

Universidad Nacional Agraria

La Molina

Facultad de Ingeniería Agrícola

Departamento de Recursos de Agua y Tierra



Diseño Hidráulico y Estructural de la Mini Central
Hidroeléctrica Tres Cruces, Lajas - Chota

Tesis para optar el Título de
INGENIERO AGRÍCOLA

MAURO VÁSQUEZ IDROGO

Lima – Perú

2010

RESUMEN

En el departamento de Cajamarca la gran mayoría de localidades rurales no cuentan con energía eléctrica, así tenemos en el Distrito de Lajas, Provincia de Chota, todas sus campiñas no cuentan con dicho servicio, esto debido a que la Central Hidroeléctrica (C.H Chiriconga) existente en la zona no abastece la demanda eléctrica, sino apenas a algunas ciudades más cercanas, lo cual constituye un problema fundamental que limita el desarrollo de la pequeña agroindustria. Sin embargo afortunadamente el sector ubicado en la margen izquierda del río Chotano a la altura del distrito de Lajas cuenta con recursos hídricos aptos para desarrollar si se quiere varias Mini Centrales Hidroeléctricas, en tal sentido en la presente tesis se plantea el diseño hidráulico y estructural de la Mini Central Hidroeléctrica "Tres Cruces", aprovechando las aguas de los manantiales El Fondo y El Cunyac, el primero ubicado a unos 2 km. del segundo. El agua del manantial El Fondo será conducido mediante el canal Cadmalca Bajo hasta el manantial El Cunyac, desde donde las aguas de ambos manantiales serán conducidos mediante el Canal Cunyac hasta la ubicación de dicha Mini Central hidroeléctrica.

La Mini Central hidroeléctrica "Tres Cruces" tiene la siguiente característica hidráulica:

Caudal de diseño = 300 l/s.

Salto bruto o disponible = 120.43 m

Potencia Disponible = 330.45 kW.

Se inicia en la progresiva 2 + 060 del Canal Cunyac y consta de las siguientes obras:

- 01 Transición
- 06 ml de Canal de Entrada
- 01 Desarenador
- 12.74 ml de Canal de Aducción
- 01 Cámara de Carga
- 197.08 ml de Tubería de acero estructural de 15"
- 05 Anclajes
- 31 Sillas de Apoyo
- 01 Casa de Máquinas

Con esta Mini Central Hidroeléctrica se suministrará energía eléctrica a 07 localidades rurales.

En la presente tesis se contempla un análisis hidráulico y estructural pormenorizado de las obras componentes de la Mini C.H.

ÍNDICE

	Página
I. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Generalidades.....	1
1.2 Objetivos.....	1
II. CARACTERÍSTICAS GENERALES.....	2
2.1.0 Generalidades.....	2
2.2.0 Cuenca del río Chotano.....	2
2.2.1 Subcuenca de los manantiales El Fondo y El Cunyac.....	2
2.2.1.1 Manantial El Fondo.....	2
2.2.1.2 Manantial El Cunyac.....	2
2.3.0 Aspectos socioeconómicos.....	3
2.4.0 Aspectos demográficos y sociales.....	4
2.4.1 Servicios públicos existentes.....	6
2.4.1.1 Salud.....	6
2.4.1.2 Vivienda.....	6
2.4.1.3 Educación.....	6
2.4.1.4 Electrificación.....	6
2.4.1.5 Transporte.....	6
2.5.0 Usos del agua.....	6
2.5.1 Disponibilidad hídrica.....	7
III. CALCULO DE LA DEMANDA ELÉCTRICA.....	8
3.1.0 Generalidades.....	8
3.2.0 Pronóstico de la población.....	8
3.3.0 Pronóstico del número de viviendas.....	9
3.4.0 Pronóstico del número de abonados domésticos.....	9
3.5.0 Pronóstico del número de abonados comerciales.....	9
3.6.0 Pronóstico del consumo neto de energía doméstica y A.P.....	12
3.7.0 Pronóstico del consumo neto comercial.....	12
3.8.0 Pronóstico del consumo neto industrial.....	14
3.9.0 Pronóstico del consumo neto de cargas especiales.....	14
3.10.0 Pronóstico del consumo neto total.....	15
3.11.0 Pronóstico del consumo bruto total.....	15
3.12.0 Pronóstico de la máxima demanda de potencia.....	15
IV. GEOLOGÍA Y GEOTECNIA.....	17
4.1.0 Generalidades.....	17
4.1.1 Fisiografía.....	17
4.1.2 Geomorfología.....	17
4.1.3 Hidrogeología.....	17
4.1.4 Sismología.....	18
4.1.5 Estratigrafía general.....	18
4.1.5.1 Formación Chota (Kti - chi).....	18
4.1.5.2 Formación Fluvio Coluvial.....	19

4.2.0 Geología particular.....	19
4.2.1 Canal Cadmalca Bajo.....	19
4.2.2 Canal Cunyac.....	19
4.2.3 Cámara de carga, tubería de presión y C.D.M.....	20
V. CLIMATOLOGÍA.....	21
5.1.0 Generalidades.....	21
5.2.0 Precipitación.....	21
5.3.0 Temperatura.....	21
5.4.0 Humedad relativa.....	22
5.5.0 Evaporación.....	22
VI. HIDROLOGÍA.....	23
6.1.0 Generalidades.....	23
6.2.0 Cartografía.....	23
6.3.0 Hidrometeorología.....	23
6.4.0 Tratamiento de los datos hidrometeorológicos.....	29
6.4.1 Análisis de consistencia de la información.....	29
6.4.1.1 Análisis de saltos.....	29
6.4.1.2 Análisis de tendencias.....	43
6.4.2 Completación de datos hidrometeorológicos.....	43
6.5.0 Descripción general de la cuenca.....	44
6.5.1 Subcuenca manantiales El Fondo y El Cunyac.....	44
6.5.2 Subcuenca río Jalqueño.....	44
6.5.3 Hidrografía.....	44
6.5.4 Geomorfología.....	45
6.5.4.1 Pendiente.....	45
6.5.4.2 Altitud media.....	45
6.5.5 Ecología.....	45
6.5.5.1 Bosque Seco - Montano Bajo Tropical (Bs - MbT).....	47
6.5.5.2 Bosque Húmedo - Montano Tropical (Bh - MT).....	47
6.6.0 Disponibilidad de agua en la cuenca.....	48
6.6.1 Precipitación media sobre la cuenca.....	48
6.6.2 Componentes del Balance Hídrico.....	51
6.6.2.1 Ecuación Básica.....	51
6.6.2.2 Coeficiente de Escurrimiento.....	52
6.6.2.3 Precipitación Efectiva.....	53
6.6.2.4 Retención de la cuenca.....	54
6.6.3 Caudal Mensual Promedio.....	59
6.7.0 Generación de caudales mensuales para un periodo extend.....	59
6.7.1 Regresión múltiple.....	60
6.8.0 Test estadístico.....	65
6.9.0 Curva de duración.....	65
6.9.1 Caudal de diseño.....	69
6.10.0 Transporte de sedimentos.....	69

I. OBRAS CIVILES Y ELECTROMECAICAS	74
7.1.0 Generalidades.....	74
7.1.1 Central hidroeléctrica.....	74
7.1.2 Salto disponible.....	74
7.1.3 Salto neto.....	74
7.1.4 Potencia.....	75
7.1.4.1 Potencia disponible.....	75
7.1.4.2 Potencia en los bordes del generador.....	75
7.1.4.3 Potencia neta.....	76
7.2.0 Diseño hidráulico de obras civiles.....	76
7.2.1 Canales de conducción.....	76
7.2.1.1 Canal Cadmalca Bajo.....	76
7.2.1.2 Canal Cunyac.....	83
7.2.1.3 Canal de entrada.....	84
7.2.2 Desarenador.....	84
7.2.2.1 Transición de entrada.....	85
7.2.2.2 Tanque de sedimentación.....	86
7.2.2.3 Transición de salida.....	89
7.2.3 Canal de aducción.....	90
7.2.4 Cámara de carga.....	90
7.2.4.1 Transición de entrada.....	91
7.2.4.2 Tanque de regulación.....	90
7.2.4.4 Aliviadero excedencias.....	93
7.2.4.3 Canal Lateral.....	94
7.2.4.5 Cámara de presión.....	98
7.3.0 Análisis estructural de obras civiles.....	101
7.3.1 Canal Cadmalca Bajo.....	101
7.3.1.1 Muro de contención.....	101
7.3.2 Desarenador.....	114
7.3.1.1 Calculo del refuerzo en zonas críticas.....	123
7.3.3 Cámara de carga.....	127
7.3.3.1 Tanque de regulación.....	127
7.3.3.2 Cámara de presión.....	127
7.3.4 Anclajes.....	133
7.3.4.1 Anclaje - 01 (A-1).....	135
7.3.4.2 Anclaje - 02 (A-2).....	142
7.3.4.3 Anclaje - 03 (A-3).....	149
7.3.4.4 Anclaje - 04 (A-4).....	156
7.3.4.5 Anclaje - 05 (A-5).....	163
7.3.4.6 Cálculo de acero en anclajes.....	170
7.3.5 Apoyos.....	173
7.3.6 Casa de máquinas.....	178
7.3.6.1 Análisis sísmico.....	178
7.3.6.2 Análisis estructural con nudos desplazables.....	192
7.3.6.3 Tijeral de madera.....	231
7.3.7 Diseño de cimentaciones para equipos electromecánicos.....	251
7.3.7.1 Cimentación - Turbina Pelton.....	252
7.3.7.2 Cimentación - Generador o Alternador Eléctrico.....	256
7.3.7.3 Acero en cimentación para equipos electromecánicos.....	259

7.3.8 Canal de descarga.....	259
7.4.0 Obras electromecánicas.....	259
7.4.1 Tubería de presión.....	259
7.4.1.1 Cálculo del diámetro de la tubería.....	259
7.4.1.2 Cálculo de las pérdidas de carga.....	261
7.4.1.3 Cálculo del espesor de la tubería.....	263
7.4.1.4 Evaluc. del espesor de la tub. consd. Golpe de Ariete.....	264
7.4.2 Junta de dilatación.....	270
II. EQUIPAMIENTO ELECTROMECAÁNICO.....	271
8.1.0 Generalidades.....	271
8.1.1 Válvula de admisión a la tubería.....	271
8.1.2 Junta de montaje.....	271
8.1.3 Turbina hidráulica.....	272
8.1.3.1 Turbinas de acción y reacción.....	272
8.1.3.2 Selección de la turbina.....	273
8.1.4 Volante de inercia.....	280
8.1.5 Sistema de acoplamiento.....	280
8.1.6 Generador eléctrico.....	281
8.1.6.1 Selección del generador.....	281
8.1.7 Gobernador automático de velocidad.....	281
8.1.8 Equipamiento eléctrico e y de control.....	282
8.1.8.1 Tablero de control y protección.....	282
8.1.8.2 Subestación de salida.....	283
III. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	284
IV. BIBLIOGRAFÍA.....	287

I. INTRODUCCIÓN

1.1.0 GENERALIDADES

En el departamento de Cajamarca y muy particularmente en la provincia de Chota el servicio de electrificación rural está aún en la etapa inicial, siendo la oferta de energía eléctrica muy limitada y de muy alto costo. La Minicentral Hidroeléctrica Chiriconga, con una capacidad instalada de 1500 kW. ubicada en la provincia de Santa Cruz, es la fuente de energía eléctrica más cercana a Chota y es la que abastece de energía a unas cuantas capitales de distritos.

La naturaleza proporciona algunas ventajas frente al problema anterior, al ofertar recurso hídrico que se puede utilizar para generar energía mediante la construcción de Pequeñas Centrales Hidroeléctricas.

Las ventajas de este tipo de obras de Ingeniería son múltiples tales como: fácil construcción, relativamente tiempo corto para su construcción, no necesita de presupuesto muy alto, de fácil operación y mantenimiento con la administración de los mismos usuarios; es decir son muy adecuadas para nuestra serranía, para satisfacer la demanda eléctrica de poblaciones pequeñas, en donde existen fuentes de agua que se puede utilizar bajo condiciones favorables.

En la cuenca del río Chotano, donde se ubica el distrito de Lajas, ámbito de la presente tesis existen manantiales de régimen permanente, cuyas aguas pueden ser utilizadas para la generación de energía eléctrica.

En esta tesis se analizan: condiciones topográficas, disponibilidad del recurso hídrico, condiciones socioeconómicas de la población beneficiada, etc., se realiza el diseño hidráulico y estructural de la Mini Central Hidroeléctrica Tres Cruces, aprovechando la existencia de dos manantiales de régimen permanente llamados: El Fondo y El Cunyac. La energía generada se utilizará en la zona rural.

1.1.0 OBJETIVOS

En este trabajo profesional se pretende cumplir con los siguientes objetivos principales:

- Plantear una alternativa de uso hidroenergético de las aguas de los manantiales El Fondo y El Cunyac, respetando la dotación de riego actual de cada usuario.
- Evaluar el recurso hídrico de los manantiales de régimen permanente: El Fondo y El Cunyac, dentro de la cuenca del río Chotano, con fines de generar energía eléctrica.
- Exponer una metodología de diseño hidráulico y diseño estructural de una Minicentral Hidroeléctrica y obras complementarias.

II. CARACTERÍSTICAS GENERALES

2.1.0 GENERALIDADES

Para precisar la ubicación, se describe primeramente la cuenca del río Chotano (pertenece a la cuenca del río Marañón) dentro de la que se ubica la cuenca del río Jalqueño, la que a su vez alberga a la subcuenca de los manantiales El Fondo y El Cunyac, aguas que se pretende utilizarlos con fines energéticos (ver Plano N° 2-1).

2.2.0 CUENCA DEL RÍO CHOTANO

Los manantiales El Fondo y El Cunyac, se encuentra ubicados dentro de la cuenca del río Chotano en su margen izquierda.

La cuenca del río Chotano se ubica en el departamento de Cajamarca, provincia de Chota, entre las coordenadas siguientes: Latitud: Sur 6°27'06" y 6°41'50" y longitud: Oeste 78° 31'03" y 78°45'26"; tiene un área de drenaje de 382.71 km², comprendiendo desde sus nacientes hasta la estación de aforo denominado Lajas, esta área constituye un mayor aporte hídrico para el trasvase de aguas al río Chancay del proyecto Tinajones mediante el túnel Chotano. El río Chotano es un afluente del Marañón, en sus nacientes de este último.

2.2.1 SUBCUENCA DE LOS MANANTIALES EL CUNYAC Y EL FONDO

Manantiales de régimen permanente, se alimentan de aguas procedentes de las partes altas de la cuenca del río Jalqueño y cuencas vecinas, supuestamente a través de galerías subterráneas. Esta hipótesis se basa en que en las partes altas existen cuencas cerradas y la escorrentía superficial y subterránea desaparece en unas hondonadas con una vista superficial de traza cónica (ver Plano N° 2-1).

2.2.1.1 EL MANANTIAL EL FONDO

Nace a una altura de aproximadamente 2510.97 m.s.n.m (aprox. 7.00 m por encima del canal El Cunyac), a orillas de la quebrada Olmos (afluente del río Jalqueno), siendo su alimentación aguas procedentes de cuencas cerradas de la parte alta. A la fecha sus aguas aún no son captadas; se puede proyectar mediante un canal de 1.90 Kms para unir sus aguas al manantial El Cunyac. Mediciones puntuales en diferentes fechas permiten afirmar que este manantial en época de estiaje garantiza un caudal de hasta 120 l/s (ver cuadro N° 2.1).

Se encuentra ubicado en la comunidad de Cadmalca Bajo muy cerca a los límites con la comunidad de Llangoden Alto.

2.2.1.2 EL MANANTIAL EL CUNYAC

Nace a una altura de 2504.57 m.s.n.m. En épocas de lluvia y según la intensidad de la precipitación, arroja caudales cerca de los 1000 l/s en tanto que en estiaje ó época de ausencia de lluvia desciende hasta aproximadamente 180 l/s. Las aguas de esta fuente han sido captadas desde hace aproximadamente 35 años mediante un canal de aproximadamente 2.50 km. para irrigar terrenos adyacentes al valle del río Chotano en el distrito de Lajas (ver Plano N° 2-1).

Se encuentra ubicado en la comunidad de Cadmalca Bajo

2.3.0 ASPECTOS SOCIOECONÓMICOS

El nivel de vida de la población rural de Lajas es bajo, en particular de las localidades consideradas como beneficiarias, debido a la falta de servicios básicos: salud, electricidad, riego, etc. Asimismo, la actividad económica de la zona es la agricultura y la ganadería, y en menor escala la artesanía.

La producción agrícola actual se realizara al secano y en menor escala bajo riego. La siembra de los cultivos comienza desde el mes de octubre coincidiendo con las primeras lluvias del año hidrológico Octubre - Abril. Se cultiva principalmente la papa, maíz, arveja, frijol y en menor escala las verduras.

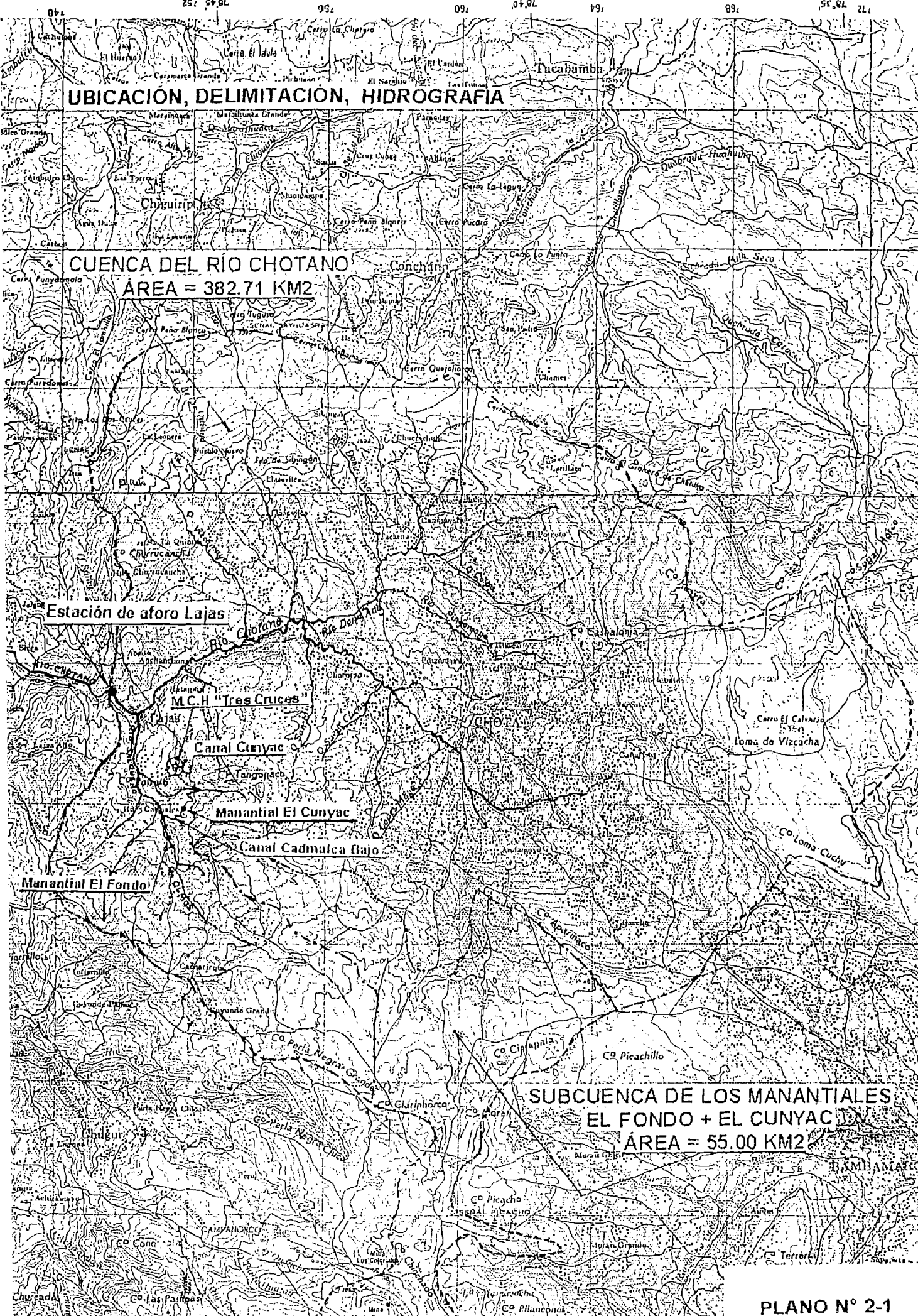
La actividad pecuaria esta conformada principalmente por ganado vacuno y en menor escala por ganado equino y ovino. La crianza de ganado vacuno esta tomando una peculiar importancia en la zona del proyecto, principalmente para la producción de leche, para tal actividad se asigna grandes extensiones de terreno para la producción de pastos en forma natural; esto debido a que la producción agrícola tiene bajos rendimientos y los precios de venta son muy fluctuantes.

La comercialización de la producción agrícola y pecuaria se realiza en ferias en las ciudades de Lajas y Chota los días jueves y domingos, para consumo local en menor escala y el mayor porcentaje de producción es conducida por los intermediarios principalmente a la ciudad de Chiclayo y con menor porcentaje a la ciudad de Cajamarca. Respecto a la producción de leche una parte se vende directamente a las empresas NESTLE y GLORIA, las cuales colectan la leche en cisternas especiales para luego ser conducido a la ciudad de Cajamarca y otra parte es vendida a las plantas de procesamiento lácteo en forma casera, para la elaboración de queso, quesillo, mantequilla, yogurt, etc.

2.4.0 ASPECTOS DEMOGRÁFICOS Y SOCIALES

Según el censo poblacional de 1993, indica que la población del distrito de Lajas era de 13,940 habitantes, de los cuales la población urbana representa el 17% y el 83% esta representado por la población rural, por otro lado el 48% son hombres y el 52% son mujeres. Existiendo una migración significativa, sobretodo de los jóvenes hacia la costa y hacia la selva en menor porcentaje, algunos lo hacen con fines de estudios y otros con la finalidad de buscar nuevas oportunidades de trabajo.

La población que se beneficiará por la Mini Central Hidroeléctrica "Tres Cruces" es netamente rural con viviendas muy dispersas, haciendo un total aproximadamente de 900 familias, con un promedio de 5 habitantes/familia.



Las localidades consideradas para beneficiarse por la Mini Central Hidroeléctricas son: Cadmalca Bajo, Cadmalca Alto, Llangoden Bajo, Las Animas, Pacobamba, Lanchebamba y Rinconada.

2.4.1 SERVICIOS PÚBLICOS EXISTENTES

Los servicios públicos existentes, en el área a beneficiarse son los siguientes:

2.4.1.1 SALUD

Existen 02 postas médicas ubicadas en las localidades de Pacobamba y Cadmalca ALto respectivamente, asimismo la ciudad de Lajas cuenta con un Centro de Salud. Cuando los casos son mas graves los pacientes son conducidos hacia la ciudad de Chota para ser atendidos en el hospital José Soto Cadenillas, en clínicas particulares o en el policlínico del Seguro Social.

2.4.1.2 VIVIENDA

Las viviendas familiares presentan una infraestructura de estado generalmente regular, construidas de paredes de adobe, piedra con barro y techos de calamina y/o teja.

2.4.1.3 EDUCACIÓN

Cada una de las localidades beneficiarias en el presente estudio cuenta con su respectiva Escuela Estatal a excepción de Rinconada que por su cercanía a la ciudad de Lajas, la niños y jóvenes asisten a los Centros Educativos de dicha ciudad. Colegio secundario existe en la localidad de Cadmalca Alto.

2.4.1.4 ELECTRIFICACIÓN

La electrificación en la zona rural en la actualidad es completamente nula, por lo que la gente para su alumbrado durante las noches utiliza lámparas a base de kerosén o en su defecto velas. Como fuente de energía para televisión y radio algunas familias utilizan batearías.

2.4.1.5 TRANSPORTE

Las vías de transporte desde la ciudad de Lajas a las localidades beneficiarias es a través de caminos de herradura.

2.5.0 USOS DEL AGUA

El agua del manantial El Cunyac en la actualidad se utiliza para riego, mediante un canal de tierra cuyo nombre es Cunyac, este canal tiene una capacidad de conducción de 200 l/s, longitud total de 2.5 Km y una pendiente de $S = 0.002$.

El agua del manantial El Fono debido a que nace en la margen derecha de la quebrada Olmos, descargando sus aguas en dicho río, no se aprovecha para riego.

2.5.1 DISPONIBILIDAD HÍDRICA

La disponibilidad del agua en el transcurso del tiempo se puede observar en el Cuadro N° 2.1 en el cual se muestra datos de aforos realizados en fechas que representa la variación de los caudales para los manantiales indicados, lo que demuestra el comportamiento irregular de los mismos, es decir una época de abundancia de agua y otra de estiaje como sucede en todos los ríos de la sierra.

CUADRO N° 2.1: CAUDALES AFORADOS (l/s)

Manantial	Junio1996	Abril 1997	Agosto 1997	Octubre 1998
El Fondo	130	180	120	200
El Cunyac	210	480	180	950
TOTAL	340	660	300	1050

III. CALCULO DE LA DEMANDA ELÉCTRICA

3.1.0 GENERALIDADES

La metodología utilizada para el estudio de la demanda eléctrica y su pronóstico es básicamente la que aparece en el Quinto Proyecto de Energía Eléctrica del Perú presentado en el año 1980 por la firma consultora canadiense llamada MONTREAL ENGINEERING (OVERSEAS) LIMITED - MONENCO, que es recomendable para poblados de menos de 20,000 habitantes.

Sin embargo este trabajo ha sido corregido por la Jefatura de Electrificación Rural de la Gerencia de Planeamiento de Electro - Perú, considerando características regionales del país, bajo el título de Desarrollo de Pequeñas Centrales Hidroeléctricas Convenio A.I.D, que es la metodología que finalmente emplearemos para el estudio de la demanda eléctrica.

El estudio de la demanda eléctrica se realiza para un periodo de 18 años (1998-2018).

3.2.0 PRONOSTICO DE LA POBLACIÓN

La información poblacional actual (1998) ha sido obtenida directamente en el campo, la misma que ha sido proporcionada por las autoridades de cada localidad, siendo estas autoridades básicamente el Presidente de Rondas y el Teniente Gobernador.

En base a dicha información se calculan el crecimiento demográfico (población futura), que de acuerdo al método geométrico en el que se supone que la población crece a un ritmo casi constante.

La fórmula empleada es la siguiente:

$$P_f = P_o(1+r)^t$$

P_o = Población actual para un tiempo T (para nuestra población en el año 1998)

P_f = Población para un tiempo T + t (población futura)

r = Tasa de crecimiento demográfico anual = 1.3% (dato estadístico 1993)

$$r = (P_t/P_o)^{1/t} - 1$$

t = Tiempo en años (t=1, 2,.....19, 20).

Las localidades beneficiarias con los datos de su población obtenidas directamente en el campo se muestran en el Cuadro N° 3-1.

CUADRO N° 3.1: DATOS DE POBLACIÓN ACTUAL (1998)

Localidad	Población (hab)	Viviendas
La Rinconada	270	70
Las Ánimas	295	64
Pacobamba	870	182
Cadmalca Bajo	437	93
Cadmalca Alto	920	193
Llangoden Bajo	590	110
Lanchebamba	264	72
Total	3646	784

3.3.0 PRONOSTICO DEL NÚMERO DE VIVIENDAS

De acuerdo con la información del cuadro anterior el número promedio de vivienda será:

Número viviendas actual = $3646/5=729$ viv

Numero de viviendas en el futuro (NV):

El número promedio de $hab/viv=3646/784=4.65\approx 5.00$ (lo que esta de acuerdo con el censo del año 1993), entonces el NV será: $NV=Pf/5$

3.3.0 PRONOSTICO DEL NÚMERO DE ABONADOS DOMÉSTICOS

El número de abonados domésticos (NAD) resulta de multiplicar la cantidad de viviendas (NV) por el coeficiente de electrificación (C.E). Este valor se estima de las curvas del gráfico N°3-1, que corresponde al estudio de Mercado Eléctrico de MONENCO. Considerando la curva "C" para localidades sin servicio eléctrico se tiene un CE actual igual o mayor a 0.30. Esto quiere decir que el mínimo valor de CE es 0.30 (valor inicial), para el resto de años del periodo considerado se determinará a partir de la curva "C" del gráfico N°3-1.

$$NAD = CE \cdot NV$$

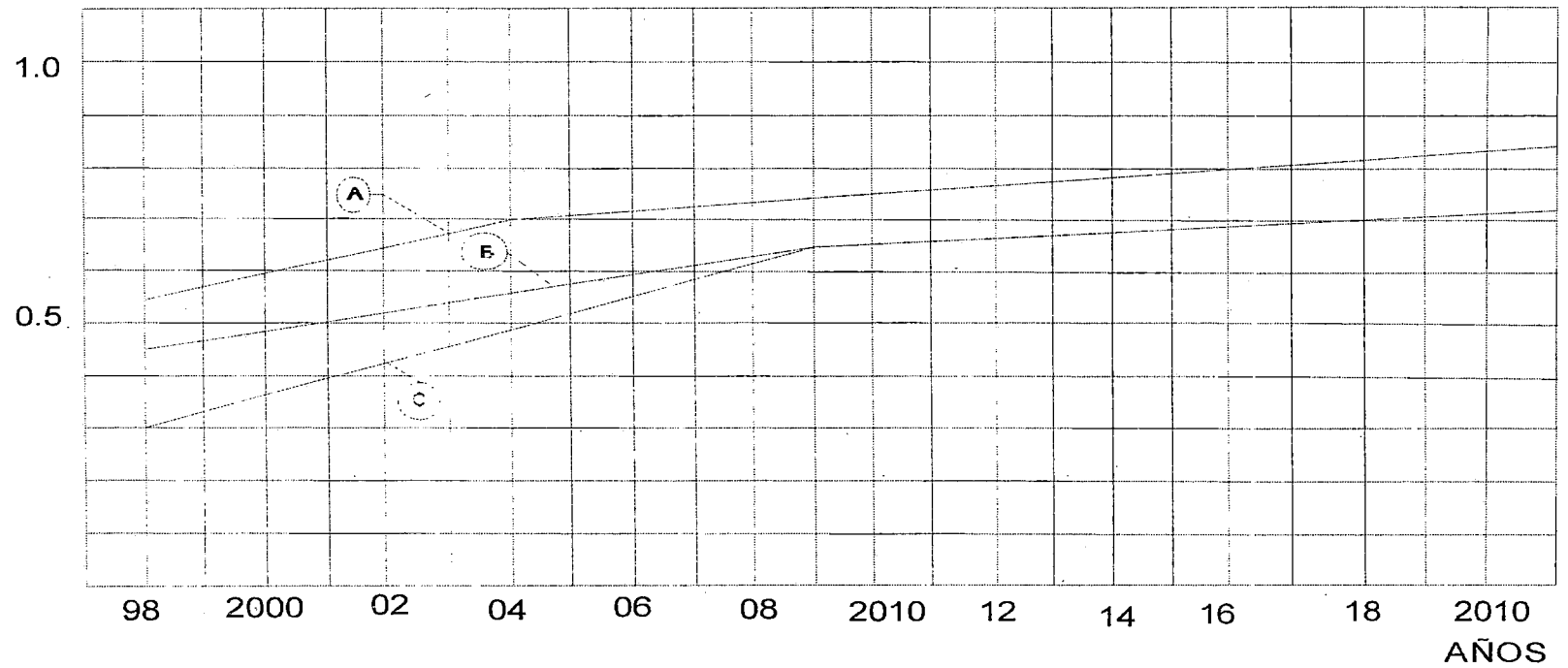
3.5.0 PRONOSTICO DEL NÚMERO DE ABONADOS COMERCIALES

De acuerdo con el gráfico N°3-2 se puede apreciar que la relación entre el número de abonados domésticos (NAD) y el número de abonados comerciales (NAC) se encuentra comúnmente entre 4 y 7, valores considerados como límites normales dentro de los cuales esta relación se mantiene sensiblemente constante durante el periodo de análisis.

GRAFICO Nº 3 - 1: PRONOSTICO DEL COEFICIENTE DE ELECTRIFICACIÓN

COEFICIENTE
DE
ELECTRIFICACION

REGIÓN SIERRA

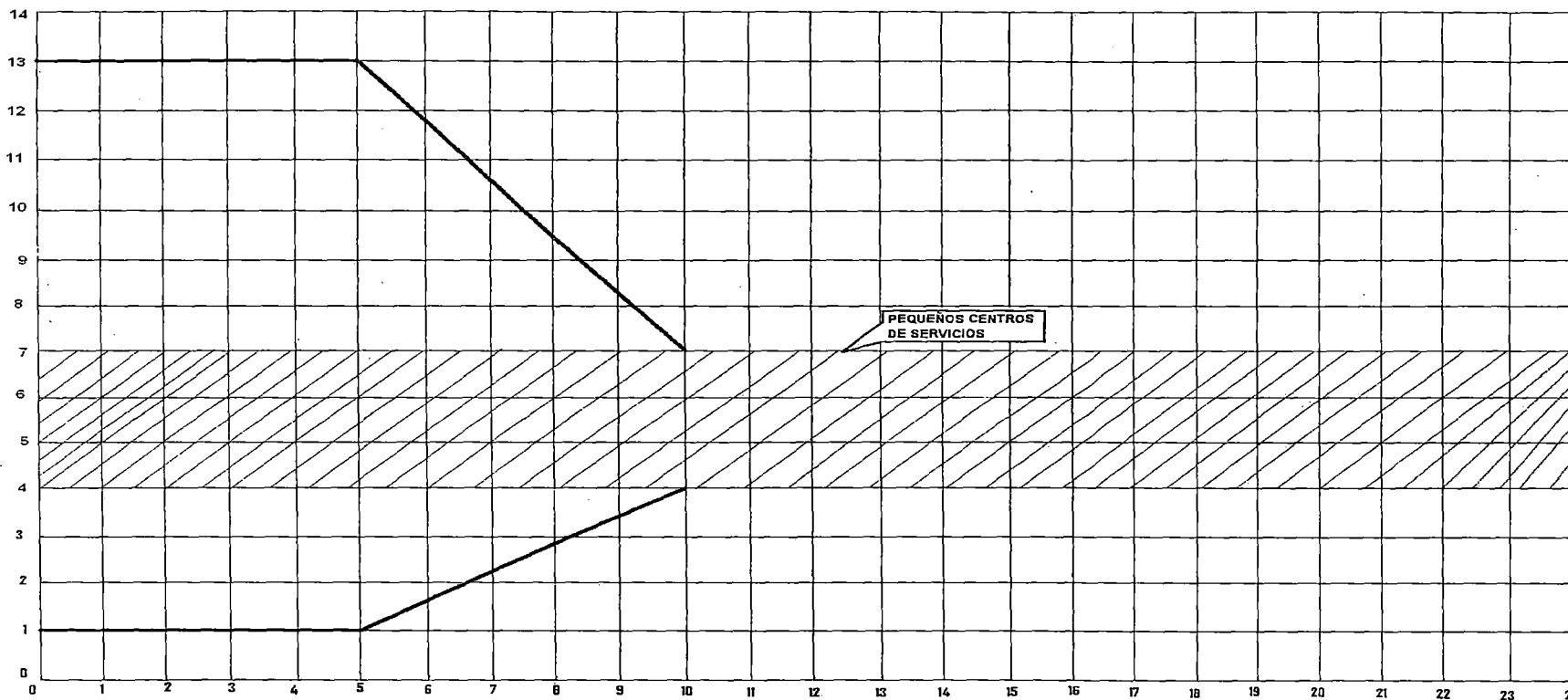


FUENTE: Dirección General de Electricidad - ELECTROPERU

GRAFICO N° 3 - 2:

**DE ABONADOS DOMESTICOS
DE ABONADOS COMERCIALES**

**PRONOSTICO DE LA RELACIÓN ENTRE EL NUMERO
DE ABONOS DOMESTICOS Y EL NUMERO DE
ABONOS COMERCIALES**



FUENTE: Dirección General de Electricidad - EL ELECTROPERU

AÑOS

De acuerdo con MONENCO y teniendo en cuenta que se trata de localidades sin servicio eléctrico.

$NAD/NAC = 7.00$, entonces

$NDC = 1/7 NAD$

3.6.0 PRONOSTICO DEL CONSUMO NETO DE ENERGÍA DOMÉSTICA Y ALUMBRADO PÚBLICO

El consumo neto de energía eléctrica en los sectores domésticos y alumbrado público (CNDAP), en las localidades rurales consideradas, comprende una fracción importante del consumo total.

Para dicha estimación se usa la siguiente fórmula de tipo exponencial.

$$Y = a x^b$$

Y = Consumo unitario de Energía Doméstica y Alumbrado Público (CUDAP), dado en kW.h/año

X = Número de abonados domésticos (NAD)

a, b = Parámetros de la ecuación

Según el estudio de MONENCO, para las localidades del Sector Eléctrico Norte, dentro del cual está comprendido el departamento de Cajamarca, se tiene que para las localidades en estudio cuyo número total de habitantes en el último año del periodo de análisis es mucho mayor que 3,000, se clasifica como una localidad (considerando las localidades beneficiarias como una sola localidad) del tipo "A", para lo cual se recomienda la siguiente expresión exponencial: Ver en el gráfico N°3-3 la Curva "A"

$$Y = 78.399 X^{0.384}$$

$$a = 78.399$$

$$b = 0.384$$

$$CNDAP = CUDAP \cdot NAD \text{ (kW.h/año)}$$

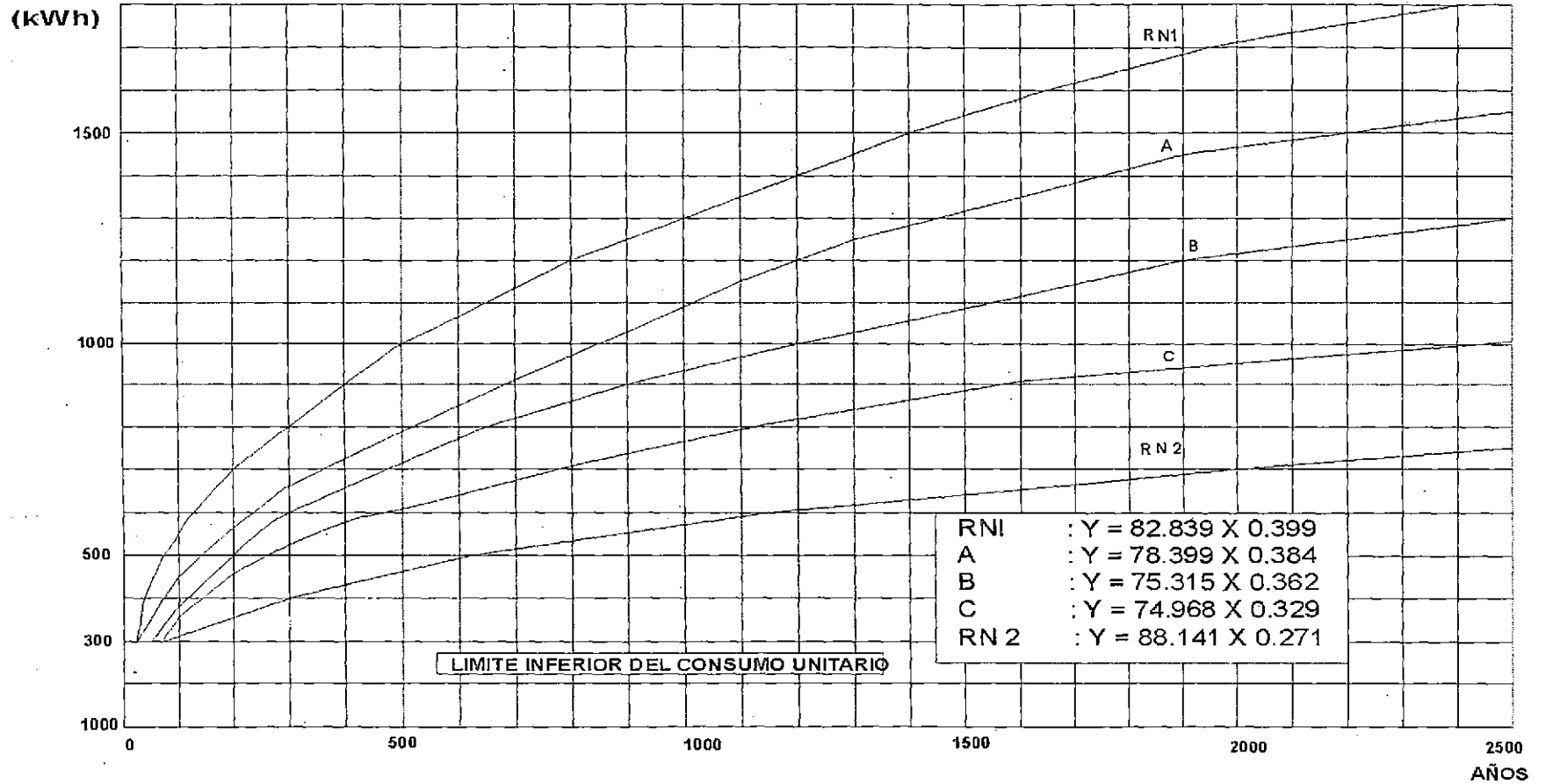
3.7.0 PRONOSTICO DEL CONSUMO NETO COMERCIAL

El consumo neto de energía eléctrica del sector comercial (CNC), resulta de multiplicar el consumo unitario comercial (CUC) por el número de abonados comerciales (NAC).

GRAFICO N° 3 - 3:

CONSUMO UNIT. DOM. Y ALUMBRADO PUBLICO
PUBLICO

CONSUMO UNITARIO DOMESTICO Y ALUMBRADO PUBLICO VS. NUMERO DE ABONADOS DOMESTICOS



El CUC se obtiene de valores establecidos por MONENCO para la relación CUC/CUDAP. Si consideramos las localidades en estudio como un conjunto, se tiene una localidad del tipo "C", para lo que se tiene lo siguiente:

$$\text{CUC/CUDAP} = 1.05$$

$$\text{CUC} = 1.05 \text{ CUDAP}$$

$$\text{CNC} = 1.05 \text{ CUDAP} \cdot \text{NAC (kW.h/año)}$$

3.8.0 PRONOSTICO DEL CONSUMO NETO INDUSTRIAL

El consumo neto industrial de energía eléctrica (CNI) actual, se ha sido estimado en función de la información industrial obtenida directamente del campo mediante una encuesta.

La zona del proyecto es rural, donde la existencia industrial es muy escasa, salvo pequeños talleres de carpintería y plantas de fabricación de queso en forma tradicional. Bajo esta consideración la metodología utilizada recomienda estimar la demanda industrial de energía como un porcentaje de la suma el consumo neto comercial (CNC) más el consumo neto doméstico y alumbrado público (CNDAP).

Para el caso de las localidades tipo A (población en el último año del periodo de análisis mayor de 3,000 Hab), como lo es nuestro caso, se estima que este valor es de 5%, se considera que este porcentaje se mantiene constante durante todo el periodo de análisis.

$$\text{CNI} = 5\% (\text{CNC} + \text{CNDAP}) \text{ (kW.h/año)}$$

3.9.0 PRONOSTICO DEL CONSUMO NETO DE CARGAS ESPECIALES

El consumo neto de cargas especiales (CNCE) de acuerdo con la zona del proyecto esta referido a cargas concernientes a colegios, campos deportivos, postas médicas, casas comunales, etc.

La metodología recomienda considerar un 3% de la suma del consumo neto comercial (CNC) más el consumo neto doméstico y alumbrado público (CNDAP). Este porcentaje podrá ser aumentado dependiendo de la información obtenida o de las apreciaciones objetivas hechas en el trabajo de campo.

Para nuestro caso será suficiente considerar un 3%, de acuerdo con la verificación obtenida en el Campo.

$$\text{CNCE} = 3\% (\text{CNC} + \text{CNDAP}) \text{ (Kw.h/año)}$$

3.10.0 PRONOSTICO DEL CONSUMO NETO TOTAL

El consumo neto total (CNT) resulta de la suma aritmética de los pronósticos de los consumos netos anteriormente estimados.

$$\text{CNT} = \text{CNDAP} + \text{CNC} + \text{CNI} + \text{CNCE} \quad (\text{kW.h/año})$$

3.11.0 PRONOSTICO DEL CONSUMO BRUTO TOTAL

El consumo bruto total (CBT), resulta de adicionar al consumo neto total (CNT) las correspondientes pérdidas de carga a nivel de distribución. Estas pérdidas son estimadas como un porcentaje del CNT que para las localidades del presente estudio se considera un 15%, teniendo en cuenta su población (localidad tipo "A") así como la gran dispersión de las viviendas, lo cual aumentará el valor de las pérdidas en la transmisión y distribución.

$$\text{CBT} = (1 + 15\%) \text{CNT} \quad (\text{kW.h/año})$$

3.12.0 PRONOSTICO DE LA MÁXIMA DEMANDA DE POTENCIA

La máxima demanda de potencia (MDP) se obtiene dividiendo la energía proyectada año a año entre las horas de utilización para cada año. Entendiéndose por horas de utilización al tiempo en horas anuales en que trabaja la central con una potencia igual a la demanda máxima

Se supone que las horas de utilización se van incrementando anualmente desde su valor mínimo al máximo

Para una localidad tipo "A" las horas de utilización (HU) varía linealmente de 2740 h/año a 3900 h/año a lo largo del periodo de estudio (1998 - 2018). La tangente de la recta que representa dicha variación será igual a $(3900 - 2740)/(2018 - 1998) = 58 \text{ h/año}$

$$\text{HU} = 2740 \text{ h/año} + \text{Numero de años} \cdot 58 \text{ h/año}$$

$$\text{MDP} = \text{CBT}/\text{HU} \quad (\text{kWh/año})/(\text{h/año}) = \text{kW}$$

Finalmente MDP representa la Potencia Máxima a la hora punta, en la cual se supone que el consumo y las pérdidas de energía son máximas.

Los resultados de la demanda eléctrica se muestran en el Cuadro N° 3-2, en este cuadro se puede apreciar que la MDP para el último año del periodo considerado (2018) es 229.68 kW, la cual no difiere mucho de la potencia neta generada $P_{\text{net}} = 198.72 \text{ kW}$ por la C.H "Tres Cruces" a nivel de las viviendas. Como el cálculo en ambos casos no es exacto sino un estimado, se concluye que la oferta y la demanda de energía eléctrica son aproximadamente compatibles.

CUADRO N° 3-2: CALCULO DE LA DEMANDA ELÉCTRICA

AÑO	1998	2000	2002	2004	2006	2008	2010	2012	2014	2016	2018
POBLACIÓN	3646	3741	3839	3940	4043	4149	4257	4369	4483	4600	4721
NV	729	748	768	788	809	830	851	874	897	920	944
CE	0.30	0.37	0.43	0.49	0.56	0.62	0.66	0.67	0.68	0.69	0.70
NAD	219	277	330	386	453	514	562	585	610	635	661
NAD/NAC	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7
NAC	31	40	47	55	65	73	80	84	87	91	94
CUDAP	621	679	727	772	821	862	892	906	920	934	949
CNDAP	135776.97	188108.50	240029.45	298059.19	371612.50	443399.42	501072.74	530232.62	560916.47	593198.36	627155.79
CUC/CUDAP	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
CNC	20366.55	28216.28	36004.42	44708.88	55741.87	66509.91	75160.91	79534.89	84137.47	88979.75	94073.37
CNI	7807.18	10816.24	13801.69	17138.40	21367.72	25495.47	28811.68	30488.38	32252.70	34108.91	36061.46
CNCE	4684.31	6489.74	8281.02	10283.04	12820.63	15297.28	17287.01	18293.03	19351.62	20465.34	21636.87
CNT	168635.00	233630.76	298116.58	370189.51	461542.72	550702.08	622332.34	658548.91	696658.26	736752.37	778927.49
CBT	193930.2	268675.4	342834.1	425717.9	530774.1	633307.4	715682.2	757331.2	801157	847265.2	895766.6
HU	2740	2856	2972	3088	3204	3320	3436	3552	3668	3784	3900
MDP (Hora Punta)	70.78	94.07	115.35	137.86	165.66	190.76	208.29	213.21	218.42	223.91	229.68

IV. GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

4.1.0 GENERALIDADES

El informe geológico y geotécnico para la Mini Central Hidroeléctrica "Tres Cruces" se describen en la geología particular.

4.1.1 FISIOGRAFIA

El proyecto se encuentra ubicado en el flanco occidental de la cordillera de la cadena oriental de la cordillera de los andes, presenta una topografía muy heterogénea, con áreas de colinas y terrazas coluviales.

4.1.2 GEOMORFOLOGÍA

Se distingue una unidad geomorfológica principal, cuyas características son:

- SUPERFICIE VALLE

Comprendida entre los 2020 y 3400 m.s.n.m abarcando una terraza de erosión, caracterizada por un respaldo escarpado, su planicie es principalmente de pendientes medias (10° a 20°).

En el del proyecto se emplazan en lo que se denomina Planicie de terraza, donde los materiales que lo conforman son materiales geológicos, que constituyen una cobertura de suelos mayormente limosos a arcillosos alternado con suelos gravosos, con afloramientos escarpados de roca caliza. En estos suelos no se observa deslizamientos de importancia.

4.1.3 HIDROGEOLOGÍA

Las aguas de origen subterráneo son abundantes, facilitando por una estratigrafía rocosa de alta permeabilidad, que dan origen principalmente a 02 manantiales de abundante caudal, los cuales son El Fondo y El Cunyac con 120 l/s y 180 l/s respectivamente en forma aproximada en la época de estiaje; existen otros manantiales de menor caudal.

El vaso o subcuenca colectora de aproximadamente 55.00 km² presenta material coluvial de poco espesor, con una cobertura vegetal constituida por pastos naturales, que actúan como una especie de esponja para permitir la retención de agua, la misma que se desplaza por un sistema de fallamiento de rumbo Sur - Este. Dichas aguas surgen en los manantiales El Fondo y El Cunyac en las cotas 2510.97 y 2504.57 m.s.n.m respectivamente.

4.1.4 SISMOLOGÍA

El área del proyecto se ubica en una zona sísmica de poca actividad; los datos históricos a nivel regional de áreas adyacentes son:

- En 1725 (06 de Enero), en Trujillo un pueblo cercano a Yungay fue afectado por la rotura de una laguna glaciar (murieron 1500 personas)
- En 1747 (14 de Marzo), en Tauca, conchucos, un temblor causó muertos y se registraron daños en Corongo.
- En 1946 (10 de Noviembre), en las provincias de Pallasca y Pomabamba, del departamento de Ancash, un terremoto de grado X - XI MM, ocasionó grandes efectos sobre las construcciones en los pocos poblados de la región, destruyendo casi el total de las viviendas de adobe y tapial, así como las edificaciones primitivas y antiguas del mismo material en Quiches, Sihuas, Mayas y Conchucos.
- En 1956 (18 de Febrero), se re registro un sismo destructor en el Callejón de Huaylas.
- En 1970 (31 de Mayo), un sismo de grado VII - VIII MM en el Callejón de Huaylas, murieron 50,000 personas, desaparecieron 20,000 y quedaron 150,000 heridos según la Comisión de Reconstrucción y Rehabilitación de la Zona Afectada (CRYRZA); debido a los efectos secundarios se produjo un gran aluvión compuesto por piedras, hielo y lodo que cubrió a Yungay y parte de Ranrahirca. En los sedimentos fluviales y fluvio - aluviales de la costa las intensidades fueron de grado VIII MM.

La escala utilizada en este informe histórico de terremotos, es la **Escala Mercalli Modificada (MM)**. Ejemplo VIII - MM, indica un sismo de intensidad de grado VIII en la Escala Mercalli Modificada.

En la zona del proyecto no se han registrado movimientos sísmicos de grandes magnitudes, ni se representan fallas geológicas que hagan peligrar la estabilidad de las estructuras; sin embargo por razones de seguridad en el diseño estructural de la casa de maquinas se considera los efectos de sismo.

4.1.5 ESTRATIGRAFÍA GENERAL

Las formaciones que caracterizan el área, según el INGEMMET pertenecen al grupo litológico de la formación Chota y fluvio coluviales

4.1.5.1 FORMACIÓN CHOTA (Kti - chi)

Se compone de areniscas, lutitas y conglomerados de coloración rojiza, contiene un importante paquete de derrames lábicos, de andesitas grises de buenas características constructivas; bajo la acción del agua se alteran constituyendo una cobertura de suelos limo a arcillosos, debido a la pendiente

considerable del terreno se producen escasos fenómenos de remoción de masas.

4.1.5.2 FORMACIÓN FLUVIO COLUVIAL

Constituye los suelos agrícolas, se derivan de la formación Chota, su espesor es heterogéneo, desde un metro hasta varios metros. En la parte mas baja de la cuenca a orillas del río Chotano se encuentran formaciones aluviales.

4.2.0 GEOLOGÍA PARTICULAR

4.2.1 CANAL CADMALCA BAJO

Este canal proyectado conducirá las aguas del manantial EL Fondo hasta el manantial El Cunyac, en su área de captación se observa que el afloramiento del agua se produce a través de rocas de gran dimensión. En su recorrido se puede apreciar 03 tramos con las siguientes características:

- **Tramo 0 - 500 m:** Suelo arcilloso limoso con fuerte pendiente.
- **Tramo 500 - 1500 m:** Roca fija volcánica ígnea, con pendiente muy empinada.
- **Tramo 1500 - 1900m:** Suelo arcillo rocoso con pendiente moderada

En resumen se puede decir que la ruta por donde se proyecta el canal Cadmalca Bajo presenta condiciones geológicas muy favorables para el desarrollo de dicha infraestructura.

4.2.2 CANAL CUNYAC

Este canal existente recorre parte de los caseríos de Cadmalca Bajo, Las Animas y Rinconada, entre las cotas 2504.57 y 2499.57 m.s.n.m., con una litología que se compone de:

- FORMACIÓN JUMASHA (ks - j)

Desde el inicio (manantial El Cunyac) presenta afloraciones de roca caliza, grises y duras, que forman taludes verticales, ubicadas en la margen derecha de la captación.

- DEPÓSITOS COLUVIALES

El canal en su recorrido se emplaza sobre material coluvial, conformado por material gravoso a térreo.

El canal se desarrolla en una topografía accidentada, desde el km. 0 + 000 hasta el km. 2+500; los taludes son estables, con calizas cuyas características estratigráficas las hacen seguras.

4.2.3 CÁMARA DE CARGA, TUBERÍA DE PRESIÓN Y CASA DE MAQUINAS

Estas estructuras se emplazarán en un cerro, de perfil poco escarpado, de roca caliza, cuyas características estratigráficas son estables y seguras para la construcción de este tipo de obras, por lo que no se requiere de trabajos especiales de investigación geotécnica. Alrededor de la ubicación de estas obras, no se observa ningún indicio de fallamiento.

V. CLIMATOLOGÍA

5.1.0 GENERALIDADES

Este capítulo está referido al estudio del comportamiento de las variables meteorológica en la zona del proyecto. Las principales variables que se analizan son la precipitación, temperatura, humedad relativa y evaporación.

5.2.0 PRECIPITACIÓN

La precipitación es el elemento climatológico mas conocido y cuya variación condiciona desde las formaciones vegetales y las asociaciones de animales y plantas, hasta la actividad del hombre, especialmente en la agricultura y forestación.

Para caracterizar el clima en una región no es suficiente conocer la lluvia normal anual sino también como se distribuye la misma durante el año, es decir, su régimen pluviométrico. A partir de esta información se pueden determinar las aptitudes agrícola, ganadera y forestal de un lugar.

De los registros de precipitación consistentes, completados y extendidos, de las estaciones Chugur, Lajas, Chota, Bambamarca y Conchan, se puede deducir que el régimen estacional de la precipitación presenta dos periodos húmedos, con picos en los meses de Marzo y Octubre, siendo de mayor magnitud el pico de Marzo (ver hidrogramas).

El periodo húmedo (lluvioso) esta comprendido entre los meses de setiembre - Abril, en los cuales se producen como promedio el 85% de la precipitación total anual. El periodo seco comprende los meses de Mayo a Agosto en los que solo ocurre el 15% de la precipitación, siendo el mes de Agosto el de menor magnitud. En general todas las estaciones consideradas en el estudio presentan similar variabilidad mensual de precipitación.

La precipitación promedio anual para la zona del proyecto (área beneficiaria), tomando como referencia los datos de la estación meteorológica Chota es 927.32 mm. Ver Cuadro N° 6-2

La precipitación promedio anual para la subcuenca de los manantiales El Fondo y El Cunyac es 979.49 mm. Ver Cuadro 6-8

5.3.0 TEMPERATURA

Tomando como base los registros de temperatura de la estación Chota, la temperatura promedio anual para la zona del proyecto es de 15.6° C, el valor mínimo se presenta en el mes de Julio y es 5.6 °C, el valor máximo es 23.60 °C y se presenta en el mes de Agosto. En cuanto a la variación estacional se puede decir que no es muy significativa.

La temperatura promedio para la subcuenca de los manantiales El Cunyac y El Fondo tomando como referencia la estación meteorológica Chugur (estación representativa) es de 13.5 °C.

5.4.0 HUMEDAD RELATIVA

Según los datos meteorológicos de la estación Chota la humedad relativa promedio anual para la zona del proyecto es de 81%.

Referente a los valores extremos, se aprecia una humedad relativa máxima promedio anual de 96.58 % y la humedad relativa mínima promedio anual es de 58.33%.

5.5.0 EVAPORACIÓN

La evaporación promedio anual en la zona del proyecto según la estación Chota es de 1032.70 mm/año.

VI. HIDROLOGÍA

6.1.0 GENERALIDADES

El área de estudio para la presente tesis se encuentra en la subcuenca del río Jalqueño afluente del río Chotano, en la vertiente oriental del río Marañón; sin embargo, sus aguas son derivadas al río Chancay en la vertiente Occidental del Océano Pacífico a través del Túnel Chotano.

El estudio hidrológico tiene por finalidad determinar la disponibilidad hídrica de los manantiales El Fondo y El Cunyac, para su aprovechamiento hidroenergético.

Debido a que no existe una estación de aforo para dichos manantiales, la hidrología está referido al estudio de la precipitación y en base a lo cual, aplicando un modelo hidrológico se generará los caudales mensuales para dichos manantiales.

6.2.0 CARTOGRAFÍA

- Carta Nacional Esc. 1/100,000 (IGN), Chota.
- Carta Nacional Esc. 1/25,000 (IGN), Chota.
- Mapa Político Regional del Perú

6.3.0 HIDROMETEOROLOGIA

La información para la precipitación ha sido obtenida del SENAMI consistente en series históricas de precipitación total mensual, se ha considerado los datos de campo (periodo 1965 - 1982) de las siguientes estaciones meteorológicas:

Estación Chugur
Estación Lajas
Estación Chota
Estación Bambamarca
Estación Conchan

Las estaciones anteriores (ver Fig. N° 6-2) son vecinas a la subcuenca considerada para los manantiales El Fondo y El Cunyac, no existiendo ninguna estación meteorológica ubicada dentro del área de dicha subcuenca. La estación más representativa para nuestro estudio es la estación Chugur, dado que su altitud, relieve y climatología de la zona de Chugur son similares a la subcuenca en mención.

Los datos de precipitación total mensual correspondiente a las estaciones anteriores (periodo 1965 - 1982), se muestran en los Cuadros N° 6-1, 6-2, 6-3, 6-4 y 6-5.

CUADRO 6-1: PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL (mm) – ESTACIÓN METEOROLÓGICA CHUGUR

Latitud = 06° 40' - S, Longitud = 78° 44' - W

Altitud = 2750 m.s.n.m

AÑO	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	TOTAL
1965	170.90	149.00	283.10	184.50	54.30	47.80	57.20	8.20	201.40	160.70	185.10	151.30	1653.50
1966	174.10	203.10	72.63	49.00	16.97	27.80	2.50	22.10	52.00	288.80	109.80	23.00	1041.80
1967	119.38	148.90	116.90	73.00	114.30	19.60	81.90	44.00	54.40	221.10	20.10	19.40	1032.98
1968	185.00	135.00	133.30	118.30	27.70	10.00	24.90	58.10	157.60	93.70	42.00	7.80	993.40
1969	167.20	23.80	31.60	38.20	58.40	41.60	27.90	62.90	68.70	126.50	190.90	115.69	953.39
1970	138.20	43.40	95.00	63.10	172.40	22.40	77.60	7.50	100.30	191.60	142.30	114.30	1168.10
1971	104.60	97.30	562.80	100.20	85.10	102.10	66.70	13.50	53.80	147.50	39.90	172.50	1546.00
1972	79.80	133.80	129.40	85.70	184.60	6.20	3.00	73.60	72.30	107.90	142.70	111.50	1130.50
1973	157.60	124.20	216.30	329.60	43.10	94.60	53.10	92.50	105.50	159.10	102.00	81.40	1559.00
1974	167.30	268.70	117.00	134.50	44.10	28.80	7.90	5.10	108.70	78.00	137.30	122.20	1219.60
1975	193.50	279.60	415.40	150.80	179.80	101.60	65.90	18.10	121.60	244.90	86.10	10.20	1867.50
1976	374.40	184.40	291.10	152.60	79.40	18.20	0.00	19.30	56.30	48.00	42.00	73.30	1339.00
1977	291.80	169.50	99.40	190.60	82.50	15.90	13.00	5.00	39.70	144.40	156.90	126.20	1334.90
1978	39.20	73.30	68.00	91.40	56.00	12.10	25.00	0.00	118.00	21.30	85.30	83.30	672.90
1979	15.70	42.60	203.60	62.10	82.20	14.30	23.00	12.40	91.10	13.20	13.50	24.10	597.80
1980	122.00	69.60	44.80	54.30	97.40	0.00	2.20	0.00	12.00	290.80	167.80	88.70	949.60
1981	75.20	186.80	119.00	94.60	78.20	120.10	23.40	49.80	3.40	283.10	88.10	93.60	1215.30
1982	130.10	199.10	105.50	103.30	164.90	3.40	5.40	0.00	87.10	251.80	184.30	256.30	1491.20
SUMA	2705.98	2532.10	3104.83	2075.80	1621.37	686.50	560.60	492.10	1503.90	2872.40	1936.10	1674.79	21766.47
MEDIA	150.33	140.67	172.49	115.32	90.08	38.14	31.14	27.34	83.55	159.58	107.56	93.04	1209.25

El dato sombreado indica que ha sido obtenido por completación de datos (Método Promedio Aritmético)

CUADRO 6-2: PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL (mm) – ESTACIÓN METEOROLÓGICA CHOTA

Latitud = 06° 33' - S, Longitud = 78° 39' - W

Altitud = 2400 m.s.n.m

AÑO	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	TOTAL
1965	62.60	18.10	120.10	145.00	34.80	1.30	34.30	6.90	104.20	119.10	146.80	50.40	843.60
1966	82.20	52.60	52.80	126.80	73.30	20.30	5.10	11.80	90.40	264.00	97.20	25.90	902.40
1967	166.60	178.60	127.00	97.80	64.90	1.70	44.40	10.30	46.20	155.30	48.60	86.80	1028.20
1968	91.90	96.80	133.20	74.80	27.50	12.00	13.80	70.10	122.70	128.70	91.30	37.10	899.90
1969	73.20	192.90	111.00	169.00	16.00	80.70	10.10	19.00	74.90	83.20	138.70	124.90	1093.60
1970	48.90	65.60	91.20	96.60	106.40	27.90	10.00	25.30	36.40	166.60	82.80	137.60	895.30
1971	142.60	97.10	294.30	88.20	114.20	32.10	37.20	26.40	46.90	201.80	115.60	75.80	1272.20
1972	57.20	64.20	137.90	142.30	80.20	16.10	5.10	9.10	56.60	32.50	103.60	28.50	733.30
1973	66.70	41.50	80.60	227.80	60.80	97.80	96.10	60.10	166.90	127.30	120.90	65.40	1211.90
1974	55.10	103.10	78.80	70.30	21.00	70.10	9.70	35.40	102.40	93.00	99.80	59.20	797.90
1975	102.00	174.30	229.80	129.40	77.30	77.00	25.90	18.20	39.60	111.50	99.40	15.00	1099.40
1976	176.80	94.50	123.60	75.90	38.80	38.30	3.50	22.80	39.30	105.80	87.40	88.80	895.50
1977	159.50	144.60	102.50	115.10	67.60	16.30	4.70	26.60	30.00	116.30	132.40	59.60	975.20
1978	48.50	63.00	37.10	88.30	71.80	0.80	25.50	3.60	89.30	40.50	176.40	91.70	736.50
1979	86.90	70.40	165.10	98.50	134.80	2.60	21.50	60.90	137.70	47.90	44.20	33.80	904.30
1980	47.80	43.00	43.30	49.90	69.80	12.00	14.80	20.70	44.60	72.80	100.40	104.20	623.30
1981	41.80	177.10	241.10	81.10	50.00	15.30	10.00	9.20	0.00	141.60	109.20	124.20	1000.60
1982	42.40	111.00	102.50	12.30	90.10	10.40	0.90	0.50	122.50	64.30	94.30	127.40	778.60
SUMA	1552.70	1788.40	2271.90	1889.10	1199.30	532.70	372.60	436.90	1350.60	2072.20	1889.00	1336.30	16691.70
MEDIA	86.26	99.36	126.22	104.95	66.63	29.59	20.70	24.27	75.03	115.12	104.94	74.24	927.32

Los datos del presente cuadro han sido obtenidos del estudio hidrológico para a la Central Hidroeléctrica Chiriconga – Chota – realizado por CONCISA

CUADRO 6-3: PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL (mm) – ESTACIÓN METEOROLÓGICA LAJAS

Latitud = 06° 34' - S, Longitud = 73° 44' - W

Altitud = 2100 m.s.n.m

AÑO	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	TOTAL
1965	59.00	66.50	99.00	99.00	42.50	4.50	9.00	0.00	133.50	68.50	132.50	80.50	794.50
1966	27.00	43.00	106.50	102.60	33.00	35.60	1.00	20.50	78.70	217.20	100.50	17.40	783.00
1967	113.20	120.60	144.50	42.00	35.50	8.00	58.50	14.00	39.50	112.30	66.00	102.50	856.60
1968	37.50	53.80	127.60	57.10	19.00	6.00	14.00	41.10	105.10	143.50	32.50	12.00	649.20
1969	112.50	157.00	123.30	149.00	20.00	68.00	2.50	16.50	108.00	122.50	224.90	140.50	1244.70
1970	42.00	59.00	103.50	46.00	121.00	25.00	19.90	32.10	42.00	198.80	73.50	96.50	859.30
1971	112.50	127.00	343.00	81.50	100.50	58.00	42.50	83.00	56.50	140.00	98.00	87.50	1330.00
1972	95.50	63.50	292.50	137.00	88.30	15.80	5.50	35.50	73.50	80.70	130.60	36.50	1054.90
1973	81.50	62.80	107.10	233.70	62.40	81.30	73.30	86.90	97.80	136.40	135.80	80.20	1239.20
1974	83.70	120.40	101.70	116.10	3.10	79.90	26.00	33.00	127.50	95.50	111.50	71.25	969.65
1975	127.90	142.50	261.60	138.00	67.60	43.50	60.50	56.00	114.00	146.60	109.00	7.98	1275.18
1976	141.70	75.50	121.50	77.50	93.00	31.50	0.00	28.80	0.00	77.40	66.00	36.30	749.20
1977	135.70	190.40	130.80	98.90	67.50	42.10	15.00	3.80	65.10	140.90	117.80	91.70	1099.70
SUMA	1169.70	1282.00	2062.60	1378.40	753.40	499.20	327.70	451.20	1041.20	1680.30	1398.60	860.83	12905.13
MEDIA	89.98	98.62	158.66	106.03	57.95	38.40	25.21	34.71	80.09	129.25	107.58	66.22	992.70

El dato sombreado indica que ha sido obtenido por completación de datos (Método Promedio Aritmético)

CUADRO 6-4: PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL (mm) – ESTACIÓN METEOROLÓGICA CONCHAN

Latitud = 06° 26' - S, Longitud = 78° 39' - W

Altitud = 2400 m.s.n.m

AÑO	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	TOTAL
1965	241.00	107.40	97.00	94.40	50.90	5.70	0.90	13.50	56.00	198.60	305.80	93.20	1264.40
1966	73.00	37.40	96.00	84.80	64.10	26.50	5.20	11.90	50.70	198.10	131.20	55.80	834.70
1967	111.70	168.70	155.00	33.10	50.00	11.50	47.30	12.00	44.90	184.70	67.00	61.10	947.00
1968	83.70	83.40	85.40	68.20	0.00	0.80	17.30	50.50	225.10	198.10	78.00	17.10	907.60
1969	36.10	22.80	107.50	162.30	19.00	30.90	10.00	28.40	73.80	149.20	164.00	119.30	923.30
1970	83.60	69.00	45.80	52.40	51.90	29.00	22.20	5.20	9.00	17.10	20.60	13.50	419.30
1971	91.30	59.00	241.10	130.50	139.00	55.50	55.00	7.60	73.30	240.10	64.00	116.00	1272.40
1972	136.90	100.70	242.30	241.50	81.40	28.00	23.10	26.60	65.10	46.30	216.90	74.50	1283.30
1973	113.30	49.70	91.20	187.60	26.30	47.30	35.80	38.50	159.60	100.60	116.10	110.60	1076.60
1974	118.00	141.30	100.68	59.50	7.20	63.30	12.10	41.10	139.60	51.80	102.80	60.90	898.28
1975	68.50	61.00	164.40	50.00	41.00	20.80	71.60	50.20	10.40	153.50	24.90	0.00	716.30
1976	30.60	64.10	48.60	58.90	47.00	20.00	1.50	62.80	25.40	59.00	175.20	12.00	605.10
1977	159.50	196.50	104.68	86.90	35.30	6.90	19.10	8.20	78.10	84.30	129.50	51.80	960.78
1978	42.90	45.80	85.40	159.60	71.60	12.80	34.50	3.40	121.20	37.30	106.70	127.80	849.00
1979	103.80	109.70	215.70	101.90	82.60	1.50	52.30	8.60	1.20	0.00	52.80	34.20	764.30
1980	42.20	39.70	63.30	46.90	50.90	1.70	3.90	0.00	15.70	85.80	7.20	51.80	409.10
1981	36.70	106.40	151.10	5.00	3.00	80.10	17.70	16.90	0.00	129.80	74.40	106.60	727.70
1982	84.40	107.80	60.80	67.40	27.20	2.50	1.50	1.80	1.60	41.00	44.80	15.50	456.30
SUMA	1657.20	1570.40	2155.96	1690.90	848.40	444.80	431.00	387.20	1150.70	1975.30	1881.90	1121.70	15315.46
MEDIA	92.07	87.24	119.78	93.94	47.13	24.71	23.94	21.51	63.93	109.74	104.55	62.32	850.86

El dato sombreado indica que ha sido obtenido por completacion de datos (Método Promedio Aritmético)

CUADRO 6-5: PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL (mm) – ESTACIÓN METEOROLÓGICA BAMBAMARCA
 Latitud = 06° 41' - S, Longitud = 78° 31' - W
 Altitud = 2600 m.s.n.m

AÑO	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	TOTAL
1965	65.70	47.20	103.20	64.50	15.90	8.10	23.30	7.15	55.30	66.40	112.00	49.40	618.15
1966	51.10	41.60	35.20	35.80	38.50	15.90	1.20	16.58	67.95	213.60	61.80	11.30	590.53
1967	86.00	165.00	70.10	64.80	34.10	2.70	51.00	6.70	37.60	117.50	44.10	68.60	748.20
1968	41.20	94.20	96.80	85.00	34.50	9.50	11.30	23.30	113.60	86.90	32.80	20.50	649.60
1969	59.20	85.60	66.70	104.00	20.60	41.70	6.50	13.20	66.20	93.00	119.10	62.60	738.40
1970	62.30	42.20	48.90	65.80	48.80	24.60	33.60	13.60	29.60	129.60	14.10	84.90	598.00
1971	70.30	63.60	195.50	86.00	62.50	43.70	25.40	11.00	29.50	123.40	78.60	63.10	852.60
1972	38.40	66.70	141.50	134.20	59.10	12.60	4.90	10.10	80.80	67.70	105.60	50.30	771.90
1973	68.20	68.20	86.10	126.30	18.70	28.60	48.70	25.20	87.00	78.40	66.30	99.90	801.60
1974	83.10	147.30	105.20	53.80	0.00	21.40	7.30	28.90	64.30	87.00	75.00	42.70	716.00
1975	81.70	163.90	208.50	89.20	46.80	45.80	43.20	29.40	44.50	88.40	70.80	6.70	918.90
1976	159.50	64.10	81.50	48.10	24.20	4.90	0.10	10.30	44.30	72.20	14.20	50.20	573.60
1977	148.40	132.70	86.00	75.30	21.40	8.40	1.00	6.20	43.90	94.30	139.40	57.10	814.10
1978	26.20	69.20	47.80	68.10	70.60	17.10	15.80	0.00	16.90	43.50	103.40	76.60	555.20
1979	53.20	44.10	150.60	42.10	60.40	8.10	33.90	49.70	108.80	12.20	26.60	30.80	620.50
1980	45.30	50.10	56.30	27.90	29.40	14.80	9.00	7.30	44.60	174.80	120.30	67.00	646.80
1981	44.50	137.90	110.20	65.90	40.10	36.60	13.10	23.40	5.80	89.50	72.90	88.10	728.00
1982	39.80	97.40	186.00	59.80	56.60	40.70	11.50	1.20	83.10	153.90	68.50	143.40	941.90
SUMA	1224.10	1581.00	1876.10	1296.60	682.20	385.20	340.80	283.23	1023.75	1792.30	1325.50	1073.20	12883.98
MEDIA	68.01	87.83	104.23	72.03	37.90	21.40	18.93	15.74	56.88	99.57	73.64	59.62	715.78

El dato sombreado indica que ha sido obtenido por completación de datos (Método Promedio Aritmético)

6.4.0 TRATAMIENTO DE LOS DATOS HIDROMETEOROLÓGICOS

Se analizan los datos de precipitación total mensual disponibles corresponden al periodo 1965 -1982, registrados en el campo por lectura del Pluviómetro.

6.4.1 ANÁLISIS DE CONSISTENCIA DE LA INFORMACIÓN

El análisis de la no homogeneidad e inconsistencia de la precipitación para el periodo 1965-1982 y con los datos de las estaciones mencionadas, se realiza con la finalidad de identificar errores naturales o artificiales, de tal manera que si hay error artificial se hará la respectiva corrección.

Los errores se presentan como saltos y tendencias

6.4.1.1 ANÁLISIS DE SALTOS

Los saltos son formas determinísticas transitorias, que permiten a una serie hidrológica periódica o no periódica pasar desde un estado a otro como respuesta a cambios realizados por el hombre en los recursos hídricos de la cuenca o a cambios naturales que pueden ocurrir.

Estadísticamente los saltos se presentan principalmente en la media y desviación estándar. Visualmente los saltos se puede apreciar directamente en los hidrogramas correspondientes, en dichos gráficos se puede ver como una serie de datos se encuentra por encima de los valores de otra serie como dando un salto tal como lo indica su propio nombre.

Para el análisis de saltos se realiza tres actividades.

- Identificación de salto
- Evaluación y cuantificación
- Corrección y/o eliminación

A) IDENTIFICACIÓN DE SALTO

En esta etapa se realiza la identificación de saltos, la causa de su origen, para lo cual se utiliza los siguientes criterios:

- Información de campo
- Análisis de hidrogramas
- Análisis de doble masa

i) INFORMACIÓN DE CAMPO

La información de campo sobre la precipitación total mensual, se basa en datos (1965-1982) procedentes de las estaciones meteorológicas ya mencionadas. Para la elección del periodo considerado en el presente estudio primeramente se realizó una visita de campo para asegurarse que dichas estaciones no hayan sido trasladadas de lugar en dicho periodo, de esta manera los datos tendrán menos alteraciones por manos del hombre.

De la estación Lajas se tiene información solo para el periodo 1965-1977, siendo este lapso de tiempo el utilizado para la completación de datos en las 5 estaciones, para el periodo 1978-1982 los datos se completo con las 4 estaciones restantes.

Los datos de precipitación total mensual se encuentran en los cuadros indicados ítem 6.4.0.

ii) ANÁLISIS DE LOS HIDROGRAMAS

Para la elaboración de los hidrogramas de precipitación total mensual (1965-1982) se ha considerado la información de 04 estaciones meteorológicas las cuales son:

Estación Chugur	Estación Bambamarca
Estación Conchan	Estación Conchan
Estación Chota	

En el eje "X" se representa el tiempo en meses para cada año del periodo considerado y, en el eje "Y" se representa la precipitación total mensual.

Los hidrogramas se encuentran representados en los Gráficos N° 6-1, 6-2, 6-3 y 6-4

Realizando un análisis visual detenidamente de cada hidrograma y haciendo una comparación entre ellos, se puede apreciar que no existe un salto significativo en ningún hidrograma, asimismo en cada grafico va variando formando picos y depresiones lo cual esta de acuerdo con la real variación mensual de la precipitación, bajo estas dos apreciaciones se puede concluir que la información es aceptable.

iii) ANÁLISIS DE DOBLE MASA

El análisis de doble masa denominado también "doble acumulación", es una herramienta muy valiosa para el estudio de la inconsistencia de datos hidrológicos múltiples. Se realiza una comparación de datos acumulados en los ejes "X" e "Y", obteniéndose una curva llamada CURVA DE DOBLE MASA, esta curva por lo general se ajusta a una recta.

Los posibles errores se pueden detectar por el equilibrio o quiebres que presenta la recta de doble masa, considerándose un registro de datos con menos errores sistemáticos en la medida que presente un menor número de puntos de quiebre.

Un quiebre de la recta de doble masa o un cambio de pendiente puede o no ser significativo, si dicho cambio está dentro de los límites de confianza

GRAFICO N° 6-1: HIDROGRAMA DE PRECIPITACION TOTAL MENSUAL - ESTACION CHUGUR

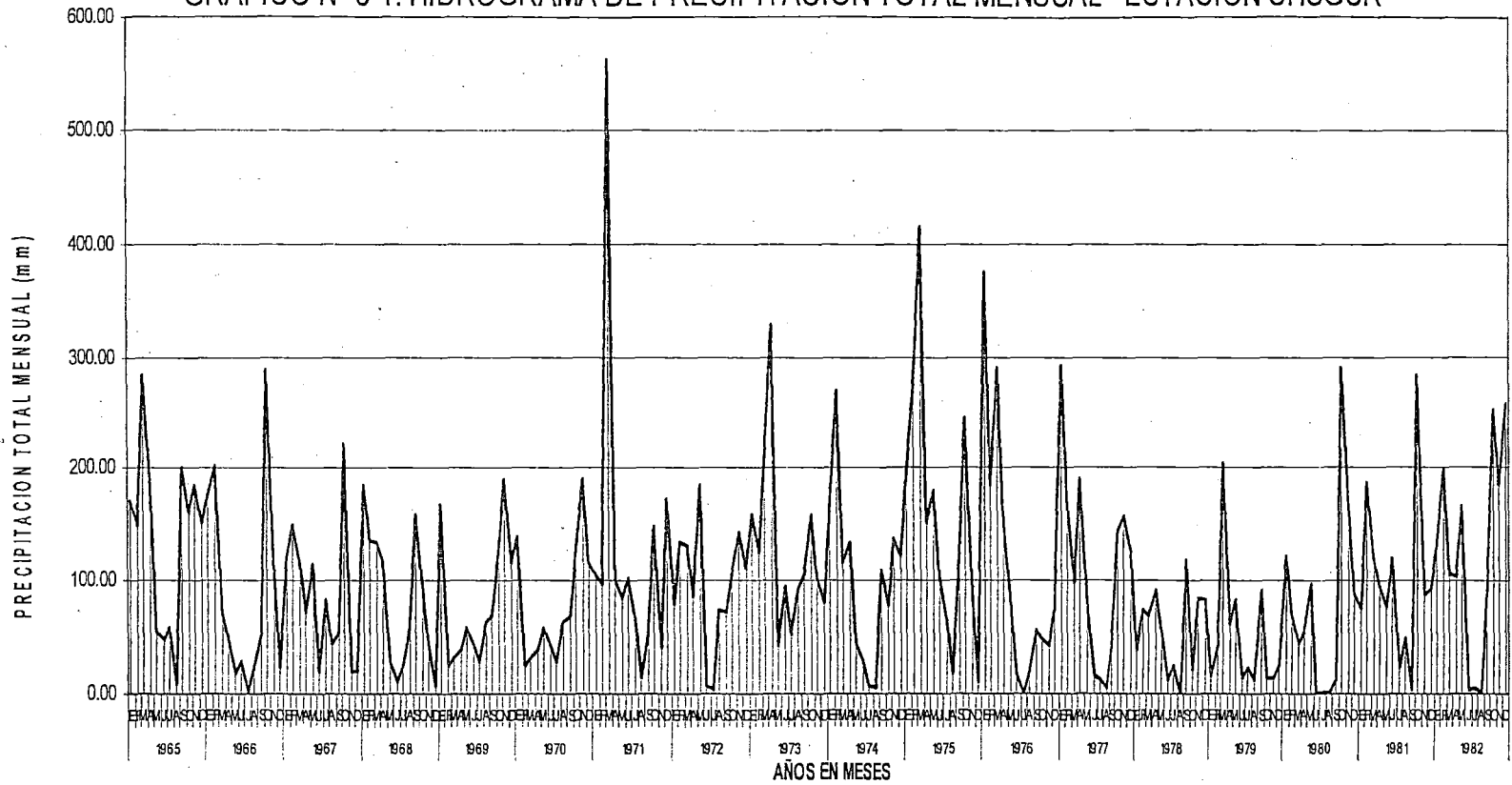


GRAFICO N° 6-2: HIDROGRAMA DE PRECIPITACION TOTAL MENSUAL - ESTACION CHOTA

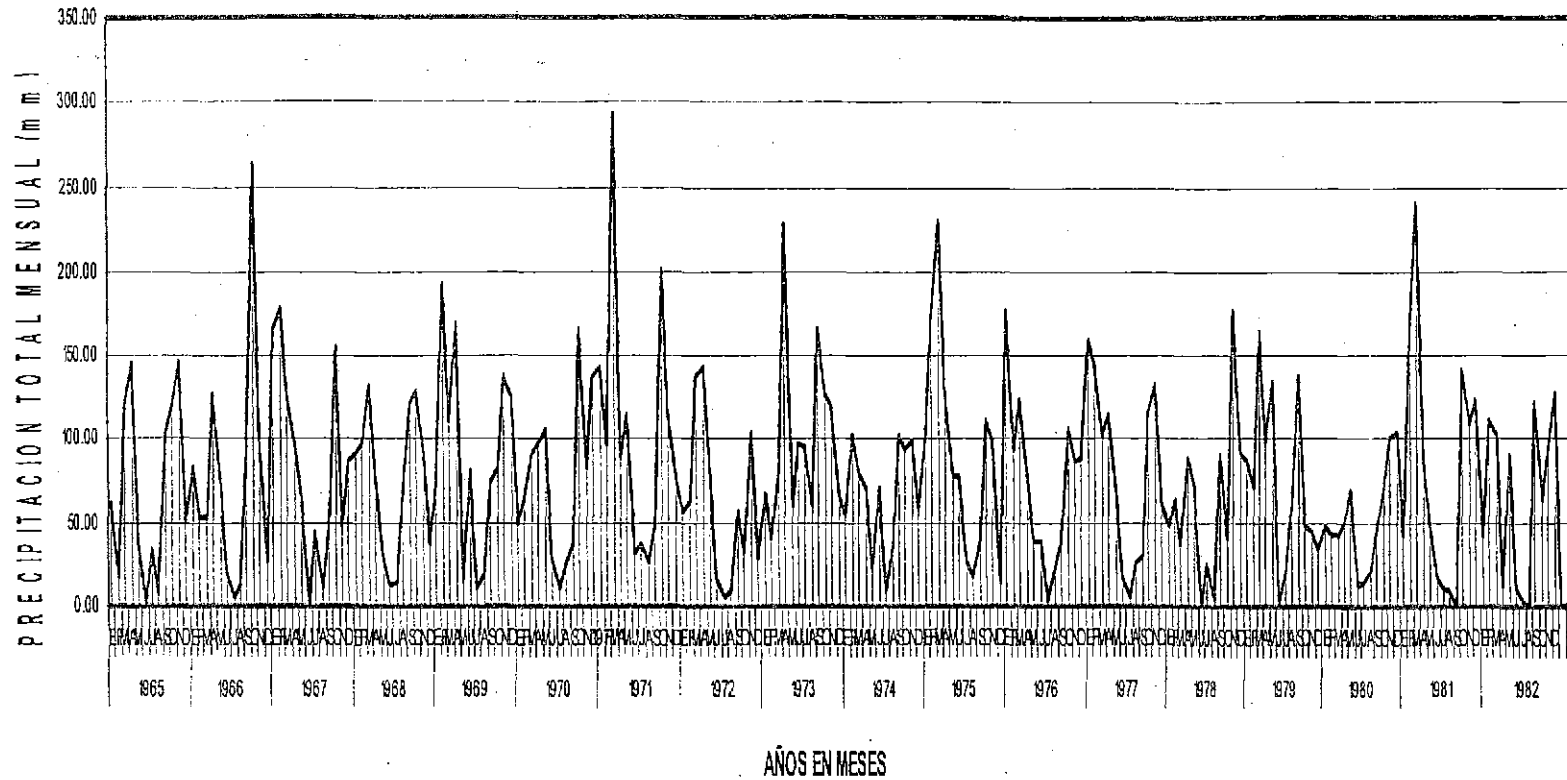


GRAFICO N° 6-3: HIDROGRAMA DE PRECIPITACION TOTAL MENSUAL - ESTACION CONCHAN

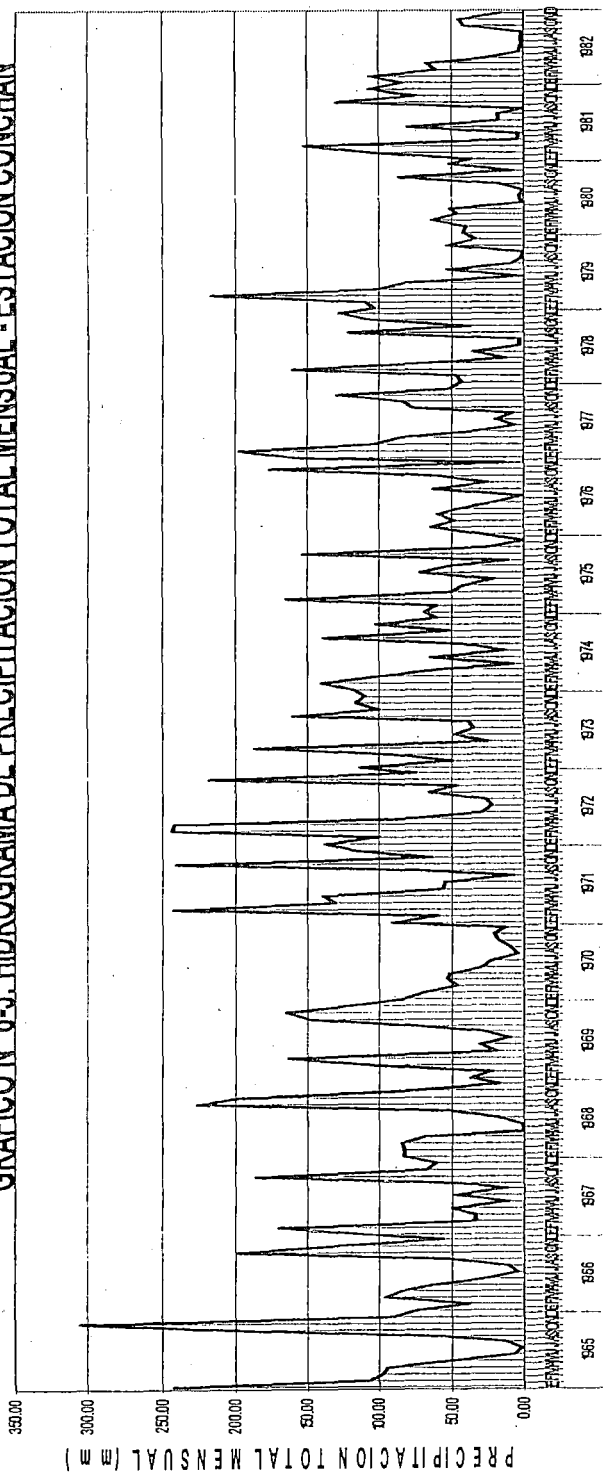
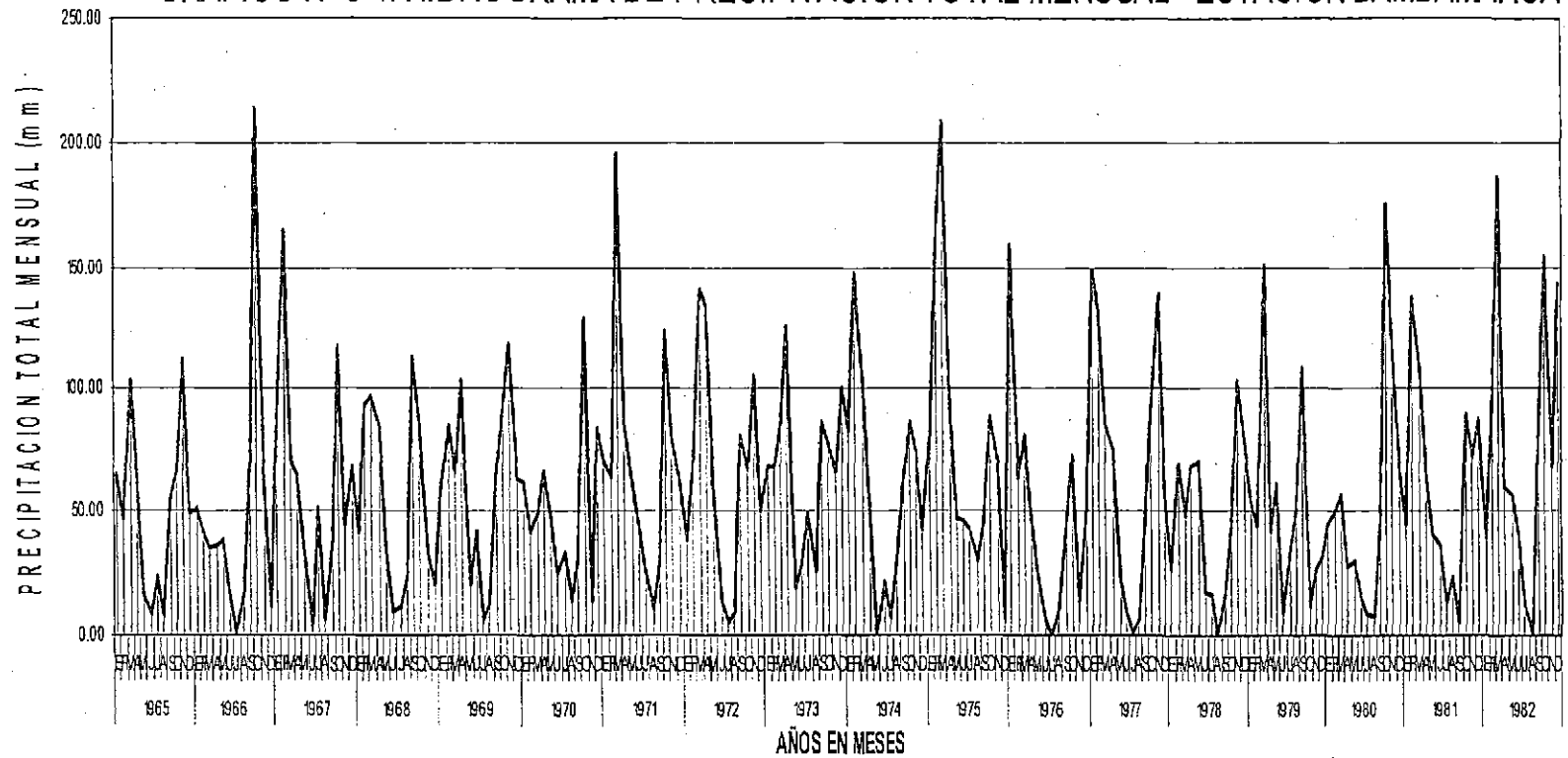


GRAFICO N° 6-4: HIDROGRAMA DE PRECIPITACION TOTAL MENSUAL - ESTACION BAMBAMARCA



de la variable para un nivel de probabilidad dado entonces el salto no es significativo, el mismo que se comprobará mediante un análisis estadístico.

