

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE NICARAGUA
RECINTO UNIVERSITARIO
" RUBÉN DARIO "
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIAS



Tesis monográfica para optar al título de Ingeniero Civil

Tema de estudio:

*" Diseño del muelle de la Terminal Lacustre en Momotombo,
Municipio de La Paz Centro, 2009 "*

Elaborado por:

Lorna del Carmen Soza Castro.

Emir Norberto West Siles.

Tutor de campo: Ing. Noel Prado Velásquez.

Tutor UNAN: Ing. Ballardo Altamirano.

Asesor metodológico: Msc. Gerardo Mendoza.

Managua, Nicaragua, Abril del 2010.

Tema de estudio:

*“Diseño del Muelle de la Terminal Lacustre en Momotombo,
Municipio de La Paz Centro, 2009”.*

Agradecimientos.

A Dios por sobretodas las cosas, esa fuerza invisible e inexplicable que me dio la vida, esperanzas y fuerzas para seguir adelante.

Agradezco a mi familia por haber compartido conmigo todas estas experiencias, los buenos y difíciles momentos, que se han convertido en lo que conforma mi vida, a través de los cuales, de cada uno, he aprendido seguramente.

A la Empresa Portuaria Nacional patrocinadora de esta tesis, en la persona del Lic. Virgilio Silva, Presidente ejecutivo, cuya personalidad cortés y accesible nos dio la oportunidad de desarrollar este trabajo con la coordinación y guía de los miembros de la Gerencia Técnica, a todo el equipo de trabajo de la misma y al ingeniero Lester Quintero, Gerente Técnico quien nos permitió ser parte de su equipo y bajo su cargo y dirección desarrolle mis prácticas profesionales, cuyo fruto es el presente trabajo.

A los asesores de mi tesis de grado por haber compartido conmigo tanto conocimiento y lecciones que han de perdurar toda mi vida, así como se dice: “El conocimiento es lo único que se multiplica al compartirlo”. Entre ellos a: Msc. Gerardo Mendoza, asesor metodológico, al ing. Sergio Cordonero, de la Dirección de hidrografía de INETER, a la Lic. Norma Flores, asesora financiera; al Ing. Rafael García, asesor estructural, su valiosa guía y revisión nos dio un camino a seguir para el desarrollo de este trabajo.

Finalmente a los tutores de esta tesis: al Ing. Ballardo Altamirano, sus enseñanzas en los diferentes cursos de la carrera y durante la realización de este trabajo consolidaron mi formación profesional. Y en especial agradecimiento al Ing. Noel Prado Velásquez, por las lecciones, enseñanzas y consejos su invaluable ayuda fue pieza fundamental para la realización de esta tesis, le agradezco en lo personal y como profesional.

A todos ustedes muchas gracias.

Lorna soza

Agradecimientos.

En primer lugar agradezco a Dios por darme la oportunidad de tener lo más maravilloso de este mundo que es la vida y todo lo que está alrededor de mí. Por otra parte agradezco por haberme brindado la sabiduría y fortaleza necesaria para poder desarrollar una de las metas más importantes de mi vida, la cual es la culminación de mi carrera profesional con éxito.

Mis padres (Jenny Siles y Ángel Emir West) que fueron una lumbrera en mi camino ya que cada vez que me desviaba de él, de una u otra forma me aconsejaban para hacerme saber que era malo lo que estaba haciendo, a demás me daban ánimo para salir adelante sin importar que tan grande fuera el obstáculo para lograr las metas planteadas.

Tío Gustavo Siles, por haber dado seguimiento a mi nivel académico desde que era un niño de pre-escolar; dándome su apoyo incondicional de todas las maneras posibles, hasta lo que soy el día de hoy, un profesional de bien para la sociedad.

Departamento de becas, ya que me dio la oportunidad de formar parte del programa de becas interna de la Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua (UNAN-Managua), porque sin ello se me hubiese hecho más difícil cumplir con uno de los objetivos más importantes de mi vida.

Compañeros de clases por el apoyo mutuo para realizar cada una de las actividades que se nos fueron encomendadas durante todo el transcurso de la carrera.

Ing. Ballardo Altamirano por darme la guía para desarrollar paso a paso el contenido de este trabajo monográfico y a la vez corregir la documentación para entregar un trabajo eficiente.

Ing. Noel Prado Velázquez por ser más que un tutor, ya que a la vez es como un segundo padre, que me aconsejó y me orientó la manera más profesional de dar solución a los problemas de esta vida.

Ing. Rafael García por asesorar sobre el procedimiento a seguir y la manera correcta de realizar los cálculos del análisis estructural para concretar el diseño de la estructura del muelle.

Equipo de la Gerencia Técnica Empresa Portuaria Nacional por brindar el apoyo para llevar a cabo la realización de cada uno de los estudios técnicos y la utilización de los equipos necesarios para elaborar el documento final.

Dedicatoria.

Le dedico este trabajo a mi abuela, cuyo mayor anhelo ha sido la culminación de mis estudios universitarios y el logro de obtener mi título como Ingeniera civil.

Lorna soza

Dedicatoria.

A Dios en primer lugar porque él es el encargado de hacer posible todos nuestros sueños y metas, por acompañarnos y cuidarnos siempre de todos los males que nos asechan en esta vida.

*Mis **padres** por brindarme su apoyo desde el momento en que me engendraron hasta lo que soy el día de hoy, a pesar de todos los problemas e inconvenientes que me ha pasado en la vida, lo más maravilloso han sido la compañía de mis padres a quienes les debo todo lo que soy.*

*Mi hija **Jaslyn Amelia West Chavarría** por ser mi rayito de luz que me anima a seguir luchando para alcanzar los propósitos planteados, pensando siempre en el mismo bienestar de mi hija.*

Emir West

CONTENIDO

	pag.
Agradecimientos	I
Dedicatorias	III
Índice	IV
Generalidades	1
1 Introducción	3
2 Objetivo	5
3 Planteamiento del problema	6
4 Antecedentes	7
5 Justificación	10
Capítulo No 1: Características sociales	11
1.1 Características sociales de Momotombo	11
1.1.1 Densidad habitacional	12
1.1.2 Servicios Municipales	13
1.1.3 Cultura, recreación y deporte.	15
1.1.4 Análisis de la infraestructura urbana	16
1.1.5 Análisis de la vialidad y el transporte urbano	20
1.1.6 Análisis socioeconómico	24
1.1.7 Síntesis del diagnóstico	26
Capitulo No 2: Análisis Técnico	27
2.1 Ubicación del proyecto	27
2.1.1 Ventajas del sitio	29
2.2 Estudios de corrientes	29
2.3 Análisis de los niveles históricos del lago Xolotlán	31
2.4 Características de los vientos y cálculo de ola máxima.	34
2.4.1 Predicción de la altura de ola	34
2.5 Sismicidad y vulcanismo	41
2.6 Levantamiento topográfico y batimétrico	44
2.6.1 Procedimiento	44
2.6.2 Análisis de los resultados	45
2.7 Estudios de suelo	47
2.7.1 Método de muestreo y ensayos	48
2.7.2 Estratigrafía	48
2.7.3 Análisis de las condiciones de cimentación	49
Capitulo No 3: Diseño Estructural	52
3.1 Ventajas y desventajas del concreto presforzado	55
3.1.1 Ventajas	55
3.1.2 Desventajas	56

3.2 Pretensado	56
3.2.1 Características	57
3.3 Estado de carga	57
3.3.1 Estado inicial	57
3.3.2 Estado intermedio	58
3.3.3 Estado final	58
3.4 Materiales	59
3.4.1 Concreto de alta resistencia	59
3.4.2 Acero de refuerzo	61
3.4.3 Acero de presfuerzo	62
3.5 Metodo de análisis estructural: Distribución de Momentos de Gaspar Kani	66
3.5.1 Procedimiento del cálculo	67
3.6 Método de diseño: Resistencia Última	71
3.6.1 Factores de aumento de carga	71
3.6.2 Factores de reducción de resistencia	72
3.7 Descripción de la obra a desarrollar	74
3.7.1 Construcción de muelle tipo abierto con pilotes	74
3.7.2 Dragado de canal de acceso y dársena de maniobras	77
3.8 Diseño estructural	79
3.8.1 Diseño de losa	80
3.8.2 Diseño de viguetas	84
3.8.3 Diseño de cabezal de estribo	98
3.8.4 Diseño de cabezal de pila	112
3.8.5 Diseño de pilotes	126
3.9 Especificaciones técnicas	171
3.9.1 Especificaciones técnicas de la construcción	172

Capítulo No 4: Análisis del impacto ambiental **192**

4.1 Procedimiento a seguir para la obtención del permiso ambiental	193
4.1.1 Requerimientos para obtener el permiso ambiental	195
4.2 Cumplimiento del permiso ambiental	198
4.3 Identificación, evaluación y análisis de los impactos ambientales	199
4.3.1 Componente: Aire	199
4.3.2 Componente: Suelo	201
4.3.3 Componente: Recursos hídricos	202
4.3.4 Componente: Flora	204
4.3.5 Componente: Fauna	205
4.3.6 Componente: Ecosistema	206
4.3.7 Componente: Procesos ecológicos	207
4.3.8 Componente: Sociales y económicos	208
4.4 Metodología	209
4.4.1 Matriz de importancia	210

Conclusiones 216
Recomendaciones 221
Bibliografía 222
Anexos 224

INDICE DE FIGURAS

		pag.
Figura No. 1	Municipio de La Paz Centro, Dpto de León	4
Figura No. 2	Comarca de Momotombo	6
Figura No. 3	Pintura del antiguo Muelle de Momotombo	7
Figura No. 4	Foto del antiguo Puerto en Managua, ubicado en el B° de los Pescadores	8
Figura No. 5	Estampilla del puerto Momotombo	9
Figura No. 6	Densidad habitacional (vivienda por barrio)	13
Figura No. 7	Foto de cancha deportiva y juegos infantiles de la localidad de Momotombo	15
Figura No. 8	Foto de Las Ruinas de León Viejo	16
Figura No. 9	Cobertura de agua potable	17
Figura No. 10	Cobertura por tipo de servicio higiénico	18
Figura No. 11	Cobertura de energía eléctrica	19
Figura No. 12	Cobertura de servicios básicos	19
Figura No. 13	Foto del empalme de Momotombo	21
Figura No. 14	Foto de la calle adoquinada	21
Figura No. 15	Foto de la vía secundaria	21
Figura No. 16	Foto de la vía de acceso al puerto	21
Figura No. 17	Foto de la vía de acceso al puerto	22
Figura No. 18	Plano de ubicación del área del proyecto	27
Figura No. 19	Sitios con atractivo turísticos	28
Figura No. 20	Niveles históricos promedio del lago Xolotlán	32
Figura No. 21	Niveles históricos promedio del lago Xolotlán 1993, 1999 y 2007	32
Figura No. 22	Zonificación sísmica de Nicaragua	41
Figura No. 23	Trazo de perfiles longitudinales y transversales	44
Figura No. 24	Plano de distribución	46
Figura No. 25	Longitud del pilote para los ejes 1, 2 y 3	50
Figura No. 26	Longitud del pilote para los ejes 4 y 5	50
Figura No. 27	Longitud del pilote para los ejes 6 -12	51
Figura No. 28	Distribución de esfuerzos a través de una sección de concreto presforzado concéntricamente	53
Figura No. 29	Distribución de esfuerzos a través de una sección de concreto presforzado excentricamente	54
Figura No. 30	Vigas de concreto	55
Figura No. 31	Fabricación de un elemento pretensado	56
Figura No. 32	Curvas comparativas de esfuerzo-deformación para acero de refuerzo y acero de presfuerzo	63
Figura No. 33	Pasos sucesivos del método	67
Figura No. 34	Diagrama de cuerpo libre del nudo m	70
Figura No. 35	Diagrama de flujo del diseño del muelle	79

INDICE DE TABLAS

		pag.
Tabla No 1	Cobertura de servicios básicos (agua potable y energía eléctrica)	17
Tabla No 2	Cobertura según servicio higiénico.	18
Tabla No 3	Porcentaje de ocurrencia de los vientos según las velocidades registradas en m/s	34
Tabla No 4	Calculo FETCH efectivo en dirección E	35
Tabla No 5	Calculo FETCH efectivo en dirección SE	36
Tabla No 6	História volcánica de Nicaragua- Volcán Momotombo	43
Tabla No 7	Profundidades en cada uno de los sondeos	48
Tabla No 8	Recomendación de sondeos No 3 y No 4	49
Tabla No 9	Propiedades del torón de 7 alambres sin revestimiento	62
Tabla No 10	Cargas de diseño	75
Tabla No 11	Cuadro 602-1 Composición del concreto	173
Tabla No 12	Normas de control de calidad-muestreo y ensaye	175
Tabla No 13	Cuadro 602-4 Esfuerzos promedio requerido en pruebas consecutivas com fracción de la resistencia característica	177
Tabla No 14	Cuadro 602-6 Requisitos para vibradores manuales	180
Tabla No 15	Cuadro 602-9 Muestreo y ensaye	183
Tabla No 16	Identificación de impactos ambientales	210
Tabla No 17	Valores de intensidad	211
Tabla No 18	Valores de extensión	211
Tabla No 19	Valores de momento	212
Tabla No 20	Valores de persistencia	212
Tabla No 21	Valores de reversibilidad	212
Tabla No 22	Valores de acumulación	213
Tabla No 23	Valores de probabilidad	213
Tabla No 24	Valores de efecto	213
Tabla No 25	Valores de periodicidad	214
Tabla No 26	Valores de percepción social	214
Tabla No 27	Valores de medidas correctoras	214
Tabla No 28	Clasificación de la importancia de los impactos ambientales	215

INDICE DE ANEXOS

	pag.
Anexo No 1 Niveles promedio históricos del lago Xolotlán en los últimos 18 años	225
Anexo No 2 Registros históricos de los niveles promedios de agua del lago Xolotlán desde 1927	226
Anexo No 3 Registro de frecuencia de dirección y velocidad de viento	229
Anexo No 4 Figura de rosa de viento	230
Anexo No 5 Trazos líneas de proyección FETCH dirección Este georeferenciadas	231
Anexo No 6 Trazos líneas de proyección FETCH dirección Sureste georeferenciadas	233
Anexo No 7 Trazo de líneas para FETCH Este	235
Anexo No 8 Trazo de líneas para FETCH Sureste	237
Anexo No 9 Mapa de amenazas por actividad volcánica y sísmica	239
Anexo No 10 Conjunto de planos de estudios realizados	241
Anexo No 11 Gráficos de perforación y estratigrafía del suelo	247
Anexo No 12 Resultados de ensayos de suelo	257
Anexo No 13 Conjunto de planos constructivos	265
Anexo No 14 Matriz causa-efecto	289
Anexo No 15 Matrices de importancia	290
Anexo No 16 Presupuesto	301

Generalidades

Nicaragua tiene una superficie total de 130,373 Km², de ellos 119,822 Km² de superficie de tierra firme y 517 Km² superficie de territorio insular. Está ubicada entre los 83°10' y 87°41'30" de Longitud Oeste del Meridiano de Greenwich y entre 10°42'31" y 15° de Latitud Norte. Tiene frontera con Honduras al Norte y con Costa Rica al Sur, y costas en los Océanos Pacífico en el Oeste y Atlántico al Este.

El país consta de 15 Departamentos y 2 Regiones Autónomas, estos están distribuidos en tres principales Macro regiones: Pacífico, Central y Atlántico. De ellas la más poblada y con mayor desarrollo urbano es la Región del Pacífico. La población nacional es de 5,142,098 habitantes, con un 55.9% en el área urbana (2,875,550 habitantes), y 44.1% en el área rural (2,266,548 habitantes). La mayoría de los habitantes del área urbana habitan en la Región Pacífico y Central del país.

En cuanto a sus recursos ambientales Nicaragua tiene un alto potencial, debido a la biodiversidad de flora y fauna existente, además de los variados hábitats naturales con los que cuenta. Su extensión de Lagos y Lagunas es de 10,033 Km², posee 21 Cuencas Hidrográficas, 47 Lagunas, 61 Cumbres Montañosas de más de 1,000 m y 25 Volcanes de ellos: 19 Inactivos y 6 Activos.

La abundancia de cuerpos de aguas superficiales, entre ellos: ríos, lagos, lagunas y salidas marítimas a ambos Océanos por sus fronteras occidental y oriental, le motiva a desarrollar al máximo sus vías de comunicación. Además de tener una estratégica posición en el corazón del Continente Americano formando un pequeño estrecho de tierra entre ambos océanos, siendo este territorio un excelente corredor para toda la Región Centroamericana, América del Norte y Sur.

El desarrollo de sistemas de vías de comunicación marítima, lacustre y fluvial del país tiene numerosas ventajas competitivas para el transporte de pasajeros y mercadería, comparado al resto de la Región Centroamericana. Una de ellas las constituyen los dos grandes lagos: el lago Cocibolca de 8,138 Km² de extensión; y el lago Xolotlán con una extensión de 1,052 Km², ubicados en la Región del Pacífico, la cual posee el mayor desarrollo urbano; estos se vislumbran como un venturoso canal de comunicación para la Región Pacífico y el territorio nacional.

El más pequeño de estos dos, el lago de Xolotlán, también conocido como lago de Managua, es el segundo cuerpo de agua superficial más grande del país; este se ha visto en un completo abandono en las últimas décadas. Desde 1926 las aguas residuales de la Ciudad de Managua han sido lanzadas sobre el lago, esto conllevó a contaminar una de las mayores fuentes hídricas de nuestro país.

No fue sino hasta el año 2000 que se inició la construcción de una planta de tratamiento de aguas residuales, con la cual se pretende dar inicio al Plan de Saneamiento del Lago. Con el mejoramiento de la calidad del agua del lago se podrá darle un uso adecuado a este recurso, del cual se puede afirmar, indudablemente, la sustancial ventaja que le brinda al país el tener un cuerpo de agua superficial de más de 10,000 millones de metros cúbicos de volumen.

1.- Introducción

Históricamente el transporte acuático interno ha jugado un papel muy importante en el desarrollo de la economía de un país. Entre mejor sea la infraestructura portuaria habrá un mejor servicio y por ende esto conlleva a incrementar el desarrollo socioeconómico de cualquier país.

El lago Xolotlán presenta buenas condiciones para el establecimiento de Terminales Portuarias, por tener focos de desarrollo económico y social en los Municipios aledaños a sus costas. Esto dotaría al país de una nueva alternativa de comunicación que permitirá el desarrollo comercial, favoreciendo la pesca y el turismo de las zonas aledañas e impulsando la economía con nuevas fuentes de trabajo e intercambio comercial entre los Departamentos de la Región Pacífico y Central.

Todo esto en miras de la optimización de un rubro con alto potencial financiero: el desarrollo de las actividades portuarias, por ser Nicaragua un país con incontables recursos hídricos y partiendo de un análisis de costo de instalación y transportación, es sumamente útil la realización de una investigación con esta orientación.

Uno de estos Municipios es La Paz Centro del Departamento de León, en él se encuentra ubicada la Comarca de Momotombo, limitada al Este con el Lago Xolotlán y al Noreste por la Cordillera Volcánica de Los Maribios, esta tiene una población de alrededor de 7,000 habitantes y una moderada actividad económica. Entre los proyectos de inversión de la Comarca, está el establecimiento de una Terminal lacustre, de la cual el diseño de la estructura del Muelle es el objetivo principal a desarrollar en esta Tesis.

Este documento contiene el detalle de las etapas consecutivas para diseñar el Muelle de la Terminal Lacustre en la Comarca de Momotombo. Abarca el análisis técnico, económico y social que tendrá este proyecto, así como las regulaciones y normas ambientales a considerar en la ejecución del mismo.

Siendo su objetivo principal desarrollar los cálculos para el diseño estructural y las evaluaciones para el Muelle, presentando la síntesis de los trabajos realizados, recomendaciones y conclusiones obtenidas.



Figura No 1: Municipio La Paz Centro, Departamento de León.

Fuente: INETER

La realización de este trabajo conlleva el análisis de los factores naturales en cuanto a las condiciones climáticas predominantes en el lugar y el comportamiento de la variación del nivel del lago, los cuales se involucran con la toma de decisiones en el diseño de la estructura y su costo.

También de la aplicación de los Métodos de diseño estructural, de los cuales se utilizará el Método por Resistencia última y esfuerzos permisibles, ya que estos proporcionan los criterios básicos de dimensionamiento de los elementos estructurales para lograr obtener una estructura eficiente, teniendo como límite las cargas críticas de servicio a las que se someterá la obra.

Entre los estudios a realizar tenemos: Topográficos, batimétricos, geotécnicos, meteorológicos, factibilidad económica e impacto ambiental. De esta manera se podrá definir las condiciones de diseño a considerar en el momento de concretar las alternativas para la construcción del muelle.

2.- Objetivo

Objetivo General

- Diseñar la estructura del Muelle, con fines comerciales y turísticos, en la Comarca de Momotombo, conocido comúnmente como León Viejo.

Objetivos Específicos

- Describir las características sociales de la Comarca de Momotombo para conocer las condiciones de infraestructura existente.
- Determinar las características técnicas predominantes del terreno donde se ejecutara la obra, de manera que se especifiquen los parámetros de diseño.
- Realizar el análisis estructural del muelle con el fin de que cumpla las condiciones de servicio a los cuales se someterá.
- Evaluar las afectaciones debidas a la construcción del muelle mediante un análisis de Impacto Ambiental requerido para este tipo de obras.

3.- Planteamiento del problema

La Comarca de Momotombo se encuentra situada en una de las zonas rurales del Municipio de La Paz Centro, Departamento de León. Está se encuentra ubicada entre las coordenadas 12°24´18” de Latitud Norte y 86°36´48” de Longitud Oeste, en las orillas del lago Xolotlán y la cadena volcánica, esto eleva los riesgos a amenazas naturales, tanto de inundaciones como sismos frecuentes, por ello Momotombo ha sido olvidado en los proyectos de inversión municipal, entre ellos, proyectos enfocados al desarrollo socioeconómico.

Esta es la Comarca más habitada después de la Cabecera Municipal de La Paz Centro, consta de una población de aproximadamente unos 7 mil habitantes, presenta una actividad económica moderada, dando como resultado pocas oportunidades de empleo, apenas un 32% está empleado.¹

Dentro de la misma problemática se presenta una carencia de infraestructura lacustre que sirva de conexión entre el medio acuático y el terrestre, siendo marcada la presencia del lago Xolotlán, el cual es un recurso con un alto potencial para ser explotado a través del establecimiento de una ruta de transporte y turismo, para poder aprovechar de esta manera los recursos con los que cuenta la comunidad. Todo esto en miras de dar una solución a la problemática social y económica de la comunidad.



Figura No 2: Comarca Momotombo.
Fuente: INETER.

¹ INEC, VIII Censo de población y IV de Vivienda, INEC 2005.

4.- Antecedentes.

En Nicaragua el transporte acuático ha sido utilizado desde tiempos coloniales. La navegación a través de los grandes lagos ayudó al desarrollo de las bellas Ciudades coloniales de León y Granada. La primera de estas, León fue fundada por Francisco Hernández de Córdoba en 1524, a orillas del lago Xolotlán y en las proximidades del volcán Momotombo.

El 11 de enero de 1610, los pobladores abandonaron la ciudad, tras la recurrencia de los terremotos y la erupción del volcán Momotombo en 1609 provocando un éxodo masivo. Lo único que quedo de la ciudad fueron sus cimientos, lugar que se conoce hoy como Las Ruinas de León Viejo, sitio incorporado por la UNESCO al listado de Patrimonio de la Humanidad. La ciudad de León fue nuevamente fundada, en ese mismo año, en una zona más al Noroeste.

En la zona costera donde se ubico primeramente la Ciudad de León se estableció la Comarca de Momotombo, también conocido como León Viejo, sin embargo esta pasó a ser una zona de menor desarrollo social.

Siglos más tarde se conformo la zona como una Terminal de comunicación entre los poblados costeros al lago, con la inauguración el 27 de enero de 1884 de Puerto Momotombo, el cual funcionaba de manera conjunta con el atracadero del Barrio de los Pescadores en la Ciudad de Managua.



Puerto Momotombo 1884.

Figura n° 3: Pintura del antiguo Puerto en Momotombo.
Tomada de los archivos de la EPN..

En las aguas del lago Xolotlán se establecieron importantes rutas de navegación donde las numerosas embarcaciones se desplazaban entre los tres principales atracaderos, ubicados uno en San Francisco del Carnicero, renombrado después de la Revolución Sandinista como San Francisco Libre, el de la Cuidad de Managua y el último en la Comarca de Momotombo.

Este antiguo muelle en la Comarca de Momotombo, también conocida como Puerto Momotombo en referencia a este famoso Puerto, fue construido a finales del siglo XIX, en la última década, su principal objetivo era el de servir como Terminal Portuaria de embarque para la carga transportada por el ferrocarril desde los Departamentos más al Norte del país. Tomando la ruta del Ferrocarril de Chinandega a La Paz Centro, este estaba a disposición de la múltiple mercadería trasladada hacia Managua.

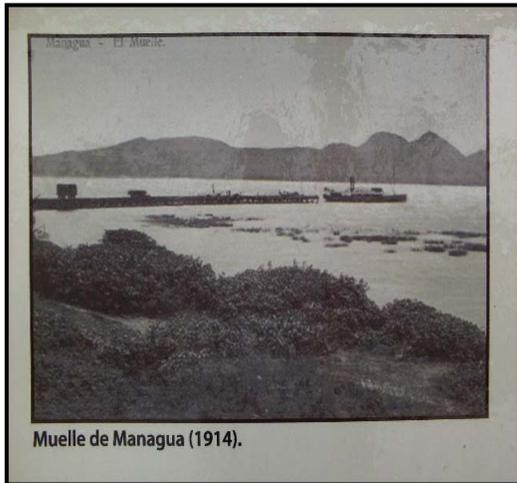


Figura n° 4: Foto del antiguo Puerto en Managua, ubicado en el Barrio De los Pescadores.
Tomada de los archivos de la EPN.

El antiguo puerto constaba con un muelle de pilotes de maderas de Almendro macho, con una superestructura conformada de tabloncillos de madera. Se diseñó para el nivel 41 m.s.n.m y sus condiciones de servicio eran pasajeros y cargas livianas a moderadas, tenía aproximadamente 250m. de longitud y un ancho de alrededor de 2.5m. a lo largo del mismo, en la zona de atraque, ubicada en la punta externa, se extendía una plataforma de 5m x 4m de área aproximadamente.

Durante décadas los puertos de Momotombo y Managua, figuraron como una de las piezas esenciales del mecanismo de transporte de mercadería y pasajeros entre las Regiones Central y Pacífica, de igual manera los viajeros extranjeros los ocupaban para cruzar el territorio nacional.

El Puerto Momotombo fue valorado de tal manera por los viajeros Norteamericanos que logro ser considerado junto con el estrecho que forma el Istmo de Panamá, un punto estratégico para la construcción del proyectado Canal Interoceánico. Lamentablemente por situaciones adversas hacia Nicaragua, en cuanto a su situación política y amenazas naturales de la zona, se prefirió al segundo como lugar de establecimiento de dicho proyecto.



Figura n° 5: Estampilla del Puerto Momotombo.
Tomada de los archivos de la EPN.

Con la llegada al poder del General José Santos Zelaya se dio un enorme avance en las vías de comunicación del país. En 1905 se inauguró el ramal del Ferrocarril La Paz Centro-Managua, esto dio paso a la creación de rutas de comercio terrestre las cuales acapararon la movilidad de mercancías y pasajeros del país.

Durante algunos años funcionaron de manera conjunta los puertos lacustres en el

Xolotlán con las dos rutas principales, las cuales fueron: Chinandega-La Paz Centro-Managua y Matagalpa-San Francisco del carnicero- Managua. De manera que las mercaderías eran transportadas por ferrocarril a La Paz Centro, luego al Puerto Momotombo para finalmente desembarcar en Managua.

Sin embargo la proliferación de carreteras y la modernización de los vehículos de transporte terrestre, realizaron mucho más sencilla y rápida la movilización por tierra dejando en desventaja los servicios que se ofrecían en el puerto.

Finalmente la construcción de la carretera panamericana a mediados de los años 50 logró desvalorizar alguna perspectiva que haya quedado de renovar el uso de dicho puerto.

5.- Justificación.

El Muelle en la Comarca de Momotombo tiene como finalidad enfocar el desarrollo de la infraestructura lacustre de la comunidad local, a través del estableciendo una Terminal que ofrezca servicios portuarios donde se pueda generar actividades turísticas y comerciales, apoyando al desarrollo socioeconómico de Momotombo. Por lo tanto es necesaria la elaboración de los estudios técnicos y ambientales que permitan elaborar el “Diseño de la estructura del Muelle de la Terminal Lacustre”.

Con la construcción a partir del diseño de la estructura del muelle en Momotombo, se establecerán las bases para lograr la implementación de una ruta de transporte lacustre enfocada principalmente como una vía de turismo y comercio; lográndose una nueva alternativa de comunicación entre los Departamentos de León y Managua.

Existe ya un proyecto desarrollado por La Empresa Portuaria Nacional en conjunto con otras instituciones del Estado, el cual apunta al desarrollo socioeconómico de los Municipios aledaños al Lago Xolotlán a través del transporte lacustre. Se han iniciado proyectos en la ciudad de Managua con la inauguración del Puerto Salvador Allende y la construcción de una Terminal portuaria en San Francisco Libre, obras conjuntas de este proyecto denominado como “Ruta del Lago Xolotlán”.

Debido a su gran diversidad de recursos naturales, su trascendencia histórica y su alto potencial económico la Comarca Momotombo fue elegida para formar parte del proyecto antes mencionado.

Capítulo No 1: Características sociales.

El presente proyecto es de carácter social y tiene como objetivo dar una respuesta a la solicitud de la comunidad de Momotombo, la cual consiste en que se invierta más en la ejecución de proyectos de carácter social, que tengan como finalidad generar nuevas plazas de trabajo y contribuir al desarrollo económico de la zona. El valor real del análisis de las características sociales radica en su contribución al diseño del proyecto y al impacto sobre el desarrollo.

Para que se pueda reflejar el análisis de las características sociales y su aplicación en el diseño de un proyecto se deben de cumplir varias condiciones, entre las cuales cabe mencionar: Un financiamiento adecuado, la adopción de un enfoque realista, la resolución de los problemas que pueda generar el proyecto, el aprendizaje recíproco (Sobre todo lo concerniente al cálculo del presupuesto, la logística y las cuestiones o parámetros técnicos), una buena comunicación y la creación de alianzas que fortalezcan la capacidad existente.

El diseño de un proyecto implica seleccionar la combinación más eficaz de los mecanismos, recursos e instituciones disponibles. Esto se hace con el objetivo de tratar de encontrar los recursos necesarios para maximizar y minimizar ciertas condiciones, las cuales serán siempre en pro del bienestar de la misma población.

Para llegar a tomar la combinación de los mecanismos más eficaz es necesario conocer las características de infraestructura y servicios básicos que existen en la Comarca de Momotombo, las cuales se detallan a continuación.

1.1- Características sociales de Momotombo:

La localidad de Momotombo, podría ser catalogada como un espacio urbano debido a la conformación de su estructura urbana, compuesta por 86 Manzanas de tierra y la cantidad de pobladores del lugar, que supera los 1000 habitantes; considerado éste número como un elemento para que un poblado pueda ser considerado urbano.

Contradictoriamente, se identifican ciertas características rurales de la población como la crianza de aves de corral y animales de granja en los patios de las viviendas, observándose además una estrecha cercanía entre el área urbana y el área rural.¹

Momotombo cuenta con una población de 7,000 habitantes, esta representa un veinte y cinco por ciento de la población total del Municipio, siendo la Comarca más poblada. A pesar de que el poblado presenta una actividad económica moderada, dando como resultado pocas oportunidades de empleo y no cuenta con ningún centro de estudio superior, la mayoría de los pobladores tienen un grado de educación básica.

La juventud llega a un grado de bachiller, y un pequeño número tiene la capacidad económica para emprender una carrera universitaria en algunos de los centros de formación profesional más cercanos ubicados en los Municipios de León y Managua.

1.1.1- Densidad Habitacional

Es importante destacar que la localidad está compuesta por 2 sectores, de 3 barrios cada uno; estos son Miralago y Puerto Momotombo². Se contabilizan 610 viviendas ocupadas, el 43.28% (264 viviendas) están ubicadas en el sector de Miralago y el restante 56.72% (346 viviendas) en Puerto Momotombo.

Dentro del área de estudio definida, la densidad media se considera de 7.26 viviendas por Manzana de tierra. En la siguiente figura, se identifica la densidad de viviendas por barrio, siendo el barrio Martín Roque el más densamente poblado del Sector de Puerto Momotombo, seguido por Villa Esperanza del Sector de Miralago.

¹ Alcaldía Municipal de La Paz Centro

² PDU, Alcaldía de La Paz Centro

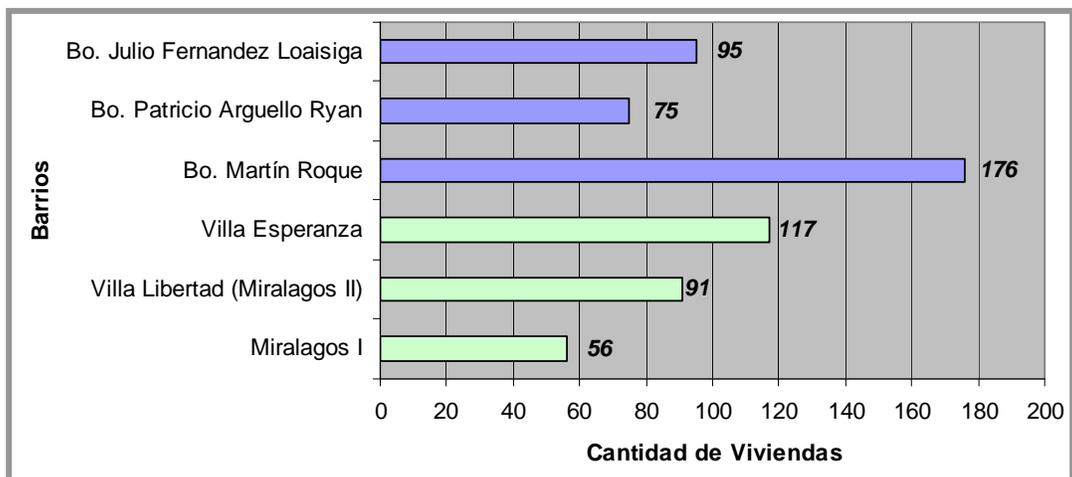


Figura No. 6: Densidad Habitacional (Viviendas por Barrio)
Fuente: Levantamiento Físico realizado por el equipo de trabajo del PDU Momotombo.

En términos generales la cobertura educativa en la tres modalidades se considera positiva y no deficitaria por abarcar un 34.5% de la población local total. El promedio de alumnos por aula es de 27 estudiantes, y el promedio de alumnos por maestro es de 21. No existe además déficit de pupitres.

1.1.2- Servicios Municipales

- **Comercio (Abasto):**

El municipio de La Paz Centro cuenta con un mercado municipal el cual se inauguró a mediados del año 2008, sin embargo en la localidad de Momotombo no se cuenta con un mercado local, de manera que la población se abastece a través de comerciantes ambulantes, vendedores de verduras y frutas.

Por otro lado, los granos básicos y demás productos son comprados en las pulperías locales. Asimismo, el consumo de carne se abastece a través de las pulperías y carnicerías improvisadas en viviendas comunes, con carne procedente de las áreas rurales de la localidad. De la misma forma, en las costas del lago Xolotlán se pueden comprar pescados, producto de la pesca artesanal.

▪ **Cementerio**

La localidad cuenta con dos cementerios, el Cementerio La Merced, ubicado en el extremo Sur-Oeste de Puerto Momotombo, con un área aproximada de 10,000 m² y el Cementerio de Miralago con un área aproximada de 4,800 m². Según el Cuadro Normativo de Equipamiento sector 10: Servicios Municipales, el área óptima para un cementerio es de 0.85 m² de terreno por habitante. Si multiplicamos la población local total de 7,000 habitantes, por el factor 0.85, se obtiene como resultado 5,950 m² de terreno necesario para cubrir la demanda local. En este sentido, no existe un déficit de este servicio, al sumar los dos cementerios existentes se obtiene un área total de 14,800 m².³

▪ **Recolección y Disposición de la Basura**

La recolección y tratamiento de los desechos sólidos de la localidad es responsabilidad de la Alcaldía Municipal de La Paz Centro, constituyéndose para esta institución en un gran gasto de combustible y labor. Los trabajos de recolección se realizan dos veces por semana, a través de un tráiler halado por un tractor Belarus. El tren de aseo colecta la basura en los puntos de acopio local para luego trasladarlos hasta el basurero municipal de La Paz Centro.

La principal problemática en cuanto a los desechos sólidos, es la carencia de un basurero local para el acopio de la basura, lo que sumado a las malas costumbres de la población propicia el establecimiento de basureros clandestinos.

Según Normas de Equipamiento el área requerida para la disposición de la basura es de 0.57m² de terreno por habitante, por lo tanto se cuantifica un déficit actual de 1,464m² de terreno para la ubicación de un depósito de basura local, el cual se calcula que por motivos de incremento poblacional a largo plazo, posea 5,000m².

³ Alcaldía Municipal de La Paz Centro, PDU Momotombo.

1.1.3- Cultura, Recreación y Deporte.

▪ Espacios públicos abiertos (Parques, plazas y campos deportivos)



Figura No 7: Foto de la Cancha Deportiva y Juegos Infantiles de la localidad de Momotombo.
Fuente: PDU Momotombo

En la localidad no existen parques, salvo una cancha deportiva de baloncesto que contiene a la vez algunos juegos infantiles y otro mobiliario en su exterior. Esta cancha fue construida en el 2005 y se ubica a una cuadra de la entrada principal del sitio histórico “Ruinas de León Viejo.” Usualmente es utilizada como espacio para fiestas bailables con el fin de obtener fondos para algunas obras de localidad y el pago de promociones de secundaria del Instituto de la localidad.

Por otro lado, en el extremo Norte de la localidad en una posición intermedia entre Miralago y Puerto Momotombo existe un pequeño estadio local de béisbol, en el que se desarrollan ligas locales y municipales de esta disciplina.

Asimismo, el fútbol se desarrolla en un campo deportivo propiedad del Instituto Nacional Autónomo de Momotombo; siendo principalmente practicado por estudiantes, adolescentes y niños de la localidad. En el sector de Miralago existe además un terreno propiedad municipal que pretende ser utilizado para la construcción de un parque vecinal, pero actualmente se encuentra en completo abandono y sin áreas verdes, debido al descuido tanto de los habitantes como por el Gobierno local.

▪ Cultura

Esta localidad cuenta con la particularidad de tener en su emplazamiento al Sitio Histórico “Ruinas de León Viejo”, declarado por la UNESCO Patrimonio Cultural de La Humanidad en el año 2000, el cual es un Museo-Sitio donde se observan los trazados urbanos de la primera capital de Nicaragua, la Ciudad de León.



Figura No 8: Foto Ruinas de León Viejo.
Fuente: PDU Momotombo

En el pasado existió un museo donde se exhibían las piezas arqueológicas descubiertas en el sitio y sus alrededores, pero estos fueron llevados al Museo Nacional ubicado en el Palacio Nacional de la Cultura, en la Ciudad de Managua. Además debe mencionarse que la localidad no cuenta con una biblioteca pública local; para satisfacer esta necesidad los estudiantes hacen uso de las bibliotecas respectivas de cada centro escolar.

1.1.4- Análisis de la Infraestructura Urbana

▪ Red de Agua Potable

El servicio de agua potable es suministrado por ENACAL, a través de una estación de bombeo ubicada al Nor-Oeste de la localidad, de donde se extrae el agua de una fuente subterránea, se potabiliza y es finalmente distribuida en todo Momotombo y sectores aledaños. El sistema de distribución de agua cuenta a la vez con un tanque ubicado en el Bo. Martín Roque, a pocas cuadras de la cancha deportiva de Puerto Momotombo. La localidad sufre de la problemática típica de muchos poblados y ciudades de Nicaragua que no gozan del abastecimiento adecuado del flujo de agua potable debido a la deficiencia de las bombas y al problema energético.

En la tabla No 1 se muestra la cobertura de servicios básicos (Agua Potable y Energía Eléctrica) para su análisis según la combinación de sus variables.

Tabla No 1: Cobertura de Servicios Básicos (Agua Potable y Energía Eléctrica)					
Sitio	Viviendas por Cobertura de Servicios Básicos				Total
	<u>Sin Agua Potable</u> pero con Energía Eléctrica	<u>Sin Energía Eléctrica</u> pero con Agua potable	Sin ningún servicio	Con ambos servicios	
Miralagos	20	3	9	232	264
Puerto Momotombo	57	0	10	279	346
Consolidado Total	77	3	19	511	610
Porcentaje	12.62	0.49	3.11	83.77	100.00

Fuente: SISCAT La Paz Centro 2006

La tabla anterior señala que existe una amplia cobertura de los servicios básicos con un 83.77 % del total de viviendas que poseen ambos servicios, sin embargo se observa en la figura No. 9 que la problemática deficitaria es de 96 viviendas (15.73%)⁴ que no poseen agua potable. De estas 96 viviendas, 77 no tienen el servicio de agua potable pero si el de Energía Eléctrica. Esta situación nos indica que la mayoría de la población prefiere estar sin el servicio de agua que sin el de energía eléctrica.

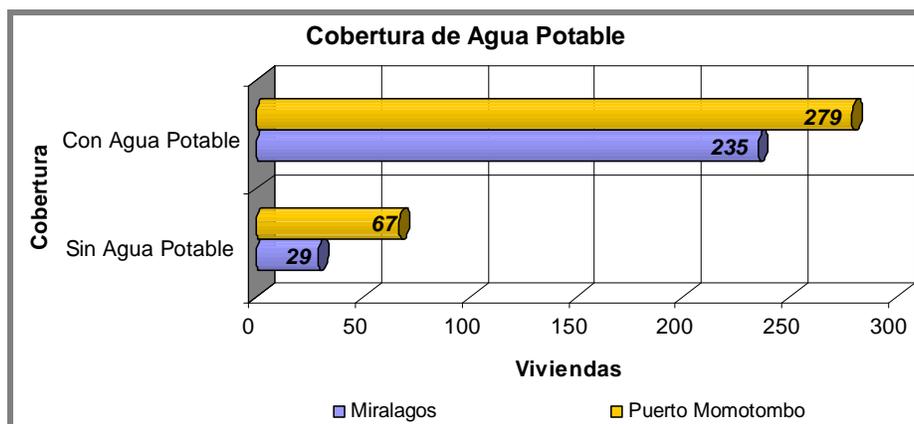


Figura No. 9: Cobertura de agua potable.
Fuente: Levantamiento de SISCAT-La Paz Centro. 2006.

Analizando específicamente la cobertura de agua potable se observa que un 84.27% de las viviendas cuentan con este servicio y el restante 15.73% (96 viviendas) representa el déficit de cobertura del Agua Potable.

⁴ PDU Momotombo, Alcaldía de La Paz Centro.

▪ **Red de Drenaje Sanitario**

La red de drenaje sanitario local es inexistente, representando un 100% de déficit. Tal situación obliga a la población a construir sumideros en los patios de sus viviendas y depositar aguas servidas en pilas que frecuentemente alcanzan su máxima capacidad, hasta rebalsarse.

Los sistemas sanitarios utilizados por los pobladores son; la letrina y el inodoro. El nivel de cobertura de ambos se detalla a continuación:

Tabla No. 2: Cobertura según Servicio Higiénico				
Sitio	Viviendas por Tipo de Servicio Higiénico			Total
	Sin Letrina y Sin Inodoro (Déficit)	Con S.S. (Inodoro)	Con Letrina	
Miralagos	22	2	240	264
Puerto Momotombo	46	26	274	346
Consolidado Total	68	28	514	610
Porcentaje	11.15	4.59	84.26	100.00

Fuente: SISCAT La Paz Centro 2006

La tabla anterior muestra que el 84.26% de las viviendas poseen el sistema de letrina, lo cual se torna preocupante, ya que la construcción inadecuada de estas podría provocar enfermedades en la población y contaminar el manto freático de toda la localidad. La misma tabla señala que solamente el 4.59% de las viviendas tienen servicios sanitarios con inodoro. El 93% de las viviendas con inodoro están ubicadas en Puerto Momotombo y el restante 7%, equivalente solo a dos viviendas se ubican en Miralago.

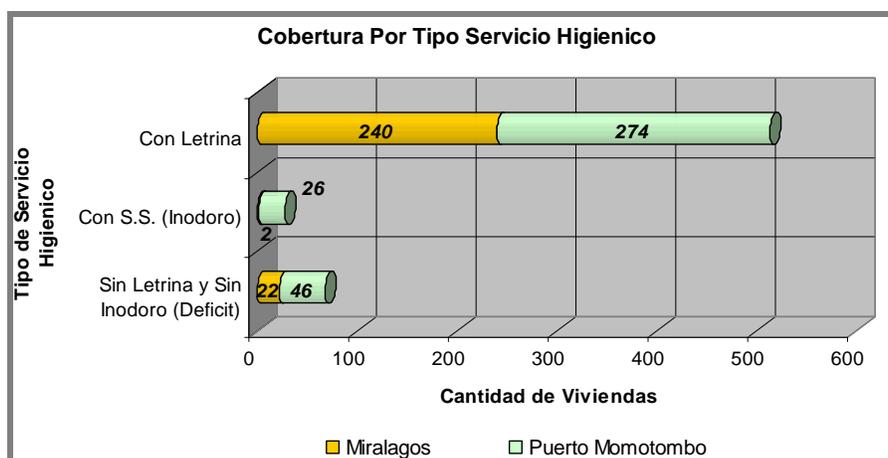


Figura No. 10: Cobertura por tipo de servicio higiénico.
Fuente: Levantamiento de SISCAT-La Paz Centro. 2006.

Es vital mencionar que el déficit de servicios higiénicos o sanitarios es del 11.15% de las viviendas en total, correspondiente a 68 viviendas, 46 de las cuales están ubicadas en el sector urbano de Puerto Momotombo y 22 en Miralago. Se considera este déficit de letrinas como una necesidad inmediata de la población.

▪ **Red de Drenaje Pluvial**

La red de drenaje pluvial es inexistente, por lo tanto representa un 100% de déficit. La carencia de una red de drenaje provoca la erosión de las vías de circulación, debido a las corrientes pluviales que atraviesan el poblado hasta desembocar en el lago Xolotlán.

▪ **Red de Energía Eléctrica**

La localidad cuenta con el servicio de energía eléctrica y alumbrado público, servicio brindado por UNION FENOSA. La cobertura del servicio está detallada de la siguiente manera:

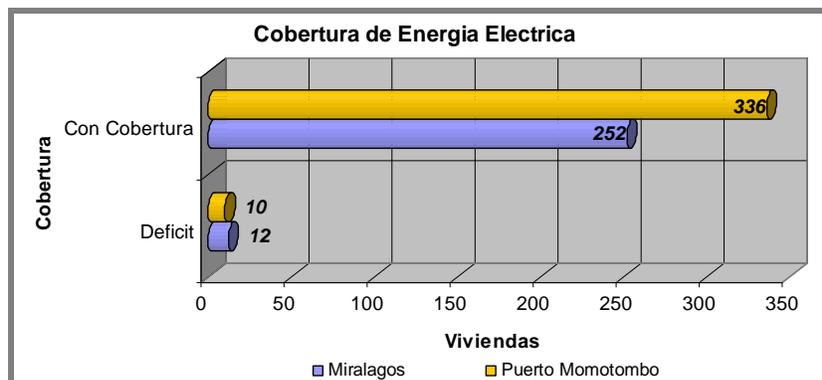


Figura No. 11: Cobertura de energía eléctrica.

Fuente: Levantamiento SISCAT-La Paz Centro. 2006.

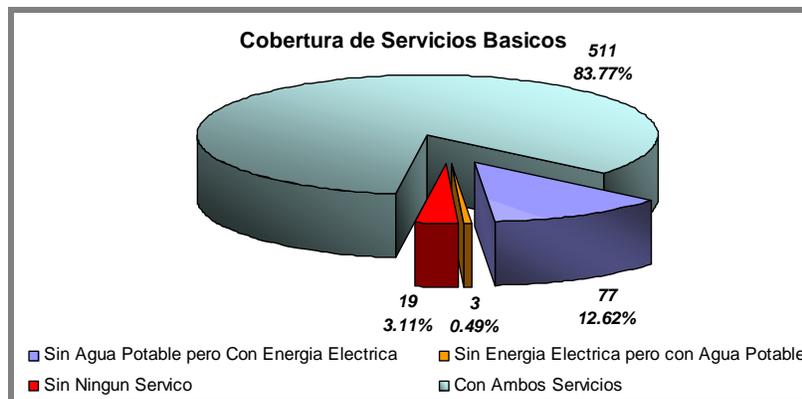


Figura No. 12: Cobertura de servicios básicos.

Fuente: Levantamiento SISCAT-La Paz Centro. 2006.

Como se muestra en el Gráfico No.11, 588 viviendas (96.39%) tienen el servicio eléctrico. En el Gráfico No. 12 se señala que de las 22 viviendas sin servicio eléctrico, 3 reciben el servicio de Agua Potable, pero las restantes 19 no poseen ningún servicio. El déficit está marcado por el 3.61% correspondiente a 22 viviendas sin servicio en total, 12 de las cuales se ubican en Puerto Momotombo y 10 en Miralago.

▪ **Telecomunicaciones y Correos**

En la localidad no se cuenta con el servicio telefónico domiciliario. La única presencia de las telecomunicaciones son los teléfonos celulares y las unidades fijas de telefonía; cabe señalar que solo 3 viviendas poseen estas unidades de telefonía celular fija. Es interesante el hecho de que pese a este atraso en las telecomunicaciones existe un cibercafé que brinda los servicios de Internet y llamadas telefónicas.

1.1.5- Análisis de la Vialidad y el Transporte Urbano

▪ **Jerarquía Vial**

La localidad de Momotombo presenta una articulación directa con la Ciudad de La Paz Centro, Cabecera Municipal y la carretera Panamericana por estar comunicados a través de la carretera intermunicipal adoquinada construida para la declaración de Patrimonio de la Humanidad a las Ruinas de León Viejo.

Esta carretera adoquinada comienza en la intersección con la carretera Panamericana, en el empalme conocido como entrada a León Viejo, continúa hasta un segundo empalme que une al camino que comunica a La Paz Centro y Malpaisillo y penetra finalmente en el área urbana de la localidad de Momotombo convirtiéndose en un vía primaria.

Es necesario hacer mención del Proyecto Cuenta Reto del Milenio, el cual pretende hacer una ampliación, extensión y recubrimiento de la carretera intermunicipal La Paz Centro-Malpaisillo para mejorar la extracción de la producción. Esto presupone grandes beneficios a la localidad por encontrarse en un punto céntrico entre el flujo productivo.

A continuación se clasifican las vías según su jerarquía y función:

○ **Vía Intermunicipal**



Figura No 13: Foto del Empalme Momotombo.
Fuente: PDU Momotombo.

Vía de acceso a la localidad que se intercepta con la carretera intermunicipal La Paz Centro-Malpaisillo. Se extiende por 10.75 Km desde la intersección con la carretera Panamericana, hasta el empalme Momotombo. Desde este último empalme se extiende 3.22 km hasta la primera calle de Puerto Momotombo. El recubrimiento de esta carretera es de adoquines de concreto.

○ **Vías Primarias**

La vía primaria por excelencia es la calle adoquinada, denominada así por los habitantes por ser la única calle adoquinada en el interior de la localidad. Esta calle se extiende por 752 m desde la entrada a la localidad hasta una cuadra antes de la playa del lago Xolotlán.



Figura No 14: Foto de la Calle Adoquinada.
Fuente: PDU Momotombo

○ **Vías Secundarias**



Figura No 15: Foto de la Vía Secundaria.
Fuente: PDU Momotombo.

Como vías secundarias se identifican las siguientes: la segunda, tercera y cuarta avenida que atraviesan completamente los barrios de Miralago; la calle del Ceibón, la calle de la escuela Imabite. Se deben mencionar además, la avenida hacia el camino del cementerio La Merced y la que conduce a la entrada principal de las Ruinas de León Viejo. Todas las vías secundarias sin excepción están cubiertas por arena.



Figura No 16: Foto de la Vía de acceso al muelle.
Fuente: PDU Momotombo.



Figura No 17: Foto de la Vía de acceso al muelle.
Fuente: PDU Momotombo.

Son caminos que debido a las características arenosas de los suelos de la región presentan una buena superficie de rodamiento durante la estación seca, sin embargo estos presentan condiciones precarias al entrar el invierno debido a la falta de un sistema de drenaje pluvial y la inconsistencia de los suelos que ceden ante las fuertes corrientes pluviales.

○ **Otras Vías**

Las calles, avenidas y callejones restantes son: el camino al cementerio La Merced y el camino hacia la Hacienda La Providencia.

▪ **Tipos de Revestimiento Vial**

La carretera intermunicipal desde su intersección con la carretera Panamericana hasta el empalme de Momotombo, penetrando a la vez como vía primaria la estructura urbana de la localidad posee un revestimiento de adoquines de concreto.

Las calles, callejones y avenidas restantes no poseen un revestimiento sólido, destacándose por su composición arenosa.

▪ **Estado de las Vías⁵**

La Vía Intermunicipal se encuentra en buen estado, siendo sus reducidas dimensiones su principal problema. Esta al poseer dos carriles y poca anchura, incrementa el riesgo de accidentes de tránsito.

La calle adoquinada pese a su revestimiento no está en buen estado, a causa de la falta de mantenimiento, lo que permite que la mayor parte del año se mantenga cubierta por una gruesa capa de arena. El resto de las vías de composición arenosa presentan un regular estado.

⁵ PDU Momotombo, Alcaldía de La Paz Centro.

- **Conflictos Viales**

El principal conflicto vial se encuentra fuera de los límites urbanos, específicamente en el empalme Momotombo, donde se crean conflictos entre los vehículos que salen de la localidad y los vehículos que transportan leche, provenientes de las haciendas ubicadas al Norte del territorio local.

Otro conflicto vial se da en el tramo de la carretera adoquinada que pasa frente al Instituto Momotombo, a causa de las altas velocidades de los vehículos que pone en peligro la seguridad de los estudiantes en horas de entrada y salida de clases. Generalmente los conflictos viales son escasos debido al poco tráfico vehicular en la localidad.

- **Parqueos Públicos**

No existen parqueos públicos en la localidad, lo que obliga a los conductores a estacionar los vehículos al costado de las aceras. Por otro lado, pese a las constantes visitas de estudiantes de secundaria del país y de turistas nacionales y extranjeros a las Ruinas de León Viejo, no se ha construido un estacionamiento para autobuses a las afueras de éstas; creando así un conflicto vial por la disposición en filas que asumen los conductores a un costado de la calle.

- **Señalización Vial**

La señalización vial es también una debilidad a nivel local; al existir pocas de éstas, se hacen más propicios los accidentes de tránsito. La señalización existente es la que indica a los turistas la ruta para llegar al Sitio Histórico “Ruinas de León Viejo” y otra ubicada frente al Instituto Imabite.

- **Sistema de Transporte**

El sistema de transporte colectivo existente cubre las rutas, Momotombo-La Paz Centro, Momotombo-La Paz Centro-Managua, Momotombo-Tecuaname. Se registran dos tipos de unidades de transporte colectivo en la localidad; los autobuses y las camionetas de todo, los cuales se alternan en horario para dar cobertura a la demanda.

También se puede acceder a la localidad a través del transporte selectivo, servicio ofrecido por la Cooperativa de taxis de La Paz Centro. Otro medio utilizado por la población es el moto taxi, conocido popularmente como caponeras o bixitaxi.

- **Terminales de Tránsito y Paradas de Buses**

No existe una Terminal de Buses como tal, por lo que los conductores de los autobuses estacionan los vehículos en determinados puntos céntricos en el Sector Urbano de Puerto Momotombo, de igual manera lo hacen las camionetas de toldo, al estacionarse en puntos claves a lo largo de la calle adoquinada, o en circunstancias y días especiales en el sector de la playa, cerca de los bares y restaurantes. Al final del día de trabajo, los conductores de autobuses se estacionan en los patios de las viviendas de los propietarios.

Las paradas de buses son escasas. Solo existe una parada de buses con instalaciones adecuadas, esta se ubica en el acceso al Sector Urbano de Puerto Momotombo, esta escasez obliga a la población a esperar el servicio de transporte a orillas de la carretera adoquinada que comunica a la localidad con la carretera Panamericana.

- **Déficit**

El déficit en cuanto al sistema vial y de transporte está marcado en primer lugar por la falta de mantenimiento de las vías con recubrimiento de adoquines, las cuales están cubiertas parcial o totalmente de arena. Además existe un déficit de señalización vial, estacionamiento público, paradas de buses y una Terminal de transporte.

1.1.6- Análisis socioeconómico.

La actividad económica del poblado a pesar de ser poco desarrollada, es muy variada teniendo como principales rubros:

- En el sector agropecuario los cultivos perennales, son los de mayor auge. Entre ellos tenemos el cultivo del pipián, frutas, maíz, chiltoma, arroz etc. Últimamente se ha acrecentado el cultivo del maní y el ajonjolí ocupando un alto porcentaje de las tierras cultivadas.

- En el sector ganadero lo conforman un pequeño número de familias de las cuales se destacan la producción obtenida por los señores: Rafael Muñoz, Andrés Vargas y Narciso Obando. La producción ganadera se presenta tanto en el sector de lácteos y carnes. El principal destino de la producción es La paz Centro y León.

- El sector de la pesca se encuentra sin regulación por lo tanto se ha presentado una actividad indiscriminada a este recurso natural. La extracción de peces con 2 o 3 pulgadas de longitud no ha sido refrenada hasta la actualidad provocando un desequilibrio natural en el desarrollo de las distintas especies que habitan en el lugar.

Un reducido porcentaje de la población se dedica al comercio. Entre ello se presentan los dueños de pulperías, bares y restaurantes de los cuales los únicos en el poblado están ubicados en la zona costera del lago con un impactante paisaje de gran atractivo turístico para cualquier visitante.

La actividad social del pueblo es escasa llegándose a percibir en sus calles el ambiente desolador de las zonas rurales marginales del país. La instalación de la terminal lacustre en Momotombo (conocido también como León Viejo), podría devolver el auge comercial al poblado, el cual parece estar limitado.

Este proyecto tendría como fin incrementar la actividad económica de Momotombo y de todo el Municipio debido a que tiene un sin número de escenarios con gran potencial turístico. El poblado se encuentra circundado en el Noreste por la cadena de volcanes de la Cordillera de los Maribios, posee volcanes con lagunas cratéricas, varias playas y hervideros. A demás se encuentran Las Ruinas de León Viejo, evidencia histórica de la población que se estableció en este lugar hace unos 500 años aproximadamente.

1.1.7- Síntesis del diagnóstico

El conocimiento de la correlación entre elementos del medio natural, aspectos socioeconómicos relevantes, usos de suelo predominantes, equipamiento urbano, tipologías de vivienda, infraestructura vial e imagen urbana de la localidad de Momotombo, facilitan la definición de la problemática real y la visualización de futuras opciones para su desarrollo urbano, tomando en consideración las limitaciones o restricciones existentes y sus potencialidades.

Por su privilegiada posición geográfica cuenta con impactantes visuales panorámicas y diversos sitios o elementos de alto valor ambiental, entre ellos: lago Xolotlán, laguna de Asososca, laguna de Monte Galán, volcán Momotombo e isla Momotombito; que de explotarse adecuadamente pueden convertirse en elementos claves para el desarrollo integral de la localidad.

La presencia inmediata del lago Xolotlán ofrece un grandioso espectáculo natural, visualizándose desde sus orillas el majestuoso Momotombo y el encantador Momotombito. Asimismo, la marcada presencia acuífera representada no solo por el lago Xolotlán sino también por las lagunas vecinas, permite la instauración de deportes acuáticos e infraestructura portuaria como una alternativa atractiva para el desarrollo del turismo.

Tomando en consideración las principales potencialidades de la localidad, se pretende que Momotombo se integre al proceso productivo del territorio dentro de tres principales aglomerados productivos:

- Agroindustria de frutas no tradicionales (pitahaya, aguacate), el procesamiento y comercialización de cereales, cítricos y frutas en abundancia en la localidad como jocotes, mangos y marañón.
- Ganadería bovina y porcina, así como avicultura orgánica de pollos y pavos, la cual obtiene un importante mercado en el consumo local y nacional, por su naturaleza orgánica.
- Alternativas no agrícolas, como el ecoturismo y turismo científico, por las potencialidades naturales y patrimoniales presentes.

Capítulo No 2: Análisis técnico

El estudio técnico debe de ser congruente con los objetivos del proyecto y con los niveles de profundidad del estudio en su conjunto. Este puede desarrollarse en los niveles de idea, pre-factibilidad, factibilidad y proyecto definitivo. Las unidades y términos esperados en este estudio son heterogéneos tales como: peso, volumen, distancia, tiempo, unidades monetarias; así como coeficientes e índices de rendimiento; relaciones tales como hora-hombre; hora-maquinaria; etc.

2.1- Ubicación de proyecto

Para comenzar la realización del Análisis Técnico es necesario primeramente, hacer una inspección en el sitio, para conocer las condiciones o características que presenta el área de terreno que estará vinculada con el proyecto, tomando en cuenta parámetros influyentes para realizar el diseño de todas las obras que formarán parte del proyecto, como también condiciones básicas para la ejecución de la obra.

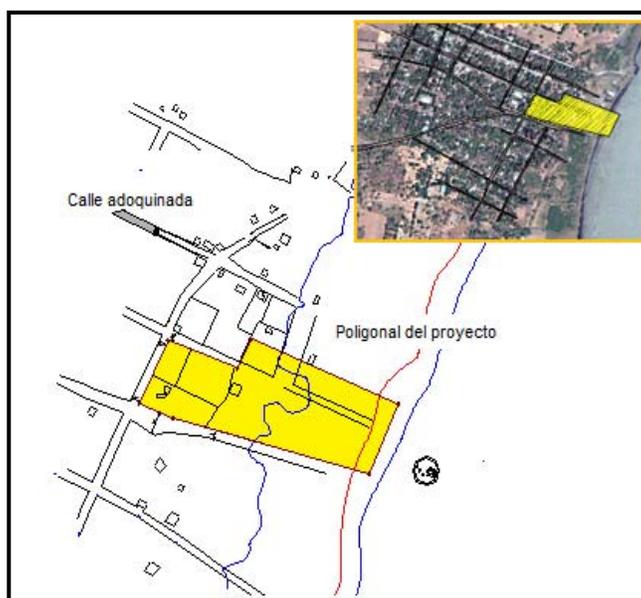


Figura No 18 Plano de ubicación del área del proyecto.
Fuente: Archivos EPN

El área que se utilizará para el desarrollo del proyecto es de 25,300.00 m² (3.5 manzanas.), quedando a una distancia de 200m en dirección Este del Centro de Educación Primaria Público Imabite, esta área presenta un relieve con una pendiente poco pronunciada en la topografía del terreno.

Entre los parámetros de gran importancia se considera también las condiciones en que se encuentra la infraestructura en el poblado, que sirve para suplir las necesidades básicas de la población, entre ellos: una vía de circulación vehicular, al igual que los servicios básicos: agua potable, energía eléctrica, alcantarillado sanitario, telefonía pública, etc.

En el capítulo anterior se detallaron los datos del suministro de los servicios básicos con los que cuenta Momotombo, dando como resultado unas condiciones aceptables que faciliten tanto el acceso al sitio de la obra, su construcción y funcionamiento.

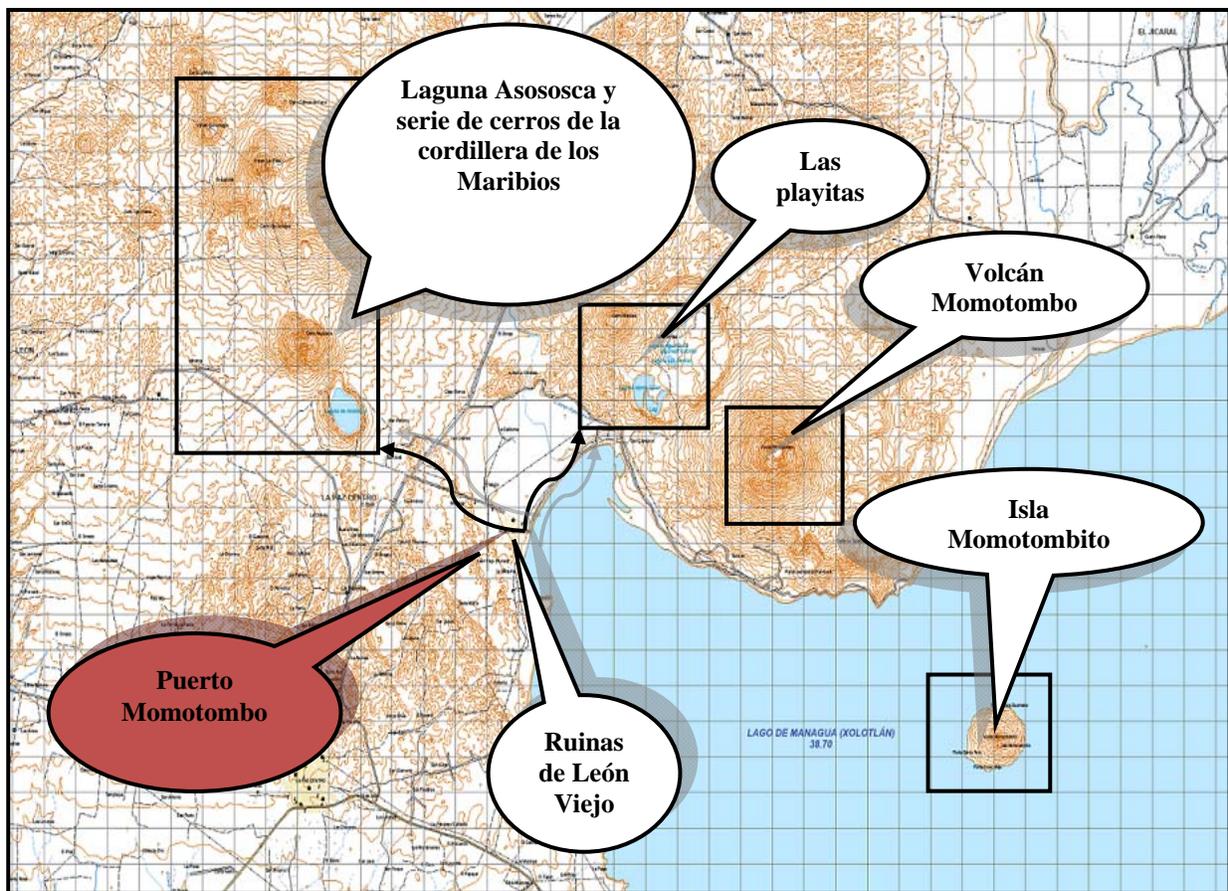


Figura No 19: Sitios con atractivo turístico.

Fuente: Alcaldía Municipal de La Paz Centro.

Como complemento a la infraestructura, el sitio de la obra tiene una estratégica ubicación en un corredor turístico natural que demuestra su ventaja entre los demás puertos del lago Xolotlán, como se puede observar en la figura No 19, Momotombo se encuentra rodeado de sitios con mucha belleza natural con atractivo turístico.

2.1.1- Entre las ventajas que presenta se tiene:

- Aguas calmas y está protegido de los vientos provenientes del Norte por los volcanes que forman la Cordillera de los Maribios, a demás la protección que brinda el volcán Momotombo y la Isla Momotombito que cubren la bahía de los fuertes vientos del Noreste, Este y Sureste.
- Se encuentra en una bahía cerrada formada por la península de Chiltepe y el volcán Momotombo.
- Accesible.
- Área disponible para la construcción de infraestructura básica.
- Apropiado para que las embarcaciones realicen sus maniobras de atraques o zarpes en cualquier época del año, pues se presenta un área abierta sin irregularidades ni accidentes del relieve costero.

Un parámetro principal es el estudio del medio acuático en el cual va a funcionar la ruta de transporte, por lo tanto se detallan las principales características del lago Xolotlán.

Este es el segundo lago más grande de Nicaragua. Su superficie es de 1,052 km² y su ancho es de 32 km por 58 Km de largo. La profundidad promedio es de 12.5 m y la máxima de 30 a 39 metros sobre el nivel del mar.

Su forma, como todos los lagos volcánicos, es circular, solamente las penínsulas de Chiltepe y Panami interrumpen su perfil regular. Al Nor-Oeste se encuentra la isla principal: Momotombito, que interrumpe la monotonía de las aguas del lago. Los principales afluentes son el río Sinecapa y el río El Viejo, y el único efluente es el río Tipitapa.

2.2- Estudio de corrientes

Estudios previos realizados por el Departamento de Navegación, indican que la dirección prevaleciente de las corrientes es de Este hacia Oeste en la zona comprendida en la costa oriental del lago Xolotlán.

