

UNIVERSIDAD DE CUENCA



Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

CALCULO DE PILAS Y ESTRIBOS PARA EL PUENTE CON VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS Pna1 (PROYECTO NARANJAL #1) DEL PROYECTO CONTROL DE INUNDACIONES NARANJAL.

Tesis previa a la obtención del Título de Ingeniero Civil

Director:

Ing. Wilson Fabián Cordero Gulá

Autores:

Lucía Genoveva Bermejo Bravo

Jorge Alejandro Clavijo Barco

Cuenca – Ecuador

Junio – 2014



RESUMEN

El puente seleccionado para el estudio y diseño de la subestructura es el Puente Naranjal #1 (Pna1), perteneciente al Proyecto Control de Inundaciones Naranjal, obra de protección que consiste en la construcción de un sistema de diques longitudinales de encauzamiento, el cambio de los puentes se hace necesario debido a que se convierten en elementos que represan el agua hacia aguas arriba y producen embalsamiento en una zona de baja pendiente lo cual contribuye a inundaciones, a lo largo del Río Naranjal y sus afluentes principales. El proyecto impedirá que el incremento de caudales desborden los ríos y se produzcan inundaciones en los poblados aledaños (SENAGUA)

En el diseño de un puente, el principal problema suele ser el tipo de cimentación que se va a utilizar, de acuerdo a las características del suelo y en base a las cargas de la superestructura se puede escoger la cimentación más conveniente. Entendiéndose como cimentación al conjunto de elementos estructurales encargados transmitir las cargas de la superestructura al suelo, de ahí la importancia de la cimentación, pues de una buena cimentación depende la seguridad y el buen comportamiento de una estructura.

El estudio de los métodos de cálculo y diseño de las Pilas y Estribos se hace necesario ya que durante la carrera no se ha recibido un estudio específico de estos elementos, por tal motivo es interesante abordar este tema para así elaborar una guía de diseño pues en nuestro país hoy en día se está optando por este tipo de puentes.

Palabra Clave: Pilas y Estribos, Calculo y Diseño, Proyecto Control de Inundaciones Naranjal – Puente Naranjal #1.



ABSTRACT

The bridge selected for the study and design of the substructure is the Naranjal Bridge No. 1 (Pna1) belonging to the Flood Control Naranjal Project. This protection work involves the construction of a system of longitudinal dikes channeling. The change of the bridges is necessary in order to become the elements that dammed the water like water upstream and produce embanking in a low slope area which contributes to flooding along the Naranjal River and its main tributaries: the Cañas, Jesús María, San Francisco, Gramalotal, Chacayacu, and Bucay. Therefore, the project will prevent the increase of flow which flood the rivers and occur flooding in the cities and towns close as well as crops and productive areas of the region (SENAGUA)

In the design of a bridge, the main issue is usually the type of foundation that it is going to be used. According to soil characteristics and based on the loads of the superstructure, we can choose the most suitable foundation. We define foundation as a set of structural elements which are responsible to transmit the loads of the superstructure to the ground, so the importance of the foundation, as a good foundation, depends on the safety and good behavior of a structure under the action of loads.

The study of the methods of calculation and design of the piers and abutments is necessary to take into consideration that during our career, we have not received a specific study of these elements. For this reason, it is interesting to address this topic to develop a design guide. In our country nowadays, it is opting for this type of bridges.

Keyword: Piers and Abutments, Calculation and Design, Flood Control Naranjal Project - Naranjal Bridge # 1.



TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCION	13
1.1. Introducción	13
1.2. Antecedentes	13
1.2.1. Geometría.....	13
1.2.2. Consideraciones específicas para el diseño de los puentes.....	14
1.3. Objetivo general	15
1.4. Objetivos específicos	15
1.5. Justificación.....	15
2. MATERIALES Y METODOS.....	15
2.1 Ubicación Geográfica	15
2.2 Condiciones del Proyecto	16
2.3 Estudios Existentes	17
2.3.1. Características Físicas de la Cuenca de Drenaje del Río Naranjal	17
2.3.2. Modelización Matemática del Río Naranjal	20
2.3.3. Parámetros hidráulicos en el Río Naranjal	22
2.3.4 Estudios Topográfico	22
2.3.5. Estructural Superestructura	23
2.3.5.1 Memoria Numérica de la Superestructura - Puente Naranjal 1	23
2.3.5.2. Planos de la superestructura	23
3. CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE ESTRIBOS Y PILAS	23
3.1 ESTRIBOS.....	23
3.1.1. Concepto.-	23
3.2. PILAS.....	24
3.2.1. Concepto	24
3.2.2. Geometría.....	25
3.3. Pre-Dimensionamiento de Muros en Voladizo.....	26
3.4. Profundidad de Cimentación	28
3.5. Tipo de Cimentación.....	29
3.5.1. Pilotes Hincados Prefabricados de Concreto	29



3.6. Cargas Muertas	30
3.6.1. Empuje de Tierras.....	31
3.6.1.1. Presión Activa de Tierra de Coulomb.....	32
3.6.1.2. Presión Pasiva de Tierra de Rankine.....	34
3.7. Carga Sísmica	36
3.7.1. Fuerzas sísmicas de diseño.-.....	36
3.7.2. Cortante Basal de Diseño (V) [8].....	37
3.7.2.1. Zonas sísmicas y factor de zona Z.....	37
3.7.2.2. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. Coeficiente I.....	39
3.7.2.3. Determinación del Coeficiente C.....	39
3.7.2.4. Coeficiente de configuración estructural en planta Φ_P	40
3.7.2.5. Coeficiente de configuración estructural en elevación Φ_E	43
3.7.2.6. Factor de reducción de resistencia sísmica R.....	45
3.7.3. Distribución vertical de fuerzas laterales.....	46
3.7.4. Sismos – Método de Mononobe OKabe.....	47
3.7.4.1. Consideraciones para el Diseño Sísmico de Estribos y Muros de Contención. (Tomado de las Normas Internas de CORPECUADOR - MOP).....	47
3.7.4.2. Método de Mononobe OKabe.....	48
3.7.4.3. Punto de Aplicación de P_{ae}	50
3.8. Cargas Vivas	51
3.8.1. Fuerzas de Frenado.....	52
3.8.2. Impacto.....	53
3.8.2.1. Factor de Impacto.....	53
3.8.3. Cargas de Subpresión de Agua.....	54
3.9. Factores de Carga y Combinaciones de Carga	55
3.9.1. Estados Límites.....	55
3.9.2. Factores de Carga y Combinaciones de Carga.....	56
3.9.2.1. Factor de Resistencia Φ	56
3.9.2.2. Ductilidad.....	57
3.9.2.3. Redundancia.....	57
3.9.2.4. Importancia Operativa.....	57
3.9.3. Denominación de las Cargas.....	59
3.9.3.1. Cargas Permanentes.....	59
3.9.3.2. Cargas Transitorias.....	59
3.10. Análisis de Estabilidad	60
3.10.1. Análisis de Estabilidad en Estribos.....	60
3.10.1.1. Revisión por Volteo.....	60
3.10.1.2. Revisión por Deslizamiento a lo largo de la base.....	62
3.10.1.3. Revisión por capacidad de carga.....	64
3.10.2. Análisis de Estabilidad en Pilas.....	66
3.11. Diseño estructural	67
3.11.1. Cimentaciones con Zapatas.....	68



3.11.1.1. Cargas y Reacciones	68
3.11.1.2 Momentos	68
3.11.1.3 Cortantes	69
3.11.1.4 Zapatas sobre Pilotes Excavados.....	69
3.11.1.5. Anclaje del Refuerzo.....	69
3.11.1.6. Transferencia de Fuerzas en la Base de la Columna [1]	69
3.11.2. Pilotes	70
3.11.2.1. Condiciones que requieren cimentaciones con pilotes.....	70
3.11.2.2. Tipos de Cimentaciones Profundas.....	71
3.11.2.3. Tipos de Pilotes	72
4. RESULTADOS.....	75
4.1 Memoria Técnica	75
4.1.1. DISEÑO DE ESTRIBO Y PILAS	75
4.2 Memoria Numérica	102
4.2.1. CALCULOS DEL ESTRIBO:	102
4.2.2. CALCULOS DE LA PILA.....	126
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	146
5.1 Conclusiones	146
5.2 Recomendaciones.....	147
6. ANEXOS	148
6.1. ANEXO A – Memoria Numérica de Vigas de la Superestructura	148
6.2 ANEXO B - Planos Superestructura.....	154
6.3 ANEXO C - Planos Subestructura.....	158
REFERENCIAS.....	163
BIBLIOGRAFÍA	163



LISTA DE FIGURAS

Figura 1.-Localización geográfica y área de estudio.....	16
Figura 2.- Mejoramiento del cauce del río Naranjal y sus afluentes.....	17
Figura 3.-Subcuencas de estudio en el sistema Naranjal.....	19
Figura 4.-Red Hidrográfica de la Cuenca del Rio Naranjal en el entorno HEC-RAS.....	20
Figura 5.-Perfil de longitud del río Naranjal	21
Figura 6.-Velocidad del río Naranjal	22
Figura 7.-Tipos de Muros de Retención	24
Figura 8.-Tipos de Pilas.....	25
Figura 9.-Formas de pilares.....	26
Figura 10.-Dimensiones de Estribos aproximadas para muro en voladizo.	27
Figura 11.-Tipos de cimentación: superficiales y profundas.....	29
Figura 12.-Elementos con peso muerto en un puente.	31
Figura 13.-Presión activa de Coulomb	32
Figura 14.-Presión pasiva de Rankine	35
Figura 15.-Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.....	38
Figura 16.-Tipos de irregularidad	41
Figura 17.-Irregularidades en elevación.....	44
Figura 18.-Solución Mononobe Okabe.....	50
Figura 19.-Determinación de la línea de acción de P_{ae}	51
Figura 20.-Diagrama de cuerpo libre de las fuerzas de frenado.	52
Figura 21.-Revisión del volteo, se supone que es válida la presión de Rankine	62
Figura 22.-Revisión por deslizamiento a lo largo de la base	64
Figura 23.-Revisión de falla por capacidad de carga	65
Figura 24.-Distribución de presiones en el suelo de cimentación	66
Figura 25.-Momento cortante y fuerza axial en las secciones críticas en la pantalla.....	67
Figura 26.-Secciones críticas para cortante y momento en la zapata.....	68
Figura 27.-Condiciones para el uso de cimentaciones con pilotes	71
Figura 28.-Pilotes prefabricados con refuerzo ordinario	72
Figura 29.-Pilotes de Concreto colados In Situ.....	73



LISTA DE TABLAS

Tabla 1.- Geometría del Puente	14
Tabla 2.- Características fisiográficas de las cuencas de modelación	18
Tabla 3.- Pesos unitarios.	31
Tabla 4.-Movimiento del muro para condición pasiva según el tipo de suelo	36
Tabla 5.-Zona sísmica de acuerdo a la ubicación del proyecto.....	38
Tabla 6.-Valores del factor Z en función de la zona sísmica	38
Tabla 7.-Tipo de uso, destino e importancia de la estructura	39
Tabla 8.-Coeficiente de suelo S y Coeficiente Cm	40
Tabla 9.-Coeficientes de configuración en planta ϕ_{pi}	42
Tabla 10.-Coeficientes de configuración en elevación.....	45
Tabla 11.-Coeficientes de reducción de respuesta estructural R.....	46
Tabla 12.-Combinaciones de Carga y Factores de Carga	58
Tabla 13.-Factores de carga para carga permanente, γ_p	58
Tabla 14.-Procedimiento para el cálculo de Mr	61



UNIVERSIDAD DE CUENCA
Fundada en 1867

Yo, Lucía Genoveva Bermejo Bravo, autor de la tesis "CALCULO DE PILAS Y ESTRIBOS PARA EL PUENTE CON VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS Pna1 (PROYECTO NARANJAL #1) DEL PROYECTO CONTROL DE INUNDACIONES NARANJAL", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, 18 de Junio del 2014

Lucía Genoveva Bermejo Bravo
CI: 010581921-3

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316
e-mail: cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103
Cuenca - Ecuador



UNIVERSIDAD DE CUENCA
Fundada en 1867

Yo, Lucía Genoveva Bermejo Bravo, autor de la tesis "CALCULO DE PILAS Y ESTRIBOS PARA EL PUENTE CON VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS Pna1 (PROYECTO NARANJAL #1) DEL PROYECTO CONTROL DE INUNDACIONES NARANJAL", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, 18 de junio del 2014

Lucía Genoveva Bermejo Bravo
Ct: 010581921-3

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999.

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316
e-mail: cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103
Cuenca - Ecuador



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Jorge Alejandro Clavijo Barco, autor de la tesis "CALCULO DE PILAS Y ESTRIBOS PARA EL PUENTE CON VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS Pna1 (PROYECTO NARANJAL #1) DEL PROYECTO CONTROL DE INUNDACIONES NARANJAL", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciera de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, 18 de Junio del 2014

Jorge Alejandro Clavijo Barco
CI: 010563187-3

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316
e-mail cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103

Cuenca - Ecuador

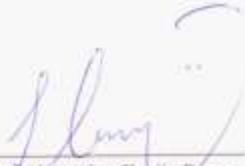


UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Jorge Alejandro Clavijo Barco, autor de la tesis "CALCULO DE PILAS Y ESTRIBOS PARA EL PUENTE CON VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS Pna1 (PROYECTO NARANJAL #1) DEL PROYECTO CONTROL DE INUNDACIONES NARANJAL", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, 18 de Junio del 2014



Jorge Alejandro Clavijo Barco
CI: 010563187-3

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316
e-mail cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103

Cuenca - Ecuador



AGRADECIMIENTO:

En primer lugar a Dos por habernos guiado hasta este punto de nuestras vidas, a nuestros padres por darnos una mano y voz de aliento a lo largo de este proceso, finalmente al Ing. Fabián Cordero por brindarnos su tiempo, conocimientos y sobre todo su amistad y apoyo a lo largo del camino.

DEDICATORIA

A mis adorados padres Jorge y Diana, por todo el amor brindado y ejemplo de lucha y perseverancia, a mis hermanos Juan y Valeria y sobrinos, a mi amada esposa Lucia y sobre todo a mi razón de vivir mi hijo Matías, pilares fundamentales en mi vida, y a toda mi familia por brindarme siempre su apoyo incondicional.

Jorge Alejandro Clavijo Barco

A mis padres quienes han sabido guiarme de la mejor manera en el transcurso de mi vida, inculcándome valores y cariño que siempre tendré presente en mi corazón, a mis hermanos por sus palabras de aliento, sus consejos y apoyo incondicional, a mi hijo Matías quien con su sonrisa cambio mi mundo y se volvió mi razón de ser, a mi amor, mi esposo, con quien espero alcanzar muchas metas más en la vida, y finalmente a todos quienes están presentes de una u otro forma en mi vida brindándome su apoyo y afecto.

Lucía Genoveva Bermejo Bravo



1. INTRODUCCION

1.1. Introducción

Los puentes son estructuras empleadas para superar diferentes obstáculos y dependiendo de su uso estos pueden ser utilizados como acueductos para la conducción del agua, viaductos si son diseñados para carreteras, y pasarelas destinadas solo para la circulación de personas. De una u otra forma constituyen un importante elemento de desarrollo económico y social por lo que tanto el diseño de la superestructura como de la subestructura deben estar muy bien realizados para así garantizar seguridad y un buen funcionamiento de la misma.

Una parte fundamental de los puentes es la subestructura: estribos y pilares; es decir sus cimientos pues estos transmiten los esfuerzos al suelo y de su diseño y construcción depende el comportamiento de toda la estructura. Deben construirse de tal manera que no sufran ni asentamientos ni deslizamientos para garantizar así su estabilidad. Para el diseño de estribos y pilas se debe tener en cuenta varias consideraciones como el suelo de cimentación, y las diferentes cargas ya sean de la superestructura como las debidas al agua o al material de relleno. Siendo los estribos muros de sostenimiento que soportan las cargas de la superestructura y sus propias cargas deben diseñarse tomando en cuenta varios aspectos que se estudiaran en el presente trabajo, aspectos como el empuje activo y pasivo del suelo y más cargas que deben ser analizadas para el diseño. Así también los pilotes deben ser capaces de soportar el empuje de los rellenos, la presión del agua, fuerzas de sismo y las fuerzas de viento.

1.2. Antecedentes

Debido al estado de emergencia que generaron las inundaciones producidas en el invierno del 2008, el Gobierno a través de SENAGUA, desarrollo el Proyecto de Control de Inundaciones de los ríos Bulubulu, Cañar y Naranjal y puso en marcha la ejecución de los estudios, con la Asociación de Consultores, “Consultoría Técnica Cía. Ltda. – ACSAM Consultores Cía. Ltda.”, en diciembre de 2009.

1.2.1. Geometría

De los estudios realizados se obtuvo los datos relacionados a la geometría del puente presentados a continuación:



Tabla 1.- Geometría del Puente

Ancho total (ancho de vía + veredas)	23.30 m
Longitud total	160 m
Número de tramos	4
Longitud de tramo	40 m
Estribos en voladizo	2
Pilas centrales	3
*Altura de estribos	12 m
*Altura de pilas	13 m
Tiempo de vida determinado	50 años

* Tomando en cuenta la superestructura

Fuente: Diseño de la Superestructura por Ing. Fabián Cordero

1.2.2. Consideraciones específicas para el diseño de los puentes

Del Tomo I – Fase III-Diseños Definitivos del Informe Ejecutivo - Sistema Hídrico Cañar denominado “Estudio para el Control de Inundaciones de los Ríos Bulubulu-Cañar-Naranjal” se obtuvieron las siguientes consideraciones para el diseño transcritas a continuación, prestando atención a las correspondientes a la subestructura:

- **Materiales**

Los elementos estructurales de hormigón armado de la subestructura tendrán una resistencia cilíndrica específica a la rotura del concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$. El acero de refuerzo será de grado 60 y deberá tener un límite de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Los elementos estructurales de concreto pre-esforzado tendrán una resistencia cilíndrica específica a la rotura del concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$. El acero del pre-esfuerzo será de grado 270 y deberá tener un límite de fluencia $f_{py} = 16000 \text{ kg/cm}^2$ y un límite de rotura $f_{pu} = 18900 \text{ kg/cm}^2$.

- **Cálculo de las cargas**

El puente será diseñado para resistir la combinación más desfavorable de cargas. Las cargas consideradas en el análisis son las siguientes:

Carga muerta (DC)

Carga viva (LL)

Solicitaciones sísmicas (EQ)



Fuerzas de frenado(BR)

1.3. Objetivo general

Estudio de los métodos de cálculo y diseño de las Pilas y Estribos.

1.4. Objetivos específicos

- Cálculo y diseño de las pilas y estribos para el puente PN1 del Proyecto Control de Inundaciones Naranjal.
- Desarrollar una guía de diseño para pilas y estribos

1.5. Justificación

Los cimientos de un puente tienen por objetivo soportar las cargas de la superestructura las cargas de tránsito, peso propio; debe asegurar que la estructura reciba iguales presiones y fuerzas, además de transmitir las cargas y fuerzas de la tierra para su mejor distribución evitando así pesos mal distribuidos y exigencias en pilares. Los cimientos por lo tanto son la parte fundamental de un puente, pues de su correcto funcionamiento depende la seguridad, vida útil y buen funcionamiento de toda la estructura es por esto que al tratarse de un puente cuyo propósito es servir de vía de desarrollo a una población, sus cimientos deben estar muy bien diseñados.

Por estos motivos el estudio de los métodos de cálculo y diseño de las Pilas y Estribos se hace necesario tomando en cuenta que durante la carrera no se ha recibido un estudio específico de estos elementos, por tal motivo es interesante abordar este tema para así elaborar una guía de diseño pues en nuestro país hoy en día se está optando por este tipo de puentes.

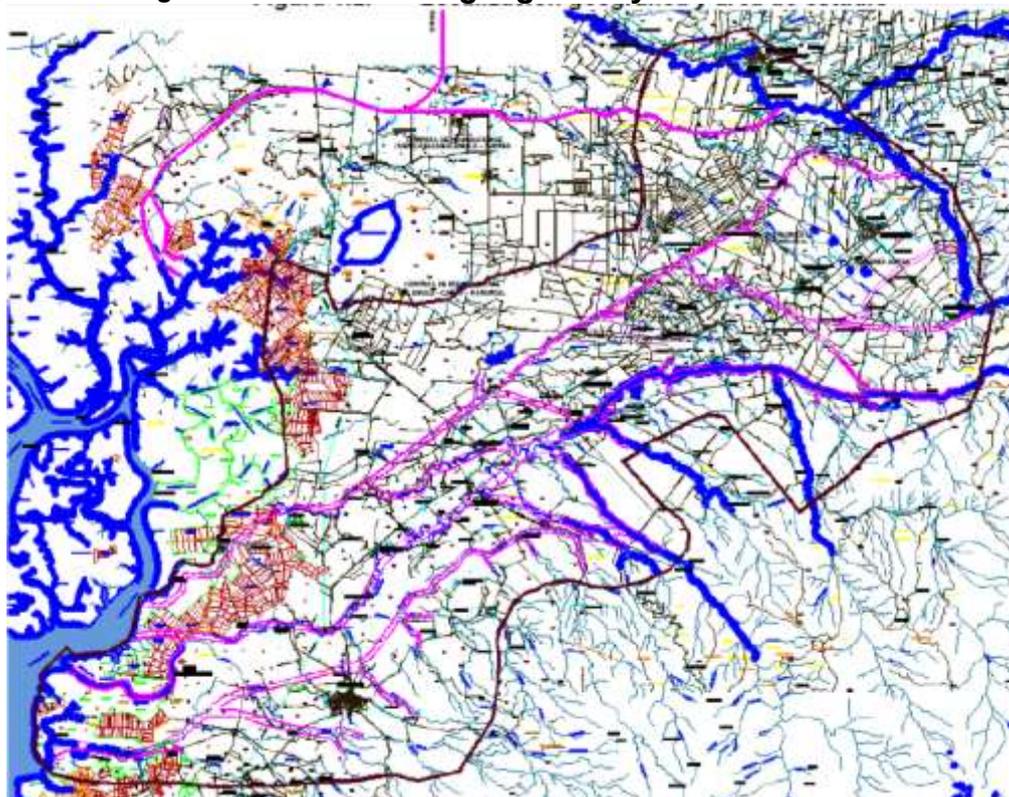
2. MATERIALES Y METODOS

2.1 Ubicación Geográfica

De acuerdo a la información obtenida del Tomo I – Fase III-Diseños Definitivos del Informe Ejecutivo - Sistema Hídrico Cañar denominado “Estudio para el Control de Inundaciones de los Rios Bulubulu-Cañar-Naranjal” la región en estudio está ubicada en la parte sureste de la cuenca del río Guayas, aproximadamente entre las coordenadas 635 000 – 700 000 E y 9 710 000 – 9 740 000 N, y cubre una extensión territorial de alrededor de 1.000km² que

representan un 3% del área de competencia de SENAGUA. Los ríos Bulubulu y Cañar desembocan a través del estero Churute, al canal Jambelí que forma parte del estuario del río Guayas (ver Fig.1).

Figura 1.-Localización geográfica y área de estudio



Fuente: Asociación Consultoría Técnica – ACSAM Cía. Ltda.

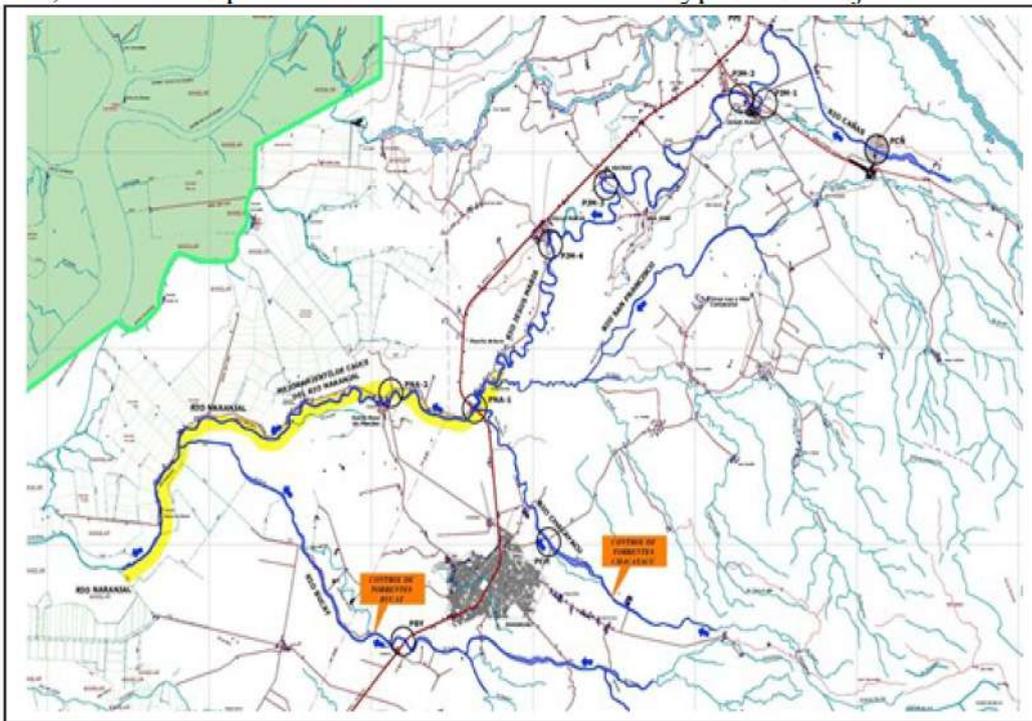
2.2 Condiciones del Proyecto

Debido al estado de emergencia que ocasionaron las inundaciones de la estación invernal del año 2008, el Gobierno Nacional a través de SENAGUA, planeo el Proyecto de Control de Inundaciones de los ríos Bulubulu, Cañar y Naranjal; siendo la Asociación de Consultores, “Consultoría Técnica Cía. Ltda. – ACSAM Consultores Cía. Ltda.”, la seleccionada para la ejecución de los estudios.