El criterio para realizar el análisis de la recta doble masa es considerar datos de la misma causa, que para nuestro caso es precipitación versus precipitación.

En forma general, existen dos procedimientos para identificar las series inconsistentes en un análisis doble masa:

- Serie simple
- Series múltiples

- SERIE SIMPLE

Cuando se compara una serie de datos acumulados de una estación supuestamente inconsistente, con otra serie de datos acumulados de otra estación similar conocida y consistente. De preferencia la serie consistente se plotea en el eje "X" y la otra serie inconsistente en el eje "Y".

- SERIES MÚLTIPLES

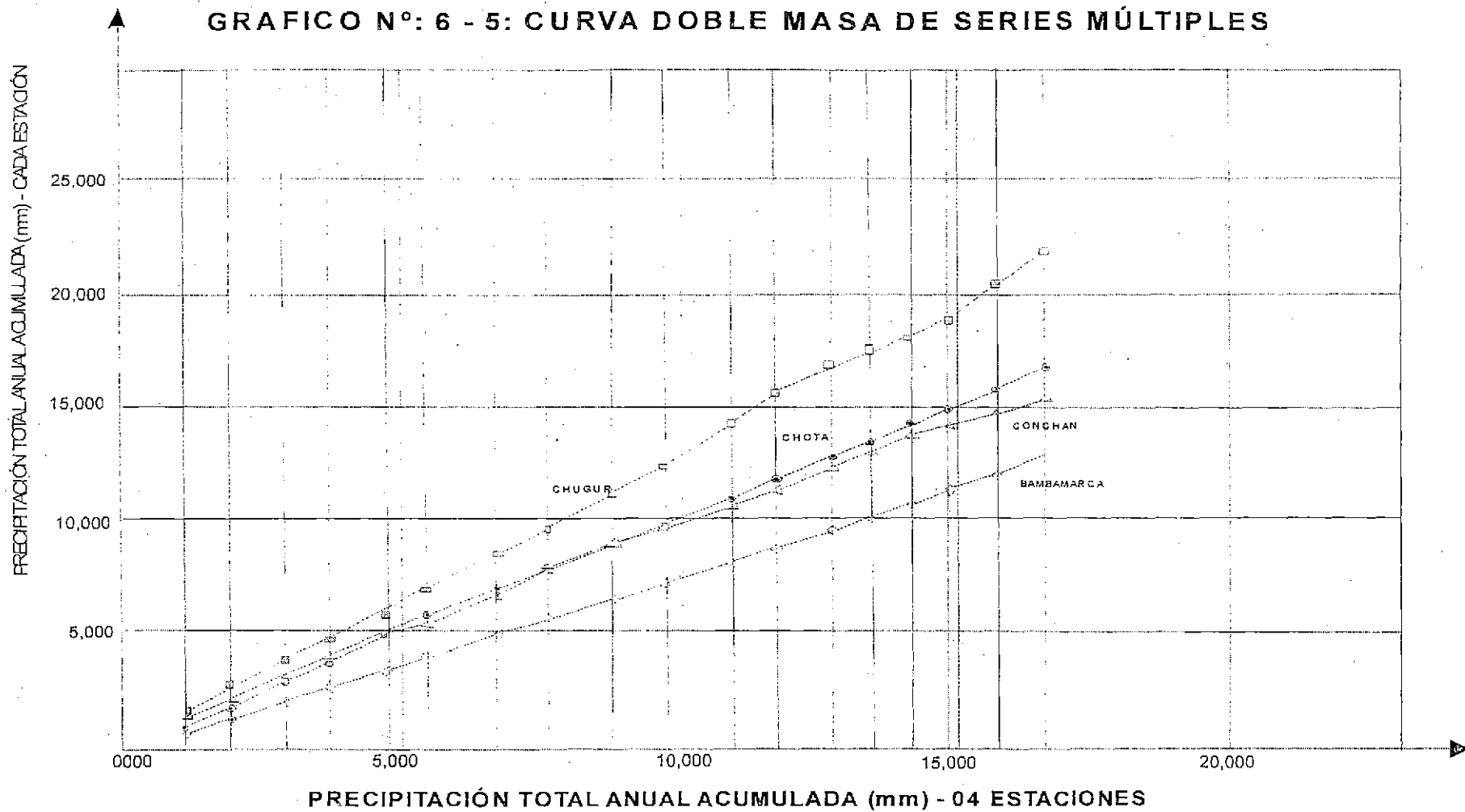
Existen varios criterios para comparar los datos acumulados cuando se cuenta con más de dos estaciones. En el presente capítulo hidrológico se utilizará el criterio de comparar el promedio acumulado de la precipitación total anual de las estaciones consideradas con los datos acumulados de la precipitación total anual de cada una de ellas.

En esta tesis primero se parte de un análisis de doble masa por el procedimiento de series múltiples, para lo cual en el eje "X" se plotea el promedio acumulado de la precipitación total anual de 4 estaciones (Chugur, Chota, Bambamarca y Conchan); en el eje "Y" se plotea el acumulado de la precipitación total anual de cada una de ellas. Realizando un análisis visual de las rectas resultantes nos permite seleccionar la estación que tiene menos quiebres, la que cumple este requisito es la estación Bambamarca.

Posteriormente mediante un análisis de doble masa por el procedimiento de serie simple, se compara los datos acumulados de precipitación total anual de la estación Bambamarca (estación base) ploteándolo en el eje X, con los datos de precipitación total anual de la estación en estudio Chugur ploteando dichos datos en el eje "Y". En la recta resultante se puede apreciar que existe un pequeño quiebre para el año 1975, del 1965 -1974 el comportamiento es bueno, teniendo aproximadamente la misma pendiente el periodo 1975 - 1982, por lo que los datos probablemente errados son solamente del año 1975.

El análisis de doble masa por el procedimiento de series múltiples se presenta en el Grafico N° 6-5.

GRAFICO N°: 6 - 5: CURVA DOBLE MASA DE SERIES MÚLTIPLES



El análisis de doble masa por el procedimiento de serie simple se presenta en el Grafico N° 6-6.

B) EVALUACIÓN Y CUANTIFICACIÓN

De acuerdo con el análisis de doble masa por serie simple, para los datos de precipitación total mensual de la estación Chugur, presenta un probable salto en el año 1975, para este salto realizamos su respectiva evaluación y cuantificación, mediante un análisis estadístico de la media y desviación estándar durante los periodos 1975 (periodo inconsistente) y 1976-1982 (periodo consistente, debidamente seleccionado), utilizando las pruebas de "T" de Student y "F" de Fisher respectivamente.

Finalmente los periodos seleccionados y expresado en meses para la estación Chugur son:

Periodo 01 = 1975 = 12 meses.

Periodo 02 = 1976 - 1982 = 84 meses.

Los datos de precipitación total mensual en los periodos mencionados para la estación Chugur se presentan en el Cuadro N° 6-6.

I) CONSISTENCIA EN LA MEDIA

Mediante la prueba "T" de Student se analiza si las medias son estadísticamente iguales o diferentes. Para lo cual se analiza los siguientes pasos:

- CALCULO DE LA MEDIA Y DESVIACIÓN ESTÁNDAR PARA CADA PERIODO.

Tamaño del periodo 1: $n_1 = 12$ meses

Tamaño del periodo 2: $n_2 = 84$ meses

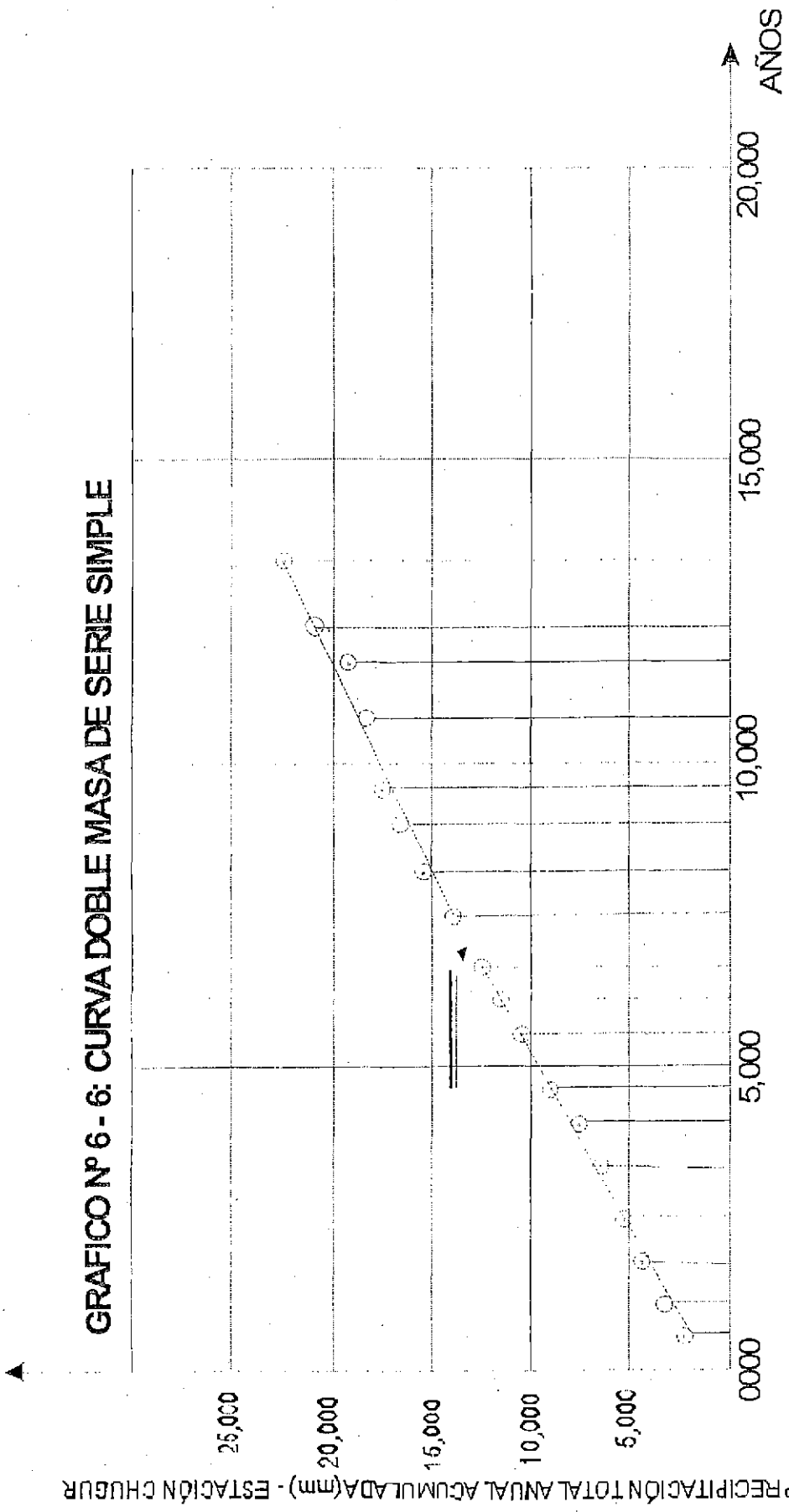
Tamaño de la muestra: $n = n_1 + n_2 = 12 + 84 = 96$ meses

- Media de cada periodo:

En el Cuadro N° 6-6 se muestran la media para el periodo 1 y las medias mensuales para el cálculo de la media del periodo 2.

$$\bar{X}_1 = 155.63$$

$$\bar{X}_2 = 90.48$$



- Desviación estándar de cada periodo

Los términos cuadráticos para el cálculo de la desviación estándar de los 02 periodos seleccionados se muestran en el Cuadro N° 6-7.

$$S1 = 116.73 \rightarrow S1^2 = 13626.12$$

$$S2 = 85.87 \rightarrow S2^2 = 7373.35$$

- PRUEBA DE LA MEDIAS

Para la prueba "T" de Student se establece lo siguiente:

-Hipótesis planteada e hipótesis alterna, así como el nivel de significación

$$H_p: \mu_1 = \mu_2$$

$$H_a: \mu_1 \neq \mu_2$$

$$\alpha = 0.05$$

- Desviación estándar de las diferencias de los promedios (Sd)

$$Sd = Sp (1/n_1 + 1/n_2)^{1/2}$$

$$Sp = \text{desviación ponderada} = [((n_1 - 1) \cdot S1^2 + (n_2 - 1) \cdot S2^2) / (n_1 + n_2 - 2)]^{1/2}$$

$$Sp = 90.03 \rightarrow Sd = 27.78$$

- Calculo del Tc (T calculado)

$$Tc = [(\bar{X}_1 - \bar{X}_2) - (\mu_1 - \mu_2)] / Sd$$

$$\mu_1 = \mu_2 \text{ (Por hipótesis planteada)}$$

$$Tc = 2.34$$

- Determinación del Tt (T tabulado)

$$GL = n_1 + n_2 - 2 = 96 - 2 = 94$$

$$\alpha/2 = 0.025 \text{ (Prueba bilateral o de dos colas)}$$

$$Tt = 2.38$$

- Criterio de decisión

$Tc (2.34) < Tt (2.38)$ al 95% de probabilidad $\rightarrow \bar{X}_1 = \bar{X}_2$, entonces estadísticamente las medias son iguales, indicando que no hay salto

CUADRO N° 6-6: PRECIPITACION TOTAL MENSUAL PERIODO 1 (1975) - PERIODO 2 (1976 - 1982)

ESTACION MEOROLOGICA CHUGUR

Latitud = 06°40' - S, Longitud = 78°44' - W

Altitud = 2,750 m.s.n.m

MES	PERIODO -1	PERIODO -2						
	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981	1982
E	193.50	374.40	291.80	39.20	15.70	122.00	75.20	130.10
F	279.60	184.40	169.50	73.30	42.60	69.60	186.80	199.10
M	415.40	291.10	99.40	68.00	103.60	44.80	119.00	105.50
A	150.80	152.60	190.60	91.40	62.10	54.30	94.60	103.30
M	179.80	79.40	82.50	56.00	82.20	97.40	78.20	164.90
J	101.60	18.20	15.90	12.10	14.30	0.00	120.10	3.40
J	65.90	0.00	13.00	25.00	23.00	2.20	23.40	5.40
A	18.10	19.30	5.00	0.00	12.40	0.00	49.80	0.00
S	121.60	56.30	39.70	118.00	91.10	12.00	3.40	87.10
O	244.90	48.00	144.40	21.30	13.20	290.80	383.10	251.80
N	86.10	42.00	156.90	85.30	13.50	167.80	88.10	184.30
D	10.20	73.30	126.20	83.30	24.10	88.70	93.60	256.30
SUMA	1867.50	1339.00	1334.90	672.90	497.80	949.60	1315.30	1491.20
MEDIA	155.63	111.58	111.24	56.08	41.48	79.13	109.61	124.27

CUADRO N° 6-7: TÉRMINOS CUADRATICOS PARA EL CALCULO DE LA DESVIACION ESTANDAR

PERIODO 1 (1975) - PERIODO 2 (1976 - 1982)

ESTACION MEOROLOGICA CHUGUR

Latitud = 06°40' - S, Longitud. = 78°44' - W

Altitud = 2,750 m.s.n.m

MES	PERIODO -1	PERIODO -2						
	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981	1982
	$(X - \bar{X})^2$	$(X - \bar{X})^2$	$(X - \bar{X})^2$	$(X - \bar{X})^2$	$(X - \bar{X})^2$	$(X - \bar{X})^2$	$(X - \bar{X})^2$	$(X - \bar{X})^2$
E	1434.52	80608.00	40527.92	2630.10	5592.73	993.23	233.62	1569.39
F	15369.80	8820.12	6243.45	295.31	2292.93	436.16	9276.67	11797.32
M	67483.05	40246.57	79.49	505.55	172.02	2087.08	813.13	225.46
A	23.28	3858.33	10023.11	0.84	805.68	1309.32	16.94	164.24
M	584.43	122.87	63.75	1189.18	68.63	47.82	150.91	5537.66
J	2918.70	5225.05	5562.85	6144.13	5804.08	8187.45	877.08	7583.71
J	8050.58	8187.45	6003.85	4288.22	4554.16	7794.16	4500.33	7239.38
A	18913.13	5067.24	7307.60	8187.45	6097.19	8187.45	1655.23	8187.45
S	1157.70	1168.58	2579.07	757.10	0.38	6159.82	7583.71	11.46
O	7970.03	1804.93	2906.88	4786.50	5972.90	40126.29	85623.82	26022.68
N	4833.73	2350.75	4411.02	26.88	5926.62	5977.68	5.69	8801.34
D	21148.43	295.31	1275.60	51.62	4406.91	3.18	9.71	27494.77
SUMA	149887.36	157755.19	86984.58	28862.89	41694.22	81309.64	110746.83	104634.86

significativo de la precipitación total mensual durante el año 1975, hay consistencia de homogeneidad de la media.

ii) CONSISTENCIA EN LA DESVIACIÓN ESTÁNDAR

El análisis de consistencia en la desviación estándar se realiza mediante la prueba "F" de Fisher. Para lo cual se analiza los siguientes pasos:

- CALCULO DE LAS VARIANZAS DE CADA PERIODO

Ya se calculo anteriormente

$$S1^2 = 13626.12$$

$$S2^2 = 7373.35$$

- PRUEBA DE LAS DESVIACIONES ESTÁNDAR

Para la prueba "F" de Fisher se establece lo siguiente:

- Hipótesis planteada e hipótesis alterna, así como el nivel de significación

$$H_p: \sigma_1 = \sigma_2$$

$$H_a: \sigma_1 \neq \sigma_2$$

$$\alpha = 0.05$$

- Calculo del F_c (F calculado)

$$F_c = S1^2 / S2^2 \quad (S1^2 > S2^2)$$

$$F_c = 1.85$$

- Determinación del F_t (F tabulado)

$$GLN = n_1 - 1 = 12 - 1 = 11 \quad (S1^2 > S2^2)$$

$$GLD = n_2 - 1 = 84 - 1 = 83$$

$$\alpha = 0.05$$

$$F_t = 1.91$$

$F_c (1.85) < F_t (1.91)$ al 95% de probabilidad $\rightarrow S_1 = S_2$, entonces estadísticamente las desviaciones estándares son iguales, indicando que no un hay salto significativo de la precipitación total mensual durante el año 1975, es decir hay consistencia de homogeneidad en la desviación estándar

Finalmente se concluye que: $\bar{X}_1 = \bar{X}_2$ y $S_1 = S_2$, esto demuestra que los datos de precipitación total mensual durante el periodo 1975 son consistentes, por lo tanto la estación Chugur elegida para el estudio hidrológico de los manantiales El Fondo y El Cunyac, es correcto.

C) CORRECCIÓN DE LOS DATOS

Se ha demostrado estadísticamente que $\bar{X}_1 = \bar{X}_2$ y $S_1 = S_2$, indicando que no es necesario corregir los datos de precipitación total mensual del periodo 1975. La estadística demuestra que el quiebre analizado con la técnica del análisis de doble masa, es insignificativo.

6.4.1.2 ANÁLISIS DE TENDENCIAS

Realizando un análisis visual de los hidrogramas de la precipitación total mensual en las estaciones elegidas para el presente estudio, se puede apreciar que no existe ninguna tendencia. Debido a que no es necesario hacer una corrección de datos durante el periodo 1975, supuestamente erróneo, se determina que los parámetros para el cálculo de la tendencia serán nulos y, por ende la tendencia será también nula.

6.4.2 COMPLETACIÓN DE DATOS HIDROMETEOROLÓGICOS

En el presente estudio sólo se ha presentado la necesidad de completación de datos más no así la extensión de mismos.

Para la completación de datos faltantes con fines prácticos se ha utilizado el método del promedio aritmético, el cual es recomendado para estimar datos mensuales faltantes.

$$P_x = \sum P_i/n$$

Donde:

P_x = Precipitación mensual faltante en mm

P_i = Precipitación mensual en las estaciones con registros completos en mm

n = Numero de estaciones con registros completos

Los valores obtenidos por completación de datos aparecen sombreados en los cuadros respectivos de precipitación total mensual (Cuadro N° 6-1, 6-3, 6-4 y 6-5), el Cuadro N° 6-2 para la estación Chota ha sido obtenido del estudio hidrológico para la Central Hidroeléctrica Chiriconga - Chota realizado por la empresa Consultora Ejecutora CONCISA.

6.5.0 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA CUENCA

6.5.1 SUB CUENCA MANANTIALES EL FONDO Y EL CUNYAC

Desde un punto de vista geomorfológico se puede apreciar que los manantiales El Fondo y El Cunyac son alimentados por una misma subcuenca.

Esta subcuenca de una extensión de 55 km² forma parte de la cuenca del río Chotano; se ubica sobre la parte sur de la ciudad de Lajas, cubriendo una zona de abundante recurso hídrico, entre las cotas 2,700 y 4,300 m.s.n.m.

Litologicamente esta constituido por roca calcárea con relativa permeabilidad, cubierto por una vegetación natural y suelo poco profundo que favorece la retención del agua; se aprecia también que existen una innumerable cantidad de sumideros que absorben el agua de lluvia y todos los escurrimientos superficiales que en la subcuenca se producen; estas aguas subterráneas discurren a través de agrietamientos y galerías subterráneas brotando en los manantiales El Fondo y El Cunyac, en las cotas 2510.97 y 2,504.57 m.s.n.m respectivamente. En la actualidad las aguas del manantial El Cunyac se captan y se conducen mediante el canal Cunyac con fines riego, cruzando las localidades de Cadmalca Bajo, Animas, Rinconada y La Retama (ver Fig. N° 6-1). Los caudales mínimos aforados en época de estiaje son de 120 l/s en el El Fondo y 180 l/s en el El Cunyac, en años regulares de precipitación.

6.5.2 SUB CUENCA RÍO JALQUEÑO

Esta subcuenca se caracteriza por estar formada por terrenos agrícolas profundos, con bastante cobertura vegetal, que le dan características especiales de alta retención, de donde escurren caudales importantes en época de estiaje que superan los 400 l/s.

6.5.3 HIDROGRAFÍA

En la subcuenca de los manantiales El Fondo y El Cunyac, los escurrimientos superficiales son absorbidos por la presencia de sumideros y alta permeabilidad de los suelos, presumiendo que en lo profundo del terreno existe un acuífero que además de recibir las aguas de esta subcuenca recibe el aporte hídrico de otras subcuencas aledañas, que en la superficie no se pueden determinar, pero se evidencia por los abundantes caudales que emana en los manantiales.

La quebrada Olmos que en su margen derecha recoge las aguas del manantial El Fondo, es un afluente del río Jalqueño.

En la cota 2300 m.s.n.m se unen las aguas del manantial El Cunyac con las de la quebrada Olmos, formando el río Jalqueño. La quebrada Olmos antes de dicha unión recibe el aporte en su margen izquierda de otro manantial con nombre El Guabó (a unos 0.50 km del Fondo) con caudal en estiaje de 100 l/s (ver Fig N° 6-1).

El río Jalqueño se une al río Chotano en la ciudad de Lajas, desde donde aguas abajo a unos 04 km dichas aguas son derivadas al río Chancay en la vertiente occidental, mediante el Túnel Chotano.

6.5.4 GEOMORFOLOGÍA

6.5.4.1 PENDIENTE

Orograficamente, el valle de Lajas se encuentra delimitado por una cadena montañosa desde cuyas cimas se inician los escurrimientos de aguas superficiales y subterráneas a través de laderas de diferentes pendientes, las mismas que confluyen al centro del valle, donde se encuentra ubicada la ciudad de Lajas. Al sur de esta ciudad, donde se ubica la Mini Central Hidroeléctrica "Tres Cruces", se presentan pendientes fuertes que superan el 30%, entre las cotas 2300 - 2500 m.s.n.m y pendientes moderadas con rangos entre 12%, 15% y 25%. Entre las cotas 2500 - 3400 m.s.n.m hacia el Nor-Este, la pendiente se va homogenizando hasta alcanzar valores promedio de 14%. Al norte se presentan pendientes promedio de 18% entre las cotas 2400 - 2900 m.s.n.m, sobre el río Chotano.

La forma alargada de las cuencas, favorecen para que sea menos probable que ocurran crecidas bruscas en el punto de captación; y el tiempo de recorrido de las aguas sea mas largo, por consiguiente el coeficiente de agotamiento mas bajo.

6.5.4.2 ALTITUD MEDIA

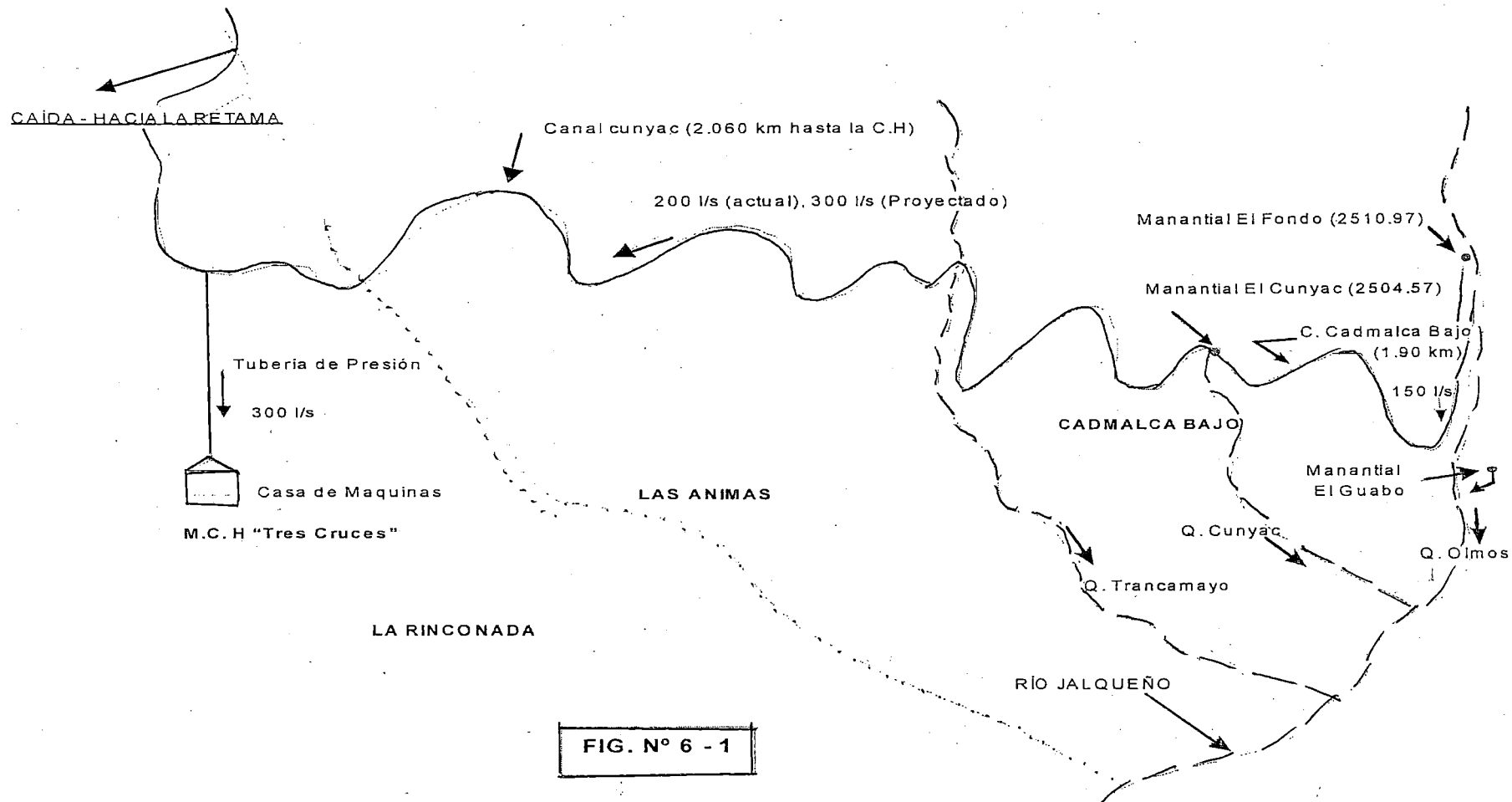
En la zona del estudio se ha determinado una altitud media de 2800 m.s.n.m, que comprende las localidades: Rinconada, Ánimas, Olmos, Llangonen, Cadmalca.

La Mini Central Hidroeléctrica "Tres Cruces" se ubica entre las cotas 2380 m.s.n.m y 2500 m.s.n.m.

6.5.5 ECOLOGÍA

La identificación de las zonas de vida en el proyecto, se ha tomado de la ONERN. Evaluación de los Recursos Naturales en el departamento de Cajamarca.

De acuerdo a esta clasificación se han identificado las siguientes zonas de vida:



6.5.5.1 BOSQUE SECO – MONTANO BAJO TROPICAL (Bs – MbT)

Se ubica en el límite inferior de la cuenca del río Chotano, extendiéndose desde los 2,020 m.s.n.m hasta los 2,800 m.s.n.m. La precipitación total anual media es de 900 mm, la temperatura media anual de 16°C.

Las características climatológicas predominantes en esta formación son: clima seco y templado a sub - húmedo y templado, que han determinado que en esta zona sea donde mayormente se han intensificado el desarrollo de la agricultura y la ganadería; también presenta condiciones apropiadas para el desarrollo forestal y para el establecimiento permanente de poblaciones urbanas, por presentar una topografía bastante llana.

La actividad agrícola se desarrolla mediante dos sistemas: bajo riego y bajo secano, orientando casi en su totalidad a la siembra de productos de pan llevar.

Entre las especies vegetales que se observa, se tiene el aliso, capulí, pino, sauco, eucalipto, etc.

La vegetación natural ha quedado bastante reducida y alterada por la acción humana a través del tiempo. Los suelos van desde muy superficiales a profundos, son de textura gruesa a fina y con PH que varía desde muy fuertemente ácido a moderadamente alcalino. Los suelos profundos se mantienen húmedos de seis a ocho meses del año, y los suelos de poca profundidad de de cuatro a cinco meses. En esta zona se ubican la Central Hidroeléctrica "Tres Cruces"

6.5.5.2 BOSQUE HÚMEDO – MONTANO TROPICAL (Bh – MT)

Esta formación colinda en la parte inferior con la formación anteriormente descrita a 2,800 m.s.n.m y en la parte superior con la formación Bosque muy húmedo Montano Tropical a aproximadamente 3,400 m.s.n.m.

La precipitación total anual fluctúa entre los 900 mm y 1,300 mm, la temperatura media anual varía entre 9° C a 12° C.

Las características climatológicas que se presentan en esta formación son apropiadas para su aprovechamiento con fines agropecuarios. Varios cultivos que toleran bajas temperaturas, permiten una utilización intensiva de esta zona de vida. Las cosechas más típicas son: Papa, maíz, menestras, cebada, etc.

En las partes superiores de esta formación, en general, se encuentran las praderas constituidas por pastos naturales que sirven para el aprovechamiento de la ganadería existente.

Los bosques naturales de esta formación, prácticamente se están depredando por la acción del hombre, encontrándose rasgos de ellas solo en algunos

fondos de quebradas, como el quinal, sauce, aliso, capuli, quishual, etc. y en cerros cubiertos de montes, que lo utilizan para leña.

La mayor parte de la cuenca presenta pendientes que van de moderadas a altas. Los suelos son mayormente poco profundos y sometidos a una fuerte erosión pluvial, permanecen húmedos la mayor parte del año. Su textura varía de gruesa a fina con PH que va de fuertemente ácido a moderadamente alcalino.

En esta zona de vida se encuentran la subcuenca de aprovechamiento hídrico, El Fondo y El Cunyac.

6.6.0 DISPONIBILIDAD DE AGUA EN LA SUBCUENCA

Debido a que no existe ninguna estación de aforo, para los manantiales El Fondo y El Cunyac, el cálculo de la disponibilidad de agua en la subcuenca de dichos manantiales, se ha determinado utilizando el modelo hidrológico propuesto por Lutz Scholz, desarrollado y aplicado en la sierra Peruana por la Misión Técnica Alemana y el Plan Meris II Etapa (1980), el mismo que se fundamenta en el Balance Hidrológico con ciertas modificaciones.

En este modelo para la generación de caudales de periodos extendidos, se combina una parte determinística para el cálculo de los caudales mensuales para el año promedio (Proceso determinístico) y, otra parte aleatoria para la generación de caudales de series extendidas (Proceso estocástico).

El análisis en el presente estudio se ha realizado para un periodo de 18 años (1965 - 1982), de manera que se reproduzca el comportamiento plurianual con años secos, años normales y años húmedos, así como sus variaciones estacionales.

Los datos de entrada utilizados en el modelo para la subcuenca, son la precipitación total mensual y las características físicas principales tales como el área, capacidad de retención, coeficiente de agotamiento y escorrentía.

6.6.1 PRECIPITACIÓN MEDIA SOBRE LA CUENCA

Para obtener la precipitación total media anual en la cuenca de interés, se ha utilizado el método del **Polígono de Thiessen** a partir de las estaciones meteorológicas dentro y alrededor de la cuenca.

En la presente tesis se ha determinado la precipitación total media anual para la cuenca del río Chotano, tomando como referencia la estación de aforo Lajas, para tal efecto se ha considerado la precipitación total anual (periodo 1965 - 1982) de las estaciones meteorológicas Chugur, Chota, Bambamarca y Conchan, la estación Lajas no se considera por no contar con información para todo el periodo señalado (ver Fig. N° 6-2).

La precipitación total anual calculada para las estaciones referidas, en los Cuadros 6-1, 6-2, 6-4 y 6-5 se presentan a continuación:

ESTACIÓN	PRECIPITACIÓN TOTAL ANUAL (mm)	POLÍGONO DE THIESSEN ÁREA (km ²)
Chugur	1209.25	80.75
Chota	927.32	262.35
Conchan	850.86	38.33
Bambamarca	715.78	1.28

Aplicando el método de Thiessen, la precipitación media anual para la cuenca del río Chotano a la altura de la estación de aforo Lajas será.

$$P_{med} = 1/A_T \sum_{i=1}^n A_i \cdot P_i$$

Donde:

- P_{med} = Precipitación total media anual
- A_T = Área total de la cuenca
- A_i = Área de influencia parcial del polígono de Thiessen correspondiente a la estación i
- P_i = Precipitación total anual de la estación i
- n = Número de estaciones consideradas

Remplazando valores se tiene:

$$P_{med} = (80.75 \times 1209.25 + 262.35 \times 927.32 + 38.33 \times 850.86 + 1.28 \times 715.78) / 382.71$$

$$P_{med} = 978.44 \text{ mm}$$

El polígono de Thiessen para las estaciones elegidas se muestra en el Fig. N° 6-2.

Según la metodología de Thiessen la precipitación total media anual calculada, para la cuenca del río Chotano es de 978.44 mm. Sabiendo que la subcuenca de los manantiales El Fondo y El Cunyac, forma parte de esta cuenca, para determinar su respectiva precipitación total media anual, a los datos mensuales de dicha variable registrados en la estación Chugur, tomada como la más representativa para la subcuenca en estudio (ver Cuadro N° 6-1), se le afecta por un factor K , donde:

$$K = P_{med} / \text{Precipitación total anual en la estación Chugur}$$

$$K = 978.44 / 1209.25 = 0.81$$

Los resultados obtenidos con esta metodología se muestran en el Cuadro N° 6-8, en el que se observan que la precipitación total anual para dicha

Subcuenta de los manantiales El Fondo y El Cunyac es $P = 979.49$ mm/año

6.6.2 COMPONENTES DEL BALANCE HIDROLÓGICO

El balance hidrológico tiene sus bases en el principio de la conservación de la masa, en el que se considera entradas, variaciones y salidas, en el sistema considerado.

Los componentes del balance hidrológico se aprecian en la ecuación básica o fundamental que describe a continuación.

6.6.2.1 ECUACIÓN BÁSICA

La ecuación fundamental del balance hídrico mensual (en mm/mes) propuesta por Fisher, se describe en la forma siguiente:

$$C_{Mi} = P_i - D_i + G_i - A_i$$

Donde:

- C_{Mi} = Caudal mensual (mm/mes)
- P_i = Precipitación total mensual sobre la cuenca (mm/mes)
- D_i = Déficit de escurrimiento (mm/mes)
- G_i = Gasto de la retención (mm/mes)
- A_i = Abastecimiento de la retención (mm/mes)

Para un periodo largo como lo es el año hidrológico se asume que:

- La retención de la cuenca se mantiene constante, esto quiere decir que el gasto y el abastecimiento son iguales ($G_i = A_i$). El agua almacenada en el periodo húmedo es soltada en el periodo de estiaje.
- Una parte fija de la precipitación se pierde por evaporación, bajo esta suposición ($P_i - D_i$) se puede remplazar por $C \cdot P_i$.

Teniendo en cuenta las dos suposiciones anteriores, más un coeficiente de conversión de unidades (mm/mes a m³/seg), la ecuación del balance hidrológico se transforma en la ecuación básica del método racional:

$$C_{Mi} = P_i - D_i = C \cdot P_i$$

$$A \cdot C_{Mi} = C \cdot P_i \cdot A$$

$$Q = C \cdot C' \cdot P \cdot A$$

Donde:

$$Q = \text{Caudal (m}^3\text{/s)}$$

$$C' = \text{Coeficiente de conversión de unidades}$$

C = Coeficiente de escurrimiento

P = Precipitación total mensual (mm/mes)

A = Área de la cuenca

6.6.2.2 COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO

La fórmula recomendada para el cálculo del coeficiente de escurrimiento, según el estudio hidrológico realizado por la Misión Técnica Alemana y el Plan Meris II Etapa (1980) encabezado por Lutz Sholz, para la sierra peruana y concretamente para el departamento de Cajamarca, es la fórmula de L. Turc

$$C = (P - D)/P$$

$$D = P (0.90 + P^2/L^2)^{-1/2}$$

Donde:

C = Coeficiente de escurrimiento

D = Déficit de escurrimiento (mm/año)

P = Precipitación total anual sobre la cuenca (mm/año)

L = Coeficiente de temperatura

$$L = 300 + 25 T + 0.05 T^3$$

T = Temperatura media anual (°C).

Remplazando valores:

$$P = 979.49 \text{ mm/año}$$

$$T = 13.5^\circ\text{C} \quad (\text{Fuente ONREN 1984 - Estación Chugur})$$

$$L = 300 + 25 \times 13.5 + 0.05 \times 13.5^3 = 760.52$$

$$D = 979.49 (0.90 + (979.49/760.52)^2)^{-1/2} = 612.33 \text{ mm/año}$$

$$C = (979.49 - 612.33)/979.49 = 0.375$$

$$C = 0.375$$

6.6.2.3 PRECIPITACIÓN EFECTIVA

La precipitación efectiva (PE), desde el punto de vista hidrológico se conoce como a la porción de la lluvia que produce escorrentía.

El cálculo de la precipitación efectiva mensual se realiza mediante la interpolación de dos curvas de PE definidas por polinomios de quinto grado según método del USBR, dichos polinomios tienen como variable la precipitación total mensual y cuyos coeficientes dependen del coeficiente de escorrentía "C".

Teniendo en cuenta las curvas proporcionadas por el US BUREAU OF RECLAMATION (USBR), la precipitación efectiva mensual desde el punto de vista hidrológico y para un $C = 0.375$ (para nuestro caso), se calcula por la combinación de los polinomios de la curva II (PE II) y la curva III (PE III).

La PE mensual en función PEII y PEIII mensuales y sus respectivos coeficientes de ponderación (a, b) se calculan con la siguiente fórmula:

$$PE = a.PEII + b.PEIII$$

Coeficientes de ponderación

En el presente estudio los coeficientes de ponderación se designan con las letras a y b. Estos coeficientes se determinan con las fórmulas siguientes:

$$a = (C \cdot P - PIII)/(PII - PIII)$$

$$b = (C \cdot P - PII)/(PIII - PII)$$

Donde:

C = coeficiente de escurrimiento

P = Precipitación total anual sobre la cuenca (mm/año)

PII y PIII = Precipitaciones efectivas totales anuales correspondiente a las curvas II y III respectivamente (mm/año).

En el Cuadro N° 6-9 se muestra las PEII, PEIII y PE mensuales y anuales; para la precipitación efectiva total anual se tiene los siguientes valores:

$$PII = 252.64 \text{ mm/año}$$

$$PIII = 404.61 \text{ mm/año}$$

Reemplazando valores:

$$a = 0.246 > 0.00 \quad \text{¡OK!}$$

$$b = 0.754 > 0.00 \quad \text{¡OK!}$$

$$a + b = 1.00$$

Los requisitos que deben cumplir los coeficientes de ponderación son:

- Ser mayores que cero
- La suma de ambos igual a 1.00.

De acuerdo con lo citado nuestros resultados para los coeficientes son correctos.

Para calcular la precipitación efectiva mensual para el periodo extendido (1965 - 1982), con fines prácticos se considera los coeficientes del polinomio de la curva II (PEII), elección que de acuerdo con $C = 0.375$ es la curva más representativa. Este criterio nos facilita acelerar la generación de caudales.

Las precipitación efectiva total mensual para el periodo (1965-1982), se muestran en el Cuadro N° 6-10.

6.6.2.4 RETENCIÓN DE LA CUENCA

La retención de la cuenca define su capacidad de almacenamiento hídrico y esta determinado según el experto Lutz Scholz por la presencia de tres fuentes: Acuíferos, lagunas - pantanos y nevados. Para nuestro caso la retención esta determinado por la presencia sumideros y acuíferos potenciales.

Suponiendo que para el año promedio existe un equilibrio entre el gasto y el abastecimiento de la reserva de la cuenca, suponiendo además que el caudal total sea igual a la precipitación efectiva anual, se puede calcular la contribución de la reserva hídrica al caudal mensual, restando la precipitación efectiva mensual del caudal según las fórmulas.

$$R_i = C_{Mi} - PE_i$$

$$C_{Mi} = PE_i + G_i - A_i$$

Donde:

$$R_i = \text{Retención de la cuenca (mm/mes)}$$

$$C_{Mi} = \text{Caudal mensual (mm/mes)}$$

$$PE_i = \text{Precipitación efectiva mensual (mm/mes)}$$

$$G_i = \text{Gasto de la retención (mm/mes)}$$

$$A_i = \text{Abastecimiento de la retención (mm/mes)}$$

A) RELACIÓN ENTRE GASTO Y ABASTECIMIENTO DE LA RETENCIÓN

Durante la estación seca el gasto de la retención alimenta los ríos y mantiene el caudal base. La reserva de la cuenca se agota al final de la estación seca y durante este tiempo se puede indicar el caudal del mes actual en función del caudal del mes anterior y el coeficiente de agotamiento según la fórmula de Moss:

$$Q_t = Q_0 \cdot e^{-at}$$

Donde:

Q_t = Caudal en el tiempo t (mes actual)

Q_0 = Caudal Inicial (mes anterior)

a = Coeficiente de agotamiento

t = Tiempo

Al comienzo de la estación lluviosa el proceso de agotamiento de la reserva acaba y parte de las lluvias entra en los almacenes hídricos, a este proceso se llama Abastecimiento de la Retención.

El Abastecimiento de la Retención se puede definir como un déficit entre la precipitación efectiva y el caudal actual, tomando su mayor valor al inicio de la estación lluviosa.

B) COEFICIENTE DE AGOTAMIENTO

El coeficiente de agotamiento se puede estimar utilizando resultados de aforos realizados durante la estación seca y/o utilizando ecuaciones empíricas.

En el presente estudio se utilizará una ecuación empírica, que se elige de acuerdo con las condiciones de cobertura vegetal y retención. Para una cobertura mezclada (pastos, bosques y terrenos de cultivo) y retención mediana de la subcuenca, se tiene un agotamiento mediano. Según lo establecido la ecuación empírica correspondiente será:

$$a = - 0.00252 \ln A + 0.026$$

Donde:

a = Coeficiente de agotamiento

A = Área de la subcuenca (km²)

Remplazando valores

$$a = -0.00252 \ln 55 + 0.026$$

$$a = 0.016$$

C) ALMACENAMIENTO HÍDRICO

El potencial de la lámina de agua para nuestro caso dependerá únicamente de lo que se pueda almacenar en el acuífero. La lámina de agua se calcula por la siguiente fórmula:

$$LA = -7.50 I + 315 \text{ (mm/año)}$$

Donde:

LA = Lámina específica de acuíferos

I = Pendiente del desagüe de la subcuenca: $I \leq 15\%$

La pendiente promedio para el desagüe de la subcuenca en estudio es aproximadamente 2%.

Remplazado valores:

$$LA = 300 \text{ mm/año}$$

El área del acuífero se estima igual al 15% del área de la subcuenca.

$$A_{\text{acuífero}} = 15/100 \times 55 \text{ Km}^2 = 8.25 \text{ km}^2$$

A laguna - pantano = despreciable

$$A_{\text{nevado}} = 0$$

De acuerdo con esto el volumen anual retenido será:

$$\text{Vol} = 300 \text{ mm/año} \times 8.25 \text{ km}^2 = 2475000 \text{ m}^3/\text{año}$$

Dicho volumen retenido corresponde a una lámina conocida comúnmente como retención total anual "R".

$$R = V_{\text{retenido}}/A_{\text{subcuenca}} = (2475000 \text{ m}^3/\text{año})/55 \text{ km}^2 = 45 \text{ mm/año}$$

Más directo:

$$R = LA \cdot A_{\text{acuífero}}/A_{\text{subcuenca}} = 45 \text{ mm/año}$$

D) GASTO DE LA RETENCIÓN

El gasto de retención es el volumen de agua que la subcuenca entrega a los manantiales en estudio (para nuestro caso) en los meses secos, bajo un determinado régimen de entrega.

El gasto de la retención se presenta desde el mes de Abril hasta el mes de Setiembre, y se ha determinado que al empezar la estación seca la contribución de la reserva, para el primer mes (Abril) es mínimo y en algunos casos el aporte es cero, por tal motivo al mes de Abril se conoce como un periodo de transición, para el siguiente mes (Mayo) el aporte se incrementa considerablemente a partir del cual disminuirá hasta el último mes (Setiembre).

La contribución mensual de la retención durante la estación seca se determina mediante las siguientes fórmulas:

$$G_i = (R \cdot b_i) / \sum b_i$$

$$b_i = b_0^i$$

$$b_0 = e^{-at}$$

Donde:

R = Retención anual de la cuenca (mm/año)

G = Gasto de la retención (mm/mes)

b₀ = Relación entre el caudal del mes actual y el mes anterior

b_i = Relación entre caudal del mes y el caudal inicial

t = Tiempo en días de un mes

a = Coeficiente de agotamiento

i = Número de orden del mes de la estación seca

De la fórmula de Moss sale la relación b₀:

$$Q_t = Q_0 \cdot e^{-at}$$

$$Q_t/Q_0 = e^{-at}$$

$$b_0 = e^{-at}$$

Reemplazando valores: b₀ = 0.619

Abril (i=1, t= 30 días)	:	b ₁ = 0.000
Mayo (i=2, t= 31 días)	:	b ₂ = 0.619

Junio (i=3, t= 30 días)	:	b3 = 0.383
Julio (i=4, t= 31 días)	:	b4 = 0.237
Agosto (i=5, t= 31 días)	:	b5 = 0.147
Setiembre (i=6, t=30 días)	:	<u>b6 = 0.091</u>

$$\sum b_i = 1.476$$

El gasto de la retención mensual será:

Abril	:	G1 = 0.000/1.476x45 = 0.00 mm/mes
Mayo	:	G2 = 0.619/1.476x45 = 18.87 mm/mes
Junio	:	G3 = 0.383/1.476x45 = 11.67 mm/mes
Julio	:	G4 = 0.237/1.476x45 = 7.22 mm/mes
Agosto	:	G5 = 0.147/1.476x45 = 4.47 mm/mes
Setiembre	:	G6 = 0.091/1.476x45 = 2.77 mm/mes

E) ABASTECIMIENTO DE LA RETENCIÓN

El abastecimiento de la retención es el volumen de agua que almacena la subcuenca en los meses lluviosos bajo un determinado régimen de almacenamiento.

Este abastecimiento o alimentación de la retención, ocurre desde el mes de Octubre al mes de Marzo; durante este periodo parte de lluvia entra en la retención y la cantidad es variable, dependerá para nuestro caso exclusivamente de la cantidad de precipitación, pero generalmente durante los tres primeros meses conocido como periodo de transición (Octubre, Noviembre y Diciembre), la subcuenca se mantendrá en equilibrio, es decir puede o no ocurrir almacenamiento. Para los siguientes tres meses los coeficientes de almacenamiento aumentan considerablemente.

Para el cálculo del abastecimiento mensual se utiliza unos coeficientes de abastecimiento establecidos por la Misión Técnica Alemana y el Plan Meris II Etapa -1980, para la zona de Cajamarca.

El abastecimiento se calcula por la siguiente fórmula:

$$A_i = a_i \cdot R / 100$$

Donde:

A_i = Abastecimiento mensual (mm/mes)

a_i = Coeficiente de abastecimiento (%), para Cajamarca

R = Retención de la cuenca (mm/año)

Remplazando valores:

$$\text{Octubre (a}_1 = 25\%) \quad : \quad A_1 = 25 \times 45 / 100 = 11.25 \text{ mm/mes}$$

Noviembre (a2 = -5%)	:	A2 = -5x45/100 = - 2.25 mm/mes
Diciembre (a3 = 0%)	:	A3 = 0.00 mm/mes
Enero (a4 = 20%)	:	A4 = 20x45/100 = 9.00 mm/mes
Febrero (a5 = 25%)	:	A5 = 25x45/100 = 11.25 mm/mes
Marzo (a6 = 35%)	:	A6 = 35x45/100 = 15.75 mm/mes

6.6.3 CAUDAL MENSUAL PROMEDIO

La lámina de agua que corresponde al caudal mensual para el año promedio se calcula mediante la ecuación del **Balance Hidrológico**, cuyos componentes fueron determinados previamente líneas arriba.

$$CM_i = PE_i + G_i - A_i$$

El cálculo de los caudales mensuales para el año promedio para la subcuenca de los manantiales El Fondo y El Cunyac se presentan en el Cuadro N° 6 -9.

6.7.0 GENERACIÓN DE CAUDALES MENSUALES PARA UN PERIODO EXTENDIDO

El modelo hidrológico de Lutz Scholz para estimar los caudales del año promedio dentro de los límites de una cuenca, se fundamenta únicamente en el Balance Hidrológico, obteniéndose resultados satisfactorios; sin embargo cuando existe la necesidad de generar caudales para un periodo extendido, el modelo contempla agregar una parte aleatoria determinándose para ello además de los valores promedios, otros parámetros estadísticos tales como: Desviación estándar, coeficiente de correlación, etc.

En la presente tesis se ha generado los caudales medios mensuales para la subcuenca de los manantiales El Fondo y El Cunyac en el periodo (1965 – 1982).

El método apropiado (según Lutz Scholz) para la generación de caudales para periodos extendidos, se realiza mediante un proceso markoviano de primer orden, con una variable de impulso (precipitación efectiva) y una variable aleatoria que amplía el rango de los valores generados.

La ecuación integral para la generación de caudales mensuales combinando los componentes citados es:

$$Q_t = B_0 + B_1.Q_{t-1} + B_2.PE_t + z.S(1 - r^2)^{-1/2}$$

Donde:

Q_t	=	Caudal del mes t (mm/mes)
Q_{t-1}	=	Caudal del mes anterior (mm/mes)
PE_t	=	Precipitación efectiva del mes t (mm/mes)
B_0, B_1, B_2	=	Coefficientes de la regresión lineal múltiple
S	=	Derivación estándar
r	=	Coefficiente de correlación múltiple
z	=	Variable aleatoria distribuida normalmente (0,1), media=0 y S=1.00

6.7.1 REGRESIÓN LINEAL MÚLTIPLE

Los parámetros B_0, B_1, B_2, r y S , se calculan a partir de los resultados para el año promedio (Ver Cuadro N° 6-9) mediante una ecuación de regresión lineal múltiple, donde CM_t se considera como variable dependiente y las variables CM_{t-1} y PE como variable independientes, planteándose la siguiente ecuación:

$$CM_t = B_0 + B_1.CM_{t-1} + B_2. PE$$

Haciendo el siguiente cambio de variables para facilitar el cálculo:

$$CM_t = Y$$

$$CM_{t-1} = X_1$$

$$PE = X_2$$

Con lo cual la ecuación queda transformada en:

$$Y = B_0 + B_1. X_1 + B_2. X_2$$

A partir de esta ecuación se deduce los:

Coefficientes de regresión lineal múltiple

$$B_0 = \bar{Y} - B_1 .\bar{X}_1 - B_2. \bar{X}_2$$

$$B_1 = [\sum(Y'X'_1) * \sum(X'_2{}^2) - \sum(Y' X'_2) * \sum(X'_1X'_2)] / [(\sum(X'_1{}^2) * \sum(X'_2{}^2) - (\sum X'_1X'_2)^2)]$$

$$B_2 = [\sum(Y'X'_2) * \sum(X'_1{}^2) - \sum(Y' X'_1) * \sum(X'_1X'_2)] / [(\sum(X'_1{}^2) * \sum(X'_2{}^2) - (\sum X'_1X'_2)^2)]$$

Donde:

$$Y' = Y - \bar{Y}$$

$$X'_1 = X_1 - \bar{X}_1$$

$$X'_2 = X_2 - \bar{X}_2$$

Coefficiente de correlación múltiple (r)

$$r = [B_1(SP_{X_1Y}) + B_2(SP_{X_2Y})]/SC_Y$$

Donde:

$$SP_{X_1Y} = \sum (X_1 - \bar{X}_1)(Y - \bar{Y})$$

$$SP_{X_2Y} = \sum (X_2 - \bar{X}_2)(Y - \bar{Y})$$

$$SP_Y = \sum (Y - \bar{Y})^2$$

Desviación estándar (S)

$$S = [\sum (Y - Y^*)^2 / (n - p)]^{1/2}$$

Donde:

S = Desviación estándar

Y = CM_t = Valor calculado por la ecuación del balance hidrológico.
Ver cuadro N° 6-9 (caudal mensual promedio).

Y* = CM_t* = Valor calculado por la ecuación de regresión múltiple

n = Número de grupos de la muestra (para nuestro caso 18)

p = Número de parámetros a estimar (para nuestro caso 3)

Realizando los cálculos respectivos se tiene los siguientes resultados para los parámetros:

$$B_0 = 9.820$$

$$B_1 = 0.053$$

$$B_2 = 0.626$$

$$r = 0.95$$

$$S = 4.35$$

Reemplazando estos valores se tiene la siguiente ecuación integral con sus respectivos coeficientes.

$$Q_t = 9.820 + 0.053Q_{t-1} + 0.626PE_t + 1.366z$$

CUADRO N°:6-8 PRECIPITACION TOTAL MENSUAL (mm) PARA LA SUBCUENCA - MANANTIAL EL FONDO + MANANTIAL EL CUNYAC.

TOMANDO COMO BASE LA ESTACION METEOROLOGICA CHUGUR.

AÑO	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	TOTAL
1965	138.43	120.69	229.31	149.45	43.98	38.72	46.33	6.64	163.13	130.17	149.93	122.55	1339.34
1966	141.02	164.51	58.83	39.69	13.75	22.52	2.03	17.90	42.12	233.93	88.94	18.63	843.86
1967	96.70	120.61	94.69	59.13	92.58	15.88	66.34	35.64	44.06	179.09	16.28	15.71	836.71
1968	149.85	109.35	107.97	95.82	22.44	8.10	20.17	47.06	127.66	75.90	34.02	6.32	804.65
1969	135.43	19.28	25.60	30.94	47.30	33.70	22.60	50.95	55.65	102.47	154.63	93.71	772.25
1970	111.94	35.15	76.95	51.11	139.64	18.14	62.86	6.08	81.24	155.20	115.26	92.58	946.16
1971	84.73	78.81	455.87	81.16	68.93	82.70	54.03	10.94	43.58	119.48	32.32	139.73	1252.26
1972	64.64	108.38	104.81	69.42	149.53	5.02	2.43	59.62	58.56	87.40	115.59	90.32	915.71
1973	127.66	100.60	175.20	266.98	34.91	76.63	43.01	74.93	85.46	128.87	82.62	65.93	1262.79
1974	135.51	217.65	94.77	108.95	35.72	23.33	6.40	4.13	88.05	63.18	111.21	98.98	987.88
1975	156.74	226.48	336.47	122.15	145.64	82.30	53.38	14.66	98.50	198.37	69.74	8.26	1512.68
1976	303.26	149.36	235.79	123.61	64.31	14.74	0.00	15.63	45.60	38.88	34.02	59.37	1084.59
1977	236.36	137.30	80.51	154.39	66.83	12.88	10.53	4.05	32.16	116.96	127.09	102.22	1081.27
1978	31.75	59.37	55.08	74.03	45.36	9.80	20.25	0.00	95.58	17.25	69.09	67.47	545.05
1979	12.72	34.51	164.92	50.30	66.58	11.58	18.63	10.04	73.79	10.69	10.94	19.52	484.22
1980	98.82	56.38	36.29	43.98	78.89	0.00	1.78	0.00	9.72	235.55	135.92	71.85	769.18
1981	60.91	151.31	96.39	76.63	63.34	97.28	18.95	40.34	2.75	229.31	71.36	75.82	984.39
1982	105.38	161.27	85.46	83.67	133.57	2.75	4.37	0.00	70.55	203.96	149.28	207.60	1207.87
SUMA	2191.84	2051.00	2514.91	1681.40	1313.31	556.07	454.09	398.60	1218.16	2326.64	1568.24	1356.58	17630.84
MEDIA	121.77	113.94	139.72	93.41	72.96	30.89	25.23	22.14	67.68	129.26	87.12	75.37	979.49

CUADRO N° 6-9: CAUDAL MENSUAL PARA EL AÑO PROMEDIO - SUB. CUENCA MANANT. FONDO Y CUNYAC

PERIODO: 1965-1982

FORMULA: $CMi = PEi + Gi - Ai$

Area = 55 km².

MES	PRECIPITACION (mm/mes)				GASTO DE LA RETENCION		ABAST. DE LA RETENCION		CAUDAL	
	P	PEII	PEIII	PEi	bi	Gi (mm/mes)	ai	Ai (mm/mes)	CMi (mm/mes)	Qi (m ³ /s)
E	121.769	39.07	61.86	56.254			0.200	9.00	47.254	0.970
F	113.945	33.29	53.60	48.605			0.250	11.25	37.355	0.820
M	139.717	54.15	80.02	73.655			0.350	15.75	57.905	1.189
A	93.411	20.68	34.36	30.996	0.000	0.000			30.996	0.658
M	72.962	11.85	20.31	18.230	0.619	18.865			37.095	0.762
J	30.893	3.18	6.27	5.514	0.383	11.674			17.188	0.365
J	25.227	2.60	5.24	4.590	0.237	7.224			11.814	0.243
A	22.145	2.31	4.69	4.102	0.147	4.470			8.572	0.176
S	67.676	10.14	17.57	15.742	0.091	2.766			18.509	0.393
O	129.258	45.08	69.56	63.536			0.250	11.25	52.286	1.074
N	87.125	17.57	29.45	26.531			-0.050	-2.25	28.781	0.611
D	75.366	12.70	21.68	19.468			0.000	0.00	19.468	0.400
TOTAL	979.491	252.640	404.606	367.223					367.223	7.66

El valor negativo durante el mes de Noviembre en el Abastecimiento indica lo contrario, es decir que en realidad ocurre un Gasto y no un Abastecimiento de la Retención

CUADRO N° 6-10: PRECIPITACION EFECTIVA TOTAL MENSUAL (mm) PARA EL PERIODO (1965 - 1982) - SUB CUENCA MANANTIALES EL FONDO Y EL CUNYAC

PE II (C = 0.375) CURVA II

MES	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
1965	52.90	38.20	142.91	63.07	4.86	4.11	5.24	0.79	76.73	45.77	63.53	39.63
1966	55.23	78.11	7.75	4.24	1.52	2.35	0.24	1.91	4.58	147.53	18.42	1.98
1967	22.42	38.14	21.34	7.82	20.24	1.72	9.74	3.72	4.88	92.69	1.76	1.71
1968	63.46	30.11	29.21	21.95	2.34	0.95	2.13	5.36	43.69	12.89	3.53	0.76
1969	50.26	2.04	2.64	3.19	5.40	3.49	2.35	6.06	7.02	25.75	68.23	20.82
1970	31.86	3.66	13.29	6.09	53.99	1.94	8.77	0.73	14.98	68.80	34.19	20.24
1971	16.48	14.00	369.47	14.95	10.53	15.60	6.67	1.25	4.80	37.28	3.34	54.06
1972	9.25	29.47	27.19	10.68	63.15	0.61	0.30	7.94	7.68	17.69	34.42	19.09
1973	43.69	24.64	88.80	180.58	3.64	13.17	4.72	12.54	16.80	44.69	15.56	9.62
1974	50.33	131.25	21.38	29.84	3.73	2.42	0.77	0.50	18.00	8.85	31.36	23.71
1975	70.34	140.08	250.07	39.32	59.48	15.42	6.54	1.61	23.43	111.97	10.78	0.97
1976	216.86	62.99	149.39	40.45	9.16	1.62	0.00	1.70	5.12	4.13	3.53	7.88
1977	149.96	51.90	14.68	67.99	9.88	1.44	1.20	0.49	3.32	35.42	43.23	25.60
1978	3.27	7.88	6.90	12.22	5.08	1.13	2.13	0.00	21.81	1.85	10.58	10.08
1979	1.42	3.59	78.22	5.94	9.81	1.31	1.98	1.15	12.14	1.22	1.25	2.07
1980	23.61	7.18	3.80	4.86	14.04	0.00	0.21	0.00	1.12	149.15	50.69	11.47
1981	8.26	64.85	22.26	13.17	8.90	22.75	2.01	4.33	0.34	142.91	11.31	12.86
1982	27.55	74.87	16.80	16.01	48.65	0.34	0.53	0.00	11.04	117.56	62.92	121.20
SUMA	897.17	802.97	1266.09	542.36	334.40	90.36	55.54	50.09	277.49	1066.16	468.64	383.75
PROM.	49.84	44.61	70.34	30.13	18.58	5.02	3.09	2.78	15.42	59.23	26.04	21.32

Los valores mensuales de la variable aleatoria "z" normalmente distribuida (0,1), para el periodo 1965 - 1982 se muestran en el Cuadro N°6-11.

Los resultados de los caudales generados para los manantiales El Fondo y El Cunyac periodo (1965-1982), se muestran en el Cuadro 6-12 en mmm/mes y en el Cuadro N° 6-13 en m3/s.

El valor de $B_0 = 9.820 \text{ mm/mes} = 208.40 \text{ l/s}$ corresponde al caudal base.

El límite inferior para el caudal para un periodo extendido es:

$$Q_{\min} = B_0 / (1 - B_1)$$

$$Q_{\min} = 9.820 / (1 - 0.053) = 10.37 \text{ mm/mes} = 0.220 \text{ m}^3/\text{s} = 220 \text{ l/s}$$

$$Q_{\min} = 220 \text{ l/s}$$

El valor de $Q_{\min} = 220 \text{ l/s}$ es un valor confiable para los manantiales El Fondo y El Cunyac, por cuanto esta muy cerca del caudales **mínimos** generado y aforado (esto sumando los caudales **mínimos** aforados de ambos manantiales $100+150=250 \text{ l/s}$). El caudal mínimo aforado de 250 l/s , se registran en años muy secos, pero lo más frecuente y en años normales el caudal es de 300 l/s , por tal razón es que la central hidroeléctrica se diseña para este último caudal.

6.8.0 TESTS ESTADÍSTICO

La comparación estadística entre los caudales generados y los caudales observados para los manantiales El Cunyac y El Fondo, no es posible realizar debido a que no dispone de un registro mensual de caudales procedente de una estación de aforo y mucho más para un periodo extenso (para nuestro caso 1965-1982). Solo se dispone de datos de aforos muy puntuales referido para algunos meses de unos cuantos años (ver Cuadro N° 2-1), los cuales se han realizado personalmente para determinar el caudal de diseño de la Mini Central Hidroeléctrica "Tres Cruces".

6.9.0 CURVA DE DURACIÓN

La curva de duración, llamada también curva de persistencia, indica el porcentaje del tiempo durante el cual los caudales han sido igualados o excedidos. Así para un caudal de persistencia 75% indica que éste es igualado o excedido el 75% del tiempo, por ejemplo si el análisis es mensual quiere decir que 9 meses (de 12 que tiene el año) dicho caudal es igualado o excedido.

La principal deficiencia de la curva de duración como herramienta de diseño es que no presenta el escurrimiento en secuencia natural, no quiere decir que los caudales más bajos o más altos ocurrieron en periodos consecutivos. Las curvas de duración son más adecuadas para estudios preliminares y para comparaciones entre corrientes.

CUADRO N° 6-11: VALORES MENSUALES PARA LA VARIABLE ALEATORIA "z" - PERIODO (1965 - 1982) - PRECIPITACION MENS. SUBCUENCA DE LOS MANANTIALES EL FONDO Y EL CUNYAC

MES	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
1965	0.06	-0.16	0.75	0.80	-0.66	-0.14	0.72	-0.61	3.40	-0.26	1.66	0.66
1966	0.10	0.83	-0.64	-0.63	-0.82	-0.41	-0.95	-0.27	-0.60	1.69	-0.34	-0.69
1967	-0.52	-0.16	-0.50	-0.54	0.08	-0.50	2.22	0.29	-0.58	0.64	-1.07	-0.70
1968	0.26	-0.36	-0.42	-0.20	-0.78	-0.62	-0.32	0.79	1.57	-0.89	-1.00	-0.74
1969	0.01	-1.06	-0.70	-0.65	-0.63	-0.23	-0.24	1.00	-0.47	-0.64	1.87	-0.02
1970	-0.34	-1.02	-0.59	-0.58	1.70	-0.47	1.89	-0.63	-0.02	0.18	0.36	-0.04
1971	-0.63	-0.76	3.07	-0.37	-0.39	1.61	1.19	-0.47	-0.59	-0.42	-1.00	1.17
1972	-0.77	-0.38	-0.44	-0.47	2.14	-0.67	-0.93	1.58	-0.43	-0.80	0.37	-0.08
1973	-0.12	-0.50	0.19	3.65	-0.72	1.24	0.54	2.98	0.08	-0.28	-0.46	-0.42
1974	0.01	2.15	-0.50	-0.01	-0.71	-0.40	-0.77	-0.70	0.14	-0.97	0.24	0.09
1975	0.39	2.37	1.85	0.22	1.97	1.59	1.15	-0.36	0.44	1.01	-0.67	-0.73
1976	3.17	0.46	0.81	0.25	-0.45	-0.52	-1.03	-0.33	-0.57	-1.06	-1.00	-0.48
1977	1.90	0.18	-0.57	0.92	-0.42	-0.55	-0.63	-0.70	-0.67	-0.46	0.76	0.15
1978	-0.88	-0.91	-0.65	-0.43	-0.65	-0.59	-0.32	-0.85	0.35	-1.10	-0.68	-0.40
1979	-0.92	-1.02	0.08	-0.59	-0.42	-0.57	-0.37	-0.50	-0.18	-1.11	-1.10	-0.69
1980	-0.50	-0.93	-0.68	-0.61	-0.22	-0.77	-0.96	-0.85	-0.79	1.72	1.09	-0.35
1981	-0.79	0.50	-0.49	-0.41	-0.47	2.70	-0.36	0.47	-0.84	1.60	-0.65	-0.30
1982	-0.42	0.75	-0.55	-0.34	1.45	-0.71	-0.85	-0.85	-0.24	1.12	1.63	3.58
SUMA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
MEDIA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
DESV.E	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

CUADRO N° 6-12: GENERACION DE CAUDALES EN (mm/mes) - SUBCUENCA MANANTIALES EL FONDO Y EL CUNYAC

MES	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
1965	44.05	36.02	102.28	53.46	13.61	14.17	14.99	10.11	62.95	39.10	54.63	37.05
1966	45.57	62.36	15.77	14.69	11.29	12.70	9.59	11.28	12.32	105.47	23.66	11.64
1967	24.18	35.98	24.47	17.04	24.24	12.18	19.86	13.17	12.53	69.70	12.23	11.45
1968	50.93	30.68	29.51	26.36	11.86	11.53	11.63	14.88	39.77	17.66	13.44	10.81
1969	42.33	12.16	12.50	13.99	13.98	13.65	11.87	15.61	14.03	26.04	57.85	24.35
1970	30.33	13.23	19.32	15.90	47.59	12.36	18.80	10.04	19.62	54.12	34.49	23.96
1971	20.30	20.05	247.28	21.74	17.52	23.75	16.54	10.58	12.48	33.56	13.31	46.79
1972	15.59	30.26	28.22	18.93	53.92	11.25	9.65	17.57	14.50	20.79	34.65	23.19
1973	38.05	27.07	67.65	130.92	12.76	21.72	14.42	22.37	20.90	38.40	21.70	16.80
1974	42.37	97.42	24.50	31.56	12.82	12.76	10.15	9.81	21.74	15.02	32.55	26.30
1975	55.41	103.25	170.87	37.81	51.39	23.61	16.39	10.96	25.55	82.28	18.42	10.95
1976	150.94	52.38	106.43	38.55	16.58	12.09	9.33	11.06	12.70	11.94	13.44	15.62
1977	107.32	45.06	20.21	56.70	17.08	11.94	10.63	9.80	11.44	32.35	40.69	27.58
1978	11.69	16.01	15.23	19.95	13.76	11.68	11.63	9.28	24.41	10.46	18.28	17.10
1979	10.49	13.18	60.88	15.80	17.03	11.83	11.47	10.49	17.62	10.05	11.87	11.70
1980	24.95	15.55	13.25	15.09	19.95	10.74	9.56	9.28	9.89	106.52	45.81	18.04
1981	14.94	53.61	25.06	20.57	16.40	29.72	11.50	13.80	9.34	102.46	18.78	18.98
1982	27.52	60.22	21.57	22.45	43.89	11.02	9.90	9.28	16.86	85.92	54.21	92.11
SUMA	756.96	724.50	1004.97	571.52	415.66	268.71	227.92	219.39	358.65	861.83	520.01	444.45
PROM.	42.05	40.25	55.83	31.75	23.09	14.93	12.66	12.19	19.92	47.88	28.89	24.69

CUADRO N° 6-13: GENERACION DE CAUDALES EN (l/s) - SUBCUENCA MANANTIALES EL FONDO Y EL CUNYAC

Días	31	29	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
MES	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
1965	0.90	0.79	2.10	1.13	0.28	0.30	0.31	0.21	1.34	0.80	1.16	0.76
1966	0.94	1.37	0.32	0.31	0.23	0.27	0.20	0.23	0.26	2.17	0.50	0.24
1967	0.50	0.79	0.50	0.36	0.50	0.26	0.41	0.27	0.27	1.43	0.26	0.24
1968	1.05	0.67	0.61	0.56	0.24	0.24	0.24	0.31	0.84	0.36	0.29	0.22
1969	0.87	0.27	0.26	0.30	0.29	0.29	0.24	0.32	0.30	0.53	1.23	0.50
1970	0.62	0.29	0.40	0.34	0.98	0.26	0.39	0.21	0.42	1.11	0.73	0.49
1971	0.42	0.44	5.08	0.46	0.36	0.50	0.34	0.22	0.26	0.69	0.28	0.96
1972	0.32	0.66	0.58	0.40	1.11	0.24	0.20	0.36	0.31	0.43	0.74	0.48
1973	0.78	0.59	1.39	2.78	0.26	0.46	0.30	0.46	0.44	0.79	0.46	0.34
1974	0.87	2.14	0.50	0.67	0.26	0.27	0.21	0.20	0.46	0.31	0.69	0.54
1975	1.14	2.27	3.51	0.80	1.06	0.50	0.34	0.23	0.54	1.69	0.39	0.22
1976	3.10	1.15	2.19	0.82	0.34	0.26	0.19	0.23	0.27	0.25	0.29	0.32
1977	2.20	0.99	0.42	1.20	0.35	0.25	0.22	0.20	0.24	0.66	0.86	0.57
1978	0.24	0.35	0.31	0.42	0.28	0.25	0.24	0.19	0.52	0.21	0.39	0.35
1979	0.22	0.29	1.25	0.34	0.35	0.25	0.24	0.22	0.37	0.21	0.25	0.24
1980	0.51	0.34	0.27	0.32	0.41	0.23	0.20	0.19	0.21	2.19	0.97	0.37
1981	0.31	1.18	0.51	0.44	0.34	0.63	0.24	0.28	0.20	2.10	0.40	0.39
1982	0.57	1.32	0.44	0.48	0.90	0.23	0.20	0.19	0.36	1.76	1.15	1.89
SUMA	15.5440	15.9033	20.6367	12.1271	8.5355	5.7018	4.6803	4.5051	7.6102	17.6975	11.0341	9.1265
PROM.	0.8636	0.8835	1.1465	0.6737	0.4742	0.3168	0.2600	0.2503	0.4228	0.9832	0.6130	0.5070
l/s	863.55	883.52	1146.48	673.73	474.19	316.77	260.02	250.28	422.79	983.19	613.00	507.03

El procesamiento de datos correspondiente a los caudales generados (1965-1982), para determinar la Curva de Duración, se muestra en el Cuadro N° 6-14, en el Cuadro N° 6-15 se muestra los caudales mensuales promedios y ordenados según sus respectivas persistencias, con estos datos se grafica finalmente la Curva de Duración (ver Grafico N° 6-7).

Del Cuadro N°6-15 los caudales para el 50%, 75% y 9% de persistencia son:

Caudal (m3/s)	Persistencia (%)
0.440	50
0.300	75
0.230	95

6.9.1 CAUDAL DE DISEÑO

De la curva de duración para los caudales mensuales generados, esto es sometiéndolos a un análisis de probabilidad de ocurrencia, se determina el caudal de diseño para la Mini Central Hidroeléctrica "Tres Cruces" de 0.30 m3/s=300 l/s al 75% de persistencia o probabilidad de ocurrencia.

Lo ideal para mayor seguridad el caudal de diseño debe ser de 80% - 90 % de persistencia, pero dado la particularidad de servicio de la M.C.H "Tres Cruces" a nivel rural, donde el consumo de energía es preponderantemente doméstico, siendo la hora punta a las 8 p.m y a las 10-11 p.m es prácticamente nula y durante el día es mínimo.

6.10.0 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

La producción anual de sedimentos de una cuenca depende de muchos factores tales como el clima, el tipo de suelos, el uso de la tierra, la topografía.

En la subcuenca de los manantiales El Fondo y El Cunyac, el acarreo de sedimentos es muy pequeño, debido a lo siguiente:

- Las aguas que emanan de los manantiales son de origen subterráneo, donde probablemente se realiza un proceso de sedimentación.
- La erosión en la cuenca se debe a efectos de la lluvia y por labores agrícolas moderadas.
- Existe poca explotación agrícola de la zona, debido a que los agricultores de esta zona se dedican principalmente a la crianza de ganado vacuno para la producción de leche, disponiendo de grandes áreas de pastos.
- El afloramiento del agua es bastante limpia, salvo en época de lluvias se torna un poco sucia.

**CUADRO N° 6-14: CAUDALES (m3/s) EN ORDEN DESCENDENTE Y PERSISTENCIA (%) - PERIODO 1965 - 1982
SUBCUENCA DE LOS MANANTIALES EL FONDO Y EL CUNYAC**

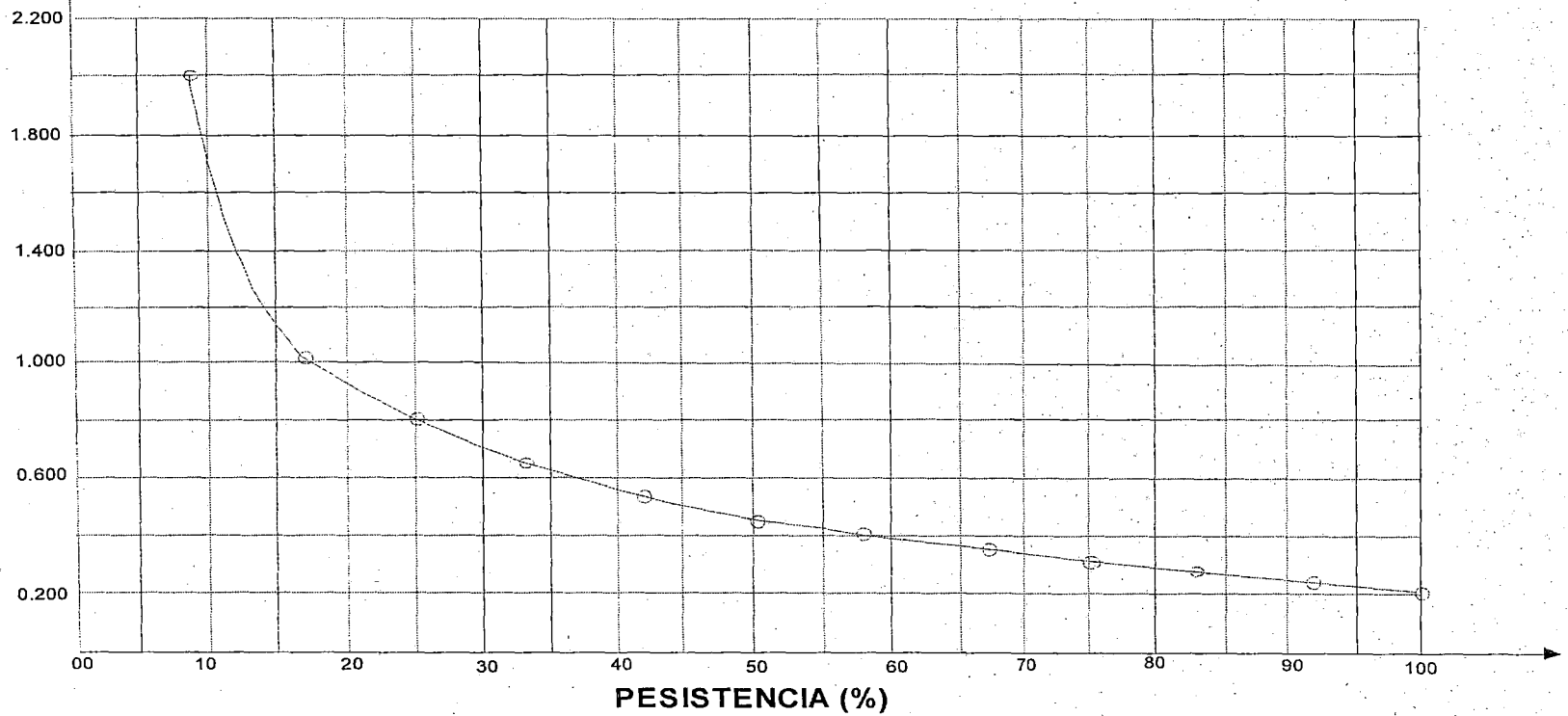
N° ORDEN	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
AÑO												
1965	2.10	1.34	1.16	1.13	0.90	0.80	0.79	0.76	0.31	0.30	0.28	0.21
1966	2.17	1.37	0.94	0.50	0.32	0.31	0.27	0.26	0.24	0.23	0.23	0.20
1967	1.43	0.79	0.50	0.50	0.50	0.41	0.36	0.27	0.27	0.26	0.26	0.24
1968	1.05	0.84	0.67	0.61	0.56	0.36	0.31	0.29	0.24	0.24	0.24	0.22
1969	1.23	0.87	0.53	0.50	0.32	0.30	0.30	0.29	0.29	0.27	0.26	0.24
1970	1.11	0.98	0.73	0.62	0.49	0.42	0.40	0.39	0.34	0.29	0.26	0.21
1971	5.08	0.96	0.69	0.50	0.46	0.44	0.42	0.36	0.34	0.28	0.26	0.22
1972	1.11	0.74	0.66	0.58	0.48	0.43	0.40	0.36	0.32	0.31	0.24	0.20
1973	2.78	1.39	0.79	0.78	0.59	0.46	0.46	0.46	0.44	0.34	0.30	0.26
1974	2.14	0.87	0.69	0.67	0.54	0.50	0.46	0.31	0.27	0.26	0.21	0.20
1975	3.51	2.27	1.69	1.14	1.06	0.80	0.54	0.50	0.39	0.34	0.23	0.22
1976	3.10	2.19	1.15	0.82	0.34	0.32	0.29	0.27	0.26	0.25	0.23	0.19
1977	2.20	1.20	0.99	0.86	0.66	0.57	0.42	0.35	0.25	0.24	0.22	0.20
1978	0.52	0.42	0.39	0.35	0.35	0.31	0.28	0.25	0.24	0.24	0.21	0.19
1979	1.25	0.37	0.35	0.34	0.29	0.25	0.25	0.24	0.24	0.22	0.22	0.21
1980	2.19	0.97	0.51	0.41	0.37	0.34	0.32	0.27	0.23	0.21	0.20	0.19
1981	2.10	1.18	0.63	0.51	0.44	0.40	0.39	0.34	0.31	0.28	0.24	0.20
1982	1.89	1.76	1.32	1.15	0.90	0.57	0.48	0.44	0.36	0.23	0.20	0.19
SUMA	36.96	20.51	14.39	11.97	9.57	7.99	7.14	6.41	5.34	4.79	4.29	3.79
PROM.	2.05	1.14	0.80	0.67	0.53	0.44	0.40	0.36	0.30	0.27	0.24	0.21
%	8.33	16.67	25.00	33.33	41.67	50.00	58.33	66.67	75.00	83.33	91.67	100.00

**CUADRO N° 6-15: CURVA DE DURACION
(PESISTENCIA VS CAUDAL)**

N° Orden	PERSISTENCIA (%)	Q (m3/s)
1	8.33	2.05
2	16.67	1.14
3	25.00	0.80
4	33.33	0.67
5	41.67	0.53
6	50.00	0.44
7	58.33	0.40
8	66.67	0.36
9	75.00	0.30
10	83.33	0.27
11	91.67	0.24
12	100.00	0.21

Q (m³/s)

GRAFICO N° 6 - 7: CURVA DE DURACIÓN
MANANTIALES EL FONDO + EL CUNYAC



El Canal Cadmalca Bajo que conducirá las aguas del manantial El Fondo hasta el manantial El Cunyac, se propone entubado, por lo tanto el ingreso de materiales desde las laderas es nulo.