Estos fueron realizados en diversos puntos a lo largo de la costa del lago siguiendo la dirección de la corriente por flotadores.¹ Estos experimentos se han realizado a una profundidad de 4 pies. Se da una correlación entre la velocidad del agua y la velocidad del viento. Existe una relación lineal entre estas variables para la velocidad del viento presente y la medida de la velocidad del agua, en el momento del estudio fue del orden de 20 millas por hora, la medida de la velocidad del agua fue aproximadamente 1.6% de la correspondiente velocidad del viento, es decir 0.14 m/seg.

Los estudios indican claramente que las corrientes en el lago Xolotlán varían según las condiciones del viento, tanto las superficiales como las corrientes a diferentes profundidades se movilizarán en la dirección prevaleciente del viento. No hay indicadores en el lago Xolotlán de la existencia de corrientes en ninguna dirección que sean ocasionadas por otro efecto.

A partir del análisis a los estudios realizados por el Departamento de navegación, se considera la utilización de pilotes como base para la estructura; dado a que el área del pilote es mínima comparada con las áreas de otro tipo de estructuras para muelles, esto permite que haya un fluido sin interrupción o cambio de dirección de las corrientes.

El efecto derivado de la corriente es pequeño ya que este depende de la velocidad con que se desplaza la corriente, a medida que su velocidad aumenta habrá un mayor arrastre de sedimentos, sin embargo al haber una magnitud de 0.14 m/s no habrá mayores cambios en las condiciones del sitio, manteniendo el equilibrio natural del lugar, lo que evita mayores consecuencias en los procesos de sedimentación y erosión de la zona afectada.

¹ Ministerio de obras públicas, Departamento de navegación, "Informe sobre un estudio preliminar para un puerto en la Ciudad de Managua", pp. 14, 1973.

2.3- Análisis de los niveles históricos del lago Xolotlán.

Otro parámetro para el diseño que no se debe dejar por apercibido, es el análisis del comportamiento del lago Xolotlán por efecto de las características meteorológicas de la región, cabe destacar que uno de los puntos más importante del análisis son las variaciones de sus niveles históricos, ya que estos tienen gran influencia para poder concretar de forma eficiente el diseño de la estructura del muelle.

Mediante la recopilación de información en el Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER), se obtuvieron datos muy importantes sobre las variaciones de los niveles históricos del lago Xolotlán, presentando este una variación de niveles en las últimas décadas, la cual se detallada en el *anexo No 1: Niveles promedio históricos del lago Xolotlán en los últimos 18 años.*

El comportamiento en los niveles históricos del lago Xolotlán, es muy dinámico, en el año 1993 el lago sufrió una de sus mayores sequías alcanzando un nivel promedio de 35.78 m.s.n.m (metros sobre el nivel del mar), presentándose una situación similar 14 años atrás en 1979 con un nivel de 35.88 m.s.n.m para luego gradualmente recuperar su nivel promedio de 38.64 m.s.n.m. *Ver en anexo No 2: Registros históricos de los niveles promedios de agua del Lago Xolotlán desde 1927.*

Se presento en 1998 el evento extraordinario del Huracán Mitch, el cual elevo los niveles del lago Xolotlán de manera cuantitativa, alcanzando los 41.51 m.s.n.m, este evento hizo posible que el lago Xolotlán lograra comunicarse nuevamente con el lago Cocibolca. Una situación parecida se experimentó 65 años atrás en 1934 donde se registro el mismo nivel promedio, sin embargo se han presentando este tipo de circunstancias en un periodo consecutivo a cada 13 años aproximadamente.

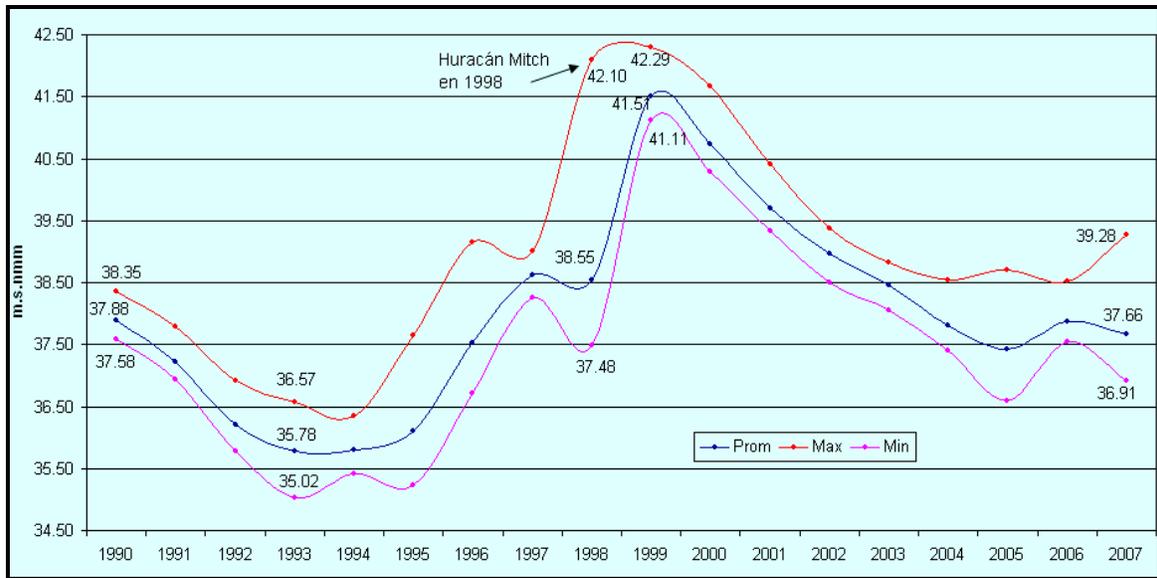


Figura No 20: Niveles históricos del lago Xolotlán.
Fuente: INETER.

Como se puede observar en la figura No 20 las variaciones de los niveles del lago Xolotlán alcanzan rangos de 7m de diferencia de los niveles más bajos a los más altos experimentados en la última década, estos indican un comportamiento muy variante, entre los cuales se deberá optar por trabajar para condiciones promedio.

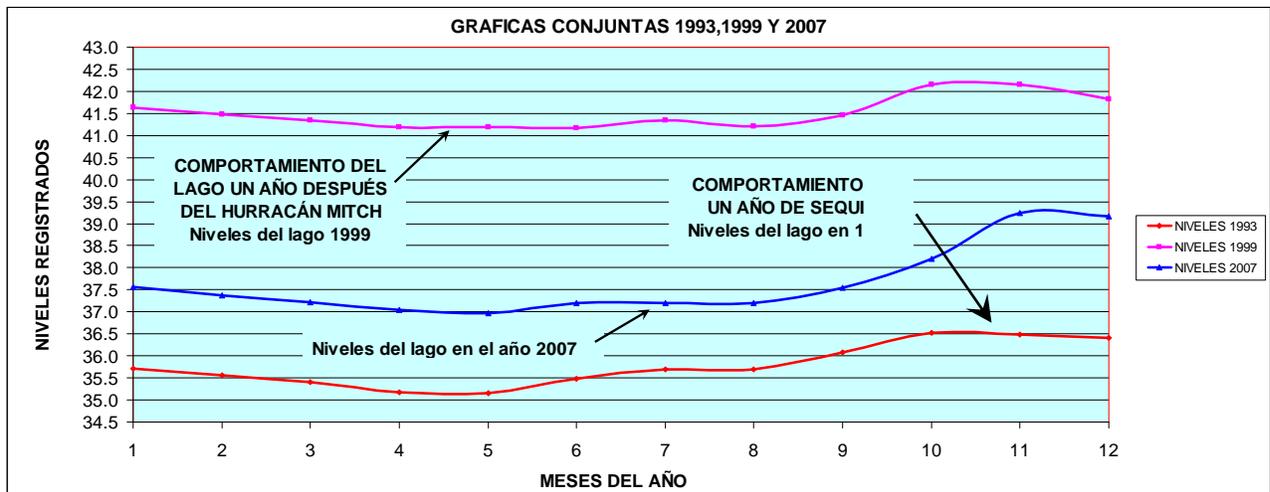


Figura No 21: Niveles históricos promedios del lago Xolotlán en 1993, 1999 y 2007.
Fuente: INETER

En la figura anterior se muestra el comportamiento del lago Xolotlán en condiciones extremas, tanto en la ocurrencia de sequías (1993), huracanes (1999) y en condiciones de relativa normalidad (2007). Donde se demuestra las variaciones que se presenta en un periodo de tiempo dado.

Del análisis de los datos de niveles históricos del lago en periodo de 80 años, desde 1927 hasta 2007 (registros proporcionados por INETER), se calculó que el nivel promedio del espejo de agua es de 38.64 m.s.n.m.

Para efectos del diseño de la estructura del muelle se considera el nivel promedio del lago, antes mencionado, para establecer el nivel de terraza de la estructura, ya que por razones de funcionalidad de la obra y las limitantes económicas del proyecto no se puede diseñar para condiciones extremas.

Para establecer el nivel de terraza también se consideran el parámetro de la embarcación de diseño en cuanto a la altura desde la línea de flotación hasta el nivel de atraque, en este caso la embarcación presenta 1.5m de altura, lo cual sumado al nivel de promedio del lago se alcanza el nivel 40.14 msnm, por razones de seguridad se opta por el nivel 41 msnm.

Se establece el nivel de terraza en 41 msnm, con este nivel se garantiza que la estructura brinde los servicios para los cuales va a ser diseñada, asegurando que se mantenga operando durante todas las estaciones del año. Se considera únicamente inhabilitada en ocasión de un evento extraordinario, como el caso de un huracán o una sequía, debido a que en estas circunstancias se presentan condiciones extremas, las cuales si se consideran aumentarían los costos de la obra.

2.4- Características de los vientos y cálculo de ola máxima.

Tabla No 3 : Porcentaje de ocurrencia de los vientos Según las velocidades registradas en m/s.				
	Velocidad m/s			
Dirección	0 a 1	2 a 3	4 a 5	TOTAL%
N	_____	1.9%	_____	1.9%
NE	_____	6.2%	7.6%	13.7%
E	_____	10.8%	8.8%	19.6%
SE	_____	6.7%	5.7%	12.4%
S	_____	2.4%	0.2%	2.5%
SO	_____	5.2%	1.1%	6.3%
O	_____	1.8%	_____	1.8%
NO	0.1%	1.1%	_____	1.2%
CALMA	_____	_____	_____	40.4%
TOTAL	0.1%	36.1%	23.4%	100.0%

Fuente: INETER. En base a estadísticas de los registros en el periodo 1981-2005.

Como se observa, las direcciones con mayor grado de ocurrencia son las siguientes: NE, E, SE. A pesar de que la dirección NE presenta un alto grado de ocurrencia no se analizará debido a que en esta se presenta una barrera natural: La Cordillera de los Maribios. Solo se analizará el comportamiento y la distancia de afectación en las direcciones Este y Sureste por presentar mayores distancias de superficies de agua expuestas al efecto del viento. *Ver en anexos No 3: Registros de frecuencia de dirección y velocidad de viento y Anexo No 4: Figura de Rosa de Viento.*

2.4.1- Predicción de altura de la ola.

El tamaño de una ola para un lugar particular depende de la velocidad, duración y dirección del viento, el área más grande sobre la que puede actuar el viento y la profundidad del agua.

El **fetch** es la extensión horizontal, del área donde se generan tormentas y se producen olas.² Thomas Stevenson, en 1864, estableció las primeras fórmulas para la relación entre el fetch, en millas náuticas y la altura de la ola H, en pies.

² Alonzo Def. Quinn, "Ingeniería de puertos", Pág. 23-5.

Los mapas meteorológicos sinópticos ayudan a determinar el área de generación y su extensión para un lugar determinado. En puntos costeros, el fetch está limitado por protecciones geográficas, como islas y promontorios y debe determinarse para cada dirección.

Se obtiene a partir de la siguiente ecuación.³

$$Fe = \frac{\sum Xi \text{Cosa}^\circ}{\sum \text{Cosa}^\circ}$$

Donde

Fe: Fetch efectivo.

a°: Angulo de la distancia considerada con la línea central del Fetch. Ángulos a la izquierda son negativos y a la derecha de la línea central del Fetch son considerados positivos.

Xi: distancias consideradas en Km.

a. Cálculo de FETCH para Puerto Momotombo

1. FETCH efectivo en dirección E.

Tabla No 4: Cálculo FETCH efectivo en dirección E.			
A°	Cos a°	Xi (Km.)	Xi Cos a°
-40	0.766	2.704	2.071
-30	0.866	2.579	2.233
-20	0.940	2.801	2.632
-10	0.985	3.154	3.106
0	1.000	4.05	4.050
10	0.985	7.535	7.421
20	0.940	15.137	14.224
30	0.866	27.779	24.057
40	0.766	27.112	20.769
SUMA	8.113		80.564

³ Ministerio de obras públicas, Dpto. de Navegación, "Cálculo del fetch para el puerto Potosí", 1977

Se puede observar el comportamiento de las distancias a lo largo del barrido de los ángulos, que van en el rango desde los -40° hasta $+40^\circ$ grados de la línea central del Este, de forma ascendente por cuanto va separándose la proyección hacia el sur abarcando una mayor distancia del espejo de agua del lago. La proyección a $+20^\circ$ de la línea central del Este intercepta a la isla de Momotombito, en su costado Noroccidental, cuya presencia sirve de obstáculo natural al efecto de los vientos en esa dirección. El trazo de las líneas de proyección se observan en el *anexo No 5: Trazos de líneas de proyección FETCH dirección Este.*

Por lo tanto tenemos
$$Fe = \frac{\sum Xi \text{Cosa}^\circ}{\sum \text{Cosa}^\circ}$$

$$Fe = \frac{80.564}{8.113}$$

$$Fe = 9.930 \text{ Km} \approx 32,570 \text{ pies}$$

Se usará entonces $Fe = 40,000 \text{ pies}$ Fetch efectivo en dirección E.

2. FETCH efectivo en dirección SE.

Tabla No 5: Cálculo FETCH efectivo en dirección SE.			
a°	$\text{Cos } a^\circ$	Xi (Km.)	Xi Cos a°
-40	0.766	5.256	4.026
-30	0.866	16.135	13.973
-20	0.940	29.613	27.827
-10	0.985	27.427	27.010
0	1.000	18.369	18.369
10	0.985	12.615	12.423
20	0.940	10.514	9.880
30	0.866	3.8	3.291
SUMA	7.347		116.800

Las distancias apreciadas en la tabla anterior verifican un aumento gradual mientras se avanza en dirección Sur. La proyección de -40° con la menor distancia medida se partió de la ubicación propuesta para el establecimiento del muelle hasta las laderas del Momotombo; la distancia de -30° se establece de igual manera hasta chocar con la costa Noroeste de la isla de Momotombito.

Progresivamente las distancias comienzan a acortarse, al medirse desde la línea central del Sureste hasta chocar con las costas de la península de Chiltepe, presentado menores superficies expuestas al efecto producido por la acción de los vientos. La ubicación y distancia trazadas se detallaran en el *anexo No 6: Trazos de líneas de proyección FETCH dirección Sureste.*

Por lo tanto:

$$Fe = \frac{116.800}{7.347}$$

Entonces tenemos

$$Fe = 15.897 \text{ Km} \approx 52,144 \text{ pies}$$

Se usará entonces $Fe = 55,000 \text{ pies}$ Fetch efectivo en dirección SE.

b. Profundidades promedios a lo largo de la línea central del Fetch.

Para la determinación de las profundidades promedio se partió del origen de la ubicación del muelle trazando una línea en dirección Este y otra en la dirección Sureste en un plano batimétrico del lago, se sumaron los valores de profundidad en cada punto de intersección de la línea con las isobatas para luego dividirse entre el número de puntos interceptados. Se utilizó la siguiente fórmula⁴:

Dados los n números $a_1, a_2 \dots a_n$, la media aritmética se define como:

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n a_i}{n} = \frac{a_1 + \dots + a_n}{n}$$

Donde: $\bar{x} = d$

d: Profundidad promedio.

Se obtiene los siguientes resultados:

- Dirección Este $d_E = 4.5m \approx 14.76 \text{ pies}$
- Dirección Sureste $d_{SE} = 9.62m \approx 31.55 \text{ pies}$

(Altura del espejo de agua de 39.13m, distancias referidas al nivel medio del mar.)

NOTA: Ver trazos de las líneas y las curvas batimétricas en los anexos No 7 y No 8.

⁴ Miller, Irwin; Freund, John; Johnson, Richard; Probabilidad y estadística para ingenieros.1992.

c. Cálculo de olas significativas y máximas en dirección E y SE.

1. Dirección Este.

Se parte de los siguientes datos:

$$Fe = 40,000 \text{ pies}$$

$$d = 14.76 \text{ pies}$$

$$u = 16.74 \text{ ft/s}$$

$$g = 32.2 \text{ ft/s}^2$$

Debido a que el oleaje está vinculado con la velocidad del viento, para determinar la altura de la ola máxima se toma el valor máximo de la velocidad del viento. La velocidad (u) considerada se toma a partir del análisis de los datos registrados por INETER de la frecuencia de dirección y velocidad del viento en la estación de León, en un periodo abarcado del año 1981 al 2005, en el cual se presentó una velocidad máxima de 16.74 ft/s. Ver anexo No 3: *Registro de frecuencia de dirección y velocidad del viento*.

Los cálculos se detallan a continuación:

$$H_s = \frac{0.283 u^2}{g} \tanh 0.578 \left(\frac{gd}{u^2} \right)^{0.75} \tanh \left[\frac{0.0125 \left(\frac{gFe}{u^2} \right)^{0.42}}{\tanh 0.578 \left(\frac{gd}{u^2} \right)^{0.75}} \right]$$

Donde:

H_s : Ola significativa (Altura en pies)

H_T : Ola promedio del 1% de las olas máximas = 1.67 H_s

u : Velocidad del viento pies/ seg.

d : Profundidad del agua en pies.

Fe : FETCH en pies.

g : Aceleración de la gravedad.

El período de ola se calcula a través de:

$$T_s = \frac{1.2(\pi u)}{g} \tanh 0.520 \left(\frac{gd}{u^2} \right)^{0.375} \tanh \left[\frac{0.077 \left(\frac{gFe}{u^2} \right)^{0.25}}{\tanh 0.520 \left(\frac{gd}{u^2} \right)^{0.375}} \right]$$

Efectuando los cálculos se obtiene los siguientes valores.

$$H_s = 2.463 \times 0.696 \times \tanh \left(\frac{57.453}{0.696} \right)$$

Se obtiene $H_s = 1.714 \text{ pies} \approx 0.52m$

La ola máxima será de:

$$H_T = 1.67 \times 1.714 = 2.862 \text{ pies} \approx 0.87m$$

El periodo de la ola será: $T_s = 1.96 \times 0.561 \times 0.811$

$$T_s = 0.892 \times 2 = 1.783 \text{ seg.}$$

2. Dirección Sureste.

$$Fe = 55,000 \text{ pies}$$

$$d = 31.55 \text{ pies}$$

$$u = 16.74 \text{ ft/s}$$

$$g = 32.2 \text{ ft/s}^2$$

Se obtiene los siguientes resultados:

$$H_s = 2.364 \times 0.908 \times \tanh \left(\frac{78.998}{0.908} \right)$$

Se obtiene $H_s = 2.237 \text{ pies} \approx 0.68m$

La ola máxima será de: $H_T = 1.67 \times 0.68 = 1.14m$

El periodo de la ola será:

$$T_s = 1.96 \times 0.687 \times 0.727$$
$$T_s = 0.979 \times 2 = 1.959 \text{ seg.}$$

En síntesis para el caso del diseño del muelle en el poblado de Momotombo se consideran los datos registrados por INETER, en los cuales se caracterizan los vientos en mayores velocidades promedio experimentadas, obteniendo el rango de 2-5 m/s, al calcular la extensión horizontal del área donde se generan tormentas y se producen las olas se obtuvo una distancia de 40,000 pies para la dirección Este y en dirección Sureste se alcanzó una distancia de 55,000 pies.

Se obtiene una altura de olas significativas de 52 cm. aproximadamente y 87 cm. como altura de olas máximas de diseño para el caso de los vientos del Este. Para los del Sureste se obtiene alrededor de 68 cm. de altura significativas de ola producida y se logra alcanzar 114 cm. para las olas máximas.

Para el análisis del diseño del muelle se consideran los valores máximos obtenidos de los cálculos anteriormente realizados, en este caso prevalece el Sureste teniendo una mayor extensión horizontal del área donde se generan tormentas y se producen olas, que da como resultado una ola máxima de mayor altura que en la dirección Este.

En el diseño de la estructura del muelle y su proyección, se considera una ola de 114 cm de altura en dirección Sureste, estableciendo la proyección del muelle con un ángulo de 19° a partir del Este hacia el Sureste, con el fin de proteger a la embarcación y a la misma estructura del muelle de las cargas debidas al oleaje y al viento, evitando que el impacto de estas sea perpendicular a la estructura. Este dato también se considera en la determinación del nivel de terraza.

2.5- Sismicidad y vulcanismo.

Por otra parte la sismicidad de la Comarca de Momotombo es un aspecto relevante debido a la cercanía con la Cordillera de los Maribios, se presentan movimientos sísmicos frecuentes, debido a la actividad volcánica presente. Además se debe recordar que toda la región pacífica del país presenta un alto grado de actividad sísmica causada en parte por la falla tectónica que divide la placa Coco y Caribe, y las múltiples fallas locales que atraviesan la región.

De estudio previos realizados por el SINAPRED se obtiene el mapa: *Amenazas por actividad volcánica y sísmica* del Municipio de La Paz Centro, en el cual se observa que en el lugar donde se establecerá el muelle no atraviesa ninguna falla sísmica, las más cercanas se encuentran a 1km de distancia y la posterior a 3 km. Sin embargo el lugar presenta una amenaza sísmica alta, provocada debido a la actividad volcánica y las presentes fallas locales. Ver anexo No 9: *Mapa de Amenazas por actividad volcánica y sísmica*.

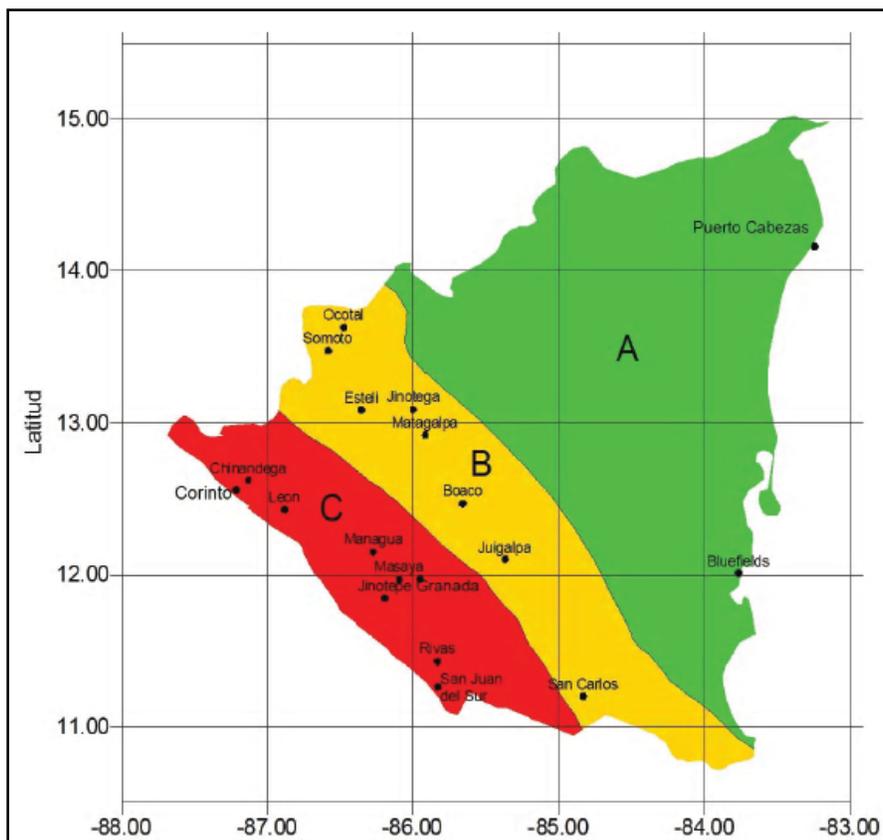


Figura No 22: Zonificación Sísmica de Nicaragua.
Fuente: RNC - 07

El área de estudio de la ubicación del muelle, según el Reglamento Nacional de la Construcción se abarca en la zona “C”, como se muestra en la figura No 22, la cual se considera en los parámetros de diseño sísmicos, de manera que se pueda evaluar la estructura en el diseño final.

La amenaza volcánica del sitio también es muy marcada por la presencia de los volcanes El hoyo y Momotombo los cuales son los más cercanos al sitio del proyecto. El volcán Momotombo se encuentra a 8 km aproximadamente, la amenaza por lava y por balístico a pesar de ser alta, en su radio de acción no abarcan el sitio del proyecto, pero la amenaza por cenizas se extienden en un radio mayor cubriendo la ubicación del muelle.

En cuanto el volcán el hoyo, se encuentra a 11.5 km aproximadamente, este presenta una alta amenaza de lava, sin embargo su radio de acción no abarca a la ubicación del muelle. Se tiene además una amenaza alta de cenizas provenientes de los volcanes Telica y Cerro Negro, los cuales se extienden en un radio de acción abarcando la ubicación del muelle. *Ver anexo No 9: Amenazas por actividad volcánica y sísmica*

De todos los volcanes mencionados con anterioridad el más cercano al sitio del lugar y por ende el de mayor amenaza, es el volcán Momotombo. Es por esto que este se analizará en adelante con mayor interés, determinando su historia volcánica y su periodo de recurrencia en cuanto a eventos volcánicos para determinar su grado de incidencia en el diseño de la estructura del muelle.

Los datos históricos de la sismicidad del volcán Momotombo se presentan a continuación:

Tabla No 6: Historia volcánica en Nicaragua – Volcán Momotombo
1522: Presentó marcada actividad eruptiva.
1609: Estuvo en erupción, y debido a la gran cantidad de sismos en esa región, la ciudad de León Viejo fue trasladada en 1610 al lugar que actualmente ocupa la Ciudad de León.
1764: Estuvo en fuerte erupción.
1870: Produjo potentes y prolongados retumbos.
1885: En Octubre estuvo arrojando gran cantidad de humo y produciendo retumbos cada 15 minutos.
1886: En el mes de Febrero se observó fuego en el cráter durante las noches, y el 20 de Mayo entró en violenta erupción arrojando grandes cantidades de humo y ceniza hacia el lado de occidente y lava en dirección a Managua. El día 23 fueron completamente oscurecidas las ciudades de León, Corinto y Chinandega por una densa nube de ceniza procedente del volcán en erupción.
1905: Erupción. Flujo de lava.
1918: Durante el mes de Abril arrojó gran cantidad de humo.

Fuente: INETER. Dirección Vulcanología.

Del análisis de estos datos históricos se observa que la actividad volcánica de Momotombo se presenta en un periodo de 57 años en promedio, además de presentar una fuerte actividad sísmica con manifestaciones eruptivas violentas con humo y cenizas. No obstante su período de recurrencia sobrepasa la vida útil de la estructura del muelle, que para esta estructura se proyecta a 30 años, por lo cual no se considera entre los parámetros de diseño de la estructura.

2.6- Levantamiento Topográfico y Batimétrico.

Se realizó el levantamiento topográfico del área costera de la Comarca de Momotombo con el objetivo de representar de forma específica (en planos) las características predominantes de la topografía del terreno. Por las condiciones que se presentaron en toda el área costera, se procedió a realizar un reconocimiento del área para tomar la decisión del método topográfico más conveniente a utilizar. Se selecciona el método de poligonal abierta ya que este puede realizarse cuando el levantamiento es expeditivo; que es el que se presenta en nuestro caso.

2.6.1- Procedimiento

Se ubicó los puntos de control de la línea de base donde se parte para trazar los perfiles longitudinales y transversales, los mojones del eje central fueron nombrados de la siguiente manera: estación Diamante, estación Jolilo, estación Jocote y estación Momo. En la realización del levantamiento se utilizó el equipo “**Smartstation- estación total con GPS integrado**” para establecer las coordenadas de cada uno de los puntos por medio de su GPS, como se puede ver en la figura No 23.

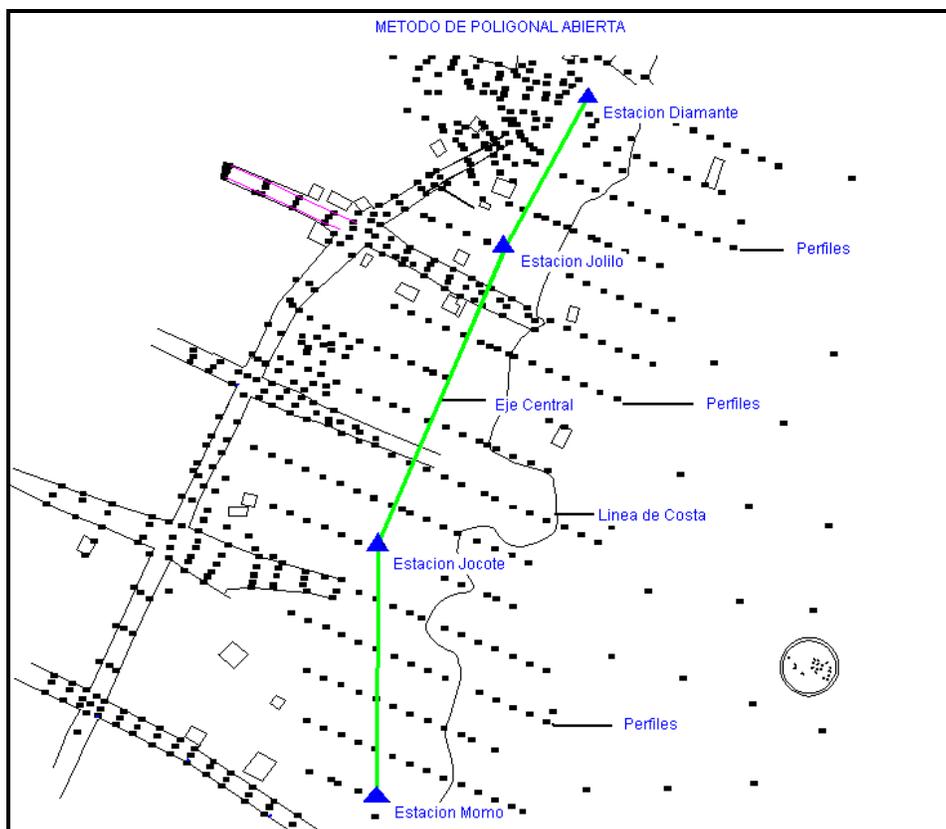


Figura No 23: Trazo de perfiles longitudinales y transversales

Para determinar la elevación de las estaciones o puntos de control se tomó de referencia el nivel del lago Xolotlán, registrado mediante un mareógrafo de INETER ubicado en Chiltepe.

Se trazó los perfiles transversales a cada 20m y longitudinales a cada 5m, se orientó el rumbo del trazado de los perfiles a partir de la línea base, para luego poder tomar los niveles del terreno y unirlos con el levantamiento batimétrico.

Para realizar el levantamiento batimétrico se programó en la computadora portátil los perfiles transversales y longitudinales a cada 20m, se utilizó un ecosonda con GPS integrado y un transductor sumergido a 0.30 m del nivel del agua. Se estableció los ciclos a seguir, en cuanto a la toma de lectura de profundidad y posición para el registro, a cada 10 segundos.

Nota: Para ver detalles del levantamiento consultar plano de topografía y batimetría en anexo No 10: Conjunto de planos de estudios realizados.

2.6.2- Análisis de los resultados

En el plano topográfico y batimétrico se observa la presencia de un relieve bastante llano, presentando irregularidades en algunas áreas en tierra, las cuales demuestran la existencia de hondonadas que se han originado por las fuertes corrientes que se forman debido a las lluvias. El área costera no presenta accidentes geográficos en el relieve terrestre y acuático, reflejando curvas de nivel bastante simétricas en cuanto a su comportamiento paralelo a medida que se van alejando de la línea de costa.

Por medio del levantamiento topográfico se conocen las características del terreno para determinar la ubicación más adecuada del muelle con respecto al área del proyecto. La lógica de un muelle es muy sencilla. Para que llegue un barco o embarcación a un lugar donde pueda atracar tiene que haber una sola condición: suficiente agua o calado para que las naves puedan atracar. Las tres maneras de lograr esto son: 1) Dragar un canal que permita navegar hasta el muelle, 2) Extender una estructura hasta una profundidad que le permita el atraque de las naves y 3) Una combinación de las dos anteriores.

Siguiendo esta lógica se observa que debido a las características del lugar la solución más óptima es la tercera, es decir, construir un muelle tipo abierto con el cual se alcance mayores profundidades a menor distancia y dragar un canal de acceso, que permita el atraque de la embarcación tipo. Ver figura No 24.

Se seleccionó el punto del origen de la estructura del muelle, teniendo como coordenadas x: 542326, y: 1371307 en el sistema UTM referidas al geoide WGS 84. Alcanzando una longitud de muelle de 100 m y un canal de acceso de 120m, para llegar a la profundidad requerida por la embarcación de 2m.

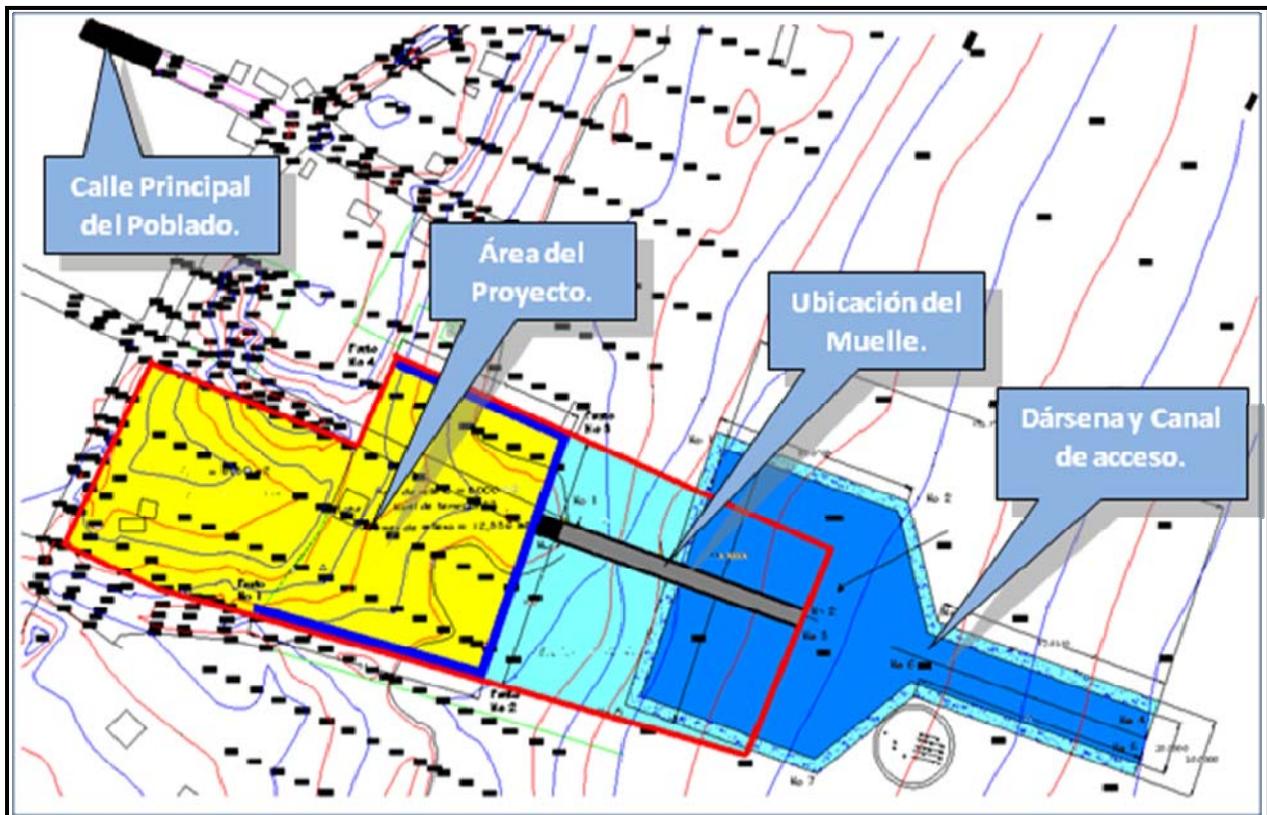


Figura No 24: Plano de distribución.

2.7- Estudio de suelo

Para determinar las propiedades físicas y disposición de los materiales del suelo donde se cimentará la estructura, fue necesario realizar un estudio geotécnico en el sitio seleccionado para la construcción de la obra, a fin de determinar la cimentación adecuada.

El número, tipo y profundidad de los sondeos a ejecutarse en un programa de exploración de suelos depende fundamentalmente del tipo de subsuelo y de la importancia de la obra. Debido a que no se contaba con estudios anteriores cercanos al lugar, ese conocimiento indispensable sobre las condiciones predominantes en el subsuelo se adquirió con el primer sondeo.

Para el establecimiento de la profundidad del estudio geotécnico se utilizó un procedimiento menos común, dadas las condiciones convenientes, el carácter del subsuelo se investigó por inspección directa de los materiales que aparecen en las paredes de los pozos a cielo abierto, en la localidad se constató la existencia de varios pozos artesanales, los cuales presentaron una capa arenosa hasta una profundidad en un rango de 12 a 15 m aproximadamente, donde aparece el estrato rocoso. Debido a esto se definió una profundidad de 6m para los sondeos en tierra y 7.5m para los sondeos a realizarse en agua.

El número de estos sondeos exploratorios será el suficiente para dar precisamente ese conocimiento. Dado el tamaño de la obra se definieron que se necesitan 5 sondeos a lo largo de la proyección del eje central del muelle, de los cuales 2 sondeos son en tierra firme donde se construirán las instalaciones y 3 sondeos en agua, tales sondeos tendrán carácter definitivo, por lo que se realizaron por la prueba de penetración estándar, debido a que es un procedimiento muy informativo y es el más usado en la actualidad. *Ver en Anexo No 10: Plano de ubicación de los estudios geotécnicos.*

- En el área del sondeo No 3, No 4 y No 5 el suelo del lecho del lago presentan columnas de agua de: 4´ 6”, 8´ 0” y 11´ 0” respectivamente. Se encontraron diferentes estratos de arena: arenas color gris claro y arena con poca grava color gris oscuro (SW-SM) y arena limosa color gris (SM). Las características de esta arena son no plásticas (NP), sus granos pasan entre 88 y 100% por el tamiz N0 4 y entre 9 y 75% el tamiz No 200.

2.7.3- Análisis de las condiciones de cimentación.

- En los sitios estudiados por los sondeos No1 y No 2 se recomienda desplantar a la profundidad no menor de 6´ 6” (1.98m) medidos a partir de la superficie del terreno. La presión recomendada para el diseño de los cimientos de la estructura es de 2.50 Kg/cm² asegurando un adecuado factor de seguridad contra fallas del valor soporte del suelo.
- En los sondeos No3, No4 y No5 se recomienda utilizar pilote debido al tipo de suelo (arenas) predominante en el sitio, debido a que su función consiste en recibir en su cabeza la carga de la superestructura y transferirla al suelo que lo rodea a través de toda su longitud. Este pasaje de la carga del pilote al suelo se efectúa a través de la superficie lateral del pilote y por la resistencia a la penetración de la punta del mismo en el suelo.

Se presenta la siguiente tabla de recomendación:

Tabla No 8: Recomendaciones sondeos No 3 y No 4			
No sondeo	3	4	5
Nivel de apoyo de la punta del pilote (m) *	-4.00	-5.18	-7.30
Profundidad de apoyo de punta del pilote, pies (m)	13´ (4.00)	17´ (5.18)	24´ (7.30)
No de golpes profundidad activa, N	25	20	20

* Elevación referida al nivel del terreno al momento de la ejecución de los sondeos.

** Toneladas Métricas TM.

A continuación se detallan las longitudes de pilotes requeridas, considerando la profundidad de penetración del pilote en el subsuelo apoyado en un estrato de suelo con $N=40$ golpes/pie y considerando el nivel alto en temporada lluviosa del lago Xolotlán y a demás la altura proyectada del muelle sobre el nivel del agua.

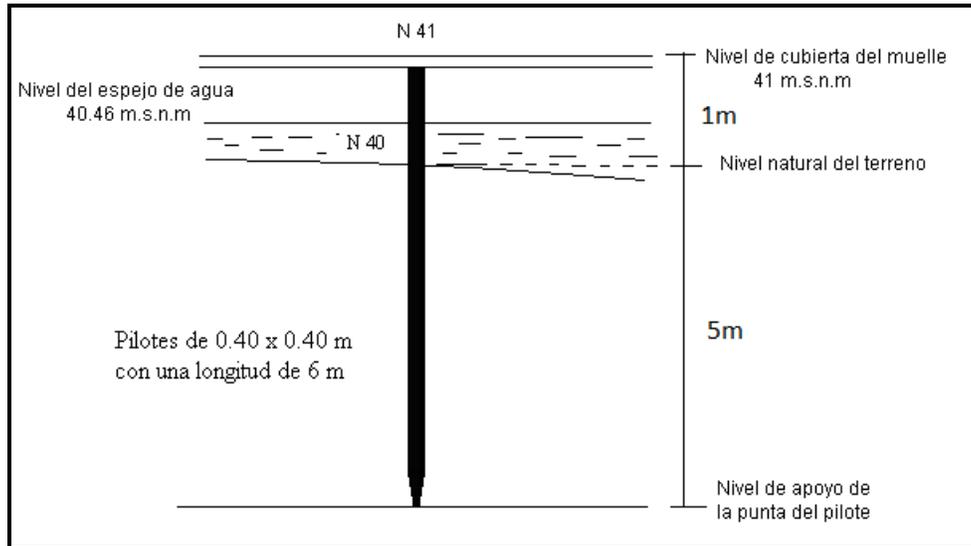


Figura No 25: Longitud del pilote para los ejes 1,2 y 3.

Debido a que la capacidad soporte del suelo es adecuada para la cimentación del pilote en este punto a una profundidad de 5m da como resultado una longitud de pilote de 6m.

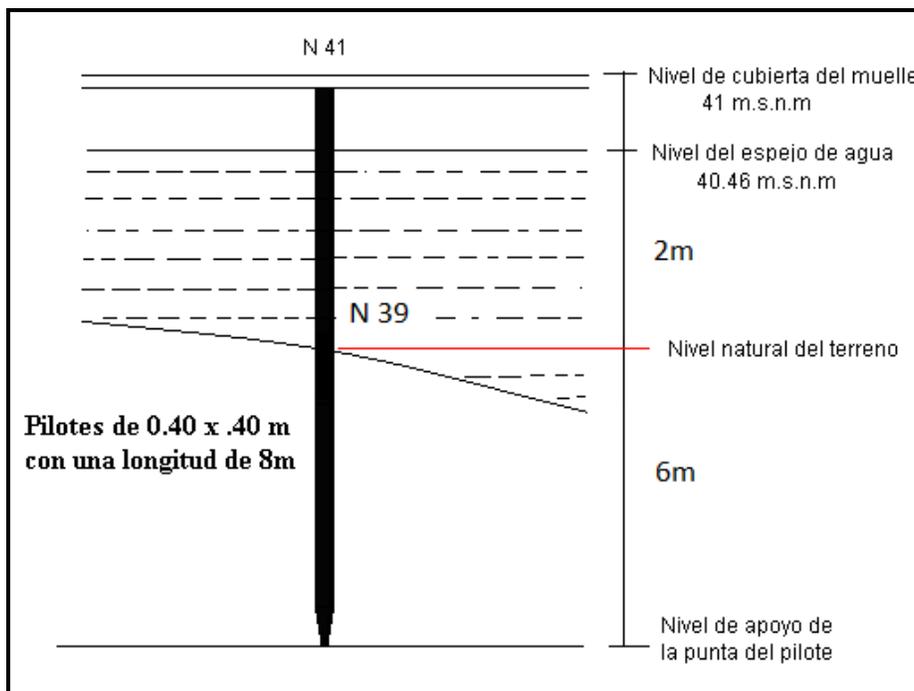


Figura No 26: Longitud del pilote para los ejes 4, y 5.

Las condiciones que se presentan en los estratos del sondeo No 3 requieren profundizar hasta 6m para encontrar el estrato resistente para la cimentación, obteniéndose una longitud de pilote de 8m, abarcando el eje de pilote No 4 y el eje de pilote No 5.

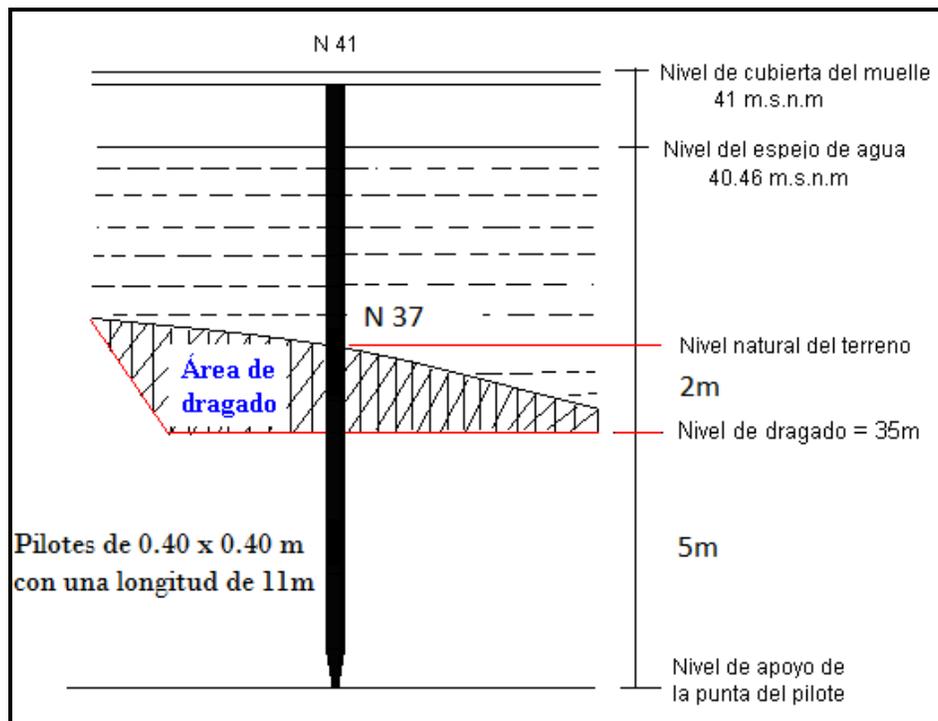


Figura No 27: Longitud del pilote para los ejes 6, 7, 8, 9, 10, 11 y 12.

Para los últimos 7 ejes de pilotes de la estructura de muelle se requiere profundizar hasta 5m, a partir del nivel de dragado, para encontrar el estrato resistente de suelo para soportar las cargas de diseño. Obteniéndose de esta manera un pilote de 11 m de longitud. Dejando en todos los pilotes 1m libre para descabezarlos en el momento de la construcción.

De esta manera se obtiene las longitudes de pilotes necesarias a utilizar en el muelle, siendo posible el uso de tres tipos de longitudes distintas para pilotes, economizando en el costo del proyecto así como se garantiza el grado de seguridad, el cual se revisará en el momento de diseñar. *Ver en el anexo No 13: Conjunto de planos constructivos, el plano de general del muelle.*

Capítulo N° 3: Diseño Estructural.

En este capítulo se abarca el procedimiento para realizar el diseño de la estructura del muelle, tomando en consideración los parámetros definidos en el capítulo No 2. Debido a las condiciones que estará expuesta la estructura se propone la utilización de concreto presforzado, este es muy utilizado en la actualidad y nos brindará una mayor vida útil de la estructura.

El presfuerzo significa la creación intencional de esfuerzos permanentes en una estructura o conjunto de piezas, con el propósito de mejorar su comportamiento y resistencia bajo condiciones de servicio y de resistencia. Los principios y técnicas del presforzado se han aplicado a estructuras de muchos tipos y materiales, la aplicación más común ha tenido lugar en el diseño del concreto estructural.

*Concreto presforzado: Concreto en el cual han sido introducidos esfuerzos internos de tal magnitud y distribución que los esfuerzos resultantes debido a cargas externas son contrarrestados a un grado deseado.*¹

Dos conceptos o características diferentes pueden ser aplicados para explicar y analizar el comportamiento básico del concreto presforzado. Es importante que el diseñador entienda los dos conceptos para que pueda proporcionar y diseñar estructuras de concreto presforzado con inteligencia y eficacia.

Primer concepto - Presforzar para mejorar el comportamiento elástico del concreto. Este concepto trata al concreto como un material elástico y probablemente es todavía el criterio de diseño más común entre ingenieros.²

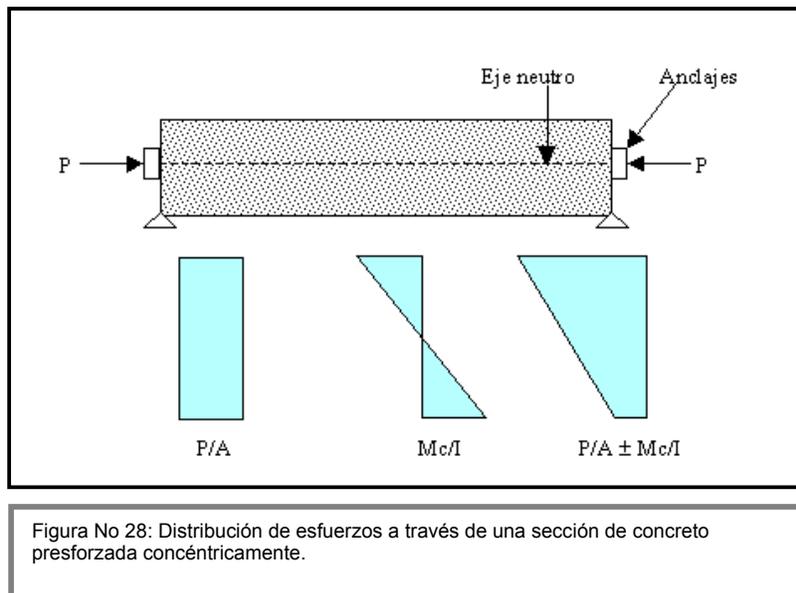
Desde este punto de vista el concreto está sujeto a dos sistemas de fuerzas: presfuerzo interno y carga externa, con los esfuerzos de tensión debido a la carga externa contrarrestados por los esfuerzos de compresión debido al presfuerzo.

¹ ACI, Código ACI Estándar 318-95, Detroit, American Concrete Institute, 1995.

² <http://www.construaprende.com/tesis01/>

Similarmente, el agrietamiento del concreto debido a la carga es contrarrestado por la pre-compresión producida por los tendones. Mientras que no haya grietas, los esfuerzos, deformaciones y deflexiones del concreto debido a los dos sistemas de fuerzas pueden ser considerados por separado y superpuestos si es necesario.

En su forma más simple, consideremos una viga rectangular con carga externa y presforzada por un tendón a través de su eje centroidal, ver figura 28.



Debido al presfuerzo P, un esfuerzo uniforme se producirá a través de la sección que tiene un área A:

$$f = -P/A \quad \text{Ec. No 1}$$

Si M es el momento externo en una sección debido a la carga y al peso de la viga, entonces el esfuerzo en cualquier punto a través de la sección debido a M es:

$$f = \frac{My}{I} \quad \text{Ec. No 2}$$

Dónde y es la distancia desde eje centroidal e I es el momento de inercia de la sección. Así la distribución resultante de esfuerzo está dada por:

$$f = -\frac{P}{A} \pm \frac{My}{I} \quad \text{Ec. No 3}$$

La trabe es más eficiente cuando el tendón es colocado excéntricamente con respecto al centroide de la sección, Figura 37, donde e es la excentricidad.

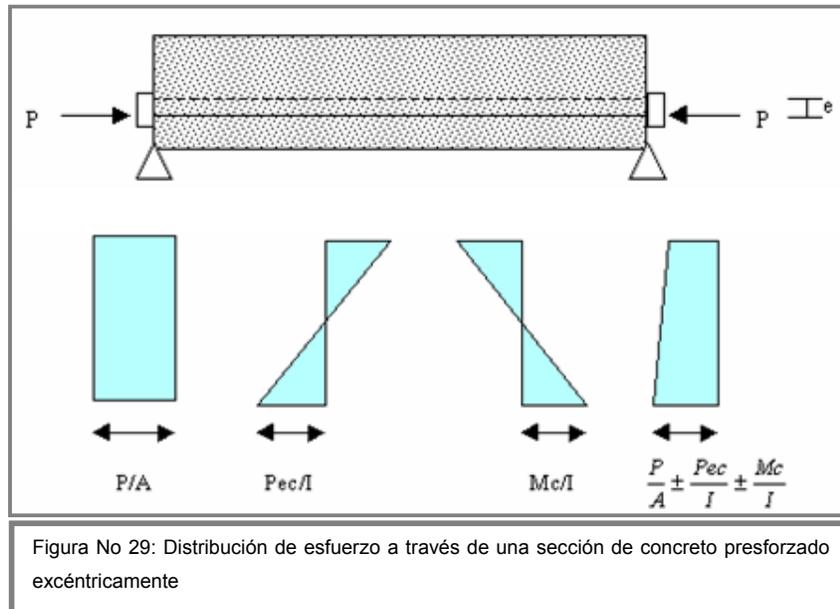


Figura No 29: Distribución de esfuerzo a través de una sección de concreto presforzado excéntricamente

Debido a un presfuerzo excéntrico, el concreto es sujeto tanto a un momento como a una carga directa. El momento producido por el presfuerzo es Pe , y los esfuerzos debido a éste momento son:

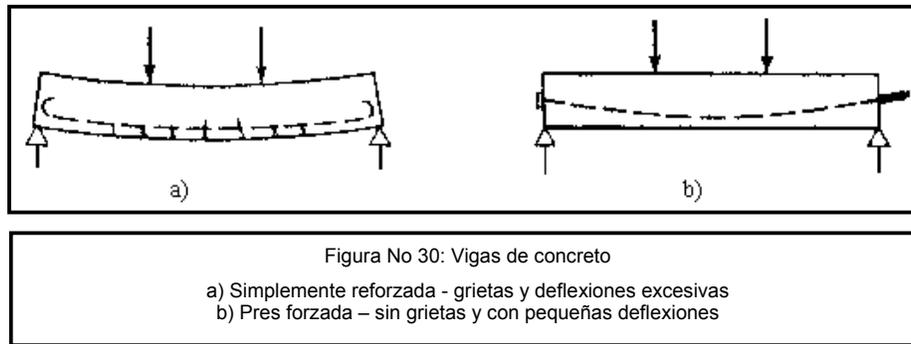
$$f = \frac{Pey}{I} \quad \text{Ec. No 4}$$

Así, la distribución de esfuerzo resultante está dada por:

$$f = -\frac{P}{A} \pm \frac{Pey}{I} \pm \frac{My}{I} \quad \text{Ec. No 5}$$

*Segundo concepto - presforzar para aumentar la resistencia última del elemento.*³ Este concepto es considerar al concreto presforzado como una combinación de acero y concreto, similar al concreto reforzado, con acero tomando tensión y concreto tomando compresión de tal manera que los dos materiales formen un par resistente contra el momento externo (Figura 30).

³ <http://www.construaprende.com/tesis01/>



En el concreto presforzado se usa acero de alta resistencia que tendrá que fluir (siempre y cuando la viga sea dúctil) antes de que su resistencia sea completamente alcanzada. Si el acero de alta resistencia es simplemente embebido en el concreto, como en el refuerzo ordinario de concreto, el concreto alrededor tendrá que agrietarse antes de que la resistencia total del acero se desarrolle.

De aquí que es necesario pre-estirar o presforzar al acero, presforzando y anclando al acero contra el concreto, para producir esfuerzos deseables. Estos esfuerzos permiten la utilización segura y económica de los dos materiales para claros grandes lo cual no puede lograrse en el concreto simplemente reforzado.

3.1- Ventajas y desventajas del concreto presforzado

3.1.1- Ventajas

- Se tiene una mejoría del comportamiento bajo la carga de servicio por el control del agrietamiento y la deflexión
- Permite la utilización de materiales de alta resistencia
- Elementos más eficientes y esbeltos, menos material
- Mayor control de calidad en elementos pretensados (producción en serie). Siempre se tendrá un control de calidad mayor en una planta ya que se trabaja con más orden y los trabajadores están más controlados
- Mayor rapidez en elementos pretensados. El fabricar muchos elementos con las mismas dimensiones permite tener mayor rapidez

3.1.2- Desventajas

- Se requiere transporte y montaje para elementos pretensados. Esto puede ser desfavorable según la distancia a la que se encuentre la obra de la planta
- Mayor inversión inicial
- Diseño más complejo y especializado (juntas, conexiones, etc.)
- Planeación cuidadosa del proceso constructivo, sobre todo en etapas de montaje.
- Detalles en conexiones, uniones y apoyos

3.2- Pretensado

El término pretensado se usa para describir cualquier método de presforzado en el cual los tendones se tensan antes de colocar el concreto. Los tendones, que generalmente son de cable torcido con varios torones de varios alambres cada uno, se re-estiran o tensan entre apoyos que forman parte permanente de las instalaciones de la planta, como se ilustra en la figura 31 Se mide el alargamiento de los tendones, así como la fuerza de tensión aplicada por los gatos.

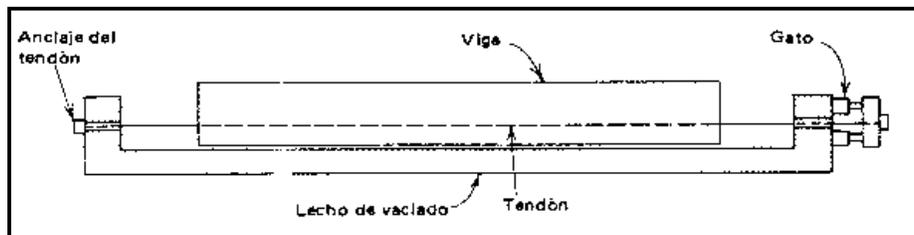


Figura No 31: Fabricación de un elemento pretensado

Con la cimbra en su lugar, se vacía el concreto en torno al tendón esforzado. A menudo se usa concreto de alta resistencia a corto tiempo, a la vez es curado con vapor de agua, para acelerar el endurecimiento del concreto. Después de haberse logrado suficiente resistencia, se alivia la presión en los gatos, los torones tienden a acortarse, pero no lo hacen por estar ligados por adherencia al concreto.

De esta manera, la forma de presfuerzo es transferida al concreto por adherencia, en su mayor parte cerca de los extremos de la viga, y no se necesita de ningún anclaje especial.

3.2.1- Características:

1. Pieza prefabricada
2. El presfuerzo se aplica antes que las cargas
3. El anclaje se da por adherencia
4. La acción del presfuerzo es interna
5. El acero tiene trayectorias rectas
6. Las piezas son generalmente simplemente apoyadas (elemento estático)

3.3- Estados de carga

Una de las peculiares consideraciones en el concreto presforzado es la diversidad de los estados de carga a los cuales el miembro o estructura es sujeto. El concreto presforzado tiene que diseñarse por los siguientes estados de carga: El estado inicial durante el presforzado y el estado final bajo las cargas externas. Para elementos prefabricados, un tercer estado por transporte debe revisarse. Durante cada uno de estos estados, hay diferentes etapas en las cuales la estructura puede estar bajo diferentes condiciones.

3.3.1- Estado inicial. El elemento está bajo presfuerzo pero no está sujeto a ninguna carga externa superpuesta. Este estado puede dividirse en los siguientes periodos:

Durante el tensado. Esta es una prueba crítica para la resistencia de los tendones. Generalmente, el máximo esfuerzo al cual los tendones estarán sujetos a través de su vida ocurre en éste periodo. Para el concreto, las operaciones de presforzado imponen varias pruebas en la producción de la resistencia en los anclajes.

Debido a que si el concreto no tiene la resistencia especificada en el momento en el que el presfuerzo es máximo, es posible la trituración del concreto en los anclajes si su resistencia no es adecuada.

En la transferencia del presfuerzo: Para elementos pretensados, la transferencia del presfuerzo se hace en una operación y en un periodo muy corto. En este caso no hay carga externa en el elemento.

3.3.2- Estado intermedio. Este es el estado durante la transportación y montaje. Ocurre sólo para elementos prefabricados cuando son transportados al sitio y montados en su lugar. Es muy importante asegurar que los miembros sean manejados y soportados apropiadamente en todo momento. Por ejemplo, una viga simple diseñada para ser soportada en sus esquinas se romperá fácilmente si se levanta por el centro. No sólo debe ponerse atención durante el montaje del elemento, sino también cuando se le agreguen las cargas muertas superpuestas.

3.3.3- Estado final. Como para otros tipos de estructuras, el diseñador debe considerar varias combinaciones de cargas vivas en diferentes partes de la estructura con cargas laterales tales como fuerzas de viento y sismo, y cargas por esfuerzos tal como aquellas producidas por asentamientos de apoyos y efectos de temperatura. Para estructuras presforzadas de concreto, especialmente los tipos no convencionales, es usualmente necesario investigar sus cargas últimas y de agrietamiento, su comportamiento bajo sus cargas reales de sostenimiento en adición a la carga de trabajo. Esto es como sigue:

Cargas permanentes. La curvatura o deflexión de un elemento presforzado bajo cargas permanentes generalmente es un factor controlante en el diseño, debido a que el efecto de la flexión aumentará su valor. De aquí que es deseable limitar la curvatura o deflexión bajo estas cargas.

Carga de trabajo. Para diseñar para la carga de trabajo hay una revisión en los esfuerzos y deformaciones excesivas. No es necesariamente una garantía de resistencia suficiente para las sobrecargas.

Carga de agrietamiento. El agrietamiento en un elemento de concreto presforzado significa un cambio repentino en los esfuerzos de cortante y unión. A veces es una medida de la resistencia a la fatiga.

Carga última. Las estructuras diseñadas bajo la base de esfuerzos de trabajo pueden no siempre tener un margen suficiente para sobrecargas. Esto es verdad, por ejemplo, para elementos de concreto presforzado bajo cargas directas de tensión. Debido a que es deseable que una estructura posea una capacidad mínima de sobrecarga, es necesario determinar su resistencia última. Generalmente, la resistencia última de una estructura está definida como la carga máxima que soporta antes del colapso.

3.4- Materiales

3.4.1- Concreto de alta resistencia

El concreto que se usa en la construcción presforzada se caracteriza por una mayor resistencia que aquel que se emplea en concreto reforzado ordinario. Se le somete a fuerzas más altas y por lo tanto un aumento en su calidad generalmente conduce a resultados más económicos. El uso de concreto de alta resistencia permite la reducción de las dimensiones de la sección de los miembros a un mínimo, lográndose ahorros significativos en carga muerta siendo posible que grandes claros resulten técnica y económicamente posibles.

Las objetables deflexiones y el agrietamiento, que de otra manera estarían asociados con el empleo de miembros esbeltos sujetos a elevados esfuerzos, pueden controlarse con facilidad mediante el presfuerzo. La práctica actual pide una resistencia de 350 a 500 kg/cm² para el concreto presforzado, mientras el valor correspondiente para el concreto reforzado es de 200 a 250 kg/cm² aproximadamente.

El concreto de alta resistencia tiene un módulo de elasticidad más alto que el concreto de baja resistencia, de tal manera que se reduce cualquier pérdida de la fuerza pretensora debido al acortamiento elástico del concreto. Las pérdidas por flujo plástico que son aproximadamente proporcionales a las pérdidas elásticas, son también menores.⁴

Alta resistencia en el concreto presforzado es necesaria por varias razones:

Primero, para minimizar su costo, los anclajes comerciales para el acero de presfuerzo son siempre diseñados con base de concreto de alta resistencia. De aquí que el concreto de menor resistencia requiere anclajes especiales o puede fallar mediante la aplicación del presfuerzo. Tales fallas pueden tomar lugar en los apoyos, en la adherencia entre el acero y el concreto o en la tensión cerca de los anclajes.

Segundo, el concreto de alta resistencia a la compresión ofrece una mayor resistencia a tensión y cortante, así como a la adherencia y al empuje, y es deseable para las estructuras de concreto presforzado ordinario.

Por último, otro factor es que el concreto de alta resistencia está menos expuesto a las grietas por contracción que aparecen frecuentemente en el concreto de baja resistencia antes de la aplicación del presfuerzo.

Para obtener una resistencia de 350 kg/cm^2 , es necesario usar una relación agua-cemento no mucho mayor de 0.45 en peso. Con el objeto de facilitar el colado, se necesitaría un revenimiento de 5 a 10 cm a menos que se fuera a aplicar el vibrador más tiempo de lo ordinario.

⁴ Nilson, Arthur H. Diseño de estructuras de concreto. México, Limusa Noriega, 1988.

3.4.2- Acero de refuerzo

El uso del acero de refuerzo ordinario es común en elementos de concreto presforzado. Este acero es muy útil para:

- Aumentar ductilidad
- Aumentar resistencia
- Resistir esfuerzos de tensión y compresión
- Resistir cortante
- Resistir torsión
- Restringir agrietamiento
- Reducir deformaciones a largo plazo
- Confinar el concreto

Tanto para miembros postensados como pretensados es usual proveerlos de varillas de acero longitudinal para controlar las grietas de contracción y temperatura. Finalmente, a menudo es conveniente incrementar la resistencia a la flexión de vigas presforzadas empleando varillas de refuerzo longitudinales suplementarias.⁵

Las varillas se pueden conseguir en diámetros nominales que van desde 3/8 pulg. hasta 1^{3/8} pulg., con incrementos de 1/8 de pulg. y también en dos tamaños más grandes de más o menos 1^{3/4} y 2^{1/4} pulg. de diámetro.

▪ Grados de acero

Acero de refuerzo de grados de 40 y 60 ksi (2,800 y 4,200 kg/cm²) son usados comúnmente en la construcción de concreto presforzado. Aún cuando el refuerzo de grado 60 tiene mayor rendimiento y resistencia última que el de grado 40, el módulo de elasticidad del acero es el mismo y al aumentar los esfuerzos de trabajo también aumenta el número total de grietas en el concreto.

⁵ Nilson, Arthur H. Diseño de estructuras de concreto. México, Limusa Noriega, 1988.

3.4.3- Acero de presfuerzo

Existen tres formas comunes en las cuales se emplea el acero como tendones en concreto presforzado: Alambres redondos estirados en frío, torón y varillas de acero de aleación. Los alambres y los cables trenzados tienen una resistencia a la tensión de más o menos $17,600 \text{ kg/cm}^2$, en tanto que la resistencia de las varillas de aleación está entre los $10,200$ y $11,250 \text{ kg/cm}^2$ dependiendo del grado.

Para el diseño estructural de esta tesis se propone el uso de torones presforzado de 7 alambres sin revestimiento, para los elementos longitudinales y transversales (viguetas y pilotes). Por lo tanto se detallan sus principales características a continuación.

- **Torones**

El torón se usa casi siempre en miembros pretensados, y a menudo se usa también en construcción postensada. El torón es fabricado con siete alambres, 6 firmemente torcidos alrededor de un séptimo de diámetro ligeramente mayor. El paso de la espiral de torcido es de 12 a 16 veces el diámetro nominal del cable, teniendo una resistencia a la ruptura garantizada de $17,590 \text{ kg/cm}^2$ conocido como grado 250K.

Tabla No 9: Propiedades del torón de 7 alambres sin revestimiento							
Diámetro Nominal		Resistencia a la ruptura		Área Nominal del Torón		Carga mínima para una elongación de 1%	
pulg.	mm	lb.	kN	pulg ²	mm ²	lb.	kN
GRADO 250							
0.250	6.35	9,000	40.0	0.036	23.22	7,650	34.0
0.313	7.94	14,500	64.5	0.058	37.42	12,300	54.7
0.375	9.53	20,000	89.0	0.080	51.61	17,000	75.6
0.438	11.11	27,000	120.1	0.108	69.68	23,000	102.3
0.500	12.70	36,000	160.1	0.144	92.90	30,600	136.2
0.600	15.24	54,000	240.2	0.216	139.35	45,900	204.2

Continuación tabla No 9: Propiedades del torón de 7 alambres sin revestimiento							
Diámetro Nominal		Resistencia a la ruptura		Área Nominal del Torón		Carga mínima para una elongación de 1%	
pulg.	mm	lb.	kN	pulg ²	mm ²	lb.	kN
GRADO 270							
0.375	9.53	23,000	102.3	0.085	54.84	19,550	87.0
0.438	11.11	31,000	137.9	0.115	74.19	26,550	117.2
0.500	12.7	41,300	183.7	0.153	98.71	35,100	156.1
0.600	15.24	58,600	260.7	0.217	140.00	49,800	221.5

▪ **Características de esfuerzo-deformación del acero**

○ **Deformaciones elásticas**

La mayoría de las propiedades de los aceros que son de interés para los ingenieros se pueden obtener directamente de sus curvas de esfuerzo deformación. Tales características importantes como el límite elástico proporcional, el punto de fluencia, la resistencia, la ductilidad y las propiedades de endurecimiento por deformación son evidentes de inmediato.

