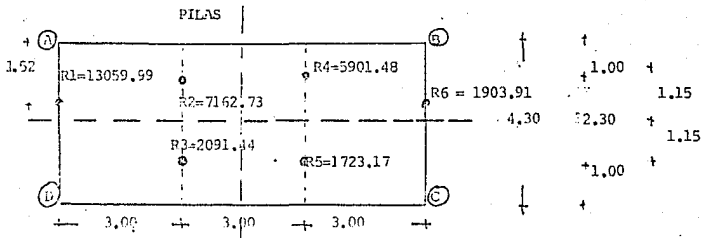
* FACTOR DE CONCENTRACION :

$$\sum MB = 0$$

$$0 = -2.30 R_A + P (0.865) + P (2.695)$$

$$R_A = 1.548 P \text{ o } 77.4\% \text{ (2 P REACCION TOTAL)}$$

$$R_B = 0.452 P \text{ o } 22.6\% \text{ (2 P REACCION TOTAL)}$$



ESFUERZOS EN EL TERRENO.

$$\sigma_s = 1209.24 \frac{Kg^2}{M} \pm \frac{\sum N}{A} \pm \frac{\sum M \quad xx \quad C \quad xx}{I \quad xx} \pm \frac{\sum Myy \quad Cyy}{I \quad yy}$$

$$\sigma_s = 1209.24 \frac{Kg}{M^2} \pm \frac{31842.72}{(4.30)(9.40)} \pm \frac{(20064.30)(2.15)}{(9.40)(4.30)^3} \pm \frac{(52646.65)(4.50)}{(4.30)(9.40)^3}$$

$$\sigma_s = 1209.24 + 796.27 + 692.64 + 796 \quad \sigma_B = 0.2006 + 0.0693 - 0.0796 = 0.1903 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 0.2006 \pm 0.0693 \pm 0.0796 \quad \sigma_C = 0.2006 - 0.0693 - 0.0796 = 0.0517 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_A = 0.2006 + 0.0693 + 0.0796 = 0.35 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma_D = 0.2006 - 0.0693 + 0.0796 = 0.2109 \text{ Kg/cm}^2$$

CONSIDERAREMOS EL MOMENTO POR EMPUJE DE TIERRA EN EL MURO ASI:

$$M_n = (0.395)(1500)(2.075) \left(\frac{2.75}{2} \right) \left(\frac{2.075}{3} \right) = 729.03 \text{ Kg-m}$$

119

PERO COMO NOS LO INDICA LA ESPECIFICACION DE S.O.P. TOMAREMOS SOLO LA MITAD DE ESTE MOMENTO, ASI:

$$M = 729.03 \text{ Kg-m}/2 = 364.52 \text{ Kg-m} \approx 365 \text{ Kg-m}$$

TAMBIEN DEBEMOS TOMAR EL ESFUERZO EN LA LOSA AL EJE & RESTANDOLE LA PRESION DE LA MISMA LOSA INFERIOR,

$$\begin{aligned} \nabla A &= 3500 \text{ Kg/m}^2 & \nabla A &= 3500 - 133.98 = 3466.02 \text{ Kg/m}^2 \\ \nabla B &= 1905 \text{ Kg/m}^2 & \nabla B &= 1903 + 33.98 = 1936.98 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

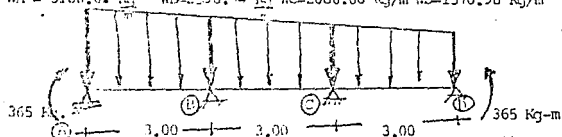
$$W_A = 3466.02 - 0.15 \times 2400 = 3106.02 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_B = 2955.34 - 0.15 \times 2400 = 2596.34 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_C = 2446.66 - 0.15 \times 2400 = 2086.66 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_D = 1936.98 - 0.15 \times 2400 = 1576.98 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_A = 3106.02 \text{ Kg/m} \quad W_B = 2596.34 \text{ Kg/m} \quad W_C = 2086.66 \text{ Kg/m} \quad W_D = 1576.98 \text{ Kg/m}$$



MOMENTOS EN PUNTO MUELTO

$$MEAB = \frac{(2596.34)(3)^2}{12} + \frac{(509.68)(3)^2}{20} = 2176.61 \text{ Kg-m}$$

$$MEBA = \frac{(2596.34)(3)^2}{12} + \frac{(509.68)(3)^2}{30} = 2100.16 \text{ Kg-m}$$

$$MEBC = \frac{(2086.66)(3)^2}{12} + \frac{(509.68)(3)^2}{20} = 1794.35 \text{ Kg-m}$$

$$MECB = \frac{(2086.66)(3)^2}{12} + \frac{(509.68)(3)^2}{30} = 1717.90 \text{ Kg-m}$$

$$MECD = \frac{(1576.98)(3)^2}{12} + \frac{(509.68)(3)^2}{20} = 1412.09 \text{ Kg-m}$$

$$MEDC = \frac{(1576.98)(3)^2}{12} + \frac{(509.68)(3)^2}{30} = 1335.64 \text{ Kg-m}$$

RIGIDEZES:

$$\text{TRAMO A - B} \quad K = \frac{4EI}{L} = \frac{4EI}{3} = 1.00$$

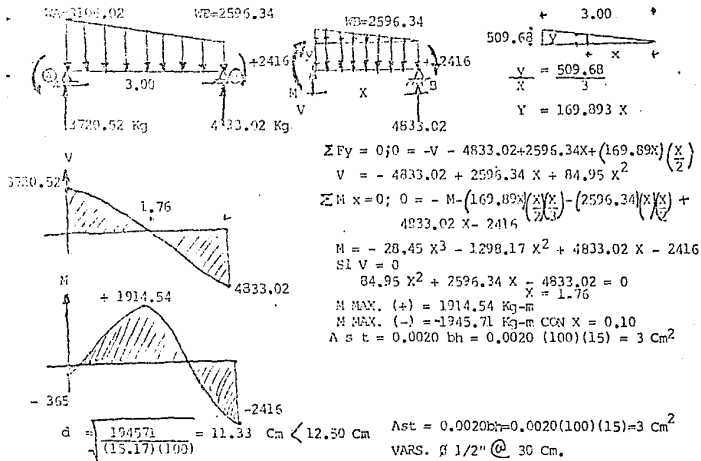
$$\text{TRAMO B - C} \quad K = \frac{4EI}{L} = \frac{4EI}{3} = 1.00$$

$$\text{TRAMO C - D} \quad K = \frac{4EI}{L} = \frac{4EI}{3} = 1.00$$

POR EL METODO DE CROSS :

TRAMO	A		B		C		D	
FIG.	AA'	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DD'
MEMBRO		1	0.75	1	1	0.75	1	
P.D.		1	0.429	0.571	0.571	0.429	1	
M.I.	+ 365	-2177	+2190	-1794	+1718	-1412	+1336	- 365
E.Q.		+1812	- 131	- 175	- 175	- 132	- 971	
T.			+ 906	- 8	- 88	- 486		
E.Q.			- 351	- 467	+ 328	+ 246		
T.				+ 164	- 234			
E.Q.			- 70	- 24	+ 136	+ 100		
T.				+ 57	- 47			
E.Q.			- 29	- 22	+ 27	+ 20		
T.				+ 14	- 19			
E.Q.			- 6	- 8	+ 11	+ 8		
T.				+ 6	- 4			
E.Q.			- 2	- 3	+ 2	+ 2		
T.				+ 1	- 2			
E.Q.			- 0	- 1	+ 1	+ 1		
M.F.	+ 365	- 365	+2416	-2416	+1652	-1652	+ 365	- 365

TRAMO A - B



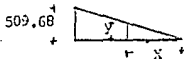
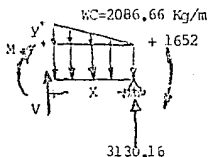
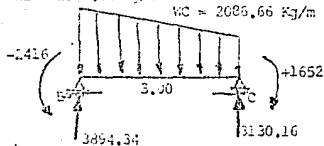
$$A_s (-) = \frac{19457}{(1400)(0.871)(12.50)} = 12.77 \text{ Cm}^2; A_s (+) = \frac{191454}{(1400)(0.871)(12.50)} = 12.56 \text{ Cm}^2$$

VARS. β 5/8" @ 15 Cm.

$$A_s (-) = \frac{842.62}{(1400)(0.871)(12.50)} = 0.055 \text{ Cm}^2 \quad \text{VARS } \beta \text{ 5/8" @ 15 Cm.}$$

WB = 2594,34 Kg/m

WC = 2086,66 Kg/m



$$\frac{y}{x} = \frac{509,68}{3}$$

$$y = 169,89 x$$

$M \cdot X = 0$

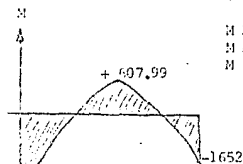
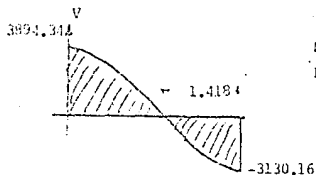
$$0 = -M - (169,89x) \left(\frac{x \cdot x}{2} \right) - 2086,66 \left(\frac{x \cdot x}{2} \right) + 3130,16x - 1652$$

$$M = -28,315 x^3 - 1043,33 x^2 + 3130,16 x - 1652$$

EL MOMENTO ES MAXIMO EN DONDE $V = 0$ ó :

$$\frac{dM}{dx} = 0 = -84,95 x^2 - 2086,66 x + 3130,16$$

$$x = 1,418 \text{ m}$$



- M MAX. (+) = 607,99 Kg-m
- M MAX. (-) = 2039,52 Kg-m
- M (-) = 1349,45 Kg-m

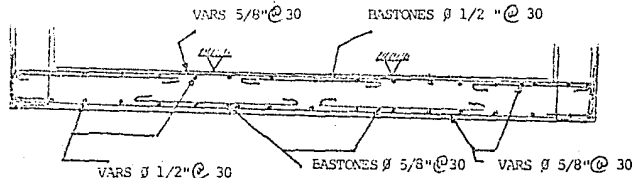
$$d = \frac{\sqrt{203952}}{(15,17)(100)} = 11,60 < 12,50 \quad \text{As}(-) = \frac{203952}{(1400)(0,871)(12,50)} = 13,38 \text{ Cm}^2$$

$$\text{As} (+) = \frac{607,99}{(1400)(0,871)(12,50)} = 3,99 \text{ Cm}^2$$

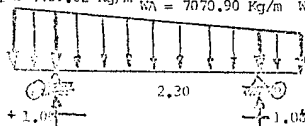
VARS ϕ 5/8" @ 15 Cm

MOMENTO POSITIVO CON LA PRIMERA CONDICION $M \cdot \frac{WL^2}{10} \approx \frac{(1628)(3)^2}{10} = 1465,2 \text{ Kg-m}$

$$\text{As} (+) = \frac{146520}{(1400)(0,871)(12,50)} = 9,61 \text{ Cm}^2 \quad \text{VARS } \phi \text{ 5/8" @ 30 \& BASTONES } \phi \text{ 1/2" @ 30}$$



W1 = 7789.02 Kg/m WA = 7070.90 Kg/m WB = 5419.24 Kg/m



W2 = 4701.12 Kg/m

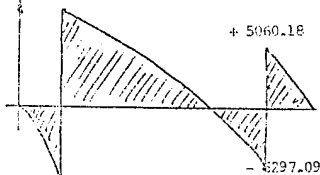
W1 = WB X 3 = 2596.34 X 3 = 7789.02 Kg/m

W2 = WB' X 3 = 1567.04 X 3 = 4701.12 Kg/m

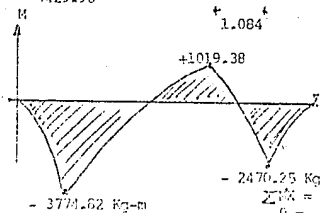
+ 1.08 Σ MA = 0

RA = 15496.53 Kg RB = 11357.27 Kg $0 = (4701.12)(4.30)(1.15) + (3087.9) \frac{(4.30)(0.433)}{2} - 2.30 RB$

V = 4066.57



RB = 11357.27 Kg
RA = 15496.53 Kg



Σ Fy = 0
0 = -V + (718.11X) $\left(\frac{X}{2}\right)$ + 5419.24 X - 6297.09 Kg
V = 359.06 X + 5419.24 X - 6297.09

Σ Mx = 0

0 = -M - (718.11 X) $\left(\frac{X}{2}\right) \left(\frac{X}{3}\right)$ - 5419.24 X $\left(\frac{X}{2}\right)$ + 6297.09 X - 2470.25

$d = \sqrt{\frac{M}{kb}} = \sqrt{\frac{197954}{(15.17)(20)}} = 25.54 < 27$; $M = -119.69X^3 - 2709.62 X^2 + 6297.09 X - 2470.25$

$d = \frac{4520.30}{(14.00)(20)} = 55.12 \text{ Cm} > 27$

Σ V = 0

0 = 359.06 X^2 + 5419.24 X - 6297.09
X = 1.054 m

As(+) = $\frac{101938}{(1400)(0.871)(27)} = 3.09 \text{ Cm}^2$ 3 g 1/2" M MAX. (+) = 1019.38 Kg-m

As(-) = $\frac{197954}{(1400)(0.871)(27)} = 6.02 \text{ Cm}^2$ 3 g 3/4" VAI = - 3693.21 Kg-m

Sl = $\frac{(2)(1.27)(1400)}{(4.27)(20)} = 41 \text{ Cm}$

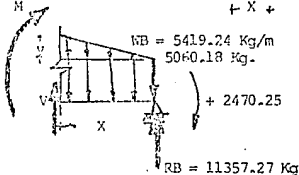
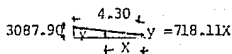
VAD = + 4520.30 Kg.

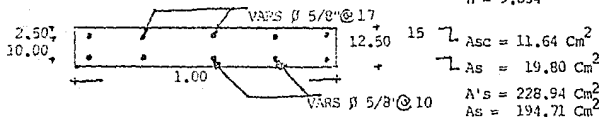
∫ ACT = 8.37

CONCRETO e g 1/2" @ 30 Cm

VBI = - 3410.95 Kg.

VBD = + 2364.50 Kg.





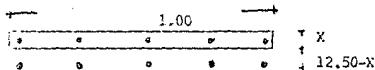
$$n = 9,834$$

$$Asc = 11.64 \text{ Cm}^2$$

$$As = 19.80 \text{ Cm}^2$$

$$A's = 228.94 \text{ Cm}^2$$

$$As = 194.71 \text{ Cm}^2$$



$$100(X)(X) + (2)(9,834)(11.64)(X - 2.50) - 11.64(X - 2.50) = (9,834)(19,89)(12,50 - X)$$

$$50X^2 + 223,94X - 572,34 - 11,64X + 29,10 = 2433,92 - 194,71X$$

$$50X^2 + 412,01X - 2977,16 = 0$$

$$X = 4,63 \text{ Cm}$$

$$I = \frac{(100)(4,63)^3}{3} + (228,94)(4,63 - 2,5)^2 - 11,64(4,63 - 2,5)^2 + (194,71)(12,50 - 4,63)^2$$

$$I = 16354,03 \text{ Cm}^4$$

$$MRC = \frac{(90)(16354,03)}{4,63} = 317\,896,92 \text{ Kg-Cm}$$

$$MRCT = 323178, \text{ Kg-m}$$

$$fsc = \frac{1400}{(2)(9,834)} = 71,18$$

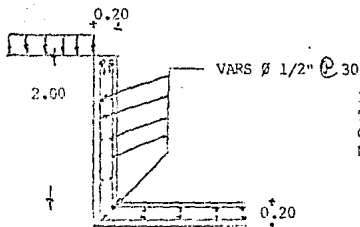
$$MRASC = \frac{(71,18)(16\,354,03)}{2,63} = 442615,93 \text{ Kg-m}$$

$$MRAS = \frac{(142,37)(16354,03)}{7,87} = 295827,16 \text{ Kg-cm}; fs = \frac{1400}{9,834} = 142,36$$

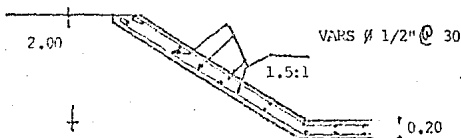
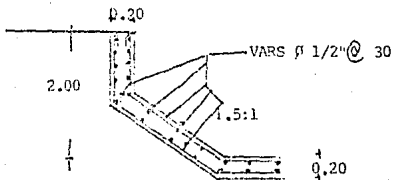
$$fIs = \frac{(323178)(7,87)}{16\,354,03} (9,834) = 1529,40 \frac{\text{Kg}}{\text{Cm}^2} > 1400 \text{ Kg/Cm}^2$$

PERO ASI LO DEJAREMOS.

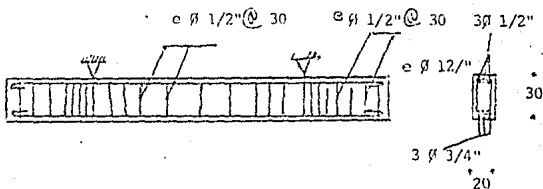
EN LA REALIDAD SE TIENE UN FACTOR DE SEGURIDAD EN EL TRABAJO REAL DE LA LOSA EN CONJUNTO YA QUE EL ACERO QUE NO ESTA COMPRENDIDO EN ANCHO EFECTIVO, TAMBIEN TRABAJA EN TODAS LAS CONDICIONES.

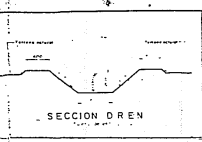
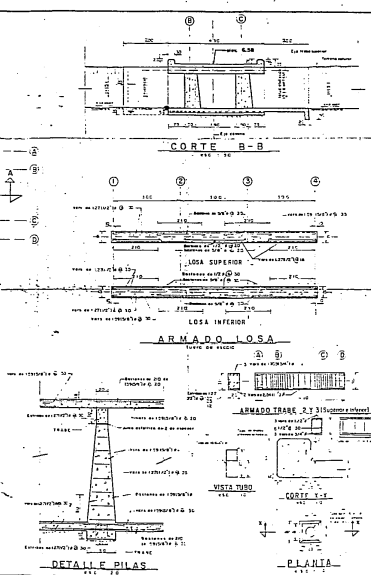
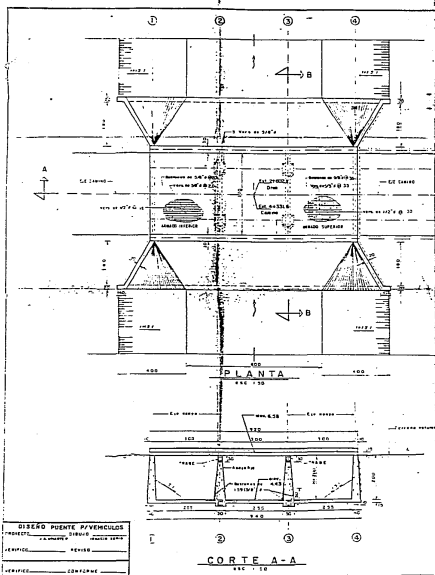


POR SER DE CONDICIONES SIMILARES A LAS TRANSICIONES DE LA ALCANTARILLA DEL CANAL LAT. 7+325, ENTONCES LAS ARMADURAS POR TEMPERATURA.



TRABE DE CIMENTACION.





CANTIDADES ESTIMADAS

ESTRUCTURA	35.00	m ³
CONCRETO ARMADO	35.00	m ³
CONCRETO ORDINARIO	25.00	m ³
ACEROS DE 10 MM	4.00	TON
ACEROS DE 12 MM	1.00	TON
ACEROS DE 16 MM	1.00	TON
ACEROS DE 20 MM	1.00	TON
TOTAL DE ACEROS	7.00	TON

CARACTERISTICAS HIDRAULICAS D.D.E.V.

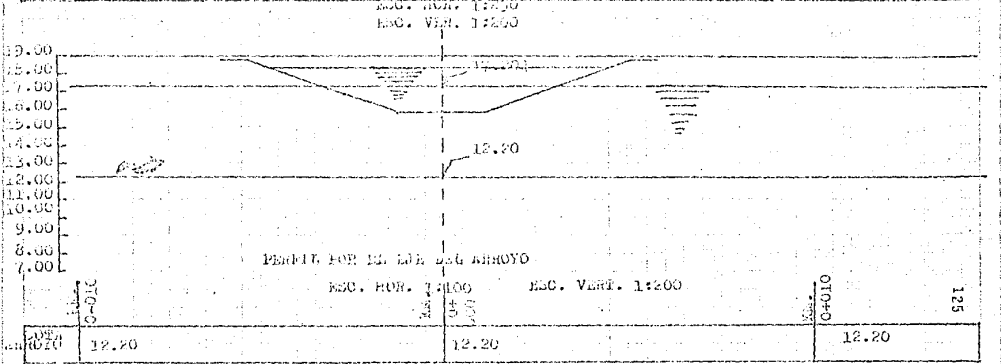
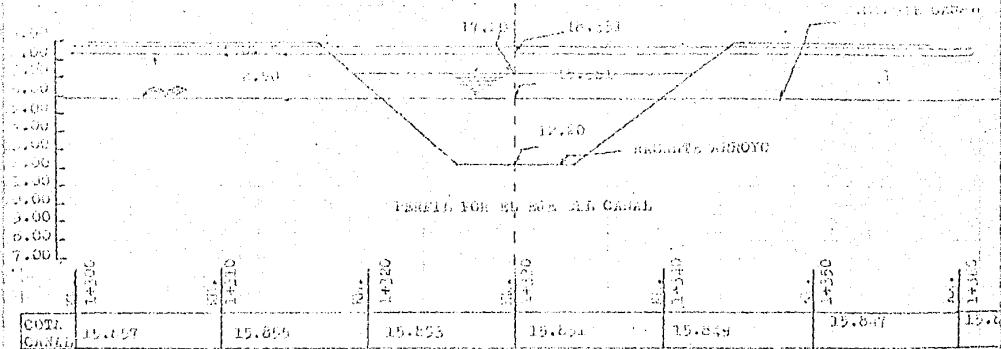
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

DISEÑO PUENTE PVVENCULOS

PROYECTO	REVISADO	APROBADO	FECHA
_____	_____	_____	_____
CONSEJO	REVISADO	APROBADO	FECHA
_____	_____	_____	_____
CONSEJO	CONFORME	_____	_____

UAG UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 PUENTE PARA VEHICULOS
 TESIS PROFESIONAL
 JORGE ALBERTO URIARTE PEREZ

TITULO	FECHA	PLANO NO.
_____	_____	2



EN LA ZONA DE RIEGO "PUERTA AZUL" DEL DISTRITO DE RIEGO No.43 EN EL MUNICIPIO DE SANTIAGO IXCUINTLA, NAYARIT, EL CANAL PRINCIPAL MARGEN DERECHA DEL RIO SANTIAGO, EN SU KM. 1+331, TIENE EL OBSTACULO DE UN ARROYO EL CUAL TIENE LA COTA 12.20 M. EN SU RASANTE DEL LECHO, Y LA COTA DEL ESPEJO DEL AGUA EN EL CANAL ES DE APROXIMADAMENTE 18.352 M., ADEMAS LA COTA DEL ESPEJO DEL AGUA EN EL ARROYO EN AGUAS MAXIMAS ES DE 17.204 M. -- (SEGUN EL DEPARTAMENTO DE AGUAS SUPERFICIALES DE S.A.R.H.), -- ASI ES QUE COMO LA RASANTE DEL AGUA EN EL CANAL ES MAS ALTA -- QUE LA RASANTE DEL OBSTACULO, ENTONCES UNA SOLUCION PARA EL -- CRUCE ES UN SIFON O UN PUENTE-CANAL. PERO EN ESTE CASO EL -- PUENTE-CANAL NO LLEGA A SER ALTERNATIVA REAL DE DISEÑO YA QUE POR LAS COTAS SE PUEDE APRECIAR QUE NO ALCANZA A SALVAR EL -- AGUA DEL CANAL A LA SECCION MOJADA EN EL ARROYO, POR LO CUAL NO SE PUEDE CONSTRUIR EL PUENTE-CANAL YA QUE OBSTRUIRIA LA PO SIBLE ESTRUCTURA AL FLUJO DEL AGUA DEL ARROYO.

ENTONCES LA SOLUCION QUE SE TOMO FUE LA DE CONSTRUIR UN SIFON Y PARA SU TRAZO SE ENDEZO POR CONSIDERAR LA RECOMENDACION DEL DEPARTAMENTO DE LABORATORIOS, DE DEJAR UN COLCHON MINIMO DE 1.20 M. PARA TENER EN CUENTA POSIBLE SOCACION EN EL LECHO DEL ARROYO, ASI ES QUE ESTO FUE UNA BASE IMPORTANTE EN CUANTO AL TRAZO. EN CUANTO AL NUMERO DE CONDUCTOS SE OPTO POR 2 YA QUE SI SE HUBIERA CONSIDERADO UN SOLO CONDUCTO SE HUBIERAN TE NIDO UNAS DIMENSIONES MUY GRANDES DE APROXIMADAMENTE 2.50 M. POR 3.15 M., LAS CUALES SON UNAS DIMENSIONES MUY GRANDES Y -- ADEMAS SERIA UNA EXCAVACION MUY GRANDE, CON DEMASIADO CONCRETO Y ACERO, SE TENDRIAN EMPUJES DE TIERRA DE CONSIDERACION, Y POR ESTO NO SE PROYECTO ASI. Y SE ESCOGIO EN 2 CONDUCTOS PARA MANTENER UNA VELOCIDAD ENTRE 2 Y 2.50 M/S LA CUAL ES MUY RECOMENDABLE PARA NO TENER EXCESIVAS PERDIDAS POR FRICCION, COMO SUCEDEPIA CON VELOCIDADES MAS ALTAS Y UNA MISMA LONGITUD, ADE MAS DE QUE SI CONSIDERAMOS 3 O MAS CLAROS, EL CONCRETO Y EL ACERO TAMBIEN AUMENTAN EN VOLUMEN, YA QUE PARA DARSE UNA IDEA APROXIMADA, LOS ESPESORES ACOSTUMBRADOS EN SIFONES PARA SUS -- ELEMENTOS DEBEN SER CUANDO MENOS 20 O 25 CMS., ESTO DEBIDO A

QUE POR LAS CARGAS A QUE SE CONSIDERAN SUJETOS LOS SIFONES, -
FINALMENTE LLEVAN ARMADO EN DOS LECHOS MAS EL ARMADO POR TEM-
PERATURAS, Y ESTO MAS CONSIDERANDO LOS TAMAÑOS DE AGREGADOS -
NOS HACE OBLIGADO USAR ESTE TIPO DE ESPESORES. DE ESTO SE DES-
PRENDE QUE EN CUANTO MAS CONDUCTOS SE DISEÑARAN, LOS ASPECTOS
CONSTRUCTIVOS LO ENCARECERIAN MAS; POR EL CONCRETO, POR LA -
EXCAVACION, POR LA OBRA FALSA, ETC. .

ASI ES QUE POR TODOS ESTOS DETALLES SE DECIDIO POR DEJAR EL -
SIFON DE DOS CONDUCTOS. .

COMO MENCIONABA ANTERIORMENTE, EN CUANTO AL TRAZO EN EL PLANO
VERTICAL DEL SIFON, SE CUIDO DARLE UNA PROFUNDIDAD AL MENOS -
DE 1.20 M. EN LA PARTE DONDE ESCURRE DIRECTAMENTE EL AGUA EN-
EL ARROYO, Y TAMBIEN COMO LOS BORDOS DEL ARROYO SE USAN PARA-
TRANSITAR SOBRE ELLOS, TAMBIEN HAY QUE CONSIDERAR QUE DEBE HA-
BER UN COLCHON MINIMO DE 1.50 M., DE LA RASANTE DEL CAMINO A
LA PARTE MAS ALTA DEL CONDUCTO. TAMBIEN SE CUIDO NO DAR DEFLEX
IONES MUY FUERTES PARA EVITAR LAS PERDIDAS POR CODOS ALTAS, -
ASI COMO TAMBIEN NO BAJAR DEMASIADO EL BARRIL SIN NECESIDAD -
PARA NO TENER DEMASIADA EXCAVACION. .

TODO ESTO SE PUEDE VER EN EL CROQUIS DEL PERFIL LONGITUDINAL-
QUE SE PRESENTO EN EL CRUCE. .

PROYECTO DEL SIFON DEL CANAL PRINCIPAL MARGEN DERECHA CON
CRUCE CON ARROYO KM. 1+331.

A.- CALCULO HIDRAULICO:

DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL (REVESTIDO CON CONCRETO)

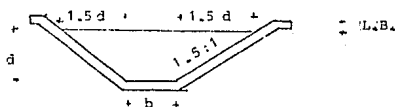
$$Q = 19.348 \frac{M^3}{S}$$

$$b = 2.50 \text{ MTS.}$$

$$S = 0.0002$$

$$t = 1.5:1$$

$$n = 0.014$$



$$Q = AV. \quad V = \frac{Q}{A} \quad V_1 = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

$$R = \frac{A}{P} \quad A = \frac{b+b+3d}{2} (d) \quad A = bd + 1.50 d^2$$

$$P = b + 2 \sqrt{(1.5 d)^2 + d^2} = b + 3.506 d$$

$$V_1 = \frac{19.348}{bd + 1.50 d^2} \quad V_2 = \frac{1}{0.014} \left(\frac{bd + 1.50 d^2}{b + 3.506 d} \right)^{2/3} (0.0002)^{1/2}$$

$$V_2 = 1.0102 \left(\frac{bd + 1.50 d^2}{b + 3.506 d} \right)$$

$$V_1 = V_2$$

$$\frac{19.348}{bd + 1.50 d^2} = 1.0102 \left(\frac{bd + 1.50 d^2}{b + 3.506 d} \right)^{2/3}$$

$$19.1526 = \frac{(bd + 1.50 d^2)}{(b + 3.506 d)^{2/3}} = \frac{(2.50 d + 1.50 d^2)^{5/3}}{(2.50 + 3.506 \cdot d)^{2/3}}$$

$$d = 2.5001 \text{ MTS.}$$

$$A = (2.50)(2.5001) + 1.50(2.5001)^2 = 15.626 \text{ M}^2$$

$$P = 2.50 + 2 \sqrt{(1.5)(2.5001)^2 + (2.5001)^2} = 11.5142 \text{ M.}$$

$$V_1 = \frac{Q}{A} = \frac{19.348}{15.626} = 1.2382 \quad \frac{\text{M.}}{\text{SEG.}}$$

$$V_2 = \frac{1}{0.014} \left(\frac{15.626}{11.5142} \right)^{2/3} (0.0002)^{1/2} = 1.2382 \quad \frac{\text{M.}}{\text{SEG.}}$$

$$hV. = \frac{(1.2382)^2}{19.62} = 0.0781 \text{ MTS.}$$

CONDUCTOS, VELOCIDADES RECOMENDABLES:

$$2.50 \leq \leq 3.50$$

APROXIMADAMENTE TOMAREMOS $v \approx 2.50 \frac{M}{SEG.}$

1).- UN SOLO CONDUCTO.

$$A = \frac{19,348}{2.50} = 7.7392 \text{ M}^2$$



$$h = 1.25 b$$

$$(b)(1.25b) = 1.25 b^2 = 7.7392$$

$$b = 2.49 \sim 2.50$$

$$h = 3.11 \sim 3.15$$

2).- CON 2 CONDUCTOS.

$$A = \frac{19,348}{2} = 9.674$$

$$A = \frac{9.674}{1.25} = 7.7392 \text{ M}^2$$

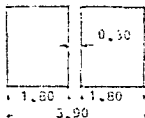


$$1.25 b^2 = 7.7392$$

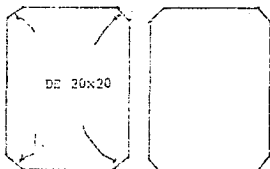
$$b = 2.49 \sim 2.50$$

$$b = 1.80 \text{ MTS.}$$

TOMAMOS 2 CONDUCTOS DE $h = (1.25)(1.80) = 2.25 \text{ MTS.}$



2.25 PROPONDRÉ EL ESPESOR DEL MURO
MEDIO DE 0.30 MTS.



$$A_{NETA} = (2)(1.80)(2.25) - 8 \frac{(0.20)(0.20)}{2} = 7.940 \text{ M}^2$$

$$V_c = \frac{Q}{A_{NETA}} = \frac{19,348}{7.940} = 2.4268 \frac{M}{SEG.}$$

$$h_{vc} = \frac{(2.4368)^2}{19.62} = 0.3027 \text{ MTS.}$$

PARA EL CONDUCTO ENTONCES LOS DATOS HIDRAULICOS SON:

$$Q = 19.348 \frac{\text{M}^3}{\text{S}}$$

$$A = 7.940 \text{ M}^2$$

$$V = 2.4368 \frac{\text{M}}{\text{SEG.}}$$

PERDIDA POR LONGITUD

$$h_f = SL$$

$$h_v = 0.3027 \text{ MTS.}$$

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

$$S^{1/2} = \frac{Vn}{R^{2/3}}$$

$$b = 1.80 \text{ MTS.}$$

$$h = 2.25 \text{ MTS.}$$

$$n = 0.015$$

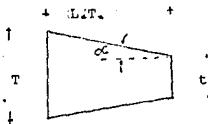
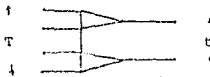
$$S = \left(\frac{Vn}{R^{2/3}} \right)^2$$

$$P = 2 \left(4 \sqrt{(0.20)^2 + (0.20)^2} + (2)(1.80) + (2)(2.25) - 8(0.20) \right) = 15.2627 \text{ MTS.}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{7.940}{15.2627} = 0.5202 \text{ MTS.}$$

$$h_f = SL = \left(\frac{(2.4368)(0.015)}{(0.5202)^{2/3}} \right)^2 L = 0.0032 L$$

LONGITUD DE TRANSICION.



$$T = b + 2(1.5)d = 2.50 + (2)(1.50)(2.5001) = 10.0003 \text{ MTS.}$$

$$12^\circ 30' \leq \alpha \leq 22^\circ 30'$$

$$L.T. = \frac{T-t}{2} \cot \alpha$$

$$L.T. = \left(\frac{10.0003 - 3.90}{2} \right) \cot 22.50^\circ = 7.36 \text{ MTS.} \approx 7.50 \text{ MTS.}$$

$$L.T. = 7.50 \text{ MTS. (ENTRADA Y SALIDA).}$$

IGUALMENTE TOMARE PARA EMPEZAR A TANTEAR UN DESNIVEL APROXIMADO DE 0.20 MTS., PARA ABSORBER LAS PERDIDAS.

YA QUE DETERMINAMOS LAS LONGITUDES DE TRANSICIONES Y CONOCIDAS LAS DIMENSIONES DEL CONDUCTO, CON LA TOPOGRAFIA DETALLADA DEL CRUCE, SE TRAZA EL PERFIL DEL TERRENO EN EL QUE DEL CANAL. Y SOBRE ESTE DIBUJAMOS EL PERFIL LONGITUDINAL DEL SIFON. PARA ESTO SE CONSIDERO TOMAR EL COLCHON DE 1.50 MTS. Y MINIMIZAR AL MAXIMO LAS DEFLEXIONES.

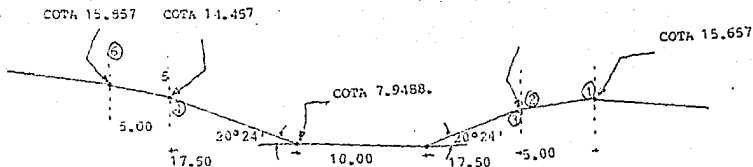
LA COTA DEL CANAL AL EMPEZAR LA TRANSICION DE ENTRADA ES:

131

COTA A = 15.957 MTS.

LA COTA DEL CANAL AL FINAL DE LA TRANSICION DE SALIDA ES:

COTA B = 15.657 MTS.



EL DESNIVEL ENTRE A Y B DEBE SER MAYOR O IGUAL QUE LAS SUMAS DE PERDIDAS A TODO LO LARGO DE LA ESTRUCTURA, QUE NO SE TENGA REMANSO.

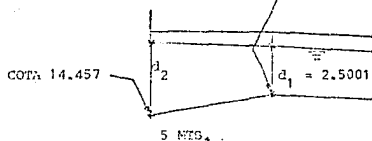
POR LAS DIMENSIONES DEL CANAL SE RECOMIENDA TOMAR UN LIBRE BORDO L.B. = 0.35 MTS., POR LO QUE DE HABER REMANSO SE PERMITIRA UN MAXIMO DE 12 CMS.

LAS PERDIDAS DE CARGA QUE SE TIENEN EN LOS SIFONES SON:

- 1.- TRANSICION EXTERIOR DE ENTRADA.
- 2.- ENTRADA AL CONDUCTO.
- 3.- PERDIDA POR REJILLA.
- 4.- FRICCION EN LOS CONDUCTOS.
- 5.- CODOS O CAMBIOS DE DIRECCION.
- 6.- PERDIDA POR SALIDA DEL CONDUCTO.
- 7.- TRANSICION EXTERIOR DE SALIDA.