El canal Cunyac, actualmente es un canal de tierra, en el presente estudio se propone revestido con concreto, y conducirá las aguas del manantial del mismo nombre junto con las aguas del manantial El fondo hasta la ubicación de la M.C.H Tres Cruces; los sedimentos producidos por erosión de las laderas en su margen derecha durante la estación lluviosa; serán decantados en el desarenador y cámara de carga.

Por tal razón no es necesario ampliar métodos convencionales para el cálculo de transportes de sedimentos en los manantiales, recurrido solamente a la información histórica que proporcionan los campesinos. El transporte o carga de sedimentos más importante y que se registra en el canal Cunyac se calcula mediante un procedimiento empírico explicado en el acápite 7.2.2.2 parte J.

VII. OBRAS CIVILES Y ELECTROMECA'NICAS

7.1.0 GENERALIDADES

7.1.1 CENTRAL HIDROELÉCTRICA

Una central hidroeléctrica es una instalación donde se transforma la energía potencial del agua para generar energía eléctrica, por medio de un grupo turbina - generador.

El proyecto contempla el aprovechamiento hidroenergético del Canal Cunyac, en el cerro Tres Cruces, con una caída bruta a nivel de la turbina de 120.43 m y caudal de 0.300 m³/s, para generar una potencia disponible de 354.12 kW. El Canal Cunyac será alimentado por 02 manantiales, El Fondo y El Cunyac.

- CLASIFICACIÓN DE UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA

De acuerdo con la Organización de las Naciones Unidas para el Desarrollo Industrial (ONUDI), la clasificación de una Central Hidroeléctrica de acuerdo con su potencia disponible a nivel mundial es la siguiente.

< 100	kW.....	Microcentral hidroeléctrica
100 - 2000	kW.....	Minicentral hidroeléctrica
2000 -10000	kW.....	Pequeña Central Hidroeléctrica
>10000	kW.....	Central Hidroeléctrica

De acuerdo con esta clasificación la C.H "Tres Cruces" que tiene una potencia disponible de 354.12 kW, será una Minicentral hidroeléctrica.

7.1.2 SALTO DISPONIBLE

El salto disponible llamado también salto bruto, se define como la diferencia de nivel desde el punto más alto en la superficie libre del agua en la Cámara de Carga, hasta el punto más bajo de ingreso de la misma en la turbina, y cuya utilización requiere solucionar ciertas condiciones diversas, tales como: condiciones topográficas, magnitud del aprovechamiento, condiciones económicas, etc.

7.1.3 SALTO NETO

El salto o altura neta se refiere al salto disponible menos las pérdidas en los diferentes elementos de conducción hasta la turbina.

7.1.4 POTENCIA

Desde el punto de vista mecánico la potencia se define como el trabajo realizado en un intervalo de tiempo. El Valor de la potencia para una central hidroeléctrica toma diferentes nombres dependiendo del punto de interés a partir del nivel de la C.D.C, así entre las más conocidas y usadas tenemos:

7.1.4.1 POTENCIA DISPONIBLE (P_{disp})

Se puede definir como la potencia que tiene el agua a nivel de la Cámara de Carga, su valor se puede determina con la siguiente fórmula:

$$P_{disp} = \gamma \cdot Q \cdot H_{disp} \text{ (Kg-f.m/s)}$$

γ = Peso específico del agua (1000 kg/m³)

Q = Caudal en la tubería en m³/s

H_{disp} = Altura bruta H_b en m

Por otro lado como 01 kg-m/s = 9.80 J/s = 9.80 W, entonces.

$$P_{disp} = 9.80 \gamma \cdot Q \cdot H_{disp} \text{ (W)} = 9.80 \gamma \cdot Q \cdot H_{disp} / 1000 \text{ (kW)}$$

$$P_{disp} = 9.80 \times 1000 Q \cdot H_{disp} / 1000 \text{ (kW)}$$

Finalmente:

$$P_{disp} = 9.80 Q \cdot H_{disp} \text{ (kW)} \approx 10 Q \cdot H_{disp} \text{ (kW)}, \text{ } Q \text{ en m}^3/\text{s} \text{ y } H_{disp} \text{ en m.}$$

Remplazando valores $Q=0.30$ m³/s y $H = 120.45$ m. se tiene:

$$P_{disp} = 9.80 \times 0.30 \times 120.45 = 354.12 \text{ kW}$$

7.1.4.2 POTENCIA EN LOS BORDES DEL GENERADOR (P_{bord})

Es la potencia, que como su nombre lo indica, en los terminales eléctricos del generador.

$$P_{bord} = 9.81 \cdot \eta_t \cdot \eta_{st} \cdot \eta_g \cdot Q \cdot H_n \text{ (kW)}$$

η_t = Eficiencia de la turbina = 0.80

η_{st} = Eficiencia del sistema de transmisión = 0.96

η_g = Eficiencia del generador = 0.90

H_n = Altura neta = $H_b -$ (perdidas por fricción y accesorios) = 120.45 - 7.52 H_n
= 112.93m.

Remplazando valores se tiene:

$$P_{bord} = 9.81 \times 0.80 \times 0.96 \times 0.90 \times 0.30 \times 112.93 = 229.72 \approx 230.00 \text{ kW.}$$

La potencia en los bordes del generador una vez construida la obra se puede verificar mediante la PRUEBA ELECTRICA.

7.1.4.3 POTENCIA NETA (P_{net})

La potencia neta es la potencia útil o efectiva que se entregará a los beneficiarios en la línea de alta tensión a la altura de la subestación (de la línea primaria). Las subestaciones en la línea de alta tensión se encuentran ubicadas aproximadamente a una distancia promedio de 08 km de la Casa de Máquinas.

La potencia neta se puede estimar con la siguiente fórmula:

$$P_{net} = n_{Tf} \cdot n_L \cdot P_{bord} = 9.81 n_{Tf} \cdot n_L \cdot n_t \cdot n_{st} \cdot n_g \cdot Q \cdot H_n \text{ (kW)}$$

n_{Tf} = Eficiencia del transformador = 0.96

n_L = Eficiencia en la línea de alta tensión = 0.90

Reemplazando valores se tiene:

$$P_{net} = 0.96 \times 0.90 \times 230.00 = 198.72 \text{ kW.}$$

7.2.0 DISEÑO HIDRÁULICO DE OBRAS CIVILES

Para el diseño hidráulico de las obras civiles que tienen que ver con la conducción del agua, se ha seguido la metodología convencional, empleando para el diseño de los canales de conducción la fórmula de Manning y las demás estructuras se diseñan en gran parte de acuerdo con las recomendaciones del Curso de Minicentrales Hidroeléctricas, organizado por la Escuela Superior de Administración de Aguas "CHARLES SUTTON", realizado en Lima, Setiembre del 1997. También se consideran otros textos, los mismos que figuran en la bibliografía.

Se analiza las siguientes obras civiles:

- Canales de aducción
- Desarenador
- Cámara de Carga
- Anclajes y apoyos
- Casa de máquinas
- Canal de descarga

7.2.1 CANALES DE CONDUCCIÓN

7.2.1.1 CANAL CADMALCA BAJO

Este canal que tiene por la finalidad conducir las aguas del manantial El Fondo hasta el manantial El Cunyac, desde donde las aguas de los dos manantiales serán conducidos por el Canal Cunyac hasta la Mini Central Hidroeléctrica "Tres Cruces". Consta de las siguientes obras.

A) CAPTACIÓN (ver Plano N° 01)

La captación comprende de un muro de contención a lo largo de la quebrada Olmos con aliviadero para descargar el agua excedente en tiempo de lluvia en dicha quebrada; en la dirección de la tubería se tiene una aleta con ventana para la salida del agua, la cual descargará en una pequeña poza para decantar las partículas gruesas y la arena, debiendo realizarse una limpieza oportuna para que no ingrese a la tubería, asimismo la tubería se inicia en esta poza de sedimentación la que además contará con una canaleta hacia el lado de la quebrada para descargar los excedentes de la lluvia.

El muro de contención será de concreto armado, suficiente para resistir el empuje del agua en época de avenidas.

i) VENTANA DE CAPTACIÓN

- EN ESTIAJE- CAUDAL DE DISEÑO $Q=0.150 \text{ m}^3/\text{s}$ (Fig. N° 7-1)

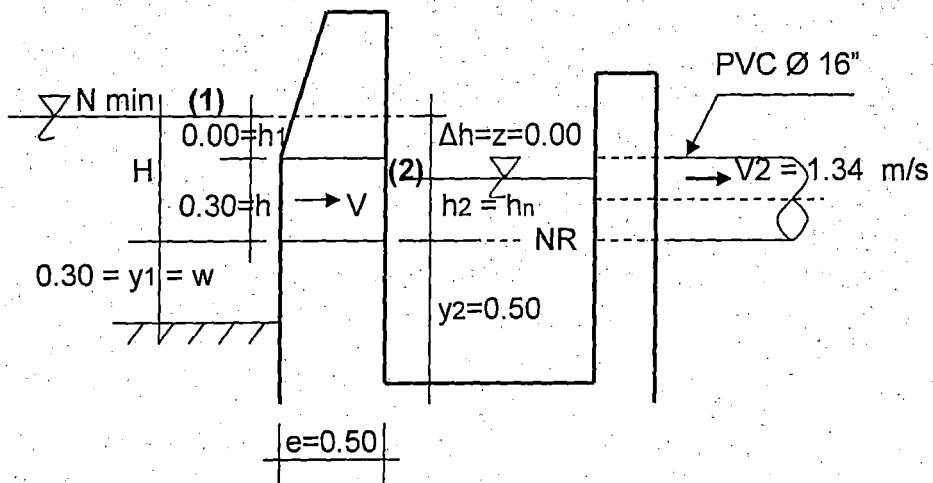


Fig. N° 7-1

a) Analizándolo aproximadamente como un vertedero ($h_1 = 0.00$) de cresta delgada con descarga sumergida, según Sviatoslav Krochin se tiene la siguiente fórmula:

$$Q = S.M.L. H^{3/2} \text{ (Diseño Hidráulico - Krochin pag. 395)}$$

Donde:

$$Q = 0.150 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (Caudal de diseño)}$$

$$H = 0.30 \text{ m} \text{ (Altura de agua sobre el borde inferior de la ventana)}$$

$$L = b = ? \text{ (Ancho de la ventana)}$$

M = Coeficiente

$$M = [0.407 + 0.045 H/(H+y_1)][1+0.285(H/(H+y_1)^2)](2g)^{1/2} \text{ (F. de Kanovalov)}$$

$$M = 2.17$$

S = Coeficiente de corrección por sumersión
 $S = 1.05(1 - 0.20h_n/y^2)(z/H)$ (Fórmula de Bazin)

Asumiendo un desnivel mínimo $\Delta h = 0.05$ m (debido a pérdidas de carga en la entrada), entonces $h_n = 0.25$

Remplazando valores se tiene

$$S = 0.520$$

$$L = b = Q/(S.M.H)^{3/2} = 0.81 \text{ m}$$

b) Realizando un análisis más real, es decir considerando un vertedero de cresta gruesa con descarga sumergida o ahogada, según Gilberto Sotelo Ávila se tiene la siguiente expresión.

$$Q = \epsilon_1 \cdot \epsilon_2 \cdot C \cdot b \cdot H^{3/2} \quad (\text{Sotelo Ávila - Hidráulica General Vol.1 pag.266-269})$$

Donde:

$$Q = 0.150 \text{ m}^3/\text{s} \quad (\text{Caudal de diseño})$$

ϵ_1 = Coeficiente de reducción para un vertedero de pared gruesa

ϵ_2 = Coeficiente de reducción para un vertedero sumergido o ahogado

$$C = 2/3 \cdot \sqrt{2g} \cdot u = 2.953u$$

b = Ancho del vertedero

H = Carga de agua sobre la cresta

La velocidad del agua en el manantial es mínima, de tal manera que la captación funcionará como un estanque, permitiendo que la salida del agua a través de la ventana de captación y/o aliviadero sea con contracciones laterales prácticamente despreciables.

Teniendo en cuenta lo anterior, la ventana de captación en estiaje funcionará como un vertedero sin contracciones laterales y si además se cumple las siguientes limitaciones:

$$0.10 \text{ m} \leq H \leq 0.60 \text{ m}, \quad 0.50 \text{ m} \leq b \leq 2.00 \text{ m}, \quad 0.20 \text{ m} \leq w \leq 1.13 \text{ m} \quad \text{y} \quad H > 0.13b.$$

Entonces el valor de "u" se puede calcular mediante la fórmula experimental de Hegly.

$$u = [0.6075 + 0.0041/H] \cdot [1 + 0.55(H/(H + w))^{\square}]$$

Para nuestro caso:

$$0.10 \text{ m} \leq H = 0.30 \text{ m} \leq 0.60 \text{ m} \quad \text{¡OK!}$$

$$0.50 \text{ m} \leq b = 2.00 \text{ m} \leq 2.00 \text{ m} \quad \text{¡OK!}$$

$$0.20 \text{ m} \leq w = 0.30 \text{ m} \leq 1.13 \text{ m} \quad \text{¡OK!}$$

Entonces aplicando la fórmula de Hegly:

$$u = 0.707$$

$$C = 2.953u = 2.953 \times 0.707 = 2.09$$

Cuando $e/H > 0.67$ ($e/H = 0.50/0.30 = 1.67 > 0.67$), el vertedero funciona realmente como vertedero de pared gruesa, ϵ_1 se calcula con la siguiente expresión.

$$\epsilon_1 = 0.70 + 0.185/(e/H)$$

$$\epsilon_1 = 0.70 + (0.185/(0.50/0.30)) = 0.81$$

El valor de ϵ_2 se calcula de tabla con $\Delta h/H$, se asumió $\Delta h = 0.05 \text{ m}$, entonces $\Delta h/H = 0.05/0.30 = 0.167$, a este valor corresponde $\epsilon_2 = 0.80$

Remplazando valores.

$$0.150 = 0.81 \times 0.80 \times 2.09 \times b \times (0.30)^{3/2}$$

$$b = L = 0.676 \text{ m} = 0.70 \text{ m}$$

De los dos valores encontrados para $L = 0.80 \text{ m}$ y 0.70 m , se considera el mayor, es decir $L = 0.80$, en base a lo cual se asume finalmente:

$$L = b = 1.00 \text{ m}.$$

Chequeando si cumple la condición de Hegly:

$$H > 0.13b, 0.30 > 0.13 \quad \text{¡OK!}$$

- EN AVENIDAS (Fig.N° 7-2)

En la época de avenidas con las medidas establecidas para la ventana de captación para la época de estiaje, ingresará un caudal mucho mayor que la máxima capacidad de conducción de la tubería. En estas condiciones se realiza un análisis del comportamiento del flujo, a fin de regular su ingreso en la tubería de conducción.

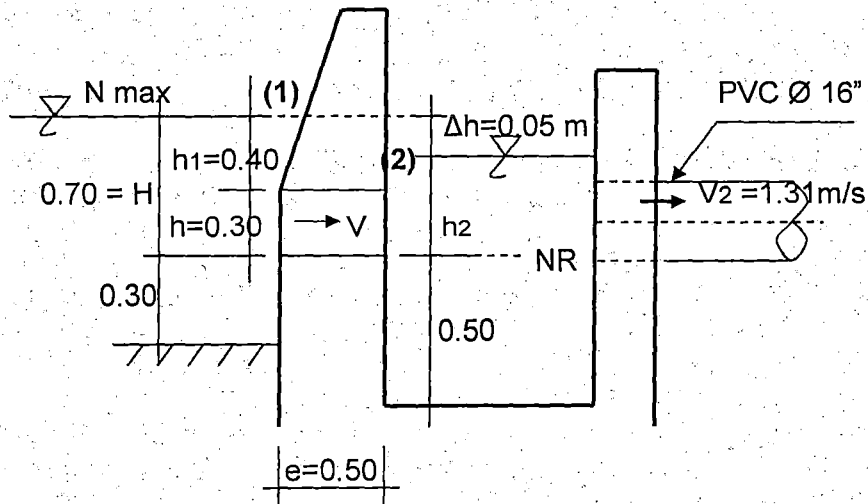


Fig. N°7-2

Calculo del caudal "Q2" en la tubería. La tubería funcionará llena y con una ligera presión.

Para dicha condición el caudal se calcula con la siguiente expresión

$$Q_2 = 0.2788 C (D)^{2.63} (S)^{0.54} \quad (\text{del manual de POLITUBO})$$

Donde:

Q_2 = Caudal en la tubería de conducción (m³/s.)

$C = 150$ (coeficiente de rugosidad para tubería de PVC)

$D = 16'' = 0.406$ m (diámetro interior de la tubería)

$S = \Delta H/Lt = (2510.97-2504.57)/1900 = 0.003$ (pérdida unitaria)

Remplazando valores se tiene

$$Q_2 = 0.170 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_2 = Q/A = 0.170/(\pi D^2/4)$$

$$V_2 = 1.31 \text{ m/s}$$

Cálculo del probable caudal "Q" que ingresa por la ventana de captación, la misma que se comportará como un orificio de pared gruesa y sumergido.

Según Gilberto Sotelo Avila el caudal para un orificio con descarga sumergida de pared gruesa se calcula con la siguiente fórmula:

$$Q = C_d \cdot A \cdot (2g \Delta h)^{1/2} \quad (\text{Sotelo Ávila - Hidráulica General Vol.1 pag.212-213, 220-221})$$

Donde:

$C_d = ?$ (Coeficiente de caudal)

Para un orificio de pared gruesa, el coeficiente C_d se calcula de tabla de acuerdo con la relación $e/d = 0.50/0.30 = 1.67$, $C_d = 0.785$.

$\Delta h = 0.05$ m (Valor mínimo asumido)

$A = 1.00 \times 0.30 = 0.30$ m² (Área de la ventana de captación)

Remplazando valores

$$Q = 0.785 \times 0.30 (2 \times 9.81 \times 0.05)^{1/2}$$

$$Q = 0.233 \text{ m}^3/\text{s}.$$

La diferencia de caudal entre "Q" y "Q₂", equivalente a $(0.233 - 0.170) = 0.063$ m³/s. será absorbido por la canaleta de descarga, la cual está diseñado para conducir por seguridad un caudal mucho mayor.

En conclusión el ancho del vertedero asumido $b = 1.20$ m para la época de estiaje será el valor definitivo.

ii) ALIVIADERO

El aliviadero debe tener la capacidad de evacuar todo el caudal en la época de lluvia, y prevenir casos extremos como es el caso de cerrar la compuerta en la ventana de captación por averías en la tubería. El caudal aforado en el manantial El Fondo en época de lluvias es aproximadamente 320 l/s.

Debido a la ubicación frontal del aliviadero respecto a la salida del agua en el manantial, funcionará como un **vertedero con descarga libre de pared gruesa**.

En el libro Manual de Hidráulica de Azevedo Netto se presenta la siguiente fórmula (para un vertedero de pared gruesa con descarga libre y confirmada en la práctica):

$$Q = 2/3 \cdot (2g/3)^{1/2} \cdot L \cdot (H)^{3/2} = 1.71 \cdot L \cdot (H)^{3/2} \quad (\text{Azevedo Netto - Manual de Hidráulica pag. 85-86})$$

Donde:

$Q = 0.320 \text{ m}^3/\text{s}$ (caudal máximo a ser evacuado)

$L = 2.00 \text{ m}$ (valor asumido, para la longitud del aliviadero)

Remplazando valores

$$0.320 = 1.71 \times 2.50 \cdot H^{3/2}$$

$$H = 0.18 \text{ m}$$

Con fines de seguridad en el diseño se considera una carga $h = 0.30 \text{ m}$.

B) CANAL ENTUBADO

El canal entubado se inicia en la progresiva 0+000 y cota rasante 2510.97 msnm, finalizando en la progresiva 1+900 y cota rasante 2504.57 msnm, con capacidad de conducción 150 l/s, pendiente $S=0.003$. La tubería será de PVC y $\varnothing 16"$, la misma que se enterrada a 1.00 m. de profundidad sobre el borde superior, con la finalidad de proteger la tubería de impactos de rocas que podrían desprender desde la parte más alta de los cerros, así como de los incendios muy comunes en dicho recorrido.

- CALCULO HIDRÁULICO

El cálculo hidráulico se realiza para la sección económica circular. Pendiente $S = 0.003$, tubería PVC, norma ISO 4435, S-25 y coeficiente de rugosidad de Manning $n = 0.010$, en el Cuadro N° 7-1 se presenta los valores calculados para la relación y/D :

CUADRO N° 7-1: Caudal Q en l/s para diferentes diámetros D (diámetro interior) y tirantes (y) de agua, $S = 0.003$, $n = 0.010$

Diámetro	y/D				
	0.50	0.65	0.75	0.85	0.95
$D = 0.45 \text{ m.}$ 18"	102	154	185	209	218
$D = 0.40 \text{ m.}$ 16"	74	112	135	153	159

En el cuadro, se observa que para un tirante de 0.85 el diámetro interior se obtiene 209 l/s para tubería de 18" y 153 l/s para tubería de 16".

Para una pendiente de $S = 0.003$ y caudal de diseño $Q = 150 \text{ l/s}$ se adopta tubería PVC de 16" de diámetro interior, cuya capacidad de conducción para

las condiciones de diseño es de 153 l/s cuando el tirante es 85 % del diámetro interior ($y/D=0.85$). En el cuadro N°7-2, se muestra las características hidráulicas para el canal entubado.

CUADRO N° 7-2: Características hidráulicas para canal entubado con $S = 0.003$, PVC diámetro interior $D = 15'' \approx 0.40$ m, $n = 0.010$

Características Hidráulicas	y/D				
	0.50	0.65	0.75	0.85	0.95
Tirante de agua y (m)	0.200	0.260	0.300	0.340	0.380
Area hidráulica A (m ²)	0.063	0.086	0.101	0.114	0.123
Perímetro mojado P (m)	0.628	0.750	0.838	0.938	1.076
Radio hidráulico R (m)	0.100	0.115	0.121	0.121	0.115
Velocidad media V (m/s)	1.183	1.293	1.336	1.344	1.290
Caudal Q (l/s)	74.50	111.20	134.90	153.20	158.70
E. Específica (m-kg/kg)	0.270	0.346	0.391	0.432	0.465

C) BUZONES DE INSPECCION

Para prevenir casos de atoramiento en la tubería se plantea la construcción de buzones de inspección cada 200 m. Se proponen de concreto armado.

7.2.1.2 CANAL CUNYAC

El Canal Cunyac en la actualidad es un canal de tierra, con una longitud aproximadamente de 2.50 km. pendiente $S = 0.002$ y una capacidad de conducción de 200 l/s.

En el presente estudio se propone un canal rectangular revestido, con capacidad de conducción 300 l/s a fin de conducir además el caudal del canal Cadmalca Bajo.

En su progresiva 2+060 km. se plantea el comienzo de las obras de arte para alimentar la Mini Central Hidroeléctrica "Tres Cruces", diseñado para un caudal de 300 l/s.

El revestimiento será en el tramo (0+000 - 2+060) de interés para la Mini Central Hidroeléctrica, de sección rectangular y concreto $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$ con la finalidad de disminuir las pérdidas por infiltración.

- CALCULO HIDRÁULICO

$$Q.n = (A^{5/3} \cdot S^{1/2}) / P^{2/3} \quad (\text{Formula de Manning})$$

Donde:

b = Ancho de la caja de canal = 0.60 m

Q = Caudal = 0.300 m³/s

n = Coeficiente de rugosidad para el concreto = 0.014

S = Pendiente del fondo del canal = 0.002

y = Tirante de agua = 0.48 m.

BL = Bordo libre = 0.22 m

H = Altura de muros = 0.70 m

V = Velocidad media = 1.04 m/s

7.2.1.3 CANAL DE ENTRADA (ver Planos N° 02 y 03)

Se inicia con una transición de 1.00 m de longitud en la progresiva 0+000 de las obras civiles para la M.C.H "Tres Cruces". Sus características hidráulicas son las mismas que las del Canal de Aducción.

7.2.2 DESARENADOR (ver Planos N° 02 y 03)

El Desarenador ubicado en la progresiva km. 0 + 007 (progresiva de las obras de la Central Hidroeléctrica), está diseñado para permitir la sedimentación de partículas iguales o mayores a 0.20 mm y su funcionamiento será únicamente interrumpido para su respectiva limpieza.

La finalidad del Desarenador es sedimentar los materiales que el canal El Cunyac puede recibir desde las laderas debido a los escurrimientos en la época de lluvias, no existiendo este problema en el canal Cadmalca Bajo, el que se proyecta entubado.

Se propone un Desarenador de una sola nave o tanque de sedimentación debido a que, se dispone de horas durante el día en las que el consumo de energía es mínimo, en este tiempo se puede interrumpir dicho servicio para realizar la purga del Desarenador cada vez que sea necesario, como es sabido la C.H "Tres Cruces" se proyecta para un servicio rural, donde en horas de la mañana la mayoría de gente se dedica a sus labores agrícolas y pecuarias alejados de sus viviendas. Otro problema si se quiere desarrollar un Desarenador con dos naves (para no interrumpir el servicio de energía eléctrica durante la limpia de los sedimentos), son las limitaciones en el terreno tanto por lo accidentado en su topografía como en la libre disponibilidad por parte de los dueños de los terrenos.

La carga de sedimentos se explica líneas abajo en el acápite 7.2.2.1, donde se define la altura de recolección de sedimentos.

El Desarenador consta de las siguientes partes:

7.2.2.1 TRANSICIÓN DE ENTRADA

A) LONGITUD DE LA TRANSICIÓN (Fig. N°7- 3)

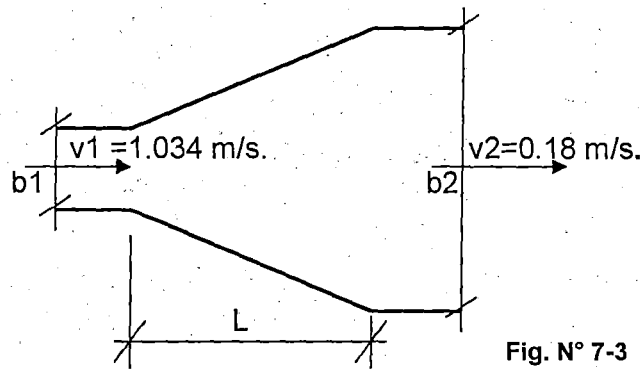


Fig. N° 7-3

$$b_1 = 1.00 \text{ m.}$$

$b_2 = 3.00 \text{ m}$ (definido líneas abajo, igual al ancho del tanque de sedimentación).

$$L = (b_2 - b_1) / (2 \text{Tg. } 12.50^\circ).$$

$$L = (3.00 - 1.00) / (2 \text{Tg. } 12.50^\circ) = 4.51 \text{ m.}$$

Asumiendo $L = 4.50.00 \text{ m}$.

B) CHEQUEO DEL NIVEL DEL AGUA

De acuerdo con el análisis de Ven Te Chow para transiciones, se tiene una elevación del nivel agua, el cual se determina con la siguiente fórmula:

$\Delta y' = \Delta h_v - C_o \cdot \Delta h_v$, $C_o = 0.30$ (para una transición tipo simplificada en línea recta).

$$\Delta y' = (1 - 0.30) \Delta h_v = 0.70(1.034^2 - 0.18^2) / 2g = 0.024 \text{ m} = 2.4 \text{ cm.}$$

7.2.2.2 TANQUE DE SEDIMENTACIÓN

A) DIÁMETRO DE LAS PARTÍCULAS A SEDIMENTAR (d)

Como la carga bruta o disponible es $H_b = 120.43$ m, se recomienda decantar las partículas mayor o igual a 0.20 mm.

B) VELOCIDAD DE CAÍDA (W_o) Y TIEMPO DE SEDIMENTACION (t)

De tablas si $d=0.20$ mm.

$W_o=0.0216$ m/s. y $t=38$ s, donde W_o es la velocidad de caída de las partículas en agua tranquilas y tardan 38 s por m de profundidad.

C) VELOCIDAD MÁXIMA DEL FLUJO (V_o)

Según con la ecuación de CAMP.

$$V_o = a \cdot d^{1/2}, \quad (d \text{ en mm})$$

De tabla para $d=0.20$ mm, $a=44$

$$\text{Entonces: } V_o = 44 \times 0.20^{1/2} = 19.68 \text{ cm/s} = 0.197 \text{ m/s.}$$

Asumiendo $V_o=0.18$ m/s.

D) LONGITUD DEL TANQUE DE SEDIMENTACIÓN (L)

$L=V_o \cdot h/W$, W =velocidad real de caída= W_o-W' , W' =componente normal de la turbulencia, h =altura mínima del tanque de sedimentación.

Según Socolov: $W'=0.152 W_o$,

$$\text{Entonces: } L = V_o \cdot h / (W_o - 0.152 W_o) = 1.18 V_o \cdot h / W_o$$

Asumiendo $h=0.80$ m.

$$\text{Entonces: } L = 1.18 \times 0.18 \times 0.80 / 0.216 = 7.86 \text{ m.}$$

Asumiendo $L=8.00$ m.

E) ANCHO DEL TANQUE DE SEDIMENTACIÓN (B)

$$Q = A \cdot V = B \cdot h \cdot V_o:$$

Donde:

Q = Caudal (en m^3/s)

A = Área de la sección del tanque (en m^2).

$$B = Q / (h \cdot V_o) = 0.30 / (0.80 \times 0.18) = 2.08 \text{ m.}$$

Asumiendo $B=2.00$ m.

F) TIEMPO DE SEDIMENTACIÓN (tv) y DESPLAZAMIENTO (th)

$$tv = h/W = 0.80 / (0.848W_0) = 0.80 / (0.848 \times 0.0216) = 44 \text{ s.}$$

$$th = L/V_0 = 8.00 / 0.18 = 44 \text{ s.}$$

Se recomienda que $th > tv$

Entonces: asumiendo $L = 10.00 \text{ m}$

$$th = L/V_0 = 10.00 / 0.18 = 56 \text{ s.}$$

Por lo tanto $th > tv$, $56 > 44 \text{ s}$ ¡OK!

G) CHEQUEO DE LA CAPACIDAD DE SEDIMENTACIÓN

Se debe cumplir que:

$$B \cdot h \cdot L > Q \cdot th$$

$$2.00 \times 0.80 \times 10 > 0.30 \times 56$$

$$16 > 16.80 \text{ ¡NO!}$$

Aumentando el ancho del tanque de sedimentación.

Asumiendo $B = 3.00 \text{ m}$.

Entonces:

$$3.00 \times 0.80 \times 10 > 0.30 \times 56$$

$$24.00 > 16.80 \text{ ¡OK!}$$

Asumiendo $B = 2.50$

Entonces:

$$2.50 \times 0.80 \times 10 > 0.30 \times 56$$

$$20 > 16.80 \text{ ¡OK!}$$

De los 02 valores asumidos para el ancho "B" del tanque sedimentación, se recomienda el mayor ($B = 3.00 \text{ m}$) lo cual nos permitirá almacenar una mayor cantidad de sedimentos.

H) CHEQUEO DE LAS DIMENSIONES DEL TANQUE DE SEDIMENTACIÓN SEGÚN LAS FORMULAS DEL ING. TSUGUO NOZAKI

$$L = 19.31 (Q)^{0.55} = 19.31 (0.30)^{0.55} = 9.95 < 10.00 \text{ m ¡OK!},$$

$$B = 3.61 (Q)^{0.44} = 3.61 (0.30)^{0.44} = 2.12 < 3.00 \text{ m ¡OK!}.$$

I) CONCLUSIÓN FINAL SOBRE DIMENSIONES DEL TANQUE DE SEDIMENTACIÓN DEL DESARENADOR

Longitud: $L=10.00$ m.
Ancho: $B=3.00$ m.
Altura: $h=0.80$ m.
Velocidad: $V_0=0.18$ m/s.

J) PROFUNDIDAD DEL TANQUE DE SEDIMENTACIÓN

i) PROFUNDIDAD DE SEDIMENTACIÓN (d)

La profundidad de sedimentación ya se calculó anteriormente y corresponde al valor de $d=0.80$ m

ii) PROFUNDIDAD DE RECOLECCIÓN (d_r)

Está referido a la altura necesaria para recolectar el material sedimentado hasta el tiempo en se realice la limpia o purga del Desarenador sin alterar su capacidad de sedimentación (esto sin afectar la altura "d" de sedimentación), su valor depende del periodo de limpieza (T), así como de la cantidad de sedimentos transportada por el agua (S).

Se ha determinado de manera aproximada que durante la época de lluvia el canal Cunyac transporte 0.05 kg/m³, este valor se ha determinado recogiendo agua del canal en un deposito de volumen conocido y dejando el tiempo necesario para que precipiten los sedimentos, es fácil determinar la cantidad de sedimentos en kg por m³ de agua, 0.05 kg/m³ es un valor promedio resultado de varias mediciones de precipitación de sedimentos en tiempo de lluvias.

Si se considera una limpieza del Desarenador cada 15 días y una carga de sedimentos de 0.05 kg/m³ se tiene los siguientes resultados.

$d_r = \text{Capacidad del tanque}/(B.L)$

Capacidad del tanque = $Q.T.S=0.30$ m³/sx15dx0.05kg/m³=19,440 kg.

Densidad de la arena = 2600 kg/cm³, si se considera una densidad de acumulación del 50% = 1300 kg/m³, entonces para acumular 19,440 kg. de material se necesitará 14.95 m³.

Por lo tanto.

$d_r = 14.95/(2.5 \times 10) = 0.598$ m, asumiendo $d_r=0.50$ m.

K) PENDIENTE DEL TANQUE DE SEDIMENTACIÓN

Se considera un valor recomendado para la pendiente longitudinal es de 5%, para facilitar la eliminación del lodo. Ver Fig N°7-4.

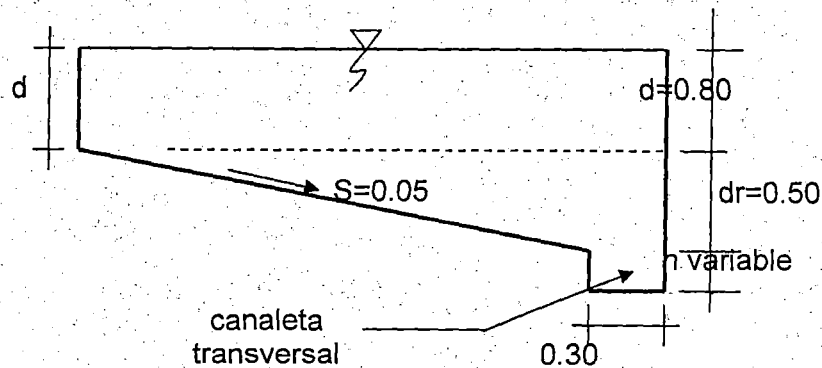


Fig. N°7-4

L) CANALETA TRANSVERSAL

En la parte final del tanque de sedimentación se considera una canaleta transversal de ancho 0.30 m, profundidad variable y pendiente 2%, tal como se muestra en la Fig N°7-4; para evacuar los sedimentos por la compuerta de limpia o purga.

7.2.2.3 TRANSICIÓN DE SALIDA

A) LONGITUD DE LA TRANSICIÓN

$$L_s = 0.80 L_e$$

Entonces:

$$L = 0.80 \times 4.50 = 3.60 \text{ m, asumiendo } L = 3.50 \text{ m}$$

B) CHEQUEO DEL NIVEL DE AGUA

Según Ven Te Chow, en esta transición ocurrirá una caída del nivel de la superficie de agua, el cual se calcula con la siguiente fórmula.

$$\Delta y' = \Delta h_v + C_i \cdot h_v, \quad C_i = 0.20 \text{ (transición tipo simplificada en línea recta)}$$

$$\Delta y' = \Delta h_v + 0.20 \cdot h_v = 1.20 \Delta h_v = 1.20 \times (1.034^2 - 0.18^2) / 2g = 4 \text{ cm}$$

Por lo tanto la conclusión final sobre la fluctuación del nivel del agua, considerando la elevación que ocurre en la transición de entrada de 2.40 cm y la caída en la transición de salida de 4 cm; es que el agua efectivamente al final de la transición de salida ocurrirá una caída de 1.60 cm, lo cual es despreciable frente a la altura de borde libre del Desarenador (BL=0.30 m)

7.2.3 CANAL DE ADUCCIÓN

Este canal ubicado entre el Desarenador y la Cámara de Carga, cuya finalidad es comunicar ambas estructuras, adecuándonos a las condiciones del terreno.

- CALCULO HIDRÁULICO

Los parámetros hidráulicos (según Manning) para el canal de aducción son las mismas que para el canal de conducción Cunyac.

b = Ancho de la caja canal = 1.00 m
y = Tirante de agua = 0.29 m.
Q = Caudal = 0.300 m³/s
S = Pendiente del fondo del canal = 0.002
n = Coeficiente de rugosidad del concreto = 0.014
BL = Bordo libre = 0.21 m
H = Altura de muros = 0.50 m
V = Velocidad media = 1.03 m/s

7.2.4 CÁMARA DE CARGA (ver Planos N° 02 y 03)

La Cámara de Carga se encuentra ubicado a continuación del canal de aducción y donde se inicia la tubería de presión; tiene por finalidad:

- Eliminar los sedimentos que aún pudieran llevar el agua después de pasar por el Desarenador.
- Impedir la turbulencia por fluctuaciones del nivel de agua, lo que puede propiciar la entrada de sedimentos a la tubería.
- Servir como disipador de los cambios de presión producidos por el Golpe de Ariete en la tubería de presión, para ello se le da una profundidad adecuada, mayor al final de la Cámara de Carga.
- Regular el flujo de entrada a la tubería, eliminando los excedentes por medio de un Aliviadero ubicado lateralmente.
- Evitar la entrada de aire a la tubería, almacenando un volumen de agua suficiente para hacer funcionar la turbina.

La Cámara de Carga consta de las siguientes partes:

7.2.4.1 TRANSICIÓN DE ENTRADA

-LONGITUD DE LA TRANSICIÓN (L)

$$b_1 = 1.00 \text{ m}$$

$b_2 = 3.00 \text{ m}$ (calculado líneas abajo e igual al ancho del tanque de regulación).

$$L = (b_2 - b_1) / (2 \tan 12.5^\circ) = 4.51 \text{ m.}$$

En el presente estudio debido a limitaciones en la disponibilidad del terreno no es posible desarrollar una transición de entrada con $L = 4.50 \text{ m}$, sino sólo una $L = 3.50 \text{ m}$.

7.2.4.2 TANQUE DE REGULACIÓN

Considerando que se cuenta con Desarenador aguas arriba respecto de la Cámara de Carga, se recomienda las siguientes relaciones prácticas, según el curso de Minicentrales Hidroeléctricas, organizado por la Escuela Superior de Administración de Aguas "CHARLES SUTTON".

$$L = 7.80 Q^{0.45} \quad : \quad \text{Longitud del tanque.}$$

$$B = 1.70 Q^{0.44} \quad : \quad \text{Ancho del tanque}$$

$$h_e = 0.96 Q^{0.44} \quad : \quad \text{Profundidad del agua en la entrada.}$$

$$h_s = 1.86 Q^{0.44} \quad : \quad \text{Profundidad del agua al final}$$

Reenlazando valores respectivamente en cada fórmula anterior de tiene los siguientes resultados:

$L = 4.54 \text{ m}$, sin embargo adecuándonos a las condiciones del terreno, el tanque tendrá una forma irregular, siendo la longitud del eje $L = 6.90 \text{ m}$.

$$B = 1.00 \text{ m}$$

$$h_e = 0.56 \text{ m, asumiendo } h_e = 0.80 \text{ m}$$

$$h_s = 1.10 \text{ m, asumiendo } h_s = 1.50 \text{ m}$$

A) CHEQUEO DE LAS DIMENSIONES DEL TANQUE DE REGULACIÓN

Para que en esta parte de la Cámara de Carga, las partículas tengan un espacio suficiente para sedimentar se debe cumplir lo siguiente.

$$B \cdot h \cdot L > Q \cdot t$$

Donde:

$$B = 1.00 \text{ m}$$

$$h = (h_e + h_s)/2 = (0.80 + 1.50)/2 = 1.15 \text{ m}$$

$$L = 6.90 \text{ m}$$

$$Q = 0.30 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_o = Q/(B \cdot h) = 0.30/(1 \times 1.15) = 0.26 \text{ m/s}, \quad 0.20 < V_o < 0.40 \text{ m/s. ¡OK!}$$

$$t = L/V_o = 6.90/0.26 = 26.54 \text{ s}$$

Luego:

$$B \cdot h \cdot L > Q \cdot t$$

$$1 \times 1.15 \times 6.90 > 0.30 \times 26.54$$
$$7.94 > 7.96, \quad \text{¡NO!}$$

Aumentando el valor del ancho del tanque.

$$\text{Asumiendo } B = 2.00 \text{ m,}$$

$$V_o = 0.30/(2 \times 1.15) = 0.13 \text{ m/s} < 0.20 \text{ m/s, ¡OK! (no hay problema que sea menor que el valor mínimo recomendado)}$$

$$L = V_o \cdot h / W, \quad W = \text{velocidad real de caída de las partículas} = 0.848 V_o$$

$$W = 0.848 \times 0.0216 = 0.0183 \text{ m/s}$$

$$L = 0.13 \times 1.15 / 0.0183 = 8.17 \text{ m. Pero } L = 6.90 \text{ m definido en el campo}$$

$$t = L/V_o = 6.90/0.13 = 53.10 \text{ s}$$

Chequeo final:

$$B \cdot h \cdot L > Q \cdot t$$

$$2.00 \times 1.15 \times 6.90 > 0.30 \times 53.10$$
$$15.87 > 15.93, \quad \text{¡NO!}$$

Asumiendo un ancho suficiente de $B = 3.00 \text{ m}$, para compensar el bajo valor de la longitud establecida en el campo.

$$V_o = 0.30/(3 \times 1.15) = 0.10 \text{ m/s} < 0.20 \text{ m/s, ¡OK! (no hay problema que sea menor que el valor mínimo recomendado)}$$

$$L = 6.90 \text{ m (dato definido en el campo)}$$

$$t = L/V_o = 6.90/0.10 = 69 \text{ s.}$$

Chequeo final:

$$B \cdot h \cdot L > Q \cdot t$$

$$3.00 \times 1.15 \times 6.90 > 0.30 \times 69$$

$$23.80 > 20.70, \text{ ¡OK!}$$

B) CONCLUSIÓN FINAL DE LAS DIMENSIONES DEL TANQUE DE REGULACIÓN

$$L = 6.90 \text{ m (dato de campo)}$$

$$B = 3.00 \text{ m}$$

$$h = 1.15 \text{ m}$$

$$V_o = 0.10 \text{ m/s.}$$

7.2.4.3 ALIVIADERO DE EXCEDENCIAS

Ubicado en la parte lateral del tanque de regulación, cuya finalidad es evacuar los excesos de agua de dicho tanque, hacia el Canal Lateral. El nivel de fondo del vertedero estará ubicado por encima del nivel del tanque de regulación que se obtiene para un caudal $Q = 0.30 \text{ m}^3/\text{s}$. Ver Fig. N° 7-5.

El aliviadero debe tener una capacidad suficiente como para evacuar el máximo caudal $Q_s = 1.15Q = 1.15 \times 0.30 = 0.345 \text{ m}^3/\text{s}$, asumiendo $Q_s = 0.35 \text{ m}^3/\text{s}$

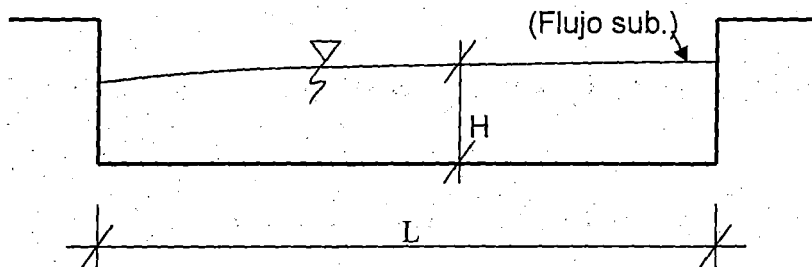


Fig. N° 7-5

El "h" promedio se determina con la fórmula de FORCHHEIMER, la cual es válida para toda $h \geq 10 \text{ cm}$.

$$Q_s = 2/3 \cdot K \cdot u \cdot (2g)^{1/2} \cdot L \cdot (h)^{3/2} \text{ (para un flujo subcrítico)}$$

$$Q_s = 0.34 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$K = 0.95 \text{ (para vertedero lateral)}$$

$$u = 0.50 \text{ (vertedero de corona ancha)}$$

$$L = 2.50 \text{ m (valor asumido)}$$

Reemplazando valores en la mencionada fórmula se tiene $h = 0.21 \text{ m}$.

7.2.4.4 CANAL LATERAL

Este canal ubicado a un costado del Canal de Aducción y Cámara de Carga, tiene por finalidad recibir los excedentes en tiempo de lluvia del Aliviadero de Excedencias de la Cámara de Carga, así como conducir las aguas hacia el cauce antiguo del Canal Cunyac, para ser utilizado en la zona baja para el riego de los cultivos.

La máxima capacidad de conducción con su respectivo borde libre del Canal el Cunyac es de 0.300 m³/s, para regular este caudal máximo en dicho canal, se construirán aliviaderos estratégicamente ubicados. Por otro lado el máximo caudal que puede absorber la Tubería de Presión es de 0.300 m³/s y los excedentes que no es posible regular en la estación lluviosa debido a los escurrimientos de las laderas, serán eliminados por el Aliviadero de Excedencias de la Cámara de Carga descargando en el Canal Lateral, el que debe tener la suficiente capacidad como para absorber el máximo caudal desbordado.

El diseño hidráulico de esta obra se analiza para los 02 casos mencionados anteriormente.

A) EXCEDENTES DESDE EL ALIVIADERO DE LA CAMARA DE CARGA

Analizando un desborde máximo, es decir cuando por alguna emergencia se cierra la entrada del agua a la Tubería de Presión. El Canal Lateral se diseña para absorber el caudal máximo considerado en el Aliviadero de Excedencias es decir $Q_s = 1.15 \cdot Q \approx 0.350$ m³/s. Como el cauce antiguo del Canal Cunyac tiene una capacidad máxima de conducción de 0.200 m³/s, inmediato a la salida del Canal Lateral se construirá un aliviadero para evacuar los excedentes en casos de emergencia.

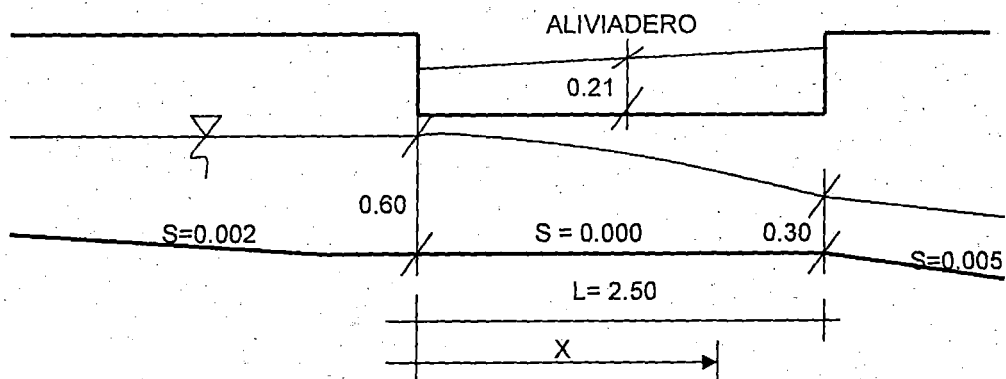


Fig. N° 7-6

Teniendo en cuenta la capacidad de almacenamiento de la Cámara de Carga y la salida lateral de la Tubería de Presión, se establece un estado de cierta tranquilidad en el agua, permitiendo que su desborde a través del Aliviadero de

Excedencias sea aproximadamente uniforme con un caudal distribuido linealmente (q^*).

$$q^* = Q/L = 0.350/2.5 = 0.14 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

La pendiente de entrada es $S = 0.002$, en el tramo de descarga del Aliviadero de Excedencias $S = 0.00$, en la salida $S = 0.005$. Se busca un cambio de pendiente en la salida para establecer una sección de control, en donde el flujo es crítico, de tal manera que el perfil del flujo se puede analizar como **Flujo Variado Espacialmente con Caudal Creciente**, ocurriendo de manera aproximada un desborde libre a la salida (**Ven Te Chow pag. 310 - 314**). Ver Fig. N° 7-6

$$Fo^2 = (q.L)^2 / (g.b^2.yo^3)$$

$$Fo = 1$$

$$q = 0.14 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$g = 9.81 \text{ m}/\text{s}^2$$

$$b = 0.50 \text{ m}$$

$$yo = ((q.L)^2 / (g.b^2))^{1/3}$$

$$yo = 0.365 \text{ m}$$

La ecuación para el perfil de flujo arriba descrito es

$$(x/L)^2 = \frac{3}{4}(y/yo) - \frac{1}{2}(y/yo)^3, \text{ donde } y/yo > 0$$

Los valores de y según dicha ecuación se muestran en el cuadro N° 7-3

CUADRO N° 7-3

x	L	(x/L) ²	yo	y	3/2(y/yo)	1/2(y/yo) ³	3/2(y/yo) - 1/2(y/yo) ³
2.50	2.50	1.00	0.368	0.368	1.50	0.50	1.00
2.40	2.50	0.92	0.368	0.450	1.83	0.91	0.92
2.20	2.50	0.77	0.368	0.503	2.05	1.28	0.77
2.00	2.50	0.64	0.368	0.536	2.18	1.54	0.64
1.80	2.50	0.52	0.368	0.560	2.28	1.76	0.52
1.60	2.50	0.41	0.368	0.580	2.36	1.96	0.41
1.40	2.50	0.31	0.368	0.595	2.43	2.11	0.31
1.20	2.50	0.23	0.368	0.607	2.47	2.24	0.23
1.00	2.50	0.16	0.368	0.617	2.51	2.36	0.16
0.80	2.50	0.10	0.368	0.625	2.55	2.45	0.10
0.60	2.50	0.06	0.368	0.630	2.57	2.51	0.06
0.40	2.50	0.03	0.368	0.633	2.58	2.54	0.04
0.20	2.50	0.01	0.368	0.636	2.59	2.58	0.01
0.00	2.50	0.00	0.368	0.638	2.60	2.61	0.00

CHEQUEO DEL ANCHO DEL CANAL $b=0.50$ m

De manera **aproximada** el desborde del agua en el aliviadero se puede interpretar como una caída libre en el eje vertical, y en el eje horizontal tendrá una cierta velocidad V_0 , mediante este principio se puede estimar el ancho y altura mínimos que debe tener el canal de descarga, conociendo además el perfil de flujo definido líneas arriba, se puede garantizar que el agua no cae fuera de dicho canal. Se analiza la superficie superior de la napa del flujo, la más crítica con condiciones para salir fuera del canal. Ver Fig. N°7-7

Velocidad de salida del agua en la cresta del aliviadero V_0 (velocidad promedio) y que de manera aproximada se puede considerar para la superficie superior, bajo un criterio de distribución uniforme de velocidad.

$$V_0 = Q/A = Q/(L.b) = 0.350/(2.5 \times 0.20) = 0.70 \text{ m/s}$$

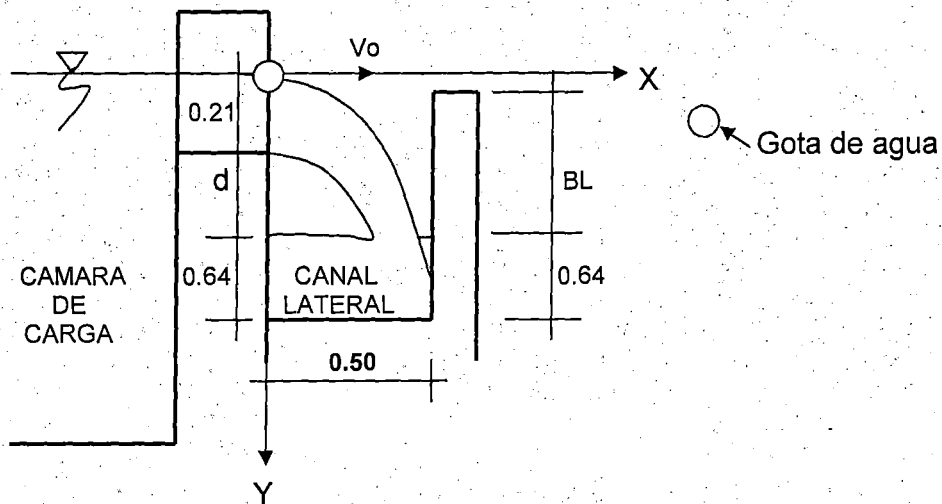


Fig. N° 7-7

DISTANCIA HORIZONTAL (X)

$$x = V_0 \cos \theta \cdot t$$

$\theta = 0$ (ángulo de inclinación de la velocidad)

$$x = V_0 \cdot t \dots (1)$$

DISTANCIA VERTICAL (y)

$$y = - V_0 \cdot \text{Sen} \theta \cdot t + 1/2 g \cdot t^2 + C$$

$C =$ Valor de y cuando $x=0$, $C=0$

$$y = 1/2 \cdot g \cdot t^2 \dots (2)$$

$d = 0.16$ (valor mínimo considerado), $y = 0.21 + 0.15 + 0.64 = 1.00$, de (2) $t = 0.45$ s, entonces de (1) $x = 0.32$ m. Interpretando estos valores se puede decir que cuando $y = 1.00$ m el ancho mínimo del canal debe ser de 0.32 m, como se ha considerado un $b = 0.50$ m es más que suficiente

La altura mínima de muro del Canal Lateral (en la descarga del aliviadero) será igual al tirante máximo encontrado en el perfil del flujo espacialmente variado ($y = 0.64$ m) más el borde libre $BL = 0.36$ considerado.

Altura de muro = 1.00 m

B) ENTREGA DE AGUA HACIA EL CAUSE ANTIGUO DEL CANAL CUNYAC

La capacidad mínima de conducción del Canal Lateral será igual al caudal máximo antiguo del Canal Cunyac, es decir $Q = 0.200$ m³/s, caudal necesario para el riego en la zona baja. Esta demanda de riego será fácilmente atendida en las horas de bajo consumo de energía eléctrica, que puede ser durante el día o después de la hora punta (7-9 p.m) a partir de las 12 de la noche, hora de inicio que en la zona rural el consumo de energía eléctrica es casi nula hasta las 5 a.m.

Realizando un chequeo de las dimensiones del Canal Lateral consideradas líneas arriba para absorber el desborde del Aliviadero de Excedencias, donde el $y_{max} = 1.00$ m y $BL=0.40$ m. Será suficiente analizar el primer tramo con $S = 0.002$ pendiente de fondo, cuyas características hidráulicas corresponden a las de un flujo uniforme definidas por la fórmula de Manning.

Paso seguido se presenta el cálculo de sus respectivos parámetros hidráulicos, Ver Fig. N°7-8.

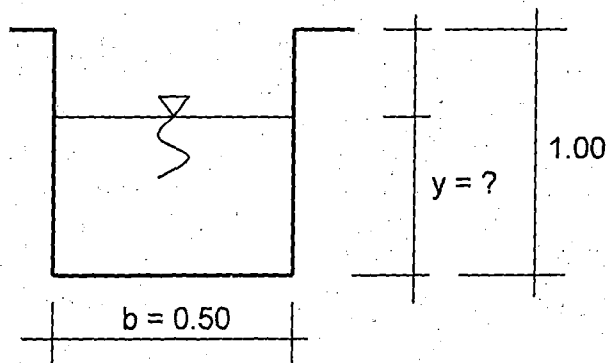


Fig. N° 7-8

Donde:

$Q =$ Caudal = 0.200 m³/s

$b =$ Ancho de la caja de canal = 0.50 m (Asumido)

$y =$ Tirante de agua = ?

$n =$ Coeficiente de rugosidad del concreto = 0.014

$S =$ Pendiente del fondo del canal = 0.002

$A =$ Área = $0.50y$

$P =$ Perímetro mojado = $0.50 + 2y$

BL = Bordo libre = 0.17 m (mínimo)
 H = Altura de muros = variable

De acuerdo con la fórmula de Manning.

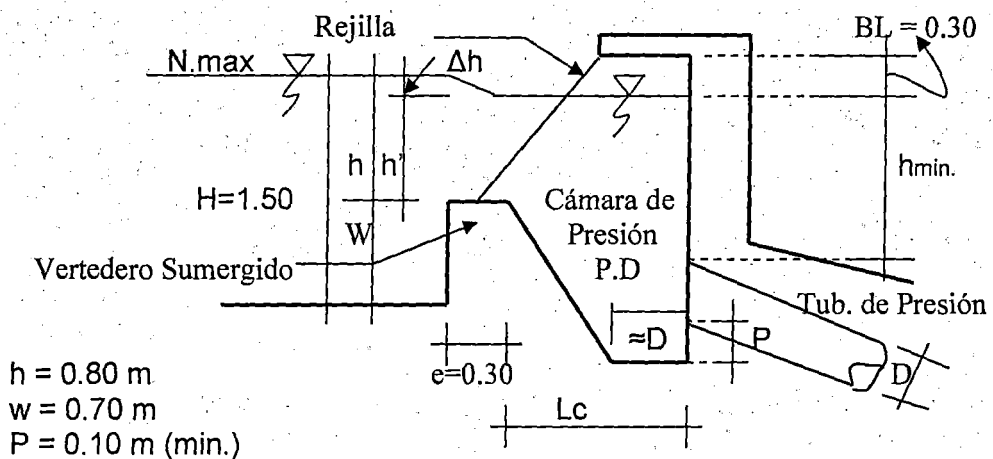
$$Q.n = (A^{5/3} \cdot S^{1/2}) / P^{2/3}$$

Reemplazando valores en dicha fórmula se tiene $y = 0.43 \text{ m} < 0.60 \text{ m}$ ¡OK!

Finalmente la altura de muros del Canal Lateral será variable y con fines estéticos la cota de terminado de muros será constante e igual a la cota de Cámara de Carga y Desarenador.

7.2.4.5 CÁMARA DE PRESIÓN

En esta parte se inicia la tubería de presión, evitando la entrada de sólidos (mediante un vertedero sumergido), así como la entrada de aire a la misma, para tal efecto cuenta con la cámara de presión propiamente dicho. Ver Fig. N° 7-9.



$h = 0.80 \text{ m}$
 $w = 0.70 \text{ m}$
 $P = 0.10 \text{ m (min.)}$

Fig. N° 7-9

A) VERTEDERO SUMERGIDO

Para el análisis de esta estructura se tiene en cuenta las recomendaciones del libro de Hidráulica de Gilberto Sotelo Avila, quien para un vertedero sumergido de cresta gruesa plantea las siguientes fórmulas (ya utilizadas líneas arribas).

$$Q = \epsilon_1 \cdot \epsilon_2 \cdot C \cdot b (h)^{3/2}$$

$$C = 2/3 \cdot \sqrt{2g} \cdot u = 2.953 \cdot u$$

Para un vertedero sin contracciones laterales (como lo es el presente caso) y si además se cumple las siguientes limitaciones.

$0.10 \text{ m} \leq h = 0.60 \leq 0.80 \text{ m (Aprox.)}$ ¡OK!
 $0.50 \text{ m} \leq b = 1.00 \leq 2.00 \text{ m}$ ¡OK!

$$0.20 \text{ m} \leq w = 0.70 \leq 1.13 \text{ m} \quad \text{¡OK!}$$

$$h/b = 0.70/1.00 = 0.70 \text{ m} > 0.13 \text{ m} \quad \text{¡OK!}$$

El valor de "u", se puede calcular mediante la fórmula experimental de Hegly:

$$u = [0.6075 + 0.0041/h] [1 + 0.55(h/(h + W))^2]$$

$$u = [0.6075 + 0.0041/0.80] [1 + 0.55(0.80/(0.80 + 0.70))^2]$$

$$u = 0.708$$

$$C = 2.953 \times 0.708 = 2.091$$

El valor de ϵ_1 depende de la relación $e/h = 0.30/0.80 = 0.375 < 0.67$, lo cual indica que el vertedero funcionará como vertedero de cresta delgada, en tal sentido.

$$\epsilon_1 = 1.00$$

El valor de ϵ_2 se calcula de tabla con $\Delta h/h$, se considera $\Delta h_{\min} = 0.05 \text{ m}$, entonces $\Delta h/h = 0.05/0.80 = 0.063$, a este valor corresponde $\epsilon_2 = 0.640$.

Reemplazando valores.

$$0.300 = 1.00 \times 0.64 \times 2.091 \cdot b(0.80)^{3/2}$$

$$b = 0.31 \text{ m}$$

Asumiendo $b = 1.00 \text{ m}$, con fines constructivos y colocación de la rejilla.

B) CÁMARA DE PRESIÓN PROPIAMENTE DICHA

Llamado también tanque de presión. En esta estructura lo importante es calcular su longitud y altura mínima de agua sobre la tubería de presión (sobre el borde superior)

i) LONGITUD (L_c)

$$L_c = 2.11 \cdot (Q)^{0.33} = 1.42 \text{ m}, \text{ asumiendo } L_c = 1.50 \text{ m}$$

ii) ALTURA MÍNIMA (h_{\min})

$$h_{\min} = 3/2V^2 / (2 \cdot g), \text{ donde } V = \text{velocidad del agua en la tubería de } D = 15''$$

$$V = 4 \cdot Q / (\pi \cdot D^2) = 2.63 \text{ m/s}, \text{ entonces:}$$

$$h_{\min} = 0.52 \text{ m.}$$

Según POLIKOUSKI y PERELMAN, la altura mínima (h_{\min}) para evitar remolinos recomienda,

$$h_{\min} > 0.50 D (V/\sqrt{2D})^{0.55} = 0.36 \text{ m}$$

Según el tipo de entrada a la tubería, que para nuestro caso es lateral, entonces:

$$h_{\min} = 0.724V.(D)^{1/2} = 1.17 \text{ m} \approx 1.20 \text{ m.}$$

Asumiendo por seguridad $h_{\min}=1.40 \text{ m}$

iii) REJILLA

La rejilla tiene rejilla tiene por finalidad evitar que cuerpos flotantes entren a la tubería de presión.

Teniendo en cuenta las recomendaciones para una limpieza manual el ángulo de inclinación de la rejilla respecto de la horizontal $50^\circ < \theta = 52^\circ < 55^\circ$ y de acuerdo con el plano respectivo, se plantea las siguientes dimensiones para la rejilla. Ver Fig N° 7-10.

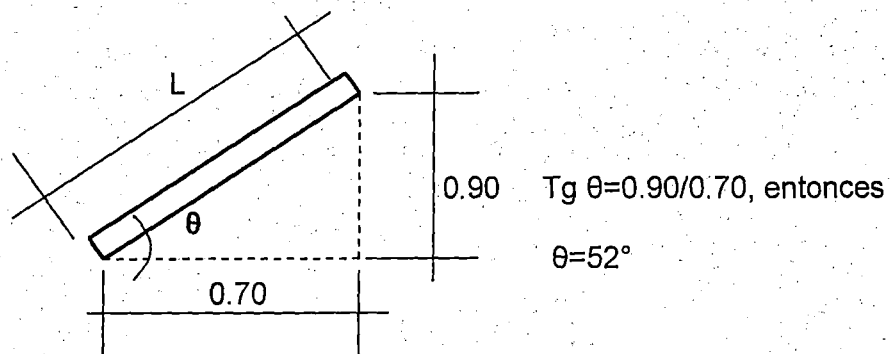


Fig. N° 7-10

$50^\circ < \theta = 52^\circ < 55^\circ$ ¡OK!

En tanto que el ancho (Br) de la rejilla se calcula por la siguiente fórmula.

$$Br = 1.20(Q)^{0.45}$$

$$Br = 1.20(0.30)^{0.45} = 0.70 \text{ m, asumiendo } Br = 1.00 \text{ m. (ancho del vertedero)}$$

El material recomendado para la rejilla será el acero.

Espesor de los barrotes : $S = 5 \text{ mm}$

Separación entre barrotes : $b = 5 \text{ cm}$

Velocidad esperada : $V = 2.00 \text{ m/s.}$

iv) CONO DE ADMISIÓN (Dc)

El cono de admisión tiene por finalidad reducir la contracción de la vena líquida, así como las pérdidas de carga; para lo cual la embocadura tiene una forma abocinada.

El diámetro del cono de admisión recomendable es $D_c = 1.20D = 0.43$ m, asumiendo $D_c = 0.50$ m.

7.3.0 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE OBRAS CIVILES

7.3.1 CANAL CADMALCA BAJO

7.3.1.1 MURO DE CONTENCIÓN (Fig. N° 7-11 y Plano N° 01)

Para el análisis estructural del muro de contención se considera como base las recomendaciones del libro de Concreto armado del Ing. Roberto Morales Morales.

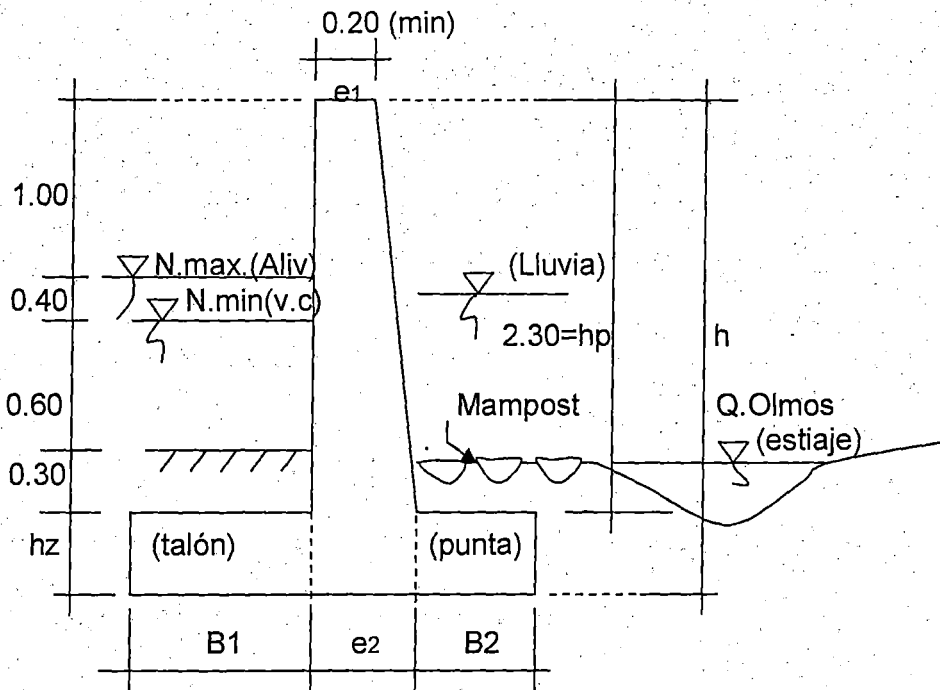


Fig. N° 7-11

Analizando el estado más crítico, el mismo que se puede presentar cuando el manantial llegue a su máximo nivel y la quebrada en su mínimo nivel.

A) DIMENSIONES DE LA PANTALLA

i) POR FLEXION

$$M = \gamma_b \cdot K_a \cdot h_1^3/6 + \gamma_{H_2O} \cdot h_2^3/6$$

$$h_1 = 0.30 \text{ m}$$

$$h_2 = 1.30 \text{ m}$$

$$\gamma_b = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_{H_2O}$$

γ_b = Peso específico sumergido

$\gamma_{\text{sat}} = 2.11 \text{ T/m}^3$ (peso específico saturado para un suelo arenoso)

$\gamma_{H_2O} = 1.00 \text{ T/m}^3$ (peso específico del agua)

$$\gamma_b = 1.11 \text{ T/m}^3$$

$K_a = \text{Tg}^2(45^\circ - \emptyset/2)$ (coeficiente de presión activa, según Rankine)

\emptyset = Angulo de fricción interna = 37° (grava + arena gruesa)

$$K_a = \text{Tg}^2(45^\circ - 37^\circ/2) = 0.250$$

$$M = 1.11 \times 0.25 \times 0.30^3/6 + 1.00 \times 1.30^3/6 \approx 0.40 \text{ T-m}$$

$$M_\mu = 1.70 \times 0.40 = 0.70 \text{ T-m}$$

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

\emptyset = Factor de reducción de resistencia = 0.90 (considerándolo como viga empotrada)

$$w = \rho \cdot f_y / f'_c$$

$$\rho_b = \beta_1 \cdot 0.85 \cdot f'_c / f_y [6000 / (600 + f_y)]$$

$$\rho_b = 0.85 \times 0.85 \times 210 / 4200 (6000 / (6000 + 4200)) = 0.02125$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.75 \cdot \rho_b = 0.01594$$

$$\rho_{\text{min}} = 14 / f_y = 0.0033$$

$$\rho_{\text{min}} < \rho < \rho_{\text{max}}$$

$$0.0033 < \rho < 0.016, \text{ asumiendo } \rho = 0.010$$

$$w = 0.010 \times 4200 / 210 = 0.20$$

$$0.70 \times 100000 = 0.90 \times 100 \times d^2 \times 210 \times 0.20 (1 - 0.59 \times 0.20)$$

$$d = 5.00 \text{ cm}$$

Asumiendo $d = 10 \text{ cm}$

ii) POR CORTE

$$Vd = \text{Empuje a la distancia } d = \gamma b \cdot Ka \cdot (h_1 - 0.10)^2 / 2 + \gamma_{H_2O} \cdot (h_2 - 0.10)^2 / 2$$

$$Vd = 0.0055 + 0.720 = 0.725 \text{ T}$$

$$Vd\mu = 1.70Vd = 1.233 \text{ T.}$$

$$\phi Vc = \phi 0.53 (f'c)^{1/2} b \cdot d = 0.85 \times 0.53 (210)^{1/2} \times 10 \times 1 \times 0.10 = 6.53 \text{ T}$$

Cuando no hay traslape de acero A_s en la base se debe cumplir:

$$Vd\mu = 1.23T < \phi Vc = 6.53 \text{ ¡OK! , } (\phi = 0.85, \text{ factor de reducción por corte})$$

$$e_2 = d + r + \phi_{\text{acero}} / 2 = 10 + 4 + 1.27 / 2 = 15.00 \text{ cm}$$

Asumiendo $e_2 = 30.00 \text{ cm}$

$e_1 = 20 \text{ cm}$ como mínimo

Asumiendo $e_1 = 20.00 \text{ cm}$

B) DIMENSIONES DE LA ZAPATA

i) ESPESOR DE LA ZAPATA (hz)

$$hz = e_2 + 5 = 30 + 5 = 35 \text{ cm.}$$

Asumiendo $hz = 0.50 \text{ m}$

ii) ALTURA TOTAL (h)

$$h = h_p + h_z = 2.3 + 0.50 = 2.80 \text{ m}$$

iii) TALÓN (B1)

Se acuerdo con la condición de estabilidad al deslizamiento se debe cumplir.

$$B1/h \geq FSD \cdot Ka / (2f) \cdot \gamma_s / \gamma_m$$

$$FSD = 1.50 \text{ (para un suelo arenoso)}$$

$$\gamma_m = 2.11 \text{ T/m}^3 \text{ (}\gamma_m = \text{ peso específico del suelo arenoso saturado)}$$

$$\gamma_s = 1.84 \text{ T/m}^3 \text{ (}\gamma_s = \text{ peso específico del suelo arenoso seco)}$$

$$f = 0.60 \text{ (coeficiente de fricción para un suelo arenoso)}$$

$$B1/2.80 \geq 1.50 \times 0.25 / (2 \times 0.60) \times 1.84 / 2.11 = 0.30 \text{ m}$$

$$B1 = 0.30 \times 2.80 = 0.84 \text{ m}$$

Asumiendo $B1 = 1.00 \text{ m}$

iv) PUNTA (B2)

Se acuerdo con la condición de estabilidad al volteo se debe cumplir.

$$B2/h \geq f/3 \cdot FSV/FSD - B1/(2h)$$

FDV = 1.75 (suelo arenoso).

$$B2/2.80 \geq 0.60/3 \times 1.75/1.50 - 1.00/(2 \times 2.80)$$

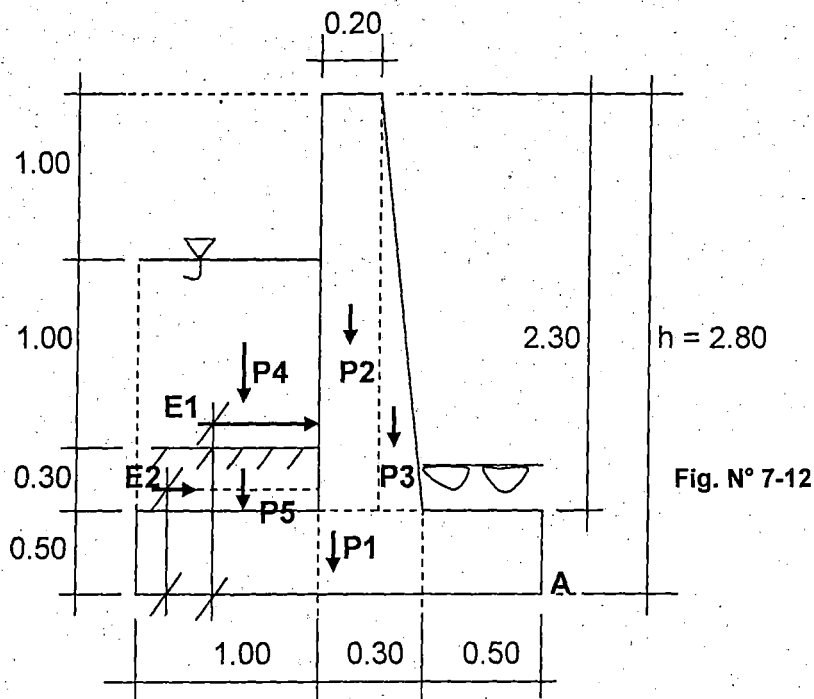
$$B2 \geq 2.80 \times (0.233 - 0.178) = 0.15 \text{ m}$$

$$B2 \geq 0.15 \text{ m}$$

$$B2(\text{min}) = h_z = 0.50$$

Asumiendo $B2 = 0.50 \text{ m}$

C) VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD



i) CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD AL VOLTEO

PESOS:

$$P1 = 2.40 \times 1.80 \times 0.50 \times 1.00 = 2.160 \text{ T}, \quad \gamma_c = 2.40 \text{ T/m}^3$$

$$P2 = 2.40 \times 0.20 \times 2.30 \times 1.00 = 1.104 \text{ T}, \quad \gamma_{H2O} = 1.00 \text{ T/m}^3$$

$$P3 = 2.4 \times 0.10 \times 2.30 / 2 \times 1.00 = 0.276 \text{ T}$$

$$P4 = 1.00 \times 1.00 \times 1.30 \times 1.00 = 1.300 \text{ T}$$

$$P5 = 1.11 \times 1.00 \times 0.30 \times 1.00 = 0.333 \text{ T}, \quad \gamma_{\text{sumerg}} = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_{H2O} = 1.11 \text{ T/m}^3$$

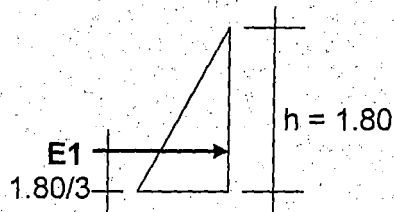
CUADRO N° 7-4: Suma de momentos de pesos con respecto al punto A

Σ MpA:

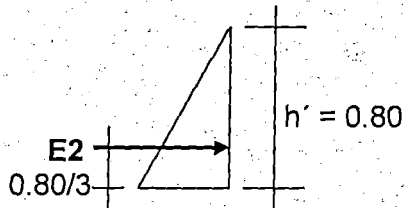
Peso	Valor (T)	XA (m)	Mp (T-m)
P1	2.160	0.900	1.944
P2	1.104	0.700	0.773
P3	0.276	0.567	0.156
P4	1.300	1.300	1.690
P5	0.333	1.300	0.433
Total	5.173		4.996

Empujes:

$$E1 = \gamma_{H2O} \cdot h^2/2 = 1.00 \times 1.80^2/2 = 1.62 \text{ T}$$



$$E2 = (\gamma_{sat} - \gamma_{H2O}) \cdot K_a \cdot h'^2/2 = 1.11 \times 0.25 \times (0.80)^2/2 = 0.089 \text{ T}$$



CUADRO N° 7-5: Suma de momentos de empujes respecto al punto A
 ΣMeA :

Empuje	Valor (T)	YA (m)	Me (T-m)
E1	1.620	0.600	0.972
E2	0.089	0.267	0.024
Total	1.709		0.996

$$FSV = (\Sigma Mv)/(\Sigma Mh)$$

$$\Sigma Mv = \text{Suma de momentos de fuerzas verticales} = \Sigma Mp = 4.996 \text{ T-m}$$

$$\Sigma Mh = \text{Suma de momentos de fuerzas horizontales} = \Sigma Me = 0.996 \text{ T-m}$$

$$FSV = 4.996/0.996 = 5.02 > 1.75 \text{ ¡OK!}$$

ii) CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD AL DESPLAZAMIENTO

$$FSD = f (\Sigma Fv)/(\Sigma Fh)$$

$$f = \text{Coeficiente de rozamiento} = 0.60$$

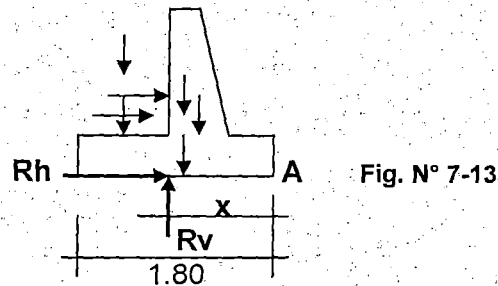
$$\Sigma Fv = \text{Suma de fuerzas verticales} = \Sigma P = 5.173 \text{ T}$$

$$\Sigma Fh = \text{Suma de fuerzas horizontales} = \Sigma E = 1.709 \text{ T}$$

$$FSD = 0.60 \times 5.173 / 1.709 = 1.82 > 1.50 \text{ ¡OK!}$$

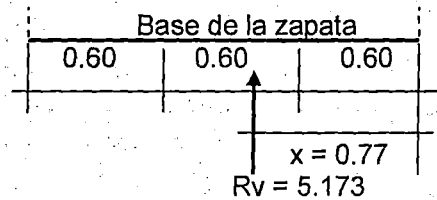
- UBICACIÓN DE LA RESULTANTE VERTICAL EN LA BASE

Tomando momentos con respecto al punto A (ver Fig. N° 7-13)



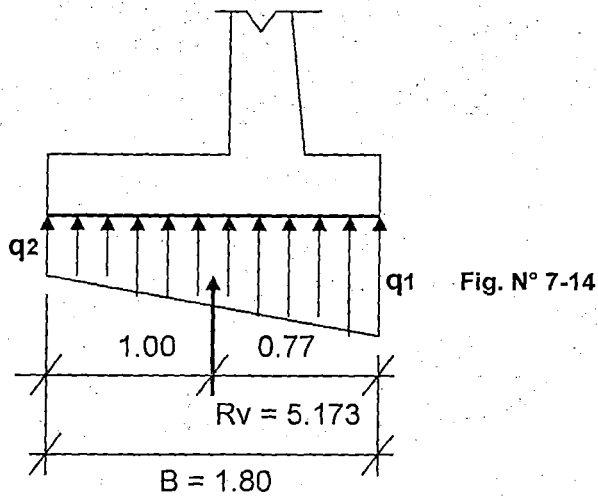
$$\begin{aligned} \sum MA &= 0 \\ \sum Mv - \sum Mh - Rv \cdot x &= 0.00 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rv &= \sum Fv = 5.173 \text{ T} \\ x &= (\sum Mv - \sum Mh) / Rv = (4.996 - 0.996) / 5.173 = 0.77 \end{aligned}$$



Por lo tanto la resultante de las fuerzas verticales cae en el tercio medio de la base, lo cual permitirá tener una distribución de esfuerzos trapezoidal, ubicándose el máximo esfuerzo en el punto A (debido a que Rv está más cerca de A).

- CALCULO DE ESFUERZOS EN LA BASE (ver Fig.N°7-14)



$$q = Rv/A(1 \pm 6e/L)$$

$$Rv = 5.173 \text{ T}$$

$$A = \text{Area} = 1.00 \cdot B = B = 1.80 \text{ m}^2$$

$$B = 1.80 \text{ m}$$

$$e = B/2 - x = 0.90 - 0.77 = 0.13 \text{ m}$$

$$q = Rv/B(1 \pm 6e/B)$$

$$q_1 = 5.173/1.80(1 + 6 \cdot 0.13/1.80) = 4.12 \text{ T/m}^2 = 0.412 < 2.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ ¡OK!}$$

$$q_2 = 5.173/1.80(1 - 6 \cdot 0.13/1.80) = 1.63 \text{ T/m}^2 = 0.0116 > 0 \text{ ¡OK!}$$

- CALCULO DE MOMENTOS FLECTORES Y FUERZA CORTANTE

PANTALLA

$$M = \gamma_b \cdot K_a \cdot h_1^3/6 + \gamma_{H_2O} \cdot h_2^3/6$$

$$M_{\max} = 1.11 \cdot 0.25 \cdot 0.30^3/6 + 1.00 \cdot 1.30^3/6 \approx 0.40 \text{ T-m}$$

$$M_\mu = 1.70 \cdot 0.40 = 0.70 \text{ T-m}$$

$$V_{\max} = 0.84 \cdot 0.25 \cdot (0.30)^2/2 + 1.00 \cdot (1.30)^2/2 = 0.85 \text{ T}$$

Fuerza cortante admisible del concreto (V_c)

$$V_c = \phi \cdot 0.53(210)^{1/2} = 0.85 \cdot 0.53(210)^{1/2} = 6.53 \text{ T}$$

$$V_{\max} = 0.85 T < V_c = 6.53 T \text{ ¡OK!}$$

PUNTA (Ver Fig N° 7-15-1,2,3)

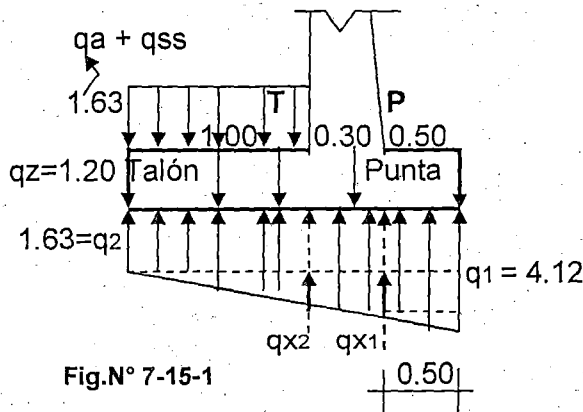


Fig. N° 7-15-1

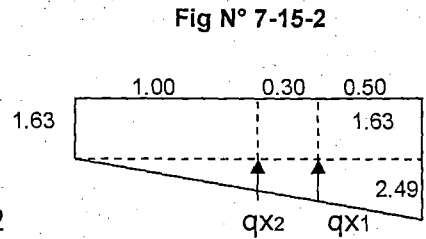


Fig N° 7-15-2

Por semejanza

$$q_{x1} = 1.30 \times 2.49 / 1.80 = 1.80 \text{ T/m}^2$$

$$q_{x2} = 1.00 \times 2.49 / 1.80 = 1.38 \text{ T/m}^2$$

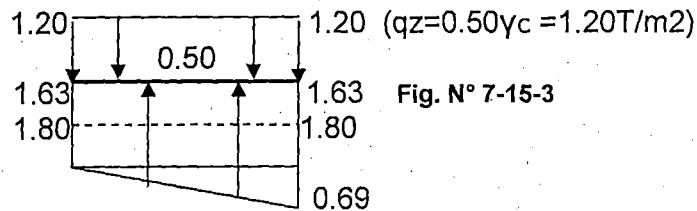


Fig. N° 7-15-3

ΣMP (suma de momentos respecto del punto P):

Presión del suelo (se considera como carga viva)

$$w_{\mu 1} = 1.70 q_{s1} = 1.70(1.63 + 1.80) = 5.83 \text{ T/m}$$

$$w_{\mu 2} = 1.70 q_{s2} = 1.70 \times 0.69 = 1.17 \text{ T/m}$$

Peso de la zapata (carga muerta)

$$w_{\mu 3} = 0.90 q_c = 0.90 \times 1.20 = 1.08 \text{ T/m}$$

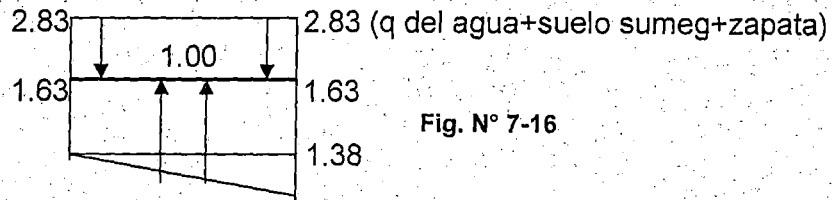
$$M_{\mu} = M_{\max} = (5.83 - 1.08) \times 0.50^2 / 2 + 1.17 \times 0.50^2 \times 1/3 = 0.69 \text{ T-m}$$

$$V_{\mu} = V_{\max} = (5.83 - 1.08) \times 0.50 + 1.17 \times 0.50 / 2 = 2.67 \text{ T}$$

$$V_c = 6.53 \text{ T}$$

$$V_{\mu} = 2.67 \text{ T} < V_c = 6.53 \text{ T} \text{ ¡OK!}$$

TALÓN (Ver Fig. N° 7-16)



ΣMT (suma de momentos respecto del punto T):

Presión del suelo (se considera como carga muerta)

$$w_{\mu 1} = 1.40q_{s1} = 1.40 \times 1.63 = 2.28 \text{ T/m}$$

$$w_{\mu 2} = 1.40q_{s2} = 1.40 \times 1.38 = 1.93 \text{ T/m}$$

Peso del agua + suelo sumg + zapata (carga muerta)

El agua sería una carga viva pero con fines de facilitar el cálculo se considera como carga muerta.

$$w_{\mu 3} = 1.40(q_a + q_{ss} + q_z) = 1.40 \times 2.83 = 3.96 \text{ T/m}$$

$$M_{\mu} = M_{\max} = (2.28 - 3.96)1^2/2 + 1.93 \times 1^2 \times 1/6 = -0.52 \text{ T-m}$$

$$V_{\mu} = V_{\max} = (2.28 - 3.96)1.00 \times 1.00 + 1.93 \times 1.00 \times 1.00/2 = -0.72 \text{ T}$$

$$V_c = 6.53 \text{ T}$$

$$V_{\mu} = 0.72 \text{ T} < V_c = 6.53 \text{ T} \text{ ¡OK!}$$

D) CALCULO DEL ACERO (estado de rotura)

i) PANTALLA

Cuando $e_1 = 20 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$, se puede reforzar con acero únicamente la cara a tracción. Sin embargo R. Morales para mayor seguridad recomienda en la zona a tracción, acero por temperatura ($2/3A_{st}$) colocado en acero $\varnothing 3/8'' @ 0.45 \text{ m}$ vertical para el montaje. En el presente estudio se adopta la primera recomendación (acero solo en la zona a tracción).