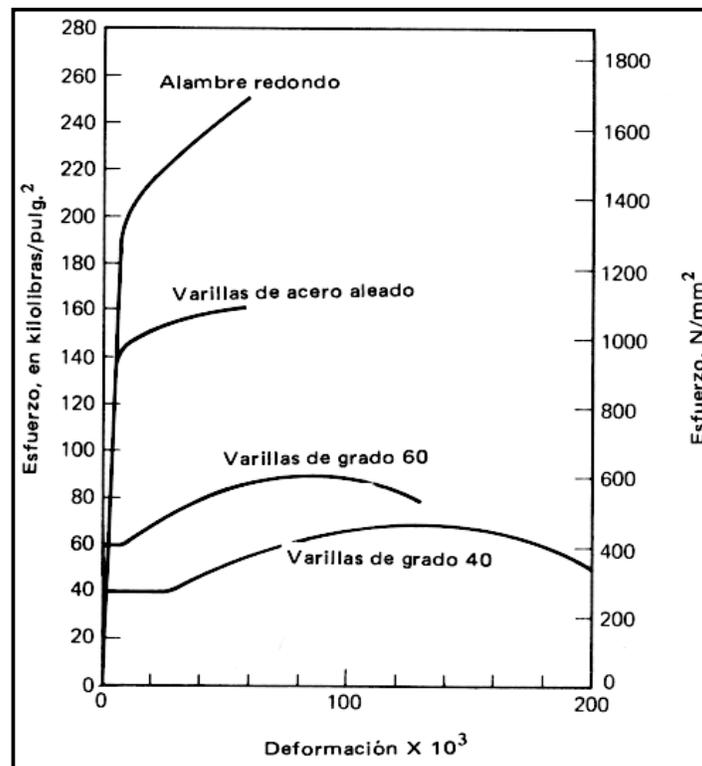


Figura No 32: Curvas comparativas de esfuerzo-deformación para acero de refuerzo y acero de presfuerzo.

En la figura No 32 comparamos las curvas de esfuerzo deformación a tensión de varillas ordinarias con las de aceros típicos para el presfuerzo. En el acero de refuerzo ordinario, tipificados mediante los grados 40 y 60, existe una respuesta inicial elástica hasta un punto de fluencia bien definido, más allá del cual ocurre un incremento substancial en la deformación sin que venga aparejado un incremento en el esfuerzo.

Si se sigue incrementando la carga, esta mesa de fluencia es seguida por una región de endurecimiento por deformación, durante el cual se obtiene una relación pronunciadamente no lineal entre el esfuerzo y la deformación.

El contraste con los aceros de presfuerzo es notable. Estos no presentan un esfuerzo de fluencia bien definido. El límite proporcional para cables redondos (y para cables hechos con tales alambres) está alrededor de $14,000 \text{ kg/cm}^2$, o sea 5 veces el punto de fluencia de las varillas del grado 40. Con carga adicional, los alambres muestran una fluencia gradual, aunque la curva continúa elevándose hasta la fractura del acero.

Para tales casos se define un punto de fluencia equivalente, como el esfuerzo para el cual la deformación total para varillas de los grados 40, 50 y 60 tiene un valor de 0.5% y de 0.6% para varillas de grado 75.

Para alambres redondos lisos el módulo de elasticidad es más o menos el mismo que para el refuerzo ordinario, esto es, alrededor de $2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$. Para torón y para varillas de aleación el módulo de elasticidad es más o menos de $1.9 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

- **Deformación por relajación**

Cuando al acero de presfuerzo se esfuerza hasta los niveles que son usuales durante el tensado inicial y al actuar las cargas de servicio, se presenta una propiedad llamada relajamiento y se define como la pérdida de esfuerzo en un material esforzado mantenido con longitud constante.

El relajamiento es un fenómeno de duración indefinida, aunque a una velocidad decreciente y debe tomarse en cuenta en el diseño ya que produce una pérdida significativa de la fuerza pretensora.

- **Corrosión y deterioro de trenzas**

La protección por corrosión del acero de presfuerzo es más crítica para el acero de refuerzo. Tal precaución es necesaria debido a que la resistencia del elemento de concreto presforzado está en función de la fuerza de tensado, que a la vez está en función del área del tendón de presfuerzo. La reducción del área del acero de presfuerzo debido a la corrosión puede reducir drásticamente el momento nominal resistente de la sección presforzada, lo cual puede conducir a la falla prematura del sistema estructural.

Otra forma de deterioro de alambres o trenzas es la corrosión por esfuerzo, que se caracteriza por la formación de grietas microscópicas en el acero el cual se vuelve frágil y falla. Este tipo de reducción en la resistencia puede ocurrir sólo bajo esfuerzos muy altos y, aunque es poco común, es difícil de prevenir.

- **Pérdida parcial de la fuerza de presfuerzo**

A partir de la fuerza de tensado original en un elemento de concreto presforzado se presentarán pérdidas, que deben considerarse para calcular la fuerza de presfuerzo de diseño efectiva, que deberá existir cuando se aplique la carga.

Las pérdidas en la fuerza de presfuerzo se pueden agrupar en dos categorías: aquellas que ocurren inmediatamente durante la construcción del elemento, llamadas pérdidas instantáneas y aquellas que ocurren a través de un extenso periodo de tiempo, llamadas pérdidas diferidas o dependientes del tiempo.

A medida que transcurre el tiempo, la fuerza se reduce gradualmente, primero rápidamente y luego lentamente, debido a los cambios de longitud provenientes de la contracción y el flujo plástico del concreto y debido a la relajación diferida del acero altamente esforzado.

3.5- Método de análisis estructural: Distribución de momentos de Gaspar Kani.

Este método fue desarrollado por Gaspar Kani quien nació en octubre de 1910 en Frantztal, Serbia, que fue publicado en el idioma español por primera vez en 1968 y en inglés en 1957. Este método resuelve el sistema de ecuaciones de rotación para una estructura o sistema estructural del tipo fundamentalmente llamado pórtico plano, por medio de aproximaciones sucesivas que se corrigen también sucesivamente. Por tanto es importante recordar las hipótesis bajo las cuales se deducen las ecuaciones de rotación como son:

a) El material es homogéneo, isótropo y se comporta como lineal elástico, es decir, todo el material es de la misma naturaleza, tiene idénticas propiedades físicas en todas las direcciones y las deformaciones, ε , que sufre son directamente proporcionales a los esfuerzos, σ , que resiste y el factor de proporcionalidad se llama modulo de elasticidad, E es decir, $\sigma = E \varepsilon$ (Ley de Hooke)

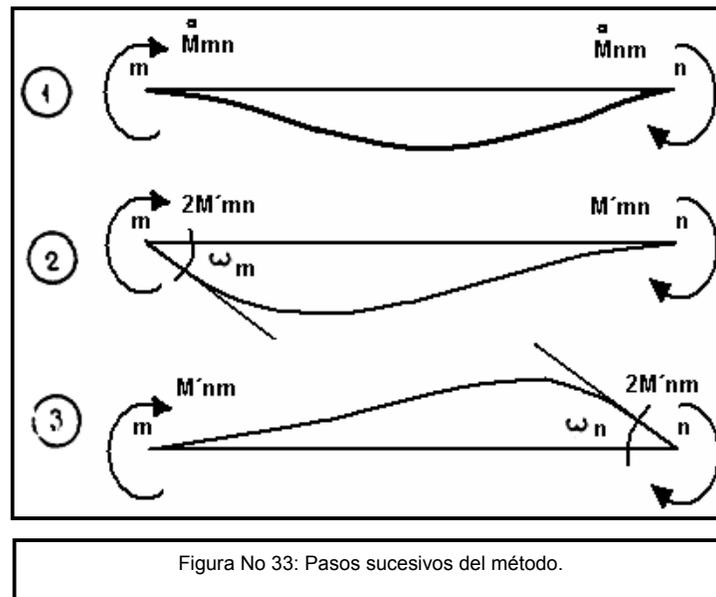
b) El principio de las deformaciones pequeñas que señala que una vez cargada la estructura las deformaciones o desplazamientos lineales y angulares de las juntas o nodos y de cada uno de los puntos de sus miembros son bastantes pequeños, de tal manera que la forma de ella no cambia ni se altera apreciablemente.

c) El principio de superposición de efectos que supone los desplazamientos y fuerzas internas totales o finales de la estructura sometida a un conjunto o sistema de cargas, se pueden encontrar por la suma de los efectos de cada una de las cargas consideradas aisladamente.

d) Solo se pueden tomar en cuenta los efectos de primer orden como son: Las deformaciones internas por flexión siempre, mientras que las por fuerza axial y torsión así como la existencia de segmentos rígidos se pueden tomar en cuenta o no.

3.5.1- Procedimiento de cálculo

Consideremos la pieza mn de la estructura. Por efecto de las sobrecargas que actúan sobre ella, aparece en sus extremos unos giros m_m y m_n . Para llegar a este estado final, podemos imaginar los tres pasos sucesivos siguientes que se ven en la figura No 33.



- Se supone en los nudos unos momentos de sujeción que impiden los giros de los extremos de la barra y se considera entonces como viga empotrada rígidamente en sus extremos.
- Se anula el momento de sujeción en el extremo m . Aparece en este giro ω_m , mientras que el extremo opuesto “ n ” permanece empotrado.
- Se anula el momento de sujeción en el extremo n . Aparece en el un giro ω_n , en tanto que el extremo “ m ” permanece empotrado.

Así pues, el momento total M_{mn} que se desea hallar en el extremo m estará formado por las tres partes siguientes:

$\overset{a}{M}_{mn}$: Momento de empotramiento perfecto debido a la sobrecarga.

$2M'_{mn}$: Debido al giro del extremo “ m ”.

M'_{nm} : Debido al giro del extremo opuesto “ n ”.

Por tanto, se puede escribir: ⁶

$$M_{mn} = \overset{\circ}{M}_{mn} + 2M'_{mn} + M'_{nm} \quad \text{Ec. No 8}$$

El Dr G. Kani llama momento de sujeción M_m el nudo m a la suma de todos los momentos de empotramiento de los extremos de las barras que concurren en el nudo m . Es decir:

$$\overset{\circ}{M}_m = \sum_{(m)} \overset{\circ}{M}_{mn}$$

Donde $\sum_{(m)}$ indica la suma extendida a los extremos de todas las barras que concurren en el nudo m .

En todo lo que sigue M'_{nm} representa el momento debido al giro, cuyo valor es:

$$M'_{mn} = 2 E \frac{I_{mn}}{L_{mn}} \cdot \omega_m = 2 E R_{mn} \cdot \omega_m \quad \text{Ec. No 9}$$

Siendo $R = I/L$ un coeficiente característico de la barra, que se obtiene dividiendo su momento de inercia I , por la longitud L . según se ve en la ecuación No 10 los momentos M' solo dependen del giro ω y del número R correspondiente a la barra.

Cuando en un nudo se produce un giro ω cada barra empotrada en él gira el mismo ángulo ω . Si solo gira el nudo m de la estructura y se supone conocida

la suma $\sum_{(m)} M'_{mn}$ de los momentos debidos al giro del nudo m , se puede hallar cada uno de éstos repartiendo dicha suma proporcionalmente a los números R de las barras que concurren en el nudo, es decir:

$$M'_{mn} = \frac{R_{mn}}{\sum_{(m)} R_{mn}} \cdot \sum_{(m)} M'_{mn} \quad \text{Ec. No 10}$$

Para que el nudo m esté en equilibrio, se ha de verificar que:

$$\sum_{(m)} M_{mn} = 0$$

⁶ Un nuevo método para calcular estructuras reticuladas, Florencio Del Pozo, Arturo Cernuda, Revista de obras publicas, Mayo 1956.

Y sustituyendo $\overset{a}{M}mn$ por su valor dado en ecuación No 8 se tiene:

$$\sum_{(m)} \overset{a}{M}mn + \sum_{(m)} M'_{mn} + \sum_{(m)} M'_{nm} = 0$$

Y como $\sum_{(m)} \overset{a}{M}mn = \overset{a}{M}m$ momento de sujeción:

$$\overset{a}{M}m + 2 \sum_{(m)} M'_{mn} + \sum_{(m)} M'_{nm} = 0$$

De donde:

$$\sum_{(m)} M'_{mn} = -\frac{1}{2} \left[\overset{a}{M}m + \sum_{(m)} M'_{nm} \right] \quad \text{Ec. No 11}$$

Por tanto conocidos los momentos M'_{nm} debidos a los giros de los extremos no adyacentes de las barras que concurren en el nudo m , se pueden hallar los M'_{mn} debidos al giro del nudo m , ya que $\overset{a}{M}m$ es conocido.

Si se tuviera el valor exacto de los momentos M'_{nm} , se hallaría el valor exacto de los M'_{mn} , pero si aquellos valores son solamente aproximados, se hallarán valores aproximados de éstos.

Aplicando la ecuación No 11 sucesivamente en cada nudo, se obtienen valores para los momentos M'_{mn} y por iteración se llega a obtener el grado de aproximación que se desee. Se puede facilitar el cálculo introduciendo los factores de giro μ , que son:

$$\mu_{mn} = -\frac{1}{2} \cdot \frac{R_{mn}}{\sum_{(m)} R_{mn}}$$

Es decir, en la figura No 34 se tendrá:

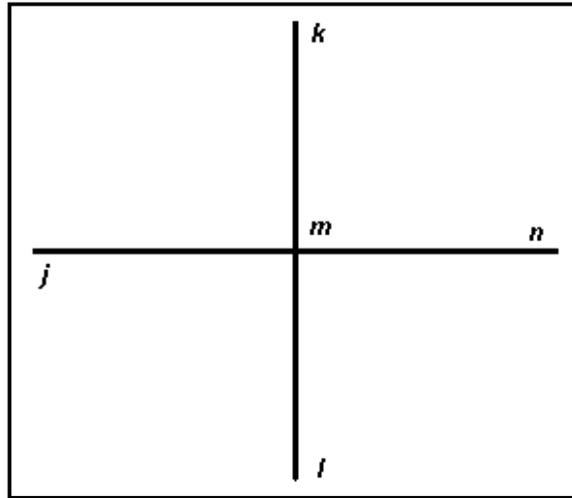


Figura No 34: Diagrama de cuerpo libre del nudo m

$$\mu_{mn} = -\frac{1}{2} \cdot \frac{R_{mn}}{R_{mn} + R_{mj} + R_{mk} + R_{ml}}$$

De acuerdo con lo anterior, el momento debido al giro del nudo m en la barra mn , aplicando la ecuación No 10, será:

$$M'_{mn} = \frac{R_{mn}}{\sum_{(m)} R_{mn}} \cdot \sum_{(m)} M'_{mn}$$

Y sustituyendo el valor de $\sum_{(m)} M'_{mn}$ de la ecuación No 11, se tiene:

$$M'_{mn} = \frac{R_{mn}}{\sum_{(m)} R_{mn}} - \frac{1}{2} \cdot \left[M^a_{mm} + \sum_{(m)} M'_{nm} \right]$$

O lo que es igual:

$$M'_{mn} = \mu_{mn} \cdot \left[M^a_{mm} + \sum_{(m)} M'_{nm} \right]$$

Ec. No 12

3.6- Método de diseño: resistencia última

En los 54 años que han transcurrido desde que en el Reglamento 318-56 del American Concrete Institute (ACI) se introdujo el llamado método de diseño por resistencia última, éste se ha convertido en el método principal para el diseño de estructuras de concreto a nivel internacional. El concepto de diseño último o de estado límite también ha sido incorporado en reglamentos de construcción de diversos países. Sin embargo, no hay un consenso general entre los códigos acerca de los factores empleados para relacionar las cargas de servicio con las cargas últimas.

Una de las ventajas del método de diseño por resistencia es que el ingeniero cuenta con una estimación definitiva del factor de seguridad aplicado al diseño que define su reserva estructural. El factor de seguridad total tiene dos componentes: uno está basado en la carga y el otro en los materiales y fabricación. El ingeniero debe considerar el caso de una estructura más débil que la esperada, sometida a cargas más altas que las estimadas.

3.6.1- Factores de aumento de carga

Para el componente del factor de seguridad basado en carga, la carga real de trabajo se incrementa por medio de factores recomendados en los reglamentos a fin de simular la carga "última". No todas las cargas se incrementan por un solo factor. En vez de ello, diferentes factores se aplican a distintos tipos de cargas, siendo las principales la carga muerta (CM) y la carga viva (CV). En el reglamento ACI 318-05 la carga última se define como 1.4 veces la carga muerta más 1.7 veces la carga viva.⁷

Debe observarse que cuando en el reglamento ACI 318-56 se introdujo el concepto de diseño por resistencia última, los factores por carga muerta y por carga viva eran de 1.5 y 1.8, respectivamente. Los factores de 1.4 y 1.7 se adoptaron en la versión ACI 318-71 y han permanecido invariables en el reglamento actual.

⁷ John A. Zachar y Tarun R. Naik, Métodos de diseño por resistencia última para concreto reforzado aplicados en todo el mundo, 1996.

Factor de carga es el número por el cual hay que multiplicar el valor de la carga real o de servicio para determinar la carga última que puede resistir un miembro en la ruptura.

Generalmente la carga muerta en una estructura, puede determinarse con bastante exactitud pero no así la carga viva cuyos valores el proyectista solo los puede suponer ya que es imprevisible la variación de la misma durante la vida de las estructuras; es por ello, que el coeficiente de seguridad o factor de carga para la carga viva es mayor que el de la carga muerta. Los factores que en el reglamento del ACI se denominan U, son los siguientes:⁸

A) Para combinaciones de carga muerta y carga viva:

$$U = 1.4CM + 1.7CV \qquad \text{Ec. No 13}$$

Donde: CM = Valor de la carga muerta y

CV = Valor de la carga viva

B) Para combinaciones de carga muerta, carga viva y carga accidental:

$$U = 0.75 (1.4CM + 1.7CV + 1.7W) \text{ o} \qquad \text{Ec. No 14}$$

$$U = 0.75 (1.4CM + 1.7CV + 1.87E) \qquad \text{Ec. No 15}$$

Donde: W = Valor de la carga de viento y

E = Valor de la carga de sismo

3.6.2- Factores de reducción de resistencia

El segundo componente del factor de seguridad permite la reducción de la resistencia calculada de la sección mediante la aplicación de un factor de subcapacidad o de reducción de resistencia.

⁸ American Concrete Institute, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05) y Comentario (ACI 318SR-05) Versión en español y en sistema métrico. Farmington Hills, Michigan, USA. 2005.

Este factor toma en cuenta las variaciones en el material y en la fabricación, las aproximaciones en el diseño y la ductilidad e importancia relativa del elemento estructural.⁹

Al factor de reducción de resistencia se le conoce comúnmente como un "factor resistente" ya que representa una reducción de la capacidad del miembro para soportar la carga. Al factor de reducción de resistencia se le identifica con el símbolo Φ en la sección 9.3.2 del reglamento ACI 318-89. Para flexión, Φ es igual a 0.9; para cortante o torsión tiene un valor de 0.85, y para carga axial varía entre 0.7 y 0.75.

El factor de reducción de resistencia toma en cuenta las incertidumbres en los cálculos de diseño y la importancia relativa de diversos tipos de elementos; proporciona disposiciones para la posibilidad de que las pequeñas variaciones adversas en la resistencia de los materiales, la mano de obra y las dimensiones las cuales, aunque pueden estar individualmente dentro de las tolerancias y los límites pueden al continuarse, tener como resultado una reducción de la resistencia.

Es un procedimiento común en los reglamentos de construcción de muchos países relacionar la capacidad de carga de servicio con alguna reducción de la capacidad última de la sección, aunque los reglamentos de los distintos países no se ponen de acuerdo en los valores de los factores de reducción de la resistencia ni en los valores de sobrecarga.

⁹ John A. Zachar y Tarun R. Naik, Métodos de diseño por resistencia última para concreto reforzado aplicados en todo el mundo, 1996.

3.7- Descripción de la obra a desarrollar

La obra consiste básicamente en la construcción de la estructura de un muelle que servirá de atracadero para uso peatonal y carga ligera.

3.7.1- Construcción de muelle tipo abierto con pilotes:

- a. Características fundamentales de las estructuras del muelle.

El muelle tendrá una longitud de 100m y un ancho de 4.10m, el cual servirá de losa de acceso de transición de un medio a otro, dispuesto para uso peatonal y cargas ligeras (saco de 100 lb, canasto y pequeñas cajas), el mismo tendrá una altura de atraque de +41msnm, con el objetivo de que este preste servicios portuarios en todas las épocas del año.

Consiste en una estructura que sirva de atracadero, diseñada con elementos prefabricados de concreto presforzado, los elementos estructurales serán viguetas, cabezales y pilotes que servirán de marco rígido, donde se colocará la losa de concreto reforzado de 0.15m de espesor que servirá como carpeta de rodamiento para el desplazamiento de vehículos de dos ejes de aproximadamente 15 Kips (designado como H15-44 según la AASHTO).

La cimentación se realizará a través del hincado de pilotes como base, con una separación entre pilotes de 9m, en un total de 10 tramos; y un tramo inicial de 10m, sumándose a este un pedraplén de 15m de longitud de forma trapezoidal conformado de piedra bolón del banco de Cosmapa u otro similar, esto dará conexión entre el muelle y tierra de forma segura. *Ver anexo No 13: Plano general del muelle.*

- b. Condiciones de Diseño.

Para elaborar el diseño del muelle de forma eficiente, se considerarán las siguientes cargas de diseño: carga muerta (se tomará el peso de la estructura), carga viva que comprenden la carga de los pasajeros que se desplazarán por el mismo, también el ya mencionado vehículo y el peso de la mercadería transportada. A demás las cargas temporales o accidentales: carga de viento, sismo y la energía de la ola.

Tabla No 10: Cargas de diseño	
<p>Verticales:</p> <ul style="list-style-type: none">➤ Peso propio de la estructura➤ Carga de uso 0.40 t/m² para el amarradero. (pasajeros y cargas).➤ Carga rodante vehículo de dos ejes de 15 t.	<p>Horizontales:</p> <ul style="list-style-type: none">➤ Carga debido al atraque de embarcación de diseño (impacto).➤ Compresión de embarcación debida al viento.➤ Carga originada por el amarre de embarcación de diseño (tracción en los cabos).➤ Carga debida al oleaje.➤ Carga debido a sismo.

c. Parámetros fundamentales del barco – tipo:

Se considerara como embarcación de diseño la motonave Mark Twain mejor conocida como “La novia del Xolotlán” actualmente remodelada por la Empresa Portuaria Nacional. Es un barco de pasajeros de servicio turísticos.

DATOS DE LA EMBARCACIÓN

Año de construcción: 1986

Constructor: Shore boat Builders Ltd.

Capacidad de pasajeros: 150

Tonelaje bruto: 25 ton.

Eslora: 20 m. (Este dato representa la eslora total utiliza para fines de diseño de ingeniería civil).

Manga: 6.10 m.

Puntal: 0.80 m.

Calado: 1.20 m.

Cuarto de máquinas: Cuenta con 2 motores principales.

d. Drenaje de muelle y bitas de amarre.

Los drenajes del muelle serán tubos de acero galvanizado de 3" de diámetro con una longitud de 0.40 m, los cuales serán unidos con el acero de la losa antes del llenado. Estarán colocados cada 3m a todo lo largo de los 100m de muelle.

Las bitas de amarre del muelle serán tubos de acero galvanizado de 4" de diámetro con una longitud de 0.52 m, anexándose una varilla horizontal dispuesta para el amarre de los cabos de las embarcaciones, formando una "T", colocadas en ambos lados del muelle, disponiendo 4 bitas en cada uno de los tres tramos finales del muelle. Ver *anexo No 13: Plano de detalle de superestructura de 10m x 4.10m.*

e. Sistema de defensa del muelle.

Las defensas del muelle consisten en un sistema de dolphins (delfines) estos se usan habitualmente en combinación con muelles abiertos. Se usará el tipo dolphin de atraque, el cual tendrá la función de absorber el impacto del barco cuando este realice sus maniobras de atraque y para sujetar el barco en contra de un viento de lado. Es por esto que estará provisto de defensas de caucho para absorber el impacto del barco y evitar daños al barco, muelle y al propio dolphin.

El dolphin consistirá en un grupo de 3 pilotes de madera de sección circular de 0.25 m de diámetro. Unidos entre si por medio de placas de acero galvanizado, fijadas con pernos, con el objetivo de brindar mayor fijación al sistema de defensa. Estos estarán cimentados al mismo nivel de desplante de los pilotes del muelle (40 golpes/pie). Para absorber el impacto de la embarcación se colocará un cilindro de caucho, fijado por medio de pernos a la placa paralela al costado (babor o estribor) de la embarcación.

Se colocarán cuatro dolphins en los últimos cinco tramos dejando dos a cada lado, estos estarán distanciados a cada 5m y 4m consecutivamente. Estas defensas se diseñan tomando en cuenta el efecto del impacto¹⁰ de la embarcación realizando la maniobra de atraque con un ángulo de 10° y una velocidad de atraque de entre 0.25 -0.5 pie/seg. Dando como resultado una separación entre el muelle y las defensas de 0.50m. Para más detalles ver *anexo No 13: Conjunto de planos constructivos, Plano general del muelle.*

3.7.2- Dragado de canal de acceso y dársena de maniobras:

Se presenta las características del canal de acceso a dragar para el muelle en el poblado de Momotombo según las dimensiones de la embarcación de diseño y las características del terreno en consideración.

- Características de diseño de canal

Dimensiones mínimas de canal usado para operación de una motonave que funcionara como barco de pasajeros de servicio turístico.

- Diseño del ancho requerido

Las condiciones básicas son:

1. Tráfico en doble sentido
2. Se omite la acción de las olas de la dirección noreste por presentar líneas de influencia menores.
3. Acción del viento no se considera.
4. Movimiento lateral de proa considerable.
5. Profundidades

- Fórmula empírica para estimar ancho requerido:¹¹

$$w = 3.3 B + 2.2 b$$

$$w = 3.3(20) + 2.2(20) = 110.44 \approx 33.55m$$

¹⁰ Alonzo Def . Quinn, Ingeniería de puertos. 1985.

¹¹Departamento de navegación. Estudio marítimos de puerto Potosí. / Departamento de Navegación, Nicaragua: 1977.

Siendo B (Manga: 6.10 m.) y b las mangas de las embarcaciones consideradas en el diseño. Siendo $B=b$. por lo tanto se tiene un ancho de 35m, más 5m de sobredragado a ambos lados, quedando un ancho de canal de 45m.

- Diseño de profundidad requerida.

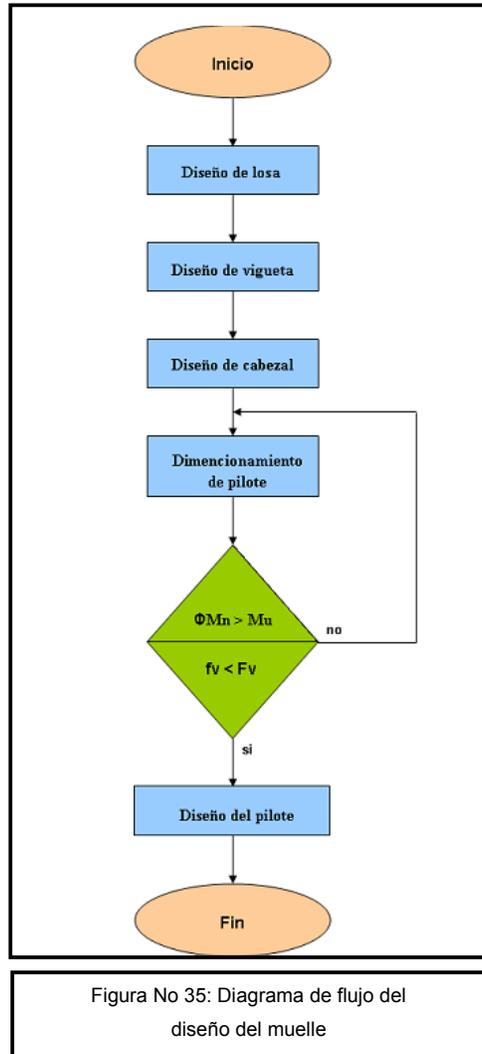
Se establecen los siguientes valores:

○ Calado estático de embarcación:	0.80m.	2.624`
○ Hundimiento (asumido)	0.20m.	0.656`
○ Tirante entre quilla fondo del canal:	0.20m.	0.656`
○ Altura de ola:	0.80m.	2.624`
	-----	-----
Profundidad total asumida	2.00m.	6.560`

Las dimensiones del canal de acceso serán de 120m de largo y 45m de ancho. La dársena de maniobra se proveerá de un área trapezoidal de $10,635\text{m}^2$. Se realizará el dragado desde el nivel 38.5msnm hasta el nivel 35msnm, garantizando una profundidad de 2m referidos al nivel promedio del lago en donde la embarcación realizará sus maniobras de atraque sin ninguna dificultad.

3.8- Diseño Estructural

A continuación se muestra un diagrama de flujo que muestra el proceso de diseño de la estructura del muelle.



Como se observa en el diagrama el proceso de diseño de la estructura del muelle, parte del diseño de losa que estará expuesta a las cargas vivas, se procede al diseño de las viguetas que tienen la función de contrarrestar las cargas verticales que se apliquen a la estructura, luego de tener el diseño de los elementos antes mencionados y las cargas en conjunto, se toman en consideración para concretar el diseño del cabezal. Con esto se logrará definir las cargas totales que soportará el pilote como elemento de apoyo de la estructura.

3.8.1- Diseño de losa.

MEMORIA DE CALCULO DE LOSA DE CONCRETO PARA SUPERESTRUCTURAS MUELLE MOMOTOMBO

I.- DATOS GENERALES

ACERO DE REFUERZO:

Según Normas ASTM, M31 GRADO 60.

CONCRETO:

Clase "D" ($f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$. a los 28 días de edad como mínimo).

Peso Especifico : $Wc = 2.40 \text{ ton/m}^3$.

DISEÑO:

Según Normas AASHTO, Carga Viva H15-44 en una vía de tráfico

CONSTRUCCION:

Según Normas NIC-2000, para Calles, Carreteras y Puentes
NIC-2000

METODO DE DISEÑO:

Resistencia última.



Pesos Especificos del concreto

$\gamma_c = 2.4 \text{ ton/m}^3$

Carpeta de Rodamiento

Resistencia a la compresión del concreto

$f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$

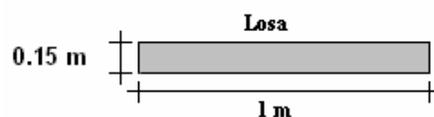
Resistencia de fluencia del acero

$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Acero Grado 60

II. REVISIÓN DE LOSA POR ANCHO UNITARIO

a. Carga muerta



$d = 0.15 \text{ m}$
 $\text{ancho} = 1 \text{ m}$

$$W \text{ Concreto} = 2.4 \text{ ton/m}^3 \times d \times \text{ancho}$$

$$W \text{ Concreto} = 0.36 \text{ ton/m}$$

Momento por carga muerta

$$M_{cm} = (W * \text{ancho}^2)/10$$

AISC

$$M_{cm} = 0.036 \text{ ton.m}$$

b. Cargas vivas

Carga viva vehicular H15-44

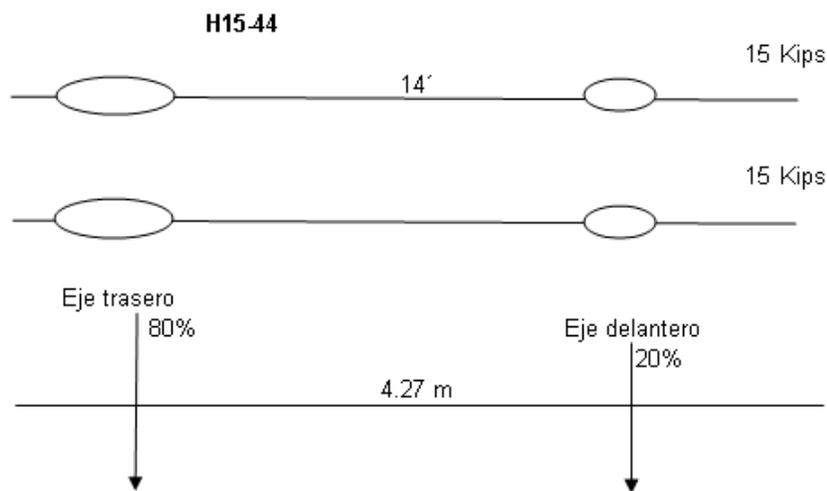
AASHTO

Ancho de rodadura E

$$E = 1.22 + 0.22 S \quad (\text{m})$$

$$S = \text{ancho} = 1 \text{ m}$$

$$E = 1.44 \text{ m}$$



Carga viva vehicular

$$CVV = 12 \text{ Kips} = 5.45 \text{ ton}$$

Carga viva peatonal

RNC-07 Nota: Se tomo el valor de 450kg/m²

$$W = 0.45 \text{ ton/m}^2$$

$$CVP = W \times \text{ancho} \times 9 \text{ m}$$

$$CVP = 4.05 \text{ ton}$$

Carga viva total

$$P = CVV + CVP$$

$$P = 9.50 \text{ ton}$$

Momento por carga viva

$$M_{cv} = (P \times L) / (2 \times E) \quad L = \text{ancho}$$

$$M_{cv} = 3.30 \quad \text{ton.m}$$

c. Factor de impacto por carga viva

AASHTO

$$I = 50 / L + 125 \leq 0.3 \text{ pies} \quad L = \text{ancho}$$

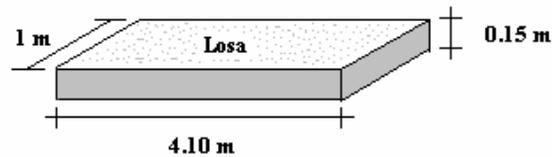
$$I = 0.39 \quad \longrightarrow \quad \text{Como el valor es mayor que 0.3 pies se toma el valor de } I = 0.3$$

d. Momento Total (MT)

$$MT = M_{cm} + M_{cv} \times 1.3$$

$$MT = 4.33 \quad \text{ton.m}$$

III. REVISIÓN DEL PERALTE



$$p = 1\%$$

$$q = p \times f_y / f'_c$$

$$q = 0.12$$

a. Capacidad resistente de la sección

Resistencia última (Ru)

$$R_u = p \times f_y \times (1 - 0.59 q)$$

$$R_u = 39.03 \quad \text{Kg/cm}^2$$

Capacidad de la sección

$$d = 15 \text{ cm} - 2.5 \text{ cm}$$

$$d = 13 \quad \text{cm}$$

b. Momento último (Mu)

$$M_u = R_u \times b \times d^2$$

$$b = \text{ancho}$$

$$b = 100 \quad \text{cm}$$

$$M_u = 6.60 \quad \text{t.m}$$

$$M_u > M_t \quad \text{ok} \quad \text{Cumple}$$

$$1 < F_s < 3$$

$$F_s = 1.5$$

IV ARMADO DE LOSA

a. Acero longitudinal

$$p = 1\%$$

$$A_s = p \times L \times d$$

$$A_s = 13 \quad \text{cm}^2$$

Varilla No 5

$$\text{Si } A_v = 2.00 \quad \text{cm}^2$$

Separación entre varillas
 $S = 15.38 \text{ cm}$

Se usarán varillas No 5 @ 16 cm

b. Armado por contracción y temperatura

$$p = 0.2\%$$

$$A_s \text{ total} = p \cdot L \cdot d$$

$$A_s \text{ total} = 2.6 \text{ cm}^2 \quad \text{Si} \quad \text{Varilla No 3} \quad A_v = 0.71 \text{ cm}^2$$

Separación entre varillas
 $S = 27.31 \text{ cm}$

Se usarán varillas No 3 @ 28. cm

Ver anexo No 13: Plano de detalle de superestructura de 10m x 4.10m

3.8.2- Diseño de vigueta

MEMORIA DE CALCULO DE VIGUETA DE CONCRETO PARA SUPERESTRUCTURAS MUELLE MOMOTOMBO

I.- DATOS GENERALES

ACERO DE REFUERZO:

Según Normas ASTM, M31 GRADO 60.

CONCRETO:

Clase "D" ($f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$. a los 28 días de edad como mínimo).
Peso Especifico : $Wc = 2.40 \text{ ton/m}^3$.

DISEÑO:

Según Normas AASHTO, Carga Viva H15-44 en una vía de tráfico

CONSTRUCCION:

Según Normas NIC-2000, para Calles, Carreteras y Puentes
NIC-2000

METODO DE DISEÑO:

Resistencia última.

Pesos Específicos del concreto

$$\gamma_c = 2.4 \text{ ton/m}^3$$

Resistencia a la compresión del concreto

$$f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

Resistencia de fluencia del acero

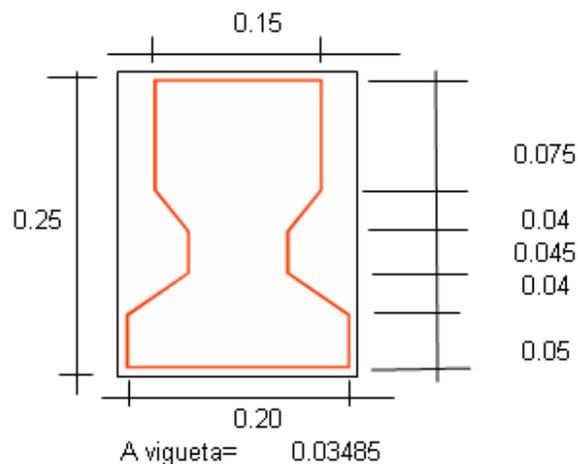
$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Peso propio

$$\text{Losa} = 0.36 \text{ ton/m}$$

$$\text{Viga} = 0.08 \text{ ton/m}$$

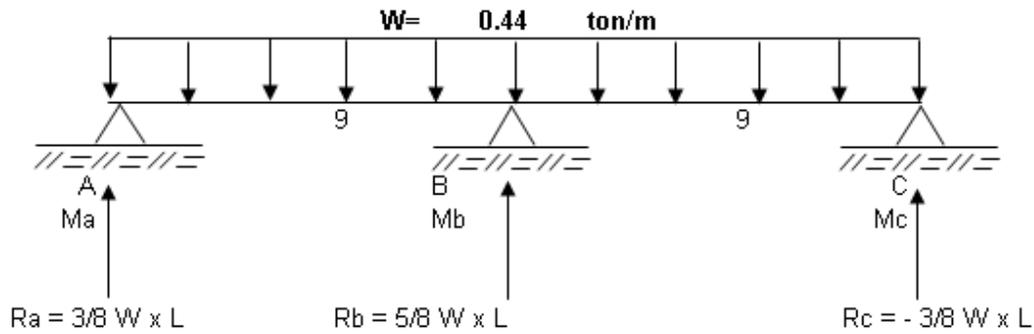
$$W = 0.44 \text{ ton/m}$$



Se utilizará una vigueta I debido a las ventajas que presentan estas, en cuanto a: mayor inercia, menor área de concreto y por ende menor peso, y además que esta nos permitirá idealizar la estructura como un marco.

II. Diagrama de los tres momentos para el análisis de carga muerta

Dado que la viga es hiperestática e indeterminada se analizará a través del diagrama de tres momentos.



a. Cálculo de las reacciones

Haciendo $M_a = M_c = 0$

$$\begin{aligned} R_a &= 1.50 \text{ ton} \\ R_b &= 2.50 \text{ ton} \\ R_c &= 1.50 \text{ ton} \end{aligned}$$



b. Análisis estructural para carga muerta

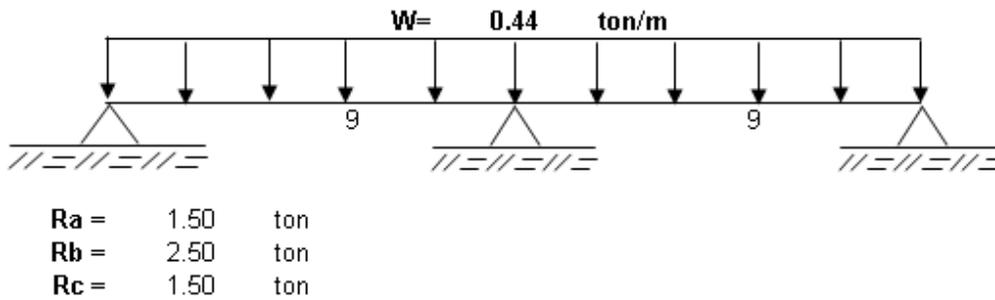


DIAGRAMA DE ESFUERZO CORTANTE

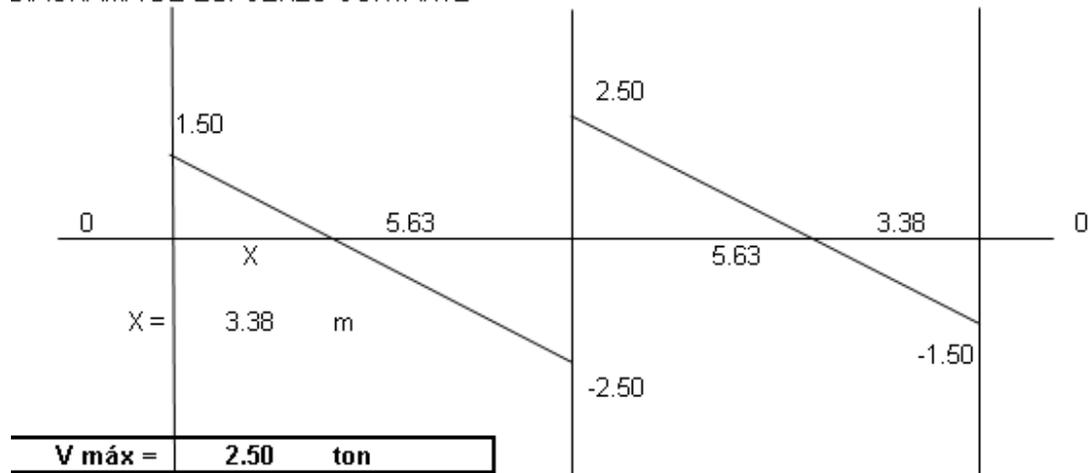
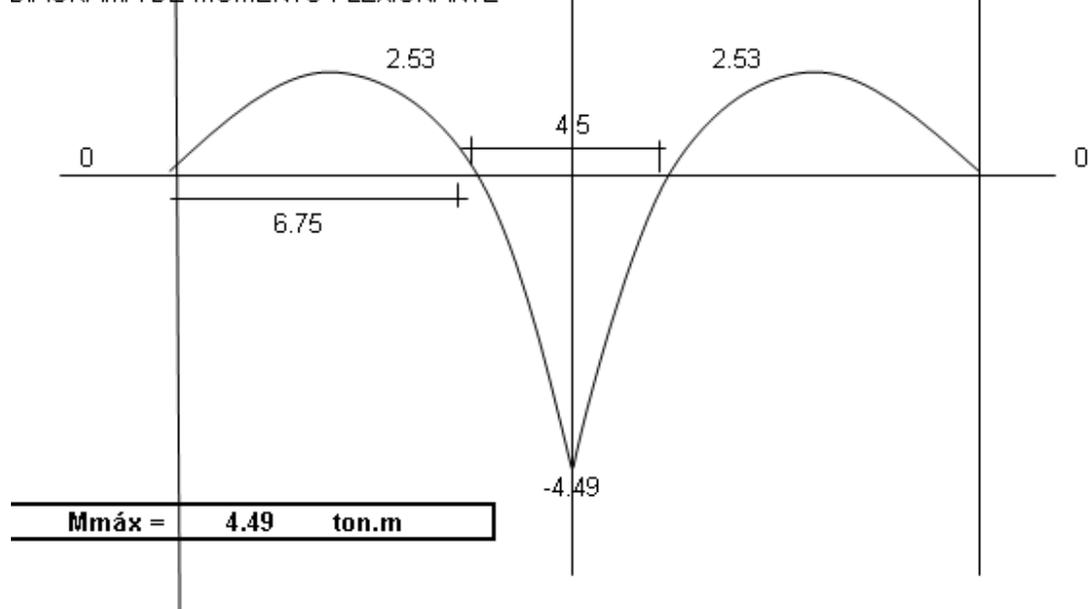


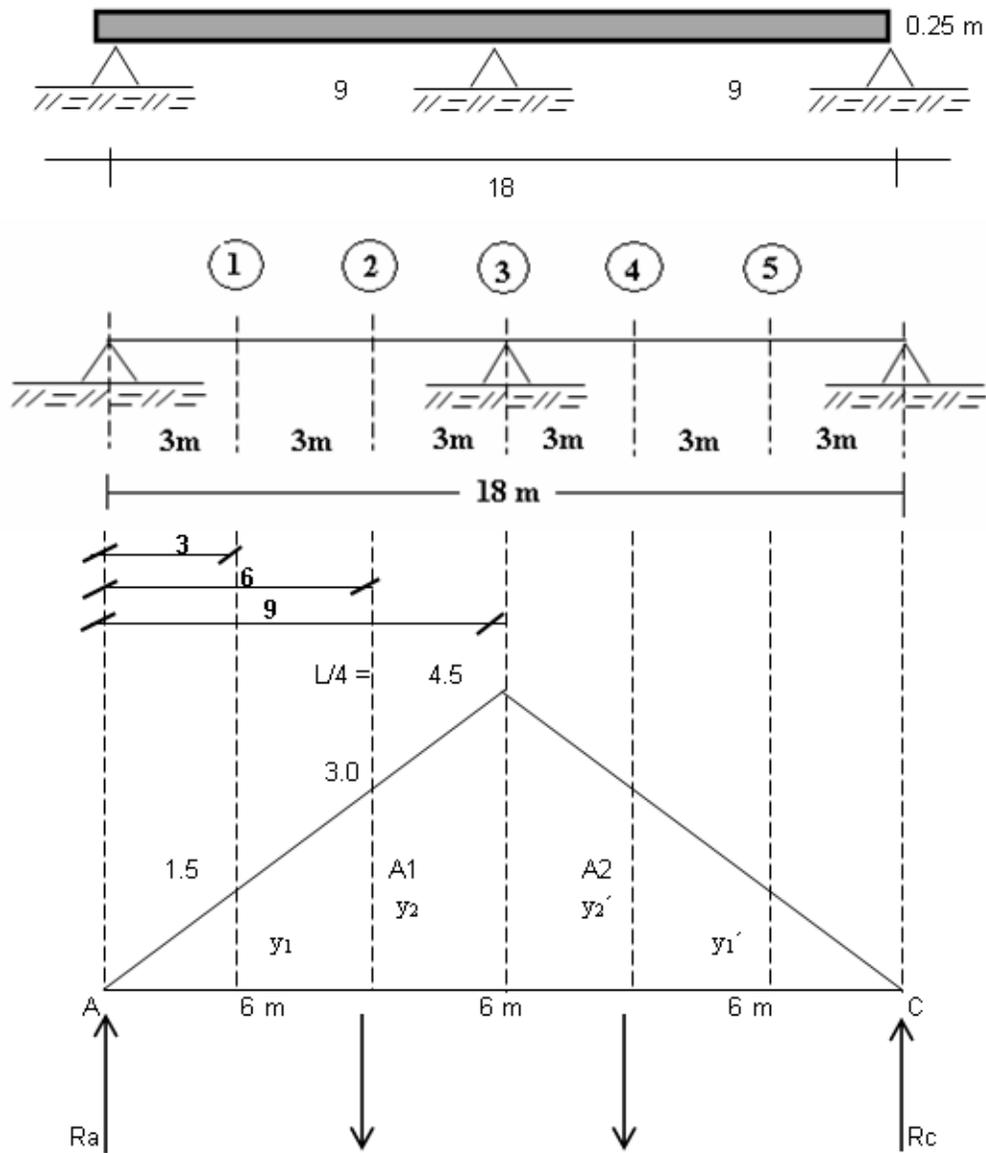
DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE



En la realización del Diagrama de esfuerzos cortantes y momentos flexionantes solamente se tomó en consideración la carga muerta (peso propio), para el caso de las cargas vivas se utilizará el método de líneas de influencia ya que este es aplicado para cargas móviles.

A continuación se detalla el procedimiento a seguir:

III. Línea de influencia para la carga viva vehicular H15-44



Se considero dividir el claro en espacios equidistantes para facilitar el análisis estructural.

a. Aplicando viga conjugada

$$A1 = (1/2) * b * h$$

$$A1 = 20.25 \text{ m}^2 = A2$$

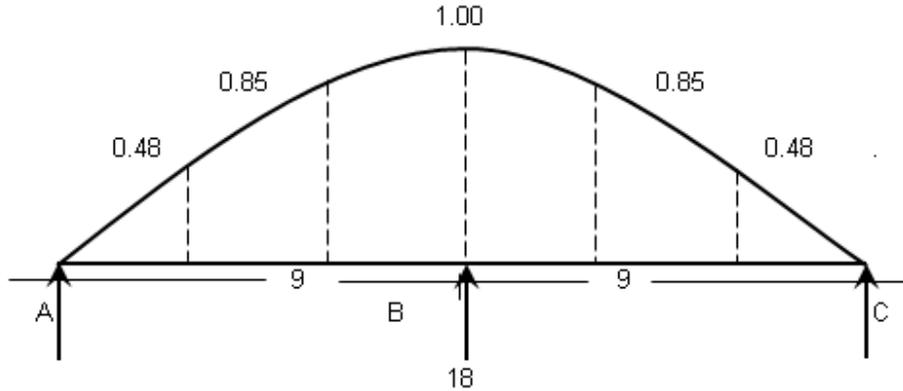
$$Ra = A1 * (12/L) + A2 * (6/L)$$

$$Ra = 20.25 = Rc$$

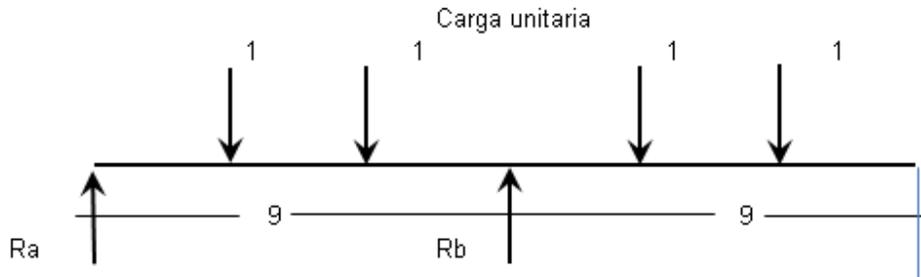
b. Deflexiones de las secciones

δ	Momento de área	δ	y
1	$20.25 \cdot 3 - 0.5 \cdot 3 \cdot 1.5 \cdot 3/3$	58.5	0.48
2	$20.25 \cdot 6 - 0.5 \cdot 6 \cdot 3 \cdot 6/3$	103.5	0.85
3	$20.25 \cdot 9 - 0.5 \cdot 9 \cdot 4.5 \cdot 9/3$	121.5	1.00
4	$20.25 \cdot 6 - 0.5 \cdot 6 \cdot 3 \cdot 6/3$	103.5	0.85
5	$20.25 \cdot 3 - 0.5 \cdot 3 \cdot 1.5 \cdot 3/3$	58.5	0.48

c. Línea de influencia para R_b



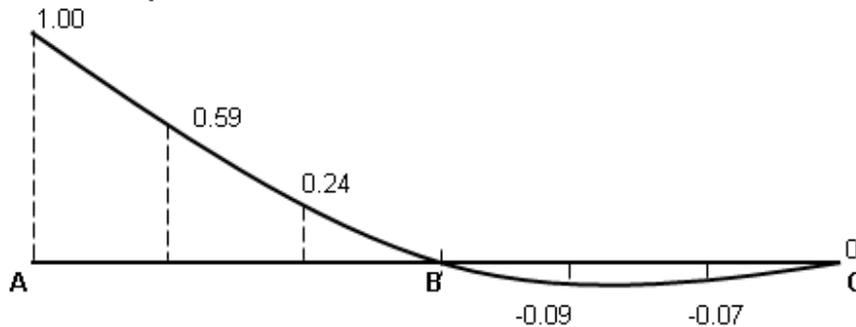
Haciendo $M_c=0$ entonces



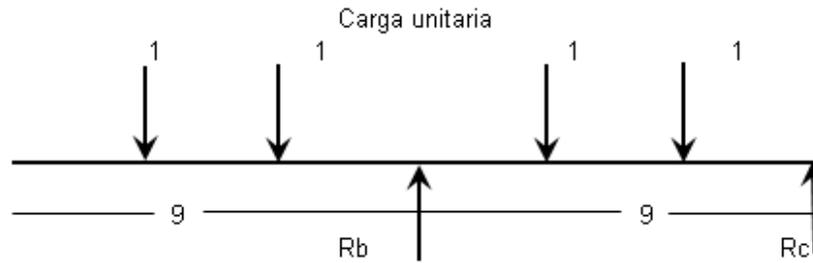
Cálculo de coordenadas

$18 R_a - 1 \cdot 15 + 0.48 \cdot 9 = 0$	→	$R_a = 0.59$
$18 R_a - 1 \cdot 12 + 0.85 \cdot 9 = 0$	→	$R_a = 0.24$
$18 R_a - 1 \cdot 6 + 0.85 \cdot 9 = 0$	→	$R_a = -0.09$
$18 R_a - 1 \cdot 3 + 0.48 \cdot 9 = 0$	→	$R_a = -0.07$

d. Línea de influencia para R_a



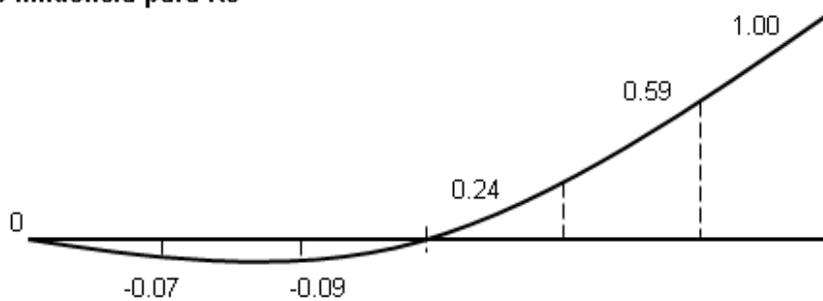
Haciendo $M_a=0$ entonces



Cálculo de coordenadas

$18 R_c - 1 \cdot 3 + 0.48 \cdot 9 = 0$	→	$R_c = -0.07$
$18 R_c - 1 \cdot 6 + 0.85 \cdot 9 = 0$	→	$R_c = -0.09$
$18 R_c - 1 \cdot 12 + 0.85 \cdot 9 = 0$	→	$R_c = 0.24$
$18 R_c - 1 \cdot 15 + 0.48 \cdot 9 = 0$	→	$R_c = 0.59$

e. Línea de influencia para R_c



f. Comprobación

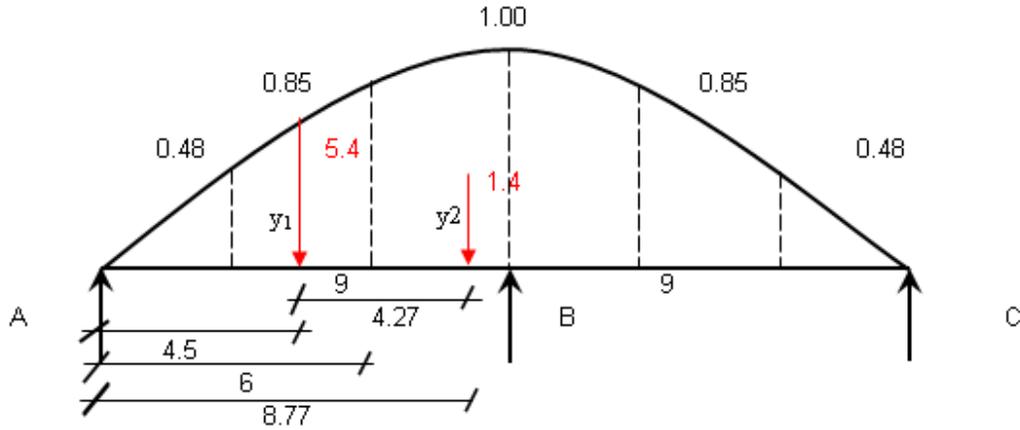
$0.48 + 0.59 - 0.073 =$	1.00	OK
$0.85 + 0.24 - 0.090 =$	1.00	OK
$0.85 - 0.090 + 0.24 =$	1.00	OK
$0.48 - 0.070 + 0.59 =$	1.00	OK

A través del procedimiento anterior se obtienen las líneas de influencia para la determinar las reacciones en los puntos de apoyo A, B y C, las cuales se ocuparan en las distintas condiciones de carga. Se establecen dos condiciones de carga, la primera cargado el primer tramo y la segunda cargados ambos tramos al mismo tiempo.

Mediante el análisis se determinará la condición más crítica para luego evaluarla en las combinaciones de carga, tomando en cuenta la carga muerta.

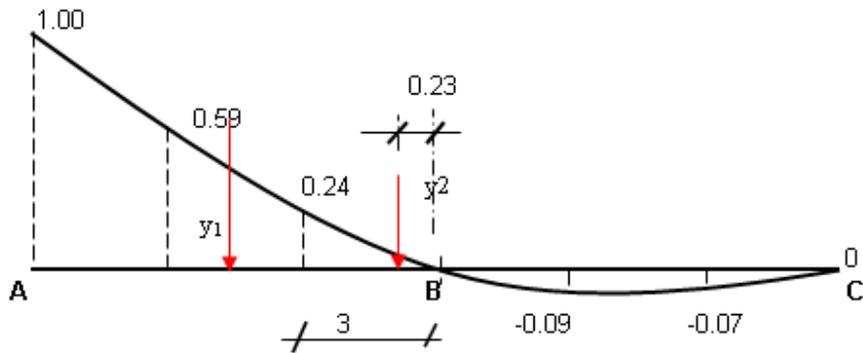
g. Cálculo de reacciones

1ª condición: Vehículo cargado en el primer tramo.



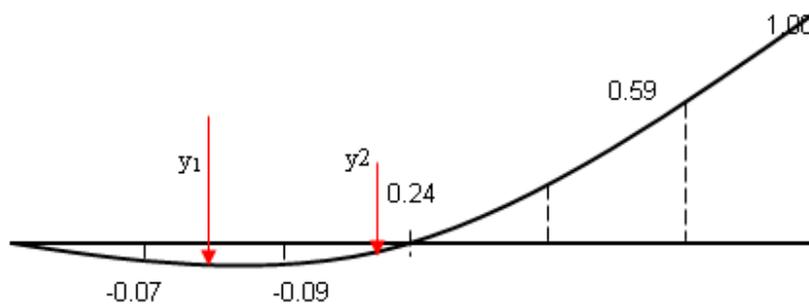
$$y_1 = 3.45 \quad R_b = \sum y_1 + y_2 = 4.81$$

$$y_2 = 1.36 \quad \boxed{R_b = 4.81}$$



$$y_1 = 2.40 \quad R_a = \sum y_1 + y_2 = 2.43$$

$$y_2 = 0.026 \quad \boxed{R_a = 2.43}$$



$$y_1 = -0.30 \quad R_c = \sum y_1 + y_2 = -0.31$$

$$y_2 = -0.010 \quad \boxed{R_c = -0.31}$$

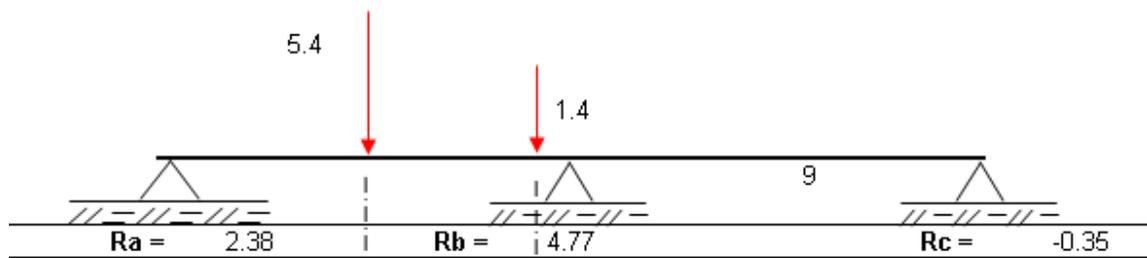


DIAGRAMA DE ESFUERZO CORTANTE

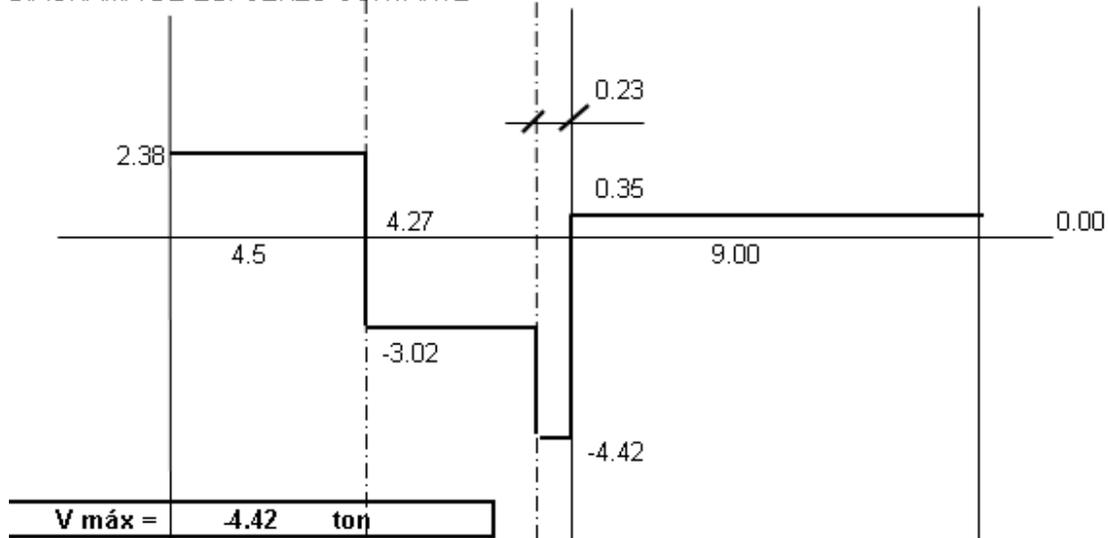
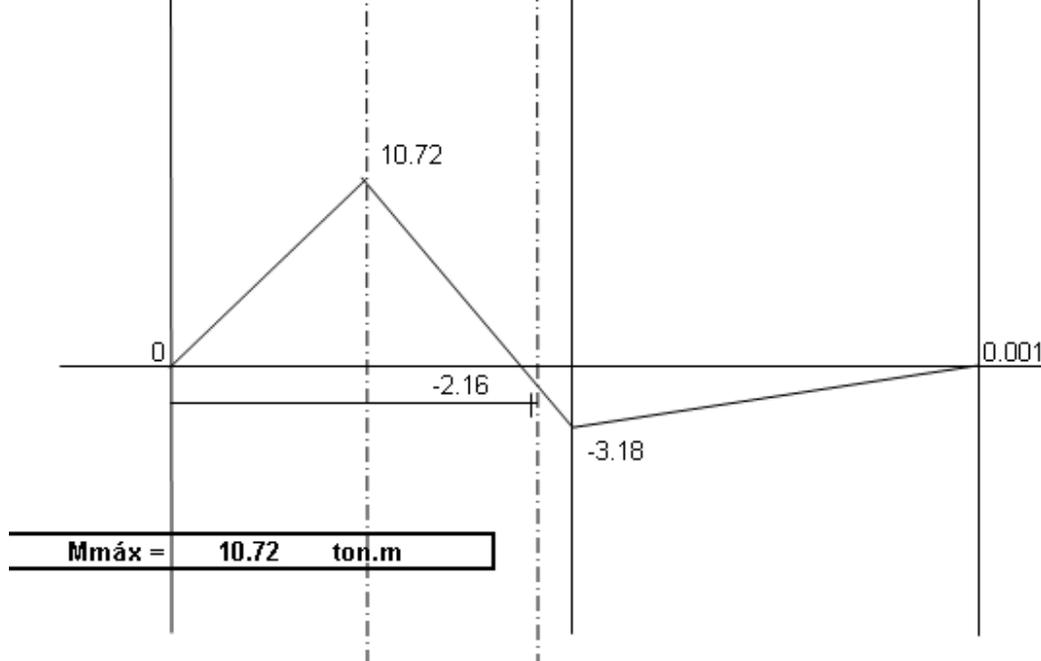
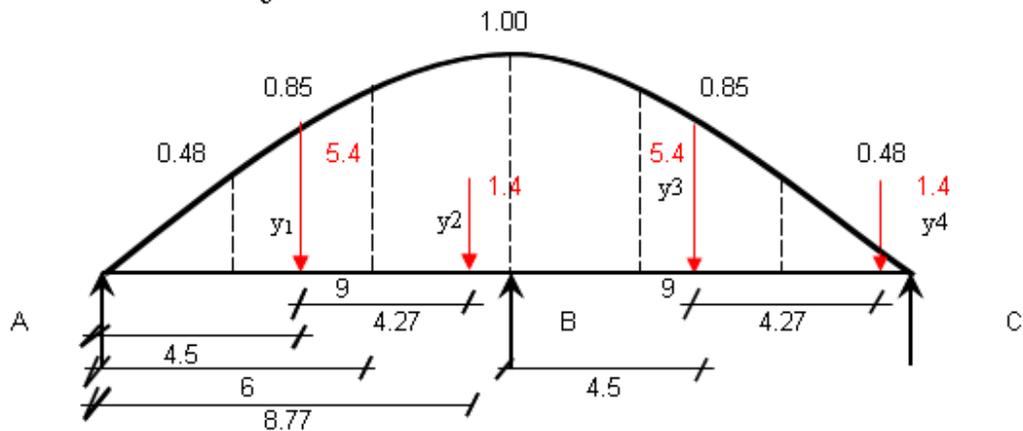


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE



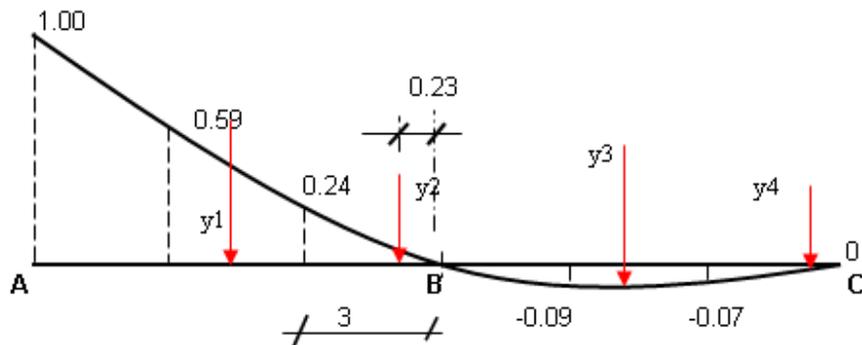
2ª condición: Vehículo cargado en ambos tramos.