En el sistema Naranjal el proyecto consiste en la ampliación, rectificación y mejoramiento del río Naranjal desde su unión con el Río Gramalotal hasta su desembocadura en el estero Churute, con un ancho aproximado de intervención en el río de 250 m. Este sistema tendrá dos derivadoras, tanto en el río Norcay como en el río Cañas, un by-pass Naranjal que comienza en el río

Cañas y termina en el Estuario del Río Guayas, 7 enlaces, 10 puentes, 10 sifones y drenajes a lo largo de todo el by-pass con sus alcantarillas y puentes vehiculares. Con el fin de atenuar las inundaciones en la temporada de lluvias y garantizar el riego a nivel de cauces de esteros y ríos (Ver figura 2).

Figura 2.- Mejoramiento del cauce del río Naranjal y sus afluentes



Fuente: Estudio para el Control de Inundaciones de los Ríos Bulubulu-Cañar-Naranjal.

2.3 Estudios Existentes

2.3.1. Características Físicas de la Cuenca de Drenaje del Río Naranjal

Los puntos estudiados se tomaron en función de las alternativas planteadas del proyecto y a necesidad de información requerida por el equipo consultor de hidráulica. La tabla 2 presenta las principales características fisiográficas determinadas para los puntos considerados de la cuenca del río Naranjal, y en la figura 3 se pueden observar las subcuencas hidrográficas de modelización [10].

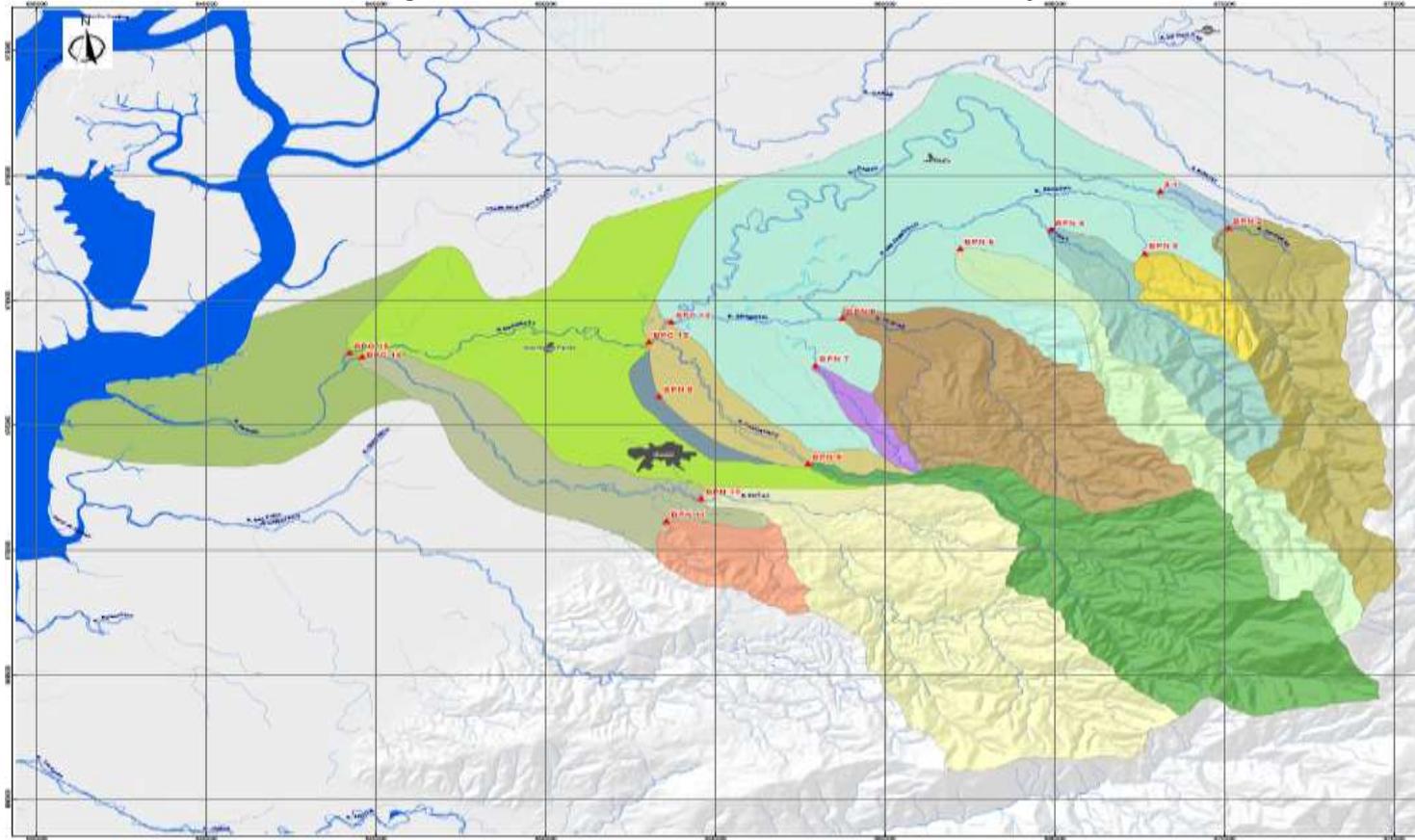


Tabla 2.- Características fisiográficas de las cuencas de modelación

Cod.	Captación	Área	Perímetro	Cota mínima	Cota Máxima	Pendiente Media del cauce	Longitud Cauce	Pendiente Media de la Cuenca
		(km ²)	Km	(m s.n.m)	(m s.n.m)	%	(km)	%
BPC 12	Río Gramalocal	259,70	73,56	5,11	3664,94	9,43	52,93	22,01
BPC 13	Río Naranjal DJ Río Chacayacu	341,09	82,19	5,09	3664,94	8,93	54,37	26,88
BPC 14	Río Bucay	106,71	68,96	1,39	2439,86	10,95	38,43	31,39
BPC 15	Río Naranjal_P1	395,52	96,26	1,43	3666,68	6,98	65,85	23,27
BPN 1	Derivadora Río Norcay	367,69	98,88	160,89	4523,19	19,30	44,89	52,76
BPN 2	Río Cañas DJ Río_Platanal	41,71	38,82	113,69	3423,49	26,62	16,37	43,76
BPN 3	E-1 (By Pass Naranjal)	7,73	12,87	95,35	1014,93	19,03	5,88	31,70
BPN 4	E-2 (By Pass Naranjal)	20,08	26,26	33,01	1767,75	16,97	12,32	41,44
BPN 5	E-3 (By Pass Naranjal)	34,72	45,00	17,96	3664,94	23,32	22,56	40,23
BPN 6	E-4 (By Pass Naranjal)	45,93	31,89	16,90	1766,36	13,69	15,87	27,20
BPN 7	E-5 (By Pass Naranjal)	337,66	81,14	25,81	372,34	8,30	6,16	9,64
BPN 8	By Pass Naranjal P1	3,68	11,28	5,11	3666,68	8,50	75,40	27,15
BPN 9	E-6 (By Pass Naranjal)	64,54	49,36	100,74	3664,79	21,49	21,39	53,05
BPN 10	Confluencia Río Bucay (U/S)	76,02	44,42	40,04	2439,86	15,44	23,38	39,73
BPN 11	Confluencia Río Bucay (D/S)	10,23	14,24	36,10	640,99	11,78	6,30	29,66
BPN 12	E-7 (By Pass Naranjal)	69,98	52,71	6,61	1950,44	11,57	29,80	28,73

Fuente: Equipo Consultor, 2011

Figura 3.-Subcuencas de estudio en el sistema Naranjal

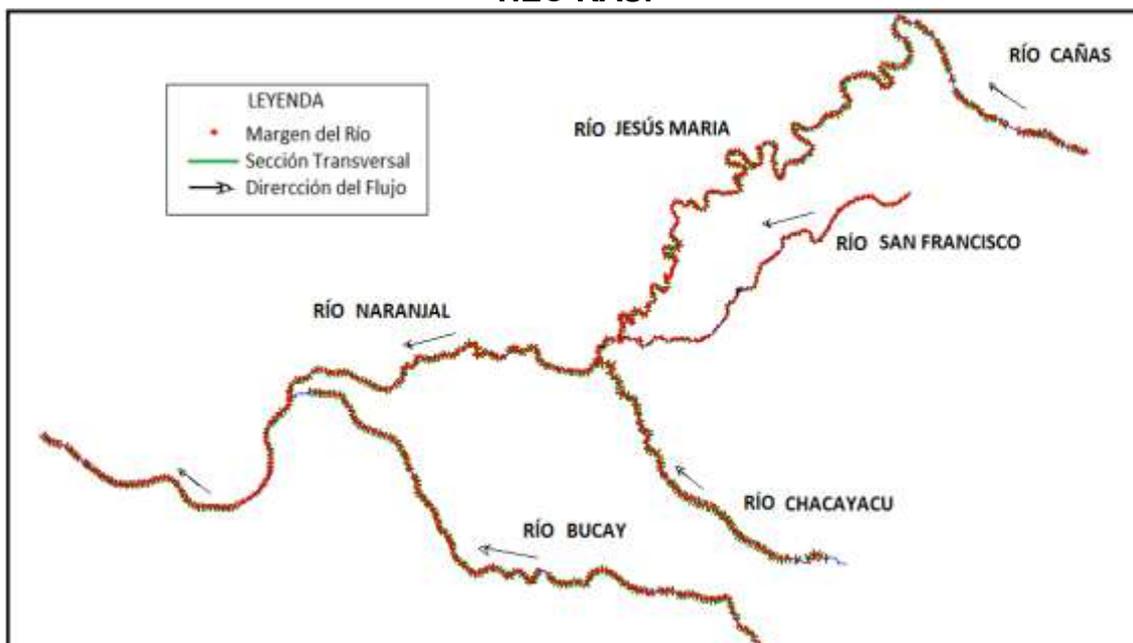


Fuente: Equipo Consultor, 2011

2.3.2. Modelización Matemática del Río Naranjal

La cuenca del río Naranjal posee elevaciones que varían entre una cota máxima de 230 m.s.n.m (metros sobre el nivel del mar) en la zona montañosa del río Chacayacu (Sector Hacienda Botija Paqui) a una cota mínima de $-2,2$ m.s.n.m ubicado en la sección final del tramo de estudio del río Naranjal cerca de su desembocadura. El río Naranjal cuenta con el ingreso de tres ríos a lo largo de su longitud como sigue: el río San Francisco en la abscisa 23+772 y con una longitud de 12 500 metros, el río Chacayacu en la abscisa 22+572 con una longitud de 11 500 metros, y finalmente el río Bucay que desemboca en el río Naranjal en la abscisa 10+471 con 19 200 metros de longitud. En la figura 4 Se presenta el modelo integrado de la cuenca del río Naranjal en el entorno HEC-RAS. [10]

Figura 4.-Red Hidrográfica de la Cuenca del Río Naranjal en el entorno HEC-RAS.



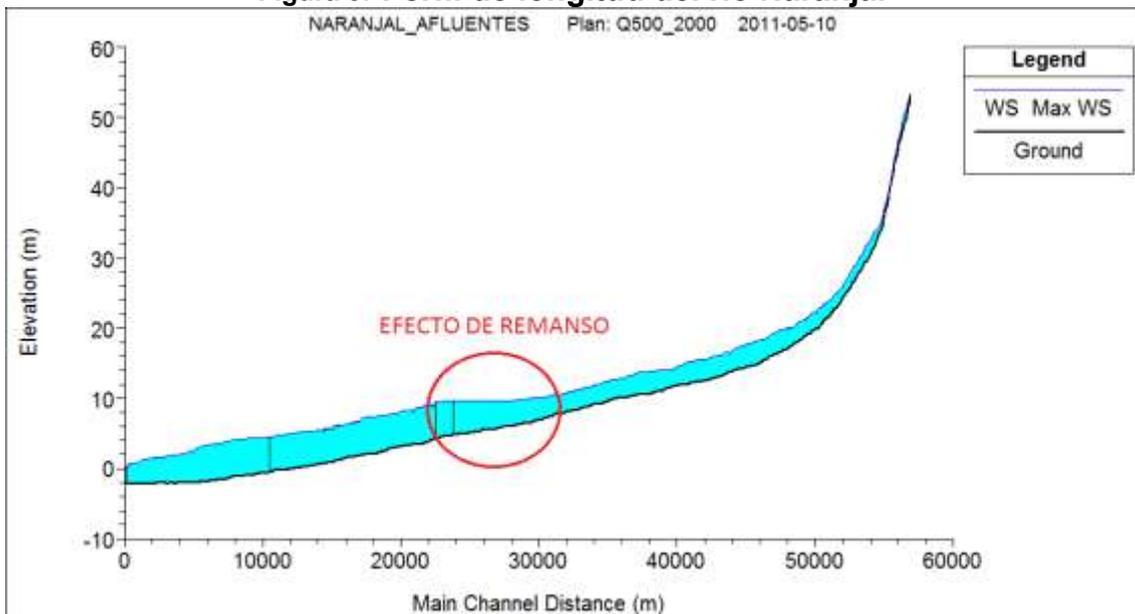
Fuente: Elaboración: Equipo Consultor, 2011

En la figura 5 se puede apreciar que la cota más alta del río Naranjal es de 52,50 m.s.n.m, presenta una pendiente media de 0,07%, partículas con diámetros (d_{50}), que para el río Cañas ubicado en la parte alta corresponde un valor promedio de 15 mm, disminuyendo notablemente aguas abajo a valores de 0,6mm y 0,45mm en el río Jesús María y Naranjal respectivamente. Esto



hizo posible que se determine la rugosidad en el río partiendo con un “n” de 0,031 en la parte alta hasta llegar a un valor de 0,025 en la parte final del tramo, esta última para la zona de llanura del río. De la misma forma para el lecho del río se inició con “n” de 0,026 hasta 0,020 en la llanura. Se aprecia también el efecto de remanso alrededor de la abscisa 23+000 debido a que el caudal ingresado por los afluentes, en este caso del río San Francisco y Chacayacu forman flujo superior al del río Naranjal, causando inclusive a que este río presente velocidades aproximadas a cero, las que se puede observar en la figura 6. También se observa el efecto que ocasiona la marea en todo el tramo final del río Naranjal, los calados de agua se incrementan considerablemente teniendo alturas de agua que sobrepasan los 8 metros en algunas secciones transversales del río. [10]

Figura 5.-Perfil de longitud del río Naranjal



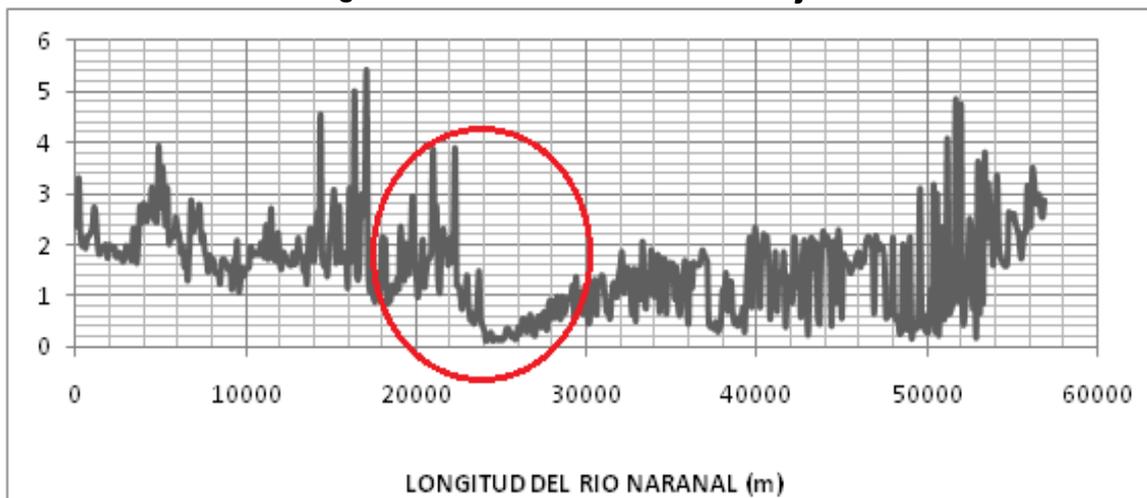
Fuente: Equipo Consultor, 2011

El río Naranjal presenta velocidades que varían desde 5,42 m/s ubicados en la parte alta del río hasta 0,14 m/s en la parte inferior, con una velocidad promedio de 1,56 m/s. En la siguiente figura se puede observar la distribución de la velocidad a lo largo del río naranjal, presentando cambios bruscos



producidos desde el kilómetro 23+000 aproximadamente, debido al ingreso de las crecientes correspondientes a los afluentes del río Naranjal.[10]

Figura 6.-Velocidad del río Naranjal



Fuente: Equipo Consultor, 2011

2.3.3. Parámetros hidráulicos en el Río Naranjal

Para las alturas de las pilas y estribos se deja un galibo libre de dos metros ya que consideramos una corriente relativamente limpia y para este tipo de corrientes es aconsejable el galibo libre de 2m.

Asumiendo que la socavación en las pilas es de 2m y el calado máximo de agua de 5.40 m, se escogió la altura de la pila más la superestructura igual a 13 m. Para los estribos se asumió una socavación de 2 m y el calado máximo de agua 4m, se escogió la altura de los estribos más la superestructura igual a 12 m.

2.3.4 Estudios Topográfico

Los estudios topográficos parten de la información proporcionada por SENAGUA y las monografías de control horizontal y vertical del Instituto Geográfico Militar (IGM) con respecto a las zonas del proyecto. Los trabajos topográficos realizados en los espacios previstos para las obras correspondientes al Sistema Naranjal, son los siguientes:

- 1 Colocación de puntos GPS.
- 2 Levantamientos topográficos del cauce de los ríos y diques marginales.



- 3 Levantamientos topográficos de las rutas de los bypasses.
- 4 Determinación de las pendientes de los ríos en puntos de aforos.
- 5 Levantamiento de áreas en puentes existentes a mejorar y puentes a proyectar.
- 6 Levantamiento a detalle del área de la derivadora proyectada en el río Cañar y zonas de sedimentadores.
- 7 Levantamiento del área de descarga del Bypass Cañar.
- 8 Levantamiento de predios.

2.3.5. Estructural Superestructura

Los pesos y cargas de la superestructura utilizados en el diseño están detallados a continuación en la siguiente memoria numérica y planos del puente.

2.3.5.1 Memoria Numérica de la Superestructura - Puente Naranjal 1

Aunque se ha considerado la carga HL-93 la carga necesaria es la HS-MOP (Revisar ANEXOS A)

2.3.5.2. Planos de la superestructura

Revisar ANEXOS B

3. CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE ESTRIBOS Y PILAS

3.1 ESTRIBOS

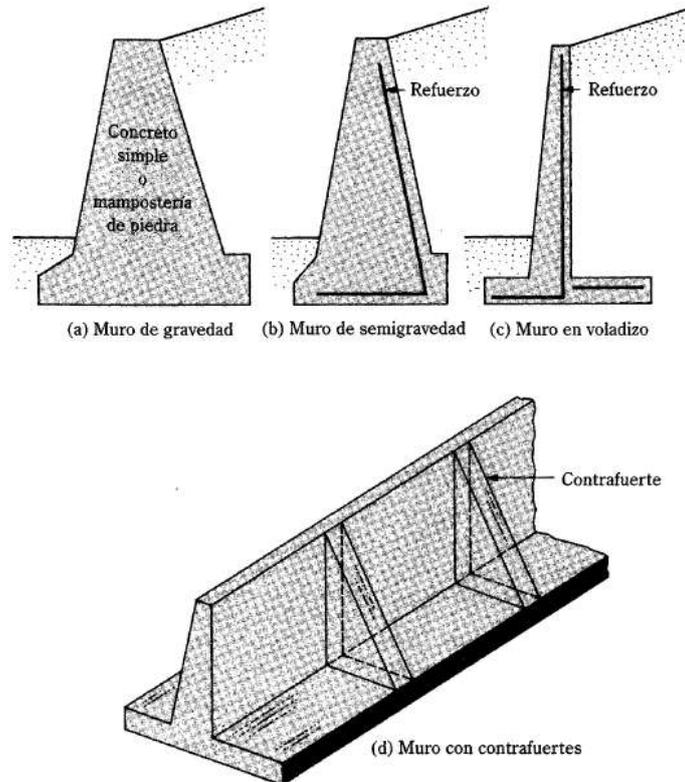
3.1.1. Concepto.- Los estribos son muros de contención que adicionalmente soportan las vigas del puente, son estructuras diseñadas para contener a las pendientes naturales del suelo, y soportar la tendencia del material a moverse cuesta abajo producto de la gravedad o presión lateral del suelo debido a un cambio en la elevación del terreno que excede el ángulo de reposo del suelo.

Los muros de retención convencionales se clasifican de la siguiente manera:

- Muros de retención de gravedad
- Muros de retención de semigravedad

- Muros de retención en voladizo
- Muros de retención con contrafuertes

Figura 7.-Tipos de Muros de Retención



Fuente: Principio de Ingeniería de Cimentaciones Braja M. Das

Los estribos del puente Pna1se diseñaran como muros de retención en voladizo siendo estos muros de concreto reforzado que constan de una pantalla delga y una losa base como se puede ver en la figura 7 (c).

3.2. PILAS

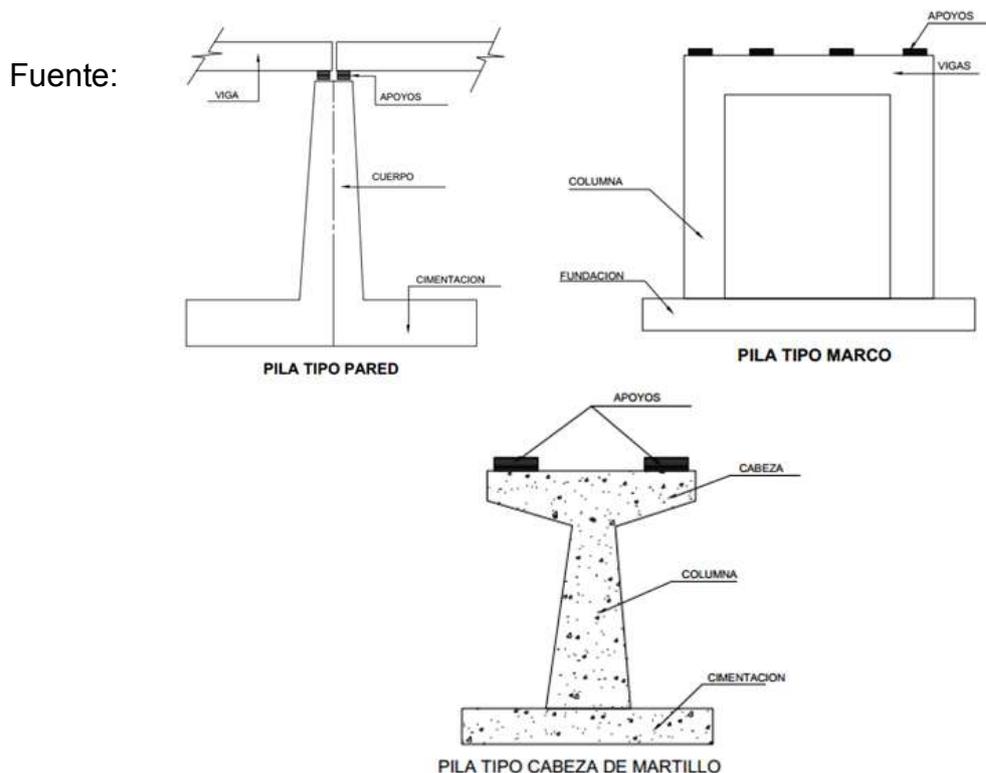
3.2.1. Concepto.- Las pilas o pilares de un puente son los apoyos intermedios los cuales deben soportar la carga viva y muerta sin que se produzca asentamientos además de resistir los factores naturales como crecidas, la presión del agua, fuerzas de sismo, fuerzas de viento y empuje de los rellenos. Los pilares se comportan como columnas sujetas a cargas axiales y a momentos en dos direcciones lo cual puede variar dependiendo de las características de la estructura.

Los tres tipos de pila más utilizados son:

- Tipo pared
- b) Tipo cabeza de martillo
- c) Tipo marco.

Para el puente Pna 1 se utilizara la pila tipo pared y como su nombre lo indica consta de una pared transversal al eje de longitudinal de la superestructura y una zapata corrida (ver figura 8). El diseño de la pared se lo puede realizar como un voladizo y al igual que para los estribos las cargas que soportara la pila se las dividirá por su longitud para para trabajar con cargas uniformemente distribuidas por unidad de longitud.

Figura 8.-Tipos de Pilas



Repositorio de la Universidad de Oriente – UNIVO (San Miguel, El Salvador, Centro América)- Capitulo III “Marco Teórico Conceptual”

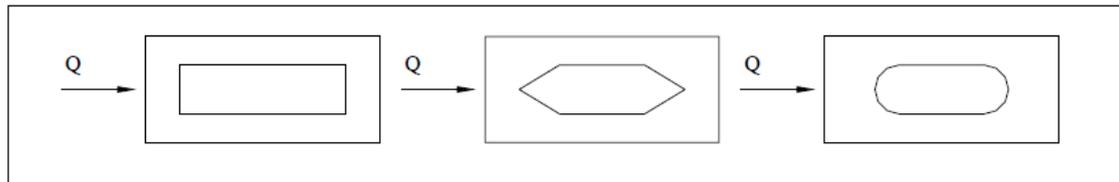
3.2.2. Geometría

Para el diseño de la pila se utilizó una pila tipo pared o muro en voladizo al igual que para los estribos. Sin embargo en el caso de pilares se debe tener



presente la forma de los mismos pues de estar sumergidos deben tener una forma aerodinámica para evitar socavación y la formación de vórtices. Se utilizan pilares circulares cuando la dirección del flujo es incierta o variante. En la siguiente figura se pueden ver las formas algunos pilares sumergidos.