- ACERO EN LA BASE

$$M_{\mu} = 0.70 \text{ T-m}$$

$$e_2 = 0.30, \text{ entonces } d = 0.25 \text{ m}$$

$$A_s = M_{\mu} / (\varnothing \cdot f_y (d - a/2)) \quad a = A_s \cdot F_y / (0.85 f'_c b)$$

Asumiendo $a = 0.20 \text{ cm}$

$$A_s = 0.70 \times 1000000 / (0.90 \times 4200 (25 - 0.20/2)) = 0.74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a = 0.74 \times 4200 / (0.85 \times 210 \times 100) = 0.17 \text{ cm} \approx 0.20 \text{ cm} \text{ ¡OK!}$$

$$A_{s \text{ min}} \text{ (según R. Morales)} = 0.0018bd = 0.0018 \times 100 \times 25 = 4.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En conclusión se requiere $A_{s \text{ min}} = 3.75 \text{ cm}^2/\text{m}$, para lo cual se usará \emptyset de $1/2'' @ 0.30 \text{ m}$.

- ACERO SOBRE LA BASE

Cálculo de la ecuación de la variación de momentos

Para este efecto y con fines prácticos se considera como si los momentos se deben únicamente al empuje del agua, dado que el empuje del suelo sumergido es despreciable. En la Fig. N° 7-17 se muestra la variación de M_μ y A_s .

$$M_\mu = K \cdot h^3$$

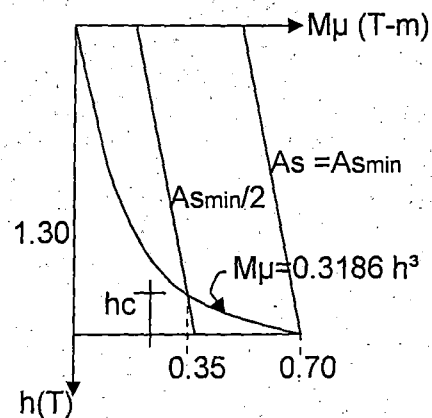
$$M_{\text{max}} = 0.70 \text{ T-m (cuando } h = 1.30 \text{ m)}$$

$$M_{\text{min}} = 0 \text{ (cuando } h = 0)$$

$$0.70 = K(1.30)^3, K = 0.3186$$

$$M_\mu = 0.3186 h^3$$

Fig. N° 7-17



Cálculo de la altura h_c

Cuando $M_\mu = M_{\text{max}}/2 = 0.35 \text{ T-m}$, el acero correspondiente será también la mitad del correspondiente a dicho momento es decir $A_s = A_{s\text{min}}/2 = 2.25 \text{ cm}^2$.

$$h = [0.35 / (0.3186)]^{1/3} = 1.03 \text{ m}$$

$$h_c = 1.30 - 1.03 = 0.27$$

De acuerdo con las recomendaciones del Ing. Roberto Morales M, la altura total desde la base y desde donde se puede utilizar $A_s = 2.25 \text{ cm}^2$ (mitad del acero de la base) es.

$$h = h_c + d = 0.27 + 0.25 = 0.52 \text{ m}$$

$A_s = 2.25 \text{ cm}^2/\text{m}$, entonces usar $\varnothing \frac{1}{2}'' @ 0.60 \text{ m}$.

En este proyecto con fines prácticos de construcción en toda la pantalla se usará $\varnothing \frac{1}{2}'' @ 0.30 \text{ m}$.

- REFUERZO HORIZONTAL O DE TEMPERATURA EN LA PANTALLA

En la cara a tracción, de acuerdo con las recomendaciones en toda la pantalla se utilizará $1/3$ del área de acero por temperatura ($1/3 A_{st}$), A_{st} irá variando desde la base a la corona de acuerdo con el espesor de la pantalla.

$A_{st} = 0.0020b \cdot dt$ (según Roberto Morales, para $\varnothing < 5/8''$, $f_y > 4200 \text{ kg/cm}^2$)

Corona

$dt = e_1 = 20 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$

$A_{st} = 0.0020 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2/\text{m}$

$1/3 A_{st} = 4/3 = 1.33 \text{ cm}^2/\text{m}$, entonces \varnothing de $3/8'' @ 0.53 \text{ m}$. Pero como se recomienda una separación máxima para el acero de temp. de 45 cm se usará $\varnothing \frac{3}{8}'' @ 0.45 \text{ m}$.

Intermedio

$A_{st} = 0.0020b \cdot dt$

$dt = (e_1 + e_2)/2 = (20 + 30)/2 = 25 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$

$A_{st} = 0.0020 \times 100 \times 25 = 5 \text{ cm}^2/\text{m}$

$1/3 A_{st} = 5/3 = 1.67 \text{ cm}^2/\text{m}$, entonces \varnothing de $3/8'' @ 0.40 \text{ m}$.

Base

$A_{st} = 0.0020b \cdot dt$

$dt = e_2 = 30 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$

$A_{st} = 0.0020 \times 100 \times 30 = 6.00 \text{ cm}^2/\text{m}$

$1/3 A_{st} = 6/3 = 2.00 \text{ cm}^2/\text{m}$, entonces \varnothing de $3/8'' @ 0.35 \text{ m}$.

Con fines prácticos de construcción se usará en toda la pantalla \varnothing de $3/8'' @ 0.30 \text{ m}$ por temperatura.

ii) PUNTA

$A_s = M \mu / (\varnothing \cdot f_y (d - a/2))$ $a = A_s \cdot F_y / (0.85 f'c b)$

$h_z = 0.50$, entonces $d = 0.45 \text{ m}$

$$M\mu = 0.69 \text{ T-m}, \quad \phi = 0.90$$

$$A_s = M\mu / (\phi \cdot f_y (d - a/2)) \quad a = A_s \cdot F_y / (0.85 f'c b)$$

Asumiendo $a = 0.10 \text{ cm}$

$$A_s = 0.69 \times 1000000 / (0.90 \times 4200 \times (45 - 0.10/2)) = 0.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a = 0.41 \times 4200 / (0.85 \times 210 \times 100) = 0.096 \text{ cm} \approx 0.10 \text{ cm} \text{ ¡OK!}$$

$$A_{s \min} \text{ (según R. Morales)} = 0.0018bd = 0.0018 \times 100 \times 45 = 8.10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En conclusión se requiere $A_{s \min} = 8.10 \text{ cm}^2/\text{m}$, para lo cual será suficiente usar $\emptyset \frac{1}{2}'' @ 0.20 \text{ m}$.

iii) TALON

$$A_s = M\mu / (\phi \cdot f_y (d - a/2)) \quad a = A_s \cdot F_y / (0.85 f'c b)$$

$h_z = 0.50$, entonces $d = 0.45 \text{ m}$

$$M\mu = 0.52 \text{ T-m}, \quad \phi = 0.90$$

$$A_s = M\mu / (\phi \cdot f_y (d - a/2)) \quad a = A_s \cdot F_y / (0.85 f'c b)$$

Asumiendo $a = 0.07 \text{ cm}$

$$A_s = 0.52 \times 1000000 / (0.90 \times 4200 \times (45 - 0.07/2)) = 0.31 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a = 0.31 \times 4200 / (0.85 \times 210 \times 100) = 0.073 \text{ cm} \approx 0.07 \text{ cm} \text{ ¡OK!}$$

$$A_{s \min} \text{ (según R. Morales)} = 0.0018bd = 0.0018 \times 100 \times 45 = 8.10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En conclusión se requiere $A_{s \min} = 8.10 \text{ cm}^2/\text{m}$, para lo cual será suficiente usar $\emptyset \frac{1}{2}'' @ 0.20 \text{ m}$.

- REFUERZO HORIZONTAL O DE TEMPERATURA EN LA PUNTA Y TALÓN

$$A_{st} = 0.0018b \cdot dt \text{ (según R. Morales)}$$

$b = 100 \text{ cm}$, $dt = 50 \text{ cm}$

$A_{st} = 0.0018 \times 100 \times 50 = 9.00 \text{ cm}^2/\text{m}$, para lo cual se usará $\emptyset \frac{1}{2}'' @ 0.15 \text{ m}$, en la práctica será suficiente utilizar $\emptyset \frac{1}{2}'' @ 0.20 \text{ m}$

7.3.2 DESARENADOR (ver Planos N° 02 y 03)

CASO I

En este caso se considera el tanque de sedimentación del desarenador sin agua, con relleno a ambos lados de las paredes laterales.

- i) Considerando el nivel freático en la cota más alta, tal efecto para nuestro caso se puede presentarse durante una época de fuertes y persistentes lluvias. Ver Fig. N° 7-18 y 7-19.

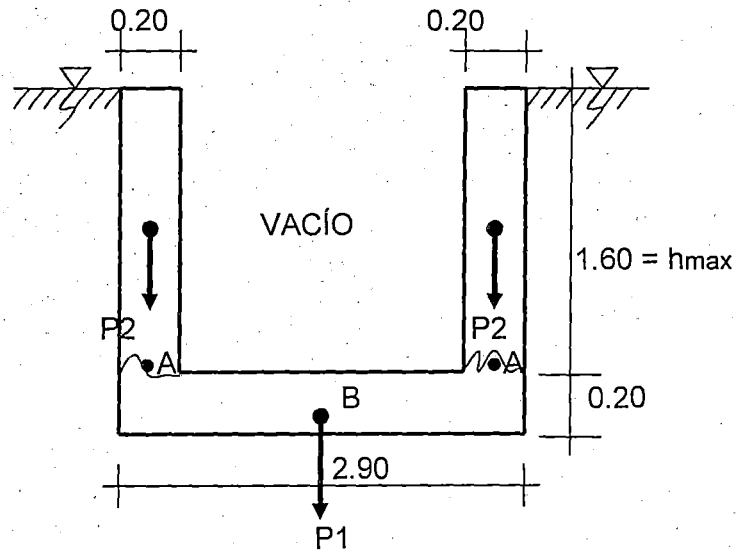


Fig. N° 7-18

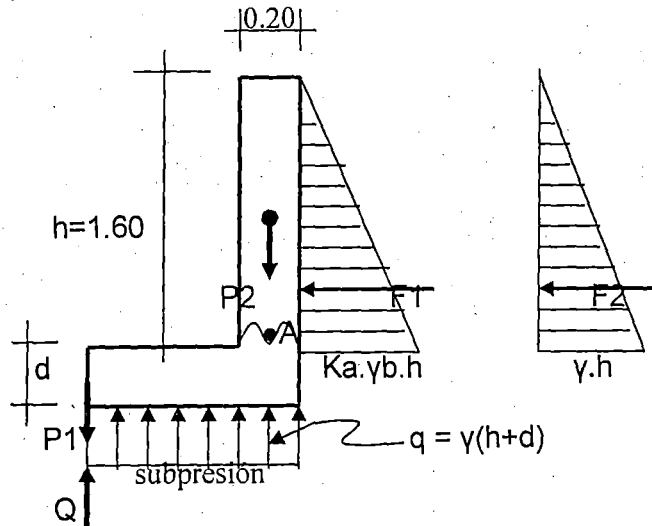


Fig. N° 7-19

Donde:

K_a = coeficiente de presión activa = $Tg^2 (45^\circ - \phi/2)$, ϕ =ángulo de fricción interna.

γ_b = Peso específico del suelo sumergido = $\gamma_{Sat} - \gamma$

γ_{Sat} = Peso específico del suelo saturado

γ = Peso específico del agua

$F_1 = K_a \cdot \gamma_b \cdot (h)^2 / 2$

Pero según el libro Manual de Diseño de Caídas del BUREAU OF RECLAMATION, para F_1 se tiene.

$F_1 = K_n \cdot \gamma_b \cdot (h)^2 / 2$, K_n =Coeficiente de fricción neutra, para construcción rígida $K_n = 1 - \text{Sen}\phi$

$F_2 = \gamma \cdot (h)^2 / 2$

Para nuestro caso específico se tiene los siguientes valores

$\Phi = 28^\circ$, para un suelo limoso (no plástico).

$K_n = 1 - \text{Sen}28^\circ = 0.531$

$\gamma = 1000 \text{ kg/m}^3$

$\gamma_b = \gamma_{Sat} - \gamma = 2020 - 1000 = 1020 \text{ kg/m}^3$

$q = \gamma \cdot (h+d) = 1000 \times 1.80 = 1800 \text{ kg/m}^2$

Reemplazando valores para calcular F_1 , F_2 y Q

$F_1 = 0.531 \times 1020 (1.60)^2 / 2 = 693.30 \text{ kg/m}$.

$F_2 = 1000 (1.60)^2 / 2 = 1280.00 \text{ kg/m}$.

$Q = 1800 \times 2.90 = 5220 \text{ kg/m}$.

Momento respecto al punto "A".

$MA = F_1 \cdot h/3 + F_2 \cdot h/3 = 1.60/3 (693.30 + 1280) = 1052.43 \text{ kg-m/m}$.

ii) Considerando el nivel freático a 0.30 m de la parte superior. Ver Figs. N° 7-20, 7-21, 7-22, 7-23, 7-24 y 7-25.

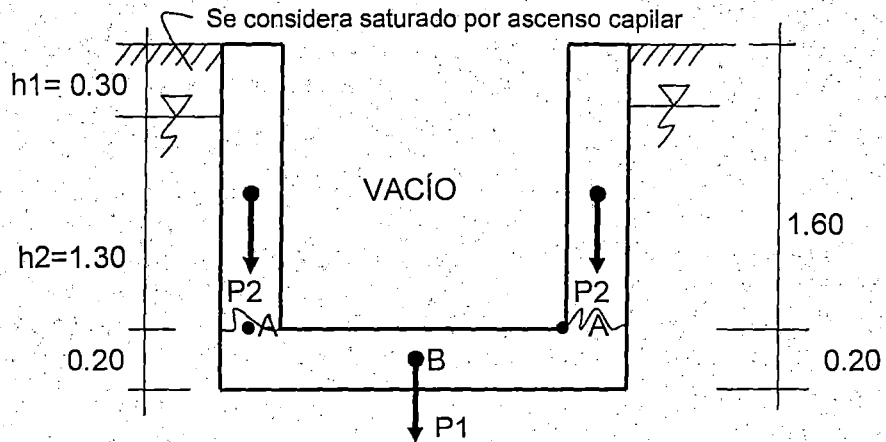


Fig N°7-20

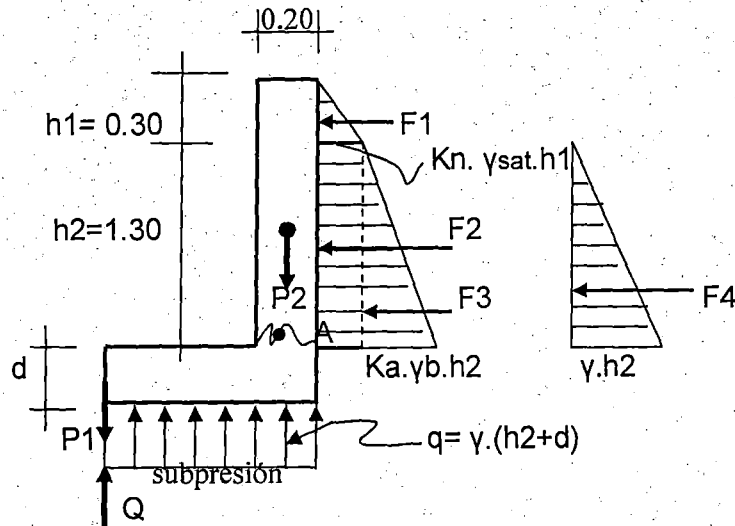


Fig. N° 7-21

Donde:

$$\gamma_{\text{sat}} = \text{Peso específico saturado} = 2020.00 \text{ kg/m}^3.$$

$$q = \gamma \cdot (h_2 + d) = 1000(1.30 + 0.20) = 1500 \text{ kg/m}^2$$

$$F_1 = K_n \cdot \gamma_{\text{sat}} \cdot (h_1)^2 / 2 = 0.531 \times 2020(0.30)^2 / 2 = 48.27 \text{ kg/m}.$$

$$F_2 = K_n \cdot \gamma_{\text{sat}} \cdot h_1 \cdot h_2 = 0.531 \times 2020 \times 0.30 \times 1.30 = 418.32 \text{ kg/m}.$$

$$F_3 = K_n \cdot \gamma_b \cdot (h_2)^2 / 2 = 0.531 \times 1020(1.30)^2 / 2 = 457.77 \text{ kg/m}.$$

$$F_4 = \gamma \cdot (h_2)^2 / 2 = 1000(1.30)^2 / 2 = 845.00 \text{ kg/m}.$$

$$Q = 2.90q = 2.90 \times 1500 = 4350.00 \text{ kg/m}.$$

Momentos respecto al punto "A".

$$MA = F1 \cdot (h1/3 + h2) + F2 \cdot h2/2 + F3 \cdot h2/3 + F4 \cdot h2/3$$

$$MA = 43.01(0.30/3 + 1.30) + 372.76 \times 1.30/2 + (457.77 + 84.50) \times 1.30/3$$

$$MA = 867.04 \text{ kg-m/m}$$

Como se puede apreciar el momento flector de mayor magnitud respecto del punto "A" así como la supresión se presenta cuando el nivel freático se encuentra en la cota más alta.

Analizando para este caso la distribución de esfuerzos. Ver Fig. N° 7-22

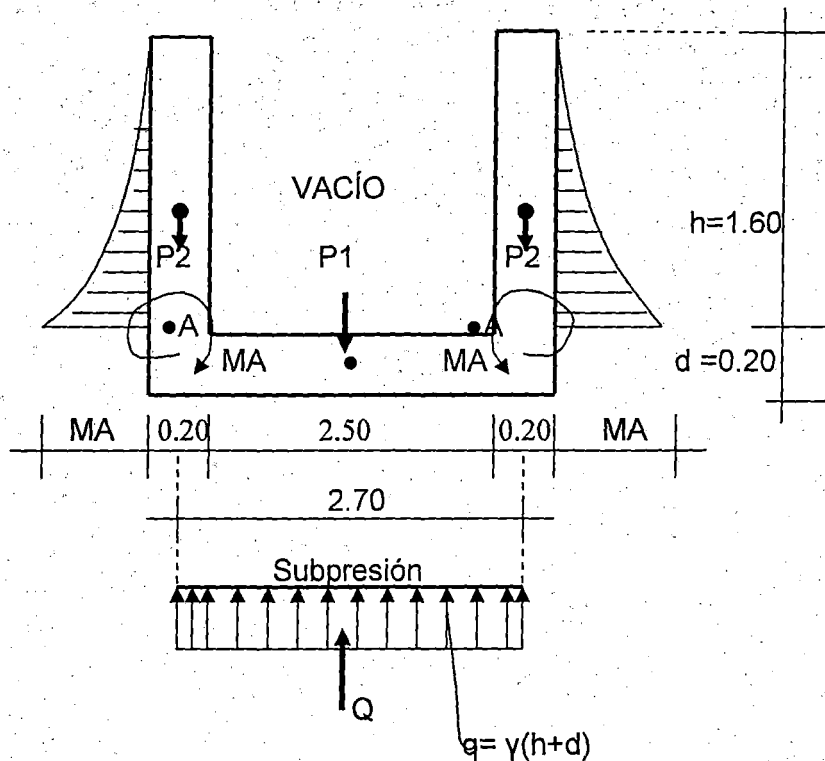


Fig. N° 7-22: Distribución de esfuerzos

$$q = \gamma(h+d) = 1000 \times 1.80 = 1800 \text{ kg/m}^2$$

$$\gamma = \text{Peso específico del concreto} = 2400.00 \text{ kg/m}^3$$

$$P1 = \gamma_c \cdot 0.20 \times 2.90 = 2400 \times 0.20 \times 2.90 = 1392 \text{ kg/m}$$

$$P2 = \gamma_c \cdot 0.20 \times 1.60 = 2400 \times 0.20 \times 1.60 = 768 \text{ kg/m}$$

$$Q = q \cdot 2.70 = 1800 \times 2.70 = 4860 \text{ kg/m}$$

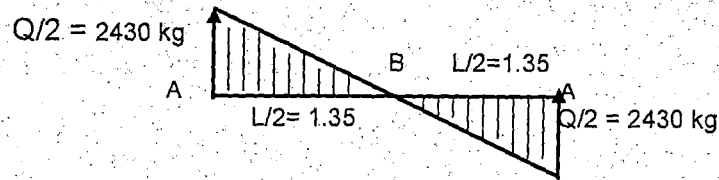


Fig. N° 7-23: Diagrama fuerza cortante debido a la subpresión.

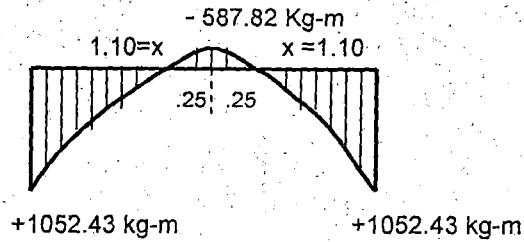


Fig. N° 7-24: Diagrama de momentos flectores debido a la subpresión

Momentos respecto al punto "B"

$$M_B = M_A - q(L)^2/8 = 1052.43 - 1800 \times 2.70^2/8 = -587.82 \text{ kg-m/m}$$

Calculo de x:

$$q(x)^2/2 = 1052.43.$$

$$1800(x)^2/2 = 1052.43$$

Entonces: $x = 1.10$

Seguridad contra la subpresión:

$$P_1 = 1392.00 \text{ kg/m}$$

$$P_2 = 768.00 \text{ kg/m}$$

Subpresión total:

$$Q = q \times 2.90 = 1800 \times 2.90 = 5220.00 \text{ kg/m}$$

El factor de seguridad se define como:

$$F = (P_1 + 2 \cdot P_2) / Q \geq 1.10$$

$$F = (1392 + 2 \times 768) / 5220 = 0.56 \geq 1.10 \text{ ¡No se cumple!}$$

Como se puede apreciar no se obtiene el valor de seguridad recomendado, para tal efecto se tiene que aumentar el espesor de la losa y/o de los muros del desarenador, lo cual aumenta el costo, finalmente se opta por una

alternativa más conveniente y consiste en adicionar unas "orejas" o "aletas" a ambos lados de la losa de fondo. Ver Fig. N° 7-25.

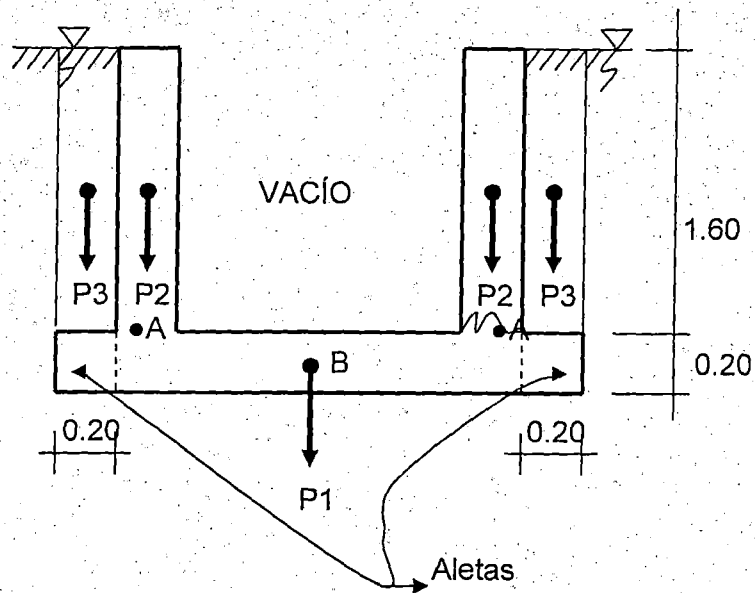


Fig. N° 7-25: Losa con aletas

$$P1 = 2400 \times 3.30 \times 0.20 = 1584.00 \text{ kg/m}$$

$$P2 = 768.00 \text{ kg/m}$$

$$P3 = \gamma_{\text{sat}} \cdot h \cdot 0.20 = 2020 \times 1.60 \times 0.20 = 646.40 \text{ kg/m}$$

$$Q = 1800 \times 3.30 = 5940 \text{ kg/m}$$

El factor de seguridad para este caso será:

$$F = (P1 + 2 \cdot P2 + 2 \cdot P3) / Q = (1584 + 2 \times 768 + 2 \times 646.40) / 5940 = 0.74$$

$F = 0.74 > 1.10$ ¡OK! → ¡No cumple! Pero teniendo en cuenta que es muy poco probable que en la zona del proyecto se presente el caso de que el nivel freático llegue a la corona del muro del desarenador, salvo una inundación por rebose del agua fuera de la estructura en las fuertes lluvias.

Del caso anterior $F = 0.74 \approx 1.00$ esta muy cerca del valor recomendado $F = 1.10$, en tal sentido para nuestro caso será suficiente aumentar a la losa del fondo las aletas ya indicadas.

Presión de la estructura sobre el terreno

σ_t = Esfuerzo de compresión sobre el esfuerzo

σ_c = Esfuerzo o capacidad portante del terreno saturado = 0.50 kg/cm^2 (valor recomendado).

Una alternativa más conveniente y consiste en adicionar unas "orejas" o "aletas" a ambos lados de la losa de fondo. Ver Fig. N° 7-26.

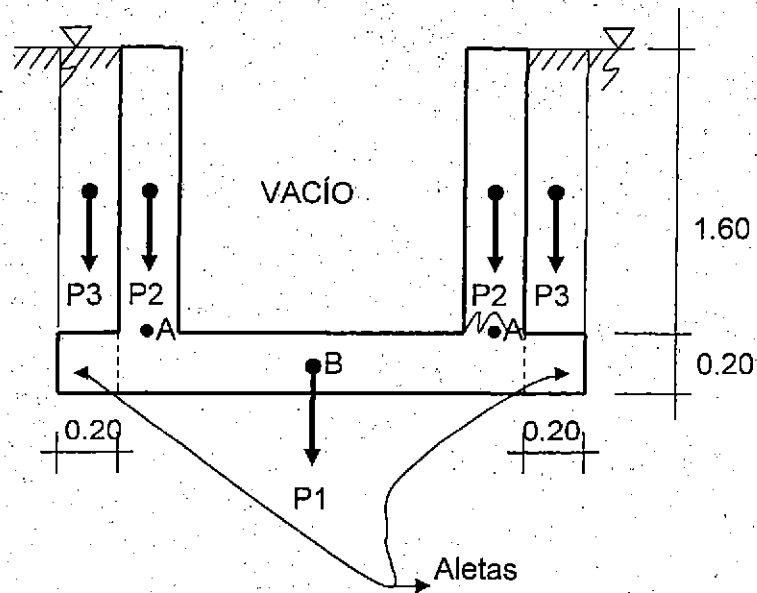


Fig. N° 7-26: Losa con aletas

$$P1 = 2400 \times 3.30 \times 0.20 = 1584.00 \text{ kg/m}$$

$$P2 = 768.00 \text{ kg/m}$$

$$P3 = \gamma_{\text{sat}} \cdot h \cdot 0.20 = 2020 \times 1.60 \times 0.20 = 646.40 \text{ kg/m}$$

$$Q = 1800 \times 3.30 = 5940 \text{ kg/m}$$

El factor de seguridad para este caso será:

$$F = (P1 + 2 \cdot P2 + 2 \cdot P3) / Q = (1584 + 2 \times 768 + 2 \times 646.40) / 5940 = 0.74$$

$F = 0.74 > 1.10$ ¡OK! → ¡No cumple! Pero teniendo en cuenta que es muy poco probable que en la zona del proyecto se presente el caso de que el nivel freático llegue a la corona del muro del desarenador, salvo una inundación por rebose del agua fuera de la estructura en las fuertes lluvias.

Del caso anterior $F = 0.74 \approx 1.00$ esta muy cerca del valor recomendado $F = 1.10$, en tal sentido para nuestro caso será suficiente aumentar a la losa del fondo las aletas ya indicadas.

Presión de la estructura sobre el terreno

σ_t = Esfuerzo de compresión sobre el esfuerzo

σ_c = Esfuerzo o capacidad portante del terreno saturado = 0.50 kg/cm^2 (valor recomendado).

$$\sigma_t = [(P1+2.P2+2.P3)-Q]/(3.30 \times 10000) = 0.045 \text{ kg/cm}^2.$$

Factor de seguridad con respecto a la capacidad portante del suelo

Se recomienda $F \geq 2.00$

$$F = \sigma_c / \sigma_t = 0.50 / 0.05 = 10.00 > 2.00 \text{ ¡OK!} \rightarrow \text{Correcto}$$

CASO II

Para este caso se asume el desarenador lleno de agua hasta su cota superior de su muro, con relleno a ambos lados de las paredes laterales, pero con nivel freático por debajo de la cimentación. Ver Fig. N° 7-27, 7-28 y 7-29

Este es el caso más frecuente (aunque quedando borde libre), teniendo en cuenta además que en la zona del proyecto el nivel freático no existe.

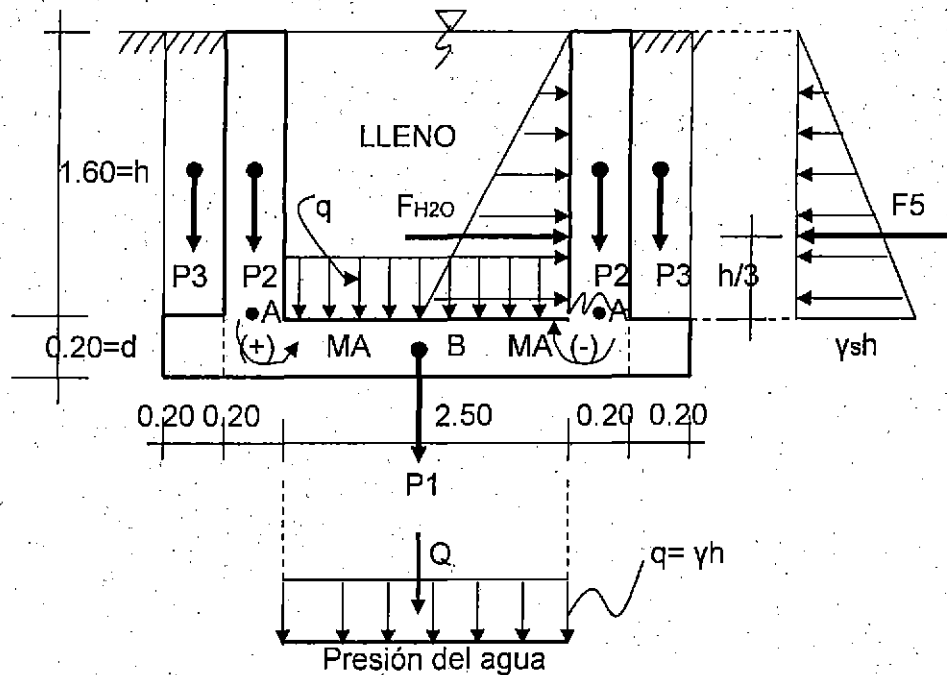


Fig. N° 7-27: Desarenador lleno hasta su borde superior

γ = Peso específico del agua

γ_s = Peso específico del suelo seco (mas conocido como γ_d)

K_n = Coeficiente de presión neutra

$$q = \gamma \cdot h = 1000 \times 1.60 = 1600 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = P_{H20} = q(2.50) = 1600 \times 2.50 = 4000 \text{ kg/m}$$

$$F_{H20} = \gamma \cdot h^2 / 2 = 1280.00 \text{ kg/m}$$

$$M_{H_2O} = F_{H_2O} \cdot h/3 = \gamma \cdot h^3/6 = -1000 \times 1.60^3/6 = 682.67 \text{ kg-m/m}$$

$$F_s = K_n \cdot \gamma_s \cdot h^2/2 = 1223.42 \text{ kg/m}$$

$$M_s = F_s \cdot h/3 = K_n \cdot \gamma_s \cdot h^3/6 = 0.531 \times 1800 \times 1.60^3/6 = 652.49 \text{ kg-m/m}$$

Momentos respecto del punto "A"

$$M_A = M_{H_2O} + M_s = 682.67 - 652.49 = 30.18 \text{ kg-m/m.}$$

$$M_A = 30.18 \text{ kg-m/m.}$$

Momentos respecto al punto "B"

$$M_B = M_A + q(L)^2/8 = -30.18 + 1600 \times (2.50)^2/8 = 1219.82 \text{ kg-m/m.}$$

$$M_B = 1219.82 \text{ kg-m/m}$$

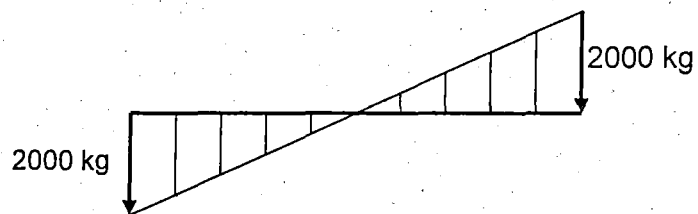


Fig. N° 7-28: Diagrama de fuerza cortante debido a presión del agua

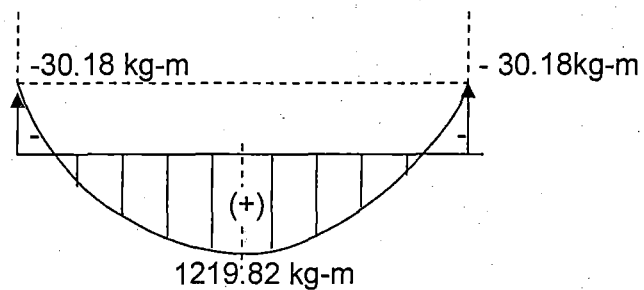


Fig. N° 7-29: Diagrama de momentos flectores debido a presión del agua

7.3.1.1 CALCULO DEL REFUERZO EN LAS ZONAS CRÍTICAS

Asumiendo un recubrimiento (c) de 4 cm. y diámetro del acero $\phi=1/2" = 0.0127$ m.

A) MUROS

i) **CARA EXTERIOR:** El estado más crítico para esta cara se presenta en el CASO I. Ver Fig N° 7-30

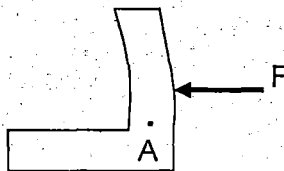


Fig. N° 7-30: Flexión en la cara exterior

$$M_A = 1052.43 \text{ kg-m} = 105243 \text{ kg-cm/m.}$$

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

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Phi = \text{Factor de seguridad} = 0.90$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$M_u A = 1.80 M_A = 1.80 \times 105243 = 89,437.40 \text{ kg-cm/m}$$

$$d = 20 - c - \phi/2 = 20 - 4 - 1.27/2 = 15.37 \text{ cm.}$$

$$A_s = M_u A / (\Phi \cdot f_y (d - a/2))$$

$$A_s = 89437.40 / (0.90 \times 4200 (15.37 - a/2))$$

Asumiendo $a = 0.40$ cm

$$A_s = 1.56 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Chequeando a

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_c \cdot b)$$

$$a = 1.56 \times 4200 / (0.85 \times 210 \times 100) = 0.36 \approx 0.40 \text{ cm ¡OK!}$$

Por lo tanto $A_s = 1.56 \text{ cm}^2/\text{m}$ (acero de diseño).

Acero mínimo para muros

$$A_{s\text{min}} = 0.0015 b \cdot d = 0.0015 \times 100 \times 15.37 = 2.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{min}} = 2.31 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como $A_{s\text{min}} > A_s$, se considera el $A_{s\text{min}} = 2.31 \text{ cm}^2/\text{m}$

Acero por contracción y temperatura en muros

$$A_{\text{temp}} = 0.0025 b \cdot d$$

$$A_{\text{temp}} = 0.0025 \times 100 \times 20 = 5.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

ii) **CARA INTERIOR:** El estado crítico para esta cara se presenta en el CASO II. Ver Fig N° 7-31.

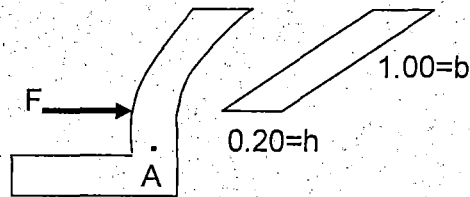


Fig. N° 7-31: Flexión en la cara interior

$$M_A = - 30.18 \text{ kg-m/m} = - 3018 \text{ kg-cm/m.}$$

El esfuerzo permisible del concreto sin acero a la tracción (f'_t) según WINTER – NILSON es: $f'_t = 160(f'_c)^{1/2} = 21.00 \text{ kg/cm}^2$.

Calculo del esfuerzo:

$$I = b \cdot h^3 / 12 = 100(20)^3 / 12 = 66666.67 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{\max} = M_A \cdot c / I, \quad c = h/2 = 0.20/2 = 0.10 \text{ m} = 10 \text{ cm.}$$

$$\sigma_{\max} = 3018 \times 10 / 66666.67 = 0.453 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto como $\sigma_{\max} = 0.453 \ll f'_t = 21.00 \text{ kg/cm}^2$, entonces no es necesario acero de refuerzo por flexión en la cara interior, lo cual significa que $M_A = - 30.18 \text{ kg-m/m}$ es despreciable.

B) LOSA DE FONDO

i) **CARA SUPERIOR** (momento negativo): El momento negativo de mayor valor absoluto se presenta en el CASO I.

$$M_B = - 587.82 \text{ kg-m/m} = - 58782.00 \text{ kg-cm./m}$$

$$M_u B = - 1.80 M_B = - 1.80 \times 58782 = 105807.60 \text{ kg-cm./m}$$

$d = 15.37 \text{ cm}$ (calculado líneas arriba).

$$A_s = M_u B / (\Phi \cdot f_y \cdot (d - a/2))$$

$$A_s = 105807.60 / (0.90 \times 4200 (15.37 - a/2))$$

Asumiendo $a = 0.40 \text{ cm}$

$$A_s = 1.85 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Chequeando el valor de "a".

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f'_c \cdot b)$$

$$a = 1.85 \times 4200 / (0.85 \times 210 \times 100) = 0.43 \approx 0.40 \text{ cm } \text{¡OK!}$$

Por lo tanto $A_s = 1.85 \text{ cm}^2/\text{m}$ (acero de diseño).

Acero mínimo para losas

$$A_{smin} = 0.0017b \cdot d = 0.0017 \times 100 \times 15.37 = 2.61 \text{ cm}^2$$
$$A_{smin} = 2.61 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como $A_{smin} > A_s$, se considera el $A_{smin} = 2.61 \text{ cm}^2$

Acero por contracción y temperatura en losas

$$A_{temp} = 0.0018b \cdot dT$$
$$A_{temp} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

ii) **CARA INFERIOR** (momento positivo): Del diagrama de momentos se puede apreciar que el momento positivo de mayor valor se presenta en el CASO II, el mismo que se ubica en el centro de la losa de fondo.

$$M_B = 1219.82 \text{ kg-m/m} = 121982.00 \text{ kg-cm/m}$$
$$M_uB = 1.80M_B = 1.80 \times 121982 = 219567.60 \text{ kg-cm/m}$$
$$A_s = M_uA / (\Phi \cdot f_y \cdot (d - a/2))$$
$$A_s = 219567.60 / (0.90 \times 4200 (15.37 - a/2))$$

Asumiendo $a = 3 \text{ cm}$
 $A_s = 4.19 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Chequeando a
 $a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_c \cdot b)$
 $a = 4.19 \times 4200 / (0.85 \times 210 \times 100) = 0.98 \text{ cm}$ ¡NO!

Asumiendo $a = 0.92$
 $A_s = 219567.60 / (0.90 \times 4200 \times (15.37 - 0.46)) = 3.90 \text{ cm}^2/\text{m}$

Chequeando finalmente a
 $a = 3.90 \times 4200 / (0.85 \times 210 \times 100) = 0.92 \text{ cm}$ ¡OK!

Por lo tanto $A_s = 3.90 \text{ cm}^2/\text{m}$ (Acero de diseño).

Acero mínimo para losas

$$A_{smin} = 0.0017b \cdot d = 0.0017 \times 100 \times 15.37 = 2.61 \text{ cm}^2/\text{m}$$
$$A_{smin} = 2.61 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como $A_s > A_{smin}$, se considera el $A_s = 3.90 \text{ cm}^2/\text{m}$

Acero por contracción y temperatura

$$A_{temp} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- RESUMEN DE LOS REFUERZOS CON ACERO:

Según el libro de Concreto Armado del Ing. Roberto Morales Morales se tiene los siguientes valores para varillas de acero:

Área de \emptyset de 3/8" = 0.71 cm².

Área de \emptyset de 1/2" = 1.27 cm².

MUROS O PAREDES

CARA INFERIOR: El A_s correspondiente a un momento de 30.18 kg-cm/m, es despreciable, se puede considerar el $A_{smin} = 2.31 \text{ cm}^2/\text{m} \equiv 4\emptyset \text{ de } 3/8" @ 0.25$
 $A_{temp} = 5.00 \text{ cm}^2/\text{m} \equiv 4\emptyset \text{ de } 1/2" @ 0.25$

CARA EXTERIOR: $A_s = A_{smin} = 2.31 \text{ cm}^2/\text{m} \equiv 4\emptyset \text{ de } 3/8" @ 0.25$
 $A_{temp} = 5.00 \text{ cm}^2/\text{m} \equiv 4\emptyset \text{ de } 1/2" @ 0.25$

LOSA DE FONDO

CARA SUPERIOR: $A_s = A_{smin} = 2.61 \text{ cm}^2/\text{m} \equiv 4\emptyset \text{ de } 3/8" @ 0.25$
 $A_{temp} = 3.60 \text{ cm}^2/\text{m} \equiv 5\emptyset \text{ de } 3/8" @ 0.20$

CARA INFERIOR: $A_s = 3.90 \text{ cm}^2/\text{m} \equiv 3\emptyset \text{ de } 1/2" @ 0.30$
 $A_{temp} = 3.60 \text{ cm}^2/\text{m} \equiv 5\emptyset \text{ de } 3/8" @ 0.20$

- RESISTENCIA A LA FUERZA CORTANTE

Fuerza cortante admisible del concreto (V_c)

$$V_c = \Phi 0.53(210)^{1/2} b.d = 0.85 \times 0.53(210)^{1/2} \times 10 \times 1 \times 0.15 = 9.80 \text{ T}$$

Fuerza cortante máxima actuante (V_{max}), se registra en la base del muro y en el CASO I.

$$F_1 + F_2 = 1973.30 \text{ kg/m}$$

$$V_{max} = 1973.30 \text{ kg} = 1.97 \text{ T}$$

$$V_{max} = 1.97 \text{ T} < \Phi V_c = 9.80 \text{ T} \quad \text{¡OK!}$$

7.3.3 CÁMARA DE CARGA

La Cámara de Carga consta de las siguientes partes:

7.3.3.1 TANQUE DE REGULACIÓN

En esta estructura en lo respecta al tanque de regulación por su similitud con el tanque de sedimentación del desarenador, se considera el mismo tipo de distribución de acero para absorber los esfuerzos debido a la flexión

7.3.3.2 CÁMARA DE PRESIÓN

A) MUROS

Por su similitud a un reservorio, se diseña como tal y para el caso específico de un **reservorio de tapa libre y fondo empotrado** (Referencia- libro: Agua Potable para Poblaciones Rurales del Ing. Roger Agüero). Ver Fig. N° 7-32, 7-33 y 7-34.

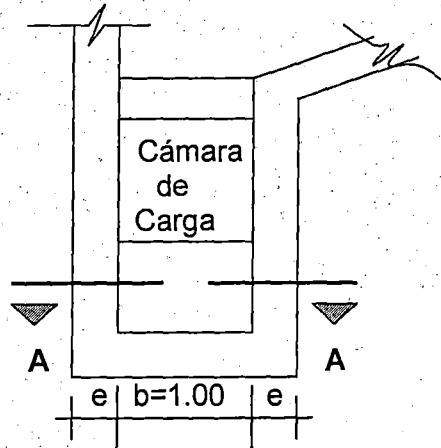


Fig. N°7-32: PLANTA

Tomando para el diseño la parte más crítica (más profunda-corte A-A).

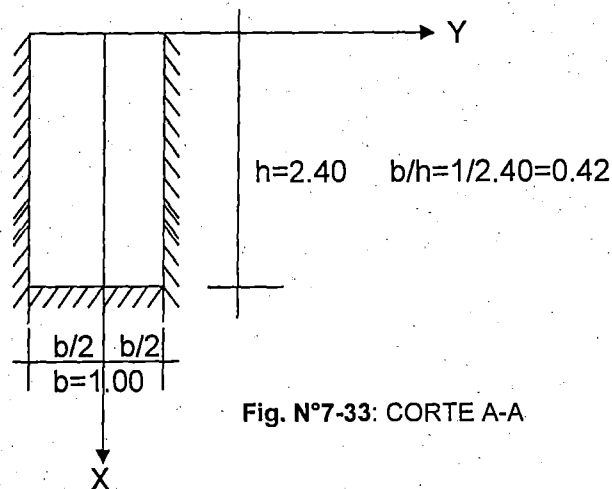


Fig. N°7-33: CORTE A-A

Aproximando la relación $b/h=1/2.40=0.42$ a 0.50 m, para hacer uso de los valores establecidos en tablas.

$$M=K.\gamma.h^3$$

$$\gamma = 1000 \text{ Kg/m}^3, h=2.40 \text{ m}$$

$$M=1000(2.40)^3.K = 13824K.$$

Los valores de K cuando $b/h = 0.50$ se obtienen del siguiente cuadro.

CUADRO N° 7-6: Valores de K

b/h	x/h	y=0		y=b/4		y=b/2	
		Mx	My	Mx	My	Mx	My
0.50	0	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	-0.002
	¼	0.000	0.005	0.000	0.001	-0.001	-0.004
	½	0.002	0.006	0.001	0.001	-0.002	-0.009
	¾	0.004	0.006	0.001	-0.001	-0.001	-0.007
	1	-0.015	-0.003	-0.008	-0.002	0.000	0.000

Según las fórmulas anteriores y reemplazando los valores correspondientes de K se obtienen los momentos respectivos que se muestran en el cuadro siguiente.

CUADRO N° 7-7: Momentos debidos al empuje del agua

b/h	x/h	y=0		y=b/4		y=b/2	
		Mx	My	Mx	My	Mx	My
0.50	0	0.000	13.82	0.000	0.000	0.000	-27.65
	¼	0.000	69.12	0.000	13.82	-13.82	-55.30
	½	27.65	82.94	13.82	13.82	-27.65	-124.42
	¾	55.30	82.94	13.82	-13.82	-13.82	-96.80
	1	-207.4	-41.47	-110.6	-27.65	0.000	0.000

De los valores del Cuadro N°7-7 teniendo en cuenta el estado más desfavorable ($y=0$) se obtiene el siguiente gráfico.

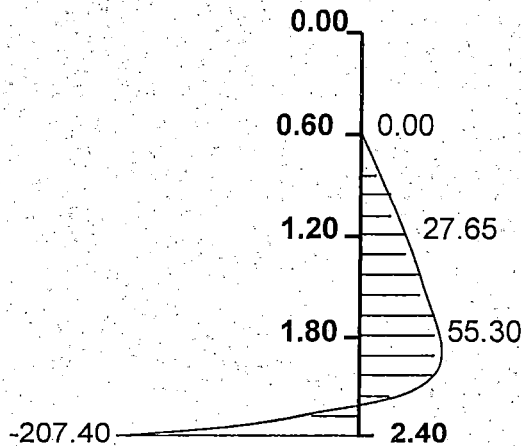


Fig.N°7-34: Diagrama de momentos en el eje x cuando $y=0$

El momento máximo absoluto es de 207.40 kg-m=20740 kg-cm

Determinación del espesor "e" de los muros

$$e = [6M/(f_t \cdot b)]^{1/2}$$

Donde:

$$f_t = 0.85(f'c)^{1/2}, \quad f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t = 0.85(210)^{1/2} = 12.32$$

$b =$ ancho de muro = 1.00 m = 100 cm

Entonces:

$e = [6 \times 20740 / (12.32 \times 100)]^{1/2} = 10.05 \text{ cm} = 0.10 \text{ m}$. Sin embargo de acuerdo con las recomendaciones del Ing. Tsuguo Nozaki, el espesor mínimo de los muros de la Cámara de Presión para un caudal $Q=0.30 \text{ m}^3/\text{s}$ es $e=0.30 \text{ m}$.

Finalmente de acuerdo con dicha recomendación se asume $e = 0.30 \text{ m}$.

i) ANALIZANDO MOMENTOS MÁXIMOS

- CARA EXTERIOR

En el eje X el momento máximo $M_x(\max) = -207.40 \text{ kg-m}$, cuando $x=2.40$, $y=0.00$

En el eje y el momento máximo $M_y(\max) = 82.94 \text{ kg-m}$, cuando $x=1.20$ y $x=1.80$, $y=0$.

De los 02 momentos considerados el $M_{max} = 207.40 \text{ kg-m}$

- CARA INTERIOR

En el eje X el momento máximo $M_x(max) = 55.30 \text{ kg-m}$, cuando $x=1.80$, $y=0$.

En el eje y el momento máximo $M_y(max) = -124.42 \text{ kg-m}$, cuando $x=1.20$, $y=0.50$

De los 02 momentos considerados el $M_{max} = 124.42 \text{ kg-m}$

ii) CALCULO DEL REFUERZO

- CARA EXTERIOR

Considerando el M_{max} de mayor valor absoluto, para comprobar si es necesario A_s de diseño o simplemente A_{smin} , en tal sentido $M_{max}=207.40 \text{ kg-m}=20740 \text{ kg-cm}$.

$$M_u = 1.80 M_{max} = 37332 \text{ kg-cm}$$

$$A_s = M_u / (\phi \cdot f_y \cdot (d - a/2))$$

$$h = 0.30, c = 4 \text{ y } \phi = 1/2" \text{ cm, entonces } d = 25.37 \text{ (} d = h - c - \phi/2 \text{)}$$

$$A_s = 37332 / (0.90 \times 4200 \times (25.37 - a/2))$$

Asumiendo $a = 0.20 \text{ cm}$

$$A_s = 0.39 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Chequeando a

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f'c \cdot b)$$

$$a = 0.39 \times 4200 / (0.85 \times 210 \times 100) = 0.10 \approx 0.20 \text{ cm ¡OK!}$$

Por lo tanto $A_s = 0.39 \text{ cm}^2/\text{m}$ (Acero de diseño), con lo cual el acero de diseño es despreciable, pero para fines de seguridad se recomienda considerar el acero mínimo A_{smin} .

$$A_{smin}(\text{muros}) = 0.0015b \cdot d = 0.0015 \times 100 \times 25.37 = 3.81 \text{ cm}^2/\text{m} \equiv \phi 1/2" @ 0.30$$

$$A_{stemp}(\text{muros}) = 0.0025b \cdot d_T = 0.0025 \times 100 \times 20 = 3.60 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (ya se calculó anteriormente)} \equiv \phi 3/8" @ 0.20$$

- CARA INTERIOR

Acá el momento máximo es menor que en la cara exterior, por lo tanto se recomienda también utilizar A_{smin} y A_{stemp} .

En el presente estudio la Cámara de Presión está unido al anclaje de inicio de la tubería de presión, por ello se utiliza $\phi 1/2" @ 0.25 \text{ m}$ en ambas caras y sentidos.

B) LOSA DE CUBIERTA

Espesor de la losa = e

Espesor de los apoyos = 0.30 m

Luz interna = 1.00 m

Luz de cálculo (L) = 1.00 + 2x0.30/2 = 1.30

e = L/36 = 1.30/36 = 0.04, asumiendo e = 0.15 m

Para losas macizas en dos direcciones, cuando la relación de la dos es 1.00, los momentos flectores en las franjas centrales son:

$MA=MB=C.W.(L)^2$, C=0.036

Peso propio (P) = 240 kg/m²

Carga viva (L)= 150 kg/cm²

W = P+L = 390 kg/cm²

$MA = MB = 0.036 \times 390(1.20)^2 = 18.52 \text{ kg-m} = 1852 \text{ kg-cm}$

$M_u = 1.80M = 3333.6 \text{ kg-cm}$

$A_s = M_u / (\phi \cdot f_y \cdot (d - a/2))$

h = 0.15; c = 2.5 cm, $\phi = 3/8$, d = 15 - 2.5 - 0.50 = 12.00 cm

$A_s = 3333.6 / (0.90 \times 4200(12 - a/2))$

Asumiendo a = 0.05 cm

$A_s = 0.074 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Chequeando a

$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f'c \cdot b)$

$a = 0.074 \times 4200 / (0.85 \times 210 \times 100) = 0.02 \approx 0.05$, se puede apreciar que

$A_s = 0.074 \text{ cm}^2/\text{m}$ es despreciable, se recomienda entonces considerar el $A_{s\text{min}}$ (losas) = $0.0017b \cdot d = 0.0017 \times 100 \times 12 = 2.04 \text{ cm}^2/\text{m} \equiv \phi 3/8 @ 0.35$ en ambas direcciones.

En la práctica se utiliza $\phi 3/8 @ 0.20$ en ambas caras y direcciones.

C) LOSA DE FONDO

Asumiendo el espesor de la losa igual a e = 0.20 m, la altura de agua es h = 2.40 m.

Peso propio del agua (L) = $\gamma \cdot h = 1000 \times 2.40 = 2400 \text{ kg/m}^2$

Peso del concreto (P) = $\gamma_c \cdot e = 2400 \times 0.20 = 480 \text{ kg/cm}^2$

W = P+L = 4680 kg/m²

Considerando como una placa flexible ($e=0.20 \ll L=1.00$)

i) MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO EN LOS EXTREMOS

$$M_e = -W(L)^2/192 = -4680x(1)^2/192 = -24.38 \text{ kg-m}$$

ii) MOMENTO EN EL CENTRO

$$M_c = -W(L)^3/384 = -4680x(1)^3/384 = -12.20 \text{ Kg-m}$$

iii) MOMENTOS PARA UNA LOSA DE FONDO ARMADA EN AMBAS DIRECCIONES

$$M'e = 0.529.M_e = -12.90 \text{ kg-m}$$

$$M'c = 0.513.M_c = -0.63 \text{ kg-m}$$

Como se puede apreciar que los momentos resultantes son muy pequeños y por lo tanto el A_s será despreciable, para fines de seguridad se recomienda utilizar el A_{smin} (losas) = $0.0017b.d=0.0017x100x25.37=4.31 \text{ cm}^2/\text{m} \equiv \varnothing 1/2" @ 0.25$ en ambas direcciones.

Como ya se indico, la Cámara de Presión esta unida al anclaje de inicio de la tubería de presión, por ello en la losa de fondo al igual que en los muros se utiliza $\varnothing 1/2" @ 0.25 \text{ m}$ en ambas caras y sentidos

Chequeo del espesor (e), considerando el $M_{max}=1290 \text{ kg-cm}$

$$e = [6M_{max}/(ft.b)]^{1/2} = [6x1290/(12.32x100)]^{1/2} = 2.5 \text{ cm}$$

$$e = 30 \text{ cm (asumido)} \gg 2.50 \text{ (calculado)} \text{ ¡OK!}$$

- CHEQUEO POR ESFUERZO CORTANTE EN LAS MUROS

$$V = \gamma(h)^2/2 = 1000x(2.40)^2/2 = 2880 \text{ kg.}$$

$$V_u = 1.80V = 1.80x2880 = 4104 \text{ kg.}$$

$$\zeta_u = V_u/(b.d) = 4104/(100 \times 25.37) = 1.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo admisible del concreto al corte } \zeta_c = 0.50.\varnothing.(f_c)^{1/2}$$
$$\zeta_c = 0.50x0.85(210)^{1/2} = 6.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Por lo tanto el } \zeta_u = 1.62 < \zeta_c = 6.15 \text{ kg/cm}^2 \text{ ¡OK!}$$

7.3.4 ANCLAJES (ver Planos N° 04 y 05)

Previamente se presenta los siguientes datos que van a ser utilizados en todos los anclajes:

Material de la tubería = acero estructural.

La sección típica se muestra en la Fig. N° 7-35

D_i = diámetro interior de la tubería = 15" = 38.10 cm, se considera constante a lo largo de toda la tubería

e = Espesor de la tubería = Variable

El espesor de la tubería varía con la presión hidrostática, en el acápite 7.4.0 se realiza el diseño respectivo, sin embargo en los primeros tramos a pesar que el diseño indica utilizar un espesor menor de 5 mm, por razones de que el mercado se dispone de tuberías cuyos espesores son $\geq 3/16" \approx 5$ mm, en este estudio se utilizará como mínimo un $e = 5$ mm

D_e = diámetro exterior de la tubería = $D_i + 2e$ = Varía de acuerdo a "e"

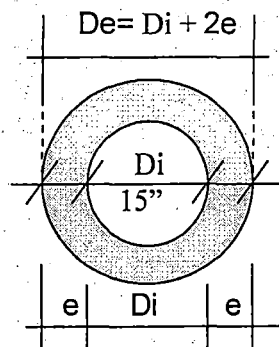


Fig.N° 7-35: Sección típica de tubería

q_{H_2O} = Peso del agua por metro lineal

$$q_{H_2O} = \gamma \cdot Vol$$

γ = Peso específico del agua = 1000 kg/m³

Vol = Volumen de agua en 1.00 ml de tubería

$$q_{H_2O} = 1000\pi(D_i)^2/4 = 1000 \times \pi \times (0.381)^2/4 = 114.01 \text{ Kg.}$$

q_t = Peso de la tubería por metro lineal

$$q_t = \gamma_t \cdot Vol_t$$

γ_t = Peso específico de la tubería de acero estructural = 7,860 kg/m³

Vol t = Volumen de 1.00 ml de tubería.

$$Vol_t = \pi(D_e - D_i)^2/4 = \pi(D_e - D_i) \cdot (D_e + D_i) = \pi \cdot 2e \cdot (2D_i + 2e)/4$$

$$Vol_t = \pi \cdot e \cdot (D_i + e)$$

$$q_t = \gamma_t \cdot \pi \cdot e \cdot (D_i + e), \quad q_t \text{ Varía de acuerdo con "e"}$$

$E =$ Modulo de elasticidad del acero = $21.02(10-E9)$ kg/m²

$I =$ Momento de inercia = $\pi (De^4 - Di^4)/64$

En cuanto a las unidades de fuerza, queda sobrentendido que 1kg-f = 1kg simplemente.

En la Fig N° 7-36 se muestra el esquema general de fuerzas actuantes que se utilizará para el análisis de todos los anclajes, y para el caso en que ocurra una **DILATACION** de la tubería de presión. El análisis para una contracción de la tubería es muy similar, solo cambiara el sentido de las fuerzas que tienen que ver con el rozamiento.

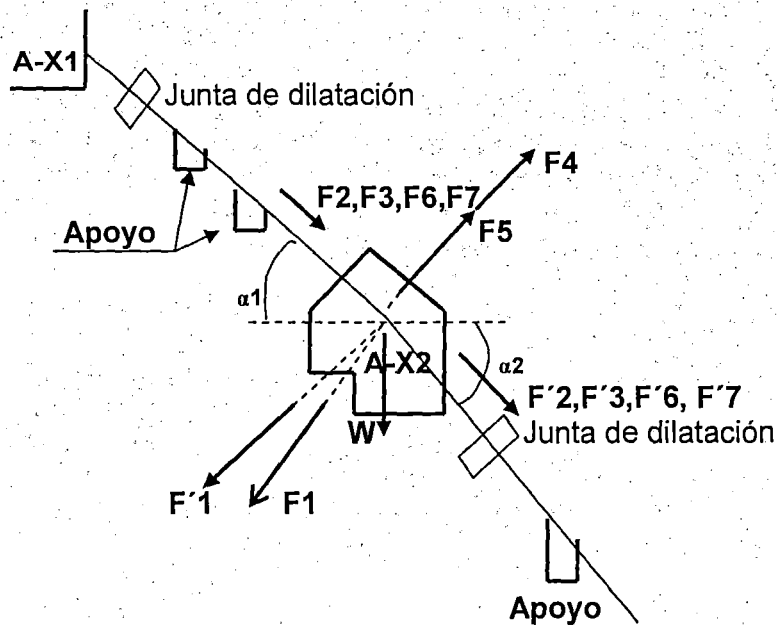


Fig.N° 7-36: Diagrama general de fuerzas actuantes

Otro detalle que se tendrá en cuenta con fines prácticos en el diseño de todos los anclajes es: Los pesos de tubería y agua que están dentro de los límites del anclaje no se toman en cuenta para calcular las fuerzas que actúan en el codo, dichos pesos se consideran al momento de calcular el peso del anclaje, como si fueran concreto.

7.3.4.1 ANCLAJE – 01 (A-1)

En las Fig. N° 7-37, 7-38 y 7-39 se muestra el perfil longitudinal, la presión hidrostática y la descomposición de fuerzas correspondientes al A-1.

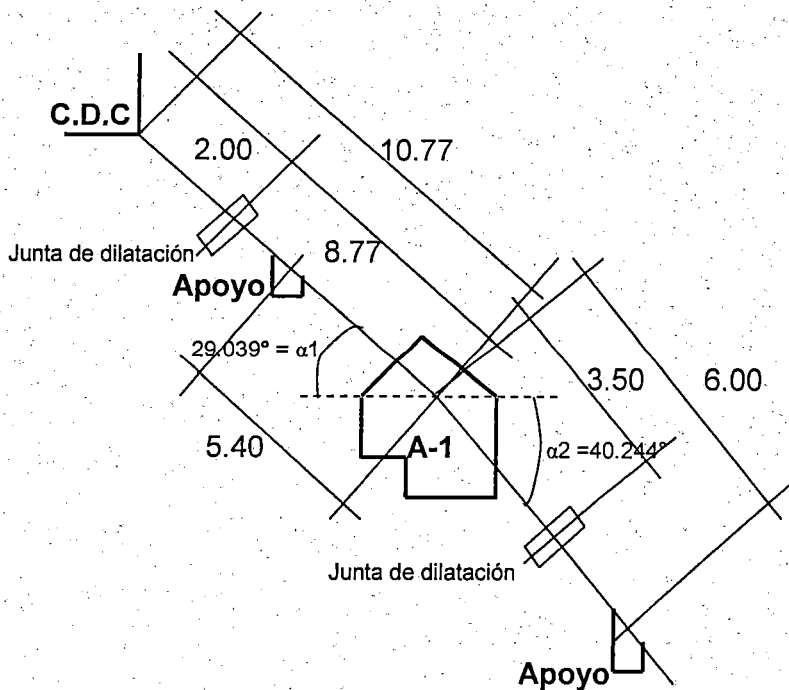


Fig. N° 7-37: Perfil longitudinal

Altura bruta $H_{b1} = 6.91\text{m}$

$e = e_{\text{min}}$ (espesor mínimo comercial) = $3/16'' = 5.00\text{ mm}$

$q_{H_2O} = 114.01\text{ kg/m.}$

$q_t = \gamma_t \cdot \pi \cdot e \cdot (D_i + e) = 7860 \times \pi \times 0.005 \times (0.381 + 0.005)$

$q_t = 47.66\text{ kg/m}$

$q = q_{H_2O} + q_t = 114.01 + 47.66 = 161.67\text{ kg/m.}$

A) COMPONENTE DEL PESO DE LA TUBERÍA CON AGUA Y JUNTA DE DILATACIÓN PERPENDICULAR A LA TUBERÍA (F1)

$L_1 = 5.40\text{ m}, L'_1 = 3.50\text{ m}$

$F_1 = (W_{H_2O} + W_t) \cos \alpha_1$

W_{H_2O} = Peso total del agua, aguas arriba del anclaje y correspondiente a L_1

$W_{H_2O} = q_{H_2O} \cdot L_1$

W_t = Peso total de la tubería, aguas arriba del anclaje y correspond. a L_1

$$W_t = q_t \cdot L_1$$

$$F_1 = (q_{H_2O} + q_t) \cdot L_1 \cdot \cos \alpha_1 = (161.67 \times 2.70) \cos 29.039^\circ = 381.64 \text{ kg.}$$

$$F'_1 = (W'_{H_2O} + W'_t + W_{JD/2}) \cos \alpha_2$$

W'_{H_2O} = Peso total del agua, aguas abajo del anclaje y correspond. a L'_1

$$W'_{H_2O} = q_{H_2O} \cdot L'_1$$

W'_t = Peso total de la tubería, aguas abajo del anclaje y correspond. a L'_1

$$W'_t = q_t \cdot L'_1$$

W_{JD} = Peso de la junta de dilatación, aguas abajo del anclaje ≈ 200 kg

$$F'_1 = ((q_{H_2O} + q_t) \cdot L'_1 + W_{JD/2}) \cos \alpha_2 = (161.67 \times 3.50 + 100) \cos 40.244^\circ = 508.24 \text{ kg.}$$

B) COMPONENTE DEL PESO DE LA TUBERÍA Y JUNTA DE DILATACIÓN PARALELO A LA TUBERÍA (F2)

Acá se debe tener en cuenta que el agua no genera tracción ni empuje sobre el anclaje, solo pasa por este mediante la tubería. Esta consideración se aplica para el diseño de todos los anclajes.

$$L_2 = 8.77 \text{ m, } L'_2 = 3.50$$

$$F_2 = (q_t \cdot L_2 + W_{JD/2}) \sin \alpha_1 = (47.66 \times 8.77 + 100) \sin 29.039^\circ = 251.43 \text{ kg.}$$

$$F'_2 = (q_t \cdot L'_2 + W_{JD/2}) \sin \alpha_2 = (47.66 \times 3.5 + 100) \sin 40.244^\circ = 172.37 \text{ kg.}$$

C) FUERZA DE FRICCIÓN ENTRE LA TUBERÍA Y LOS APOYOS (F3)

$$L_3 = 8.77 \text{ m, } L'_3 = 0.00$$

μ = Coeficiente de fricción hierro sobre hierro = 0.20 (la tubería descansará en los apoyos sobre una plancha de hierro)

$$F_3 = \mu \cdot ((q_{H_2O} + q_t) \cdot L_3 + W_{JD/2}) \cos \alpha_1 = 0.20(161.67 \times 8.77 + 100) \cos 29.039^\circ = 265.41 \text{ kg.}$$

$$F'_3 = 0.00$$

D) FUERZA EN LOS CAMBIOS DE DIRECCIÓN DEBIDO A LA PRESIÓN HIDROSTÁTICA (F4)

$$\text{Altura bruta} = H_{b1} = H = 6.92 \text{ m}$$

$$\text{Diámetro interior} = D = 15'' = 0.381$$

$$F_4 = 1.60(10)^3 \cdot H \cdot D^2 \cdot \sin[(\alpha_2 - \alpha_1)/2], \text{ como } \alpha_2 > \alpha_1, \text{ entonces } F_4 \text{ es hacia}$$

afuera de A-1

$$F4 = 1.60 \times 10^3 \times 6.92 \times (0.381)^2 \text{ Sen}[(40.244^\circ - 29.039^\circ)/2] = 156.91 \text{ kg.}$$

E) FUERZA DEBIDO AL CAMBIO DE DIRECCIÓN DE LA CANTIDAD DE MOVIMIENTO (F5)

$$Q = \text{Caudal de diseño} = 0.30 \text{ m}^3/\text{s.} \quad D = 0.381 \text{ m.}$$

$F5 = 250(Q/D)^2 \cdot \text{Sen}[(\alpha_2 - \alpha_1)/2]$, como $\alpha_2 > \alpha_1$, entonces F5 es hacia afuera de A-1

$$F5 = 250(0.30/0.381)^2 \cdot \text{Sen}[(40.244^\circ - 29.039^\circ)/2] = 15.13 \text{ kg.}$$

F) FUERZA DE ARRASTRE EN LA TUBERÍA DEBIDO A AL MOVIMIENTO DEL AGUA (F6)

$$L6 = 8.77 \text{ m, } L'6 = 3.50 \text{ m}$$

$$F6 = 16Q^2 \cdot L6 \cdot 1000 / (C^2 \cdot \pi \cdot D^3)$$

$$C = 87 / (1 + \lambda/R^{1/2})$$

$$R = \text{Radio hidráulico} = D/4 = 0.381/4 = 0.095$$

$$\lambda = \text{Coeficiente de rugosidad} = 0.16$$

$$C = 57.27$$

$$F6 = 16 \times 0.30^2 \times 8.77 \times 1000 / (57.27^2 \times \pi \times 0.381^3) = 22.16 \text{ kg.}$$

$$F'6 = 16Q^2 \cdot L'6 \cdot 1000 / (C^2 \cdot \pi \cdot D^3)$$

$$F'6 = 16 \times 0.30^2 \times 3.50 \times 1000 / (57.27^2 \times \pi \times 0.381^3) = 8.84 \text{ kg}$$

F'6 = 8.84 kg es muy pequeña y constante para todos los anclajes, dado que L'6 = 3.50 m en todos ellos.

G) FUERZA DE FRICCIÓN EN LA JUNTA DE DILATACIÓN (F7)

$$F7 \approx 10D, D \text{ en mm}$$

$$D = 381 \text{ mm}$$

$$F7 = 10 \times 381 = 3810.00 \text{ kg.}$$

$$F'7 = F7 = 3810.00 \text{ kg.}$$

H) FUERZA DEBIDA A LA PRESIÓN HIDROSTÁTICA DENTRO DE LA JUNTA DE DILATACIÓN (F8)

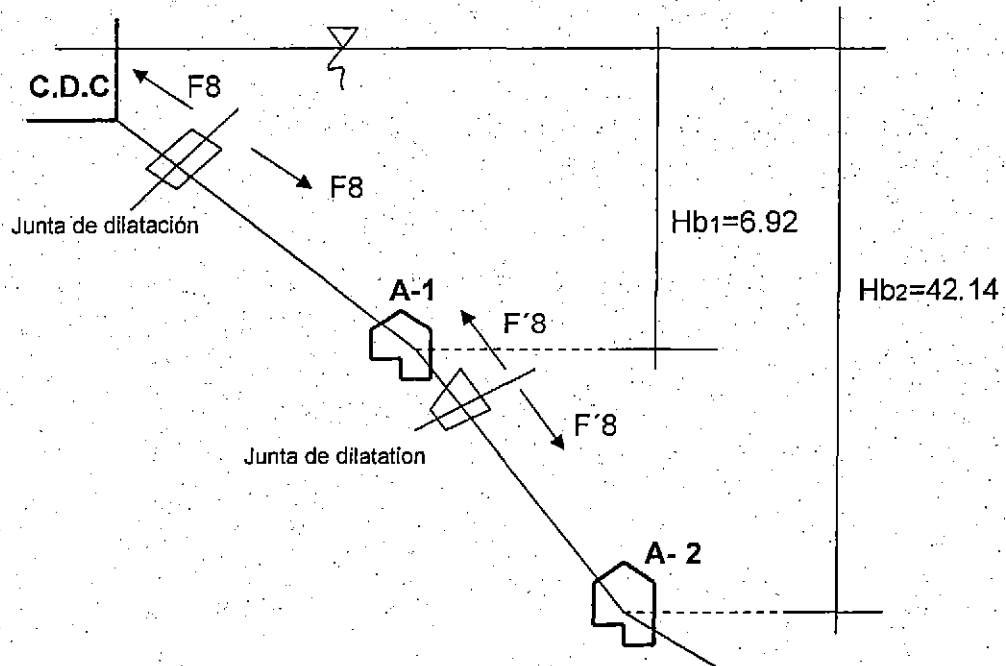


Fig. N° 7-38: Carga hidrostática en el anclaje A-1 y A-2

$$F8 = 3.10Hb_1.D.t$$

Hb₁ = Altura bruta en el A-1 en m= 6.92m

D = Diámetro interior de tubería en m= 0.381m

t = Espesor de la pared de la tubería en mm = 5.00mm.

$$F8 = 3.10 \times 6.92 \times 0.381 \times 5 = 40.87 \text{ kg.}$$

$$F'8 = 3.10Hb_2.D.t$$

Hb₂ = Altura bruta en el A-2 en m= 42.14m

$$F'8 = 3.10 \times 42.14 \times 0.381 \times 5 = 248.86 \text{ kg.}$$

- DESCOMPOSICIÓN DE FUERZAS

Analizando todas las fuerzas que actúan en el codo, no se toma en cuenta el peso del anclaje, el mismo que actúa en su C.G.

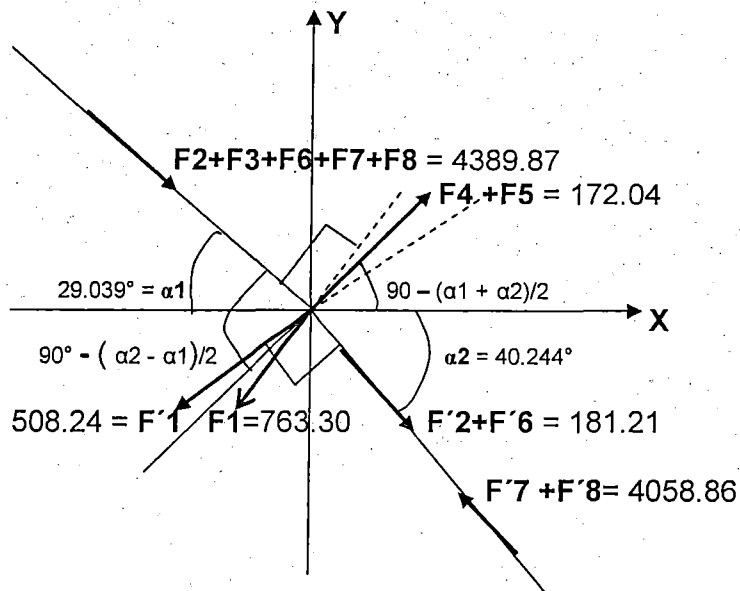


Fig. N° 7-39: Descomposición de fuerzas en los ejes "X", "Y"

- SUMA DE FUERZAS EN EL EJE "X" (ΣF_x)

$$\Sigma F_x = (F_2+F_3+F_6+F_7+F_8)\text{Cos}\alpha_1 + (F'_2+F'_6 - F'_7-F'_8)\text{Cos}\alpha_2 + (F_4 + F_5)\text{Sen}[(\alpha_1 + \alpha_2)/2] - F_1\text{Sen}\alpha_1 - F'_1\text{Sen}\alpha_2$$

$$\Sigma F_x = 4389.87 \times \text{Cos}29.039^\circ + (181.21 - 4058.86)\text{Cos}40.244^\circ + 172.04 \times \text{Sen}[(29.039^\circ + 40.244^\circ)/2] - 763.30 \times \text{Sen}29.039^\circ - 508.24 \times \text{Sen}40.244^\circ$$

$$\Sigma F_x = 3838.02 - 2959.81 + 97.79 - 370.51 - 328.35$$

$$\Sigma F_x = 277.14 \text{ kg.}$$

- SUMA DE FUERZAS EN EL EJE "Y" (ΣF_y)

$$\Sigma F_y = -4389.87 \times \text{Sen}29.039^\circ + (-181.21 + 4058.86)\text{Sen}40.244^\circ + 172.04 \times \text{Cos}[(29.039^\circ + 40.244^\circ)/2] - 763.30 \times \text{Cos}29.039^\circ - 508.24 \times \text{Cos}40.244^\circ$$

$$\Sigma F_y = -2130.86 + 2505.13 + 141.54 - 667.35 - 387.94$$

$$\Sigma F_y = -539.48 \text{ kg.}$$

- CENTRO DE GRAVEDAD DEL ANCLAJE (C.G)

Las dimensiones del A-1 sacadas del plano respectivo, para obtener su peso W y C.G se muestran en la Fig. N° 7-40.

$$W = \gamma_c \cdot \text{Vol} = 18,330 \text{ kg}$$

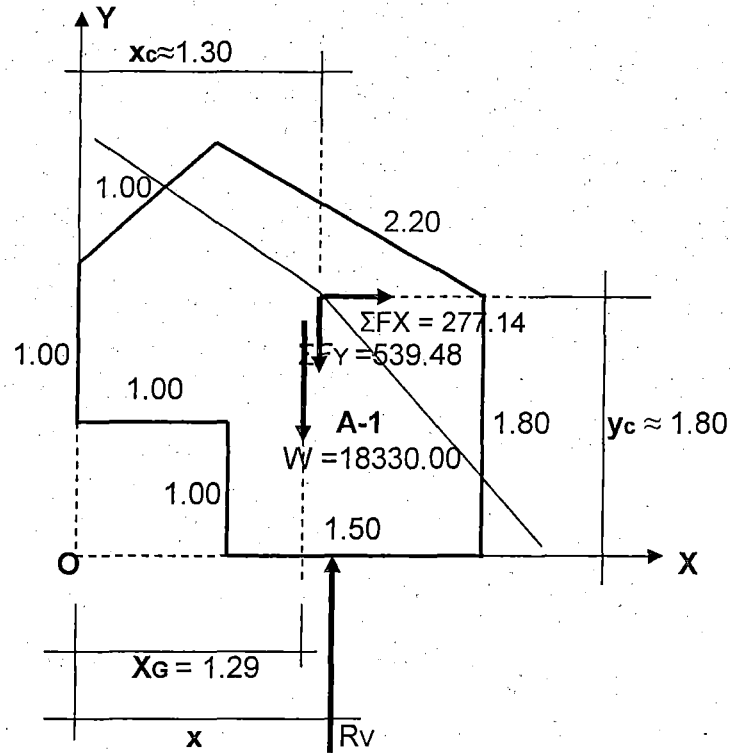


Fig. N° 7-40: Dimensiones del A-1, para hallar su W y C.G

De la Fig. N°7-40, dibujado ha escala se obtiene lo siguiente:

$$X_G = 1.29 \text{ m}$$

- CALCULO DE LA UBICACIÓN DE R_v

Aplicando la segunda condición de equilibrio

$$\Sigma M_o = R_v(x) - 277.14 (1.80) - 18330(1.29) - 539.48(1.30) = 0$$

$$R_v(x) = 24845.88 \text{ kg.}$$

$$R_v = W + \Sigma F_Y = 18330.00 + 539.48 = 18869.48$$

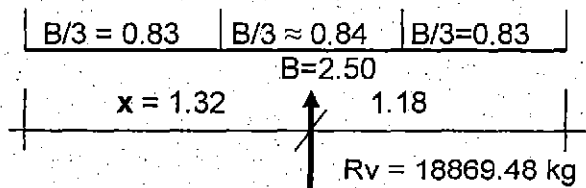
$$x = 24845.88/18869.48 = 1.32 \text{ m}$$

- ESTABILIDAD AL VOLTEO

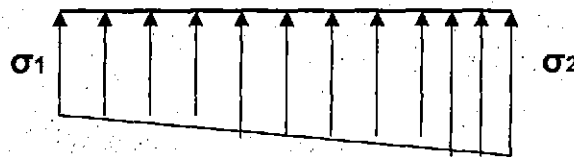
Para tener una distribución de esfuerzos tipo trapezoidal se debe cumplir que la reacción R_v del suelo, frente a la resultante de las fuerzas verticales, debe caer dentro del tercio medio de la base del anclaje.

Para que exista estabilidad al volteo se debe cumplir lo siguiente:

$$\sigma_{\max} < \sigma_{\text{adm}} \text{ y } \sigma_{\min} > 0$$



Como se puede apreciar R_v cae en el tercio medio de la base del anclaje, por lo tanto los esfuerzos tendrá una distribución trapezoidal, ubicándose el máximo esfuerzo en el extremo al cual esta más cercano R_v .



$$\sigma = R_v/A(1 \pm 6e/B)$$

$$e = x - B/2 = 1.32 - 1.25 = 0.07$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_2 = R_v/A(1 + 6e/B) = 18869.48/(2.50 \times 1.30)(1 + 6 \times 0.07/2.50)$$

$$\sigma_{\max} = 6781.40 \text{ kg/m}^2 = 0.6781 \text{ kg/cm}^2.$$

De acuerdo con las condiciones reales del suelo de la zona donde se ubican todos los anclajes, se puede asumir una arcilla dura, para la cual el $\sigma_{\text{adm}} = 4.00 \text{ kg/cm}^2$.

Por lo tanto: $\sigma_{\max} < \sigma_{\text{adm}}$ ¡OK!

$$\sigma_{\min} = \sigma_1 = R_v/A(1 - 6e/B) = 18869.48/(2.50 \times 1.30)(1 - 6 \times 0.07/2.50)$$

$$\sigma_{\min} = 4830.58 \text{ kg/m}^2 = 0.4831 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto: $\sigma_{\min} > 0$ ¡OK!

- ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Para que exista estabilidad al deslizamiento se debe cumplir lo siguiente:

$\Sigma F_x < \mu_t (\Sigma F_y + W) = \mu_t \cdot R_v$, (μ_t = coeficiente de fricción entre suelo y concreto).

De tabla para una arcilla dura se tiene $\mu_t = 0.30$

$$\Sigma F_x = 277.14 \text{ kg}$$

$$\mu_t \cdot R_v = 0.30 \times 18869.48 = 5660.84 \text{ Kg}$$

Por lo tanto: $\Sigma F_x \ll \mu_t \cdot R_v$ ¡OK!

7.3.4.2 ANCLAJE – 02 (A-2)

En las Fig. N° 7-41, 7-42 y 7-43 se muestra el perfil longitudinal, la presión hidrostática y la descomposición de fuerzas correspondientes al A-2.

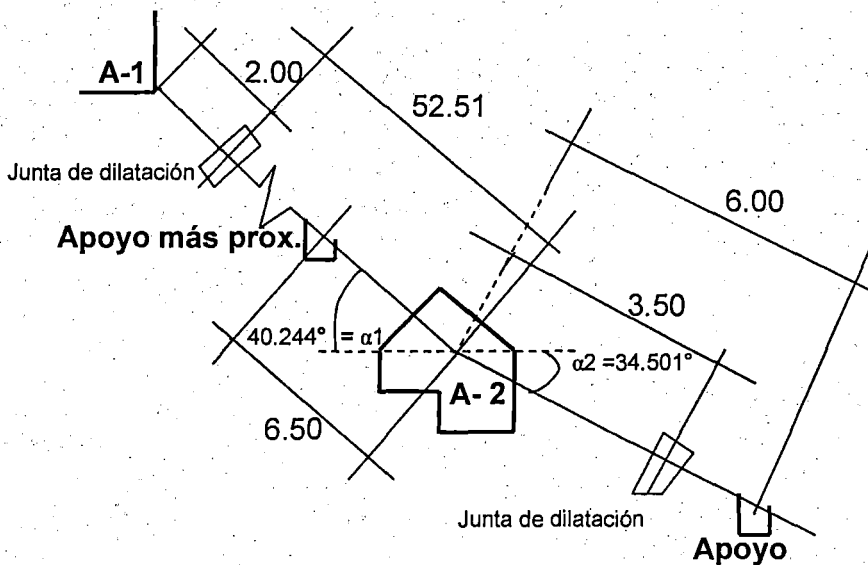


Fig. N° 7-41: Perfil longitudinal

Altura bruta $H_{b2} = 42.14\text{m}$

$e = e_{\min}$ (espesor mínimo comercial) = $3/16'' = 5.00 \text{ mm}$

$q_{H_2O} = 114.01 \text{ kg/m}$

$q_t = \gamma_t \cdot \pi \cdot e \cdot (D_i + e) = 7860 \times \pi \times 0.005 \cdot (0.381 + 0.005) = 47.66 \text{ kg/m}$

$q = q_{H_2O} + q_t = 114.01 + 47.66 = 161.67 \text{ kg/m}$.

A) COMPONENTE DEL PESO DE LA TUBERÍA CON AGUA Y JUNTA DE DILATACIÓN PERPENDICULAR A LA TUBERÍA (F1)

$$L_1 = 6.50 \text{ m}, L'_1 = 3.50$$

$$F_1 = (W_{H_2O} + W_{t1}) \cos \alpha_1$$

W_{H_2O} = Peso total del agua, aguas arriba del anclaje y correspondiente a L_1

$$W_{H_2O} = q_{H_2O} \cdot L_1$$

W_{t1} = Peso total de la tubería, aguas arriba del anclaje y correspond. a L_1

$$W_{t1} = q_t \cdot L_1$$

$$F_1 = ((q_{H_2O} + q_t) L_1) \cos \alpha_1 = (161.67 \times 6.50) \cos 40.244^\circ = 802.72 \text{ kg.}$$

$$F'_1 = (W'_{H_2O} + W'_{t1} + W_{JD/2}) \cos \alpha_2$$

W'_{H_2O} = Peso total del agua, aguas abajo del anclaje y correspond. a L'_1

$$W'_{H_2O} = q_{H_2O} \cdot L'_1$$

W'_{t1} = Peso total de la tubería, aguas abajo del anclaje y correspond. a L'_1

$$W'_{t1} = q_t \cdot L'_1$$

W_{JD} = Peso de la junta de dilatación, aguas abajo del anclaje $\approx 200 \text{ kg}$

$$F'_1 = ((q_{H_2O} + q_t) L'_1 + W_{JD/2}) \cos \alpha_2 = (161.67 \times 3.50 + 100) \cos 34.501^\circ = 548.73 \text{ kg.}$$

B) COMPONENTE DEL PESO DE LA TUBERÍA Y JUNTA DE DILATACIÓN PARALELO A LA TUBERÍA (F2)

$$L_2 = 52.51 \text{ m}, L'_2 = 3.50$$

$$F_2 = (q_t \cdot L_2 + W_{JD/2}) \sin \alpha_1 = (47.66 \times 52.51 + 100) \sin 40.244^\circ = 1681.41 \text{ kg.}$$

$$F'_2 = (q_t \cdot L'_2 + W_{JD/2}) \sin \alpha_2 = (47.66 \times 3.50 + 100) \sin 34.501^\circ = 151.13 \text{ kg.}$$

C) FUERZA DE FRICCIÓN ENTRE LA TUBERÍA Y LOS APOYOS (F3)

$$L_3 = 52.51 \text{ m}, L'_3 = 0.00$$

$$\mu = 0.20$$

$$F_3 = \mu((q_{H_2O} + q_t) L_3 + W_{JD/2}) \cos \alpha_1 = 0.20(161.67 \times 52.51 + 100) \cos 40.244^\circ = 1311.24 \text{ kg.}$$

$$F'_3 = 0.00$$

D) FUERZA EN LOS CAMBIOS DE DIRECCIÓN DEBIDO A LA PRESIÓN HIDROSTÁTICA (F4)

Altura bruta = $H_b2 = H = 42.14\text{m}$
Diámetro interior = $D = 15'' = 0.381$

$F4 = 1.60(10)^3 \cdot H \cdot D^2 \cdot \text{Sen}[(\alpha_2 - \alpha_1)/2]$, como $\alpha_2 < \alpha_1$, entonces F4 es hacia adentro de A-2

$$F4 = 1.60 \times 10^3 \times 42.14 \times (0.381)^2 \text{Sen}[(34.501^\circ - 40.244^\circ)/2] = -490.31 \text{ kg.}$$

E) FUERZA DEBIDO AL CAMBIO DE DIRECCIÓN DE LA CANTIDAD DE MOVIMIENTO (F5)

Q = Caudal de diseño = 0.30 m³/s.