BERNOULLI ENTRE 1 Y 2

COTA = 15.657.



$$d_1 = 2.5001 \text{ MTS.}$$

$$hv_1 = 0.0781 \text{ MTS.}$$

$$Z_2 = 1.20 \text{ MTS.}$$

$$d_1 + hv_1 + Z_2 = d_2 + hv_2 - h_{ts}$$

$$d_2 + hv_2 - 0.20 hv_2 = d_1 + hv_1 + Z_2 - 0.20 hv_2 \quad h_{ts} = 0.20 \Delta hv = 0.20 (hv_2 - hv_1)$$

$$d_2 + 0.80 hv_2 = d_1 + 0.80 hv_1 + Z_1$$

$$V_2 = \frac{Q}{A^2} = \frac{19.348}{b d^2} = \frac{19.348}{3.90 d^2}$$

$$d_2 + 0.80 \frac{\left(\frac{19.348}{3.90 d^2}\right)^2}{19.52} = 2.5001 + 0.80(0.0781) + 1.20$$

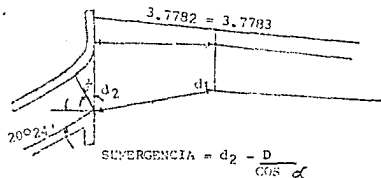
$$d_2 + \frac{1.0035}{d^2} = 3.7626 \quad 2.50$$

$$d_2 = 3.6889 \text{ MTS.}$$

$$2.5001 + 0.0781 + 1.20 = 3.6889 + 0.0922 - 0.0028$$

$$V_2 = \frac{19.348}{(3.90)(3.6889)^2} = 1.3449 \text{ MTS.}$$

$$hv_2 = \frac{(1.3449)^2}{19.62} = 0.0922 \text{ MTS.}$$

RESTRICCIONES

SUMERGENCIA < 18"

% AHOGAMIENTO > 10%

$$d_2 = 3.6889 \text{ MTS.}$$

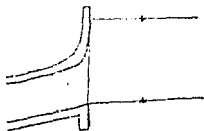
$$D = 2.25 \text{ MTS.}$$

$$\text{SUMERGENCIA} = 3.6889 - \frac{2.25}{\cos 20^{\circ}24'} = 1.2883 \text{ MTS.}$$

$$\% \text{ AHOGAMIENTO} = \frac{d_2 - D/\cos \alpha}{\frac{D}{\cos \alpha}} = \frac{3.6889 - \frac{2.25}{\cos 20.40^{\circ}}}{\frac{2.25}{\cos 20.40^{\circ}}} = 0.5367$$

$$\% \text{ AHOGAMIENTO} > 10\% \quad (\text{SEGUN S.J.A.R.H.}).$$

$$53.67\% > 10\%$$



$$d_2 + hv_2 + \frac{P_2}{\gamma_w} = d_3 + hv_3 + h_5 \quad h_5 = 0.20 (hv_5 - hv_2)$$

$$\frac{P_2}{\gamma_w} = d_2 - d_3 + hv_2 - d_2 + 0.20 (hv_3 - hv_2) \quad d_2 = 3.6889$$

$$\frac{P_2}{\gamma_w} = 3.6889 - 2.25 + 0.0922 - 0.3027 + 0.20 (0.3027 - 0.0922) \quad hv_2 = 0.0922$$

$$\frac{P_2}{\gamma_w} = 1.2705 \text{ MTS.} \quad hv_3 = 0.3027$$

$$0.20 (0.3027 - 0.0922) = 0.0421$$

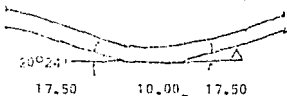
$$2.25 + 0.3027 + 1.2705 = 3.6889 + 0.0922 + 0.0421$$

$$3.8232 \approx 3.8232$$

BERNOULLI ENTRE 3 Y 4

$$L_1 = \frac{17.50}{\cos 20.40^\circ} = 18.671$$

$$L = 18.671 + 18.671 + 10.00 = 47.342$$



$$d_2 + hv_2 + \frac{P_2}{\gamma_w} = d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{\gamma_w} + Z_3 + hf + hc \quad \text{ANGULO DE DEFLEXION} = 20^\circ 24'$$

TENEMOS 2 DEFLEXIONES IGUALES

$$hf = SL = \left(\frac{V_n}{R \cdot 2.73} \right)^{1/2} L$$

$$\Delta = 20^\circ 24'$$

$$hf = 0.0032 L$$

$$hv_2 = 0.3027 \text{ MTS.}$$

$$hc = K \sqrt{\frac{\Delta}{90^\circ}} hv_2 \quad K = 0.25$$

$$hf = 0.0032 (47.342) = 0.1515 \text{ MTS.}$$

$$hc = (2)(0.0360) = 0.0720$$

$$hc = 0.25 \sqrt{\frac{20.40^\circ}{90^\circ}} (0.3027) = 0.0360 \text{ MTS.}$$

$$hf = 0.1515 \text{ MTS.}$$

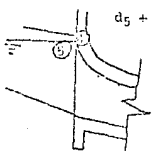
$$\frac{P_2}{\gamma_w} = d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{\gamma_w} + Z_3 + hf + hc - d_4$$

$$\frac{P_2}{\gamma_w} = 2.25 - 0.3027 + 1.2705 + (14.457 - 14.457) + 0.1515 + (2)(0.0360) - 2.25 - 0.3027$$

$$\frac{P_2}{\gamma_w} = 1.4940 \text{ MTS.}$$

$$2.25 + 0.3027 + 1.4940 = 2.25 + 0.3024 + 1.2705 + 0.1515 + 0.0720$$

$$4.0467 \approx 4.0467$$



$$d_5 + hv_5 + Z_5^p = d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{\gamma_w} + hc$$

$$hc = 0.10 (hv_4 - hv_5) \quad d_4 = 2.25 \text{ MTS.}$$

$$hv_4 = 0.3027$$

$$d_5 + hv_5 + 0.10 hv_5 = d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{\gamma_w} + 0.10 hv_5 - Z_3; \frac{P_4}{\gamma_w} = 1.4940 \text{ MTS.}$$

$$d_5 + 1.10 hv_5 = 2.25 + (1.10)(0.3027) + 1.4940 - 0 \quad Z_3 = 0$$

$$d_5 + 1.10 hv_5 = 4.0770 \text{ MTS.}$$

$$v_5 \frac{Q}{A_5} = \frac{19.348}{3/90 d_5^2}$$

$$d_5 + 1.10 \left(\frac{1.2544}{d_5^2} \right) = 4.0770 \text{ MTS.}$$

$$hv_5 = \left(\frac{19.348}{3.90 d_5} \right)^2 = \frac{1.2544}{d_5^2}$$

$$d_5 + \frac{1.2544}{d_5^2} = 4.0770 \text{ MTS.}$$

$$d_5 = 3.9903 \text{ MTS.}$$

$$v_5 = \frac{19.348}{(3.90)(3.9903)} = 1.2433$$

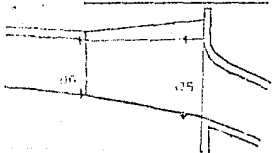
$$hv_5 = \frac{(1.2433)^2}{19.62} = 0.0788 \text{ MTS.}$$

$$3.9903 + 0.0788 = 2.25 + 0.3027 + 1.4940 + 0.0224$$

$$4.0691 \approx 4.0691$$

$$hc = 0.10 (0.3027 - 0.0788) = 0.0224$$

BERNOULLI ENTRE 5 Y 6



$$d_6 + hv_6 + Z_6 = d_5 + hv_5 + hte$$

$$d_5 = 3.9903 \text{ MTS.} \quad hte = 0.10 (hv_5 - hv_6)$$

$$hv_5 = 0.0788 \text{ MTS.}$$

$$Z_6 = 1.40 \text{ MTS.}$$

$$v_6 = \frac{Q}{A_6} = \frac{19.348}{\left(\frac{b+b+2(1.50d_6)}{2} \right) d_6^2}$$

$$d_6 + 1.10 hv_6 = d_5 + hv_5 + 0.10 hv_5 - Z_6 \quad v_6 = \frac{19.348}{bd_6 + 1.50 d_6^2} \quad hv_6 = \frac{\left(\frac{19.348}{2.50d_6 + 1.50 d_6^2} \right)^2}{19.62}$$

$$d_6 + \frac{20.9877}{(2.50 d_6 + 1.50 d_6^2)^2} = 2.6770$$

$$hv_6 = \frac{19.0798}{(2.50d_6 + 1.50 d_6^2)^2} = 1.1618 \frac{M}{SEG}$$

$$d_6 = 2.6013 \text{ MTS.}$$

$$hv_6 = \frac{19.0798}{(2.50 \times 2.6013 + 1.50 \times 2.6013^2)^2} = 0.0688 \text{ MTS.}$$

$$hte = 0.10 (0.0788 - 0.0688) = 0.0010$$

RESUMEN DE PERDIDAS:

TRANSICION DE ENTRADA	= 0.0010
POR ENTRADA:	= 0.0224
POR FRICCIÓN:	= 0.1515
POR Codos:	= 0.0720
POR SALIDA:	= 0.0421
TRANSICION DE SALIDA	= 0.0028
SUMA DE PERDIDAS	= 0.2918 MTS.
DESNIVEL DE ① A ⑥	= 0.20 MTS.
REMANO	= 0.0918 MTS. = 9.18 cms. < 12 cms.

BERNOULLI ENTRE 1 Y 6

$$d_6 + hv_6 + z_6 = d_1 + hv_1 + z_1$$

$$d_6 + hv_6 = d_1 + hv_1 + z_1 - z_6$$

$$d_6 + hv_6 = 2.5001 + 0.0781 + 0.2918 - 0.20$$

$$d_6 + hv_6 = 2.6700$$

$$d_6 + \frac{19.348}{(2.50d_6 + 1.50d_6^2)^2} = 2.6700$$

$$v_6 = \frac{19.348}{2.50d_6 + 1.50d_6^2}$$

$$d_6 = 2.6013 \text{ MTS.}$$

$$hv_6 = \left(\frac{19.348}{2.50d_6 + 1.50d_6^2} \right)^2$$

$$2.6013 + 0.0668 + 0.20 = 2.5001 + 0.0781 + 0.2918 \quad hv_6 = \frac{19.0798}{(2.50d_6 + 1.50d_6^2)^2}$$

$$2.8701 = 2.8700$$

$$hv_6 = 0.0668 \text{ MTS.}$$

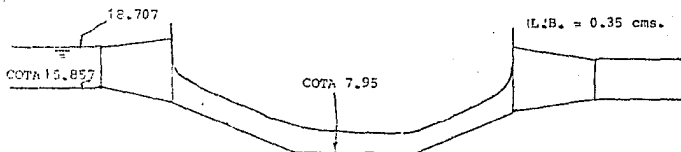
SE DISEÑARA BAJO DOS CONDICIONES DE CARGA:

- 1.- BARRIL LLENO.
- 2.- BARRIL VACIO.

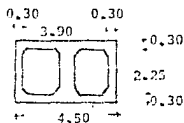
LA PRIMERA CONDICION IMPLICA QUE EL SIFON ESTA TRABAJANDO CON EL GASTO NORMAL PERO EN RELLENO DE TIERRA.

LA SEGUNDA CONDICION CORRESPONDE AL SIFON VACIO PERO SOPORTANDO TODAS LAS CARGAS - EXTERIORES.

ANALISIS A BARRIL LLENO



CONSIDERAMOS QUE EL AGUA INVADE EL BORDO LIBRE. REVISANDO LA SECCION CENTRAL DEL SIFON YA QUE PARA ESTA CONDICION ES LA MAS CRITICA.



SUPONDRE UN ESPESOR PARA LOSAS Y MUROS DE 0.30 MTS. Y CARTELES DE 0.20 x 0.20 M.

LOS CLAROS TEORICOS QUE SE CONSIDERAN SON LAS DISTANCIAS ENTRE EJES DE LA SECCION.

1A.- ANALISIS A BARRIL LLENO.- (SIN RELLENO DE TERRENO).

ANALISIS LA PARTE CENTRAL, POR SER LA MAS CRITICA PARA ESTA CONDICION.

1.- CARGAS SOBRE LOSAS SUPERIORES.

ELEVACION DEL AGUA A LA ENTRADA DEL CONDUCTO.	18.707 MTS.
ELEVACION DEL LUGAR INFERIOR DE LA LOSA SUPERIOR.	10.200 MTS.
CARGA HIDROSTATICA = 18.707 - 10.200 =	8.507 MTS.

$$WPH = \gamma_w H = (1000 \frac{KG}{M^3}) (8.507) = 8507 \frac{KG}{M^2} \quad f$$

FRSO PROPIO DE LA LOSA SUPERIOR

$$WPP = \gamma_c H = (2400) (0.30) = 720 \frac{KG}{M^2}$$

$$W_1 = WPH - WPP = 8507 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2} - 720 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2} = 7787 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2}$$

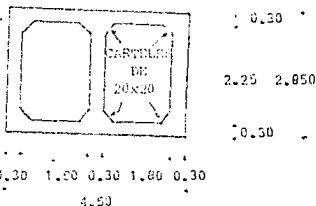
- 2).- CARGA SOBRE LOSA INFERIOR
 CARGAS ACTUANTES.
 PRESION HIDROSTATICA.
 CARGA HIDROSTATICA

ELEVACION DEL AGUA A LA ENTRADA AL CONDUCTO 16.707 MTS.

ELEVACION DEL LECHO SUPERIOR DE LA LOSA INFERIOR 7.95 MTS.

CARGA HIDROSTATICA = 16.707 - 7.95 = 10.757 MTS.

$$\text{CARGA HIDRAULICA} = \gamma_w \cdot H = \left(1000 \frac{\text{KG}}{\text{M}^3} \right) (10.757) = 10757 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2}$$



AREA HIDRAULICA DEL CONDUCTO:

$$A_c = 2 \left(2.25 \times 1.80 - \frac{4.90 \cdot 20^2}{2} \right) = 7.940 \text{ M.L.}^2$$

PESO PROPIO DEL AGUA:

$$W_w = (7.940) 1000 \frac{\text{KG}}{\text{M}^3} = 7.940 \text{ KG.}$$

PESO PROPIO DEL CONDUCTO:

$$A_c = (4.90 \times 2.050 - 7.940) = 4.885 \text{ M}^2$$

$$W_c = \left(2400 \frac{\text{KG}}{\text{M}^3} \right) (4.885) = 11724 \text{ KGS.}$$

REACCION DEL TERRENO (POR SER SIMETRICAS LAS CARGAS)

$$R_t = \frac{W_w + W_c}{4.90} = \frac{7.940 + 11724}{4.90} = 4369.78 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2}$$

PESO PROPIO DE LA LOSA INFERIOR:

$$W_{pp} = \left(2400 \frac{\text{KG}}{\text{M}^3} \right) (0.30) = 720 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2}$$

$$W_2 = WPH - W_{pp} - R_t = 10757 + 720 - 4369.78$$

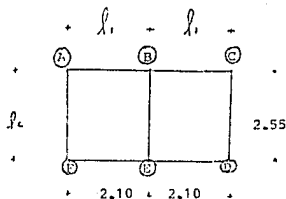
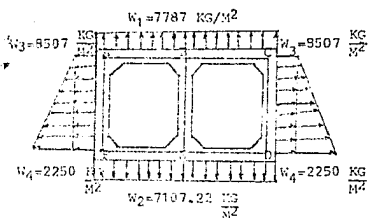
$$W_2 = 7107.22 \text{ KG/M}^2$$

- 3).- CARGAS SOBRE PAREDES LATERALES.

$$W_3 = \gamma_w H_3 = (1000) (16.707 - 10.20) = 6507 \text{ KG/M}^2$$

$$W_5 = \gamma_w H_5 = (1000) (16.707 - 7.95) = 10757 \text{ KG/M}^2$$

$$W_3 = W_4 = (1000)(2.25) = 2250 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2}$$



MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO

$$MEAB = MEBA = MEBC = MECD = \frac{w_1 l_1^2}{12} = \frac{(7787)(2.10)^2}{12} = 2861.72 \approx 2862 \text{ KG-M}$$

$$MEDE = MEED = MEFE = MEFF = \frac{w_1 l_2^2}{12} = \frac{(7107.22)(2.10)^2}{12} = 2611.90 \approx 2612 \text{ KG-M}$$

$$MEAF = MECD = \frac{w_3 l_1^2}{12} + \frac{w_4 l_2^2}{30} = \frac{(8507)(2.55)^2}{12} + \frac{(2250)(2.55)^2}{30}$$

$$MEAF = MECD = 5097.42 \text{ KG-M} \approx 5098 \text{ KG-M}$$

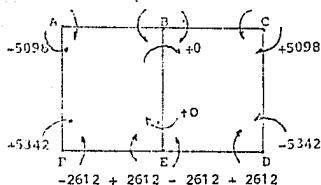
$$MEFA = MECD = \frac{w_3 l_1^2}{12} + \frac{w_4 l_2^2}{20} = \frac{(8507)(2.55)^2}{12} + \frac{(2250)(2.55)^2}{20}$$

$$MEFA = MECD = 5341.26 \text{ KG-M} \approx 5342 \text{ KG-M}$$

MOMENTOS INICIALES:

$$+ 2862 - 2862 + 2862 - 2862$$

$$MEBE = MEED = 0$$



RIGIDEZES

$$K = \frac{4EI}{L}$$

$$L_1 = 2.10$$

$$L_2 = 2.55$$

EI \Rightarrow CTE.

$$KAB = KBA = KBC = KCB = KDE = KED = KEF = KFE = \frac{4EI}{L_1}$$

$$KAB = \frac{4EI}{2.10} = \frac{4}{2.10} = 1.905$$

$$KAF = KFA = KBE = KEB = KCD = KDC = \frac{4EI}{L_2}$$

$$KAF = \frac{4EI}{2.55} = \frac{4}{2.55} = 1.569$$

FACIEMOS DE DISTRIBUICAO:

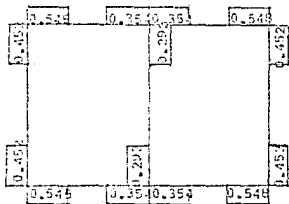
$$FDBA = FDCB = FDFE = FDCE = \frac{1.905}{1.905 + 1.569} = 0.548$$

$$FDAF = FDCE = \frac{1.569}{1.569 + 1.905} = 0.452$$

$$FDRA = FDRC = FDRF = FDSD = \frac{1.905}{1.905 + 1.569 + 1.905} = 0.354$$

$$FDRE = FDEB = \frac{1.569}{1.905 + 1.569 + 1.905} = 0.292$$

$$FDES = FDEH = \frac{1.569}{1.905 + 1.569 + 1.905} = 0.292$$



MEMBRO	A		B			C		D		E			F	
	AF	AB	BA	BE	BC	CB	CD	DC	DD	ED	EB	EF	FE	FA
TRAB.	1.269	1.905	1.905	1.569	1.265	1.265	1.569	1.569	1.265	1.265	1.569	1.905	1.905	1.569
F.L.D.	0.352	0.548	0.548	0.352	0.454	0.541	0.452	0.348	0.354	0.222	0.364	0.222	0.364	0.548
M.L.	-2098	+2062	-2062	+ 0	-2062	-2062	+2093	-2352	+2612	-2512	+ 0	+2612	-2612	+5342
E.Q.	+1011	+1225	+ 0	+ 0	+ 0	-1225	-1011	-1234	+1436	+ 0	+ 0	+ 0	-1496	-1234
T.	- 617	+ 0	+ 613	+ 0	- 613	+ 0	- 617	- 506	+ 0	+ 748	+ 0	- 748	+ 0	+ 586
E.Q.	+ 279	+ 338	+ 0	+ 0	+ 0	- 338	- 279	+ 239	+ 277	+ 0	+ 0	+ 0	- 277	- 229
T.	- 115	+ 0	+ 169	+ 0	- 169	+ 0	+ 115	- 140	+ 0	+ 139	+ 0	- 139	+ 0	+ 140
E.Q.	+ 52	+ 63	+ 0	+ 0	+ 0	- 63	- 52	+ 63	+ 77	+ 0	+ 0	+ 0	- 77	- 63
T.	- 32	+ 0	+ 32	+ 0	- 32	+ 0	+ 32	- 26	+ 0	+ 39	+ 0	- 39	+ 0	+ 26
E.Q.	+ 14	+ 18	+ 0	+ 0	+ 0	- 18	- 14	+ 14	+ 14	+ 0	+ 0	+ 0	- 14	- 12
T.	- 6	+ 0	+ 9	+ 0	- 9	+ 0	+ 6	- 7	+ 0	+ 7	+ 0	- 7	+ 0	+ 7
E.Q.	+ 3	+ 3	+ 0	+ 0	+ 0	- 3	- 3	+ 3	+ 4	+ 0	+ 0	+ 0	- 4	- 3
T.	- 2	+ 0	+ 2	+ 0	- 2	+ 0	+ 2	- 2	+ 0	+ 2	+ 0	- 2	+ 0	+ 2
E.Q.	+ 1	+ 1	+ 0	+ 0	+ 0	- 1	- 1	+ 1	+ 1	+ 7	+ 0	+ 0	- 1	+ 1
M.F.	-4510	+4510	-2037	+ 0	+2037	-4510	+510	-1131	+4481	-1677	+ 0	+1677	-4481	+4481

MAF= -4510 KG-M

MBA= -2037 KG-M

MCB= -4510 KG-M

MDC= -4481 KG-M

MDE= -1677 KG-M

MAB= +4510 KG-M

MBE= +0 KG-M

MCD= +4510 KG-M

MDE= +4481 KG-M

MED= +0 KG-M

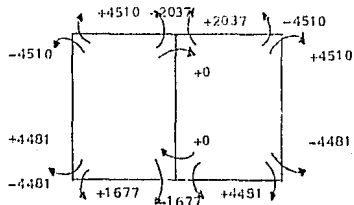
MBC= +2037 KG-M

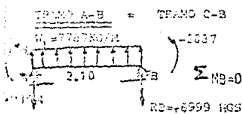
MFE= -4481 KG-M

MEF= +1677 KG-M

MOMENTOS PIVALES.

MFA= +4481 KG-M





$$\sum F_y = 0; 0 = -V - 9354 + 7787 x$$

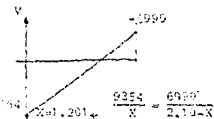
$$V = 7787 x - 9354$$

$$M = \int V dx = \frac{7787 x^2}{2} - 9354x + 4510$$

$$M = \frac{3893.50 x^2}{2} - 9354x + 4510$$

$$0 = (7787)(2.10) - 9354 + R_B$$

$R_B = 6999 \text{ KGS.}$



$$\sum F_y = 0$$

$$0 = (7787)(2.10) - 9354 - R_B$$

$R_B = 6999 \text{ KGS.}$

$V_{MAX} = 9354 \text{ KGS.}$

$M_{MAX (+)} = + 4510$

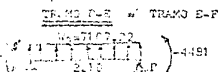
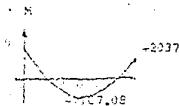
$M_{MAX (-)} = -1107.08 \text{ KG-M}$

CORTANTE AL VC (0.35) = $7787 (0.36) - 9354 = -6628.55 \text{ KGS}$

CARTEL.

MOMENTO AL MP (0.15) = $3893.50 (0.15)^2 - 9354 (0.15) + 4510$

PAÑO MP (0.15) = 3194.50 KG-M



$$\sum F_y = 0; 0 = -V - 6127.39 + 7107.22 x$$

$$V = 7107.22 x - 6127.34$$

$$M = \int V dx = \frac{7107.22 x^2}{2} - 6127.34x + 1677$$

$$R_E = 6127.34$$

$$\sum M_F = 0$$

$$0 = (7107.22)(2.10) - 6127.34 - R_F$$

$R_F = 8797.82 \text{ KGS.}$

$$\sum F_y = 0$$

$$0 = (7107.22)(2.10) - 6127.34 - R_F$$

$R_F = 8797.82 \text{ KGS.}$

$V_{MAX} = 8797.82 \text{ KGS.}$

$M_{MAX (-)} = -973.65 \text{ KG-M}$

$M_{MAX (+)} = +4481 \text{ KG-M}$

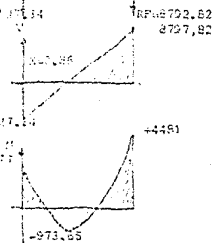
CORTANTE AL VC (1.75) = $7107.22 (1.75) - 6127.34$

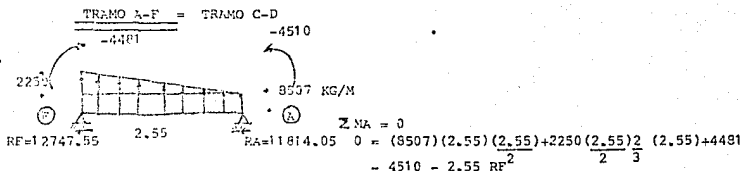
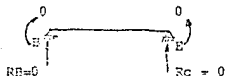
CARTEL.

$V_c = 6310.30 \text{ KGS.}$

MOMENTO MP (1.95) = $\frac{7107.22 (1.95)^2}{2} - 6127.34 (1.95) + 1677$

AL PAÑO MP = 3241.29 KG-M.



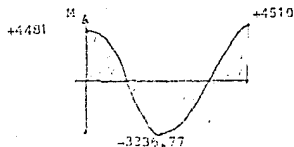
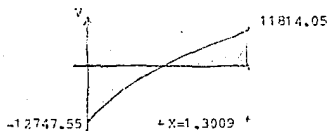


$R_F = 12747.55 \text{ KGS.}$

$\sum F_y = 0$

$0 = \left(\frac{8507 + 10757}{2} \right) (2.55) - 12747.55 - R_A$

$R_A = 11814.05 \text{ KGS.}$



$M_{MAX} = 43336.77 \text{ KG-M}$

$V_0(0.35) = - \frac{(2250)(0.35)^2}{2(2.55)} - (8507)(0.35) + 11814.05$

$V_0 = 8782.56 \text{ KGS.}$

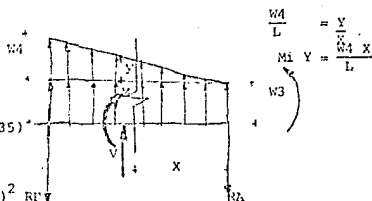
$M(0.15) = \frac{(2250)(0.15)^3}{6(2.55)} + \frac{(8507)(0.15)^2}{2} R_F + 4510 - 11814.05(0.15)$

$MP = 2824.09 \text{ KG-M}$

$\frac{dM}{dx} = \frac{3600x^2}{6L} + \frac{3600x}{2} - R_A$

$\frac{W_4}{2L} X^2 + W_3 X - R_A = 0$

$X = \frac{-W_3 \pm \sqrt{W_3^2 - 4 \left(\frac{W_4}{2L} \right) (-R_A)}}{2 \left(\frac{W_4}{2L} \right)}$



$\sum M_X = 0$

$0 = -M - R_A X + W_3 \frac{X^2}{2} + \frac{W_4 X}{L} \frac{X^2}{6} + M_i$

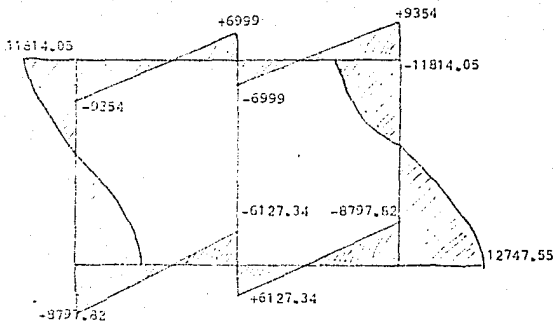
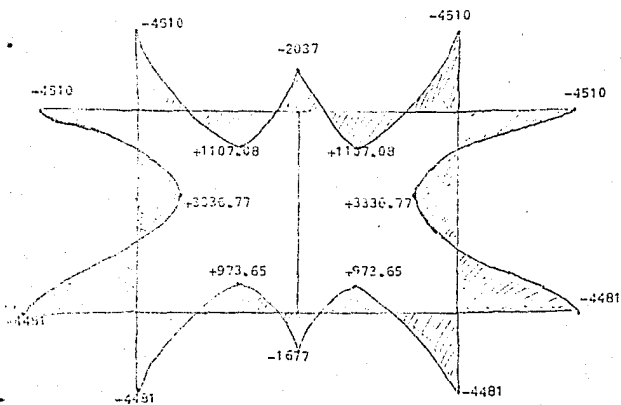
$M = \frac{W_4 X^3}{6L} + \frac{W_3 X^2}{2} + M_i - R_A X$

$\sum F_y = 0$

$0 = -V - W_3 X - \frac{W_4 X}{L} \frac{X}{2} + R_A$

$V = \frac{-W_4 X^2}{2L} - W_3 X + R_A$

- L=L
- RA=A
- W3=B
- W4=C
- Mi=M
- V=Y
- M=Z

CORTANTESMOMENTOS

DISEÑO

CONSTANTES DE CALCULO

$$f'c = 210 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}$$

$$f's = 1400 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}$$

$$Es = 2100000 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}$$

$$Ec = 15100 \sqrt{f'c} = 15100 \sqrt{210} = 218\ 819.79 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}$$

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{2100000}{218619.79} = 9.60$$

$$K = \frac{fc}{fc + \frac{fs}{n}} = \frac{(0.45)(210)}{(0.45)(210) + \frac{1400}{9.60}} = 0.39$$

$$J = 1 - \frac{K}{3} = 1 - \frac{0.39}{3} = 0.87$$

$$R = \frac{1}{2} fc K j = \frac{1}{2} (0.45)(210)(0.39)(0.87) = 16.03 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}$$

$$fc = 0.29 \sqrt{f'c} = 0.29 \sqrt{210} = 4.20 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}$$

$$\mu = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{d} = \frac{2.3 \sqrt{210}}{d} = \frac{33.33}{d} \quad S = \frac{100}{\frac{\text{ANEQ}}{A \cdot U}}$$

$$M_{MAX.} = 3336.77 \text{ KG-M}$$

$$V_{MAX.} = 8782.56 \text{ KGS.}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{R b}} = \sqrt{\frac{3336.77}{(16.03)(100)}} = 14.43 \text{ CMS.} < d = 25 \text{ CMS.}$$

$$v = \frac{V}{bd} \quad \bar{d} = \frac{V}{v b} = \frac{8782.56}{(4.20)(100)} = 20.91 \text{ CMS.} < 25 \text{ CMS.}$$

ACERO POSITIVO Y NEGATIVO.

$$As(+)= \frac{110760}{(1400)(0.87)(25)} = 3.64 \text{ CM}^2$$

PARTE SUPERIOR

$$As(+)= \frac{3336.77}{(1400)(0.87)(25)} = 10.96 \text{ CM}^2$$

PARTE CENTRAL.

$$As(+)= \frac{97365}{(1400)(0.87)(25)} = 3.20 \text{ CM}^2$$

PARTE INFERIOR.

$$As(-)= \frac{324129}{(1400)(0.87)(25)} = 10.64 \text{ CM}^2$$

PARTE INFERIOR
VARS $\#$ 5/8" @ 18

$$As(-)= \frac{319450}{(1400)(0.87)(25)} = 10.49 \text{ CM}^2$$

PARTE SUPERIOR.
VARS $\#$ 5/8" @ 18

$$AS(-) = 10.64 \text{ CM}^2$$

$$A \text{ } \varnothing \text{ } 3/4" = 2.85 \text{ CM}^2$$

$$S = \frac{100}{\frac{10.64}{2.85}} = 26.79 \text{ CMS.}$$

$$NO \text{ VARS.} = \frac{10.64}{2.85} = 3.73 \sim 4 \text{ VARS. } \cdot \sum P = (4)(\pi)(1.91) = 23.94$$

$$\mu = \frac{V}{\sum P \cdot d} = \frac{5782.56}{(23.94)(0.87)(25)} = 16.87 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}$$

$$\mu_{AD} = \frac{33.31}{51} = 17.45 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}$$

$$\mu_{ACT} < \mu_{AD}$$

$$AS(+) = 10.96$$

$$A \text{ } \varnothing \text{ } 3/4" = 2.85 \text{ CM}^2$$

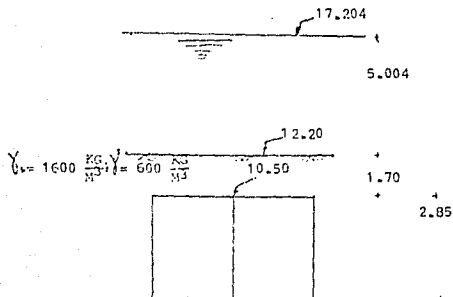
$$S = \frac{100}{\frac{10.96}{2.85}} = 26 \text{ CMS.}$$

$$AS_{st} = 0.0015 \text{ bJ } (0.0015)(160)(25) = 3.75 \text{ CM}^2$$

$$A \text{ } \varnothing \text{ } 1/2" = 1.27 \text{ CM}^2$$

$$S = \frac{100}{\frac{3.75}{1.27}} = 33.87 \text{ CMS}$$

$$AS_{st} = \text{VARS. } \varnothing \text{ } 1/2" \text{ } \textcircled{C} \text{ } 30$$



SE CONTEMPLA DEJAR UNA SECCION EN FORMA TRAPEZOIDAL EN EL ARROYO, EN UNA LONGITUD DE APROXIMADAMENTE 15 METROS, CON TALUDES 1.5:1, EL GASTO MAXIMO EN EL ARROYO ES DE 1.20 M³/SEG., LA PENDIENTE EN EL CRUCE ES DE S = 0.0008, Y EL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD n = 0.050.

$$V = \frac{Q}{A}$$

$$V_1 = \frac{1.20 \text{ M}^3/\text{SEG.}}{b d + 1.50 d^2}$$

$$V_2 = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

$$V_2 = \frac{1}{0.050} \left(\frac{bd + 1.50 d^2}{b + 3.6056} \right)^{2/3} (0.0008)^{1/2}$$

$$V_2 = 0.2000 \left(\frac{bd + 1.50 d^2}{b + 3.6056 d} \right)^{2/3}$$

$$V_2 = V_1$$

$$\frac{1.20}{bd + 1.50 d^2} = (0.5657) \left(\frac{bd + 1.50 d^2}{b + 3.6056 d} \right)^{2/3}$$

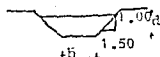
$$2.1213 = \frac{(bd + 1.50 d^2)^{5/3}}{(b + 3.6056 d)^{2/3}}$$

b	d
10.00	4.9342
9.50	5.004

b = 9.50 MTS. t = 1.5:1
 d = 5.00 MTS. (L.B. = 2.30 MTS.)

$$A = \frac{(b+b+(2)(1.50d))d}{2}$$

$$A = bd + 1.50 d^2$$



$$P = b + 2 \sqrt{(1.50 d)^2 + d^2} = b + 3.6056 d$$

TENAREMOS LA SECCION CENTRAL, POR SER LA MAS CRITICA, CON EL AGUA HASTA EL NIVEL 17.204.

DATOS DEL PROYECTO

ELEVACION DE LA S.L.A. EN EL ARROYO.....	= 17.204 MTS.
ELEVACION DE LA BASANTE EN EL BREN.....	= 12.200 MTS.
ELEVACION DEL DAPPO SUPERIOR DE LA LOSA SUPERIOR.....	= 10.50 MTS.
ELEVACION DE LA MANILLA DEL CONDUCTO.....	= 7.65 MTS.
ESPESOR SUPUESTO DE LOS ELEMENTOS.....	= 0.30 MTS.
PESO VOLUMETRICO DEL MATERIAL.....	= 1600 KG/M ³
PESO VOLUMETRICO DEL AGUA.....	= 1000 KG/M ³
COEFICIENTE DE FRICCION ACTIVO DEL MATERIAL.....	= 0.286
VOLUMETRICO SUMERGIDO DEL MATERIAL.....	= 600 KG/M ³

1).- CARGA SOBRE LOSA SUPERIOR . .

$$P_w = \text{PESO DEL AGUA} = \left(\frac{1000 \text{ KG}}{\text{M}^3} \right) (6.7040) = 6704 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2}$$

$$P_s = \text{PESO DEL TERRENO} = \left(\frac{600 \text{ KG}}{\text{M}^3} \right) (1.70) = 1020 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2}$$

$$P_{pp} = \text{PESO PROPIO LOSA SUPERIOR} = (0.30)(2400 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2}) = 720 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2}$$

$$W_1 = P_w + P_s + P_{pp} = 6704 + 1020 + 720 = 8444 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2}$$

2).- CARGA SOBRE LOSA INFERIOR . .

$$\text{PESO PROPIO DEL CONDUCTO} = W_{pc} = \left[(4.50)(2.95) + 2(2.25)(1.80) + 8(0.20) \right] (2400) \frac{\text{KG}}{\text{M}^2}$$

4.50

$$\text{PESO PROPIO DEL CONDUCTO} = 2605.3 \frac{\text{KGS}}{\text{M}^2}$$

$$\text{SUSPRESION} = S_p = \gamma_w H = (1000)(9.55) = 9554 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2}$$

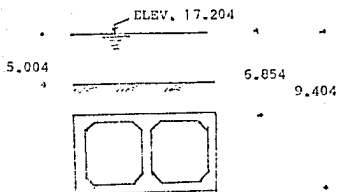
$$\text{REACCION DEL TERRENO} = P_w + P_s + W_{pc} - S_p$$

$$R_T = 6704 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2} + 1020 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2} + 2605.33 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2} - 9554 = 775.33 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2}$$

$$W_2 = \text{CARGA SOBRE LOSA SUPERIOR} = R_T + S_p - W_{pp}$$

$$W_2 = 775.33 + 9554 - (0.30)(2400) = 9609.33 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2}$$

3).- CARGAS SOBRE PAREDES LATERALES.



PRESION HIDROSTATICA

$$PA = \gamma_{WH}$$

$$PH_1 = (6.854) (1000 \frac{KG}{M^3}) = 6854 \frac{KG}{M^2}$$

$$PH_2 = (2.404) (1000 \frac{KG}{M^3}) = 2404 \frac{KG}{M^2}$$

PRESION DEL TERRENO SUMERGIDO

$$P_s = K_A \gamma' s H$$

$$\phi = 33.730^\circ$$

$$Ps_1 = (0.286)(600)(6.854) = 1176.15 \frac{KG}{M^2}$$

$$K_A = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

$$Ps_2 = (0.286)(600)(2.404) = 412.73 \frac{KG}{M^2}$$

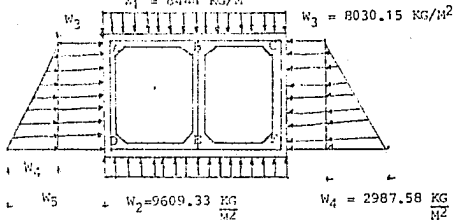
$$K_A = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = 0.286$$

$$W_3 = PH_1 + Ps_1 = 6854 + 1176.15 = 8030.15 \frac{KG}{M^2}$$

$$W_5 = PH_2 + Ps_2 = 2404 + 412.73 = 2816.73 \frac{KG}{M^2}$$

$$W_4 = W_5 - W_3 = 2816.73 - 8030.15 = -5213.42 \frac{KG}{M^2}$$

$$W_1 = 8444 \frac{KG}{M^2}$$



MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO:

$$MEAB = MEBA = MEBC = MECD = \frac{W_1 L_1^2}{12} = \frac{(8444)(2.10)^2}{12} = 3103.17$$

$$MEAB \approx 3104 \text{ KG-M}$$

$$MEDE = MEED = MEFE = \frac{W_2 L_1^2}{12} = \frac{(9609.33)(2.10)^2}{12}$$

$$MEDE = 7531.43 \text{ KG-M} \approx 7532 \text{ KG-M}$$

$$MEEF = 7531.43 \approx 7532 \text{ KG-M}$$

$$MEAF = MECD = \frac{W_3 L_2^2}{12} + \frac{W_4 L_2^2}{30} = \frac{(6030.15)(2.55)^2}{12} + \frac{(2987.56)(2.55)^2}{30}$$

$$MEAF = 4998.80 \text{ KG-M} \approx 4999 \text{ KG-M}$$

$$MEFA = MECD = \frac{W_3 L_2^2}{12} + \frac{W_4 L_2^2}{20} = \frac{(6030.15)(2.55)^2}{12} + \frac{(2987.56)(2.55)^2}{20}$$

$$MEFA = 5322.67 \text{ KG-M} \approx 5323 \text{ KG-M}$$

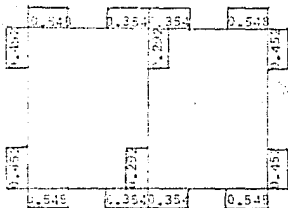
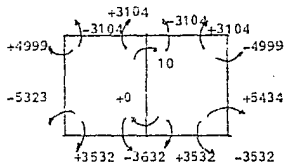
RIGIDEZES:

$$K = \frac{4 E I}{L}$$

$$KAB = KBA = KBC = KCB = KDE = KED = KEF = KAE$$

$$KAB = \frac{4EI}{L_1} = \frac{4EI}{2.10} = \frac{4}{2.10} = 1.905$$

$$KAF = KFA = KCD = KDC = \frac{4EI}{L_2} = \frac{4}{2.55} = 1.569$$

FACTORES DE DISTRIBUCION:

NUDO	A			B			C			D			E		F	
TRAMO	AF	AB	BA	BE	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EB	EF	FE	FA	FB	
RIG.	1.569	1.905	1.905	1.569	1.905	1.905	1.569	1.569	1.905	1.905	1.569	1.905	1.905	1.569	1.569	
F.D.	0.452	0.548	0.354	0.292	0.354	0.548	0.452	0.452	0.548	0.354	0.292	0.354	0.548	0.452	0.452	
M.F.	-4999	13104	+3164	+ 0	-3164	+3104	-4999	+5323	-3532	13432	+ 0	-3532	+3532	-5323	-4999	
EQ.	- 857	-1038	+ 0	+ 0	+ 0	+1038	+ 857	- 810	- 981	- 0	+ 0	+ 0	+ 0	+ 981	+ 310	
T.	+405	+ 0	- 519	+ 0	+ 519	+ 0	- 405	+429	+ 0	- 491	+ 0	+ 481	+ 0	- 429	+ 0	
EQ.	- 183	- 222	+ 0	+ 0	+ 0	+ 222	+ 183	- 194	- 235	+ 0	+ 0	+ 0	+ 235	+ 194	+ 0	
T.	+ 97	+ 0	- 111	+ 0	+ 111	+ 0	- 97	+ 92	+ 0	- 118	+ 0	+ 118	+ 0	- 92	+ 0	
EQ.	- 44	- 53	+ 0	+ 0	+ 0	+ 53	+ 44	- 42	- 50	+ 0	+ 0	+ 0	+ 50	+ 42	+ 0	
T.	+ 21	+ 0	- 27	+ 0	+ 27	+ 0	- 21	+ 22	+ 0	- 25	+ 0	+ 25	+ 0	- 22	+ 0	
EQ.	- 9	- 12	+ 0	+ 0	+ 0	+ 12	+ 9	- 10	- 12	+ 0	+ 0	+ 0	+ 12	+ 10	+ 0	
T.	+ 5	+ 0	- 6	+ 0	+ 6	+ 0	- 5	+ 5	+ 0	- 6	+ 0	+ 6	+ 0	- 5	+ 0	
EQ.	- 2	- 3	+ 0	+ 0	+ 0	+ 3	+ 2	- 2	- 3	+ 0	+ 0	+ 0	+ 3	+ 2	+ 0	
T.	+ 1	+ 0	- 2	+ 0	+ 2	+ 0	- 1	+ 1	+ 0	- 2	+ 0	+ 2	+ 0	- 1	+ 0	
EQ.	- 0	- 1	+ 0	+ 0	+ 0	+ 1	+ 0	- 0	- 1	+ 0	+ 0	+ 0	+ 1	+ 0	+ 0	
M.F.	-4433	-4433	+2439	+ 0	-2439	+4433	-4433	+4814	-4814	+2890	+ 0	-2890	+4814	-4814	+ 0	