Figura 9.-Formas de pilares



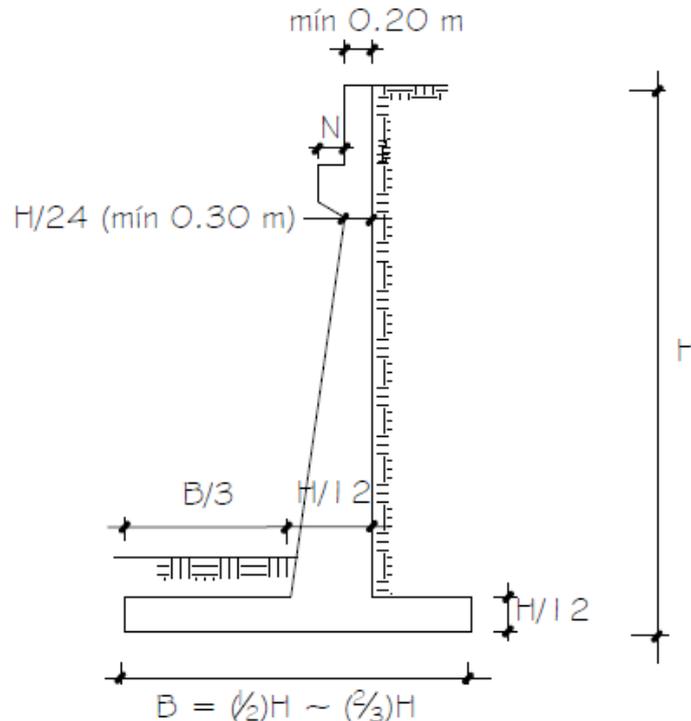
Fuente: Repositorio de la Universidad de Piura - Capítulo 6: Subestructuras

3.3. Pre-Dimensionamiento de Muros en Voladizo

Los muros en voladizo (concreto armado) son adecuados en terrenos de baja capacidad portante y, según el predimensionamiento de la AASHTO-LRFD 2010 las secciones se pueden tomar de acuerdo a los siguientes valores mostrados en la siguiente figura:



Figura 10.-Dimensiones de Estribos aproximadas para muro en voladizo.



Fuente: Pre-dimensionamiento de Estribos del texto "Puentes" según AASHTO-LRFD 2010 (Fifth Edition) Por MC Ing. Arturo Rodríguez Serquén Perú- 2012

El ancho mínimo de cajuela en mm, siendo $H=0$ en puentes simplemente apoyados según el "Manual de Diseño de Puentes 2002" del MTC - Perú, se calcula como un porcentaje del ancho empírico de la cajuela, N .

$$N = (200 + 0.0017L + 0.0067H')(1 + 0.000125S^2)$$

Dónde:

- N = longitud mínima (empírica) de la cajuela, medida normalmente a la línea central del apoyo (mm).
- L = distancia del tablero del puente a la junta de expansión adyacente ó al final del tablero del puente (mm). Para articulaciones entre luces, L debe tomarse como la suma de la distancia a ambos lados de la



articulación. Para puentes de un solo tramo L es igual a la longitud del tablero del puente (mm).

- H' = para estribos, la altura promedio de las columnas que soportan al tablero del puente hasta la próxima junta de expansión. Para columnas y/o pilares, la altura del pilar o de la columna. Para articulaciones dentro de un tramo, la altura promedio entre dos columnas ó pilares adyacentes (mm).
- S = desviación del apoyo medido desde la línea normal al tramo ($^{\circ}$).

3.4. Profundidad de Cimentación

Para el diseño de la cimentación de puentes sobre agua, se debe tomar en cuenta la socavación y la supresión, teniendo siempre presente que el nivel de la cimentación siempre debe estar por debajo de la profundidad de socavación estimada.

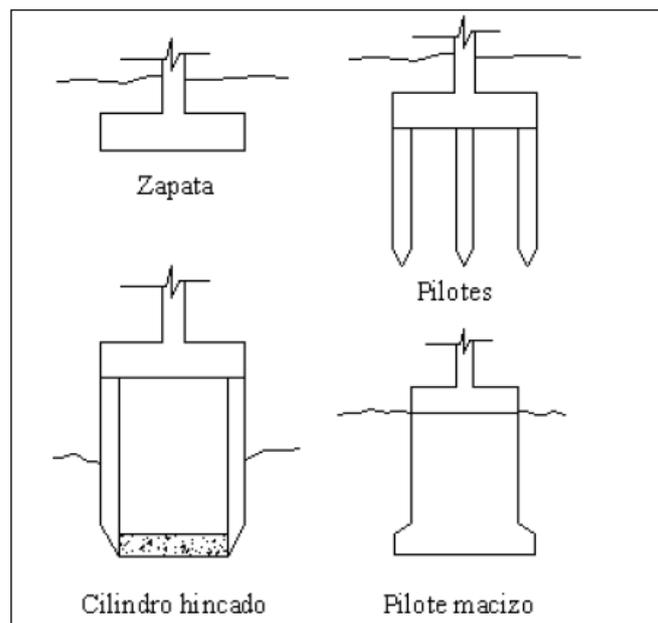
La profundidad de cimentación de zapatas y cimientos corridos, es la distancia desde el nivel de la superficie del terreno a la base de la cimentación, y dependerá de los cambios de volumen por humedecimiento-secado o de acuerdo a uso de la estructura, y no debe ser menor de 0,80 m.

El nivel de cimentación debe ser de acuerdo al tipo de suelo de tal manera que proporcione seguridad a la estructura, protegiéndola de la socavación. Se deben tomar medidas necesarias para evitar sifonamiento en caso de uso de geotextiles o filtros granulares. La profundidad de cimentación también toma en cuenta la capacidad de carga y a otras más, por tanto es necesario utilizar instrumentos para determinar la longitud de elementos de fundación profunda, especialmente pilotes, instrumentos que usan diversos métodos de cálculo. De acuerdo a las Normas AASHTO en el artículo 10.7 Pilotes Hincados dice que la penetración requerida para los pilotes se debería determinar en base a la resistencia a las cargas verticales y laterales y el desplazamiento tanto del pilote como de los materiales subsuperficiales. En general, a menos que se tope con un rechazo, la penetración de diseño de cualquier pilote debería ser mayor o igual que 3000 mm en suelo cohesivo duro o material granular denso, y mayor o igual que 6000 mm en suelo cohesivo blando o material granular suelto.

3.5. Tipo de Cimentación

En si todo elemento que transmita o reparta cargas al terreno se considera como una estructura de cimentación (ver figura 11). Tanto los estribos como los pilares se pueden cimentar con cimentaciones superficiales o profundas como los pilotes.

Figura 11.-Tipos de cimentación: superficiales y profundas



Fuente: Repositorio de la Universidad de Piura - Capítulo 6: Subestructuras

Para el caso del Puente Pna1 (proyecto naranjal #1) se utiliza una cimentación profunda en los estribos y pilas, que consta de pilotes hincados prefabricados de concreto, los cuales se utilizan cuando las zapatas no se asientan sobre roca, material cohesivo rígido o material granular a un precio moderado; también se usan pilotes para evitar la socavación

3.5.1. Pilotes Hincados Prefabricados de Concreto

Deben ser diseñados para resistir el manejo, hincado y cargas de servicio, es importante que los pilotes sean hincados sin causar daños ni sobrecargas, lo cual afecta la durabilidad o la resistencia. El refuerzo longitudinal deberá ser dispuesto en un patrón simétrico y deberá ser atado lateralmente con estribos



de acero o alambre en espiral espaciado a no más de 0.10m, de centro a centro, en los 0.6m desde los extremos del pilote, y no más de 0.15m en cualquier otra parte del pilote, excepto que en las puntas de cada pilote, los primeros cinco amarres o espirales tienen que estar espaciados a 25mm de centro a centro. El calibre de los amarres de acero y espirales debe de ser de la siguiente manera [0]:

- Para pilotes con diámetro de 0.40m o menos, el alambre no deberá ser menor de 5.6mm.
- Para pilotes con diámetro mayores a 0.40m y menores de 0.50m el alambre no puede ser menor de 6mm.
- Para pilotes con diámetro de 0.50m y mayores, el alambre no debe ser menor de 6.4mm redondeado o 6.6mm.

3.6. Cargas Muertas

Las cargas muertas son las que permanecen constantes en la misma ubicación de ahí que se las llama también permanentes, corresponden a los pesos de elementos estructurales y elementos no estructurales, así como el revestimiento y demás accesorios, siendo los elementos no estructurales las paredes, barreras, señales, etc, como se puede ver en la figura 12. Para el cálculo de estos pesos se puede usar la siguiente tabla de la AASHTO de pesos unitarios.

Tabla 3.- Pesos unitarios.

Materiales	Peso Unitario (kg/m ³)
Aluminio	2800
Superficies bituminosas	2250
Arena, arcilla o limos compactados	1925
Concreto ligeros (incluido refuerzo)	1775
Concreto ligeros-con arena (incluido refuerzo)	1925
Concreto normal	2400
Arena, limos o grava suelta	1600
Arcilla suave	1600
Balasto	2450
Acero	7850
Albañilería de piedra	2725
Madera dura	960
Madera suave	800
Rieles para tránsito por vía	300kg/ml

Fuente: Adaptado de "Standard Specifications for Highway Bridges". AASHTO (1996)

Figura 12.-Elementos con peso muerto en un puente.



Fuente: Repositorio de la Universidad de Oriente – UNIVO (San Miguel, El Salvador, Centro América)- Capítulo III "Marco Teórico Conceptual"

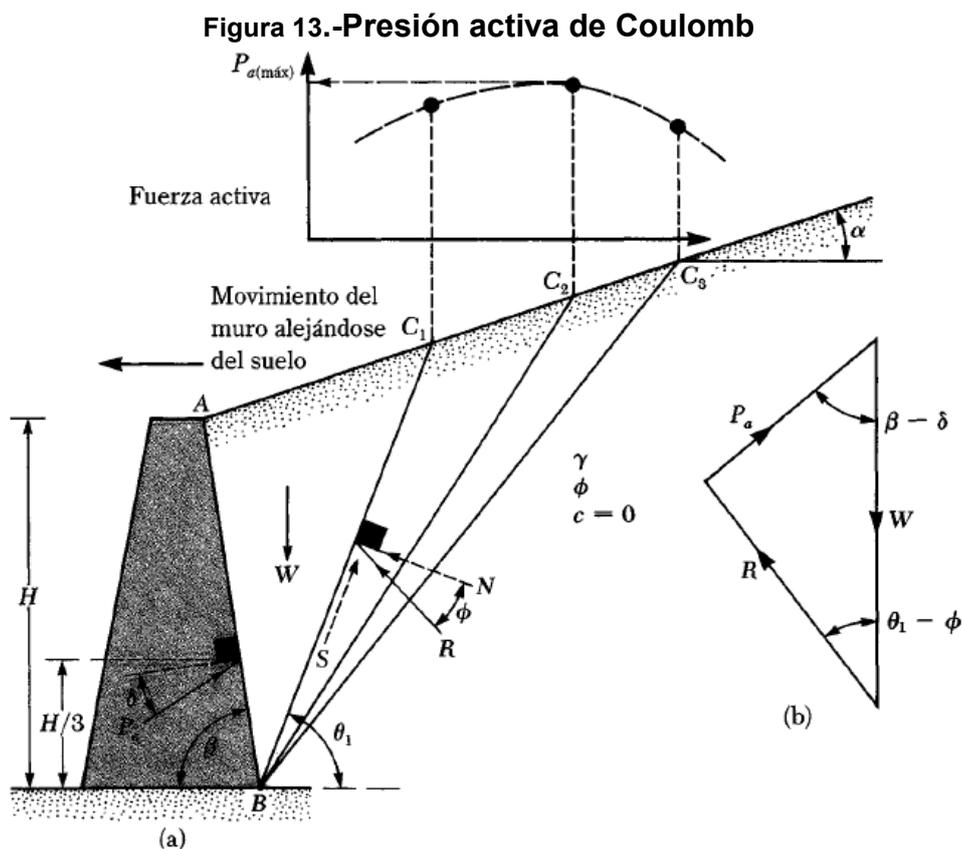
3.6.1. Empuje de Tierras

El empuje activo de tierra (k_a) se obtiene de las ecuaciones propuestas por la teoría de empujes de Coulomb, y el empuje pasivo de tierra (k_p) se obtiene de la teoría de empujes de Rankine.

3.6.1.1. Presión Activa de Tierra de Coulomb

El estado activo ocurre cuando existe una relajación en la masa de suelo que lo permite moverse hacia fuera del espacio que limitaba la tensión del suelo (por ejemplo un muro de tierra que se rompe); esto es que el suelo está fallando por extenderse. Ésta es la presión mínima a la que el suelo puede ser sometida para que no se rompa.

A diferencia de la presión activa de tierra de Rankine, Coulomb toma en cuenta la fricción del muro y trabaja con un muro tal como se puede observar en la siguiente figura.



Fuente: Principio de Ingeniería de Cimentaciones Braja M. Das



Dónde:

- P_a = fuerza activa por longitud unitaria del muro
- δ = ángulo de inclinación de P_a respecto a la normal al respaldo del muro
- B = ángulo de inclinación de la espalda del muro con respecto a la horizontal
- α = ángulo de inclinación del relleno con la horizontal (siendo el relleno un suelo granular)
- δ = ángulo de fricción entre el suelo y el muro o ángulo de fricción del muro, considerando un valor entre $\frac{1}{2}\phi$ y $\frac{2}{3}\phi$
- W = peso de la cuña
- R = resultante de las fuerzas normales y cortantes resistentes a lo largo de la superficie BC_1
- Φ = ángulo de inclinación de R respecto a la normal a la superficie BC_1

Para el cálculo de la presión activa se supone una cuña de falla de suelo ABC_1 , junto con las fuerzas que actúan sobre esta por unidad de longitud en ángulo recto a la sección transversal como se puede apreciar en la (figura anterior). Se puede calcular la presión activa de Coulomb mediante la siguiente ecuación.

$$P_a = \frac{1}{2} k_a \gamma H^2$$

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi)}{\text{sen}^2\beta \text{sen}(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta)\text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Dónde:

- k_a = coeficiente de presión activa de Coulomb
- H = altura del muro

La línea de acción de la resultante P_a actúa a una distancia de $H/3$ arriba de la base del muro.



3.6.1.2. Presión Pasiva de Tierra de Rankine

Se produce cuando una fuerza externa somete al suelo a una tensión límite de confinamiento, para el diseño de muros no se toma en cuenta la fricción del muro con el relleno horizontal. Se puede determinar la fuerza pasiva por unidad de longitud del muro mediante el área del diagrama de presión como se puede ver en la figura 14, o con la siguiente ecuación:

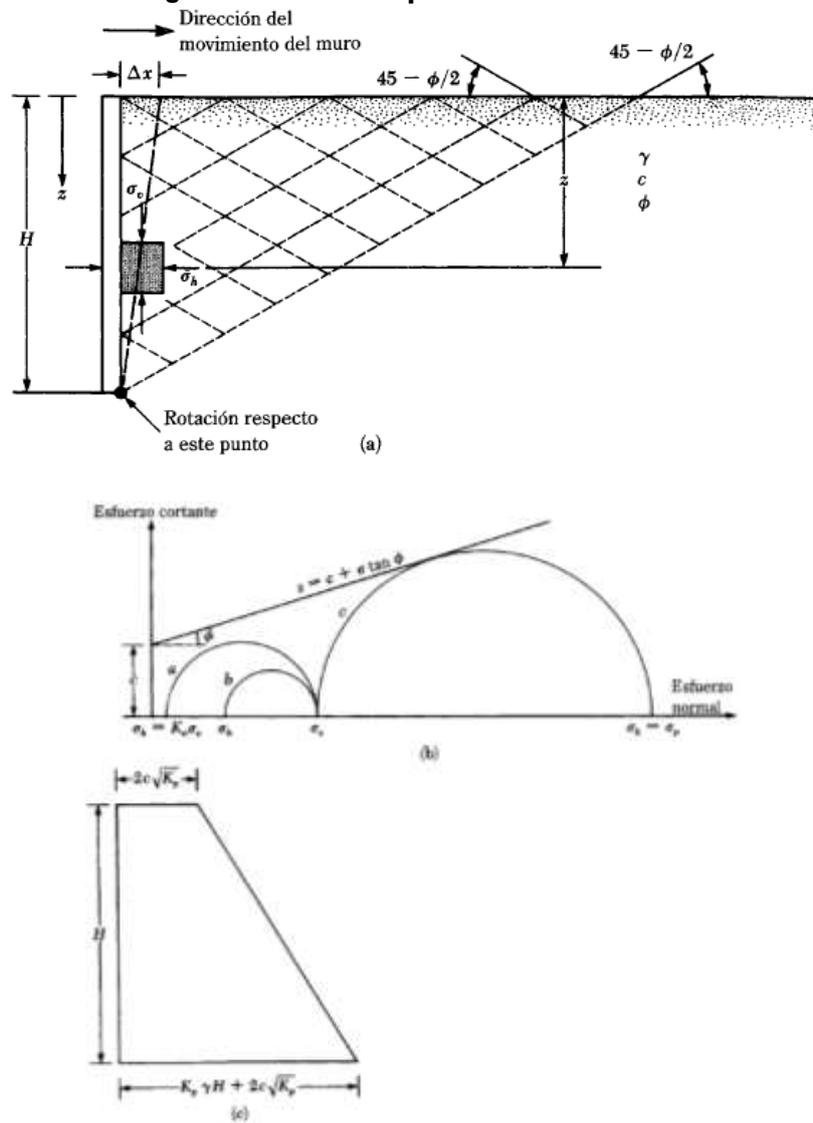
$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_p + 2cH \sqrt{k_p}$$

$$k_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

Dónde:

- k_p = coeficiente de presión pasiva de Rankine
- ϕ = ángulo de fricción del suelo

Figura 14.-Presión pasiva de Rankine



Fuente: Principio de Ingeniería de Cimentaciones Braja M. Das

Las magnitudes aproximadas de los movimientos del muro, Δx , requeridos para desarrollar la falla bajo condiciones pasivas se muestran en la siguiente tabla [9]:

**Tabla 4.-Movimiento del muro para condición pasiva según el tipo de suelo**

Tipo de Suelo	Movimiento del muro para condición pasiva, Δx
Arena densa	0,005H
Arena suelta	0,01H
Arcilla firme	0,01H
Arcilla blanda	0,05H

Fuente: Principio de Ingeniería de Cimentaciones Braja M. Das

3.7. Carga Sísmica

El puente en estudio se encuentra en una zona de alta sismicidad, por lo que sus elementos deben resistir las solicitaciones resultantes de los movimientos telúricos de la zona. La carga sísmica afecta toda la estructura del puente, y para realizar los cálculos se trabaja como si se trataran de cargas estáticas y cargas que producen un efecto dinámico. Sin embargo como van a reaccionar las estructuras ante el efecto de los sismos depende de las características del movimiento del terreno, la rigidez y la masa de la estructura así como de las condiciones del subsuelo y la magnitud del amortiguamiento.

De acuerdo a las normas AASHTO se deben seguir los siguientes principios:

- La estructura debe resistir sismos leves sin que los componentes salgan del rango elástico y sin sufrir daños importantes.
- Para el diseño se utilizarán movimientos del suelo y fuerzas reales.
- La estructura del puente debe ser capaz de soportar vibraciones prolongadas sin colapsar y los daños serán detectables para reparar.

3.7.1. Fuerzas sísmicas de diseño.- De acuerdo al Código Ecuatoriano de la Construcción son las fuerzas laterales que resultan de distribuir adecuadamente el cortante basal de diseño en toda la estructura. Siendo la cortante basal de diseño la fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, aplicando el sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo a lo especificado en el Código Ecuatoriano de la Construcción.

$$V = \% \text{ fuerza horizontal} * W$$



3.7.2. Cortante Basal de Diseño (V) [8]

El cortante basal total de diseño se determinará mediante:

$$V = \frac{ZIC}{R\phi_P\phi_E} W$$

$$C = \frac{1.25 S^2}{T}$$

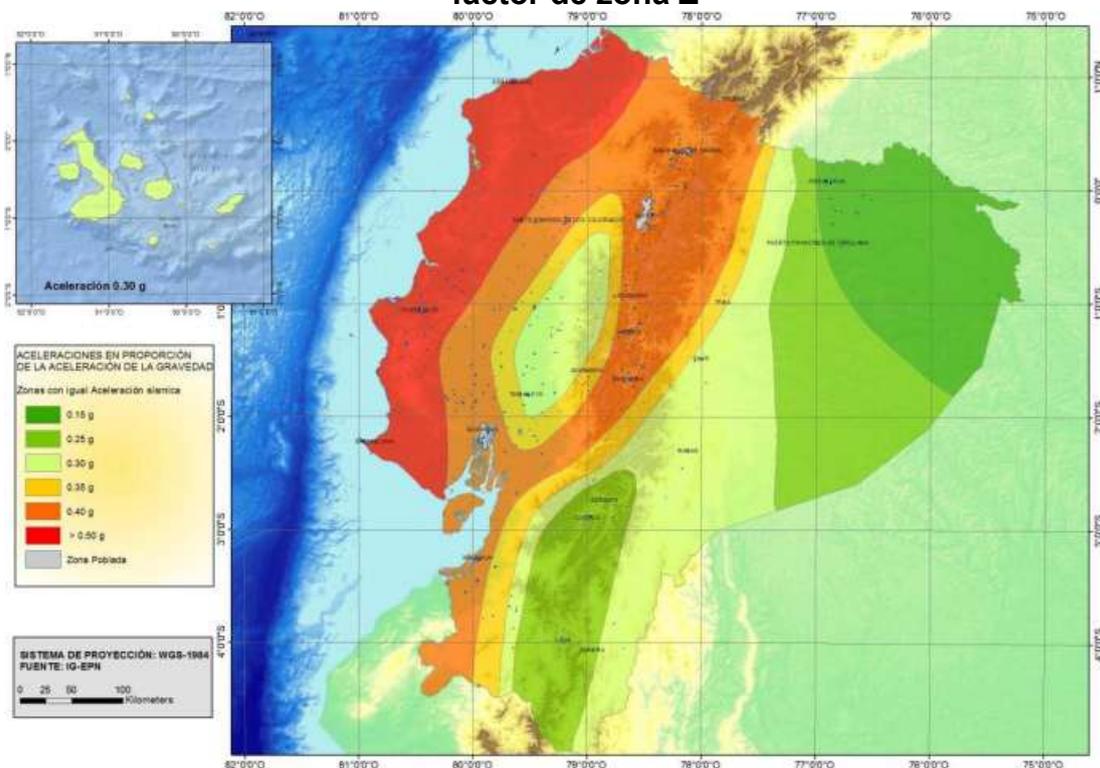
Dónde:

- Z → Factor de zona sísmica (tabla 5 y 6)
- I → Factor de importancia
- C → No debe exceder del valor de C_m (ver tabla 9) no debe ser menor a 0,5 y puede utilizarse para cualquier estructura.
- S → Su valor y el de su exponente se obtienen en la Tabla 9.
- T → Período de vibración
- Φ_P → Factor de configuración estructural en planta.
- Φ_E → Factor de configuración estructural en elevación.
- R → Factor de reducción de la respuesta estructural.

3.7.2.1. Zonas sísmicas y factor de zona Z.

El factor Z representa la aceleración máxima efectiva en roca esperada para el sismo de diseño, y de acuerdo a la zona sísmica en donde se encuentre el proyecto tendrá diferente valor. De acuerdo al mapa de la figura 15 se obtuvieron los siguientes datos:

Figura 15.-Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z



Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2001-Capítulo 2 Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo resistente

Tabla 5.-Zona sísmica de acuerdo a la ubicación del proyecto.

Ciudad	Provincia	Cantón	Parroquia	Zona
Naranjal	Guayas	Naranjal	Naranjal	III

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2001-Capítulo 2 Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo resistente

Tabla 6.-Valores del factor Z en función de la zona sísmica

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z:	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥ 0,50
Caracterización de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2001-Capítulo 2 Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo resistente



3.7.2.2. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. Coeficiente I.

El factor de importancia I se determina mediante la siguiente tabla de acuerdo al. Código Ecuatoriano de la Construcción.

Tabla 7.-Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor I
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas	1,5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1,0

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2001-Capítulo 2 Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo resistente

3.7.2.3. Determinación del Coeficiente C

Período de vibración T

Se empleó el método 1 del Código Ecuatoriano de la Construcción, el cual da un valor aproximado de T mediante la siguiente ecuación:

$$T = C_t (h_n)^{3/4}$$

Dónde:

- h_n = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura
- C_t = 0,08 para pórticos espaciales de hormigón armado



Coeficiente de suelo S y Coeficiente Cm

Se determinan en base a las características locales del terreno y se comparan las del perfil que mejor se ajuste. Si no se conocen las propiedades del suelo se puede utilizar los valores del perfil S3.