$F5 = 250(Q/D)^2 \cdot \text{Sen}[(\alpha_2 - \alpha_1)/2]$, como $\alpha_2 < \alpha_1$, entonces F5 es hacia adentro de A-2

$$F5 = 250(0.30/0.381)^2 \text{Sen}[(34.501^\circ - 40.244^\circ)/2] = -7.80 \text{ kg.}$$

F) FUERZA DE ARRASTRE EN LA TUBERÍA DEBIDO A AL MOVIMIENTO DEL AGUA (F6)

$L6 = 52.51\text{m}$, $L'6 = 3.50\text{m}$

$$F6 = 16Q^2 \cdot L6 \times 1000 / (C^2 \cdot \pi \cdot D^3)$$

$$C = 87 / (1 + \lambda/R^{1/2})$$

$$R = \text{Radio hidráulico} = D/4 = 0.381/4 = 0.095$$

$$\lambda = \text{Coeficiente de rugosidad} = 0.16$$

$$C = 57.27$$

$$F6 = 16 \times 0.30^2 \times 52.51 \times 1000 / (57.27^2 \times \pi \times 0.381^3) = 132.70 \text{ kg.}$$

$$F'6 = 16Q^2 \cdot L'6 \cdot 1000 / (C^2 \cdot \pi \cdot D^3)$$

$$F'6 = 16 \times 0.30^2 \times 3.50 \times 1000 / (57.27^2 \times \pi \times 0.381^3) = 8.84 \text{ kg.}$$

G) FUERZA DE FRICCIÓN EN LA JUNTA DE DILATACIÓN (F7)

$$F7 \approx 10D, D \text{ en mm}$$

$$D = 381\text{mm}$$

$$F7 = F'7 = 10 \times 381 = 3810 \text{ kg.}$$

H) FUERZA DEBIDA A LA PRESIÓN HIDROSTÁTICA DENTRO DE LA JUNTA DE DILATACIÓN (F8)

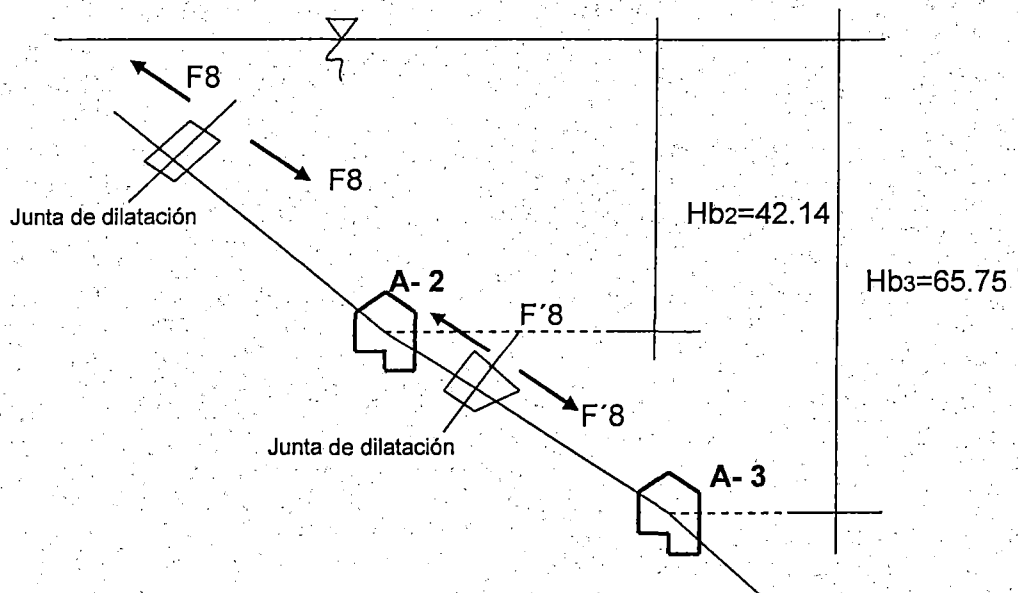


Fig. N° 7-42: Carga hidrostática en los A-2 y A-3

$$F8 = 3.10Hb2.D.t$$

Hb2 = Altura bruta en el A-2 en m= 42.14m

D = Diámetro interior de tubería en m= 0.381m

t = Espesor de la pared de la tubería en mm = 5.00mm.

$$F8 = 3.10 \times 42.14 \times 0.381 \times 5 = 248.86 \text{ kg.}$$

$$F'8 = 3.10Hb3.D.t$$

Hb3 = Altura bruta en el A-3 en m= 65.75m

$$F'8 = 3.10 \times 65.75 \times 0.381 \times 5 = 388.29 \text{ kg.}$$

- DESCOMPOSICIÓN DE FUERZAS

Analizando todas las fuerzas que actúan en el codo, no se toma en cuenta el peso del anclaje, el mismo que actúa en su C.G.

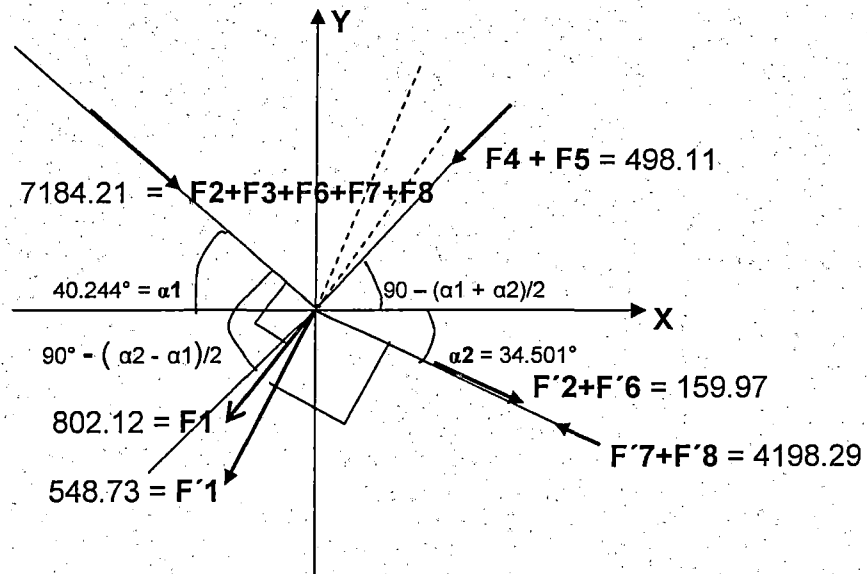


Fig. N° 7-43: Descomposición de fuerzas en los ejes "X", "Y"

- SUMA DE FUERZAS EN EL EJE "X" (ΣF_x)

$$\Sigma F_x = (F_2+F_3+F_6+F_7+F_8)\cos \alpha_1 + (F'_2+F'_6 - F'_7-F'_8)\cos \alpha_2 - (F_4 + F_5)\text{Sen}[(\alpha_1 + \alpha_2)]/2 - F_1.\text{Sen} \alpha_1 - F'_1.\text{Sen} \alpha_2$$

$$\Sigma F_x = 7184.21 \times \cos 40.244^\circ + (159.97 - 4198.29)\cos 34.501^\circ - 498.11 \times \text{Sen}[(40.244^\circ + 34.501^\circ)/2] - 802.12 \times \text{Sen} 40.244^\circ - 548.73 \times \text{Sen} 34.501^\circ$$

$$\Sigma F_x = 5483.71 - 3328.05 - 302.35 - 518.20 - 310.81$$

$$\Sigma F_x = 1024.30 \text{ kg.}$$

- SUMA DE FUERZAS EN EL EJE "Y" (ΣF_y)

$$\Sigma F_y = - 7184.21 \times \text{Sen} 40.244^\circ + (-159.97 + 4198.29)\text{Sen} 34.501^\circ - 498.11 \times \cos[(40.244^\circ + 34.501^\circ)/2] - 802.12 \times \cos 40.244^\circ - 548.73 \times \cos 34.501^\circ$$

$$\Sigma F_y = - 4641.32 + 2287.39 - 395.85 - 612.30 - 452.22$$

$$\Sigma F_y = - 3814.30 \text{ kg.}$$

- CENTRO DE GRAVEDAD DEL ANCLAJE (C.G)

Las dimensiones del A-2 sacadas del plano respectivo, para obtener su peso W y C.G se muestran en la Fig. N° 7-44.

$$W = \gamma_c \cdot \text{Vol} = 24960.00 \text{ kg.}$$

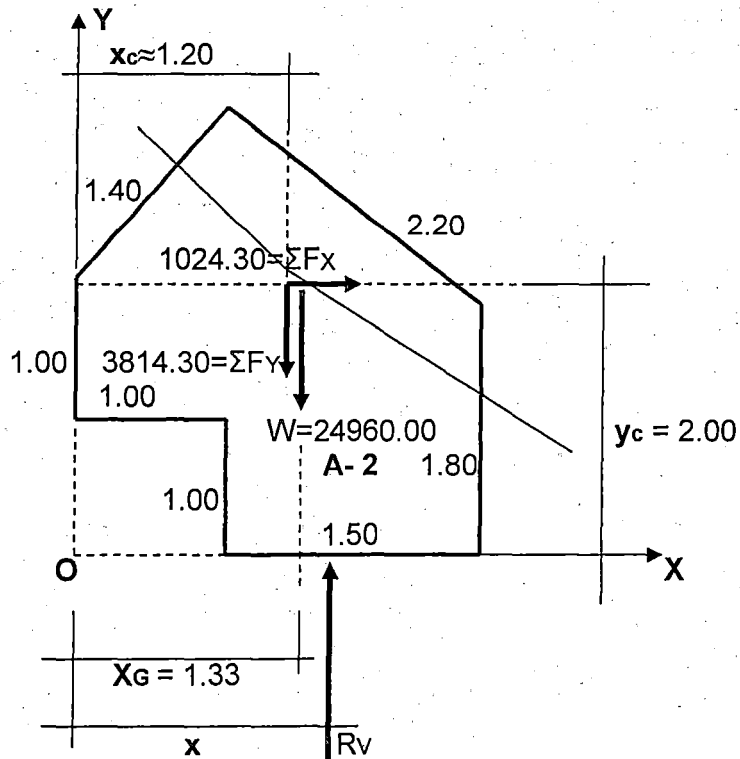


Fig. N° 7-44: Dimensiones del A-2, para hallar su W y C.G

De la Fig. N° 7-40, dibujado ha escala se obtiene lo siguiente:

$$X_G = 1.33\text{m}$$

- CALCULO DE LA UBICACIÓN DE R_v

Aplicando la segunda condición de equilibrio

$$\Sigma M_o = R_v(x) - 1024.30(2.00) - 24960.00(1.33) - 3814.30(1.20) = 0$$

$$R_v(x) = 39822.60$$

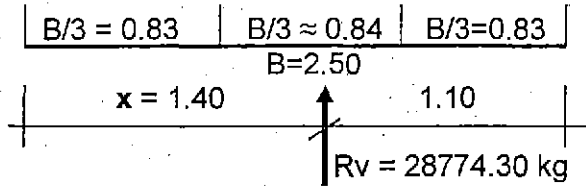
$$R_v = W + \Sigma F_y = 24960.00 + 3814.30 = 28774.30 \text{ kg}$$

$$x = 39822.60/28774.30 = 1.40\text{m}$$

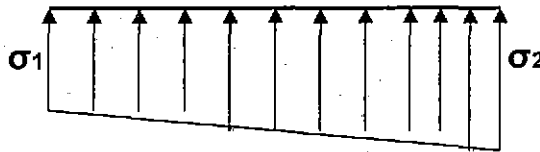
- ESTABILIDAD AL VOLTEO

Para que exista estabilidad al volteo se debe cumplir lo siguiente:

$$\sigma_{\max} < \sigma_{\text{adm}} \text{ y } \sigma_{\min} > 0$$



Como se puede apreciar R_v cae en el tercio medio de la base del anclaje, por lo tanto los esfuerzos tendrá una distribución trapezoidal, ubicándose el máximo esfuerzo en el extremo al cual esta más cercano R_v .



$$\sigma = R_v/A(1 \pm 6e/B)$$

$$e = x - B/2 = 1.35 - 1.25 = 0.15$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= \sigma_2 = R_v/A(1 + 6e/B) = 28774.30/(2.50 \times 2.00)(1 + 6 \times 0.15/2.50) \\ \sigma_{\max} &= 7826.61 \text{ Kg/m}^2 = 0.7827 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 4.00 \text{ kg/cm}^2.$$

Por lo tanto: $\sigma_{\max} < \sigma_{\text{adm}}$ ¡OK!

$$\sigma_{\min} = \sigma_1 = R_v/A(1 - 6e/B) = 28774.30/(2.50 \times 2.00)(1 - 6 \times 0.15/2.50)$$

$$\sigma_{\min} = 3683.10 \text{ kg/m}^2 = 0.3683 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto: $\sigma_{\min} > 0$ ¡OK!

- ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Para que exista estabilidad al deslizamiento se debe cumplir lo siguiente:

$\Sigma F_x < \mu_t(\Sigma F_y + W) = \mu_t.R_v$, (μ_t = coeficiente de fricción entre suelo y concreto).

De tabla para una arcilla dura se tiene $\mu_t = 0.30$

$\Sigma F_x = 1024.30 \text{ kg}$.

$\mu_t.R_v = 0.30 \times 28774.30 = 8632.30 \text{ kg}$.

Por lo tanto: $\Sigma F_x \ll \mu_t.R_v$ ¡OK!

7.3.4.3 ANCLAJE – 03 (A- 3)

En las Fig. N° 7-45, 7-46 y 7-47 se muestra el perfil longitudinal, la presión hidrostática y la descomposición de fuerzas correspondientes al A-3.

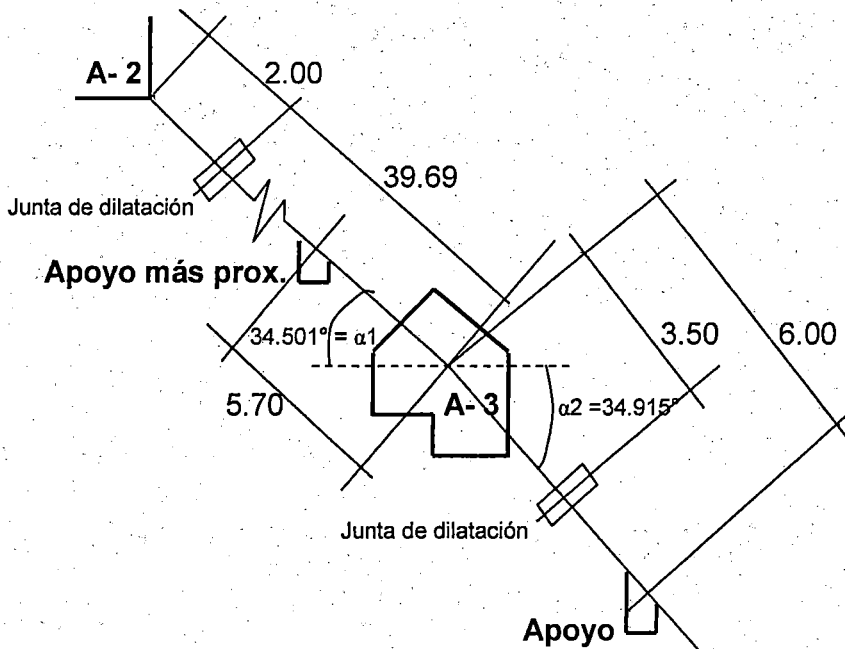


Fig. N° 7-45: Perfil longitudinal

Altura bruta $H_{b1} = 6.91 \text{ m}$

$e = e_{\text{min}}$ (espesor mínimo comercial) = $3/16'' = 5.00 \text{ mm}$

$q_{H_2O} = 114.01 \text{ kg/m}$

$q_t = \gamma_t \cdot \pi \cdot e \cdot (D_i + e) = 7860 \times \pi \times 0.005 (0.381 + 0.005) = 47.66 \text{ kg/m}$

$q = q_{H_2O} + q_t = 114.01 + 17.66 = 161.67 \text{ kg/m}$.

A) COMPONENTE DEL PESO DE LA TUBERÍA CON AGUA Y JUNTA DE DILATACIÓN PERPENDICULAR A LA TUBERÍA (F1)

$$L_1 = 5.70 \text{ m}, L'_1 = 3.50$$

$$F_1 = (W_{H_2O} + W_{t1}) \cos \alpha_1$$

W_{H_2O} = Peso total del agua, aguas arriba del anclaje y correspondiente a L_1

$$W_{H_2O} = q_{H_2O} \cdot L_1$$

W_{t1} = Peso total de la tubería, aguas arriba del anclaje y correspond. a L_1

$$W_{t1} = q_t \cdot L_1$$

$$F_1 = (q_{H_2O} + q_t) \cdot L_1 \cdot \cos \alpha_1 = (161.67 \times 5.70) \cos 34.501^\circ = 759.44 \text{ kg.}$$

$$F'_1 = (W'_{H_2O} + W'_{t1} + W_{JD/2}) \cos \alpha_2$$

W'_{H_2O} = Peso total del agua, aguas abajo del anclaje y correspond. a L'_1

$$W'_{H_2O} = q_{H_2O} \cdot L'_1$$

W'_{t1} = Peso total de la tubería, aguas abajo del anclaje y correspond. a L'_1

$$W'_{t1} = q_t \cdot L'_1$$

W_{JD} = Peso de la junta de dilatación, aguas abajo del anclaje $\approx 200 \text{ kg}$

$$F'_1 = ((q_{H_2O} + q_t) L'_1 + W_{JD/2}) \cos \alpha_2 = (161.67 \times 3.50 + 100) \cos 34.915^\circ = 546.00 \text{ kg.}$$

B) COMPONENTE DEL PESO DE LA TUBERÍA Y JUNTA DE DILATACIÓN PARALELO A LA TUBERÍA (F2)

$$L_2 = 39.69 \text{ m}, L'_2 = 3.50$$

$$F_2 = (q_t \cdot L_2 + W_{JD/2}) \sin \alpha_1 = (47.66 \times 39.69 + 100) \sin 34.501^\circ = 1128.10 \text{ kg.}$$

$$F'_2 = (q_t \cdot L'_2 + W_{JD/2}) \sin \alpha_2 = (47.66 \times 3.5 + 100) \sin 34.915^\circ = 152.71 \text{ kg.}$$

C) FUERZA DE FRICCIÓN ENTRE LA TUBERÍA Y LOS APOYOS (F3)

$$L_3 = 39.69 \text{ m}, L'_3 = 0.00, \quad \mu = 0.20$$

$$F_3 = \mu((q_{H_2O} + q_t) \cdot L_3 + W_{JD/2}) \cos \alpha_1 = 0.20(161.67 \times 39.69 + 100) \cos 34.501^\circ = 1074.10 \text{ kg.}$$

$$F'_3 = 0.00$$

D) FUERZA EN LOS CAMBIOS DE DIRECCIÓN DEBIDO A LA PRESIÓN HIDROSTÁTICA (F4)

Altura bruta = $H_b = H = 65.75\text{m}$

Diámetro interior = $D = 15'' = 0.381$

$F_4 = 1.60(10)^3 \cdot H \cdot D^2 \cdot \text{Sen}[(\alpha_2 - \alpha_1)/2]$, como $\alpha_2 > \alpha_1$, entonces F_4 es hacia afuera de A-3

$$F_4 = 1.60 \times 10^3 \times 65.75 \times (0.381)^2 \cdot \text{Sen}[(34.915^\circ - 34.501^\circ)/2] = 55.17 \text{ kg.}$$

E) FUERZA DEBIDO AL CAMBIO DE DIRECCIÓN DE LA CANTIDAD DE MOVIMIENTO (F5)

$Q =$ Caudal de diseño = $0.30\text{m}^3/\text{s}$.

$F_5 = 250(Q/D)^2 \cdot \text{Sen}[(\alpha_2 - \alpha_1)/2]$, como $\alpha_2 > \alpha_1$, entonces F_5 es hacia afuera de A-3

$$F_5 = 250 \times (0.30/0.381)^2 \times \text{Sen}[(34.915^\circ - 34.501^\circ)/2] = 0.56 \text{ kg, despreciable}$$

F) FUERZA DE ARRASTRE EN LA TUBERÍA DEBIDO A AL MOVIMIENTO DEL AGUA (F6)

$L_6 = 39.69\text{m}$, $L'_6 = 3.50\text{m}$

$$F_6 = 16Q^2 \cdot L_6 \cdot 1000 / (C^2 \cdot \pi \cdot D^3)$$

$$C = 87 / (1 + \lambda/R^{1/2})$$

$$R = \text{Radio hidráulico} = D/4 = 0.381/4 = 0.095$$

$$\lambda = \text{Coeficiente de rugosidad} = 0.16$$

$$C = 57.27$$

$$F_6 = 16 \times 0.30^2 \times 39.69 \times 1000 / (57.27^2 \times \pi \times 0.381^3) = 100.29 \text{ kg.}$$

$$F'_6 = 16Q^2 \cdot L'_6 \cdot 1000 / (C^2 \cdot \pi \cdot D^3)$$

$$F'_6 = 16 \times 0.30^2 \times 3.50 \times 1000 / (57.27^2 \times \pi \times 0.381^3) = 8.84 \text{ kg}$$

G) FUERZA DE FRICCIÓN EN LA JUNTA DE DILATACIÓN (F7)

$F_7 \approx 10D$, D en mm

$D = 381\text{mm}$

$$F_7 = F'_7 = 10 \times 381 = 3810.00 \text{ kg.}$$

H) FUERZA DEBIDA A LA PRESIÓN HIDROSTÁTICA DENTRO DE LA JUNTA DE DILATACIÓN (F8)

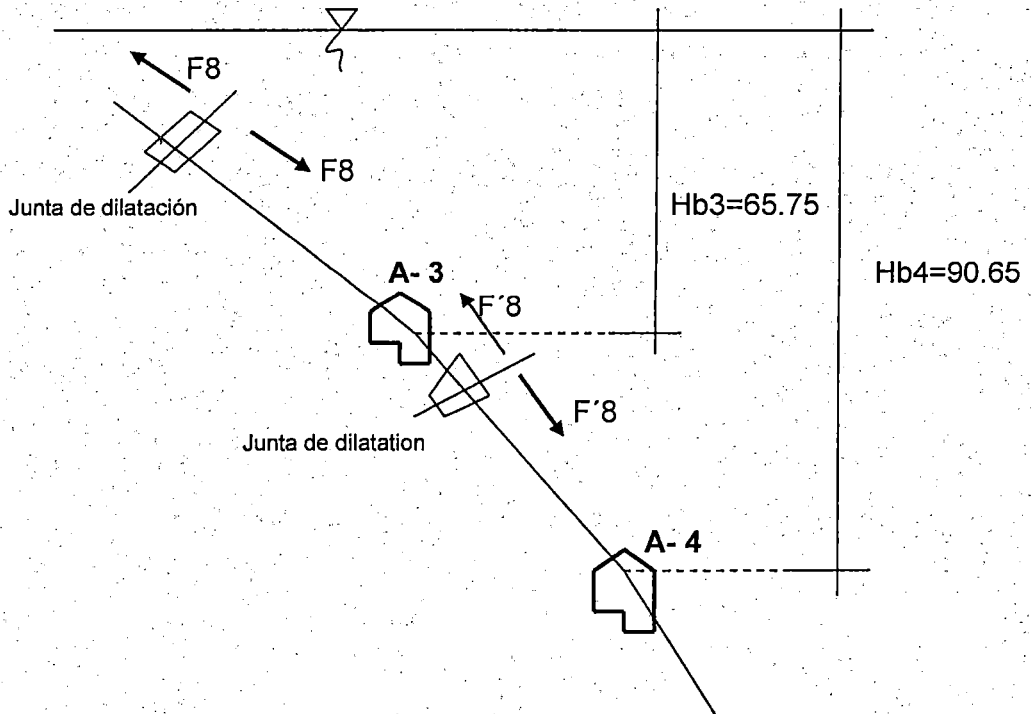


Fig. N° 7-46: Carga hidrostática en los anclajes A-3 y A-4

$$F8 = 3.10Hb3.D.t$$

Hb3 = Altura bruta en el A-3 en m= 65.75m

D = Diámetro interior de tubería en m= 0.381m

t = Espesor de la pared de la tubería en mm = 5.00mm.

$$F8 = 3.10 \times 65.75 \times 0.381 \times 5 = 388.29 \text{ kg.}$$

$$F'8 = 3.10Hb4.D.t$$

Hb4 = Altura bruta en el A-4 en m= 90.65m

$$F'8 = 3.10 \times 90.65 \times 0.381 \times 5 = 535.33 \text{ kg.}$$

- DESCOMPOSICIÓN DE FUERZAS

Se considera todas las fuerzas que actúan en el codo, no se toma en cuenta el peso del anclaje, el mismo que actúa en el C.G del anclaje.

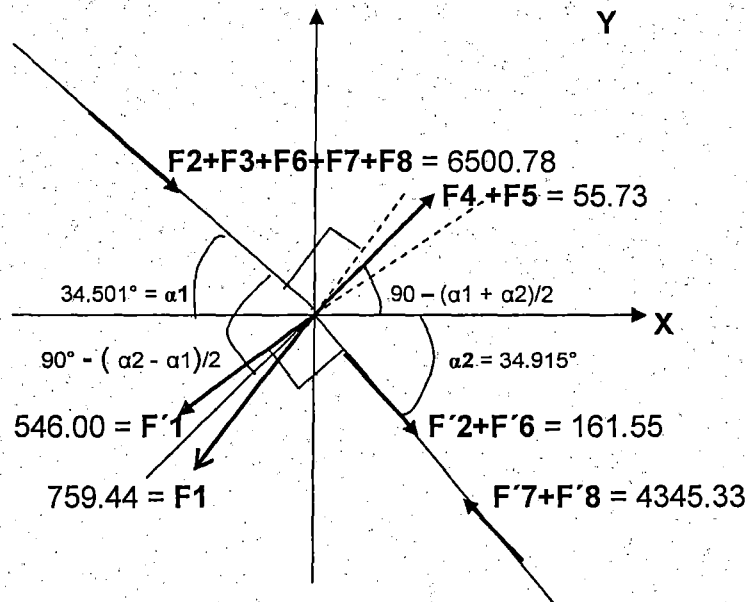


Fig. N° 7-47: Descomposición de fuerzas en los ejes "X", "Y"

- SUMA DE FUERZAS EN EL EJE "X" (ΣF_x)

$$\Sigma F_x = (F_2+F_3+F_6+F_7+F_8)\cos \alpha_1 + (F'_2+F'_6 - F'_7-F'_8)\cos \alpha_2 + (F_4 + 5) \times \text{Sen}[(\alpha_1 + \alpha_2)/2] - F_1 \times \text{Sen} \alpha_1 - F'_1 \times \text{Sen} \alpha_2$$

$$\Sigma F_x = 6500.78 \times \cos 34.501^\circ + (161.55 - 4345.33) \cos 34.915^\circ + 55.73 \times \text{Sen}[(34.501^\circ + 34.915^\circ)/2] - 759.44 \times \text{Sen} 34.501^\circ - 546.00 \times \text{Sen} 34.915^\circ$$

$$\Sigma F_x = 5357.40 - 3430.71 + 31.73 - 430.16 - 312.51$$

$$\Sigma F_x = 1215.75 \text{ kg.}$$

- SUMA DE FUERZAS EN EL EJE "Y" (ΣF_y)

$$\Sigma F_y = - 6500.78 \times \text{Sen} 34.501^\circ + (-161.55 + 4345.33) \text{Sen} 34.915^\circ + 55.73 \times \text{Cos}[(34.501^\circ + 34.915^\circ)/2] - 759.44 \times \text{Cos} 34.501^\circ - 546.00 \times \text{Cos} 34.915^\circ$$

$$\Sigma F_y = - 3682.18 + 2394.63 + 45.81 - 625.87 - 447.72$$

$$\Sigma F_y = - 2315.33 \text{ kg}$$

- CENTRO DE GRAVEDAD DEL ANCLAJE (C.G)

Las dimensiones del A-3 sacadas del plano respectivo, para obtener su peso W y C.G se muestran en la Fig. N° 7-48, las cuales son las mismas para el A-3

$$W = \gamma_c \cdot \text{Vol} = 24,960 \text{ kg}$$

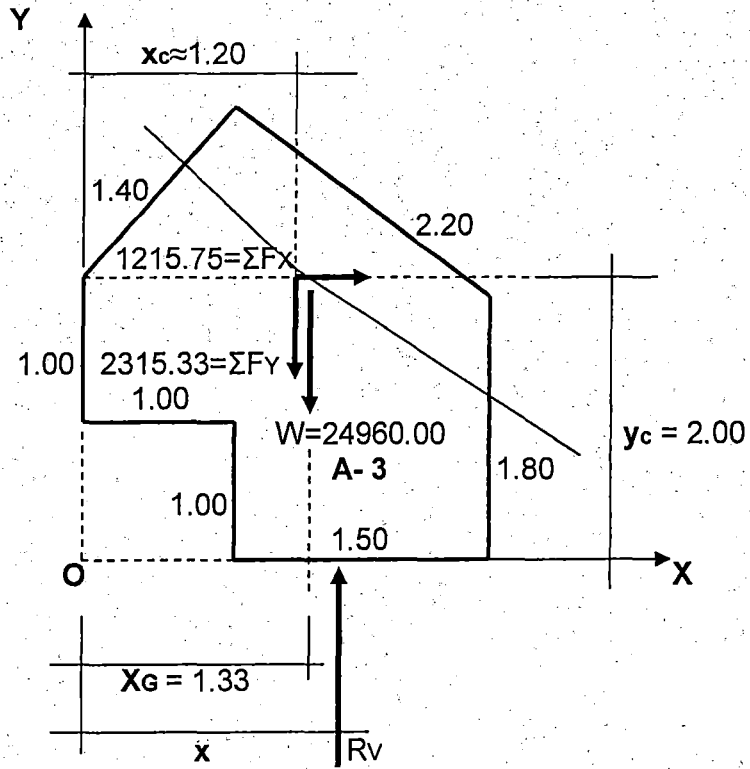


Fig. N° 7-48: Dimensiones del A-3 = A-2, para hallar su W y C.G

De la Fig. N° 7-48, dibujado ha escala se obtiene lo siguiente:

$$X_G = 1.33\text{m}$$

- CALCULO DE LA UBICACIÓN DE R_v

Aplicando la segunda condición de equilibrio

$$\Sigma M_o = R_v(x) - 1215.75(2.00) - 24960.00(1.33) - 2315.33(1.20) = 0$$

$$R_v(x) = 38406.70$$

$$R_v = W + \Sigma F_y = 24960.00 + 2315.33 = 27275.33 \text{ kg}$$

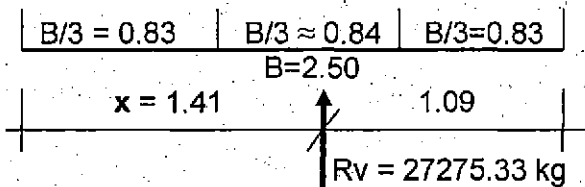
$$x = 38406.70 / 27275.33 = 1.41\text{m}$$

- ESTABILIDAD AL VOLTEO

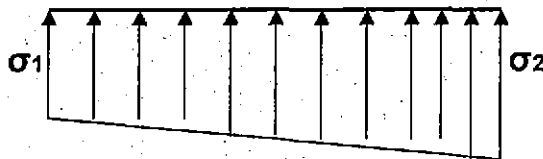
Para tener una distribución de esfuerzos tipo trapezoidal se debe cumplir que la reacción a la resultante de las fuerzas verticales R_v , debe caer dentro del tercio medio de la base del anclaje.

Para que exista estabilidad al volteo se debe cumplir lo siguiente:

$$\sigma_{\max} < \sigma_{\text{adm}} \text{ y } \sigma_{\min} > 0$$



Como se puede apreciar R_v cae en el tercio medio de la base del anclaje, por lo tanto los esfuerzos tendrán una distribución trapezoidal, ubicándose el máximo esfuerzo en el extremo al cual está más cercano R_v .



$$\sigma = R_v/A(1 \pm 6e/B)$$

$$e = x - B/2 = 1.43 - 1.25 = 0.16$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_2 = R_v/A(1 + 6e/B) = 27275.33/(2.50 \times 2.00)(1 + 6 \times 0.16/2.50)$$

$$\sigma_{\max} = 7549.81 \text{ kg/m}^2 = 0.7549 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 4.00 \text{ kg/cm}^2.$$

Por lo tanto: $\sigma_{\max} < \sigma_{\text{adm}}$ ¡OK!

$$\sigma_{\min} = \sigma_1 = R_v/A(1 - 6e/B) = 27275.33/(2.50 \times 2.00)(1 - 6 \times 0.16/2.50)$$

$$\sigma_{\min} = 3360.34 \text{ kg/m}^2 = 0.3360 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto: $\sigma_{\min} > 0$ ¡OK!

- ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Para que exista estabilidad al deslizamiento se debe cumplir lo siguiente:

$$\Sigma F_x < \mu_t(\Sigma F_y + W) = \mu_t.R_v, (\mu_t = \text{coeficiente de fricción entre suelo y concreto}).$$

De tabla para una arcilla dura se tiene $\mu_t = 0.30$

$$\Sigma F_x = 1215.75 \text{ kg},$$

$$\mu_t.R_v = 0.30 \times 27275.33 = 8182.60$$

Por lo tanto: $\Sigma F_x \ll \mu_t.R_v$ ¡OK!

7.3.4.4 ANCLAJE – 04 (A-4)

En las Fig. N° 7-49, 7-50 y 7-51 se muestra el perfil longitudinal, la presión hidrostática y la descomposición de fuerzas correspondientes al A-4.

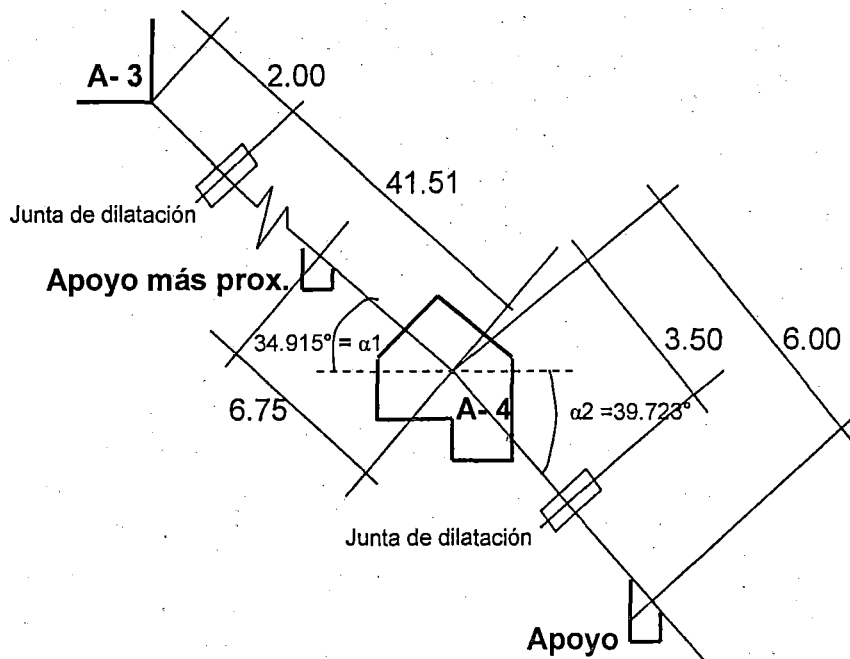


Fig. N° 7-49: Perfil longitudinal

Altura bruta $H_{b4} = 90.65\text{m}$

$e = e_d$ (espesor de diseño) = $3/16'' = 5.00 \text{ mm}$

$q_{H_2O} = 114.01 \text{ kg/m}$

$q_t = \gamma_t \cdot \pi \cdot e \cdot (D_i + e) = 7860 \times \pi \times 0.005 \times (0.381 + 0.005)$

$q_t = 47.66 \text{ kg/m}$

$q = q_{H_2O} + q_t = 114.01 + 47.66 = 161.67 \text{ kg/m.}$

A) COMPONENTE DEL PESO DE LA TUBERÍA CON AGUA Y JUNTA DE DILATACIÓN PERPENDICULAR A LA TUBERÍA (F1)

$$L_1 = 6.75 \text{ m}, L'_1 = 3.50$$

$$F_1 = (W_{H_2O} + W_{t1}) \cos \alpha_1$$

W_{H_2O} = Peso total del agua, aguas arriba del anclaje y correspondiente a L_1

$$W_{H_2O} = q_{H_2O} \cdot L_1$$

W_{t1} = Peso total de la tubería, aguas arriba del anclaje y correspond. a L_1

$$W_{t1} = q_t \cdot L_1$$

$$F_1 = (q_{H_2O} + q_t) L_1 \cos \alpha_1 = (161.67 \times 6.75) \cos 34.915^\circ = 894.85 \text{ kg.}$$

$$F'_1 = (W'_{H_2O} + W'_{t1} + W_{JD/2}) \cos \alpha_2$$

W'_{H_2O} = Peso total del agua, aguas abajo del anclaje y correspond. a L'_1

$$W'_{H_2O} = q_{H_2O} \cdot L'_1$$

W'_{t1} = Peso total de la tubería, aguas abajo del anclaje y correspond. a L'_1

$$W'_{t1} = q_t \cdot L'_1$$

W_{JD} = Peso de la junta de dilatación aguas abajo del anclaje $\approx 200 \text{ kg}$

$$F'_1 = ((q_{H_2O} + q_t) L'_1 + W_{JD/2}) \cos \alpha_2 = (161.67 \times 3.50 + 100) \cos 39.723^\circ = 512.13 \text{ kg.}$$

B) COMPONENTE DEL PESO DE LA TUBERÍA Y JUNTA DE DILATACIÓN PARALELO A LA TUBERÍA (F2)

$L_2 = 41.51 \text{ m}, L'_2 \approx 3.50$ (en el plano es 3.20m, pero con fines prácticos se asume 3.50 m)

$$F_2 = (q_t \cdot L_2 + W_{JD/2}) \sin \alpha_1 = (47.66 \times 41.51 + 100) \sin 34.915^\circ = 1189.60 \text{ kg.}$$

$$F'_2 = (q_t \cdot L'_2 + W_{JD/2}) \sin \alpha_2 = (47.66 \times 3.5 + 100) \sin 39.723^\circ = 170.51 \text{ kg.}$$

C) FUERZA DE FRICCIÓN ENTRE LA TUBERÍA Y LOS APOYOS (F3)

$$L_3 = 41.51 \text{ m}, L'_3 = 0.00$$

$$\mu = 0.20$$

$$F_3 = \mu((q_{H_2O} + q_t) \cdot L_3 + W_{JD/2}) \cos \alpha_1 = 0.20 \times (161.67 \times 41.51 + 100) \cos 34.915^\circ = 1117.00 \text{ kg.}$$

$$F'_3 = 0.00$$

D) FUERZA EN LOS CAMBIOS DE DIRECCIÓN DEBIDO A LA PRESIÓN HIDROSTÁTICA (F4)

Altura bruta = $H_b = H = 90.65\text{m}$
Diámetro interior = $D = 15'' = 0.381$

$F4 = 1.60(10)^3 \cdot H \cdot D^2 \cdot \text{Sen}[(\alpha_2 - \alpha_1)/2]$, como $\alpha_2 > \alpha_1$, entonces F4 es hacia afuera de A-4

$$F4 = 1.60 \times 10^3 \times 90.65 \times (0.381)^2 \times \text{Sen}[(39.723^\circ - 34.915^\circ)/2] = 883.12 \text{ kg.}$$

E) FUERZA DEBIDO AL CAMBIO DE DIRECCIÓN DE LA CANTIDAD DE MOVIMIENTO (F5)

Q = Caudal de diseño = $0.30\text{m}^3/\text{s}$

$F5 = 250(Q/D)^2 \times \text{Sen}[(\alpha_2 - \alpha_1)/2]$, como $\alpha_2 > \alpha_1$, entonces F5 es hacia afuera de A-4

$$F5 = 250(0.30/0.381)^2 \cdot \text{Sen}[(39.723^\circ - 34.915^\circ)/2] = 6.50 \text{ kg. despreciable}$$

F) FUERZA DE ARRASTRE EN LA TUBERÍA DEBIDO A AL MOVIMIENTO DEL AGUA (F6)

$L6 = 41.51\text{m}$, $L'6 = 3.50\text{m}$

$$F6 = 16Q^2 \cdot L6 \cdot 1000 / (C^2 \cdot \pi \cdot D^3)$$

$$C = 87 / (1 + \lambda R^{1/2})$$

$$R = \text{Radio hidráulico} = D/4 = 0.381/4 = 0.095$$

$$\lambda = \text{Coeficiente de rugosidad} = 0.16$$

$$C = 57.27$$

$$F6 = 16 \times 0.30^2 \times 41.51 \times 1000 / (57.27^2 \times \pi \times 0.381^3) = 104.90 \text{ kg.}$$

$$F'6 = 16Q^2 \cdot L'6 \cdot 1000 / (C^2 \cdot \pi \cdot D^3)$$

$$F'6 = 16 \times 0.30^2 \times 3.50 \times 1000 / (57.27^2 \times \pi \times 0.381^3) = 8.84 \text{ kg}$$

G) FUERZA DE FRICCIÓN EN LA JUNTA DE DILATACIÓN (F7)

$$F7 \approx 10xD, D \text{ en mm}$$

$$D = 381\text{mm}$$

$$F7 = F'7 = 10 \times 381 = 3810.00 \text{ kg.}$$

H) FUERZA DEBIDA A LA PRESIÓN HIDROSTÁTICA DENTRO DE LA JUNTA DE DILATACIÓN (F8)

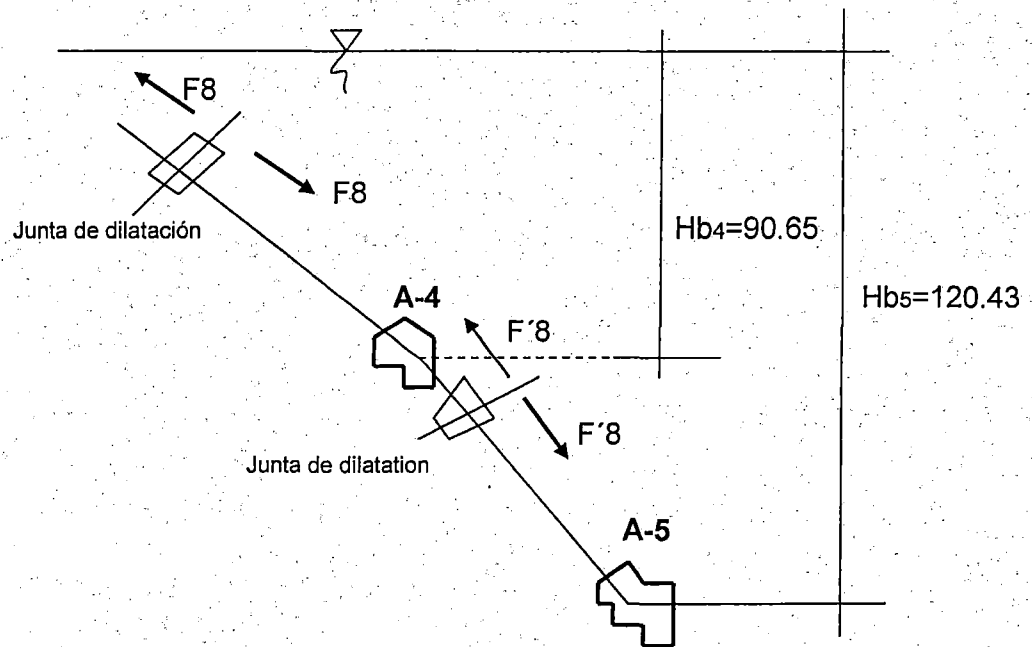


Fig. N° 7-50: Carga hidrostática en los anclajes A-4 y A-5

$$F8 = 3.10Hb4.D.t$$

Hb4 = Altura bruta en el A-4 en m= 90.65m

D = Diámetro interior de tubería en m= 0.381m

t = Espesor de la pared de la tubería en mm = 5.00mm.

$$F8 = 3.10 \times 90.65 \times 0.381 \times 5 = 535.33 \text{ kg.}$$

$$F'8 = 3.10Hb5.D.t$$

Hb5 = Altura bruta en el A-5 en m= 120.43m

$$F'8 = 3.10 \times 120.43 \times 0.381 \times 6 = 853.44 \text{ kg.}$$

- DESCOMPOSICIÓN DE FUERZAS

Acá se considera todas las fuerzas que actúan en el codo, no se toma en cuenta el peso, el mismo que actúa en el C.G del anclaje.

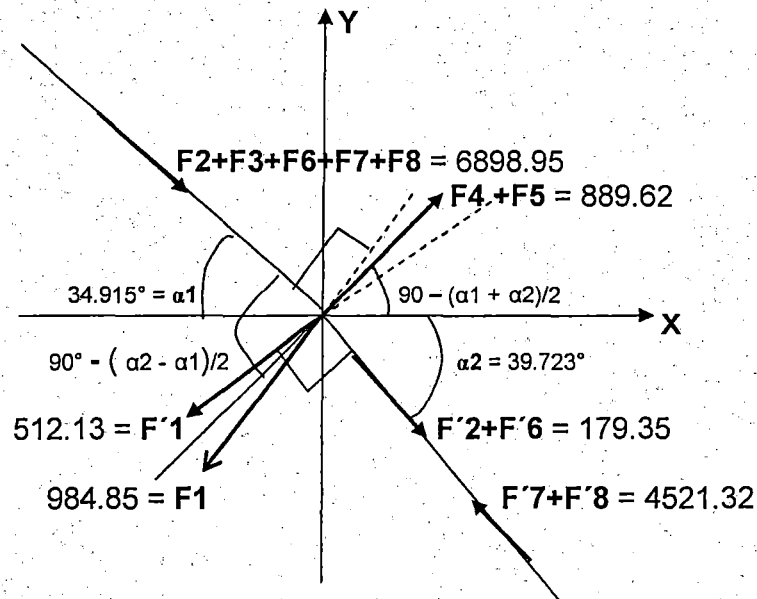


Fig. N° 7-51: Descomposición de fuerzas en los ejes "X", "Y"

- SUMA DE FUERZAS EN EL EJE "X" (ΣF_x)

$$\Sigma F_x = (F_2+F_3+F_6+F_7+F_8)\cos \alpha_1 + (F'_2+F'_6 - F'_7-F'_8)\cos \alpha_2 + (F_4 + F_5)\text{Sen}[(\alpha_1 + \alpha_2)/2] - F_1 \times \text{Sen} \alpha_1 - F'_1 \times \text{Sen} \alpha_2$$

$$\Sigma F_x = 6898.95 \times \cos 34.915^\circ + (179.35 - 4521.32) \cos 39.723^\circ + 889.62 \times \text{Sen}[(34.915^\circ + 39.723^\circ)/2] - 894.85 \times \text{Sen} 34.915^\circ - 512.13 \times \text{Sen} 39.723^\circ$$

$$\Sigma F_x = 5657.15 - 3339.60 + 539.33 - 512.18 - 327.30$$

$$\Sigma F_x = 2017.40 \text{ kg.}$$

- SUMA DE FUERZAS EN EL EJE "Y" (ΣF_y)

$$\Sigma F_y = - 6898.95 \times \text{Sen} 34.915^\circ + (-179.35 + 4521.32) \text{Sen} 39.723^\circ + 889.62 \times \cos[(34.915^\circ + 39.723^\circ)/2] - 894.85 \times \cos 34.915^\circ - 512.13 \times \cos 39.723^\circ$$

$$\Sigma F_y = - 3948.69 + 2774.85 + 707.50 - 733.80 - 394.00$$

$$\Sigma F_y = - 1594.14 \text{ kg.}$$

- CENTRO DE GRAVEDAD DEL ANCLAJE (C.G)

Las dimensiones del A-4 sacadas del plano respectivo, para obtener su peso W y C.G se muestran en la Fig. N° 7-52.

$$W = \gamma_c \cdot \text{Vol} = 26160.00 \text{ kg}$$

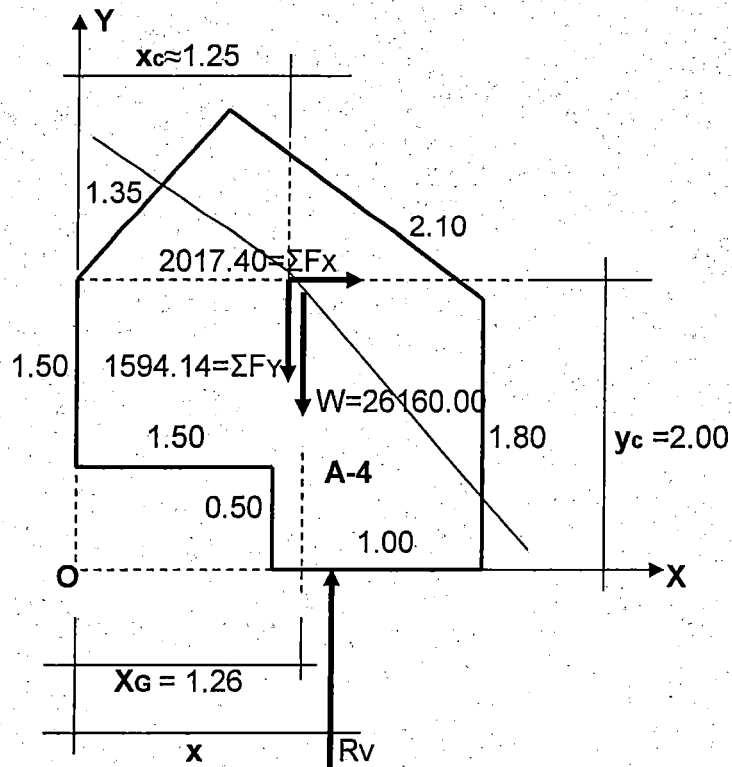


Fig. N° 7-52: Dimensiones del A-4, para hallar su W y C.G

De la Fig. N° 7-48, dibujado ha escala se obtiene lo siguiente:

$$X_G = 1.26\text{m}$$

- CALCULO DE LA UBICACIÓN DE R_v

Aplicando la segunda condición de equilibrio

$$\Sigma M_o = R_v(x) - 2017.40(2.00) - 26160.00(1.26) - 1594.14(1.25) = 0$$

$$R_v(x) = 38989.10$$

$$R_v = W + \Sigma F_y = 26160.00 + 1594.14 = 27754.14 \text{ kg}$$

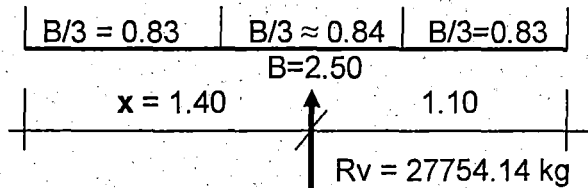
$$x = 38989.10 / 27754.14 = 1.40\text{m}$$

- ESTABILIDAD AL VOLTEO

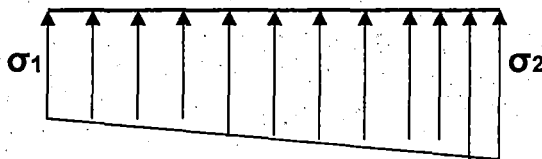
Para tener una distribución de esfuerzos tipo trapezoidal se debe cumplir que la reacción a la resultante de las fuerzas verticales R_v , debe caer dentro del tercio medio de la base del anclaje.

Para que exista estabilidad al volteo se debe cumplir lo siguiente:

$$\sigma_{\max} < \sigma_{\text{adm}} \text{ y } \sigma_{\min} > 0$$



Como se puede apreciar R_v cae en el tercio medio de la base del anclaje, por lo tanto los esfuerzos tendrá una distribución trapezoidal, ubicándose el máximo esfuerzo en el extremo al cual esta más cercano R_v .



$$\sigma = R_v/A(1 \pm 6e/B)$$

$$e = x - B/2 = 1.40 - 1.25 = 0.15$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_2 = R_v/A(1 + 6e/B) = 27754.14/(2.50 \times 2.00) \times (1 + 6 \times 0.15/2.50)$$

$$\sigma_{\max} = 7549.43 \text{ kg/m}^2 = 0.7549 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 4.00 \text{ kg/cm}^2.$$

Por lo tanto: $\sigma_{\max} < \sigma_{\text{adm}}$ ¡OK!

$$\sigma_{\min} = \sigma_1 = R_v/A(1 - 6e/B) = 27754.14/(2.50 \times 2.00) \times (1 - 6 \times 0.15/2.50)$$

$$\sigma_{\min} = 3552.53 \text{ kg/m}^2 = 0.3553 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto: $\sigma_{\min} > 0$ ¡OK!

- ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Para que exista estabilidad al deslizamiento se debe cumplir lo siguiente:

$\Sigma F_x < \mu_t(\Sigma F_y + W) = \mu_t.R_v$, (μ_t = coeficiente de fricción entre suelo y concreto).

De tabla para una arcilla dura se tiene $\mu_t = 0.30$

$\Sigma F_x = 2017.40 \text{ kg}$,

$\mu_t.R_v = 0.30 \times 27754.14 = 8326.24$

Por lo tanto: $\Sigma F_x \ll \mu_t.R_v$ ¡OK!

7.3.4.5 ANCLAJE – 05 (A- 5)

En las Fig. N° 7-53, 7-54 y 7-55 se muestra el perfil longitudinal, la presión hidrostática y la descomposición de fuerzas correspondientes al A-5.

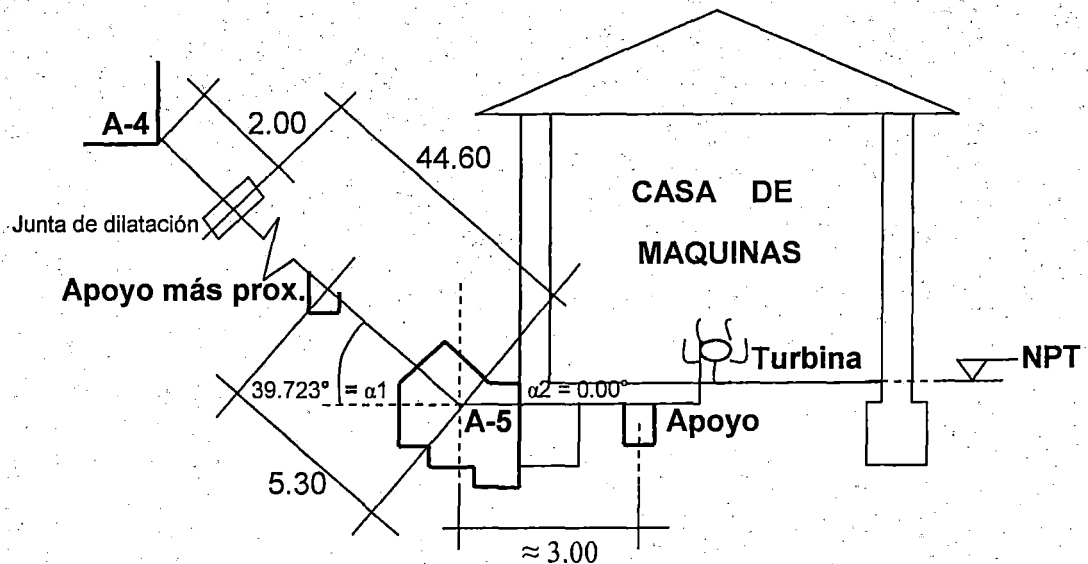


Fig. N° 7-53: Perfil longitudinal

Altura bruta $H_{b5} = 120.43\text{m}$

$e = e_d$ (espesor de diseño) = $1/4'' \approx 6.00 \text{ mm}$

$q_{H_2O} = 114.01 \text{ kg/m}$

$q_t = \gamma_t \cdot \pi \cdot e \cdot (D_i + e) = 7860 \times \pi \times 0.006 \times (0.381 + 0.006)$

$q_t = 57.34 \text{ kg/m}$

$q = q_{H_2O} + q_t = 114.01 + 57.34 = 171.35 \text{ kg/m}$.

A) COMPONENTE DEL PESO DE LA TUBERÍA CON AGUA Y VALVULA COMPUERTA PERPENDICULAR A LA TUBERIA (F1)

$$L_1 = 5.30 \text{ m}, L'_1 \approx 3.00$$

$$F_1 = (W_{H_2O} + W_{t1}) \cdot \cos \alpha_1$$

W_{H_2O} = Peso total del agua, aguas arriba del anclaje y correspondiente a L_1

$$W_{H_2O} = q_{H_2O} \cdot L_1$$

W_{t1} = Peso total de la tubería, aguas arriba del anclaje y correspond. a L_1

$$W_{t1} = q_t \cdot L_1$$

$$F_1 = ((q_{H_2O} + q_t) L_1) \cdot \cos \alpha_1 = (171.35 \times 5.30) \cos 39.723^\circ = 698.50 \text{ kg.}$$

$$F'_1 = (W'_{H_2O} + W'_{t1} + W_{vc}) \cos \alpha_2$$

W'_{H_2O} = Peso total del agua, aguas abajo del anclaje y correspond. a L'_1

$$W'_{H_2O} = q_{H_2O} \cdot L'_1$$

W'_{t1} = Peso total de la tubería, aguas abajo del anclaje y correspond. a L'_1

$$W'_{t1} = q_t \cdot L'_1$$

W_{vc} = Peso de la válvula compuerta aguas abajo del anclaje $\approx 200 \text{ kg}$

$$F'_1 = ((q_{H_2O} + q_t) \cdot L'_1 + W_{vc}) \cos \alpha_2 = (171.35 \times 3.00 + 100) \cos 0.00^\circ = 614.05 \text{ kg.}$$

B) COMPONENTE DEL PESO DE LA TUBERÍA Y VALVULA COMPUERTA PARALELO A LA TUBERIA (F2)

$$L_2 = 44.60 \text{ m}, L'_2 \approx 3.00 \text{ m}$$

$$F_2 = (q_t \cdot L_2 + W_{JD/2}) \sin \alpha_1 = (57.34 \times 44.60 + 100) \sin 39.723^\circ = 1698.26 \text{ kg.}$$

$$F'_2 = (q_t \cdot L'_2 + W_{JD/2}) \sin \alpha_2 = (57.34 \times 3.50 + 100) \sin 0.00^\circ = 0.00 \text{ kg.}$$

C) FUERZA DE FRICCIÓN ENTRE LA TUBERÍA Y LOS APOYOS (F3)

$$L_3 = 46.60 \text{ m}, L'_3 = 3.00$$

μ = Coeficiente de fricción hierro sobre hierro = 0.20 (la tubería descansará en los apoyos sobre una plancha de hierro)

$$F_3 = \mu((q_{H_2O} + q_t) L_3 + W_{JD/2}) \cos \alpha_1 = 0.20 \times (171.35 \times 44.60 + 100) \cos 39.723^\circ = 1191.00 \text{ kg.}$$

Debido a que aguas abajo del anclaje A-5, no existe junta de dilatación entonces $F'_3 = 0.00$. En este tramo los efectos de la dilatación de la tubería son absorbidos por la junta de montaje, asimismo debido a que dicho tramo

se encuentra bajo la sombra de la casa de máquinas, entonces la dilatación será mínima.

D) FUERZA EN LOS CAMBIOS DE DIRECCIÓN DEBIDO A LA PRESIÓN HIDROSTÁTICA (F4)

Altura bruta = $H_b = H = 120.43\text{m}$

Diámetro interior = $D = 15'' = 0.381$

$F4 = 1.60 \cdot 10^3 \cdot H \cdot D^2 \cdot \text{Sen}[(\alpha_2 - \alpha_1)/2]$, como $\alpha_2 < \alpha_1$, entonces F4 es hacia adentro de A-5

$$F4 = 1.60 \times 10^3 \times 120.43 \times (0.381)^2 \cdot \text{Sen}[(0.00^\circ - 39.723^\circ)/2] = -9503.00 \text{ kg.}$$

E) FUERZA DEBIDO AL CAMBIO DE DIRECCIÓN DE LA CANTIDAD DE MOVIMIENTO (F5)

Q = Caudal de diseño = $0.30\text{m}^3/\text{s}$.

$F5 = 250(Q/D)^2 \cdot \text{Sen}[(\alpha_2 - \alpha_1)/2]$, como $\alpha_2 < \alpha_1$, entonces F5 es hacia adentro de A-5

$$F5 = 250 \times (0.30/0.381)^2 \times \text{Sen}[(0.00^\circ - 39.723^\circ)/2] = -52.70 \text{ kg.}$$

F) FUERZA DE ARRASTRE EN LA TUBERÍA DEBIDO A AL MOVIMIENTO DEL AGUA (F6)

$L6 = 44.60\text{m}$, $L'6 \approx 3.00 \text{ m}$

$$F6 = 16Q^2 \cdot L6 \cdot 1000 / (C^2 \cdot \pi \cdot D^3)$$

$$C = 87 / (1 + \lambda/R^{1/2})$$

$$R = \text{Radio hidráulico} = D/4 = 0.381/4 = 0.095$$

$$\lambda = \text{Coeficiente de rugosidad} = 0.16$$

$$C = 57.27$$

$$F6 = 16 \times 0.30^2 \times 44.60 \times 1000 / (57.27^2 \times \pi \times 0.381^3) = 112.70 \text{ kg.}$$

$$F'6 = 16Q^2 \cdot L'6 \cdot 1000 / (C^2 \cdot \pi \cdot D^3)$$

$$F'6 = 16 \times 0.30^2 \times 3.00 \times 1000 / (57.27^2 \times \pi \times 0.381^3) = 7.58 \text{ kg}$$

G) FUERZA DE FRICCIÓN EN LA JUNTA DE DILATACIÓN (F7)

$F7 \approx 10D$, D en mm

$D = 381\text{mm}$

$$F7 = 10 \times 381 = 3810 \text{ kg.}$$

$F'7 = 0.00$, debido que no existe junta de dilatación.

H) FUERZA DEBIDA A LA PRESIÓN HIDROSTÁTICA DENTRO DE LA JUNTA DE DILACIÓN (F8)

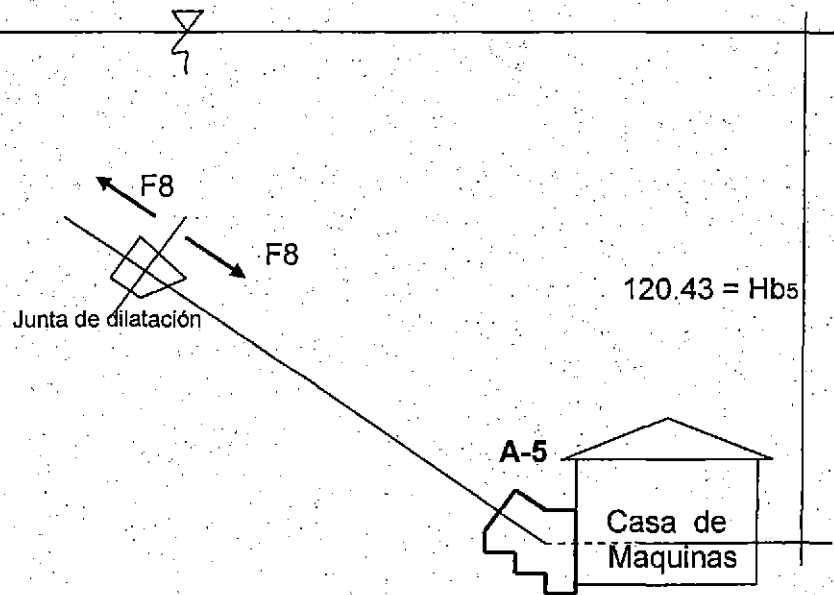


Fig. N° 7-54: Carga hidrostática en el A-5

$$F8 = 3.10.Hb5.D.t$$

Hb5 = Altura bruta en el A-5 en m= 120.45m

D = Diámetro interior de tubería en m= 0.381m

t = Espesor de la pared de la tubería en mm = 6.00mm.

$$F8 = 3.10 \times 120.43 \times 0.381 \times 6 = 853.44 \text{ kg.}$$

$$F'8 = 0.00$$

- DESCOMPOSICIÓN DE FUERZAS

Se considera todas las fuerzas que actúan en el codo, no se toma en cuenta el peso del anclaje, el mismo que actúa en el C.G del anclaje.

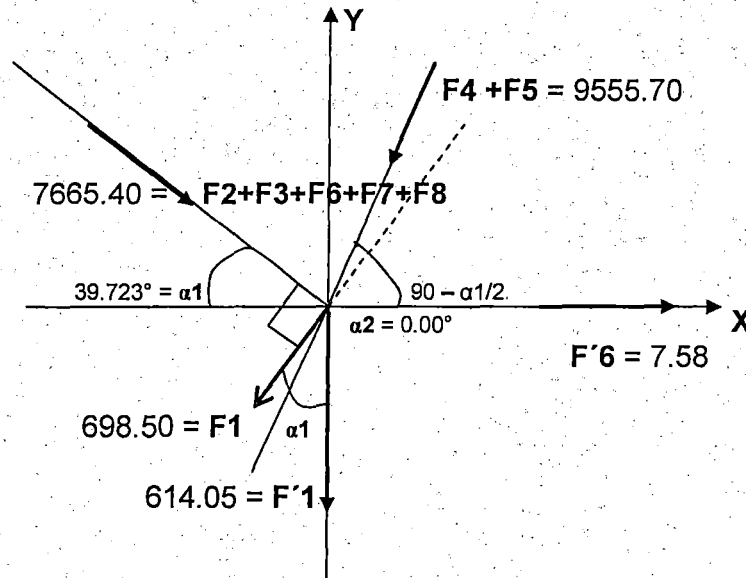


Fig. N° 7-55: Descomposición de fuerzas en los ejes "X", "Y"

- SUMA DE FUERZAS EN EL EJE "X" (ΣF_x)

$$\Sigma F_x = (F_2+F_3+F_6+F_7+F_8)\cos \alpha_1 + F'6\cos \alpha_2 - (F_4 + F_5)\text{Sen}[(\alpha_1+ \alpha_2)]/2 - F_1\text{Sen} \alpha_1$$

$$\Sigma F_x = 7665.40 \times \cos 39.723^\circ + 7.58 \times \cos 0.00^\circ - 9555.70 \times \text{Sen}[(39.723^\circ + 0.00^\circ)/2] - 698.50 \times \text{Sen} 39.723^\circ$$

$$\Sigma F_x = 5895.80 + 7.58 - 3246.53 - 446.40$$

$$\Sigma F_x = 2210.45 \text{ kg.}$$

- SUMA DE FUERZAS EN EL EJE "Y" (ΣF_y)

$$\Sigma F_y = - 7665.40 \times \text{Sen} 39.723^\circ - 9555.70 \times \text{Cos}[(39.723^\circ + 0.00^\circ)/2] - 698.50 \times \text{Cos} 39.723^\circ - 614.05$$

$$\Sigma F_y = - 4898.80 - 8987.30 - 537.25 - 614.05$$

$$\Sigma F_y = - 15037.40 \text{ kg.}$$

- CENTRO DE GRAVEDAD DEL ANCLAJE (C.G)

Las dimensiones del A-5 sacadas del plano respectivo, para obtener su peso W y C.G se muestran en la Fig. N° 7-56.

$$W = \gamma_c \cdot \text{Vol} = 17208.00 \text{ kg}$$

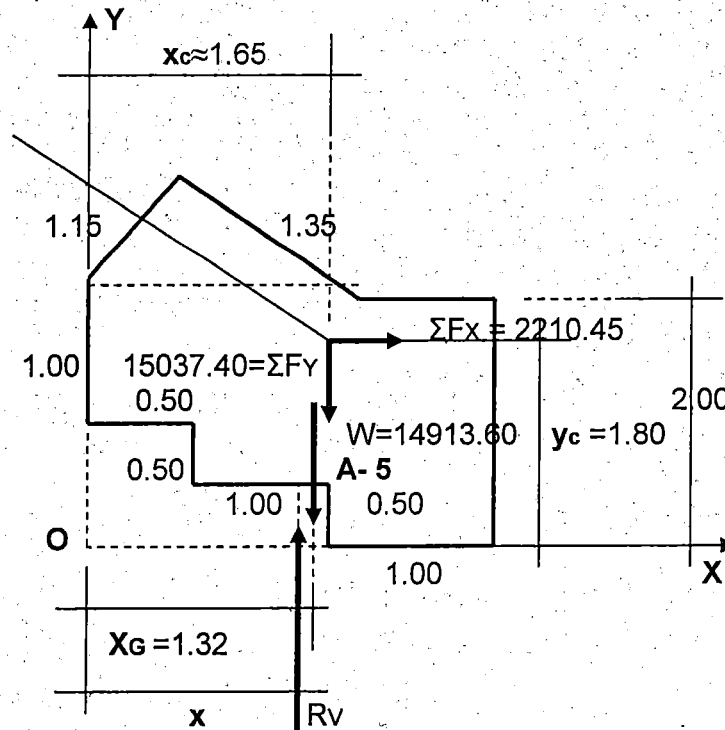


Fig. N° 7-56: Dimensiones del A-5, para hallar su W y C.G

De la Fig. N° 7-56, dibujado ha escala se obtiene lo siguiente:

$$X_G = 1.32\text{m}$$

- CALCULO DE LA UBICACIÓN DE R_v

Aplicando la segunda condición de equilibrio

$$\Sigma M_o = R_v \cdot x - 2210.45 \times 2.00 - 17208.00 \times 1.32 - 15037.40 \times 1.65 = 0$$

$$R_v \cdot x = 51947.17$$

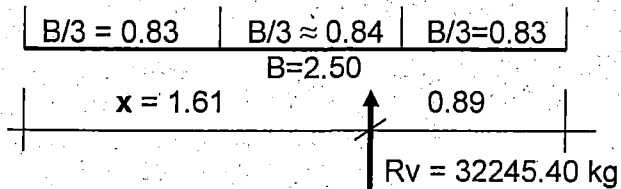
$$R_v = W + \Sigma F_y = 17208.00 + 15037.40 = 32245.40 \text{ kg}$$

$$x = 51947.17 / 32245.40 = 1.61\text{m}$$

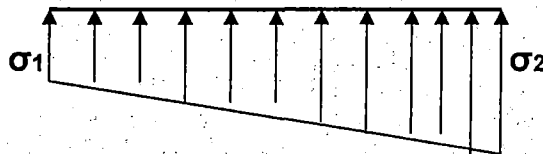
- ESTABILIDAD AL VOLTEO

Para que exista estabilidad al volteo se debe cumplir lo siguiente:

$$\sigma_{\max} < \sigma_{\text{adm}} \text{ y } \sigma_{\min} > 0$$



Como se puede apreciar R_v cae en el tercio medio de la base del anclaje, por lo tanto los esfuerzos tendrá una distribución trapezoidal, ubicándose el máximo esfuerzo en el extremo al cual esta más cercano R_v .



$$\sigma = R_v/A(1 \pm 6e/B)$$

$$e = x - B/2 = 1.61 - 1.25 = 0.36$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_2 = R_v/A(1 + 6e/B) = 32245.40/(2.50 \times 2.00) \times (1 + 6 \times 0.36/2.50)$$

$$\sigma_{\max} = 12021.10 \text{ kg/m}^2 = 1.202 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 4.00 \text{ kg/cm}^2.$$

Por lo tanto: $\sigma_{\max} < \sigma_{\text{adm}}$ ¡OK!

$$\sigma_{\min} = \sigma_1 = R_v/A(1 - 6e/B) = 32245.40/(2.50 \times 2.00) \times (1 - 6 \times 0.36/2.50)$$

$$\sigma_{\min} = 877.10 \text{ kg/m}^2 = 0.877 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto: $\sigma_{\min} > 0$ ¡OK!

- ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Para que exista estabilidad al deslizamiento se debe cumplir lo siguiente:

$\Sigma F_x < \mu_t(\Sigma F_y + W) = \mu_t.R_v$, (μ_t = coeficiente de fricción entre suelo y concreto).

De tabla para una arcilla dura se tiene $\mu_t = 0.30$

$\Sigma F_x = 2210.45 \text{ kg}$

$\mu_t.R_v = 0.30 \times 32245.40 = 9673.60 \text{ kg}$

Por lo tanto: $\Sigma F_x \ll \mu_t.R_v$ ¡OK!

7.3.4.6 CALCULO DEL ACERO EN ANCLAJES

Para este efecto se ubica la sección crítica la cual pasa por el vértice del codo, se analizara fuerzas externas e internas en dicha sección, de tal manera que si la resultante de las fuerzas externas producen tracción se utiliza acero, en tanto que si la resultante produce compresión no habrá problema ya que el concreto dado su gran sección soporta altas cargas de compresión.

Aún cuando no se presenta esfuerzos de tracción se recomienda utilizar refuerzos por medio de fierro distribuido o pernos, así como el uso de bridas en la parte superior e inferior del bloque; para lograr que todo el mencionado macizo contribuya a contrarrestar los esfuerzos producidos por la tubería. El diámetro del fierro irá aumentando con la presión hidrostática en cada anclaje respecto de la CDC, y como no existe una definición autorizada esto queda a criterio de la experiencia en la ejecución de otras Centrales Hidroeléctricas similares.

Con fines ilustrativos se analiza el anclaje más crítico A - 4(mas forzado).
Ver Fig. N° 7-57

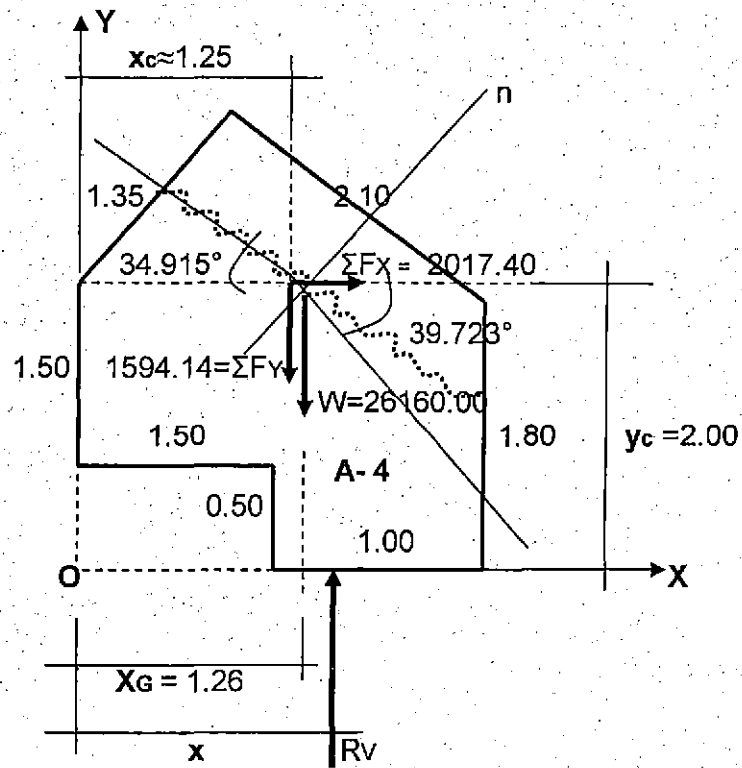


Fig. N° 7-57 : Cálculo del acero en el A - 4

Área de la sección crítica

Área = $2.50(2.00 - 0.40) = 4.00 \text{ m}^2$

Fuerzas externas en la sección considerada (Fig N° 7-58)

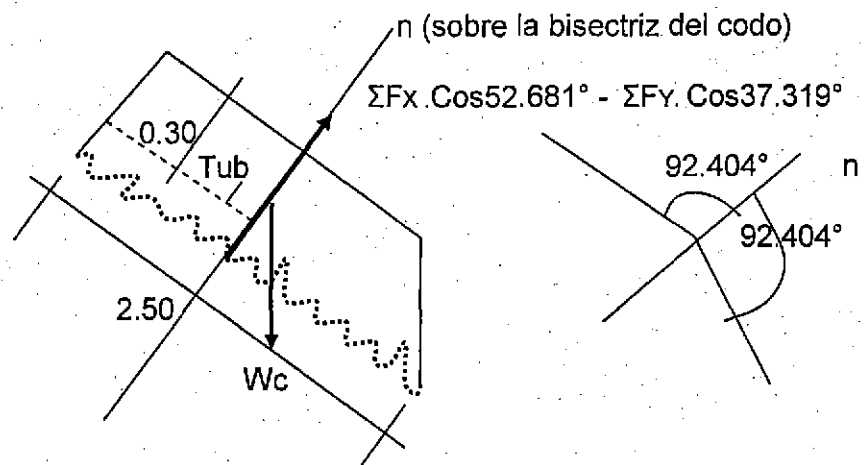


Fig. N° 7-58 : Fuerzas en la sección crítica

$$W_c = 2400((2.10+2.50)0.30/2 - \pi D^2/8 \times 2.50)^2$$

$$W_c = 2630 \text{ kg}$$

Fuerza externa resultante

$$F_{er} = \Sigma F_x \cdot \cos 52.681^\circ - \Sigma F_y \cdot \cos 37.319^\circ - 2630 \cdot \cos 37.319^\circ$$

$$F_{er} = 2017.40 \cos 52.681^\circ - (2630 + 1594.14) \cos 37.319^\circ$$

$F_{er} = 1223.05 - 3359.34 = -2136.30 \text{ kg}$, entonces se produce una compresión del concreto, no siendo necesario el uso de acero por tracción.

Se utiliza acero mínimo para lograr que trabaje todo el bloque a solicitud de las fuerzas externas.

7.3.5 APOYOS (Ver Planos N° 04 y 05)

Analizando los apoyos del tramo más crítico (Tramo A-4 - A-5, apoyos con mayores esfuerzos). Ver Fig. 7-59, 7-60 y 7-61.

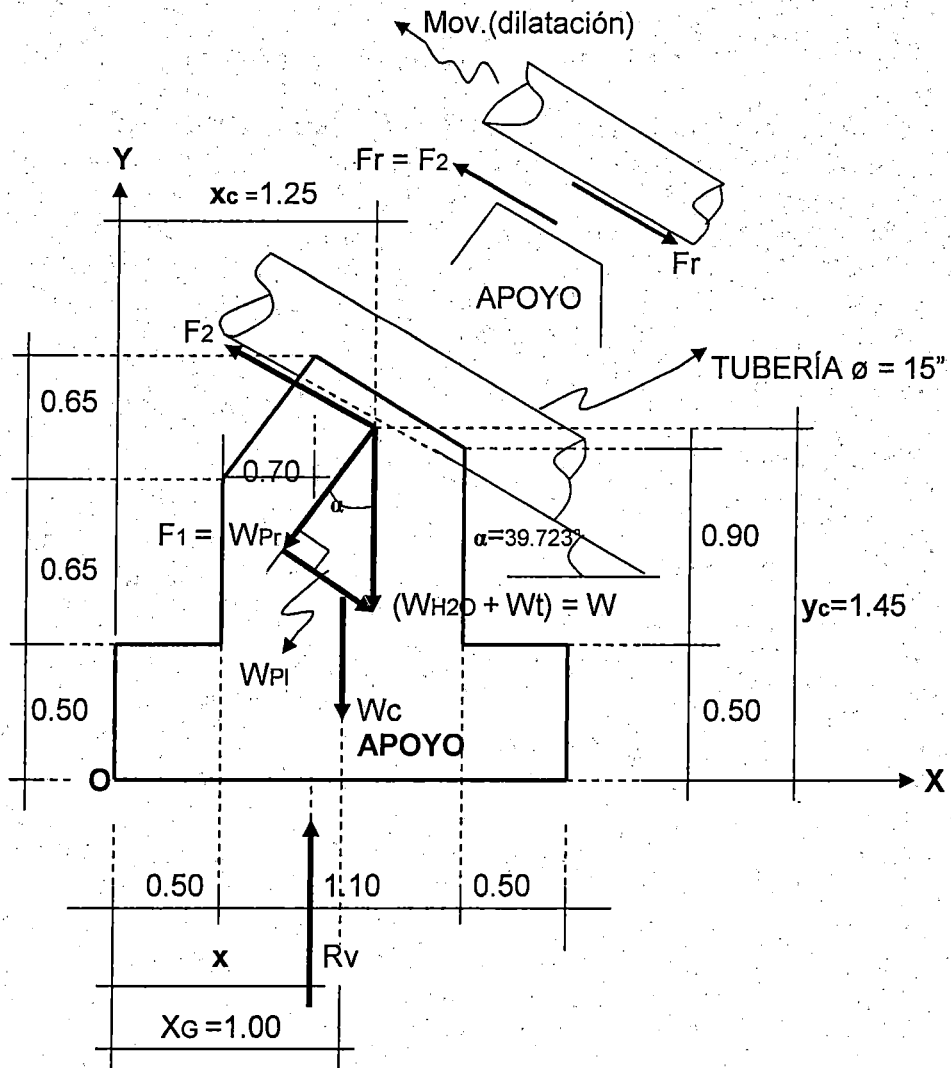


Fig. N° 7-59: Fuerzas actuantes en el apoyo

La componente W_{Pr} (paralela a la tubería) del W (peso del agua + la tubería), como se puede apreciar no actúa sobre el apoyo sino sobre el anclaje respectivo, tal como ya se analizó anteriormente.

Sobre el apoyo solo actúa $F_1 = W_{Pr}$ (componente de W perpendicular a la tubería) y $F_2 = Fr =$ Fuerza de rozamiento entre la plancha de acero (colocado en el apoyo) y la tubería, esto debido al probable deslizamiento de la tubería durante la dilatación o contracción.

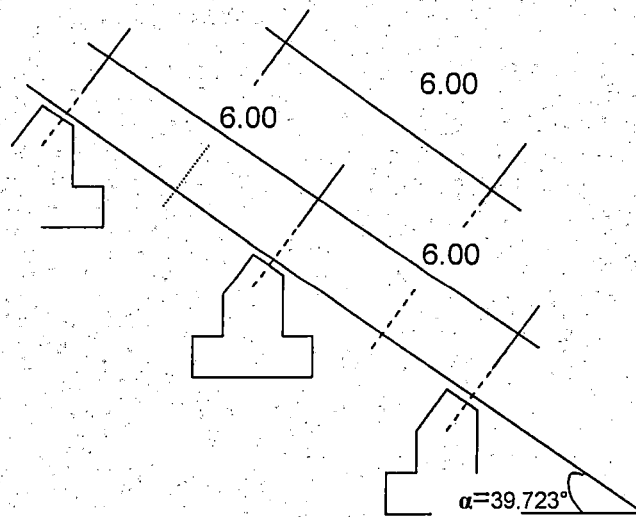


Fig. N° 7-60: Tramo de tubería sobre 01 apoyo

$$e = e_d \text{ (espesor de diseño)} = 1/4'' \approx 6.00 \text{ mm}$$

$$q_{H_2O} = 114.01 \text{ kg/m}$$

$$q_t = \gamma_t \cdot \pi \cdot e \cdot (D_i + e) = 7860 \times \pi \times 0.006 (0.381 + 0.006)$$

$$q_t = 57.34 \text{ kg/m}$$

$$q = q_{H_2O} + q_t = 114.01 + 57.34 = 171.35 \text{ kg/m.}$$

$$L = 6.00$$

$$W = q \cdot L = (q_{H_2O} + q_t)L$$

$$F_1 = W \cdot \cos \alpha = (q_{H_2O} + q_t)L \cdot \cos \alpha = 171.35 \times 6 \times \cos 39.723^\circ = 790.76 \text{ kg.}$$

$$F_2 = \mu \cdot F_1, \quad \mu = \text{Coeficiente de fricción (hierro sobre hierro)} = 0.20$$

$$F_2 = 0.20 F_1 = 0.20 \times 790.76 = 158.15 \text{ kg.}$$

- DESCOMPOSICIÓN DE FUERZAS

Se analiza las fuerzas F1 y F2, no se toma en cuenta el peso del apoyo, el mismo que actúa en el C.G del apoyo.

En la siguiente figura se muestra la descomposición de fuerzas en los ejes "X" e "Y".