MAF = + 4433 KG-M

MBA = + 2439 KG-M

MDC = + 4814 KG-M

MED = + 2890 KG-M

MAB = - 4433 KG-M

MBE = + 0 KG-M

MDF = - 4814 KG-M

MEB = - 0 KG-M

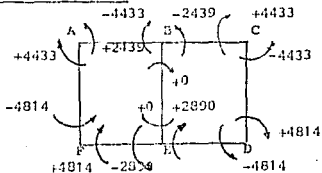
MBC = - 2439 KG-M

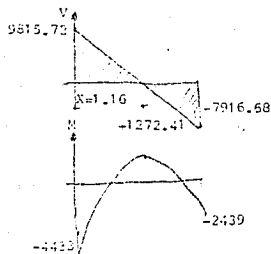
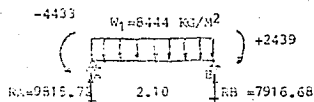
MFE = + 4814 KG-M

MEF = - 2890 KG-M

MFA = - 4814 KG-M

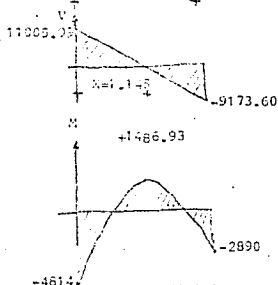
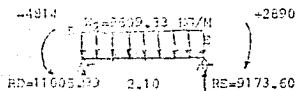
MOMENTOS FINALES:



TRAMO A-B = TRAMO C-B

$$V(0.35) = 6650.32 \text{ KGS.}$$

$$M(0.15) = -3055.64 \text{ KG-M}$$

TRAMO D-E = TRAMO F-E

$$V(0.35) = 7642.72 \text{ KGS.}$$

$$M(0.15) = -3271.21 \text{ KG-M.}$$

$$\sum MB = 0$$

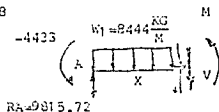
$$0 = (8444) \frac{(2.10)^2}{2} + 4433 - 2439 - 2.10 RA$$

$$RA = 9815.72 \text{ KGS.}$$

$$F_y = 0$$

$$0 = RG - 9815.72 + (8444)(2.10)$$

$$RB = 7916.68 \text{ KGS.}$$



$$\sum F_y = 0; 0 = -V - 8444x + 9815.72$$

$$V = 9815.72 - 8444 X$$

$$\sum MX = 0; 0 = -M - 8444x \frac{X}{2} - 4433 + 9815.72X$$

$$M = -4222 X^2 + 9815.72 X - 4433$$

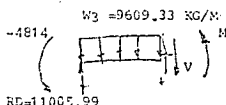
$$\sum MB = 0$$

$$0 = (9609.33) \frac{(2.10)^2}{2} + 4814 - 2690 - 1.20 RD$$

$$RD = 11005.99 \text{ KGS.}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$0 = (9609.33)(2.10) - 11005.99 - RE$$

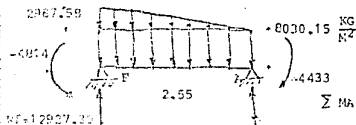


$$\sum F_y = 0; 0 = -V - 9609.33X + 11005.99$$

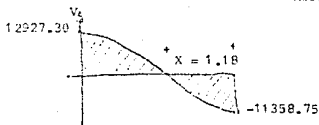
$$V = 11005.99 - 9609.33 X$$

$$M = \int V dx = 11005.99 X - 4804.67 X^2 - 4814$$

TRAMO A-F = TRAMO C-D



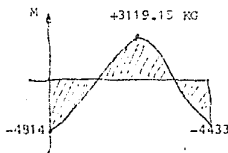
$$0 = (8030.15) \frac{(2.55)^2}{2} + (2987.58) \frac{(2.55)}{2} \left(\frac{2}{3} \right) (2.55) + 4814 - 4433 - 2.55 \text{ RF}$$



$$\sum F_y = 0$$

$$0 = -R_A - 12927.30 + (8030.15)(2.55) + \frac{(2987)(2.55)}{2}$$

$$R_A = 11358.75 \text{ KGS.}$$



$$\frac{2987.58}{2.55} = \frac{y}{x} \frac{dx}{x}$$

Differential beam element diagram showing load 8030.15 $\frac{\text{KG}}{\text{N}^2}$, shear force V , and bending moment M . $\sum F_y = 0$

$$0 = -V - 11358.75 + 8030.15 x + \frac{1171.60 x^2}{2}$$

$$V = 585.80x^2 + 8030.15x - 11358.75$$

$V=0$

$$585.80x^2 + 8030.15x - 11358.75 = 0$$

$$x = \frac{-8030.15 \pm \sqrt{(8030.15)^2 - (4)(585.80)(-11358.75)}}{2(585.80)} \quad \sum Mx = 0$$

$$0 = -x - 8030.15 \frac{x^2}{2} - 1171.60x \left(\frac{x}{2} \right)$$

$$-44.33 + 11358.75 x$$

$$x = 1.293$$

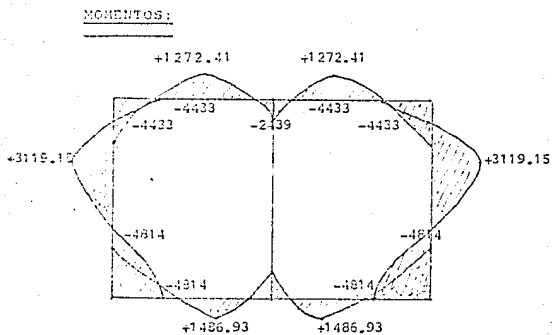
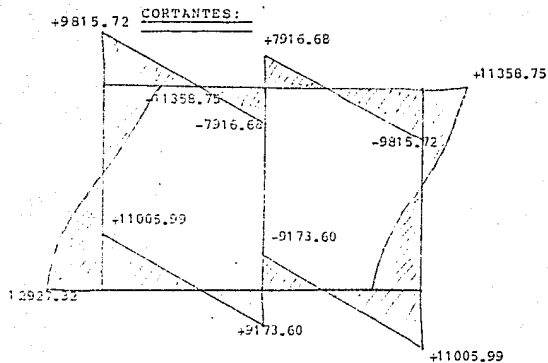
$$M = -195.267 x^3 - 4015.08 x^2$$

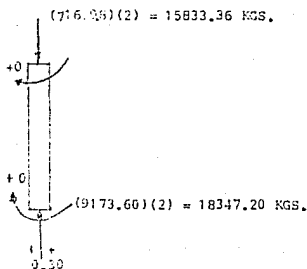
$$+ 11358.75 x - 4433$$

$$V(2.10) = + 9142.95 \text{ KGS}$$

$$M(2.40) = - 2999.67 \text{ KG-M}$$

$$M(+) = 3119.15 \text{ KG-M}$$



DISÑO DE MURO CENTRAL.

LO DISEÑAREMOS COMO COLUMNA CON CARGA AXIAL.

$$P = 0.85 A_g \left[0.225 f'_c + \rho f_s \right]$$

$$f'_c = 210 \text{ KG/CM}^2$$

$$f_s = 1400 \text{ KG/CM}^2$$

$$A_s = bh = (100)(30) = 3000 \text{ CM}^2$$

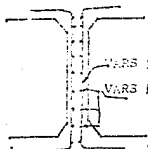
SI TOMAMOS $\rho_{\text{MIN}} = 1\%$

$$P = 0.85 (3000 \text{ CM}^2) \left[0.225 (2100) + (0.01)(1400) \right]$$

$$P = 156197.50 \text{ KGS.} > 18347.20 \text{ KGS.}$$

$$A_g = \rho \times a \times q = (0.01)(30)(100) = 30 \text{ CM}^2$$

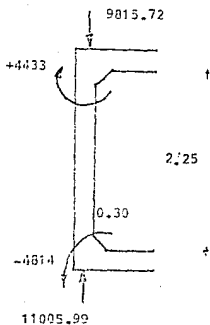
$$\text{VARS } \# \ 5/8" \text{ No. VARS.} = \frac{30}{1.98} = 15.16 \approx 16 \text{ VARS (8 \& 8)}$$



$$\text{VARS } \# \ 3/4" \text{ No. VARS } \frac{30}{2.85} = 10.52 \approx 10$$

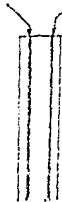
$$\text{SEP.} = \frac{10.0}{6} = 16.667 \approx 15$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{(0.75)(2.25)}{(0.30)(0.30)} = 18.75 \Rightarrow \text{COLUMNA CORTA}$$

DISEÑO DE MUROS LATERALES:

DISEÑAREMOS CON $\rho = 0.01$, Y VERIFICAREMOS.

6 VARS $\varnothing 3/4"$



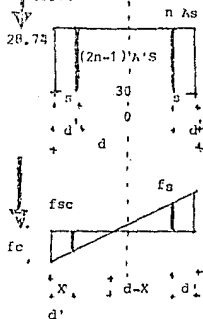
6 VARS $\varnothing 3/4"$

11005.99 KGS.

P

43.74

28.73



$$e = \frac{M}{P} = \frac{4814 \text{ KG-M}}{11005.99 \text{ KG}}$$

$$e = 43.74 \text{ cms}$$

$$\lambda_s = (6)(2.85) = 17.10$$

$$\lambda_s = (9.60)(17.10) = 164.16$$

$$\lambda_s = (2(9.66)-1)(17.10) = 311.22$$

$$n = 9.60$$

$$G = 100$$

$$h = 30$$

$$d = 25$$

$$d' = 5$$

$$P = 11005.99 \text{ KGS}$$

$$M = 481400 \text{ CM}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ KG/CM}^2$$

$$f_c = 0.45 f'_c = 94.50 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}$$

$$f_s = 1400 \text{ KG/CM}^2$$

TOMANDO MOMENTO A P . . .

$$\sum M_p = 0 = \frac{fcx}{2} b \left(e - \frac{h}{2} + \frac{x}{3} \right) + (2n-1)hsfsc \left(e - \frac{h}{2} + d' \right) - n As fs \left(e - \frac{h}{2} + d \right)$$

POR TRIANGULOS SEMEJANTES:

$$\frac{fc}{x} = \frac{fsc}{x-d}$$

$$\frac{fc}{x} = \frac{fs}{d-x}$$

$$fsc = \frac{fc(x-d')}{x}$$

$$fs = \frac{fc(d-x)}{x}$$

SUSTITUYENDO EN $\sum M_p$:

$$\frac{fcx}{2} b \left(e - \frac{h}{2} + \frac{x}{3} \right) + (2n-1) As \frac{fc(x-d')}{x} \left(e - \frac{h}{2} + d' \right)$$

$$- n As \frac{fc(d-x)}{x} \left(e - \frac{h}{2} + d \right) = 0$$

$$fc \frac{x}{2} (100) \left(43.74 - \frac{30}{2} + \frac{x}{3} \right) + (311.22) \frac{fc(x-5)}{x} \left(43.74 - \frac{30}{2} + 5 \right)$$

$$- (164.16) fc \frac{(25-x)}{x} \left(43.74 - \frac{30}{2} + 25 \right) = 0$$

$$1437 fc x + 16.667 fc x^2 + 10500.563 fc - \frac{52502.814}{x}$$

$$- 220548.96 \frac{fc}{x} + 8821.958 fc = 0$$

$$16.667 fc x^2 + 1437 fc x + 19332.521 fc - 273051.779 \frac{fc}{x} = 0$$

MULTIPLICAMOS POR $\left(\frac{x}{x} \right)$

$$16.667 fc x^3 + 1437 fc x^2 + 19332.521 x - 273051.774 fc = 0$$

FACTORIZANDO $16.667 fc$

$$x^3 + 86.218 x^2 + 1159.928 x - 16382.779 = 0$$

$$x = 9.3869 \text{ CMS.}$$

HACEMOS SUMA DE FUERZAS VERTICALES.

$$\sum f_y = 0 ; P - n A_s f_s + \frac{f_c x}{2} b + (2n-1) A_s f_{sc} = 0$$

$$P = 11005.99 \text{ KGS.}$$

$$- 11005.99 - (164.16) \frac{f_c}{8.387} (25-8.387) + \frac{f_c X}{2} (100) +$$

$$(311.22) \frac{f_c (8.387 - 5)}{8.387} = 0$$

$$- 11005.99 - 325.169 f_c + 419.345 f_c + 125.683 f_c = 0$$

$$219.859 f_c = 11005.99$$

$$f_c = 50.059 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2} < 94.50 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}$$

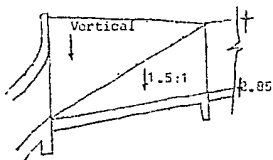
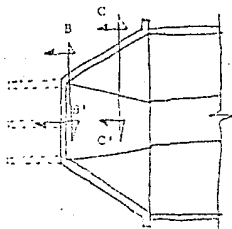
$$f_s = \frac{n f_c (d-x)}{x} = n \frac{(50.059)(25-8.387)}{8.387} = 951.91 < 1400 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}$$

$$\frac{f_{sc}}{(2n)} = \frac{f_c (x-d')}{x} = \frac{(50.09)(8.387 - 5)}{8.387} = 20.228$$

$$f_{sc} = (2n)(20.228) = 383.32 < 1400 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}$$

$$\text{VARA } \# 3/4" \text{ } \odot = \frac{100}{7} = 14.286 \approx 15 \text{ CMS.}$$

DISEÑO DE MUROS LATERALES EN TRANSICIONES DE ENTRADA Y SALIDA

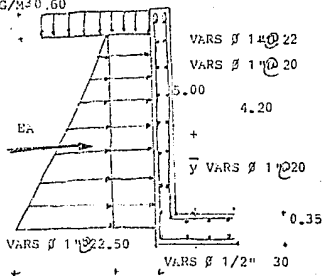
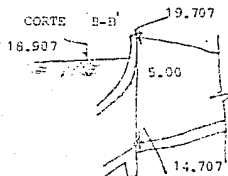


$$\beta = 33.73^\circ$$

$$KA = 0.286$$

$$q = 1600 \text{ KG/M}^3 @ 0.60$$

SOBRE CARGA DE 0.60
0.20



$$W_{S,C} = (1600)(0.60)(0.286) = 274.56 \text{ KG/M}$$

$$P_A = (1600)(4.20)(0.286) = 1921.92 \text{ KG/M}$$

$$E_A = (274.56)(4.2)(1.00) + (1921.92) \left(\frac{1.2}{2} \right) (1)$$

$$E_A = 5189.18 \text{ KG}$$

$$M = 5189.18 \text{ KG} \times 1.538 \text{ M} = 8074.30 \text{ KG-M}$$

$$\bar{y} = \frac{4.2}{3} \left[\frac{(2)(274.56) + 2196.48}{274.56 + 2196.48} \right]$$

$$\bar{y} = 1.556 \text{ M.}$$

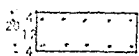
$$d = \sqrt{\frac{807430.4}{(76.63)(1.90)}} = 22.44 > 17 \text{ CM.}$$

$$d = \frac{5189.18}{(4.20)(1.00)} = 12.35 < 17$$

PARA TANTEAR:

$$A_S = \frac{807430.4}{(76.63)(9.187)(16)} = 11.44 \text{ CM}^2$$

LA DISEÑAREMOS COMO DOBLEMENTE ARMADA.



$$A'S = 28.50 \text{ CM}^2$$

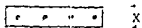
$$A'S = 91.20 \text{ CM}^2$$



16

$$n = 9.60$$

$$100$$



$$M \text{ ACTUANTE} = 807436 \text{ KG-CM}$$

$$M \text{ RESIST.} = (16.03)(100)(16)^2 = 410368 \text{ KG-CM}$$

$$K = 807436 - 410368 = 397068 \text{ KG-CM}$$

$$X = Kd = (0.39)(16) = 6.24$$

$$f's = (2)(9.60)(94.50) \left(\frac{0.24-4}{6.24} \right) = 651.32$$

$$AS_1 = \frac{410368}{(1400)(0.87)(16)} = 21.05 \text{ CM}^2$$

$$AS_2 = \frac{397068}{(1400)(16-1)} = 23.64 \text{ CM}^2$$

$$AS = \frac{597068}{(652.32)(16-4)} = 50.80 \text{ CM}^2 \quad \text{VARS } \# 1" @ 10 = 142.83 \text{ KG/CM}^2$$

$$AS = AS_1 + AS_2 = 44.69 \text{ CM}^2 \quad \text{VARS } \# 1" @ 11$$

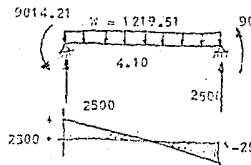
$$AST = 0.0020 \times b \times h$$

$$AST = 0.0020 \times 100 \times 20 = 4 \text{ CM}^2$$

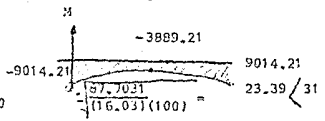
$$\text{VARS } \# 1/2" @ 30$$

DISEÑO DE LA LOSA DE LA TRANSICION.

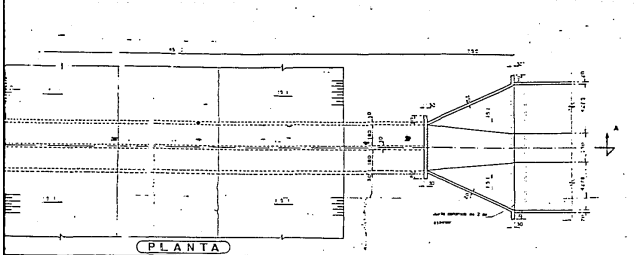
MOMENTO CON RESPECTO AL EJE DE LA LOSA $M = 9014.21 \text{ KG-M}$



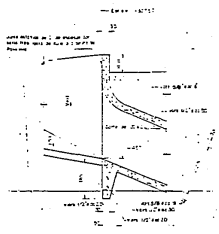
$$9014.21 \quad W = 1219.51 \quad 9014.21 \quad W = \frac{(2)(2500)(5)(1)(0.20)}{4.10} = 1219.51 \frac{\text{KG}}{\text{M}}$$



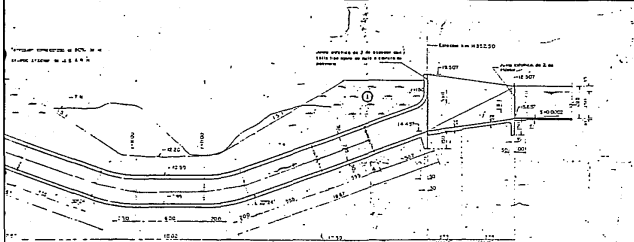
$$AS = \frac{8770.31}{(1400)(0.87)(31)} = 23.22 \text{ CM}^2 \quad \text{VARS } \# 1" @ 20$$



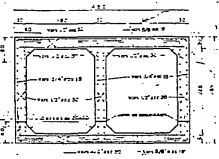
PLANTA



DETALLE DE ENTRADA A CONDUCTO



CORTE A-A

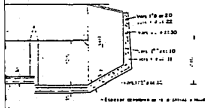


ARMADO DE LOS CONDUCTOS

DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL										
L	B	D	S	n	Q	V	R	h _f	h _s	h _t
1.50	1.50	0.50	0.0000	0.02	1.00	1.00	0.33	0.0000	0.00	0.00

DATOS HIDRAULICOS DEL CONDUCTO										
L	B	D	S	n	Q	V	R	h _f	h _s	h _t
1.50	1.50	0.50	0.0000	0.02	1.00	1.00	0.33	0.0000	0.00	0.00

SUMA DE PERDIDAS	
h _f	0.0000
h _s	0.0000
h _t	0.0000
h _{total}	0.0000



CORTE B-B

NOTAS: 1. El sistema de canalización se proyecta considerando un coeficiente de rugosidad de 0.02. 2. El sistema de canalización se proyecta considerando un coeficiente de rugosidad de 0.02. 3. El sistema de canalización se proyecta considerando un coeficiente de rugosidad de 0.02. 4. El sistema de canalización se proyecta considerando un coeficiente de rugosidad de 0.02. 5. El sistema de canalización se proyecta considerando un coeficiente de rugosidad de 0.02.

Enseñanza de Ingeniería Civil

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

EFIEN DE DOS CONDUCTOS CRUCE CON ARRIOZO EN LA ZONA DEL CANAL PRINCIPAL VARRERAS DEBEROAS MUNICIPIO DE SAN JUAN DE LOS RIOS, ESTADO DE GUADALAJARA

TESIS PROFESIONAL

JORGE ALBERTO URRARTE PEREZ

PLANO NO 3

III.d).- ALCANTARILLA DE CRUCE DE UNCANAL CON UN DREN.

EN EL KILOMETRO 0+024.00 DEL CANAL LATERAL KM. 7+325 DEL CANAL -
PRINCIPAL MARGEN DERECHA DEL RIO SANTIAGO, ESTE CANAL LATERAL SE
ENCUENTRA CON EL DREN "JAPONES". LAS RASANTES SON: EN EL CANAL LA
TERAL EN LA INTERSECCION DE LOS EJES DE AMBOS, LA COTA ES DE - -
11.42 M. EN LA RASANTE DE LA PLANTILLA, Y EN EL DREN LA COTA ES-
DE 8.50 EN LA RASANTE DE LA PLANTILLA, LA COTA DEL ESPEJO DEL -
AGUA EN EL DREN A OPERACION DEL PROYECTO SERIA EN EL CRUCE DE -
11.10 M. ASI ES QUE TOMANDO COMO BASE EL DREN, UNA SOLUCION POSI
BLE ES UNA ALCANTARILLA O BIEN UN PUENTE-CANAL, PERO YA CENTRANDO
SE MAS EN LAS CARACTERISTICAS DEL CRUCE, VEMOS QUE A LO LARGO -
DEL CANAL LATERAL (EN SUS BORDOS) TRANSITAN MOVILES, ASI COMO EN
EL CANAL PRINCIPAL EN SUS BORDOS

Y TAMBIEN EN LOS BORDOS DEL DREN "JAPONES", POR LO QUE HUBO LA -
NECESIDAD DE TOMAR ESTO EN CUENTA, Y PUES EL PUENTE-CANAL PARA -
EL CANAL SERIA NO FUNCIONAL, YA QUE SE TENDRIAN QUE CONSTRUIR DE
TODOS MODOS UN BORDO A UN LADO DEL POSIBLE PUENTE-CANAL PARA QUE
CIRCULARAN LOS MOVILES, Y NO SE JUSTIFICARIAN LOS APOYOS DEL - -
PUENTE-CANAL, O SE TENDRIA QUE CONSTRUIR UN PUENTE PARA VEHICULOS
A UN LADO DEL POSIBLE PUENTE-CANAL EL CUAL ANDARIA MAS O MENOS -
DEL ORDEN DE UN CLARO TOTAL A SALVARDE 20 M., ESTO PARA CRUZAR -
EL DREN Y PUES SE NECESITARIAN VARIOS APOYOS, LOS CUALES AUNADOS
A LOS DEL PUENTE CANAL REDUCIRIAN NOTABLEMENTE LA SECCION HIDRAU
LICA DEL DREN, Y AUNQUE SI BIEN ES CIERTO QUE EN LOS DRENES NO -
SON MUY IMPORTANTES LOS DETALLES DE EVITAR LAS PERDIDAS, TAMPOCO
HAY PORQUE PROVOCARLAS EN EXCESO Y PROVOCAR REMANSOS SIN NECE--
SIDAD.

ESTO FUE LO QUE LLEVO A ESCOGER COMO DEFINITIVO UNA ALCANTARILLA DE 2 CONDUCTOS, AUNQUE EN ESTE CASO MUY ESPECIAL, NO SE PUDO CUMPLIR CON LA ESPECIFICACION DE $h/b=1.25$, YA QUE NI LA RASANTE OBLIGADA EN EL CANAL NO NOS LO PERMITIO.

ADEMAS CON ESTE TIPO DE SOLUCION SE ABARATA NOTABLEMENTE LA CONSTRUCCION EN COMPARACION CON ALGUNA POSIBILIDAD DE LAS DESCRITAS ANTERIORMENTE, YA QUE NOS EVITAMOS MUCHO CONCRETO Y ACERO DE REFUERZO, OBRA FALSA, ETC.

SE HIZO NECESARIO EL DISEÑO DE UNOS CONTRAFUERTE EN LA PARTE DERECHA DE LA ENTRADA DEL CONDUCTO, YA QUE LOS TALUDES DEL DREN IAN A QUEDAR CASI VERTICALES, Y ESTO POR LA NECESIDAD DE PROPORCIONAR ESPACIO SUFICIENTE A LOS MOVILES QUE CIRCULAN POR ESTE LUGAR, LOS CUALES LLEGAN A SER HASTA CAMIONES DE VOLTEO, LA SECCION EN "U" FUE PARA AHORRARSE ESPACIO EN LA ZONA PARTICULAR DEL CRUCE, Y NO GASTAR ESPACIO PARA EL TRANSITO DE LOS MOVILES, O POR LO MISMO TENER QUE ALARGAR AUN MAS EL CONDUCTO DE LA ALCANTARILLA.

CAÑAL LATERAL TETRAEDRO No. 7 + 325 DEL CAÑAL TRONCAL DEL MAGON RECTA.
 CUALEDO HORIZONTAL DEL CAÑAL LATERAL 7 + 325.

Q CAÑAL L.T. = 12.366 m³/SEG. (A TRINCO).
 n = 0.014
 s = 0.00022
 t = 1.5:1

Q CAÑAL LATERAL = 6.67 m³/SEG.
 n = 0.014
 s = 0.00022
 t = 1.5:1

$$V1 = \frac{Q}{n} = \frac{6.670}{\left(\frac{bd + b + 2(1.5d)}{2}\right)t} = \frac{6.670}{(2d + 1.50d)^2}$$

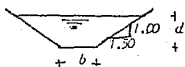
$$V2 = \frac{1}{0.014} \left[\frac{bd + 1.50d^2}{3 + 3.000d} \right]^{2/3} (0.00022)^{1/2}$$

$$V2 = 1.075 \left[\frac{bd + 1.50d^2}{3 + 3.000d} \right]^{2/3} \quad V1 = V2$$

$$\frac{6.670}{2d + 1.50d} = 1.075 \left(\frac{bd + 1.50d^2}{3 + 3.000d} \right)^{2/3}$$

$$6.813 = \frac{(bd + 1.50d^2)^{2/3}}{(3 + 3.000d)^{2/3}}$$

b = 1.65 V = $\frac{6.670}{6.813} = 0.982$
 d = 1.65
 n = 0.014
 P = 7.212 hv = 0.0492



b	d
1.00	1.8196
1.50	1.6838
1.65	1.6488 ≈ 1.65
1.65	1.65

ORDENACION ANTIQUITA (EN SECCION RECTANGULAR) d = 1.65 m y hv = 0.0492 m.

$$C_c = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} (1.65 + 0.0492) = \frac{2}{3} (1.6992) = 1.128 \text{ m.}$$

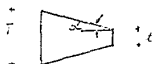
$$d_c = \sqrt{\frac{16}{g}} \quad b = \sqrt{\frac{Q^2}{C_c^3}} = \sqrt{\frac{16.67^2}{(1.128)^3 (7.81)}} = 1.77 \text{ m.}$$

PROFUNDIDAD = 2.00 mts. y ALTURA = 2.30

ORDENACION ANTIQUITA

RESPECTO A LA SECCION DE LA ESTRUCTURA DE TOMA
 h = 11.42

$$12^\circ 30' < \alpha < 22^\circ 30'$$

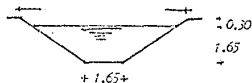


$$L.T. = T - t \quad \text{Cot } 22^\circ 30'$$

$$T = 1.65 + (2) (1.5 \times 1.65) = 6.60 \text{ mts.}$$

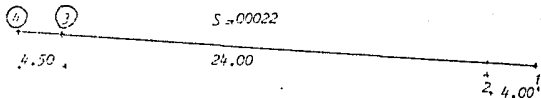
$$t = 2.00$$

$$L.T. = \frac{6.60 - 2}{2} \text{ Cot } 22.30^\circ = 5.55 \text{ mts.}$$



$$L.B. = 0.30$$

DEBIDO A LA CONVECCION DEL CRUCE Y A QUE EL MISMO ES UN
 UEL-R CON TRANSITO CONSTANTE, RESERVAMOS LAS LUGAR
 FUERAS DE LAS TRANSACCIONES DE ENTRADA Y SALIDA A 4.50 y
 4.00 mts. RESPECTIVAMENTE.



BERNOULLI 1E (1) → (2)

$$d_1 + hv_1 + Z_1 - hf = d_2 + hv_2$$

$$d_2 + \frac{0.5703}{d_2^2} - 0.20 \left(\frac{0.5703}{d_2^2} - 0.0192 \right) = 1.65 + 0.0192 - 0.0001 hv_2 \left(\frac{3.345}{d_2^2} \right)^2 = \frac{0.5703}{d_2^2} + 19.62$$

$$d_2 + \frac{0.4552}{d_2^2} = 1.6353$$

$$d_2 = 1.4805 \text{ m.}$$

$$V_2 = \frac{6.69}{d_2^2} = \frac{6.69}{2.22} = \frac{3.345}{d_2^2}$$

$$Z_2 = 10.00022 \text{ (4)} = 0.0007$$

$$V_2 = \frac{3.345}{14.305} = 2.2774 \frac{\text{m}}{\text{seg}}$$

$$1.4805 + 0.2602 + 0.0007 - 0.20 (0.2602 - 0.0192) = 1.65 + 0.0192 \quad hv/2 = 0.2602 \text{ m.}$$

$$1.6994 \approx 1.6992$$

BERNOULLI DE (2) → (3)

$$d_3 + hv_3 + Z_3 - hf = d_2 + hv_2$$

$$d_3 + \frac{0.5703}{d_3^2} + 0.0053 - \left[\frac{0.0234/d_3 + 0.0158}{(2d_3/2 + 2d_3) 2/3} \right]^2 (24) \quad hv_3 = \frac{0.5703}{d_3^2}$$

$$= 1.4805 + 0.2602 = 1.7407$$

$$Z_3 = 0.00022 (24) = 0.0053$$

$$V_3 = \frac{6.69}{2d_3} = \frac{3.345}{d_3}$$

$$hf = \left(\frac{V_m n}{K 2/3} \right)^2 L$$

$$d_3 + \frac{0.5703}{d_3^2} - \left[\frac{0.0234/d_3 + 0.0158}{\left(\frac{2d_3}{2} + 2d_3 \right) 2/3} \right]^2 (24) = 1.7354$$

$$hf = \left[\frac{\left(\frac{3.345}{d_3} + 2.2594/2 \right) (0.014)}{\left(\frac{2d_3}{2} + 2d_3 \right) 2/3} \right]^2 L$$

$$d_3 = 1.5398 \text{ m.}$$

$$V_3 = \frac{6.69}{2(1.5398)} = \frac{2.1724 \text{ m}}{\text{seg.}}$$

$$hv_3 = 0.2405 \text{ m}$$

$$1.5398 + 0.2405 + 0.0053 - \left[\frac{(2.1724 + 2.2594/2) (0.014)}{\left(\frac{2 * 1.5398}{2} + 2 * 1.5398 \right) 2/3} \right]^2 (24) = 1.4805 + 0.2602$$

$$1.7406 \approx 1.7407$$

$$d_1 + h_1^4 + Z_1 - h_2 = d_2 + h_2^4$$

$$d_1 + \frac{2,2811}{(5,80 d_1 + 1,50 d_1^2)^2} + 0,0010 - 0,10 = \left(\frac{0,2405 - 2,2811}{(5,80 d_2 + 1,50 d_2^2)^2} \right) + 1,50$$

$$= 1,5583 + 0,2405$$

$$d_1 + \frac{2,5992}{(5,80 d_1 + 1,50 d_1^2)^2} = 1,8038$$

$$d_1 = 1,7926$$

$$1,7926 + 0,0010 - 0,0010 - 0,10 (0,2405 - 0,0099) = 1,5583 + 0,2405$$

$$1,7309 \approx 1,7303$$

$$V_1 = \frac{6,670}{\left[\frac{(5,80 + 5,00 + 2(1,50 d_1))}{2} \right] d_1}$$

$$V_1 = \frac{6,670}{5,80 d_1 + 1,50 d_1^2}$$

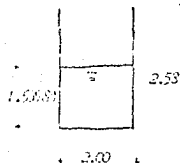
$$h_1^4 = \frac{6,670}{19,62}$$

$$h_1^4 = \frac{2,2811}{(5,80 d_1 + 1,50 d_1^2)^2}$$

$$V_1 = \frac{6,670}{5,80 * 1,7926 + 1,50 * 1,7926^2} = 0,4396 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

LA SECCION CUADRADA DE CANAL LATERAL TIENE UN $b=2,00$
Y $h=2,50$ m., PARA QUE EXISTA A FLUJO $Q=12,365 \frac{\text{m}^3}{\text{seg.}}$

$$h_1^4 = 0,0099 \text{ m.}$$



CALCULO HORIZONTAL DEL DREN "A" BONES

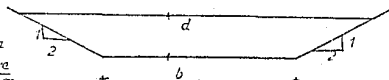
Q max. dren = 37.33 m³/seg.

$l = 2.1$

$n = 0.0004$ (por ser un dren, colocado a cielo abierto con algo de vegetación y material suelto en fondo)

$Q = nV$

$$V = \frac{Q}{n} = \frac{37.33}{0.0004} = \frac{37.33}{0.0004} = 93325$$



$$V = \frac{1}{0.030} \left[\frac{bd + 2d^2}{b + 4.472d} \right]^{2/3} 0.0004^{1/2} 0.667 \left[\frac{bd + 2d^2}{b + 4.472d} \right]^{2/3}$$

$$\frac{37.33}{0.0004} = 0.667 \left[\frac{bd + 2d^2}{b + 4.472d} \right]^{2/3}$$

$$58,995 = \frac{[bd + 2d^2]^{5/3}}{(b + 4.472d)^{2/3}}$$

b	d
15	2.1545
10	2.5983

$b = 10 \text{ m}$

$d = 2.60 \text{ m}$

$h = 5.00 \text{ m}$

$$V = \frac{37.33}{0.0004} = 93325 \quad h_v = \frac{(93325)^2}{19.62} = 0.0305$$

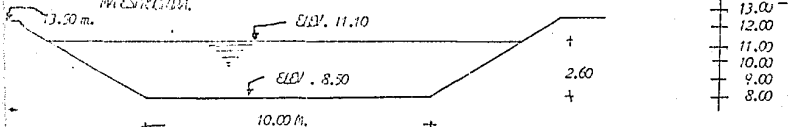
RESTRICCIONES:

COTA SUPERFICIE DE PLANCHILLA DEL CAVL = 11.42 m.

COTA EN EL DREN "A" BONES = 8.50

$h = 11.42 - 8.50 = 2.92$

A ESTA ALTURA LE DESCORTAMOS EL ESPESOR DEL CAVL, EL ESPESOR DEL COLCHON DE TIERRA Y ESPESOR DE LA PISA EN ESTRUCTURA.



ALTIM. = 0.30 + 0.60 + 0.30 = 1.10

$$\frac{2.92}{-1.10} = 1.82$$

$Q = 37.33 \text{ m}^3/\text{seg.}$

A

VELOCIDAD

$\leq 4 \text{ m/SEG}$

A

$A = 37.33$

V

9.833

1.70 X 5.30

1.60 X 6.15

1.50 X 6.60

4.916

1.70 X 2.90

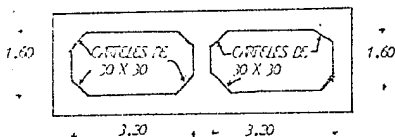
1.60 X 3.10

1.50 X 3.30

RESERVAMOS LA ESTRUCTURA CON 2 CONJUNTOS :

TORNOS $b = 3.20$

$h = 1.60$



$A_{NETA} = (3.20)(1.60) - 4 \left(\frac{0.30 \times 0.30}{2} \right) = 4.94 \text{ m}^2$

$\frac{37.33}{4.94}$

$V_c = \frac{2}{4.94} = 3.9808 \text{ m/seg.}$

$h_{v.} = (3.9808)^2 = 0.3977 \text{ m}$

$(2) (4.8')$

$A_{NETA} = 4.94 \text{ m}^2$

$P_{NETO} = (2) (3.20) + (2) (1.60) - (8) (0.30) + 4 \sqrt{(0.30)^2 + 0.30^2} = 8.871 \text{ m.}$

$S = 0.0004$

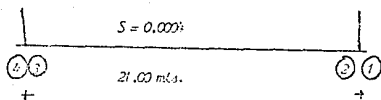
$V = 1/11 R^{2/3} \quad S^{1/2}$

$S = \frac{V_h^2}{R^{2/3}}$

$S = \left(\frac{(3.9808) (0.014)}{\left(\frac{4.94}{8.871} \right)^{2/3}} \right)^2 = 0.0068$

$h_c = SL = 0.0068 L$





EFECTOS DE 1 A 2

$$d_2 + h v_2 + \frac{p_2}{8w} - h v_1 + Z_2 = d_1 + h v_1 + \frac{p_1}{8w}$$

$$\frac{p_2}{8w} = d_1 + h v_1 - d_2 - h v_2 + 0.82 (h v_2 - h v_1)$$

$$\frac{p_2}{8w} = 2.60 + 0.0205 - 1.60 - 0.8277 + 0.45 (0.8277 - 0.0205)$$

$$\frac{p_2}{8w} = 0.5835 \text{ m.}$$

$$p_2 = 387.20 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$h v_1 = 0.45 (h v_2 - h v_1)$$

$$d_1 = 2.60 \text{ mts.}$$

$$h v_1 = 0.0205 \text{ mts.}$$

$$d_2 = 1.60$$

$$h v_2 = 0.8277 \text{ m.}$$

EFECTOS DE 2 A 3

$$d_3 + h v_3 + \frac{p_3}{8w} + Z_3 - h v_2 = d_2 + h v_2 + \frac{p_2}{8w} + Z_2$$

$$\frac{p_3}{8w} = \frac{p_2}{8w} - 0.0058 L = 0.5835 + (0.0058) (21)$$

$$p_3 = 0.7263$$

$\frac{p_3}{8w}$

EFECTOS DE 1 A 2

$$d_4 + h v_4 + Z_4 - h v_3 = d_3 + h v_3 + p_3 + Z_3$$

$$d_4 + 78.8104 - 0.10 (0.8277) = 1.60 + 0.8277 + 7.263$$

$$d_4 = \frac{78.8104}{(10 d_4 + 2 d_4)^2} = 3.2748$$

$$d_4 = 3.1858 \text{ m.}$$

$$3.1858 + 0.0250 - 0.10 (0.8277) =$$

$$1.60 + 0.8277 + 0.7263$$

$$3.1340 = 3.1340$$

$$h v_4 = 0.10 h v_3$$

$$d_3 = 1.60$$

$$h v_3 = 0.8277$$

$$\frac{p_3}{8w} = 0.7263$$

$$V_4 = 39.33$$

$$\frac{10 + 10 + 2 (2d_4) d_4}{2}$$

$$V_4 = 39.33$$

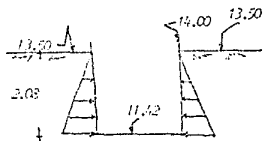
$$\frac{10 d_4 + 2 d_4^2}{2}$$

$$h v_4 = 78.8104$$

$$(10 d_4 + 2 d_4^2)^2$$

$$V_4 = 0.7541$$

$$h v_4 = 0.0250$$

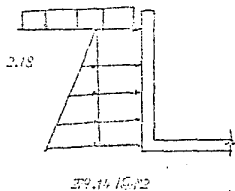
ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA SECCIÓN EN "L".CON LA COLIGACIÓN DEL TENDÓN EN 13.50

$$f_c = \frac{210 \text{ kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_s = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

CONSIDERAR UNA SECCIÓN DE 60 CMS. DEL NUDO INFERIOR PARA TOMAR EN CUENTA EL EJETO CONVICTOR.