Tabla 8.-Coeficiente de suelo S y Coeficiente Cm

Perfil Tipo	Descripción	S	Cm
S1	Roca o suelo firme	1,0	2,5
S2	Suelos intermedios	1,2	3,0
S3	Suelos blandos y estrato profundo	1,5	2,8
S4	Condiciones especiales de suelo	2,0*	2,5

(*)=Este valor debe tomarse como mínimo, y no sustituye los estudios de detalle necesarios para construir sobre este tipo de suelos.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2001-Capítulo 2 Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo resistente

3.7.2.4. Coeficiente de configuración estructural en planta Φ_P .

Esta dado de acuerdo a las características de regularidad e irregularidad y se lo determina a partir de la ecuación:

$$\Phi_P = \Phi_{PA} \times \Phi_{PB}$$

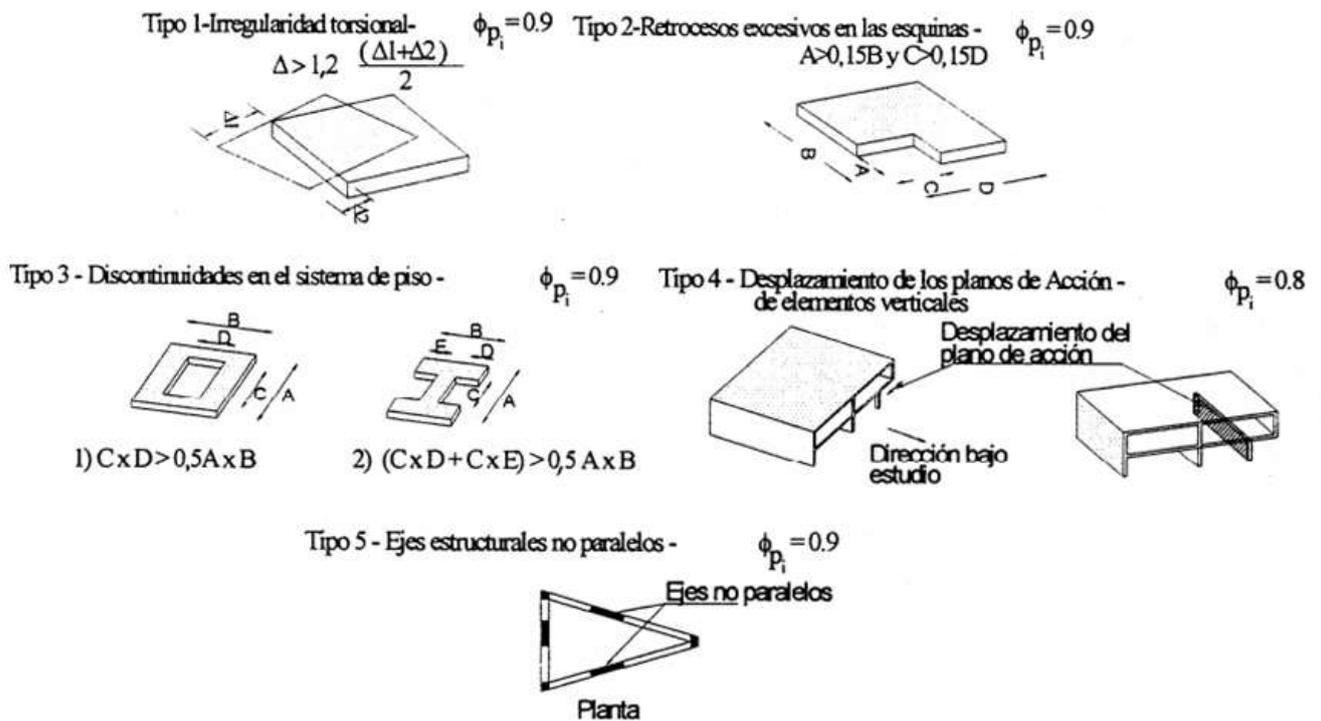
Dónde:

- Φ_{PA} = El mínimo valor Φ_{Pi} de cada piso i de la estructura, cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1, 2 y/o 3. (Ver figura 16 y tabla 9)
- Φ_{PB} = El mínimo valor Φ_{Pi} de cada piso i de la estructura, cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 4 y/o 5. (Ver figura 16 y tabla 9)

Si una estructura no posee ningún tipo de irregularidad en ninguno de sus pisos

$\Phi_P = 1$.

Figura 16.-Tipos de irregularidad



Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2001-Capítulo 2 Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo resistente



Tabla 9.-Coeficientes de configuración en planta ϕ_{Pi} .

Tipo	Descripción de las Irregularidades en planta	ϕ_{Pi}
1	Irregularidad Torsional Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima derivada de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la derivada promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia.	0,9
2	Entrantes excesivos en las esquinas La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.	0,9
3	Discontinuidad en el sistema de piso La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.	0,9
4	Desplazamiento del plano de acción de elementos verticales Una estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.	0,8
5	Ejes estructurales no paralelos La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.	0,9
6	Sistema de piso flexible Cuando la relación de aspecto en planta de la edificación es mayor que 4:1 o cuando el sistema de piso no sea rígido en su propio plano se debe revisar la condición de piso flexible en el modelo estructural.	-

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2001-Capítulo 2 Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo resistente



NOTA: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.

3.7.2.5. Coeficiente de configuración estructural en elevación Φ_E .

Se estima en base a las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura. Y se lo determina mediante la siguiente expresión:

$$\Phi_E = \Phi_{EA} \cdot \Phi_{EB} \cdot \Phi_{EC}$$

Dónde:

- Φ_{EA} = El mínimo valor Φ_{Ei} de cada piso i de la estructura, cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1 y/o 5 estructura (ver figura 17 y tabla 10).
-
- Φ_{EB} = El mínimo valor Φ_{Ei} de cada piso i de la estructura, cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 2 y/o 3 en la estructura (ver figura 17 y tabla 10)
- Φ_{EC} = Cuando se encuentre presente la irregularidad tipo 4.

Cuando la estructura no tiene ningún tipo de irregularidad, en ninguno de sus niveles, $\Phi_E=1$.

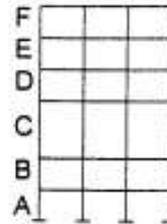
Figura 17.-Irregularidades en elevación

Tipo 1 - Piso flexible - $\phi_{E_i} = 0,9$

Rigidez $K_c < 0,70$ Rigidez K_D

ó

Rigidez $K_c < 0,80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$



Tipo 2 - Distribución de masas - $\phi_{E_i} = 0,9$

$m_D > 1,50 m_E$

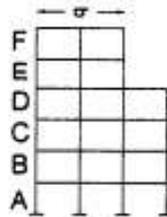
ó

$m_D > 1,50 m_C$



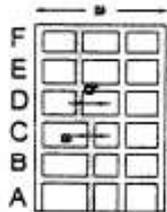
Tipo 3 - Irregularidad Geométrica - $\phi_{E_i} = 0,9$

$a > 1,30 b$



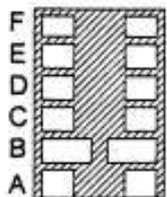
Tipo 4 - Desalineamientos en ejes verticales - $\phi_{E_i} = 0,8$

$b > a$



Tipo 5 - Piso débil - $\phi_{E_i} = 0,8$

Resistencia Piso B < 0,70 Resistencia Piso C



Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2001-Capítulo 2 Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo resistente



Tabla 10.-Coeficientes de configuración en elevación

Tipo	Descripción de las irregularidades en elevación	Pórticos espaciales y pórticos con vigas banda ϕ_{Ei}	Sistemas duales o con diagonales ϕ_{Ei}
1	Piso blando (irregularidad en rigidez) La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80% del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	0,9	1,0
2	Irregularidad en la distribución de las masas La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.	0,9	1,0
3	Irregularidad geométrica La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.	0,9	1,0
4	Desalineamiento de ejes verticales La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Se exceptúa la aplicabilidad de este requisito cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos.	0,8	0,9
5	Piso débil- discontinuidad en la resistencia La estructura se considera irregular cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).	0,8	1,0
6	Columnas cortas Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.	-	-

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2001-Capítulo 2 Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo resistente

3.7.2.6. Factor de reducción de resistencia sísmica R.

Los factores de reducción de resistencia R dependen de muchas variables, como son el tipo de estructura, el tipo de suelo, el período de vibración considerado y de los factores de ductilidad, sobre-resistencia, redundancia y



amortiguamiento de una estructura en condiciones límite, sin embargo estos factores se han simplificado en un parámetro constante dependiente únicamente de la tipología estructural. El valor de R se tomara como el menor de los valores para los casos en los cuales el sistema resistente estructural resulte en una combinación de varios sistemas como los descritos en la siguiente tabla [8].

Tabla 11.-Coeficientes de reducción de respuesta estructural R

Sistema estructural	R
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente, con muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	12
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente.	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda y muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y diagonales rigidizadoras.*	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda y diagonales rigidizadoras. *	9
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	8
Estructuras de acero con elementos armados de placas o con elementos de acero conformados en frío. Estructuras de aluminio	7
Estructuras de madera	7
Estructura de mampostería reforzada o confinada	5
Estructuras con muros portantes de tierra reforzada o confinada	3

* Cuando se utilizan diagonales, se debe verificar que los elementos en tensión cedan antes que los elementos en compresión.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2001-Capítulo 2 Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo resistente

3.7.3. Distribución vertical de fuerzas laterales.

Las fuerzas laterales totales serán distribuidas en la altura de la estructura, mediante las siguientes ecuaciones:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n f_i$$

$$F_t = 0.07TV$$



La parte restante del cortante basal debe ser distribuido sobre la altura de la estructura, incluyendo el nivel n, de acuerdo con la expresión:

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n F_i w_i h_i}$$

Dónde:

- F_t = Fuerza concentrada aplicada en la parte más alta de la estructura, que no debe exceder $0.25V$ y se
- n = Número de pisos de la estructura
- T = Período utilizado para el cálculo del cortante basal total V , cuando $T \leq 0.7s$ se puede considerar nulo F_t .
- F_x = La fuerza en el nivel x de la estructura que debe aplicarse sobre toda el área del edificio en ese nivel, de acuerdo a su distribución de masa en cada nivel.
- w_i = Peso asignado a cada nivel de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W .

3.7.4. Sismos – Método de Mononobe Okabe

3.7.4.1. Consideraciones para el Diseño Sísmico de Estribos y Muros de Contención. (Tomado de las Normas Internas de CORPECUADOR - MOP).

Los estribos son los apoyos extremos del puente, y deben diseñarse para soportar las cargas de la superestructura, los empujes estáticos de las tierras y las fuerzas sísmicas, según lo dispone el AASHTO-96, Secciones 5, 6 y 7, con capacidad para experimentar desplazamientos de cierta importancia.

Análisis por el método de Mononobe. El diseño de los estribos y muros de contención debe tener en cuenta las fuerzas sísmicas transmitidas por los apoyos de la superestructura y además el aumento de la presión lateral de tierra durante los sismos tal como establece el método de Mononobe – Okabe.

Mononobe y Okabe modificaron la clásica solución de Coulomb para tomar en cuenta la fuerza de inercia correspondiente a las aceleraciones horizontal y



vertical k_h y k_v , respectivamente, actuando en todos los puntos de una superficie asumida de falla. [5]

3.7.4.2. Método de Mononobe OKabe

El método de Mononobe-Okabe es un método pseudo-estático usado en estructuras de contención para calcular los empujes de tierra producidos por los sismos, se lo utiliza para calcular la magnitud del desplazamiento relativo del muro, para el diseño de estribos se supone un desplazamiento lateral pequeño bajo aceleraciones máximas en zonas con alto riesgo sísmico.

Este método es una ampliación de la teoría de la cuña deslizante de Coulomb, tomando en cuenta las fuerzas de inercia horizontal y vertical en el suelo. Plantea 3 hipótesis que de acuerdo al Artículo 11.11.1.1- Análisis de Mononobe-Okabe de las Normas AASHTO-LRFD 2010 son:

1. El estribo se puede desplazar lo suficiente para permitir la movilización de la resistencia total del suelo o permitir condiciones de empuje activo. Si el estribo está fijo y es incapaz de moverse las fuerzas del suelo serán mucho mayores que las anticipadas por el análisis de Mononobe-Okabe.
2. El relleno detrás del muro es no cohesivo y tiene un ángulo de fricción ϕ .
3. El relleno detrás del muro está en condiciones no saturadas, de modo que no surgirán problemas de licuefacción.

Tomando en cuenta las consideraciones de equilibrio del estribo de acuerdo a la figura 18. se puede obtener la presión del terreno (P_{ae}) cuando el estribo está en el punto de falla se puede calcular con la siguiente expresión:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) k_{ae}$$

$$k_h = \frac{\text{componente horizontal de la aceleracion del sismo}}{\text{aceleracion debida a la gravedad, } g}$$

$$k_v = \frac{\text{componente vertical de la aceleracion del sismo}}{\text{aceleracion debida a la gravedad, } g}$$



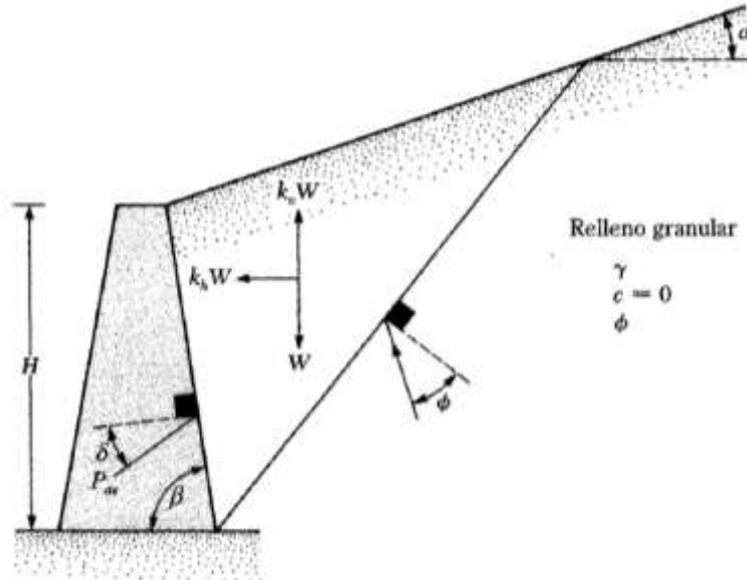
$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\phi\beta \pm \theta')}{\cos \theta' \text{sen}^2\beta \text{sen}(\beta - \theta' - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \theta' - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta - \theta')\text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$\theta' = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{1 - k_v} \right]$$

Dónde:

- K_{ae} = coeficiente de presión activa sísmica del terreno:
- g = aceleración de la gravedad (m/seg²)
- γ = densidad del suelo (kg/m³)
- H = altura del terreno retenida por el muro (mm)
- k_h = coeficiente de aceleración horizontal
- k_v = coeficiente de aceleración vertical
- ϕ = ángulo de fricción interna del suelo (°)
- δ = ángulo de fricción entre el suelo y el estribo (°)
- β = ángulo de inclinación del muro con la vertical (sentido negativo) (°)

Figura 18.-Solución Mononobe Okabe



Fuente: Principio de Ingeniería de Cimentaciones Braja M. Das

De acuerdo a lo estipulado en la AASHTO la componente estática del esfuerzo del suelo actúa a $H/3$ de la base del estribo, y el esfuerzo dinámico adicional actúa a una altura $h=0.6H$. Pero también será válido asumir $h=0.5H$ con un empuje uniformemente distribuido.

Para estimar la presión lateral del terreno por la acción sísmica, el coeficiente de aceleración vertical, k_v , se asume por lo general igual a cero y el coeficiente de aceleración horizontal, k_h , se toma $k_h=0.5A$, para muros con movimientos horizontales de hasta $250A$ mm aproximadamente, o $k_h=1.5A$, para muros con desplazamiento horizontal de cero; donde A = coeficiente sísmico de aceleración horizontal (% g).

3.7.4.3. Punto de Aplicación de P_{ae}

El punto de aplicación de P_{ae} se obtiene según la siguiente metodología propuesta en el libro "Principio de Ingeniería de Cimentaciones" de Braja M. Das, donde:

- 1.- Se calcula P_{ae}

2.- Se calcula la presión activa de tierra de Coulomb

$$P_a = \frac{1}{2} k_a \gamma H^2$$

3.- Calcular $\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a$

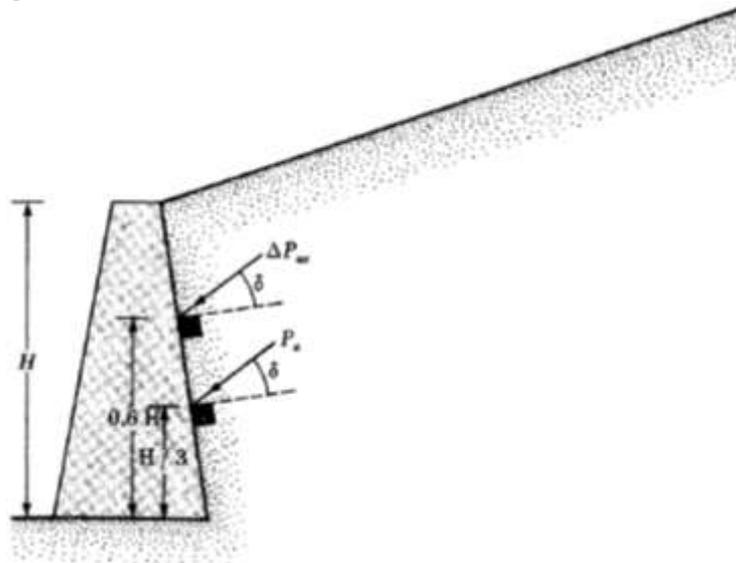
4.- Suponer que P_a actúa a una distancia $H/3$ desde el fondo del muro (ver figura 19)

5.- Suponer que ΔP_{ae} actúa a una distancia $0.6H$ desde el fondo del muro (ver figura 19)

6.- Calcular la localización de la resultante con la siguiente ecuación

$$\bar{z} = \frac{(0.6H)(\Delta P_{ae}) + \left(\frac{H}{3}\right)(P_a)}{P_{ae}}$$

Figura 19.-Determinación de la línea de acción de P_{ae}



Fuente: Principio de Ingeniería de Cimentaciones Braja M. Das

3.8. Cargas Vivas

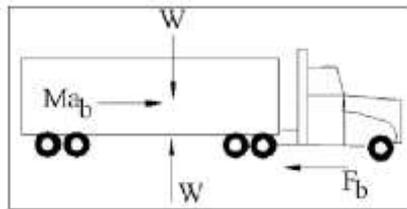
Las cargas vivas, son aquellas que no son permanentes o que pueden variar en magnitud y son generadas por cuerpos que cambian de posición o están en movimiento, como es el caso de vehículos, personas, animales, maquinaria, acumulaciones de agua, etc.



3.8.1. Fuerzas de Frenado

Las fuerzas de frenado son debidas a la aceleración, o desaceleración causada por los frenos, se pueden producir fuerzas en el puente en la dirección del camión de diseño debido a la fricción entre los neumáticos y la superficie, como se puede ver en la figura 20. La fuerza de frenado depende de la aceleración o desaceleración del vehículo, es decir, de la variación de velocidad por unidad de tiempo y de su peso.

Figura 20.-Diagrama de cuerpo libre de las fuerzas de frenado.



Fuente: Repositorio de la Universidad de Piura - Capítulo 2: Cargas y Combinaciones de Cargas

De acuerdo a la Fuerza de frenado: BR, de las normas AASHTO, la fuerza de frenado se tomara como el 5 por ciento del camión de diseño más la carga del carril de diseño ó 5 por ciento del tandem de diseño más la carga del carril de diseño.

La fuerza de frenado se deberá ubicar en todos los carriles de diseño que se consideran cargados de acuerdo con el Artículo 3.6.1.1.1 Número de Carriles y que transportan tráfico en la misma dirección. Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1800 mm sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar sollicitaciones extremas. Todos los carriles de diseño deberán estar cargados simultáneamente, y sin tomar en cuenta el factor de impacto se puede calcular la fuerza de frenado mediante la siguiente ecuación.

$$F = 0.05 [p \cdot L + P_M] N \quad [\text{ton}]$$

- p = intensidad de la carga distribuida (ton/m/3.0(m))
- P_M = carga concentrada para el cálculo de momentos, en (ton/3.0(m))
- L =longitud del puente (m)
- N = número de vías de transito



Nota: Para el cálculo de las pilas y estribos del puente se usó el 5% de la carga viva proveniente de la superestructura (LL).

3.8.2. Impacto

Hace referencia al efecto dinámico que puede causar la carga viva sobre los puentes pues los efectos que ocasionan los vehículos al moverse son mayores que los de un vehículo estático. Este efecto puede deberse al golpe que producen las llantas a causa de las imperfecciones de la vía, la aplicación de la carga en un corto periodo de tiempo y la vibración del vehículo por el cambio brusco de velocidad, la vibración del vehículo provoca vibraciones en la estructura, sin embargo la magnitud de los esfuerzos depende de la relación de masas de la estructura y del vehículo, de la frecuencia natural y amortiguamiento del puente.

3.8.2.1. Factor de Impacto

Los efectos de la carga vehicular deben multiplicarse por un factor de impacto, que toma en cuenta la amplificación dinámica que ocurre en el puente cuando los vehículos ruedan sobre superficies rugosas, con ondulaciones o baches, o con discontinuidades entre la carpeta de la carretera y la losa del puente o entre diversos tramos de puente, lo cual ocasiona impactos sobre la estructura y vibraciones de ésta [7].

Para facilidad de análisis y diseño de las estructuras de puentes la AASHTO, incrementa los valores de los esfuerzos de la carga viva, y el impacto se incluye como parte de las cargas transmitidas de la superestructura a la subestructura pero no en las transferidas a cimentaciones ni en aquellas partes de pilotes y columnas que están bajo tierra.

La magnitud de este incremento esta expresado como una fracción de los efectos provenientes de la carga viva y se determina por medio de la siguiente formula:

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10} \leq 30\%$$

Dónde:

- I: Factor de impacto
- L: Longitud, en metros, de la parte cargada del tramo para producir el máximo efecto en el elemento.
- Para uniformidad de aplicación, la longitud cargada L debe ser especialmente considerada como sigue [6]:



- Para pisos de calzada, se usara la luz del tramo de diseño.
- Para miembros transversales, tales como vigas del tablero, se usara la longitud comprendida entre centros de apoyo.
- Para calcular momentos por carga viva, se usara la luz del tramo, excepto para voladizos, en los que se usara la distancia comprendida entre la sección investigada y la carga más distante a esta sección.
- Para corte por carga viva, se usara la longitud de la parte cargada comprendida entre la sección en investigación y la reacción más distante, excepto para voladizos en que se usara el 30%.

En tramos continuos:

- Para momento positivo se usara la longitud del tramo en consideración, para momento negativo, el promedio entre los dos tramos adyacentes.
- Para alcantarillas con terraplén de 0 cm a 30 cm, inclusive, se usara $l=30\%$
- Para alcantarillas con terraplén de 33 cm a 60 cm, inclusive, se usara $l=20\%$
- Para alcantarillas con terraplén de 64 cm a 90 cm, inclusive, se usara $l=10\%$

3.8.3. Cargas de Subpresión de Agua

Esta carga se tiene en cuenta cuando algunos elementos del puente están sumergidos en agua, como es el caso de las pilas de un puente, las cuales deben soportar una fuerza que ocasiona la presión de la corriente de agua que trata de voltear las pilas, para el diseño se debe tener presente que en caso de crecidas de los ríos donde se acumulan materiales en suspensión, árboles, piedras, etc. la fuerza de presión es mayor. Para contrarrestar esta fuerza se deben usar formas hidrodinámicas que ofrezcan la menor resistencia posible al agua. Esta fuerza se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$P_2 = k v^2 A$$

Dónde:

- P_2 = Fuerza de la corriente del agua (kg)
- k = factor que depende de la forma de la pila



- V = Velocidad del agua (m/s)
- A = Área vertical proyectada de la pila (m^2)

Formas de las pilas:

$$k = 72$$



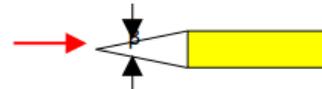
$$k = 35$$



$$k = 26 \quad \beta = 30^\circ$$

$$k = 30 \quad \beta = 45^\circ$$

$$k = 44 \quad \beta = 90^\circ$$



Esta fuerza esta aplicada a $0.60 H$, medido desde el fondo del río.

3.9. Factores de Carga y Combinaciones de Carga

3.9.1. Estados Límites

Estado Límite de Resistencia.- Garantiza resistencia y estabilidad ante cargas estadísticamente significativas que el puente soporte en su vida útil.

- **Resistencia I:** Combinación de cargas básicas que se relaciona con el uso del puente por parte de vehículos normales, sin viento.

Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos.- Garantiza que la estructura soporte una inundación o sismo significativo, u otros problemas como choques de embarcaciones o vehículos.

- **Evento Extremo I:** Combinación de cargas que incluye sismos.



3.9.2. Factores de Carga y Combinaciones de Carga

De acuerdo a la AASHTO la sollicitación mayorada total se tomará como $Q = \sum \eta \gamma_i Q_i$ y tomando en cuenta el Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) se debe cumplir que:

$$\sum \eta \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Para cargas para las cuales un valor máximo de γ_i es apropiado:

$$\eta = \eta_D \eta_R \eta_i \geq 0.95$$

Para cargas para las cuales un valor mínimo de γ_i es apropiado:

$$\eta = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_i} \leq 1.0$$

Dónde:

- γ_i = factor de carga (ver tablas y)
- Φ = factor de resistencia
- η = factor de modificación de las cargas
- η_D = factor relacionado con la ductilidad
- η_R = factor relacionado con la redundancia
- η_i = factor relacionado con la importancia operativa
- Q_i = sollicitaciones de las cargas
- R_n = resistencia nominal
- R_r = resistencia mayorada = ϕR_n

3.9.2.1. Factor de Resistencia Φ . - De acuerdo a la AASHTO toma un valor de 0,50 aplicable a todas las combinaciones de cargas de resistencia, especificadas para TU, CR y SH que se usa al calcular sollicitaciones diferentes a los desplazamientos en el estado límite de resistencia.



3.9.2.2. Ductilidad.- Un puente debe garantizar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles antes de la falla en los estados límites de resistencia durante eventos extremos.

Para el estado límite de resistencia:

$$\eta_D \geq 1.05 \text{ para elementos y conexiones no dúctiles}$$

$$= 1.00 \text{ para diseños y detalles convencionales}$$

≥ 0.95 para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de lo requerido por las Especificaciones.

$$\eta_D = 1.00 \text{ para todos los demás estados límites}$$

3.9.2.3. Redundancia.- Los elementos y componentes cuya falla se anticipa no provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla no crítica y el sistema estructural asociado como sistema redundante [4].