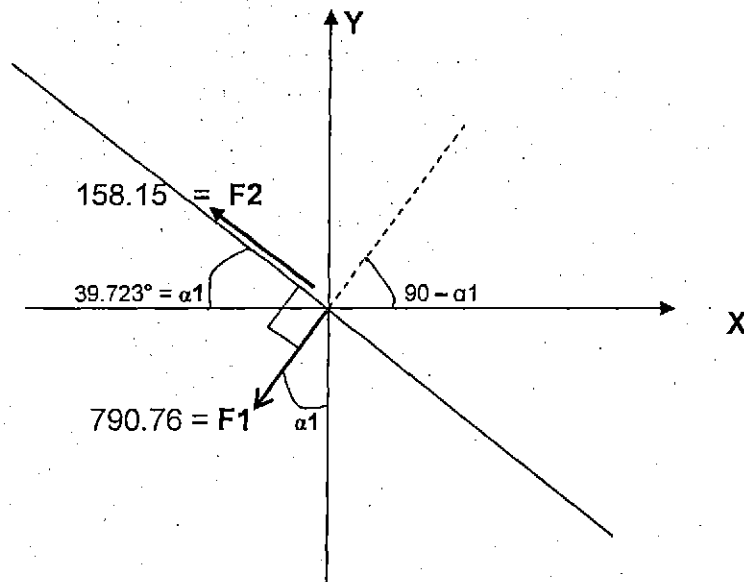


Fig. N° 7-61: Descomposición de fuerzas en los ejes "X", "Y"

- SUMA DE FUERZAS EN EL EJE "X" (ΣF_x)

$$\begin{aligned}\Sigma F_x &= - F1 \cdot \text{Sen } \alpha - F2 \cdot \text{Cos } \alpha \\ \Sigma F_x &= - 790.76 \times \text{Sen} 39.723^\circ - 158.15 \times \text{Cos} 39.723^\circ \\ \Sigma F_x &= - 505.36 - 121.64 = - 627.00 \text{ kg}\end{aligned}$$

- SUMA DE FUERZAS EN EL EJE "Y" (ΣF_y)

$$\begin{aligned}\Sigma F_y &= - F1 \cdot \text{Cos } \alpha + F2 \cdot \text{Sen } \alpha \\ \Sigma F_y &= - 790.76 \times \text{Cos} 39.723^\circ + 158.15 \times \text{Sen} 39.723^\circ \\ \Sigma F_y &= - 608.21 + 101.10 = - 507.11 \text{ kg}\end{aligned}$$

- CENTRO DE GRAVEDAD DEL APOYO (C.G)

Las dimensiones de los apoyo con mayores esfuerzos (tramo del A-4 - A-5) sacadas del plano respectivo, para obtener su peso de concreto W_c y C.G se muestran en la Fig. N° 7-55.

$$W_c = \gamma_c \cdot \text{Vol} = 5322.00 \text{ kg}$$

De la Fig. N° 7-55, dibujado ha escala se obtiene lo siguiente:

$$X_G = 0.99 \approx 1.00 \text{ m.}$$

- CALCULO DE LA UBICACIÓN DE Rv

Aplicando la segunda condición de equilibrio (suma de momentos respecto del punto "O").

$$\Sigma M_o = R_v(x) + 627.00(1.45) - 507.11(1.25) - 5322.00(1.00) = 0$$

$$R_v(x) = 5046.74$$

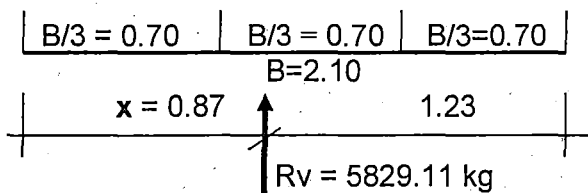
$$R_v = W + \Sigma F_y = 5322.00 + 507.11 = 5829.11 \text{ kg}$$

$$x = 5046.74/5829.11 = 0.87\text{m}$$

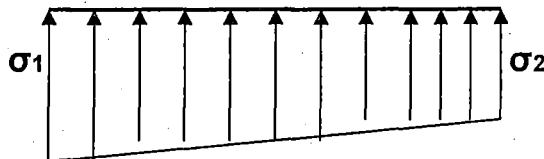
- ESTABILIDAD AL VOLTEO

Para que exista estabilidad al volteo se debe cumplir lo siguiente:

$$\sigma_{\max} < \sigma_{\text{adm}} \text{ y } \sigma_{\min} > 0$$



Como se puede apreciar R_v cae en el tercio medio de la base del apoyo, por lo tanto los esfuerzos tendrá una distribución trapezoidal, ubicándose el máximo esfuerzo en el extremo al cual esta más cercano R_v .



$$\sigma = R_v/A(1 \pm 6e/B)$$

$$e = x - B/2 = 0.87 - 1.05 = -0.18$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_1 = R_v/A(1 + 6e/B) = 5829.11/(2.10 \times 1.00)(1 + 6 \times 0.18/2.10)$$

$$\sigma_{\max} = 4203.30 \text{ kg/m}^2 = 0.4203 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 4.00 \text{ kg/cm}^2.$$

Por lo tanto: $\sigma_{\max} < \sigma_{\text{adm}}$ ¡OK!

$$\sigma_{\min} = \sigma_2 = R_v/A(1 - 6e/B) = 5829.11/(2.10 \times 1.00)(1 - 6 \times 0.18/2.10)$$

$$\sigma_{\min} = 1348.23 \text{ kg/m}^2 = 0.1348 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto: $\sigma_{\min} > 0$ ¡OK!

- ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Para que exista estabilidad al deslizamiento se debe cumplir lo siguiente:

$\Sigma F_x < \mu_t(\Sigma F_y + W) = \mu_t.R_v$, (μ_t = coeficiente de fricción entre suelo y concreto).

De tabla para una arcilla dura se tiene $\mu_t = 0.30$

$$\Sigma F_x = 627.00 \text{ kg}$$

$$\mu_t.R_v = 0.30 \times 5829.11 = 1748.73 \text{ kg}$$

Por lo tanto: $\Sigma F_x < \mu_t.R_v$ ¡OK!

- CALCULO DEL MOMENTO FLECTOR Y FLECHA MÁXIMA

El momento máximo originado por el peso del agua y la tubería se calcula con la siguiente fórmula:

$$M = q.L^2/12$$

q = Peso del agua y de la tubería por metro lineal = $q_{H_2O} + q_t = 171.35 \text{ kg/m}$

$$L = 6.00 \text{ m}$$

$$M = 171.35 \times 6^2 / 12 = 514.05 \text{ kg-m}$$

La flecha máxima se calcula mediante siguiente fórmula.

$$\Delta_{\max} = 5/384.q(L)^4/(E.I)$$

E = Modulo de elasticidad de la tubería = $21.02 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$

I = Momento de inercia de la sección de la tubería = $\pi[(D_e)^4 - (D_i)^4]/64$

$$I = \pi[(0.393)^4 - (0.381)^4]/64 = 136.6E-6$$

Remplazando valores se tiene:

$$\Delta = 5/384 \times 171.35(6)^4 / (21E+9 \times 136.6E-6) = 0.001 \text{ m} = 1 \text{ mm}$$

Considerando para este caso la flecha admisible Δ_{adm} . para vigas, entonces

$$\Delta_{\text{adm}} = L/360 = 6/360 = 0.017 \text{ m} = 17 \text{ mm}$$

Por lo tanto comparando la flecha máxima con la flecha admisible se tiene: $\Delta_{\max} \ll \Delta_{\text{adm}}$, es decir $1.00 \text{ mm} \ll 17.00 \text{ mm}$ ¡OK!.

7.3.6 CASA DE MÁQUINAS (ver Planos N°09, 10 y 11)

Las dimensiones y distribución de ambientes han sido determinadas de acuerdo con las recomendaciones del Ing. Tsuguo Nozaki, referidas a una mini central hidroeléctrica

7.3.6.1 ANÁLISIS SÍSMICO

El análisis sísmico se realiza de acuerdo con las "NORMAS PERUANAS DE DISEÑO ANTISÍSMICO" del año 1977.

A) METRADO DE CARGAS

i) CARGA MUERTA O PERMANENTE POR ELEMENTO

- ELEMENTO 1-2 (VS -2. Fig. N° 7-59)

Correas : $3.46\text{kg/m} \times 3.25\text{m} = 11.25\text{ kg} = 0.011\text{ T}$ (carga concentrada)

Viento : $73.40\text{ kg/m}^2 \times 3.25\text{m} = 238.55\text{ kg/m} = 0.238\text{ T/m}$ (se analiza dentro la carga muerta, con fines prácticos)

Techo eternit = $12\text{ kg/m}^2 \times 3.25\text{m} = 39.00\text{ kg/m} = 0.039\text{ T/m}$

Peso propio de la viga = $2400\text{kg/m}^3 \times 0.25\text{m} \times 0.20\text{m} \times \text{Cos}16.422^\circ = 115.10\text{ kg/m} = 0.115\text{ T/m}$

$q = 0.400\text{ T/m}$

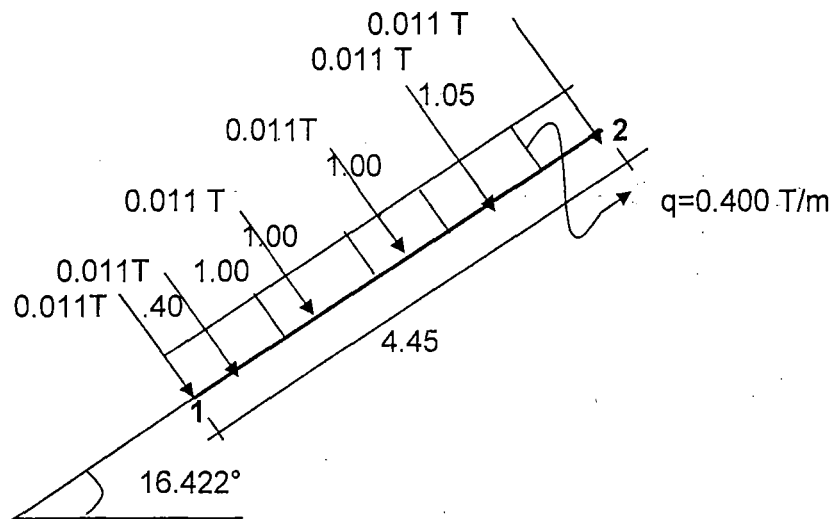


Fig. N° 7-59

- ELEMENTO 1-3 (VA-2. Fig. N° 7-60)

Muros : $1800 \text{ kg/m}^3 \times 1.20 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} = 540 \text{ g/m} = 0.540 \text{ Tn/ml}$

Peso propio: de la viga: $2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.25 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} = 150 \text{ kg/m} = 0.150 \text{ T/m}$.

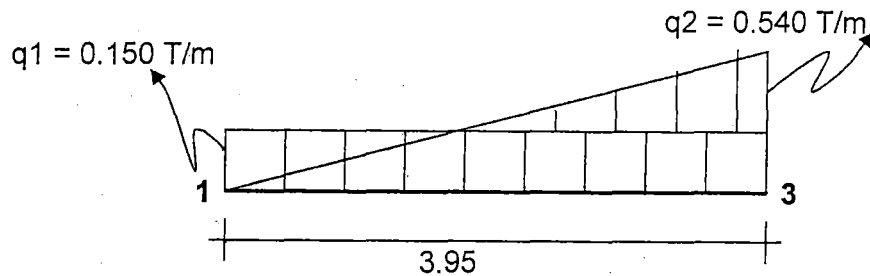


Fig. N° 7-60

- ELEMENTO 5-6 (V-102. Fig. N° 7-61)

Muros : $1800 \text{ kg/m}^3 \times 2.225 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} = 1080 \text{ kg/m} = 1.001 \text{ T/m}$

Peso propio: de la viga: $2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.25 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} = 180 \text{ Kg/m} = 0.180 \text{ T/m}$.

$q = 1.181 \text{ T/m}$

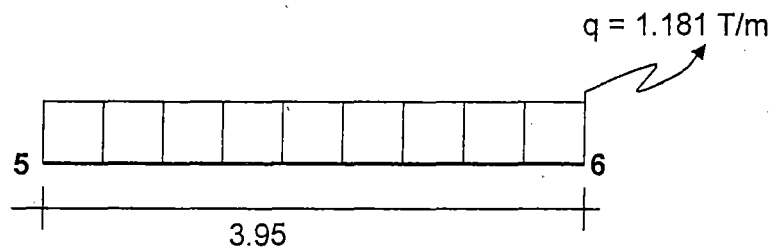


Fig. N° 7-61

ii) METRADO DE CARGA PARA HALLAR EL PESO DE LA ESTRUCTURA PARA SISMO

Para este caso y dado las particularidades de la estructura se asumen las dimensiones de las secciones de las vigas y columnas las mismas que serán confirmadas con el análisis estructural.

- DIMENSIONES ASUMIDAS

VIGAS:

V-102 : $b = 0.25 \text{ m}$, $h = 0.30 \text{ m}$

VA-2 : $b = 0.25 \text{ m}$, $h = 0.25 \text{ m}$

VS-2 : $b = 0.25 \text{ m}$, $h = 0.20 \text{ m}$

COLUMNAS:

C-1 : b = 0.25 m, h = 0.40 m

C-2 : b = 0.25 m, h = 0.25 m

- METRADOS DE PESOS

TECHO:

02 Tijerales = 0.300 T

Techo - eternit = 1.820 T

12 Correas = 0.940 T

Total = 3.06 T

VIGAS:

Primer nivel

V-102 = $[2.400 \times 3.625 \times 0.25 \times 0.30]4 = 2.610 \text{ T}$

$[2.400 \times 4.000 \times 0.25 \times 0.30]6 = 4.320 \text{ T}$

Total = 6.930 T

Segundo nivel

VA-2 = $[2.400 \times 3.625 \times 0.25 \times 0.25]4 = 2.175 \text{ T}$

$[2.400 \times 4.000 \times 0.25 \times 0.25]6 = 3.600 \text{ T}$

Total = 5.775 T

Tercer nivel

VS-2 = $[2.400 \times 4.450 \times 0.25 \times 0.20]4 = 2.136 \text{ Tn}$

Total = 2.136 Tn

COLUMNAS: Para sismo se considera media columna del piso anterior y media columna del piso posterior.

Primer nivel

C-1 = $[2.400(3.85/2+2.50/2)0.25 \times 0.40]8 = 6.096 \text{ T}$

C-2 = $[2.400(3.85/2+2.50/2)0.25 \times 0.25]2 = 0.953 \text{ T}$

Total = 7.049 T

Segundo nivel

C-1 = $[2.400(2.50/2+0.00/2) \times 0.25 \times 0.40]8 = 2.400 \text{ T}$

C-2 = $[2.400(2.50/2+1.40/2) \times 0.25 \times 0.25]2 = 0.585 \text{ T}$

Total = 2.985 T

Tercer nivel

$$C-2 = [2.400(1.40/2+0.00/2)0.25 \times 0.25]^2 = 0.210 \text{ T}$$

$$\text{Total} = 0.210 \text{ T}$$

MUROS: Para sismo en muros se considera el mismo criterio que en las columnas, es decir medio muro del piso anterior y medio del piso posterior.

Primer nivel

$$[1800 \times 3.625(2.40/2+2.225/2)0.25]^4 = 15.089 \text{ T}$$

$$[1800 \times 4.000(2.40/2+2.225/2)0.25]^6 = 24.975 \text{ T}$$

$$\text{Total} = 40.064 \text{ T}$$

Segundo nivel

$$[1800 \times 3.625(2.225/2+1.40/2 \times 1/2)0.25]^4 = 9.543 \text{ T}$$

$$[1800 \times 4.000(2.225/2+0.00/2) \times 0.25]^6 = 12.015 \text{ T}$$

$$\text{Total} = 21.558 \text{ T}$$

Tercer nivel

$$[1800 \times 3.625 \times 1/2(1.40/2+0.00/2)0.25]^4 = 2.284 \text{ T}$$

$$\text{Total} = 2.284 \text{ T}$$

CUADRO 7-8: Resumen de pesos para sismo en T.

Especificaciones	Primer Nivel	Segundo Nivel	Tercer Nivel
Techo	-	-	3.050
Vigas			
V-102	6.930	-	-
VA-2	-	5.775	-
VS-2	-	-	2.136
Columnas			
C-1	6.096	2.400	-
C-2	0.953	0.585	0.210
Muros	40.064	21.558	2.284
Total (T)	54.043	30.318	7.680
Peso total	92.041 T		

B) ANÁLISIS ESTÁTICO DEL PÓRTICO PRINCIPAL

En las Fig. N° 7-62 y 7-63 se detalla en planta y elevación respectivamente el pórtico principal, el mismo que se ubica a lo largo del eje Y.

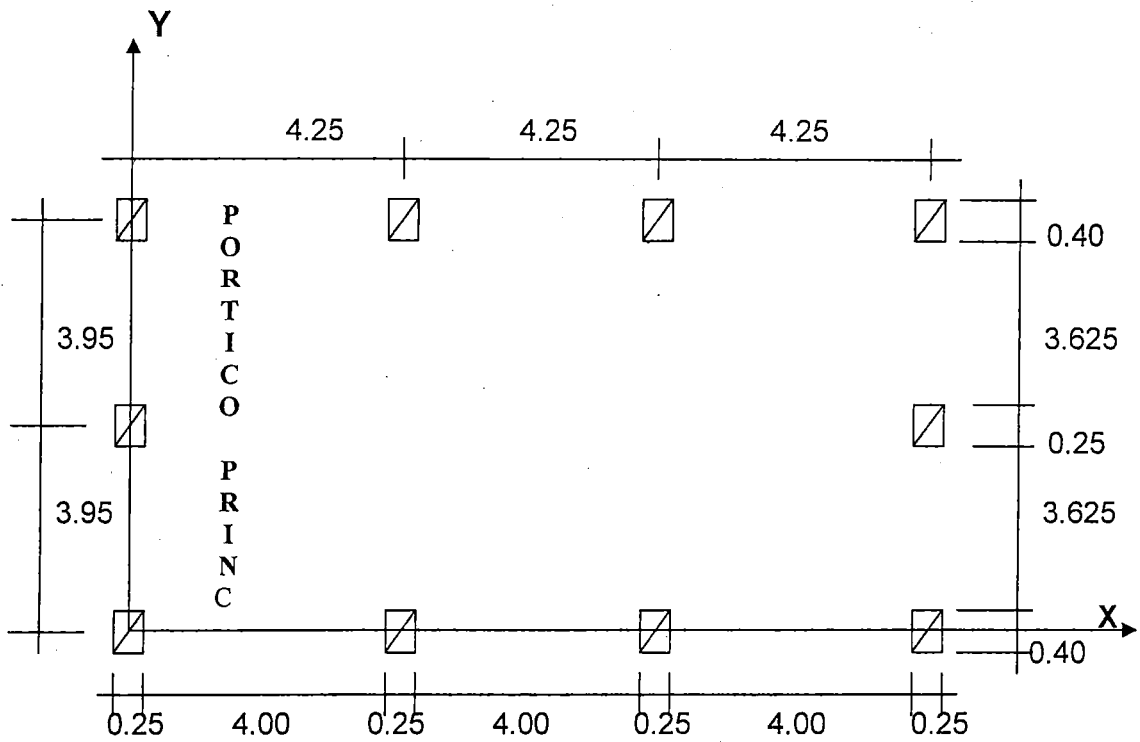


Fig. N° 7-62: PLANTA

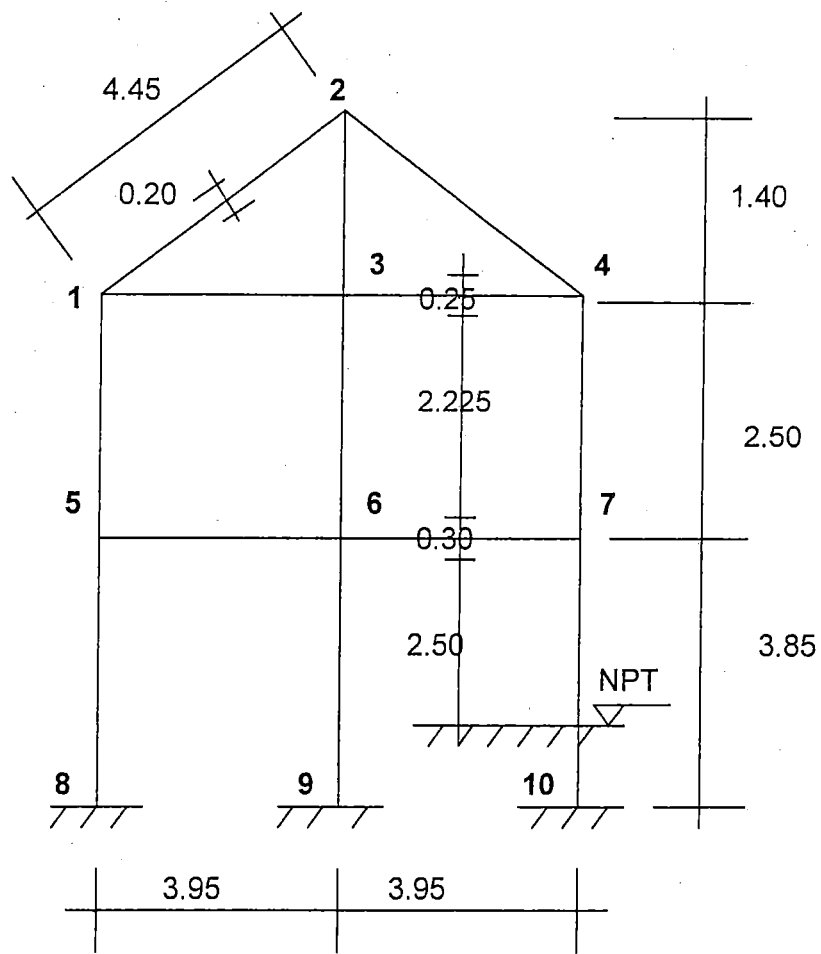


Fig. N° 7-63: ELEVACIÓN

i) CALCULO DE LA FUERZA HORIZONTAL Y DISTRIBUCIÓN POR NIVEL

- CALCULO DE LA FUERZA HORIZONTAL EN LA BASE (H)

$$H = Z.U.S.C.P/R_d$$

Z = 1.00 (Cajamarca - zona sismica 1 - N.P.D.A 1975)

U = 1.00 (Edificio de la categoría C)

S = 1.20 (Suelo intermedio)

R_d = 4.00 (Edificio aporricado)

$$C = 0.80/(T/T_s+1)$$

T_s = 0.60 Seg (S. arcilloso)

$$T = 0.09h/(L)^{1/2}$$

$$h = 3.85 + 2.50 + 1.40 = 7.75 \text{ m}$$

$$T_y = 0.09 \times 7.75 / (7.90)^{1/2} = 0.248$$

$$C_y = 0.80 / (0.248 / 0.60 + 1) = 0.57$$

$$0.16 < C < 0.40$$

Asumiendo el tope superior C_y = 0.40

$$H = H_y = 1 \times 1 \times 1.20 \times 0.40 \times 92.041 / 4 = 11.045 \text{ Tn}$$

- CALCULO DE LA FUERZA HORIZONTAL EN CADA NIVEL

$$F_i = f \cdot H (P_i \cdot h_i) / (\sum P_i h_i)$$

$$h/L_y = 7.75 / 7.90 = 0.98 < 3, \text{ entonces } f = 1.00$$

Las dimensiones L_x y L_y se muestran en el gráfico Fig. N° 7-64

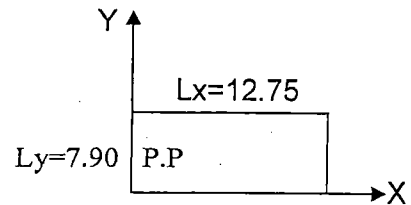


Fig N° 7-64

Los resultados de la fuerza horizontal se muestran en el Cuadro N° 7-9

CUADRO 7-9: Fuerza horizontal por nivel

Nivel	Pi (T)	hi (m)	Pihi (T-m)	Fi (T)
1	54.043	3.85	208.07	4.995
2	30.318	6.35	192.52	4.621
3	7.680	7.750	59.52	1.429
Suma			460.11	

C) MÉTODO DE MUTO PARA EL CALCULO DE LAS RIGIDECES LATERALES DE LOS ELEMENTOS.

Las rigideces laterales de acuerdo con el método de MUTO se representan por la letra "D". Para una misma columna habrá una Dx (En el eje X) y una Dy (En el eje Y).

Analizando el primer nivel (Fig. N° 7- 65), los otros niveles se analizan de manera similar.

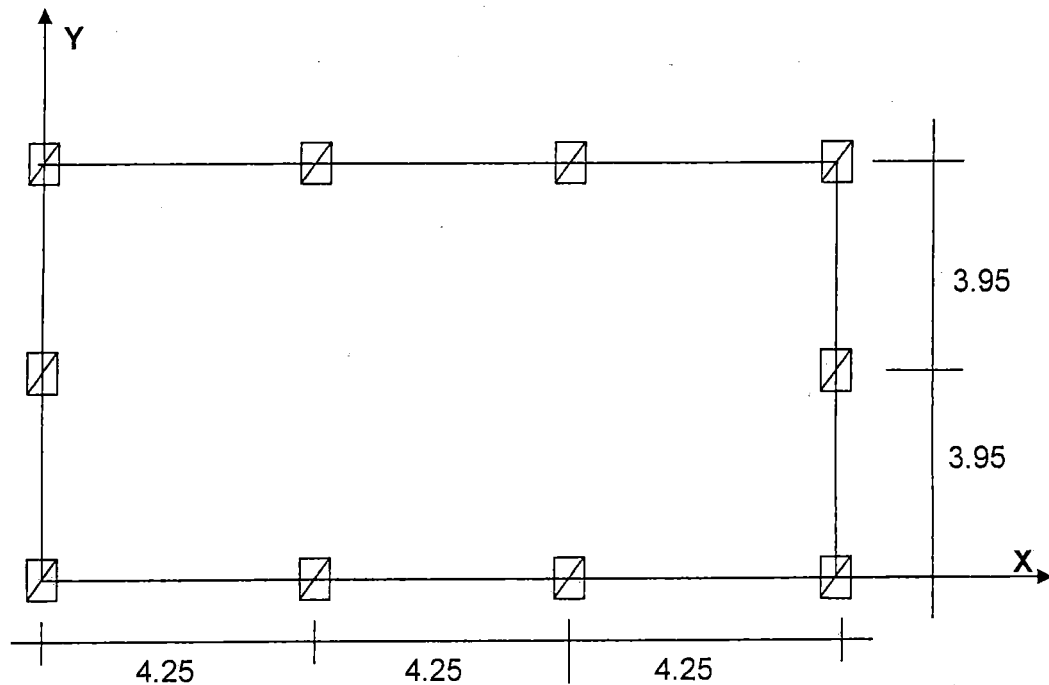


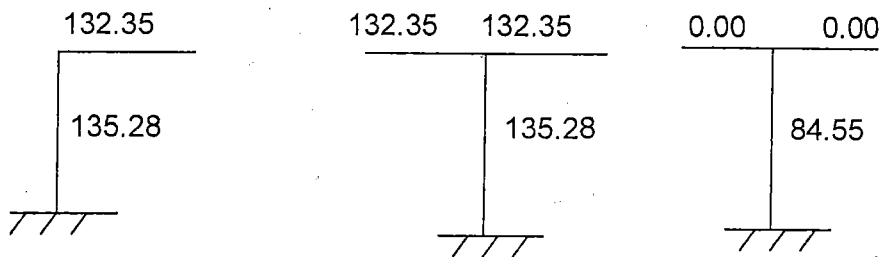
Fig. N° 7-65: Primer nivel

- EN LA DIRECCIÓN X:

$$K_v = (25 \times 30^3 / 12) / 425 = 132.35 \text{ cm}^3$$

$$K_{c-1} = (40 \times 25^3 / 12) / 385 = 135.28 \text{ cm}^3$$

$$K_{c-2} = (25 \times 25^3 / 12) / 385 = 84.55 \text{ cm}^3$$



$$\bar{K} = (132.35 + 0.00) / 135.28 = 0.98$$

$$a = (0.50 + 0.98) / (2 + 0.98) = 0.50$$

$$D = aK_c = 0.50 \times 135.28 = 67.64 \text{ cm}^3$$

$$\bar{K} = (132.35 + 132.35) / 135.28 = 1.96$$

$$a = (0.50 + 1.96) / (2 + 1.96) = 0.62$$

$$D = aK_c = 0.62 \times 135.28 = 83.87 \text{ cm}^3$$

$$\bar{K} = (0.00 + 0.00) / 84.55 = 0.00$$

$$a = (0.50 + 0.00) / (2 + 0.00) = 0.25$$

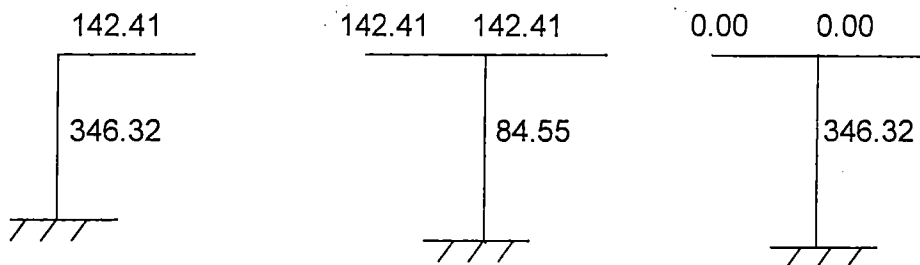
$$D = aK_c = 0.25 \times 84.55 = 21.14 \text{ cm}^3$$

- EN LA DIRECCIÓN Y:

$$K_v = (25 \times 30^3 / 12) / 395 = 142.41 \text{ cm}^3$$

$$K_{c-1} = (25 \times 40^3 / 12) / 385 = 346.32 \text{ cm}^3$$

$$K_{c-2} = (25 \times 25^3 / 12) / 385 = 84.55 \text{ cm}^3$$



$$\bar{K} = (142.41 + 0.00) / 346.32 = 0.41$$

$$a = (0.50 + 0.41) / (2 + 0.41) = 0.38$$

$$D = aK_c = 0.38 \times 346.32 = 131.60 \text{ cm}^3$$

$$\bar{K} = (142.41 + 142.41) / 84.55 = 3.37$$

$$a = (0.50 + 3.37) / (2 + 3.37) = 0.72$$

$$D = aK_c = 0.72 \times 84.55 = 60.88 \text{ cm}^3$$

$$\bar{K} = (0.00 + 0.00) / 346.32 = 0.00$$

$$a = (0.50+0.00)/(2+0.00) = 0.25$$

$$D = aKc = 0.25 \times 346.32 = 86.58 \text{ cm}^3$$

D) CORRECCIÓN POR TORSIÓN

i) CENTRO DE MASAS

$$\bar{X} = (\sum WX) / \sum W \qquad \bar{Y} = (\sum WY) / \sum W$$

CUADRO 7-10: Coordenadas de centro de masas

Niivel	W (Tn)	$\sum W$ (Tn)	X (m)	Y (m)	Momentos estáticos				Coordenadas	
					WX	$\sum WX$	WY	$\sum WY$	\bar{X}	\bar{Y}
1	54.04	54.04	6.375	3.95	344.51	344.51	213.46	213.46	6.375	3.95
2	30.32	84.36	6.375	3.95	193.29	537.80	119.76	333.22	6.375	3.95
3	7.68	92.04	6.375	3.95	48.96	586.76	30.34	363.56	6.375	3.95

$$\bar{X} = 6.375 \text{ m}$$

$$\bar{Y} = 3.950 \text{ m}$$

Se puede apreciar que el centro de masas coincide con el centro geométrico para el primer nivel.

ii) CENTRO DE RIGIDECES

Se calcula el centro de rigideces para el primer nivel, el cual coincidirá con el C.R de los demás niveles dados su similitud en dimensiones y carga.

En la Fig. N° 7-66 se muestra un resumen de las rigideces laterales correspondiente a cada columna en los ejes X e Y.

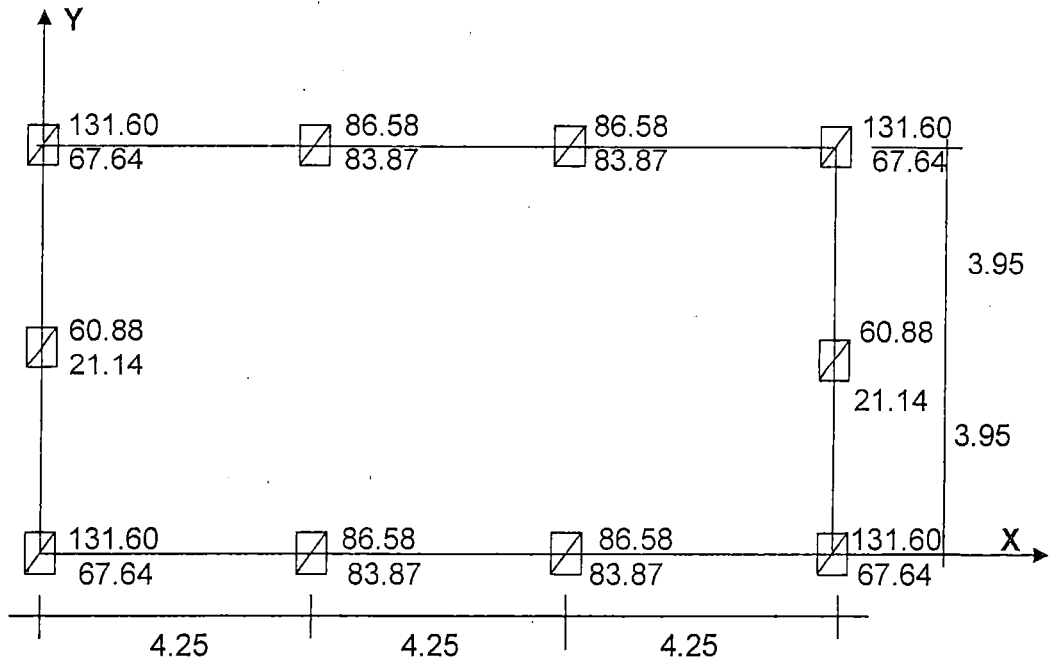


Fig. N° 7-66: Primer piso

CUADRO 7-11: Calculo del \bar{Y} para el primer nivel

Y(cm)	Dx (cm³)	YDx (cm⁴)	Y²Dx (cm⁵)
000	303.02	000	000
395	42.28	16700.60	6596737
790	303.02	239385.8	189114782
Suma	648.32	256086.4	195711519

$$\bar{Y} = (\sum YDx) / \sum Dx = 395 \text{ cm} = 3.95 \text{ m}$$

CUADRO 7-12: Cálculo del \bar{X} para el primer nivel

X (cm)	Dy (cm3)	XDy (cm4)	X ² Dy (cm5)
000	324.08	000	000
425	173.16	73593	31277025
850	173.16	147186	125108100
1275	324.08	413202	526832550
Suma	994.48	633981	683217675

$$\bar{X} = (\sum \bar{X}Dy) / \sum Dy = 637.5 \text{ cm} = 6.375 \text{ m}$$

Se puede concluir que el centro de masas (CM) coincide con el centro de rigideces (CR)

iii) MOMENTO POLAR

$$MP = I_x + I_y$$

$$I_x = \sum Y^2 Dx - Y^2 \sum D\bar{x} = 195711519 - 395^2 \times 648.32 = 94557391 \text{ cm}^5$$

$$I_y = \sum X^2 Dy - X^2 \sum D\bar{y} = 683217675 - 637.5^2 \times 994.48 = 279054787.5 \text{ cm}^5$$

$$MP = 94557391 + 279054787.5 = 373612178.5 \text{ cm}^5$$

iv) MOMENTO TORSOR

EJE X

$$e_y = 0.00 \text{ (CM = CR)}, H = 11.045 \text{ T}, b_y = L_y = 7.90 \text{ m} = 790 \text{ cm}$$

$$M_{tx-1} = H(1.50e_y + 0.05b_y) = 11.045(0.00 + 0.05 \times 790) = 436.3 \text{ T-cm}$$

$$M_{tx-2} = H(e_y - 0.05b_y) = 11.045(0.00 - 0.05 \times 790) = -436.3 \text{ T-cm}$$

EJE Y

$$e_x = 0.00 \text{ (CM = CR)}, H = 11.045 \text{ T}, b_x = L_x = 12.75 \text{ m} = 1275 \text{ cm}$$

$$M_{ty-1} = H(1.50e_x + 0.05b_x) = 11.045(0.00 + 0.05 \times 1275) = 704.1 \text{ T-cm}$$

$$M_{ty-2} = H(e_x - 0.05b_x) = 11.045(0.00 - 0.05 \times 1275) = -704.1 \text{ T-cm}$$

E) CORTANTE EN CADA COLUMNA DEL PRIMER NIVEL

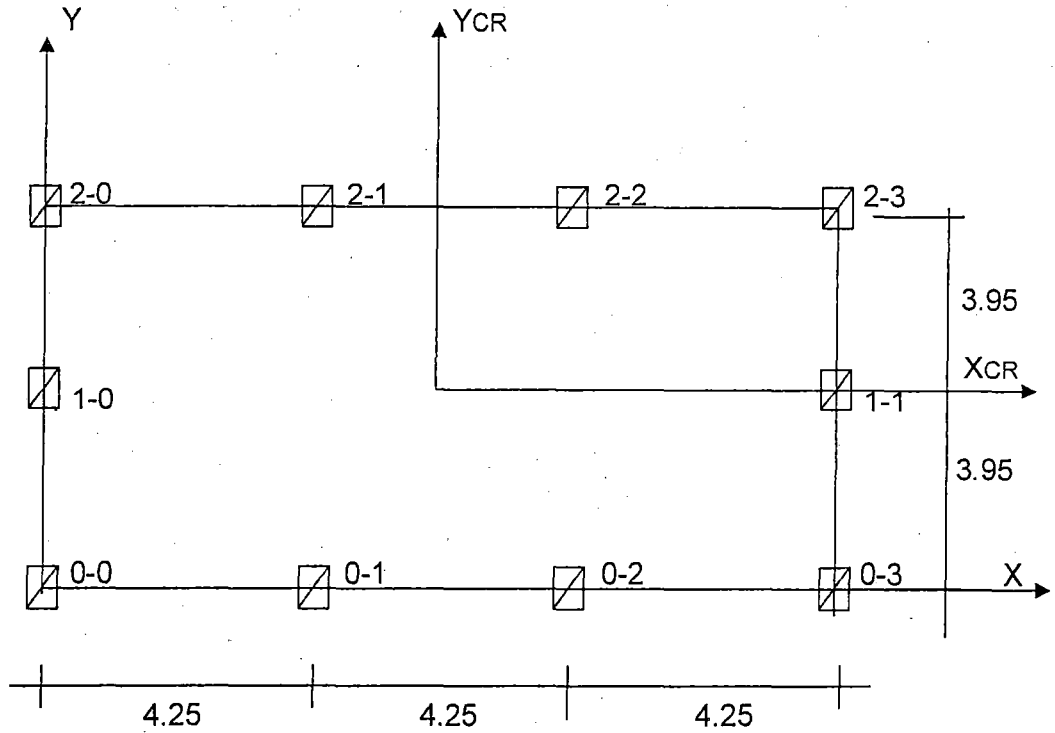


Fig. N° 7-67: Centro de masas y centro de rigideces

i) EN EL EJE X

- CORTE POR TORSIÓN

$$VT = (Mtx/MP)DxY = \pm 436.3/373612178.5Dx.Y = \pm 0.00000117Dx.Y$$

- CORTANTE DE ENTREPISO O DE TRASLACIÓN

$$VF = Dx/(\sum Dx).H = 11.045/648.32Dx = 0.017Dx$$

CUADRO 7-13: Cortante por columna primer nivel - eje X

Col	Dy cm ³	VF T	Y cm	YDx cm ⁴	VT T	VT' T	V T
0-0	67.64	1.15	-395	-26718	-	0.031	1.18
0-1	83.87	1.43	-395	-33129	-	0.039	1.47
0-2	83.87	1.43	-395	-33129	-	0.039	1.47
0-3	67.64	1.15	-395	-26718	-	0.031	1.18
1-0	21.14	0.36	000	000	-	-	0.36
1-2	21.14	0.36	000	000	-	-	0.36
2-0	67.64	1.15	395	26718	0.031	-	1.18
2-1	83.87	1.43	395	33129	0.039	-	1.47
2-2	83.87	1.43	395	33129	0.039	-	1.47
2-3	67.64	1.15	395	26718	0.031	-	1.18

ii) EN EL EJE Y

- CORTE POR TORSIÓN

$$VT = (Mty/MP)DyX = \pm 704.10/373612178.5DyX = \pm 0.00000188Dy.X$$

- CORTANTE DE ENTREPISO O DE TRASLACIÓN

$$VF = Dy/(\sum Dy).H = 11.045/994.48Dy = 0.011Dy$$

CUADRO 7-14: Cortante por columna primer nivel - eje Y

Col	Dy cm ³	VF T	X cm	XDx cm ⁴	VT T	VT' T	V T
0-0	131.60	1.45	-637.5	-83895	-	0.158	1.61
0-1	86.58	0.95	-212.5	-18398	-	0.035	0.99
0-2	86.58	0.95	212.5	18398	0.035	-	0.99
0-3	131.60	1.45	637.5	83895	0.158	-	1.61
1-0	60.68	0.67	-637.5	-83895	-	0.158	1.61
1-2	60.68	0.67	637.5	83895	0.158	-	1.61
2-0	131.60	1.45	-637.5	-83895	-	0.158	1.61
2-1	86.58	0.95	-212.5	-18398	-	0.035	0.99
2-2	86.58	0.95	212.5	18398	0.035	-	0.99
2-3	131.60	1.45	637.5	83895	0.158	-	1.61

Así como se ha calculado la fuerza cortante para cada columna del primer nivel es posible calcular la fuerza cortante para las columnas de los otros 02 niveles. Asimismo se puede determinar la fuerza cortante y momentos flectores para vigas y columnas tanto de pórticos principales y secundarios,

debido a efectos de sismo en condiciones estáticas, esto es sin desplazamiento de nudos.

En el presente estudio se prioriza el análisis de un estado más crítico, tal es el caso el de nudos desplazables, para lo cual se ha considerando los efectos combinados de sismo, carga muerta y carga viva. Para este caso se diseñará el refuerzo de acero requerido.

7.3.6.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL CON NUDOS DESPLAZABLES

A) APLICACIÓN DEL MÉTODO DE KANI

El análisis estructural se realiza mediante el método del Dr Ing. G. Kani, y se analiza el PÓRTICO PRINCIPAL sometido a las 03 cargas más importantes tales como son:

- Carga horizontal o de sismo
- Carga muerta o permanente y
- Carga viva

En cuanto a la carga viva debido al tipo de servicio de la estructura prácticamente es nula, salvo la carga de viento y de montaje en el techo que dado su poca influencia y con fines prácticos se analiza junto con la carga permanente.

i) CALCULO DE RIGIDECES RELATIVAS (Fig. N° 7-68)

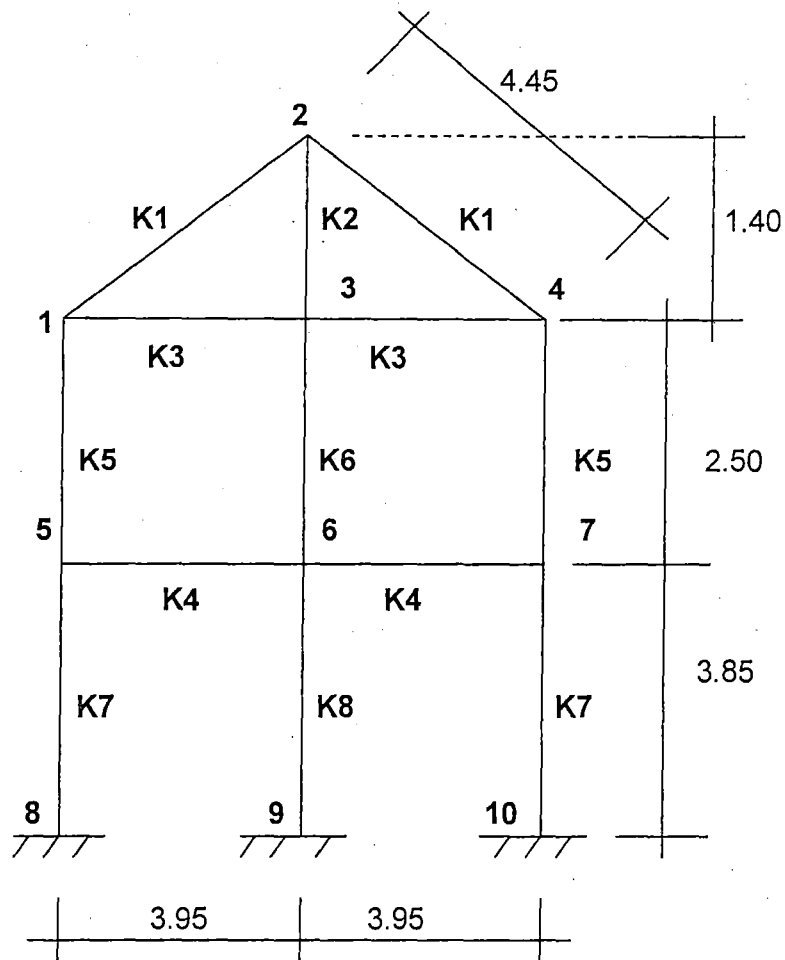


Fig. N° 7-68: Rigideces relativas

$$K1 = (25 \times 20^3 / 12) / 445 = 37.45$$

$$K5 = (25 \times 40^3 / 12) / 250 = 533.33$$

$$K2 = (25 \times 25^3 / 12) / 140 = 232.51$$

$$K6 = (25 \times 25^3 / 12) / 250 = 130.21$$

$$K3 = (25 \times 25^3 / 12) / 395 = 82.41$$

$$K7 = (25 \times 40^3 / 12) / 385 = 346.32$$

$$K4 = (25 \times 30^3 / 12) / 395 = 142.41$$

$$K8 = (25 \times 25^3 / 12) / 385 = 84.55$$

ii) COEFICIENTES DE GIRO

$$\mu_{1-2} = \mu_{4-2} = -1/2(37.45/653.19) = -0.029$$

$$\mu_{1-3} = \mu_{4-3} = -1/2(82.41/653.19) = -0.063$$

$$\mu_{1-5} = \mu_{4-7} = -1/2(533.33/653.19) = -0.408$$

$$\mu_{2-1} = \mu_{2-4} = -1/2(37.45/307.41) = -0.061$$

$$\mu_{2-3} = -1/2(232.51/307.41) = -0.378$$

$$\mu_{3-1} = \mu_{3-4} = -1/2(82.41/527.54) = -0.078$$

$$\mu_{3-2} = -1/2(232.51/527.54) = -0.221$$

$$\mu_{3-6} = -1/2(130.21/527.54) = -0.123$$

$$\mu_{5-1} = \mu_{7-4} = -1/2(533.33/1022.06) = -0.261$$

$$\mu_{5-6} = \mu_{7-8} = -1/2(142.41/1022.06) = -0.070$$

$$\mu_{5-8} = \mu_{7-10} = -1/2(346.32/1022.06) = -0.169$$

$$\mu_{6-5} = \mu_{6-7} = -1/2(142.41/499.58) = -0.143$$

$$\mu_{6-3} = -1/2(130.21/499.58) = -0.130$$

$$\mu_{6-9} = -1/2(84.55/499.58) = -0.084$$

iii) FACTORES DE CORRIMIENTO O COEF. DE DESPLAZAMIENTO

$$\nu_{5-8} = \nu_{7-10} = -3/2(346.32/777.19) = -0.668$$

$$\nu_{6-9} = -3/2(84.55/777.19) = -0.164$$

$$\nu_{1-5} = \nu_{4-7} = -3/2(533.33/1196.87) = -0.668$$

$$\nu_{3-6} = -3/2(130.31/1196.87) = -0.164$$

$$\nu_{2-1} = \nu_{2-4} = -3/2(37.45/307.41) = -0.183$$

$$\nu_{2-3} = -3/2(232.51/307.41) = -1.134$$

iv) MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO

- ELEMENTO 1-2 (Fig. N° 7-69)

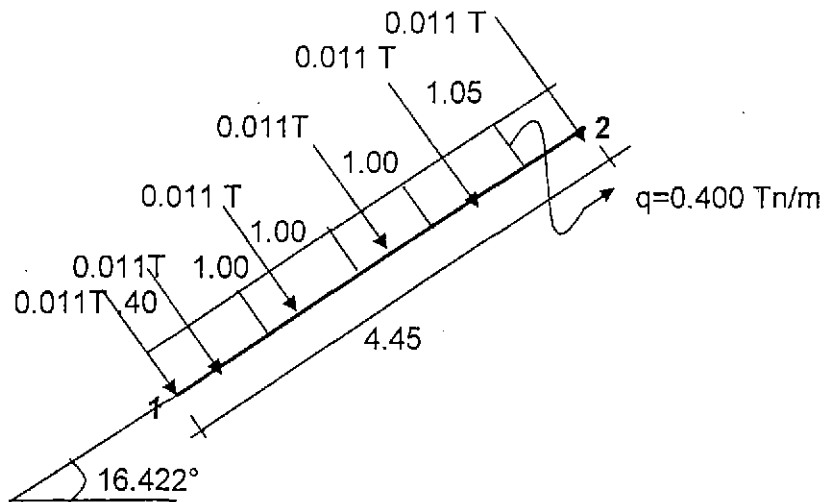


Fig. N° 7-69

$$M_{1-2} = -0.011/4.45^2(0.40 \times 4.05^2 + 1.40 \times 3.05^2 + 2.40 \times 2.05^2 + 3.40 \times 1.05^2) - 0.40 \times 4.45^2/12$$

$$M1-2 = -0.000555(6.561+13.024+10.086+3.75) - 0.66 = -0.679 \text{ T-m}$$

$$M2-1 = 0.011/4.45^2(0.40^2 \times 4.05 + 1.40^2 \times 3.05 + 2.40^2 \times 2.05 + 3.40^2 \times 1.05) + 0.40 \times 4.45^2/12$$

$$M2-1 = 0.000555(0.648+5.978+11.808+12.138) + 0.66 = 0.678 \text{ T-m}$$

- ELEMENTO 1-3 (Fig. N° 7-70)

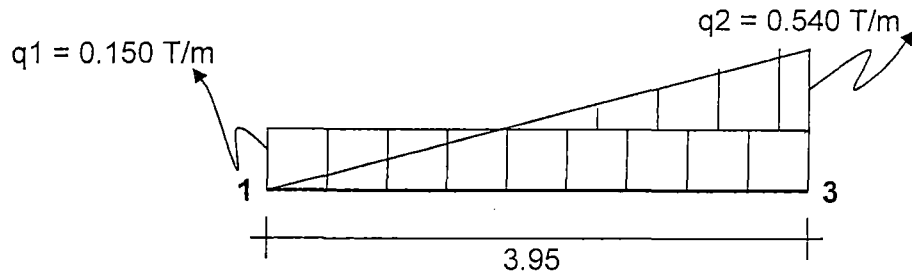


Fig. N° 7-70

$$M1-3 = -0.15 \times 3.95^2/12 - 0.54 \times 3.95^2/30 = -0.195 - 0.281 = -0.476 \text{ T-m}$$

$$M3-1 = 0.15 \times 3.95^2/12 + 0.54 \times 3.95^2/20 = 0.195 + 0.421 = 0.616 \text{ T-m}$$

- ELEMENTO 5-6 (Fig. N° 7-71)

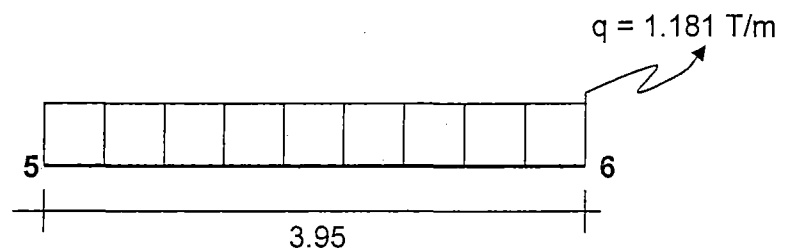


Fig. N° 7-71

$$M5-6 = -1.1810 \times 3.95^2/12 = -1.536 \text{ T-m}$$

$$M6-5 = 1.536 \text{ T-m}$$

v) MOMENTOS DE SUJECIÓN O FIJACIÓN

$$\zeta_1 = -1.155 \text{ T-m} \quad \zeta_2 = 0.000 \text{ T-m} \quad \zeta_3 = 0.000 \text{ T-m}$$

$$\zeta_4 = 1.155 \text{ T-m} \quad \zeta_5 = -1.536 \text{ T-m} \quad \zeta_6 = 0.000 \text{ T-m}$$

$$\zeta_7 = 1.536 \text{ T-m}$$

vi) MOMENTOS DE PISO

$$F_1 = 4.995 \quad \bar{H}_I = 1.429$$

$$F_2 = 4.621 \quad \bar{H}_{II} = 4.621$$

$$F_3 = 1.429 \quad \bar{H}_{III} = 4.995$$

$$\bar{Q}_I = \bar{H}_I = 1.429$$

$$\bar{Q}_{II} = \bar{H}_I + \bar{H}_{II} = 1.429 + 4.621 = 6.050 \text{ T}$$

$$\bar{Q}_{III} = \bar{H}_I + \bar{H}_{II} + \bar{H}_{III} = 1.429 + 4.621 + 4.995 = 11.045 \text{ T}$$

$$\bar{M}_I = \bar{Q}_I x h_I / 3 = 1.429 x 1.40 / 3 = 0.667 \text{ T-m}$$

$$\bar{M}_{II} = \bar{Q}_{II} x h_{II} / 3 = 6.05 x 2.50 / 3 = 5.042 \text{ T-m}$$

$$\bar{M}_{III} = \bar{Q}_{III} x h_{III} / 3 = 11.045 x 3.85 / 3 = 14.174 \text{ T-m}$$

vii) MOMENTOS FINALES CON SIGNOS DE KANI (POR SISMO)

Los momentos debido al desplazamiento horizontal producido por acción sísmica han sido calculados manualmente. Ver Fig- N° 7-72

Unid. T-m.

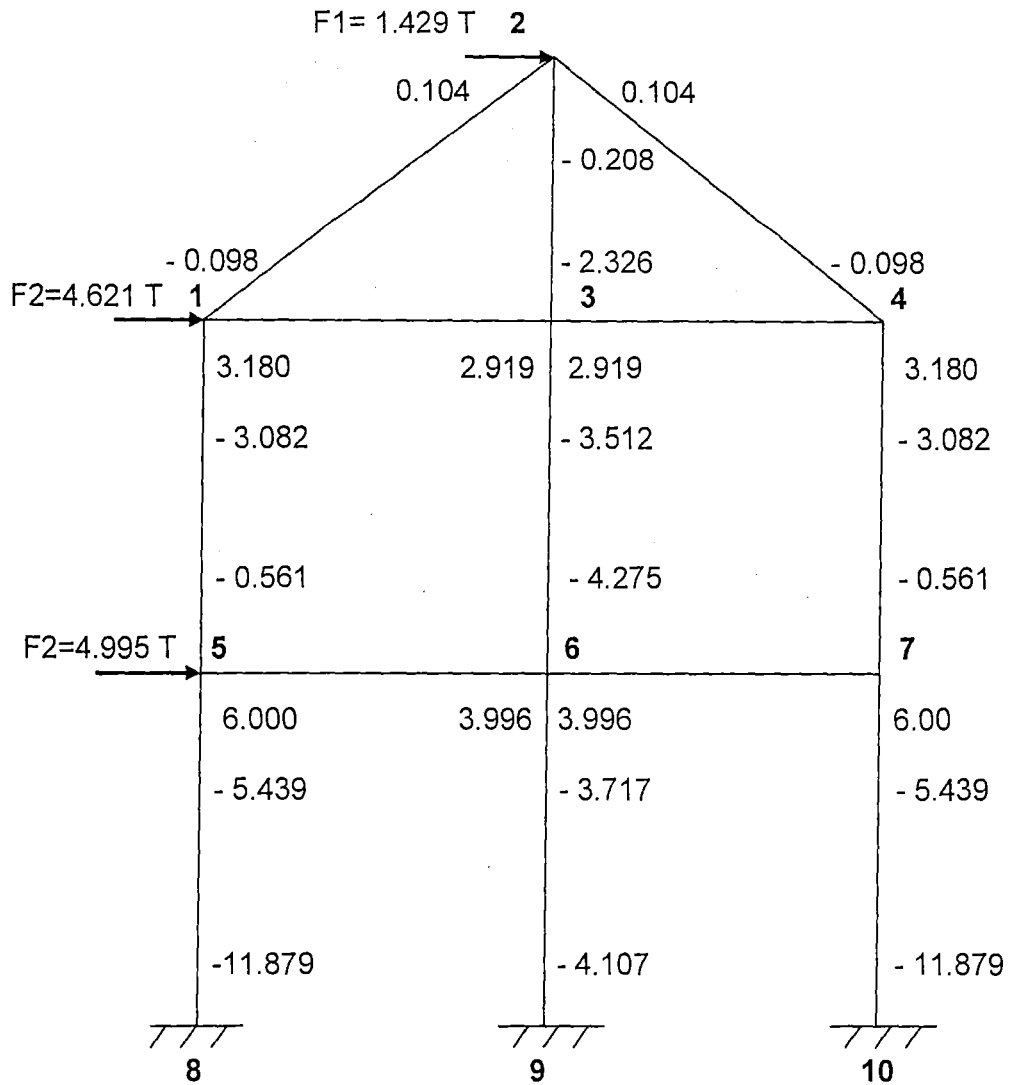


Fig. N° 7-72

J) DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES - CARGA HORIZONTAL

Ver Fig. N° 7-73
Unid. T-m.

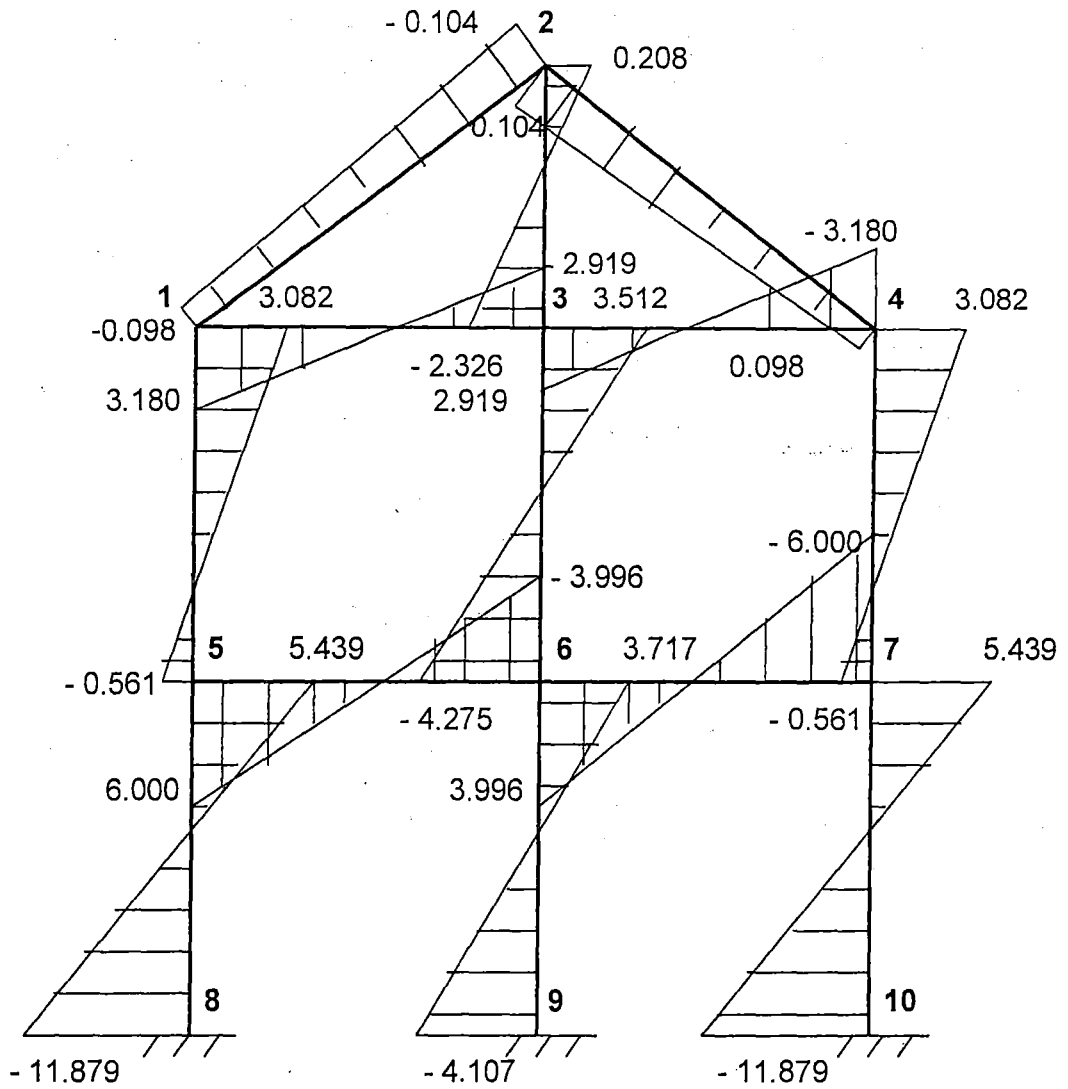
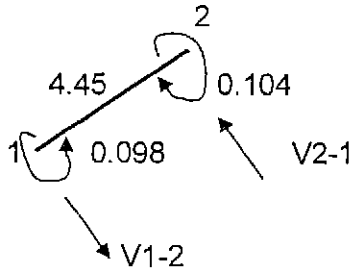


Fig. N° 7-73

K) CALCULO DE FUERZAS CORTANTES – CARGA HORIZONTAL

En las siguientes figuras se muestra el cálculo de la fuerza cortante en cada elemento.

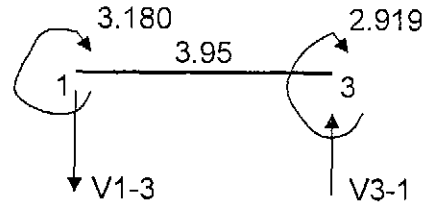
- ELEMENTO 1-2



$$V1-2 = V2-1 = (0.104 - 0.098)/4.45$$

$$V1-2 = V2-1 = 0.001 \text{ T}$$

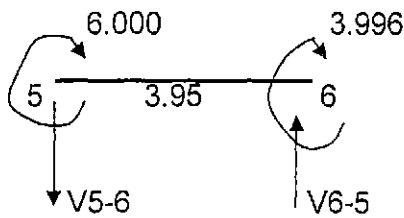
ELEMENTO 1-3



$$V1-3 = V3-1 = (3.18 + 2.919)/3.95$$

$$V1-3 = V3-1 = 1.540 \text{ T}$$

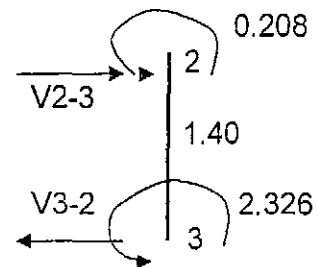
- ELEMENTO 5-6



$$V5-6 = V6-5 = (6.00 + 3.996)/3.95$$

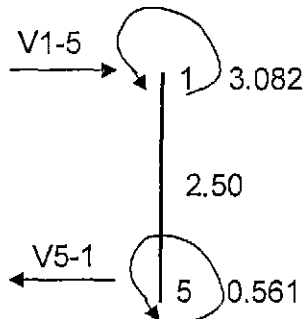
$$V5-6 = V6-5 = 2.530 \text{ T}$$

ELEMENTO 2-3



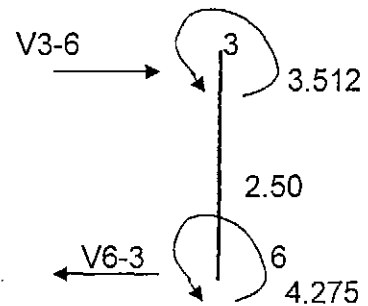
$$V2-3 = V3-2 = (0.208 + 2.326)/1.40$$

$$V2-3 = V3-2 = 1.810 \text{ T}$$



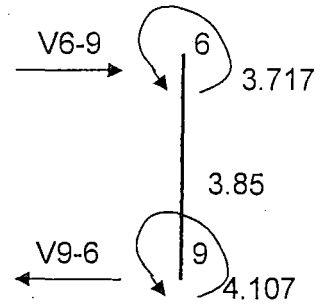
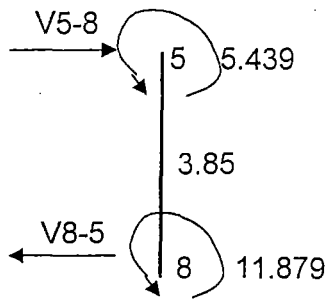
$$V1-5 = V5-1 = (3.082 + 0.561)/2.50$$

$$V1-5 = V5-1 = 1.46 \text{ T}$$



$$V3-6 = V6-3 = (3.512 + 4.275)/2.50$$

$$V3-6 = V6-3 = 3.110 \text{ T}$$



$$V5-8 = V8-5 = (5.439 + 11.879)/3.85$$

$$V5-8 = V8-5 = 4.50 \text{ T}$$

$$V6-9 = V9-6 = (3.512 + 4.275)/2.50$$

$$V6-9 = V9-6 = 2.03 \text{ T}$$

L) DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES – CARGA HORIZONTAL

Unid. Tn.
Ver Fig. N° 7-74

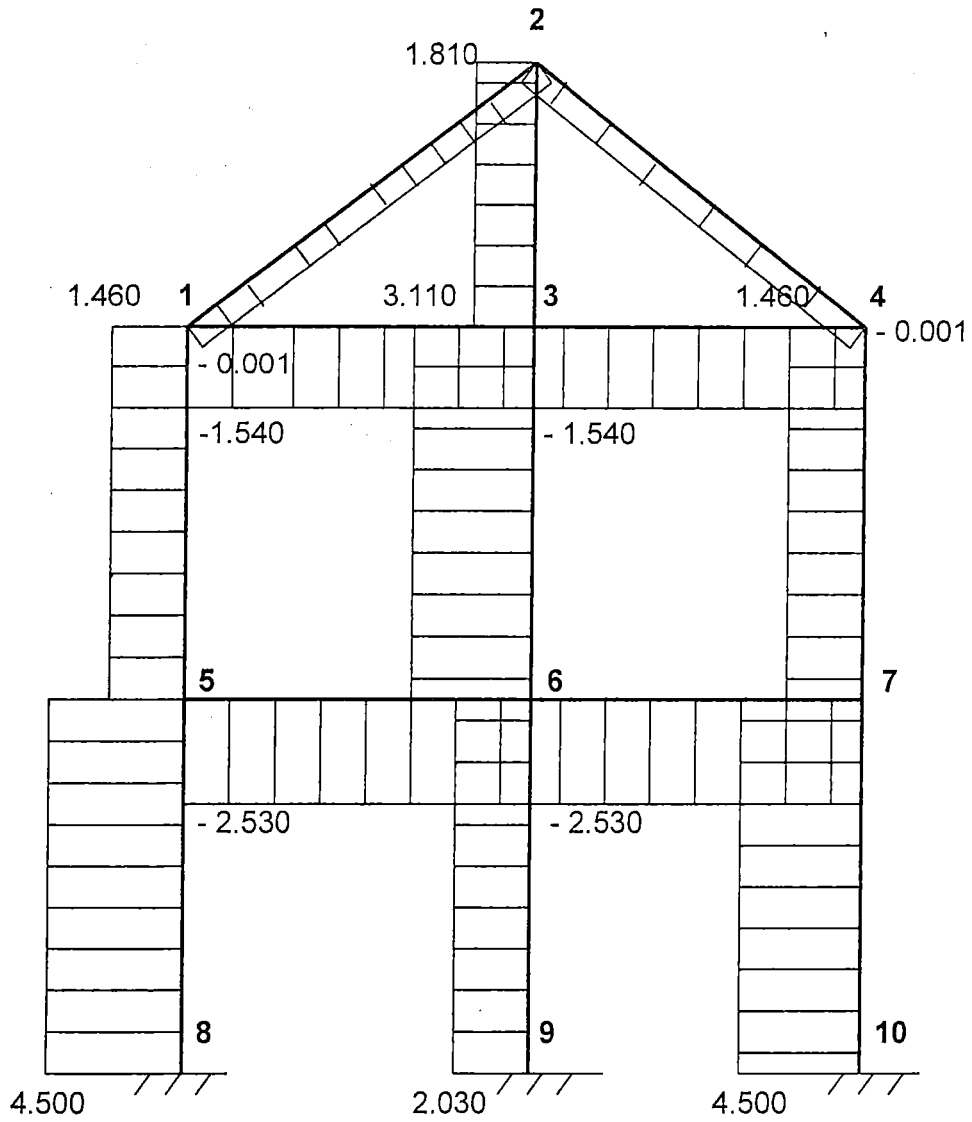


Fig. N° 7-74

M) MOMENTOS FINALES CON SIGNOS DE KANI (POR CARGA MUERTA)

Los momentos debido al desplazamiento horizontal producido por acción sísmica han sido calculados manualmente. Ver Fig- N° 7-75

Unid. Tn-m.

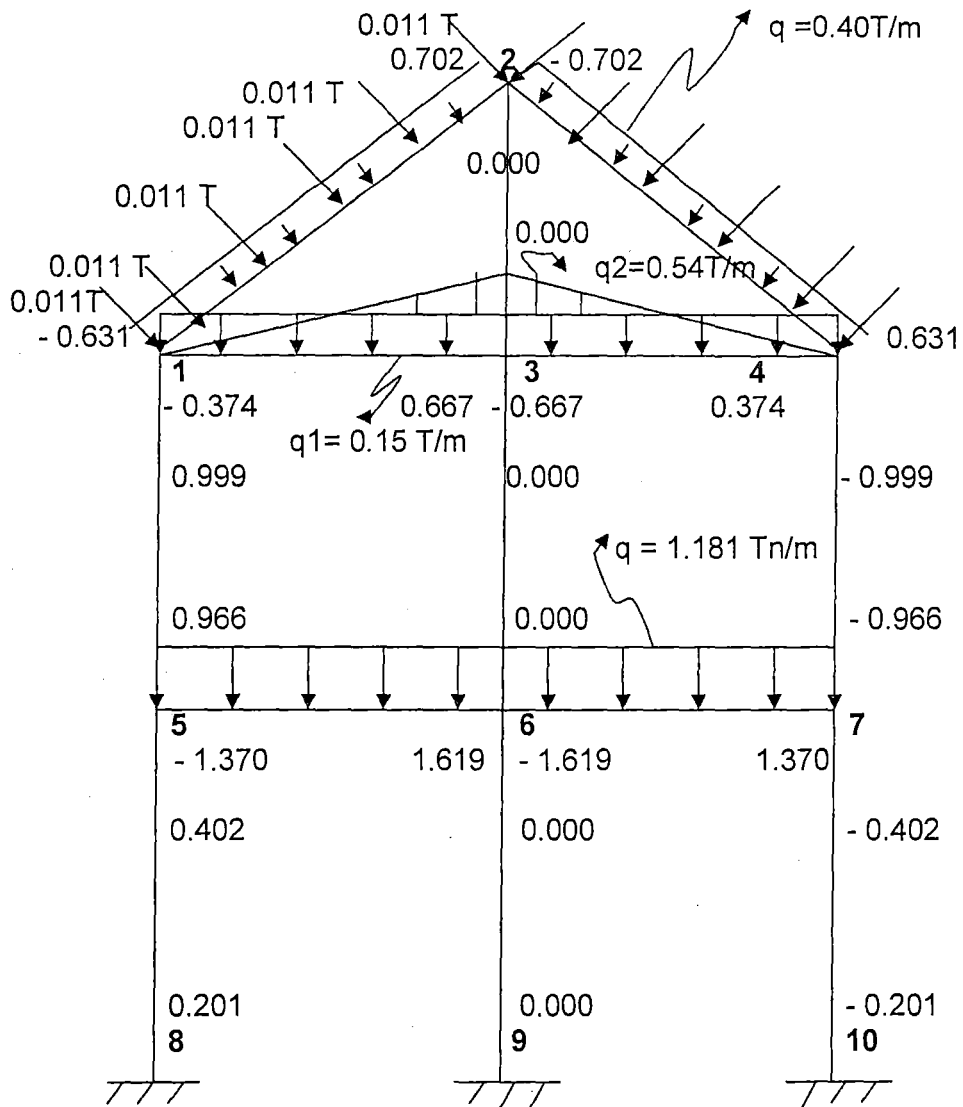


Fig. N° 7-75

N) DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES – CARGA MUERTA

Ver Fig. N° 7-76
Unid. T-m.

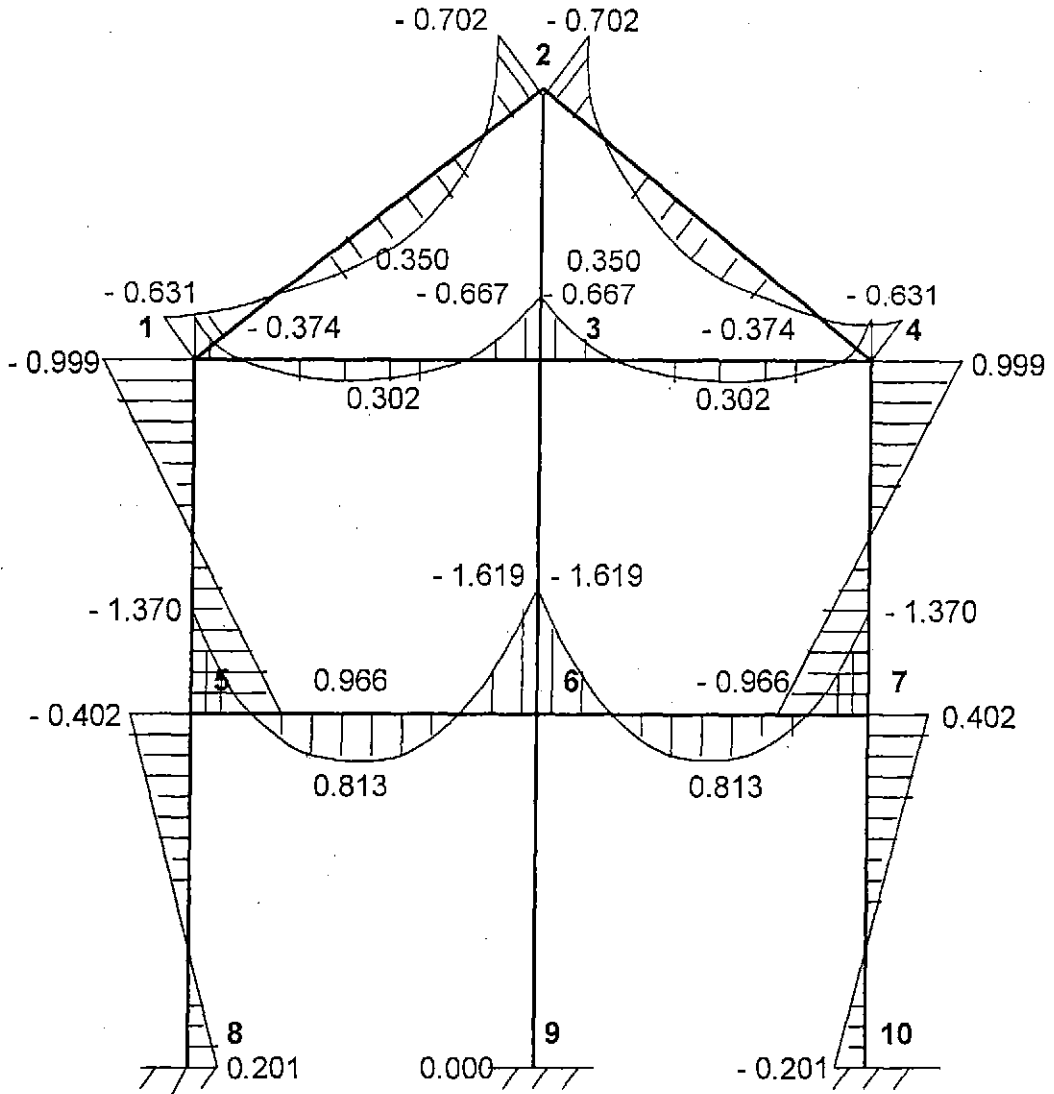


Fig. N° 7-76

O) CALCULO DE FUERZAS CORTANTES – CARGA MUERTA

i) ELEMENTO 1-2 (Fig. N° 7-77)

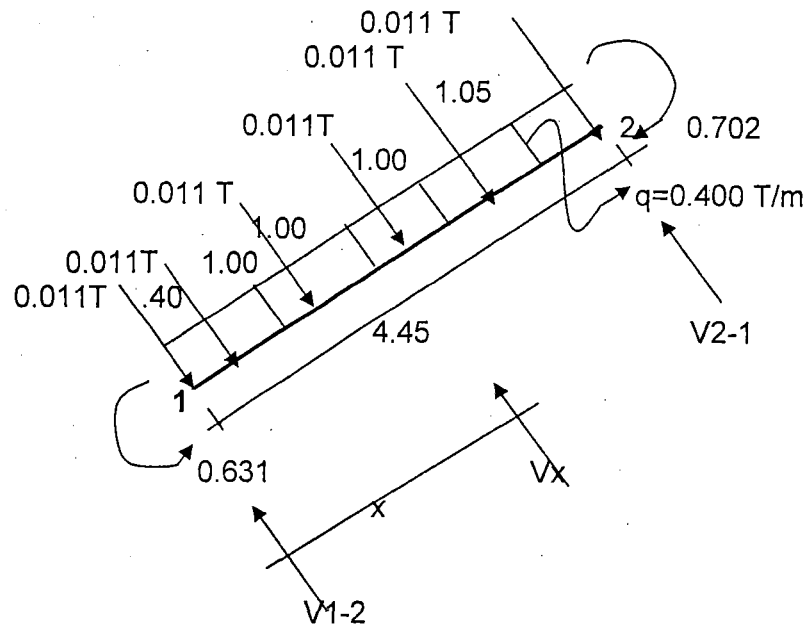


Fig. N° 7-77

$$\sum M_2 = 0, \quad 4.45V_{1-2} - 0.011(4.45+4.05+3.05+2.05+1.05) - 0.40 \times 4.45^2/2 - 0.631 + 0.702 = 0$$

$$V_{1-2} = 0.910 \text{ T}$$

$$\sum F_y = 0, \quad V_{1-2} + V_{2-1} = 0.066 + 4.45 \times 0.40$$

$$V_{2-1} = 0.940 \text{ T}$$

$$V_x = V_{1-2} - 0.033 - 0.40x = 0, \quad x = 2.19 \text{ m}$$

Momento máximo positivo (cuando $V_x = 0$, $x = 2.19$)
 $M_x = 0.350 \text{ T-m}$

ii) ELEMENTO 1-3 (Ver Fig. N° 7-78)

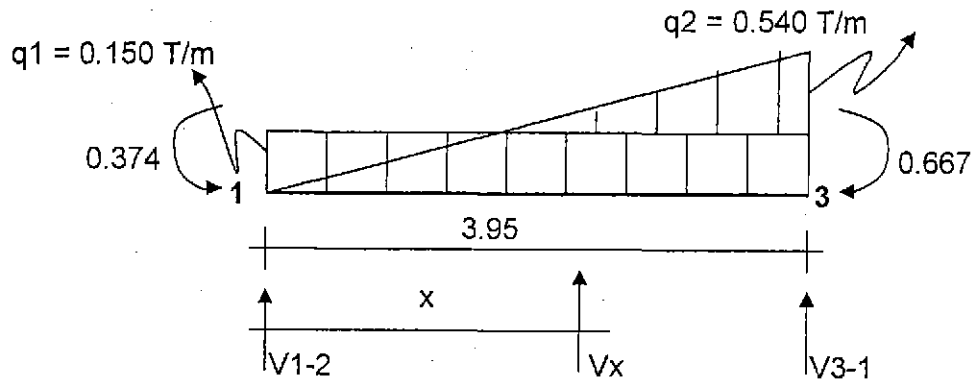


Fig. N° 7-78

$$\sum M_3 = 0, \quad 3.95V_{1-3} - 0.374 + 0.667 - 0.15 \times 3.95^2/2 - 0.54 \times 3.95^2/6 = 0$$

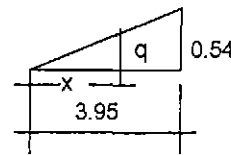
$$V_{1-3} = 0.580 \text{ T}$$

$$\sum F_y = 0, \quad V_{1-3} + V_{3-1} = 0.15 \times 3.95 + 0.54 \times 3.95/2$$

$$V_{3-1} = 1.080 \text{ T}$$

$$V_x = V_{1-3} - 0.15x - qx/2, \quad q = 0.137x$$

$$V_x = 0, \quad x = 2.00 \text{ m}$$



Momento máximo positivo (cuando $V_x = 0$, $x = 2.00$)

$$M_x = 0.302 \text{ T-m}$$

iii) ELEMENTO 5-6 (Ver Fig. N° 7-79)

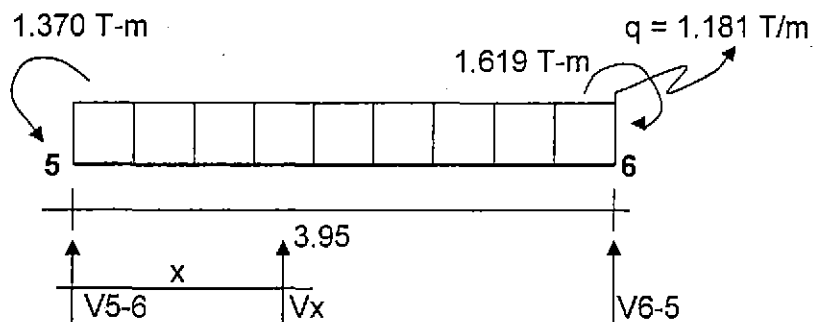


Fig. N° 7-79

$$\sum M_6 = 0, \quad 3.95V_{5-6} - 1.370 + 1.619 - 1.181 \times 3.95^2/2 = 0$$

$$V_{5-6} = 2.270 \text{ Tn}$$

$$\sum F_y = 0, \quad V_{5-6} + V_{6-5} = 1.181 \times 3.95$$

$$V_{6-5} = 2.400 \text{ T}$$

$$V_x = V_{5-6} - 1.181x = 0, \quad x = 1.92 \text{ m}$$

Momento máximo positivo (cuando $V_x = 0$, $x = 1.92$)

$$M_x = 0.813 \text{ T-m}$$

iv) ELEMENTO 1-5 (Fig N° 7-80)

ELEMENTO 5-8 (Fig. N° 7-81)

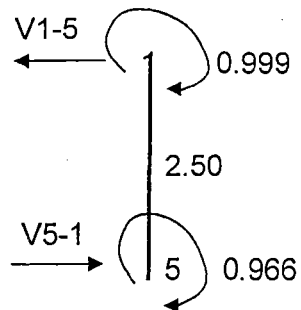


Fig. N° 7-80

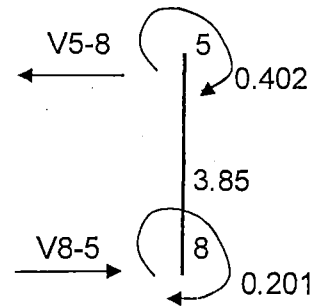


Fig. N° 7-81

$$V_{1-5} = V_{5-1} = \frac{(0.999 + 0.966)}{2.50} \quad V_{5-8} = V_{8-5} = \frac{(0.402 + 0.201)}{3.85}$$

$$V_{1-5} = V_{5-1} = 0.790 \text{ T}$$

$$V_{5-8} = V_{8-5} = 0.160 \text{ T}$$

P) DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES – CARGA MUERTA

Ver Fig. N° 7-82

Unid. Tn

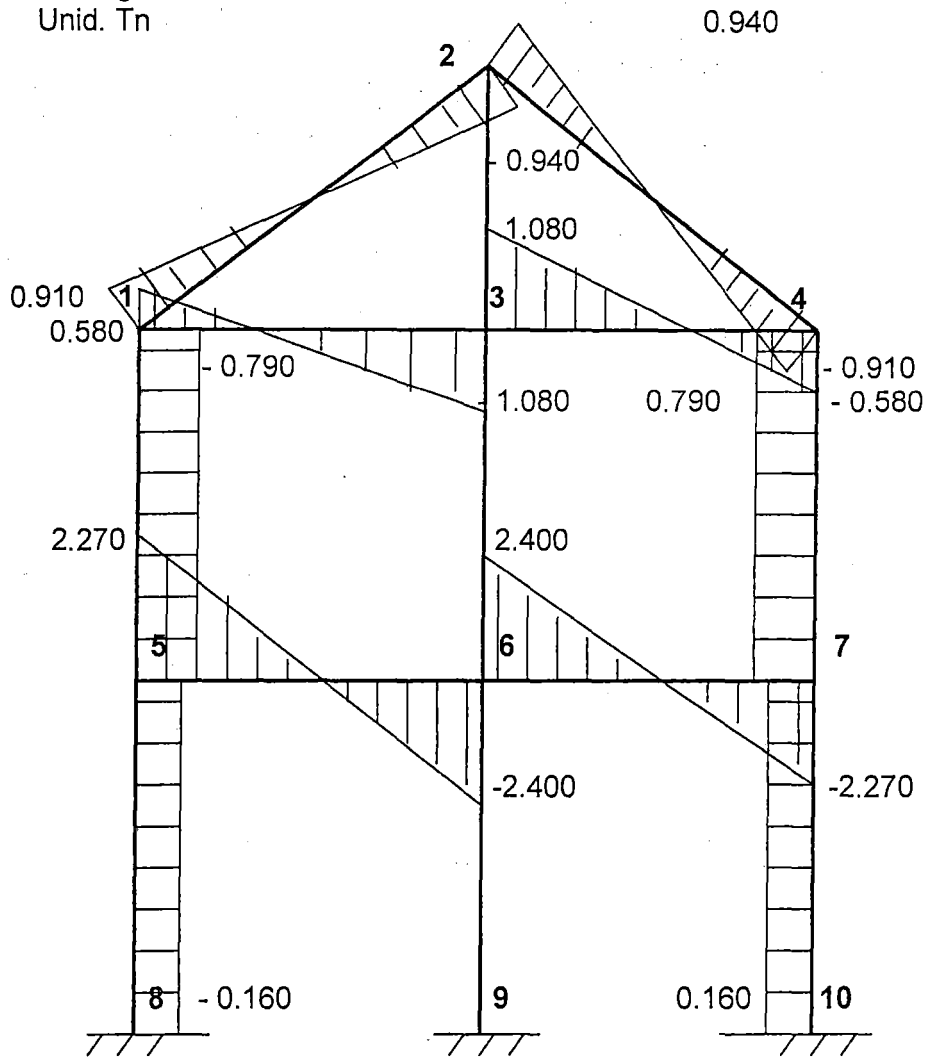


Fig. N° 7-82

Q) DISEÑO DE VIGAS

i) REFUERZO LONGITUDINAL

- VIGA – COLUMNA 1-2 (VS-2)

Del diagrama de momentos flectores se tiene el Cuadro N°7-15 :
Unid. T-m.