- $y_1 = 3.45$
- $y_2 = 1.36$
- $y_3 = 2.34$
- $y_4 = 0.80$

$$R_b = \sum y_i = 7.95$$

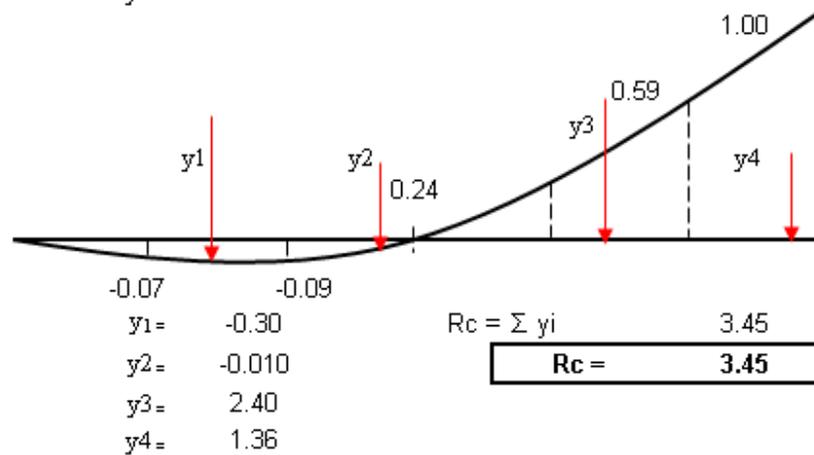
$R_b = 7.95$



- $y_1 = 2.40$
- $y_2 = 0.026$
- $y_3 = -0.30$
- $y_4 = -0.15$

$$R_a = \sum y_i = 1.97$$

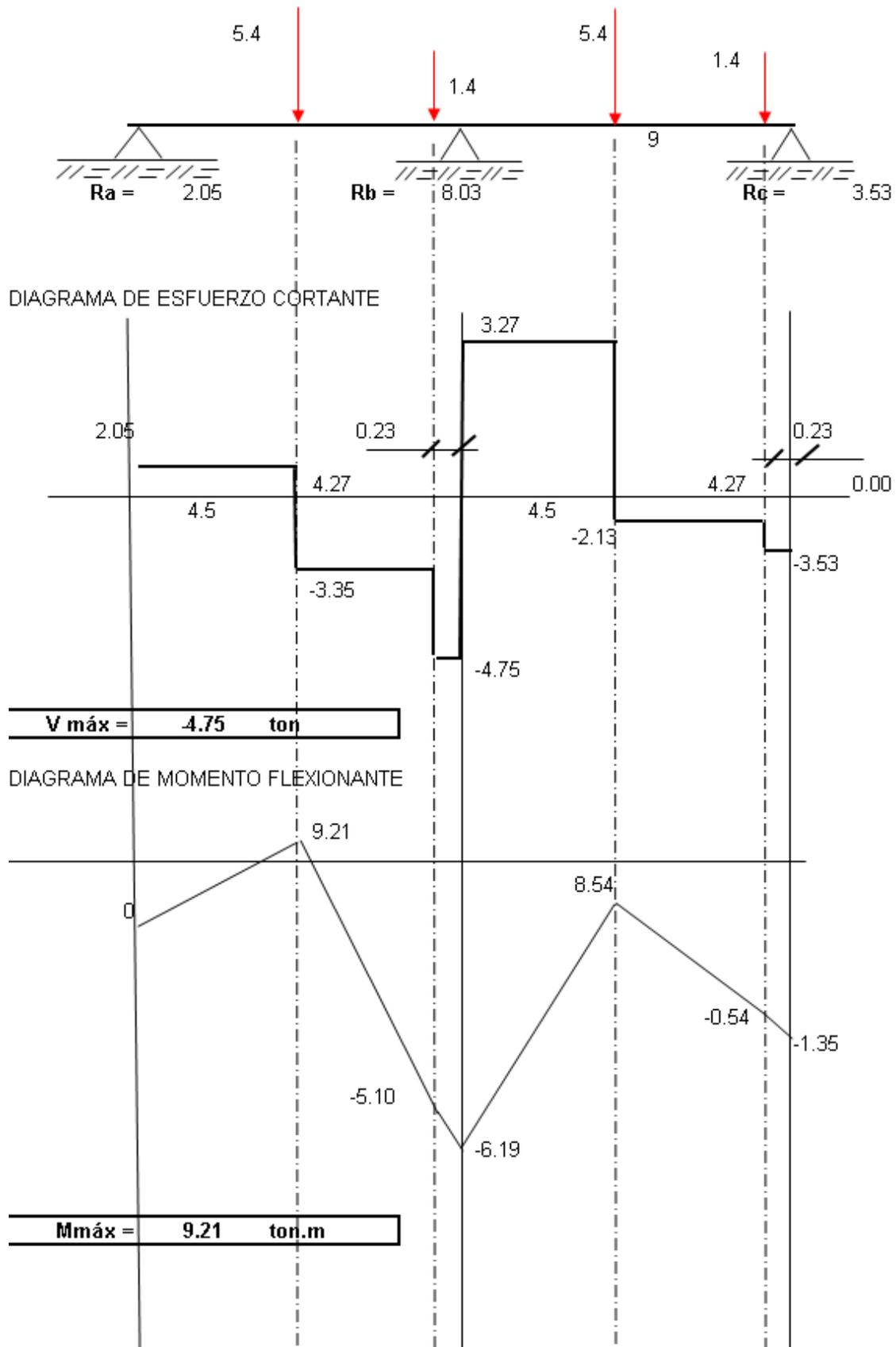
$R_a = 1.97$



- $y_1 = -0.30$
- $y_2 = -0.010$
- $y_3 = 2.40$
- $y_4 = 1.36$

$$R_c = \sum y_i = 3.45$$

$R_c = 3.45$



IV. Combinación de cargas

Mediante el análisis de las condiciones de carga se determinó que la condición más crítica es cuando esta cargado un tramo, de manera que se genera un mayor momento que cuando se cargan ambos tramos, se parte de esto para establecer la condición de la combinación de cargas vivas y muertas para encontrar el momento de diseño, la cual se desarrolla de la siguiente manera:

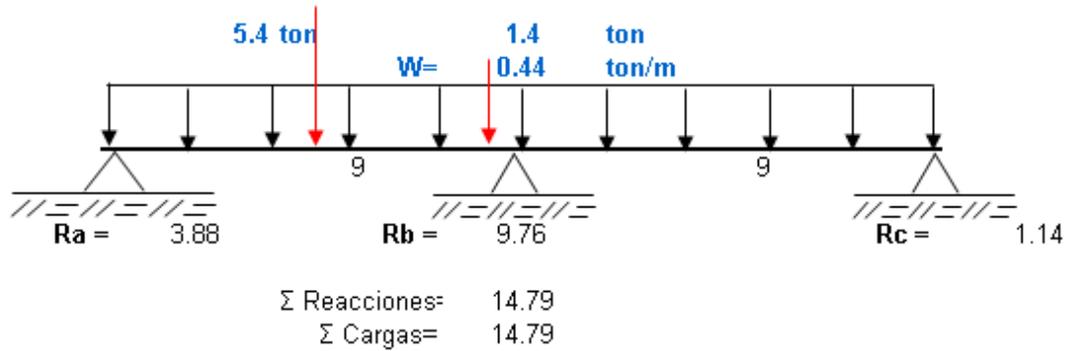


DIAGRAMA DE ESFUERZO CORTANTE

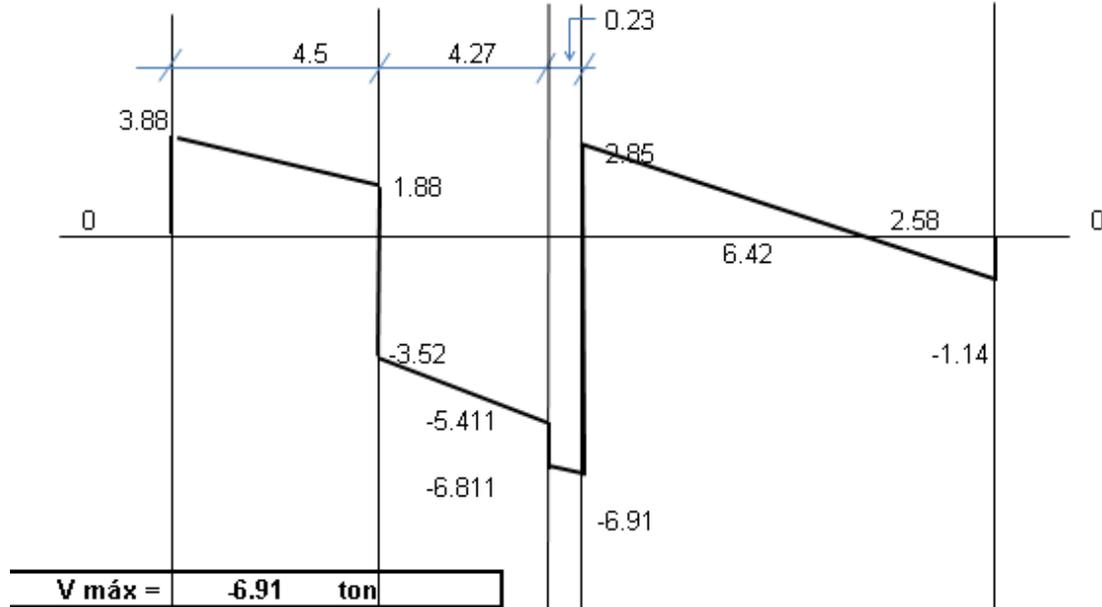
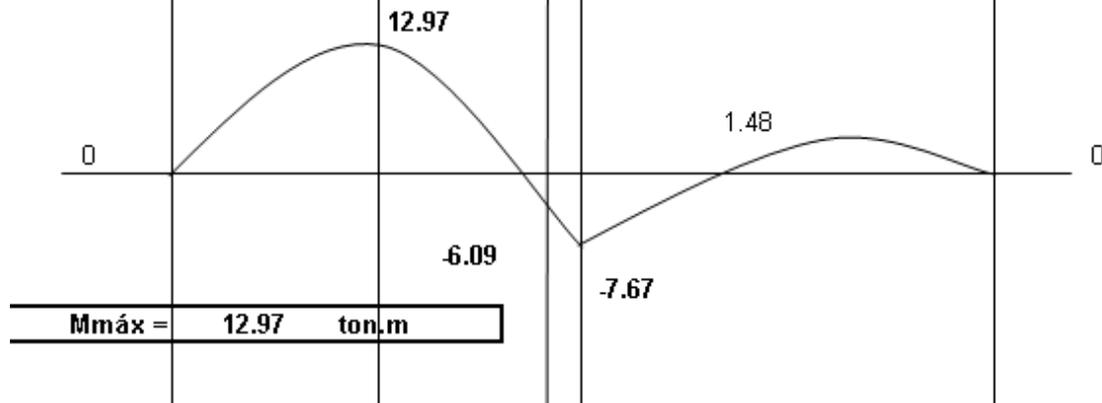


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE



V. Revisión de la vigueta por momento último

Del análisis anterior se obtienen:

$$\begin{aligned} V \text{ máx} &= -6.91 & \text{ton} & \text{Cortante máximo} \\ Md &= 12.97 & \text{ton.m} & \text{Momento de diseño} \end{aligned}$$

Se usará

$$\begin{aligned} p &= 2.5\% \\ f_c &= 350 & \text{Kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200 & \text{Kg/cm}^2 \end{aligned} \quad \text{Grado 60}$$

$$q = p \times f_y / f_c$$

$$q = 0.3$$

$$R_u = 86.415 \quad \text{Kg/cm}^2$$

a. Momento último

$$M_u = R_u \times b \times d^2$$

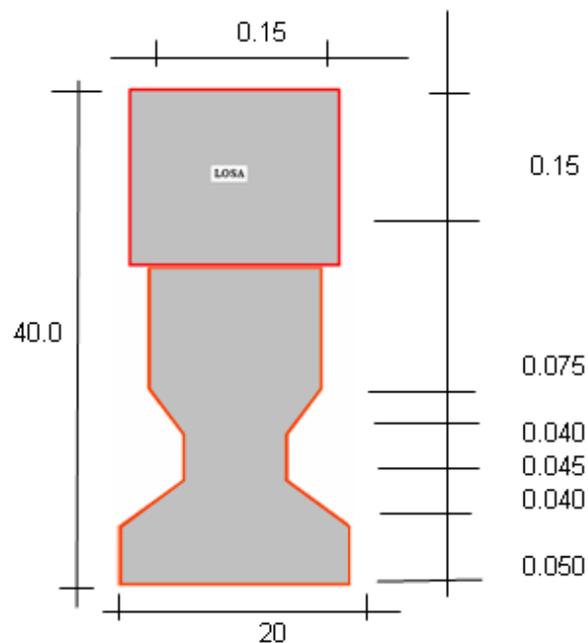
$$M_u = 2,765,280.00 \text{ kg cm.}$$

$$M_u = 27.65 \quad \text{ton m.}$$

$M_u > M_d$ ok

$$1 < F_s < 3$$

$$F_s = 2.1$$



b. Cálculo del refuerzo

$$M_{\text{máx}} = 12.97 \quad \text{ton-m} \quad (\text{a } 4.5 \text{ m. del Elemento 2, Combinación de Carga 2})$$

$$M_{\text{máx}} = 12,967.21 \quad \text{Kg-m.} \quad = \quad 1,296,720.53 \quad \text{kg-cm.}$$

$$P = 15.21 \quad \text{Kips} \quad = \quad 6,912.97 \quad \text{kg.}$$

Método de esfuerzos permisibles

La pretensión en 5 cables de 1/2" tensados al 70% f_{pu} y considerando 20% de perdidas, será:

$$F_{pe} = A_c \times N \times 0.70 \times f_{pu} \times 0.80$$

$$A_c = 0.153 \quad \text{in}^2$$

$$N = 5 \quad \text{Cables}$$

$$f_{pu} = 270 \quad \text{ksi.}$$

$$F_{pe} = 115.67 \text{ kips} = 52,576.36 \text{ Kg.}$$

$$f_{pe} = F_{pe}/A$$

$$f_{pe} = 150.86 \text{ Kg/cm}^2 = 2140.77 \text{ psi.}$$

$f_{pe} > 700 \text{ psi.}$, ok

Características de la Sección de la vigueta:

$$A = 348.50 \text{ cm}^2.$$

$$I = 26,041.67 \text{ cm}^4$$

$$Y_t = 12.50 \text{ cm.} = Y_b$$

$$S_x = 2,083.33 \text{ cm}^3 = S_y$$

El esfuerzo en el lado de tensión de la vigueta será:

$$\omega_t = F_{pe}/A + P/A - M_{max}/(S_x)$$

$$\omega_t = -451.72 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{se produce tensión, ok})$$

Esfuerzo permisible de tensión:

$$\omega_{perft} = 6(f_c)^{0.5} \quad f_c = 420 \text{ kg/cm}^2$$

$$\omega_{perft} = -464.76 \text{ Psi} = -32.75 \text{ kg/cm}^2$$

$\omega_t > \omega_{perft}$, no pasa, es necesario adicionar acero de refuerzo no tensado

$$\text{Deficit de Esfuerzo } (\omega): 451.72 \text{ kg/cm}^2$$

$$\omega = M_d/S_x$$

$$M_d = \omega \times S_x$$

$$M_d = 941,093.24 \text{ Kg-cm.}$$

$$M_d/(\phi F_y \times 0.875 \times d)$$

Referencia Reglamento ACI

$$\phi = 0.8$$

$$A_{sr} = 8.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. Vars} = A_{sr}/A_v$$

$$A_v = 3.87 \text{ cm}^2/\text{No.7}$$

$$\text{No. Vars} = 2.07 \text{ Var. No. 7}$$

Se usará 2 varillas No 7

El esfuerzo en el lado de compresión de la vigueta será:

$$\omega_b = F_{pe}/A + P/A + M_{max}/(S_x)$$

$$\omega_b = 793.13 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{compresión, ok})$$

Esfuerzo permisible de compresión:

$$\omega_{perfb} = 0.85f_c - f_{pe}$$

$$\omega_{perfb} = 206.14 \text{ Kg/cm}^2$$

$\omega_b > \omega_{perfb}$, no pasa, es necesario adicionar acero de refuerzo no tensado

$$\text{Deficit de Esfuerzo } (\omega): 793.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\omega = M_d/S_x$$

$$M_d = \omega \times S_x$$

$$M_d = 1,652,347.81 \text{ Kg-cm.}$$

$$M_d/(\phi F_y \times 0.875 \times d)$$

Referencia Reglamento ACI

$$\phi = 0.8$$

$$A_{sr} = 14.05 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. Vars} = A_{sr}/A_v$$

$$A_v = 5.01 \text{ cm}^2/\text{No.8}$$

$$\text{No. Vars} = 2.80 \text{ Var. No. 7}$$

Se usará 3 varillas No 8

Ver anexo No 13: Plano de detalle de vigueta preforzada de 10m

3.8.3- Diseño de cabezal de estribo.

MEMORIA DE CALCULO DE CABEZAL DE ESTRIBO DE CONCRETO PARA SUPERESTRUCTURAS DE 10m MUELLE MOMOTOMBO

I.- DATOS GENERALES

ACERO DE REFUERZO:

Según Normas ASTM, M31 GRADO 60.

CONCRETO:

Clase "D" ($f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$. a los 28 días de edad como mínimo).

Peso Especifico : $Wc = 2.40 \text{ ton/m}^3$.

DISEÑO:

Según Normas AASHTO, Carga Viva H15-44 en una vía de tráfico

CONSTRUCCION:

Según Normas NIC-2000, para Calles, Carreteras y Puentes
NIC-2000

METODO DE DISEÑO:

Resistencia última.

II.- PREDIMENCIONAMIENTO DE LA SECCION TRANSVERSAL

A.- DIMENSIONES DE VIGA CABEZAL

A.1.- CABEZAL

$b = 60 \text{ cm.}$

$h = 50 \text{ cm.}$

$l = 410 \text{ cm.}$

A.2.- PARED

$h = 41 \text{ cm.}$

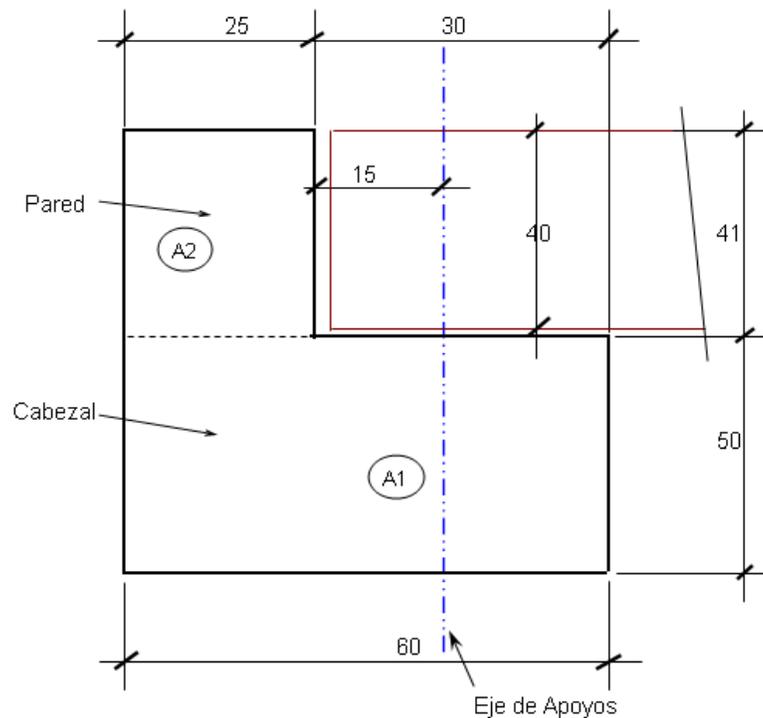
$b = 25 \text{ cm.}$

$l = 410 \text{ cm.}$

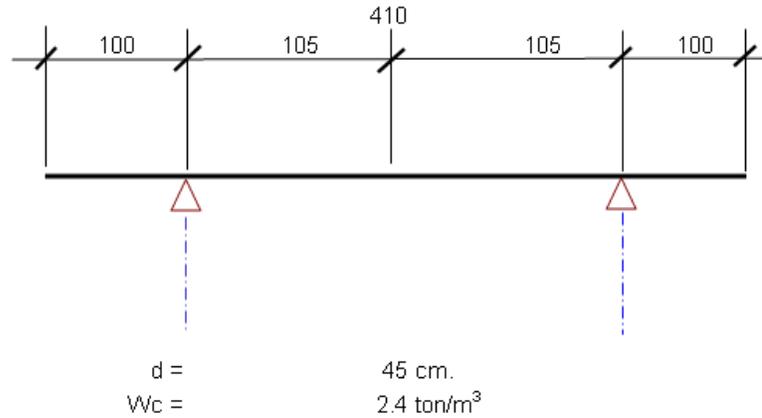
A.3.- LOSA

$e = 40 \text{ cm.}$

$a = 410 \text{ cm.}$



III.- IDEALIZACION DE LA SECCION DE CALCULO LONGITUDINAL



IV.- CALCULO DE CARGAS

IV.1.- CARGA MUERTA DEL CABEZAL

A1 = 60 cm. x 50 cm.	3,000.00 cm ²	0.3 m ²
A2 = 41 cm. x 25 cm.	1,025.00 cm ²	0.1025 m ²
Área Total (At):		0.4025 m ²

CPC = At x 1.0 m. x Wc =

CPC = 0.4025m² x 1.0 m. x 2.40 ton/m³ = 0.966 ton/m. = 966.00 kg/m.

CPC = 966.00 kg/m. En un ancho unitario

IV.2.- CARGA MUERTA DE LOSA

espesor (el) =	0.4	m.
ancho (al) =	4.1	m.
largo (ll) =	10	m.

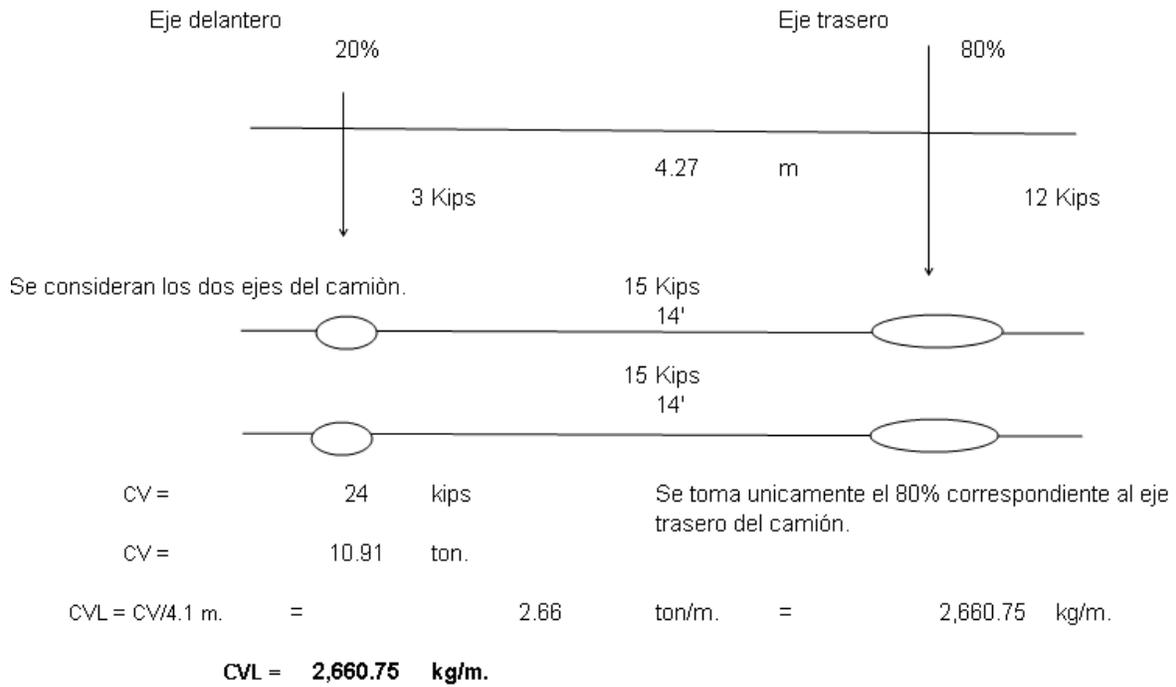
WPL = el x al x ll x Wc/2 Se incluye la vigueta.

WPL = (0.40 m. x 4.10 m. x 10.0 m. x 2.40 ton/m³)/2 = 19.68 ton.

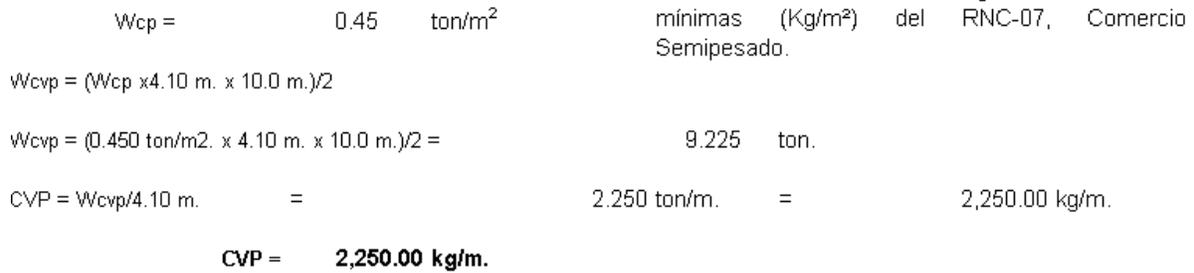
CPL = WPL/4.10 m. = 4.80 ton/m. = 4,800.00 kg/m.

CPL = 4,800.00 kg/m.

IV.3.- CARGA VIVA VEHICULAR H15.44

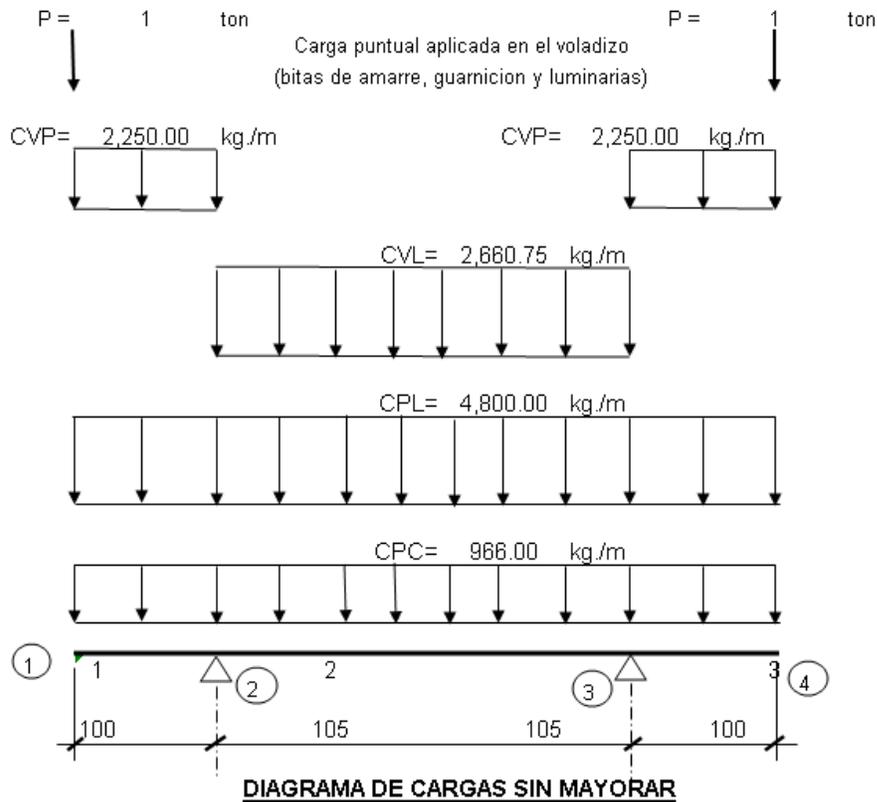


IV.4.- CARGA VIVA PEATONAL



IV.5.- SOBRECARGA

SC = 1.00 ton



Combinaciones de Carga:

- | | | |
|-----------------------|---|-----------------|
| Combinación 1: | 1.4 CM + 1.7 CV (vehicular) + Sobre Carga | Tomadas del ACI |
| Combinación 2: | 1.4 CM + 1.7 CV (vehicular) + 1.7 CV (peatonal) | |
| Combinación 3: | 1.4 CM + 1.7 CV (vehicular) + 1.7 CV (peatonal) + Sobre Carga | |

V.- ANALISIS ESTRUCTURAL

Ver Análisis Estructural a continuación:

Se desarrollará el análisis estructural en cuanto a las 3 combinaciones anteriormente planteadas, para determinar la situación más crítica. Y de esta manera evaluar los resultados obtenidos en el diseño del elemento por medio del método de Resistencia última.

ANALISIS ESTRUCTURAL

V.1.- CARGAS SIN INCREMENTAR

Combinación 1: CM + CV (vehicular) + Sobre Carga

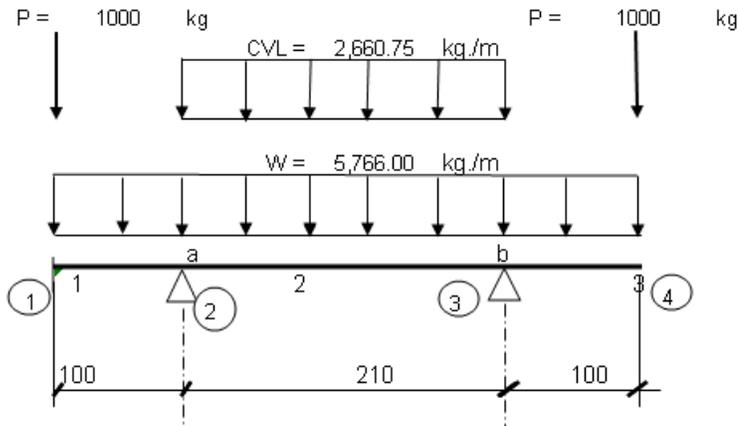
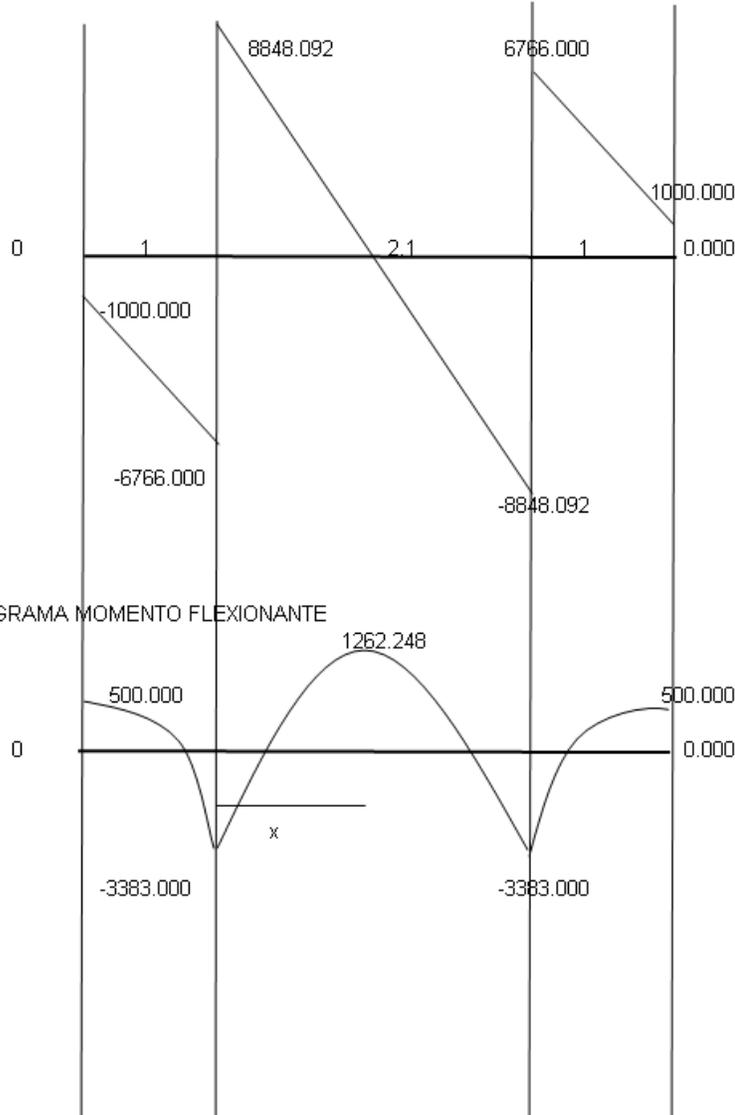


DIAGRAMA ESFUERZO CORTANTE



$\Sigma Mb=0$

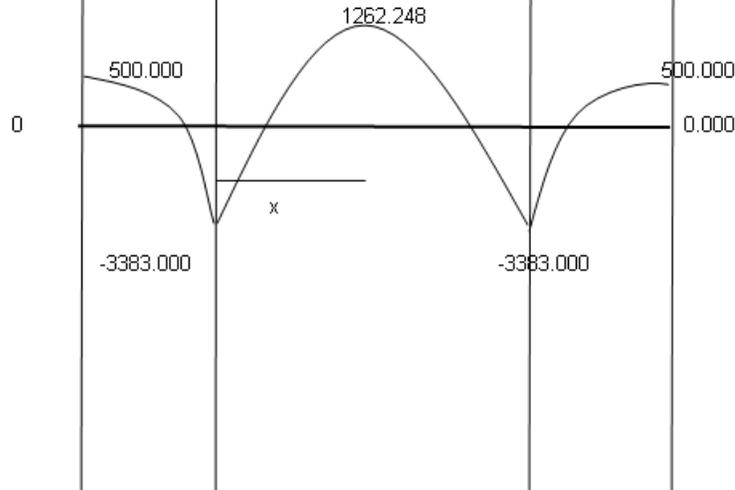
36672.59	$Ra \cdot 2.1$	3883.00
----------	----------------	---------

$Ra=$	15614.0916
$Rb=$	15614.0916

comprobación
 Σ cargas= 31228.1831
 $Rb=Ra=$ 15614.0916

$V_{\text{máx}}= 8848.092$ Kg

DIAGRAMA MOMENTO FLEXIONANTE



$M_{\text{máx}}= 3383.000$ Kg.m

V.2.- CARGAS SIN INCREMENTAR

Combinación 2: CM + CV (vehicular) + CV (peatonal)
 CVP= 2,250.00 kg./m

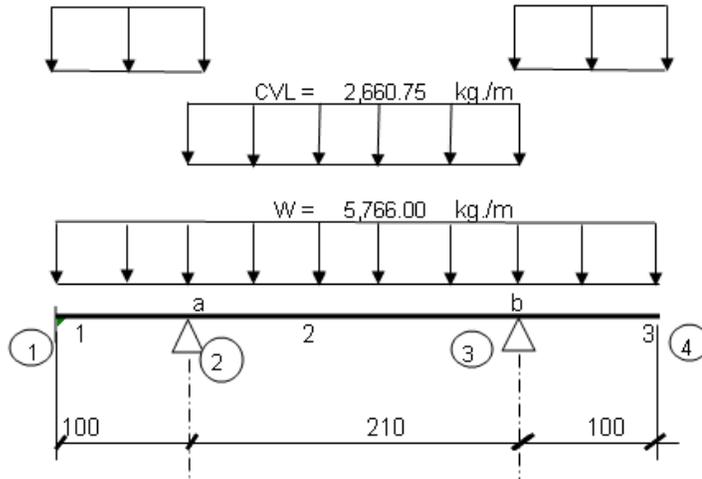
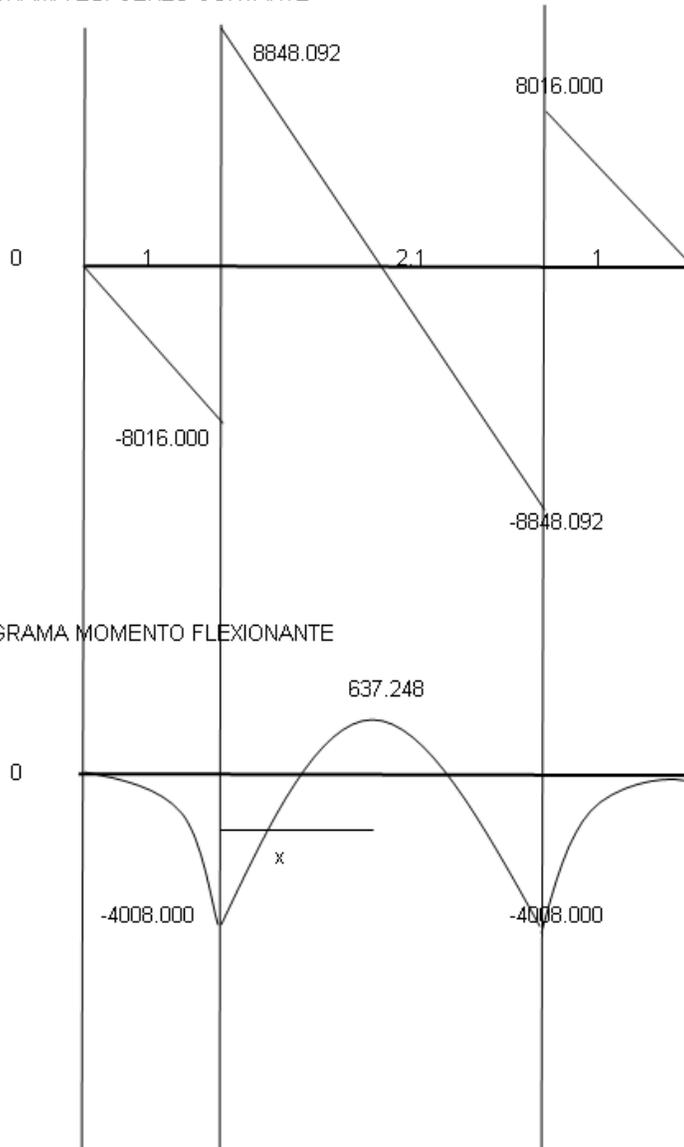


DIAGRAMA ESFUERZO CORTANTE



$\Sigma Mb=0$

39422.59	$Ra \cdot 2.1$	4008.00
----------	----------------	---------

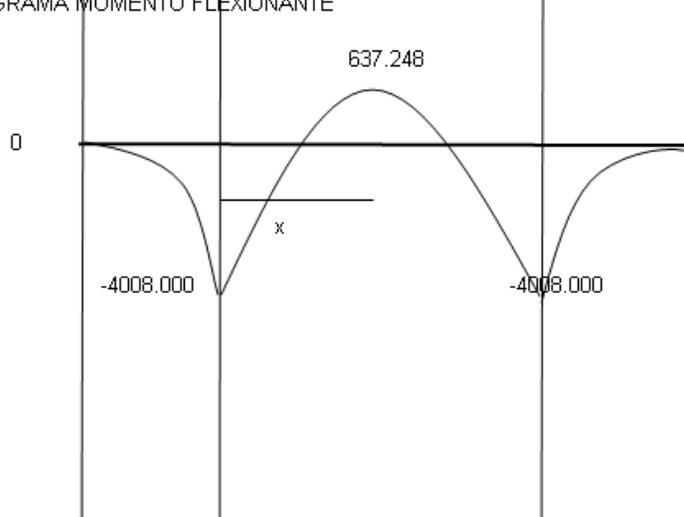
$Ra=$	16864.0916
$Rb=$	16864.0916

comprobación

0.000	Σ cargas=	33728.1831
	$Rb=Ra=$	16864.0916

$V_{\text{máx}}= 8848.092 \text{ Kg}$

DIAGRAMA MOMENTO FLEXIONANTE



0.000

$M_{\text{máx}}= 4008.000 \text{ Kg.m}$

V.3.- CARGAS SIN INCREMENTAR

Combinación 3: CM + CV (vehicular) + CV (peatonal) + Sobre Carga
 CVP= 2,250.00 kg./m

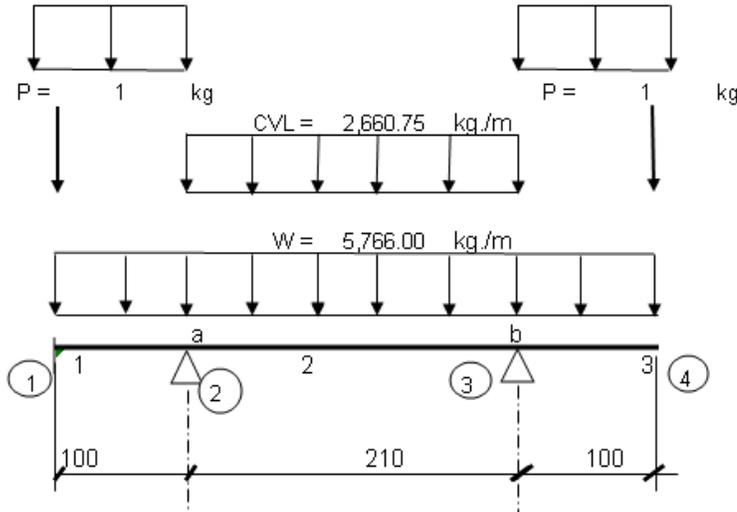
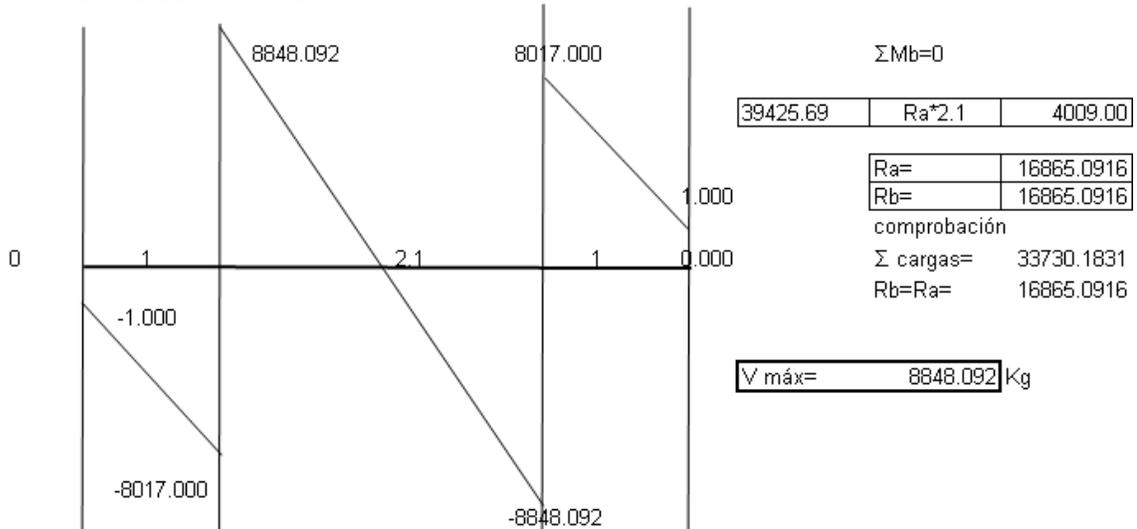
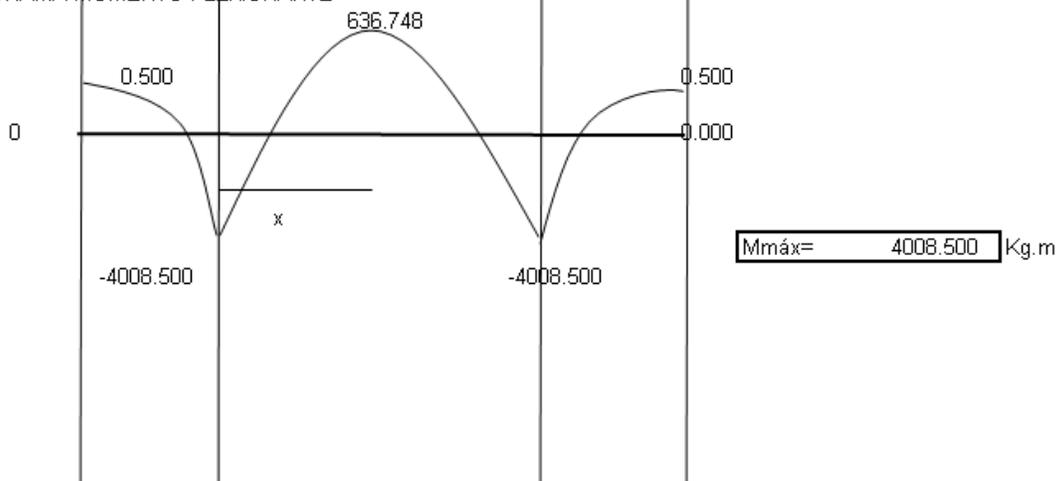


DIAGRAMA ESFUERZO CORTANTE



$V_{\text{máx}} = 8848.092 \text{ Kg}$

DIAGRAMA MOMENTO FLEXIONANTE



ANALISIS ESTRUCTURAL

V.4.- CARGAS INCREMENTADAS

Combinación 1: 1.4 CM + 1.7 CV (vehicular) + Sobre Carga

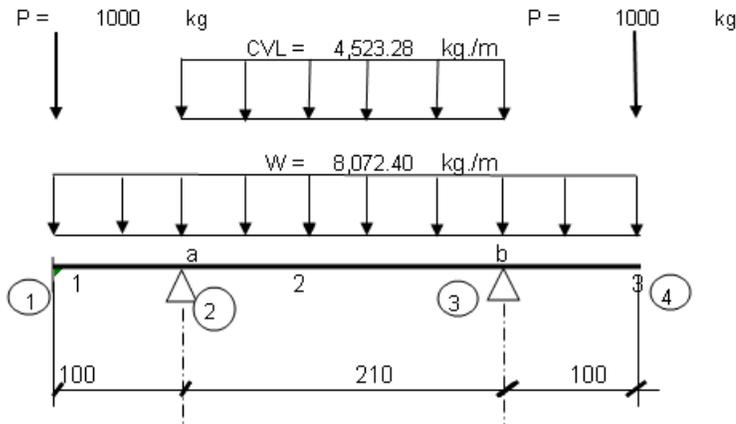


DIAGRAMA ESFUERZO CORTANTE

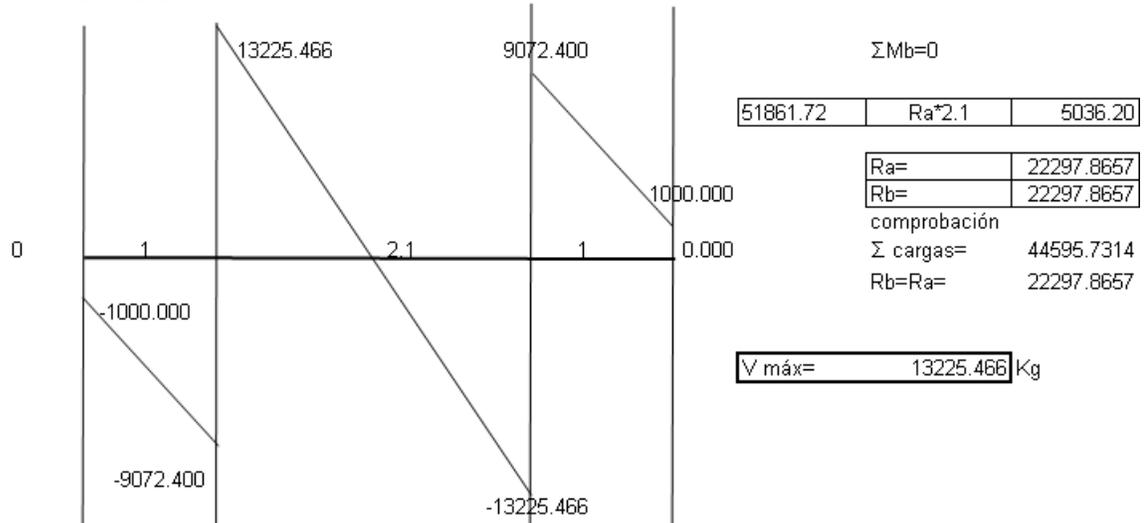
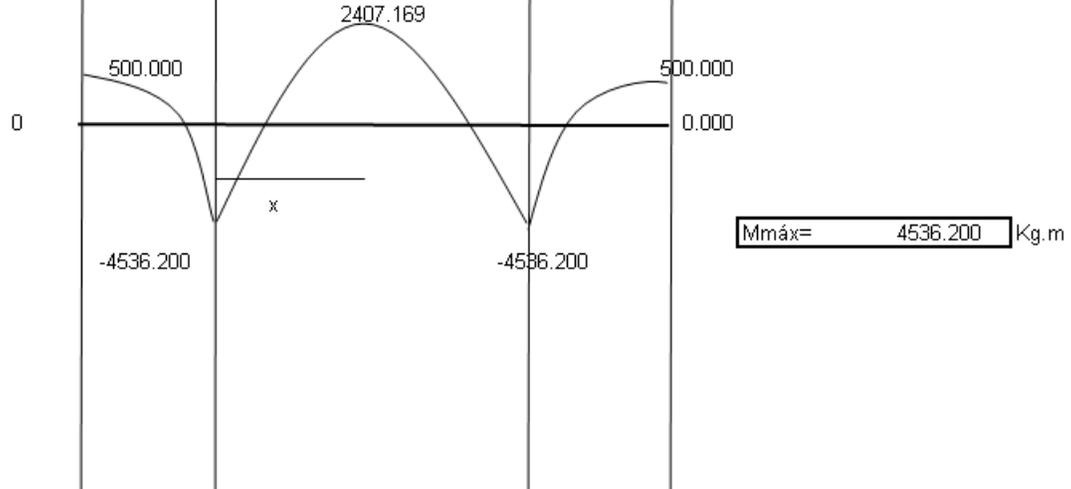


DIAGRAMA MOMENTO FLEXIONANTE



V.5.- CARGAS INCREMENTADAS

Combinación 2: 1.4 CM + 1.7 CV (vehicular) + 1.7 CV (peatonal)

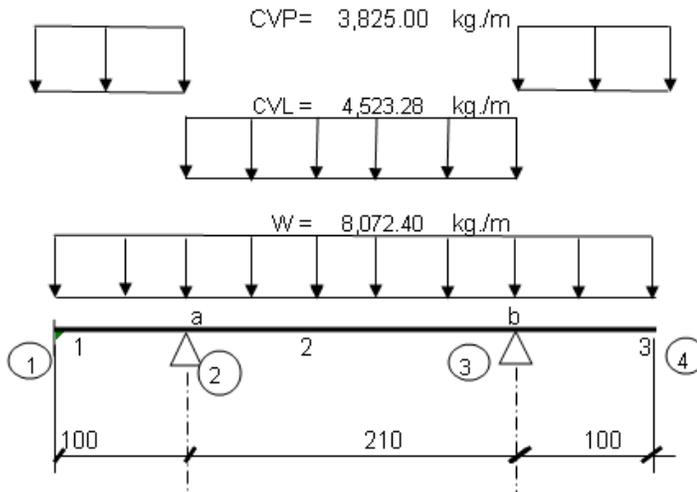
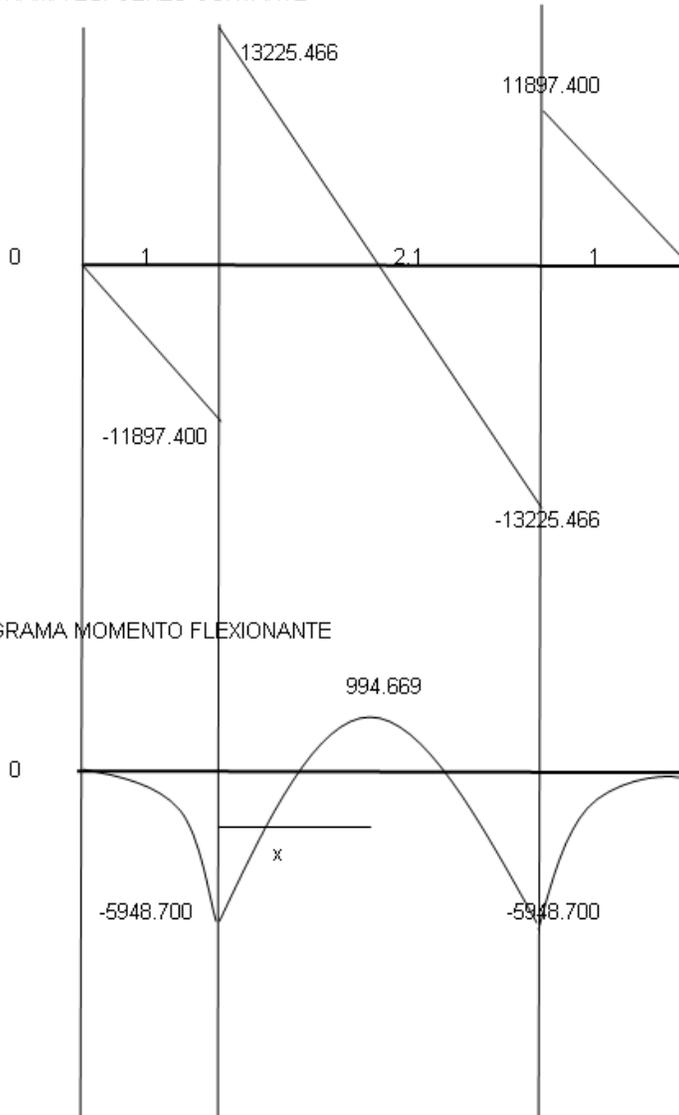


DIAGRAMA ESFUERZO CORTANTE



$$\sum Mb=0$$

58706.72	$Ra \cdot 2.1$	5948.70
----------	----------------	---------

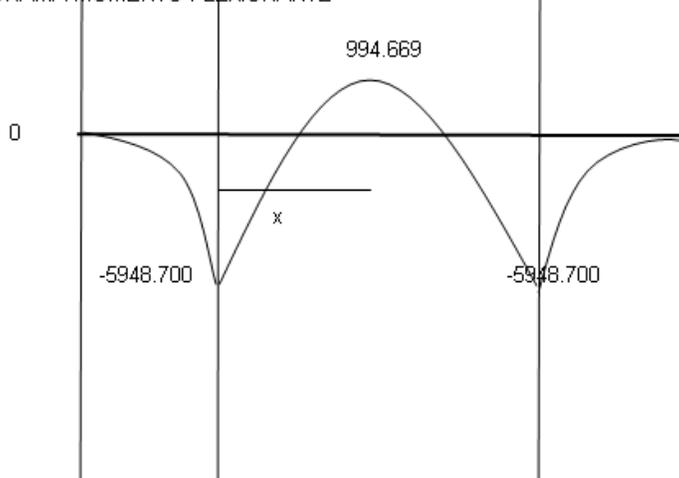
$Ra=$	25122.8657
$Rb=$	25122.8657

comprobación

0.000	\sum cargas=	50245.7314
	$Rb=Ra=$	25122.8657

$$V_{\text{máx}} = 13225.466 \text{ Kg}$$

DIAGRAMA MOMENTO FLEXIONANTE



$$0.000$$

$$M_{\text{máx}} = 5948.700 \text{ Kg.m}$$

V.6.- CARGAS INCREMENTADAS

Combinación 3: 1.4 CM + 1.7 CV (vehicular) + 1.7 CV (peatonal) + Sobre Carga

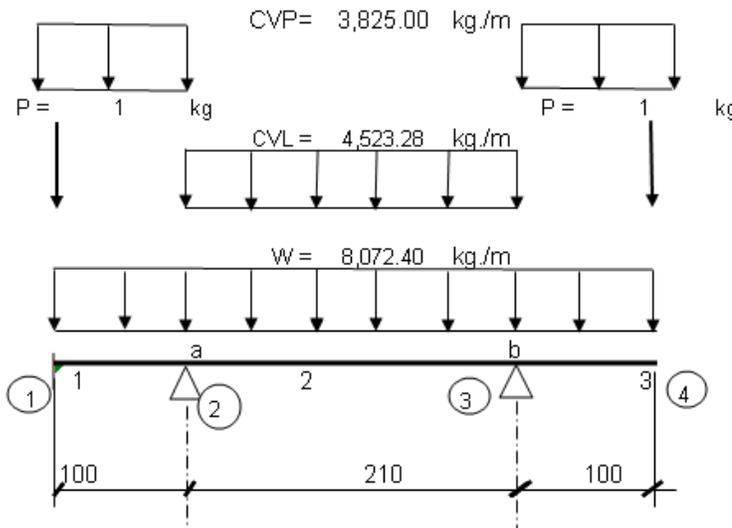


DIAGRAMA ESFUERZO CORTANTE

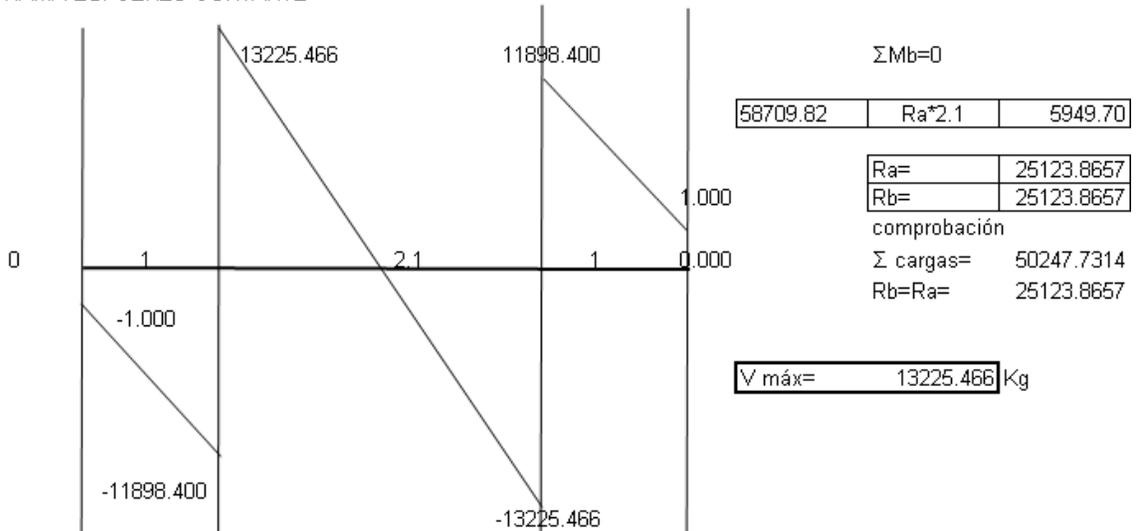
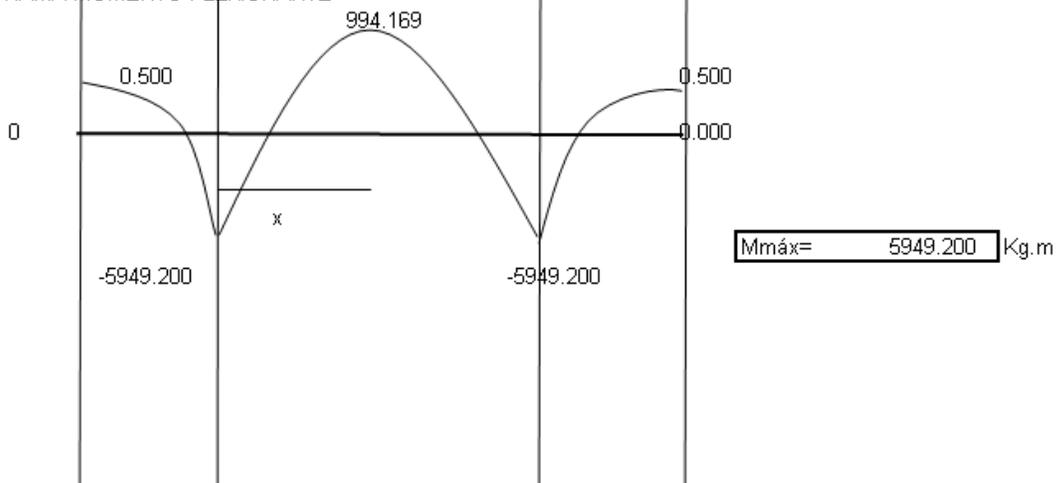


DIAGRAMA MOMENTO FLEXIONANTE



VI.- CALCULO DEL REFUERZO

De las tres combinaciones de cargas consideradas, la combinación más crítica que se presentó fue la combinación de carga tres, de esta se obtuvo el momento último que se considerará en el cálculo del refuerzo.

VI.1.- REFUERZO POSITIVO

$$\begin{aligned} \mu_u &= 5949.20 \text{ Kg-m.} && \text{(a 0 m. del Elemento 2, Combinación de Carga 3 incrementada)} \\ \mu_u &= 594,920.00 \text{ kg-cm.} && d = 45 \text{ cm.} \\ A_s &= \mu_u / (0.90 * f_y * 0.85 * d) && f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ A_s &= 594,920.00 \text{ kg-cm.} / (0.90 * 4200 \text{ kg/cm}^2 * 0.85 * 45 \text{ cm.}) && b = 60 \text{ cm.} \\ &&& f_c = 350 \text{ kg/cm}^2 \\ A_s &= 4.115 \text{ cm}^2. \\ \text{No. Vars} &= A_{smin} / A_v && \text{Si } A_v = 1.3 \text{ cm/No.4} \\ \text{No. Vars.} &= 33.07 \text{ cm}^2 / (1.30 \text{ cm}^2 / \text{No.4}) \\ \text{No. Vars.} &= 3.17 \text{ No.4.} \end{aligned}$$

[Use 4 Varillas No.4, debido entre otras razones al deterioro progresivo causado por el lago](#)

VI.2.- REFUERZO NEGATIVO

$$\begin{aligned} \mu_u &= 5949.20 \text{ Kg-m.} && \text{(a 0 m. del Elemento 2, Combinación de Carga 3 incrementada)} \\ \mu_u &= 594,920.00 \text{ kg-cm.} && d = 45 \text{ cm.} \\ A_s &= \mu_u / (0.90 * f_y * 0.85 * d) && f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ A_s &= 594,920.00 \text{ kg-cm.} / (0.90 * 4200 \text{ kg/cm}^2 * 0.85 * 45 \text{ cm.}) && b = 60 \text{ cm.} \\ &&& f_c = 350 \text{ kg/cm}^2 \\ A_s &= 4.11 \text{ cm}^2. \\ \text{No. Vars} &= A_{smin} / A_v && \text{Si } A_v = 1.3 \text{ cm/No.4} \\ \text{No. Vars.} &= 33.07 \text{ cm}^2 / (1.30 \text{ cm}^2 / \text{No.4}) \\ \text{No. Vars.} &= 3.17 \text{ No.4} \end{aligned}$$

[Use 4 Varillas No.4, debido entre otras razones al deterioro progresivo causado por el lago](#)

VI.3.- REVISION POR CORTANTE

$$\begin{aligned} V_u &= 13225.47 \text{ Kg.} && \text{(a 0 m. del Elemento 2, Combinación de Carga 3 incrementada)} \\ \text{Revisión por Cortante:} &&& \\ F_v &= 0.5 * (f_c)^{0.50} = && f_c = 350 \text{ kg/cm}^2. \\ F_v &= 9.35 \text{ Kg/cm}^2. \end{aligned}$$

$$f_v = V_u / (0.85 * b * d)$$

$$f_v = 13225.47 \text{ kg.} / (0.85 * 60 \text{ cm.} \times 45 \text{ cm.})$$

$$f_v = 5.76 \text{ Kg/cm}^2.$$

$f_v < F_v$, ok. Cumple

Por seguridad, utilice Estribos Verticales de 2 Ramas No. 4 cada 7.5 cm.

VI.4.- REVISION DE CORTANTE POR FRICCION

$$V_u = 13225.47 \text{ Kg.}$$

(a 0 m. del Elemento 2, Combinación de Carga 3 incrementada)

$$A_{vf} = V_u / (\phi * f_y * \mu)$$

Ver Reglamento ACI

$$\mu = 1.4$$

$$A_{vf} = 13,225.47 \text{ kg} / (0.85 * 4200 \text{ kg/cm}^2 * 1.4)$$

$$A_{vf} = 2.65 \text{ cm}^2$$

En la parte superior del cabezal prefabricado se han dispuesto 3 Varillas No. 5
Estas Varillas serán utilizadas también para seguridad durante el izaje del elemento

$$A_v = 6.00 \text{ cm}^2$$

$A_v > A_{vf}$, ok Cumple

VI.5.- PUNZONAMIENTO DEL PILOTE

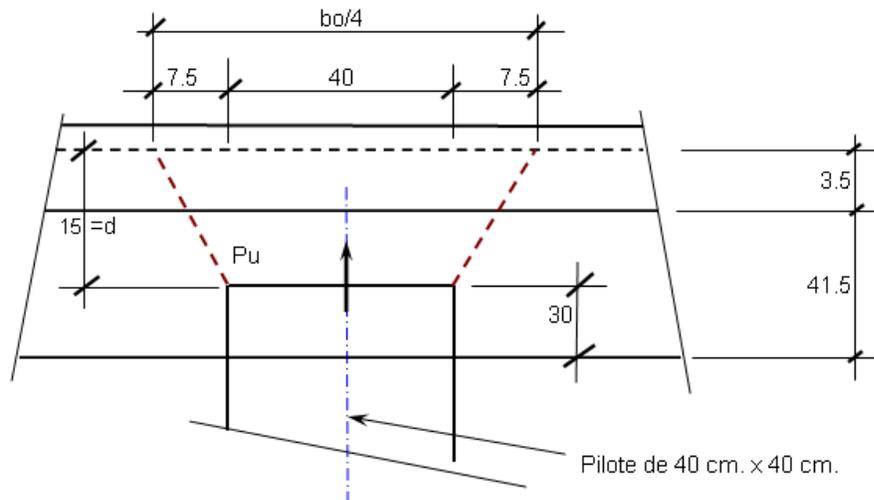
$$P_u = 25123.87 \text{ kg.}$$

(En ambos pilotes)

Comb. 3 incrementada
Reacción A

$$V_c = 4 * (f_c)^{0.5} * b_o * d$$

(sistema inglés)



De la sección transversal tenemos los siguientes datos:

$$\begin{aligned} d &= 15 & \text{cm.} & = 5.906 & \text{in} \\ b_o &= 220 & \text{cm.} & = 86.614 & \text{in} \\ f_c &= 350 & \text{kg/cm}^2 & = 4968 & \text{lb/plg}^2 \end{aligned}$$

$$V_c = 4 \cdot (5000)^{0.5} \cdot 70.866 \text{ in} \cdot 5.906 \text{ in}$$

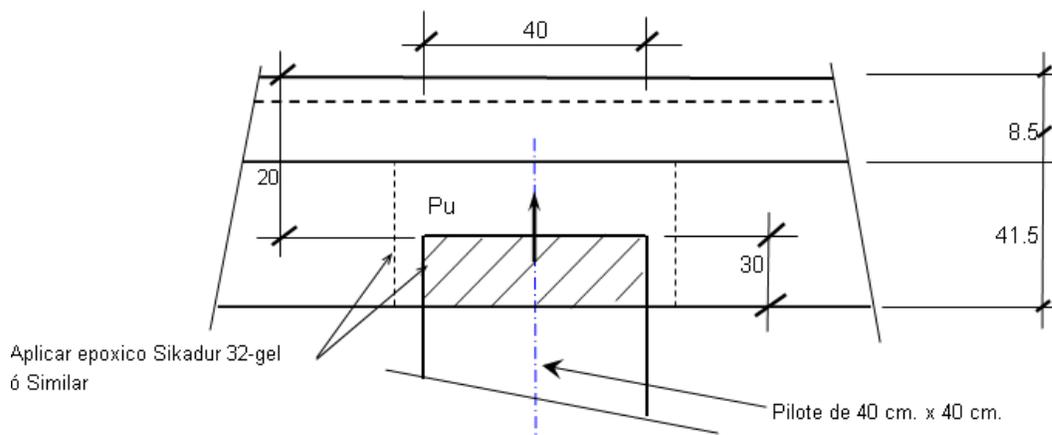
$$V_c = 144,674.34 \text{ lb.}$$

$$V_c = 65,761.06 \text{ kg.}$$

$V_c > P_u$, ok Cumple

Las 4 Varillas No.4 dispuestas en la parte superior del cabezal serán una protección adicional contra el punzonamiento.

VI.6.- REVISION DE ADHERENCIA PILOTE - EPOXICO SIKADUR 32 GEL



Aplicar epoxico Sikadur 32-gel ó Similar

Pilote de 40 cm. x 40 cm.

$$A_e = 40 \text{ cm.} \times 40 \text{ cm.} \times 4$$

Area a untar con epoxico

$$A_e = 6400 \text{ cm}^2$$

Esfuerzo de Adherencia del Epoxico = 120 kg/cm².

Esfuerzo Permisible del Epoxico = 60 kg/cm². (Se considera un 50% de capacidad)

Carga Total Permisible para la unión (CT)= 384,000.00 Kg.

CT > Pu, ok Cumple

Se tomo las especificaciones técnicas según el fabricante del epoxico.

VI.7.- CABLES DE IZADO DEL CABEZAL PREFABRICADO

$$W_c = 0.60 \text{ m.} \times 0.50 \text{ m.} \times 4.10 \text{ m.} \times 2.4 \text{ ton/m}^3$$

$$W_c = 2.95 \text{ ton.}$$

Carga por Cable $W_c/2 = 1476 \text{ kg.}$

Se utilizarán 2 cables de 1/2" Ø

Coeficiente de Despegue = 2.5

Tensión en cada Cable (T) = 3,690.00 kg. = 8.118 Kips

Esfuerzo Permisible en el Cable

$$\omega = 0.5 \cdot f_{pu} \quad f_{pu} = 250 \text{ Ksi.}$$

$$\omega = 125 \text{ Ksi}$$

Area del Cable = 0.144 pulg²

Fuerza Per. en el Cable (Fp) = 18 Kips

Fp > T, ok Cumple

[Use 2 Cables de Izaje de 1/2" Ø](#)

VI.8.- REFUERZO DE PARED DEL CABEZAL

VI.8.1.- Refuerzo Vertical

Use Acero mínimo por cara: por ancho unitario

$$A_{smin} = p \cdot b \cdot d \quad \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm.} \\ d = 20 \text{ cm.} \\ p = 1\% \end{array}$$

$$A_{smin} = 20.00 \text{ cm}^2./m. = 0.20 \text{ cm}^2./cm.$$

$$S = A_w/A_{smin} \quad \text{Si } A_w = 2.00 \text{ cm/No.5}$$

$$S = (2.00 \text{ cm}^2/\text{No.5})/0.20 \text{ cm}^2/cm.$$

$$S = 10.00 \text{ No.5}$$

[Use Varillas No.5 c/15 cm., por cara \(Se proveerá Varillas en forma de Estribos cada 15 cm.\)](#)

VI.8.2.- Refuerzo Horizontal

Use Acero mínimo por cara:

$$A_{smin} = p \cdot b \cdot d \quad \begin{array}{l} b = 41 \text{ cm.} \\ d = 20 \text{ cm.} \\ p = 1\% \end{array}$$

$$A_{smin} = 8.20 \text{ cm}^2.$$

$$\text{No. Vars} = A_{smin}/A_w \quad \text{Si } A_w = 1.30 \text{ cm/No.4}$$

$$\text{No. Vars.} = 8.20 \text{ cm}^2/(1.30 \text{ cm}^2/\text{No.4})$$

$$\text{No. Vars.} = 6.31 \text{ No.4}$$

[Use 6 Varillas No.4, 3 por cara de pared.](#)

Ver anexo No 13: Plano de detalle de cabezal prefabricado para estribo.

3.8.4- Diseño de cabezal de pila

MEMORIA DE CALCULO DE CABEZAL DE PILA DE CONCRETO PARA SUPERESTRUCTURAS DE 10.00m MUELLE MOMOTOMBO

I.- DATOS GENERALES

ACERO DE REFUERZO:

Según Normas ASTM, M31 GRADO 60.

CONCRETO:

Clase "D" ($f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$. a los 28 días de edad como mínimo).

Peso Especifico : $Wc = 2.40 \text{ ton/m}^3$.