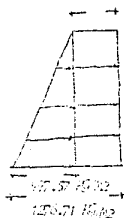
SUPONGAMOS UN ESPESOR DE LOSA DE 20 CMS.



$$PA = 0.285$$

$$p \cdot s \cdot c = (1600) (0.61) (0.285) = 279.14 \text{ kg/m}^2$$

$$w_1 = (1600) (2.18) (0.285) = 977.57 \text{ kg/m}^2$$

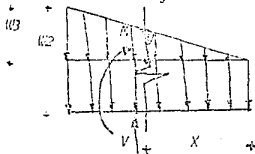


$$V = \left(\frac{1256.71 + 279.14}{2} \right) (2.18) = 1075.83 \text{ kg}$$

$$M = \left(\frac{279.14}{2} \right) (2.18) \left(\frac{2.18}{3} \right) + (977.57) (2.18) \left(\frac{2.18}{2} \right)$$

$$M = 1453.44 \text{ kg-m}$$

$$\frac{W_3}{L} = \frac{y}{X} \quad y = \frac{W_3 X}{L}$$



$$\sum F_y = 0; 0 = -V + W_3 + W_1 X + \frac{W_3 X}{2} \cdot \frac{X}{2}$$

$$\sum M_x = 0; 0 = -M - W_1 X \cdot \frac{X}{3} - \frac{W_3 X}{L} \cdot \frac{X}{2} \cdot \frac{X}{3}$$

$$f_c = \frac{210 \text{ kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_s = \frac{2100 \text{ kg}}{\text{cm}^2}$$

$$E_s = \frac{20700 \text{ kg/cm}^2}{\text{cm}^2}$$

$$R = \frac{1}{2} \left(\frac{20700}{21000} \right) = 0.49$$

$$V = \frac{W_3 X}{2} + W_1 X$$

$$M = -\frac{W_3 X^3}{6L} - \frac{W_1 X^2}{2}$$

$$K = \frac{0.45 (210)}{0.45 (210) + 2100} = 0.2955$$

$$J = 1 - K = \frac{1 - 0.2955}{1} = 0.9015$$

$$R = \frac{1}{2} \left(\frac{20700}{21000} \right) = 0.49$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{20700}{21000} = 0.9857$$

$$d = \frac{14534.5}{\sqrt{(12.58) (100)}} = 10.75 \text{ cms.}$$

MOMENTOS $d = 17 \text{ cms.}$

$$A_s = \frac{11,324.5}{(2100) (10.75) (17)} = 4.32 \text{ cm}^2$$

WRS $\phi 3/8$ @ 15

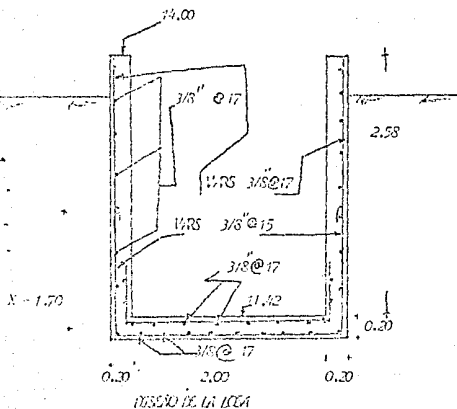
$$V = \frac{16,961.65}{(100) (17)} = 0.9776 \text{ KG/cm}$$

$$V_{adm.} = 0.22 \sqrt{210} = 4.20 \text{ KG/CAP}$$

 $V_{AD} > V_{ACT}$

$$A_{ST} = 0.0010 \text{ kg. } (0.02) (100) (17) = 4 \text{ CM}^2$$

ϕ	SEPARACION
1/2	25
3/8	15
3/4	65



ϕ	SEPARACION
3/8	17
1/2	31

$$M^* = \frac{(2) (2.58) (0.20) (1.00) (24.00)}{2100} = 1032 \frac{\text{KG}}{\text{M}}$$

$$M_{ACT} = \frac{(1032) (2.20)^2}{8} = 629.36 \text{ KG-M}$$

* SIN CONSIDERAR EL MOMENTO POR EL EMPUJE DE TENDONES.

$$d = \frac{62936}{\sqrt{(12.58) (100)}} = 7.05 \text{ cms.}$$

$$V_{ACT} = \frac{(1032) (2.10)}{2} = 0.6678 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}$$

$< V_{ADM.}$

$$f_s = \frac{62936}{(2100) (10.75) (17)} = 1.74 \text{ cm}^2 \quad \frac{100}{0.71} = 36 \text{ cms.}$$

COSTANZA DE CORTE DE VIGILLAS :

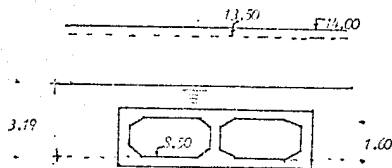
$$M = \frac{1453.44}{2} = 726.72 = \frac{(597.57) X^3}{(6) (2.18)} + \frac{(279.14) X^2}{2}$$

$$76.27 X^3 + 139.57 X^2 - 726.72 = 0$$

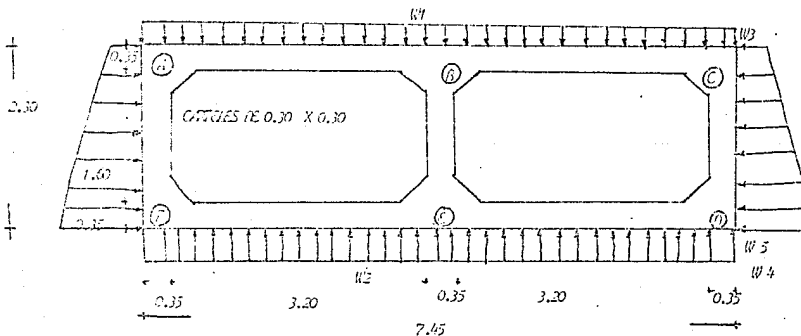
$$X^3 + 1.830 X^2 - 9.529 = 0$$

$$X = 1.654 \text{ cms.}$$

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PLANTA RULLA



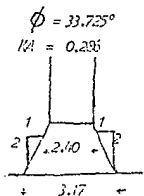
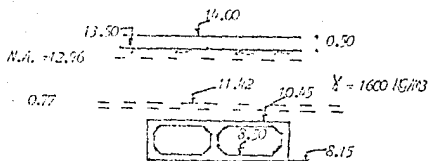
SOPORTES ESPECÍFOS DE LA PLANTA RULLA DE 35 CMS.



PROPONER EN ESTA SECCION Y HACER EL ANALISIS ESTRUCTURAL A CONCRETO VIGADO CON LAS CARGAS MUERTAS Y VIVAS POR FLUJO DE MOVILES, Y A CONCRETO LLENO PARA VER LAS PRESIONES RESULTANTES.

ANÁLISIS ESTRUCTURAL A CONCRETO VACÍO

ANÁLISIS DE CARGAS PARA DISEÑAR LOS ELEMENTOS VERTICALES DE LA ALGATARILLA.

1) - CARGA SOBRE LOSA SUPERIOR (W1)

a) - CARGA DEL TERRAPLEN Y SOBRECARGA

$$W_1 = (1600) (13.00 + 0.60) = 5840 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W_{1T} = W_1 t + W_{pp} = 5840 + (0.35) (2400) = 6730 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W_{1C} = 1232 + 2116.22 + 10.35) (2400) = 4188.22 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

b) CARGA DEL CAVIL LLENO + COLCHÓN DE INERCIA

$$W_t = (1600) (0.77) = 1232 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\left(\begin{array}{l} 2400 (2.40 \times 0.20) + 2.58 \times 0.20 \times 2116.22 = 1537.8 \text{ kg} \\ \hline 1000 \times 2 \\ \hline (3.17) (11.00) \end{array} \right)$$

 $W_{pc} =$

$$W_{pc} = 2116.22 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

TOMAR LA MAYOR CARGA

$$W_1 = 6730 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

2) CARGA SOBRE LOSA INFERIOR (W2)

a) CARGA DEL TERRAPLEN

$$W_T = (1600) (3.05 + 0.60) = 5840 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

b) CARGA SOBRE EL CONCRETO

$$W_{pc} = \frac{1 (2400) (7.45 \times 2.20 - 2 \times 1.60 \times 3.20 + 8 \times (0.30)^2 / 2)}{7.45} = 2337.20 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$R_T = W_{pp} + W_T = 2337.20 + 5840 = 8177.18$$

$$W_2 = W_{pc} + W_T = 2337.20 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 5840 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} - 10.35) (2400)$$

$$W_2 = 7337.20 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

3).- CARGA SOBRE PAREDES LATERALES EN EL CENTRO DE LA LOSA SUPERIOR.

$$W_3 = \gamma \cdot h \cdot A_1 \quad A_1 = 0,296$$

$$W_3 = (1600) (3,825) (0,296) = 1750,32 \frac{kg}{m^2}$$

4).- CARGA SOBRE PAREDES LATERALES EN EL CENTRO DE LA LOSA INFERIOR.

$$W_4 = \gamma \cdot h \cdot A_2$$

$$W_4 = (1600) (5,775) (0,296) = 2642,64 \frac{kg}{m^2}$$

$$W_4 = W_5 - W_3 = 2642,64 - 1750,32 = 892,32 \frac{kg}{m^2}$$

MOMENTO DE ENTORQUE

$$M_a a b = M_b b c = a M_b = e M_c = \frac{W_1 L^2}{12} = \frac{(6650) (3,55)^2}{12} = 7016 \text{ kg-m}$$

$$M_d e a = M_d e b = a M_d = e M_e = \frac{W_2 L^2}{12} = \frac{(7337,20) (3,55)^2}{12} = 7705 \text{ kg-m}$$

$$M_c d = e M_f = \frac{W_3 L^2}{12} + \frac{W_4 L^2}{20} = \frac{(1750,32) (1,95)^2}{12} + \frac{(892,32) (1,95)^2}{20}$$

$$M_c d = 667,734 \text{ kg-m} \approx 668 \text{ kg-m}$$

$$M_d e a = M_d e b = \frac{W_3 L^2}{12} + \frac{W_4 L^2}{20} = \frac{(1750,32) (1,95)^2}{12} + \frac{(892,32) (1,95)^2}{20}$$

$$M_d e a = 725,285 \approx 725 \text{ kg-m}$$

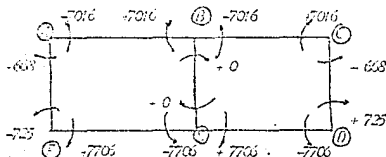
$$M_e f = 0$$

CALCULO DE REACCIONES

$$\sum = 0 \text{ TC (ENTORCO EN VERT)} \quad R = \frac{453}{453} = 3,20$$

$$R_{1B} + R_{2A} = R_{3C} = R_{4E} = R_{5D} = R_{6F} = R_{7E} = \frac{L}{3,20} = 1$$

$$R_{8F} = R_{9A} = R_{1D} = R_{10C} = R_{11B} = R_{12E} = \frac{3,20}{1,60} = 2$$



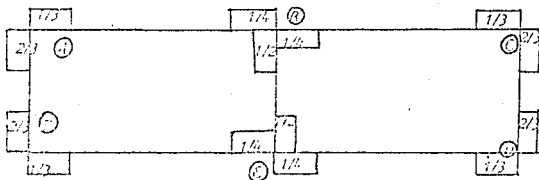
FACTORES DE DISTRIBUCION

$$F_{DAB} = F_{DCB} = F_{DDE} = F_{DFE} = \frac{K_{AB}}{K_{AB} + K_F} = \frac{1}{1+2} = \frac{1}{3}$$

$$F_{DAF} = F_{DCD} = F_{DDC} = F_{DFA} = \frac{K_F}{K_F + K_{AB}} = \frac{2}{2+1} = \frac{2}{3}$$

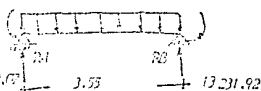
$$F_{DBA} = F_{DBC} = F_{DEE} = F_{DEF} = \frac{K_F}{K_{AB} + K_{BC} + K_{DE}} = \frac{1}{1+1+2} = \frac{1}{4}$$

$$F_{DBE} = F_{DEB} = \frac{K_{EB}}{K_{ED} + K_F + K_{EB}} = \frac{2}{1+1+2} = \frac{2}{4} = \frac{1}{2}$$



CALCULAMOS EL VECOR POR EL METODO DE CROSS O DISTRIBUCION DE MOMENTOS

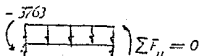
$-2000 \quad W1 = 6690 \text{ KG/m} + 8644$



$\sum \text{RB} = 0$

$0 = (6690) \frac{(3.55)^2}{2} + 3763 - 8644 - 3.55 \text{ RA}$
 $\text{RA} = 10,482.07 \text{ KG.}$

$\sum \text{RB} = 0; 0 = (6690) \frac{(3.55)^2}{2} + 8644 - 3763 - 3.55 \text{ RB}$
 $\text{RB} = 13,231.93 \text{ KG.}$



$\sum F_y = 0$
 $0 = -V - 6690 X + 10482.07$
 $V = 10482.07 - 6690 X$

$\sum \text{Mx} = 0$

$0 = -M - 6690 X (X) + 10482.07 X - 3763$
 $M = -3345 X^2 + 10482.07 X - 3763$

$dM/dx = -6690X + 10482.07$
 $V = 0 \Rightarrow 10482.07 - 6690X = 0$

$X = 1.57$

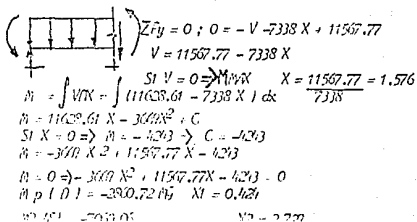
0 CORTANTES AL CAPEL $V_c (A) = 7307.07 \text{ KG.}$ $V_c (B) = -10055.93$ $M_p(A) = -2030.93, M_p(B) = -6120.70$

$\sum \text{MC} = 0$

$0 = \frac{(7338) (3.55)^2}{2} + 4213 - 9416 - 3.55 \text{ RC}$
 $\text{RC} = 11267.77$

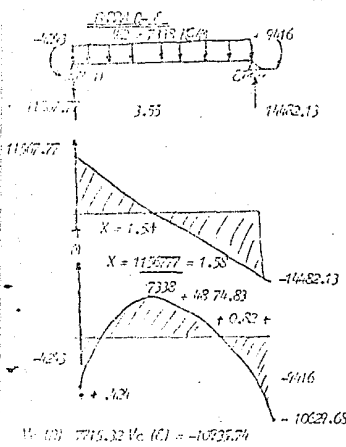
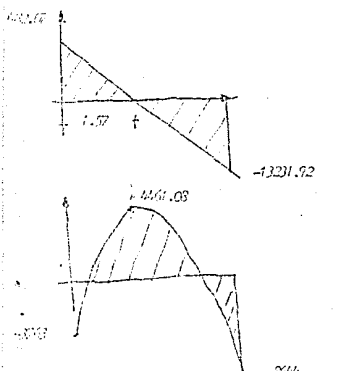
$\sum \text{MD} = 0$

$0 = \frac{(7338) (3.55)^2}{2} + 9416 - 4213 - 3.55 \text{ RC}$
 $\text{RC} = 11482.13 \text{ KG.}$

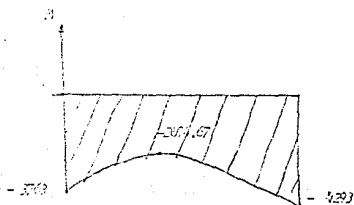
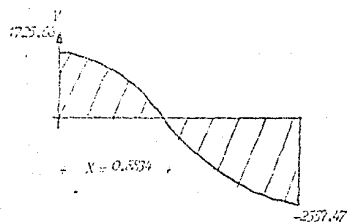
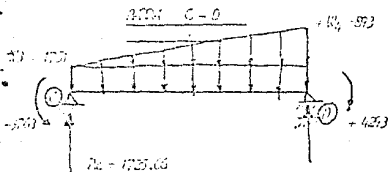


$\sum F_y = 0; 0 = -V - 7338 X + 11567.77$
 $V = 11567.77 - 7338 X$

$M = \int V dx = \int (11567.77 - 7338 X) dx$
 $M = 11628.61 X - 3669 X^2 + C$
 $\text{SI } X = 0 \Rightarrow M = -4213 \Rightarrow C = -4213$
 $M = -3669 X^2 + 11567.77 X - 4213$
 $M = 0 \Rightarrow -3669 X^2 + 11567.77 X - 4213 = 0$
 $M_p (D) = -2800.72 \text{ KG}$ $X1 = 0.421$
 $M_p (E) = -7030.05$ $X2 = 2.777$



$M_p (D) = 7715.32$ $V_c (E) = -10235.74$



$$V_c (c) = 743.38 \text{ kgs.}$$

$$V_c (d) = -1204.46 \text{ kgs.}$$

$$\sum R_c = 0; 0 = (1751) (1.95) \frac{L}{2} + (1873) (1.95) \frac{L}{3} + 4293 - 3763 - 1.95 (70)$$

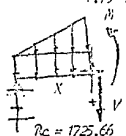
$$R_0 = 2557.47 \text{ kgs.}$$

$$\sum M_c = 0; 0 = \frac{(1751) (1.95)^2 L^2}{2} + \frac{(1873) (1.95)^2 L^2}{6} + 3763 - 4293 - 1.95 R_c$$

$$R_c = 1725.66 \text{ kgs.}$$

$$\frac{893}{1.95} = \frac{M}{X}$$

$$M = 1751 X - 3763$$



$$V = \frac{8.93}{1.95} X = 457.95 X$$

$$\sum F_y = 0; 0 = -V - 1751X - 457.95 X \frac{X}{2} + 1725.66$$

$$V = 1725.66 - 1751X - 228.97 X^2$$

$$M = \int V dx = 1725.66X - 875.50 X^2 - 76.32 X^3 - 3763$$

$$M = -76.32 X^3 - 875.50 X^2 + 1725.66 X - 3763$$

$$V = 0 \Rightarrow 1725.66 - 1751X - 228.97X^2 = 0$$

$$228.97 X^2 + 1751X - 1725.66 = 0$$

$$X = 0.8834$$

$$M (x=0.72) = -3774.40 \text{ kg-m}$$

$$M_P (c) = -3488.23 \text{ kg-m}$$

$$M_P (d) = -3355.13 \text{ kgs.}$$

005640

CONSTANTES DE CALCULO

$$F'c = 250 \frac{1\text{G}}{\text{CM}^2}$$

$$CS = 2037000 \frac{1\text{G}}{\text{CM}^2}$$

$$CC = 15100 \sqrt{F'c} = 15100 \sqrt{250} = 238,751.96$$

$$f_s = 2100 \frac{1\text{G}}{\text{CM}^2}$$

$$f_c = 0.45 F'c = 0.45 (250) = 112.50 \frac{1\text{G}}{\text{CM}^2}$$

$$n = \frac{CS}{CC} = \frac{2037000}{238,751.96} = 8.540$$

$$K = \frac{f_c}{f_c + f_s} = \frac{112.50}{112.50 + 2100} = 0.314$$

$$j = 1 - K = 1 - 0.314 = 0.685$$

$$R = \frac{1}{2} f_c K j = \frac{1}{2} (0.45) (250) (0.314) (0.685) = 15.808$$

$$W_{TOT} = 0.27 \sqrt{F'c} = 0.27 \sqrt{250} = 4.585 \frac{1\text{G}}{\text{CM}^2}$$

$$M_{TOT} = \frac{V}{Z o j d}$$

$$M_{W_{TOT}} = \frac{2.2 \sqrt{F'c}}{j} = \frac{2.2 \sqrt{250}}{j} = 36.37$$

$$M_{W_{TOT}} = \frac{3.2 \sqrt{F'c}}{j} = \frac{3.2 \sqrt{250}}{j} = 50.850$$

$$\frac{0.001 (D - C)}$$

$$\frac{1}{1} \frac{0.001}{175} = -0.017 \frac{1\text{G}}{\text{CM}^2} - 11 \frac{1}{175} \sqrt{\frac{11}{175}} \sqrt{\frac{604500}{115,000} - 20.77(31,00 \text{ CM})}$$

$$\frac{1}{1} \frac{0.001}{175} = -10936 \frac{1\text{G}}{\text{CM}^2}$$

$$\frac{V - V'}{d} \rightarrow \frac{d - V'}{d} = \frac{10936}{175,000 (100)} = 23.85 \text{ CM} < 31.00 \text{ CM}$$

$$\frac{1\text{G} (+)}{121000 (0.895) (31,00)} = 8.26 \text{ CM}^2$$

$$\text{VARS } \phi \text{ 5/8 " @ 24}$$

$$\frac{1\text{G} (-)}{121000 (0.895) (36,00)} = 11.93 \text{ CM}^2$$

$$\text{VARS } \phi \text{ 5/8 " @ 16}$$

$$\frac{1\text{G} (-)}{121000 (0.895) (31,00)} = 4.26 \text{ CM}^2$$

$$\text{VARS } \phi \text{ 3/8 " @ 16}$$

$$M_{TOT} = \frac{10.936}{(4.33) (4.59) (0.895) (31,00) \text{ CM}^2} = 19.13 \frac{1\text{G}}{\text{CM}^2}$$

$$\left\langle \frac{M_{TOT} = 50.976}{7.39} = 31.82 \frac{1\text{G}}{\text{CM}^2} \right.$$

B.224 A-B

$$M_{AN} = -267.10 \text{ lbf-in}$$

$$M_{AX(1)} = -22.15 \text{ lbf-in}$$

$$V_{AN} = -322.06 \text{ lbf}$$

$$f_s(1) = \frac{362800}{(2700)(10.395)(31.00)} = 9.71 \text{ GHz}$$

$$V_{RS} \phi_{1/4"} @ 250\%$$

$$f_s(1) = \frac{1702000}{(2700)(10.395)(31.00)} = 2.92 \text{ GHz}$$

$$V_{RS} \phi_{1/2"} @ 35 \text{ GHz}$$

$$f_s(1) = \frac{322000}{(2700)(10.395)(31.00)} = 6.74 \text{ GHz}$$

$$V_{RS} \phi_{5/8"} @ 280\%$$

$$V_{AT} = \frac{4.57 \text{ lbf}}{\text{cm}}$$

$$d = \frac{V}{V_{AT}} = \frac{322.10}{(4.57)(1100)} = 19.23 \text{ GHz} < 31.00$$

$$\mu_{AT} = \frac{3223}{(47)(5.97)(10.395)(31.00)} = 13.28 \frac{\text{lbf}}{\text{cm}^2}$$

$$\mu_{AT} < \mu_{ATM}$$

$$\mu_{AT} = \frac{3.2 \sqrt{250}}{1.05} = 26.26 \frac{\text{lbf}}{\text{cm}^2}$$

B.224 C-D

$$M_{AN}(1) = -39.26 \text{ lbf-in}$$

$$V_{AN} = -1025.22 \text{ lbf}$$

$$f_s(1) = \frac{292000}{(2700)(10.395)(31.00)} = 6.76 \text{ GHz}$$

$$d = \frac{292000}{(175.323)(1100)} = 15.78 \text{ GHz} < d_{DEF}$$

$$V_{AT} = \frac{1016}{(1000)(36.30)} = 0.64 \frac{\text{lbf}}{\text{cm}} < 4.20 \frac{\text{lbf}}{\text{cm}}$$

$$V_{RS} \phi_{1/2"} @ 18$$

$$f_s(1) = \frac{25.9500}{(2700)(10.395)(31.00)} = 5.14 \text{ GHz}$$

$$V_{RS} \phi_{1/2"} @ 24$$

$$\mu_{AT} = \frac{1826}{(6.97)(13.97)(10.395)(31.00)} = 2.43 \frac{\text{lbf}}{\text{cm}^2}$$

$$\mu_{ATM} = \frac{5079}{7.25} = 4017 \frac{\text{lbf}}{\text{cm}^2}$$

DISEÑO DE MURO CENTRAL

$$P = 121 (114.22, 13) = 28759.26$$

$$A = 1:001 (35) = 3500 \text{ CM}^2$$

$$P = 0.85 A_g \left[0.25 F'_c + \rho_g T_d \right] \quad \rho_{MIN.} = 1\% A_g$$

$$P = 0.85 (35) (100) \left[0.25 (250) + 10.01 (2100) \right] = 218412.5 \text{ RES.}$$

ρ RESIST. > A.L.T.

$$AST = 1171 (35) (100) = 35 \text{ CM}^2$$

$$AST = \frac{35}{3} = 11.67 \text{ CM}^2 \quad \text{VAR} \phi 3/4" @ 100MS.$$

$$SEC = \frac{100}{\frac{17.85}{2.75}} = 16 \text{ CM}^2$$

116 CM

$$P = 30,000 \text{ RES.}$$

$$30,000 = 0.85 (35) (100) \left[0.25 (250) + \rho_g (2100) \right]$$

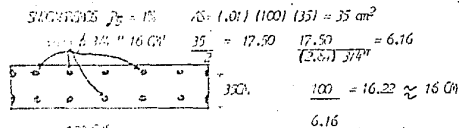
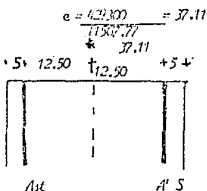
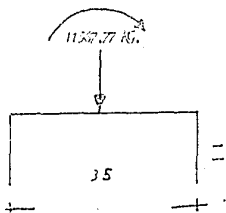
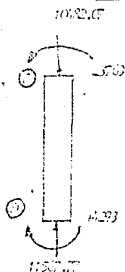
ρ_g SERA INDEFINIDA

TRAYECTORIAS VAR 1/2" @ 30 CM.

$$P = 0.85 (35) (100) \left[0.25 (250) + 1.005 (2100) \right]$$

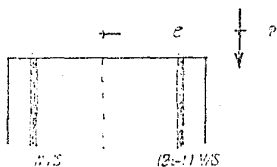
$$P = 217175 \text{ RES.} > \text{A.L.T.} = 28759.26 \text{ RES.}$$

SE VAN 2 VARILLAS DE VAR $\phi 3/4" @ 30$ O SI NO SE VEYA SI ES MEJOR PROLONGAR LAS VARILLAS DE ARREDO EN LOSA.



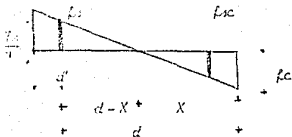
$AS = 0.02 \cdot 34 = 17.04 \text{ CM}^2$
 $AS = 6 \times 2.84 = 17.04 \text{ CM}^2$

$n = 8.54$



$AS = n \cdot AS = 8.54 \times 17.04 = 145.57 \text{ CM}^2$
 $AS = (n-1) \cdot AS = (8.54-1) (17.04) = 128.00 \text{ CM}^2$

$d' = 5 \text{ CM}$
 $d = 30 \text{ CM}$
 $b = 100 \text{ CM}$
 $h = 35 \text{ CM}$
 $F_c = 112.50 \text{ KG/CM}^2$
 $f_s = 2100 \text{ KG/CM}^2$
 $e = 37.11 \text{ CM}$



TOPIENDO MOMENTOS CON RESPECTO A "P".

$$\sum MP = \left[\frac{f_c X b}{2} \left(e - \frac{h}{2} + \frac{X}{3} \right) + (n-1) A_s f_{sc} \left(e - \frac{h}{2} + d' \right) - n A_s F_s \left(e - \frac{h}{2} + d \right) \right] = 0$$

POR TRIANGULOS SEMEJANTES

$\frac{F_c}{f_c} = \frac{f_c}{f_c}$

$\frac{f_s}{f_s} = \frac{f_s}{f_s}$

$f_s = f_c (x - d')$

$f_s = f_c (d - X)$

CALCULAMOS QUE P RESISTE ESTA SECCION CON EL CON EL MODO DE ROTURA QUE ESTA PROPONENDO, Y SI ES MAYOR QUE EL QUE TENEMOS REAL ID DEBEMOS, O ROTAMOS DESPUES DEL AREA DE ACERO.

$$\frac{F_c}{2} X (100) \left(37.11 - 17.50 + \frac{X}{J} \right) + 274.00 f_c \frac{(X-5)}{X} (37.11 - 17.5 + 5) - 165.52 f_c \frac{(30-X)}{X} (37.11 - 17.50 + 30) = 0$$

$$980 - 50 f_c X + 16.67 f_c X^2 + 6743.14 f_c - \frac{33715.70 f_c}{X} - \frac{216577.42 f_c}{X} + 7219.25 f_c = 0$$

$$\left(\frac{F_c}{X} \right) (16.67 X^3 - 980.50 X^2 + 13762.39 X - 250,273.12) = 0$$

$$X^3 + 58.52 X^2 + 827.59 X - 15014.58 = 0$$

SOLUCIONANDO ESTA ECUACION TERCERA:

$$X = 9.87 \text{ CM.}$$

$$\sum F_y = 0 = \frac{f_c}{2} X b - A_s F_s + (2n - 1) A_s f_c - P$$

$$\frac{f_c}{2} X b + (2n - 1) A_s f_c \frac{(X-d')}{X} - n A_s f_c \frac{(d-X)}{X} = P$$

$$P = \frac{(112.50)}{2} (9.87) (100) + (2 \times 8.54 - 1) (17.04) (112.50) \frac{(9.87 - 5)}{9.87} - (8.54) (17.04) (112.50) \frac{(30 - 9.87)}{9.87}$$

$$P = 55631.25 + 15241.25 - 33288.62$$

$$P = 37,883.88 \text{ KG.}$$

$$f_c = (112.50) \frac{(9.87 - 5)}{9.87} = 55.62 \quad 55.62 \times (2n - 1) = 949.99 \text{ KG/CM}^2$$

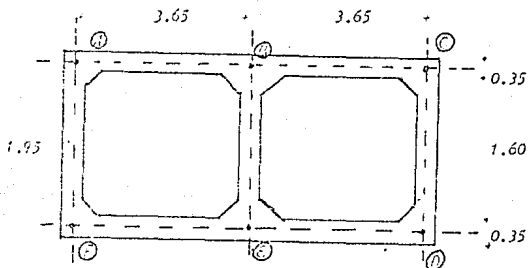
$$f_s = (112.50) \frac{(30 - 9.87)}{9.87} = 228.75 \text{ KG/CM}^2$$

$$f_s = 8.54 \times 228.75 = 1,953.56 \text{ KG/CM}^2.$$

$$FS (\text{MTR.}) = 2,100 \text{ KG/CM}^2 > FS (\text{ACTUAL}) = 1,953.56 \text{ KG/CM}^2$$

DISEÑO DE LAS LOSAS HORIZONTALES; HORIZONTAL SUPERIOR Y HORIZONTAL INFERIOR.

TOCANDO EN CUENTA LAS CONSIDERACIONES DE LA S.O.P., PARA EL DISEÑO DE LAS LOSAS DE UNA ALICANTARRILLA EL MOMENTO TOTAL EN LAS LOSAS LATERALES DEBE CONSIDERARSE A LA MITAD, ESTE MOMENTO ES EL DEBIDO AL EMPUJE DEL TERRENO (EMPUJE ACTIVO), ESTO DEBIDO A QUE COMO SABIMOS EL EMPUJE ACTIVO Y PASIVO Y EN REPOSO SE PRESENTAN EN SU TOTALIDAD EN EL MOMENTO DE LA FALLA DEL TERRENO, Y PUES COMO CONSIDERAR EL MOMENTO MÁXIMO DE EMPUJAMIENTO EN LOS MUROS LO QUE PASA ES QUE DISTRIBUIMOS EL MOMENTO TOTAL ACTUANTE EN EL MURO, Y AL REPARTIR A LA MITAD EL MOMENTO DEBIDO AL EMPUJE, TENDREMOS UN MOMENTO MAS GRANDE PARA DISTRIBUIR EN LAS LOSAS.



$$0.35 \quad 3.20 \quad 0.35 \quad 3.20 \quad 0.35$$

$$M_{12} = M_{21} = M_{34} = M_{43} = 7016 \text{ Kg-M}$$

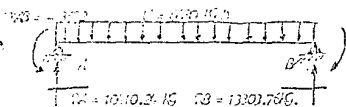
$$M_{23} = M_{32} = M_{45} = M_{54} = 7706 \text{ Kg-M}$$

$$M_{34} = M_{45} \Rightarrow \frac{668}{2} = 334 \text{ Kg-M}$$

$$M_{12} = M_{56} = \frac{725}{2} = 362.50 \text{ Kg-M} \approx 363 \text{ Kg-M}$$

PROBLEMA 2

1971 - 1978



$$\sum M_B = 0$$

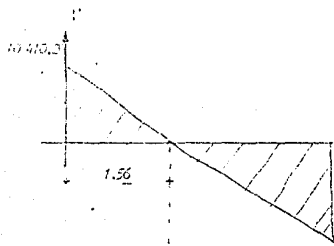
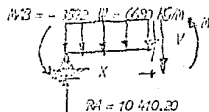
$$0 = 6630 (10.10.20) \left(\frac{10.10.20}{2} \right) + 3572 - 87.28 - 3.55 R_A$$

$$R_A = 10410.20 \text{ kg.}$$

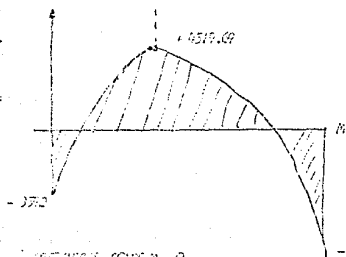
$$\sum \bar{F}_y = 0$$

$$0 = R_A - 6630 (10.10.20) + 10410.20$$

$$R_B = 13301.76 \text{ kg.}$$



-13301.76



-87.28

DESARROLLO DE LA ECUACION M = 0

$$-3315 X^2 + 10410.20 X + 3572 = 0$$

$$X = \frac{-10410.20 \pm \sqrt{(10410.20)^2 - 4(-3315)(3572)}}{2(-3315)}$$

$$X_1 = 0.40$$

$$X_2 = 2.72$$

$$V_1 (1.56) = -3315 (1.56)^2 + 10410.20 (1.56) - 3572$$

$$V_1 (1.56) = -1872.50 \text{ kg}$$

$$V_2 (1.56) = -3315 (3.375)^2 + 10410.20 (3.375) - 3572$$

$$V_2 (1.56) = -6502.26 \text{ kg}$$

$$M_1 (1.56) = -3315 (1.56)^2 + 10410.20 (1.56) - 3572$$

$$M_1 (1.56) = 4519.69$$

$$M_2 (1.56) = -3315 (3.375)^2 + 10410.20 (3.375) - 3572$$

$$M_2 (1.56) = -10130.50 \text{ kg}$$

$$\sum \bar{F}_y = 0$$

$$0 = -V - 6630 X + 10410.20$$

$$V = -6630 X + 10410.20$$

$$M = \int V dx$$

$$M = \int (-6630 X + 10410.20) dx$$

$$M = -3315 X^2 + 10410.20 X + C$$

$$M = -3315 X^2 + 10410.20 X + 3572$$

$$\text{Si } X = 0$$

$$M = -3572 = 0 + 0 + C$$

$$C = -3572$$

$$M = -3315 X^2 + 10410.20 X - 3572$$

ENTONCES

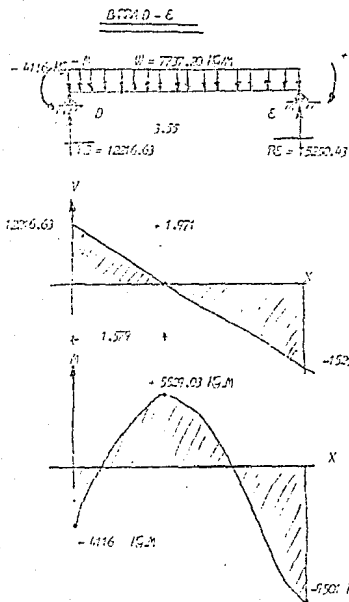
$$\frac{dM}{dX} = -6630 X + 10410.20 = 0$$

$$-6630 X + 10410.20 = 0$$

$$X = \frac{10410.20}{6630} = 1.56$$

$$M_1 (1.56) = -3315 (1.56)^2 + 10410.20 (1.56) - 3572$$

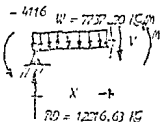
$$M_1 (1.56) = 4519.69$$



$$\sum M E = 0 = (7737.20) \left(\frac{3.55}{2} \right) (3.55)$$

$$+ 4116 - 9501 - 3.55 R_D$$

$$R_D = 12216.63 \text{ kg}$$



$$\sum F_H = 0$$

$$0 = 7737.20 (3.55) -$$

$$- R_E$$

$$R_E = 15250.43 \text{ kg}$$

$$\sum M_X = 0$$

$$0 = (7737.20) (X) \left(\frac{X}{2} \right) + 4116 - 12216.63X + M$$

$$M = -3868.60 X^2 + 12216.63 X - 4116$$

$$V = \frac{dM}{dX} = -7737.20X + 12216.63$$

$$V = -7737.20X + 12216.63$$

$$\text{Set } V = 0$$

$$0 = -7737.20X + 12216.63$$

$$7737.20X = 12216.63$$

$$X = \frac{12216.63}{7737.20} = 1.57 \text{ m}$$

$$V = -7737.20X + 12216.63$$

$$VD \text{ (GATEL)} = -7737.20 (0.455) + 12216.63$$

$$VD \text{ (GATEL)} = 8544.46 \text{ kg}$$

$$VE \text{ (GATEL)} = -7737.20 (3.075) + 12216.63$$

$$VE \text{ (GATEL)} = -11575.25 \text{ kg}$$

$$M = -3868.60X^2 + 12216.63X - 4116$$

$$MD \text{ (GATEL)} = -3868.60 (0.455)^2 + 12216.63 (0.455) - 4116$$

$$MD \text{ (GATEL)} = -206.57 \text{ kg-m}$$

$$ME \text{ (GATEL)} = -3868.60 (3.075)^2 + 12216.63 (3.075) - 4116$$

$$ME \text{ (GATEL)} = -6250.65 \text{ kg-m}$$

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

$$f' c = 0.45 \times 250 = 112.50 \text{ KG/CM}^2$$

$$f' s = 4200 \text{ KG/CM}^2$$

$$f' s = 0.50 \times 4200 = 2100 \text{ KG/CM}^2$$

$$E_s = 203000 \text{ KG/CM}^2$$

$$E_c = 15100 \sqrt{250} = 238751.96 \text{ KG/CM}^2$$

$$K = \frac{112.50}{112.50 + \frac{2100}{8.54}} = 0.314$$

$$J = 1 - \frac{K}{3}$$

$$n = \frac{203000}{238751.96} = 8.54$$

$$J = 1 - \frac{0.314}{3} = 0.895$$

$$R = \frac{1}{3} (112.50) (0.895) (0.314) = 15.81 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}$$

TRAMO A - B

$$M_{\text{MAX}(-)} = -6502.26$$

$$d = \sqrt{\frac{6502.26}{(112.50) (1.00)}} = 20.27 \text{ CM} < 31 \text{ CM}$$

$$f' s (1) = \frac{4516.76}{(2100) (0.895) (31)} = 7.76 \text{ CM}^2$$

$$\text{SE} = \text{VRS } 3/4" @ \frac{100}{\frac{7.76}{2.85}} = @36 \text{ CMS.}$$

$$f' s (-) = \frac{6502.26}{(2100) (0.895) (31)} = 11.16 \text{ CM}^2$$

$$\text{ASA } (-) = \frac{203093}{(2100) (0.895) (31)} = 3.48$$

$$\text{SE} = \text{VRS } \phi 3/4" @ \frac{100}{\frac{11.16}{2.85}} = 25$$

$$\text{SE} = \text{VRS } \phi 3/8" @ 20$$

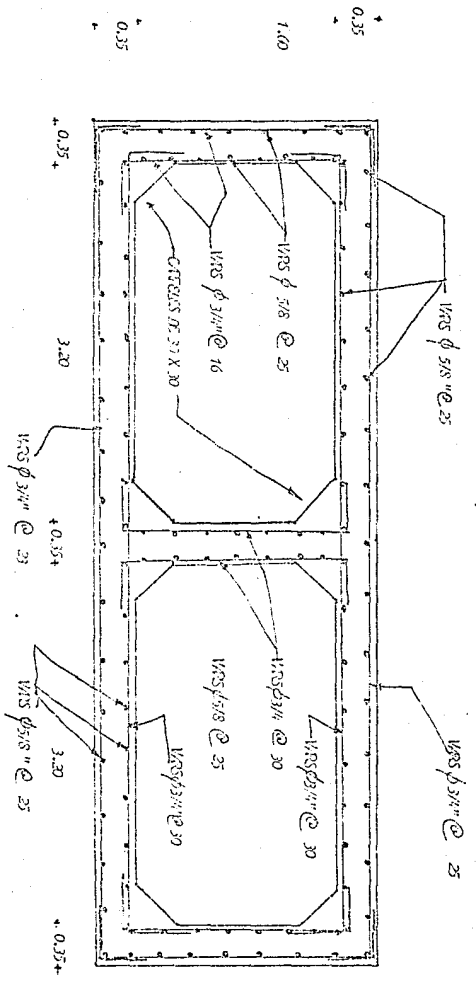
TRAMO B - C

$$d = \sqrt{\frac{7290.76}{(112.50) (1.00)}} = 21.13 < 31 \text{ CM}$$

$$f' s (1) = \frac{5529.03}{(2100) (0.895) (31)} = 9.49 \quad \text{VRS } \phi 3/4" @ 30$$

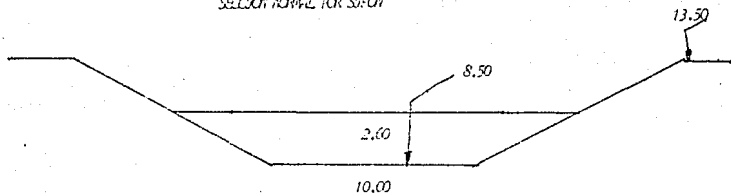
$$f' s (-) = \frac{2900.72}{(2100) (0.895) (31)} = 4.91 \quad \text{VRS } \phi 1/2" @ 25$$

WRS ϕ 3/4" @ 230.
 WRS ϕ 5/8" @ 25.
 WRS ϕ 3/4" @ 23.
 WRS ϕ 5/8" @ 25.