Cuadro N° 7-15: Momentos flectores Ms y MD

Carga	Izquierda	Derecha	Centro
Por sismo (Ms)	- 0.098	- 0.104	-
Muerta (MD)	- 0.631	- 0.702	0.350

Extremo derecho (lado crítico)

Eligiendo la posibilidad más desfavorable

$$M_{\mu} = 1.25(- 0.104 - 0.702) = - 1.008 \text{ T-m}$$

COMPRESIÓN

$$M_{cmax} = \phi \cdot 0.85f'c(d-a/2)ab$$

$$a = \rho_{max} \cdot d \cdot f_y / (0.85f'c)$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b$$

$$\rho_b = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'c / f_y (6000 / (6000 + f_y))$$

$$\rho_b = 0.85 \times 0.85 \times 210 / 4200 (6000 / (6000 + 4200)) = 0.02125$$

$$\rho_{max} = 0.75 \times 0.02125 = 0.01594$$

$$a = 0.01594 \times 16 \times 4200 / (0.85 \times 210) = 6.00 \text{ cm}$$

$$M_{cmax} = 0.90 \times 0.85 \times 210 (16 - 6/2) 6 \times 25 = 3.13 \text{ T-m}$$

$M_{\mu} = 1.008 < M_{cmax} = 3.13 \text{ T-m}$, entonces no es necesario acero en compresión)

TRACCIÓN

$$\boxed{\text{VS-2}} \quad h=0.20, d=0.16 \\ b=0.25$$

$$M_{\mu} = \phi(As \cdot fy (d-a/2)), \quad a = As \cdot fy / (0.85f'c \cdot b)$$


$$M_{\mu} = \phi(As \cdot fy (d - As \cdot fy / (2 \cdot 0.85f'c \cdot b)))$$

$$1.008 \times 1000000 = 0.90 [As \times 4200 (16 - As \times 4200 / (2 \times 0.85 \times 210 \times 25))]$$

$$As = 1.76 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min} = 14 \cdot b \cdot d / fy = 14 \times 25 \times 16 / 4200 = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min} = 1.33 < 1.76 \text{ cm}^2, \text{ por lo tanto usar } As = 1.76 \text{ cm}^2$$



$$2 \text{ } \phi \text{ de } \frac{1}{2}'' = 2.54 \text{ cm}^2 > 1.76 \text{ cm}^2 \text{ ¡OK!}$$


Centro

$$M_{\mu} = \phi [As \cdot fy (d - As \cdot fy / (2 \cdot 0.85f'c \cdot b))]$$

$$0.35 \times 1000000 = 0.90 [As \times 4200 (16 - As \times 4200 / (2 \times 0.85 \times 210 \times 25))]$$

$$As = 0.60 \text{ cm}^2$$

$$As = 0.60 \text{ cm}^2 < As_{\min} = 1.33 \text{ cm}^2, \text{ por lo tanto usar } As_{\min} = 1.33 \text{ cm}^2.$$



$$2 \text{ } \phi \text{ de } \frac{1}{2}'' = 2.54 \text{ cm}^2 > 1.33 \text{ cm}^2 \text{ ¡OK!}$$

- VIGA 1- 3 (VA-2)

Del diagrama de momentos flectores se tiene el Cuadro N° 7-16:
Unid. T-m

Cuadro N° 7-16: Momentos flectores Ms y MD

Carga	Izquierda	Derecha	Centro
Por sismo (Ms)	3.180	- 2.919	-
Muerta (MD)	- 0.374	- 0.667	0.302

Extremo derecho (lado crítico)

Eligiendo la posibilidad más desfavorable
 $M_{\mu} = 1.25 (- 2.919 - 0.667) = - 4.483 \text{ T-m}$

COMPRESIÓN

$$M_{cmax} = \phi \cdot 0.85f'c(d-a/2)a \cdot b$$

$$a = \rho_{max} \cdot d \cdot f_y / (0.85f'c)$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b$$

$$\rho_b = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'c / f_y (6000 / (6000 + f_y))$$

$$\rho_b = 0.85 \times 0.85 \times 210 / 4200 (6000 / (6000 + 4200)) = 0.02125$$

$$\rho_{max} = 0.75 \times 0.02125 = 0.01594$$

$$a = 0.01594 \times 21 \times 4200 / (0.85 \times 210) = 7.880 \text{ cm}$$

$$M_{cmax} = 0.90 \times 0.85 \times 210 (21 - 7.88/2) 7.88 \times 25 = 5.40 \text{ T-m}$$

$M_\mu = 4.483 < M_{cmax} = 5.40 \text{ T-m}$, entonces no es necesario acero en compresión)

TRACCIÓN

$$M_\mu = \phi (A_s \cdot f_y (d - a/2)), \quad a = A_s \cdot f_y / (0.85f'c \cdot b)$$

$$M_\mu = \phi (A_s \cdot f_y (d - A_s \cdot f_y / (2 \times 0.85f'c \cdot b)))$$

$$4.483 \times 100000 = 0.90 [A_s \times 4200 (21 - A_s \times 4200 / (2 \times 0.85 \times 210 \times 25))]$$

$$A_s = 6.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 14 \cdot b \cdot d / f_y = 14 \times 25 \times 21 / 4200 = 1.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 1.75 < 6.60 \text{ cm}^2, \text{ por lo tanto usar } A_s = 6.62 \text{ cm}^2$$



$$2 \text{ } \phi \text{ de } 5/8" + 2 \text{ } \phi \text{ de } 1/2" = 6.50 \text{ cm}^2 \approx 6.62 \text{ cm}^2 \text{ ¡OK!}$$

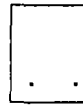
Centro

$$M_\mu = \phi [A_s \cdot f_y (d - A_s \cdot f_y / (2 \times 0.85f'c \cdot b))]$$

$$0.302 \times 100000 = 0.90 [A_s \times 4200 (21 - A_s \times 4200 / (2 \times 0.85 \times 210 \times 25))]$$

$$A_s = 0.40 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.40 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ min}} = 1.75 \text{ cm}^2$, por lo tanto usar $A_{s \text{ min}} = 1.75 \text{ cm}^2$.



$2 \text{ } \emptyset \text{ de } \frac{1}{2} = 2.54 \text{ cm}^2 > 1.75 \text{ cm}^2 \text{ ¡OK!}$

- VIGA 5- 6 (V-102)

Del diagrama de momentos flectores se tiene el Cuadro N° 7-17:
Unid. T-m.

Cuadro N° 7-17: Momentos flectores M_s y M_D

Carga	Izquierda	Derecha	Centro
Por sismo (M_s)	6.000	- 3.996	-
Muerta (M_D)	- 1.370	- 1.619	0.813

Extremo derecho (lado crítico)

Eligiendo la posibilidad más desfavorable

$$M_{\mu} = 1.25 (- 3.996 - 1.619) = - 7.019 \text{ T-m}$$

COMPRESIÓN

$$M_{c \text{ max}} = \emptyset \cdot 0.85 f'c (d-a/2) ab$$

$$a = \rho_{\text{max}} \cdot d \cdot f_y / (0.85 f'c)$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.75 \rho_b$$

$$\rho_b = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'c / f_y (6000 / (6000 + f_y))$$

$$\rho_b = 0.85 \times 0.85 \times 210 / 4200 (6000 / (6000 + 4200)) = 0.02125$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.75 \times 0.02125 = 0.01594$$

$$a = 0.01594 \times 26 \times 4200 / (0.85 \times 210) = 9.750 \text{ cm}$$

$$M_{c \text{ max}} = 0.90 \times 0.85 \times 210 (26 - 9.75/2) 9.75 \times 25 = 8.272 \text{ T-m}$$

$M_{\mu} = 7.019 < M_{c \text{ max}} = 8.272 \text{ T-m}$, entonces no es necesario acero en compresión

$$\boxed{\text{V-102}} \quad h=0.30, d=0.26 \\ b=0.25$$

TRACCIÓN

$$M_{\mu} = \phi(As \cdot fy (d-a/2)), \quad a = As \cdot fy / (0.85f'c \cdot b)$$

$$M_{\mu} = \phi(As \cdot fy (d - As \cdot fy / (2 \cdot 0.85f'c \cdot b)))$$

$$7.019 \times 100000 = 0.90 [As \times 4200 (26 - As \times 4200 / (2 \times 0.85 \times 210 \times 25))]$$

$$As = 8.42 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min} = 14 \cdot b \cdot d / fy = 14 \times 25 \times 26 / 4200 = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min} = 2.17 < 8.62 \text{ cm}^2, \text{ por lo tanto usar } As = 8.42 \text{ cm}^2$$



$$4 \text{ } \phi \text{ de } 5/8" = 7.92 \text{ cm}^2 \approx 8.42 \text{ cm}^2 \text{ ¡OK!}$$

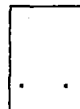
Centro

$$M_{\mu} = \phi [As \cdot fy (d - As \cdot fy / (2 \cdot 0.85f'c \cdot b))]$$

$$0.813 \times 100000 = 0.90 [As \times 4200 (21 - As \times 4200 / (2 \cdot 0.85 \times 210 \times 25))]$$

$$As = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$As = 1.05 \text{ cm}^2 < As_{\min} = 1.75 \text{ cm}^2, \text{ por lo tanto usar } As_{\min} = 1.75 \text{ cm}^2.$$



$$2 \text{ } \phi \text{ de } 1/2" = 2.54 \text{ cm}^2 > 1.75 \text{ cm}^2 \text{ ¡OK!}$$

En la práctica dado que el fierro negativo es de 5/8", entonces para tener una armadura un tanto equilibrada en la parte positiva se utilizará 2 ϕ de 5/8".

ii) CALCULO DEL ACERO TRANSVERSAL EN VIGAS

- VIGA – COLUMNA 1- 2 (VS-2)

Del diagrama de fuerzas cortantes se tiene el Cuadro N° 7-18.

Unid. T

Cuadro N° 7-18: Fuerza cortante Vs y VD

F. Cortante	Izquierda	Derecha
Por sismo (Vs)	- 0.001	0.001
Muerta (VD)	0.910	0.939

Extremo derecho (lado crítico)

$$P = 0.011 \text{ T}$$

Eligiendo la posibilidad más desfavorable

$$V_{\mu} = 1.25(0.001 + 0.939) = 1.175 \text{ T}$$

Corte a la distancia $d = 0.16 \text{ m}$

$$V_{\mu d} = V_{\mu} - w_{\mu} \cdot d - P_{\mu}$$

$$w_{\mu} = 1.40 \times 0.40 = 0.56 \text{ T/m}$$

$$P_{\mu} = 1.40 \times 0.011 = 0.015 \text{ T}$$

$$V_{\mu d} = 1.175 - 0.56 \times 0.16 - 0.015 = 1.07 \text{ T}$$

Corte admisible del concreto

$$V_c = 0.53 (f'c)^{1/2} b d = 0.53 \times (210)^{1/2} \times 25 \times 16 = 3.072 \text{ T}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 3.072 = 2.611 \text{ T}$$

$$V_{\mu} = 1.175 \text{ T} < \phi V_c / 2 = 1.305 \text{ T}$$

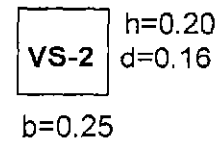
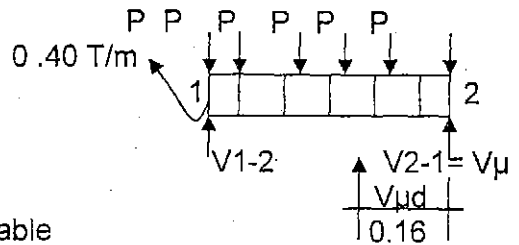
Entonces no se necesita ningún tipo de refuerzo transversal.

Pero con fines de formar y presentar la armadura longitudinal se utilizará A_{vmin} utilizando fierro de $\phi = 1/4"$, $A_v = 2 \times 0.317 = 0.634 \text{ cm}^2$

Considerando: $A_{vmin} = 3.50bs/f_y$

$$s = 0.634 \times 4200 / (3.50 \times 25) = 30.43 \text{ cm.}$$

Por lo tanto se puede utilizar $\phi 1/4" @ 0.30 \text{ m}$ cerca de los apoyos, en resto utilizar $@ 0.40 \text{ m}$.



- VIGA 1- 3 (VA-2)

Del diagrama de fuerzas cortantes se tiene el Cuadro N° 7-19
Unid. T

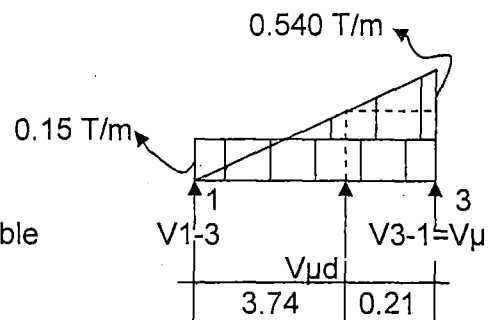
Cuadro N° 7-19: Fuerza cortante Vs y VD

F. Cortante	Izquierda	Derecha
Por sismo (Vs)	- 1.540	1.500
Muerta (VD)	0.580	1.080

Extremo derecho (lado crítico)

Eligiendo la posibilidad más desfavorable

$$V_{\mu} = 1.25(1.500 + 1.080) = 3.225 \text{ T}$$



Corte a la distancia d=0.21m

$$V_{\mu d} = V_{\mu} - w_{\mu} \cdot d, \quad q_x = 0.137 \cdot (3.95 - x) = 0.17 \cdot 3.74 = 0.512 \text{ T/m}$$

$$w_{\mu} \cdot d = 1.40 \cdot q + 1.40 \cdot q_x$$

$$V_{\mu d} = 3.225 - 1.40 \cdot 0.21(0.150 + 0.512 + 0.028/2)$$

$$V_{\mu d} = 3.026 \text{ T}$$

VA-2	h=0.25
	d=0.21
	b=0.25

Corte admisible del concreto

$$V_c = 0.53 (f'c)^{1/2} b d = 0.53 \times (210)^{1/2} \times 25 \times 21 = 4.032 \text{ T}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 4.032 = 3.427 \text{ T}$$

$$V_{\mu} = 3.225 \text{ T} < \phi V_c / 2 = 3.427 \text{ T}$$

Entonces no se necesita ningún tipo de refuerzo transversal.

Pero con fines de formar y presentar la armadura longitudinal se utilizará A_{vmin} utilizando fierro de $\phi = 1/4"$, $A_v = 2 \times 0.317 = 0.634 \text{ cm}^2$

Considerando: $A_{vmin} = 3.50bs/f_y$

$$s = 0.634 \times 4200 / (3.50 \times 25) = 30.43 \text{ cm.}$$

Por lo tanto se puede utilizar $\varnothing 1/4'' @ 0.30 \text{ m}$ cerca de los apoyos, en resto utilizar $@ 0.40 \text{ m}$.

- VIGA 5- 6 (V-102)

Del diagrama de fuerzas cortantes se tiene el Cuadro N° 7-20
Unid. T.

Cuadro N° 7-20: Fuerza Cortante Vs y VD

Fuer. Cortante	Izquierda	Derecha
Por sismo	- 2.530	2.530
Muerta	2.270	2.400

Extremo derecho (lado crítico)

Eligiendo la posibilidad más desfavorab.

$$V_{\mu} = 1.25(2.530 + 2.400) = 6.163 \text{ T}$$

Corte a la distancia $d = 0.26 \text{ m}$

$$V_{\mu d} = V_{\mu} - w_{\mu} \cdot d$$

$$w_{\mu} = 1.40 \times 1.181 = 1.653 \text{ T}$$

$$V_{\mu d} = 6.163 - 1.653 \times 0.26 = 5.733 \text{ T}$$

Corte admisible del concreto

$$V_c = 0.53 (f'c)^{1/2} b d = 0.53 \times (210)^{1/2} \times 25 \times 26 = 4.992 \text{ T}$$

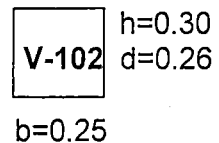
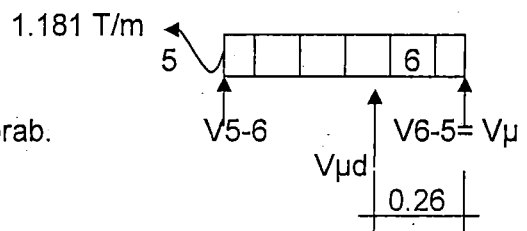
$$\varnothing V_c = 0.85 \times 4.992 = 4.243 \text{ T}$$

$V_{\mu c} = 6.163 \text{ T} > \varnothing V_c = 4.243 \text{ T}$, entonces se necesita estribar

Espaciamiento a la distancia "d"

$$V_s = V_{\mu d} / 0.85 - V_c = 5.733 / 0.85 - 4.992 = 1.753 \text{ T}$$

Usando estribos de $\varnothing 1/4''$, $A_v = 0.634 \text{ cm}^2$



$$s = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s = 0.634 \times 4.2 \times 26 / 1.752 = 39.52 \text{ cm}$$

$$V_n = V_{\mu d} / 0.85 = 5.733 / 0.85 = 6.745 \text{ T}$$

$$V_n > V_c, \text{ entonces si } V_s < 1.06 \times (f'c)^{1/2} \cdot b \cdot d = 1.06 \times (210)^{1/2} \times 25 \times 26 = 9.98 \text{ T}$$

$V_s = 1.719 \text{ T} < 9.98 \text{ T}$, entonces $s \leq d/2 = 13 \text{ cm}$ \vee $s \leq 0.60 \text{ cm}$, se opta por $s = 0.13 \text{ m}$, utilizar $\emptyset \frac{1}{4}" @ 0.13 \text{ m}$.

Considerando: $A_{v_{\min}} = 3.5 b_s / f_y$

$s = 0.634 \times 4200 / (3.5 \times 25) = 30.43 \text{ cm}$ (separación mínima), por lo tanto se puede utilizar $s \leq d/2 = 13 \text{ cm}$.

Calculando de la distancia de refuerzo mínimo de acero transversal según Roberto Morales M. ($V_{n0} = V_c/2$).

Según condición $V_{n0} = V_c/2 = 4.992/2 = 2.496 \text{ Tn}$, entonces $V_{\mu 0} = \emptyset V_{n0} = 0.85 \times 2.496 = 2.122 \text{ T}$

$$\text{Distancia} = x = (V_{\mu} - V_{\mu 0}) / w_{\mu}$$

$$w_{\mu} = 1.40 \cdot q = 1.653 \text{ T/m}$$

$x = (6.163 - 2.122) / 1.653 = 2.44 \text{ m}$, entonces la distancia a estribar será 2.44 m .

Según otras recomendaciones la distancia a estribar "L" se determina así:

$$x' = (V_{\mu} - V_c) / w_{\mu} = (6.163 - 4.992) / 1.653 = 0.71$$

$$L = x' + d = 0.62 + 0.26 = 0.97 \text{ m}$$

Como el acero requerido es mínimo se opta por $L = 0.97 \text{ m} \approx 1.00 \text{ m}$

Utilizar $\emptyset \frac{1}{4}"$: 01 @ 0.05, 02 @ 0.13, 02 @ 0.35, el resto utilizar @ 0.40 m.

R) DISEÑO DE COLUMNAS

Analizando el primer nivel (el más crítico), la columna C5-8 es similar a la C7-10, asimismo se analiza la columna central lateral C6-9.

Del diagrama de momentos flectores se tiene el Cuadro N° 7-21.
Unid. T-m.

Cuadro N° 7-21: Momentos superior e inferior

Columna	Msup Minf	MD	ML	Ms
5-8	Sup.	-0.402	-	5.439
	Inf.	0.201	-	-11.879
6-9	Sup.	0.000	-	3.717
	Inf.	0.000	-	-4.107

i) FUERZAS AXIALES TOTALES

Se considera signos (hacia abajo negativo, hacia arriba positivo)

- PESO ACUMULADO (PP_{acm})

$$C5-8: PP_{acm} = -2400 \times 0.25 \times 0.40 \times (3.85 + 2.50) = -1.524 \text{ T}$$

$$C6-9: PP_{acm} = -2400 \times 0.25 \times 0.25 \times (3.85 + 2.50 + 1.40) = -1.163 \text{ T}$$

- FUERZAS CORTANTES ACUMULADAS (ΣV)

Pórtico principal

$$C5-8: \Sigma VD = -0.91 \cos 16.422^\circ - 0.58 - 2.27 = -3.723 \text{ T}$$
$$\Sigma Vs = 0.001 \cos 16.422^\circ + 1.54 + 2.53 = 4.071 \text{ T}$$

$$C6-9: \Sigma VD = -2 \times 0.940 \cos 16.422^\circ - 2 \times 1.080 - 2 \times 2.40 = -8.763 \text{ T}$$
$$\Sigma Vs = 0.00 \text{ T}$$

Pórtico secundario

$$C5-8: \Sigma VD = -0.330 - 2.350 = -2.680 \text{ T}$$
$$\Sigma Vs = +0.727 + 2.00 = 2.727 \text{ T}$$

ii) CARGA AXIAL FACTURADA O CARGA AXIAL ÚLTIMA

Para el cálculo de P_μ se considera las fuerzas cortantes del pórtico principal y secundario. Ver Cuadro N° 7-22 y 7-23

- **POSIBILIDAD I** (Sin considerar efectos de sismo)

$$P_\mu = 1.50PP_{acm} + 1.50\sum VD + 1.80\sum VL$$

Cuadro N° 7-22: Carga axial última sin sismo

Columna	PP_{acm}	$\sum VD$	$\sum VL$	P_μ
C5-8	- 1.524	- 6.403	-	-11.89
C6-9	- 1.163	- 8.763	-	-14.89

- **POSIBILIDAD II** (considerando efectos de sismo)

$$P_\mu = 1.25PP_{acm} + 1.25(\sum VD + \sum VL + \sum Vs)$$

Para nuestro caso se ha considerado $VL = 0.00$

Cuadro N° 7-23: Carga axial última con sismo

Columna	PP_{acm}	$\sum VD$	$\sum VL$	$\sum Vs$	P_μ
C5-8	-1.524	- 6.403	-	6.798	-1.411
C6-9	-1.163	- 8.763	-	0.000	-12.408

iii) ANÁLISIS DEL EFECTO DE ESBELTEZ

Según norma E050-89, el momento último M_c para el diseño de la columna será:

$$M_c = \delta_1.M_{\mu v} + \delta_g.M_{\mu s}$$

$M_{\mu v}$ = Momento último debido a cargas verticales o de gravedad

$M_{\mu s}$ = Momento último debido a cargas laterales o de sismo

δ_1 = Factor debido a los efectos locales que afectan a cada uno de los elementos individuales.

δ_g = Factor debido a los efectos globales que afectan a la estructura como conjunto.

$$\delta_1 = C_m / [1 - P_\mu / (\phi \cdot P_c)] \geq 1 \quad \delta_g = C_m / [1 - \sum P_\mu / (\phi \cdot \sum P_c)] \geq 1$$

C_m = Factor que relaciona el diagrama real de momento a un diagrama equivalente de momento uniforme.

P_μ = Carga axial última

ϕ = Factor de reducción

P_c = Carga crítica de pandeo

$$P_c = \pi^2 EI / (K \cdot l_n)^2$$

EI = Rigidez a la flexión de elementos en compresión

$EI = (E_c \cdot I_g) / [2.5(1 + \beta_d)]$, $\beta_d = 0$ (se recomienda para columnas)

K = Factor de longitud efectiva para elementos en compresión

l_n = Luz efectiva

Para elementos no arriostrados contra desplazamiento lateral, sujetos a compresión.

$$K = (20 - \psi_m) / 20(1 + \psi_m)^{1/2}, \text{ si } \psi_m < 2$$

$$K = 0.90(1 + \psi_m)^{1/2}, \text{ si } \psi_m \geq 2$$

$$\psi_m = (\psi_{sup} + \psi_{inf}) / 2$$

ψ = Rigidez relativa en cada extremo del elemento sujeto a compresión

$$\psi = [\sum (I_g / L_c) \text{ columnas}] / [\sum (0.50 I_v / L_v) \text{ Vigas}]$$

$K l_n / r \leq 22$ (no es necesario considerar efectos de esbeltez)

$$r = 0.30t$$

r = Radio de giro de la sección

t = Lado mayor de la sección

- CÁLCULO DE LOS PARÁMETROS DE LAS COLUMNAS (Fig. 7-83)

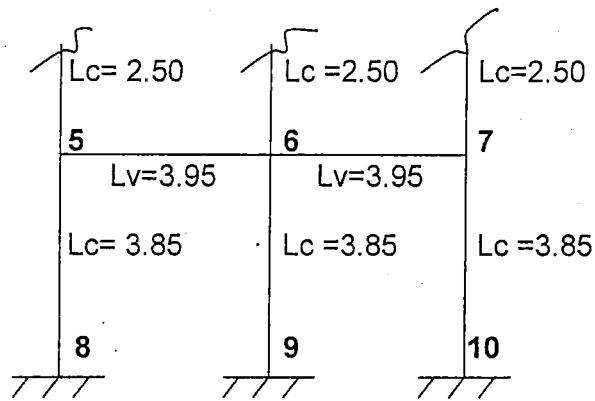


Fig. N° 7-83

$$I_v = 1/12b.h^3 = 1/12 \times 25 \times 30^3 = 56250 \text{ cm}^4$$

$$I_{g1} = 1/12b.h^3 = 1/12 \times 25 \times 40^3 = 133333.333 \text{ cm}^4$$

$$I_{g2} = 1/12b.h^3 = 1/12 \times 25 \times 25^3 = 32552.083 \text{ cm}^4$$

$$\Psi_5 = (I_{g1}/250 + I_{g1}/385) / (0.50 I_v/395) = 12.354$$

$$\Psi_8 = 0.00 \text{ (extremo empotrado)}$$

$$\Psi_6 = (I_{g2}/250 + I_{g2}/385) / [2(0.50 I_v/395)] = 1.508$$

$$\Psi_9 = 0.00 \text{ (extremo empotrado)}$$

- CÁLCULO DE LOS PARÁMETROS DE ESBELTEZ

C5-8: (Fig. N° 7- 84)

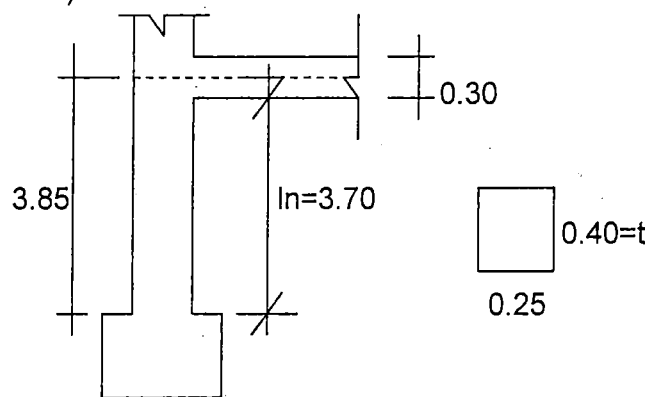


Fig. N° 7-84

$$\Psi_m = (12.354 + 1)/2 = 6.677 > 2$$

$$K = 0.90(1+6.677)^{1/2} = 2.494$$

$$r = 0.30 \times 0.40 = 0.12 \text{ m}$$

$$K.l_n/r = 2.494 \times 3.70/0.12 = 76.90 > 22 \text{ (hay esbeltez)}$$

C6-9: (Fig. N° 7-85)

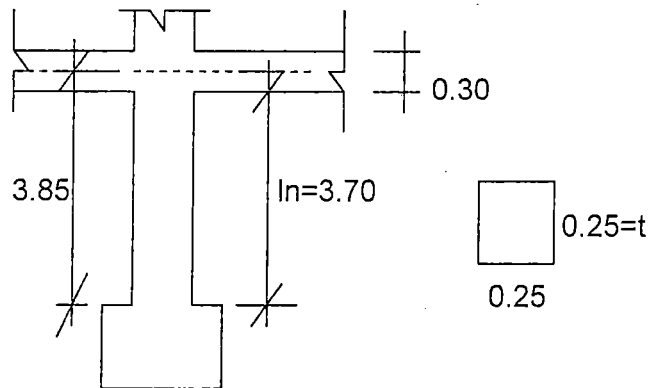


Fig. N° 7-85

$$\Psi_m = (1.508 + 1)/2 = 1.254 < 2$$

$$K = (20 - 1.254)/20(1+1.254)^{1/2} = 1.407$$

$$r = 0.30 \times 0.25 = 0.075 \text{ m}$$

$$K.l_n/r = 1.407 \times 3.70/0.12 = 43.38 > 22 \text{ (hay esbeltez)}$$

- CARGA CRÍTICA DE PANDEO (Pc)

Los valores calculados se encuentran en el Cuadro N° 7-24

$$P_c = \pi^2 E_c I / (K.l_n)^2$$

$$E_c I = (E_c I_g) / [2.5(1+\beta_d)]$$

$$E_c = 15000(f'c)^{1/2} = 15000(210)^{1/2} = 217370.651 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_{g1} = 133,333.333 \text{ cm}^4$$

$$I_{g2} = 32,552.083 \text{ cm}^4$$

Cuadro N° 7-24: Carga crítica

Columna	βd	K	ln (m)	$EI_x(10)^3$ Tnx m2	P_c (Tn)
5-8	0.00	2.494	3.70	1.159	134.33
6-9	0.00	1.407	3.70	0.283	103.06

- CALCULO DE LOS FACTORES δ_1 , δ_g y MOMENTO ÚLTIMO (M_c)

POSIBILIDAD I (sin considerar efectos de sismo)

Calculo de δ_1 (Cuadro N° 7-25)

$$\delta_1 = C_m / [1 - P_\mu / (\phi \cdot P_c)] \geq 1$$

$C_m = 1.00$ (para elementos no arriostrados), $\phi = 0.70$ (para columnas estribadas),

Los valores de P_μ y P_c (hacia abajo y se considera como positivos).

Cuadro N° 7-25: Valores de δ_1

Columna	P_μ (T)	P_c (T)	δ_1
5-8	11.89	134.33	1.145
6-9	14.89	103.06	1.260

Cálculo de M_c (Cuadro N° 7-26)

$$M_c = \delta_1 \cdot M_{\mu v}, \quad M_{\mu v} = 1.50 (M_D + M_L)$$

Cuadro N° 7-26: Valore de M_c

Columna	Msup. Minf.	M_D	M_L	$M_{\mu v}$	δ_1	M_c
5-8	Sup.	- 0.402	-	0.603	1.145	0.690
	Inf.	0.201	-	0.302		0.346
6-9	Sup.	0.000	-	0.000	1.260	0.000
	Inf.	0.000	-	0.000		0.000

POSIBILIDAD II (considerando efectos de sismo)

Calculo de δ_1 y δ_g (Cuadro N° 7-27)

$$\delta_1 = C_m / [1 - P_\mu / (\emptyset \cdot P_c)] \geq 1 \quad \delta_g = C_m / [1 - \sum P_\mu / (\emptyset \cdot \sum P_c)] \geq 1$$

$\emptyset = 0.70$ (para columnas estribadas)

$C_m = 1.00$ (para elementos no arriostrados)

$$\sum P_\mu = 8 \times 1.411 + 2 \times 12.408 = 36.104 \text{ T (se considera todas las columnas del piso)}$$

$$\sum P_c = 8 \times 134.33 + 2 \times 103.06 = 1280.76 \text{ T (se considera todas las columna del piso)}$$

Cuadro N° 7-27: Valore de δ_1 y δ_g

Columna	P_μ (T)	$\sum P_\mu$ (T)	P_c (T)	$\sum P_c$ (T)	δ_1	δ_g
5-8	1.411	36.104	134.33	1280.76	1.015	1.042
6-9	12.408	36.104	103.06	1280.76	1.208	1.042

$$V_\mu = 1.25(1.500 + 1.080) = 3.225 \text{ T}$$

Cálculo de M_c (Cuadro N° 7-28)

$$M_c = \delta_1 \cdot M_{\mu v} + \delta_g \cdot M_{\mu s}$$

$$M_{\mu v} = 1.25 (M_D + M_L)$$

$$M_{\mu s} = 1.25 M_s$$

Cuadro N° 7-28: Valores de M_c

Columna	Msup. Minf.	MD	ML	Ms	$M_{\mu v}$	$M_{\mu s}$	δ_1	δ_g	M_c
5-8	Sup. Inf.	-0.402 0.201	- -	5.439 -11.879	-0.503 0.251	6.800 -14.849	1.015	1.042	6.575 -15.218
6-9	Sup. Inf.	0.000 0.000	- -	3.717 -4.107	0.000 0.000	4.646 -5.134	1.208	1.042	4.841 -5.350

iv) CÁLCULO DEL ACERO LONGITUDINAL EN LAS COLUMNAS

Analizando la columna C5-8 del primer nivel

POSIBILIDAD I (sin considerar efectos de sismo)

La posibilidad más desfavorable

$$P_{\mu} = 11.89 \text{ T}$$

$$M_c = 0.690 \text{ T-m}$$

$$e' = M_c/P_{\mu} = 0.690/11.89 = 0.064 \text{ m}$$
$$e' = 6.4 \text{ cm}$$

$$e'/t = 6.4/40 = 0.16$$

$$\phi = 0.70 \text{ (para columnas estribadas)}$$

P_b = Resistencia a la carga axial nominal en condiciones de deformación balanceada

$$P_b = 0.85\beta_1 f'_c (6000/(6000+f_y)) d \cdot b \cdot \phi$$

$$P_b = 0.85 \times 0.85 \times 210 (6000/(6000+4200)) 35 \times 25 \times 0.70 = 54.67 \text{ T}$$

$$P_{\mu} = 11.89 \text{ T} < P_b = 54.67 \text{ T. La columna falla por tracción}$$

Para este caso el área de acero determinada mediante el uso de ábacos.

$$\text{Para columnas } A_{s\min} = 0.01 A_g = 0.01 \times 25 \times 40 = 10.00 \text{ cm}^2$$

$$\rho = A_s/b \cdot d = 10.00/(25 \times 35) = 0.01143$$

Entonces el valor ρ_{mt} de ábaco será:

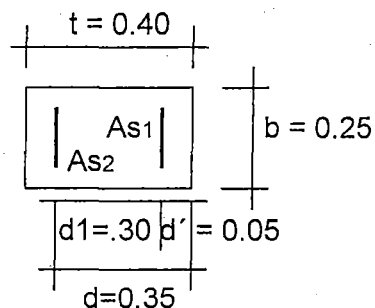
$$\rho_{mt} = \rho \cdot f_y / (0.85 f'_c) = 0.01143 \times 4200 / (0.85 \times 210) = 0.269 \approx 0.30$$

$$d/t = 35/40 = 0.875 \approx 0.90$$

Con $\rho_{mt} = 0.30$, $e'/t = 0.16$ y $d/t = 0.90$ del ábaco correspondiente se tiene que $K = 0.76$

$$K = P_{\mu} / (b \cdot t \cdot f'_c)$$

$$P_{\mu} = K \cdot b \cdot t \cdot f'_c = 0.76 \times 25 \times 40 \times 210 = 159.60 \text{ T}$$



La carga requerida $P_u = 11.89 \text{ T}$ es \ll que 159.60 T ¡OK!

$$M_\mu = e \cdot P_\mu = 0.064 \times 159.60 = 10.21 \text{ T-m}$$

El momento requerido $M_c = 0.690 \text{ T-m} < 10.21 \text{ T-m}$ ¡OK!

Finalmente $A_s = 10.00 \text{ cm}^2$, se puede utilizar 6 \emptyset de 5/8

POSIBILIDAD II (considerando efectos de sismo)

Escogiendo la posibilidad más desfavorable

$$P_\mu = 1.411 \text{ T}$$

$$M_c = 15.218 \text{ T-m}$$

$$e' = 15.218 / 1.411 = 10.78 \text{ m}$$

Como se puede apreciar debido a que la excentricidad e' es muy grande no es posible utilizar los ábacos disponibles, donde el máximo valor es $e' = 3t = 3 \times 0.40 = 1.20 \text{ m}$

Para dicho análisis se recurre a otro método

$$P_\mu = 1.411 \text{ T} < P_b = 54.67 \text{ T} . \text{ La columna falla por tracción}$$

Del equilibrio de las fuerzas en la sección típica de la columna, y analizando el caso en que el acero falla a tracción y compresión, antes de que el concreto colapse por compresión.

$$P_\mu = 0.85f'_c \cdot b \cdot a + A_{s1} \cdot f_y - A_{s2} \cdot f_y$$

$$M_\mu = 0.85f'_c \cdot b \cdot a \left(\frac{t}{2} - \frac{a}{2} + \frac{(d - d')}{2} \right) + A_s \cdot f_y (d - d')$$

Teniendo en cuenta el $A_{s\text{min}} = 10.00 \text{ cm}^2$, entonces $A_{s1} = A_{s2} = 5.00 \text{ cm}^2$

$$P_\mu = 0.85f'_c \cdot b \cdot a$$

$$M_\mu = M_c = 15.218 \text{ T-m}$$

$$15.218 \times 100000 = 0.85 \times 210 \times 25 \times a \left(\frac{40}{2} - \frac{a}{2} + \frac{30}{2} \right) + 5 \times 4200 \times 30$$

$$199.84 = a(25 - 0.50a)$$

$$a = 10.00 \text{ cm}$$

$$P_\mu = 0.85 \times 210 \times 25 \times 10 = 44.63 \text{ T}$$

$$P_\mu (\text{requerido}) = 1.411 \text{ T} \ll P_\mu (\text{calculado}) = 44.63 \text{ T} \text{ ¡OK!}$$

Por lo tanto el $A_s = 10.00 \text{ cm}^2$ (6 \emptyset de 5/8") considerado para la Posibilidad I es también válido para la Posibilidad II. ¡OK!

v) CALCULO DEL ACERO TRANSVERSAL EN COLUMNAS

Analizando la columna C5-8 del primer nivel

Por carga horizontal (Sismo)	$V_{\text{sup}} = V_{\text{inf}} = 4.50 \text{ T}$
Por carga muerta	$V_{\text{sup}} = V_{\text{inf}} = -1.16 \text{ T}$
Fuerza cortante total	$V_{\text{sup}} = V_{\text{inf}} = 3.34 \text{ T}$

ESFUERZO CORTANTE NOMINAL PERMISIBLE (ν_c)

$$\nu_c = 0.50(1 + 0.007 N_{\mu}/A_g)(f'_c)^{1/2}$$

$$N_{\mu} = P_{\mu} = 11.89 \text{ T (Posibilidad I, el más desfavorable)}$$

$$A_g = 25 \times 40 = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\nu_c = 0.50(1 + 0.007 \times 11890/1000) \times (210)^{1/2} = 7.85 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO CORTANTE ACTUANTE ($\nu_c \text{ act}$)

$$\nu_c \text{ act.} = 3.34 \times 1000 / (25 \times 40) = 3.34 \text{ kg/cm}^2$$

$\nu_c \text{ act} < \nu_c$, entonces no se requiere estribos estructurales, en tal sentido sólo se utilizara el mínimo requerido para el montaje.

Teniendo en cuenta el diámetro \emptyset 5/8" del acero longitudinal y, de acuerdo con la experiencia de campo es preferible utilizar estribos de \emptyset 3/8", para tener una mayor facilidad al momento de confeccionar e instalar la armadura.

El espaciamiento entre estribos según los expertos es $S \leq 16\emptyset$ (\emptyset = diámetro de la varilla longitudinal).

$$S = 16 \times 5/8 \times 2.54 = 25 \text{ cm}$$

Los estribos en las columnas serán de \emptyset 3/8" @ 0.25 m

R) DISEÑO DE ZAPATAS

En la Fig N° 7-86 se detalla la ubicación de la zapata Z-1.

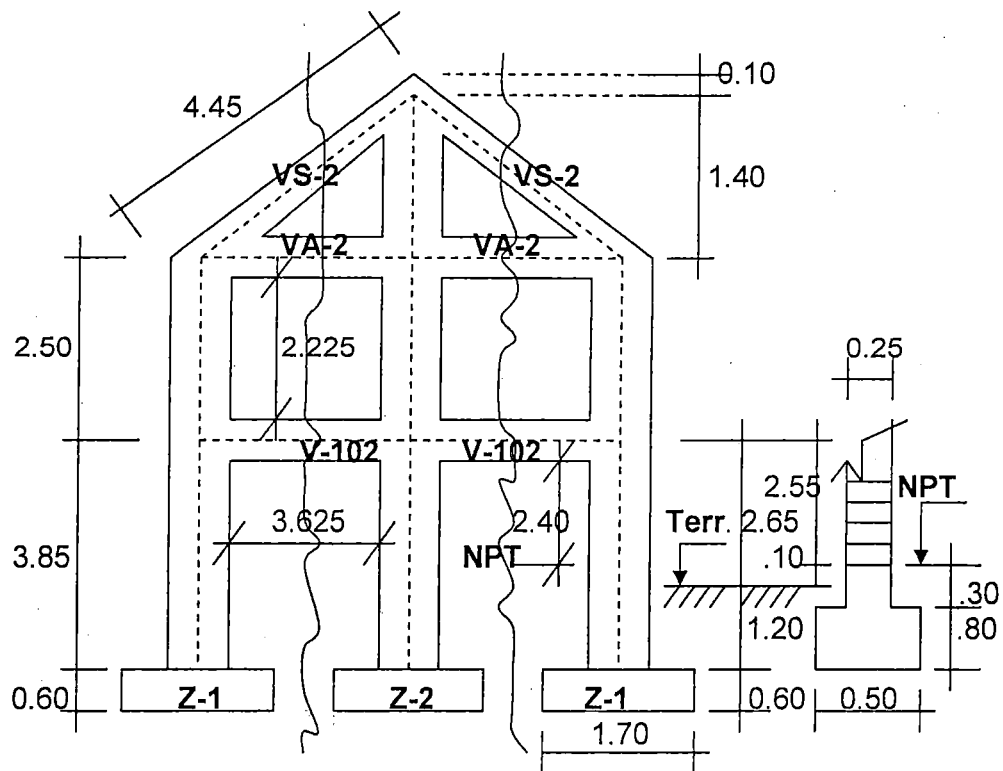


Fig. N° 7-86

Z-1: (Fig. N° 7-87)

Para el diseño de las zapatas se asume sus dimensiones y luego se hace un chequeo de su estabilidad, resistencia a la flexión y corte

Asumiendo 1.70x1.50x0.60

$\sigma_{adm} = 4.00 \text{ kg/cm}^2$ (Asumiendo una arcilla dura)

$\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$

$\gamma_s = 2100 \text{ kg/m}^3$

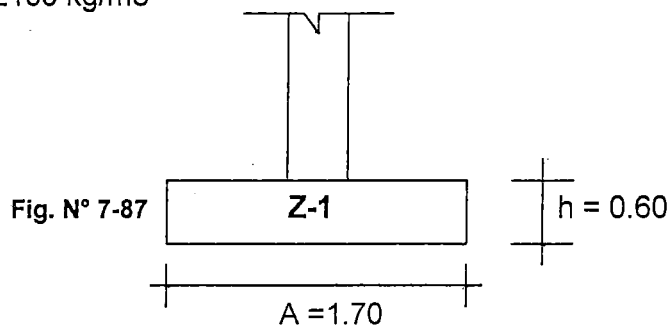


Fig. N° 7-87

POSIBILIDAD I (Sin considerar efectos de sismo)

Considerando la posibilidad más desfavorable

$$P_{\mu} = 11.89 \text{ T}$$

$$M_c = 0.346 \text{ T-m (momento en la parte inferior de columna)}$$

Cargas adicionales (Pn)

Se considera los pesos que no se apoyan en la columna

$$\text{Relleno: } P_s = 2100(1.70 \times 1.5 - 0.40 \times 0.25) \times 1.20 = 6.174 \text{ T (Peso del suelo-relleno)}$$

$$\text{Muro nivel 1: } 1800 \times (3.625 + 4.00) / 2 \times 2.40 \times 0.25 = 4.118 \text{ T}$$

$$\text{Cimiento: } 2400 \times (2.25 + 2.825) / 2 \times 0.50 \times 0.80 = 2.436 \text{ T}$$

$$\text{Sobrecimiento: } 2400 \times (2.25 + 2.825) / 2 \times 0.30 \times 0.25 = 0.457 \text{ T}$$

$$\text{Piso: } P_{ps} = 2.400 \times 4.25 / 2 \times 3.95 / 2 \times 0.30 = 3.022 \text{ T}$$

Peso de la zapata (Z-1)

$$\text{Z-1 : } P_z = 2400 \times 1.70 \times 1.50 \times 0.60 = 3.672 \text{ T}$$

Reacción vertical (Rv)

Ver Fig. N° 7-88

$$R_v = P_{\mu} + P_n + P_z$$

$$P_n = P_s + P(m+c+sc) + P_{ps} = 16.207 \text{ T}$$

$$P_n = 31.77 \text{ T}$$

Si R_v esta ubicado en el tercio medio de la base, la distribución de esfuerzos en el terreno será trapezoidal, los mismos que se calculan mediante la siguiente expresión:

$$\sigma = R_v/(AB) \pm 6Mc/(B.A^2)$$

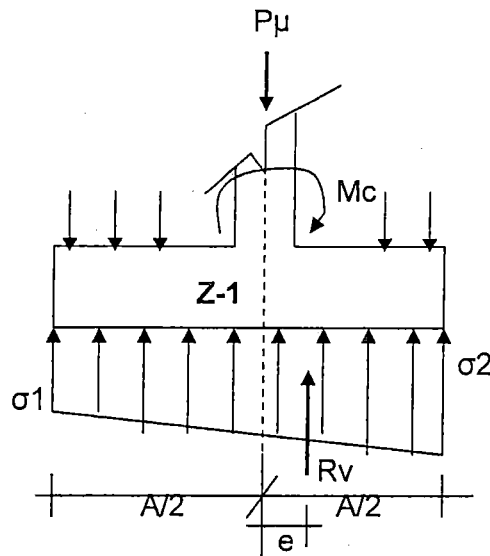


Fig. N° 7-88

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= 31.77/(1.70 \times 1.50) + 6 \times 0.346/(1.50 \times 1.70^2) \\ \sigma_1 &= \sigma_{\max} = 12.93 \text{ T/m}^2 = 1.29 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 4.00 \text{ Kg/cm}^2 \text{ ¡OK!} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= 31.77/(1.70 \times 1.50) - 6 \times 0.690/(1.50 \times 1.70^2) \\ \sigma_2 &= \sigma_{\min} = 11.98 \text{ T/m}^2 = 1.20 \text{ Kg/cm}^2 > 0 \text{ ¡OK!} \end{aligned}$$

POSIBILIDAD II (considerando efectos de sismo)

Considerando la posibilidad más desfavorable

$$P_{\mu} = 1.411 \text{ T}$$

$$M_c = 15.218 \text{ T-m (momento en la parte inferior de la columna)}$$

Suma de pesos fuera de la columna $\sum P = 19.88$ (calculado líneas arriba)

$$R_v = 1.411 + 19.88 = 21.29 \text{ T}$$

$$\sigma = R_v/(AB) \pm 6Mc/(B.A^2)$$

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= 21.29/(1.70 \times 1.50) + 6 \times 15.218/(1.50 \times 1.70^2) \\ \sigma_1 &= \sigma_{\max} = 29.41 \text{ T/m}^2 = 2.94 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 4.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ ¡OK!} \end{aligned}$$

$$\sigma_2 = 21.29/(1.70 \times 1.50) - 6 \times 15.218/(1.50 \times 1.70^2)$$

$$\sigma_2 = \sigma_{\min} = -12.71 \text{ T/m}^2 = -1.27 \text{ kg/cm}^2 < 0 \text{ ¡NO!}$$

Como no se cumple las condiciones para la distribución trapezoidal, entonces solo una parte de la base de la zapata ejerce presión sobre el terreno, para lo cual el σ_{\max} se calcula mediante la siguiente expresión:

$$As = 7.66 \times 1000000 / (0.90 \times 4200 (55 - 0.60/2)) = 3.70$$

$$As = 3.70 \text{ cm}^2$$

$$a = 3.70 \times 4200 / (0.85 \times 210 \times 160) = 0.54 \text{ cm} \approx 0.60 \text{ cm !OK!}$$

$$As_{\min} = 0.0017 b d = 0.0017 \times 160 \times 55 = 14.96 \text{ cm}^2$$

$$As = 3.70 \text{ cm}^2 < As_{\min} = 14.96 \text{ cm}^2.$$

Entonces se requiere $As_{\min} = 14.96 \text{ cm}^2$, para lo cual se usará \emptyset de $\frac{1}{2}$ " @ 0.15m en ambas direcciones (ya que la diferencia entre ambas es mínima).

7.3.6.3 TIJERAL DE MADERA (Ver Plano 108)

Se propone un tijeral de madera con armadura tipo HOWE (del libro de estructuras de madera en techos de HARRY PARKER). En las Fig. N° 7-94 y 7-95 se muestra en planta y elevación dicho tijeral.

i) METRADO DE CARGAS

A) CARGA MUERTA

Techo con eternit

Dimensiones reales

Largo (m)	ancho (m)	Area (m ²)	Peso (kg/m ²)
1.53	0.92	1.40	12.00

Dimensiones útiles

Largo (m)	ancho (m)	Area (m ²)	Peso (kg)
1.39	0.875	1.216	15.00

Armadura con madera

Se utilizará madera de cedro amarillo, cuyo peso asumido es de 40.00 kg/pie³ = 0.011 Kg/pulg³

B) MONTAJE

Se considera para este caso 15.00 kg/m²

C) CARGA VIVA

Se considera como carga viva las siguientes cargas:

Carga de viento

Para una inclinación del techo de aprox. 16° se recomienda considerar $15.00 \text{ lb/pie}^2 = 73.40 \text{ kg/m}^2$.

El viento se considera que atacará por un solo lado y en forma perpendicular al techo

Carga de lluvia

Se considera una presión de 10.00 kg/m^2

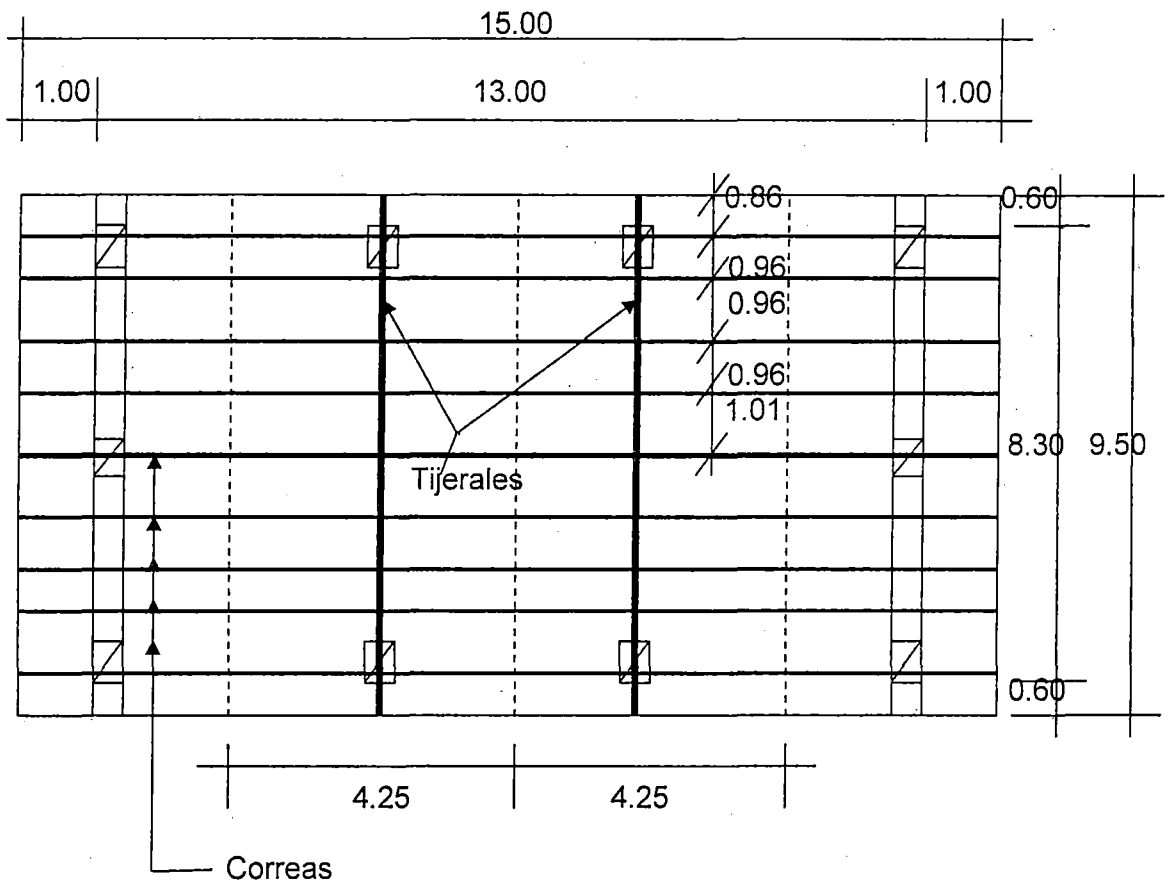


Fig. N° 7-94: PLANTA

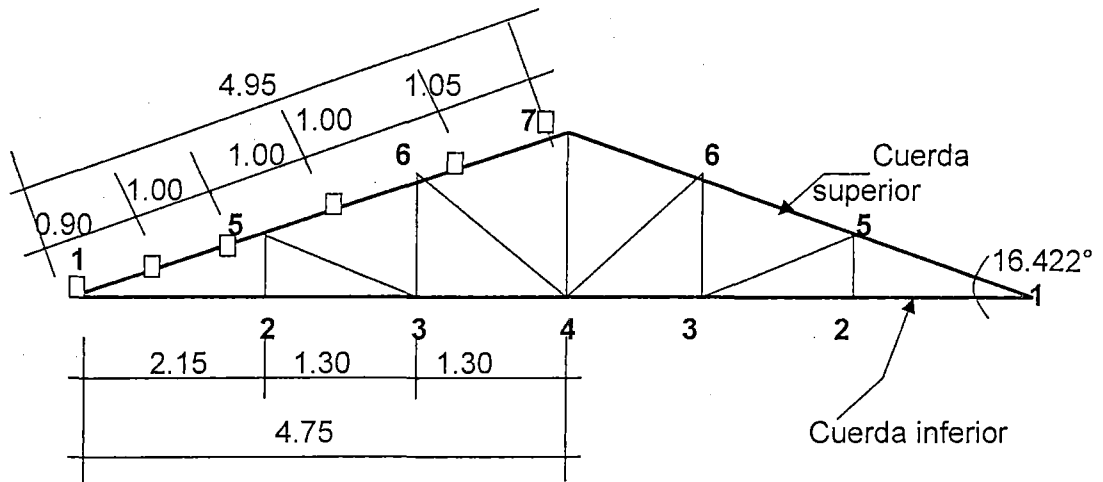


Fig. N° 7-95: ELEVACIÓN

ii) CALCULO DE LAS FUERZAS EXTERNAS POR NUDO EN LA CUERDA SUPERIOR (Fig. N° 7-96)

Peso de las correa sobre los nudos en la cuerda superior

$$L = 4.25 \text{ m}$$

Asumiendo una correa de sección de 2"x4"

$$2"x4"x4.25\text{m} = 1360 \text{ pulg.}^3 = 15.00 \text{ Kg.}$$

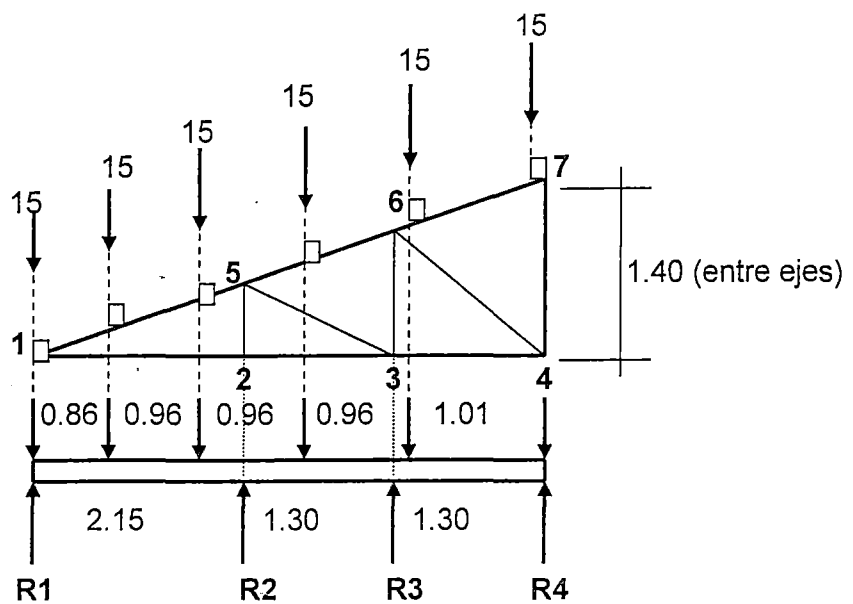


Fig. N° 7-96

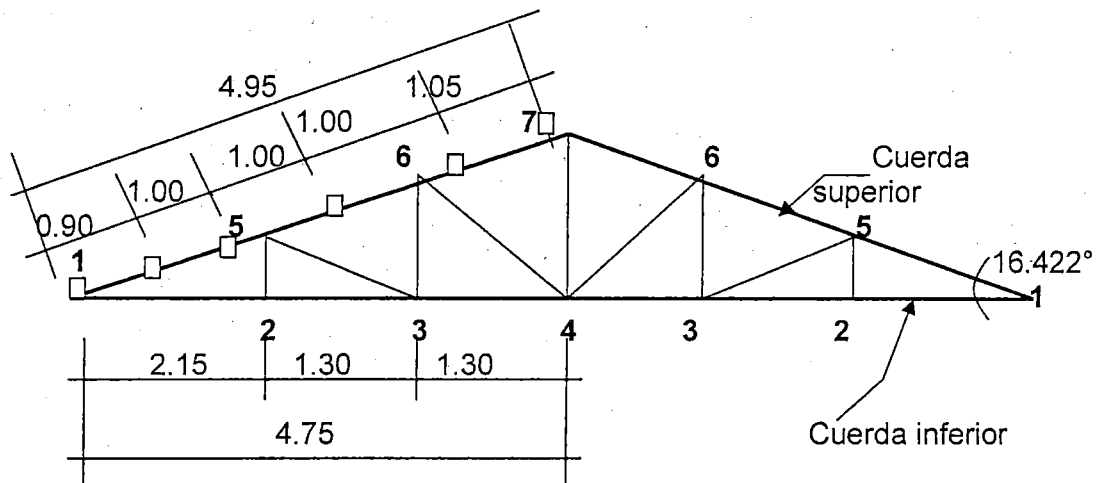


Fig. N° 7-95: ELEVACIÓN

ii) CALCULO DE LAS FUERZAS EXTERNAS POR NUDO EN LA CUERDA SUPERIOR (Fig. N° 7-96)

Peso de las correa sobre los nudos en la cuerda superior

$$L = 4.25 \text{ m}$$

Asumiendo una correa de sección de 2"x4"

$$2"x4"x4.25\text{m} = 1360 \text{ pulg.}^3 = 15.00 \text{ Kg.}$$

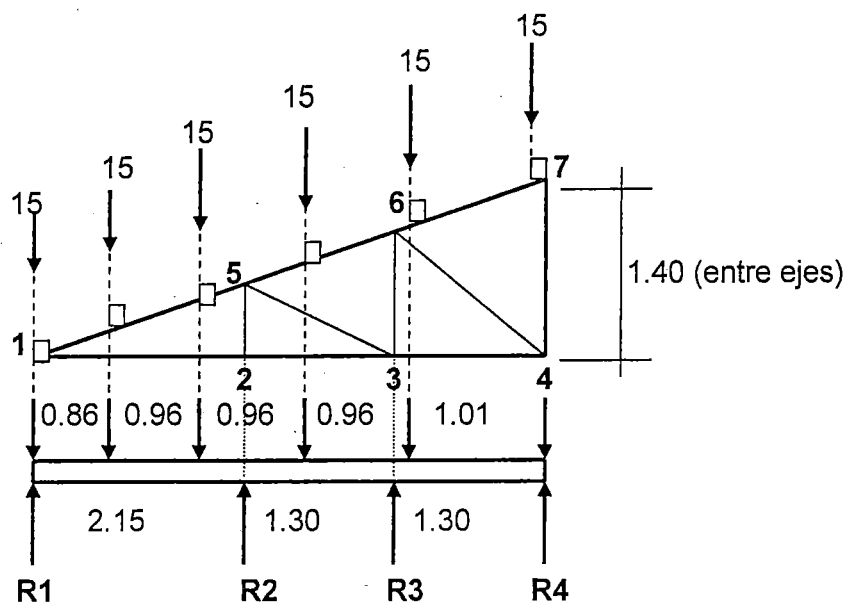


Fig. N° 7-96

Aplicando la **ECUACIÓN DE LOS TRES MOMENTOS** para hallar los valores de las reacciones en los nudos por acción de las correas, para tal efecto se trabaja con la proyección de la cuerda superior (elemento principal inclinado del tijeral) obteniéndose los siguientes valores:

$$R1 = 23.10 \text{ kg}$$

$$R2 = 36.10 \text{ kg}$$

$$R3 = 11.33 \text{ kg}$$

$$R4 = 19.49 \text{ kg}$$

Las reacciones R1, R2, R3 y R4 serán iguales a las fuerzas de acción (pero de signo contrario) sobre la cuerda superior debido a los pesos de las correas en los nudos 1, 5, 6 y 7 respectivamente.

Peso del tijeral

Cuerda superior: $L=9.90 \text{ m}$

Cuerda inferior: $L= 9.50 \text{ m}$

Asumiendo una sección para ambos casos de 2"x6"

$L_t= 19.40 \text{ m}$

$$2"x6"x19.40\text{m} = 9165.34\text{pulg}^3$$

$$9165.34\text{pulg}^3 \times 0.011\text{kg/pulg}^3 = 100.82 \text{ kg}$$

Elementos o miembros del alma del tijeral: $L_t = 11.40\text{m}$

Asumiendo una sección de 2"x3"

$$2"x3"x11.40\text{m} = 2693.00\text{pulg}^3$$

$$2693.00\text{pulg}^3 \times 0.011\text{kg/cm}^3 = 29.62\text{kg}.$$

El peso total del tijeral será: 130.44 kg.

$$130.44 \text{ kg} / (8.50 \times 4.25\text{m}^2) = 3.62 \text{ kg/m}^2$$

A) NUDO -1

Carga muerta

Techado con eternit:

$$12.00\text{kg/m}^2 \times 2.15/2\text{m} \times 4.25\text{m} = 54.83\text{kg}$$

Correa: 23.10 kg

Tijeral:

$$3.62 \text{ Kg/m}^2 \times 2.15/2\text{m} \times 4.25\text{m} = 16.54 \text{ kg}$$

Montaje:

$$15.00 \text{ Kg/m}^2 \times 2.15/2 \text{ m} \times 4.25 \text{ m} = 68.53 \text{ kg}$$

$$\text{Total carga muerta} = 163.00 \text{ kg}$$

Carga viva**Viento:**

$$73.40 \text{ kg/m}^2 \times 2.15/2 \text{ m} \times 4.25 \text{ m} = 335.35 \text{ kg}$$

Lluvia:

El peso proveniente de la lluvia ya no se considera, dado que en la carga muerta se esta considerando una carga de montaje mayor que el de la lluvia. Esto teniendo en cuenta que es poco probable que ocurran ambos eventos simultáneamente.

B) NUDO - 5**Carga muerta****Techado con eternit:**

$$12.00 \text{ kg/m}^2 \times (2.15 + 1.30)/2 \text{ m} \times 4.25 \text{ m} = 88.00 \text{ kg}$$

$$\text{Correa: } 36.10 \text{ kg}$$

Tijeral:

$$3.62 \text{ kg/m}^2 \times 3.45/2 \text{ m} \times 4.25 \text{ m} = 26.54 \text{ kg}$$

Montaje:

$$15.00 \text{ kg/m}^2 \times 3.45/2 \text{ m} \times 4.25 \text{ m} = 110.00 \text{ kg}$$

$$\text{Total carga muerta} = 260.64 \text{ kg}$$

Carga viva**Viento:**

$$73.40 \text{ kg/m}^2 \times 3.45/2 \text{ m} \times 4.25 \text{ m} = 538.11 \text{ kg}$$

Lluvia:

No se considera por las razones señaladas en el nudo 1

C) NUDO - 6

Carga muerta

Techado con eternit:

$$12.00\text{kg/m}^2 \times 1.30\text{m} \times 4.25\text{m} = 66.30\text{kg}$$

Correa: 11.33 kg

Tijeral:

$$3.62\text{ kg/m}^2 \times 1.30\text{m} \times 4.25\text{m} = 20.00\text{ kg}$$

Montaje:

$$15.00\text{ kg/m}^2 \times 1.30\text{m} \times 4.25\text{m} = 83.00\text{ kg}$$

Total carga muerta = 405.54 kg

Carga viva

Viento:

$$73.40\text{ kg/m}^2 \times 1.30\text{m} \times 4.25\text{m} = 405.54\text{ kg}$$

Lluvia:

No se considera por las razones señaladas en el nudo 1

D) NUDO - 7

Carga muerta

Techado con eternit:

$$12.00\text{kg/m}^2 \times 1.30/2\text{m} \times 4.25\text{m} = 33.15\text{ kg}$$

Correa: 19.40 kg

Tijeral:

$$3.62\text{ kg/m}^2 \times 1.30/2\text{m} \times 4.25\text{m} = 10.00\text{ kg}$$

Montaje:

$$15.00\text{ kg/m}^2 \times 1.30/2\text{m} \times 4.25\text{m} = 41.43\text{ kg}$$

Total carga muerta = $103.98 \times 2 = 207.96$ kg (las 02 agua se comparten en este nudo)

Carga viva

Viento:

$$73.40 \text{ kg/m} \times 1.30/2 \text{ m} \times 4.25 \text{ m} = 202.80 \text{ kg}$$

Lluvia:

No se considera por las razones señaladas en el nudo 1

iii) RESUMEN DE CARGAS EN LOS NUDOS DE LA CUERDA SUPERIOR (Fig. N° 7-97)

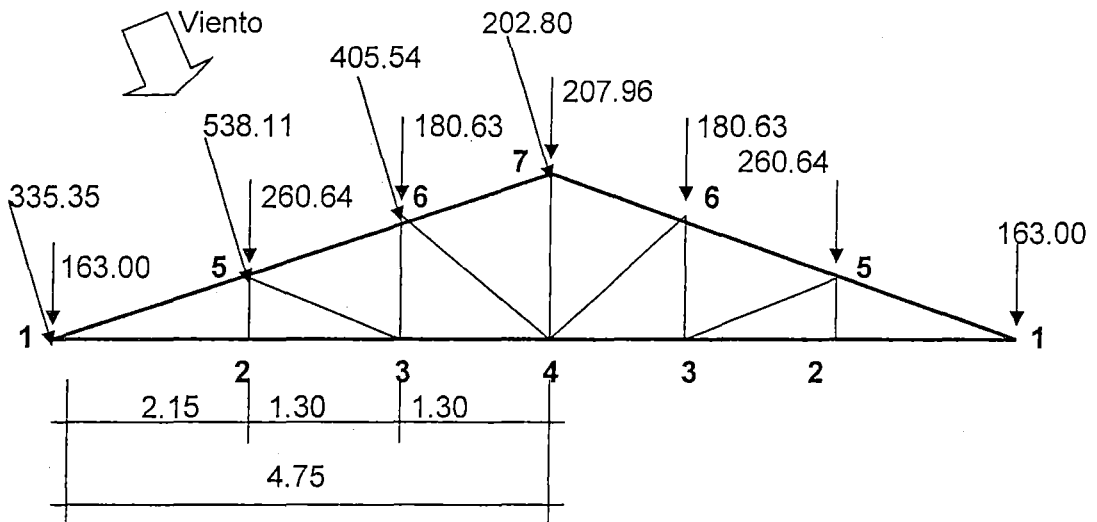


Fig. N° 7-97

iv) REACCIONES RESULTANTES EN LOS APOYOS

A) REACCIÓN VERTICAL

Debido a que la estructura está cargada simétricamente respecto de la línea vertical, es de esperar que las reacciones verticales en cada apoyo sean igual a la mitad del total de la carga vertical.

$$R_{v-1} = R_{v-2} = 708.25 \text{ kg}$$

B) REACCIÓN POR EFECTO DEL VIENTO

De acuerdo con la bibliografía revisada una forma de analizar las reacciones en los apoyos debido al viento, es considerar que éstas son paralelas a la línea de acción del viento. Ver Fig. N° 7-98

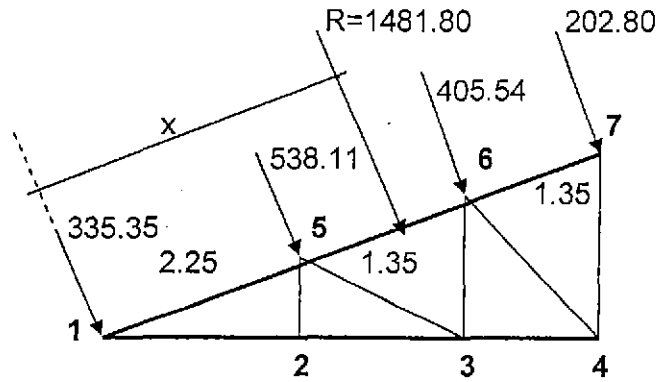


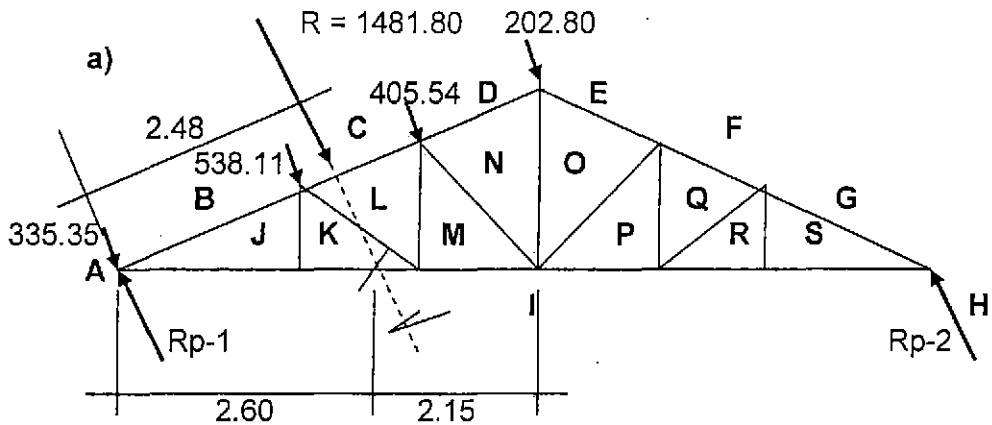
Fig. N° 7-98

Calculando la ubicación de la resultante del viento sobre el techo

$$\begin{aligned} \Sigma M \text{ de momentos respecto del nudo 1} \\ R \cdot x &= 202.8 \cdot 4.95 + 405.54 \cdot 3.60 + 538.11 \cdot 2.25 \\ 1481.8 \cdot x &= 3674.55 \\ x &= 2.48 \text{ m} \end{aligned}$$

Calculando gráficamente las reacciones por efecto del viento, las mismas que para el análisis se consideran paralelas a dicha acción.

Haciendo uso de una escala se obtiene las Fig. N° 7-99 (a y b).



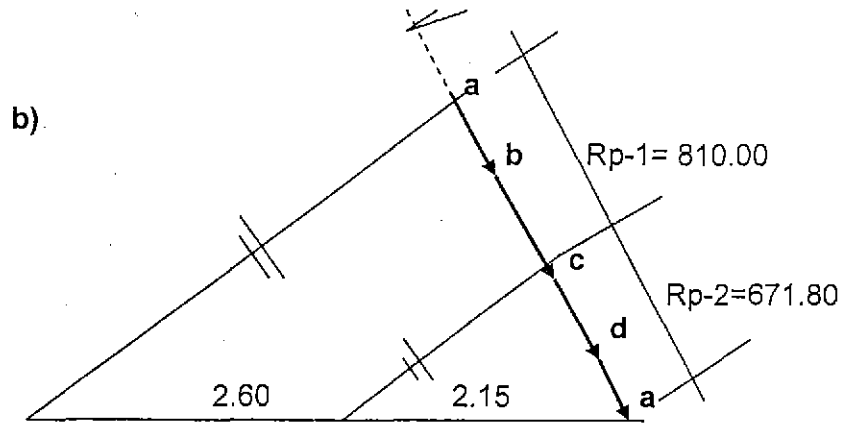


Fig. N° 7-99

v) RESUMEN DE LAS REACCIONES EN LOS APOYOS (Fig. N° 7-100)

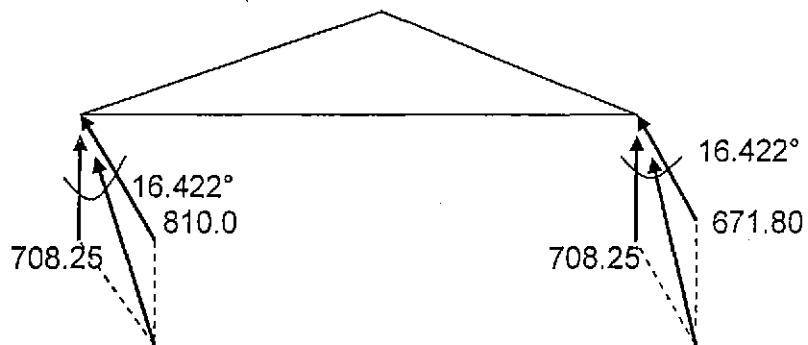


Fig. N° 7-100

vi) FUERZAS INTERNAS EN LOS ELEMENTOS

A) CARGA VERTICAL

Considerando la metodología establecida en el texto ya mencionado, del Arq. Harry Parker, y partiendo de la Fig. N° 7-101 la que debe dibujarse a escala, se obtiene el DIAGRAMA DE FUERZAS PARA LA CARGA VERTICAL.

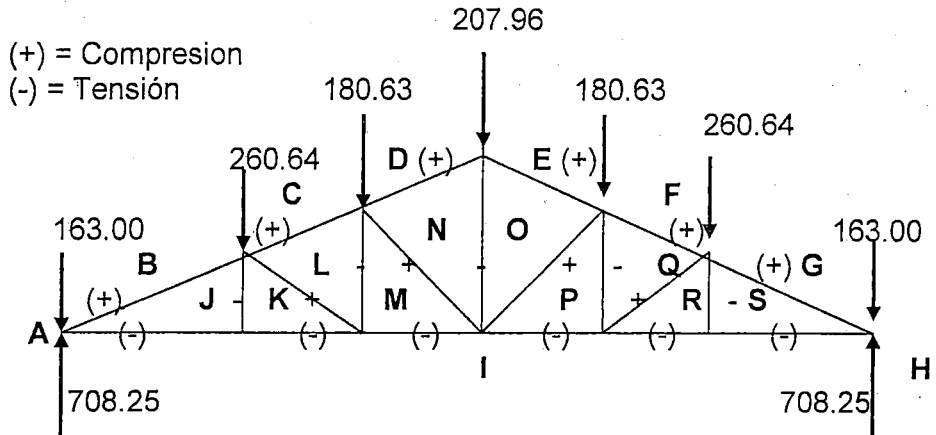


Fig. N° 7-101

De acuerdo con el diagrama de fuerzas para la carga vertical se tiene los siguientes resultados:

La máxima compresión ocurre en el elemento GS que soporta una fuerza de compresión de 1960 kg.

La máxima tensión ocurre en el elemento SI que soporta una fuerza de tensión de 1880 kg.

B) CARGA DE VIENTO

Teniendo en cuenta las mismas consideraciones del caso anterior y partiendo de la Fig. N° 7-102 dibujado a escala se obtiene el DIAGRAMA DE FUERZAS PARA VIENTO LADO IZQUIERDO.

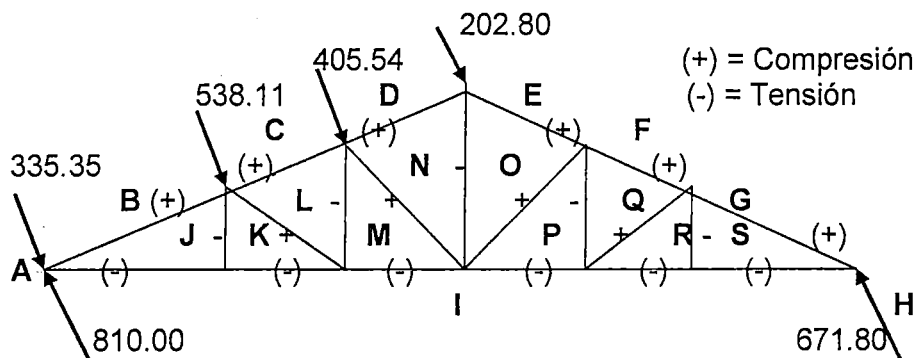


Fig. N° 7-102

De acuerdo con el diagrama de fuerzas para la carga de viento se tiene los siguientes resultados:

La máxima compresión ocurre en el elemento GS el cual soporta una fuerza de compresión de 2340 kg.

La máxima tensión ocurre en el elemento SI el cual soporta una fuerza de tensión de 2060 kg.

vii) DISEÑO POR MÁXIMA COMPRESIÓN

Anteriormente se determinó que la máxima compresión ocurre en el elemento GS, el cual forma parte de la cuerda superior, este elemento se utilizará como base para el diseño por compresión para todo los elementos que componen la cuerda superior, los cuales por razones de estética tendrán las mismas medidas en sus secciones.

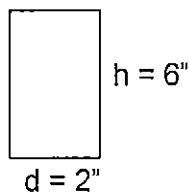
De tablas para el pino amarillo se tiene un esfuerzo unitario permisible a compresión $C = 1450 \text{ lb/pulg}^2$.

Esfuerzo permisible (f)

El esfuerzo permisible por compresión se determina por la siguiente expresión:

$$f = C(1 - L/(80d))$$

$$L = 2.25\text{m} = 88.60'' \text{ (longitud del elemento GS)}$$



$$f = 1450(1 - 88.60/(80 \times 2)) = 647.10 \text{ lb/pulg}^2$$

Fuerza actuante (Fa)

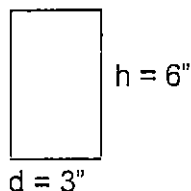
$$Fa = (1960 + 2340)\text{kg} = 4300 \text{ kg} = 9460.00 \text{ lb.}$$

Esfuerzo actuante (fa)

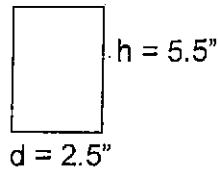
$$fa = Fa/A = 9460 \text{ lb}/(6'' \times 2'') = 788.30 \text{ lb/pulg}^2$$

$$788.30 > 647.10 \text{ lb/pulg}^2, \text{ entonces } fa > f \text{ ¡NO!}$$

Cambiando la sección



Debido a la reducción del área de la sección de los elementos en las juntas, por cortes necesarios para los pernos y el formado, en los cálculos se considera la siguiente sección.



$$f = 1450(1 - 88.60 / (80 \times 2.5)) = 807.65 \text{ lb/pulg}^2$$

$$F_a = (1960 + 2340) \text{ kg} = 4300 \text{ kg} = 9460.00 \text{ lb}$$

Esfuerzo actuante (f_a)

$$f_a = F_a / A = 9460 \text{ lb} / (2.5 \times 5.5) = 688.00 \text{ lb/pulg}^2$$

$688.00 > 807.65 \text{ lb/pulg}^2$, entonces $f_a < f$ ¡OK!

Por lo tanto la sección nominal considerada de 3"x6", es aceptable.

viii) DISEÑO POR MÁXIMA TENSIÓN

Como se mencionó anteriormente la máxima tensión ocurre en el elemento SI ubicado en la cuerda inferior, el cual se considera como base para determinar el área de las secciones de los elementos que componen la cuerda inferior.

La longitud en los elementos sometidos a tensión no tiene efecto para el diseño.

De tablas para el pino amarillo considerado en el presente proyecto, se tiene un esfuerzo unitario permisible a tensión $C = 2000.00 \text{ lb/pulg}^2$.

Fuerza actuante (F_a)

$$F_a = (1880.00 + 2060.00) \text{ kg} = 3940.00 \text{ kg} = 8668.00 \text{ lb}$$

El área requerida será:

$$A = 8668.00 \text{ lb} / (2000 \text{ lb.pulg}^2) = 4.334 \text{ pulg}^2$$

El área recomendable para los elementos a tensión es 2/3 mayor que el área requerida.

$$\text{Entonces } A_t = A + 2/3.A = 5/3.A = 5/3 \times 4.334 = 7.22 \text{ pulg}^2$$

El área considerada para los elementos internos es de 3"x6" = 18.00 pulg.2, que comparado con el área a tensión de 7.22 pulg2 es mucho mayor, en tal sentido con fines de estética se considera el área de 18.00 pulg2, tanto para la cuerda superior (que trabaja a compresión) como para la cuerda inferior (que trabaja a tensión).

ix) DISEÑO DE ELEMENTOS INTERMEDIOS

- COMPRESIÓN

El elemento intermedio mas cargado a compresión de acuerdo con los 02 diagramas de fuerzas arriba mencionados es el NM

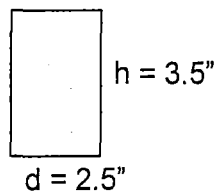
Se considera una sección de área 3"x4" = 12.00 pulg2 para los elementos intermedios.

Asumiendo una área neta de 2.5"x3.5"=8.75 pulg2 mucho menor que 12.00 pulg2, debido a que existe una reducción por los cortes necesarios para los pernos, empates, etc.

Esfuerzo permisible unitario máximo.

$$f = C(1 - L/(80d))$$

$$L = 1.65\text{m} = 65.00\text{pulg} \text{ (longitud del elemento MN)}$$



$$f = 1450(1 - 65.00/(80 \times 2.5)) = 978.75 \text{ lb/pulg}^2$$

Esfuerzo actuante (fa)

Fuerza actuante F_a

$$F_a = 420 + 840 = 1260.00 \text{ kg} = 2772.00 \text{ lb.}$$

$$f_a = F_a/A = 2772\text{lb}/(2.5'' \times 3.5'') = 316.80 \text{ lb/pulg}^2$$

$$316.80 < 978.75 \text{ lb/pulg}^2, \text{ entonces } f_a < f \text{ ¡OK!}$$

- TENSIÓN

El elemento intermedio más tensionado de acuerdo con los diagramas de fuerzas correspondientes es el NO.

El esfuerzo unitario permisible a tensión para el pino amarillo, obtenido de tablas es $f = 2000.00 \text{ lb/pulg}^2$

Fuerza actuante F_a .

$$F_a = 525 + 0.00 = 525.00 \text{ kg} = 1155.00 \text{ lb.}$$

El área requerida será:

$$A = 1155.00 \text{ lb} / (2000 \text{ lb.pulg}^2) = 0.60 \text{ pulg}^2$$

El área recomendable para los elementos a tensión es $2/3$ mayor que el área requerida.

$$\text{Entonces } A_t = A + 2/3A = 5/3A = 5/3 \times 0.60 = 1.00 \text{ pulg}^2$$

El área considerada para los elementos internos $3" \times 4" = 12.00 \text{ pulg.}^2$, que comparado con el área a tensión de 1.00 pulg^2 es mucho mayor.

x) DIMENSIONAMIENTO DE LAS CORREAS

A) CARGA MUERTA

$$\text{Techado: } 0.96 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} = 0.96 \text{ m}^2$$

$$\text{Eternit: } 12 \text{ kg/m}^2 \times 0.96 \text{ m}^2 = 11.52 \text{ kg/m}$$

Montaje: No se considera, es suficiente la acción del viento, ya que es poco probable que simultáneamente ocurran ambos eventos, es decir que durante el montaje se presente la acción del viento.

Peso propio

$$2" \times 4" \times 1.00 \text{ m} = 2" \times 4" \times 39.37" = 315.00 \text{ pulg}^3/\text{m}$$

$$315.00 \text{ pulg.}^3/\text{m} \times 0.011 \text{ kg/pulg}^3 = 3.46 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total carga muerta} = 14.98 \text{ kg.}$$

B) CARGA VIVA

Se considera como carga viva la acción del viento, la carga más grande sobre las correas.

$$73.40 \text{ kg/m} \times 0.96 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 70.46 \text{ kg/m}$$

Carga total sobre la correa: $q = 85.44 \text{ kg/m}$. Ver Fig. N° 7-103

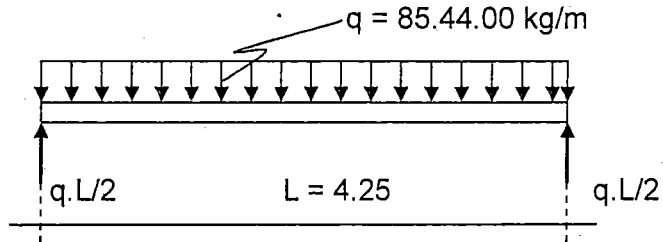


Fig. N° 7-103

C) DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (Ver Fig. N° 7-104)

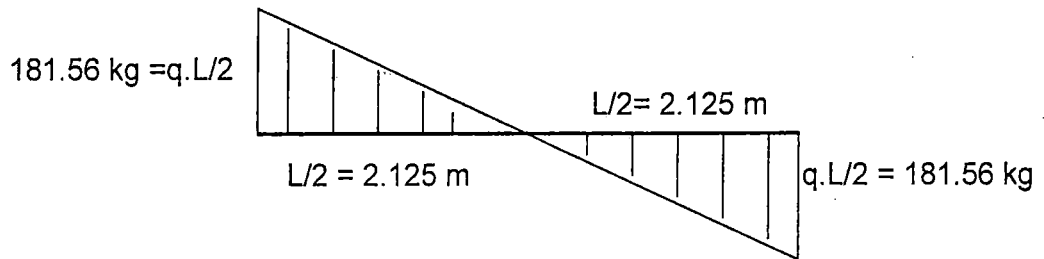


Fig. N° 7-104

D) DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES (Ver Fig. N° 7-105)

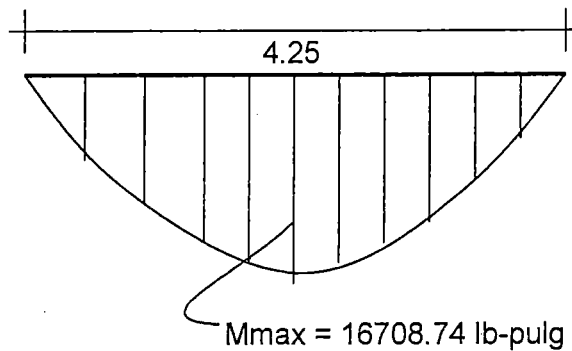


Fig. N° 7-105

Momento máximo:

$$M_{\max} = q \cdot L/2 \cdot L/2 \cdot 1/2 = q \cdot L^2/8$$

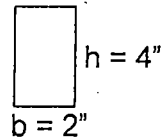
$$M_{\max} = 85.44 \times 4.25^2/8 = 192.91 \text{ kg-m} = 16,708.74 \text{ lb-pulg}$$

E) ESFUERZO MAXIMO ACTUANTE (σ_{\max})

$$\sigma_{\max} = M_{\max} \cdot C/I = M/(I/C) = M/S$$

$S = b \cdot h^2/6$ (Módulo de sección para una sección rectangular)

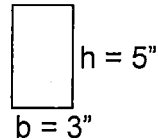
Asumiendo una sección de:



$$S = 2 \times 4^2/6 = 5.33 \text{ pulg}^2$$

$$\sigma_{\max} = 16708.74/5.33 = 3134.85 \text{ lb/pulg}^2 > 2000.00 \text{ lb/pulg}^2 \text{ !NO!}$$

Asumiendo una sección de:



$$S = 3 \times 5^2/6 = 12.50 \text{ pulg}^2$$

$$\sigma_{\max} = 16708.74/12.50 = 1336.70 \text{ lb/pulg}^2 < 2000.00 \text{ lb/pulg}^2 \text{ !OK!}$$

J) FUERZA CORTANTE MÁXIMA (ζ_{\max})

$$\zeta_{\max} = 3/2V/(b \cdot h)$$

$$V = 85.44 \times 4.25/2 = 181.56 \text{ kg} = 399.43 \text{ lb.}$$

$$\zeta_{\max} = 3/2 \times 399.43/(3 \times 5) = 39.94 \text{ lb/pulg}^2$$

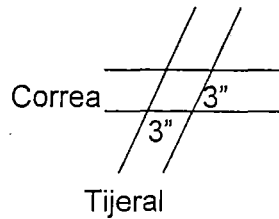
De tabla el esfuerzo cortante admisible ζ_{adm} . para el pino amarillo

$$\zeta_{\text{adm}} = 175 \text{ lb/pulg}^2$$

Entonces: $39.94 < 175 \text{ lb/pulg}^2$ ¡OK!