Para el estado límite de resistencia:

$$\eta_R \geq 1.05 \text{ para elementos no redundantes}$$

$$= 1.00 \text{ para niveles convencionales de redundancia}$$

$$\geq 0.95 \text{ para niveles excepcionales de redundancia}$$

$$\eta_R = 1.00 \text{ para todos los demás estados límites}$$

3.9.2.4. Importancia Operativa.- Se aplica solamente a los estados límites de resistencia y a eventos extremos.

Para el estado límite de resistencia:

$$\eta_i \geq 1.05 \text{ para puentes importantes}$$

$$= 1.00 \text{ para puentes típicos}$$

$$\geq 0.95 \text{ para puentes de relativamente poca importancia}$$

$$\eta_i = 1.00 \text{ para todos los demás estados límites}$$



Tabla 12.-Combinaciones de Carga y Factores de Carga

Combinación de Carga	DC	LL	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar solo por una vez								
										DD	IM	CE	BR	PL	LS	EQ	IC	CT
Estado Limite																		
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-					
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-					

Fuente: AASHTO LRFD 2010

Tabla 13.-Factores de carga para carga permanente, γ_p

Tipo de Carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorio	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag): Pilotes, Método Tomlinson α Pilotes, Método λ Ejes perforados, Método O`Neill and Reese(1999)	1,40	0,25
	1,05	0,30
	1,25	0,35
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo ● Activo ● En reposo	1,50	0,90
	1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo ● Estabilidad global ● Muros de sostenimiento y estribos ● Estructura rígida enterrada ● Marcos rígidos ● Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares ● Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1,00	N/A
	1,35	1,00
	1,30	0,90
	1,35	0,90
	1,95	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Fuente: AASHTO LRFD 2010



Notas:

- El factor de carga para sobrecarga γ_{EQ} en la combinación de Evento Extremo I se deberá determinar en base a las características específicas de cada proyecto. En ediciones anteriores de AASHTO se usaba $\gamma_{EQ} = 0$, y aunque este tema no ha sido resuelto, se debería considerar la posibilidad de sobrecarga parcial con sismos, es decir $\gamma_{EQ} < 1.0$, siendo razonable $\gamma_{EQ} = 0.5$ para un amplio rango de valores de tráfico.[4]

- Los factores de carga γ_{TG} y γ_{SE} se deben adoptar en base a las características específicas de cada proyecto. γ_{TG} se puede tomar si no hay información: 0.0 en estados límites de resistencia y evento extremo, 1.0 [4].

3.9.3. Denominación de las Cargas

3.9.3.1. Cargas Permanentes:

DD = fricción negativa (downdrag)

DC = peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

DW = peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos

EH = empuje horizontal del suelo

ES = sobrecarga de suelo

EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno

3.9.3.2. Cargas Transitorias:

BR = fuerza de frenado de los vehículos

CE = fuerza centrífuga de los vehículos

CR = fluencia lenta

CT = fuerza de colisión de un vehículo

CV = fuerza de colisión de una embarcación

EQ = sismo

FR = fricción

IC = carga de hielo

IM = incremento por carga vehicular dinámica

LL = sobrecarga vehicular

LS = sobrecarga de la carga viva

PL = sobrecarga peatonal

SE = asentamiento

SH = contracción

TG = gradiente de temperatura

TU = temperatura uniforme



WA = carga hidráulica y presión del flujo de agua

WL = viento sobre la sobrecarga

WS = viento sobre la estructura

3.10. Análisis de Estabilidad

3.10.1. Análisis de Estabilidad en Estribos

La estabilidad de los estribos está en función del peso específico y de las dimensiones del mismo, y se lo calcula mediante el método de factor de carga. Este análisis consiste en la revisión por volteo, deslizamiento y capacidad de carga detallados a continuación.

3.10.1.1. Revisión por Volteo.- Se deben calcular los momentos de volteo y resistentes en la punta de la zapata, siendo los momentos de volteo los que tienden a volcar el estribo hacia delante y los momentos resistentes contrarrestan este efecto.

3.10.1.1.1. Factor de seguridad al volteo (FS_v).- Para garantizar que las dimensiones de estribo son adecuadas, este factor debe ser mayor o igual a 1.5 para suelos granulares y mayor o igual a 2 para suelos cohesivos.

$$FS_v = \frac{\sum M_R}{\sum M_o} \geq 1.5 \text{ ó } 2.0$$

$$FS_v = \frac{M_v + \sum M_r}{P_a \cos \alpha \frac{H'}{3}} \geq 1.5 \text{ ó } 2.0$$

Dónde:

- $\sum M_R$ = sumatoria de los momentos de las fuerzas que tienden a voltear el muro respecto al punto C
- $\sum M_o$ =sumatoria de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volteo respecto al punto C
- M_v = momento de la componente vertical de fuerza activa
- $\sum M_r$ = momentos resistentes del peso del suelo y del concreto



a) Momento de Volteo ΣM_o

$$\sum M_o = P_a \cos \alpha \frac{H'}{3}$$

Dónde:

P_a = Fuerza activa

b) Momentos Resistentes ΣM_r

- Momento de la componente vertical de fuerza activa (P_v) respecto a C

$$M_v = P_v B = P_a \sin \alpha B$$

Dónde:

- P_v = componente vertical de fuerza activa
- B = ancho de la losa de base
- Momentos resistentes del peso del suelo y del concreto M_r

Se los puede obtener utilizando el procedimiento de la siguiente tabla.

Tabla 14.-Procedimiento para el cálculo de M_r

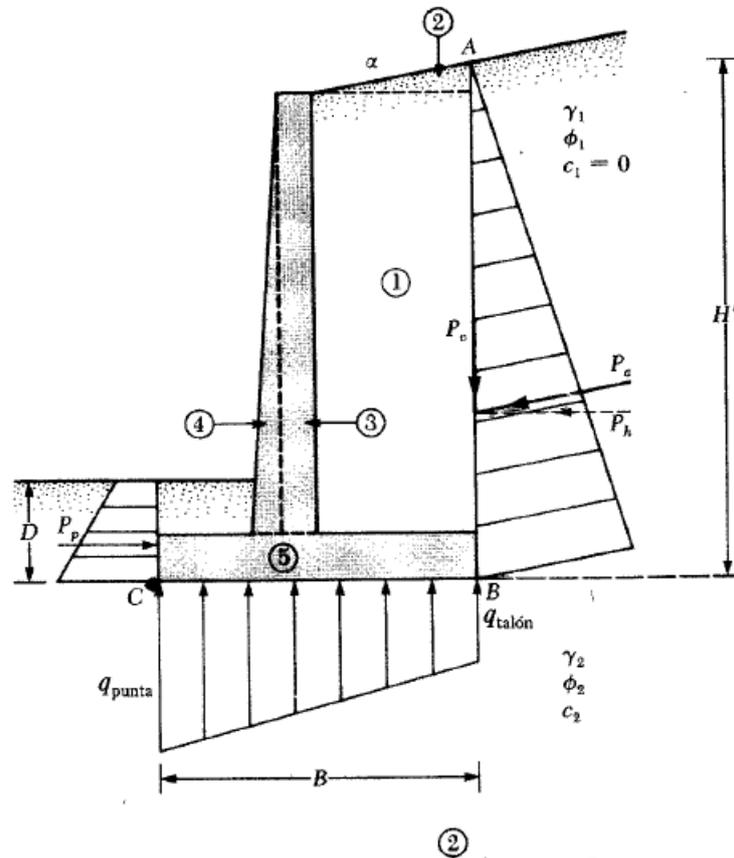
Sección (1)	Área (2)	Peso/ unidad de longitud de muro (3)	Brazo de momento medido desde C (4)	Momento respecto a C (5)
1	A1	$W1 = \gamma_1 \times A1$	X1	M1
2	A2	$W2 = \gamma_2 \times A2$	X2	M2
3	A3	$W3 = \gamma_c \times A3$	X3	M3
4	A4	$W4 = \gamma_c \times A4$	X4	M4
5	A5	$W5 = \gamma_c \times A5$	X5	M5
6	A6	$W6 = \gamma_c \times A6$	X6	M6
		P_v	B	M_v
		ΣV		ΣM_r

Nota: γ_1 y γ_2 = peso específico del relleno

γ_c = peso específico del concreto

Fuente: Principio de Ingeniería de Cimentaciones Braja M. Das

Figura 21.-Revisión del volteo, se supone que es válida la presión de Rankine



Fuente: Principio de Ingeniería de Cimentaciones Braja M. Das

3.10.1.2. Revisión por Deslizamiento a lo largo de la base. La fuerza que puede producir el deslizamiento son la componente horizontal del empuje activo, las fuerzas de frenado, la sobrecarga y el empuje sísmico activo, siendo el rozamiento entre la base del muro y el terreno de cimentación, el empuje pasivo y la componente vertical del empuje activo las fuerzas resistentes.

3.10.1.2.1. Factor de seguridad al deslizamiento (FS_d).- Para garantizar que no se va a producir deslizamiento en el estribo el factor debe ser mayor o igual a 1.5 para suelos granulares y mayor o igual a 2.0 para suelos cohesivos.

$$FS_d = \frac{\sum Fr}{\sum Fd} \geq 1.5 \text{ ó } 2.0$$



Dónde:

- ΣFr = sumatoria de las fuerzas horizontales resistentes
- ΣFd = sumatoria de las fuerzas horizontales de empuje

a) Fuerzas Horizontales Resistentes

Resistencia al cortante del suelo debajo de la losa de base

$$s = \sigma \tan \delta + c_a$$

Dónde:

- δ = ángulo de fricción entre el suelo y la losa de la base
- c_a = adhesión entre el suelo y la losa de base

Fuerza resistente máxima del suelo por unidad de longitud del muro a lo largo del fondo de la losa de base

$$R' = s(\text{area de la seccion transversal}) = B \sigma \tan \delta + B c_a = \left(\sum V \right) \tan \delta + B c$$

Dónde:

- ΣV = suma de las fuerzas verticales
- B = longitud de la base de la losa

Fuerza pasiva

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_p + 2cH \sqrt{k_p}$$

Donde:

- γ = peso específico del suelo en frente del talos y bajo la losa de base
- K_p = coeficiente de presión pasiva de Rankine = $\tan^2(45 + \phi_2/2)$
- c_2, ϕ_2 = cohesión y ángulo de fricción del suelo, respectivamente

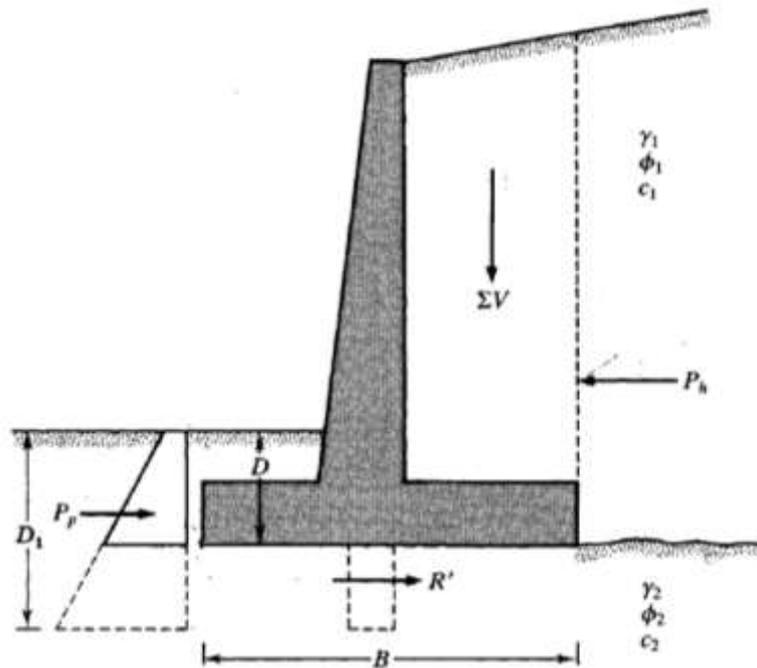
$$E_{PE} = 1/2 \gamma H^2 (1 - k_v) k_{PE} \times 10^{-9}$$

b) Fuerzas Horizontales de Empuje.-

- Componente horizontal de la fuerza activa P_a

$$\sum F_d = P_a \cos \alpha$$

Figura 22.-Revisión por deslizamiento a lo largo de la base



. Fuente: Principio de Ingeniería de Cimentaciones Braja M. Das

3.10.1.3. Revisión por capacidad de carga.- Aquí se comparan los esfuerzos generados en el material de cimentación con la capacidad de carga admisible (q_a), la cual depende de la forma en que las cargas se transmitan a la cimentación y del grado de rigidez del estribo.

Siendo

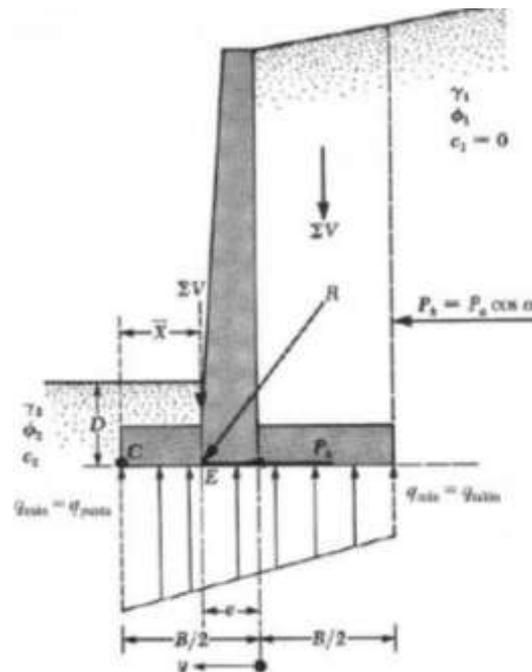
$$q_a = \frac{q_d}{FS}$$



Dónde:

- q_d = capacidad de la carga máxima neta
- FS= factor de seguridad comprendido entre 2.5 y 3.0

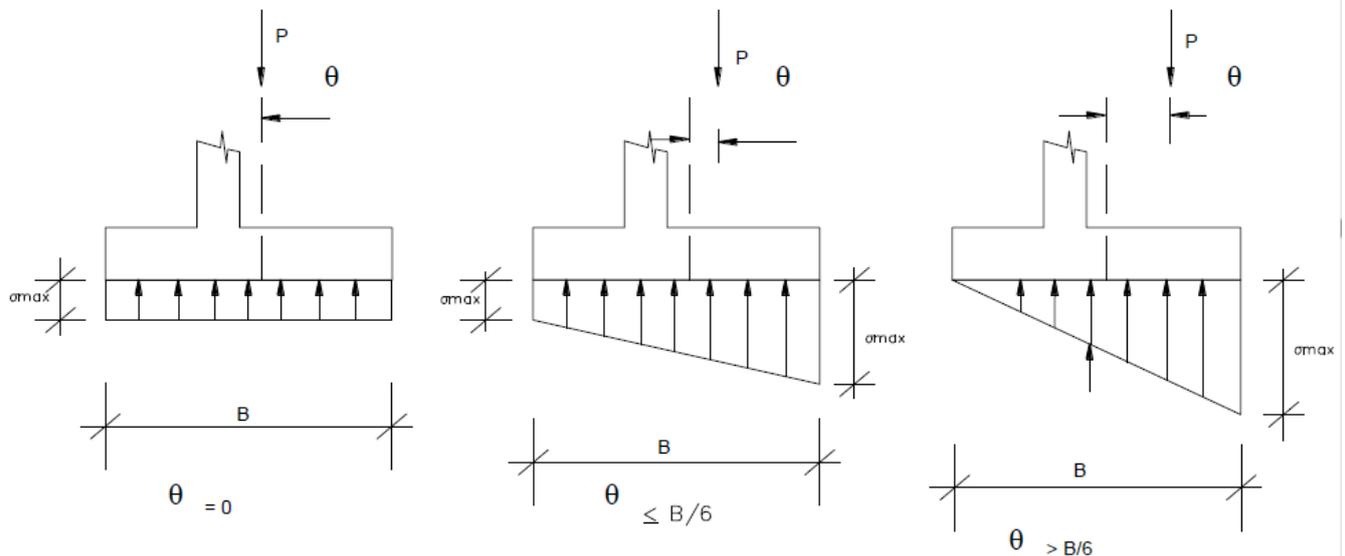
Figura 23.-Revisión de falla por capacidad de carga



Fuente: Principio de Ingeniería de Cimentaciones Braja M. Das

La capacidad de carga admisible se considerara uniforme si la carga aplicada coincide en el centroide de la base del cimiento, de no ser así la distribución de la presión del suelo variará como se muestra en la siguiente figura.

Figura 24.-Distribución de presiones en el suelo de cimentación



Fuente: Repositorio de la Universidad de Oriente – UNIVO (San Miguel, El Salvador, Centro América)- Capitulo IV “Análisis Estructural de Subestructuras para Puentes según Normas AASHTO”

3.10.2. Análisis de Estabilidad en Pilas

Consiste en garantizar que las pilas sean capaces de soportar el peso de la superestructura, el volteo en los extremos inferiores de la base, el deslizamiento en la base y el aplastamiento del material de fundación.

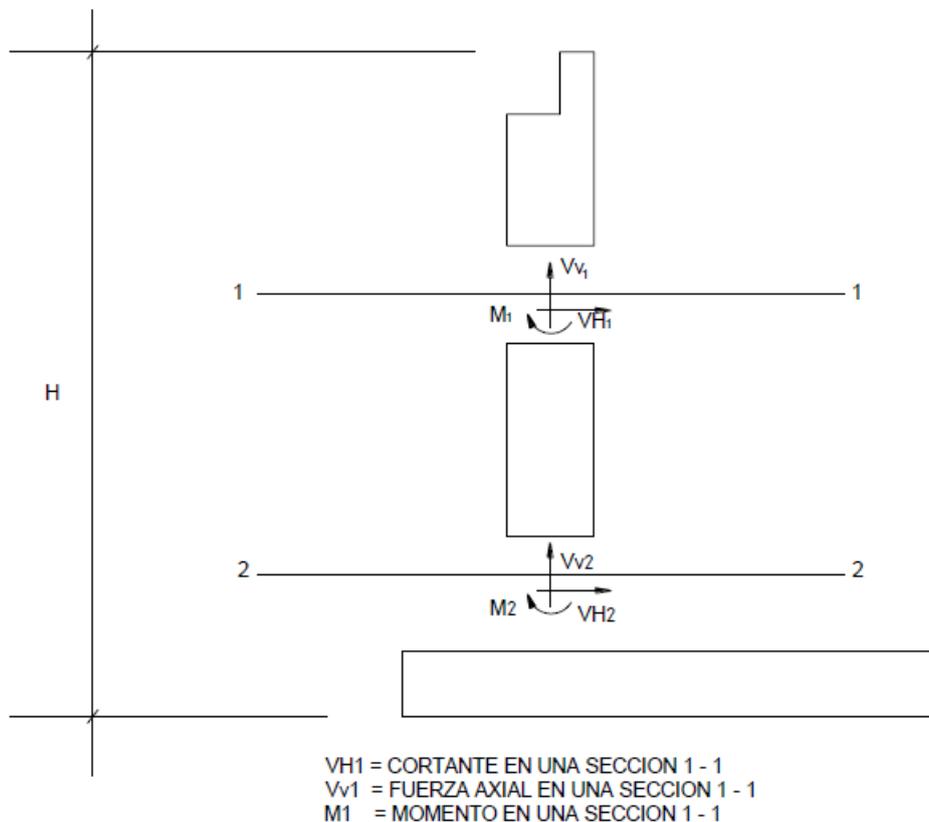
El análisis de la estabilidad de pilas se lo puede hacer de manera similar al de estribos tomando en cuenta lo siguiente:

- No se considera el empuje activo de tierras.
- Se considerara el efecto de la presión hidráulica ascendente en la pila.
- Si la velocidad de la corriente de agua es considerable es necesario considerar el efecto de la presión del flujo, pues se pueden producir momentos de volteo y efectos de deslizamiento en la base de la pila.

3.11. Diseño estructural

El análisis estructural consiste en el cálculo de momento, cortante y fuerza axial debidas a las acciones internas que se producen en la estructura, las acciones internas máximas se dan en las secciones críticas de la estructura. En el cuerpo y aletones de un muro, las secciones críticas para cortante y momento se ubican tal como se puede observar en la siguiente figura :

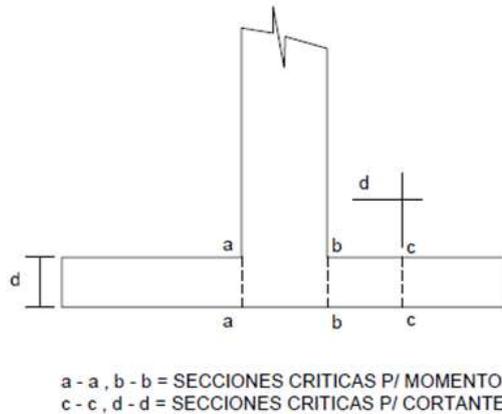
Figura 25.-Momento cortante y fuerza axial en las secciones críticas en la pantalla



Fuente: Repositorio de la Universidad de Oriente – UNIVO (San Miguel, El Salvador, Centro América)- Capitulo IV “Análisis Estructural de Subestructuras para Puentes según Normas AASHTO”

Las sección crítica para cortante, se encuentra a una distancia “d” (d=peralte de la zapata) y para momento como se puede observar en la figura 26.

Figura 26.-Secciones críticas para cortante y momento en la zapata



Fuente: Repositorio de la Universidad de Oriente – UNIVO (San Miguel, El Salvador, Centro América)- Capitulo IV “Análisis Estructural de Subestructuras para Puentes según Normas AASHTO”

3.11.1. Cimentaciones con Zapatas

3.11.1.1. Cargas y Reacciones

Se considerara a la zapata bajo la accion de fuerzas verticales debidas a las cargas impuestas hacia abajo y a una distribucion de presiones hacia arriba, distribuidas sobre el area de la zapata, se debe tomar en cuenta la excentricidad de la fuerza resultante. Para el caso de pilotes bajo las zapatas, la reaccion de la cimentacion se considerara como cargas aplicadas en los centros de los pilotes, en el de tal manera que cada pilote transmita una parte de la carga total de la zapata.

3.11.1.2 Momentos

Secciones Criticas.- Debido a la flexión la sección crítica será el plano vertical que pasa por la cara del muro. Para cimentaciones de muros de mampostería, la sección crítica estará en el lado medio entre el extremo y la línea media del muro.



3.11.1.3 Cortantes

Secciones Críticas.- La resistencia al cortante será la mayor de las siguientes condiciones [1]:

- a) Para acciones en una dirección, una sección determinada en un plano que comprende todo el ancho de análisis y ubicada a una distancia d desde la cara del muro, o desde cualquier cambio brusco en el espesor de la losa de
- b) Para acciones en dos direcciones, una sección perpendicular al plano de la zapata y con un perímetro situado al menos a $d/2$ del perímetro del área de la reacción o la carga concentrada, o de cualquier cambio brusco en el espesor de la losa.

3.11.1.4 Zapatas sobre Pilotes Excavados

El cortante en la sección crítica será calculado considerando[1] :

- La reacción total de todo pilote excavado cuyo centro está a $dp/2$ (la mitad de su diámetro) alejado de la sección crítica.
- No se tendrán en cuenta los elementos cuyos centros están a $dp/2$ dentro de la sección crítica.
- Para posiciones intermedias se considerara una parte de la reacción del elemento, considerando que la reacción tiene una distribución uniforme en toda la superficie del pilote.

3.11.1.5. Anclaje del Refuerzo

Serán consideradas las longitudes de anclaje del refuerzo de acuerdo a los principios de diseño en concreto armado. Se asumirán las secciones críticas definidas para los momentos y todos los planos verticales donde se tengan cambios de dimensiones de la sección o en el refuerzo. [1]

3.11.1.6. Transferencia de Fuerzas en la Base de la Columna [1]

Todas las fuerzas y momentos aplicados en la base de la columna o el pilar serán transferidos a la parte superior de la zapata mediante la acción conjunta del concreto y el refuerzo.

Las fuerzas laterales serán transferidas a la zapata de acuerdo a los mecanismos de corte y por tanto estarán diseñadas para una adecuada transferencia del cortante de la columna.



Las presiones sobre el concreto en la superficie de contacto no excederán la resistencia a la compresión especificada del concreto.

El refuerzo en la interfase entre zapata y el elemento cimentado será proporcionado extendiendo el refuerzo longitudinal principal dentro de la zapata o mediante elementos de refuerzo adicional, dimensionado y detallado de tal forma que satisfaga los siguientes requisitos:

- Transferir todas las fuerzas que exceden la resistencia correspondiente del concreto en el elemento cimentado o la cimentación.
- Si se consideran condiciones de carga con levantamiento del elemento, la fuerza total de tracción será resistida por el refuerzo.