CONCRETO DE CONTRAFUERTE

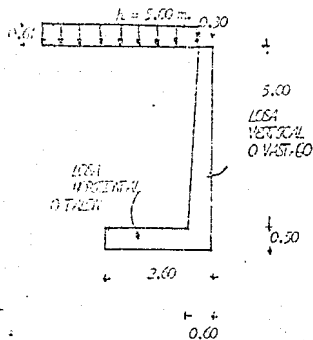
SECCION NORMAL POR SITIO



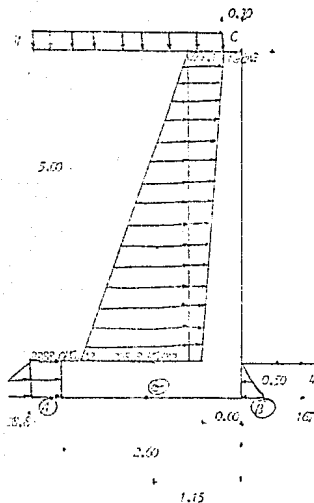
EN LA SECCION DE ENTRADA TENEMOS UN ESTADIO MUY DIFÍCIL PARA LA CIRCULACION DE AGUAS, POR LO TANTO, PARA TODAS LAS CASAS. NOS QUE MAS WASH A NUESTRO POR ESTE CASO, POR LO TANTO, SE DECIDIO HACER UNAS CONTRAFUERTE O MUROS DE RETENCION PARA CONTENER EL TIEMPO A LOS AGUAS DE LA MANERA QUE NO NOS ESTOYE EL PISO GRANDE DE LA CONTRAFUERTE SIGUIENDO SO LO CONSTRUCCIONES DE LA LONGITUD QUE TOMA EL MODO DE CANAL DE SALIDA.

PROYECTAMOS LA SIGUIENTE SECCION:

TENEMOS $T = 0.90 \text{ kg/cm}^2$



CONSIDERAMOS UN $e = 0.61 \text{ CM}$. DEL INTERVALO DE RELLENO PARA CONSIDERAR EL TRANSITO DE VEHICULOS Y TAMBIEN EL DE EL COMPACTADOR Y LA INTENSIFICACION QUE HAYAN EL RELLENO O TERRAPLEN.



$$Y_2 = 1000 \frac{kg}{m}$$

$$\phi = 33.725^\circ$$

$$M = \tan^2 \left(45 - \frac{33.725}{2} \right) \cdot 0.205$$

$$K_p = \tan \left(45 + \frac{33.725}{2} \right) \cdot 3.476$$

REACCIONES DEL DESPLAZE

FUERZAS VERTICALES

1) PESO DE LA LOSA = $2.60 \times 0.30 \times 1.00 \times 2400 = 3120 \text{ kg}$.

$e_1 = 0 \text{ m}$

2) PESO DEL MURO

$P = \frac{(0.30 + 0.60)}{2} \times 5.00 \times 1.00 \times 2400 = 5400 \text{ kg}$.

$e_2 = \frac{(1.30)(5.00)(1/2)(2400) + (1.30)(5.00)(1/2)(2400)}{5.00}$

$e_2 = 1.0667 \text{ m}$.

3) PESO DE LA TERCERA = $2.00 \times 0.30 \times 1.00 \times 1000 = 1000 \text{ kg}$.

$e_3 = 0.30 \text{ m}$

4) PESO DE LA TERCERA 2 = $5.00 \times 0.30 \times 1.00 \times 600 = 1200 \text{ kg}$.

$e_4 = 0.30 \text{ m}$.

5) REACCIONES

$R_5 = 0.61 \times 1000 \times 1.00 = 776 \text{ kg}$.

$e_5 = 0.15$

FUERZAS HORIZONTALES

1) CARGA DE TERRENO SOBRE EL MURO

$C_1 M = 27.14 \frac{kg}{m^2} \times 5.00 \times 1.00 = 1357.7 \text{ kg}$

$C_1 M e_1 = 27.14 \frac{kg}{m^2} \times \frac{5.00}{2} \times 1.00 = 572 \text{ kg}$.

2) CARGA DE TERRENO SOBRE LA LOSA HORIZONTAL

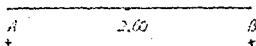
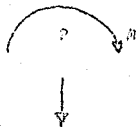
$C_2 M L = 27.14 \frac{kg}{m^2} \times 0.30 \times 1.00 = 114.5 \text{ kg}$.

$C_2 M L e_2 = 27.14 \frac{kg}{m^2} \times \frac{0.30}{2} \times 1.00 = 57.2 \text{ kg}$.

3) CARGA MURO.

$C_p = \frac{1}{2} (1.3061)(1000)(0.30) \frac{(0.30)}{2} = 319.00 \text{ kg}$

$e_3 = 0.1667$



$$C = \frac{2.60}{2} = 1.30 = 1.30 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 (2.60)^3}{12} = 146,666,666.7 \text{ cm}^4$$

$$\nabla = \frac{P}{A} = \frac{B}{I}$$

$$P = 3120 \text{ kg} + 5400 \text{ kg} + 10000 \text{ kg} + 1200 \text{ kg} + 975 \text{ kg} = 26675 \text{ kg}$$

$$M = 3120 \text{ kg} \times 0 + 5400 \text{ kg} \times 1.0337 + 1200 \text{ kg} \times 0.30 + 1995.7 \text{ kg} \times 3.00 \\ - 5720 \text{ kg} \times 2.17 + 1144 \text{ kg} \times 0.35 + 37.2 \text{ kg} \times 0.167 \\ - 10000 \text{ kg} \times 0.30 - 975 \text{ kg} \times 0.15 - 349.00 \text{ kg} \times 0.1667$$

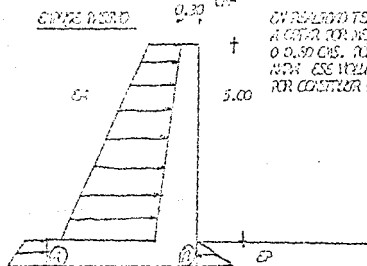
$$M = -1850.31 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\nabla = \frac{26675}{1300 (1000)} + \frac{(185031) (1300)}{146,666,666.7} = 1.03 + 1.65$$

$$\nabla_B = \frac{2.63 \text{ kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\nabla_A = 1.03 - 1.65 = -0.62 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

CHISPE NEGRO



CHISPE NEGRO TENIENDO $\text{cm}^2 = 0.90 \text{ kg/cm}^2$, Y ES MUY BUENO, PERO SE VA A CAER POR NO ESTAR EL VERTICAL, DEMANDO HASTA APROXIMADAMENTE 0.60 O 0.50 CMS. POR DEBAJO DEL NIVEL DE DESPLANTE, DE LA LOMA, Y SE RESUELVEN ESTE PROBLEMA CON AYUDA DE BUEN TALLADO, O TAMBIEN SE PODRÁ OPTAR POR CONSTRUIR UNA CUBA DE SUELO-CEMENTO.

$$S = 0^\circ$$

$$\phi = 33.69^\circ$$

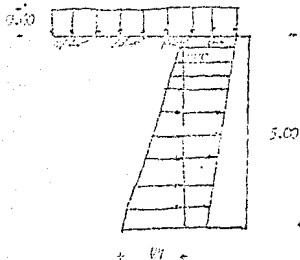
$$\alpha = 56.31^\circ$$

0.60

CASO EL 100% DE LOS DISEÑADORES NO TOMAN EN CUENTA EL EMPUJE PASIVO DEL TIERRA.

NO SE LO CONSIDERA YA QUE ES UNA AYUDA PARA CONTRIBUIR LAS FLEJAS HORIZONTALES Y POR LO TANTO TIRAN EN EL MOMENTO QUE NOS TENDRIAN EN EL DESPLAZE. AUNQUE EN ESTE CASO ES UN RIESGO EL EMPUJE PASIVO.

DISEÑO DEL VASAJEO



$$\gamma_s = 2000 \text{ kg/m}^3$$

$$\mu = 0.285$$

$$W_1 c = (1600) (0.61) (0.285) = 279.14 \text{ kg/m}^2$$

$$W_2 = 0.285 \times 1600 \times 900 = 2285 \text{ kg/m}^2$$

FUERZA HORIZONTAL C: CONSTANTE

$$W = 279.14 \times 5.00 + \frac{(2285) (5.00)}{2} = 7115.70 \text{ kg-m}$$

TOP CONSTANTE

$$d = \frac{7115.70}{(174.207) (1100)} = 16.94 \text{ cm} < 54 \text{ cm}$$

MOMENTO ACTUANTE

$$M = 279.14 \times 5.00 \times 2.30 + \frac{(2285) (5.00)}{2} \times \frac{5}{3} = 13022.58 \text{ kg-m}$$

$$d = \sqrt{\frac{13022.58}{(12.58) (1100)}} = 32.17 \text{ cm} < 54 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{13022.58}{(200) (300) (134)} = 12.74 \text{ cm}^2$$

VRS ϕ 3/4" @ 22

$$A_s l = 0.002 (10) (100) = 12 \text{ cm}^2 \text{ SI PUEDE todo de } h_c = 100 \text{ cm.}$$

$$A_s l = 0.002 (30) (100) = 6 \text{ cm}^2 \text{ SI PUEDE TODO DE } h_c = 30 \text{ cm.}$$

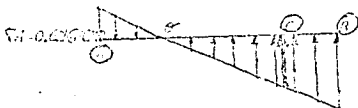
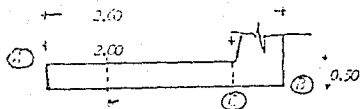
$$A_s l = 9 \text{ cm}^2 \text{ (REQUISITO) VRS } \phi$$

DE AYUDAS:

$$M_{act} = \frac{7115.70}{(2.30) (7.38) (3.00) (134)} = 7.41 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$M_{adm} = \frac{2.3 \sqrt{12.10}}{2.57} = 13.11 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$M_{act} < M_{adm}$



$V_D = 2.68 \text{ KG/CM}^2$

$T_c = 1.92 \text{ KG/CM}^2$

$+ 0.48$

2.11

$$\frac{2.68}{X} = \frac{0.62}{2.60 - X}$$

$X = 2.11m.$

$V_c = 2.68 \times \frac{(2.11 - 0.60)}{2.11} = 1.92 \text{ KG/CM}^2$

TIPO DE VIGAS

EN SECCION C - C

TIPO DE CARGAS DEL TERRENO

$V_c = 11.821 \left(\frac{151}{2} \right) (100) = 14496 \text{ KG}$

TIPO DE CARGAS VERTICALES

$V_{CT} = (10.00) (5.00) (2.00) (1.00) + (20.00) (10.50) (2.00) (1.00) = 20962.56$

ESTO REPRESENTA LA CANTIDAD DE LOS MOMENTOS DE FLEXION TOTALES EN CUENTA QUE LA VIGA DEBE TENER ANTO DEL TERRENO Y LO CONSIDERAN COMO VA VELA-
 RIA DE TIPO, CON CARGAS DE TIPO VERTICAL.

DESDE DONDE SE HA HECHO LA VIGA, CONSIDERAN LAS CARGAS VERTICALES ACTUANDO MAS
 EN EL CENTRO DE LAS VIGAS DEL TERRENO.

$M_{CT} = (20962.56) \left(\frac{2.00}{2} \right) = 20962.56 \text{ KG-M}$

$d = \sqrt{\frac{20962.56}{(1.92)(1100)}} = 41.43 \text{ CM} < 44 \text{ CM}$

NOTA QUE ESTO:

NO SE TIENE UN INCREMENTO DE SEGURIDAD CONSIDERAN ESTE COEFICIENTE TOTAL PARA PENSAR:

$V = 20962.56$

PARA DISEÑAR $V_c = 0.53 \sqrt{210} = 7.68 \text{ KG/CM}^2$

$d = \frac{20962.56 \text{ KG}}{(7.68)(1100)} = 27.30 \text{ CM} < 44 \text{ CM}$

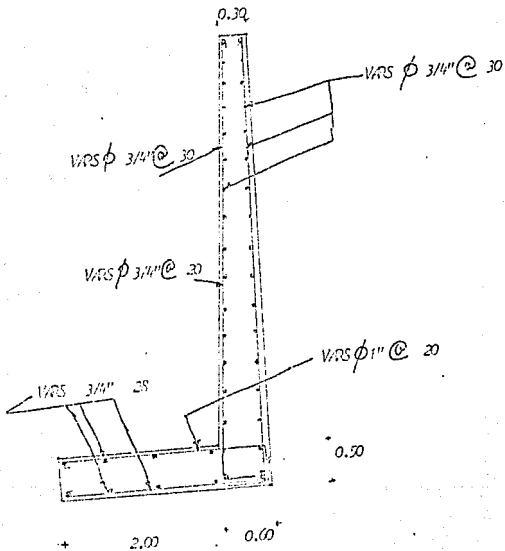
$$A_s = \frac{215,144}{(12,000)(10,800)(144)} = 25.93 \text{ CM}^2$$

VAR S $\phi 1'' @ 20 \text{ CM}$.

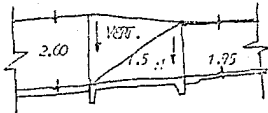
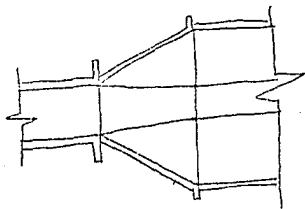
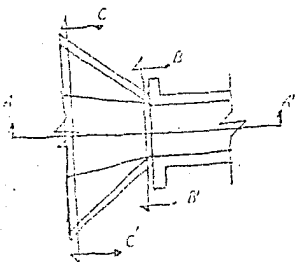
ACERO POR TRINCHERA.

$$a_s t = 0.0020 (20) (1100) = 10 \text{ CM}^2$$

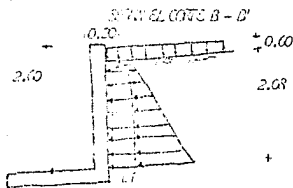
VAR S $\phi 3/4'' @ 20 \text{ CM}$.



EN LA ENTRADA Y SALIDA DEL CONCRETO RECTANGULAR, TENEMOS UNAS TRANSICIONES, LAS CUALES SON:



DESARROLLAMOS LA TRANSICION DE ENTRADA Y TOMAMOS EL MODULO INVITO PARA LA TRANSICION DE SALIDA.



CONSIDERAMOS LA PARED VERTICAL COMO UN CANTILNER Y CONSIDERAMOS UNA SO-CARGA DE 60 CMS. PARA CONSIDERAR EL E-FECTO DE CONTRACCION Y TAMBIEN EL E-FLEJO DE VENTILAS

$$W_s = 1600 \text{ KG/M}^2, \quad \phi = 3269^\circ, \quad \nu_a = .285$$

$$W_s c = (1600)(1.60)(.285) = 274.56 \text{ KG/M}$$

$$W_1 = (1600)(2.08)(.285) = 951.51 \text{ KG/M}$$

$$V = (274.56)(2.08) + \frac{(951.51)(2.08)}{2} = 1560.97$$

$$M = (274.56)(2.08) \frac{(2.08)}{2} + (951.51) \frac{(2.08)}{2} \frac{(2.08)}{3} = 1230.24$$

CONSTATAMOS DE RESULTO EN CONCRETO REFORZADO IGUAL A LAS DEL CONCRETO RECTANGULAR

$$d = \sqrt{\frac{1230.24}{(11.253)(100)}} = 10.08 \text{ CM} < 16 \text{ CM}$$

$$d = \frac{1560.97}{(14.20)(100)} = 3.71 < 16 \text{ CM}$$

$$A_s = \frac{12800}{(2100)(1.90)(116)} = 4.22 \text{ C12}$$

VRS $\phi 1/2'' @ 30$

FOR TENSURE:

$$AST = 0.0025 (20)(1100) = 4 \text{ C12}$$

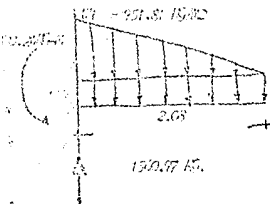
VRS $\phi 1/2'' @ 30$

FOR ADJUSTING:

$$R_{ACT} = \frac{1500.97}{(1.33)(1.37)(1.90)(116)} = 27.14 \text{ KG/C12} < 35 \text{ KG/C12}$$

$$R_{ACT} = \frac{3.2 \sqrt{270}}{1.1} = 36.51 \text{ KG/C12} \approx 35 \text{ KG/C12}$$

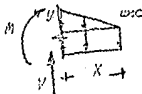
DISTRIBUIÇÃO PARA CORTE DE VIGAS



$$W_{VC} = 274.56 \text{ KG/M}^2$$

$$\frac{951.81}{2.05} = \frac{y}{x}$$

$$y = 457.60x$$

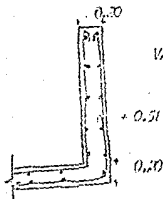


$$\sum M_X = 0$$

$$0 = (274.56) (X) \left(\frac{X}{2}\right) + (457.60x) \left(\frac{X}{2}\right) \left(\frac{X}{3}\right) + M$$

$$M = -137.28 X^2 - 76.27 X^3$$

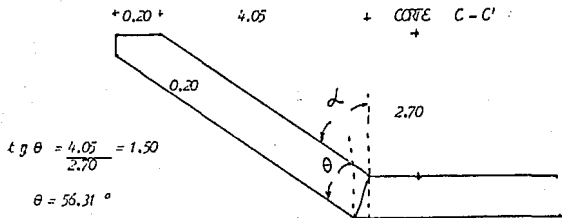
$$57 \text{ HGSXK} \quad M = \frac{12800}{2} = 640.12$$



$$76.27 X^3 + 137.28 X^2 - 640.12 = 0$$

$$\text{VRS } \phi 1/2'' \quad 30 \quad X^3 + 1.80X^2 - 8.39 = 0$$

$$X = 1.57$$



SEGUN PARECE PARA UN ELEMENTO ATORNILLADO CONTRA EL SUELO, COMO EN EL DIBUJO, EL EMPUJE ACTIVO VIERA DADO POR:

$$KA = \frac{\cos^2 (\phi + \theta)}{\cos^3 \theta \left(1 + \frac{\sin \phi}{\cos \theta} \right)^2}$$

$$\begin{aligned} \phi &= 33.69^\circ \\ \theta &= 56.31^\circ \end{aligned}$$

$$KA = \frac{\cos^2 (33.69^\circ + 56.31^\circ)}{\cos^3 (56.31^\circ) \left(1 + \frac{\sin 33.69^\circ}{\cos 56.31^\circ} \right)^2} = 0$$

ESTO LÓGICAMENTE NOS DICE QUE COMO EL ÁNGULO AL QUE SE ENCUENTRA EL TALLADO EN LA TRANSICIÓN ES IGUAL AL DE RESCOTO ENTONCES NO SE TIENE EMPUJE DE TIERRAS.

PERO PARA ESTAS TRANSICIONES LAS ARMADURAS POR TEMPERATURA.

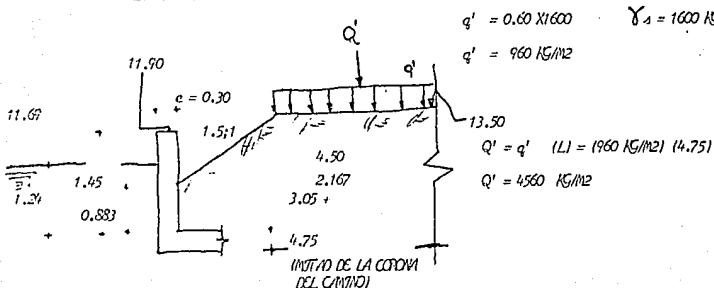
$$As_t = 0.0020 b h = 0.0020 (100) (20) = 4 \text{ CM}^2$$

$$\text{VAR } \phi \text{ 1/2" @ } \frac{100}{4} \approx 30 \text{ CM}$$

AL IGUAL QUE LA EN LA LOSA. PONDRÉMS 2 VARILLAS DE VARILLAS DE 1/2" ϕ @ 30 CMS. EN AM LOS SENTIDOS.

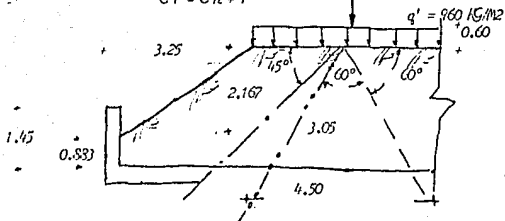
DESARROLLO DEL MURO SALIENTE VERTICAL EN EL CABEZAL DE ENTRADA Y SALIDA DE LA ALICANTARRILLA

200



POR EL METODO DE TERZAGHI

$E H = 1/2 K H H^2$ SIN SOBRECARGA
 $P = C q'$ EFECTO DE LA SOBRECARGA
 $Q' = 4560 \text{ KG/M}^2$
 $E T = E h + P$



SEGUN TERZAGHI EL EFECTO DE LA SOBRECARGA PUEDE DESPRECIARSE YA QUE AL TRAZAR LA LINEA A 45° COMO SE MUESTRA, ESTA NO LLEGA A TOCAR LA PARED DEL MURO.

CONSIDERANDO TIPO DE RELLENO "IV" Y CON RELACION $H/H = 0$

$H = 0$
 $H = 3.05$ TENDREMOS UNA K SEGUN LAS CURVAS QUE NOS PROPORCIONA TERZAGHI DE $K = 1600 \text{ KG/M}^2 / \text{M}$

$E H = 1/2 (1600) (3.05)^2 = 7442 \text{ KG}$

$y = H/3 = 3.05/3 = 1.0167 \text{ M}$

$$M = E_y = (7442 \text{ KG}) (1.0167 \text{ M}) = 7566.28 \text{ KG-M}$$

CON LAS CONSTANTES USADAS PARA EL CONCRETO RECTANGULAR:

$$d = \sqrt{\frac{756638}{(12.53) (1100)}} = 24 \text{ CM.} < 26$$

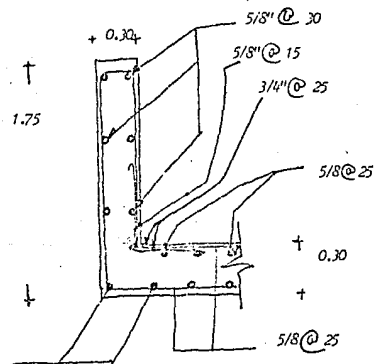
$$d = \frac{7442}{(4.20) (1100)} = 17.72 < 26$$

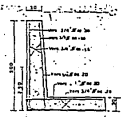
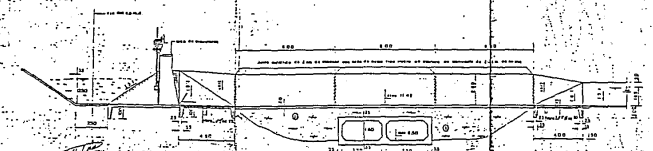
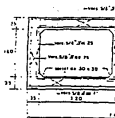
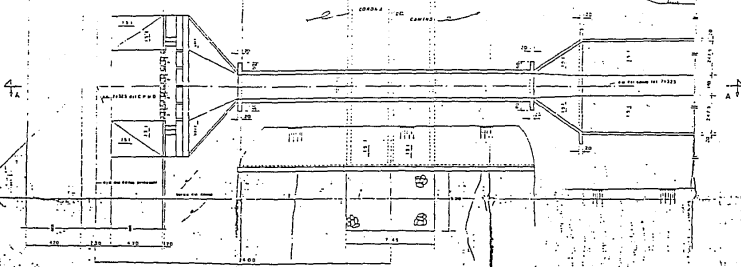
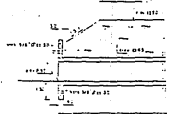
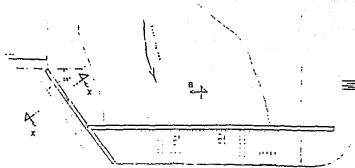
$$AS = \frac{756628}{(2100) (1.90) (26)} = 15.38 \text{ CM}^2$$

$$\text{VRS } \phi \text{ } 5/8'' @ 12 \text{ CM.}$$

$$AST = 0.0020 (30) (1100) = 6 \text{ CM}^2.$$

$$\text{VRS } \phi \text{ } 5/8'' @ 30$$

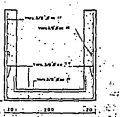
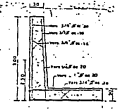
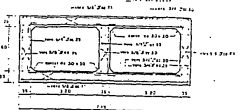
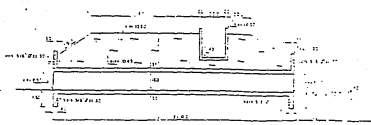
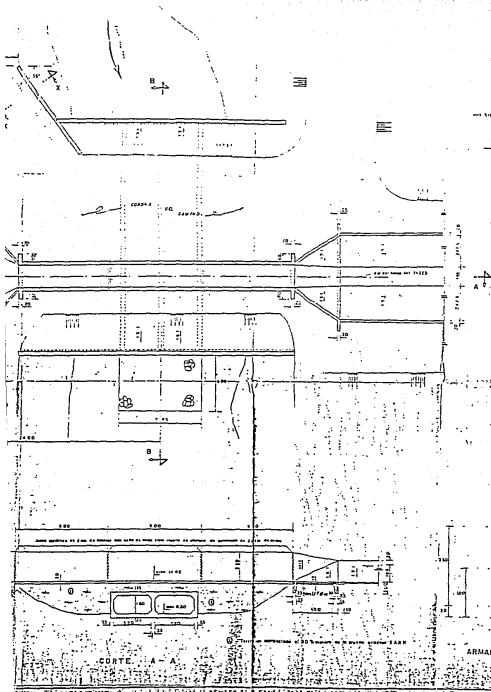




DISEÑO: ALCANTARILLA
 PROYECTO: SIERRA
 VERIFICADO: REVISADO:
 VERIFICADO: CORTEADO:

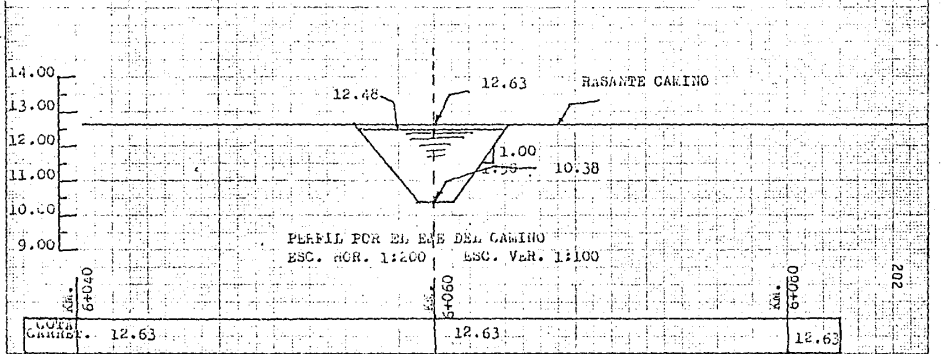
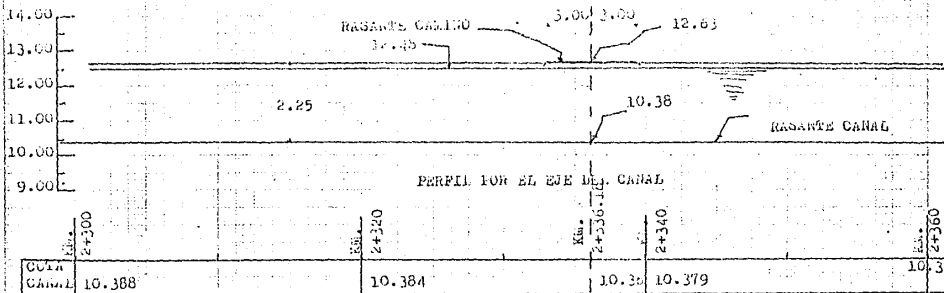
CORTE A - A

ARMADO DEL CONDUCTO DEL CANAL



NOTAS.
 Estaciones y cotas en metros, salvo indicación en contrario. Todas las obras de F+D+D se ejecuten en concreto de un solo tipo (C15) de acuerdo con el manual de especificaciones de F+D+D de la Secretaría de Obras y Servicios Públicos de la C.A. de G.J. La estructura de los puentes debe construirse a una sola vez, quedando como completo el F+D+D de un puente en un momento en otro.
 En la distribución de materiales se deberá tener en cuenta el material y mano de obra Económica.

UAG	UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE GUADALAJARA
	ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
TOMA LATERAL DEL KM. 10.325 DEL CANAL PRINCIPAL JARDEN DE Y ALICANTILLA DE CRUCE	
TESIS PROFESIONAL	
JORGE ALBERTO URIARTE PEREZ	
FECHA	PÁGINA NO. 4



III.c) ALCANTARILLA DE CRUCE DE CANAL CON CARRETERA

EN EL KM. 2+336.18 DEL CANAL LATERAL KM. 7+325, SE PRESENTO EL OBSTACULO DE LA CARRETERA. SANTIAGO, LOS EJES INTERSECTARON EN EL KM. 6+060 DE DII-CHA CARRETERA CON EL KILOMETRAJE MENCIONADO ANTERIORMENTE DEL CANAL LATE-
RAL.

EN ESTE DISEÑO MUY EN PARTICULAR SE ME PIDIO CONSIDERAR EL GASTO A FUTU-RO CONSIDERADO PARA EL CANAL LATERAL, EL CUAL SERA DE 12.366 M³/S, PARA' DISEÑAR LA SECCION HIDRAULICA DE LA ESTRUCTURA.

EN EL PUNTO DEL CRUCE, LA COTA DE LA CARRETERA ES DE 12.63 M., Y LA COTA EN LA PLANTILLA ES DE 10.38 M. ASI QUE COMO EL TIRANTE DEL GASTO A FUTU-RO SERA DE 2.10, LA COTA DEL ESPEJO DEL AGUA SERIA DE 12.48 M Y TENDRIA-MOS UNA DIFERENCIA DE RASANTES DE 15 CM., ENTONCES UNA SOLUCION POSIBLE' SERIA LA DE CONSTRUIR UN PUENTE-ALCANTARILLA, PERO CON LA OPERACION A -FUTURO EL ANCHO APROXIMADO O LONGITUD TOTAL DEL CLARO SERIA DEL ORDEN DE 9.00 M. ENTONCES OCUPARIAMOS UNA LOSA PRINCIPAL DEL ORDEN DE UNOS 40 O -50 CM. DE ESPESOR Y SE OBLIGARIA A ACONDICIONAR RAMPAS DE ACCESO A LA ES-TRUCTURA, ADEMAS QUE EL CONCRETO NECESARIO Y EL ACERO DE REFUERZO SERIAN DE UNA CANTIDAD CONSIDERABLE. ESTA CARRETERA ES MUY TRANSITADA, Y SE COM-SIDERO LA CARGA H20S16, YA QUE AQUI TRANSITAN TRAILERS, CAMAS BAJAS, HAS-TA ALGUNOS TORQFLOW O FUERA DE CARRETRA, Y SON CARGAS MUY CONSIDERABLES. AQUI EN ESTA ESTRUCTURA SE PODRIA HABER OPTADO POR UN PUENTE CARRETERO -PERO NO SE DECIDIO POR ESTE, POR SER UN CLARO GRANDE, ADEMAS DE QUE LAS' POSIBLES TRABES NOS PODRIAN REDUCIR EL AREA HIDRAULICA DEL CANAL, POR --LOS MISMO APOYOS POSIBLES INTERMEDIOS, Y EN LOS CANALES SI HAY QUE CUI--DAR LOS REMANSOS EXCESIVOS Y POR LO TANTO LAS PERDIDAS.

POR LO TANTO SE OPTO POR UNA ALCANTARILLA, Y FUE DE 2 CONDUCTOS, PORQUE' AQUI SI SE PUDO CUIDAR LA RELACION $h/b=1.25$, CON EL DETALLE DE QUE QUEDO CERRADO LA ALTURA DE LA ESTRUCTURA CON LA COTA DE LA CARRETERA A SANTI-

GO. SE OPTO TAMBIEN POR DOS CLAROS YA QUE ASI NOS DABA CLAROS EN LA ESTRUCTURA PEQUEÑOS Y LOS MOMENTOS FLEXIONANTES ASI NO SERIAN MUY GRANDES, SE PUDO HABER OPTADO POR TRES CLAROS, PERO EL FACTOR ECONOMICO POR SI SOLO EXPLICA EL PORQUE NO SE TOMO ESA SOLUCION.

DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE CRUCE DEL KM 2 + 336.18 DEL CANAL LATERAL - -

7 + 325 CON LA CARRETERA A SANTIAGO KM. 6 + 060

ESTE CANAL LATERAL KM. 7 + 325 DEL CANAL PRINCIPAL, TRABAJARA INICIALMENTE CON UN GASTO $Q = 6.69$ M³/SEG., Y SE PROYECTARA PARA UN GASTO A FUTURO $Q = 12.366$ M³/SEG., POR LO TANTO TOMARE EL SEGUNDO GASTO PARA CALCULAR EL AREA HIDRAULICA DEL CONDUCTO.

A).- CALCULO HIDRAULICO

DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL

B).-

$$Q = 6.69 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

$$Q = 12.366 \text{ M}^3/\text{SEG}$$

$$t = 1.5 : 1$$

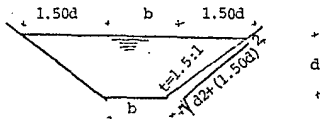
$$t = 1.5 : 1$$

$$n = 0.014$$

$$n = 0.014$$

$$s = 0.00022$$

$$s = 0.00022$$



APROXIMADAMENTE

BUSCAREMOS QUE $b \approx d$

$$Q = A V_1 \quad V_2 = \frac{1}{n} P^{2/3} S^{1/2}$$

$$V_1 = \frac{Q}{A} = \frac{6.690}{\left[\frac{2(1.50d) + b + b}{2} \right] d} = \frac{6.690}{\frac{3d^2 + 2bd}{2}} = \frac{6.690}{1.50d^2 + bd}$$

$$V_2 = \frac{1}{0.014} \frac{2/3}{R} S^{1/2} \quad A = 1.50d^2 + bd \quad R = \frac{A}{P} \quad P = 2(1.803d) + b = 3.606d + b$$

$$V_2 = \frac{1}{0.014} \left(\frac{1.50d^2 + bd}{3.606d + b} \right)^{2/3} (0.00022)^{1/2}$$

$$V_2 = 1.059 \left(\frac{1.50d^2 + bd}{3.606d + b} \right)^{2/3}$$

$$V_1 = V_2$$

$$\frac{6.690}{1.50d + bd} = 1.059 \left(\frac{1.50d^2 + bd}{3.606d + b} \right)^{2/3}$$

$$6.32 = \frac{(1.50d^2 + bd)^{5/3}}{(3.606d + b)^{2/3}}$$

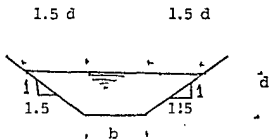
b	d
1.00	1.8204
1.50	1.6867
1.65	1.6496
1.65	1.65

B) $Q = 12.366 \text{ M}^3/\text{SEG}$ A FUTURO

$t = 1.5:1$

$n = .014$

$s = .00022$



$$V1 = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

$$V2 = \frac{Q}{A}$$

$$A = \left(\frac{b + b + 2 \times 1.5d}{2} \right) d = (b + 1.5d)d = bd + 1.5 d^2$$

$$P = b + 2 \times \left((1.5d)^2 + d^2 \right)^{1/2} = b + 3.6055 d$$

$$V1 = \frac{1}{0.014} \left(\frac{bd + 1.5 d^2}{b + 3.6055 d} \right)^{2/3} (.00022)^{1/2} = 1.0595 \left(\frac{bd + 1.5 d^2}{b + 3.6055 d} \right)^{2/3}$$

$$\frac{12.366}{bd + 1.5 d^2} = 1.0595 \left(\frac{bd + 1.5 d^2}{b + 3.6055 d} \right)^{2/3}$$

$$11.6715 = \frac{(bd + 1.5 d^2)^{5/3}}{(b + 3.6055 d)^{2/3}}$$

b	d
2.00	2.0949
2.05	2.0826
2.07	2.0778

$$V2 = \frac{12.366}{2 \times 2.0999 + 1.5 \times 2.0949^2} = \frac{1.1479 \text{ m}}{\text{seg}} \quad \begin{array}{l} b = 2.00 \quad A = 10.7727 \text{ M} \\ d = 2.10 \quad P = 9.5532 \text{ M} \end{array}$$

$$V1 = \frac{1}{0.014} \left(\frac{10.7727}{9.5532} \right)^{2/3} (.00022)^{1/2} = 1.1478 \frac{\text{M}}{\text{SEG}}$$

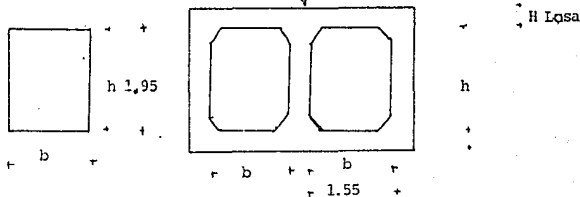
$$h_v = \frac{Vc^2}{2g} = \frac{(1.1479)^2}{(2)(9.81)} = 0.06716 \text{ M}$$

PARA CONSTRUCCION INMEDIATA EL CANAL SE CONSTRUIRA CON LAS DIMENSIONES NECESARIAS PARA CONDUCCIR EL GASTO DE PROYECTO DE 6.69 M3/SEG., PERO COMO SE TIENE PROYECTADO A FUTURO QUE EL CANAL LATERAL CONDUZCA UN CAUDAL DE 12.366 M3/SEG., CON ESTE GASTO SE DISENARA LA ANCANTARILLA.

GASTO A FUTURO EN EL CANAL LATERAL KM. 7 + 325 DEL CANAL PRINCIPAL MARGEN DERECHA

$$Q = 12.366 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$

TRATAREMOS DE RESPETAR LA RELACION $\frac{h}{b} = 1.25$
 CONSIDERAREMOS ESPESOR = 0.30 M
 AUNQUE LO REVISAREMOS AL DISEÑAR



AUNQUE AQUI TENEMOS DE RESTRICCIÓN LA COTA DEL CAMINO EN EL EJE LA CUAL ES 12.63, & ADEMAS LA ELEVACION EN LA PLANTILLA DEL CANAL ES DE 10.38.