DISEÑO:

Según Normas AASHTO, Carga Viva H15-44 en una vía de tráfico

CONSTRUCCION:

Según Normas NIC-2000, para Calles, Carreteras y Puentes
NIC-2000

METODO DE DISEÑO:

Resistencia última.

II.- PREDIMENSIONAMIENTO DE LA SECCION TRANSVERSAL

A.- DIMENSIONES DE VIGA CABEZAL

A.1.- CABEZAL

$b = 80 \text{ cm.}$

$h = 50 \text{ cm.}$

$l = 410 \text{ cm.}$

A.2.- PARED

$h = 41 \text{ cm.}$

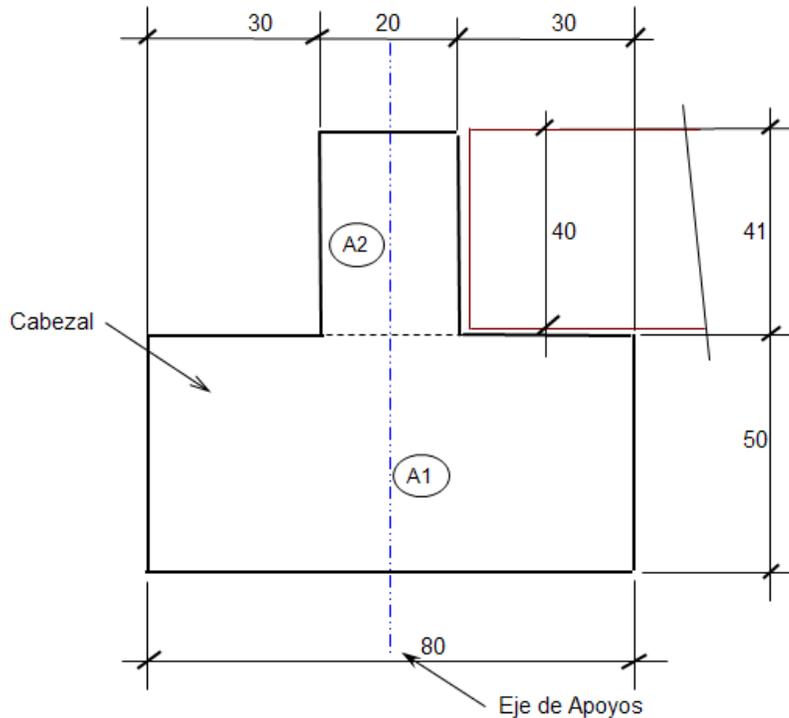
$b = 20 \text{ cm.}$

$l = 410 \text{ cm.}$

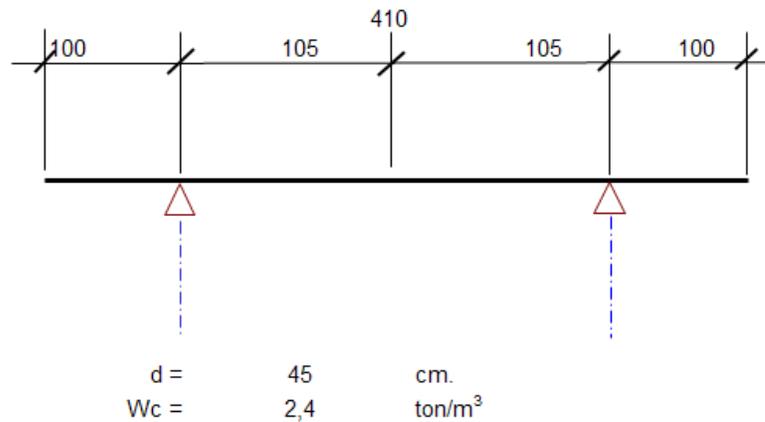
A.3.- LOSA

$e = 40 \text{ cm.}$

$a = 410 \text{ cm.}$



III.- IDEALIZACION DE LA SECCION DE CALCULO LONGITUDINAL



IV.- CALCULO DE CARGAS

IV.1.- CARGA MUERTA DEL CABEZAL

A1 = 80 cm. x 50 cm.	4.000,00 cm ²	0,4 m ²
A2 = 41 cm. x 20 cm.	820,00 cm ²	0,082 m ²
Área Total (At):		0,482 m ²

CPC = At x 1.0 m. x Wc =

CPC = 0.4820 m² x 1.0 m. x 2.40 ton/m³ = 1,1568 ton/m. = 1.156,80 kg/m.

CPC = 1.156,80 kg/m. En un ancho unitario

IV.2.- CARGA MUERTA DE LOSA

espesor (el) =	0,4 m.
ancho (al) =	4,1 m.
largo (ll) =	9,5 m.

WPL = el x al x ll x Wc Se incluye la vigueta.

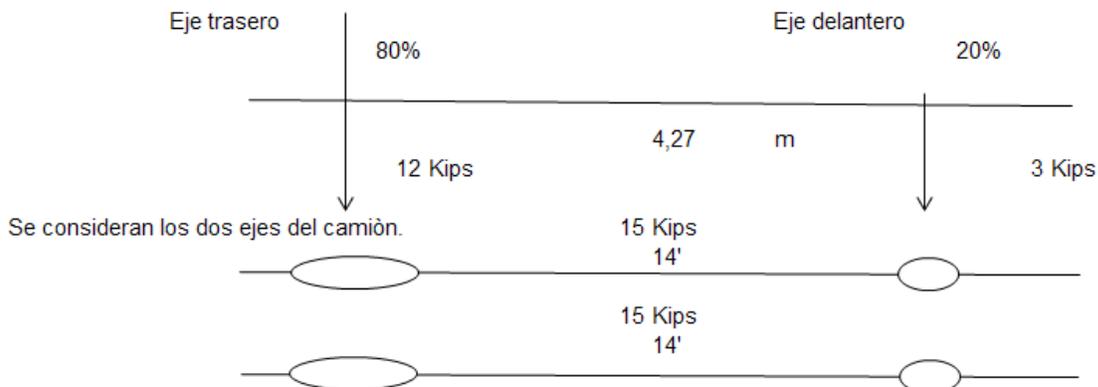
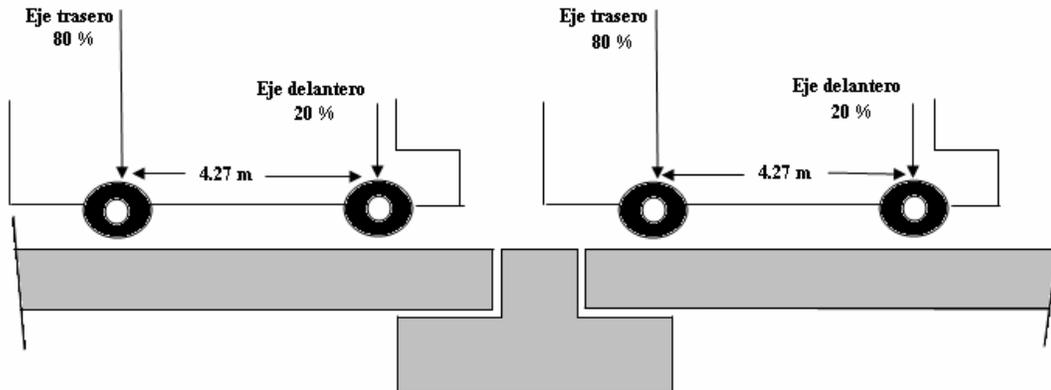
WPL = (0.40 m. x 4.10 m. x 9.5 m. x 2.40 ton/m³) = 37,39 ton.

CPL = WPL/4.10 m. = 9,12 ton/m. = 9.120,00 kg/m.

CPL = 9.120,00 kg/m.

IV.3.- CARGA VIVA H15.44

Se toma como carga vehicular un H15-44 en cada uno de los tramos que soporta el cabezal de pila.



Se consideran los dos ejes del camión.

Se toma unicamente el 80% correspondiente a los ejes traseros de los dos camiones.

$$CV = (15 \cdot 80\% \cdot 4)$$

$$CV = 48 \text{ kips}$$

$$CV = 21,82 \text{ ton.}$$

2 Camiones

$$CVL = CV / 4.10 \text{ m.} = 5,32 \text{ ton/m.} = 5.321,51 \text{ kg/m.}$$

$$CVL = 5.321,51 \text{ kg/m.}$$

IV.4.- CARGA VIVA PEATONAL

$$W_{cp} = 0,45 \text{ ton/m}^2$$

Tomado de la tabla 1: Cargas vivas unitarias mínimas (Kg/m²) del RNC-07, Comercio Semipesado.

$$W_{cvp} = (W_{cp} \times 4.10 \text{ m.} \times 9.5 \text{ m.})$$

$$W_{cvp} = (0.450 \text{ ton/m}^2 \times 4.10 \text{ m.} \times 9.5 \text{ m.}) = 17,528 \text{ ton.}$$

$$CVP = W_{cvp} / 4.10 \text{ m.} = 4,275 \text{ ton/m.} = 4.275,00 \text{ kg/m.}$$

$$CVP = 4.275,00 \text{ kg/m.}$$

IV.5.- SOBRECARGA

$$SC = 1,00 \text{ ton}$$

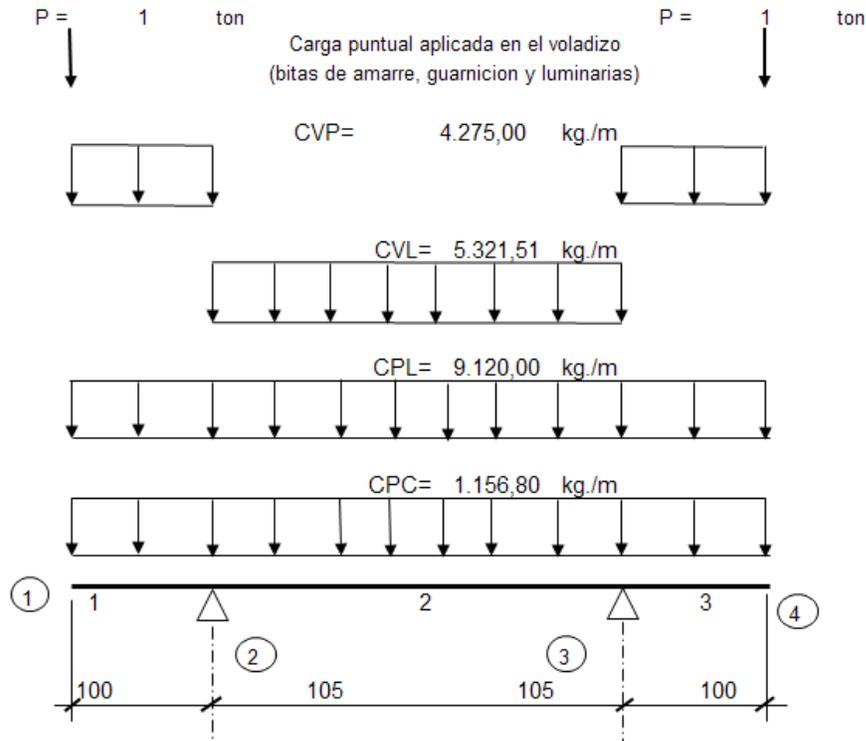


DIAGRAMA DE CARGAS SIN MAYORAR

Combinaciones de Carga:

- Combinación 1:** 1.4 CM + 1.7 CV (vehicular) + Sobre Carga Tomadas del ACI
- Combinación 2:** 1.4 CM + 1.7 CV (vehicular) + 1.7 CV (peatonal)
- Combinación 3:** 1.4 CM + 1.7 CV (vehicular) + 1.7 CV (peatonal) + Sobre Carga

V.- ANALISIS ESTRUCTURAL

Ver Análisis Estructural a continuación:

Se desarrollará el análisis estructural en cuanto a las 3 combinaciones anteriormente planteadas, para determinar la situación más crítica. Y de esta manera evaluar los resultados obtenidos en el diseño del elemento por medio del método de Resistencia última.

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

V.1.- CARGAS SIN INCREMENTAR

Combinación 1: CM + CV (vehicular) + Sobre Carga

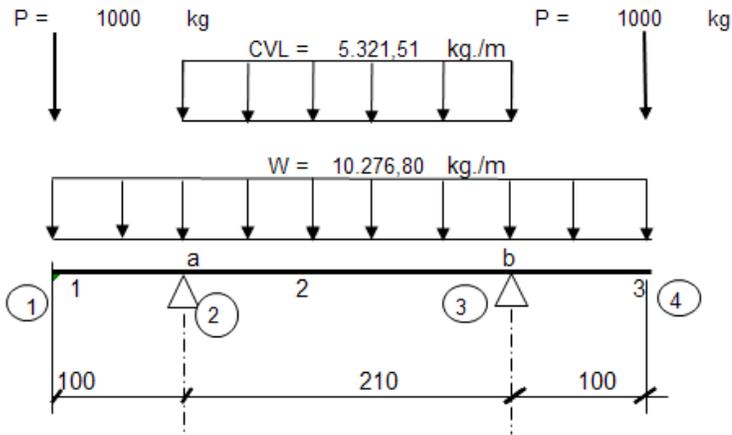
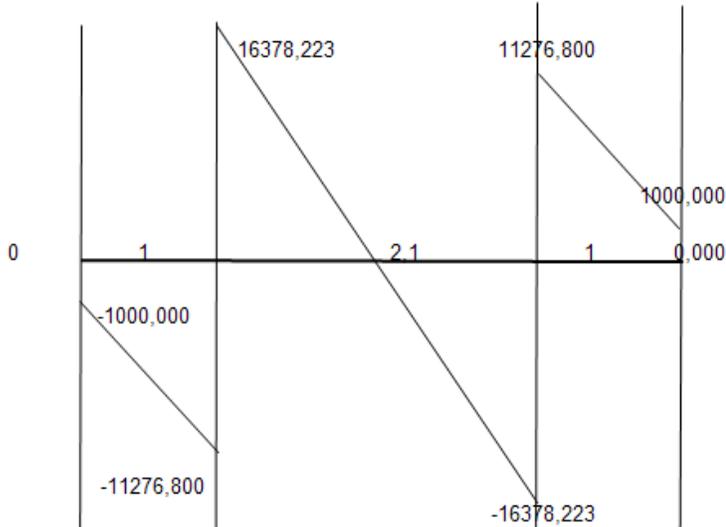


DIAGRAMA ESFUERZO CORTANTE



$$\sum Mb=0$$

64213,95	$Ra \cdot 2.1$	6138,40
----------	----------------	---------

$Ra=$	27655,0231
$Rb=$	27655,0231

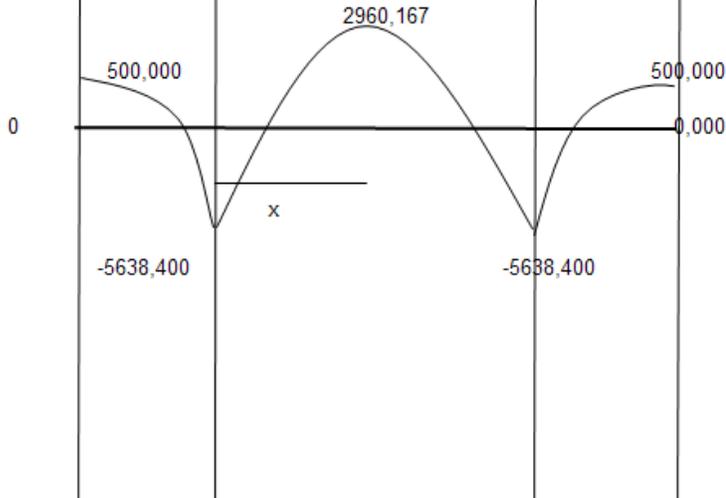
comprobación

$$\sum \text{cargas} = 55310,0463$$

$$Rb = Ra = 27655,0231$$

$V_{\text{máx}} =$	16378,223	Kg
--------------------	-----------	----

DIAGRAMA MOMENTO FLEXIONANTE



$M_{\text{máx}} =$	5638,400	Kg.m
--------------------	----------	------

V.2.- CARGAS SIN INCREMENTAR

Combinación 2: CM + CV (vehicular) + CV (peatonal)
 CVP= 4.275,00 kg./m

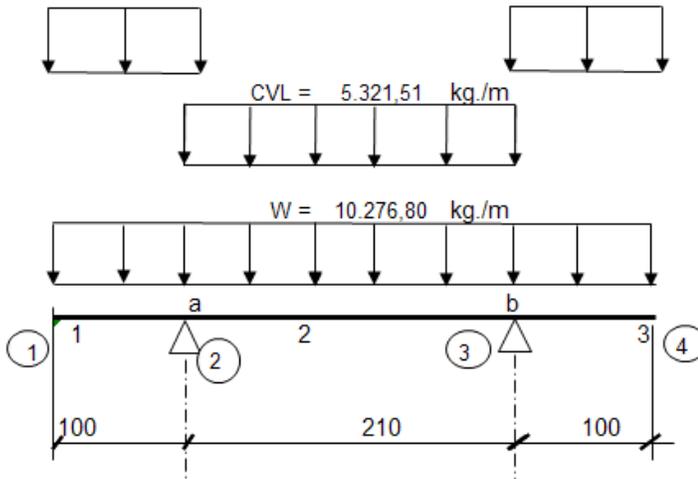
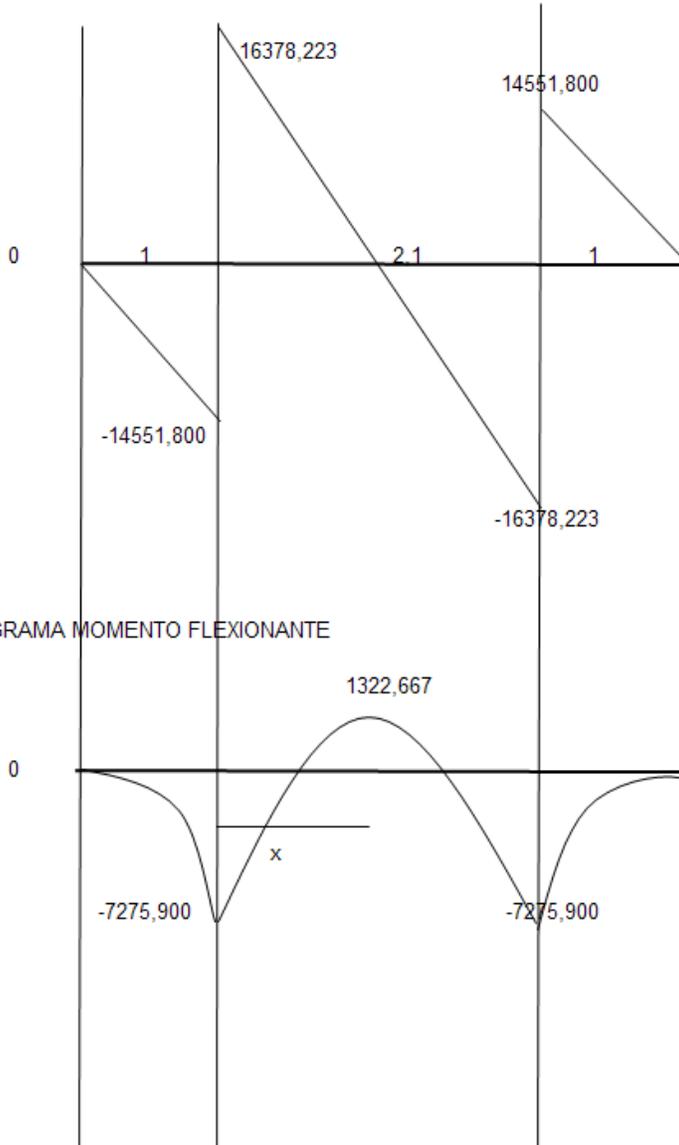


DIAGRAMA ESFUERZO CORTANTE



$\Sigma Mb=0$

72228,95	Ra*2.1	7275,90
----------	--------	---------

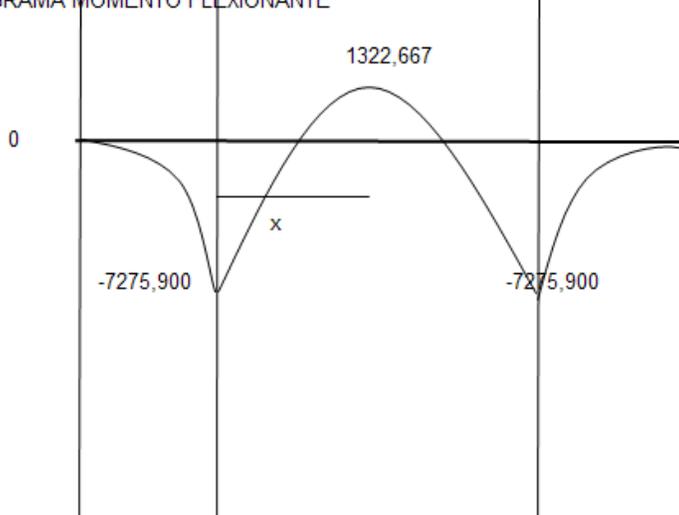
Ra=	30930,0231
Rb=	30930,0231

comprobación

0,000	Σ cargas=	61860,0463
	Rb=Ra=	30930,0231

$V_{\text{máx}} = 16378,223 \text{ Kg}$

DIAGRAMA MOMENTO FLEXIONANTE



0,000

$M_{\text{máx}} = 7275,900 \text{ Kg.m}$

V.3.- CARGAS SIN INCREMENTAR

Combinación 3: CM + CV (vehicular) + CV (peatonal) + Sobre Carga
 CVP= 4.275,00 kg./m

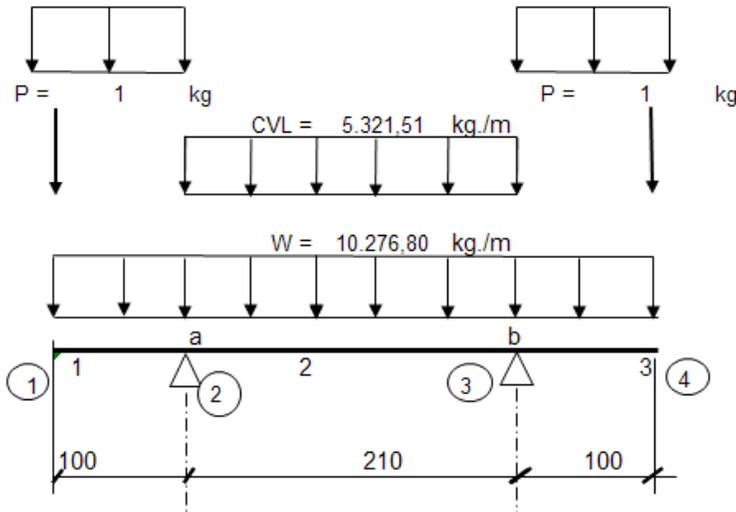


DIAGRAMA ESFUERZO CORTANTE

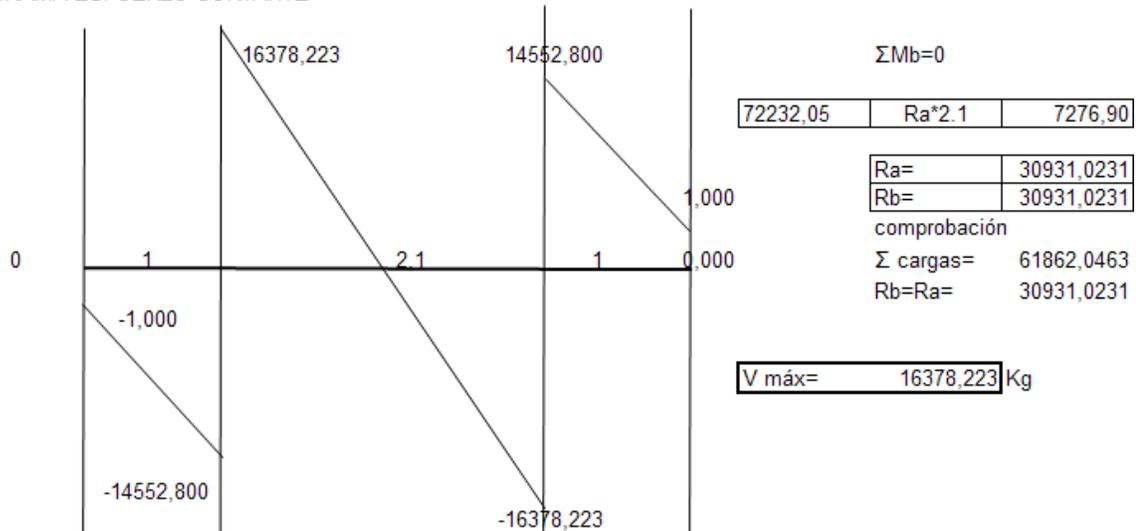
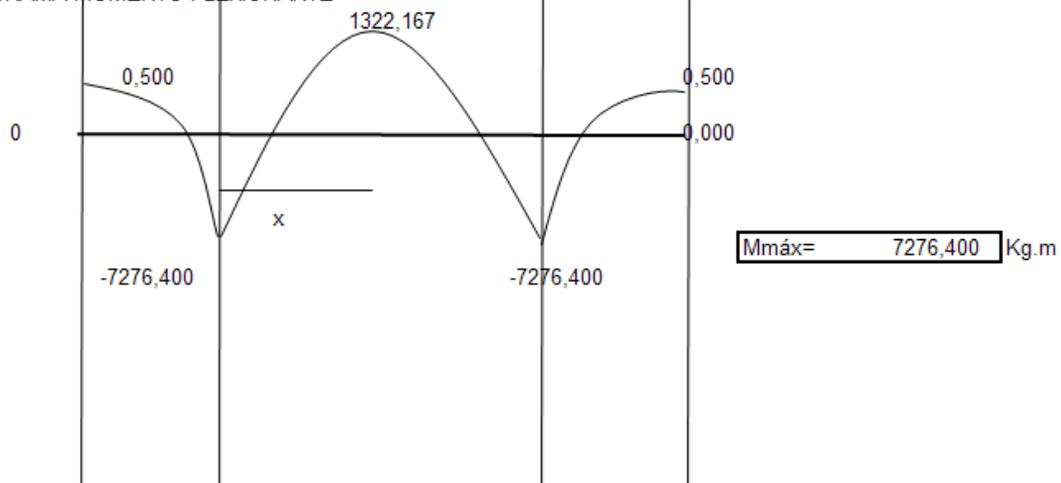


DIAGRAMA MOMENTO FLEXIONANTE



ANALISIS ESTRUCTURAL

V.4.- CARGAS INCREMENTADAS

Combinación 1: 1.4 CM + 1.7 CV (vehicular) + Sobre Carga

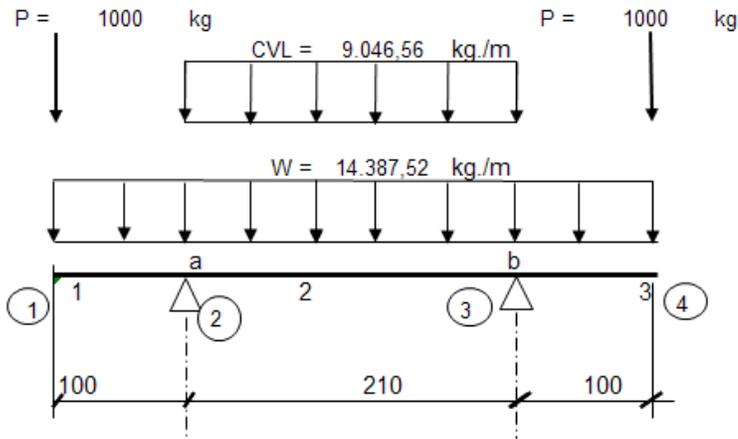
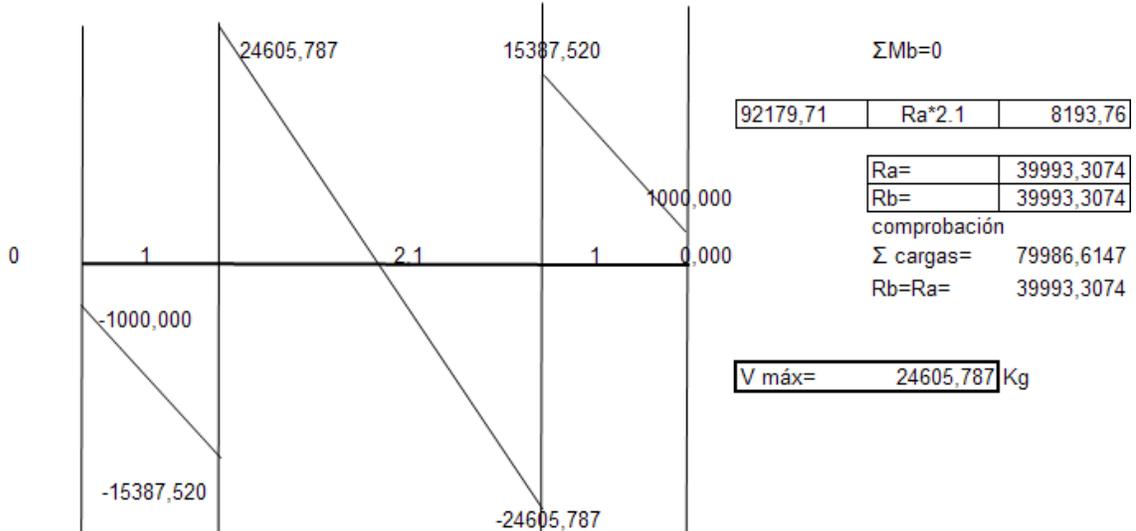
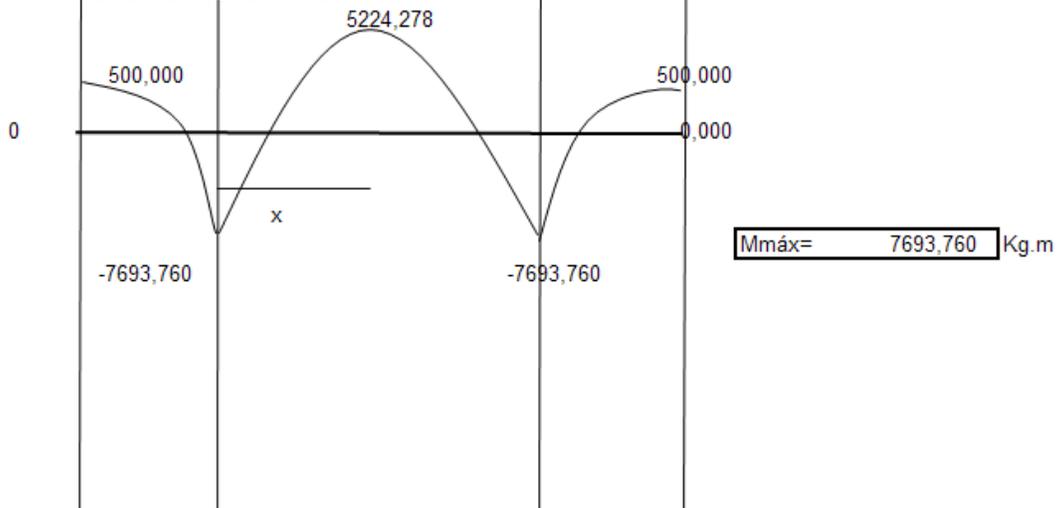


DIAGRAMA ESFUERZO CORTANTE



$V_{m\acute{a}x} = 24605,787 \text{ Kg}$

DIAGRAMA MOMENTO FLEXIONANTE



$M_{m\acute{a}x} = 7693,760 \text{ Kg.m}$

V.5.- CARGAS INCREMENTADAS

Combinación 2: 1.4 CM + 1.7 CV (vehicular) + 1.7 CV (peatonal)

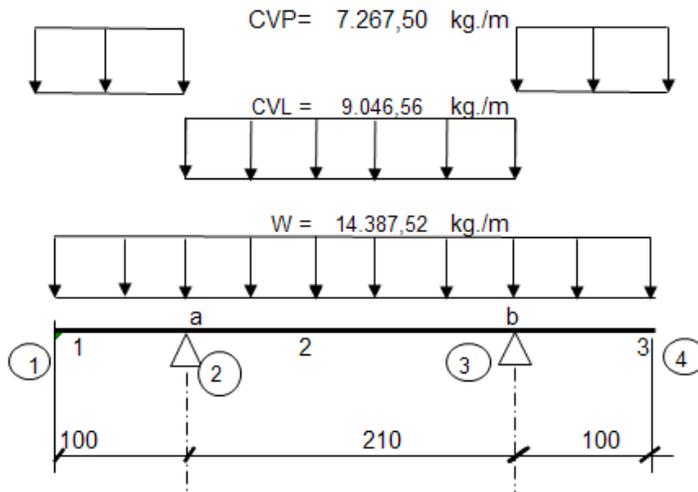
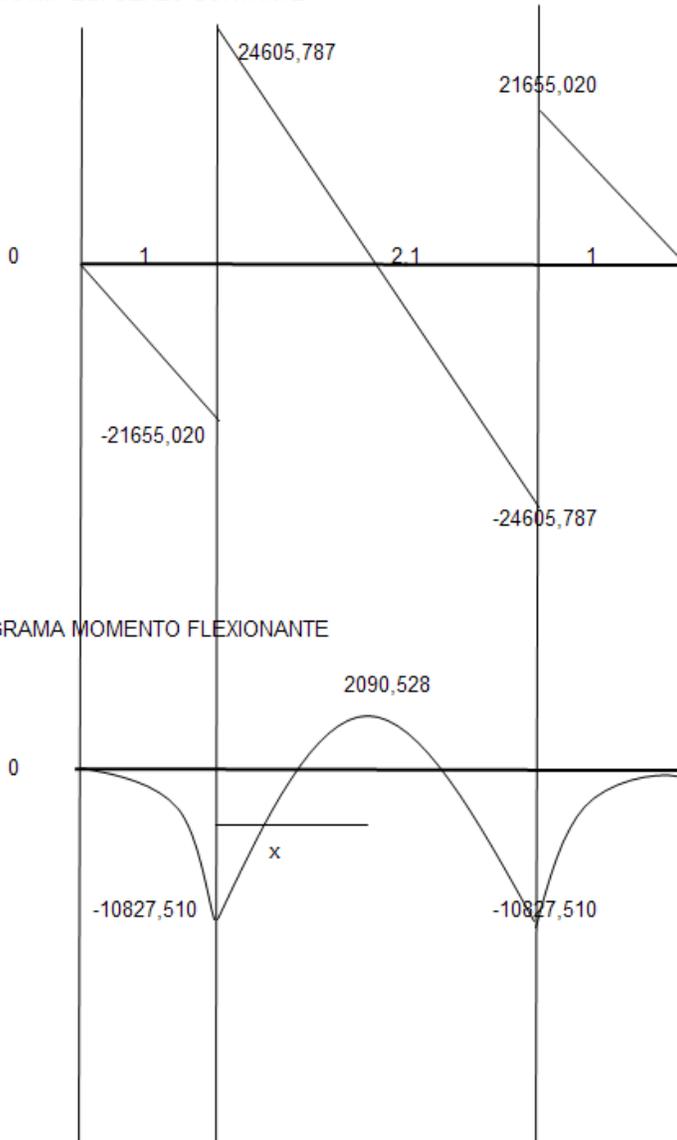


DIAGRAMA ESFUERZO CORTANTE



$$\Sigma Mb=0$$

$$107975,21 + Ra \cdot 2.1 = 10827,51$$

Ra=	46260,8074
Rb=	46260,8074

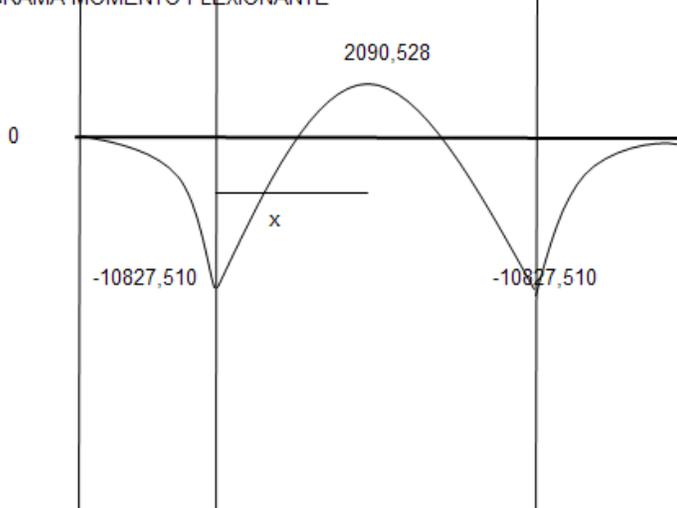
comprobación

$$0,000 + \Sigma \text{cargas} = 92521,6147$$

$$Rb = Ra = 46260,8074$$

$$V_{\text{máx}} = 24605,787 \text{ Kg}$$

DIAGRAMA MOMENTO FLEXIONANTE



$$0,000$$

$$M_{\text{máx}} = 10827,510 \text{ Kg.m}$$

V.6.- CARGAS INCREMENTADAS

Combinación 3: 1.4 CM + 1.7 CV (vehicular) + 1.7 CV (peatonal) + Sobre Carga

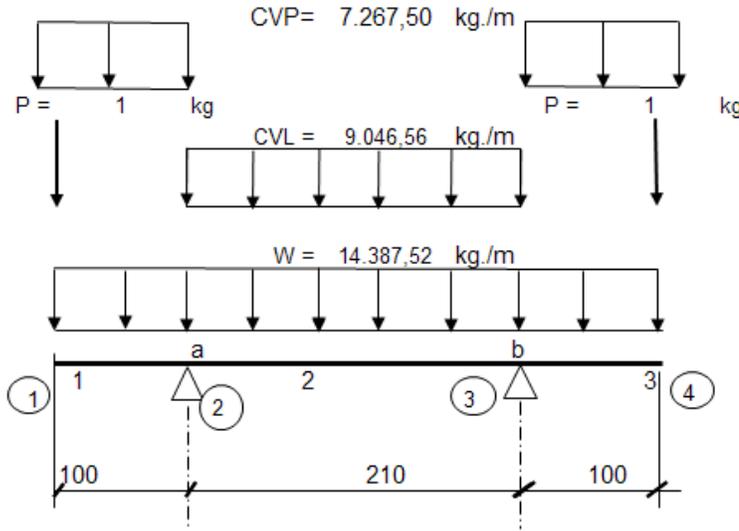


DIAGRAMA ESFUERZO CORTANTE

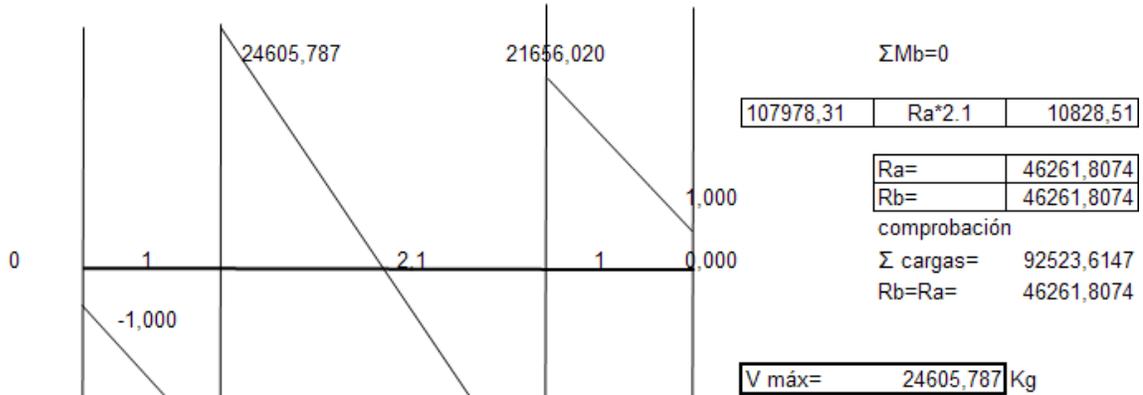
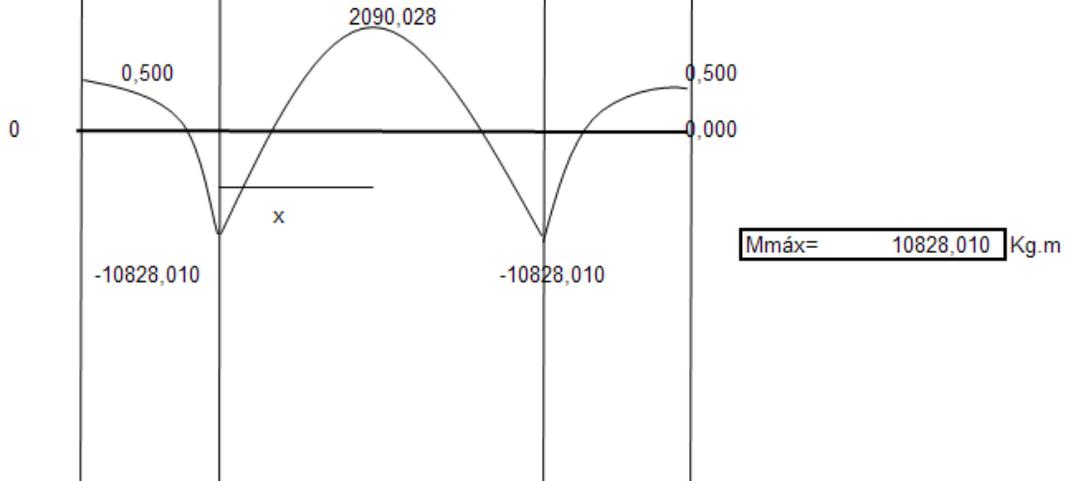


DIAGRAMA MOMENTO FLEXIONANTE



VI.- CALCULO DEL REFUERZO

De las tres combinaciones de cargas consideradas, la combinación más crítica que se presentó fue la combinación de carga tres, de esta se obtuvo el momento último que se considerará en el cálculo del refuerzo.

VI.1.- REFUERZO POSITIVO

$$\begin{aligned} \mu_u &= 10.828,01 \text{ Kg-m.} && \text{(a 0 m. del Elemento 2, Combinación de Carga 3 incrementada)} \\ \mu_u &= 1.082.801,00 \text{ kg-cm.} && d = 45 \text{ cm.} \\ A_s &= \mu_u / (0.90 * f_y * 0.85 * d) && f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ A_s &= 10,828.01 \text{ kg-cm.} / (0.90 * 4200 \text{ kg/cm}^2 * 0.85 * 45 \text{ cm.}) && b = 80 \text{ cm.} \\ A_s &= 7,489 \text{ cm}^2. && f_c = 350 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{No. Vars} &= A_{smin} / A_v && \text{Si } A_v = 1,30 \text{ cm/No.4} \\ \text{No. Vars.} &= 7.489 \text{ cm}^2 / (1.30 \text{ cm}^2 / \text{No.4}) \\ \text{No. Vars.} &= 5,76 \text{ No.4} \end{aligned}$$

[Use 6 Varillas No.4, debido entre otras razones al deterioro progresivo del mar](#)

VI.2.- REFUERZO NEGATIVO

$$\begin{aligned} \mu_u &= 10.828,01 \text{ Kg-m.} && \text{(a 0 m. del Elemento 2, Combinación de Carga 3 incrementada)} \\ \mu_u &= 1.082.801,00 \text{ kg-cm.} && d = 45 \text{ cm.} \\ A_s &= \mu_u / (0.90 * f_y * 0.85 * d) && f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ A_s &= 10,828.01 \text{ kg-cm.} / (0.90 * 4200 \text{ kg/cm}^2 * 0.85 * 45 \text{ cm.}) && b = 80 \text{ cm.} \\ A_s &= 7,49 \text{ cm}^2. && f_c = 350 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{No. Vars} &= A_{smin} / A_v && \text{Si } A_v = 1,30 \text{ cm/No.4} \\ \text{No. Vars.} &= 7.49 \text{ cm}^2 / (1.30 \text{ cm}^2 / \text{No.4}) \\ \text{No. Vars.} &= 5,76 \text{ No.4} \end{aligned}$$

[Use 6 Varillas No.4, debido entre otras razones al deterioro progresivo del mar](#)

VI.3.- REVISION POR CORTANTE

$$\begin{aligned} V_u &= 24.605,79 \text{ Kg.} && \text{(a 0 m. del Elemento 2, Combinación de Carga 3 incrementada)} \\ \text{Revisión por Cortante:} &&& \\ F_v &= 0.5 * (f'_c)^{0.50} = && f_c = 350 \text{ kg/cm}^2. \\ F_v &= 9,35 \text{ Kg/cm}^2. && \end{aligned}$$

$$f_v = V_u / (0.85 * b * d)$$

$$f_v = 24,605.79 \text{ kg.} / (0.85 * 80 \text{ cm.} * 45 \text{ cm.})$$

$$f_v = 8,04 \text{ Kg/cm}^2.$$

$f_v < F_v$, ok. **CUMPLE**

Por seguridad, utilice Estribos Verticales de 2 Ramas No. 4 cada 7.5 cm.

VI.4.- REVISION DE CORTANTE POR FRICCION

(a 0 m. del Elemento 2, Combinación de Carga 3 incrementada)

$$V_u = 24.605,79 \text{ Kg.}$$

Ver reglamento ACI

$$A_{vf} = V_u / (F * f_y * \mu)$$

$$\mu = 1,4$$

$$A_{vf} = 24,605.79 \text{ kg} / (0.85 * 4200 \text{ kg/cm}^2 * 1.4)$$

$$A_{vf} = 4,92 \text{ cm}^2$$

En la parte superior del cabezal prefabricado se han dispuesto 3 Varillas No. 5 Estas Varillas serán utilizadas también para seguridad durante el izaje del elemento

$$A_v = 6,00 \text{ cm}^2$$

$A_v > A_{vf}$, ok **CUMPLE**

VI.5.- PUNZONAMIENTO DEL PILOTE

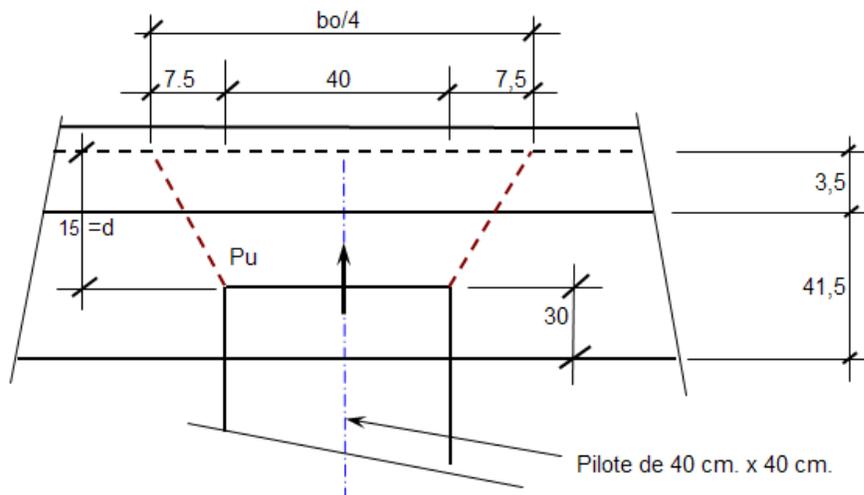
$$P_u = 46.261,807 \text{ kg.}$$

(En ambos pilotes)

Comb. 3
Reacción A

$$V_c = 4 * (f_c)^{0.5} * b_o * d$$

(sistema inglés)



De la sección transversal tenemos los siguientes datos:

d =	15	cm.	=	5,906	in
bo =	220	cm.	=	86,614	in
fc =	350	kg/cm ²	=	4968	lb/plg ²

$$V_c = 4 \cdot (5000)^{0.5} \cdot 70.866 \text{ in} \cdot 5.906 \text{ in}$$

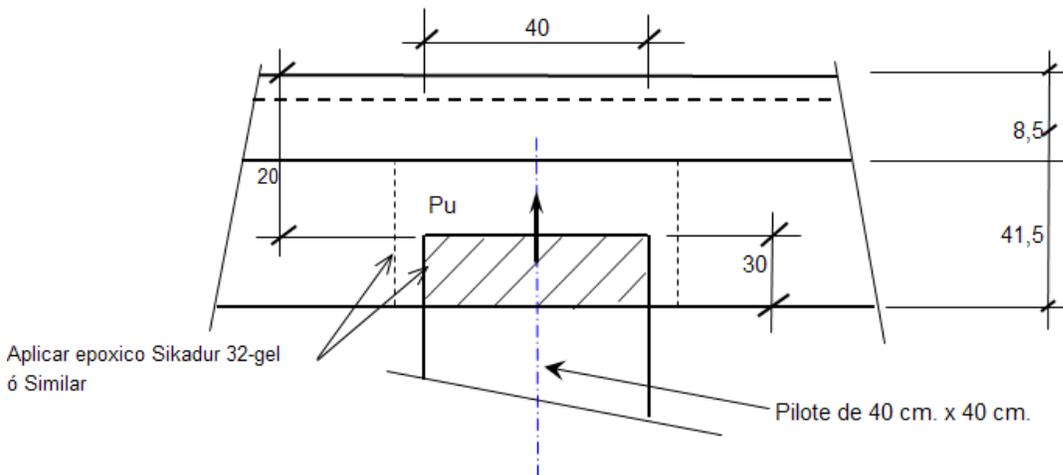
$$V_c = 144.674,34 \text{ lb.}$$

$$V_c = 65.761,06 \text{ kg.}$$

$V_c > P_u$, ok **CUMPLE**

Las 6 Varillas No.4 dispuestas en la parte superior del cabezal serán una protección adicional contra el punzonamiento.

VI.6.- REVISION DE ADHERENCIA PILOTE - EPOXICO SIKADUR 32 GEL



$$A_e = 40 \text{ cm.} \times 40 \text{ cm.} \times 4$$

Area a untar con epoxico

$$A_e = 6400 \text{ cm}^2$$

Esfuerzo de Adherencia del Epoxico = 120 kg/cm².

Esfuerzo Permisible del Epoxico = 60 kg/cm². (Se considera un 50% de capacidad)

Carga Total Permisible para la unión (CT)= 384.000,00 Kg. Se tomo las especificaciones técnicas según el fabricante del epoxico.

$CT > P_u$, ok **CUMPLE**

VI.7.- CABLES DE IZADO DEL CABEZAL PREFABRICADO

$$W_c = 0.80 \text{ m.} \times 0.50 \text{ m.} \times 4.10 \text{ m.} \times 2.4 \text{ ton/m}^3$$

$$W_c = 3,94 \text{ ton.}$$

Se utilizarán 2 cables de 1/2" ø

Carga por Cable $Wc/2 = 1968$ kg.
 Coeficiente de Despegue = 2.5
 Tensión en cada Cable (T) = 4920 kg. = 10.824 Kips
 Esfuerzo Permisible en el Cable
 $\omega = 0.5 \cdot f_{pu}$ $f_{pu} = 250$ Ksi.
 $\omega = 125$ Ksi
 Area del Cable = 0.144 pulg²
 Fuerza Per. en el Cable (Fp) = 18 Kips

$F_p > T$, ok **CUMPLE**

[Use 2 Cables de Izaje de 1/2" Ø](#)

VI.8.- REFUERZO DE PARED DEL CABEZAL

VI.8.1.- Refuerzo Vertical

Use Acero mínimo por cara: por ancho unitario $b = 100$ cm.
 $d = 15$ cm.
 $p = 1\%$
 $A_{smin} = \rho \cdot b \cdot d$
 $A_{smin} = 15.00$ cm²/m. = 0.15 cm²/cm.
 $S = A_w/A_{smin}$ Si $A_w = 2.00$ cm/No.5

$$S = (1.30 \text{ cm}^2/\text{No.5})/0.15 \text{ cm}^2/\text{cm}.$$

$$S = 13.33 \text{ cm}$$

[Use Varillas No.5 c/15 cm., por cara \(Se proveerá Varillas en forma de Estribos cada 15 cm.\)](#)

VI.8.2.- Refuerzo Horizontal

$b = 41$ cm.
 $d = 15$ cm.
 $p = 1\%$

Use Acero mínimo por cara:

$$A_{smin} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_{smin} = 6.150 \text{ cm}^2.$$

$$\text{No. Vars} = A_{smin}/A_w \quad \text{Si } A_w = 1.3 \text{ cm/No.4}$$

$$\text{No. Vars.} = 6.150 \text{ cm}^2/(1.30 \text{ cm}^2/\text{No.4})$$

$$\text{No. Vars.} = 4.73 \text{ No.4}$$

[Use 6 Varillas No.4, 3 por cara de pared.](#)

Ver anexo No 13: Plano de detalle de cabezal prefabricado para pila.

3.8.5- Diseño de pilotes

MEMORIA DE CALCULO DE PILOTES PRETENSADOS DE (40X 40 X 1000) cm. MUELLE MOMOTOMBO

I.- DATOS GENERALES

ACERO DE REFUERZO:

Según Normas ASTM, M31 GRADO 60.

CONCRETO:

Clase "D" ($f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$. a los 28 días de edad como mínimo).
Peso Especifico : $W_c = 2.40 \text{ ton/m}^3$.

DISEÑO:

Según Normas AASHTO, Carga Viva H15-44 en una vía de tráfico

CONSTRUCCION:

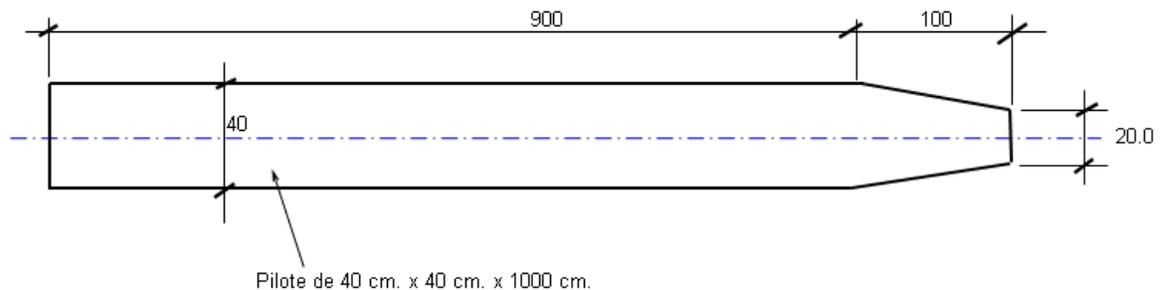
Según Normas NIC-2000, para Calles, Carreteras y Puentes
NIC-2000

METODO DE DISEÑO:

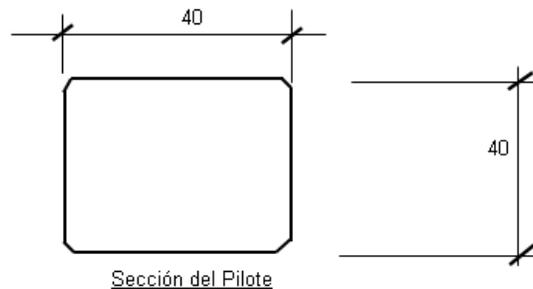
Resistencia última.

II.- PREDIMENCIONAMIENTO DEL PILOTE

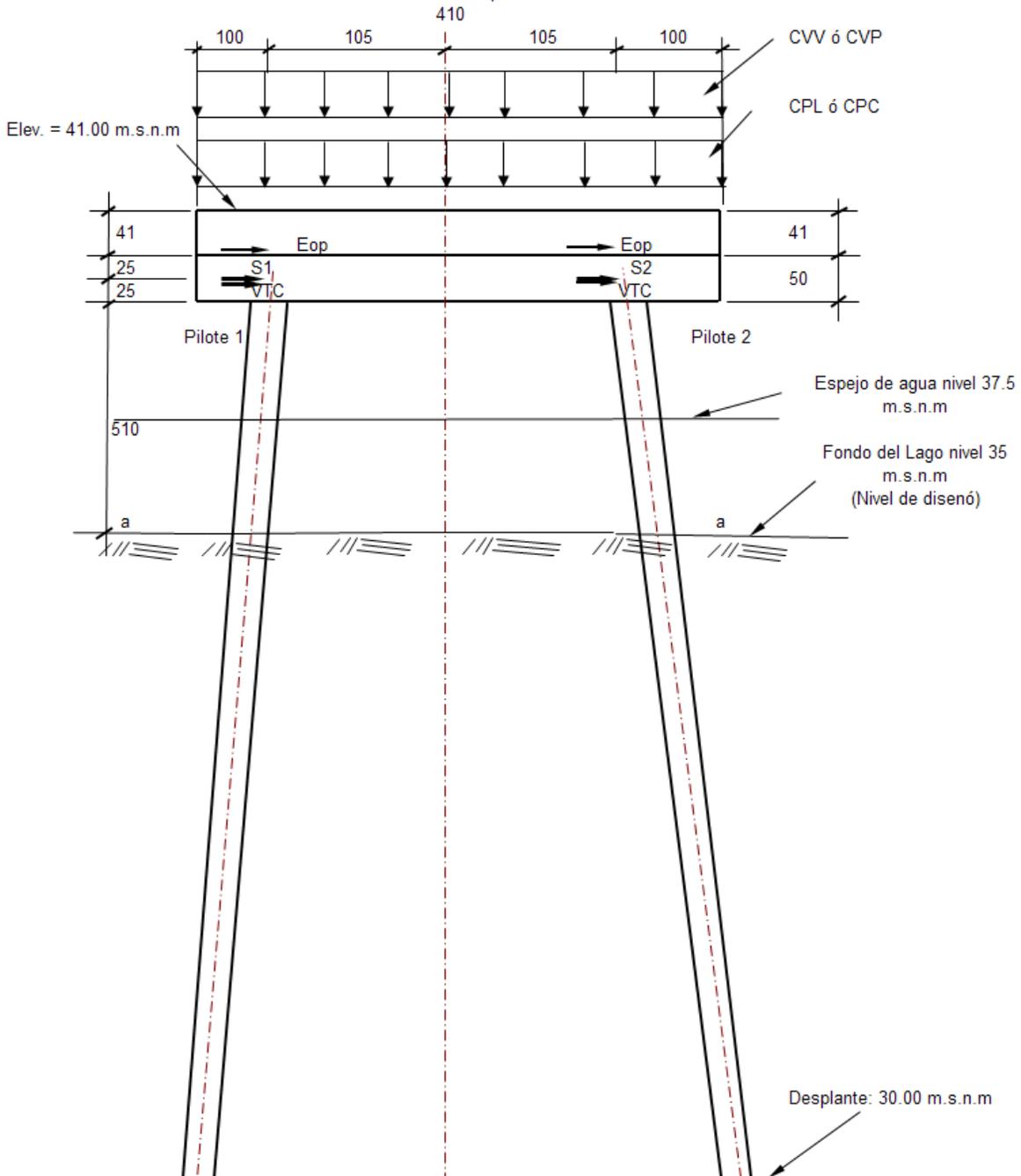
Por razones de facilitar el análisis estructural se diseñará el pilote de la sección más crítica expuesto a las cargas de servicio y cargas accidentales consideradas. Se considera el último tramo de muelle como el más expuestos a estas cargas por lo cual se diseñará el pilote que soportará estas condiciones tomando en cuenta que este diseño sea útil para todos los pilotes restantes de la estructura, considerando dimensiones, refuerzos y presfuerzos similares o menores.



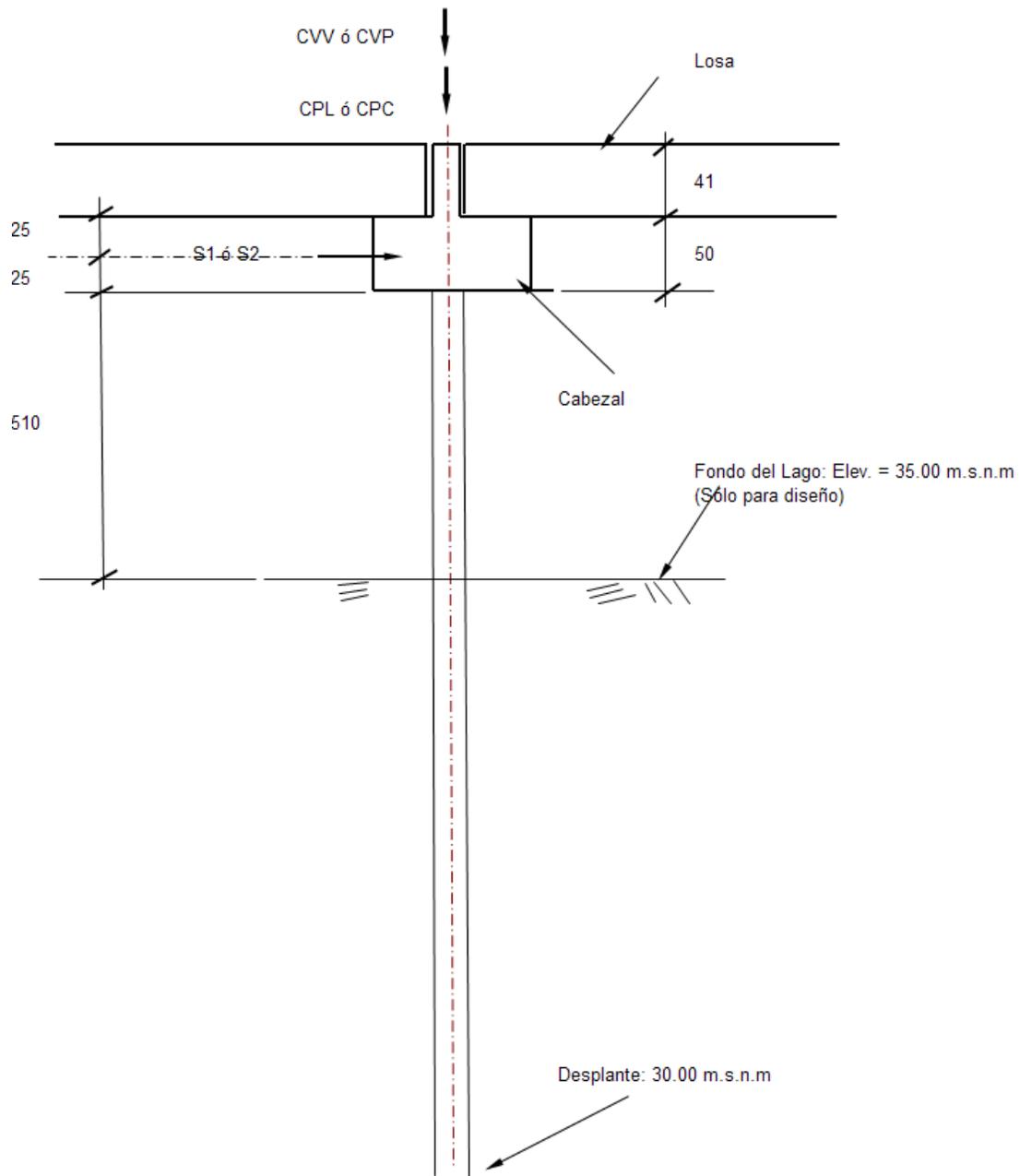
Se toma una sección de 40 x 40 haciendo referencia de los muelles actuales del Golfo de Fonseca.



Idealización de la sección transversal del tramo seleccionado para realizar el análisis estructural.



Nota: El cálculo considerará que los pilotes no toman momento en la unión con el cabezal, por lo tanto los mismos serán considerados en voladizo en ambas direcciones de análisis (transversal y longitudinal).



III.- CALCULO DE CARGAS DIRECCION TRANSVERSAL

III.1.- CARGA MUERTA DE LOSA

$$\text{CPL} = 9,120.00 \text{ Kg./m.} \quad (\text{Ver cálculo de cabezal de Pila Central})$$

III.2.- CARGA MUERTA DE CABEZAL

$$\text{CPC} = 1,156.80 \text{ Kg./m.} \quad (\text{Ver cálculo de cabezal de Pila Central})$$

III.3.- CARGA VIVA VEHICULAR

$$\text{CVV} = 5,321.51 \text{ Kg./m.} \quad (\text{Ver cálculo de cabezal de Pila Central})$$

(Dos claros cargados)

III.4.- CARGA VIVA PEATONAL

$$\text{CVP} = 4,275.00 \text{ Kg./m.} \quad (\text{Ver cálculo de cabezal de Pila Central})$$

(Dos claros cargados)

III.5.- CARGA MUERTA DEL PILOTE (hasta profundidad de empotramiento)

$$\text{CPP} = 0.40 \text{ m.} \times 0.40 \text{ m.} \times 5.10 \text{ m.} \times 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{CPP} = 1958.40 \text{ Kg.}$$

III.6.- CARGAS DE SISMO

Según el RNC-07, tenemos:

Grupo "B" = Estructuras de normal importancia
León, Zona "C" Municipio de La Paz Centro. Ver anexo No 9: Zonificación sísmica de Nicaragua.
Suelo Tipo II, suelo firme

$$\text{Coeficiente de Sismo (c)} = S(2.7 \cdot a_0) / (Q \cdot \Omega)$$

Dadas las características anteriores se obtienen los siguientes factores

S : Factor de amplificación	1.5	Zona sísmica C, suelo tipo II
Q : Factor de reducción	2	Arto. 21, inciso C, RNC-07
Ω : Factor de reducción por sobrerresistencia	2	Arto. 22 RNC-07
a ₀ : Aceleración máxima del terreno	0.3	Arto. 24 RNC-07

$$\text{Coeficiente de Sismo (c):} \quad 0.30 \quad (\text{aplicado sólo a carga muerta})$$

III.6.1 SISMO EN LOSA

$$\text{SL1} = c \times \text{CPL} \times 2.05 \text{ m.} \quad (\text{Sismo Pilote 1})$$

$$\text{SL1} = 5678.91 \text{ Kg.}$$

$$\text{SL2} = c \times \text{CPL} \times 2.05 \text{ m.} \quad (\text{Sismo Pilote 2})$$

$$\text{SL2} = 5678.91 \text{ Kg.}$$

III.6.2 SISMO EN CABEZAL

$$\text{SC1} = c \times \text{CPC} \times 2.05 \text{ m.} \quad (\text{Sismo Pilote 1})$$

$$\text{SC1} = 720.32 \text{ kg.}$$

$$SC2 = c \times CPC \times 2.05m. \quad (\text{Sismo Pilote 2})$$

$$SC2 = 720,32 \text{ kg.}$$

III.6.3 SISMO TOTAL EN CABEZAL

$$S1 = SL1 + SC1 \quad (\text{Sismo Pilote 1})$$

$$S1 = 6399,23 \text{ kg.}$$

$$S2 = SL2 + SC2 \quad (\text{Sismo Pilote 2})$$

$$S2 = 6399,23 \text{ kg.}$$

III.6.4 SISMO EN EL PILOTE

$$SP = c \times CPP$$

$$SP = 594,864 \text{ kg.}$$

III.7.- CARGAS DE VIENTO

III.7.1.- VIENTO EN LA LOSA

Según el RNC-07:

$$Vd = F_{tr} \times F_{\alpha} \times V_r \quad \text{Arto 49}$$

$F_{tr} = 1$ Factor adimensional correctivo según las condiciones locales relativas a la topografía; terreno de tipo R1 Arto 52

$F_{\alpha} = 1$ Factor adimensional que toma en cuenta la variación de la velocidad con la altura, ya que $Z \leq 10 \text{ m}$ Arto 51

$V_r =$ Velocidad regional según la zona que le corresponde al sitio donde se construirá la estructura

$$V_r = 60,00 \text{ kph}$$

$$V_r = 16,67 \text{ m/s}$$

$$V_d = 16,67 \text{ m/s}$$

Debido a que se tienen registros de las velocidades de los vientos predominantes en el sitio donde se establecerá la obra, se toma la velocidad de viento igual a 60 kph. (Zona 2, León, Nicaragua)

$$P_z = 0.0479 \times C_p \times V_d^2 \quad \text{Presión de diseño}$$

$$C_p \text{ Barlovento Pared} = 0,80 \quad (\text{se asume este valor aplicado a la altura lateral de la losa})$$

$$P_z = w = 10,64 \text{ kg/m}^2$$

Según la AASHTO:

Según la AASHTO, 1996, Capítulo 3: cargas, Parte A: Tipos de cargas.

$$W_v = 50 \text{ Lbs/pie}^2 = 244,63 \text{ Kg/m}^2$$

Use viento, según la AASHTO, debido a que la presión de viento es mayor y esto le da mayor seguridad a la estructura.

$$\theta = 30 \text{ Grados} = 0,5236 \text{ rad.} \quad (\text{Dirección del Viento})$$

$$W_v = 244,63 \text{ Kg/m}^2$$

$$V_L = 0.575 \text{ m.} \times 9.00 \text{ m.} / 2 \times 244.63 \text{ Kg/m}^2 \times 2$$

Altura de Losa (cm): 57,5

Largo de Losa (cm): 900

Altura del Cabezal (cm): 50

Ancho del Cabezal (cm): 80

$$VL = 1265,98 \text{ Kg} \quad \text{Viento en losa}$$

$$VLp = VL/2 \quad (\text{Viento en cada cabeza pilote})$$

$$VLp = 632,99 \text{ Kg.}$$

III.7.2.- VIENTO EN CABEZAL

Debido a que la dirección del viento no afecta de manera perpendicular a la estructura, se procede a calcular el ancho expuesto en donde se ejerce la carga de viento, según el AASHTO LFD y LRFD, análisis y diseño de subestructuras y fundaciones de puentes de concreto reforzado. Apéndice 2.

$$\text{Ancho Expuesto (Ae)} = 0.80 \text{ m.} \times \text{Sen}\theta + 4.10 \text{ m.} \times \text{Cos}\theta$$

$$Ae = 3,95 \text{ m.}$$

$$Vae = 0.50 \text{ m.} \times Ae \times Wv$$

$$Vae = 483,24 \text{ Kg.}$$

$$VC = Vae \times \text{Cos}\theta$$

$$VC = 418,50 \text{ Kg.}$$

(Viento en cada cabeza pilote)

$$VCp = Vc/2$$

$$VCp = 209,25 \text{ Kg.}$$

III.7.3.- VIENTO TOTAL EN CABEZAL (Distribuido para cada Pilote)

$$VTC = VLp + VCp$$

$$VTC = 842,24 \text{ kg.}$$

III.7.4.- VIENTO EN PILOTE

$$\text{Ancho Expuesto (Aep)} = 0.40 \text{ m.} \times \text{Sen}\theta + 0.40 \text{ m.} \times \text{Cos}\theta$$

$$Aep = 0,46 \text{ m.}$$

$$VPp = 1.00 \text{ m.} \times Aep \times Wv$$

$$VPp = 112,48 \text{ Kg./m}$$

$$VP = VPp \times \text{Cos}\theta$$

$$VP = 97,41 \text{ Kg/m.}$$

(Viento por metro de Pilote)

III.8.- CARGAS DE EMPUJE DE OLA

$$Wo = 500 \text{ kg/m}^2$$

(Valor estimado según estudio preliminar de un puerto en el lago de Managua, ya que se carece de reglamentación de datos de oleaje)

III.8.1. EMPUJE DE OLA EN LOSA

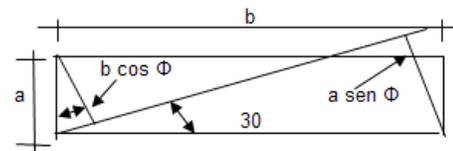
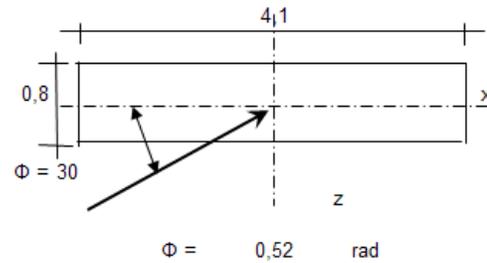
$$Eo = 9.00 \text{ m.} \times .575 \text{ m.} \times 500 \text{ Kg/m}^2$$

$$Eo = 2587,5 \text{ Kg.}$$

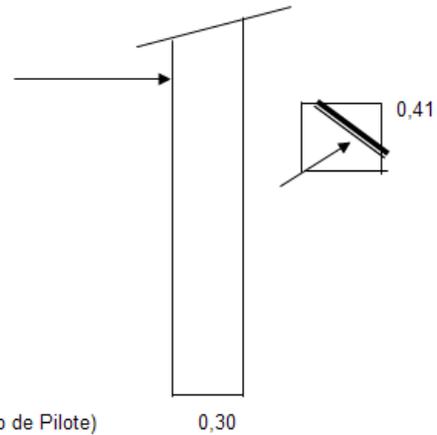
$$Eop = Eo/2$$

$$Eop = 1293,75 \text{ kg.}$$

(Ola en cada cabeza pilote)



Cálculo del área proyectada donde actúa la presión del viento por pie.