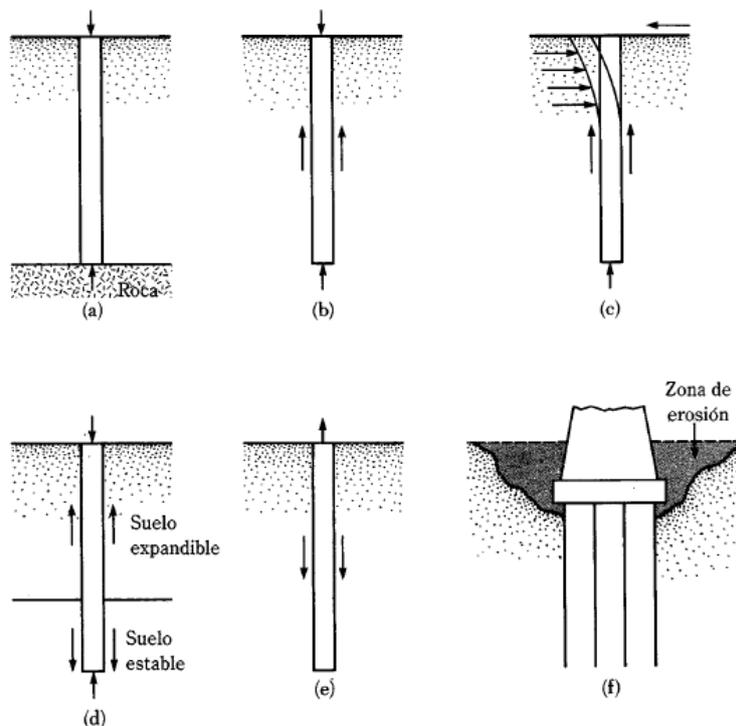
3.11.2. Pilotes

Los pilotes son elementos estructurales para realizar una cimentación profunda, considerando como cimentación profunda a aquella que se encuentra a una profundidad mayor a 8 veces su diámetro o ancho, se hincan en el terreno o se construyen directamente en una abertura realizada en el suelo, se distingue de cimentaciones superficiales por la profundidad de incrustación que permite trasladar las cargas hasta un estrato resistente del suelo esto cuando no se puede realizar otro tipo de cimentación debido a razones técnicas, geométricas o económicas.

3.11.2.1. Condiciones que requieren cimentaciones con pilotes

- Estratos superiores del suelo altamente compresibles y muy débiles.- Para soportar la carga transmitida, se deben usar pilotes para transmitir la carga a una capa dura, como se puede ver en la figura 27-a, pero si la profundidad de esta capa es muy extensa se usan los pilotes para transmitir la carga estructural gradualmente al suelo.
- Presencia de fuerzas horizontales.- Como se puede observar en la figura 5, las cimentaciones con pilotes resisten por flexión además de soportar la carga vertical (ver figura 27-c).
- En suelos expansivos y colapsables que se extienden a gran profundidad.- Como se puede observar en la figura 27-d.

Figura 27.-Condiciones para el uso de cimentaciones con pilotes



Fuente: "Principios de Ingeniería de Cimentaciones" de Braja M. Das.

- En cimentaciones sometidas a fuerzas de levantamiento se usan pilotes para contrarrestar esta fuerza (ver figura 27-e).
- Se construye sobre pilotes los estribos y pilas de puentes para evitar la posible pérdida de capacidad de carga que tendrá la cimentación superficial debido a la erosión del suelo (ver figura 27-f).

3.11.2.2. Tipos de Cimentaciones Profundas

Las cimentaciones profundas pueden ser cualquiera de los siguientes tipos:

- Pilote aislado.
- Grupo de Pilotes
- Zonas Pilotadas
- Micropilotes

Para el puente Pna1 se empleo la cimentacion denominada grupo de pilotes ya que trabajan conjuntamente debido a su cercania o a que estan unidos por elementos estructurales que los vuelven rigidos.

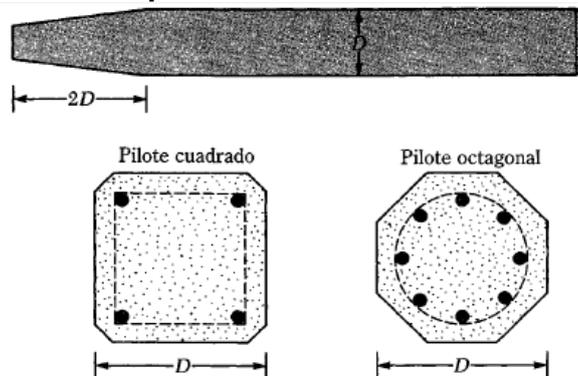
3.11.2.3. Tipos de Pilotes

Se utilizan diferentes tipos de pilotes de acuerdo a los requerimientos de cada obra y dependiendo del tipo de carga por soporte, de acuerdo al nivel freático y a las condiciones del subsuelo. Los pilotes pueden ser:

- a) acero
- b) madera
- c) concreto
- d) pilotes compuestos.

3.11.2.3.1. Pilotes de Concreto - Pilotes Prefabricados.- Tienen una sección transversal cuadrada u octagonal y su refuerzo esta dado para que soporte el momento flexionante producido en su transporte y manipulación. Estos tipos de pilotes son presforzados mediante cables de acero de alta resistencia, cuya resistencia es de aproximadamente 1800 mN/m^2 . Los cables se pretensan durante el vertido de concreto alrededor de los mismos, una vez realizado el curado se recortan los cables lo cual produce una fuerza de compresión en la sección del pilote.

Figura 28.-Pilotes prefabricados con refuerzo ordinario

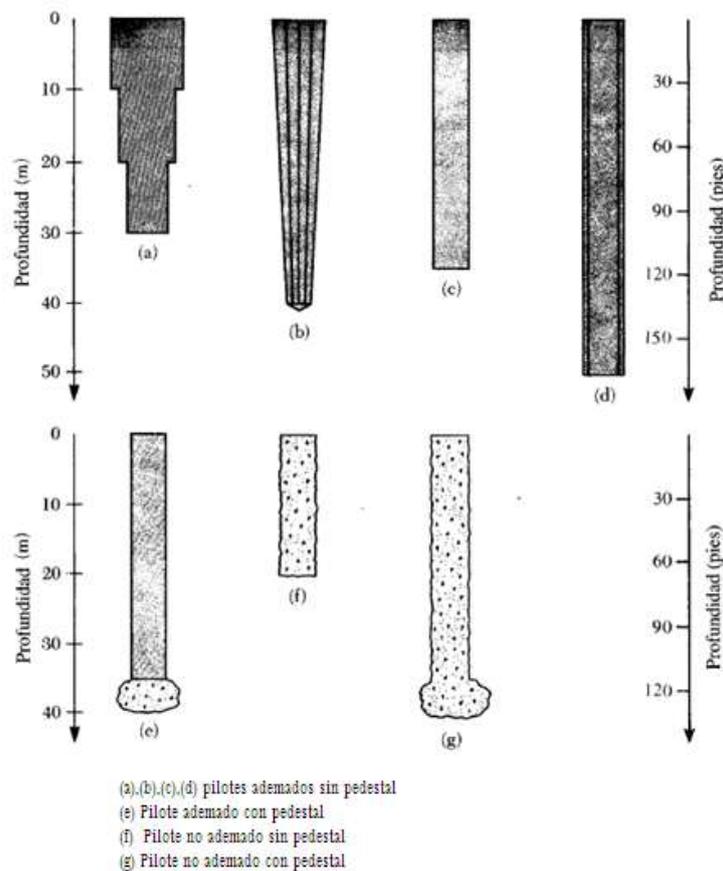


Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones" de Braja M. Das.

- **Pilotes Colocados In situ.-** Este tipo de pilotes se los construye perforando un orificio en el terreno y se llena con concreto, hay dos tipos ademados y no ademados.

a) Pilotes Ademados.- Se los realiza hincando un tubo de acero utilizando un mandril y una vez que se llega a la profundidad requerida se vacía el concreto en el tubo retirando el mandril antes.

Figura 29.-Pilotes de Concreto colados In Situ



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones" de Braja M. Das.

b) Pilotes no ademados.- Se los realiza hincando el tubo a la profundidad deseada y llenándolos de concreto fresco, para luego retirar el tubo gradualmente.



Las cargas admisibles para pilotes de concreto colados in situ se las puede obtener de las siguientes ecuaciones:

Pilotes Revestidos:

$$Q_{adm} = A_s f_s + A_c f_c$$

Dónde:

- A_s = área de la sección transversal de acero
- A_c = área de la sección transversal de concreto
- f_s = esfuerzo admisible de acero
- f_c = esfuerzo admisible de concreto

Pilotes no Ademados:

$$Q_{adm} = A_c f_c$$

Dónde:

- A_c = área de la sección transversal de concreto
- f_c = esfuerzo admisible de concreto

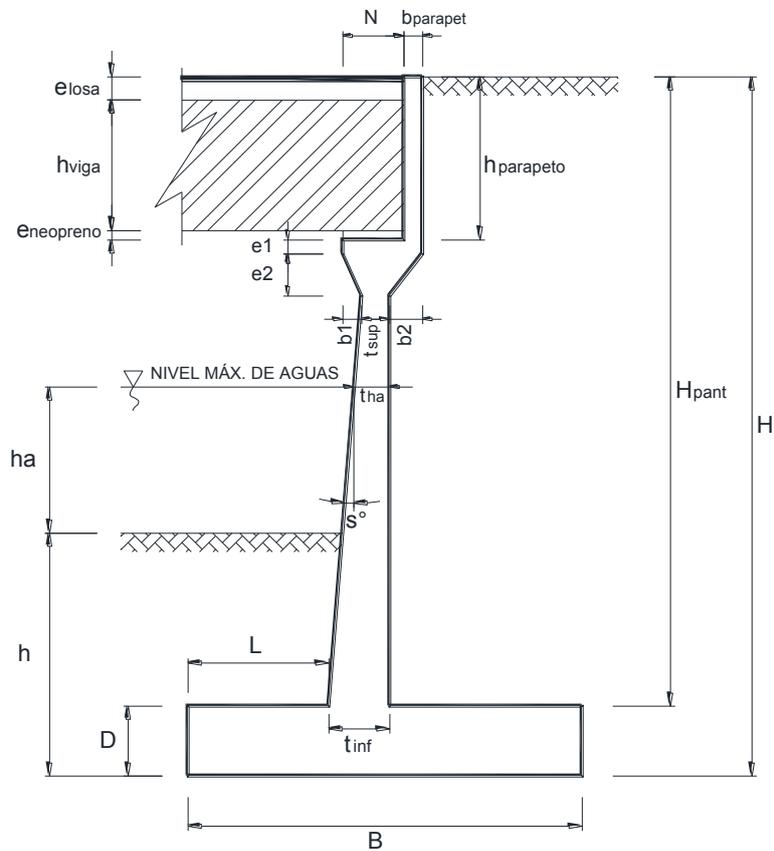
4. RESULTADOS

4.1 Memoria Técnica

4.1.1. DISEÑO DE ESTRIBO Y PILAS

1. PREDIMENSIONAMIENTO

De acuerdo a los requerimientos de diseño para la ubicación de los pilotes se tomaron los siguientes valores.



1 ESQUEMA DE DIMENSIONES DEL ESTRIBO



DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
H	12.00 m	12.00 m	Dato
H	3.40 m	3.40 m	Dato
B=0.6H	7.20 m	7.20 m	Criterio
D=0.1H	1.20 m	1.40 m	Criterio
t _{sup}	0.80 m	0.80 m	Valor mínimo
t _{inf} =0.1H	1.20 m	1.20 m	Criterio
L=B/3	2.40 m	2.50 m	Criterio
e _{losa}	0.20 m	0.20 m	Dato
h _{viga}	1.95 m	1.95 m	Dato
e _{neopreno}	0.05 m	0.05 m	Dato
h _{parapeto}	2.20 m	2.20 m	e _{losa} +h _{viga} +e _{neopreno}
b _{parapeto}	0.25 m	0.25 m	Asumido
e ₁	0.40 m	0.40 m	Asumido
e ₂	0.50 m	0.50 m	Asumido
DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
b ₁	0.15 m	0.15 m	Asumido
b ₂	0.15 m	0.15 m	Asumido
s°	3.05°	3.05°	Calculado
N _{mínimo}	0.27 m	--	Según Norma MTC
N	0.90 m	0.90 m	Calculado
h _a	4.00 m	4.00 m	Dato
t _{ha}	0.88 m	0.88 m	Calculado
H _{pant}	10.60 m	10.60 m	Calculado

2. DEFINICION DE CARGAS:

2.1. DATOS PREVIOS

- Y_{CONCRETO}= Densidad del concreto normal , en Ton/m³
- Y_m= Densidad del material de relleno, en Ton/m³
- Φ= Angulo de fricción interna
- A= Coeficiente de aceleración sísmica (0.3 obtenida de la figura ...)
- % IMPACTO

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10} \leq 30 \%$$

- q= Sobrecarga vehicular (0.6 Y_m), en Ton/m

2.2. REACCIONES DEBIDA A:

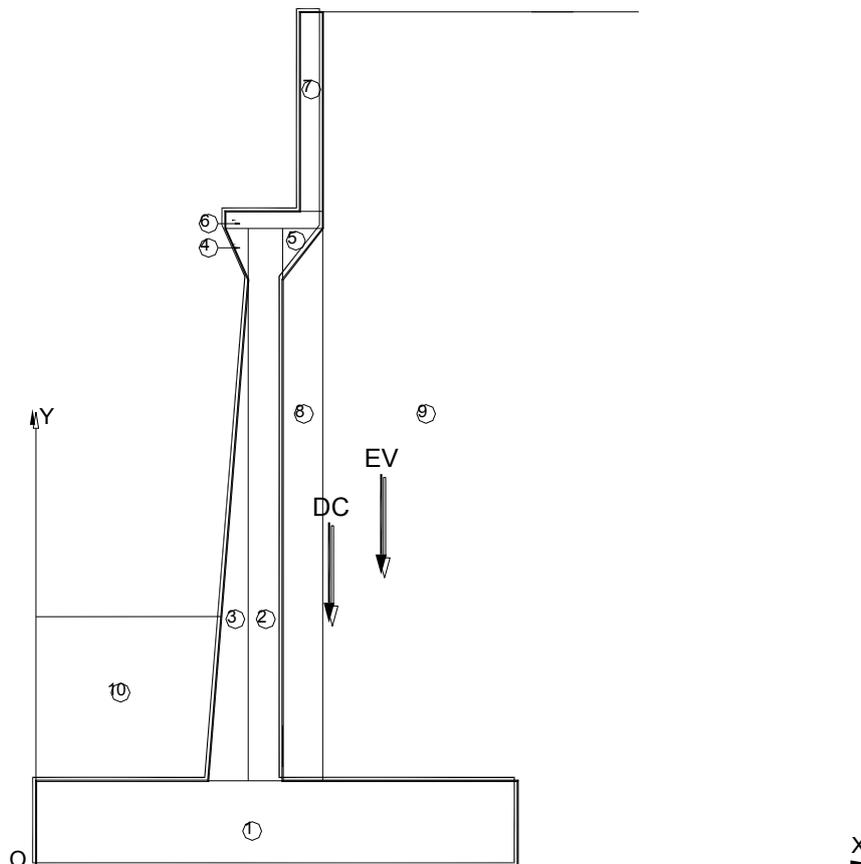
- R(DC)= Reacción de la carga muerta de la superestructura sobre el estribo, en Ton/m



- $R(LL)$ = Reacción de la carga viva de la superestructura sobre el estribo, en Ton/m.

2.3. PESO PROPIO DEL ESTRIBO (DC) Y DEL SUELO (EV)

Se calculó el peso del muro por metro lineal para facilitar los cálculos, lo mismo se hizo con el suelo, y después se encontró el centro de acción del suelo y del muro con respecto a la base.

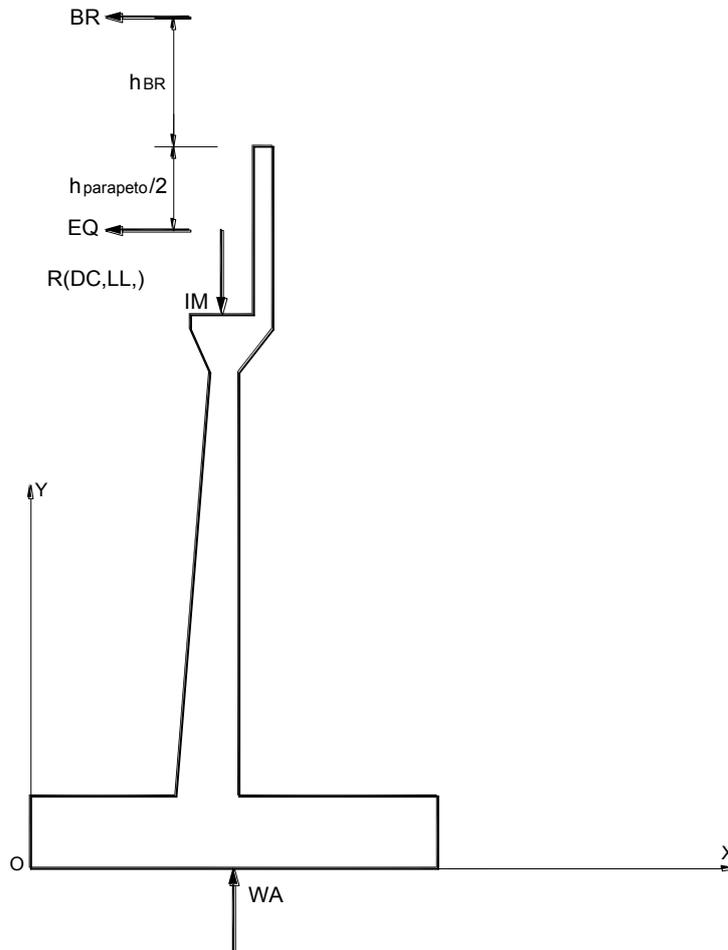


2 ESQUEMA PARA CÁLCULO DEL PESO PROPIO Y RELLENO



2.4. PESO PROPIO PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DC)

Se calcula la reacción de la carga muerta y peso propio de la superestructura por metro lineal. (ver figura 3)



3 REACCIONES DE LAS CARGA MUERTA Y VIVA DE LA SUPERESTRUCTURA

2.5. PRESION ESTATICA DEL SUELO (EH Y EV)

2.5.1. EMPUJE ESTATICO

Para el análisis de este caso se determinó el coeficiente de presión activa (K_a) mediante Coulomb, con $i=0$ y $\beta=90$ y $\delta=2\phi/3$:



$$k_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2\beta \cos(\beta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - i)}{\cos(\beta + \delta)\cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

$$k_a = 0.2973$$

Dónde:

- $\delta = 20^\circ$
- $i = 0^\circ$
- $\beta = 90^\circ$
- $\phi = 30^\circ$

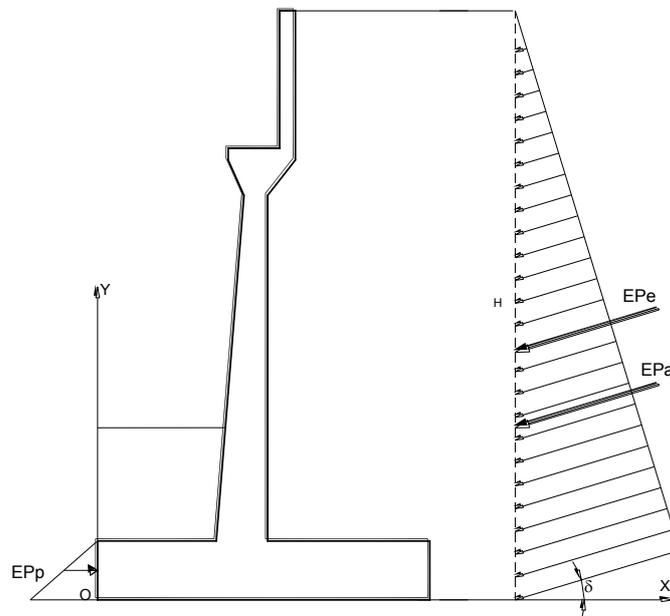
El empuje de tierras activo se determinó mediante:

$$E_{Pa} = \frac{1}{2} \gamma m H^2 k_a$$

Descomponiendo:

$$E_{HPa} = E_{Pa} \cos(\delta)$$

$$E_{VPa} = E_{Pa} \sin(\delta)$$



4 EMPUJES APLICADOS AL ESTRIBO



2.5.2. EMPUJE DINAMICO

Para el análisis de este caso se determinó el coeficiente de empuje activo sísmico (k_{AE}) mediante Mononobe Okabe, con $i = 0$ y $\beta = 90$ y $\delta = 2\phi/3$:

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta)} \times \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta)\cos(i - \beta)}} \right]^{-2}$$

$$k_{AE} = 0.4228$$

Dónde:

- $\gamma_m = 1.9 \text{ Ton/m}^3$
- $H =$ altura del terreno retenida por el muro, en m.
- $\theta = \arctan(kh / (1 - kv)) = 9.51^\circ$
- $\delta = 20^\circ$
- $kh =$ coeficiente de aceleración horizontal ($Kh = A/2 = 0.15$)
- $A = 0.3$
- $kv =$ coeficiente de aceleración vertical ($Kv = 0.7 * Kh = 0.105$)
- $i = 0^\circ$
- $\beta = 0^\circ$

El empuje activo sísmico se determinó mediante:

$$E_{PE} = \frac{1}{2} \gamma_m H^2 (1 - k_v) k_{AE}$$

El incremento de empuje por sismo:

$$\Delta_{PE} = E_{Pa} - E_{PE}$$

Empuje estático (E_{Pa}), este caso se aplicara a una altura igual a $H/3$ desde la base del estribo.

Empuje dinámico adicional (Δ_{PE}) este caso se aplicara a una altura igual $0.6H$.

Con estos datos se calculó la resultante del empuje E_{PE} :

$$\bar{z} = \frac{(0.6H)(\Delta E_{PE}) + \frac{H}{3} E_{Pa}}{E_{PE}}$$

- $\bar{z} =$ localización de la resultante medida desde el fondo del muro.



2.6. CARGA VIVA PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA

Se calculó la reacción de la carga viva de la superestructura por metro lineal.
(ver figura 3)

2.6.1. CARGA DE IMPACTO (IM)

Se determinó mediante la siguiente expresión:

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10} \leq 30 \%$$

$$I = 0.19 = 20 \%$$

Dónde:

- I: Factor de impacto
- L: 40 m.

Este valor se multiplica por la carga viva proveniente de la superestructura.

2.6.2. FACTOR DE FRENADO (BR)

En este caso se utilizó el 5% de la carga viva de la superestructura aplicada a 1.8 m sobre la superestructura.

- HBR= altura sobre la calzada igual a 1.8m

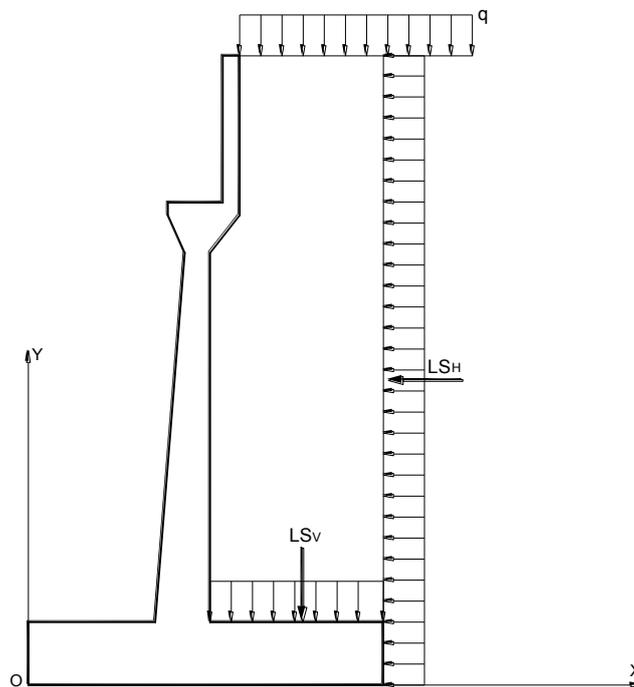


2.6.3. SOBRECARGA SUPERFICIAL DE RELLENO (LS)

Se utilizó el 60% del material de relleno, y luego se calculó el efecto sobre la pantalla (LSH) y sobre el talón (LSV).

$$LS_H = 0.6 \gamma H K_a$$

$$LS_V = 0.6 \gamma (\text{LONGITUD DE TALON})$$



5 SOBRECARGA SUPERFICIAL



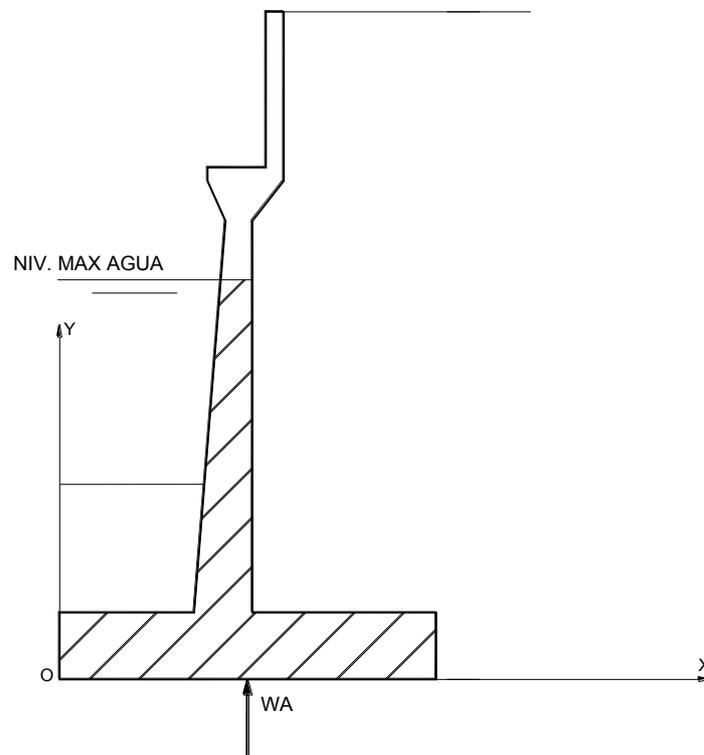
2.6.4. SUBPRESION DE AGUA (WA)

En este caso se determinó el empuje del agua hacia arriba, con el nivel de agua máxima.

$$WA = -(AREA\ HASTA\ HIVEL\ MAXIMO) \gamma_{AGUA}$$

Dónde:

- γ_{AGUA} = Densidad del agua



6 SUBPRESION DE AGUA



2.7. FUERZA SISIMICA (EQ DEL ESTRIBO)

En este caso se utilizó la fórmula de la cortante basal obtenida del código ecuatoriano. La cual representa un porcentaje del peso propio del estribo, este porcentaje se calcula teniendo en cuenta el lugar de construcción, tipo de suelo, factor de penalización en planta y elevación, tipo de estructura y su importancia.

$$\%V = \frac{Z I C}{R \phi_p \phi_e}$$

Dónde:

- V= Fuerza inercial por peso propio.
- Z= Factor de zona sísmica.
Z=0.3 ver tabla 6
- I= Factor de importancia.
I=1.5 ver tabla 7
- C= Factor de geología y suelo.
- R= Factor de reducción de respuesta estructural.
R=10 ver tabla 11
- ϕ_p = Factor penalización en planta. ($\phi_p = 1$)
- ϕ_e = Factor de penalización en elevación. ($\phi_e = 1$)

El factor de geología y suelo “C” depende de las características el suelo y del periodo de la estructura, se determina por la siguiente expresión:

$$C = \frac{1.25 S^S}{T}$$

Dónde:

- S= coeficiente de lugar
S= (suelo intermedio) 1.2 ver tabla 8
- T= periodo de vibración de la estructura

El Método para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse, de manera aproximada, mediante la expresión:

$$T = C_t h t^\alpha$$



Dónde:

- h_t = altura máxima de la edificación, medida desde la base de la estructura, en m.