LA ALTURA MÁXIMA DEL CONDUCTO SERIA 12.63 - 10.38 - h Losa de 0.30 M, ENTONCES TENDRIAMOS:

$$h = 12.63 - 10.38 - 0.30 = 1.95 ; \text{ DE } \frac{h}{b} = 1.25$$

$$b = \frac{1.95}{1.25} = 1.56 \approx 1.55 \text{ M}$$

Y EN EL CONDUCTO = $\frac{12.366}{(1.55)(1.95)} = 4.09 \text{ M/SEG.}$, LA CUAL ES UNA VELOCIDAD MUY ALTA, SE DEBE TRATAR DE CONSEGUIR UNA VELOCIDAD MÁXIMA DE ---

2.50 M/SEG.

ENTONCES TOMAREMOS 2 CONDUCTOS, MANTENDREMOS LAS MISMAS DIMENSIONES, Y CONSIDERAREMOS CARTELES DE 0.15 x 0.15

$$P = 2 \times (2 \times 1.55 + 2 \times 1.95 - 8 \times 0.15 + 4 \times \sqrt{0.15^2 + 0.15^2}) = 13.2971 \text{ M}$$

$$A = 2 \times (1.55 \times 1.95 - 4 \times \frac{0.15 \times 0.15}{2}) = 5.955 \text{ M}^2$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{12.366}{5.955} = 2.077 \frac{\text{M}}{\text{SEG}}$$

$$h_{Vc} = \frac{(2.077)^2}{2} = 0.2199 \text{ M}$$

(2) (0.81)

$$d2 + \frac{0.80(3.6371/d2)^2}{(2)(9.81)} = 2.3738$$

$$d2 + \frac{0.5394}{d2^2} = 2.3738$$

$$d2 = 2.2690 \text{ m.} \quad V2 = \frac{3.6371}{2.2690} = 1.6030 \quad h_{y2} = \frac{(1.6030)^2}{19.62} = 0.1310$$

$$d1 + h_{y1} + z1 = d2 + h_{y2} + z2 - h_{ts}$$

$$2.10 + 0.06716 + 0.22 = 2.2690 + 0.1310 - 0.20 \quad (.1310 - .06716)$$

$$2.3872 = 2.3872$$

BERNOULLI ENTRE 2 Y 3

$$d3 + h_{y3} + \frac{P3}{\gamma_w} + z3 - h_s = d2 + h_{y2} + \frac{P2}{\gamma_w} + z2$$

$$d2 = 2.2690 \quad d3 = 1.95$$

$$h_s = 0.20 \quad (h_{y3} - h_{y2})$$

$$h_{y2} = 0.1310 \quad h_{y3} = 0.2199$$

$$h_s = 0.20 \quad (.2199 - 0.1310)$$

$$h_s = 0.0178$$

$$\frac{P3}{\gamma_w} = d2 + h_{y2} + h_s - d3 - h_{y3}$$

$$\frac{P3}{\gamma_w} = 2.2690 + 0.1310 + 0.0178 - 1.95 - 0.2199$$

$$\frac{P3}{\gamma_w} = 0.2479$$

BERNOULLI ENTRE 3 Y 4

$$d4 + h_{y4} + z4 - \frac{P4}{\gamma_w} + h_f = d3 + h_{y3} + z3 + \frac{P3}{\gamma_w}$$

$$\frac{P4}{\gamma_w} - h_f = \frac{P3}{\gamma_w} = \frac{P3}{\gamma_w} \quad \frac{P4}{\gamma_w} = \frac{P3}{\gamma_w} + h_f$$

$$h_f \rightarrow V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad h_f = SL$$

$$S = \left(\frac{Vn}{R^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{2.077 \times 0.014}{\left(\frac{5.955}{13.2971} \right)^{2/3}} \right)^2 = 0.00247$$

$$h_f = 0.00247 L$$

$$L = 8 \text{ M.}$$

$$\frac{P4}{\gamma_w} = 0.2479 + 0.00247 \times 8.00 = 0.2677 \text{ M}$$

BERNOULLI ENTRE 4 Y 5

$$d5 + h_{y5} + \frac{P5}{\rho w} + z5 - h_e = d4 + h_{y4} + \frac{P4}{w} + z4$$

$$d5 + 0.90 h_{y5} = d4 + h_{y4} + 0.10 h_{y4} + \frac{P4}{\rho w} \quad v5 = \frac{Q}{A} = \frac{12.366}{3.90d5} = \frac{3.6371}{d5}$$

$$d5 + 1.10 \left(\frac{0.6742}{d5^2} \right) = d4 + 1.10 h_{y4} + \frac{P4}{\rho w} \quad h_{y5} = \frac{(3.6361/d5)^2}{2(9.81)} = \frac{0.6742}{d5^2}$$

$$d5 + \frac{0.7416}{d5^2} = 1.95 + 1.10 (.2199) + .2677 \quad h_e = 0.10 (h_{y4} - h_{y5})$$

$$d5 + \frac{0.7416}{d5^2} = 2.4596$$

$$h_{y5} = \frac{0.6742}{(2.3221)^2} = 0.1250$$

$$d5 = 2.3221$$

$$2.3221 + 0.1250 - 0.10 (.2199 - 0.1250) = 1.95 + .2199 + .2677$$

$$2.4376 = 2.4376$$

BERNOULLI ENTRE 5 Y 6

$$d6 + h_{y6} + z6 + \frac{P6}{\rho w} - h_{te} = d5 + h_{y5} + z5 + \frac{P5}{\rho w}$$

$$d6 + h_{y6} - 0.10 (h_{y5} - h_{y6}) = d5 + h_{y5} - z6$$

$$d6 + h_{y6} + 0.10 h_{y6} = d5 + h_{y5} - z6 + 0.10 h_{y5}$$

$$d6 + 1.10 h_{y6} = 2.3221 + 1.10 (.1250) - 0.22$$

$$v6 = \frac{12.366}{A6}$$

$$d6 + 1.10 \left(\frac{7.7940}{(2d6 + 1.50 d6)^2} \right) = 2.2396$$

$$v6 = \frac{12.366}{\left(\frac{2.00 + 2 + 2 \times 1.50 d6}{2} \right) d6}$$

$$d6 + \frac{8.5734}{(2d6 + 1.50 d6)^2} = 2.2396$$

$$v6 = \frac{12.366}{(2 + 1.50 d6) d6}$$

$$d6 = 2.1741 \quad h_{y6} = \left(\frac{12.366}{2 \times 2.1741 + 1.50 \times (2.1741)^2} \right)^2$$

$$v6 = \frac{12.366}{2d6 + 1.50 d6^2}$$

$$h_{y6} = 0.596$$

$$h_{y6} = \left(\frac{12.366}{2d6 + 1.50 d6^2} \right)^2$$

$$2.1741 + 0.596 + 0.22 - 0.10 (.1250 - .0596) = 2.3221 + .1250$$

$$2.4472 \approx 2.4471 \quad \text{CORRECTO}$$

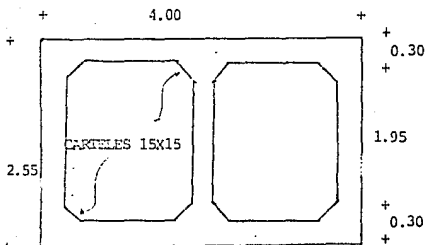
SE TENDRA UN REMANSO DE $2.1741 - 2.10 = 0.0741$ REMANSO = 7.41 CM

CALCULO ESTRUCTURAL

DISENAR EL CONDUCTO ESTRUCTURALMENTE TOMANDO VACIO, LO CUAL DEBE SER LO QUE -- CONSIDERE LA SOLICITACION MAS DESFAVORABLE PARA LA ESTRUCTURA, AUNQUE SE TENDRA QUE CONSIDERAR LAS POSICIONES EN QUE LA CARGA VIVA NOS PRODUZCA LOS MAXIMOS ESFUERZOS, LO CUAL NO NECESARIAMENTE DEBERA SER COMPATIBLE PARA LA LOSA SUPERIOR E INFERIOR.

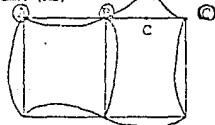
ADENAS SE DEBERA TOMAR EN CUENTA LA ESPECIFICACION DE S.O.P. DE TOMAR LA MITAD DEL MOMENTO POR EMPUJE DE TIERRAS PARA ANALIZAR LOSAS Y TODO EL MOMENTO PARA MUROS VERTICALES.

SECCION PROPUESTA

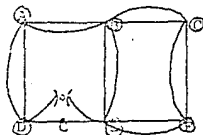


++ + + + + +
0.30 1.55 0.30 1.55 0.30

LINIAS DE INFLUENCIA
CIA (Ms)



PARA EL MOMENTO MAXIMO EN EL CENTRO DEL CLARO, DEBEMOS CARGAR (CARGA VIVA) UNO DE LOS CLAROS COMO LO MUESTRA LA GRAFICA, & CARGAR ALTERNADAMENTE, PERO EN ESTE CASO, LOS 2 MUROS LATERALES & LAS 2 LOSAS INFERIORES VAN CARGADAS & ASI DEBEN CONSIDERARSE.



PARA EL MOMENTO MAXIMO POSITIVO EN EL CLARO DE LAS LOSAS INFERIORES, SE DEBEN CARGAR LOS ELEMENTOS ALTERNADAMENTE COMO SE INDICA (CON LA CARGA VIVA) AUNQUE ESTO PRACTICAMENTE NO SE HARA MAS QUE EN LAS LOSAS SUPERIORES, CARGANDO UNA SOLA.

FACTOR DE IMPACTO

$$I = \frac{15}{L+33}$$

L=Longitud del Claro Efectivo

$$I = \frac{15}{1.85+38} = 0$$

37.60% > 30%

TOMAMOS UN FACTOR DE I = 30%

CARGAS POR METRO DE ANCHO:

$$\text{RUEDAS MAS CARGADAS} = \frac{P \times I}{E} = \frac{16000 \text{ LBS.} \times .4536 \times 1.30}{1.30} = 7257.6 \text{ KG.}$$

$$\text{RUEDAS DELANTERAS} = \frac{P \times I}{E} = \frac{4000 \text{ LBS.} \times .4536 \times 1.50}{1.30} = 1814.90 \text{ KG.}$$

AQUI NO CONSIDERAREMOS LA CARGA EQUIVALENTE YA QUE EN ESTE CASO NO CABEN MAS DE UN NOVEL EN EL MISMO CLARO EN LA MISMA BANDA DE CIRCULACION.

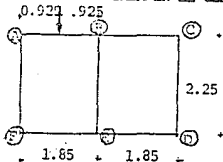
ASI ES QUE CONSIDERAREMOS LA RUEDA MAS PESADA EN EL CENTRO DEL CLARO EN UN - CROSS, CONSIDERAREMOS LA RUEDA MAS PESADA EN CUALQUIERA DE LOS 3 MUROS O - OSAS VERTICALES PARA DISEÑAR SU REACCION MAXIMA, & CALCULAR A FLEJO-COMPRE - SION, ADEMAS TENDREAMOS DE TOMAR EN CUENTA EL CASO DE QUE EN UNA MISMA BANDA DE CIRCULACION CIRCULEN 2 TRAILERS LO MAS JUNTOS POSIBLE.

Y COMO UN FACTOR DE SEGURIDAD EN LA ESTRUCTURA, CONSIDERAREMOS LOS ESFUERZOS EN LA LOSA INFERIOR TAL Y COMO NOS RESULTA CON EL ANCHO EFECTIVO & LA CARGA TOTAL DE LA RUEDA.

DEBIDO AL POCO RENTENO, NO CALCULAREMOS LA ESTRUCTURA VACIA, YA QUE LOS EMPUJES HIDROSTATICOS LOS EQUILIBRARIAN LOS EMPUJES DEL SUELO.

CASO I

RUEDA MAS PESADA EN EL CENTRO DE UNO DE LOS CLAROS P= 7257.6 Kg.



ANALISIS DE CARGAS

1).- LOSA SUPERIOR CARGADA

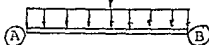
- a) CARGA DE LA RUEDA MAS PESADA $P = 7257.6 \text{ Kg.}$
 b) PESO PROPIO LOSA SUPERIOR $W = 0.30 \times 2400 \text{ KG/M}^3 = 720 \text{ KG/M}$

2).- LOSA SUPERIOR SIN CARGA VIVA

$$W1 = 0.30 \times 2400 \text{ KG/m}^3 = 720 \text{ KG/M}$$

$$W1 = 720 \text{ KG/M } P = 7257.6 \text{ KG}$$

$$W = 720 \text{ KG/M}$$



3).- LOSAS INFERIORES

a) PESO PROPIO DEL CONDUCTO

$$WPC = \frac{(2400) (2 \times 4 \times 0.30 + 3 \times 1.95 \times 0.30 + 8 \times 0.15 \times 0.15 / 2)}{(4.00) (1)} = 2547 \text{ KG/M}^2$$

$$(4.00) (1)$$

b) PESO DE LA CARGA PUNTUAL

$$P = 7257.6 \text{ KG.}$$

MOMENTO CON RESPECTO AL CENITRO DEL DESPLANTE

$$M = 7257.6 \text{ KG} \times 0.925 \text{ M} = 6713.28 \text{ KG-M}$$

ESFUERZO PRODUCIDO POR LA CARGA EXCENTRICA AL EJE

$$\nabla'' = \frac{MC}{I} = \frac{(6713.28) (2)}{(1) (4)^3} = 2517.48 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2}$$

12

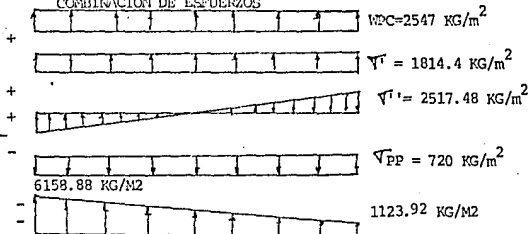
ESFUERZO PRODUCIDO POR EL PESO DE LA CARGA

$$\nabla' = \frac{P}{A} = \frac{7257.6}{(4) (1)} = 1814.40 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2}$$

PESO PROPIO DE LA LOSA INFERIOR

$$WPP = 0.30 \times 2400 = 720 \text{ KG/M}^2$$

COMBINACION DE ESFUERZOS



ESFUERZOS O FATIGAS TRANSMITIDAS AL TERRENO HASTA LOS PAÑOS

4).- CARGA SOBRE PAREDES LATERALES EN EL CENTROIDE DE LA LOSA SUPERIOR

$$W3 = \gamma_s h K_A$$

$$\beta = 33.69^\circ$$

$$W3 = (1800 \text{ KG/m}) (0.15) (0.286)$$

$$\gamma_s = 1800 \text{ KG/m}^3$$

$$W3 = 77.22 \text{ KG/m}^2$$

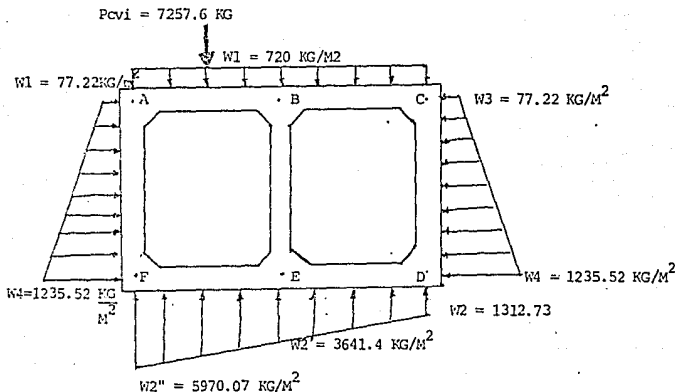
$$K_A = 0.286$$

5).- CARGA SOBRE PAREDES LATERALES EN EL CENTROIDE DE LA LOSA INFERIOR

$$W4 = \gamma_s h K_A$$

$$W4 = 1800 \text{ KG/m}^3 \times 2.40 \times 0.286 = 1235.52 \text{ KG/M}^2$$

*NOTA: AUNQUE EL TERRENO ES UNA CAPA DE CARPETA, UNA CAPA DE BASE Y DE SUBRASE SE OMO POR TOMAR UN PESO VOLUMETRICO DEL MATERIAL DE $\gamma_s = 1800 \text{ KG/M}^3$ COMO SI FUERA UN MATERIAL HOMOGENEO TODO EL CUERPO DEL TERRENO Y EL CUERPO DEL PAVIMENTO, CONSIDERANDO QUE ES MINIMA LA DIFERENCIA TOMANDO LAS CAPAS REALES, TODO ESTO POR SIMPLICIDAD/FACILIDAD.



ESFUERZOS TOMADOS EN LOS EJES DE LAS BARRAS Y MUROS LATERALES.

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTOBARRA A - B

$$MEAB = MEBA = \frac{W1 L1^2}{12} + \frac{PL}{8} = \frac{(720)(1.85)^2}{12} + \frac{(7257.6)(1.85)}{8} = 1883.67 \text{ KG.M}$$

BARRA B - C

$$MEBC = MECB = \frac{W1L1^2}{12} = \frac{(720)(1.85)^2}{12} = 205.35 \text{ KG.M}$$

BARRA D - E

$$MEDE = \frac{W2 L2^2}{12} + \frac{(W2' - W2) L2^2}{30} = \frac{(1312.73)(1.85)^2}{12} + \frac{(2328.67)(1.85)^2}{30}$$

$$MEDE = 640.06 \text{ KG.M}$$

$$MEED = \frac{W2 L2^2}{12} + \frac{(W2' - W2) L2^2}{20} = \frac{(1312.73)(1.85)^2}{12} + \frac{(2328.67)(1.85)^2}{20}$$

$$MEED = 772.90 \text{ KG.M}$$

BARRA E - F

$$MEEF = \frac{W2' L2^2}{12} + \frac{(W2'' - W2') L2^2}{20} = \frac{(3641.4)(1.85)^2}{12} + \frac{(2328.67)(1.85)^2}{20}$$

$$MEEF = 1304.22 \text{ KG.M}$$

$$MEFE = \frac{W2' L2^2}{12} + \frac{(W2'' - W2') L2^2}{30} = \frac{(3641.4)(1.85)^2}{12} + \frac{(2328.67)(1.85)^2}{30}$$

$$MEFE = 1437.05 \text{ KG.M}$$

BARRA A-F

RECORDANDO LA ESPECIFICACION DE S.O.P. DE QUE PARA MOMENTOS (+) EN LAS LOSAS, SE REDUCIRA A LA MITAD LOS MOMENTOS POR EMPUJE TIERRAS.

$$MEAF = MECD = \frac{W3 L3^2}{12} + \frac{(W4 - W3) L3^2}{30}$$

$$MEAF = MECD = \frac{(77.22)(2.25)^2}{12} + \frac{((1235.52) - 7722)(2.25)^2}{30} = 228.041 \text{ KG.M}$$

$$\text{MOMENTO A CONSIDERAR MAF} = \text{MCD} = \frac{228.04}{2} = 114.02 \text{ KG.M}$$

$$MEFA = MECD = \frac{W3L3^2}{12} + \frac{(W4 - W3) L3^2}{20}$$

$$MEFA = MECD = \frac{(77.22)(2.25)^2}{12} + \frac{((1235.52 - 77.22)(2.25)^2)}{20} = 325.77 \text{ KG.M}$$

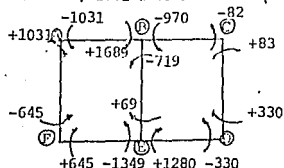
$$\text{MOMENTO A CONSIDERAR MFA} = \text{MDC} = \frac{325.77}{2} = 162.86 \text{ KG.M}$$

BARRA D-E

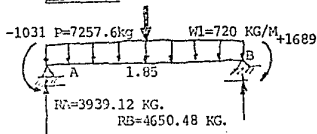
$$MEB = MEB = 0$$

POR EL METODO DE CROSS:

TIPO	A		B			C		D		E			F	
	AP	AM	BA	BB	BC	CB	CD	DB	DE	ED	EB	EF	FE	FA
INERCIJA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
COEF. P. DIST.	0.549	0.451	0.378	0.378	0.311	0.451	0.549	0.549	0.451	0.378	0.378	0.311	0.451	0.549
N.I.	+114	-1884	+1884	+ 0	-206	+ 206	-114	+ 163	- 640	+ 773	+ 0	-1303	+ 1437	- 163
EQ.	+972	+ 798	- 522	-6.34	-522	- 41	- 51	+ 262	+ 215	+ 165	+ 201	+ 165	- 575	- 699
T	-350	- 261	+ 399	+101	- 21	- 261	+ 131	- 26	+ 83	+ 108	- 317	- 283	+ 83	+ 386
EQ.	+335	+ 276	- 149	-181	-149	+ 59	+ 71	- 31	- 26	+ 155	+ 188	+ 155	- 257	- 312
T	-156	- 75	+ 138	+ 94	+ 30	- 75	- 16	+ 36	+ 78	- 13	- 91	- 129	+ 78	+ 168
EQ.	+127	+ 104	- 81	- 94	- 82	+ 41	+ 50	- 63	- 51	+ 72	+ 88	+ 72	- 111	- 135
T	-68	- 41	+ 52	+ 44	+ 21	- 41	- 32	+ 25	+ 36	- 26	- 50	- 56	+ 36	+ 64
EQ.	+160	+ 49	- 37	- 41	- 36	+ 33	+ 40	- 33	- 28	+ 41	+ 50	+ 41	- 45	- 55
T	-28	- 19	+ 25	+ 25	+ 17	- 18	- 17	+ 30	+ 22	- 14	- 22	- 23	+ 22	+ 30
EQ.	+26	+ 21	- 21	- 25	- 21	+ 16	+ 19	- 23	- 19	+ 18	+ 22	+ 19	- 23	+ 29
T	-15	- 11	+ 11	+ 11	+ 8	- 11	- 12	+ 10	+ 9	- 10	- 13	- 12	+ 10	+ 13
EQ.	+14	+ 12	- 10	- 11	- 9	+ 10	+ 13	- 10	- 9	+ 11	+ 13	+ 11	- 10	- 13
T	- 7	- 5	+ 6	+ 7	+ 5	- 5	- 5	+ 7	+ 6	- 5	- 6	- 5	+ 6	+ 7
EQ.	+ 7	+ 5	- 6	- 7	- 5	+ 5	+ 5	- 7	- 6	+ 5	+ 6	+ 5	- 6	- 7
T	- 4	- 3	+ 3	+ 3	+ 3	- 3	- 4	+ 3	+ 3	- 3	- 4	- 3	+ 3	+ 4
EQ.	+ 4	+ 3	- 3	- 3	- 3	+ 3	+ 4	- 3	- 3	+ 3	+ 4	+ 3	- 3	- 4
T	- 2	- 2	+ 2	+ 2	+ 2	- 2	- 2	+ 2	+ 2	- 2	- 2	- 2	+ 2	+ 2
EQ.	+ 2	+ 2	- 2	- 2	- 2	+ 2	+ 2	- 2	- 2	+ 2	+ 2	+ 2	- 2	- 2
T	- 1	- 1	+ 1	+ 1	+ 1	- 1	- 1	+ 1	+ 1	- 1	- 1	- 1	+ 1	+ 1
EQ.	+ 1	+ 1	- 1	- 1	- 1	+ 1	+ 1	- 1	- 1	+ 1	+ 1	+ 1	- 1	- 1
M.F.	+1031	-1031	+1689	-719	-970	- 82	+ 83	+ 330	- 330	+1280	+ 69	-1349	+ 645	- 645



MOMENTOS FINALES



$$\sum M \textcircled{A} = 0$$

$$0 = (720) \frac{(1.85)^2}{2} + 7257.6 \times 0.925$$

$$+ 1031 - 1689 - 1.85 R_A$$

$$R_A = 3939.12 \text{ KG.}$$

$$\sum M \textcircled{B} = 0$$

$$0 = (720) \frac{(1.85)^2}{2} + 7257.6 \times 0.925$$

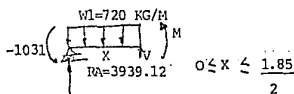
$$+ 1689 - 1031 - 1.85 R_B$$

$$R_B = 4650.48 \text{ KG.}$$

CORTANTES AL CARTEL

$$V \textcircled{A} (0.30) = 3939.12 - 0.30(720) = 3723.12 \text{ KG}$$

$$V \textcircled{B} (0.30) = -4650.48 + 0.45(720) = 4434.48 \text{ KG}$$



$$\sum F_y = 0 \quad 720X - 3939.12 + V = 0$$

$$V = 3939.12 - 720X$$

$$M = \int (3939.12 - 720X) dx = 3939.12x - 360X^2 + M$$

$$\text{EN } X = 0 \quad M = -1031$$

$$M = -1031 + 3939.12X - 360X^2$$

$$M \textcircled{A} (0.15) = -1031 + 3939.12(0.15) - 360(0.15)^2$$

$$M \textcircled{A} (0.15) = -448.23 \text{ KG-M (AL PAÑO)}$$

MOMENTO EN (B) AL PAÑO

$$V \textcircled{B} (0.15) = -4650.48 + 720(0.15) = -4542.48$$

$$M \textcircled{B} (0.15) = -1689 + \left(\frac{4650.48 + 4542.48}{2} \right) \times 0.15$$

$$M \textcircled{B} (0.15) = -999.53 \text{ KG/M (AL PAÑO)}$$

$$\sum M \textcircled{C} = 0; \quad 0 = 720(1.85)^2 + 970 + 82 - 1.85 R_B$$

$$R_B = 1234.65 \text{ KG.}$$

$$\sum F_y = 0 \quad 720X(1.85) - R_C - 1234.65 = 0$$

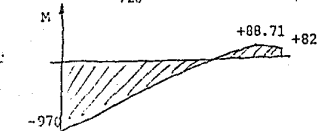
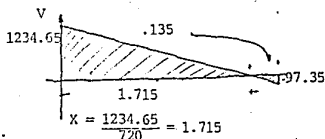
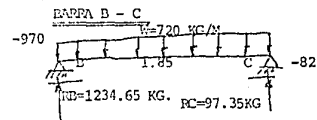
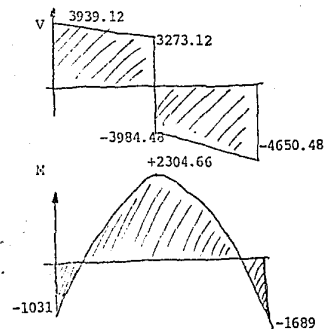
$$R_C = 9735 \text{ KG.}$$

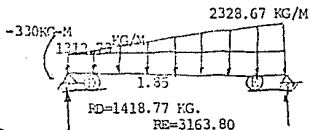
$$V \textcircled{B} (0.30) = 1018.65 \text{ KG}$$

$$V \textcircled{C} (0.30) = +118.65 \text{ KG.}$$

$$M \textcircled{B} (0.15) = -792.90 \text{ KG-M.}$$

$$M \textcircled{C} (0.15) = +88.51 \text{ KG-M}$$





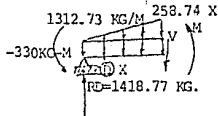
+1280KG-M

$$\sum ME=0;$$

$$0 = (1312.73) \frac{(1.85)^2}{2} + (2328.67) \frac{(1.85)(1.85)}{3}$$

$$+330 - 1280 - 1.85 RD$$

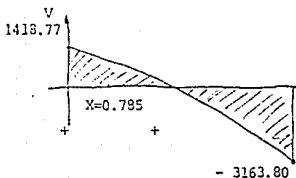
$$RD = 1418.77 \text{ KG}$$



$$+ X +$$

$$y = \frac{2328.67}{1.85}$$

$$y = 1258.74X$$



$$\sum Mx=0;$$

$$0 = (1312.73) \frac{(X)^2}{2} + (1258.74) \frac{X^2}{6} + 330 - 1418.77X - M$$

$$M = -209.79X^3 - 656.37X^2 + 1418.77X - 330$$

$$V = \frac{dM}{dx} = -629.37X^2 - 1312.74X + 1418.77$$

$$RE = -(629.37)(1.85)^2 - (1312.74)(1.85) + 1418.77$$

$$RE = -3163.80 \text{ KG.}$$

$$ME = -(209.79)(1.85)^3 - (656.37)(1.85)^2 + (1418.77)(1.85) - 330$$

$$ME = -1280.01 \text{ KG-M}$$

$$V=0; 0 = -629.37X^2 - 1312.74X + 1418.77$$

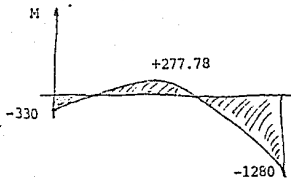
$$X = 0.785$$

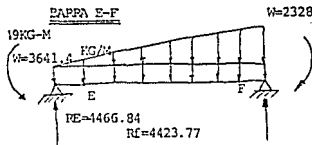
$$M \text{ MAX. (+)} = -209.79(0.785)^3 - 656.37(0.785)^2 + 1418.77(0.785) - 330$$

$$M \text{ MAX (+)} = 277.78 \text{ KG.M}$$

$$M(0.15) = -132.67 \text{ KG-M}$$

$$M(1.70) = -845.70 \text{ KG-M}$$



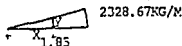
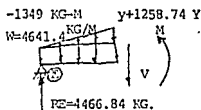
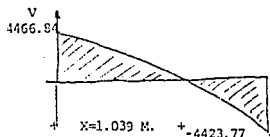


$$\sum M = 0;$$

$$0 = (3641.4) \frac{1.85^2}{2} + (2328.67) \frac{1.85 \times 1.85}{3} + 1349$$

$$-645 - 1.85 RE$$

$$RE = 4466.84 \text{ KG.}$$



$$\frac{2328.67}{1.85} = \frac{Y}{X}$$

$$Y = 1258.74 X$$

$$Y = 1258.74 X$$

$$V = 0$$

$$-629.37X^2 - 3641.4X + 4466.84 = 0$$

$$X = 1.039 \text{ M}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$0 = V - 4466.84 + 3641.4X + 1250.74X \frac{X}{2}$$

$$V = -629.37 X^2 - 3641.4X + 4466.84$$

$$M = \int V dx = \int (-629.37X^2 - 3641.4X + 4466.84) dx$$

$$M = \frac{-629.37X^3}{3} - 3641.4 \frac{X^2}{2} + 4466.84X + M$$

$$\text{CUANDO } X=0 \quad M = -1349$$

$$M = -209.75 X^3 - 1870.7X^2 + 4466.84X - 1349$$

$$FE = -629.37(1.65)^2 - 3641.4(1.85) + 4466.84$$

$$FE = -4423.77 \text{ KG.}$$

$$M \text{ MAX. (+)} = -209.79(1.039)^3 - 1,820.7(1.039)^2 + 4466.84(1.089) - 1349$$

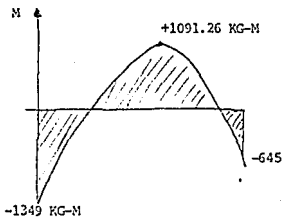
$$M \text{ MAX. (+)} = 1,091.20 \text{ KG-M}$$

$$M(0.15) = -720.65 \text{ KG-M}$$

$$M(1.70) = -47.89 \text{ KG-M}$$

$$V(0.30) = 3317.77 \text{ KG.}$$

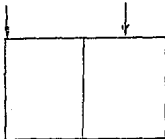
$$V(1.55) = -2689.39$$



CASO II

221

P1=7257.60 KG. P2=1814.40 KG.



CONSIDERAREMOS EL CASO DE QUE UN CAMION VAYA SALIENDO DE LA ESTRUCTURA Y QUE OTRO VAYA ENTRANDO AL MISMO TIEMPO.

ANQUE LA DISTANCIA SERIA DE EJE A EJE DE --- 2.78 M.

ANALISIS DE CARGAS

1).- CARGA SOBRE LOSA SUPERIOR SIN CARGA VIVA

a) CARGA POR PESO PROPIO

$$w_1 = 0.30 \times 2400 = 720 \text{ KG/M}$$

b) CARGA DE LA FUEDA MAS PESADA P1=7257.60 (NO CAUSA MOMENTO)

LAS CARGAS DE AMBAS FUEDAS SE CONSIDERARAN APLICADAS SOBRE UNO DE LOS EJES VERTICALES DE UN MURO EXTREMO, Y EL OTRO A LA MITAD DEL CLARO MAS ALEJADO.

2).- CARGA SOBRE LOSA SUPERIOR CON CARGA VIVA

a) CARGA POR PESO PROPIO DE LA LOSA

$$w_1 = 720 \text{ KG/M}$$

b) CARGA VIVA PUNTUAL

$$P_2 = 1814.40 \text{ KG.}$$

3).- LOSAS INFERIORES

a) PESO PROPIO DEL CONDUCTO

$$w_{Pe} = 2547 \text{ KG/M}^2$$

b) PESO DE LA CARGA PUNTUAL EN EL CENTRO DEL CLARO

$$P_2 = 7257.6 \text{ KG}$$

PESO DE LA CARGA PUNTUAL EN EL EJE DEL MURO EXTERIOR

$$P_1 = 7257.60 \text{ KG.}$$

MOMENTO RESULTANTE DE LAS CARGAS PUNTALES CON RESPECTO AL CENTRO DEL DESPLANTE.

$$M = 7257.60 \times 1.85 - 1814.40 \times 0.925 = 11748.24 \text{ KG-M}$$

$$V' = \frac{MC}{I} = \frac{(11748.24)(2)}{(1)(4)^3} = 4405.59 \frac{\text{KG.}}{\text{M}^2}$$

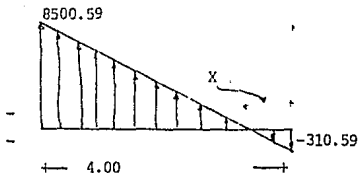
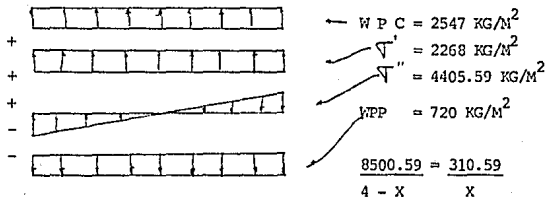
ESFUERZO PRODUCIDO POR LAS CARGAS PUNUALES CONSIDERADAS EN EL CENTRO.

$$\nabla' = \frac{P_1 + P_2}{A} = \frac{7257.60 + 1814.40}{(1) (4)} = 2268 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2}$$

PESO PROPIO DE LA LOSA INFERIOR

$$W_{PP} = 2400 \times 0.30 = 720 \text{ KG/M}^2$$

COMBINACION DE ESFUERZOS



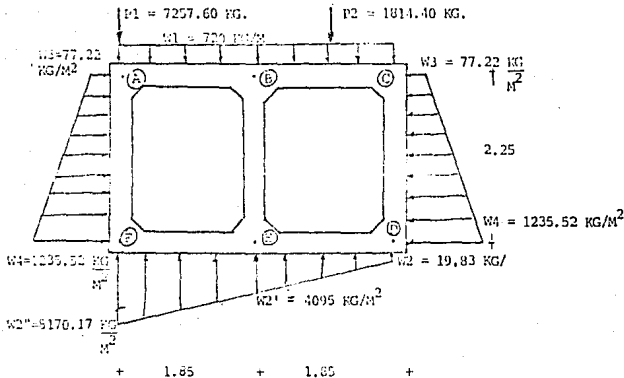
$$X = 0.141$$

3).- CARGA SOBRE PAREDES LATERALES EN EL CENTROIDE DE LA LOSA SUPERIOR

$$W_3 = 77.22 \text{ KG/M}^2$$

4).- CARGA SOBRE PAREDES LATERALES EN EL CENTROIDE DE LA LOSA INFERIOR

$$W_4 = 1235.52 \text{ KG/M}^2$$

MOMENTOS DE EMPUJAMIENTOBARRA A-B

$$M_{EAB} = M_{EBA} = \frac{W1L^2}{12} = \frac{(77.22)(1.85)^2}{12} = 205.35 \text{ KG-M}$$

BARRA B-C

$$M_{EBC} = M_{ECB} = \frac{W1L^2}{12} + \frac{P2L}{8} = \frac{(77.22)(1.85)^2}{12} + \frac{1814.40(1.85)}{8} = 624.93 \text{ KG-M}$$

BARRA D-E

$$M_{EDE} = \frac{W2L^2}{12} + \frac{(W2' - W2)L^2}{30} = \frac{(19.83)(1.85)^2}{12} + \frac{(4095 - 19.83)(1.85)^2}{30} = 470.56 \text{ KG-M}$$

$$M_{EED} = \frac{W2'L^2}{12} + \frac{(W2'' - W2')L^2}{30} = \frac{(4095)(1.85)^2}{12} + \frac{(8170.17 - 4095)(1.85)^2}{30} = 703.02 \text{ KG-M}$$

BARRA E-F

$$M_{EEF} = \frac{W2'L^2}{12} + \frac{(W2'' - W2')L^2}{30} = \frac{(4095)(1.85)^2}{12} + \frac{(8170.17 - 4095)(1.85)^2}{30} = 1632.84 \text{ KG-M}$$

$$M_{EFE} = \frac{W2'L^2}{12} + \frac{(W2'' - W2')L^2}{30} = \frac{(4095)(1.85)^2}{12} + \frac{(8170.17 - 4095)(1.85)^2}{30} = 1865.29 \text{ KG-M}$$

BARRA A-F

$$M_{EAF} = M_{EFD} = \frac{W1L^2}{12} + \frac{(W4 - W3)L^3}{30} = \frac{(77.22)(2.25)^2}{12} + \frac{(1235.52 - 77.22)(2.25)^2}{30} = 223.04 \text{ KG-M}$$

$$M_{EFA} = M_{EFD} = \frac{W1L^2}{12} + \frac{(W4 - W3)L^3}{30} = \frac{(77.22)(2.25)^2}{12} + \frac{(1235.52 - 77.22)(2.25)^2}{30} = 325.77 \text{ KG-M}$$

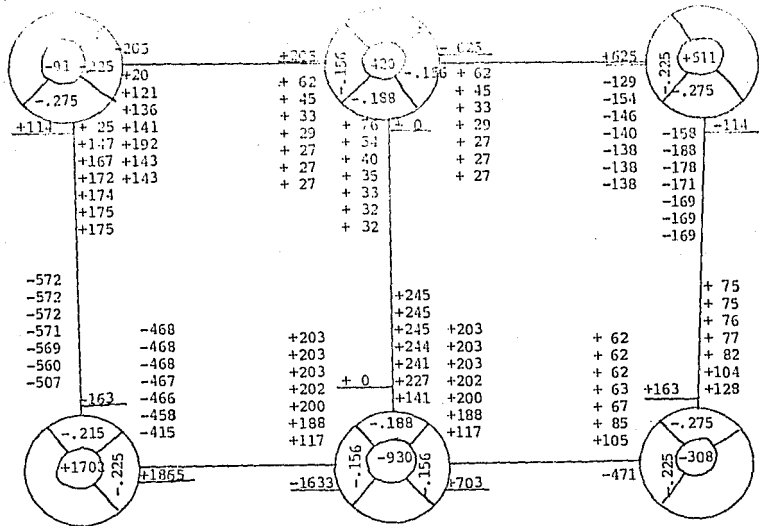
MOMENTOS A CONSIDERAR SEGUN NORMA S.O.P.

$$M_{EAF} = M_{EFD} = \frac{223.04}{2} = 111.52 \text{ KG-M} ; M_{EFA} = M_{EFD} = \frac{325.77}{2} = 162.89 \text{ KG-M}$$

BARRA B-E

$$M_{EBC} = M_{EED} = 0 \text{ KG-M}$$

FOR EL METODO DE KANI SUPONIENDO QUE NO EXISTEN DESPLAZAMIENTOS LATERALES.



$$MAF = +114+2(+175)+(-572) = -108 \text{ KG-M}$$

$$MAB = -205+2(+143)+(+27) = +108 \text{ KG-M}$$

$$MBA = +205+2(+27)+(+143) = +402 \text{ KG-M}$$

$$MBE = +0+2(+32)+(245) = +309 \text{ KG-M}$$

$$MBC = -625+2(+27)+(-138) = -709 \text{ KG-M}$$

$$MCB = +625+2(-138)+(+27) = +376 \text{ KG-M}$$

$$MCD = -114+2(-169)+(+75) = -377 \text{ KG-M}$$

$$MDC = +163+2(+75)+(-169) = +144 \text{ KG-M}$$

$$MDE = -471+2(+62)+(+203) = -144 \text{ KG-M}$$

$$MED = +703+2(+203)+(+62) = +1171 \text{ KG-M}$$

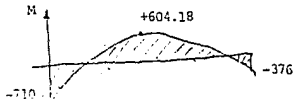
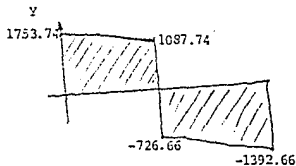
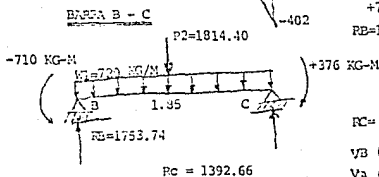
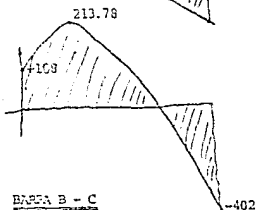
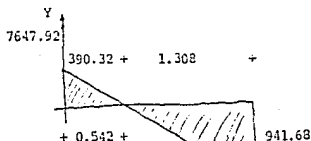
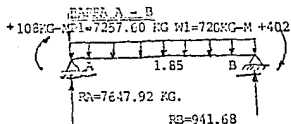
$$MEB = +0+2(+245)+(+32) = +522 \text{ KG-M}$$

$$MEF = -1633+2(+203)+(-468) = -1695 \text{ KG-M}$$

$$MFE = +1865+2(-468)+(+203) = +1132 \text{ KG-M}$$

$$MFA = -163+2(-572)+(+175) = -1132 \text{ KG-M}$$

MOMENTOS CONSTANTES Y REACCIONES



$$\Sigma M \textcircled{A} = 0$$

$$0 = (720)(1.85) \frac{(1.85)}{2} + 7257.60 \times 1.85 - 108 - 402 - 1.85 R_B$$

$$R_A = 7647.92 \text{ KG.}$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$0 = -7257.60 + 7647.92 - 720(1.85) + R_B$$

$$R_B = 941.68$$

$$\frac{390.32 - 941.68}{X} = 1.85 - X$$

$$X = 0.542$$

$$V \textcircled{A} (1.30) = 174.32 \text{ KG}$$

$$V \textcircled{B} (0.45) = -725.68 \text{ KG.}$$

$$M \textcircled{A} (0.15) = 108 + \left(\frac{390.32 + 282.32}{2} \right) (0.15) = 158.45 \text{ KG}$$

$$M \textcircled{B} (0.15) = -402 + \left(\frac{941.68 + 833.68}{2} \right) (0.15) = -268.85 \text{ KG-M}$$

$$\Sigma M_C = 0$$

$$0 = 1814.40(0.925) + (720)(1.85) \frac{(1.85)}{2} + 710 - 376 - 1.85 R_B$$

$$R_B = 1753.74 \text{ KG.}$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$0 = (720)(1.85) + 1814.40 - 1752.74 - R_C$$