III.9.- RESUMEN Y COMBINACIONES DE CARGAS EN LOS DOS PILOTES

TIPO DE CARGA	Fuerza Vertical (kg)	Fuerza Horizontal (Kg.)	Brazo a-a Fuerza Vertical (m.)	Brazo a-a Fuerza Horizontal (m.)	Momento Fuerza Vertical (kg-m)	Momento Fuerza Horizontal (kg-m)
Carga Muerta de Losa	32.832,00		0,00		0,00	
Carga Muerta de Cabezal	4.164,48		0,00		0,00	
Carga Muerta del Pilote	1.958,40		0,00		0,00	
Total Carga Muerta	38.954,88				0,00	
Carga Viva vehicular	21.818,18		0,00		0,00	
Carga Viva Peatonal	15.390,00		0,00		0,00	
Carga Sismica en losa		11.357,82		5,35		60.764,34
Carga Sismica en Cabezal		1.440,65		5,35		7.707,48
Carga Sismica en Pilote		1.189,73		2,55		3.033,81
Total Sismo		13.988,20				71.505,62
Viento en Losa		1.265,98		5,35		6.773,01
Viento en Cabezal		418,50		5,35		2.238,96
Viento en Pilote		573,67		2,55		1.462,86
Total Viento		2.258,15				10.474,83
Empuje de Ola en Losa		2.587,50		5,35		13.843,13
Empuje de Ola en Cabezal						
Empuje de Ola en Pilote						
Total Empuje de Ola		2.587,50				13.843,13

En esta tabla se reflejan las cargas actuantes en los dos pilotes, cargas verticales y horizontales. Entre las cargas verticales se tienen las cargas muertas y cargas vivas, estas no generan ningún momento con respecto al eje a-a del elemento. En cuanto a las cargas horizontales referidas al mismo eje si generan momentos, entre ellas tenemos las fuerzas accidentales de sismo, viento y oleaje.

Después de terminar los cálculos de las cargas, a continuación se desarrollará el análisis estructural, partiendo de las combinaciones planteadas en el ACI, por el método de Resistencia última.

IV.- ANALISIS ESTRUCTURAL

IV.1.- RESUMEN DE CARGAS ACTUANTES EN LA ESTRUCTURA

Carga viva:	9.596,51 Kg./m.	(carga peatonal y carga vehicular H15-44)
Carga Muerta:	10.276,80 Kg./m.	(carga muerta de losa y cabezal)
Cargas accidentales:		
Carga de viento:	246,59 Kg./m.	(aplicada a losa y cabezal)
Carga de sismo:	3.238,22 Kg./m.	(aplicada a losa, cabezal y pilote)
Carga de ola:	287,5 Kg./m.	(aplicada a losa)

IV.1.1 FACTOR DE IMPACTO POR CARGA VIVA

$I = 0.3 * CV$	El factor de impacto considerado es igual al de un puente el cual es el 30% de la carga viva.
$I = 2878,95 \text{ Kg./m.}$	
$CV t = 12.475,46 \text{ Kg./m.}$	(carga viva + impacto por carga viva)

IV.1.2 MÉTODO DE ESFUERZO PERMISIBLES cargas sin mayorar

Carga viva total :	12.475,46 Kg./m.	(carga peatonal y carga vehicular H15-44)
Carga Muerta:	10.276,80 Kg./m.	(carga muerta de losa y cabezal)
W =	22.752,26 Kg./m.	Carga total distribuida.

IV.1.3 COMBINACIÓN DE CARGA SEGÚN ACI MÉTODO DE RESISTENCIA ÚLTIMA

comb 1: 1.4 CM + 1.7 CV	Donde:
comb 2: 0.75 (1.4 CM + 1.7 CV) + (1.6 w ó 1.0 E)	E: Carga sísmica
comb 3: 0.9 CM + (1.6 w ó 1.0 E)	w: Carga viento
comb 4: CM + CV (vehicular) + Sobre Carga	

Combinación 1:

comb 1: 35.595,80 Kg./m.

Combinación 2:

comb 2: 29.935,07 Kg./m. Tomando en cuenta la carga sísmica, debido a que es mayor a la carga de viento.

Combinación 3:

comb 3: 12.487,34 Kg./m. Tomando en cuenta la carga sísmica, debido a que es mayor a la carga de viento.

Combinación 4:

comb 4: 17.598,31 Kg./m.

PREDOMINA LA COMBINACIÓN 1

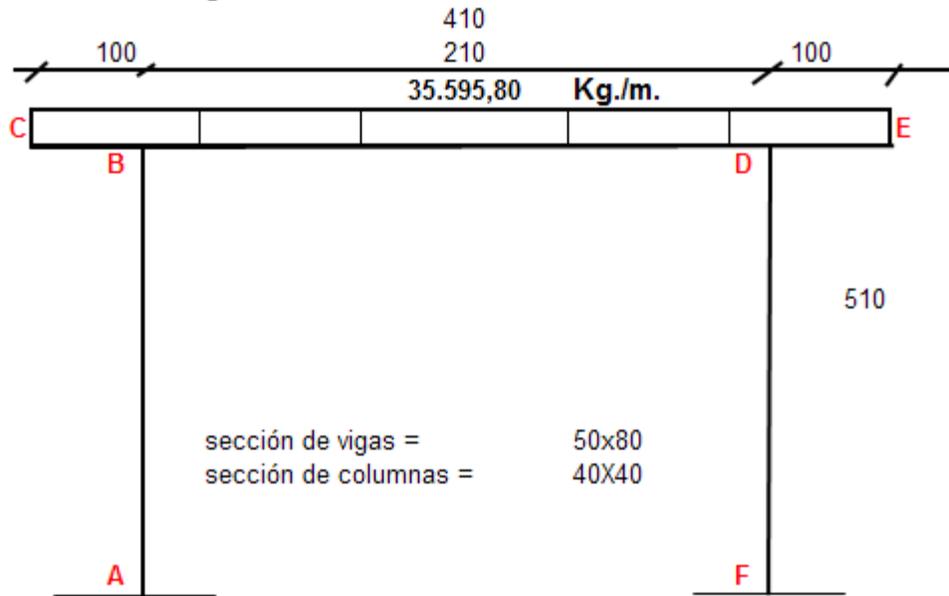
La acción conjunta de la carga muerta y la carga viva afectadas por los factores de aumento de carga en la combinación 1 da una mayor carga distribuida aplicada al marco de la sección transversal, sin embargo esta no considera las cargas en los voladizos debidas al amarre de la embarcación, guarnición y luminarias, por lo tanto para el diseño se tomará la combinación de carga 4, donde se tiene una sobrecarga que abarca estos factores influyentes en el diseño.

A continuación se realizará el análisis estructural de cada una de las combinaciones por el conocido Método de Distribución de Momentos de Gaspar Kanni

IV.2.- MÉTODO DE DISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS GASPAR KANI

Marco crítico sección transversal al eje del muelle.

IV.2.1 Combinación 1: Cargas incrementadas



A.- CALCULAMOS INERCIAS Y RIGIDECES

BARRA	INERCIA	LONGITUD	I/L	K RELATIVA
AB	213.333,33	5,1	41.830,07	0,2560
BD	833.333,33	2,1	396.825,40	1,0000
DF	213.333,33	5,1	41.830,07	0,2560

B.- CALCULAMOS LOS FACTORES DE GIRO

NUDO	BARRA	K RELATIVA	Σ K RELATIVA	μ	COMPROB.
B	BA	0,2560	1,2560	-0,1019	-0,50
	BD	1,0000		-0,3981	
D	DF	0,2560	1,2560	-0,1019	-0,50
	DB	1,0000		-0,3981	

C.- CALCULAMOS LOS FACTORES DE DESPLAZAMIENTO

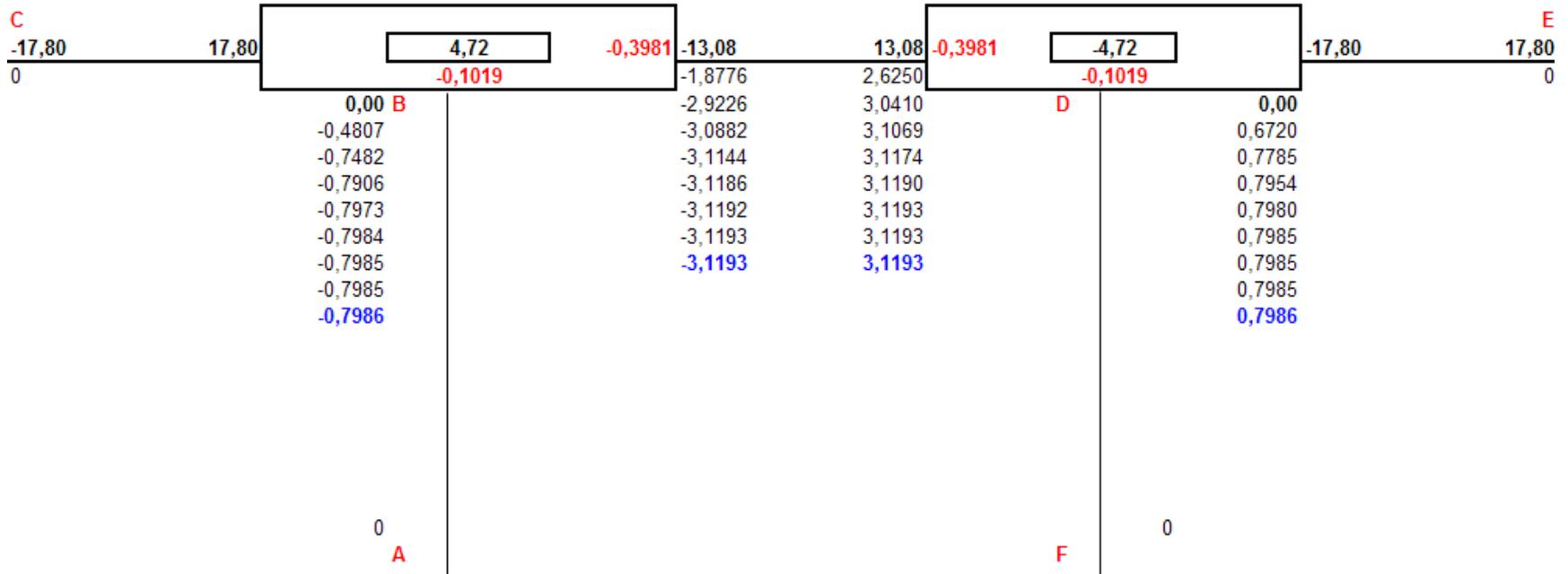
COLUMNA	K RELATIVA	Σ K REL	μ	COMPROB.
BA	0,2560	0,5120	-0,7500	-1,50
DF	0,2560		-0,7500	

D.- CALCULAMOS LOS MOMENTOS DE FIJACIÓN

M BD =	-13,08	ton m	M DE =	-17,80	ton m
M DB =	13,08	ton m	M ED =	17,80	ton m
			M CB =	-17,80	ton m
			M BC =	17,80	ton m

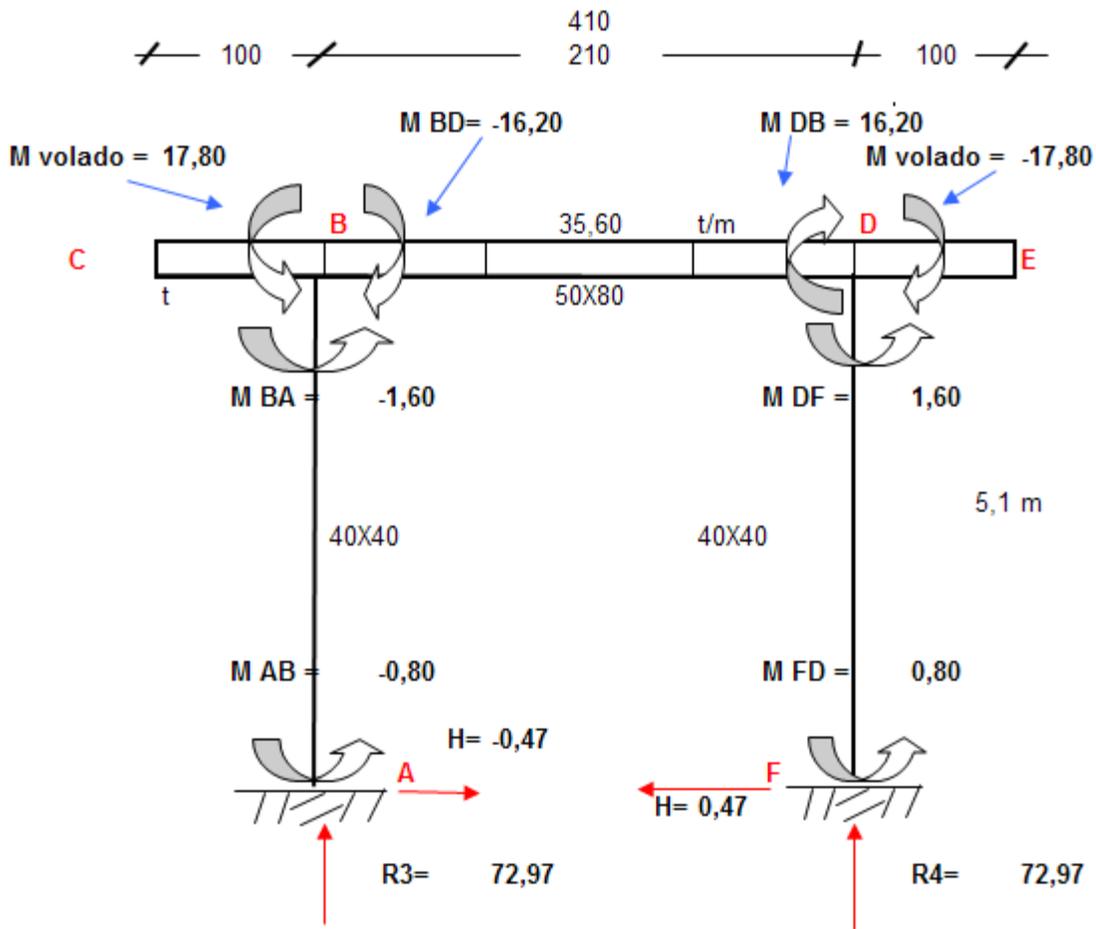
E.- KANNI

SENTIDO A ITERAR B-D



F.- CALCULANDO LOS MOMENTOS FINALES TENEMOS:

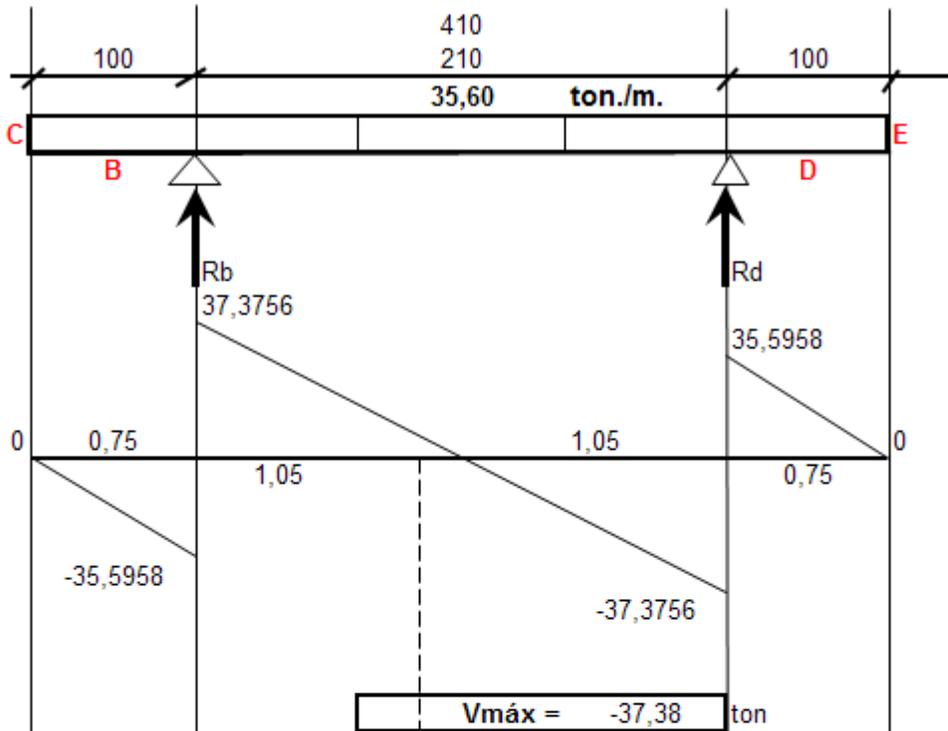
$M_{BC} = 17,80$	ton m			$M_{CB} = -17,80$	ton m
$M_{BD} = -16,20$	ton m	0,00		$M_{ED} = 17,80$	ton m
$M_{BA} = -1,60$	ton m			$M_{AB} = -0,80$	ton m
$M_{DB} = 16,20$	ton m			$M_{FD} = 0,80$	ton m
$M_{DE} = -17,80$	ton m	0,00			
$M_{DF} = 1,60$	ton m				



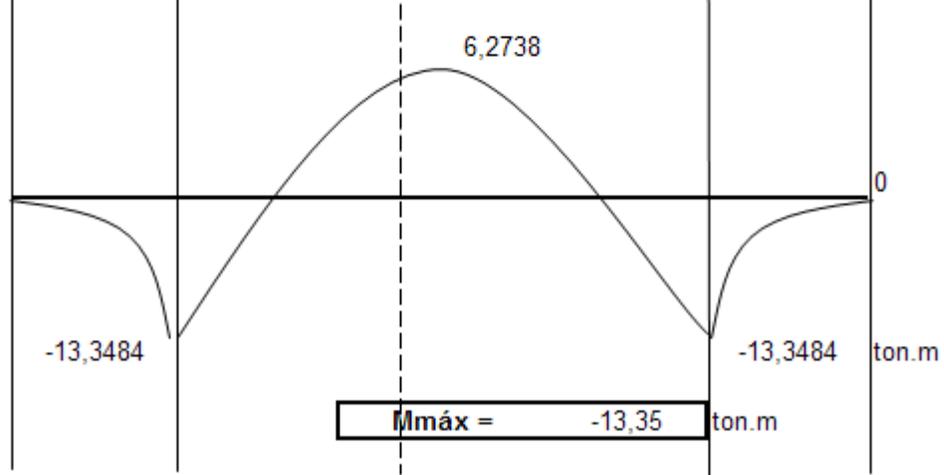
G.- CALCULANDO LAS REACCIONES:

CARGAS		REACCIONES	
71,19	74,75	72,97	72,97
145,94		145,94	
0,00			

H.- DIAGRAMA DE ESFUERZO CORTANTE

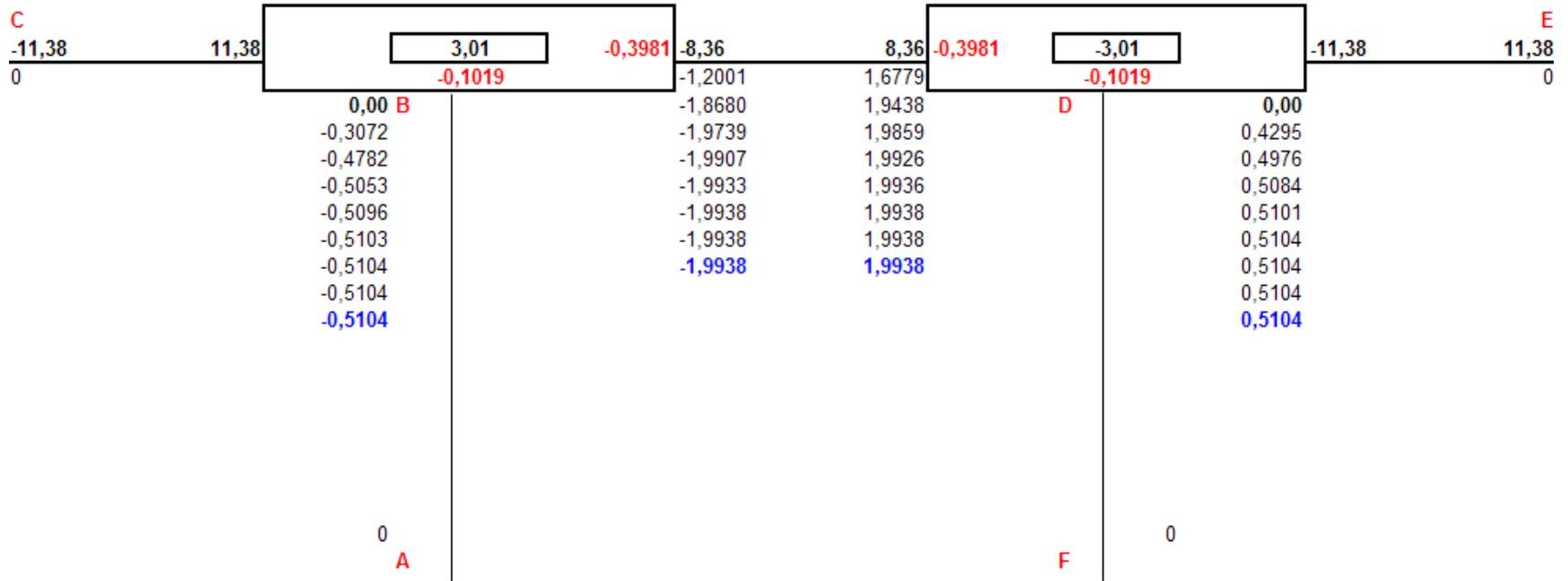


I.- DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE



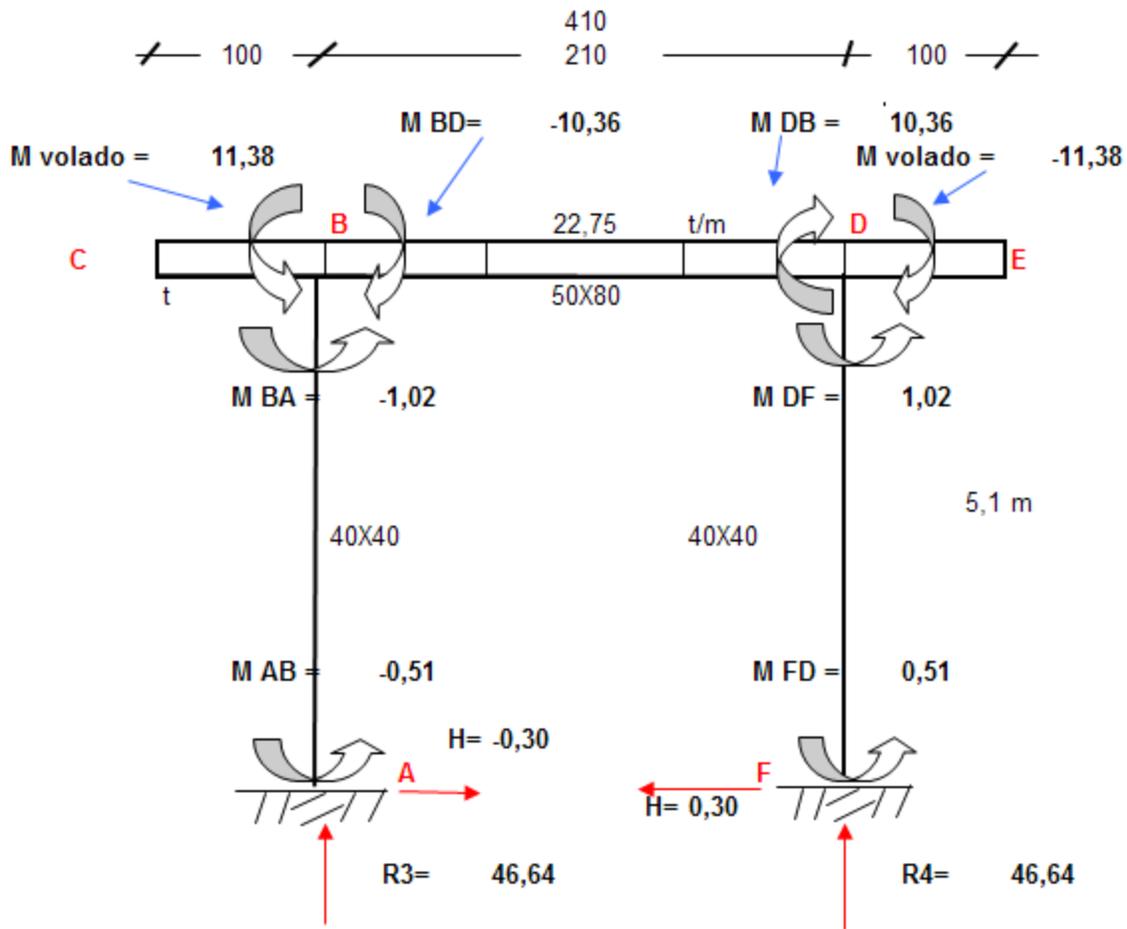
E.- KANNI

SENTIDO A ITERAR B-D



F.- CALCULANDO LOS MOMENTOS FINALES TENEMOS:

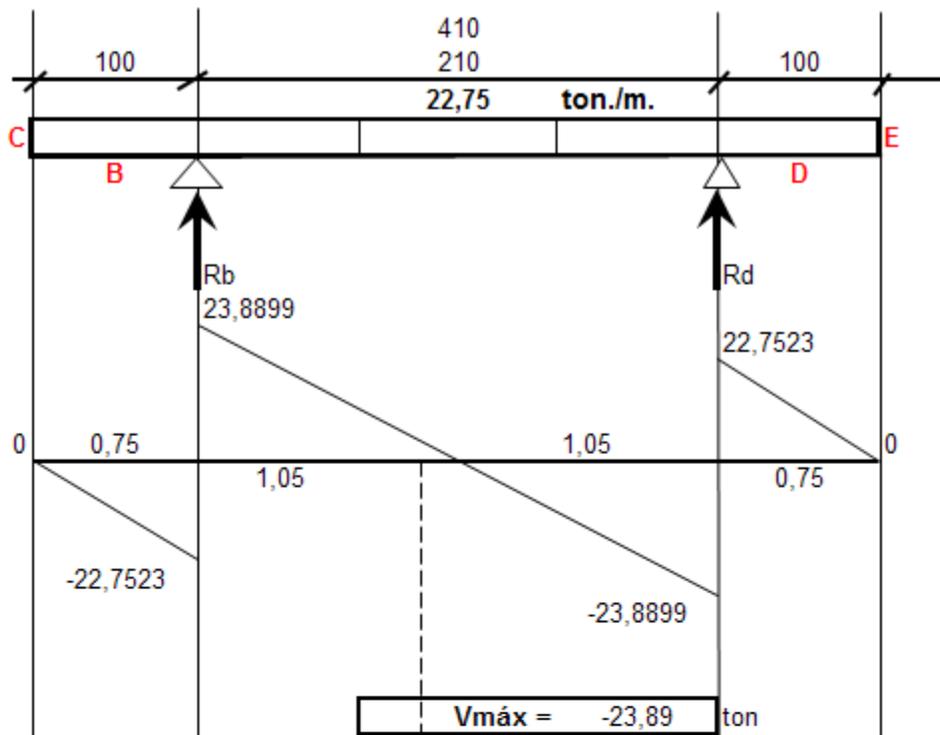
$M_{BC} = 11,38$	ton m		$M_{CB} = -11,38$	ton m
$M_{BD} = -10,36$	ton m	0,00	$M_{ED} = 11,38$	ton m
$M_{BA} = -1,02$	ton m		$M_{AB} = -0,51$	ton m
$M_{DB} = 10,36$	ton m	0,00	$M_{FD} = 0,51$	ton m
$M_{DE} = -11,38$	ton m			
$M_{DF} = 1,02$	ton m			



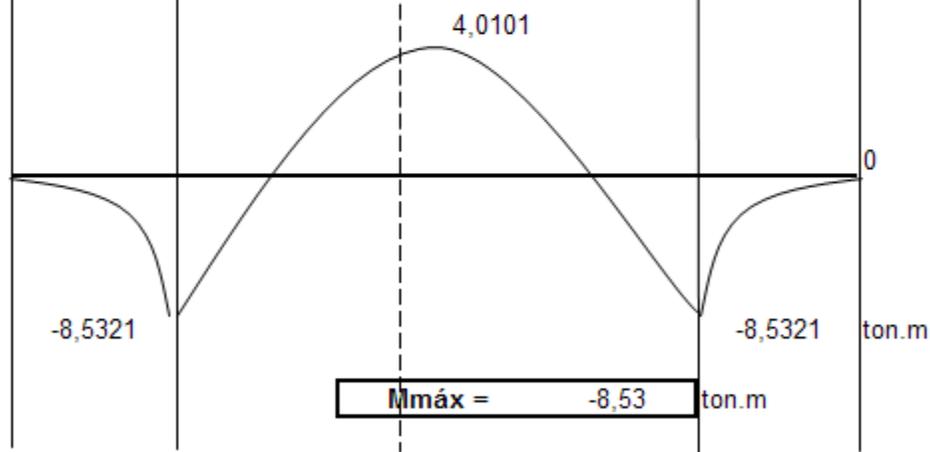
G.- CALCULANDO LAS REACCIONES:

CARGAS		REACCIONES	
45,50	47,78	46,64	46,64
93,28		93,28	
0,00			

H.- DIAGRAMA DE ESFUERZO CORTANTE



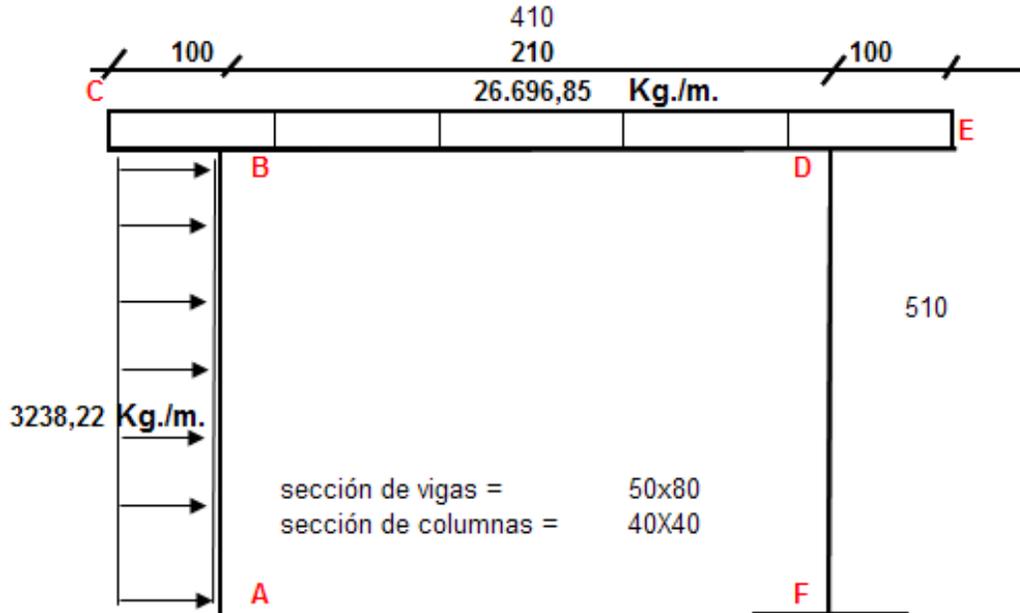
I.- DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE



Marco crítico sección transversal al eje del muelle.

IV.2.3 Combinación 2 ACI

La combinación 2 toma en cuenta las cargas vivas y muertas incrementadas, así como una carga horizontal debido a sismo, esta se desarrollará para el análisis del pilote como poste.



A.- CALCULAMOS INERCIAS Y RIGIDECES

BARRA	INERCIA	LONGITUD	I/L	K RELATIVA
AB	213.333,33	5,1	41.830,07	0,2560
BD	833.333,33	2,1	396.825,40	1,0000
DF	213.333,33	5,1	41.830,07	0,2560

B.- CALCULAMOS LOS FACTORES DE GIRO

NUDO	BARRA	K RELATIVA	Σ K RELATIVA	μ	COMPROB.
B	BA	0,2560	1,2560	-0,1019	-0,50
	BD	1,0000		-0,3981	
D	DF	0,2560	1,2560	-0,1019	-0,50
	DB	1,0000		-0,3981	

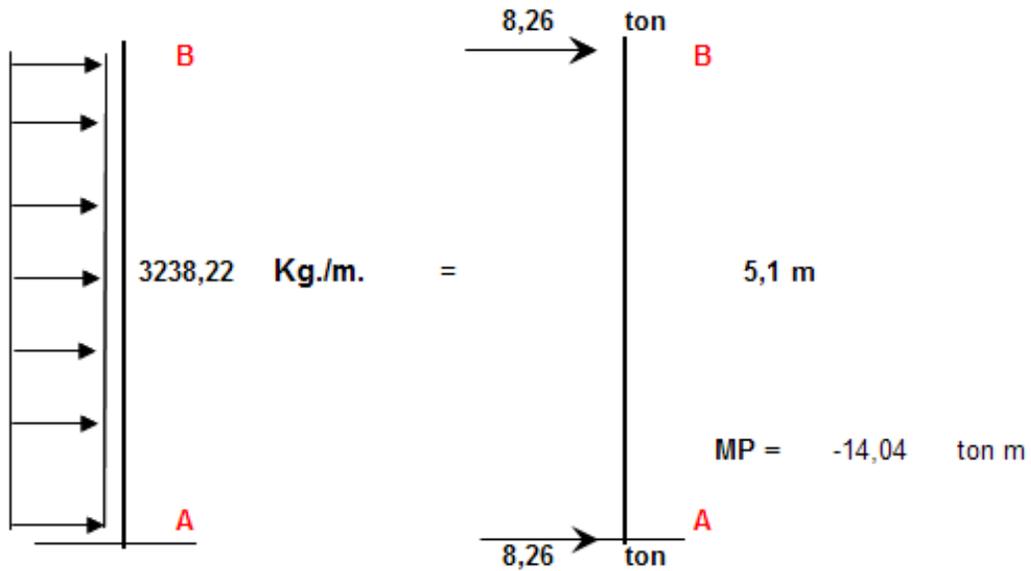
C.- CALCULAMOS LOS FACTORES DE DESPLAZAMIENTO

COLUMNA	K RELATIVA	Σ K REL	μ	COMPROB.
BA	0,2560	0,5120	-0,7500	-1,50
DF	0,2560		-0,7500	

D.- CALCULAMOS LOS MOMENTOS DE FIJACIÓN

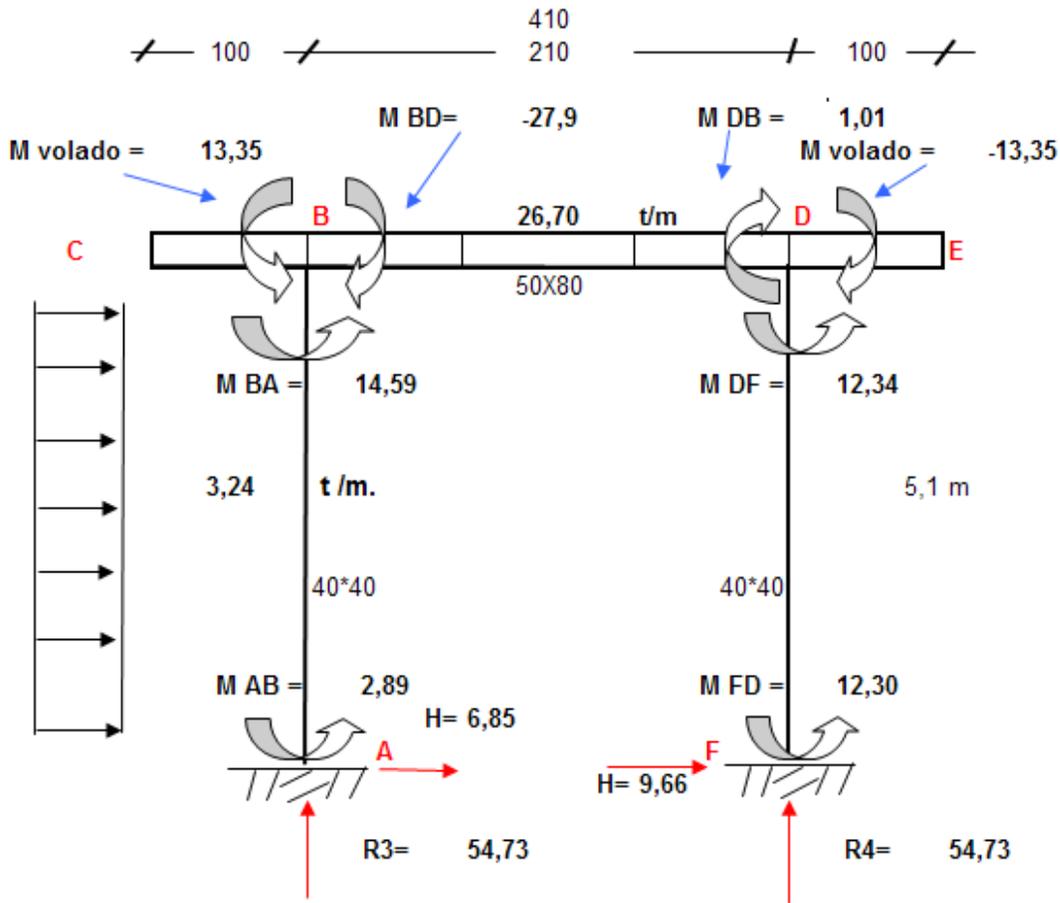
M BD =	-9,81	ton m	M DE =	-13,35	ton m
M DB =	9,81	ton m	M ED =	13,35	ton m
M AB =	-7,02	ton m	M CB =	-13,35	ton m
M BA =	7,02	ton m	M BC =	13,35	ton m

E.- CALCULAMOS MOMENTO DE PISO



G.- CALCULANDO LOS MOMENTOS FINALES TENEMOS:

$M_{BC} = 13,35$	ton m		$M_{CB} = -13,35$	ton m
$M_{BD} = -27,93$	ton m	0,00	$M_{ED} = 13,35$	ton m
$M_{BA} = 14,59$	ton m		$M_{AB} = 2,89$	ton m
$M_{DB} = 1,01$	ton m		$M_{FD} = 12,30$	ton m
$M_{DE} = -13,35$	ton m	0,00		
$M_{DF} = 12,34$	ton m			



H.- CALCULANDO LAS REACCIONES:

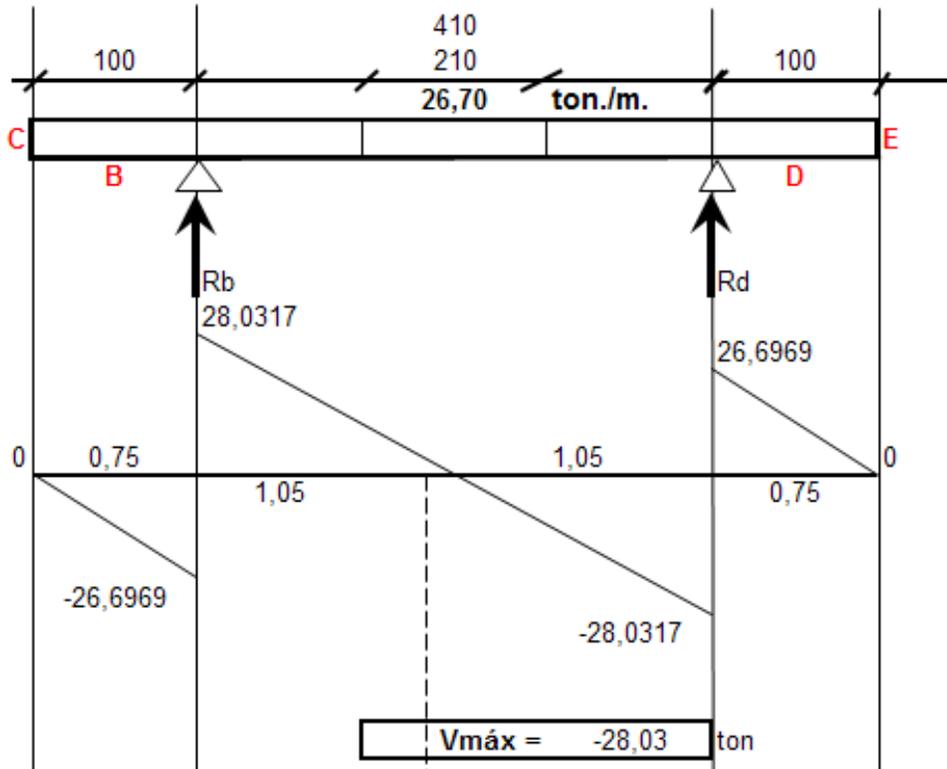
SENTIDO HORIZONTAL

CARGAS		REACCIONES	
16,51491		9,66	6,85
16,51		16,51	
0,00			

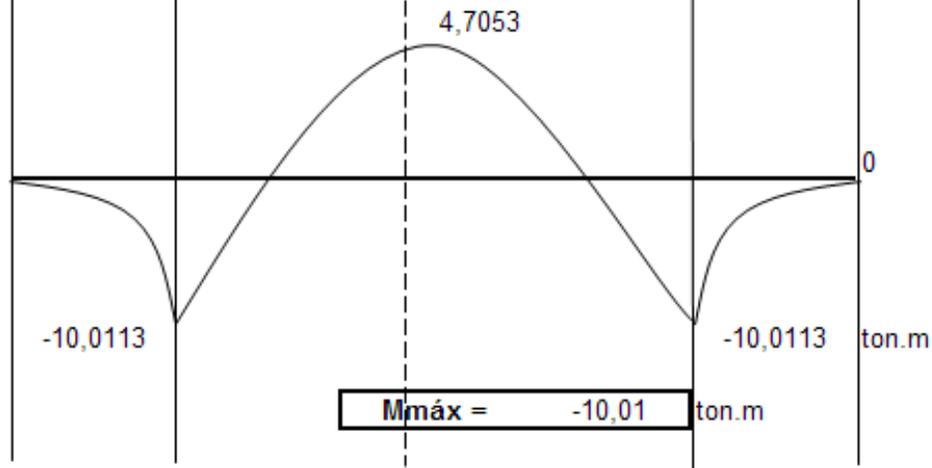
SENTIDO VERTICAL

CARGAS		REACCIONES	
53,39	56,06	54,73	54,73
109,46		109,46	
0,00			

I.- DIAGRAMA DE ESFUERZO CORTANTE



J.- DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE

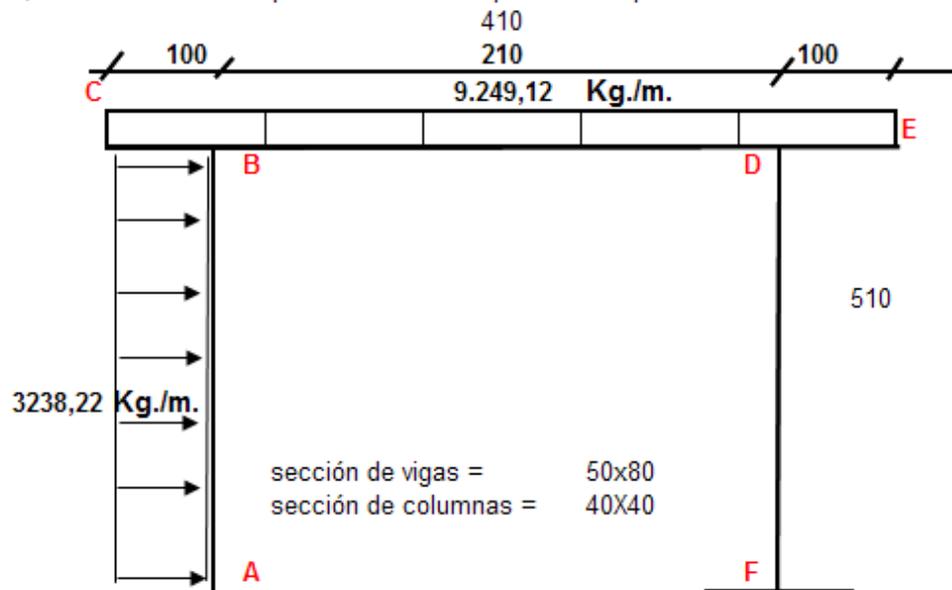


Los valores de cortante y momento máximo se utilizarán para la revisión del pilote como poste.

Marco crítico sección transversal al eje del muelle.

IV.2.4 Combinación 3 ACI

La combinación 3 toma en cuenta las cargas muertas así como una carga horizontal debido a sismo, esta se desarrollará para el análisis del pilote como poste.



A.- CALCULAMOS INERCIAS Y RIGIDECES

BARRA	INERCIA	LONGITUD	I/L	K RELATIVA
AB	213.333,33	5,1	41.830,07	0,2560
BD	833.333,33	2,1	396.825,40	1,0000
DF	213.333,33	5,1	41.830,07	0,2560

B.- CALCULAMOS LOS FACTORES DE GIRO

NUDO	BARRA	K RELATIVA	K RELATIVA	μ	COMPROB.
B	BA	0,2560	1,2560	-0,1019	-0,50
	BD	1,0000		-0,3981	
D	DF	0,2560	1,2560	-0,1019	-0,50
	DB	1,0000		-0,3981	

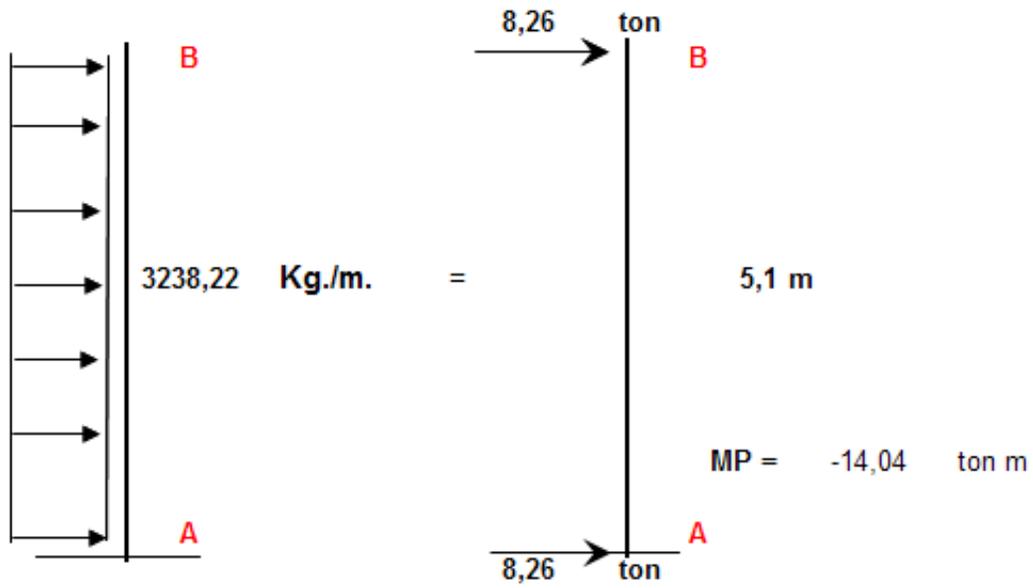
C.- CALCULAMOS LOS FACTORES DE DESPLAZAMIENTO

COLUMNA	K RELATIVA	Σ K REL	μ	COMPROB.
BA	0,2560	0,5120	-0,7500	-1,50
DF	0,2560		-0,7500	

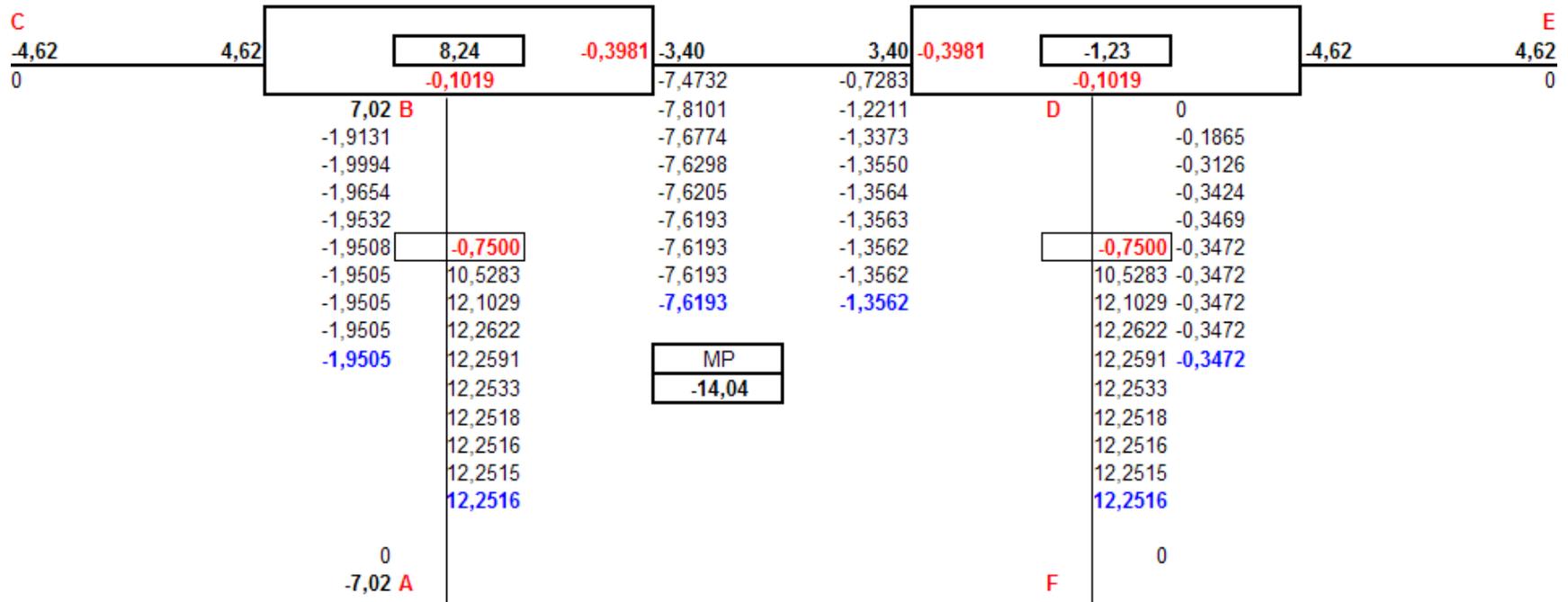
D.- CALCULAMOS LOS MOMENTOS DE FIJACIÓN

M BD =	-3,40	ton m	M DE =	-4,62	ton m
M DB =	3,40	ton m	M ED =	4,62	ton m
M AB =	-7,02	ton m	M CB =	-4,62	ton m
M BA =	7,02	ton m	M BC =	4,62	ton m

E.- CALCULAMOS MOMENTO DE PISO

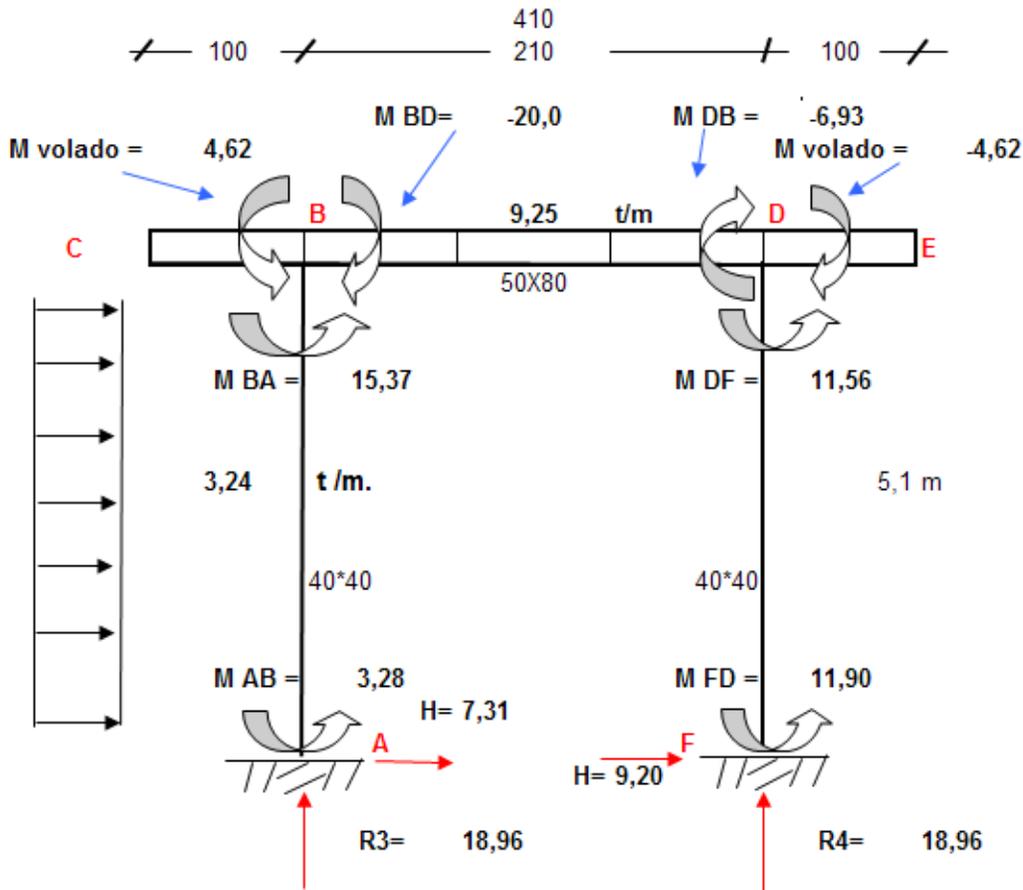


F.- KANNI SENTIDO A ITERAR B-D



G.- CALCULANDO LOS MOMENTOS FINALES TENEMOS:

$M_{BC} = 4,62$	ton m		$M_{CB} = -4,62$	ton m
$M_{BD} = -19,99$	ton m	0,00	$M_{ED} = 4,62$	ton m
$M_{BA} = 15,37$	ton m		$M_{AB} = 3,28$	ton m
$M_{DB} = -6,93$	ton m		$M_{FD} = 11,90$	ton m
$M_{DE} = -4,62$	ton m	0,00		
$M_{DF} = 11,56$	ton m			

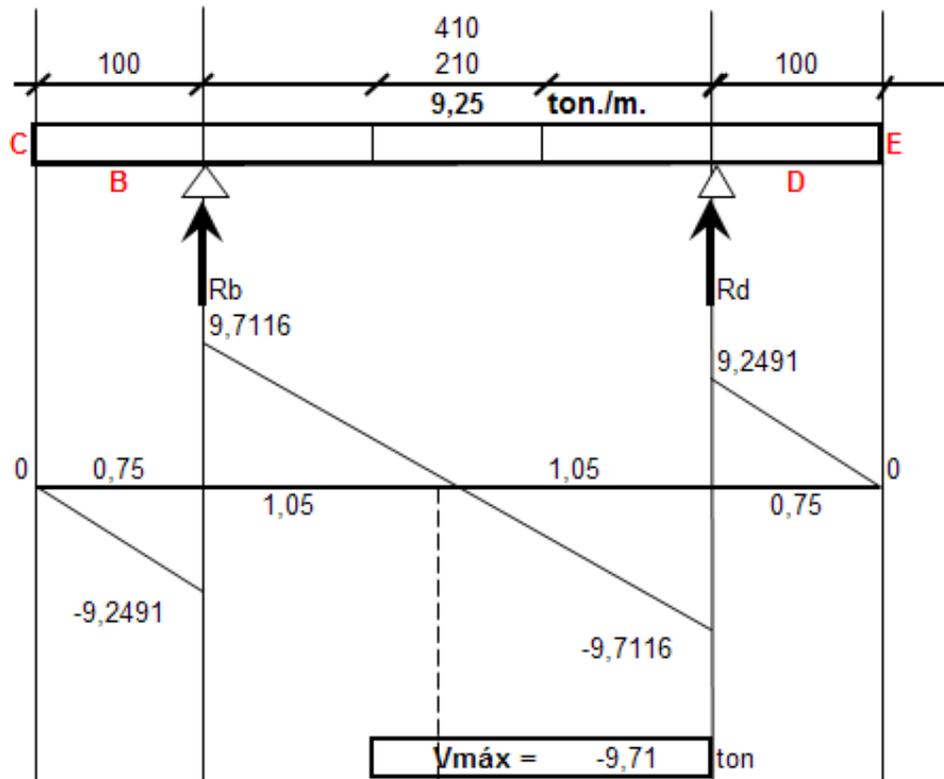


H.- CALCULANDO LAS REACCIONES:

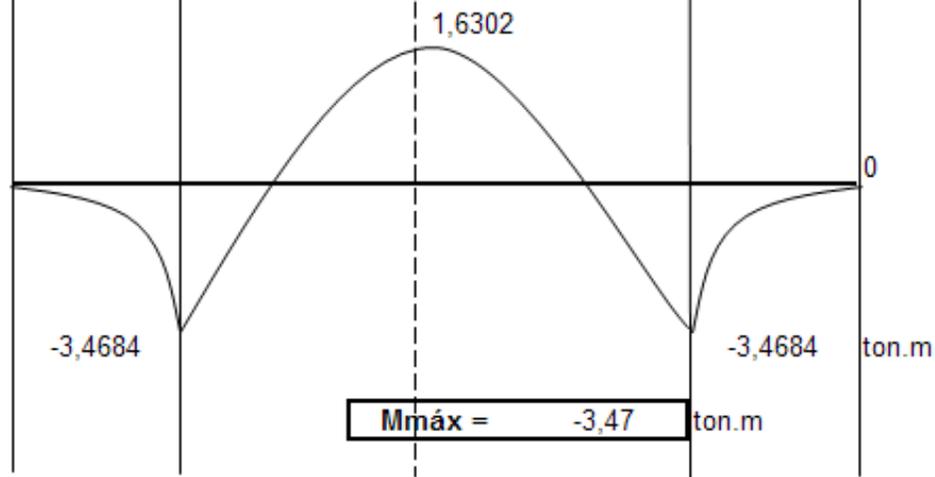
SENTIDO HORIZONTAL			
CARGAS		REACCIONES	
16,51491		9,20	7,31
16,51		16,51	
0,00			

SENTIDO VERTICAL			
CARGAS		REACCIONES	
18,50	19,42	18,96	18,96
37,92		37,92	
0,00			

I.- DIAGRAMA DE ESFUERZO CORTANTE



J.- DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE

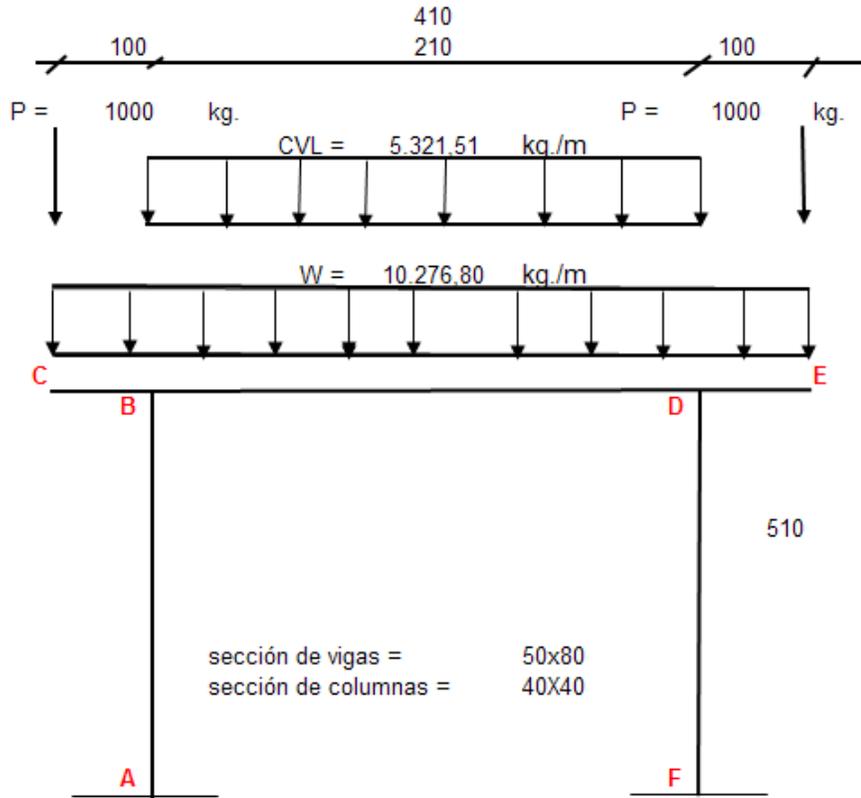


Los valores de cortante y momento máximo se utilizarán para la revisión del pilote como poste.

Marco crítico sección transversal al eje del muelle.