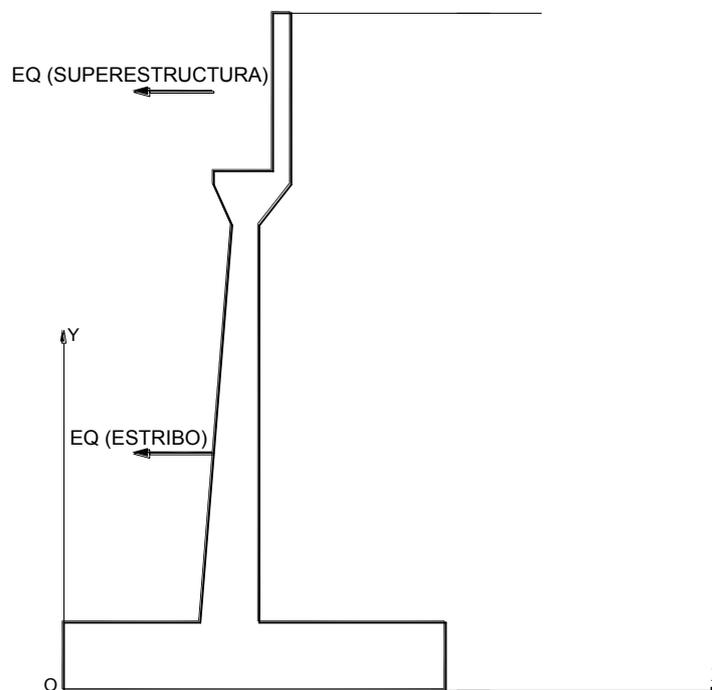
Para pórticos especiales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural, $C_t = 0.08$ y $\alpha = 0.75$.

$$EQ = \%V * W$$

Dónde:

- W = peso de la estructura

El punto de aplicación de la cortante basal será en su centro de gravedad.



7 FUERZA SISMICA EN LA SUBESTRUCTURA Y SUPERESTRUCTURA

2.8. FUERZA SISMICA (EQ SUPERESTRUCTURA)

Se utilizó el mismo porcentaje del caso anterior multiplicado por el peso propio de la superestructura.

$$EQ = \%V DC$$



2.9. EMPUJE PASIVO (EP)

Para el análisis de este caso se determinó el coeficiente de presión pasiva (K_p) mediante Rankine, con $\alpha=0$ y $\theta=0$:

$$k_p = \frac{1 + \text{sen}(\phi)}{1 - \text{sen}(\phi)}$$

$$k_p = 3$$

El empuje de tierras activo se determinó mediante:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma m h^2 k_p$$

Este caso se aplicara a una altura igual a $h/3$ desde la base del estribo, (ver figura 4).

2.10. COMBINACION DE CARGAS:

2.10.1. Estado Límite de Resistencia.- Garantiza resistencia y estabilidad ante cargas estadísticamente significativas que el puente soporte en su vida útil.

- **Resistencia I:** Combinación de cargas básicas que se relaciona con el uso del puente por parte de vehículos normales, sin viento.

ESTADO	DC	DW	EH	EV	LL	IM	WA	EQ	n
					BR	PL			
RESISTENCIA 1	0.90	0.65	1.50	1.35	1.75		1.00	0.00	1.05
RESISTENCIA 1	0.90	1.50	1.50	1.35	1.75		1.00	0.00	1.05
RESISTENCIA 1	1.25	0.65	1.50	1.35	1.75		1.00	0.00	1.05
RESISTENCIA 1	1.25	1.50	1.50	1.35	1.75		1.00	0.00	1.05



2.10.2. Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos.- Garantiza que la estructura soporte una inundación o sismo significativo, u otros problemas como choques de embarcaciones o vehículos.

- **Evento Extremo I:** Combinación de cargas que incluye sismos.

ESTADO	DC	DW	EH	EV	LL	IM	WA	EQ	n
					BR	PL			
<i>EV. EXTREMO 1</i>	0.90	0.65	1.50	1.35	0.5	1.00	1.00	1.00	1.00
<i>EV. EXTREMO 1</i>	0.90	1.50	1.50	1.35	0.5	1.00	1.00	1.00	1.00
<i>EV. EXTREMO 1</i>	1.25	0.65	1.50	1.35	0.5	1.00	1.00	1.00	1.00
<i>EV. EXTREMO 1</i>	1.25	1.50	1.50	1.35	0.5	1.00	1.00	1.00	1.00

3. VERIFICACION DE ESTABILIDAD:

3.1. DATOS PREVIOS:

- F.S.D=(FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO NORMALMENTE SE TOMA 1.5)
- F.S.V=(FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO NORMALMENTE SE TOMA 2)
- $\mu = \tan(\delta)$ (COEFICIENTE DE FRICCION ENTRE MURO Y SUELO)

3.2. FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANTES FACTORADOS:

Se multiplico cada fuerza horizontal por su respectivo factor y después se calculó el momento de cada fuerza con respecto al punto O. Se realizó todas las combinaciones para los diferentes estados.

3.3. FUERZAS Y MOMENTOS RESISTENTES FACTORADOS:

Se multiplico cada fuerza vertical por su respectivo factor y después se calculó el momento de cada fuerza con respecto al punto O. Se realizó todas las combinaciones para los diferentes estados.



3.4. ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO:

Se calculó el F.S de cada combinación, y se comprobó si es mayor a 1.5

$$F.S.D = \frac{(n\sum F_v) \mu}{n\sum F_h}$$

Dónde:

- $(n\sum F_h)$ = SUMATORIA DE FUERZAS ACTUANTES FACTORADAS
- c = SUMATORIA DE FUERZAS RESISTENTES FACTORADAS

En este caso los valores obtenidos son menores a 1.5, pero se considera que el estribo está sujeto al suelo por los pilotes los cuales ayudan a contrarrestar al deslizamiento.

3.5. ESTABILIDAD AL VOLTEO

Se calculó el F.S de cada combinación, y se comprobó si es mayor a 2.

$$F.S.D = \frac{(n\sum M_r)}{n\sum M_a}$$

Dónde:

- $(n\sum M_a)$ = SUMATORIA DE MOMENTOS ACTUANTES FACTORADOS
- $(n\sum M_r)$ = SUMATORIA DE MOMENTOS RESISTENTES FACTORADOS

3.6. FATIGA

Para el cálculo de los esfuerzos producidos sobre el suelo se utiliza la siguiente expresión para cada una de las combinaciones:

$$\frac{q_{max}}{q_{min}} = \frac{(n\sum F_v)}{B} \pm \frac{6(n\sum F_v)e}{B^2}$$

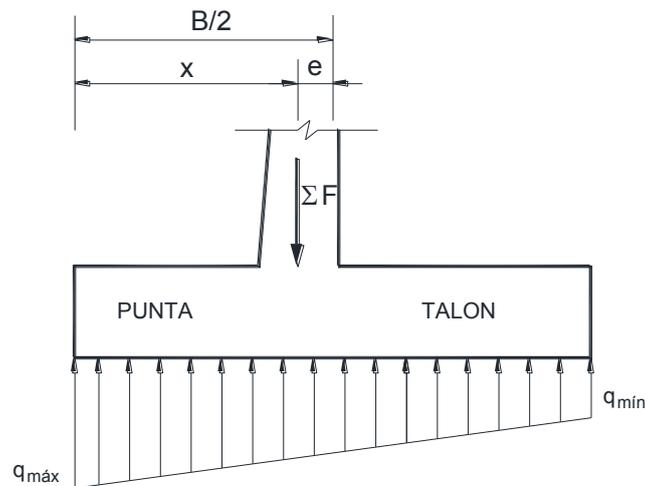
Siempre y cuando

$$e \leq \frac{B}{6}$$



Dónde:

- B = Ancho de la zapata
- e = distancia desde el centro de la zapata al punto de aplicación de la fuerza concentrada
- $n\sum F_v$ = Sumatoria de fuerzas verticales factoradas.



8 ESFUERZOS PRODUCIDOS SOBRE EL SUELO

En este caso la capacidad portante del suelo es menor que los esfuerzos producidos sobre el suelo, por lo tanto los esfuerzos van a ser transmitido por los pilotes hacia el estrato en el cual se encuentran apoyados.

3.7. PILOTAJE

Siguiendo las recomendaciones del estudio de suelos “para todos los apoyos una capacidad de carga admisible de 1033kN en condiciones estáticas y de 1550 kN en condiciones dinámicas. Para los estribos y pilas 2 y 3, se considerarían pilotes de 25 m de longitud y para la pila 1 (pila izquierda), se considerarían pilotes de al menos 22 m” [11]

Por lo tanto se divide el peso total del elemento sin mayorar las cargas para la carga admisible del pilote, en el caso más desfavorable sería el de condiciones estáticas.

Se comprueba que el centro de gravedad del grupo de pilotes coincida con el centro de acción del efecto de los esfuerzos producidos sobre el suelo, de tal manera que se eviten momentos. Se usó un pilote de 45x45 cm.

Y después se analizó la eficiencia del grupo de pilotes, siguiendo las recomendaciones de la AASHTO 2004 sección 10.7.3.10.2:

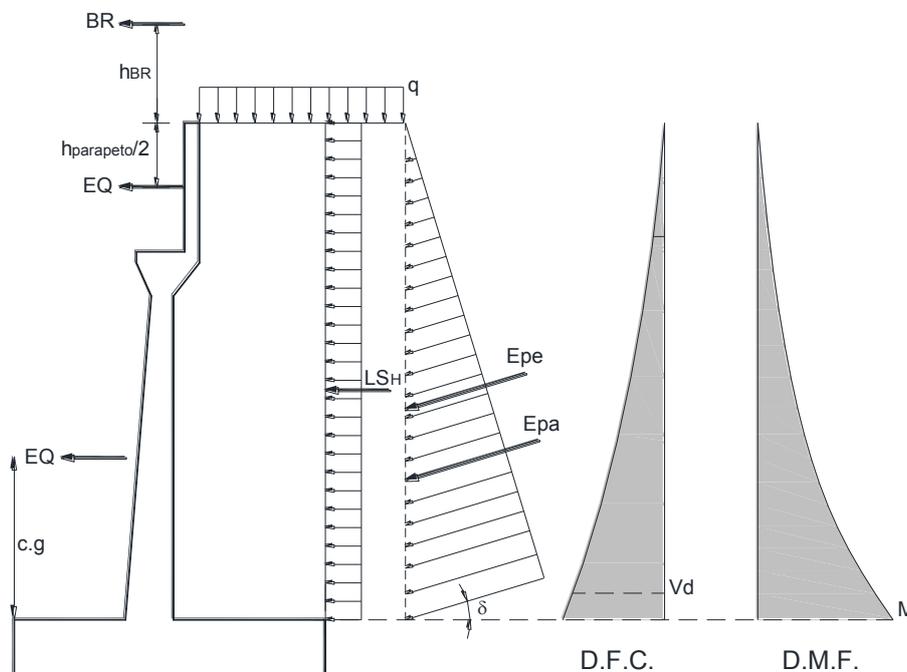
- $\eta = 0.65$ cuando la separación de los centros es igual $2.5 D$ (D = ancho del pilote).
- $\eta = 1.00$ cuando la separación de los centros es igual $6 D$.
- Para casos intermedios interpolar.

En total se escogió 80 pilotes por los diferentes análisis presentados en la memoria.

4. ANALISIS ESTRUCTURAL

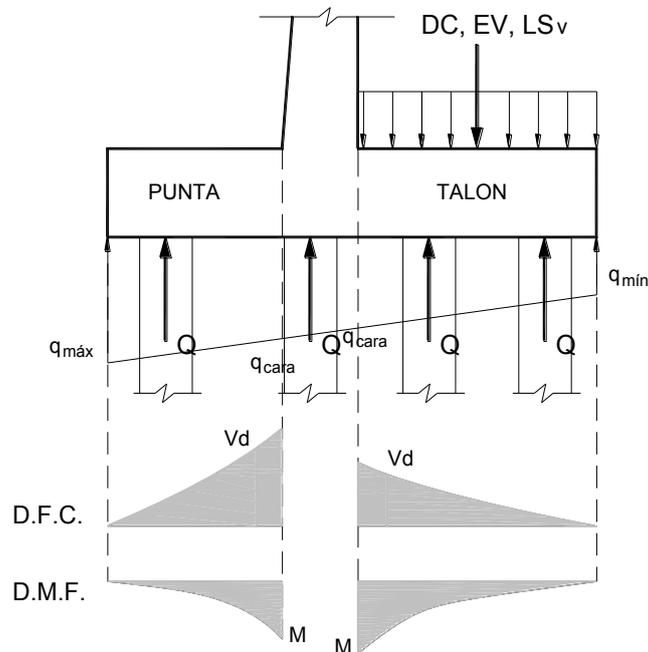
4.1. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO DE DISEÑO (EN LA BASE DE LA PANTALLA)

Se calculó la cortante y momentos a una distancia d de la base de la pantalla para cada combinación.



9 CORTANTE Y MOMENTO EN LA PANTALLA

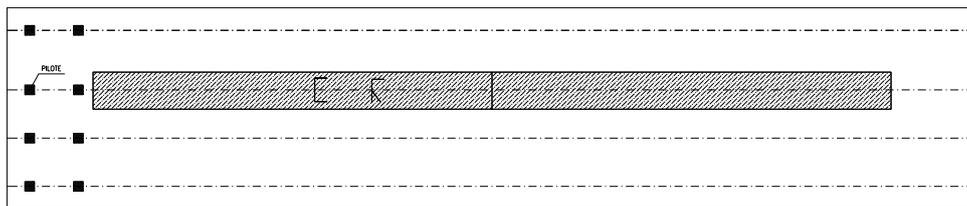
4.4. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN EL TALON DE LA ZAPATA



11 CORTANTE Y MOMENTO EN LA ZAPATA

Se calculó la cortante en ambas direcciones, en la dirección corta :

$$Vu = 8 \frac{W(MAYORADA)}{\#pil}$$



12 ESQUEMA DE PILOTES ACTUANTES EN LA DIRECCION CORTA



En la dirección larga:

$$Vu = 40 \frac{W(MAYORADA)}{\#pil}$$



13 ESQUEMA DE PILOTES ACTUANTES EN LA DIRECCION LARGA

Dónde:

- W= peso total del elemento más las cargas viva y muerta de la superestructura
- #pil= número total de pilotes

Solo se calculó el momento con respecto al eje x, ya que en la otra dirección existía un momento bajo por las dimensiones de la zapata.

Se calculó el momento por metro lineal con respecto al punto crítico del talón.

$$Mu = \frac{W(MAYORADA)}{\#pil}(x1 + x2)$$

4.5. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA PUNTA

Es el mismo proceso anterior.

4.6. HINCADO DE PILOTES

Para el proceso de hincado de los pilotes, se debe realizar con un pilote de prueba marcándolo con pintura una regla de control de la profundidad de hincado, y así será monitoreado detenidamente con un registro del número de golpes para determinar la capacidad portante del pilote.

Para poder determinar la capacidad portante del pilote es necesario establecer el número de golpes últimos por pulgada donde se produce el rechazo.



En nuestro caso vamos a suponer, según el libro de Braja M Das Principios de ingeniería de cimentaciones pag 642 los pilotes van a ser hincados por un martillo 11B3 (MKT).

Se utilizó la formula ENR modificada:

$$Q_u = \frac{E W_R h}{\left(\frac{1}{N}\right) + 0.1} \frac{W_R + n^2 W_p}{W_R + W_p}$$

Dónde:

- El peso del pilote más capuchón:
 $W_p = 30 * 0.45 * 0.45 * 2400 = 14580 \text{ Kg} = 32.076 \text{ Klb}$
- Energía nominal : $19.2 \text{ Klb} - \text{pies} = H_E = W_R h$
- Peso del martinete: $W_R = 5 \text{ Klb}$
- Eficiencia del martillo: $E = 0.85$
- Coeficiente de restitución: $n = 0.4 - 0.5$ valores usuales para pilotes de concreto sin capuchón, se tomó $n = 0.5$
- Numero de golpes: $N = 12 - 14$ valores usuales para pilotes de concreto, se tomó $N = 14$

$$Q_u = \left[\frac{0.85 * (19.2 * 12)}{\frac{1}{14} + 0.1} \right] \left[\frac{5 + (0.5^2) * 32.076}{5 + 32.076} \right]$$

$$Q_u = 182.3 \text{ ton}$$

Utilizando un FS=3:

$$Q_{adm} = \frac{182.3}{3} = 60.78 \text{ Tn}$$

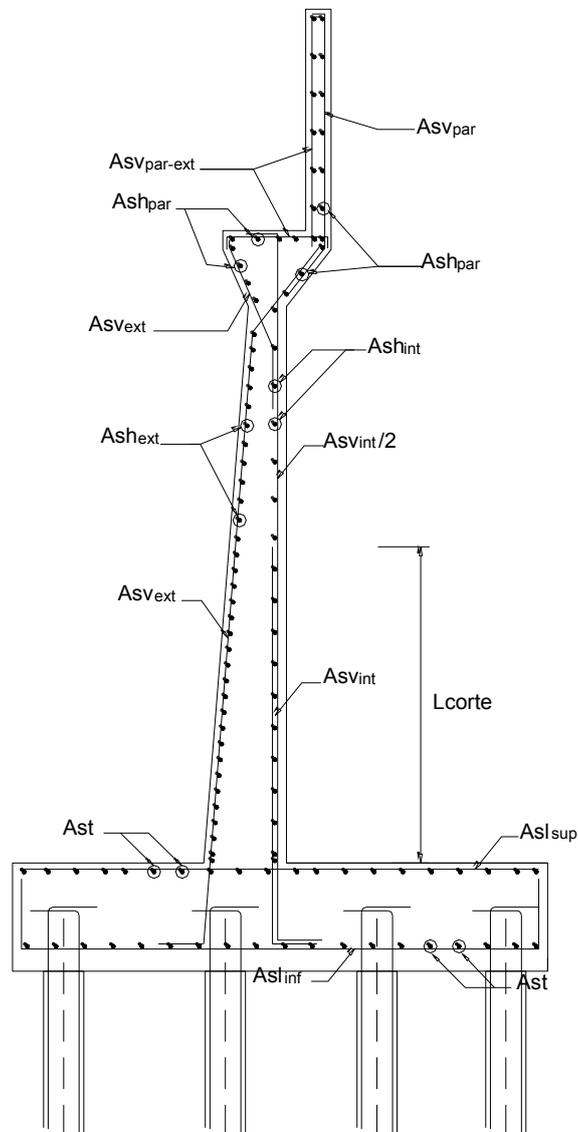
En caso de que la capacidad portante del pilote sea menor que la carga sobre cada pilote, se recomienda usar una mayor cantidad de pilotes hasta que esta sea mayor o igual.



5. DISEÑO ESTRUCTURAL

5.1. DATOS

- $f'c$ = resistencia del concreto (240 Kg/cm²)
- f_y = características del acero (4200 Kg/cm²)
- $r(\text{pantalla})$ = recubrimiento del acero en la pantalla, en m
- $r(\text{zapata})$ = recubrimiento del acero en la zapata, en m
- $\phi(\text{flexión})$ = factor de resistencia del concreto en flexión (0.9)
- $\phi(\text{corte})$ = factor de resistencia del concreto en corte (0.85)



14 UBICACION DEL ACERO



5.2. DISEÑO DE LA PANTALLA

5.2.1. VERIFICACION DE LA CORTANTE

Es preferible que la cortante sea absorbido por el concreto, se comprueba que V_u sea menor que ϕV_c , caso contrario se aumenta el espesor de la pantalla.

$$\phi V_c = 0.85 (0.53 \sqrt{f'c} bw d)$$

Dónde:

- bw = ancho losa (generalmente se toma por metro lineal)
- d = alto losa – r (pantalla)

5.2.2. DISEÑO DE FLEXION A RESISTENCIA ÚLTIMA

Para el cálculo del acero vertical se usó el momento mayor de las combinaciones, se usaron las siguientes expresiones:

$$R_u = \frac{M_u}{\phi b w d^2}$$

$$\rho = \frac{0.85 f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * R_u}{f'c}} \right)$$

$$A_s = \rho * bw * d$$

Dónde:

- M_u = momento máximo de las combinaciones, en Ton-m.
- bw = ancho de la losa (generalmente se toma por metro lineal), en m.
- d = alto de la losa – r (pant), en m.
- ρ = cuantía necesaria de acero

En caso de que la cuantía saliera menor que:

$$\rho_{min} = 0.002$$

$$A_s = 0.002 bw h$$

Dónde:

- h = alto de la losa



Siguiendo las recomendaciones del ACI 318S-11

$$Asvint = \frac{2 * 0.002 bw d}{3}$$

$$Asvext = \frac{1 0.002 bw d}{3}$$

Dónde:

- Asvint= acero vertical interior
- Asvext= acero vertical exterior

Como los requerimientos de acero son diferentes a lo largo de la pantalla, se calculó en qué punto el momento es igual al 0.5Mmax (ver figura...), y se determinó la cantidad de acero necesaria siguiendo el proceso anterior, teniendo como resultado:

$$\frac{1}{2} As(\text{cantidad de acero para el } M_{max})$$

Para el acero horizontal (acero de contracción y temperatura) se sigue las recomendaciones del ACI-11 sección 14.3.

5.3. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA BASE DEL PARAPETO

Se verifico el cortante, y se calculó el acero vertical igual que el proceso anterior.

5.4. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN EL TALON Y PUNTA DE LA ZAPATA

5.4.1. VERIFICACION DEL CORTANTE

Se sigue el mismo proceso, pero usando el ancho total de la zapata.



5.4.2. DISEÑO DE FLEXION

Para el cálculo del acero longitudinal se usaron las siguientes expresiones:

$$Ru = \frac{Mu}{\phi bw d^2}$$

$$\rho = \frac{0.85 f'c}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 Ru}{f'c}}\right)$$

$$As = \rho bw d$$

Dónde:

- Mu = momento con respecto al punto crítico, en Ton-m.
- bw = ancho de la losa (generalmente se toma por metro lineal), en m.
- d = alto de la losa – r (pant), en m.
- ρ = cuantía necesaria de acero

En caso de que la cuantía saliera menor que:

$$\rho_{min} = 0.0018$$

$$As = 0.0018 * bw * h$$

Dónde:

- h = alto de la losa

Siguiendo las recomendaciones del ACI 318S-11

$$As_{linf} = \frac{2 \cdot 0.0018 \cdot bw \cdot d}{3}$$

$$As_{lsup} = \frac{1 \cdot 0.0018 \cdot bw \cdot d}{3}$$

Dónde:

- As_{linf} = acero longitudinal inferior
- As_{lsup} = acero longitudinal superior



Para el acero transversal (acero de contracción y temperatura) se sigue las recomendaciones del ACI-11 sección 14.3.

5.5. PUNZONAMIENTO POR CABEZAS DE PILOTES

5.5.1 VERIFICACION DEL PUNZONAMIENTO LOCAL

Es preferible que el cortante sea absorbido por el concreto, se comprueba que V_u sea menor que ϕV_c , caso contrario se aumenta el espesor de la zapata.

El punzonamiento se produce a una distancia d de la cara del elemento por lo tanto:

$$b_o = (\text{lado pilote} + d) 4$$

$$\phi V_c = 0.85 (1.1 \sqrt{f'_c} b_o d)$$

Dónde:

- $d =$ alto losa – r (zapata)

5.5.2. VERIFICACION DEL PUNZONAMIENTO EN GENERAL

Se comprueba que V_u sea menor que:

$$\phi V_c = 0.85 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$\phi V_c = 0.85 (1.1 \sqrt{f'_c} b_o d)$$

Dónde:

- $\lambda = 1$ para hormigón de peso normal
- $b_o = (\text{lado largo pantalla} + d) 2 + (\text{lado corto pantalla} + d) 2$
- $\beta_c = \text{lado corto/lado largo}$
- $d =$ alto losa – r (zapata), en m.

5.6. CALCULO DE ACERO PARA LOS PILOTES:

A través de estudios técnicos y de resultados experimentales se ha demostrado que el suelo en que se hinca un pilote lo confina lateralmente en toda su longitud. Por lo tanto, el pilote trabaja como columna corta y son aplicables las formulas deducidas para este tipo de miembros estructurales (libro de CRESPO VILLALAZ):



Para pilotes de concreto:

$$R_p = \frac{0.85 f'c A_c + f_y A_s}{C_s}$$

Dónde:

- R_p = Carga axial permisible o de trabajo, en Ton.
- A_c =Área de concreto de la sección transversal del pilote, en cm^2 .
- A_s =Área transversal de las varillas longitudinales de refuerzo del pilote, en cm^2 .
- C_s =Coeficiente de seguridad de 3

Siguiendo las recomendaciones de la AASHTO 2004 sección 5.13.4.6.2c para los pilotes prefabricados de hormigón armado la armadura longitudinal no se debe tomar menos de una cuantía del 1%, se deberá tomar una longitud de confinamiento no menor a 600mm o 1.5 diámetros con la separación de los estribos no mayor de 75 mm, y en el resto usar una separación máxima de 225 mm.