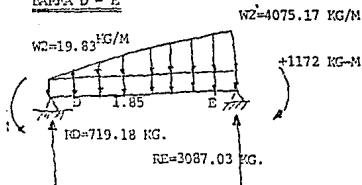
$$R_C = 1392.66 \text{ KG.}$$

$$V_B (0.30) = 1753.74 - 0.30 \times 720 = 1537.74 \text{ KG.}$$

$$V_A (0.30) = -1392.66 + 0.30 \times 720 = -1176.66 \text{ KG.}$$

$$M \textcircled{A} (0.15) = -710 + \left(\frac{1753.74 + 1645.74}{2} \right) \times 0.15 = -455.04 \text{ KG-M}$$

$$M \textcircled{B} (0.15) = -376 + \left(\frac{1392.66 + 1284.66}{2} \right) \times 0.15 = -175.20 \text{ KG-M}$$



$$\sum M_E = 0$$

226

$$0 = (19.83) \frac{(1.85)^2}{2} + (4075.17) \frac{(1.85)(1.85)}{2} - \frac{1172}{3}$$

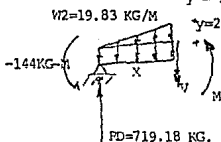
$$+144 - 1172 - 1.85 \text{ RD}$$

$$RD = 719.18 \text{ KG.}$$

$$\frac{4075.17}{1.85} = \frac{y}{x}$$

$$y = 2202.80 \text{ X}$$

$$y = 2202.80x$$



$$\sum M_x = 0$$

$$0 = (2202.80x) \left(\frac{x}{2} \right) + 19.83x \frac{x^2}{2} + 144$$

$$- 719.18 x + M$$

$$M = -367.13x^3 - 9.92x^2 + 719.18x - 144$$

$$V = \frac{dm}{dx} = -1101.39x^2 - 19.84x + 719.18$$

$$V(1.85) = -1101.39(1.85)^2 - 19.84(1.85) + 719.18$$

$$V(1.85) = -3087.03 \text{ KG.}$$

SI HACEMOS CORRIENTE = 0, ENTONCES EN ESE PUNTO TENDREMOS EL MOMENTO POSITIVO MAXIMO.

$$V = -1101.39x^2 - 19.84x + 719.18 = 0$$

$$x = 0.799$$

$$M \text{ MAX}(+) = -367.13(0.799)^3 - 9.92(0.799)^2 + 719.18(0.799) - 144$$

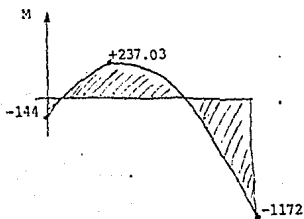
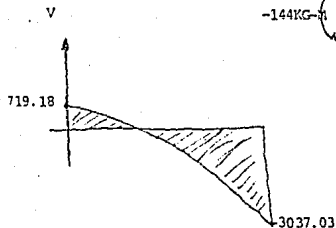
$$M \text{ MAX}(+) = 237.03 \text{ KG-M}$$

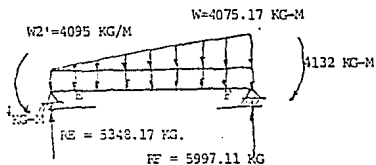
$$V \text{ (D)}(0.30) = 614.10 \text{ KG.}$$

$$V \text{ (E)}(1.55) = -1957.66 \text{ KG.}$$

$$M \text{ (D)}(0.15) = -37.59 \text{ KG-M}$$

$$M \text{ (B)}(1.70) = -753.77 \text{ KG-M}$$





$$\sum MF = 0$$

$$0 = (4095) \frac{(1.85)^2}{2} + (4075.17) \frac{(1.85)(1.85)}{3}$$

$$+ 1694 - 1132 - 1.85 RE$$

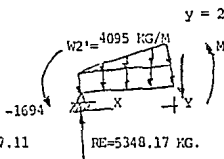
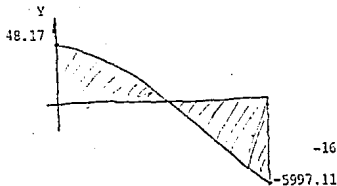
$$RE = 5348.17 \text{ KG.}$$

$$\sum Fy = 0$$

$$0 = (4095 \times 1.85) + (4075.17) \frac{(1.85)}{2}$$

$$- 5348.17 - RF$$

$$RF = 5997.11 \text{ KG.}$$



$$\sum MX = 0$$

$$0 = -M - 4095X \left(\frac{X}{2}\right) - 2202.80X \left(\frac{X}{3}\right)$$

$$+ 5348.17X - 1694$$

$$M = -367.12 X^3 - 2047.5 X^2 + 5348.17 X - 1694$$

PARA EL MOMENTO MAXIMO, DERIVAMOS LA FUNCION MOMENTO E IGUALAMOS A CERO LA DERIVADA, Y EL VALOR QUE NOS DE PARA X, SERA EL MOMENTO MAXIMO.

$$\frac{dM}{dX} = -1101.39 X^2 - 4095 X + 5348.17$$

$$- 1101.39 X^2 - 4095 X + 5348.17 = 0$$

$$X = 1.024 \text{ M}$$

$$M \text{ MAX (+)} = -367.13(1.024)^3 - 2047.5(1.024)^2 + 5348.17(1.024) - 1694$$

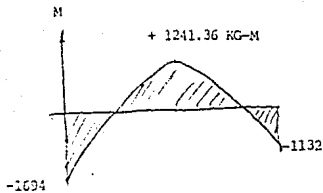
$$M \text{ MAX (+)} = 1241.36 \text{ KG-M}$$

$$VZ(0.30) = 4020.54 \text{ KG. } MZ(0.15) = -939.08 \text{ KG-M}$$

$$VF(1.55) = -3645.17 \text{ KG } MZ(1.70) = -323.10 \text{ KG-M}$$

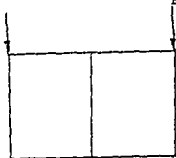
$$MZ(0.15) = -939.08 \text{ KG-M}$$

$$MZ(1.70) = 323.09 \text{ KG-M}$$

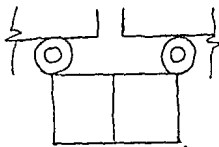


P1=7257.60 KG.

P2=7257.60 KG.



CONSIDERAREMOS EL CASO DE QUE UN CAMION SE QUEDE EXACTAMENTE PARADO CON LA RUEDA MAS PESADA EN UN MURO, Y QUE OTRO CAMION EN REVERSA, SE QUEDE PARADO CON LA RUEDA MAS PESADA SOBRE EL OTRO MURO A 3.70 M. DE DISTANCIA.

ANALISIS DE CARGAS

- 1).- CARGA SOBRE LA LOSA SUPERIOR

$$w_1 = (0.30) (2400) = 720 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2}$$

LAS CARGAS MOVILES PUNUALES SE CONSIDERAN SOBRE LOS MUROS, Y POR LO TANTO NO PRODUCEN MOMENTO FLEXIONANTE EN LAS LOSAS SUPERIORES.

- 2).- CARGA SOBRE LOSA INFERIOR

$$w_{PC} = 2547 \text{ KG/M}^2$$

$$w_{PP} = 720 \text{ KG/M}^2$$

ESFUERZO TRANSMITIDA POR AMBAS CARGAS PUNUALES AL TERRENO:

$$\nabla' = \frac{P_1 + P_1}{(4) (1)} = \frac{(2) (7257.60 \text{ KG.})}{(4) (1)} = 3628.80 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2}$$

$$w_2 = w_{PC} + \nabla' - w_{PP}$$

$$w_2 = 2547 \text{ KG/M}^2 + 3628.80 \text{ KG/M}^2 - 720 \text{ KG/M}^2$$

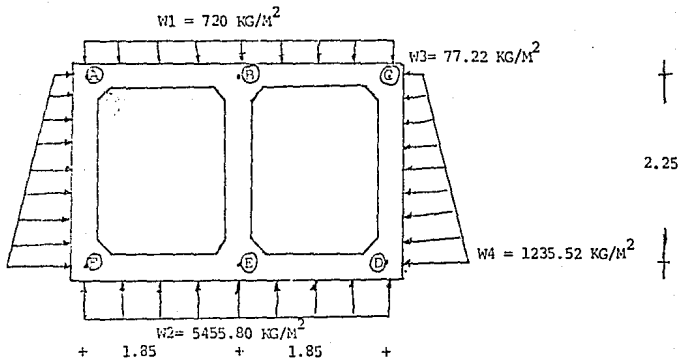
$$w_2 = 5455.80 \text{ KG/M}^2$$

- 3).- CARGA SOBRE PAREDES LATERALES EN EL CENTROIDE DE LA LOSA SUPERIOR

$$w_3 = 77.22 \text{ KG/M}^2$$

- 4).- CARGA SOBRE PAREDES LATERALES EN EL CENTROIDE DE LA LOSA INFERIOR

$$w_4 = 1235.52 \text{ KG/M}^2$$



MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO

BARRA A - B

$$M_{AB} = M_{BA} = M_{BC} = M_{CB} = \frac{W1L^2}{12} = \frac{(720)(1.85)^2}{12} = 205.35 \text{ KG-M}$$

BARRA D - E

$$M_{DE} = M_{ED} = M_{EF} = M_{FE} = \frac{W2L^2}{12} = \frac{(5455.80)(1.85)^2}{12} = 1556.04 \text{ KG-M}$$

BARRA B - E

$$M_{BE} = M_{EB} = 0 \text{ KG-M}$$

BARRA A-F

$$M_{AF} = M_{FD} = \frac{W3L^2}{12} + \frac{(W4 - W3)L^2}{30} = \frac{(77.22)(2.25)^2}{12} + \frac{(1235.52 - 77.22)(2.25)^2}{30}$$

$$M_{AF} = M_{FD} = 228.04 \text{ KG-M} \quad M_{AF} = M_{FD} = 228.04 = 114.02 \text{ KG-M}$$

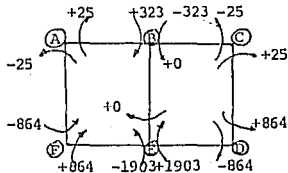
$$M_{FA} = M_{DC} = \frac{W3L^2}{12} + \frac{(W4 - W3)L^2}{20} = \frac{(77.22)(2.25)^2}{12} + \frac{(1235.52 - 77.22)(2.25)^2}{20}$$

$$M_{FA} = M_{DC} = 325.77 \text{ KG-M} \quad M_{FA} = M_{DC} = \frac{325.77}{2} = 162.89 \text{ KG-M}$$

METODO DE CROSS:

MUDO	A		B			C		D		E			F	
TRAMO	AP	AB	BA	BE	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EB	EF	FE	FA
HECLOS	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
RIGIDEZ	1	0.822	0.822	1	0.822	0.822	1	1	0.822	0.822	1	0.822	0.822	1
E.DIST.	0.549	0.451	0.311	0.378	0.311	0.451	0.549	0.549	0.451	0.311	0.378	0.311	0.451	0.549
M.I.	+ 114	- 206	+ 206	+ 0	- 206	+ 206	- 114	+ 163	-1556	+1556	+ 0	-1556	+ 1556	- 163
EQ.	+ 51	+ 41	+ 0	+ 0	+ 0	- 41	- 51	+ 765	+ 628	+ 0	+ 0	+ 0	- 628	- 765
T	- 383	+ 0	+ 21	+ 0	- 21	+ 0	+ 383	- 26	+ 0	+ 314	+ 0	- 314	+ 0	+ 26
EQ.	+ 210	+ 173	+ 0	+ 0	+ 0	- 173	- 210	+ 14	+ 12	+ 0	+ 0	+ 0	- 12	- 14
T	- 7	+ 0	+ 87	+ 0	- 87	+ 0	+ 7	- 105	+ 0	+ 6	+ 0	- 6	+ 0	+ 105
EQ.	+ 4	+ 3	+ 0	+ 0	+ 0	- 3	- 4	+ 58	+ 47	+ 0	+ 0	+ 0	- 47	- 58
T	- 29	+ 0	+ 2	+ 0	- 2	+ 0	+ 29	- 2	+ 0	+ 24	+ 0	- 24	+ 0	+ 2
EQ.	+ 16	+ 13	+ 0	+ 0	+ 0	- 13	- 10	+ 1	+ 1	+ 0	+ 0	+ 0	- 1	- 1
T	- 1	+ 0	+ 7	+ 0	- 7	+ 0	+ 1	- 8	+ 0	+ 1	+ 0	- 1	+ 0	+ 8
EQ.	+ 1	+ 0	+ 0	+ 0	+ 0	- 0	- 1	+ 4	+ 4	+ 0	+ 0	+ 0	- 4	- 4
T	- 2	+ 0	+ 0	+ 0	+ 0	+ 0	+ 2	- 1	+ 0	+ 2	+ 0	- 2	+ 0	+ 1
EQ.	+ 1	+ 1	+ 0	+ 0	+ 0	- 1	- 1	+ 1	+ 0	+ 0	+ 0	+ 0	- 0	- 1
N.F.	- 25	+ 25	+ 323	+ 0	-373	- 25	+ 25	-864	- 864	+1903	+ 0	-1903	- 864	- 864

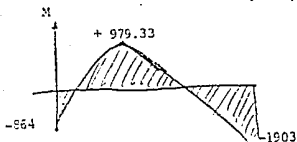
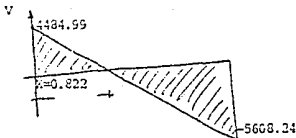
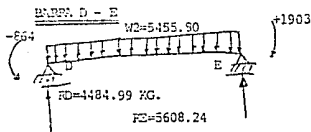
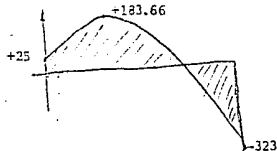
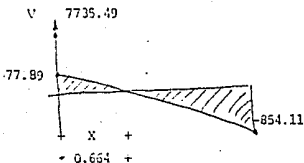
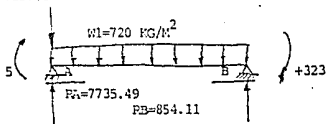
MOMENTOS FINALES



BARRA A - B

7257.60 KG.

231



$$\sum M_B = 0$$

$$0 = (7257.60)(1.85) + (720)(1.85) \frac{(1.85)}{2}$$

$$-25 - 323 - 1.85 R_A$$

$$R_A = 7735.49 \text{ KG.}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$0 = 7257.60 + 720(1.85)$$

$$- 7735.49 - R_B$$

$$R_B = 854.11 \text{ KG.}$$

$$\frac{477.89}{X} = \frac{854.11}{1.85 - X}$$

$$X = 0.664$$

$$V_D(0.30) = 261.89 \text{ KG.}$$

$$V_E(0.30) = -638.11 \text{ KG.}$$

$$M_D(0.15) = +88.58 \text{ KG-M}$$

$$M_E(0.15) = -202.98 \text{ KG-M}$$

$$\sum M_E = 0$$

$$0 = (5455.80)(1.85) \frac{(1.85)}{2} + 864$$

$$-1903 - 1.85 R_D$$

$$R_D = 4484.99 \text{ KG.}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$0 = (5455.80)(1.85) - 4484.99$$

$$- R_E$$

$$R_E = 5608.24 \text{ KG.}$$

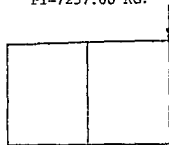
$$\frac{4484.99}{X} = \frac{5608.24}{1.85 - X}$$

$$X = 0.822$$

$$V_D(0.30) = 2848.25 \text{ KG.} \quad M_D(0.15) = -252.63 \text{ KG-M}$$

$$V_E(0.30) = 3971.50 \text{ KG.} \quad M_E(0.15) = -1123.14 \text{ KG-M}$$

$$P1=7257.60 \text{ KG.}$$



CONSIDERAREMOS EL CASO EN QUE LA RUEDA MAS PESADA ESTE SOBRE UN MURO LATERAL, Y CON ESTO, VEREMOS EL MOMENTO MAXIMO NEGATIVO - QUE NOS PRODUCIRA EN LA LOSA INFERIOR QUE ESTA DIRECTAMENTE ABAJO DE LA CARGA.

ANALISIS DE CARGAS

1.- CARGA SOBRE LOSA SUPERIOR

$$W1 = (0.30)(2400) = 720 \text{ KG/M}^2$$

LA CARGA MOVIL PUNTUAL SE CONSIDERARA AL EJE DEL MURO, POR LO CUAL NO NOS PRODUCE MOMENTO.

2.- CARGA SOBRE LOSAS INFERIORES

a) PESO PROPIO DEL CONDUITO

$$WPC = 2547 \text{ KG/M}^2$$

b) PESO DE LA CARGA PUNTUAL

$$P1 = 7257.60 \text{ KG.}$$

MOMENTO RESULTANTE DE LA CARGA PUNTUAL MOVIL, CON RESPECTO AL EJE CENTROIDAL.

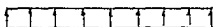
$$M = 7257.60 \times 1.85 = 13426.56 \text{ KG-M}$$

$$\nabla' = \frac{MC}{I} = \frac{(13426.56)(2)}{\frac{(1)(4)^3}{12}} = 5034.96 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2}$$

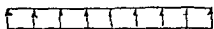
$$\nabla'' = \frac{P1}{A} = \frac{7257.60}{(1)(4)} = 1814.40 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2}$$

PESO PROPIO DE LA LOSA INFERIOR

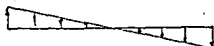
$$W P P = (0.30)(2400) = 720 \text{ KG/M}^2$$



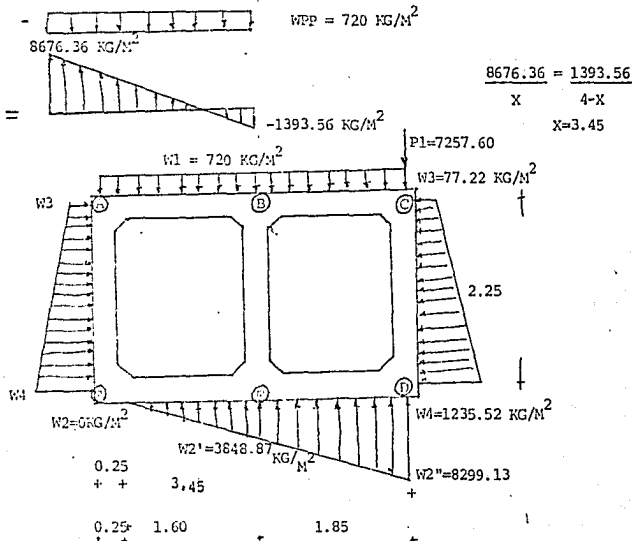
$$WPC=2547 \text{ KG/M}^2$$



$$\nabla' = 1814.60 \text{ KG/M}^2$$



$$\nabla'' = 5034.96 \text{ KG/M}^2$$



MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO

BARRA A - B

$$MEAB = MEBC = MECD = MECA = W1L^2 = \frac{(720)(1.85)^2}{12} = 205.35 \text{ KG-M}$$

BARRA D - E

$$MEDE = W2' \frac{L^2}{12} + \frac{(W2'' - W2')L^2}{20} = \frac{(3848.87)(1.85)^2}{12} + \frac{(8299.13 - 3848.27)(1.85)^2}{20}$$

$$MEDE = 1859.38 \text{ KG-M}$$

$$MEED = \frac{W2'L^2}{12} + \frac{(W2'' - W2')L^2}{30} = \frac{(3848.87)(1.85)^2}{12} + \frac{(8299.13 - 3848.27)(1.85)^2}{30}$$

$$MEED = 1605.50 \text{ KG-M}$$

BARRA E - F

$$MEEF = W2' L \frac{(10 - 10b + 3b^2)}{30} = \frac{(3848.47)(1.85)(1.60)(10 - (10)(1.60) + 3(1.60)^2)}{30} = 637.92 \text{ KG-M}$$

BARRA A - F

$$MEAF = MECD = 228.04 \text{ KG-M}; \quad MEAF = 114.02 \text{ KG-M}$$

$$MEFA = MEBC = 325.77 \text{ KG-M}; \quad MEFC = 162.88 \text{ KG-M}$$

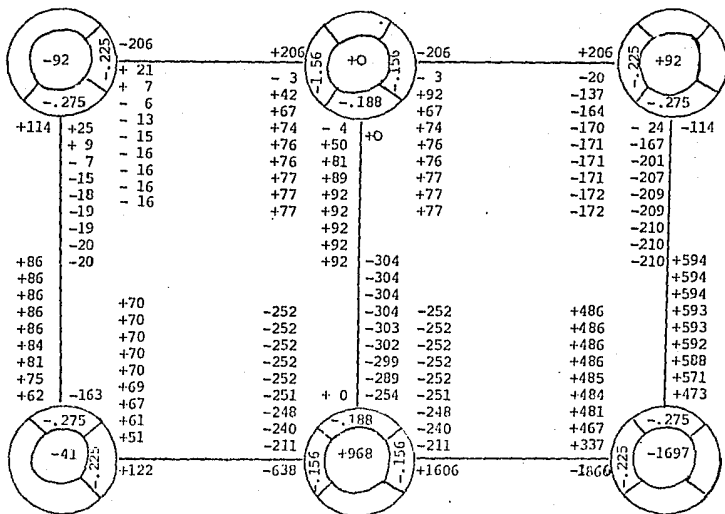
BARRA B - E

$$MEBE = MEEB = 0 \text{ KG-M}$$

BARRA E - F

$$MEFE = W2' L \frac{b^2(5-3b)}{30} = \frac{(3848.47)(1.85)(1.60)^2(5 - (3)(1.60))}{30} = 121.51 \text{ KG-M}$$

POR EL METODO DE FANI CONSIDERAMOS QUE NO EXISTEN DESPLAZAMIENTOS LA-
TERALES.



$$MAF = 114 + 2(-20) + 86 = +160 \text{ KG-M}$$

$$MAB = 206 + 2(-16) + 77 = -161 \text{ KG-M}$$

$$MBA = +206 + 2(77) - 16 = +344 \text{ KG-M}$$

$$MBE = 0 + 2(92) - 304 = -120$$

$$MBC = -206 + 2(77) - 172 = -224 \text{ KG-M}$$

$$MCB = 206 + 2(-172) + 77 = -61 \text{ KG-M}$$

$$MCD = -114 + 2(-210) + 594 = +60 \text{ KG-M}$$

$$MEC = 163 + 2(594) - 210 = +1141 \text{ KG-M}$$

$$MDE = -1860 + 2(486) - 252 = -1140 \text{ KG-M}$$

$$MED = 1606 + 2(-252) + 486 = +1588 \text{ KG-M}$$

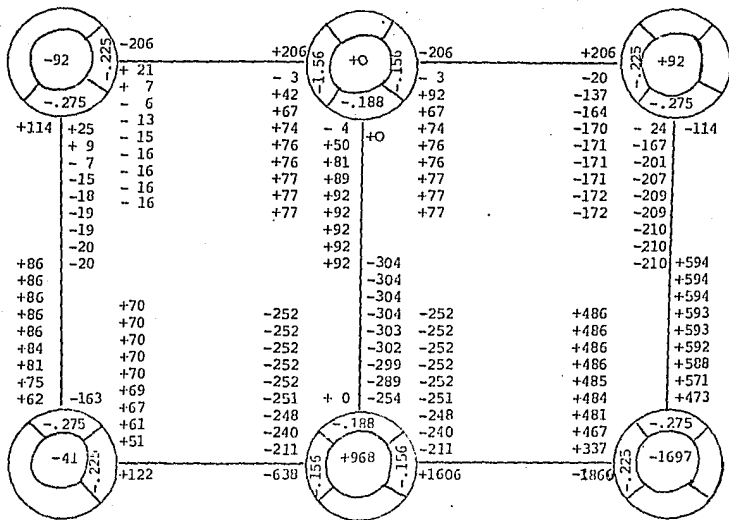
$$MED = 0 + 2(-304) + 92 = -516 \text{ KG-M}$$

$$MEN = -638 + 2(-252) + 70 = -1072$$

$$MEE = 122 + 2(70) - 252 = +10 \text{ KG-M}$$

$$MFA = -163 + 2(86) - 20 = -11 \text{ KG-M}$$

POR EL METODO DE FINI CONSIDERAREMOS QUE NO EXISTEN DESPLAZAMIENTOS LA-
TERALES.



$$MAF = 114 + 2(-20) + 86 = +160 \text{ KG-M}$$

$$MAB = 206 + 2(-36) + 77 = -161 \text{ KG-M}$$

$$MBA = +206 + 2(77) - 16 = +344 \text{ KG-M}$$

$$MBE = 0 + 2(92) - 304 = -120$$

$$MBC = -206 + 2(77) - 172 = -224 \text{ KG-M}$$

$$MCB = 206 + 2(-172) + 77 = -61 \text{ KG-M}$$

$$MCD = -114 + 2(-210) + 594 = +60 \text{ KG-M}$$

$$MDC = 163 + 2(594) - 210 = +1141 \text{ KG-M}$$

$$MDE = -1860 + 2(486) - 252 = -1140 \text{ KG-M}$$

$$MED = 1606 + 2(-252) + 486 = +1588 \text{ KG-M}$$

$$MEB = 0 + 2(-304) + 92 = -516 \text{ KG-M}$$

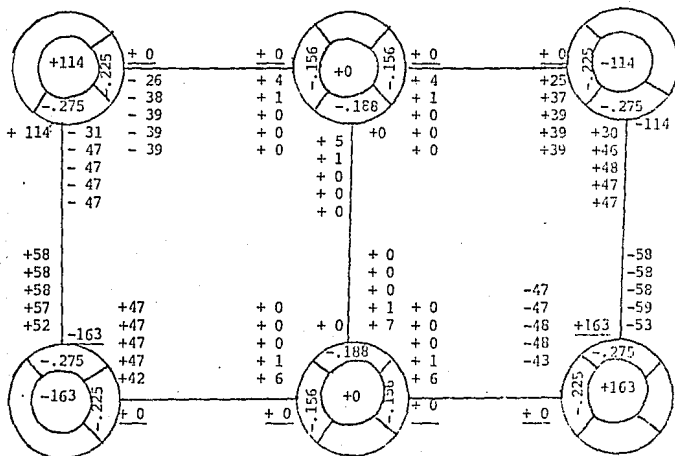
$$MEF = -638 + 2(-252) + 70 = -1072$$

$$MEE = 122 + 2(70) - 252 = +10 \text{ KG-M}$$

$$MFA = -163 + 2(86) - 20 = -11 \text{ KG-M}$$

LA ESPECIFICACION S.O.P. DICE QUE TANTO PARA MOMENTOS NEGATIVOS COMO PARA LOS ELEMENTOS VERTICALES SE TOMARAN LOS MOMENTOS TOTALES.

HAREMOS UN KANI CONSIDERANDO LA MITAD DE LOS MOMENTOS POR EMPUJE DE TIERRAS,- PARA ASI OBTENER LOS MOMENTOS CORTANTES ACTUANTES, Y POR SUPERPOSICION CALCULAR LOS MOMENTOS TOTALES.



$$M_{AF} = 114 + 2(-47) + 58 = +78 \text{ KG-M}$$

$$M_{AB} = 0 + 2(-39) + 0 = -78 \text{ KG-M}$$

$$M_{BA} = 0 + (2)(0) - 39 = -39$$

$$M_{BE} = 0 + (2)(0) + 0 = +0$$

$$M_{BC} = 0 + (2)(0) + 39 = +39$$

$$M_{CB} = 0 + (2)(39) + 0 = +78 \text{ KG-M}$$

$$M_{CD} = -114 + (2)(47) - 58 = -78 \text{ KG-M}$$

$$M_{DC} = 163 + (2)(-58) + 47 = +94 \text{ KG-M}$$

$$M_{DE} = 0 + (2)(-47) + 0 = 94 \text{ KG-M}$$

$$M_{ED} = 0 + (2)(0) - 47 = -47 \text{ KG-M}$$

$$M_{EB} = 0 + (2)(0) + 0 = 0$$

$$M_{EF} = 0 + (2)(0) + 47 = +47 \text{ KG-M}$$

$$M_{FE} = 0 + (2)(47) + 0 = +94 \text{ KG-M}$$

$$M_{FA} = -163 + (2)(58) - 47 = -94 \text{ KG-M}$$

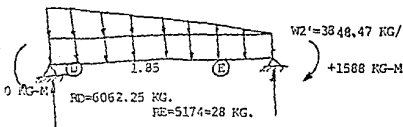
BARRA D - E

236

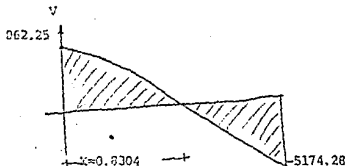
$W_2'' = 8299.13 \text{ KG/M}$

$\sum M_E = 0$

$$0 = (3848.47) \frac{(1.85)^2}{2} + (8299.13 - 3848.47) \frac{(1.85)(2 \times 1.85)}{2 \times 3} + 1140 - 1588 - 1.85 \text{ RD} + 6062.25 \text{ KG}$$



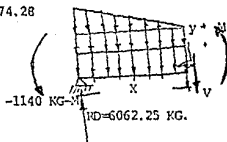
$\sum F_y = 0; 0 = \frac{(8299.13 + 3848.47)}{2} \cdot 1.85 - 6062.25 - R_E$
 $R_E = 5174.28$



4450.66

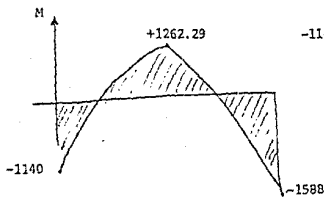
$$y = 2405.76(1.85 - X)$$

$W = 4450.66 - 2405.76(1.85 - X)$



$\sum M_C = 0$

$$0 = -(3848.47) (X) \left(\frac{X}{2}\right) - 2405.76(1.85 - X) (X) \left(\frac{X}{2}\right)$$



$$- (4450.66 - 2405.76(1.85 - X)) \left(\frac{X}{2}\right) \left(\frac{2X}{3}\right) - 1140 + 6062.25X - M$$

$$M = -1924.24 X^2 - 2225.33X^2 + 1202.88X^3 - 801.92 X^3 - 1140 + 6062.25 X$$

$$M = 400.96X^3 - 4149.57X^2 + 6062.25X - 1140$$

$$V = \frac{dM}{dX} = 1202.88X^2 - 8299.14X + 6062.25$$

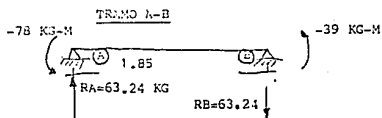
$V @ (0.30) = 3680.77 \text{ KG}$
 $V @ (1.59) = -3911.50 \text{ KG}$
 $M @ (0.15) = -322.68 \text{ KG-M}$
 $M @ (1.70) = -855.67 \text{ KG-M}$

$\sum S I V = 0$

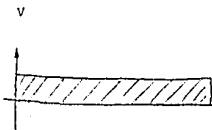
$$X = \frac{-(-8299.14) \pm \sqrt{(-8299.14)^2 - (4)(1202.88)(6062.25)}}{(2)(1202.88)}$$

$X = 0.8304$

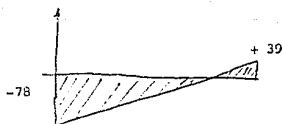
$M_{\text{MAX}} = (400.90)(0.8304)^3 - 4149.57(0.8304)^2 + 6062.25(0.8304) - 1140$
 $M_{\text{MAX}} = 1262.29 \text{ KG-M}$



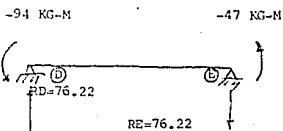
63.24



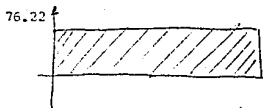
M



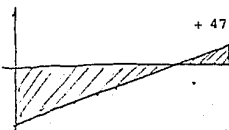
TRAMO D-E



V



M



$$\sum M_B = 0$$

$$0 = +78 + 39 - 1.85 R_A$$

$$R_A = 63.24 \text{ KG. } \uparrow$$

$$\sum F_y = 0$$

$$0 = -R_A - R_B$$

$$R_B = -R_A = -63.24 \text{ KG. } \downarrow$$

$$V_A (0.30) = 63.24 \text{ KG}$$

$$V_B (0.30) = 63.24 \text{ KG}$$

$$M_A (0.15) = -68.51 \text{ KG-M}$$

$$M_B (0.15) = +29.51 \text{ KG-M}$$

$$\sum M_E = 0$$

$$0 = +94 + 47 - 1.85 R_D$$

$$R_D = 76.22 \text{ KG. } \uparrow$$

$$R_E = -76.22 \text{ KG. } \downarrow$$

$$V_D (0.30) = 76.22 \text{ KG.}$$

$$V_E (0.30) = 76.22 \text{ KG.}$$

$$M_D (0.15) = -82.57 \text{ KG-M}$$

$$M_E (0.15) = +35.57 \text{ KG-M}$$

LOS MOMENTOS POSITIVOS EN LAS PAREDES VERTICALES SON EN REALIDAD PEQUEÑOS EN RELACION CON LOS DEMAS, POR LO TANTO NO TIENE CASO CALCULARLOS.

CASO ITRAMO A - B

$$MA (0.15) = -448.23 + (-68.51) = -516.74 \text{ KG-M}$$

$$MB (0.15) = -999.53 + (+29.51) = -970.02 \text{ KG-M}$$

TRAMO B - C

$$MB (0.15) = -792.90 + (-29.51) = -822.41 \text{ KG-M}$$

$$MC (0.15) = 88.51 + (+68.51) = +157.02 \text{ KG-M}$$

TRAMO D - E

$$MD (0.15) = -132.67 + (-82.57) = -215.24 \text{ KG-M}$$

$$ME (0.15) = -845.70 + (+35.57) = -810.13 \text{ KG-M}$$

TRAMO E - F

$$ME (0.15) = -720.65 + (-35.57) = -756.22 \text{ KG-M}$$

$$MF (0.15) = -47.89 + (+82.57) = +34.68 \text{ KG-M}$$

CASO II

TRAMO A - B

$$MA (0.15) = 158.45 + (-68.51) = +89.94 \text{ KG-M}$$

$$MB (0.15) = 268.85 + (+29.51) = +298.36 \text{ KG-M}$$

TRAMO B - C

$$MB (0.15) = -455.04 + (-29.51) = -484.55 \text{ KG-M}$$

$$MC (0.15) = -175.20 + (+68.51) = -106.69 \text{ KG-M}$$

TRAMO D - E

$$MD (0.15) = -37.59 + (-32.57) = -70.16 \text{ KG-M}$$

$$ME (0.15) = -753.77 + (+35.57) = -718.20 \text{ KG-M}$$

TRAMO E - F

$$ME (0.15) = -939.08 + (-35.57) = -974.65 \text{ KG-M}$$

$$MF (0.15) = -323.09 + (+82.57) = -240.52 \text{ KG-M}$$

CASO IIITRAMO A - B

$$MA (0,15) = 88,58 + (-68,51) = + 20,07 \text{ KG-M}$$

$$MB (0,15) = -202,98 + (+29,51) = -173,47 \text{ KG-M}$$

TRAMO D - E

$$MD (0,15) = - 252,63 + (-82,57) = -335,20 \text{ KG-M}$$

$$ME (0,15) = -1123,14 + (+35,57) = -1087,57 \text{ KG-M}$$

CASO I VTRAMO D - E

$$MD (0,15) = -322,66 + (-82,57) = -405,25 \text{ KG-M}$$

$$ME (0,15) = -855,67 + (+35,57) = -820,10 \text{ KG-M}$$

EN LOSA SUPERIOR

$$M \text{ MAX (+)} = 2304,66 \text{ KG-M}$$

$$M \text{ MAX (-)} = 970,02 \text{ KG-M}$$

DISEÑO DE LOSAS HORIZONTALES.CONSTANTES DE CALCULO

$$f'c = 250 \text{ KG/CM}^2 \quad E_c = 15100 \sqrt{f'c} = 15100 \sqrt{250} = 238\,751.96 \text{ KG/CM}^2$$

$$F_s = 2100 \text{ KG/CM}^2 \quad E_s = 2039000 \text{ KG/CM}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2039000}{238751.96} = 8.54$$

$$K = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}} = \frac{(0.45)(250)}{(0.45)(250) + \frac{2100}{8.54}} = 0.3139$$

$$j = 1 - \frac{K}{3} = 1 - \frac{0.3139}{3} = 0.895$$

$$R = \frac{1}{2} f_c K j = \frac{1}{2} (0.45)(210)(0.3139)(0.895) = 15.80 \text{ KG/CM}^2$$

$$f_c = 0.29 \sqrt{f'c} = 0.29 \sqrt{250} = 4.58 \text{ KG/CM}^2$$

$$\mu_{AD} = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{D} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{D} = \frac{36.366}{D}$$

EN LOSAS SUPERIORES

$$M \text{ MAX EN EL CONDUCTO} = 2304.66 \text{ KG-M}$$

$$M \text{ MAX. (-)} = 999.53 \text{ KC-M}$$

$$M \text{ MAX. (+)} = 2304.66 \text{ KG-M}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{230466}{(15.80)(100)}} = 12.07 < 25$$

EN ESTE CASO EL CORTANTE NO ES REGIDOR, ES DECIR QUE EL ESFUERZO CORTANTE ACTUANTE NI SI QUIERA SE ACERCA AL ESFUERZO CORTANTE ADMISIBLE; ESTO LO -
PODEMOS VER HACIENDO:

V MAX. ADMISIBLE = $(4.58 \text{ KG/CM}^2)(100)(25) = 11\,450 \text{ KG}$., ESTE CORTANTE ES -
EL LIMITE PARA EL CUAL DE ESTE VALOR O ALGUNO MAS ALTO OCUPARIAMOS ESTRIBOS,
O QUE ES LO MISMO DECIR, LA SECCION $b d$ NO SERIA SUFICIENTE PARA RESISTIR -
EL CORTANTE SIN NECESIDAD DE REFUERZO EN EL ALMA.