H) FUERZA DE COMPRESIÓN MÁXIMA PERPENDICULAR AL APOYO ($F_{c\perp}$)

$$F_{c\perp} = P/(b.m)$$



$$P = q.L = 85.44 \times 4.25 = 363.12 \text{ kg} = 798.86 \text{ lb.}$$

$$F_{c\perp} = 798.86 / (3 \times 3) = 88.76 \text{ lb/pulg}^2$$

De tabla para el pino amarillo $F_{c\perp} \text{ adm} = 375 \text{ lb/pulg}^2$

Entonces $88.76 < 375 \text{ lb/pulg}^2$ ¡OK!

I) DEFLEXION MÁXIMA (δ_{max})

$$\delta_{\text{max}} = 5/384 q. L^4 / (E.I)$$

$$q = 85.44 \text{ Kg/m} = 4.77 \text{ lb/pulg}$$

$$L = 4.25 \text{ m} = 167.32 \text{ pulg.}$$

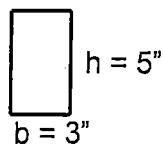
$$I = b.h^3/12 = 3 \times 5^3/12 = 31.25 \text{ pulg}^4$$

$$E = 1,800,000.00 \text{ lb/pulg}^2$$

$$\delta_{\text{max}} = 5/384 \times 4.77 (167.32)^4 / (16E5 \times 31.25) = 0.86 \text{ pulg.}$$

$$\delta_{\text{adm}} = L/360 = 167.32/360 = 0.46 \text{ pulg.}$$

Se puede apreciar que $\delta_{\text{max}} < \delta_{\text{adm}}$, sin embargo como dichos valores están muy cercanos y teniendo en cuenta que el viento tiene una influencia preponderante en el cálculo de la sección de las correas y, además se ha asumido por razones de seguridad una presión de viento bastante alta (73.40 kg/m^2), la misma que en la zona de la Casa De Maquinas es mitigada por la presencia de abundantes árboles. En tal sentido se concluye que será suficiente para las correas la sección siguiente.



xi) DISEÑO DE JUNTAS EN EL TIJERAL

A) JUNTAS DE TALÓN (Fig. N° 7- 106 y 7-107

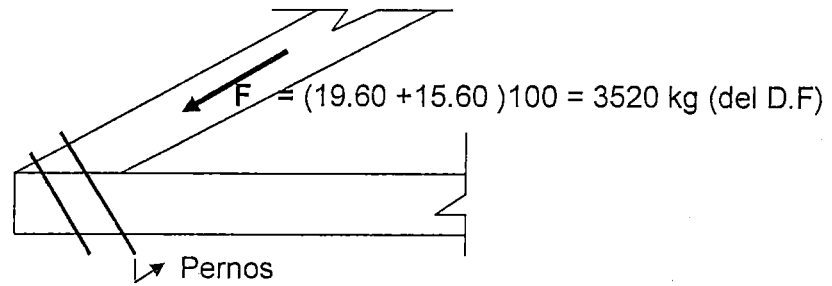


Fig. N° 7-106

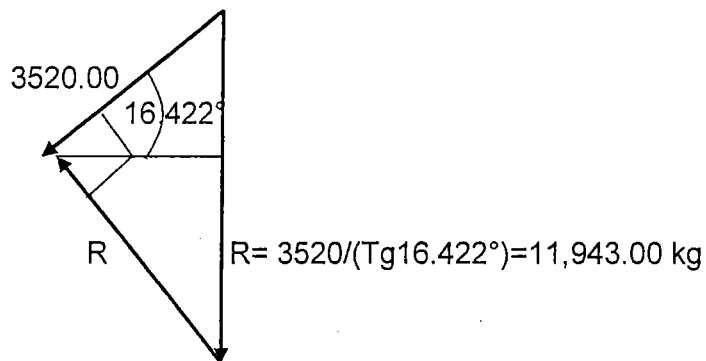


Fig. N° 7-107

Como se plantea 02 pernos, cada perno resistirá $11,943.00/2 = 5,971.50 \text{ kg}$. De tabla de tiene que un perno de $\frac{3}{4}$ " resiste una carga de tensión permisible de 6,040 kg. Por lo tanto se puede utilizar 02 pernos de $\text{Ø}=\frac{3}{4}$ ".

Para nuestro caso estos pernos son remplazados por cartelas de madera debidamente fijadas con pernos de $\frac{5}{8}$ ".

B) EMPALMES A TENSION (Fig. N° 7- 108 y 7-109)

El empalme probable de realizarse será en la cuerda inferior del tijeral, dado el alto valor de su longitud de 9.50m.

Del diagrama de fuerzas se puede determinar que la fuerza de tensión en la cuerda inferior es $F = (18.8+16.2) 100 = 3,500.00 \text{ kg} = 7,700.00 \text{ lb}$.

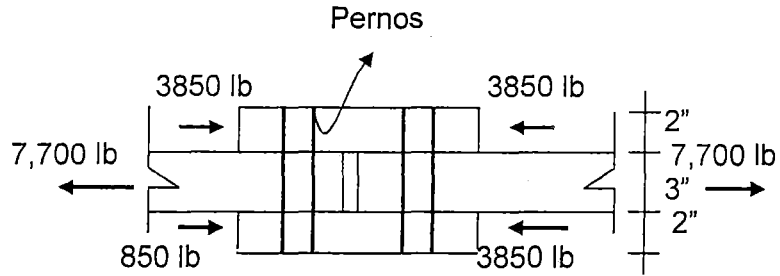


Fig. N° 7-108

El esfuerzo de tensión actuante en el empalme de la cuerda inferior del tijeral será:

Asumiendo pernos de 1 1/8" de diámetro, entonces la Sección neta: $A_n = 6" \times 3" - 1 \frac{1}{8}" \times 3" = 14.63 \text{ pulg}^2$

$$\sigma = 7700 / 14.63 = 526.32 \text{ lb/pulg}^2$$

$526.32 \text{ lb/pulg}^2 < f_{adm} = 2000.00 \text{ lb/pulg}^2$ ¡OK!

Analizando la tracción en lado de un perno:

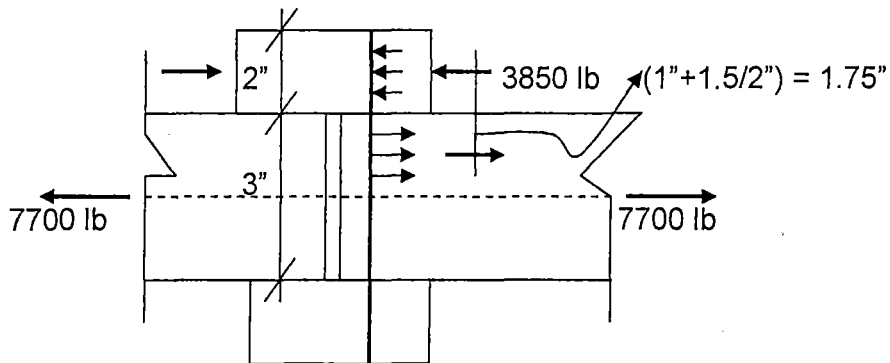
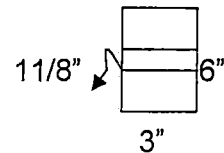


Fig. N° 7-109

Asumiendo que se utilizará 04 pernos de $\varnothing = 1 \frac{1}{8}"$, la fuerza de tracción que soporta cada perno será $3850 / 4 = 962.50 \text{ lb}$, entonces el momento flector resistido por un perno será: $M = 962.50 \text{ lb} \cdot 1.75 \text{ pulg} = 1684.38 \text{ lb-pulg}$

El esfuerzo de tracción por perno será: De acuerdo con la fórmula de la escuadría:

$$\sigma = M/S$$

$S = \pi D^3/32$ (Módulo de sección para una sección circular)

$$S = \pi(1.125)^3/32 = 0.140 \text{ pulg}^4$$

$$\sigma = 1684.38/0.140 = 12031.29 \text{ lb/pulg}^2$$

$$12,031.29 \text{ lb/pulg}^2 < f_{adm} (\varnothing = 1 \frac{1}{8}) = 13,860.00 \text{ lb/pulg}^2$$

- ESFUERZO DE APLASTAMIENTO

Se refiere al aplastamiento que los pernos ejercen sobre la madera en la cuerda inferior.

El esfuerzo unitario de aplastamiento de un perno sobre la madera (cuerda inferior del tijeral) se considera como el promedio del esfuerzo permisible al aplastamiento paralelo a la fibra y el esfuerzo permisible al aplastamiento perpendicular a la fibra.

Entonces haciendo uso de tablas para la madera considerada se tiene:

$$f_c = (f_{cp} + f_{c\perp})/2 = (1450 + 375) \text{ lb/pulg}^2 = 912.50 \text{ lb/pulg}^2$$

Como se tiene 04 pernos la fuerza de aplastamiento en cada perno será $7700 \text{ lb}/4 = 1925 \text{ lb}$.

El área proyectada de un perno sobre la madera es: $3" \times 1 \frac{1}{8}" = 3.375 \text{ pulg}^2$,

Por lo tanto el esfuerzo de aplastamiento de un perno será:

$$f = 1925 \text{ lb}/3.37 \text{ pulg}^2 = 571.22 \text{ lb/pulg}^2.$$

$$571.22 \text{ lb/pulg}^2 < f_c = 912.50 \text{ lb/pulg}^2 \quad \text{!OK!}$$

S) ESFUERZO CORTANTE EN LOS PERNOS

Asumiendo un esfuerzo cortante permisible para un perno de $\varnothing = 1 \frac{1}{8}"$ aproximadamente de $\zeta_{adm} = 10,000 \text{ lb/pulg}^2$.

La fuerza cortante por lado en un perno es $3850 \text{ lb}/4 = 962.50 \text{ Lb}$, pero para que un perno falle por esfuerzo cortante tendrá que fallar en sus dos lados, por lo tanto la fuerza total que deberá resistir un perno es $962.50 \times 2 = 1925 \text{ lb}$. En consecuencia el esfuerzo cortante por perno de $\Phi = 1 \frac{1}{8}"$, teniendo en cuenta su área = 0.994 pulg^2 será:

$$\zeta = 1925 \text{ lb}/0.994 \text{ pulg}^2 = 1936.62 \text{ lb/pulg}^2$$

1936.62 lb/pulg² << $\zeta_{adm} = 10000$ lb/pulg² ¡OK!

- ESFUERZO CORTANTE HORIZONTAL EN LA MADERA

Se refiere al corte horizontal por los pernos en la madera de la cuerda inferior del tijeral.

Por cuestiones prácticas no es admisible separar cada perno más de 6", en tal sentido asumiendo esta separación máxima de 6" para el presente proyecto.

La influencia del corte horizontal de cada perno será por ambos lados, hasta tocar los pernos vecinos, cada superficie de corte tiene un valor de 6"x6", como se tiene 04 pernos el área efectiva para resistir el corte horizontal será igual a [(6"x6"x2)4] = 288.00 pulg²

Entonces el esfuerzo cortante horizontal por perno es:

$$\zeta_h = Fa/Area = 7700lb/288pulg^2 = 26.74 \text{ lb/pulg}^2$$

De tabla se tiene que el esfuerzo cortante horizontal admisible para la madera seleccionada es $\zeta_{hadm} = 175$ lb/pulg².

26.74 lb/pulg² << $\zeta_{hadm} = 175$ lb/pulg² !OK!

7.3.7 DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA EQUIPOS ELECTROMECC. (Ver Plano N° 14)

Para este diseño se asume las dimensiones de los cimientos o bloques de concreto, teniendo en cuenta desde luego las dimensiones y pesos de los equipos electromecánicos establecido por los fabricantes, luego se calcula lo siguiente:

Cargas estáticas: Conformado por el peso del bloque de concreto + peso de los equipos electromecánicos.

Cargas dinámicas: Son las fuerzas producidas por los elementos rotativos. Las turbinas y alternadores son máquinas bien balanceadas, en las cuales es de esperar que las cargas mecánicas producidas sean pequeñas.

Definido estos 02 tipos de carga se procede a determinar los esfuerzos producidos en el suelo, de tal manera que la reacción "Rv" del suelo, frente a la resultante de las fuerzas verticales, debe caer en el tercio medio de la base del cimiento o bloque de concreto, lo cual nos asegura una distribución trapezoidal de esfuerzos (distribución recomendada). De tal manera que debe cumplirse lo siguiente:

$\sigma_{max} < \sigma_{adm}$. del terreno, para nuestro caso $\sigma_{adm} = 2.00 \text{ kg/cm}^2$ (suelo arcilloso)

$\sigma_{min} > 0.00$

Si esto no se logra, entonces se tendrá que aumentar las dimensiones del área de la base (Área de contacto con el suelo) del bloque de concreto.

7.3.7.1 CIMENTACIÓN - TURBINA PELTON

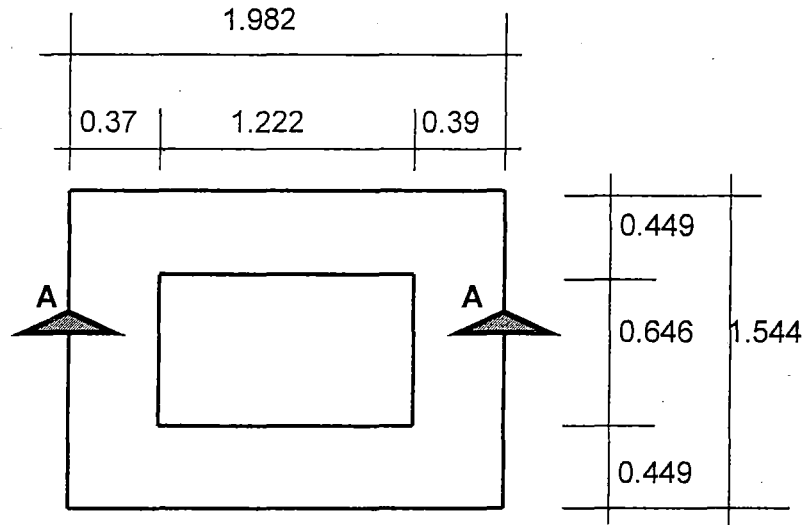


Fig. N° 7-110: PLANTA

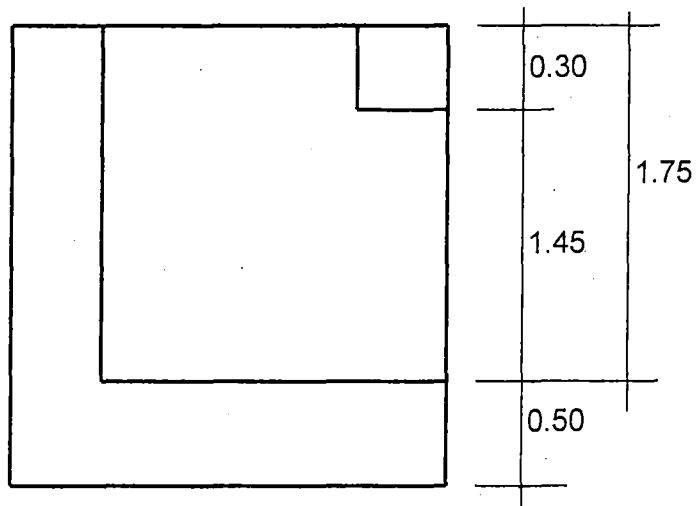


Fig. N° 7-111: CORTE A-A

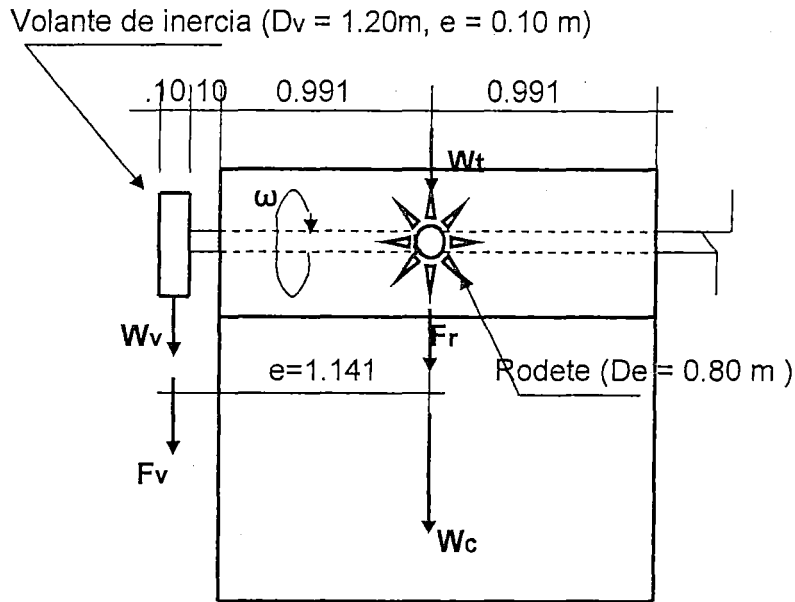


Fig. N° 7-112: Fuerzas actuantes

A) FUERZAS ESTÁTICAS

W_c = Peso del bloque de concreto

$$W_c = (1.982 \times 1.75 \times 0.449 \times 2 + 0.646 \times 1.75 \times 0.37 + 0.646 \times 0.30 \times 0.39 + 1.982 \times 1.544 \times 0.50) \gamma_c$$

$$W_c = (3.115 + 0.418 + 0.076 + 1.530) 2400 = 12334\text{ kg}$$

W_t = Peso de la turbina = 3000 kg (Peso total, incluido el del rodete)

W_v = Peso del la volante de inercia = 780 kg

B) FUERZAS DINÁMICAS

Cálculo de F_v

F_v = Fuerza dinámica en el centro de la volante, debido a la velocidad " ω " (cte.), se calcula con la siguiente fórmula.

$$F_v = 30000 P_v / (D_v \cdot \omega)$$

Donde:

F_v = Fuerza en el centro de la volante, en lb

P_v = Potencia en HP

D_v = Diámetro en pies

$\omega = n =$ Velocidad de rotación de la volante en RPM

Reemplazando valores

$P_v =$ Potencia de la volante = $n_{st} \cdot P_t$

$n_{st} = 0.96$ (eficiencia del sistema de transmisión)

$P_t = 265.88$ kW (potencia de la turbina).

$P_v = 0.96 \times 265.88$ kW = 255.24 kW

$P_v = 347.27$ HP.

$D_v = 1.20$ m = 3.94 pies.

$\omega = n = 720$ RPM

$F_v = 30000 P_v / (D_v \cdot \omega) = 30000 \times 347.27 / (3.94 \times 720) = 3672.48$ lb

$F_v = 1669.31$ kg

Cálculo de F_r

$F_r =$ Fuerza dinámica en el centro del rotor

$F_r = 30000 P_r / (D_r \cdot \omega)$

Donde: P_r en HP, D_r = diámetro del rotor en pies, $\omega = n$ en RPM.

Reemplazando valores

$P_r =$ Potencia del rotor o Potencia de la turbina $P_t = 265.88$ kW

$P_r = 361.74$ HP.

$D_r = 0.80$ m = 2.625 pies (D_r = diámetro exterior del rotor $D_e = 0.80$ m, determinado en el acápite 8.1.3.2)

$\omega = n =$ Velocidad de rotación del rotor = 720 RPM

$F_r = 30000 P_r / (D_r \cdot \omega) = 30000 \times 361.74 / (2.625 \times 720) = 5741.90$ lb

$F_r = 2610.00$ kg

C) DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS

Esfuerzos céntricos

$$\sigma_1 = (W_c + W_t + F_r) / \text{Área}$$

Remplazando valores:

$$\sigma_1 = (12334 + 3000 + 2610) / (1.982 \times 1.544) = 5863.65 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_1 = 0.59 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos excéntricos

$$\sigma_2 = 6 (W_v + F_v) \cdot e / (a \cdot b^2)$$

Donde:

b = Largo del bloque de concreto = 1.982 m

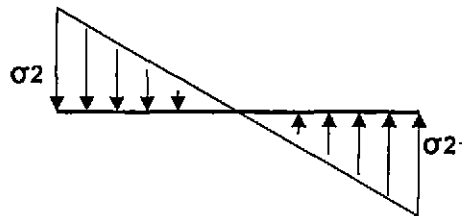
a = Ancho del bloque de concreto = 1.544 m

e = Excentricidad = 1.141 m

$$\sigma_2 = 6 (W_v + F_v) \cdot e / (a \cdot b^2) = 6(780 + 1669.31) \cdot 1.141 / (1.544 \times 1.982^2) = 2764.56 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_2 = 0.28 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo máximo y mínimo



$$\sigma_{\max} = \sigma_1 + \sigma_2 = 0.59 + 0.28 = 0.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\max} = 0.87 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 2.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ !OK!}$$

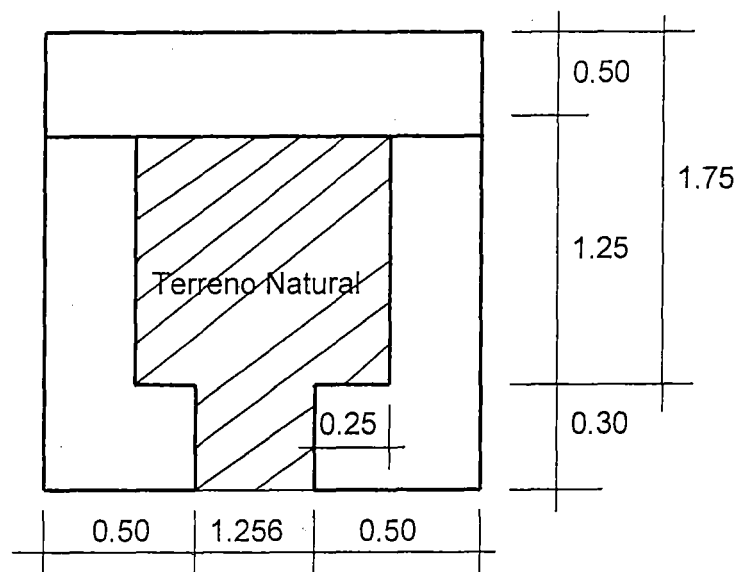
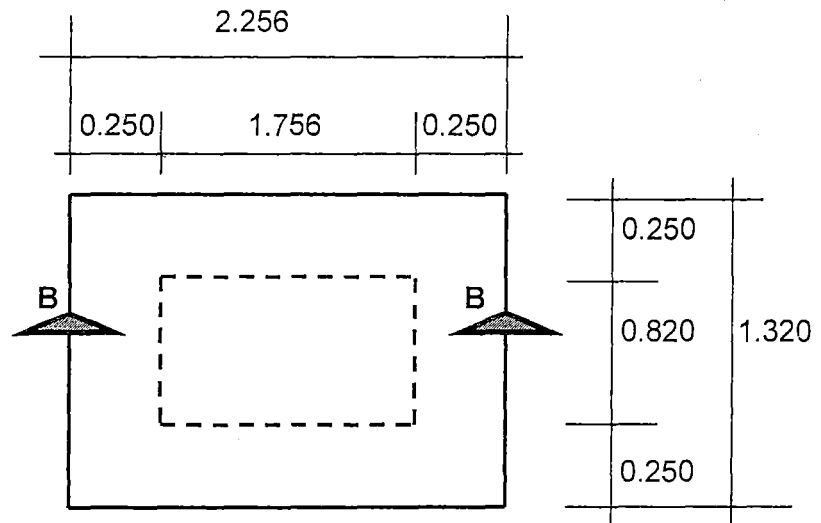
$$\sigma_{\min} = \sigma_1 - \sigma_2 = 0.59 - 0.28 = 0.31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = 0.31 \text{ kg/cm}^2 > 0.00 \text{ !OK!}$$

En conclusión se tiene $\sigma_{\max} < \sigma_{\text{adm}}$ y $\sigma_{\min} > 0.00$, esto garantiza una distribución trapezoidal de esfuerzos en la base, y por lo tanto las dimensiones asumidas para el bloque de la turbina son correctas.

7.3.7.2 CIMENTACIÓN - GENERADOR O ALTERNADOR ELÉCTRICO

Ver plano N°15, cimentaciones para equipos electromecánicos.



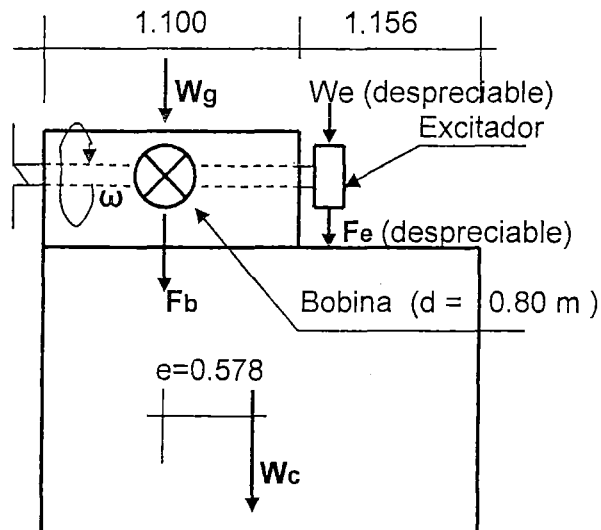


Fig. N° 7-115: Fuerzas actuantes

A) FUERZAS ESTÁTICAS

W_c = Peso del bloque de concreto

$$W_c = (2.256 \times 1.32 \times 0.50 + 2.256 \times 1.25 \times 0.25 \times 2 + 0.82 \times 1.25 \times 0.25 \times 2 + (2.256 \times 1.32 - 1.256 \times 0.32) \times 0.30) \gamma_c$$

$$W_c = (1.489 + 1.410 + 0.513 + 0.773) \times 2400 = 10044 \text{ kg}$$

W_g = Peso del generador = 3000 kg (Peso total, incluido el de la bobina)

B) FUERZAS DINÁMICAS

F_b = Fuerza dinámica en el centro de la bobina

$$F_b = 30000 P_b / (D_b \cdot \omega)$$

Reemplazando valores

P_r = Potencia de la bobina = $n_{st} \cdot n_g \cdot P_t$

$$n_{st} = 0.96 \text{ (eficiencia del sistema de transmisión)}$$

$$n_g = 0.90 \text{ (Eficiencia del generador)}$$

$P_t = 265.88 \text{ kW}$ (Potencia de la turbina)

$$P_r = 0.96 \times 0.90 \times 265.88 = 229.72 \text{ kW.}$$

$$Pr = 312.54 \text{ HP.}$$

$$Dr = 0.60 \text{ m} = 1.97 \text{ pies (Valor asumido para el diámetro de giro de la bobina)}$$

$$\omega = n = 720 \text{ RPM}$$

$$F_b = 30000 Pb / (Db \cdot \omega) = 30000 \times 312.54 / (1.97 \times 720) = 6610.41 \text{ lb}$$

$$F_b = 3004.73 \text{ kg.}$$

C) DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS

Esfuerzos céntricos

$$\sigma_1 = Wc / \text{Área}$$

$$\sigma_1 = 10044 / (2.256 \times 1.32 - 1.756 \times 0.820) = 6522.10 \text{ kg/m}^2$$

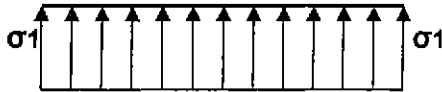
$$\sigma_1 = 0.652 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos excéntricos

$$\sigma_2 = 6(Wg + F_b) \cdot e / (a \cdot bc) = 6(3000 + 3004.73) \cdot 0.578 / (1.32 \times 2.256)$$

$$\sigma_2 = 3099.71 \text{ kg/m}^2 = 0.310 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo máximo y mínimo



$$\sigma_{\max} = \sigma_1 + \sigma_2 = 0.652 + 0.310 = 0.962 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\max} = 0.962 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 2.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ !OK!}$$

$$\sigma_{\min} = \sigma_1 - \sigma_2 = 0.652 - 0.310 = 0.342 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = 0.342 \text{ kg/cm}^2 > 0.00 \text{ !OK!}$$

En conclusión $\sigma_{\max} < \sigma_{\text{adm}}$ y $\sigma_{\min} > 0$, esto significa que se tendrá una distribución trapezoidal de esfuerzos en la base del bloque del generador.

7.3.7.3 ACERO EN CIMENTACIÓN PARA EQUIPO ELECTROMECAÁNICO.

En cuanto al acero en las cimentaciones, vale decir en los bloques de concreto para los equipos electromecánicos, se tiene en cuenta el mismo criterio y recomendaciones que en los anclajes para la tubería de presión, es decir el fierro asegura que todo el bloque trabaje solidamente en toda su masa, asimismo sirve para resistir cualquier esfuerzo cortante imprevisto en el diseño.

7.3.8 CANAL DE DESCARGA

Las características hidráulicas para el Canal de Descarga son las mismas que para el Canal de Aducción establecido en el acápite 7.2.3.

7.4.0 OBRAS ELECTROMECAÁNICAS

7.4.1 TUBERÍA DE PRESIÓN

7.4.1.1 CALCULO DEL DIÁMETRO DE LA TUBERÍA

Para el diseño del diámetro de la tubería, se tiene en cuenta las recomendaciones de los expertos, según las cuales la velocidad del agua en la tubería de presión debe de estar entre los siguientes límites.

Según el ing. Eusebio Castromonte Salinas:

La velocidad del agua en la tubería de presión no debe ser superior a los 7.00 m/seg.

Otros:

Velocidad en la tubería de presión: $4.00 \leq V \leq 6.00$ m/s.

Velocidad en la tubería de presión: $2.00 \leq V \leq 6.00$ m/s.

Según ZOPPETIL el diámetro de la tubería de presión debe ser tal que la pérdida de carga por fricción $H_f \leq 5\%$ de la H_b .

H_f , se calcula con la formula de DARCY

$$H_f = f.L/D.V^2/(2.g) = 0.083f.L.(Q)^2/(D)^5$$

f = Coeficiente de fricción ≈ 0.036 (Para tuberías de acero), entonces

Q = Caudal de diseño = 0.30 m³/s

$H_f = 0.000269L/(D)^5$, despejado D se tiene:

$$D = [0.000269L/H_f]^{1/5}$$

Teniendo en cuenta esta última recomendación, calculamos el diámetro correspondiente a cada tramo desde la Cámara de Carga (CDC).

Tramo- 01 (CDC – A-1)

$$Hb_1 = 6.92\text{m} \rightarrow H_f = 0.05 \times 6.92 = 0.346\text{m}$$
$$L_1 = 10.77\text{m}$$

$$D_1 = [0.000269 \times 10.77 / 0.346]^{1/5} = 0.384\text{m} \approx 15''$$

Tramo- 02 (CDC – A-2)

$$Hb_2 = 42.14\text{m} \rightarrow H_f = 0.05 \times 42.14 = 2.11\text{m}$$
$$L_2 = 65.28\text{m}$$

$$D_2 = [0.000269 \times 65.28 / 2.11]^{1/5} = 0.384\text{m} \approx 15''$$

Tramo- 03 (CDC – A-3)

$$Hb_3 = 65.75\text{m} \rightarrow H_f = 0.05 \times 42.14 = 3.29\text{m}$$
$$L_3 = 106.97\text{m}$$

$$D_3 = [0.000269 \times 106.97 / 3.29]^{1/5} = 0.388\text{m} \approx 15''$$

Tramo- 04 (CDC – A-4)

$$Hb_4 = 90.65\text{m} \rightarrow H_f = 0.05 \times 42.14 = 4.53\text{m}$$
$$L_4 = 150.48\text{m}$$

$$D_4 = [0.000269 \times 150.48 / 4.53]^{1/5} = 0.389\text{m} \approx 15''$$

Tramo- 05 (CDC – A-5)

$$Hb_5 = 120.43\text{m} \rightarrow H_f = 0.05 \times 120.43 = 6.02\text{m}$$
$$L_5 = 197.08\text{m}$$

$$D_5 = [0.000269 \times 197.08 / 6.02]^{1/5} = 0.388\text{m} \approx 15''$$

Finalmente el diámetro interior promedio de la tubería de presión será 15", valor que será considerado constante para todos los tramos, con dicho valor se diseñará los anclajes, apoyos y se calculará las pérdidas por fricción en la tubería y muchos otros parámetros hidráulicos.

Cálculo de la velocidad del agua en la tubería de presión

$$V = Q/A = Q / (\pi \times D^2 / 4) = 0.30 / (\pi \times 0.381^2 / 4) = 2.63 \text{ m/s.}$$

$$D = 15'' = 0.381\text{m. (Diámetro interior constante)}$$

Entonces: $2.00 < V = 2.63 < 6.00 \text{ m/s. ¡OK!}$

7.4.1.2 CALCULO DE PERDIDAS DE CARGA

i) PERDIDA DE CARGA EN LA TUBERÍA (PERDIDA PRIMARIA) PERDIDA POR FRICCIÓN (Hf)

$$H_f = f \cdot L/D \cdot V^2/(2g) = 0.08 f \cdot L(Q)^2/(D)^5$$

Para un $f \approx 0.036$ (coeficiente de rugosidad) y $Q = 0.30 \text{ m}^3/\text{s}$, de acuerdo con el procedimiento anterior se tiene:

$$H_f = 0.000269 L/(D)^5$$

Longitud total $L_t = 197.08 \text{ m}$, diámetro interior $D_i = D = 15'' = 0.381 \text{ m}$

$$H_f = 0.000269 \times 197.08 / (0.381)^5 = 6.60 \text{ m}$$

Se recomienda que:

$$H_f \leq 5\% H_{bt} = 0.05 \times 120.45 = 6.02 \approx \text{la } 6.60 \text{ ¡OK!}, \text{ la diferencia es mínima.}$$

B) PERDIDA DE CARGA EN ACCESORIOS (PERDIDA SECUNDARIA)

i) PERDIDA CARGA EN LA REJILLA DE LA CÁMARA DE CARGA (Hr)

$$H_r = \beta \cdot (S/b)^{4/3} \cdot V^2/(2g) \cdot \text{Sen} \alpha$$

β = coeficiente de entrada = 1.67 (entrada rectangular con bordes suaves).

S = Espesor de las barras de la rejilla = $5 \text{ mm} = 0.005 \text{ m}$

b = Distancia entre barras = 0.05 m

V = Velocidad del agua antes de la rejilla = 2.00 m/s (asumido)

α = Angulo de inclinación de la rejilla respecto a la horizontal. Para una limpieza manual se recomienda que $50^\circ < \alpha < 55^\circ$

$\alpha = 52^\circ$ (definido en el apartado 7.2.4.5).

Reemplazando valores se tiene:

$$H_r = 1.67(0.005/0.05)^{4/3} \cdot 2^2/(2g) \cdot \text{Sen} 52^\circ = 0.013 \text{ m}$$

ii) PÉRDIDA DE CARGA POR ENTRADA EN LA TUBERÍA DE PRESIÓN (He)

$$H_e = 1.65 V^2/(2g)$$

V = Velocidad en la tubería = 2.63 m/s

$$H_e = 1.65 \times 2.63^2 / (2 \times 9.81) = 0.582 \text{ m}$$

iii) PÉRDIDA DE CARGA EN ÁNGULOS VIVOS Y CODOS (Hc)

$$H_c = K_c \cdot V^2/(2g)$$

$$K_c = C \sqrt{(\Delta/90)}$$

$$C = 0.25$$

$$\Delta = \text{Angulo de deflexión} = \alpha_2 - \alpha_1$$

Codo en el A-1

$$\Delta = \alpha_2 - \alpha_1 = 40.244^\circ - 28.351^\circ = 11.893^\circ$$

$$K_{c1} = 0.25\sqrt{(11.893/90)} = 0.091$$

$$H_{c1} = 0.091 \times 2.63^2 / (2 \times 9.81) = 0.032\text{m}$$

Codo en el A-2

$$\Delta = \alpha_2 - \alpha_1 = 34.501^\circ - 40.244^\circ = -5.743^\circ$$

$$K_{c2} = 0.25\sqrt{(5.743/90)} = 0.063$$

$$H_{c2} = 0.063 \times 2.63^2 / (2 \times 9.81) = 0.022\text{m}$$

Codo en el A-3

$$\Delta = \alpha_2 - \alpha_1 = 34.915^\circ - 34.501^\circ = 0.414^\circ$$

$$K_{c3} = 0.25\sqrt{(0.414/90)} = 0.017$$

$$H_{c3} = 0.017 \times 2.63^2 / (2 \times 9.81) = 0.006\text{m}$$

Codo en el A-4

$$\Delta = \alpha_2 - \alpha_1 = 39.723^\circ - 34.915^\circ = 4.808^\circ$$

$$K_{c4} = 0.25\sqrt{(4.808/90)} = 0.058$$

$$H_{c4} = 0.058 \times 2.63^2 / (2 \times 9.81) = 0.020\text{m}$$

Codo en el A-5

$$\Delta = \alpha_2 - \alpha_1 = 0.00^\circ - 39.723^\circ = -39.723^\circ$$

$$K_{c5} = 0.25\sqrt{(39.723/90)} = 0.166$$

$$H_{c5} = 0.166 \times 2.63^2 / (2 \times 9.81) = 0.060\text{m}$$

La pérdida total en codos y ángulos vivos será:

$$H_{ct} = H_{c1} + H_{c2} + H_{c3} + H_{c4} + H_{c5}$$

$$H_{ct} = 0.032 + 0.022 + 0.006 + 0.020 + 0.060 = 0.14\text{m}$$

iv) PERDIDA DE CARGA EN LA VÁLVULA COMPUERTA (Hvc)

$$Hvc = K.V^2/(2g)$$

D = Diámetro nominal de la válvula de compuerta = 15" (valor asumido)

d = Altura de apertura del disco = 10"

V = Velocidad del agua en la tubería de presión = 2.63m/s

Según la relación de apertura del disco $d/D = 10/15 = 0.67 \approx 0.70$, de tabla para una válvula compuerta circular $d/D=0.70$, $K= 0.50$

$$Hvc = 0.50 \times 2.63^2 / (2g) = 0.18m$$

Finalmente la pérdida de carga total en accesorios Hac será

$$Hac = Hr + He + Hct + Hvc = 0.013 + 0.582 + 0.140 + 0.180 = 0.915m$$

$$Hac = 0.915 m$$

Conclusión:

La pérdida de carga total Hp será:

$$Hp = Hf + Hac = 6.600 + 0.915 = 7.515m$$

$$Hp = 7.515/120.45 = 6.24\% Hbt < 10\% Hbt \quad \text{¡OK!}$$

7.4.1.3 CALCULO DEL ESPESOR DE LA TUBERÍA DE PRESIÓN

$$e = [P.D/(2.St.Ks)] + C$$

P = Presión Máxima total = Hb + h

h = Sobrepresión por el golpe de ariete se asume = 50%Hb

$$P = Hb + 0.50 Hb = 1.50Hb$$

D = Diámetro interior de la tubería de presión = 15" = 0.381m

St = Esfuerzo de trabajo del acero = Sy/fs

Sy=Límite de fluencia del material = 30.00kg/mm² (para el acero estructural ASTM A-36)

fs = Factor de servicio = 2.00 (Sin certificado de recepción), entonces

$$St = 15 \text{ kg/cm}^2$$

Ks = Factor de soldadura = 0.50 (Sin autorización del fabricante)

C = Suplemento por menor espesor = 0.50mm + por corrosión y desgaste = 1.50mm , entonces.

$$C = 1.50mm$$

$$e = [1.50 \times Hb \times 0.381 / (2 \times 15 \times 0.50)] + 1.50$$

$$e = 0.0381 \times Hb + 1.50$$

Tramo- 01 (CDC – A-1)

$$Hb_1 = 6.92\text{m}$$

$$e_1 = 0.0381 \times 6.92 + 1.50 = 1.764 \text{ mm}$$

Asumiendo el espesor comercial $e_{\text{min}} = 3/16" = 5.00\text{mm}$

Tramo- 02 (A1 – A-2)

$$Hb_2 = 42.14\text{m}$$

$$e_2 = 0.0381 \times 42.14 + 1.50 = 3.11 \text{ mm}$$

Asumiendo el espesor comercial $e_{\text{min}} = 3/16" = 5.00\text{mm}$

Tramo- 03 (A2 – A-3)

$$Hb_3 = 65.75\text{m}$$

$$e_3 = 0.0381 \times 65.75 + 1.50 = 4.01 \text{ mm}$$

Asumiendo el espesor comercial $e_{\text{min}} = 3/16" = 5.00\text{mm}$

Tramo- 04 (A3 – A-4)

$$Hb_4 = 90.65\text{m}$$

$$e_4 = 0.0381 \times 90.65 + 1.50 = 4.95 \text{ mm} = 5.00 \text{ mm} = 3/16"$$

Tramo- 05 (A4 – A-5)

$$Hb_5 = 120.43\text{m}$$

$$e_5 = 0.0381 \times 120.43 + 1.50 = 6.10 \text{ mm} \approx 1/4"$$

Finalmente debido a que el espesor mínimo comercial existente en el mercado es de $3/16" = 5.00\text{mm}$, por tal razón, a pesar de que el espesor calculado hasta el anclaje A-3 es menor de 5.00 mm, se ha asumido un $e_{\text{min}} = 5.00 \text{ mm}$ para todos los casos anteriores al A-3. Para los demás tramos se respeta los resultados obtenidos.

7.4.1.4 EVALUACIÓN DEL ESPESOR CONSIDERANDO EL GOLPE DE ARIETE

Se llama **golpe de ariete** al aumento o disminución de presión en la tubería, cuando cambia bruscamente la velocidad del agua que circula por ella, esto debido a la acción del regulador de caudal que cierra o abre el distribuidor de acuerdo con la demanda de carga eléctrica en la línea de tensión. Estos cambios bruscos en el caudal, originan sobrepresiones o depresiones en la tubería, la misma que debe tener la capacidad de resistir dichos cambios, además de la presión estática en forma permanente.

Un cierre del distribuidor origina un **golpe de ariete positivo**, el que empezara con una sobrepresión seguido de una depresión, y así sucesivamente hasta ser amortiguado y alcanzar la presión estática. En tanto que una apertura del distribuidor origina un **golpe de ariete negativo**, acá por el contrario primero ocurre una depresión seguida de una sobrepresión y así sucesivamente hasta alcanzar al igual que en el caso anterior la presión estática.

El golpe de ariete es tanto mayor, cuanto más rápido es el cierre del distribuidor, y por ello es necesario conocer el valor de la sobrepresión en función del cierre, para calcular en función a aquella el espesor de la tubería.

La teoría que trata el golpe de ariete y conocida universalmente, es la establecida por el eminente Ing. Allievi, en la cual se considera todos los factores que intervienen en el golpe de ariete.

Para determinar el espesor de la tubería líneas arriba, se ha considerado una sobrepresión igual al 50% de la altura bruta.

En esta parte vamos a calcular con la aproximación que nos permite las fórmulas de Allievi, la sobrepresión real que puede desarrollarse en la tubería de presión, tomado como referencia los espesores calculados anteriormente. Es de esperar que dicha sobrepresión no deba pasar del 50% de la altura bruta, a fin que los espesores considerados sean considerados como los definitivos.

A) VELOCIDAD DE PROPAGACIÓN DE LA ONDA DE PRESIÓN (a):

La velocidad de propagación de la onda de presión a lo largo de la tubería, depende del material, diámetro y espesor de dicha tubería. A esta velocidad Allievi lo conoce con el nombre de celeridad de las ondas, y cuyo valor se determina mediante la siguiente fórmula.

$$a = C / (1 + \epsilon / E \cdot D / e)$$

C = Velocidad de propagación del sonido en el agua = 1420 m/s

ϵ = Módulo de elasticidad del volumen del agua

E = Modulo de elasticidad del material de la tubería

$\epsilon / E = 0.010$ (Para una tubería de acero).

D = Diámetro interior de la tubería = 15" = 0.381 m

e = Espesor de la tubería, se ha considerado espesores de 5.00 y 6.00 mm

$$a_1 = 1420 / (1 + 0.010 \times 0.381 / 0.005) = 806.00 \text{ m/s}$$

$$a_2 = 1420 / (1 + 0.010 \times 0.381 / 0.006) = 868.50 \text{ m/s}$$

La celeridad media a_m que habrá de considerarse será:

$$a_m = L_t / (L_1 / a_1 + L_2 / a_2)$$

$$L_t = 197.10 \text{ m}$$

$$L_1 = (10.77 + 54.51 + 41.69 + 43.51) = 150.48 \text{ m}$$

$$L_2 = 46.60 \text{ m}$$

$$a_m = 197.10 / (150.48 / 806.00 + 46.60 / 868.50) = 820.00 \text{ m/s}$$

B) GOLPE DE ARIETE CON CIERRE BRUSCO

Un golpe de ariete con cierre brusco se produce cuando el tiempo de cierre del distribuidor es menor que el necesario para que la onda que parte desde el distribuidor llegue a la cámara de carga y vuelva al distribuidor.

$$\mu = 2L/a$$

μ = Tiempo necesario para que la onda de presión que parte desde el distribuidor vuelva a este.

$$\mu = 2 \times 197.10 / 820.00 = 0.48 \text{ s}$$

Condición de un cierre brusco

$$Tr \leq \mu$$

Tr = Tiempo necesario para un cierre completo del distribuidor

Asumiendo el limite superior es decir $Tr = 0.48 \text{ s}$

- SOBREPRESIÓN (h)

Para un cierre brusco la sobrepresión se calcula con la siguiente formula:

$$h = a/g(V_0 - V_1)$$

a = Celeridad de la ondas de presión (m/s)

V_0 = Velocidad del agua en la tubería de presión (m/s)

V_1 = Velocidad final después de la maniobra de cierre (m/s)

Asumiendo el caso más critico es decir cuando $V_1 = 0.00$, lo que hace que h sea máximo, y esto ocurre en un cierre completo del distribuidor.

$$h = 820.00/9.81(2.63-0.00) = 220.00 \text{ m}$$

Para calcular el diámetro de la tubería se ha considerado una $h = 50\%H_b = 0.50 \times 120.43 = 60.22\text{m}$, cuyo valor esta muy lejos de la sobrepresión $h=220.00\text{m}$ (resultado de un cierre completo y brusco). Según esta consideración seria demasiado costoso disponer de una tubería cuyo espesor tenga la capacidad de resistir dicha sobrepresion mas la presión estática, es decir resistir una presión total de $220.00+120.43 = 340.43\text{m}$.

En conclusión el sistema de regulación del distribuidor tendrá que ser el adecuado como para realizar un **cierre lento**.

C) GOLPE DE ARIETE CON CIERRE LENTO

- Condición de un cierre lento

Para un golpe de ariete con cierre lento el tiempo de cierre del distribuidor T_r tendrá que ser mayor que μ .

$$T_r > \mu$$

Para determinar la presión relativa ζ_1^2 al final de la primera fase ($i=1$), llamada **golpe directo**, la ecuación de Allievi para este caso de cierre lento del distribuidor tiene la siguiente forma:

$\zeta_1^2 + 2\rho.\zeta_1.n_1 - (1+2\rho) = 0$, cuya solución positiva es:

$$\zeta_1 = -\rho.n_1 + \sqrt{\rho^2.n_1^2 + 1 + 2\rho}$$

Donde:

Presión relativa en el obturador para la primera fase: $\zeta_1^2 = (H + h)/H$

Numero de Allievi: $\rho = a.V/(2g.H)$, ρ también es llamado característica de conducción.

El valor máximo del golpe de directo ζ_1^2 tiene lugar para $n_1=0$, lo cual ocurre en un golpe brusco cuando $T_r = \mu$, para nuestro caso $\mu = 0.48$ s.

La presión límite relativa ζ_m^2 , llamado **golpe de ariete límite**, se obtiene por la ecuación:

$\zeta_m^2 - 1 = \rho/\theta \zeta_m$, cuya solución positiva es:

$$\zeta_m = \rho/2\theta + \sqrt{(\rho/2\theta)^2 + 1}$$

Durante un cierre lento la máxima presión relativa ζ_{\max}^2 puede producirse al final de la primera fase, coincidiendo con el golpe directo para lo cual $\zeta_{\max}^2 = \zeta_1^2$, o durante el final de una de las fases siguientes.

Para calcular ζ_{\max}^2 con suficiente aproximación en un cierre lento y lineal, se determina con ζ_1^2 y ζ_m^2 mediante las fórmulas indicadas, tomando como ζ_{\max}^2 el mayor de ellos.

Numero de Allievi (ρ):

$$\rho = a.V/(2g.H)$$

a = Velocidad de propagación de la onda de presión = 806.00 m/s

V = velocidad del agua en la tubería de presión = 2.63 m/s

H = Altura bruta máxima = 120.43 m

g = Aceleración de la gravedad = 9.81 m/s.

$\rho = 806 \times 2.63 / (2 \times 9.81 \times 120.43) = 0.90 < 1.00$

- SOBREPRESIÓN (h)

La máxima sobrepresión en el final de la tubería se dará para el caso extremo como lo es el cierre completo del distribuidor, lo cual ocurrirá en un tiempo T_r .

Para determinar el espesor de la tubería de presión para nuestro caso se ha considerado una $h = 50\%H_b = 0.50 \times 120.43 = 60.22 \text{ m}$

Por lo tanto $H + h = 120.45 + 60.22 = 180.67 \text{ m}$, por consiguiente:

$$\zeta_{\max}^2 = (H + h)/H = 180.67/120.43 = 1.50.$$

Usando el diagrama correspondiente (del texto Centrales Hidroeléctricas de Zoppetil pag. 73) con $\rho=0.90$ y $\zeta_{\max}^2 = 1.50$, se encuentra un tiempo relativo $\theta = 2.75$

$$\theta = T_r / \mu, \text{ de donde } T_r = \theta \cdot \mu = 2.75 \times 0.48 = 1.32 \text{ s}$$

Para que la sobrepresión no sea superior al 50% de la H_b , según el análisis anterior, el tiempo de cierre completo del distribuidor T_r tiene que ser como mínimo 1.32 s. Este valor se tomará en cuenta obligatoriamente para la adquisición del equipo de regulación del caudal en el distribuidor, para el cual se puede elegir un $T_r \geq 1.32 \text{ s}$.

- SUBPRESIÓN (h_1)

La máxima subpresión se producirá cuando estando cerrado el distribuidor éste se abre en forma total, el que también ocurrirá en un tiempo T_r ,

Al presentarse la máxima subpresión durante una apertura del distribuidor, y como el cierre y la apertura de aquel mecanismo se realiza por el mismo equipo de regulación, se espera que el tiempo mínimo para abrir el distribuidor también será alrededor de $T_r = 1.32 \text{ s}$.

Para estimar la máxima subpresión se utiliza el diagrama presentado en el texto de Centrales Hidroeléctricas de Zoppetil (pag. 73), a continuación se desarrolla dicho procedimiento.

Para un $T_r = 1.32 \text{ s}$ se tiene:

$$\theta = 2.75 \text{ y con } \rho = 0.90 \text{ del diagrama respectivo se tiene } \zeta^2 = 0.30$$

$$\zeta^2 = (H + h_1)/H = 0.30, \text{ donde con } H = 120.43.$$

Reemplazando valores se tiene:

$$h_1 = - 84.32 \text{ m.}$$

Según la teoría de Allievi, durante un cierre del distribuidor también se desarrolla una subpresión muy próxima a la sobrepresión que para nuestro caso será $h_1 = | - 60.22 | \text{ m} < | - 84.32 | \text{ m}$.

De manera similar al abrir el distribuidor seguido a la subpresión se produce una sobrepresión mucho menor que aquella, es decir $h < 84.32 \text{ m}$.

D) CHEQUEO DE LA SOBREPRESIÓN CON LA FORMULA DE ALLIEVI - MICHAUD

Cuando el número de Allievi $\rho < (1.00 \text{ a } 1.500)$, entonces la sobrepresión se puede calcular con la fórmula de Allievi - Michaud, la cual es:

$$h = 2L.V/(g.T)$$

L = Longitud total de la tubería de presión

V = Velocidad en la tubería de presión = 2.63 m/s

T = Tiempo de cierre del distribuidor, asumiendo el mínimo = 1.32 s.

g = Aceleración de la gravedad = 9.81 m/s.

Para nuestro caso se calculo $\rho = 0.90 < 1.00$, por lo tanto se puede aplicar la mencionada fórmula.

$$h = 2 \times 197.10 \times 2.63 / (9.81 \times 1.32) = 80.10 \text{ m}$$

Siendo $H_b = 120.43$, entonces $h = 66.51\% H_b > 50\% H_b$ ¡NO!

Según dicha fórmula la sobrepresión para un tiempo de cierre de 1.32 s. supera el 50% de la H_b , en consecuencia se tendría que aumentar el espesor de la tubería trayendo como consecuencia un incremento en el costo. Con fines de seguridad se recomienda considerar un tiempo de cierre mayor a 1.32, por ejemplo asumiendo $T = 2.00 \text{ s}$, se tiene:

$$h = 2 \times 197.10 \times 2.63 / (9.81 \times 2.00) = 52.84 = 44 \% H_b < 50\% H_b \text{ ¡OK!}$$

Finalmente se concluye que para garantizar que la sobrepresión no supere el 50% de la H_b , y con ello asegurar que el espesor de la tubería en el tramo más crítico no sea mayor a 6.00 mm. **El tiempo de cierre del distribuidor de caudales será como mínimo $T_r = 2.00 \text{ s}$.**

7.4.2 JUNTA DE DILATACIÓN

La tubería de presión esta expuesta a variaciones de longitud como consecuencia de los cambios de temperatura, produciéndose esfuerzos longitudinales.

Para evitar que se produzcan estos esfuerzos internos se disponen juntas de dilatación, las que se colocan en los cambio de rasante después de cada anclaje a unos 2.00 m aguas abajo, asimismo las juntas de dilatación permiten una mayor rapidez en el montaje de la tubería.

De no preverse este fenómeno de dilatación de la tubería puede ocurrir dislocaciones en apoyos, anclajes y uniones.

VIII. EQUIPAMIENTO ELECTROMECHANICO

8.1.0 GENERALIDADES

En este capítulo se menciona las principales características de los equipos electromecánicos que se requieren en la Mini Central Hidroeléctrica "Tres Cruces".

Los equipos más importantes son:

- Válvula de admisión a la turbina
- Junta de montaje
- Turbina
- Volante de inercia
- Sistema de acoplamiento
- Generador eléctrico
- Gobernador automático de velocidad
- Equipamiento eléctrico y de control (Tableo de control y subestación de salida).

8.1.1 VÁLVULA DE ADMISIÓN A LA TURBINA

Es un dispositivo mecánico que controla el ingreso del agua a la turbina.

Esta válvula debe de operar totalmente abierta o totalmente cerrada, su diámetro será mayor o igual al diámetro de ingreso de la turbina.

Puede ser del tipo compuerta, mariposa y esférica

Para el presente proyecto se ha elegido una válvula de admisión tipo compuerta de diámetro 15" igual al de la tubería, fabricada de acero estructural reforzado convenientemente. Con apertura Hidráulica - manual y cierre por gravedad mediante contrapeso, con sistema de cierre rápido accionado por un solenoide en caso de falla, en corriente continua.

Se suministrara una fuente de Poder Hidráulica para la apertura manual de la válvula. Asimismo una válvula de globo para drenaje de la tubería de presión.

8.1.2 JUNTA DE MONTAJE

Este elemento permite el acoplamiento o desacoplamiento rápido de la turbina hidráulica a la tubería de presión. Asimismo tiene la función de asimilar las variaciones de dimensión de la tubería de presión por efectos de la dilación causadas por variación de la temperatura ambiente.

La Junta de Montaje será fabricada de acero estructural soldada convenientemente y sellada mediante anillos de neo - pre tipo o' ring para garantizar la estanqueidad de la unión.

8.1.3 TURBINA HIDRÁULICA

Es la máquina motriz que transforma la energía hidráulica presente en la masa de agua que circula por ella en energía mecánica, lo cual permite desarrollar un trabajo en forma de movimiento de rotación.

Otros expertos definen la turbina hidráulica, como una máquina rotatoria que actúa por el impulso y/o reacción de una corriente de agua que se lanza sobre el rotor (llamado rodete), que consiste en una serie de paletas o álabes curvos o aspas.

Las turbinas se pueden clasificar en dos grandes grupos, los cuales son:

8.1.3.1 TURBINAS DE ACCIÓN Y TURBINAS DE REACCIÓN.

i) TURBINAS DE ACCIÓN

Estas turbinas convierten toda la energía potencial disponible del agua en energía cinética con la ayuda de un inyector de contracción colocado al final de la tubería, en dicho inyector el caudal se controla mediante una válvula tipo aguja. El agua después de chocar sobre las paletas curvas (álabes) del rodete, descarga libremente a presión atmosférica en el canal de descarga o fuga. La turbina de acción más común es la **PELTON**.

ii) TURBINAS DE REACCIÓN

En estas turbinas sólo una parte de toda la energía disponible del agua se convierte en energía cinética a la entrada del rotor, y una parte sustancial permanece en forma de energía de presión. La envoltura del rotor (llamada carcasa espiral) tiene que ser completamente hermética y estar llena de agua durante la operación de la turbina. El agua entra en la carcasa y se mueve dentro del rotor a través de una serie de álabes guías llamados compuertas de ventanilla. El caudal y dirección del flujo de agua se puede controlar con estos álabes ajustables los mismos que están montados sobre un anillo deslizable (anillo regulador). El agua después de dejar el rotor, entra al tubo de aspiración que a su vez envía el flujo hacia la poza de descarga. La turbina de reacción más conocida es la **FRANCIS**.

Para el presente proyecto de acuerdo con los parámetros disponibles (los que más abajo se indican) se ha seleccionado una turbina **PELTON**.

- TURBINA PELTON

Esta turbina opera con gran eficiencia en condiciones de grandes saltos y bajos caudales, así como para el caso de cargas parciales. Se dice que es una turbina de acción porque el sentido de la proyección del chorro de agua y el sentido de giro del rodete coincide.

Una turbina pelton también es conocida como turbina de presión por ser ésta constante en la zona del rodete por acción del chorro libre, o de admisión parcial por cuanto el agua ataca solo en una parte de las periferias del rodete.

El distribuidor está constituido por un inyector o por varios inyectores, que pueden llegar a seis, asimismo pueden instalarse en el eje horizontal o vertical.

Un inyector consta por lo general se una tobera de sección circular provista de una aguja de regulación que se mueve axialmente, lo cual permite variar la sección del flujo. Para casos en se requiera de una operación rápida para dejar al rodete sin acción del chorro, se adiciona una placa deflectora, la cual permite cerrar la aguja en un tiempo más largo, reduciendo así los efectos del golpe de ariete.

La operación de la aguja, así como de la placa deflectora, pueden ser en forma automática o manual.

El rodete consta de un disco provisto de una serie de cucharas montadas en su periferia. Debido a que el chorro de agua ataca a la rueda en forma tangencial, a las turbinas pelton les suele llamar también **turbinas tangenciales**.

8.1.3.2 SELECCIÓN DE UNA TURBINA

Por cuanto la turbina hidráulica es el componente electromecánico de mayor importancia, ya que de ella dependerá en gran parte el rendimiento y buen servicio de la instalación hidroeléctrica; su selección debe realizarse cuidadosamente entre los múltiples tipos y ofertas del mercado especializado.

Los parámetros que definen el tipo, tamaño y características particulares de una turbina, los mismos que se toman en cuenta para su selección son:

Hn	=	Altura neta (m)
Q	=	Caudal disponible (m ³ /s)
P	=	Potencia a generar (kW)
N	=	Velocidad de rotación de la turbina (RPM)

En los proyectos de Minicentrales Centrales Hidroeléctricas, una forma rápida de seleccionar el tipo de turbina es utilizando un diagrama (proporcionado por los fabricantes) en el que aparecen las diversas turbinas que se utilizan en la actualidad ubicadas por zonas de aplicación referidas al salto neto, caudal, potencia y eficiencia promedio. Pero cuando se presenta dudas en nuestra selección al cae sobre un punto que pertenece a dos o más campos de turbinas, entonces la selección se realiza por medio del concepto de NUMERO ESPECÍFICO DE

REVOLUCIONES o velocidad más conocido con el nombre de VELOCIDAD ESPECÍFICA.

Para el caso de Centrales Hidroeléctricas de mayor envergadura la selección de la turbina, se realizará directamente mediante el concepto de NUMERO ESPECIFICO DE REVOLUCIONES.

El requisito para una selección de la turbina mediante la velocidad específica o número específico de revoluciones, es que la turbina se acople directamente al generador.

i) NUMERO ESPECÍFICO DE REVOLUCIONES

Para solucionar problemas que se presentan en la fabricación de turbinas y los mismos que matemáticamente son difíciles de resolver, para estos casos se utilizan modelos, los cuales permitirán verificar los cálculos teóricos antes de construir el prototipo (turbina real), para luego hacer las mejoras necesarias.

El número específico de revoluciones, es el que mejor expresa la relación entre modelo y prototipo, y es un valor característico de una turbina.

Se tienen dos números específicos de revoluciones:

A) NUMERO ESPECÍFICO DE REVOLUCIONES DE CAUDAL O NÚMERO DE BRAUER (Nq)

$$Nq = N\sqrt{Q}/(H)^{3/4}$$

B) NUMERO ESPECÍFICO DE REVOLUCIONES DE POTENCIA O NÚMERO DE CAMERER (Ns)

$$Ns = N\sqrt{P}/(H)^{5/4}$$

Donde para ambos casos se tiene:

Nq y Ns = Numero específico de revoluciones llamado también velocidad específica (rpm).

N = Velocidad de rotación de la turbina (rpm)

Q = Caudal de la turbina (m³/s)

H = Salto neto o altura neta (m)

P = Potencia al eje de la turbina (HP o kW).

Ambos Números específicos se usan indistintamente, pero para el caso de turbinas hidráulicas se prefiere utilizar el Ns.

El número específico de revoluciones N_q se puede definir, como la velocidad (en rpm) con que una turbina de modelo congruente a la turbina real gire con una altura de 1.00 m y un caudal de 1.00 m³/s.

El número específico de revoluciones N_s se puede definir, como la velocidad (en rpm) con que una turbina de modelo congruente a la turbina real gire con una altura de 1.00 m y una potencia de 1.00 HP o 1.00 kW.

Para el caso de una turbina pelton, como operan eficientemente con bajos caudales y grandes saltos, entonces los valores de N_q y N_s serán pequeños.

Dado de que los números específicos representan una velocidad de rotación, en tal sentido como para las turbinas pelton N_q y N_s tienen valores pequeños, se dice que las turbinas pelton son maquinas lentas.

ii) SELECCIÓN DE LA TURBINA PARA LA M.C.H “TRES CRUCES”

A) SELECCIÓN HACIENDO USO DE DIAGRAMAS DE LOS ABRICANTES

Para utilizar estos diagramas o gráficos se necesita como datos la altura neta H_n (en m) y el caudal Q (en m³/s). Ver Graficos N° 8-1 y N° 8-2

$Q = 0.30 \text{ m}^3/\text{s}$ (caudal de diseño)

De los planos respectivos:

$H_n = 112.93 \text{ m}$

Del diagrama con $Q = 0.300 \text{ m}^3/\text{s}$ y $H = 112.93 \text{ m}$ corresponde seleccionar una turbina Pelton o una turbina Michell - Banki.

B) SELECCIÓN HACIENDO USO DE LA VELOCIDAD ESPECIFICA

Teniendo como requisito que la turbina estará acoplada directamente con el generador eléctrico mediante un eje mecánico horizontal.

SELECCIÓN DE UNA TURBINA MEDIANTE GRÁFICOS

ALCANCE Y APLICACION DEL TIPO DE TURBINA

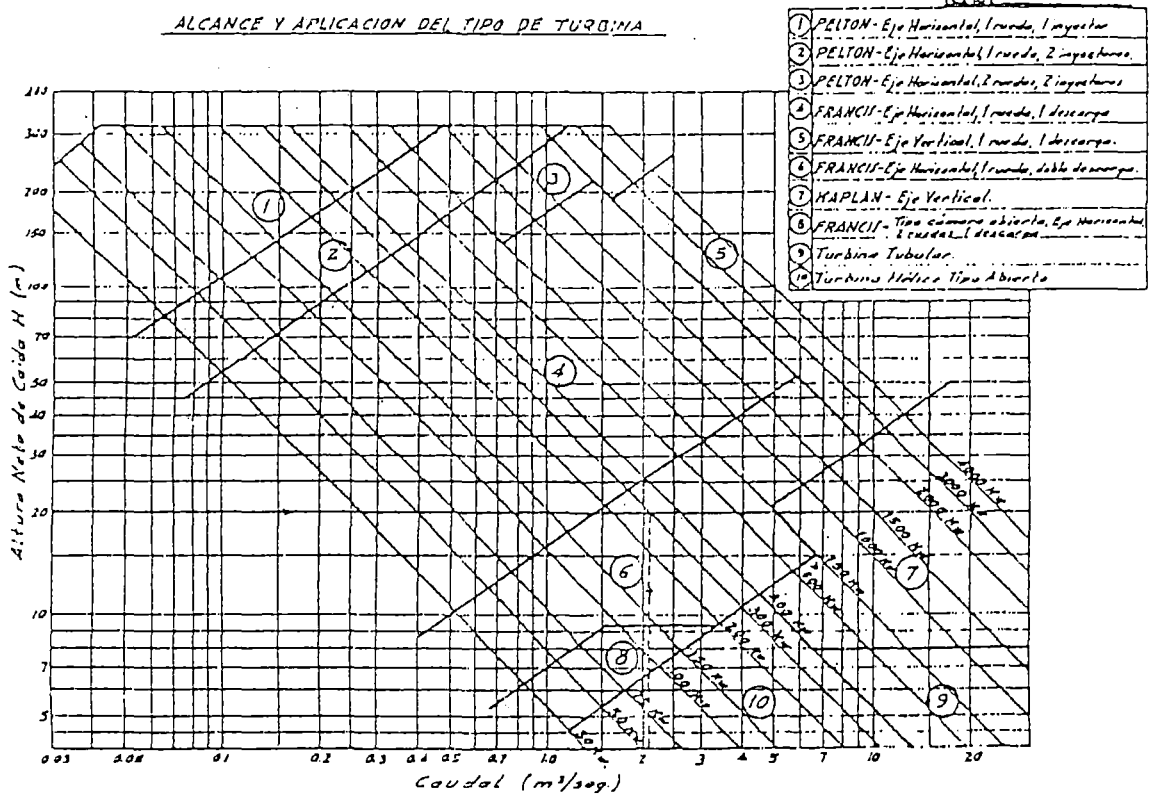


GRÁFICO N° 8-1

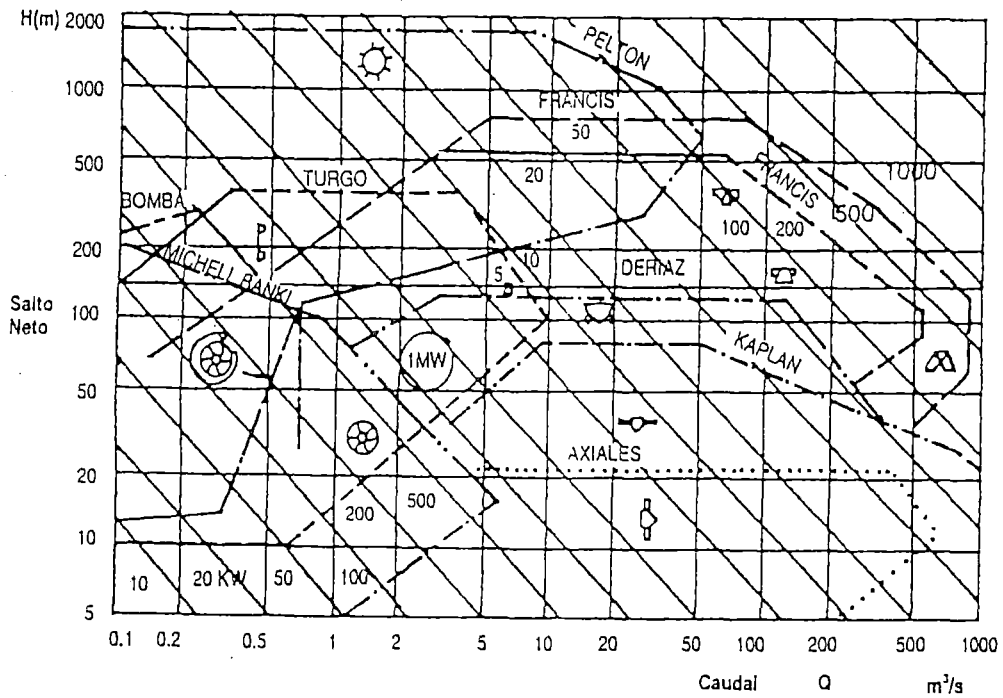


GRÁFICO N° 8-2

- CALCULO DE LA POTENCIA DE LA TURBINA

$$P = \rho \cdot Q \cdot H \cdot n_t / K$$

Donde:

P = Potencia en kW

ρ = Densidad del agua = 1000 kg/m³

n_t = Eficiencia de la turbina = 0.80

K = Constante = 1000 W/kW

H = Altura neta = H_n = 112.93 m

H = 112.93 m

Remplazando valores:

$$P = (1000 \times 9.81 \times 0.30 \times 112.93 \times 0.80) / 1000 = 265.88 \text{ kW} = 361.30 \text{ CV}$$

Para obtener la potencia directamente en CV se usa la fórmula siguiente:

$$P = 13.33 Q \cdot H \cdot n_t$$

Donde: P en CV, Q en m³/s y H en m.

- FRECUENCIA DE LA RED (f)

$$f = 60 \text{ Hz}$$

- VELOCIDAD DE GIRO O ROTACIÓN DE LA TURBINA (n)

$N = 60 f / p$, p = número de polos = 5 (para nuestro caso)

$$N = 60 \times 60 / 5 = 720 \text{ RPM}$$

- VELOCIDAD ESPECÍFICA (Ns o Nq)

Se llama velocidad específica a Ns o Nq.

$$N_s = N \cdot \sqrt{P} / (H)^{5/4}$$

Remplazando valores:

$$N_s = 720(361.30)^{1/2} / (112.93)^{5/4} = 37.18 \text{ RPM}$$

$$N_q = N \cdot \sqrt{Q} / (H)^{3/4}$$

Remplazando valores:

$$Nq = 720(0.30)^{1/2}/(112.93)^{3/4} = 11.38 \text{ rpm}$$

De acuerdo con los valores de N_s y N_q (Ver Cuadro N° 8-1) y teniendo en cuenta un acoplamiento directo entre la turbina y el generador eléctrico, se tiene que corresponde una **TURBINA PELTON CON 02 INYECTORES**, turbina que se asume para el presente estudio de la M.C.H. "Tres Cruces".

CUADRO N° 8-1: Selección de la turbina de acuerdo con N_q y N_s

TIPO DE TURBINA	N_q	N_s
Pelton de 1 tobera	Hasta 9	Hasta 30
Pelton de 2 toberas	4-13	14-42
Pelton de 3 toberas o más	5-22	17-72
Michel – Banki	18-50	59-200
Francis lenta	18-38	60-125
Francis normal	38-68	125-225
Francis rápida	68-135	225-450
Axiales	105-300	350-1000

iii) CALCULO DEL DIÁMETRO PELTON O DEL RODETE

$$D = 39 \sqrt{H/N}$$

Donde:

D = Diámetro del rodete en m

$$H = H_n = 112.93 \text{ m}$$

N = Velocidad de giro = 720 rpm

Remplazando valores:

$$D = 39\sqrt{112.93/720} = 0.58 \text{ m, asumiendo } D = 0.60 \text{ m.}$$

El diámetro exterior del rodete, incluyendo las paletas es:

$$D_e = D + 2.2/5.h \text{ (} h = 182 \text{ mm, calculado más abajo)}$$

$$D_e = 0.60 + 0.18 \approx 0.80 \text{ m}$$

iii) VELOCIDAD DEL CHORRO

$$C_i = \phi \sqrt{2 \cdot g \cdot H_d}$$

Donde:

$$\phi = 0.96$$

$H_d \approx H_n = 112.93$ (Despreciando la altura de suspensión libre del rodote así como las pérdidas producidas)

$$C_i = 0.96 \sqrt{2 \cdot g \cdot 112.93}$$

$$C_i = 45.20 \text{ m/s}$$

v) DIÁMETRO DE CADA CHORRO

$$d = \sqrt{4Q / (C_i \cdot Z \cdot \pi)}$$

Donde:

d = diámetro del chorro

Q = Caudal total de diseño = 0.30 m³/s.

$C_i = 45.20 \text{ m/s}$

Z = Número de chorros = 2.00

Remplazando valores:

$$d = \sqrt{4 \times 0.30 / (45.20 \times 2 \times \pi)} = 0.065 \text{ m}$$

$$d = 65 \text{ mm}$$

vi) NUMERO DE CUCHARAS

$$z = \frac{1}{2} (D/d) + 14 \text{ a } 16$$

$$z = \frac{1}{2} (600/65) + 14 \text{ a } 16$$

$$z = 19 \text{ a } 21$$

vii) DIMENSIONES DE UNA CUCHARA

$h = 2.80 d = 2.80 \times 65 \approx 180 \text{ mm}$, (h = Altura de cuchara)

$b = 3.25 d = 3.25 \times 65 \approx 210 \text{ mm}$, (b = Anchura de la cuchara)

$t = 1.20 d = 1.20 \times 65 \approx 80 \text{ mm}$, (t = Profundidad de la cuchara)

8.1.4 VOLANTE DE INERCIA

Elemento instalado en el eje de la turbina, cuya función es acumular energía para compensar cambios de velocidad por variación de carga. Permite la uniformidad de giro de la turbina en su funcionamiento. Además limita la sobre velocidad que se puede originar al desacoplarse bruscamente el generador de la red.

8.1.5 SISTEMA DE ACOPLAMIENTO

Este sistema permite transmitir la energía mecánica del eje de la turbina al eje del alternador. Existen varios tipos de acoplamiento y/o transmisión de potencia y entre los más utilizados en hidroeléctricas son:

- Acoplamiento directo
- Transmisión por fajas
- Transmisión por engranajes.

El acoplamiento directo se emplea cuando la velocidad de giro de la turbina y el alternador son iguales y existen dos tipos de acoplamiento: rígidos y flexibles.

Los acoplamientos rígidos se emplean cuando se puede garantizar un buen alineamiento de los ejes y cuando no se presentan grandes cargas transversales.

Los acoplamientos flexibles son los más usados, se emplean cuando no se puede obtener el centrado exacto y permanente debido a defectos de fabricación, deformaciones por carga de servicio, influencia de la temperatura, defectos en el cimientado y/o montaje. Las tolerancias recomendadas si se carece de alguna norma del fabricante es de 0.03 mm en sentido radial y 0.015 mm en sentido axial.

Para nuestro caso específico se plantea un acoplamiento directo flexible mediante un adaptador que permite el alineamiento del conjunto.

8.1.6 GENERADOR ELÉCTRICO

Llamado también alternador eléctrico es una máquina rotativa que recibe energía mecánica y lo transforma en energía eléctrica.

Puede ir acoplado directamente al eje de la turbina, o indirectamente mediante poleas y fajas, otra forma de acoplamiento es por medio de dispositivos multiplicadores o reductores de velocidad.

8.1.6.1 SELECCIÓN DEL GENERADOR

i) CALCULO DEL NÚMERO DE REVOLUCIONES

$$N = 60 f/p, \quad f=60, \quad p=\text{número de polos}=5$$

$$N = 60 \times 60 / 5 = 720 \text{ RPM}$$

ii) SELECCIÓN DEL TAMAÑO DEL GENERADOR

$$P_g = P_t \cdot N_g \cdot N_t$$

Donde:

P_g = Potencia del generador

P_t = Potencia de la turbina = 262.82 kW

N_g = Eficiencia del generador = 0.95

N_t = Eficiencia de transmisión = 1.00

Reemplazando valores:

$$P_g = 262.82 \times 0.95 \times 1.00 = 249.68 \text{ kW.}$$

$$P_g = 250 \text{ kW.}$$

Se elige un Generador eléctrico de 250 kW de potencia, mayor que la calcula en los bordes de 230 kW según el acápite 7.1.4.2, para tener una reserva de producción dado que los cálculos son aproximados, o prever algún aumento futuro en el caudal de diseño.

8.1.7 GOBERNADOR AUTOMÁTICO DE VELOCIDAD

La función de este dispositivo mecánico o automático es mantener constante la velocidad de la turbina para cualquier variación de carga, de tal manera que la potencia generada se iguale a la demanda. Este equilibrio se logra regulando la cantidad de agua que ingresa a la tubería,

de tal manera que si se produce un aumento en la demanda, se abrirá un dispositivo que permita mayor ingreso de agua a la turbina.

Para nuestro caso se plantea un gobernador de velocidad hidráulico con cabezal WOODWARD modelo UG-8 y cumplirá como mínimo con las siguientes características de operación.

El gobernador contará con un amplificador y una Fuente de Poder Hidráulica de accionamiento. Se proveerá de una Bomba hidráulica de accionamiento manual que permita la operación de la turbina en caso de falla del gobernador de velocidad.

Se suministrará con el equipo un acumulador de presión de aceite con el objeto de servir de elemento de seguridad en caso de fallar la presión de aceite del sistema, y además un solenoide para el cierre de los inyectores.

8.1.8 EQUIPAMIENTO ELÉCTRICO Y DE CONTROL

8.1.8.1 TABLERO DE CONTROL Y PROTECCIÓN

Equipo que contiene los instrumentos de mediación, control y protección de la turbina, generador y demás equipos de la central hidroeléctrica.

Dentro de los principales instrumentos de medición con los que cuenta el tablero se encuentra:

El voltímetro y su conmutador voltimétrico,
Amperímetro y su conmutador amperimétrico
Frecuencímetro
Kilowattímetro
Horómetro
Kilowatt/hora
Sincronoscopio y
Cosfímetro

Además se cuenta con equipo de mando y señalización, como botones pulsadores, interruptores, conmutadores y lámparas de señalización.

Los equipos de protección se encuentran conformados por relés principales y relés auxiliares así como alarmas.

La cobertura del tablero será de metal tipo Autosoportado de dos cuerpos, fabricado en plancha de fierro LAF de 1.5 mm de espesor, con acceso frontal mediante puerta con cerradura tipo cremona con manija y llave con perfiles angulares de 1 ½" x 1 ½" x 1/8" provisto para la entrada y salida de cables por la parte inferior.

El tablero será sometido a un acondicionamiento metálico de limpieza profunda y protegida con dos capas de pintura base horneable y acabado color gris horneable.

8.1.8.2 SUBESTACIÓN DE SALIDA

Se ubicará a un costado de la casa de máquinas, y consiste en un transformador trifásico de 350 KVA de potencia de salida, cuya función es elevar la tensión de entrega desde el generador (que generalmente es 220V o 380 V) a 22,900 V (0.22 - 0.38/22.9 KV) en sus terminales, para la salida al sistema trifásico de alta tensión. Asimismo la subestación contará con una celda de salida con seccionadores CUT OUT y fusibles, pararrayos, portabarras, aisladores pasamuros, sistemas de barras colectoras, soportes metálicos de seccionador, estructura de protección con malla metálica y letrero con la inscripción de "PELIGRO DE MUERTE". Se proveerá de los cables NYY para conectar la celda, su puesta a tierra así como los materiales menores para su completa instalación.

IX. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

9.1.0 CONCLUSIONES

- En la margen izquierda del río Chotano, en el distrito de Lajas, existen recursos hídricos disponibles en abundancia y con condiciones topográficas, adecuadas para generar energía eléctrica mediante la construcción de mini centrales hidroeléctricas.
- El recurso hídrico evaluado y disponible de los manantiales El Fondo y El Cunyac para hacer funcionar la Mini Central Hidroeléctrica "Tres Cruces" es de aproximadamente 300 l/s.
- Los estudios de topografía y de la disponibilidad de un suelo estable permiten plantear un proyecto de una Mini Central Hidroeléctrica con las siguientes características hidráulicas y electromecánicas.

Caudal de diseño	:	0.300 m ³ /s
Salto disponible	:	120.43 m
Salto neto	:	112.93 m
Potencia disponible	:	354.12 kW
Potencia en los bordes del generador	:	230.00 kW
Longitud de la tubería de presión	:	197.08 m
Diámetro de la tubería de presión	:	15 Pulg.
Espesor de la tubería de presión	:	Variable (3/16" - 1/4")

- Utilizar aguas del manantial El Fondo nos permitirá, indirectamente aumentar, el área de riego en aproximadamente 100 has., con riego a presión, decisión que conlleva a aumentar el nivel de vida del poblador de la zona.
- Las aguas del manantial El Cunyac se pueden utilizar para riego y para generación de energía eléctrica, sin afectar el área de riego actual, todo lo contrario con la construcción del canal Cadmalca Bajo, se dispondría de mayor caudal para riego después de la generación de energía eléctrica. Las condiciones topográficas existentes en el sistema de riego El Cunyac, son favorables para plantear riego tecnificado, tal como aspersión, técnica que nos permite aumentar el área de riego.

- La construcción de la Mini Central Hidroeléctrica "Tres Cruces" nos permitirá fomentar el uso de energía eléctrica con tarifas económicas y con fines agroindustriales, dado que en este ámbito de beneficio existen recursos pecuarios de importancia como la crianza de ganado vacuno-lechero que permite disponer de un enorme potencial de producción lechera estimada en 20,000 l. de leche por día.
- La Demanda Eléctrica por la población beneficiada proyectada para el periodo considerado (1998 - 2018) será satisfecha regularmente por la potencia generada en la M.C.H "Tres Cruces".
- De acuerdo con la clasificación mundial para centrales hidroeléctricas según su potencia, realizado por ONUDI, la central hidroeléctrica "Tres Cruces", es una MINICENTRAL.
- Se ha considerado una voltaje de 22.90 kV en los terminales del transformador para su salida a la línea de alta tensión, con la finalidad de que en el futuro la M.C.H "Tres Cruces", pueda funcionar paralelamente con otros sistemas ecléticos, como lo es el interconectado con la C.H Caruaquero, el sistema más inmediato a la zona .

9.2.0 RECOMENDACIONES

- Instalar una estación de aforo en los manantiales El Fondo y El Cunyac, para medir con mayor precisión el caudal a utilizarse con fines hidroenergéticos.
- Se recomienda realizar estudios con el fin de aprovechar las condiciones naturales propicias para la ejecución de otras mini centrales hidroeléctricas y así obtener energía eléctrica barata, y fomentar la pequeña agroindustria y la agricultura.
- La capacitación en el uso de energía eléctrica es de suma importancia sobretodo en la zona rural, dado que esto implica un cambio en las costumbres y el asumir nuevas responsabilidades de pago y el cumplimiento de una serie de recomendaciones técnicas.
- Se recomienda a los gobiernos locales de la zona, en sus planes de desarrollo incluir la apertura de una trocha carrozable de acceso al sitio de ubicación de la Mini Central Hidroeléctrica "Tres Cruces".
- En el estudio de estas minicentrales hidroeléctricas es importante considerar la agroindustria y otros, actividades que permiten elevar el nivel de vida del poblador andino.

- Capacitar al agricultor del sistema de riego el Cunyac en el uso del agua de riego con la finalidad de no desperdiciar el agua y no generar áreas inservibles para la agricultura.

X. BIBLIOGRAFÍA

1. AZEVEDO NETTO. J.M; Manual de Hidráulica, Editorial Arla, Mexico
2. AGÜERO P. ROGER; Agua Potable para las Poblaciones Rurales, U.N.A - La Molina, Lima 1998.
3. ALIAGA ARAUJO S. VITO; Hidrología - Tratamiento de los datos Hidrometeorológicos, Lima 1983.
4. ARBULU G. BIAGGIO; Análisis Estructural, Lima 1978.
5. BADILLO JUARES; RODRÍGUEZ RICO; Mecánica de Suelos Tomo I y II, Editorial Limusa, Mexico 1974.
6. BUREAU OF RECLAMATION; Difeño de Pequeñas Presas, Editorial Continental S.A , Mexico 1982.
7. BUREAU OF RECLAMATION; Manual de Diseño de Caídas, Mexico 1980.
8. CHEROQUE MORAN WENDOR; Mecánica de Fluidos 2, Lima 1995
9. CHEROQUE MORAN WENDOR; Hidrología, Lima 1989.
10. COLOMA CH. CESAR E; BRAVO S. JUAN A; Análisis Sísmico y Diseño de un Edificio de Concreto Armado - Tesis para optar el título de Ing. Civil Universidad Nacional de Ingeniería.
11. CROSS HARDY; MORGAN NEWLIN D; Estructuras Continuas de Hormigón Armado, Editora Nacional, Mexico 1961.
12. CASTROMONTE SALINAS EUSEBIO; Minicentrales Hidroeléctricas, Lima 1987.
13. DELGADO CONTRERAS GENARO; Análisis Sísmico de Edificios, Lima 1994.
14. GARCÍA RICO ELMER, Manual de Diseño de Hidráulico de Canales y Obras de Arte, Chiclayo 1987.
15. I.T.D.G - PERU, Manual de Mini y Micro Centrales Hidroeléctrica, Lima 1995.
16. JUARES CÉSPEDES JOSE; Estudio Pequeña Central Hidroeléctrica "Sauce Pampa" - Santa Cruz - Cajamarca, Lima 1992.

17. KANI G.; Cálculo de Pórticos de Varios Pisos, Editorial Reverté S.A, Barcelona - España 1958.
18. KROCHIN SVIATOSLAV ; Diseño Hidráulico, Moscú - Rusia 1982.
19. LAURENCIO RAO MANUEL I; Análisis y Diseño de un Edificio de Concreto Armado, Lima 1980.
20. LAMBE WILLIAM; WHITMAN ROBERT V; Mecánica de Suelos, Editorial Limusa, Mexico 1981.
21. MORALES MORALES ROBERTO; Diseño de Concreto Armado, Lima 2002.
22. ORTEGA GARCÍA JUAN; Concreto Armado I; Lima 1993.
23. ORTEGA GARCÍA JUAN; Tanques y Muros de Contención; Lima 1990.
24. PARKER HARRY, Armaduras de Techo, Editorial Limusa, Mexico 1976
25. SINGER FERDINAND L.; PYTER ANDREW; Resistencia de Materiales, Ediciones Harla, Mexico 1982.
26. SOTELO AVILA GILBERTO, Hidráulica General Vol.1, Ediciones Limusa, Mexico 1984.
27. TSUGUO NOZAKI, Elaboración de Proyectos de Centrales Hidroeléctricas, Lima 1986.
28. VILLON BEJAR MAXIMO; Hidrología, Costa Rica 2002.
29. ZOPPETIL JUDEZ GAUDENCIO; Centrales Hidroeléctricas, Editorial Gustavo Gili S.A, Barcelona - España 1979.
30. WINTER GEORGE; NILSON ARTHUR H.; Proyectos de Estructuras de Hormigón, Editorial Reverté S.A, Barcelona - España 1977.

PLANOS