IV.2.5 Combinación 4: CM + CV (vehicular) + Sobre Carga

Cargas sin incrementar



A.- CALCULAMOS INERCIAS Y RIGIDECES

BARRA	INERCIA	LONGITUD	I/L	K RELATIVA
AB	213.333,33	5,1	41.830,07	0,2560
BD	833.333,33	2,1	396.825,40	1,0000
DF	213.333,33	5,1	41.830,07	0,2560

B.- CALCULAMOS LOS FACTORES DE GIRO

NUDO	BARRA	K RELATIVA	Σ K RELATIVA	μ	COMPROB.
B	BA	0,2560	1,2560	-0,1019	-0,50
	BD	1,0000		-0,3981	
D	DF	0,2560	1,2560	-0,1019	-0,50
	DB	1,0000		-0,3981	

C.- CALCULAMOS LOS FACTORES DE DESPLAZAMIENTO

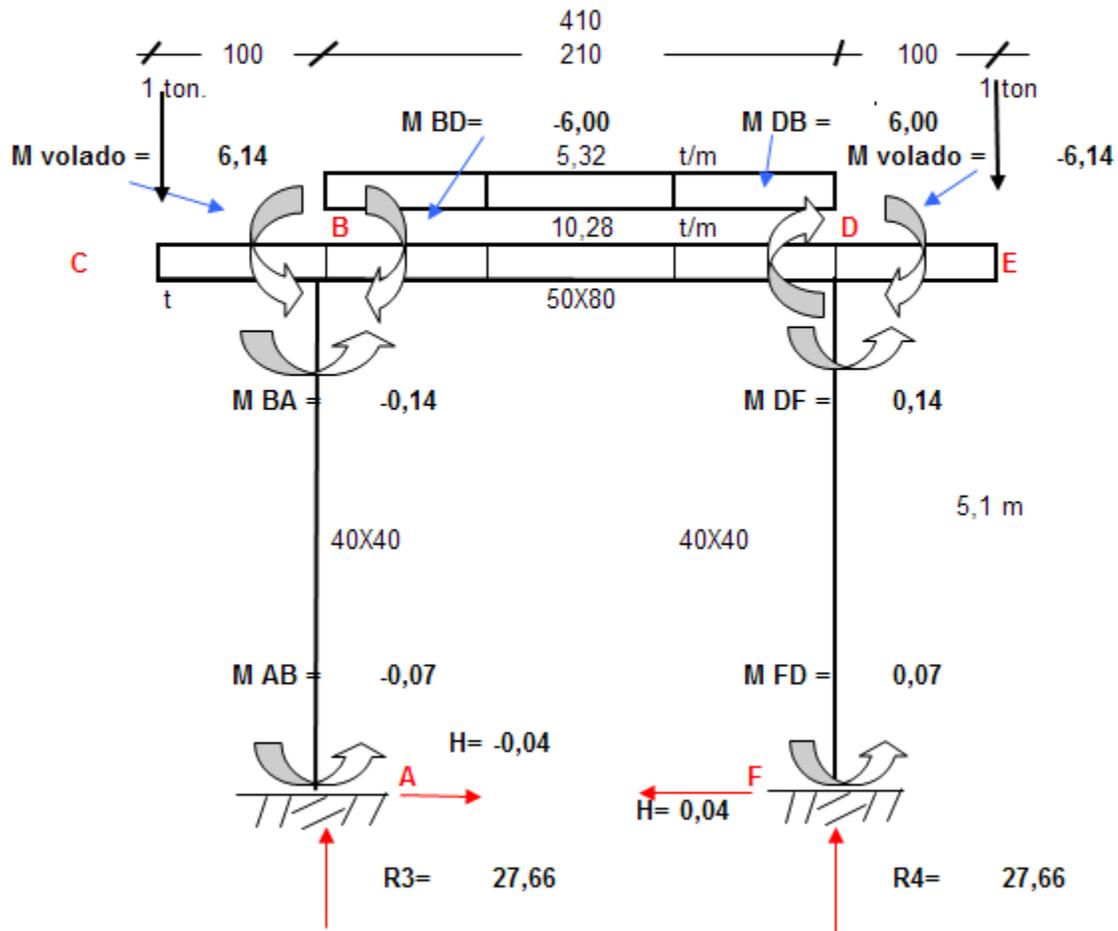
COLUMNA	K RELATIVA	Σ K REL	μ	COMPROB.
BA	0,2560	0,5120	-0,7500	-1,50
DF	0,2560		-0,7500	

D.- CALCULAMOS LOS MOMENTOS DE FIJACIÓN

M BD =	-5,73	ton m	M DE =	-6,14	ton m
M DB =	5,73	ton m	M ED =	6,14	ton m
			M CB =	-6,14	ton m
			M BC =	6,14	ton m

F.- CALCULANDO LOS MOMENTOS FINALES TENEMOS:

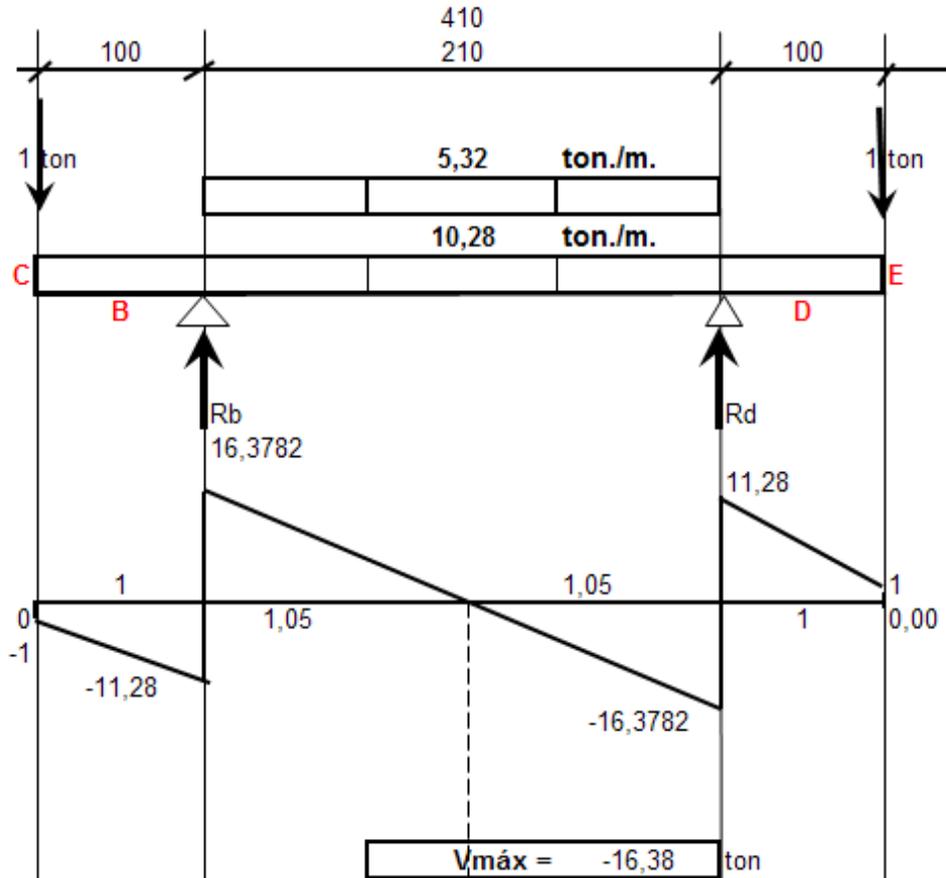
$M_{BC} = 6,14$	ton m		$M_{CB} = -6,14$	ton m
$M_{BD} = -6,00$	ton m	0,00	$M_{ED} = 6,14$	ton m
$M_{BA} = -0,14$	ton m		$M_{AB} = -0,07$	ton m
$M_{DB} = 6,00$	ton m	0,00	$M_{FD} = 0,07$	ton m
$M_{DE} = -6,14$	ton m			
$M_{DF} = 0,14$	ton m			



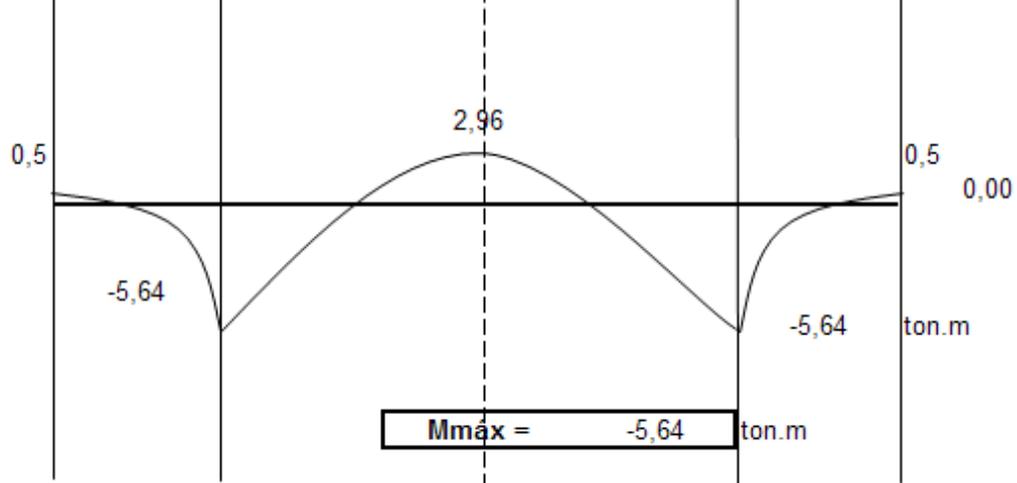
G.- CALCULANDO LAS REACCIONES:

CARGAS			REACCIONES	
2	20,55	32,76	27,66	27,66
	55,31		55,31	
		0,00		

H.- DIAGRAMA DE ESFUERZO CORTANTE



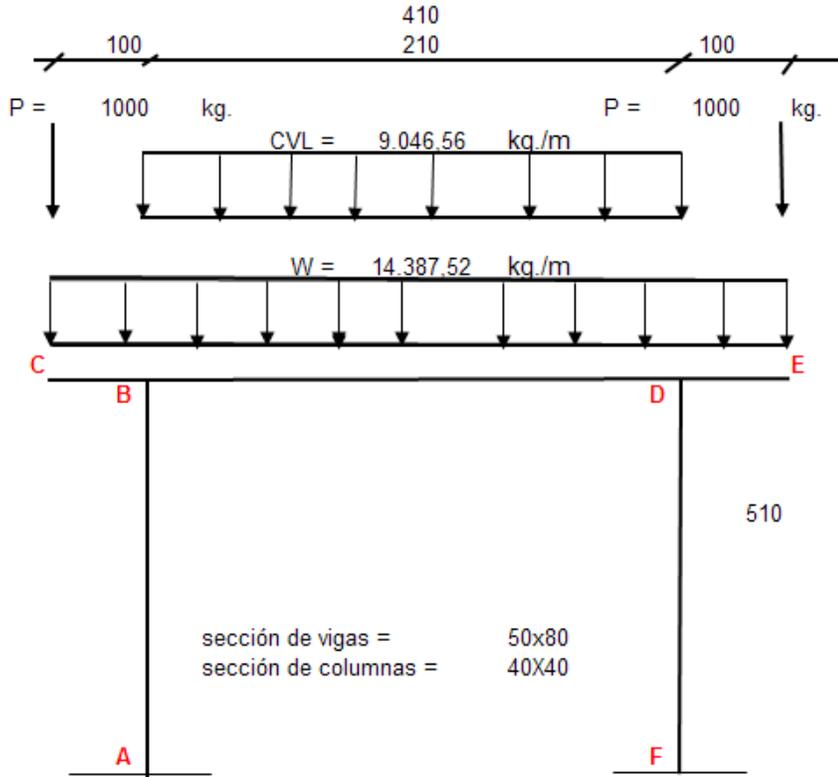
I.- DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE



Marco crítico sección transversal al eje del muelle.

IV.2.6 Combinación 4: 1.4*CM + 1.7*CV (vehicular) + Sobre Carga

Cargas incrementadas



A.- CALCULAMOS INERCIAS Y RIGIDECES

BARRA	INERCIA	LONGITUD	I/L	K RELATIVA
AB	213.333,33	5,1	41.830,07	0,26
BD	833.333,33	2,1	396.825,40	1,00
DF	213.333,33	5,1	41.830,07	0,26

B.- CALCULAMOS LOS FACTORES DE GIRO

NUDO	BARRA	K RELATIVA	Σ K RELATIVA	μ	COMPROB.
B	BA	0,2560	1,2560	-0,1019	-0,50
	BD	1,0000		-0,3981	
D	DF	0,2560	1,2560	-0,1019	-0,50
	DB	1,0000		-0,3981	

C.- CALCULAMOS LOS FACTORES DE DESPLAZAMIENTO

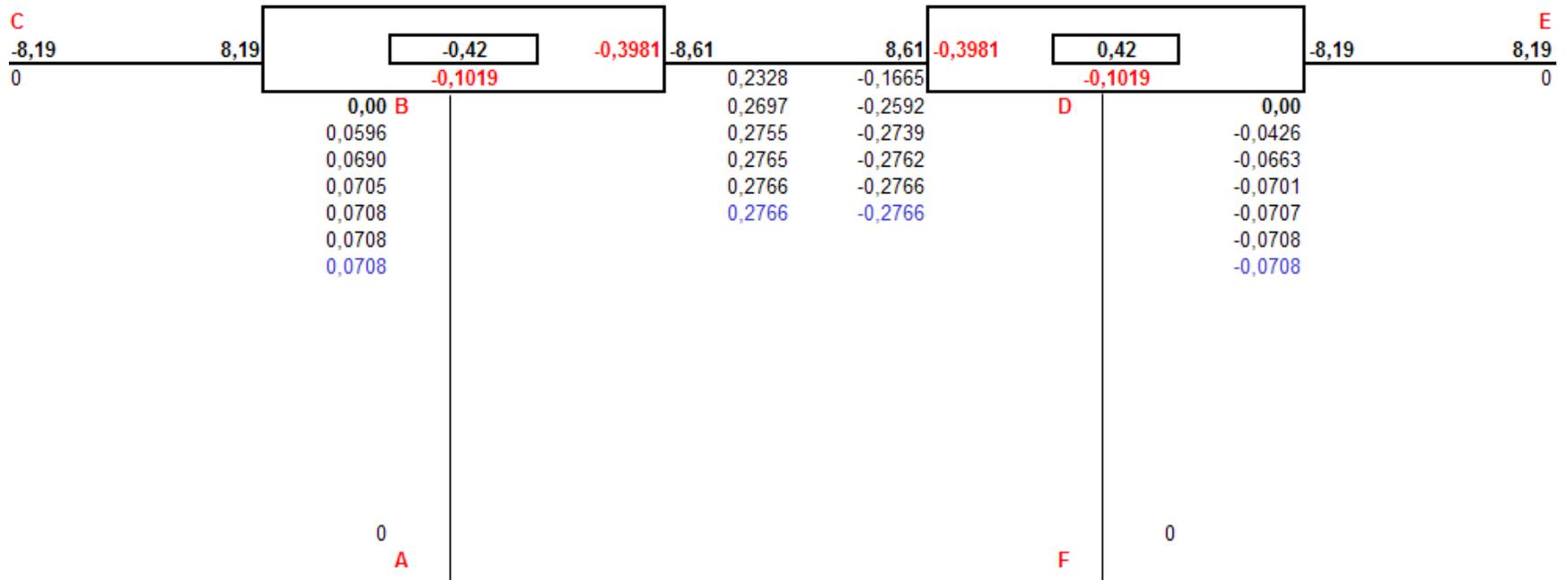
COLUMNA	K RELATIVA	Σ K REL	μ	COMPROB.
BA	0,2560	0,5120	-0,7500	-1,50
DF	0,2560		-0,7500	

D.- CALCULAMOS LOS MOMENTOS DE FIJACIÓN

M BD = -8,61 ton m **M DE = -8,19 ton m**
M DB = 8,61 ton m **M ED = 8,19 ton m**

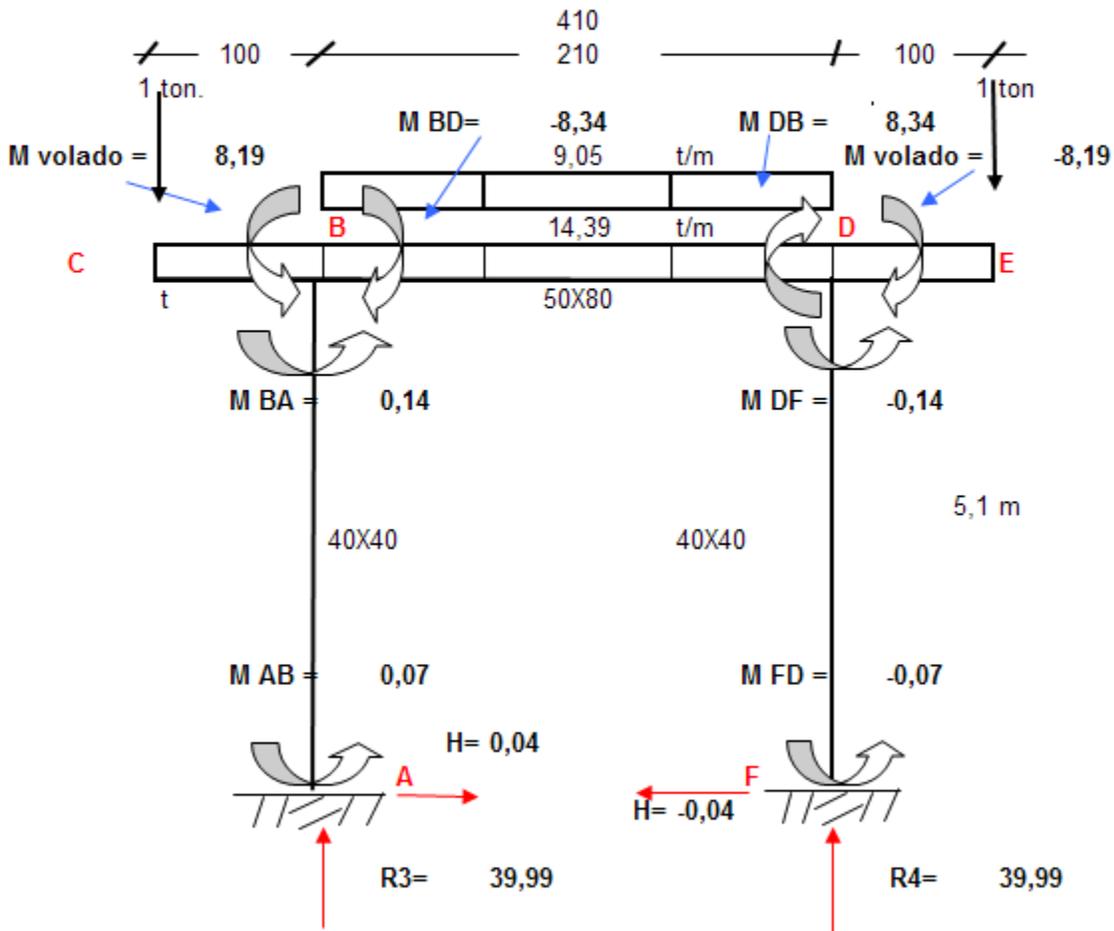
M CB = -8,19 ton m
M BC = 8,19 ton m

E.- KANNI SENTIDO A ITERAR B-D



F.- CALCULANDO LOS MOMENTOS FINALES TENEMOS:

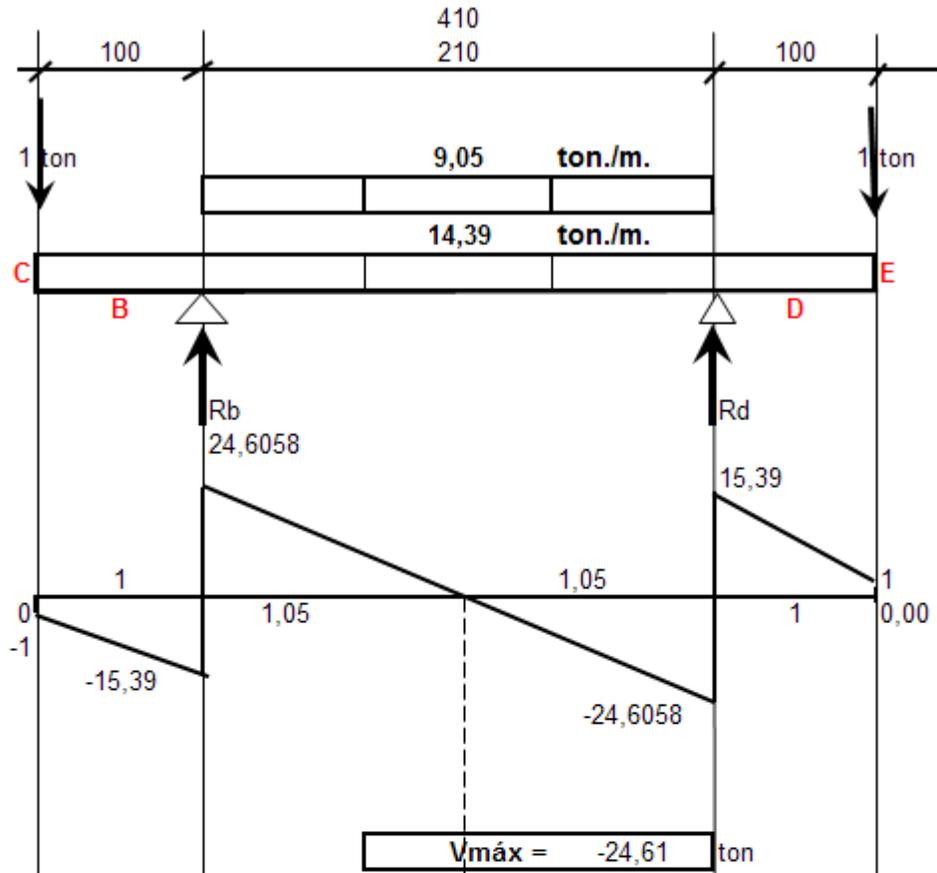
$M_{BC} = 8,19$	ton m		$M_{CB} = -8,19$	ton m
$M_{BD} = -8,34$	ton m	0,00	$M_{ED} = 8,19$	ton m
$M_{BA} = 0,14$	ton m		$M_{AB} = 0,07$	ton m
$M_{DB} = 8,34$	ton m	0,00	$M_{FD} = -0,07$	ton m
$M_{DE} = -8,19$	ton m			
$M_{DF} = -0,14$	ton m			



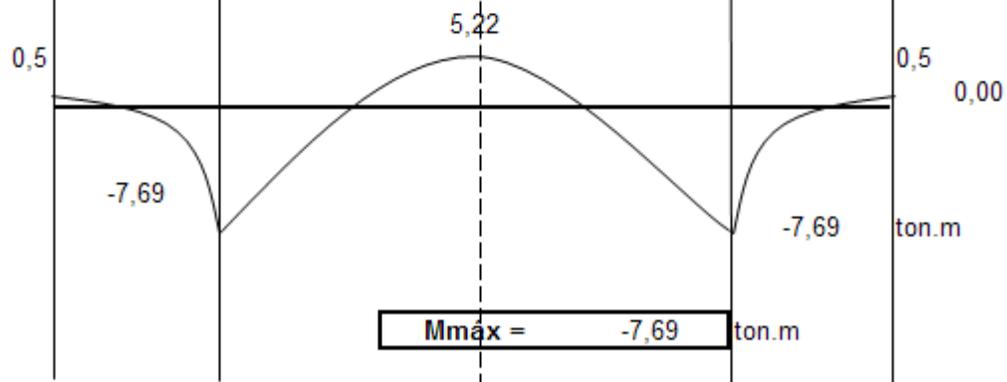
G.- CALCULANDO LAS REACCIONES:

CARGAS			REACCIONES	
2	28,78	49,21	39,99	39,99
	79,99		79,99	
		0,00		

H.- DIAGRAMA DE ESFUERZO CORTANTE



I.- DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE



V.- CALCULO DEL REFUERZO DEL PILOTE

V.1.- REVISION DEL PILOTE PARA MOMENTO MAXIMO (Esfuerzos permisibles):

Como momento máximo se toma el momento obtenido del análisis estructural de la combinación 4 sin incrementar, para la revisión del pilote a través del Método de Esfuerzos permisibles.

$$M_{\text{máx}} = 5,64 \text{ ton m} \quad (\text{Combinación de carga 4, sin incrementar})$$

$$M_{\text{máx}} = 563.840,00 \text{ kg-cm.}$$

$$P = 16,38 \text{ ton} = 16.378,22 \text{ kg.}$$

La pretensión en 10 cables de 1/2" tensados al 70% fpu y considerando 20% de perdidas, será:

$$F_{pe} = A_c \times N \times 0.70 \times f_{pu} \times 0.80$$

ACERO GRADO 270
DE PREEFUERZO

$$A_c = 0,153 \text{ in}^2 \quad \text{área nominal de torón}$$

$$N = 10 \text{ Cables}$$

$$f_{pu} = 270 \text{ ksi.}$$

$$F_{pe} = 231,34 \text{ kips} = 105.152,73 \text{ Kg.}$$

$$f_{pe} = F_{pe}/A$$

A= 40x40 cm

$$f_{pe} = 65,72 \text{ Kg/cm}^2 = 932,57 \text{ psi.}$$

fpe > 700 psi., ok

Características de la Sección del Pilote (40x40)cm.:

$$A = 1.600,00 \text{ cm}^2.$$

$$I = 213.333,33 \text{ cm}^4$$

$$Y_t = 20,00 \text{ cm.} = Y_b$$

$$S_x = 10.666,67 \text{ cm}^3 = S_y$$

El esfuerzo en el lado de tensión del pilote será:

$$\omega_t = F_{pe}/A + P/A - M_{\text{máx}}/(S_x)$$

$$\omega_t = 23,10 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible de tensión: $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

$$\omega_{perft} = 6(f_c)^{0.5}$$

$$\omega_{perft} = -424,26 \text{ Psi} = -29,90 \text{ kg/cm}^2$$

$$\omega_{perft} > \omega_t \quad \text{ok}$$

El esfuerzo en el lado de compresión del pilote será:

$$\omega_b = F_{pe}/A + P/A + M_{\text{máx}}/(S_x)$$

$$\omega_b = 128,82 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{compresión, ok})$$

Esfuerzo permisible de compresión:

$$\omega_{perfb} = 0.85f_c - f_{pe}$$

$$\omega_{perfb} = 231,78 \text{ Kg/cm}^2$$

$\omega_{perfb} > \omega_b$, ok

Por lo tanto use 10 Cables de 1/2" dia, $f_{pu} = 270 \text{ ksi}$

V.2.- REVISION POR RESISTENCIA ULTIMA

Como momento último se toma el momento obtenido del análisis estructural de la combinación 4 incrementada, para la revisión del pilote a través del Método de Resistencia última.

$$M_u = 7.693,76 \text{ kg-m} \quad (\text{Combinación de carga 4 incrementada})$$

$$f_{su} = f_{pu} [1 - (\gamma / \beta_1)(\rho f_{pu} / f'_c)]$$

$$f_{pu} = 270 \text{ ksi} \quad 19027,26 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma = 0,40 \quad \text{Referencia ACI. } \beta_1 = 0,85$$

$$b = 40 \text{ cm} \quad d = 35 \text{ cm}$$

$$A_s = 3,95 \text{ cm}^2 \quad (4 \text{ Torones de } 1/2" \text{ dia. por cara})$$

$$\rho = A_s / b d = 0,002820$$

$$f_{su} = 17654,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi M_n = \phi [A_s f_{su} d (1 - 0.6 \rho f_{su} / f'_c)] \quad \text{Referencia AASHTO } \phi = 1,0$$

$$\phi M_n = 2.231.481,16 \text{ Kg-cm} = 22.314,81 \text{ Kg-m}$$

$\phi M_n > M_u$, ok

V.3.- REVISION POR CORTANTE MAXIMO

$$V_u = 24.605,79 \text{ kg.} \quad (\text{Combinación de carga 4 incrementada})$$

Revisión por Cortante:

$$F_v = 0.5 * (f'_c)^{0.50} = 9,35 \text{ Kg./cm}^2 \quad d \text{ (cm.)} = 35$$

$$f_v = (V_u) / (0.85 * 33.65 \text{ cm.} * 40 \text{ cm.}) = 21,51 \text{ Kg/cm}^2$$

$f_v < F_v$

$f_v > F_v$, no pasa, es necesario adicionar acero de refuerzo no tensado

Acero de refuerzo a compresión

$$A_s = 9,87 \text{ cm}^2$$

$$\rho = A_s / b d = 0,01$$

Capacidad resistente

$$\begin{aligned} n_p &= 0,070 \\ 2n_p &= 0,141 \\ (n_p)^2 &= 0,005 \\ k &= (n_p + n_p^2)^{0,50} - n_p \\ k &= 0,204 \\ j &= 1 - k/3 \\ j &= 0,932 \end{aligned}$$

Capacidad real

$$\begin{aligned} f_c &= f'_c / f_s & f_s &= 3 \\ f_c &= 117 & \text{Kg./cm}^2. \\ R &= f_c / 2 * k * j \\ R &= 11,101 & \text{Kg./cm}^2. \\ M_a &= R * b * d^2 \end{aligned}$$

Acero de refuerzo a tensión

$$M_a = 543.960,26 \text{ Kg-cm.} = 5,440 \text{ ton-m.}$$

Acero de refuerzo a compresión

$$M_b = 0,199 \text{ ton-m.}$$

$$A_s' * f_y * d = M_b$$

$$A_s' = M_b / f_y * d \quad f_y = 4200 \text{ Kg./cm}^2.$$

$$A_s' = 0,135 \text{ cm}^2 \quad \text{Separación de estribo máxima} = d/2$$

$$A_v = 2,00 \text{ cm}^2 / \text{No 4}$$

Se colocará Espirales de Alambre No.4 según la normativa AASHTO.
Use Espirales cada 2.5 cm. en los extremos, luego cada 7.5 cm. y cada 10 cm. en el centro del pilote

VI.- REVISION DEL PILOTE COMO POSTE

Como momento último se toma el momento obtenido del análisis estructural de la combinación 4 incrementada, para la revisión del pilote a través del Método de Resistencia última.

VI.1.- COMBINACIONES DE CARGAS:

comb 2: 0.75 (1.4 CM + 1.7 CV) + (1.0 E)

comb 2: 29.935,07 Kg./m.

comb 3: 0.9 CM + (1.0 E)

comb 3: 12.487,34 Kg./m.

comb 2:

P = 28.031,69 Kg.

M = 10.011,32 Kg-m.

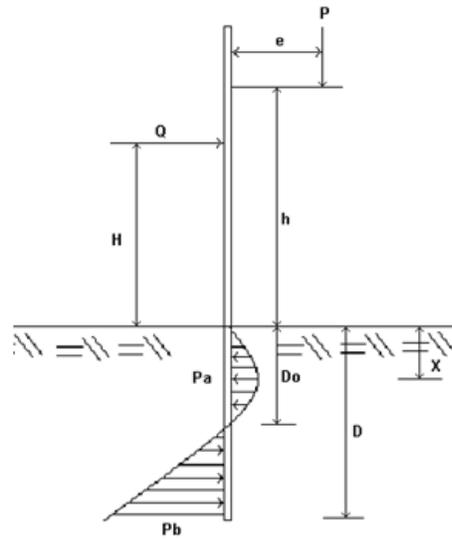
Q = 16.514,91 Kg.

comb 3:

P = 9.711,58 Kg.

M = 3.468,42 Kg-m.

Q = 16.514,91 Kg.



VI.2.- CALCULO DE LA LONGITUD DE EMPOTRAMIENTO

Ref: Normas Técnicas para Estructuras y Cimentaciones de Concreto en Ferrocarriles Tomo II, México 1984

Suelo:

$\phi =$	30	grados	Suelo Granular
Peso Unitario (w) =	110	lb/pie ³	
Módulo del suelo (nh) =	5	lb/pulg ²	(suelta sumergida)

Cargas:

Combinación 2, crítica

P = 61,67 kips

Q = 36,33 kips

M = 72,24 kips-pie

Factor de Seguridad: 3,00

Se considerará para el cálculo que el pilote está enterrado desde el nivel 35.00 m.s.n.m.

Dimensiones del Pilote:

B = 15,75 pulg. (Pilote cuadrado, Sección B = 40)
1,31 pie

Revisión:

$I = 1/12 * 40\text{cm.} * (40\text{ cm.})^3 = 213.333,33\text{ cm.}^4 = 5125,35\text{ Pulg}^4$

E = 5.091.925,30 psi

EI = 2,6098E+10 lbs-pulg²

$T = (EI / nh)^{1/5} = 87,81\text{ pulg.}$

$D_{max} \leq 3T = 263,42\text{ pulg.} = 21,95\text{ pie}$

Use como tanteo D =	26	pie	(Profundidad medida desde el nivel 35)
Do/D =	$(M/QD + 3/4 - a/12) / (3M/2QD + 1)$		
Do/D =	0,7414	(se desprecia en el tanteo el valor "a" y se revisa al final)	
Reacción máxima positiva del terreno	$P_a = 3Q / (D * (3D_o / 2D - 1)) * (D_o / 2D)^2 =$	5,14	kips/pie
Chequeo:			
$Par \leq 1/FS * B * (D_o / 2) * w * N_q$			
X = Do/2	9,64	pies	
x/B =	7,34		
Nq =	12	Por gráfica, anexo No	
par =	5,57	kips/pie	> 5,14 kips/pie; OK
Reacción máxima negativa del terreno	$p_b = 3Q / (D * (3D_o / 2D - 1)) * (D_o / D - 1) =$	-9,67	kips/pie
Revisión:			
$p_{br} \leq -1/FS * B * D * w * N_q$			
Nq =	14	x = d =	26 pie
pbr =	-17,515	X/B =	19,812
pbr > pb, OK			
B.M. max = $M + 0.89Q * D * (D_o / D - 0.667)^{0.308}$			
B.M. max =	72.24 kips-pie + 0.89 * 36.33 kips * 26 pies * (0.7414 - 0.667)^{0.308}		
B.M. max =	436,71	kips - pie	
a = $36P (1+h/D) / (N_h x D^3)$		h =	5,1 m. 16,728 pie
a =	0,042		
$P_c = P/a$			
Pc =	1485,42	Kips	
$Y = 3Q * (D_o / D) / n_h * D^2 / (3/2 * D_o / D - 1)$			
Y =	0,213	pulg	Ok. La profundidad de empotramiento del pilote es adecuada

Use longitud de empotramiento de 8.00 m., Elev. = 27.00 m.

Nota: La longitud de empotramiento se verificará debido a que se debe tomar en cuenta el factor de fuste (fuerza de fricción) que existe entre el pilote y los estratos de arena.

VII.- REVISION DEL PILOTE COMO POSTE (Pilote central, sentido longitudinal)

Las solicitaciones son idénticas a la combinación de cargas 2, que también es la combinación crítica en este caso, por lo tanto el cálculo mostrado en el numeral VI es idéntico para este caso.

VIII.- CAPACIDAD DEL SUELO DE CIMENTACION (Diseño por punta)

$$Q_u = 40N \text{ Apr} + 0.20 N_p \text{ Af}$$

Donde:

N = Número de Golpes en la elevación donde descansará el Pilote.

Apr = Area de la Punta del Pilote, Incluido refuerzos

Np = Número de Golpes promedio a lo largo del fuste del Pilote.

Af = Area del Fuste.

Para nuestro caso tendremos:

$$\begin{aligned} N &= 40 && \text{golpes} && (\text{valor mínimo en toba}) \\ \text{Apr} &= 0,04 && \text{m}^2. \\ N_p &= 27 && \text{golpes} && (\text{Valor promedio de golpes en el fuste}) \\ \text{Af} = 1.60 \text{ m.} \times 5\text{m.} &= 8 && \text{m}^2. \end{aligned}$$

Se considera que el pilote tiene 5 metros enterrado (de elevación 35.00 m. a Elev. 30.00 m.)

$$Q_u = (40 \times 50 \times 0.04 + 0.20 \times 10 \times 19.20) = 107,2 \text{ ton.}$$

$$\text{Factor de Seguridad: } 3$$

$$Q = 35,73 \text{ ton.}$$

Carga Máxima del Pilote: 24,61 ton. (Combinación 4, cargas incrementadas)

Q > Carga Máxima del Pilote

Use longitud de Pilotes de 11 m, de los cuales se considerarán 5.00 m. dentro del suelo marino
Se considera 1m de descabezado

IX.- REVISION DEL PILOTE AL IZAJE

IX.1.- Momento máximo por izaje en dos puntos

$$M_{\text{max}} = -(qL/2)\alpha^2$$

$$q = 6,912 \text{ ton.} \quad (\text{Peso del Pilote incrementado en 50\% por la acción dinámica del despegüe})$$

$$L = 12 \text{ m.}$$

$$\alpha = 0,21$$

$$M_{\text{max}} = 1,83 \text{ ton-m.} = 182.891,52 \text{ Kg-cm}$$

La pretensión en 10 cables de 1/2" tensados al 70% fpu y considerando 20% de perdidas, será:

$$F_{pe} = A_c \times N \times 0.70 \times f_{pu} \times 0.80$$

$$A_c = 0,153 \text{ in}^2$$

$$N = 10 \text{ Cables}$$

$$f_{pu} = 270 \text{ ksi.}$$

$$F_{pe} = 231,34 \text{ kips} = 105.152,73 \text{ Kg.}$$

$$f_{pe} = F_{pe}/A$$

$$f_{pe} = 65,72 \text{ Kg/cm}^2 = 932,57 \text{ psi.}$$

$f_{pe} < 700 \text{ psi.}$, ok

Características de la Sección del Pilote:

$$A = 1.600,00 \text{ cm}^2.$$

$$I = 213.333,33 \text{ cm}^4$$

$$Y_t = 20,00 \text{ cm.} = Y_b$$

$$S_x = 10.666,67 \text{ cm}^3 = S_y$$

El esfuerzo en el lado de tensión del pilote será:

$$\omega_b = F_{pe}/A - M_{max}/(S_x)$$

$$\omega_b = 48,57 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{se mantiene la compresión, ok})$$

Esfuerzo permisible de compresión:

$$\omega_{perfb} = 0.85f_c - f_{pe} \quad f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\omega_{perfb} = 231,78 \text{ Kg/cm}^2$$

$\omega_{perfb} > \omega_b$, ok

El esfuerzo en el lado de compresión del pilote será:

$$\omega_b = F_{pe}/A + M_{max}/(S_x)$$

$$\omega_b = 82,87 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{compresión, ok})$$

$\omega_{perfb} > \omega_b$, ok

IX.- 2.- Momento máximo por izaje en un punto

$$A.- \text{Max-} = (qL/2)*(1-\alpha)^2$$

$$q = 6,912 \text{ ton.} \quad (\text{Peso del Pilote incrementado en 50\% por la acción dinámica del despegüe})$$

$$L = 12 \text{ m.}$$

$$\alpha = 0,71$$

$$M_{max} = 3,49 \text{ ton-m.} \quad 348.779,52 \text{ kg.-cm.}$$

La pretensión en 10 cables de 1/2" tensados al 70% fpu y considerando 20% de perdidas, será de:

$$F_{pe} = A_c \times N \times 0.70 \times f_{pu} \times 0.80$$

$$A_c = 0,153 \text{ in}^2$$

$$N = 10 \text{ Cables}$$

$$fpu = 270 \text{ ksi.}$$

$$Fpe = 231,34 \text{ kips} = 105152,73 \text{ kg.}$$

$$fpe = Fpe/A$$

$$fpe = 65,72 \text{ Kg/cm}^2 = 932,57 \text{ psi.}$$

fpe < 700 psi., ok

Características de la Sección del Pilote:

$$A = 1.600,00 \text{ cm}^2.$$

$$I = 213.333,33 \text{ cm}^4$$

$$Yt = 20,00 \text{ cm.} = Yb$$

$$Sx = 10.666,67 \text{ cm}^3 = Sy$$

El esfuerzo en el lado de tensión del pilote será:

$$\omega_b = Fpe/A - Mmax/(Sx)$$

$$\omega_b = 33,02 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Se mantiene la compresión, ok})$$

Esfuerzo permisible de tensión:

$$\omega_{perft} = 5(f_c)^{0.5}$$

$$\omega_{perft} = -353,55 \text{ Psi} = -24,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$\omega_b < \omega_{perft}, \text{ ok}$$

Esfuerzo permisible de compresión:

$$\omega_{perfb} = 0.85f_c - fpe$$

$$\omega_{perfb} = 231,78 \text{ Kg/cm}^2$$

$\omega_{perfb} > \omega_b$, ok

El esfuerzo en el lado de compresión del pilote será:

$$\omega_b = Fpe/A + Mmax/(Sx)$$

$$\omega_b = 98,42 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{compresión, ok})$$

$\omega_{perfb} > \omega_b$, ok

B.- $Max+ = (qL/2)^*(1-1/(2\alpha))^2$

$$q = 6,912 \text{ ton.} \quad (\text{Peso del Pilote incrementado en 50\% por la por la acción dinámica del despegüe})$$

$$L = 12 \text{ m.}$$

$$\alpha = 0,71 \quad \frac{1}{(2*\alpha)} = 0,704225352$$

$$Mmax = 3,63 \text{ ton-m.} = 362.808,01 \text{ kg-cm.}$$

La pretensión en 10 cables de 1/2" tensados al 70% fpu y considerando 20% de perdidas, será de:

$$F_{pe} = A_c \times N \times 0.70 \times f_{pu} \times 0.80$$

$$A_c = 0,153 \text{ in}^2$$

$$N = 10 \text{ Cables}$$

$$f_{pu} = 270 \text{ ksi.}$$

$$F_{pe} = 231,34 \text{ kips} = 105152,73 \text{ kg.}$$

$$f_{pe} = F_{pe}/A$$

$$f_{pe} = 65,72 \text{ Kg/cm}^2 = 932,57 \text{ psi.}$$

$f_{pe} < 700 \text{ psi.}, \text{ ok}$

Características de la Sección del Pilote:

$$A = 1.600,00 \text{ cm}^2.$$

$$I = 213.333,33 \text{ cm}^4$$

$$Y_t = 20,00 \text{ cm.} = Y_b$$

$$S_x = 10.666,67 \text{ cm}^3 = S_y$$

El esfuerzo en el lado de tensión del pilote será:

$$\omega_b = F_{pe}/A - M_{max}/(S_x)$$

$$\omega_b = 31,71 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Se mantiene la compresión, ok)}$$

Esfuerzo permisible de tensión:

$$\omega_{perft} = 5(f_c)^{0.5}$$

$$\omega_{perft} = -353,55 \text{ Psi} = -24,92 \text{ kg/cm}^2$$

$\omega_b < \omega_{perft}, \text{ ok}$

Esfuerzo permisible de compresión:

$$\omega_{perfb} = 0.85f_c - f_{pe}$$

$$\omega_{perfb} = 231,78 \text{ Kg/cm}^2$$

$\omega_{perfb} > \omega_b, \text{ ok}$

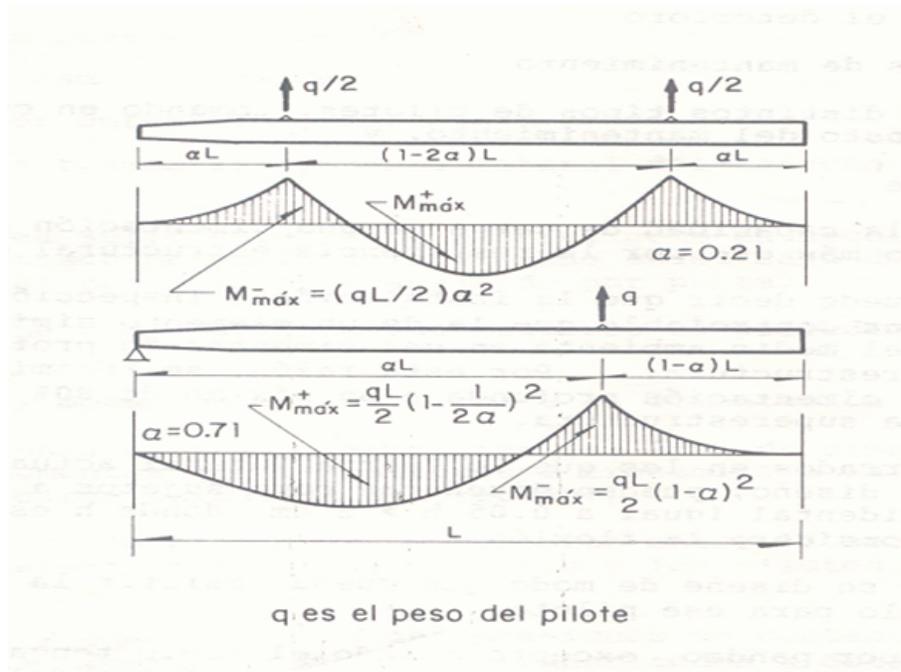
El esfuerzo en el lado de compresión del pilote será:

$$\omega_b = F_{pe}/A + M_{max}/(S_x)$$

$$\omega_b = 99,73 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (compresión, ok)}$$

$\omega_{perfb} > \omega_b, \text{ ok}$

El manejo del Pilote es soportado adecuadamente por los cables de presfuerzo.



X.- CALCULO DEL NUMERO DE GOLPES PARA LA HINCA DEL PILOTE

Se utilizará la formula de Hiley

Se hará la revisión utilizando un Martinete DELMAG D12-42, con energía de 1410 kg-m.

U =	$eWh/(S+0.5(C1+C2+C3)) * (W+K^2P)/(W+P)$	
S =	$eWh/(U*(W+P)/(W+K^2P)) - 0.5*(C1+C2+C3)$	
S =	Asentamiento o penetración media del Pilote por golpe para los últimos 5 golpes, pulg.	
U =	Capacidad última del Pilote. (Lb)	
P =	24.605,79 Kg.	(Carga máxima sobre el pilote, Combinación 4 cargas incrementadas)
U =	3*P	
U =	162.398,20 Lbs.	Se utiliza un factor de seguridad de 3, aplicado a la carga máxima
e =	Eficiencia del Martinete (70% de la energía aportada)	
e =	0,70	
W =	Peso de la masa que cae (Lb.)	
W =	2816 lbs.	

P =	Peso del Pilote (Lb.)		
P =	10,137.60	Lbs.	Pilote 0.40 m. x 0.40 m. x 12.00 m. de largo
Ac =	Area de la cabeza del Pilote,	pulg ² .	
Ac =	248.06	pulg ² .	
Ap =	Area de punta del Pilote,	pulg ² .	
Ap =	62.00	pulg ²	
C1 =	Compresión temporal de la cabeza del pilote y la tapa,	pulgadas	
pi =	U/Ac		
pi =	654.67	psi.	
C1 =	0.12	pulg.	
C2 =	Compresión temporal del Pilote,	pulg.	
p2 =	U/Ap		
p2 =	2,619.32	psi.	
C2 =	0.006L		
C2 =	0.24	pulg.	
C3 =	Compresión Temporal del Terreno,	pulg.	
P3 =	U/At	At = Ac	
P3 =	654.67	psi.	
C3 =	0.1	pulg.	
eWh =	163,700.46	lbs-pulg	Energía del martillo
$U*(W+P)/(W+K^2P)=$	352,522.91		
$0.5*(C1+C2+C3)=$	0.2281	pulg.	
S =	0.2363	pulg/golpe	
No. Golpes/Pulgada =	4.23	Golpes/Pulg.	
No. Golpes últimos 15 cm.=	25.39		

Por lo tanto aplicar 52 golpes en el último pie de hincado.

Ver anexo No 13: Plano de detalles de pilotes pretensados de 0.40 x 0.40 m de 11, 6 y 8 m.

3.9- Especificaciones técnicas.

Los pilotes serán elementos prefabricados presforzados con lado cuadrado de 40 cm., con longitudes variables entre 6 y 11m., según lo determine el tipo de suelo del lecho lacustre. Cada pilote serán construido 10 cables longitudinales pretensados de ½ pulgada de diámetro, del tipo baja relajación y $f_{pu} = 270$ ksi. Sobre los cables se armarán espirales de acero No.5, con pasos no mayores a los 10 cm. y el concreto que se utilizará será de $f'c = 350$ kg/cm² como mínimo.

Los cabezales de concreto serán elementos prefabricados de 4.10 m. de longitud. La sección de los cabezales de estribo es de 0.415 m. x 0.60 m., y la sección de los cabezales de pila es de 0.415 m. x 0.80 m. que serán anclados a los pilotes presforzados en los niveles establecidos en los planos y unidos firmemente, para posteriormente servir como asiento o apoyo de las superestructuras de viguetas presforzadas y concreto colado in situ. Los cabezales serán de concreto de $f'c = 350$ kg/cm² como mínimo y acero de refuerzo del tipo $f_y = 4200$ kg/cm².

Las superestructuras con longitudes entre 9.00m y 10.00m, tendrán un ancho de 4.10 m, la que estará formada por viguetas del tipo "I" de 20 cm. de base y 25 cm. de altura, de concreto $f'c = 350$ kg/cm² como mínimo, presforzadas con cables de ½" diámetro con un 70% f_{pu} y reforzadas con varillas longitudinales VT-1 #8 y VT-1 #7. Los estribos de varillas de acero No 2 VT-4 y VT-5, Grado 60. Sobre estas viguetas, que a la vez servirán de formaletas, se harán colados in situ para alcanzar los niveles de la rasante final del muelle y asegurar una forma monolítica a la superestructura del muelle. Los colados in situ serán realizados con concreto $f'c = 350$ kg/cm² y acero de refuerzo $f_y = 4200$ kg/cm².

El muelle será construido con un sistema de defensa de dolphins a base de 3 pilotes de madera pino tratado de 0.20 x 0.20 m resguardados por un cilindro de caucho. El muelle será construidos para un calado mínimo de 2.0 m.

3.9.1- Especificaciones de Construcción

Las especificaciones de construcción que regirán son las NIC-2000, utilizando la sección 602 para el Concreto estructural, la sección 603 estructuras de concreto presforzado y la Sección 604 para el acero de refuerzo.

Sección 602.- Concreto Estructural

Descripción

602.01 Este trabajo consiste en la prefabricación y suministro en planta de los elementos prefabricados de concreto para pilotes, cabezales y viguetas del muelle en Momotombo de acuerdo con estas especificaciones y en conformidad razonable con las líneas, rasantes y dimensiones mostradas en los planos u ordenadas por el Ingeniero.

La clase del concreto estructural es designada como Clase "D", (350 kg/cm²) de acuerdo con el cuadro 602-1.

Materiales

602.02 Los materiales a usar deberán cumplir con lo estipulado en los siguientes artículos:

Cemento Portland	1001.01
Agregado Fino	1003.01
Agregado grueso	1003.02
Rellenadores y Selladores de Juntas	1005.01
Materiales para Curar	1011.01
Aditivos Incluidores de Aire	1011.02
Aditivos Químicos	1011.03
Agua	1012.01 (a)

Requisitos para la Construcción

602.03 Composición (Diseño de la Mezcla de Concreto).- Diseñense y prodúzcanse las mezclas de concreto que se ajusten a lo indicado en el Cuadro 602-1 para la clase de concreto especificado. Determinénense los valores de la resistencia de diseño de conformidad con la norma ACI 214. El concreto estructural también deberá cumplir con la siguiente especificación:

ACI 211.1, para concreto normal y de masa pesada.

Tabla No 11: Cuadro 602-1 Composición del Concreto					
Clase de Concreto	Contenido Mínimo de Cemento (kg/m ³)	Máxima Relación Agua/Cemento	Revenimiento ⁽¹⁾ (mm)	Mínimo Contenido de Aire ⁽²⁾ %	Agregado Grueso AASHTO M 43
D	360	0.49	50 to 100		No. 57

⁽¹⁾ El revenimiento máximo es de 200 mm, si el diseño aprobado por la mezcla incluye un reductor de agua de alto rango.

⁽²⁾ Ver el Artículo 602.03 (t) para el máximo contenido de aire.

602.05 Medición de los Materiales.- Dosificar el concreto de conformidad con el diseño aprobado para la mezcla y las siguientes tolerancias:

Cemento	± 1 por ciento
Agua	± 1 por ciento
Agregados	± 2 por ciento
Aditivo	± 3 por ciento

Se podrá usar un sistema volumétrico calibrado si se mantienen las tolerancias especificadas.

602.06 Planta Dosificadora, Mezcladoras y Agitadores.- Úsese una planta dosificadora, mezcladora y agitador que se ajusten a lo requerido por la norma AASHTO M 157. El equipo de revoltura volumétrico continuo se deberá ajustar a lo requerido por la norma AASHTO M 241.

602.07 Revoltura.- Revolver el concreto en una planta de revoltura central o en camiones mezcladores. Todo el equipo deberá ser operado dentro de la capacidad recomendada por el Fabricante. Prodúzcase concreto de consistencia uniforme.

(a) Planta de Revoltura central.- Aplíquense los aditivos líquidos mediante un fluxómetro controlado. Úsense aplicadores con capacidad suficiente para medir, de una vez, la cantidad total de aditivo requerida por cada bachada o tanda. Si se usa más de un aditivo, aplíquese cada uno con equipo separado. Primero, cárguese el agregado grueso, un tercio del agua y todo el aditivo inductor de aire, en la mezcladora, luego agréguese el resto del material.

Revuélvase por lo menos 50 segundos. Comenzar el tiempo de revoltura tan pronto como todo el cemento y los agregados están en el tambor. Agréguese el agua faltante durante el primer cuarto del tiempo de revoltura. Agréguese 4 segundos al tiempo de revoltura si la cuenta del tiempo comienza en el instante en que el cucharón alcanza su máxima posición de alzada. El tiempo de transferencia en las mezcladoras de tambor múltiple, esta incluido en el tiempo de revoltura. En tiempo de revoltura termina cuando se abre la canaleta de descargue.

(b) Camión Mezclador.- No usar mezcladoras que tengan cualquier sección de las paletas desgastada más de 25 mm por debajo de la altura original de fábrica. No usar mezcladoras y agitadores que tengan concreto o mortero acumulado en el tambor de revoltura. Agregar los aditivos al agua de revolver antes o durante la revoltura.

Cargar la bachada en el tambor de manera que una porción del agua de revolver entre antes que el cemento. Revolver cada bachada de concreto no menos de 70 ni más de 100 revoluciones del tambor o de las paletas a la velocidad de revoltura. Comenzar a contar las revoluciones de revoltura tan pronto como todo el material, incluyendo el agua, este dentro del tambor de revolver.

602.08 Entrega.- Prodúzcase y entréguese el concreto de manera que se permita una colocación continua sin que ningún concreto alcance el fraguado inicial antes que el concreto restante a ser colocado adyacente a él. Úsense métodos de entrega, manipuleo y colocación que minimicen la remanipulación del concreto y evitar causar cualquier daño a la estructura.

No colocar concreto que haya desarrollado el fraguado inicial. Nunca se deberá ablandar el concreto agregando agua.

602.09 Control de Calidad-Muestreo y Ensaye. - Para asegurar la calidad del diseño de la mezcla y el control de calidad en las operaciones, se seguirá un plan de control de calidad que incluye el muestreo y ensaye de los materiales y la mezcla de acuerdo con las siguientes normas:

Tabla No 12: Normas del control de Calidad-Muestreo y Ensaye	
a. Muestreo de Concreto Recién Mezclado.	T-141
b. Peso por Metro Cúbico, Rendimiento y Contenido de Aire (Gravimétrico) del Concreto.	T-121
c. Análisis Granulométrico de Agregados Fino y Grueso.	T-27
d. Revenimiento del Concreto de Cemento Portland.	T-119
e. Contenido de aire del Concreto Recién Mezclado por el Método de Presión.	T-152
f. Gravedad Específica y Absorción del Agregado Fino.	T-84

g. Gravedad Específica y Absorción del Agregado Grueso.	T-85
h. Contenido de Aire del Concreto Recién Mezclado por el Método Volumétrico.	T-196
i. Moldeo y Curado en el Campo de Especímenes de Concreto para los Ensayos de Resistencia a la Compresión y a la Flexión.	T-23
j. Resistencia a la Compresión de Cilindros de Concreto Moldeado.	T-22

Las siguientes disposiciones sobre Muestreo y Ensaye serán aplicables y prevalecerán en cualquier discrepancia que hubiere con los métodos estándar enumerados anteriormente:

A.- El control del concreto será hecho por medio de cilindros. Se tomará una muestra por cada 8 metros cúbicos, con un mínimo de tres muestras por elemento estructural (estribo, pila, losa, etc.).

El suministro de cilindros, las pruebas o ensayos, así como todo lo necesario para el muestreo y ensaye del concreto, serán subsidiarios del costo del concreto.

B.- El Ingeniero podrá ordenar un número adicional de cilindros de pruebas durante la ejecución de los trabajos, ya sea para someterlas a curado en las mismas condiciones en que el concreto es colocado en la estructura, para determinar el grado de eficiencia del curado del concreto en el sitio o para obtener testigos de pruebas adicionales para un mejor control.

C.- Las pruebas de resistencia serán realizadas a los 7,14 y a los 28 días de mezclado el concreto.

La cantidad de muestras para el control de resistencia será de, por lo menos, 2 cilindros para cada fecha en que se quiera conocer la resistencia del concreto.

D.- Resistencia de Diseño. Las resistencias promedio de diseño, serán obtenidas de acuerdo a las resistencias de la clase de concreto especificado.

E.- Evaluación de las resistencias. Para evaluar los resultados de la resistencia del concreto se hará uso de los siguientes criterios:

I. La resistencia del concreto para estructuras diseñadas en función del esfuerzo de trabajo y otras construcciones no consideradas en el inciso II que sigue, no deberá dar más de un 20 por ciento de valores más bajos que la resistencia característica y el promedio de seis pruebas consecutivas deberá ser igual o mayor que el esfuerzo promedio especificado.

II. Para concreto a ser usado en estructuras diseñadas en función del esfuerzo último y en estructuras presforzadas, no más del 10 por ciento de las pruebas de resistencia darán valores menores que la resistencia característica especificada, y el promedio de tres pruebas consecutivas deberá ser igual o mayor que el esfuerzo promedio especificado.

Cuando el número de pruebas realizadas en toda clase de concreto sea de 6 ó menos, el promedio de todas las pruebas deberá ser igual o mayor que el mostrado en el siguiente Cuadro:

Tabla No 13: Cuadro 602-4 Esfuerzo Promedio Requerido en Pruebas Consecutivas Como Fracción de la Resistencia Característica.		
Número de Pruebas	Inciso I	Inciso II
1	0.79	0.86
2	0.90	0.97
3	0.94	1.02
4	0.97	1.05
5	0.99	1.07
6	1.00	1.08

Resistencia Mínima. Cuando el esfuerzo de compresión del concreto de una estructura o parte de ella sea menor que el 85 por ciento de la resistencia característica f'_c , especificada a los 28 días, dicha estructura, o la parte afectada, será demolida.

602.12 Manipulación y Colocación del Concreto.- Efectúese todo el trabajo de excavación y relleno estructurales de acuerdo con la Sección 207: Excavación para estructuras. Colóquese el acero de refuerzo, el acero estructural, los dispositivos de apoyo, el material para juntas y rubros misceláneos de conformidad con las Secciones correspondientes.

(a) Generalidades.- Manipúlese, colóquese y consolídese el concreto con métodos que no causen segregación y den como resultado un concreto denso y homogéneo que esté libre de huecos y **ratoneras**. Los métodos de colar el concreto no deberán causar desplazamiento del acero de refuerzo u otro material que vaya empotrado en el concreto. Cuélese y consolídese el concreto antes del fraguado inicial. No reamasar el concreto agregándole agua a la mezcla.

No colar el concreto sino hasta que las formaletas, todos los materiales que van empotrados y la adecuación del material de la fundación hayan sido inspeccionados y aprobados por el Ingeniero.

Quítese todo mortero, desechos y material extraño de las formaletas y del acero de refuerzo antes de comenzar la colocación del concreto. Humedézcase muy bien las formaletas y la subrasante inmediatamente antes de colocar el concreto sobre ellos. Los dispositivos temporales separadores de formaletas pueden ser dejados en su sitio mientras la colocación del concreto exija su uso, después de lo cual serán removidos.

Colar el concreto continuamente sin interrupción entre la construcción planeada o entre juntas de expansión. La tasa de entrega, secuencia de la colada y los métodos deberán ser tales que siempre se esté colando y consolidando concreto recién hecho contra concreto previamente colocado antes de que se haya alcanzado el fraguado inicial en este último. No se permitirá que el tiempo transcurrido entre la colocación de batchadas sucesivas excede de 30 minutos.

(b) Secuencia de la Colada.

1.- Subestructuras.- No colocar cargas sobre caballetes, pilas o estribos terminados sino hasta que los ensayos de los cilindros tomados del mismo concreto y curados bajo las mismas condiciones que el elemento de la subestructura, indican que todo el concreto tiene, por lo menos, el 80 por ciento de su resistencia a la compresión requerida a los 28 días.

2.- Miembros Verticales.- Para los miembros verticales de más de 5 metros de altura, permítase que el concreto fragüe por lo menos 4 horas antes de colar concreto para los miembros horizontales que los integran. Para miembros verticales de más de 5 metros de altura, déjese que el concreto fragüe por lo menos 30 minutos. No aplicar las cargas de los miembros horizontales sino hasta que el miembro vertical haya alcanzado su resistencia requerida.

3.- Superestructuras.- No colar concreto en la superestructura sino hasta que las formaleas hayan sido suficientemente descubiertas para determinar la aceptabilidad del concreto de la subestructura que la soporta. No colar concreto en la superestructura sino hasta que la subestructura haya alcanzado la resistencia requerida.

(c) Métodos de Colado.- Usar equipo de suficiente capacidad que sea diseñado y operado para evitar la segregación de la mezcla y pérdida de mortero. No usar equipo que produzca vibraciones que puedan causar daños al concreto recién colado. No usar equipo con partes de aluminio que entren en contacto con el concreto. Remover el mortero fraguado o secado de las superficies internas del equipo de colar concreto.

Colóquese el concreto lo más cerca posible a su posición final. No colar concreto en capas horizontales de más de 0.5 metros de espesor. No exceder la capacidad del vibrador para consolidar y fundir la nueva capa con la capa previa. No colocar el concreto a una tasa tal que, al ser corregido por temperatura, exceda la carga de diseño de las formaletas.

No dejar caer concreto no confinado más de 2 metros. El concreto podrá ser confinado usando un tubo equipado con una cabeza de tolva u otro dispositivo aprobado que evite la segregación de la mezcla y la salpicadura del mortero. Esto no se aplica a la hincadura de pilotes colados en el sitio cuando la colocación del concreto es completada antes de que alcance el fraguado inicial del concreto colado primero.

(d) Consolidación.- Provéanse suficientes vibradores manuales de tipo interno, adecuados para las condiciones de la colada de concreto. Los vibradores deberán cumplir con los requisitos indicados en el Cuadro 602-6.

Tabla No 14: Cuadro 602-6 Requisitos para Vibradores Manuales		
Diámetro de la Cabeza (mm)	Frecuencia (Vibraciones/ minutos)	Radio de Acción (mm)
19 a 38	10,000 a 15,000	75 a 125
32 a 64	9,000 a 13,500	125 a 255
50 a 89	8,000 a 12,000	180 a 485

Provéanse vibradores recubiertos de hule cuando se use acero de refuerzo recubierto con epóxico. Provéase un número suficiente de vibradores para consolidar cada bachada a medida que se va colocando. Provéase un vibrador de repuesto en el sitio para casos de desperfectos. Usar vibradores externos de formaleta solamente cuando las formaletas hayan sido diseñadas para ser vibradas externamente y cuando no sea posible la vibración interna.

Vibrar el concreto en el punto en que fue depositado y en puntos uniformemente espaciados no separados más de 1.5 veces el radio dentro del cual la vibración es visiblemente efectiva. Insertar los vibradores de manera que las áreas vibradas afectadas se traslapen. No usar los vibradores para desplazar el concreto. Insertar los vibradores verticalmente y sacarlos lentamente del concreto. La vibración deberá ser de suficiente duración e intensidad para consolidar completamente el concreto, pero sin causar segregación. No vibrar en ningún punto tanto tiempo que se formen áreas localizadas de lechada. No vibrar el acero de refuerzo. No vibrar áreas ya vibradas.

602.15 Acabado del Concreto Plástico.- Allánense todas las superficies de concreto que no hayan sido coladas en contacto con formaletas. Acabar con llana de madera la superficie del concreto. Elimínese toda lechosidad o lechada delgada. Piquetéense cuidadosamente todos los bordes no ochavados con un canteado. Déjense expuestos los bordes del relleno de juntas. Protéjase la superficie de los daños de la lluvia. Acábense todas las superficies de concreto a ser usadas por el tráfico dándoles una textura resistente al deslizamiento. Provéanse, por lo menos, 2 puentes o pasarelas de trabajos adecuados y convenientes.

602.16 Curación del Concreto.- Comenzar la curación inmediatamente después de que el agua libre superficial se ha evaporado y se ha completado el acabado. Si la superficie del concreto comienza a secarse antes de que se haya escogido el método de curación que se va a implementar, manténgase la superficie de concreto húmeda usando un rocío como niebla sin dañar la superficie.

Las superficies a ser frotadas deberán ser mantenidas húmedas después de quitar las formaletas. Cúrense inmediatamente después de la primera frotada.

602.19 Cargas sobre Estructuras Nuevas de Concreto.- No colocar ningún tipo de cargas sobre pilas de caballete o estribos acabados hasta que los ensayos de los cilindros moldeados del mismo concreto y curados bajo las mismas condiciones que el elemento de la subestructura, indiquen que el concreto ha alcanzado por lo menos el 80 por ciento de la mínima resistencia a la compresión a los 28 días especificada. Esta restricción no se aplica a las coladas de las capas superiores de los elementos de la subestructura coladas por etapas.

No permitir que vehículos o equipo de construcción circulen sobre un claro cualquiera hasta que el concreto de toda la superestructura haya alcanzado su resistencia de diseño a la compresión y haya sido construida por lo menos hace 21 días.

602.20 Aceptación.- Los materiales para el concreto serán evaluados visualmente y mediante mediciones y ensayos (Art. 106.12, B, I y III). Suministrar un certificado de producción para el cemento Portland.

El revenimiento, contenido de aire, peso unitario de masa y la temperatura de la mezcla de concreto serán evaluados visualmente y mediante mediciones y ensayos (Art. 106.12, B, I y III). Ver en el Cuadro 602-9 los requisitos mínimos para el muestreo y ensaye.

Tabla No 15: Cuadro 602-9 Muestreo y ensaye.

Material o Producto	Propiedad o Característica	Categoría	Método de ensaye o Especificación	Frecuencia	Lugar del muestreo
Concreto	Revenimiento	----	AASHTO T 119	1 por carga ⁽²⁾	Chorro de descarga en el lugar de colocación
	Contenido de aire	---	AASHTO T 152 ó AASHTO T 196.	1 por carga ⁽²⁾ .	
	Peso Unitario		AASHTO T 121.	1 por carga ⁽²⁾	
	Temperatura	---	Termómetro.	Carga final.	
	Hechura de especímenes de ensaye	---	AASHTO T 23 AASHTO T 22	1 juego por cada 25 m ³ , pero nunca menos de 1 juego por día	
	resistencia a la compresión	II			

- (1) Muestrear de acuerdo con AASHTO T 141, excepto que no se requiere muestras combinadas.
- (2) Verificar el cumplimiento con la especificación antes y durante cada operación de colado
- (3) Moldear por lo menos 4 cilindros para ensaye de resistencia a la compresión y trasladarlos con sumo cuidado al sitio de la obra donde están las facilidades para curación de cilindros.
- (4) Un resultado sencillo de ensaye a compresión es el resultado promedio de 2 cilindros moldeados de la misma carga y ensayados a los 28 días.

La resistencia a la compresión del concreto será evaluada estadísticamente (Art. 106.12, B, IV). El Cuadro 602-9 da los requisitos mínimos para muestreo y ensaye. El límite inferior de la especificación es el mínimo requerido de la resistencia a la compresión a los 28 días (f'_c) especificado en el Contrato. Un resultado sencillo de ensaye a la compresión es el resultado promedio de 2 cilindros moldeados de la misma carga y ensayados a los 28 días. Ver en el Cuadro 602-9 la categoría de aceptación de las características de calidad.

Remuévase y reemplácese el concreto representado por cilindros que tengan una resistencia a la compresión de menos del 90 por ciento de la mínima resistencia a la compresión a los 28 días (f'_c) y localizado de tal manera que cause efectos intolerablemente perjudiciales en la estructura.

La construcción (incluyendo la dosificación, la colocación, el acabado y la curación del concreto) será evaluada visualmente y mediante mediciones y ensayos (Art. 106.12, B, I y III).

La obra falsa y las formaletas (incluyendo el diseño, la construcción y la remoción) serán evaluadas visualmente, por certificaciones y mediante mediciones y ensayos (Art. 106.12, B, I, II y III).

Sección 603.- Estructuras presforzadas

603.01 Generalidades.- Este trabajo consistirá en la construcción de estructuras de concreto presforzado y de las partes de concreto presforzado de estructuras combinadas, sustancialmente de conformidad con los alineamientos, niveles, diseño y dimensiones que figuran en los planos o que sean establecidos por el Ingeniero, y de acuerdo con estas y otras especificaciones involucradas.

El trabajo incluirá, en general, la fabricación, transporte y almacenamiento de vigas, losas, pilotes y otros miembros estructurales de concreto prefabricado, su presforzado por uno de los métodos aprobados de pretensado o postensado, y la instalación en su lugar de todos los miembros presforzados, exceptuando los pilotes, que serán hincados de acuerdo con lo dispuesto en la Sección-601.

Materiales

603.04 Los materiales deberán cumplir con lo estipulado con los siguientes artículos y secciones:

Concreto	Sección-602
Acero de Presfuerzo	Artículo-1009.03
Acero de Refuerzo	Artículo-1009.01
Dispositivos de Anclaje	Artículo-1012.14
Lechada	Artículo-1012.15

Todo el acero de presfuerzo será protegido contra daños físicos, sarro u otros resultados de la corrosión, desde su fabricación hasta que quede embebido en la lechada de cemento. El acero de presfuerzo que haya sufrido daños físicos en cualquier oportunidad será rechazado.

603.06 Almohadillas Elastoméricas de Apoyo.- Estas deberán llenar los requisitos establecidos en el Artículo-1017.14.

603.07 Pruebas.- Todos los cables, torones (cable trenzado), dispositivos de anclaje o varillas que vayan a ser soportadas hacia el lugar de la obra, deberán llevar una etiqueta de identificación con el número de la remesa original.

Todas las muestras enviadas serán representativas de la remesa a ser suministrada y, en el caso de cables o torones, serán obtenidas del mismo rollo original.

Todos los materiales para las pruebas serán suministrados por cuenta del PROVEEDOR y serán entregados con suficiente anticipación para que puedan ser ensayados antes de ser usados en la obra.

El proveedor suministrará para las pruebas, las muestras tomadas de cada remesa. Si el Ingeniero lo ordena, esta toma de muestras podrá ser hecha por el Inspector en la planta del Fabricante.

a. Método de Pretensado.- Las muestras serán de, por lo menos, 2 metros de largo, por cada tamaño de torón. Se tomará una muestra de cada rollo.

b. Dispositivos de Anclaje.- Proveer dos conjuntos de anclaje completos con planchas de distribución, por cada tamaño y tipo a ser usado, si dichos dispositivos no van unidos a las muestras del refuerzo.

Cuando los sistemas de presfuerzo hayan sido ensayados y aprobados anteriormente en proyectos similares por alguna organización que sea aceptable para el Ingeniero, no será necesario suministrar muestras completas de los tendones, siempre que no haya cambio alguno en los materiales, el diseño o detalles previamente aprobados.

Requisitos para la Construcción

603.08 Generalidades.- Los miembros de concreto estructural presforzado serán construidos conforme los requisitos de la Sección-602 y el acero de refuerzo, con los de la Sección-604 de estas especificaciones y las modificaciones y enmiendas que hubiere dentro del Contrato.

603.12 Colocación del Acero.- Todos los elementos de acero serán colocados con exactitud en la posición que indiquen los planos y firmemente sostenidos durante el colado y fraguado del concreto.

Los cables, grupos de cables, cables hilados paralelamente y demás elementos del acero de presfuerzo, serán enderezados a fin de asegurarles una posición adecuada dentro de las fundas, camisas o moldes que quedarán embebidos en el concreto.

Los cables serán sostenidos en su posición exacta dentro de las fundas, camisas o moldes que quedarán embebidos en el concreto por medio de espaciadores horizontales y verticales adecuados, si son requeridos.

603.13 Pretensado.- Los elementos de concreto deberán estar sostenidos exactamente en su posición durante la operación de aplicación del esfuerzo por medio de las gatas. Se llevará un registro de la fuerza aplicada y del alargamiento producido. Será aceptable el colado de varias unidades en una

línea continua y que, a la vez, se les aplique la tracción. Se dejará suficiente espacio entre los extremos de las unidades para facilitar el acceso y cortar después de que el concreto haya alcanzado la resistencia requerida.

No se le transferirá al concreto ningún esfuerzo por adherencia ni se soltarán los anclajes de los extremos hasta que el concreto haya alcanzado una resistencia a la compresión, comprobada por medio de pruebas con cilindros, de no menos de 27.6 MPa (aproximadamente), a menos que se haya indicado de otra manera. Los elementos de acero serán cortados o soltados en tal orden que se minimice la excentricidad lateral del presfuerzo.

603.14 Colocación del Concreto.- No se iniciará la colocación del concreto en las formaleas si el Ingeniero no lo ha autorizado, después de verificar la posición del refuerzo, las cavidades que quedarán embebidas, los anclajes y el acero de presfuerzo. El concreto será vibrado con mucho cuidado y de tal manera que se evite desplazar el refuerzo, los conductos o cables.

603.15 Curación.- Será aceptable la curación al vapor como alternativa a la curación por agua. La cama de colado de toda unidad curada al vapor estará completamente encerrada por medio de un tipo adecuado de envoltura hermetizada para impedir el escape del vapor y, simultáneamente, aislarla de la atmósfera exterior. La primera aplicación de vapor se hará de dos a cuatro horas después de colado el concreto y de que se haya completado el fraguado inicial, a menos que se hayan usado retardadores, en cuyo caso el período de espera antes de aplicar el vapor, se aumentará de 4 a 6 horas.

El vapor tendrá un 100 por ciento de humedad relativa para evitar la pérdida de humedad y proveer ésta en suficiente cantidad para una adecuada hidratación del cemento. La aplicación del vapor no se hará directamente sobre el concreto. Durante la aplicación del vapor, la temperatura del aire en el ambiente deberá aumentar a una tasa que no exceda de 4°C por hora, hasta alcanzar una temperatura máxima de 60°C a 71°C. La temperatura máxima será sostenida hasta que el concreto haya alcanzado la resistencia deseada.