CON ESTO LO QUE PODEMOS VER ES QUE CON RESPECTO A CORTANTE EL V MAX. ADM.-
ES MUCHO MAYOR QUE LOS CORTANTES POSIBLES EN LA ESTRUCTURA.

$$A_s (+) = \frac{230466}{(2100)(.895)(25)} = 4.90 \text{ CM}^2 \text{ VARS } \emptyset 5/8" @ 20$$

$$A_s (-) = \frac{99953}{(2100)(.895)(25)} = 2.13 \text{ CM}^2 \text{ VARS } \emptyset 5/8" @ 92$$

$$A_s (-) = \frac{108757}{(2100)(.895)(25)} = 2.31 \text{ CM}^2 \text{ VARS } \emptyset 5/8" @ 85$$

$$A_{st} = (0020)(100)(30) = 6 \text{ Cm}^2 \quad \text{VARS } \phi \frac{5}{8} \text{ @ } \frac{100}{\frac{6}{1.98}} = 33 \text{ CM.}$$

$$A_{st} > A_s \text{ (MAX)}$$

POR ADHERENCIA; SI CONSIDERAMOS UN V MAX = 7257.60 KG.

$$\mu_{ACT} = \frac{V}{\sum p_j d} = \frac{7257.60}{(3.33)(4.98)(.895)(25)} = 19.56 \text{ KG/M}^2$$

$$\mu_{ADM} = \frac{3.2 \sqrt{250}}{1.59} = 31.82 \text{ KG/M}^2 > 19.56 \text{ KG/M}^2$$

EN ESTE CASO NO SERA NECESARIO ANALIZAR LAS 4 LOSAS HORIZONTALES YA QUE PARA EL MOMENTO MAXIMO, Y EL CORTANTE MAXIMO, EL d ADOPTADO ES MAS QUE SUFICIENTE Y PARA EL MOMENTO MAXIMO POSITIVO Y NEGATIVO DA MAYOR EL ACERO POR TEMPERATURA QUE EL NECESARIO PARA SOPORTAR LOS MOMENTOS FLEXIONANTES, Y ADEMÁS CON EL CORTANTE MAXIMO POSIBLE, LA ADHERENCIA ADMISIBLE ES CASI EL DOBLE DE LA MAXIMA ACTUANTE.

ARMAREMOS TODAS LAS LOSAS HORIZONTALES ARRIBA Y ABAJO CON VARS $\phi \frac{5}{8}$ @ 30 CM

ADEMÁS EN EL LECHO INFERIOR Y PERPENDICULARMENTE AL ARMADO PRINCIPAL SE LOCA CARA ACERO DE DISTRIBUCION EN PORCENTAJE DE:

$$\% = \frac{100}{\sqrt{3.28 S}} = \frac{55.21}{\sqrt{S}} \quad S = \text{LONGITUD DEL CLARO EFECTIVO}$$

PERO NO MAYOR DEL 50 % DEL A_s (+) PRINCIPAL

$$\% = \frac{55.21}{\sqrt{1.85}} = 40.59\%$$

ENTONCES SEGUN LA ESPECIFICACION A A S H T O , SERIA:

$$A_{SD} = 0.4059 \times 6 \text{ CM}^2 = 2.44 \text{ CM}^2.$$

PERO DEJAREMOS EL AREA DE 6 CM² POR SER EL AREA DE ACERO POR TEMPERATURA.

ASI ES QUE EL DISEÑO QUEDARA CON VARILLA DE $\frac{5}{8}$ @ 30 CM.

EN LAS 2 CARAS & ADEMÁS ACERO TRANSVERSAL ARRIBA.

& ABAJO POR TEMPERATURA & DISTRIBUCION DE VARS. $\frac{5}{8}$ @ 30 CM.

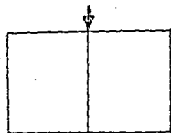
DISEÑO DE LOS MUROS:

PARA EL DISEÑO DE LOS MUROS VERTICALES, SE TOMARÁN EN CUENTA LAS CONDICIONES MAS CRITICAS, COMO LO SERIAN LAS RUEDAS MAS PESADAS SOBRE LOS EJES, ASI COMO LA CONDICION DE QUE EN LOS EXTREMOS DEL MURO NOS CAUCE EL MAYOR MOMENTO.

CLARO ESTA QUE TOMAREMOS EN CUENTA LA ESPECIFICACION DE I.S.O.P. DE QUE PARA EL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS VERTICALES SE DEBERAN TOMAR TODA LA MAGNITUD DEL EMPUJE DE TIERRAS Y POR LO TANTO EL MOMENTO QUE ESTE IMPLICA.

PARA EL MURO CENTRAL SE CONSIDERARA EL CASO DEL CONDUCTO VACIO Y CON LA CARGA O RUEDA MAS PESADA EN EL CENTRO.

$$P_1 = 7257.60 \text{ KG.}$$

ANALISIS DE CARGAS:

1).- CARGA SOBRE LOSA SUPERIOR.

$$W_1 = (0.30) (2400) = 720 \text{ KG/M}^2$$

LA CARGA PUNTUAL SE CONSIDERA EN EL EJE, & POR ELLO NO NOS CAUSA MOMENTO -- FLEXIONANTE EN LAS LOSAS SUPERIORES.

2).- CARGA SOBRE LOSA INFERIOR.

a).- CARGA POR PESO PROPIO DEL CONDUCTO
 $WPC=2547 \text{ KG/M}^2$

b).- CARGA POR PESO DE LA RUEDA MAS PESADA.

$$\frac{WCM=7257.60}{(1)(4)} = 1814.40 \frac{\text{KG}}{\text{M}^2}$$

c).- CARGA POR PESO PROPIO DE LA LOSA INFERIOR

$$WPP = 0.30 \times 2400 = 720 \text{ KG/M}^2$$

$$W_2 = W_{pc} + W_{cm} - W_{pp}$$

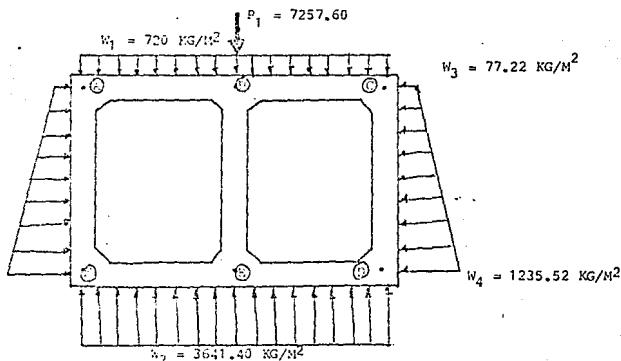
$$W_2 = 2547 + 1614.40 - 720 = 3641.40 \text{ KG/M}^2$$

3).- CARGA SOBRE MUROS LATERALES EN EL CENTROIDE LA LOSA SUPERIOR.

$$W_3 = 77.22 \text{ KG/M}^2$$

4).- CARGA SOBRE MUROS LATERALES EN EL CENTROIDE DE LA LOSA INFERIOR

$$W_4 = 1235.52 \text{ KG/M}^2$$



MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO:

$$\text{BARRA A - B} \quad M_{EAB} = M_{EBA} = M_{EBC} = M_{ECB} = \frac{W_1 L_1^2}{12} = \frac{(720)(1.85)^2}{12} = 205.35 \text{ KG-M}$$

$$\text{BARRA D - E} \quad M_{EDE} = M_{EED} = M_{EFP} = M_{EPE} = \frac{W_2 L_2^2}{12} = \frac{(3641.40)(1.85)^2}{12} = 1038.56 \text{ KG-M}$$

BARRA A - F

$$M_{EAF} = M_{EFC} = \frac{W_3 L_3^2}{12} + \frac{(W_4 - W_3) L_3^2}{30} = \frac{(77.22)(2.25)^2}{12} + \frac{(1235.52 - 77.22)(2.25)^2}{30}$$

$$M_{EAF} = M_{EFC} = 228.64 \text{ KG-M}$$

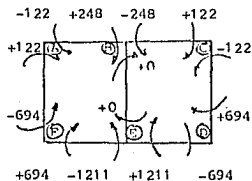
$$M_{EFA} = M_{EFC} = \frac{W_3 L_3^2}{12} + \frac{(W_4 - W_3) L_3^2}{20} = \frac{(77.22)(2.25)^2}{12} + \frac{(1235.52 - 77.22)(2.25)^2}{20}$$

$$M_{EFA} = M_{EFC} = 325.77 \text{ KG-M}$$

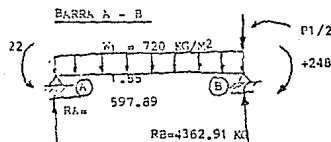
$$\text{BARRA B - E} \quad M_{EBE} = M_{EEB} = 0 \text{ KG-M}$$

METODO DE CROSS

NUDO	A		B			C		D		E		F		
	AF	AB	BA	BE	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EB	EF	FE	FA
INERCI	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
RIGIDES	1	0.822	0.822	1	0.822	0.822	1	1	0.822	0.822	1	0.822	0.822	1
FACTOR	0.549	0.451	0.311	0.378	0.311	0.451	0.549	0.549	0.451	0.311	0.378	0.311	0.451	0.549
M.I.	+ 228	- 206	+ 206	+ 0	- 206	+ 206	- 228	+ 326	-1039	+1039	+ 0	-1039	+1039	- 326
EQ.	- 12	+ 10	+ 0	+ 0	+ 0	+ 10	+ 12	+ 391	+ 322	+ 0	-	+ 0	- 322	- 391
T.	- 196	+ 0	- 5	+ 0	+ 5	+ 0	+ 196	+ 6	+ 0	+ 161	+ 0	- 161	+ 0	- 6
EQ.	+ 108	+ 88	+ 0	+ 0	+ 0	- 88	- 108	- 3	- 3	+ 0	+ 0	+ 0	+ 3	+ 3
T.	+ 2	+ 0	+ 44	+ 0	- 44	+ 0	- 2	- 54	+ 0	- 2	+ 0	+ 2	+ 0	+ 54
EQ.	- 1	- 1	+ 0	+ 0	+ 0	+ 1	+ 1	+ 30	+ 24	+ 0	+ 0	+ 0	- 24	- 30
T.	- 15	+ 0	- 1	+ 0	+ 1	+ 0	+ 15	+ 1	+ 0	+ 12	+ 0	+ 12	+ 0	- 1
EQ.	+ 8	+ 7	+ 0	+ 0	+ 0	- 7	- 8	- 1	- 0	+ 0	+ 0	+ 0	+ 0	+ 1
T.	+ 1	+ 0	+ 4	+ 0	- 4	+ 0	- 1	- 4	+ 0	+ 0	+ 0	+ 0	+ 0	+ 4
EQ.	- 1	- 0	+ 0	+ 0	+ 0	+ 0	+ 1	+ 2	+ 2	+ 0	+ 0	+ 0	- 2	- 2
T.	- 1	+ 0	+ 0	+ 0	+ 0	+ 0	+ 1	+ 1	+ 0	+ 1	+ 0	- 1	+ 0	- 1
EQ.	+ 1	+ 0	+ 0	+ 0	+ 0	- 0	- 1	- 1	- 0	+ 0	+ 0	+ 0	+ 0	+ 1
M.I.F.	+ 122	- 122	+ 248	+ 0	- 248	+ 122	- 122	+ 694	- 694	+1211	+ 0	-1211	+ 694	- 694



MOMENTOS FINALRS.



$$P1/2 = \frac{7257.60}{2} = 3628.80 \text{ KG.}$$

$$\sum M_B = 0$$

$$0 = (720)(1.85)^2 \frac{1}{2} + 122 - 248 - 1.85 R_A$$

$$R_A = 597.89 \text{ KG}$$

$$\sum F_y = 0; 0 = (720)(1.85) + 3628.80 - 597.89 - R_B$$

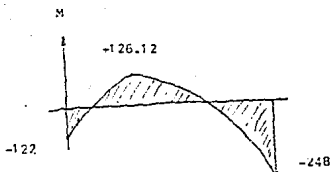
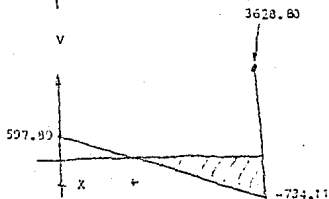
$$R_B = 4362.91 \text{ KG.}$$

$$\frac{597.89}{X} = \frac{734.11}{1.85 - X}$$

$$X = 0.83$$

$$R = 2 \times 4362.91$$

$$R = 8725.82 \text{ KG.}$$



BARRA B - E

$$\sum M_E = 0$$

$$0 = (3641.40)(1.85)^2 \frac{1}{2} + 694 - 1211 - 1.85 R_D$$

$$R_D = 3088.84 \text{ KG.}$$

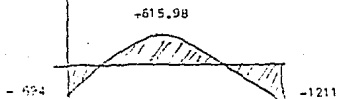
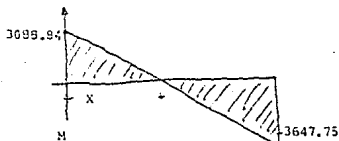
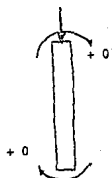
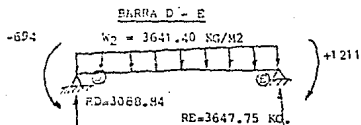
$$\sum F_y = 0$$

$$0 = (3641.40)(1.85) - 3088.84 - R_E$$

$$R_E = 3647.75$$

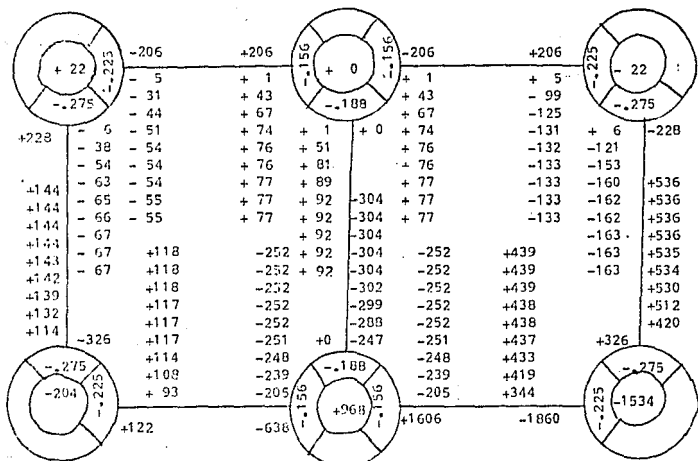
$$V - W_2 X = 0$$

$$X = \frac{V}{W_2} = \frac{3088.84}{3641.40} = 0.8482$$

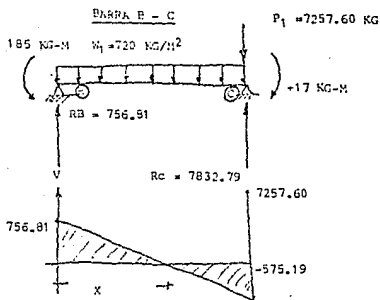


PARA ESTE CASO, CONSIDERAMOS LA CONDICION DEL CASO IV, COMO LA MAS CRITICA YA QUE COMPARANDO TODOS LOS CASOS ES LA QUE NOS DA LA MAYOR REACCION EN EL MURO, Y ADEMAS NOS CAUSA EL MAYOR MOMENTO PARA EL MISMO MURO.

RESOLVEREMOS DE NUEVO EL MARCO CON EL METODO DE KANI, & LA UNICA DIFERENCIA - SERA QUE AQUÍ SI SE TOMARA EN CUENTA EL MOMENTO TOTAL POR EMPUJE DE TIERRAS, COMO LO MARCA LA ESPECIFICACION S.O.P.



$M_{A,F} = 228 + (2)(-67) + 144 = +238 \text{ KG-M}$ $M_{D,C} = 326 + (2)(536) - 163 = +1235 \text{ KG-M}$
 $M_{A,B} = -206 + (2)(-55) + 77 = -238 \text{ KG-M}$ $M_{D,E} = -1860 + (2)(439) - 252 = -1234 \text{ KG-M}$
 $M_{B,A} = 206 + (2)(77) - 55 = +305 \text{ KG-M}$ $M_{E,D} = 1606 + (2)(-252) + 439 = +1541 \text{ KG-M}$
 $M_{B,E} = 0 + (2)(92) - 304 = -120 \text{ KG-M}$ $M_{E,B} = 0 + (2)(-304) + 92 = -516 \text{ KG-M}$
 $M_{C,B} = -206 + (2)(77) - 133 = -185 \text{ KG-M}$ $M_{E,F} = -638 + (2)(-252) + 118 = -1024 \text{ KG-M}$
 $M_{C,E} = -206 + (2)(-133) + 77 = +17 \text{ KG-M}$ $M_{F,E} = 122 + (2)(118) - 252 = +106 \text{ KG-M}$
 $M_{C,D} = -228 + (2)(-163) + 536 = -18 \text{ KG-M}$ $M_{F,A} = -326 + (2)(144) - 67 = -105 \text{ KG-M}$



$$\sum M_C = 0$$

$$0 = (720) \left(\frac{1.85}{2} \right)^2 + 185 - 17 - 1.85 R_B$$

$$R_B = 756.81 \text{ KG}$$

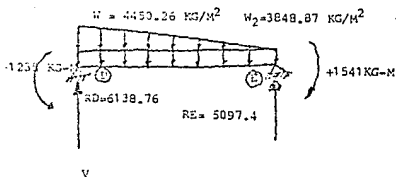
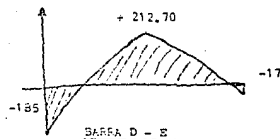
$$\sum F_y = 0$$

$$0 = (720)(1.85) + 7257.60 - 756.81$$

$$- R_C$$

$$R_C = 7832.79 \text{ KG.}$$

$$\frac{756.81}{x} = \frac{575.19}{1.85 - x} \quad x = 1.051$$



$$\sum M_E = 0$$

$$0 = (3848.87) \left(\frac{1.85}{2} \right)^2 + (4450.26) \left(\frac{1.85}{2} \right) \left(\frac{2 \cdot 1.85}{3} \right)$$

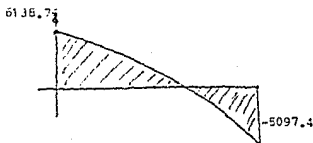
$$+ 1235 - 1541 - 1.85 R_D$$

$$R_D = 6138.76 \text{ KG.}$$

$$\sum F_y = 0$$

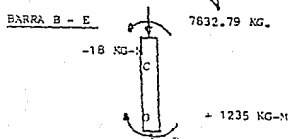
$$0 = (3848.87)(1.85) + (4450.26) \left(\frac{1.85}{2} \right) - 6138.76 - R_E$$

$$R_E = 5097.4 \text{ KG}$$



$$\text{REACCION MAXIMA} = 7832.79 \text{ KG}$$

$$M \text{ MAX.} = + 1235 \text{ KG-M}$$



DISEÑO DE LOS MUROS.

$$f'c = 250 \text{ KG/CM}^2 \quad Ec = 15100 \sqrt{f'c} = 15100 \sqrt{250} = 238751.96 \text{ KG/CM}^2$$

$$fs = 2100 \text{ KG/CM}^2 \quad Es = 2039000 \text{ KG/CM}^2$$

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{2039000}{238751.96} = 8.54$$

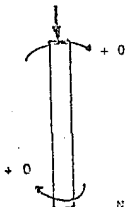
$$K = \frac{\frac{f'c}{fc + \frac{fs}{n}}}{\frac{(0.45)(250)}{(0.45)(250) + \frac{2100}{8.54}}} = 0.3139$$

$$J = 1 - \frac{K}{3} = 1 - \frac{0.3139}{3} = 0.8954$$

$$R = \frac{1}{2} fc K j = \frac{1}{2} (0.45)(250)(.3139)(.8954) = 15.81 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}$$

DISEÑO DE MURO CENTRAL

$$R = 8725.82 \text{ KG}$$



$$P \text{ PESO PROPIO} = (1)(1.95)(0.30)(2400) = 1404 \text{ KG.}$$

$$P = 8725.82 \text{ KG} + 1404 \text{ KG} = 10129.82 \text{ KG.}$$

$$P = 0.85 \text{ kg} \left[.25 f'c + \rho g f's \right]$$

NOTAMOS QUE CON LA FORMULA PARA COLUMNAS CON CARGA SIN EXCENTRICIDAD O SIN MOMENTO, SI CONSIDERAMOS QUE NO LLEVARA ACERO, ENTONCES LA P_u QUE NOS SOPORTARIA, CLARO QUE COMO CARGA AXIAL SERIA:

$$P_u = 0.85 (30)(100) \left[.25 \times 250 + (0)(2100) \right]$$

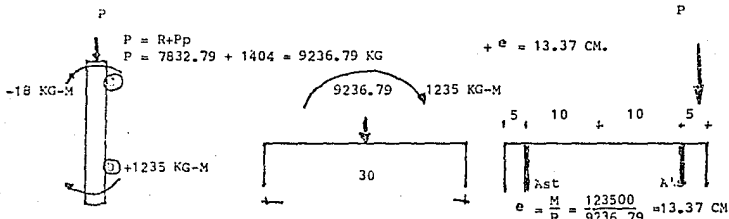
$$P_u = 159375 \text{ KG. } \rangle \text{ PACT.}$$

LA CARGA RESISTENTE SERIA MUCHO MAYOR QUE LA CARGA ACTUANTE. AUNQUE AQUI NO EXISTEN MOMENTOS ACTUANTES PARA EL MURO, PERO SI EXISTIFRAN EN OTRAS CONDICIONES AUNQUE EN ESE CASO LA RUEDA MAS PESADA NO PODRA ESTAR EN EL CENTRO DEL CONDUCTO.

ARNAREMOS AMBAS CARAS POR TEMPERATURA:

$$\Delta T = 0.0020 bh = (0.0015)(30)(100) = 6.00 \text{ CM}^2$$

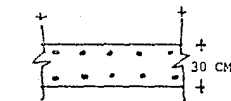
VARs ϕ 5/8" @ 30



SUPONDREMOS $\rho_g = 1\%$ $\lambda_s = (0.01)bd = 0.01 \times 100 \times 130 = 30 \text{ CM}^2$

VARS $\mu \frac{3/4''}{2.85} = 19 \text{ CM.}$

TOMAREMOS $\frac{15}{100 \text{ CM.}} = 5.25 \text{ VARS.} \approx 5 \text{ VARS.}$



$$\lambda_s = 5 \times 1.98 = 9.90 \text{ CM}^2$$

$$\lambda_{s'} = 5 \times 1.98 = 9.90 \text{ CM}^2$$

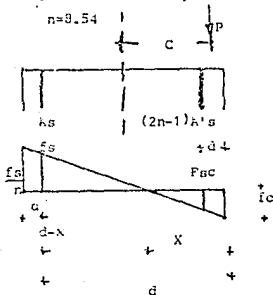
$$\lambda_{st} = n \lambda_s = (8.54)(9.90) = 84.55 \text{ CM}^2$$

$$\lambda_{s'} = (2n-1) \lambda_s = (2 \times 8.54 - 1)(9.90) = 159.19 \text{ CM}^2$$

$$d' = 5 \text{ CM} \quad f_s = 2100 \text{ KG/CM}^2$$

$$d = 30 \text{ CM.} \quad f_c = 0.45 \times 250 = 112.50 \text{ KG/CM}^2$$

$$b = 100 \text{ CM.} \quad h = 30 \text{ CM.} \quad e = 13.37 \text{ CM}$$



CALCULAREMOS LA CARGA P QUE RESISTE LA SECCION CON EL ARMADO QUE SE ESTA PROPONIENDO, SI DE MAYOR ESTA QUE LA P ACTUANTE PODREMOS DEJAR EL ARMADO SUPUES TO O SI NO SE PODRA DISMINUIR

TOMANDO MOMENTOS CON RESPECTO A P

$$\Sigma MP = \left[\frac{f_c x}{2} b \left(\frac{x}{3} - \frac{h}{2} + e \right) + (2n-1) \lambda_{s'} a f_{sc} \left(\frac{e-h+d'}{2} \right) - n \lambda_s f_s \left(\frac{h-d'+e}{2} \right) \right] = 0$$

POR TRIANGULOS SEMEJANTES

$$\frac{f_c}{x} = \frac{f_{sc}}{x-d'}$$

$$\frac{f_c}{x} = \frac{f_s}{d-x}$$

$$f_{sc} = \frac{f_c(x-d')}{x} \quad f_s = \frac{f_c(d-x)}{x}$$

$$0 = \left(\frac{f_c x}{2} \right) \left(\frac{x}{3} - \frac{30}{2} + 13.37 \right) + 159.19 f_c \frac{(x-5)}{x} \left(13.37 - \frac{30}{2} + 5 \right) - 84.55 f_c \frac{(25-x)}{x} \left(\frac{30}{2} - 5 + 13.37 \right)$$

$$0 = 16.67 f_c x^2 - 81.50 f_c x + 536.47 f_c - 2682.35 \frac{f_c}{x} - 49398.34 f_c + 1975.93 f_c$$

$$1667 f_c x^2 - 81.50 f_c x + 2512.4 f_c - 52080.69 \frac{f_c}{x} = 0$$

MULTIPLICAMOS POR $\left(\frac{x}{16.67 f_c} \right)$

$$x^3 - 4.889 x^2 + 150.71 x - 3124.22 = 0$$

$$x = 12.60 \text{ CM}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$0 = \frac{f_c x}{2} b + (2n-1) A_s f_{sc} - n A_s' f_{s-P}$$

$$\frac{f_c x}{2} b + (2n-1) A_s f_c \frac{(x-d')}{x} - n A_s \frac{f_c(d-x)}{x} - P = 0$$

$$P = \frac{f_c x b}{2} + (2n-1) A_s f_c \frac{(x-d')}{x} - n A_s \frac{f_c(d-x)}{x}$$

$$P = \frac{(112.50)(9.90)(100)}{2} + (2 \times 8.54)(9.90) \frac{(112.50)(12.60-5)}{12.60}$$

$$- (8.54)(9.90) \frac{(112.50)(25-12.60)}{12.60}$$

$$P = 57129.34 \text{ KG.}$$

$$f_{sc} = \frac{f_c (x-d')}{x} = \frac{(112.50)(12.60-5)}{12.60} = 67.86$$

$$\text{TRANSFORMANDO; } f_{sc} = (2 \times 8.54)(67.86) = 1158.88 \text{ KG/CM}^2$$

$$f_s = \frac{f_c(d-x)}{x} = \frac{(112.50)(25-12.60)}{12.60} = 110.71$$

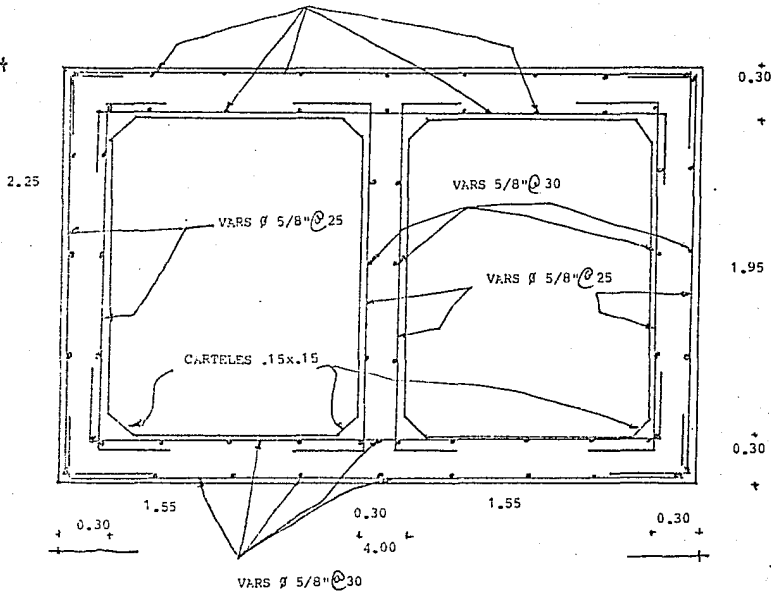
TRANSFORMANDO;

$$f_s = 8.54 \times 110.71 = 945.50 \text{ KG/CM}^2$$

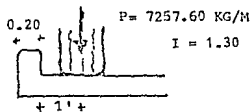
TENDREMOS UN DISEÑO SOBRADO, PERO PONDREMOS VARS. $\# 5/8" @ 25$
VERTICALES & VARILLAS DE $5/8" @ 30$ POR TEMPERATURA.

VARS 5/8" @ 30

251



CUANDO CONSIDERAMOS LA CARGA DE LA RUEDA MAS PESADA, Y TOMAMOS EN CUENTA SU ANCHO DE DISTRIBUCION TENEMOS LO SIGUIENTE.



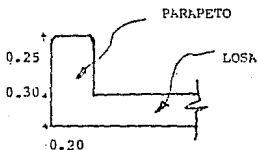
EL ANCHO DE DISTRIBUCION AQUI FUE DE:

$$E = 1.30$$

$$P = \frac{7257.60 \times 1.30}{1.30} = 7257.60$$

SI CONSIDERAMOS QUE APROXIMADAMENTE EL PARAPETO NOS AGUANTA - - -
 $0.20 = 0.20$ EL 20% DEL MOMENTO POR CARGA VIVA E IMPACTO; TENDREMOS;
 $\frac{100}{100}$

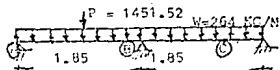
PROPONDERMOS:



PESO PROPIO $W_{Pp} = 0.55 \times 0.20 \times 1.00 \times 2400 = 264 \text{ KG/M}$

CARGA PUNTUAL 20% (7257.60 KG) = 1451.52 KG

CONSIDERAREMOS PARA ESTO:



$$I = \text{CTE.}$$

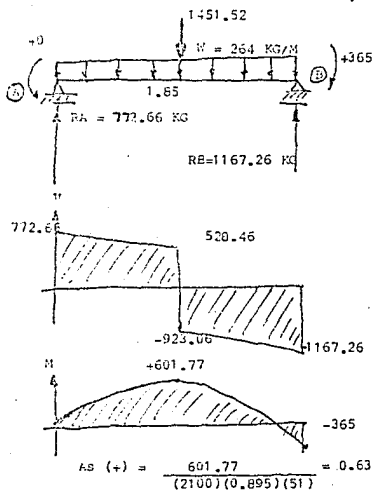
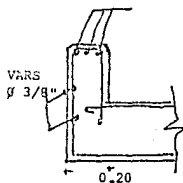
$$K = \frac{4 E I}{L} = 1$$

$$MEAB = MEBA = \frac{W P L^2}{12} + \frac{P L}{8} = \frac{(264)(1.85)^2}{12} + \frac{(1451.52)(1.85)}{8} = 410.96 \text{ KG-M}$$

$$MEBC = MEBC = \frac{W P L^2}{12} = \frac{(264)(1.85)^2}{12} = 75.30 \text{ KG-M}$$

NUMO	A	B	C
MEMBRO	AB	BC	CD
INERVA	1	1	1
RIG.	1	1	1
F.P.O.	1	0.50	0.50
M.A.R.	- 411	+ 411	- 76
M.B.C.	+ 411	- 168	- 167
T.	- 84	+ 205	- 38
RQ.	+ 84	- 84	+ 84
T.	- 42	+ 42	+ 42
RQ.	+ 42	- 42	- 42
T.	- 21	+ 21	+ 21
RQ.	+ 21	- 21	- 21
T.	- 11	+ 11	+ 11
RQ.	+ 11	- 11	- 11
T.	- 6	+ 6	+ 6
RQ.	+ 6	- 6	- 6
T.	- 3	+ 3	+ 3
RQ.	+ 3	- 3	- 3
T.	- 2	+ 2	+ 2
RQ.	+ 2	- 2	- 2
T.	- 1	+ 1	+ 1
RQ.	+ 1	- 1	- 1
M.P.	+ 0	+ 365	- 365

3 VARS 3/8"



$$\sum M_B = 0$$

$$0 = (264) \left(\frac{1.85^2}{2} \right) + 1451.52 \left(\frac{1.85}{2} \right) - 365 - 1.85 R_A$$

$$R_A = 772.66 \text{ KG.}$$

$$\sum F_y = 0; 0 = -R_E - 772.66 + 264 \times 1.85 + 1451.52$$

$$R_E = 1167.26 \text{ KG.}$$

$$d = \sqrt{\frac{60177}{(15.81)(20)}} = 13.80 \text{ CM} < 51$$

SI CONSIDERAMOS V M&X = 1451.52 KG.

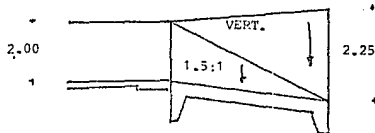
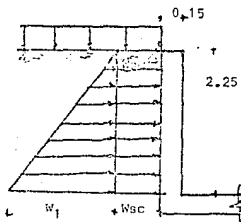
$$d = \frac{1451.52}{(4.58)(20)} = 15.84 \text{ CM} < 51$$

$$A_{st} = 0.0020 (20)(55) = 2.2 \text{ CM}^2$$

3 VARS ϕ 3/8"

DISEÑO DE LAS TRANSICIONES:..

LOS MUROS TIENEN UN AREA VERTICAL
Y OTRA CON PENDIENTE CONSTANTE DE
1. 5:1

DISEÑO DE LA PARTE VERTICAL:

$$\gamma_s = 1600 \text{ KG/M}^3$$

$$\beta = 33.69^\circ$$

$$K_A = 0.286$$

$$W_{sc} = (0.286)(1600) (0.60) = 274.56 \text{ KG/M}^2$$

$$W_1 = (0.286)(1600)(2.25) = 1029.6 \text{ KG/M}$$

$$V_{MAX} = (274.56)(2.25) + (1029.6) \left(\frac{2.25}{2} \right)$$

$$V_{MAX} = 1776.06 \text{ KG.}$$

$$M = (274.56)(2.25) \left(\frac{2.25}{2} \right) + (1029.6) \left(\frac{2.25}{2} \right) \left(\frac{2.25}{3} \right)$$

$$M = 1563.71 \text{ KG-M}$$

DISEÑO:

$$f'_c = 210 \text{ KG/CM}^2 \quad f_c = 15100 \sqrt{210} = 218819.79 \text{ KG/CM}^2$$

$$f'_s = 2100 \text{ KG/CM}^2 \quad f_s = 203900 \text{ KG/CM}^2$$

$$K = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}} = \frac{0.45(210)}{(0.45)(210) + \frac{2100}{9.32}} = 0.295 \quad n = \frac{203900}{218819.79} = 9.32$$

$$J = 1 - \frac{K}{3} = 1 - \frac{0.295}{3} = 0.901$$

$$R = \frac{1}{2} f_c KJ = \frac{1}{2} (0.45)(210)(0.295)(0.901) = 12.56$$

$$V_c = 0.29 \sqrt{210} = 4.20 \text{ KG/CM}^2 \quad \mu_{ADM} = \frac{3.2 \sqrt{210}}{D} = \frac{46.37}{D}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{Rb}} = \sqrt{\frac{156371}{(12.56)(100)}} = 11.15 < 12 \text{ CM.}$$

$$d = \frac{V}{\phi_{cb}} = \frac{1776.00}{(4.20)(100)} = 4.23 < 12 \text{ CM.}$$

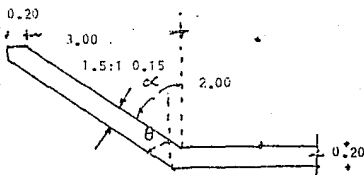
$$A_n = \frac{156371}{(2100)(0.901)(12)} = 6.89 \text{ CM}^2 \quad \text{VARS } \beta 1/2 @ 18$$

$$A_{st} = 0.0020 bh = 0.0020 (100)(15) = 3 \text{ cm}^2 \text{ VARS } \# 1/2" @ 40$$

$$\mu_{ACT} = \frac{1776.06}{(3.84)(3.99)(.901)(12)} = 10.72 \frac{\text{KG}}{\text{CM}^2}$$

$$\mu_{ADM} = \frac{46.37}{1.27} = 36.51 \approx 35 \text{ KG/CM}^2 > 10.72 \text{ KG/CM}^2$$

PARTE DEL MURO DE TRANSICION 1.5:1



COMO EL MURO ES DE ESPESOR CONSTANTE, ASI COMO TAMBIEN LA PENDIENTE DEL MURO ES CONSTANTE DE 1.5:1, ENTONCES $\theta = \alpha$

$$\theta = \alpha = \text{arc tg} \left(\frac{3}{2.00} \right) = 56.31^\circ$$

$$\beta = 33.69$$

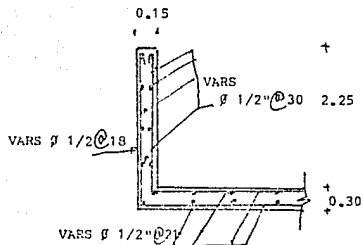
$$K_A = \frac{\cos^2 (\beta + \theta)}{\cos^2 \theta \left(1 + \frac{\sin \beta}{\cos \theta} \right)^2}$$

$$K_A = \frac{\cos^2 (33.69^\circ + 56.31^\circ)}{\cos^2 (56.31^\circ) \left(1 + \frac{\sin 33.69^\circ}{\cos 56.31^\circ} \right)^2} = 0$$

ESTO NOS INDICARIA QUE NO SE DESARROLLARIA EMPUJE EN EL TALUD INCLINADO, PERO DE TODOS MODOS ARMAREMOS POR TEMPERATURA EL MURO INCLINADO & TAMBIEN LA LCSA;

$$A_{st} = 0.0020 bh = (0.0020)(20)(100) = 4 \text{ CM}^2$$

$$\text{VARS } \# 1/2" @ 30$$

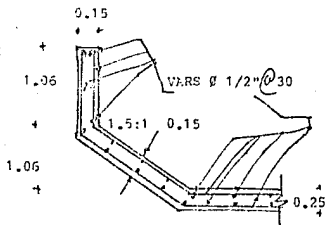


PARTE EXTREMA

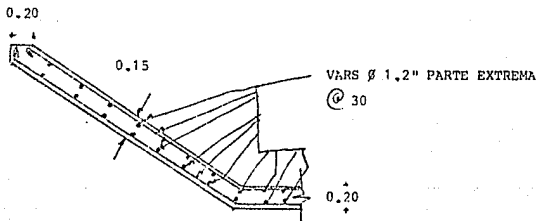
ARMADO EN LA SEGUNDA
MITAD DE LA LOSA.

$$A_{st} = 0.0020 (100)(30) = 6 \text{ cm}^2$$

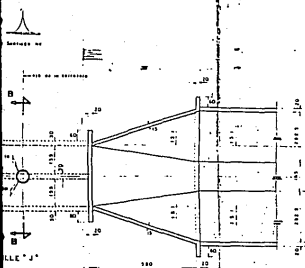
VARS Ø 1/2" @ 21

ESPESORES CONSTANTES EN EL
MURO Y LOSA INCLINADA.

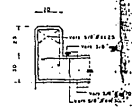
SECCION INTERMEDIA.



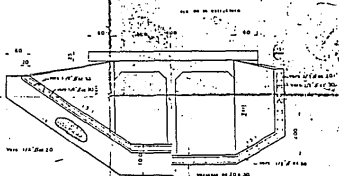
DISEÑO ALCANTARILLA
 PROYECTO: ALCANTARILLA TRAMO 5
 VERIFICADO: REVISOR
 VERIFICADO: CONFORME



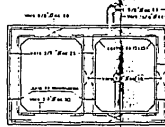
PLANTA



DETALLE 'V'



CORTE C-C

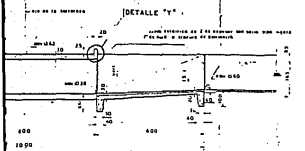


CORTE B-B



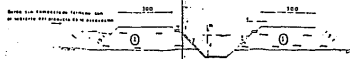
DETALLE 'A'

DETALLE DE LA JUNTA



DETALLE 'V'

DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL LATERAL 74323 DEL C.P.M.D.										
TRAMO	5	A	1	1	1	1	1	1	1	1
CLAVADO DEL TUBO	2.49	4.828	1.65	1.25	1.833	1.833	1.25	1.65	4.828	2.49



A - A

NOTAS:
 1. Dimensiones en metros. 2. Dimensiones en centímetros. 3. Valor constante de $C_v = 2.00$ según se especifica en el artículo 10 del Reglamento de Construcción de México. 4. El tiempo de flujo en segundos se especifica en el artículo 10 del Reglamento de Construcción de México. 5. La velocidad de flujo en metros por segundo se especifica en el artículo 10 del Reglamento de Construcción de México. 6. La velocidad de flujo en metros por segundo se especifica en el artículo 10 del Reglamento de Construcción de México.

UNIVERSIDAD AUTONOMA
 DE GUADALAJARA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 ALCANTARILLA DE CRUCE KM. 30+336.88 DEL CANAL LATERAL
 74323 CRUCE CON CARRETERA A BARTAJON KM. 6+000
 TESIS PROFESIONAL
 JORGE ALBERTO URIARTE PEREZ
 PLANO No. 5

BIBLIOGRAFIA

PROYECTOS DE
LUGAR DE RIESGO

COMISION NACIONAL DEL
AGUA

HIDRAULICA DE LOS
CANALES ABERTOS

VEN TE CHOW

DISEÑO SIMPLIFICADO
DE CONCRETO REFORZADO

HARRY PARKER

FUNDAMENTOS DEL CONCRETO
REFORZADO

PHIL W. FERGUSON

FUENTES DE HIDRAULICA
Y DE ESTRUCTURAS

OBTENIDOS DE MAESTROS
DE MI UNIVERSIDAD (U.A.G.)