Al discontinuar la aplicación del vapor, la temperatura del aire en el ambiente no deberá disminuir a una tasa que exceda de 4°C por hora, hasta que se haya alcanzado una temperatura 11°C mayor que la temperatura del aire al cual quedará expuesto el concreto.

603.19 Manipulación.- Se deberá tener mucho cuidado en la manipulación y movilización de miembros prefabricados de concreto presforzado.

Las vigas maestras y losas prefabricadas serán transportadas en posición derecha y los puntos de soporte y las direcciones de las reacciones con respecto al miembro durante el transporte y almacenaje, serán las mismas de cuando el miembro esté en su posición final en la estructura. Si el PROVEEDOR estima más conveniente transportar o almacenar unidades prefabricadas en posiciones diferentes a estas mencionadas, lo podrá hacer a su propio riesgo, después de notificar al Ingeniero su decisión de hacerlo así.

Se tomarán precauciones durante el almacenaje, izaje y manejo de las unidades prefabricadas para evitar agrietamientos o daños de otra clase.

Las unidades dañadas como consecuencia de almacenaje o manipulación inadecuados, serán reemplazadas por el PROVEEDOR, a sus expensas.

603.20 Instalación.- Los pilotes prefabricados de concreto presforzado será hincados de conformidad con las disposiciones correspondientes de la Sección 601 de estas especificaciones. Los demás miembros estructurales prefabricados de concreto presforzado serán instalados en la estructura de acuerdo con los planos y Especificaciones Especiales aplicables al tipo particular de estructura a ser construido.

603.21 Aceptación.- El acero de presfuerzo, el acero de refuerzo, los dispositivos de anclaje, y el material para el concreto y la lechada, serán evaluados con base en certificados de manufactura. El PROVEEDOR entregará certificados de producción para los siguientes artículos:

- (a) Cemento Portland.
- (b) Acero de Presfuerzo.
- (c) Acero de Refuerzo.

La aplicación de la lechada será evaluada visualmente y por medio de mediciones y ensayos de laboratorio sobre la calidad. El Cuadro 603-1 da los requisitos mínimos para muestreo y ensaye.

El concreto para los miembros premoldeados y presforzados será evaluado visualmente, con base en certificados de producción y comerciales, y mediciones y ensayos de laboratorio. Ver Cuadro 602-9 y el Cuadro 603-1.

El acero de refuerzo será evaluado de acuerdo con la Sección-604.
La obra falsa y las formaleas serán evaluadas bajo la Sección-602.

No se hará pago por separado del acero de presfuerzo, ya que los elementos serán pagados por unidad prefabricada.

Sección 604.- Acero de refuerzo

Descripción

604.01 Este trabajo consistirá en el suministro y colocación de acero de refuerzo, grado 60, para los pilotes, cabezales y viguetas prefabricadas, de acuerdo con estas especificaciones y en conformidad sustancial con los planos.

Materiales

604.02 El acero de refuerzo llenará los requisitos del Artículo 1009.01.

Requisitos de la Construcción

604.04 Protección de los Materiales.-

(a) Varios.- El acero de refuerzo deberá ser protegido constantemente contra daños resultantes de su almacenaje sobre bloques, rejillas o plataformas. Antes de colar el concreto, el acero de refuerzo que va a quedar embebido en el concreto deberá estar libre de costras de sarro, tierra, lodo, escamas sueltas, pintura, aceite y de toda otra sustancia extraña.

604.05 Dobladura.- Todas las varillas de refuerzo que deban ser dobladas, serán dobladas en frío y de acuerdo con los procedimientos recomendados por el CRSI, a menos que los planos y especificaciones lo indicaran de otra manera. Las varillas que vayan a quedar parcialmente embebidas en el concreto no serán dobladas, a menos que lo indiquen los planos o lo autorice el Ingeniero. El corte y dobladura serán encargados a armadores calificados provistos de las herramientas adecuadas para tales trabajos.

604.06 Colocación y Amarre.- En losas de puentes y viaductos el acero de refuerzo será amarrado en intersecciones alternas, a menos que con este sistema los amarres queden espaciados a más de 30 centímetros, en cuyo caso, se amarrarán todas las intersecciones. Los dispositivos de apoyo para el acero de refuerzo no quedarán espaciados a más de 1.20 metros, transversal o longitudinalmente.

La colocación del acero de refuerzo en calzadas no se apartará más de + 6.35 mm en dirección vertical, de la posición mostrada en los planos. No se podrá colar el concreto en ningún miembro de la estructura hasta que la colocación del refuerzo haya sido aprobada. Con este objeto, el PROVEEDOR notificará al Ingeniero, con no menos de 48 horas de anticipación, o más si el tamaño de la estructura fuera muy grande, al inicio propuesto de las operaciones de colado, cuando la armadura esté lista para inspección.

No serán permitidos los traslapes a menos que estén mostrados en los planos o los autorice el Ingeniero. Las longitudes de los traslapes serán las indicadas en los planos o en las Especificaciones Especiales.

No se permitirá soldar el acero de refuerzo, a menos que así lo muestren los planos o lo autorice el Ingeniero. Toda soldadura llenará los requisitos de las “Especificaciones Estándar para Puentes de Carreteras” de la AASHTO.

No se usarán soportes de metal que se extiendan hasta la superficie. No será permitida la colocación de varillas en capas de concreto recién colado ni el ajuste de varillas mientras progresan las operaciones de colado.

Las varillas principales del refuerzo, que soportan determinados esfuerzos, serán traslapadas únicamente donde lo muestren los planos o dibujos de taller aprobados.

El mínimo espaciamiento de varillas paralelas de centro a centro, será 2.5 veces el diámetro de dichas varillas, pero en ningún caso la distancia libre entre varillas podrá ser menor de 2.5 veces el tamaño máximo del agregado grueso usado en el concreto.

Los paquetes de varillas serán amarrados a no más de 1.80 metros entre centros.

Todo refuerzo tendrá un recubrimiento de 5 centímetros, a menos que los planos indiquen otro.

604.07 Aceptación.- El acero de refuerzo será evaluado visualmente y mediante los Certificados de Calidad emitidos por el suplidor del acero. En caso de duda el Contrate podrá realizar la pruebas necesaria en un laboratorio de materiales. La colocación del acero de refuerzo será evaluada visualmente y por medio de mediciones y ensayos (Art. 106.12, B, I y III).

Ver anexo No 16: Presupuesto, para mayores detalles del costo del muelle.

Capítulo Nº 4: Análisis del impacto ambiental.

El Sistema de Evaluación Ambiental (SEA) de Nicaragua (creado bajo el Decreto 76-2006), establece que la Evaluación Ambiental (EA) es un proceso compuesto de actos administrativos que incluye la preparación de estudios, celebración de consultas públicas y que concluye con la autorización o denegación por parte de la autoridad competente, nacional, regional o territorial; en nuestro país le corresponde al Ministerio del Ambiente y los Recursos Naturales (MARENA).

La evaluación ambiental es utilizada como un instrumento para la gestión preventiva, con la finalidad de identificar y mitigar posibles impactos al ambiente de planes, programas, obras, proyectos, industrias y actividades, de conformidad a este Decreto y que incluye: la preparación de estudios, celebración de consultas públicas, y acceso a la información pública para la toma de decisión.

El ámbito de aplicación del decreto alcanza los planes y programas de inversión sectorial y nacional, de conformidad con el artículo 28 de la Ley No. 290, "*Ley de Organización, Competencias y Procedimientos del Poder Ejecutivo*"; así como aquellas actividades, proyectos, obras e industrias sujetos a realizar estudios de impacto ambiental.

La evaluación ambiental de obras, proyectos, industrias y actividades está compuesta por categorías ambientales que son resultados de un tamizado o cribado. ¹Las categorías ambientales son las siguientes:

- a) Categoría Ambiental I: Proyectos, obras, actividades e industrias que son considerados como proyectos especiales.
- b) Categoría Ambiental II: Proyectos, obras, actividades e industrias, que en función de la naturaleza del proceso y los potenciales efectos ambientales, se consideran como de alto impacto ambiental potencial.

¹ Decreto 76-2006. Capítulo II, arto. 5

c) Categoría Ambiental III: Proyectos, obras, actividades e industrias, que en función de la naturaleza del proceso y los potenciales efectos ambientales, se consideran como de moderado impacto ambiental potencial.

El Proyecto “**Construcción De La Terminal Lacustre En Momotombo**”, según los incisos 10 y 14 del Artículo 17; que establecen, “*Nuevas construcciones de muelles y espigones que incorporen dragados con una superficie igual o superior a un mil metros cuadrados (1000 m²) y dragado de cuerpos de agua menores de doscientos cincuenta mil metros cúbicos (250,000 m³)*” del capítulo IV Evaluación ambiental de proyectos, obras, actividades e industrias, de este decreto, está sujeto a la realización de un estudio de impacto ambiental, y queda definido como **proyecto categoría II** de alto impacto ambiental potencial

El proceso de valoración ambiental y emisión de la autorización ambiental quedará a cargo de las delegaciones territoriales del MARENA o consejos regionales en el ámbito de su territorio.

4.1- Procedimiento a seguir para la obtención del permiso ambiental:

Para la regulación general de un proyecto se debe de llevar a cabo un análisis del impacto ambiental que generará este sobre el medio ambiente, tomando en cuenta los hábitats como especies de flora y fauna afectadas por la ejecución del mismo. De igual forma es justo y necesario realizar medidas de protección para evitar o minimizar los impactos que el proyecto tendrá en el área.

La gestión de impacto ambiental pretende reducir al mínimo nuestras intrusiones en los diversos ecosistemas, elevar al máximo las posibilidades de supervivencia de todas las formas de vida, por muy pequeñas e insignificantes que resulten desde nuestro punto de vista, y no por mayor consideración por las criaturas más débiles, sino por verdadera humildad intelectual, por reconocer que no sabemos realmente lo que la pérdida de cualquier especie viviente puede significar para el equilibrio biológico.

El sistema de evaluación de impacto ambiental nace en Nicaragua el día 31 de Octubre del año 1994 con la publicación en la Gaceta, diario oficial, del **decreto 45-94: “Reglamento de Permiso y Evaluación de Impacto Ambiental”**. Se creó por la necesidad de tomar en consideración los factores ambientales para contemplar el desarrollo de la nación en conjunto con la naturaleza.

Este decreto establece los procedimientos para el otorgamiento del permiso ambiental, como documento administrativo de carácter obligatorio para los proyectos que requieran estudio de impacto ambiental del mismo, ya sean estos nuevos, de rehabilitación o de reconversión.

La Dirección General de Calidad Ambiental (DGCA) es el área específica del Ministerio del Ambiente y Recursos Naturales (MARENA) que atiende las diferentes solicitudes de permiso ambiental, y en ella la oficina de evaluación de impacto ambiental, quien administra el sistema.

La **Resolución Ministerial 03-2000** establece las disposiciones administrativas complementarias para el otorgamiento del permiso ambiental, con las cuales el sistema de evaluación de impacto ambiental delimita los pasos complementarios a seguir desde que el proponente introduce la solicitud hasta que el MARENA le entrega una resolución. También indica las disposiciones para los costos de los proyectos según su ubicación.²

Otro instrumento para este sistema, es el formulario de solicitud de permiso ambiental, este documento es el que se entrega a toda aquella persona que llega al MARENA para solicitar permiso ambiental, entregándosele los requisitos necesarios para obtener dicho permiso.

² Panfleto trámites permiso ambiental, pág. 1, Ministerio del ambiente y los recursos ambientales.

En el sistema no solo interviene MARENA como ente regulador del ambiente; este también se apoya en otras instituciones gubernamentales y no gubernamentales para la revisión de los proyectos que solicitan el permiso ambiental, asimismo se apoya en diferentes resoluciones, reglamentos y normas ambientales.

En consideración a una correcta regulación de proyectos se analizará todos los aspectos de interés dado el potencial de impacto de las obras y actividades, sus principales afectaciones y su legislación. Se partirá del análisis de las principales leyes que regulan los proyectos en materia de calidad ambiental; para ello es necesario llevar un proceso el cual está establecido por MARENA.

4.1.1- Requerimientos para obtener el permiso ambiental³

La obtención del permiso ambiental es indispensable para la ejecución de proyectos nuevos, de ampliación, de rehabilitación o de reconversión a los que se refiere el Arto. 5 del **Decreto 45-94**. El otorgamiento de este permiso es sin perjuicio de las demás obligaciones que exige la legislación nacional. El procedimiento a seguir es el siguiente:

- Retirar el formulario de solicitud de permiso ambiental en el centro de atención al público (CAP).
- Presentar en el centro de atención al público original y tres copias de: formulario de solicitud de permiso ambiental debidamente completado, perfil de proyecto, mapa de ubicación y poder notariado que acredite al representante legal.
- El centro de atención al público entrega la solicitud a la dirección general de calidad ambiental para que le dé seguimiento.

³ Panfleto trámites permiso ambiental, pág. 1, Ministerio del ambiente y los recursos ambientales.

- La dirección general de calidad ambiental (DGCA) conformará un equipo de trabajo multidisciplinario e interinstitucional según corresponda a cada caso. El grupo de trabajo coordinará con el proponente la visita de inspección al sitio del proyecto.

- La dirección general de calidad ambiental a través del centro de atención al público entregará al proponente los términos de referencia en un máximo de veinte días hábiles. En la carta de remisión de los mismos se indicará la fecha y hora de la reunión de aclaración cuando hayan dudas en cuanto alguno de sus puntos.

- El proponente procederá a la elaboración del estudio de impacto ambiental y documento de impacto ambiental de acuerdo a los términos de referencia oficializados por MARENA. El proponente será el responsable por la calidad de los mismos y por el costo de estos. Además de la implementación de las medidas de mitigación, monitoreo, programas de gestión ambiental y demás procedimientos relacionados al proceso de permiso ambiental.

- A lo largo de la elaboración del estudio de impacto ambiental, y siempre que sea necesario o solicitado por el proponente, serán programadas y realizadas reuniones con el grupo de trabajo, con el objetivo de aclarar posibles dudas en cuanto al cumplimiento de los términos de referencia específicos.

- El estudio de impacto ambiental (EIA), con su respectivo documento de impacto ambiental (DIA), y la remisión del proponente, deberán ser entregados al centro de atención al público, el cual los remitirá al despacho de la dirección general de calidad ambiental (DGCA).

- La dirección general de calidad ambiental dispondrá de un plazo máximo de 10 días hábiles para la revisión preliminar de los documentos recibidos y en caso necesario solicitará completar los mismos de acuerdo a los términos de referencia establecidos.
- Concluida la revisión preliminar de los documentos de acuerdo al Arto.16 del **Decreto 45-94** y encontrándose conforme toda la información requerida, la dirección general de calidad ambiental (DGCA) comunicará al proponente de la conformidad de los documentos recibidos.
- Se procede a la revisión técnica del estudio de impacto ambiental y documento de impacto ambiental de parte del equipo multidisciplinario e interinstitucional.

Aquí se realiza una revisión exhaustiva de los mismos, para ello se dispondrá de un plazo mínimo de 30 días hábiles y no mayor de un tercio de tiempo utilizado para la elaboración del estudio de impacto ambiental, sin que este exceda de 120 días hábiles para proceder a su revisión técnica y emitir la resolución correspondiente. Dicho plazo podrá ser interrumpido mediante notificación hasta que se complete la información requerida.

- Si durante el proceso de revisión técnica la información presentada en el estudio de impacto ambiental no es técnicamente satisfactoria se solicitará complementación al proponente (adendum), concediéndole un período máximo de tres meses para responder, si en dicho período no ha completado la información el proceso quedará suspendido. El proponente solamente podrá presentar 2 adendum al Estudio de Impacto Ambiental, en caso de que el segundo adendum no sea satisfactorio aún, el proceso también será suspendido.

- Luego de que la revisión técnica del estudio de impacto ambiental es satisfactoria el proyecto pasa a la etapa de consulta pública, cuya modalidad se encuentra definida en los términos de referencia.
- Las opiniones y sugerencias originadas en el proceso de consulta y recibidas dentro del plazo establecido, serán analizadas e incorporadas, en el dictamen técnico que elaborará el grupo de trabajo.
- La dirección general de calidad ambiental emitirá resolución conforme lo establecido en el artículo 8 del **decreto 45-94**. En caso de ser denegado el permiso deberán consignarse las razones. Siendo posible para el proponente los recursos de reposición (el cual debe ser entregado a más tardar cinco días hábiles después de notificado) y revisión (diez días hábiles después de notificado) conforme lo establece el Decreto 45-94.

4.2- Cumplimiento del permiso ambiental

Una vez otorgado el permiso ambiental, el proponente presentará a la dirección general de calidad ambiental a través de la recepción del centro de atención al público, informes periódicos sobre la gestión ambiental del proyecto a lo largo de la construcción, operación y cierre. Informando de esta manera los resultados de las actividades de monitoreo y la eficiencia de las medidas ambientales de acuerdo a lo establecido en la respectiva resolución para fines de seguimiento y control ambiental.

El incumplimiento a la presente resolución, será sancionado conforme lo establecido en la Ley 217: Ley General del Medio Ambiente y los Recursos Naturales y su reglamento.

El permiso puede ser cancelado por incumplimiento de las acciones establecidas para la conservación y protección del medio ambiente. La cancelación del permiso ambiental implica la suspensión o cierre definitivo de las operaciones del proyecto.

4.3- Identificación, evaluación y análisis de los impactos ambientales.

4.3.1- Componente: Aire.

Parámetro: Calidad del aire.

La calidad del aire puede verse afectada por la dispersión de partículas, como consecuencia de las acciones de construcción, puesto que en la zona predomina un suelo arenoso, además la dirección del viento (Nor-este) y la topografía del lugar, contribuye a que en esta fase, las partículas que se levanten queden depositadas en laderas cercanas y cause molestias a la salud de los trabajadores, y en menor grado a la población, además la velocidad del viento tiene un promedio de 3m/s.

Medidas ambientales recomendadas:

- Organización comunal e información previa de obras a la población.
- Publicación de zonas a afectar, horarios, período y recomendaciones a la población.
- Planificación eficiente de obras y aplicar prácticas de construcción adecuadas y medidas de restauración. Dar cumplimiento a las medidas establecidas en el marco ambiental del proyecto.
- Se debe realizar riego de las vías y acumulaciones de tierra, con el fin de evitar el levantamiento de partículas de polvo durante el tráfico de vehículos y maquinaria.
- Para reducir los efectos de los gases de combustión de las maquinarias utilizadas, se le exigirá al contratista que la maquinaria que utilice esté en óptimo estado de eficiencia.

Parámetro: Ruidos (Contaminación sonora).

El empleo de las maquinarias para la construcción del relleno y el depósito de los residuos, al igual que la draga que se utilizará para realizar el dragado del canal de acceso y la dársena de maniobras, generarán ruidos que puede perturbar a los propios trabajadores, para ello se contará con las medidas necesarias. Sin embargo estos niveles no alcanzarán distancias mayores solo al área de construcción, por la misma topografía del lugar.

Medidas ambientales recomendadas:

- Seleccionar métodos de construcción que minimicen la emisión de ruidos y vibración.
- Instalar barreras aislantes en las obras. Como cercado de láminas de zinc u otras.
- Establecer zonas de amortización, barreras vivas (vegetación) a los alrededores del área del proyecto.
- Para reducir los efectos del ruido se le exigirá al contratista que la maquinaria que utilice este en buen estado de funcionamiento y cuente con sus aditamentos para mitigar el ruido, tales como silenciadores en los sistemas de escape.
- Las obras deben realizarse mayormente en horario diurno (7:00 a 18:00 horas) para minimizar las molestias de ruido y vibraciones a la población.
- Exigir la disponibilidad y uso de equipos de protección para el personal.

4.3.2- Componente: Suelo.

Parámetro: Contaminación.

Contaminación del suelo por derrames de aceites de los equipos y grasas provenientes de los equipos durante el proceso de construcción.

Contaminación del suelo por el posible arrojado de desechos sólidos y líquidos producidos durante la construcción del relleno del área de terraza para el malecón.

Medidas ambientales recomendadas:

- Manejo adecuado de combustibles, lubricantes y químicos. No se usará aceites en la compactación de los suelos después de rellenar.

- Aplicar medidas técnicas al haber cualquier afectación al suelo en el área del proyecto para evitar que se propague a contaminar el agua del lago Xolotlán.

- Se tomarán las medidas de prevención pertinentes para evitar formación de charcas en las áreas vecinas por inadecuada disposición de la tierra proveniente de las excavaciones, al fin de evitar inundaciones en el área vinculada con el proyecto con agua de lluvias.

- Mantener almacenadas de acuerdo con las necesidades de operación cantidades mínimas de combustibles.

Parámetro: Cambios en el uso del suelo

Debido a la altura de diseño requerida de la terraza en el área en donde se construirán las obras en tierra, el material a dragar será utilizado para relleno de la misma, por presentar un talud con características llanas y con la construcción del malecón se recuperará terreno y se estará protegiendo la zona costera la cual poco a poco se ha ido erosionando. De esta manera se evitará impactos negativos en zonas acuáticas por disposición de material dragado.

Sin embargo se analizarán los impactos que conlleven el cambio en el terreno en cuanto a su drenaje natural, tratando de conservar el curso de los drenajes naturales y evitar mayores inconvenientes tanto en el área del proyecto como en áreas vecinas.

Medidas ambientales recomendadas:

- Identificación anticipada en los trabajos iniciales de las posibles causas de desestabilización de pendientes y las medidas de prevención y control según el caso.
- En terrenos con pendientes moderadas a fuertes y en lugares donde se intervengan terrenos conformados con material poco consolidado o terrenos inestables, construir obras de contención como gaviones.
- Para la protección de taludes es importante el manejo de aguas de escorrentía mediante la construcción de cunetas o la conducción de aguas por una bajante de desagüe, hasta un canal recolector final. La saturación de agua puede provocar derrumbes e inestabilidad de terrenos.

4.3.3- Componente: Recursos hídricos.

Parámetro: Calidad del agua superficial y subterránea.

En términos generales, este efecto ha sido calificado como, muy poco probable de magnitud reducida, baja duración, y con alta posibilidad de evitarse si se cumple estrictamente con el diseño establecido para el proyecto, además que la profundidad del manto freático está lo suficientemente alejada del área a rellenar y no existe escorrentía superficial en el área del proyecto.

Debido a la magnitud del lago y el área del proyecto, este no causará ningún impacto relevante con respecto a la dinámica hidráulica del lago. Ya que no habrá cambios de dirección tanto en el oleaje como tampoco en las corrientes internas al igual que los afluentes y efluentes del mismo, tampoco se afectarán las profundidades promedios del lago.

La afectación a la calidad del agua no es de gran envergadura debido a que el material dragado presentara una resuspensión únicamente en la etapa de dragado, teniendo una jornada laboral de 8 horas, que solo abarca 1/3 del día, dejando un lapso de tiempo para que las aguas recuperen su estado natural, el material dragado será extraído y colocado en el área que estará vinculada directamente con las obras a realizar en tierra.

Se puede llegar a la conclusión que de la única forma que se puede presentar el impacto por componentes químicos y otras sustancias peligrosas es por medio de la existencia de gases comprimidos que pudieron ser depositados por el mismo volcán en tiempo pasado, pero por las características que presenta el tipo de suelo que predomina en el lugar (arenoso) se concluye que este tipo de componentes y sustancias están ausentes, debido a su alta capilaridad y permeabilidad.

Medidas ambientales recomendadas:

- Integración de los componentes de agua, saneamiento, desechos sólidos y drenaje pluvial. Establecer coordinaciones adecuadas entre Municipalidad, ENACAL, MARENA, INAA para implementar las disposiciones legales en materia de servicios de alcantarillado sanitario, pluvial y desechos sólidos.
- Las aguas de lluvias y de escorrentías, no contaminadas, deben disponerse en drenajes naturales.
- Construcción de sistemas de recolección y tratamiento de aguas residuales empleando tecnologías y soluciones sencillas para conectar todo el sistema de alcantarillado sanitario del puerto a una pila séptica.
- Disponer el material sobrante producto de las excavaciones o cortes en un lugar determinado para tal fin, en forma tal que no interrumpa los drenajes naturales y se conforme de acuerdo con la topografía del sitio.

- Establecer un uso razonable del agua subterránea y controlar el volumen de explotación tanto en la etapa de construcción como de operación del puerto.
- Limitar la aplicación y uso de sustancias químicas, derivadas del petróleo, en sectores cercanos a cursos de agua.

4.3.4- Componente: Flora.

Parámetro: Vegetación.

El área que estará comprendida por el proyecto tiene actualmente una vegetación un poco variada en la que podemos encontrar árboles como: Malinche, espino de playa, espino blanco, Jocotes, Jícaros, etc. A simple inspección se encontró que el árbol predominante de la zona es el Júcaro, por lo tanto el impacto que se generará será mínimo ya que estos se esparcen de forma rápida.

Medidas ambientales recomendadas:

- La identificación de ecosistemas sensibles y la elaboración del inventario de especies permiten definir las medidas ambientales que se tomarán en caso de ser necesaria la intervención de áreas específicas.
- Realizar un inventario de árboles en caso de afectación y realizar los trámites de permiso de extracción con el Instituto Nacional Forestal (INAFOR) en zonas fuera del límite urbano. En el caso de las áreas urbanas deben realizarse con la Alcaldía e implementar las medidas que la municipalidad o INAFOR determinen según el caso.
- Desarrollar un plan estratégico de reforestación completa para cubrir todas las áreas que estén involucradas o que abarquen el área del proyecto.
- La reforestación se realiza con especies de la zona que suministren alimentos y refugios a las especies animales frugívoras pertenecientes al hábitat.

4.3.5- Componente: Fauna.

Parámetro: Afectación a comunidades faunísticas, poblaciones de peces, aves y reptiles.

En la atracción de especies ocasionales y afectación a las comunidades bentónicas se tiene todo lo relacionado con el lecho marino, por lo cual debido a las características de suelo (arenoso) en el lecho marino no hay existencia de especies marinas. Por lo tanto el impacto ocasionado por el proyecto en este aspecto no es de gran relevancia y por ende se podría considerar mínimo ya que no se verá afectado ningún tipo de especies bentónicas.

En lo referente a la pesca artesanal el impacto será considerable debido a que en una longitud de 1 Km aproximadamente paralelo a la costa no se utilizará para tal actividad.

Referente a la afectación en reptiles y aves no se han identificado en el área del proyecto especies de reptiles característicos de zonas áridas, pero se presume que pueden recorrer esporádicamente la zona. Por ello se ha considerado un impacto considerable, de magnitud reducida y muy poco probable.

En el caso de las aves, las únicas más cercanas al lugar que se han percibido son las aves características de las costas y se encuentran en las zonas que rodean el área del proyecto, así que el impacto será moderado sobre las mismas. Entre ellas se encuentran la paloma Castilla, Tijul, Zanates, palomas San Nicolás y Guises, de las cuales la más predominante es el Tijul y la reproducción de esta ave es dinámica y acelerada.

Medidas ambientales recomendadas:

- Esquemas o sistemas de protección y conservación de las especies predominantes en la zona donde se ejecutará el proyecto.

- Las condiciones finales del área intervenida, luego del proceso de construcción y de resultar o no promisorio el proyecto, requieren ajustarse a las condiciones iniciales del sitio de manera que no se vean afectados ecosistemas estratégicos ni poblaciones existentes en la zona de las áreas no intervenidas.
- Elaborar la zonificación del manejo ambiental en la cual se establecen las zonas de protección y de especial significación ecológica, con el fin de evitar o mitigar su intervención en el proceso de construcción.
- La identificación de ecosistemas sensibles y la elaboración del inventario de especies permiten definir las medidas ambientales que se tomarán en caso de ser necesaria la intervención de áreas específicas.

4.3.6- Componente: Ecosistemas.

Parámetro: Litorales y ecosistemas lacustres.

En lo que se refiere a la afectación de los litorales se producirán grandes cambios a la topografía del terreno, planificando la elevación del nivel natural en la zona costera, sin embargo al mismo tiempo se proveerá a la zona resguardo ante inundaciones debido a la crecida del nivel del lago Xolotlán.

Medidas ambientales recomendadas:

- Recuperar los suelos intervenidos por las actividades de construcción y prevenir procesos erosivos y el transporte de sedimentos a los cuerpos de agua.
- Darle uso a la tierra post desarrollo, sean o no promisorios los resultados de la exploración previa al desarrollo.
- Manejo adecuado de combustibles, lubricantes y químicos. No se usará aceites en la compactación de los suelos después de rellenar.

4.3.7- Componente: Procesos ecológicos.

Parámetro: Cadena trófica acuática y diversidad de especies.

La afectación de las comunidades faunísticas de la zona será considerable en las actividades que conlleva la etapa de construcción del muelle, se tomarán en cuenta las medidas abarcadas para la protección de la flora y fauna, de modo que se trabaje en conjunto la mitigación de estas actividades y su posterior adecuación al ecosistema circundante.

Medidas ambientales recomendadas:

- Mantener almacenadas de acuerdo con las necesidades de operación cantidades mínimas de combustibles.

- Limitar el uso de sustancias químicas, derivadas del petróleo, en sectores cercanos al cuerpo de agua.

- Asegurar el almacenamiento, transporte y adecuada disposición de los combustibles. El almacenamiento requiere realizarse en bodegas confinadas y cubiertas que se ubicarán a una distancia de no menos de 40m del cuerpo de agua e instalaciones temporales para evitar que se presenten derrames o fugas que puedan contaminar el suelo.

- El reconocimiento de campo es fundamental en la identificación de áreas sensibles y receptores potenciales; es conveniente abordar este primer acercamiento, a la zona de intervención, con cartografía, aerofotografías, estudios ambientales y de uso del suelo, realizados en el sitio; contar con la participación de la comunidad circundante al área y el apoyo logístico y técnico de la autoridad ambiental competente.

4.3.8- Componente: Sociales y económicos

Parámetro: Afectación a la salud debido a exposición a contaminantes tóxicos y cancerígenos, exposición a malos olores y emisión de partículas y riesgo de accidentes.

Durante la fase de construcción del puerto en la Comarca de Momotombo, existen posibilidades de accidentes de los trabajadores debido a caídas o cualquier otro percance; mas no existe población aledaña que pueda verse afectada, debido a que se resguardará el área en que se estará trabajando, con la instalación de una barrera perimetral.

Otro tipo de accidente es cuando durante las actividades de construcción e instalación se hace un mal manejo de los equipos, generando accidentes laborales. Por otro lado, los trabajadores se exponen a la emisión de partículas, así como a la generación de ruidos provenientes de maquinarias a emplearse durante las diferentes etapas constructivas.

Este tipo de accidentes puede ser manejado o evitado, siempre y cuando se cumplan con las medidas de protección personal y seguridad para los trabajadores establecidas en la Ley 618: Ley de seguridad e higiene ocupacional.

Medidas ambientales recomendadas:

- La planificación, diseño, construcción, operación y mantenimiento de los proyectos de infraestructura vial deben adelantarse en el marco del desarrollo sostenible de acuerdo con la legislación ambiental vigente y aplicable.

Parámetro: Generación de empleo, transporte

Dada las características de la obra a realizar, la construcción de la obra dará lugar a las posibles fuentes de trabajo temporal para mano de obra no calificada además de aquellas fuentes de trabajo relacionadas con el suministro de alimentos a los trabajadores.

Se generarán a demás trabajos permanentes en la etapa de operación y mantenimiento, los cuales permanecerán laborando de forma directa en el puerto.

Medidas ambientales recomendadas:

- Determinación de las necesidades de mano de obra, con base en los requerimientos de cada actividad propia de la obra, los mecanismos y tipos de organizaciones a través de las cuales se realizará la contratación.

- Identificar conjuntamente (proyecto-comunidad) el estado de los accesos antes de la realización del proyecto, con el objeto de realizar un diagnóstico de las condiciones iniciales del terreno para la toma de decisiones en la planificación del desarrollo de la obra.

- Definir el perfil de las personas que se requieren para el desarrollo de los trabajos y realizar una selección, evaluación y contratación efectiva.

4.4- Metodología

En la identificación de los impactos ambientales potenciales que generaría el proyecto, se utilizó una matriz de dos entradas, conocida como causa – efecto, la cual contiene información acerca de la naturaleza del impacto, el tipo de impacto, su origen, su comportamiento y su magnitud tal como se señala en tabla siguiente. *Ver anexo No 14: matriz de causa-efecto*

Tabla No 16: Identificación de Impactos Ambientales		
Característica	Significado	Simbología
<i>Naturaleza</i>	Positivo Negativo	Azul Rojo
<i>Magnitud</i>	Grande Mediano Pequeño	Gr. Me. Pe.
<i>Tipo</i>	Inevitable Mitigable Recuperable Prevenible Compensable	i m R P C
<i>Origen</i>	Directo Indirecto	D I
<i>Comportamiento</i>	Acumulativo Residual	Ac. Re.

Fuente: EIA San Francisco Libre.

Ejemplo:

Impacto ambiental identificado con las siglas -----Positivo Gr. /i/D. Ac

De acuerdo con la Tabla anterior tendremos que es un impacto:

Color Azul / Gr. / i / D / Ac

Positivo / Grande. /Inevitable/Directo / Acumulativo

La matriz causa y efecto nos permitió identificar las interdependencias entre las acciones y actividades del proyecto y los elementos de las características ambientales afectadas.

4.4.1- Matriz de Importancia

Después de elaborar la matriz causa – efecto, se utilizó una matriz de importancia, basada en la matriz causa – efecto, donde se sustituyen las acciones por una valoración cualitativa de los impactos potenciales identificados. Cada celda de cruce en la matriz, está ocupada por la valoración cuantitativa correspondiente a diez atributos, que son los siguientes:

- **Intensidad (I):** Se refiere al grado de incidencia de la acción sobre el factor ambiental. Un valor de 1 expresa una afección baja y un valor de 12 expresa una afección total y los valores entre estos reflejan situaciones intermedias.

Tabla No 17: Valores de intensidad	
Intensidad (I)	Valor
Baja	1
Media	2
Alta	4
Muy Alta	8
Total	12

- **Extensión (E):** Este atributo está referido al área de influencia teórica del impacto con el entorno del proyecto, si la acción produce un efecto muy localizado, se considerará que el impacto tiene un carácter puntual, si el efecto se produce dentro del entorno del proyecto, es un impacto total y para situaciones intermedias se utilizará el impacto parcial o extenso y si es impacto muy importante se añade el crítico (+4)

Tabla No 18: Valores de extensión	
Extensión (E)	Valor
Puntual	1
Parcial	2
Extenso	4
Total	8
Crítico	(+4)

- **Momento (M):** Es el plazo de manifestación del impacto y expresa el tiempo que transcurre entre la aparición de la acción (t_0) y el comienzo del efecto (t_1) sobre el factor considerado

Tabla No 19: Valores de momento	
Momento (M)	Valor
Largo Plazo (> 4 años)	1
Mediano Plazo (1 – 3 años)	2
Inmediato (< 1 año)	4

- **Persistencia (P):** El atributo se refiere al tiempo que permanecerá el efecto a partir de su aparición

Tabla No 20: Valores de persistencia	
Persistencia (P)	Valor
Fugaz (< 1 año)	1
Temporal (1 – 4 años)	2
Permanente (> 4 años)	4

- **Reversibilidad(R):** Indica la posibilidad de rehabilitar el factor afectado, como consecuencia de la acción realizada, es decir, la posibilidad de retornar a las condiciones iniciales previas a la acción por medios naturales.

Tabla No 21: Valores de reversibilidad	
Reversibilidad (R)	Valor
Corto plazo	1
Mediano Plazo	2
Irrecuperable	4

- **Acumulación (A):** Este atributo se refiere al incremento progresivo de un impacto.

Tabla No 22: Valores de acumulación	
Acumulación (A)	Valor
Simple sin sinergismo	1
Sinérgico	2
Acumulativo	4

- **Probabilidad (P):** Indica la certidumbre de aparición del impacto, le da el máximo valor a los impactos ambientales conocidos, como resultante de una acción.

Tabla No 23: Valores de probabilidad	
Probabilidad (P)	Valor
Simple sin sinergismo	1
Sinérgico	2
Acumulativo	4

- **Efecto (EF):** Se refiere a la causa del efecto, si es directo o indirecto, para este fin se identificarán los impactos mediante un sistema de red.

Tabla No 24: Valores de efecto	
Efecto(EF)	Valor
Indirecto (Secundario)	1
Directo	4

- **Periodicidad (PR):** Este atributo indica la regularidad de aparición del impacto, a medida que el impacto es más frecuente se le otorga el máximo valor.

Tabla No 25: Valores de periodicidad	
Periodicidad (PR)	Valor
Simple sin Sinergismo	1
Sinérgico	2
Acumulativo	4

- **Percepción Social (PS):** Se incorpora la visión de la población acerca de determinado impacto ambiental.

Tabla No 26: Valores de percepción social	
Percepción Social (PS)	Valor
Mínima (25%)	1
Media (50%)	2
Alta (75%)	4
Máxima (100%)	8
Total (> 100 %)	(+4)

- **Medidas Correctoras (MC):** Indica la posibilidad y el momento de introducir acciones o medidas para prevenir, mitigar o corregir los impactos.

Tabla No 27: Valores de medidas correctoras	
Percepción Social (PS)	Valor
En la fase de Proyecto	P
En la etapa de construcción	O
En la fase de Funcionamiento	F
No existe pasibilidad	N

Importancia del Impacto (Imp. I): No debe confundirse la importancia del efecto de una acción sobre un factor ambiental con la importancia del factor ambiental afectado (Impacto)

$$\text{Importancia del Impacto} = +/- (3I + 2E + M + P + R + A + PB + EF + PR + PS)$$

Tabla No 28: Clasificación de la Importancia de los Impactos Ambientales.	
Grado de Importancia	Rango de Valores
No significativo	13 - 30
Moderado	31 - 37
Severo	38 - 45
Crítico	46

Ver anexo No 15: Matrices de importancia.

Conclusiones

Para la realización del diseño de la estructura del muelle con fines turísticos y comerciales se utilizó el método de resistencia última considerando las normativas nacionales y en su defecto las normativas internacionales. Logrando diseñar la estructura que soporte las cargas a las que se someterá, ofreciendo servicio durante todas las épocas del año, brindando seguridad a la embarcación de diseño (Novia del Xolotlán), a los pasajeros y también a la misma estructura del muelle.

Se describieron las características de la localidad donde se plantea construir el muelle, teniendo especial cuidado en la selección del sitio “más adecuado” donde se emplazará la estructura, con el criterio de tener las principales facilidades de accesibilidad, abastecimiento de servicios básicos e infraestructura. Dando como resultado una amplia cobertura de los servicios básicos de energía eléctrica y agua potable, con un 83.77 % del total de viviendas que poseen ambos servicios. La red de drenaje sanitario local y la red de drenaje pluvial son inexistentes, representando un 100% de déficit.

Del análisis de la viabilidad y transporte urbano se observó que la localidad tiene una conexión directa con la Ciudad de La Paz Centro, Cabecera Municipal y la carretera Panamericana por estar comunicados a través de la carretera intermunicipal adoquinada, por lo que se presenta una buena accesibilidad al área costera.

De la descripción de las características sociales se seleccionó el sitio de la obra que esta localizado a unos 200 m de donde termina la calle adoquinada, debido a que este lugar presenta la facilidad de la utilización de estos servicios. Este se toma como punto de partida para la realización de los estudios técnicos.

Los estudios técnicos realizados sirven para conocer las características predominantes del terreno, donde se ejecutara la obra, en cuanto a estudios de: corrientes, niveles históricos del lago Xolotlán, viento, oleaje, sismicidad y vulcanismo, topografía, batimetría y estudios geotécnicos.

El efecto derivado de la corriente es pequeño ya que su velocidad es de 0.14 m/s, debido a esto se consideró la utilización de pilotes como base para la estructura, el cual permite que haya un fluido sin interrupción o cambio de dirección de las corrientes, lo que evita mayores consecuencias en los procesos de sedimentación y erosión de la zona afectada.

Del análisis de los datos de niveles históricos del lago Xolotlán se calculó que el nivel promedio del espejo de agua es de 38.64 m.s.n.m. además se consideró el parámetro de altura de atraque de la embarcación a partir de la línea de flotación de 1.5m. Con los datos antes mencionados se estableció el nivel de terraza de la estructura en el nivel 41 m.s.n.m para lograr la funcionalidad de la obra durante todo el año.

Para el análisis del diseño del muelle se consideraron los datos en los cuales se caracterizan los vientos en mayores velocidades promedio experimentadas, obteniendo una velocidad de 5 m/s. Debido a que el oleaje está vinculado con la velocidad del viento, para determinar la altura de la ola máxima se tomó este valor, que da como resultado una ola máxima de 114 cm. de altura en dirección Sureste, estableciendo la proyección del muelle con un ángulo de 19° a partir del Este hacia el Sureste, con el fin de proteger a la embarcación y a la misma estructura del muelle de las cargas debidas al oleaje y al viento.

La Sismicidad en la Comarca de Momotombo fue otro aspecto relevante debido a la cercanía con la Cordillera de los Maribios. En el mapa: *Amenazas por actividad volcánica y sísmica* del Municipio de La Paz Centro se observó que en el lugar donde se establecerá el muelle no atraviesa ninguna falla sísmica, sin embargo el lugar presenta una amenaza sísmica alta, provocada debido a la actividad volcánica y las presentes fallas locales.

La amenaza volcánica del sitio también es muy marcada por la presencia de los volcanes El hoyo y Momotombo, de estos dos el más cercano al sitio y por ende el de mayor amenaza es el volcán Momotombo, el cual se encuentra a 8 Km. aproximadamente. La actividad volcánica de Momotombo se presenta en un periodo de 57 años en promedio, no obstante su período de recurrencia sobrepasa la vida útil de la estructura del muelle, que para esta estructura se proyecta a 30 años, por lo cual no se consideró entre los parámetros de diseño de la estructura.

Del análisis del estudio geotécnico se concluye que los suelos encontrados en el área de los sondeos son diferentes estratos de arena: arenas color gris claro y arena con poca grava color gris oscuro (SW-SM) y arena limosa color gris (SM). Las características de esta arena son no plásticas (NP), sus granos pasan entre 88 y 100% por el tamiz N0 4 y entre 9 y 75% el tamiz No 200.

La capacidad soporte del suelo es de 25 ton/m² asegurando un adecuado factor de seguridad contra fallas del valor soporte del suelo. Como nivel de desplante para los pilotes se estableció el nivel donde se presenta en la estratigrafía del terreno la capacidad de 40 golpes/pies, teniendo un terreno de alta capacidad de carga y adecuado para construcción de este tipo de estructura, encontrando el nivel de desplante a una profundidad aproximada de 5m. De estos estudios se establecieron los parámetros considerados al momento de diseñar la estructura del muelle,

En el diseño se utilizó la combinación del concreto de alta resistencia ($f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$) y el acero de presfuerzo (270 ksi) produciendo en los elementos estructurales esfuerzos y deformaciones que se contrarresten total o parcialmente con los producidos por las cargas, lográndose así un diseño muy eficiente. Al emplear concreto presforzado se logro obtener un mejor comportamiento y resistencia de la estructura bajo las cargas de servicios y las cargas accidentales consideradas.

En el capítulo 3 de esta tesis se establecieron las fórmulas para el diseño de la estructura, eligiéndose el método de Resistencia última, ya que este es el más usado en la actualidad y tiene un enfoque más racional, abordando la seguridad estructural con un enfoque conceptualmente más realista, debido a que se diseña considerando una estructura más débil que la esperada, sometida a cargas más altas que las estimadas, a través de la utilización de los factores de aumento de carga y reducción de resistencia.

Todo lo anterior beneficio a un correcto diseño estructural para el muelle de Momotombo el cual esta apto para resistir las cargas de diseño. Para el caso de las viguetas una sobrecarga de $w=0.44$ t/m, más la carga viva de un vehículo H15-44 y para pilotes una sobrecarga de $w=23.44$ t/m, más una carga de 1 ton en cada extremo. Teniendo un factor de seguridad de 3 para pilotes y 2.1 para viguetas.

Se considero también una carga por sismo de 3.24 t/m, la cual se valoró en la combinación de carga 2 y 3 del análisis estructural del pilote, esta va a ser soportada de manera eficiente por la estructura, debido a que la profundidad requerida de desplante de 5m, el sistema de marco rígido y la resistencia de los materiales contrarrestan el efecto producido por esta fuerza sísmica.

Los esfuerzos de presfuerzo producidos de 933 psi en pilotes y de 2,141 psi para viguetas, permitieron la utilización segura y económica de los dos materiales, logrando la reducción de las dimensiones de la sección de los miembros a un mínimo de 0.40 x 0.40 cm para pilotes y de 20 x 25 cm para las viguetas, obteniéndose ahorros significativos en carga muerta, siendo posibles claros de 10m, lo cual no se logra con concreto reforzado. Cumpliendo con todos los requerimientos solicitados en su diseño. Logrando tener una estructura funcional, económica y segura.

Partiendo del diseño de la estructura se procedió a realizar un análisis de las afectaciones que provocará al medio ambiente la construcción del muelle.

Para la identificación de los impactos ambientales potenciales que generaría el proyecto se utilizó una matriz de dos entradas, conocida como causa – efecto, la cual contiene información acerca de la naturaleza del impacto, el tipo de impacto, su origen, comportamiento y magnitud.

Después de elaborar la matriz causa – efecto, se utilizó una matriz de importancia, basada en la matriz causa – efecto, donde se sustituyen las acciones por una valoración cualitativa de los impactos potenciales identificados. Cada celda de cruce en la matriz, está ocupada por la valoración correspondiente a diez atributos. No debe confundirse la importancia del efecto de una acción sobre un factor ambiental con la importancia del factor ambiental afectado (Impacto).

Se concluye que las actividades de mayor impacto al medio ambiente son: Almacenamiento y suministro de hidrocarburos, transportación de pasajeros y transportación de mercancías, afectando estas conjuntamente a los recursos hídricos y a los procesos ecológicos de forma crítica. Para lo cual fueron definidas las medidas ambientales correspondientes, añadiéndose estas al programa de seguimiento y monitoreo para las etapas de construcción y operación del puerto que ayuden a prevenir los daños al ambiente.

Recomendaciones

1. Se deben tomar en cuenta las dimensiones de los elementos prefabricados para su transporte, ya que si estos son muy grandes tal vez no puedan transitar por las carreteras existentes.
2. Uno de los aspectos principales para la elaboración de diseños de elementos prefabricados pretensados es el comportamiento de las conexiones que difiere de los elementos que son colados monolíticamente, por lo que sería bueno que se hicieran estudios sobre este tema.
3. Se recomienda durante la construcción del proyecto la presencia de una supervisión oportuna y eficiente que garantice tanto el control de la calidad de los materiales como de los procesos constructivos en la obra.
4. En la tesis solo se abarco el diseño estructural del muelle, se recomienda desarrollar el método constructivo en otros estudios.
5. De igual manera se recomienda realizar un diseño administrativo del proyecto para la ejecución de la obra.

Bibliografía

- Crespo, Carlos.
Caminos, Vías de Comunicación: caminos, ferrocarriles, aeropuertos, puentes y puertos. / Carlos Crespo.-4ta edición -México: Limusa, 2007.
- Hernández, Roberto; Fernández, Carlos; Baptista, Pilar.
Metodología de la investigación. / Roberto Hernández, Carlos Fernández, Pilar Baptista.- 4ta edición- Mcgraw-Hill, 2006.
- Ayón, Pablo.
Apuntes de puertos. / Pablo Ayón, Nicaragua: C. Chiltepe. S.A. 1961.
- Departamento de navegación.
Informe sobre un Estudio Preliminar de un Puerto en la Ciudad de Managua. / Departamento de Navegación, Nicaragua: 1973.
- Departamento de navegación.
Estudio marítimos de puerto Potosí. / Departamento de Navegación, Nicaragua: 1977.
- Asociación Norteamericana De Ingenieros De Ferrocarriles.
Normas técnicas para estructuras y cimentaciones de concreto en ferrocarriles, Tomo II, Secretaria de comunicaciones y transportes. México, 1984.
- The RC- Pier LA software Inc.
Programa AASHTO LFD y LRFD para el diseño y análisis de concreto reforzado en subestructura y fundaciones de puente. Tampa, Florida 2000.
- Miller, Irwin; Freund, John; Johnson, Richard; Probabilidad y estadística para ingenieros.1992.

- American association of state highway and transportation officials.
Código AASHTO-SSHB: Standard Specifications for Highway Bridges.
Washington, D.C. 1996.

- American Concrete Institute
Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05) y
Comentario (ACI 318SR-05) Versión en español y en sistema métrico.
Farmington Hills, Michigan, USA. 2005.

- Ministerio de transporte e infraestructura MTI.
Reglamento nacional de construcción RNC-07
Managua, Nicaragua Marzo 2007.

- Iván Forcada Quezada.
Propuesta de normas para puentes de trabe cajón.
Escuela Nacional de Estudios Superiores, Acatlan, México. 2000.

- Alcaldía de La Paz Centro.
Plan de Desarrollo Urbanístico. León, Nicaragua, 2008.

- Centro de Atención al Público de MARENA
Panfleto Trámites Permiso Ambiental.

- Sistema De Evaluación Ambiental Decreto No. 76-2006,
Aprobado el 19 de Diciembre del 2006 Publicado en La Gaceta No. 248 del 22
de Diciembre del 2006. Managua - Nicaragua 2007.

ANEXOS

Anexo No 1: Niveles promedio históricos del lago Xolotlán en los últimos 18 años.

Niveles promedios de agua mensuales y anuales

Latitud : 11 56' 51" NORTE

Estación : Lago de Managua (Sector Miraflores)

Longitud : 86 07'42" OESTE

Unidad: metro

Datum: Nivel medio del mar (nmm)

No	AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	PROM.	MAX.	MIN.
1	1990	38.32	38.23	38.10	37.95	37.78	37.75	37.72	37.62	37.65	37.73	37.93	37.83	37.88	38.35	37.58
2	1991	37.681	37.547	37.373	37.183	37.11		37.181	37.005	37.007	37.168	37.117	36.96	37.21	37.79	36.94
3	1992	36.80	36.623	36.452	36.208	36.07	36.122	36.187	36.061	36.031	36.157	36.049	35.818	36.21	36.91	35.77
4	1993	35.722	35.565	35.399	35.179	35.16	35.475	35.694	35.696	36.076	36.522	36.477	36.415	35.78	36.57	35.02
5	1994	36.262	35.933	35.858	35.77	35.70	35.746	35.657	35.476	35.465	35.733	35.984	35.989	35.80	36.35	35.42
6	1995	35.925	35.625	35.477	35.366	35.27	35.339	35.505	35.815	36.543	37.319	37.62	37.559	36.11	37.64	35.24
7	1996	37.472	37.254	37.075	36.914	36.80	36.884	36.994	37.242	37.441	38.354	38.868	39.09	37.53	39.15	36.71
8	1997	38.973	38.869	38.687	38.484	38.33	38.562	38.635	38.567	38.51	38.627	38.633	38.511	38.62	39.01	38.26
9	1998	38.367	38.166	38.036	37.849	37.63	37.573	37.547	37.499	37.681	38.361	42.025	41.831	38.55	42.10	37.48
10	1999	41.63	41.475	41.338	41.179	41.1803	41.175	41.346	41.212	41.459	42.156	42.151	41.821	41.51	42.29	41.11
11	2000	41.50	41.24	41.00	40.79	40.61	40.54	40.42	40.34	40.38	40.84	40.68	40.49	40.74	41.67	40.28
12	2001	40.29	40.10	39.95	39.75	39.59	39.64	39.50	39.39	39.43	39.60	39.60	39.43	39.69	40.40	39.34
13	2002	39.28	39.09	38.93	38.71	38.58	39.00	39.08	38.96	38.99	39.12	39.08	38.91	38.98	39.37	38.51
14	2003	38.74	38.56	38.40	38.23	38.10	38.30	38.53	38.40	38.42	38.58	38.70	38.63	38.47	38.83	38.05
15	2004	38.54	38.31	38.04	37.82	37.66	37.77	37.60	37.54	37.53	37.65	37.66	37.51	37.80	38.54	37.41
16	2005	37.33	37.15	36.95	36.71	36.70	36.95	37.19	37.22	37.33	38.21	38.68	38.59	37.42	38.70	36.60
17	2006	38.45	38.41	38.08	37.81	37.71	37.75	37.70	37.60	37.65	37.70	37.82	37.79	37.87	38.53	37.55
18	2007	37.56	37.38	37.21	37.05	36.97	37.20	37.19	37.19	37.54	38.21	39.24	39.17	37.66	39.28	36.91

Nota: Los valores máximos y mínimos fueron tomados de las observaciones diarias

Los datos de este anexo son la base de la figura No 24 y No 25.

Anexo No 2: Registros históricos de los niveles promedios de agua del lago Xolotlán desde 1927.

Lago Xolotlán

Datos de niveles de agua históricos

Los datos son valores promedios, en metros y sobre el nivel medio del mar

Período 1927-1946

No	ANO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	PROM	MAX. Prom	MIN. Prom
1	1927										39.96	39.90	39.80	39.89	39.96	39.80
2	1928	39.66	39.51	39.31	39.08	38.93	39.04	39.13	39.19	39.39	39.89	39.97	39.94	39.42	39.97	38.93
3	1929	39.79	39.62	39.49	39.23	39.05	39.10	39.14	39.06	39.11	39.61	40.01	39.81	39.42	40.01	39.05
4	1930	39.68	39.55	39.35	39.15	39.00	39.10	39.02	38.84	38.77	38.84	38.76	38.65	39.06	39.68	38.65
5	1931		38.15	38.06		38.10	38.22	38.48	38.66	38.70	39.01	39.38	39.32	38.61	39.38	38.06
6	1932	39.03	39.02	38.90	38.69	38.50	38.76	38.91	38.85	39.10	41.11	41.11	41.20	39.43	41.20	38.50
7	1933	40.94	40.79	40.65	40.48	40.39	40.72	40.88	41.11	41.89	43.44	42.99	42.40	41.39	43.44	40.39
8	1934	41.97	41.66	41.97	41.15	41.03	41.64	41.69	41.45	41.28	41.53	41.49	41.28	41.51	41.97	41.03
9	1935	41.09	40.90	40.66	40.51	40.40	40.40	40.42	40.48	40.58	41.11	41.54	41.33	40.79	41.54	40.40
10	1936		40.87	40.66	40.61	40.45	40.79	41.02	41.10	41.04	41.45	41.63	41.47	41.01	41.63	40.45
11	1937	41.32	41.22	41.12	41.01	40.92	41.09	41.27	41.34	41.30	41.58	41.66	41.65	41.29	41.66	40.92
12	1938	41.54	41.36	41.26	41.11	40.89	40.90	40.89	40.92	41.11	41.34	41.59	41.48	41.20	41.59	40.89
13	1939	41.48	41.36	41.20	40.94	40.79	40.54	40.41	40.23	40.09	40.12	40.12	40.02	40.61	41.48	40.02
14	1940	39.93	39.82	39.63	39.51	39.36	39.28	39.20	39.08	39.20	39.52	39.84	39.85	39.52	39.93	39.08
15	1941	39.73	39.57	39.41	39.25	39.09	39.02	39.04	38.98	39.00	39.11	39.13	39.01	39.19	39.73	38.98
16	1942	38.88	38.72	38.43	38.27	38.25	39.05	39.32	39.42	39.50	39.80	39.87	39.80	39.11	39.87	38.25
17	1943	39.76	39.64	39.46	39.34	39.17	39.05	38.94	38.89	38.90	39.07	39.38	39.38	39.25	39.76	38.89
18	1944	39.33	39.23	39.05	38.84	38.68	38.93	39.22	39.33	39.62	39.73	39.54	39.41	39.24	39.73	38.68
19	1945	39.32	39.20	38.93	38.71	38.60	38.60	38.97	39.36	39.80	40.02	40.06	39.90	39.29	40.06	38.60
20	1946	39.69	39.51	39.30	39.08	37.84	37.89	37.77	37.67	37.55	37.58		37.77	38.33	39.69	37.55

Período 1953-1959

1	1953	38.70	38.66	38.47	38.29	38.26	38.31	38.31	38.36	38.39	38.79	38.73	38.61	38.49	38.79	38.26
2	1954	38.55	38.33	38.30	38.06	37.91	38.18	38.59	38.54	38.75	39.67	40.37	40.35	38.80	40.37	37.91
3	1955	40.23	40.04		39.29	39.30	39.35	39.54	39.68	40.14	41.60	42.36	42.08	40.33	42.36	39.29
4	1956	41.54	41.38	41.08	40.75	40.61	40.68	40.51	40.40	40.48	40.66	40.40	40.48	40.75	41.54	40.40
5	1957	40.23	40.06	39.90	39.68	39.68	39.64	39.50	39.41	39.50	39.82			39.74	40.23	39.41
6	1958	39.42	39.23	39.23	39.20	39.57	39.57	39.60	39.48	39.57	39.60	39.60	39.51	39.47	39.60	39.20
7	1959	39.32	39.13	39.00	38.70	38.61	38.61	38.58	38.52	38.47	38.49	38.47	38.45	38.70	39.32	38.45

Período 1963-1972

1	1963						38.08	38.09	38.05	38.00	38.17	38.36	38.33	38.15	38.36	38.00
2	1964	38.12	37.95											38.04	38.12	37.95
3	1965								37.36	37.13	37.26	37.53	37.36	37.33	37.53	37.13
4	1966	37.29	37.01	36.85	36.61		37.17	37.49	37.53	37.56	37.89	37.90	37.87	37.38	37.90	36.61
5	1967	37.72		37.41	37.23	37.07	37.10		36.96			37.05	36.94	37.19	37.72	36.94
6	1968	36.79	36.63	36.49	36.32	36.28	36.71	36.88	36.78	36.85	37.29	37.74	37.56	36.86	37.74	36.28
7	1969	37.50	37.35	37.23	37.06	37.03	37.40	37.50	37.66	38.04	38.73	39.33	39.09	37.83	39.33	37.03
8	1970	39.21	39.13		38.86	38.76	38.89	38.90	39.04	39.34	39.72	39.85	39.78	39.23	39.85	38.76
9	1971	39.67	39.53	39.37		39.06		38.88	38.84	39.09	39.53	39.70	39.60	39.33	39.70	38.84
10	1972	39.44	39.28	39.11	38.93	38.80	38.82	38.64	38.49	38.38	38.45			38.83	39.44	38.38

Período 1977-1979

11	1977			37.84		37.50	37.69	37.62	37.38	37.37	37.36	37.31	37.16	37.47	37.84	37.16
12	1978	37.00	36.78	36.62	36.40	36.34	36.43	36.36	36.31	36.35	36.50	36.55	36.40	36.50	37.00	36.31
13	1979	36.23	36.06	35.86	35.68	35.66	35.69	35.88	35.00	35.55	36.06	36.46	36.37	35.88	36.46	35.00

Nota: Los datos se obtuvieron por otras fuentes, por ejemplo INE.

Período 1980-2007

No	ANO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	PROM	MAX. Prom	MIN. Prom
1	1980			36.86	36.79	36.68	36.96	36.95	36.93	36.92	37.62			36.96	37.80	36.60
2	1981	37.64	37.54	37.43	37.19	37.33	38.02	38.11	38.00	38.31	38.32	38.31		37.84	38.50	37.14
3	1982	38.18	38.05		37.69	38.18	39.90	39.96	39.89	39.70	40.00			39.06	40.03	37.57
4	1983	39.78	39.72	38.21	38.20		38.88	39.61	38.60					39.00	39.78	38.20
5	1984	38.55	38.36	38.17	38.10	37.82								38.20	38.63	37.81
6	1985						37.62	37.56	37.60	37.60				37.60	37.67	37.47
7	1986					37.47	38.24	38.19	38.13	38.13	38.12	38.03	37.88	38.02	38.30	37.40
8	1987	37.70	37.57	37.40	37.28	37.05	36.99	37.02	37.05	37.12	37.16	37.19	36.99	37.21	37.80	36.90
9	1988	36.86	36.58						38.88	38.79	39.18	39.11	38.00	38.20	39.20	36.50
10	1989	38.78	38.58	38.44		38.16	38.10	38.06	38.10	38.25	38.66	38.61	38.39	38.38	38.90	38.00

11	1990	38.32	38.23	38.16	37.96	37.78	37.75	37.72	37.44	37.65	37.73	37.93		37.88	38.30	37.60
12	1991	37.68	37.55	37.37	37.18	37.11	37.18	37.18	37.01	37.01	37.17	37.12	37.00	37.21	37.80	36.80
13	1992	36.80	36.62	36.45	36.21	36.07	36.12	36.19	36.06	36.03	36.16	36.05		36.25	36.91	35.77
14	1993	35.72	35.57	35.40	35.18	35.16	35.48	35.70	35.70	36.08	36.52	36.48	36.42	35.78	36.57	35.02
15	1994	36.26	35.95	35.86	35.77	35.70	35.75	35.66	35.48	35.47	35.73	35.99	35.99	35.80	36.35	35.42
16	1995	35.93	35.63	35.48	35.37	35.28	35.34	35.51	35.82	36.55	37.32	37.62	37.56	36.11	37.64	35.24
17	1996	37.48	37.24	37.06	36.91	36.80	36.88	36.99	37.24	37.40	38.35	38.87	39.10	37.53	39.15	36.71
18	1997	38.97	38.87	38.69	38.48	38.33	38.56	38.64	38.57	38.51	38.63	38.63	38.51	38.62	39.01	38.26
19	* 1998	38.37	38.17	38.04	37.85	37.64	37.57	37.55	37.50	37.68	38.36	42.02	41.83	38.55	42.10	37.48
20	** 1999	41.63	41.48	41.34	41.18	41.18	41.18	41.35	41.21	41.46	42.16	42.15	41.84	41.51	42.29	41.11

21	2000	41.50	41.24	41.00	40.79	40.61	40.54	40.42	40.34	40.38	40.84	40.68	40.49	40.74	41.67	40.35
22	2001	40.29	40.11	39.95	39.75	39.59	39.64	39.50	39.39	39.46	39.60	39.60	39.43	39.69	40.40	39.34
23	2002	39.28	39.09	38.93	38.71	38.58	39.00	39.08	38.96	38.99	39.12	39.08	38.98	38.98	39.37	38.51
24	2003	38.74	38.56	38.40	38.23	38.10	38.30	38.53	38.40	38.42	38.58	38.70	38.63	38.47	38.83	38.05
25	2004	38.54	38.31	38.04	37.82	37.66	37.77	37.60	37.54	37.53	37.65	37.66	37.51	37.80	38.54	37.51
26	2005	37.33	37.15	36.95	36.71	36.70	36.95	37.19	37.22	37.33	38.21	38.68	38.59	37.42	38.70	36.60
27	2006	39.10	38.19	38.08	37.81	37.71	37.76	37.70	37.60	37.65	37.70	37.82	37.79	37.91	38.53	37.63
28	2007	37.56	37.38	37.21	37.05	36.97	37.20	37.19	37.19	37.54	38.21	39.24	39.17	37.66	39.28	36.91

NOTAS:

* Huracán MITCH a finales de octubre de 1998.

** Efecto del Huracán MITCH un año después.

Los valores máximos y mínimos corresponden a un valor puntual de cada año

Anexo No 3: Registros de frecuencia de dirección y velocidad de viento.

INETER ROSA DE VIENTO

ESTACION: LEON
 CODIGO 064043
 PERIODO: 1981-2005

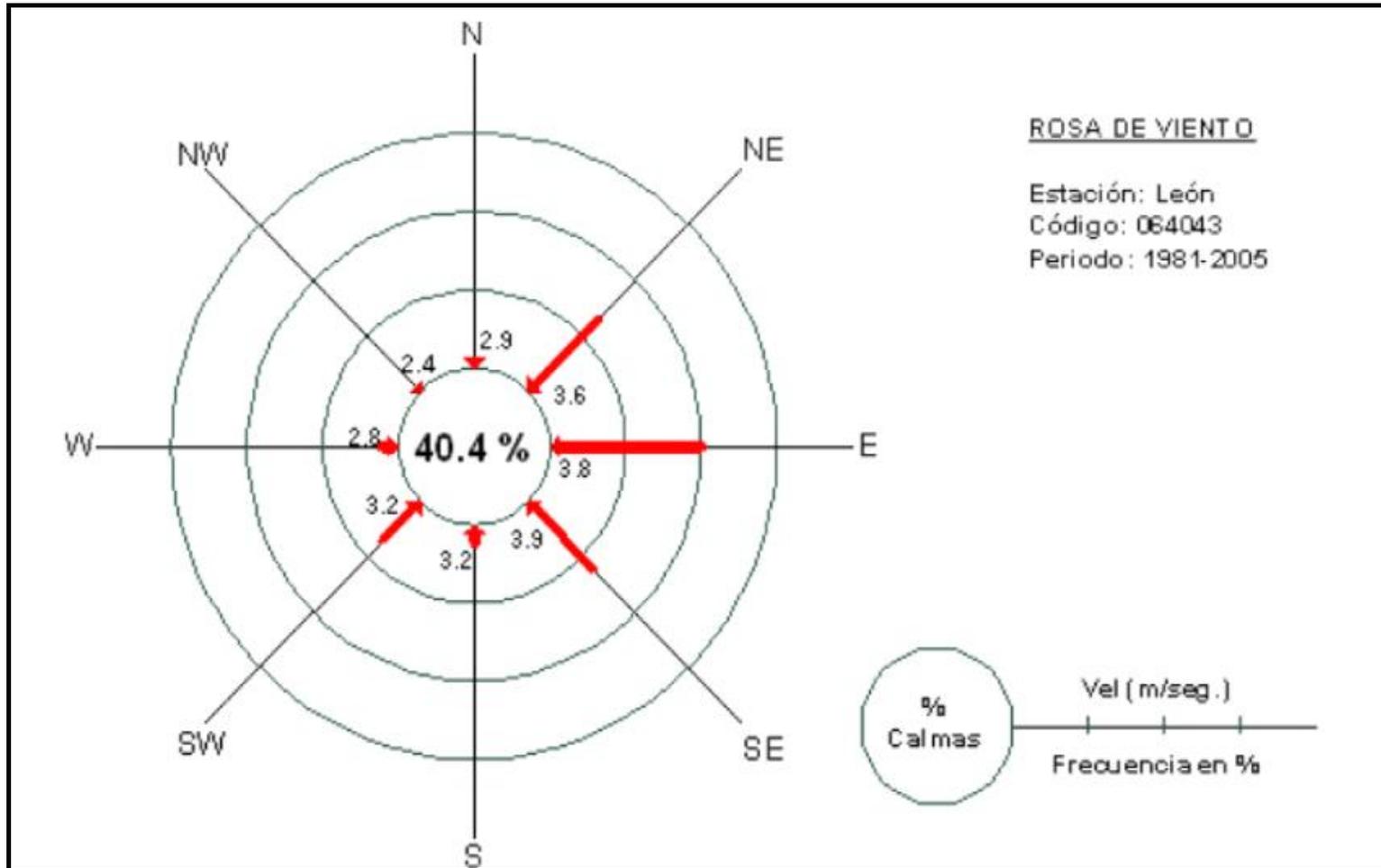
V: VELOCIDADES
 C: CALMA

FRECUENCIA DE DIRECCION Y VELOCIDAD DE VIENTO

MESES	N	V	NE	V	E	V	SE	V	S	V	SW	V	W	V	NW	V	C
ENERO	45	3.6	443	4.2	488	4.3	202	4.6	22	3.2	55	3	14	2.4	9	2.4	660
FEBRERO	25	3.2	444	4.7	487	5.1	227	5	21	3.2	84	4.2	26	3.3	20	1.5	428
MARZO	22	3.2	317	4.2	541	4.5	313	4.8	45	3.8	126	3.6	24	3.5	29	2.9	519
ABRIL	31	3.1	200	4	496	4.3	307	4.5	35	4.3	170	4.2	29	3.4	40	2.4	602
MAYO	25	2.7	165	3.6	317	3.9	254	4.1	70	3.4	211	3.4	50	3	37	2.5	800
JUNIO	23	2.5	154	3.2	307	3.4	277	3.7	65	3.1	139	2.9	37	2.7	21	2.8	885
JULIO	24	2.6	228	3.7	520	3.7	250	3.5	25	2.8	54	2.7	18	2.6	10	2.4	711
AGOSTO	39	2.8	222	3.5	384	3.7	235	3.8	55	3.2	96	3.3	35	2.8	19	2.3	792
SEPTIEMBRE	36	2.6	92	2.8	192	3.1	217	3.3	96	3.2	175	3.2	56	2.9	29	2.6	904
OCTUBRE	42	2.6	106	2.7	161	3	190	3	73	3	156	2.8	58	2.6	34	2.6	1071
NOVIEMBRE	63	2.9	242	3.1	183	3	173	2.9	46	2.5	119	2.5	48	2.4	25	2	931
DICIEMBRE	56	3	514	3.8	396	3.4	179	3.6	28	3	60	2.5	19	2.6	9	2.7	909
T-CASOS	431		3127		4472		2824		581		1445		414		282		9212
% V prom		2.9		3.6		3.8		3.9		3.2		3.2		2.9		2.4	
PORCENTAJES	1.9%		13.7%		19.6%		12.4%		2.5%		6.3%		1.8%		1.2%		40.4%

Los datos de este anexo son la base de la tabla No 3.

Anexo No 4: Figura de rosa de vientos



Anexos No 5: Trazos de líneas de proyección FETCH ESTE georeferenciada