Siguiendo las recomendaciones se escogió:

- $\rho=2\%$
- longitud de confinamiento de 1 m.
- recubrimiento del pilote de 5cm (recomendación AASHTO 2004 tabla 5.12.3-1)
- La separación de los estribos en la longitud de confinamiento se tomó de 5-10 cm
- Para el resto se tomó de 12.5-25 cm
- La longitud de los empalmes se tomó de 1 m.

Longitudes de desarrollo:

- Desarrollo de barras corrugadas a tracción se siguió las recomendaciones del ACI-11 sección 12.2.
Para barras $\phi 20mm$ o menores se emplea:

$$l_d = \frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{6,6 \lambda \sqrt{f'c}} d_b$$



Para barras $\phi 22\text{mm}$ y mayores se emplea:

$$ld = \frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{5,3 \lambda \sqrt{f'c}} d_b$$

Dónde:

$\lambda=1$, para hormigones normales

$\Psi_e = 1$, barras no recubiertas con pintura

$\Psi_t = 1.3$, si hay hormigón por debajo de la carga en una altura $\geq 30\text{cm}$

d_b = diámetro de la varilla

Las ecuaciones serán aplicables cuando el espaciamiento libre entre barras es no menor a d_b y el recubrimiento libre es no menor a d_b .

- Desarrollo de barras corrugadas a compresión, se siguió las recomendaciones del ACI-11 sección 12.3.

Debe tomarse el mayor valor de:

$$ld_c = \frac{0,075 f_y d_b}{\lambda \sqrt{f'c}}$$

ó

$$0,0045 f_y d_b$$

- Ganchos ACI-11 sección 12.5.

$$ld_h = \frac{\Psi_e f_y d_b}{\lambda \sqrt{f'c}}$$

Dónde:

$\lambda=1$, para hormigones normales

$\Psi_e = 1$, barras no recubiertas con pintura

d_b = diámetro de la varilla



4.2 Memoria Numérica

ANÁLISIS DE ESTRIBOS Y PILAS DEL PUENTE PNA1 DEL PROYECTO CONTROL DE INUNDACIONES NARANJAL.

DESCRIPCIÓN:

SISTEMA ESTRUCTURAL:

Sub-estructura

Estribos: Muros en voladizo de hormigón armado

Pilas: Tipo pared o muros de hormigón armado

Cimentación: Profunda construida con pilotes hincados prefabricados de concreto

4.2.1. CALCULOS DEL ESTRIBO:

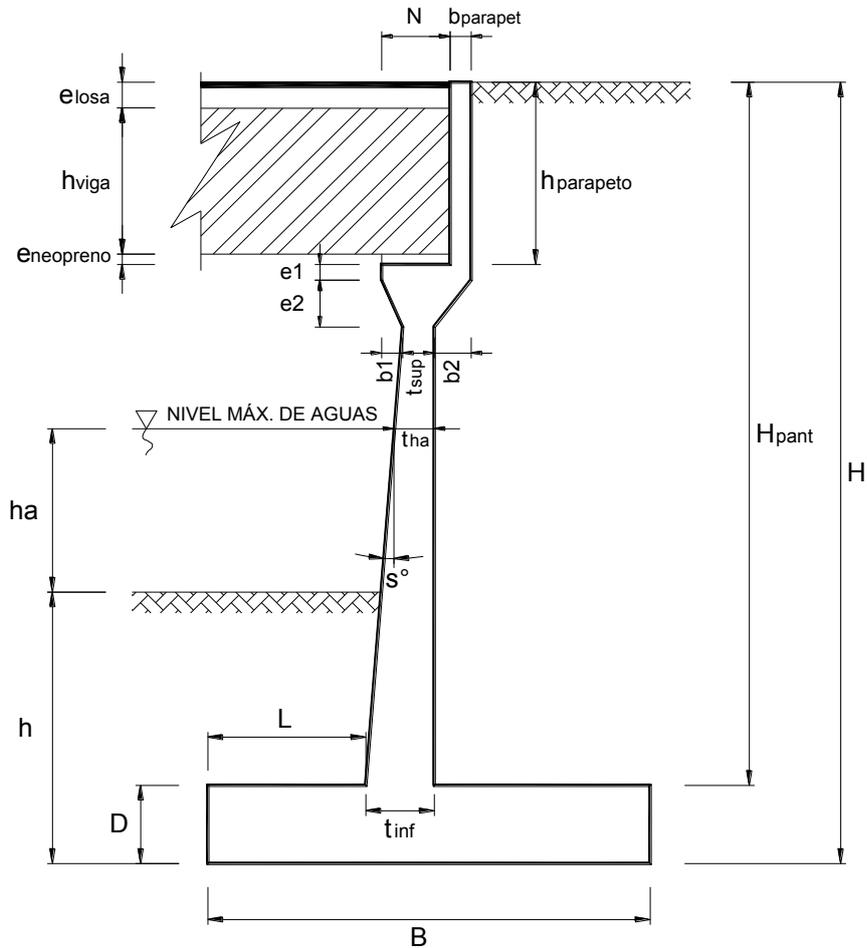
1.- DATOS DEL ESTRIBO

DESCRIPCION:	ESTRIBO TÍPICO
LONGITUD:	40,00 m
ANCHO TOTAL:	23,30 m (Ancho de vía + veredas)



2.- DIMENSIONAMIENTO DEL ESTRIBO

2.1. GRÁFICO DE PREDIMENSIONAMIENTO DEL ESTRIBO



2.2. DIMENSIONES

ZAPATA:

ANCHO: 7,20 m
LARGO: 29,90 m
ALTO: 1,40 m

PANTALLA:

ANCHO: VARIABLE
LARGO: 24,60 m
ALTO: 10,60 m

TIERRA INTERIOR:

ANCHO: 3,50 m
LARGO: 24,60 m
ALTO: 10,60 m



	DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
	H	12,00 m	12,00 m	Dato
	H	3,40 m	3,40 m	Dato
(1)	B=0.6H	7,20 m	7,20 m	Criterio
(1)	D=0.1H	1,20 m	1,40 m	Criterio
	T _{sup}	0,80 m	0,80 m	Valor mínimo
(1)	t _{inf} =0.1H	1,20 m	1,20 m	Criterio
(1)	L=B/3	2,40 m	2,50 m	Criterio
	E _{losa}	0,20 m	0,20 m	Dato
	H _{viga}	1,95 m	1,95 m	Dato
	E _{neopreno}	0,05 m	0,05 m	Dato
	H _{parapeto}	2,20 m	2,20 m	e _{losa} +h _{viga} +e _{neopreno}
	B _{parapeto}	0,25 m	0,25 m	Asumido
	e ₁	0,40 m	0,40 m	Asumido
	e ₂	0,50 m	0,50 m	Asumido
	DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
	b ₁	0,15 m	0,15 m	Asumido
	b ₂	0,20 m	0,20 m	Asumido
	s°	3,05°	3,05°	Calculado
(2)	N _{mínimo}	0,27 m	--	Según Norma MTC
	N	0,90 m	0,90 m	Calculado
	H _a	4,00 m	4,00 m	Dato
	T _{ha}	0,88 m	0,88 m	Calculado
	H _{pant}	10,60 m	10,60 m	Calculado



3. DEFINICION DE CARGAS

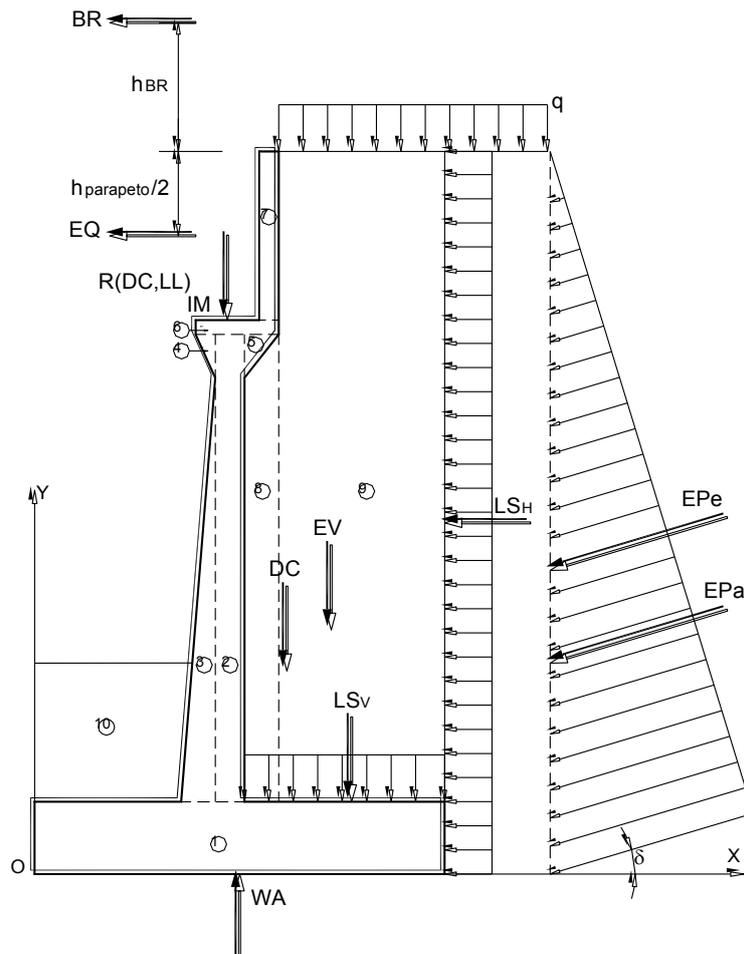
3.1. DATOS PREVIOS

γ_{concreto}	= 2,40 Ton/m ³
γ_m	= 1,90 Ton/m ³
ϕ	= 30°
(3) A	= 0,30
(4) % Impacto	= 20,00%
(5) q	= 1,14 Ton/m

Reacciones debido a:

R(DC)= 32,39 Ton

R(LL)= 12,43 Ton





3.2. PESO PROPIO (DC) Y DEL SUELO (EV):

CALCULO DE DC				
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
1	10,08	24,19	3,60	87,09
2	6,40	15,36	3,30	50,69
3	1,50	3,60	2,77	9,96
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
4	0,04	0,09	2,85	0,26
5	0,05	0,12	3,77	0,45
6	0,46	1,10	3,33	3,67
7	0,55	1,32	3,78	4,98
Σ	--	45,79	--	157,10
CALCULO DE EV				
Nº	VOL. (m3)	EV (Ton)	x (m)	EV*x (Ton*m)
8	1,55	2,95	3,80	11,19
9	34,98	66,46	5,55	368,86
10	7,00	13,30	1,75	23,28
Σ	--	69,41	--	403,33

$$DC = 45,79 \text{ Ton}$$

$$x = 3,43 \text{ m}$$

$$EV = 69,41 \text{ Ton}$$

$$x = 5,81 \text{ m}$$

3.3. PESO PROPIO PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DC):

$$DC = 32,39 \text{ Ton/m}$$

$$x = 3,20 \text{ m}$$

3.4. PRESION ESTATICA DEL SUELO (EH Y EV):

$$\delta = \phi * 2/3 = 20^\circ$$

$$\gamma_m = 1,90 \text{ g/cm}^3$$

$$^{(6)} K_a = 0,2973$$

$$k_h = A * 0,5 = 0,15$$

$$K_v = K_h * 0,5 = 0,105$$

$$\theta = 9,51^\circ$$

$$^{(7)} K_{ae} = 0,4228$$



Empuje estático:

Epa= 40,67 Ton
EHpa= 38,22 Ton
EVpa= 13,91 Ton
y= 4,00 m

x= 7,20 m

Empuje dinámico:

Epe= 51,77 Ton
EHpe= 48,65 Ton
EVpe= 17,71 Ton
 Δ Epe= 11,10 Ton

(8) y= 4,69 m
x= 7,20 m

3.5. CARGA VIVA PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (LL):

LL= 12,43 Ton/m
x= 3,20 m

3.6. CARGA DE IMPACTO (IM):

IM= 2,49 Ton/m
x= 3,20 m

3.7. FUERZA DE FRENADO Y ACELERACION (BR):

BR=5%LL= 0,62 Ton

(9) hBR= 1,80 m
y= 13,80 m

3.8. SOBRECARGA SUPERFICIAL Y DE TRAFICO (LS):

pH= 0,34 Ton/m
LSH= 4,07 Ton
y= 6,00 m

LSv= 3,99 Ton
x= 5,45 m

3.9. SUBPRESION DE AGUA (WA):

WA= -16,32 Ton
x= 3,60 m



3.10. FUERZA SISMICA (EQ ESTRIBO):

(10)	FACTORES DE GEOLOGIA Y SUELO	
	Z(zona)	0,3
	I(Importancia)	1,5
	S(Suelo intermedio)	1,2
	Ct(Tipo estructural)	0,08
	ht(Altura Edificacion)	10,60
(10)	FACTORES FUERZA INERCIAL	
	R(Respuesta estructural)	10
	$\emptyset p$ (Penalizacion en planta)	1
	$\emptyset e$ (Penalizacion en elevacion)	1

3.10.1. Factor de geología y suelo

(10)	T=	0,470
	Cmax=	3
	C =	3,000

3.10.2. Fuerza inercial por peso propio

V(%)=	13,5
% ASUMIDO=	13,5

Altura pantalla	10,60 m
Ancho pantalla prom	1,000 m
γ concreto=	2,40 Ton/m ³
Peso por metro	25,4 Ton

EQ =	3,43 Ton
y=	5,64 m

3.11. FUERZA SISMICA (EQ SUPERSTRUCTURA):

$$EQ = V\%DC = 4,37 \text{ Ton}$$

$$y = 10,90 \text{ m}$$



3.12. PRESION PASIVA

(11) $K_p = 3,00$
 $\gamma_m = 1,90 \text{ Ton/m}^3$
 $h = 1,4 \text{ m}$
Empuje
estático:
 $EP = 5,59 \text{ Ton}$
 $y = 0,47 \text{ m}$

3.13. COMBINACION DE CARGAS

ESTADO	DC	DW	EH	EV	LL BR PL LS	IM WA	EQ	n
RESISTENCIA 1	0,90	0,65	1,50	1,35	1,75	1,00	0,00	1,05
RESISTENCIA 1	0,90	1,50	1,50	1,35	1,75	1,00	0,00	1,05
RESISTENCIA 1	1,25	0,65	1,50	1,35	1,75	1,00	0,00	1,05
RESISTENCIA 1	1,25	1,50	1,50	1,35	1,75	1,00	0,00	1,05
EV. EXTREMO 1	0,90	0,65	1,50	1,35	0,5	1,00	1,00	1,00
EV. EXTREMO 1	0,90	1,50	1,50	1,35	0,5	1,00	1,00	1,00
EV. EXTREMO 1	1,25	0,65	1,50	1,35	0,5	1,00	1,00	1,00
EV. EXTREMO 1	1,25	1,50	1,50	1,35	0,5	1,00	1,00	1,00

4. VERIFICACION DE ESTABILIDAD

4.1. DATOS PREVIOS

F.S.D.= 1,50 $\mu = 0,36$
 F.S.V.= 2,00



4.2. FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANTES FACTORADOS

FUERZAS ACTUANTES (Ton)							
COMBINACIÓN	E _H	LS _H	BR	EQ SUPEREST	EQ SUB	EP	nΣF
RESISTENCIA 1	57,33	7,12	1,09	0,00	0,00	-8,38	60,01
RESISTENCIA 1	57,33	7,12	1,09	0,00	0,00	-8,38	60,01
RESISTENCIA 1	57,33	7,12	1,09	0,00	0,00	-8,38	60,01
RESISTENCIA 1	57,33	7,12	1,09	0,00	0,00	-8,38	60,01
EV. EXTREMO 1	72,97	2,03	0,31	4,37	3,43	-8,38	74,74
EV. EXTREMO 1	72,97	2,03	0,31	4,37	3,43	-8,38	74,74
EV. EXTREMO 1	72,97	2,03	0,31	4,37	3,43	-8,38	74,74
EV. EXTREMO 1	72,97	2,03	0,31	4,37	3,43	-8,38	74,74

MOMENTOS ACTUANTES (Ton-m)							
COMBINACIÓN	E _H	LS _H	BR	EQ SUPEREST	EQ SUB	EP	nΣM
RESISTENCIA 1	229,32	42,71	15,01	0,00	0,00	-3,91	297,28
RESISTENCIA 1	229,32	42,71	15,01	0,00	0,00	-3,91	297,28
RESISTENCIA 1	229,32	42,71	15,01	0,00	0,00	-3,91	297,28
RESISTENCIA 1	229,32	42,71	15,01	0,00	0,00	-3,91	297,28
EV. EXTREMO 1	341,92	12,20	4,29	47,66	19,37	-3,91	421,53
EV. EXTREMO 1	341,92	12,20	4,29	47,66	19,37	-3,91	421,53
EV. EXTREMO 1	341,92	12,20	4,29	47,66	19,37	-3,91	421,53
EV. EXTREMO 1	341,92	12,20	4,29	47,66	19,37	-3,91	421,53



4.3. FUERZAS Y MOMENTOS RESISTENTES FACTORADOS:

FUERZAS RESISTENTES (Ton)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	LSv	WA	nΣF
RESISTENCIA 1	70,36	0,00	21,75	4,35	0,00	112,48	6,98	-16,32	209,58
RESISTENCIA 1	70,36	0,00	21,75	4,35	0,00	112,48	6,98	-16,32	209,58
RESISTENCIA 1	97,72	0,00	21,75	4,35	0,00	112,48	6,98	-16,32	238,31
RESISTENCIA 1	97,72	0,00	21,75	4,35	0,00	112,48	6,98	-16,32	238,31
EV. EXTREMO 1	70,36	0,00	6,22	1,24	0,00	117,60	2,00	-16,32	181,09
EV. EXTREMO 1	70,36	0,00	6,22	1,24	0,00	117,60	2,00	-16,32	181,09
EV. EXTREMO 1	97,72	0,00	6,22	1,24	0,00	117,60	2,00	-16,32	208,46
EV. EXTREMO 1	97,72	0,00	6,22	1,24	0,00	117,60	2,00	-16,32	208,46

MOMENTOS RESISTENTES (Ton-m)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	LSv	WA	nΣM
RESISTENCIA 1	234,67	0,00	69,61	13,92	0,00	679,71	38,05	-58,75	1026,08
RESISTENCIA 1	234,67	0,00	69,61	13,92	0,00	679,71	38,05	-58,75	1026,08
RESISTENCIA 1	325,94	0,00	69,61	13,92	0,00	679,71	38,05	-58,75	1121,91
RESISTENCIA 1	325,94	0,00	69,61	13,92	0,00	679,71	38,05	-58,75	1121,91
EV. EXTREMO 1	234,67	0,00	19,89	3,98	0,00	716,59	10,87	-58,75	927,26
EV. EXTREMO 1	234,67	0,00	19,89	3,98	0,00	716,59	10,87	-58,75	927,26
EV. EXTREMO 1	325,94	0,00	19,89	3,98	0,00	716,59	10,87	-58,75	1018,52
EV. EXTREMO 1	325,94	0,00	19,89	3,98	0,00	716,59	10,87	-58,75	1018,52

4.4. ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

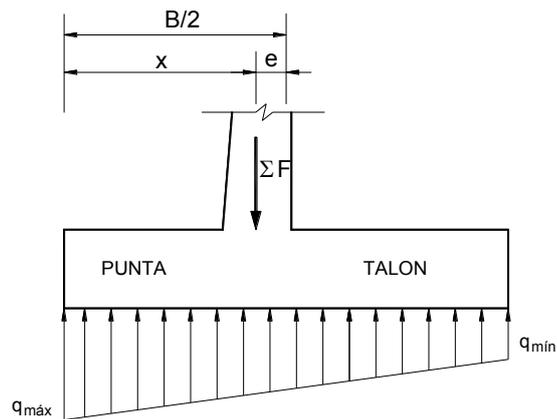
COMBINACION	$\mu\Sigma F_v/\Sigma F_H$	
RESISTENCIA 1	1,271	FALLA!
RESISTENCIA 1	1,271	FALLA!
RESISTENCIA 1	1,445	FALLA!
RESISTENCIA 1	1,445	FALLA!
EV. EXTREMO 1	0,882	FALLA!
EV. EXTREMO 1	0,882	FALLA!
EV. EXTREMO 1	1,015	FALLA!
EV. EXTREMO 1	1,015	FALLA!



4.5. ESTABILIDAD AL VOLTEO

COMBINACION	$\Sigma M_R / \Sigma M_A$	
RESISTENCIA 1	3,452	OK!
RESISTENCIA 1	3,452	OK!
RESISTENCIA 1	3,774	OK!
RESISTENCIA 1	3,774	OK!
EV. EXTREMO 1	2,200	OK!
EV. EXTREMO 1	2,200	OK!
EV. EXTREMO 1	2,416	OK!
EV. EXTREMO 1	2,416	OK!

4.6. FATIGA



$B/6 = 1,200 \text{ m}$

COMBINACIÓN	x (m)	e (m)		qmax (Ton/m)	qmin (Ton/m)
RESISTENCIA 1	3,477	0,123	OK!	32,08	26,13
RESISTENCIA 1	3,477	0,123	OK!	32,08	26,13
RESISTENCIA 1	3,460	0,140	OK!	36,95	29,24
RESISTENCIA 1	3,460	0,140	OK!	36,95	29,24
				qmax (Ton/m)	qmin (Ton/m)
EV. EXTREMO 1	2,793	0,807	OK!	42,07	8,23
EV. EXTREMO 1	2,793	0,807	OK!	42,07	8,23
EV. EXTREMO 1	2,864	0,736	OK!	46,71	11,19
EV. EXTREMO 1	2,864	0,736	OK!	46,71	11,19



4.7. PILOTAJE

4.7.1. Carga Total del Estribo

Para la determinación de pilotes se usa la carga sin mayorar:

PESO TOTAL ESTRIBO					
ELEMENTO	LARGO	ANCHO	ALTO	P.UNITARIO	TOTAL
Pantalla	24,60 m	10 m	10,60 m	2400	625824,
Zapata	29,90 m	7,20 m	1,40 m	2400	723341,
Tierra interior	24,60 m	3,50 m	10,60 m	1900	1734054,

CM.vigas(Kg)	63481	761772,
CV.vigas	SE CALCULA LA REACCION DE 6 CARRILES	251100,
TOTAL (TON)		4096,09

FACTORES DE MAYORACION	
DC	1,25
EV	1,35
LL	1,75

CARGA MAYORADA	
TOTAL(TON)	5419,07

4.7.2. Capacidad admisible de cada pilote según estudio de suelos:

CAPACIDAD ADMISIBLE			
CONDICION	KN	kg	Tn
Estática	1033	105301	105,30
Dinámica	1550	158002	158,00



4.7.3. Distribución de los pilotes :

Se distribuye los pilotes necesarios para los esfuerzos producidos en el suelo por las dos condiciones con sus respectivas combinaciones:

UBICACIÓN	X	RESISTENCIA 1				EVENTO EXTREMO 1				A COLOCAR
		# PILOTES NECESARIOS		39		# PILOTES NECESARIOS		27		
		FATIGA Kg/cm ²	# PILOTES							
FILA 1	0,7	31,51	11	36,20	10	38,78	10	43,26	10	11
FILA 2	2,6	29,91	10	34,13	10	29,70	8	33,72	8	10
FILA 3	4,6	28,31	10	32,06	9	20,61	5	24,18	5	9
FILA 4	6,5	26,71	9	29,99	9	11,52	3	14,64	3	9
TOTAL		116,44	39	132,40	39	100,61	26	115,81	26	39

Se tomó el Qmin Y Qmax

CONDICION	Qmin(Ton/m ²)	Qmax(Ton/m ²)
Estática	29,24	36,95
Dinámica	11,19	46,71

4.7.4. Diagrama estático

RESULTANTE DE FUERZAS			
ZONA	AREA	X.local	A.X
Rectángular	210,56	3,60	758,02
Triangular	27,75	2,40	66,61
TOTAL	238,31		824,63

Xg(DIAGRAMA)=	3,46
----------------------	-------------



4.7.5. Ubicación de los pilotes

Dejando 50 cm desde cada lado, se ubica 4 filas de pilotes, distribuidos

De manera que la resultante de la fuerzas coincida con el centro de gravedad

DISTRIBUCION DE PILOTES			
FILA	(X)	PILOTES/FILA	P*(X)
1ra	0,7	12	8,4
2da	2,6	12	31,6
3ra	4,6	12	54,8
4ta	6,5	12	78
TOTAL		48	172,8

$X_g(\text{PILOTES}) =$	3,60
-------------------------	------

4.7.6. Separación entre pilotes

FILA	DISTANCIA(m)
1ra	2,59
2da	2,59
3ra	2,59
4ta	2,59

4.7.7. Eficiencia de Grupo

Para la determinación de la eficiencia del grupo de pilotes se siguió la recomendación de la AASHTO sección 10...

SEP MINIMA =	2,591 m
D =	0,450 m

EFICIENCIA DEL GRUPO

N = 0,9757

PILOTES TOTAL
50



Usando 13 pilotes por fila

DISTRIBUCION DE PILOTES			
FILA	(X)	PILOTES/FILA	P*(X)
1ra	0,7	20	14,0
2da	2,6	20	52,7
3ra	4,6	20	91,3
4ta	6,5	20	130,0
TOTAL		80	288

Xg=	3,60
-----	------

FILA	DISTANCIA
1ra	1,5
2da	1,5
3ra	1,5
4ta	1,5

SEP	
MINIMA=	1,50 m
D=	0,45 m

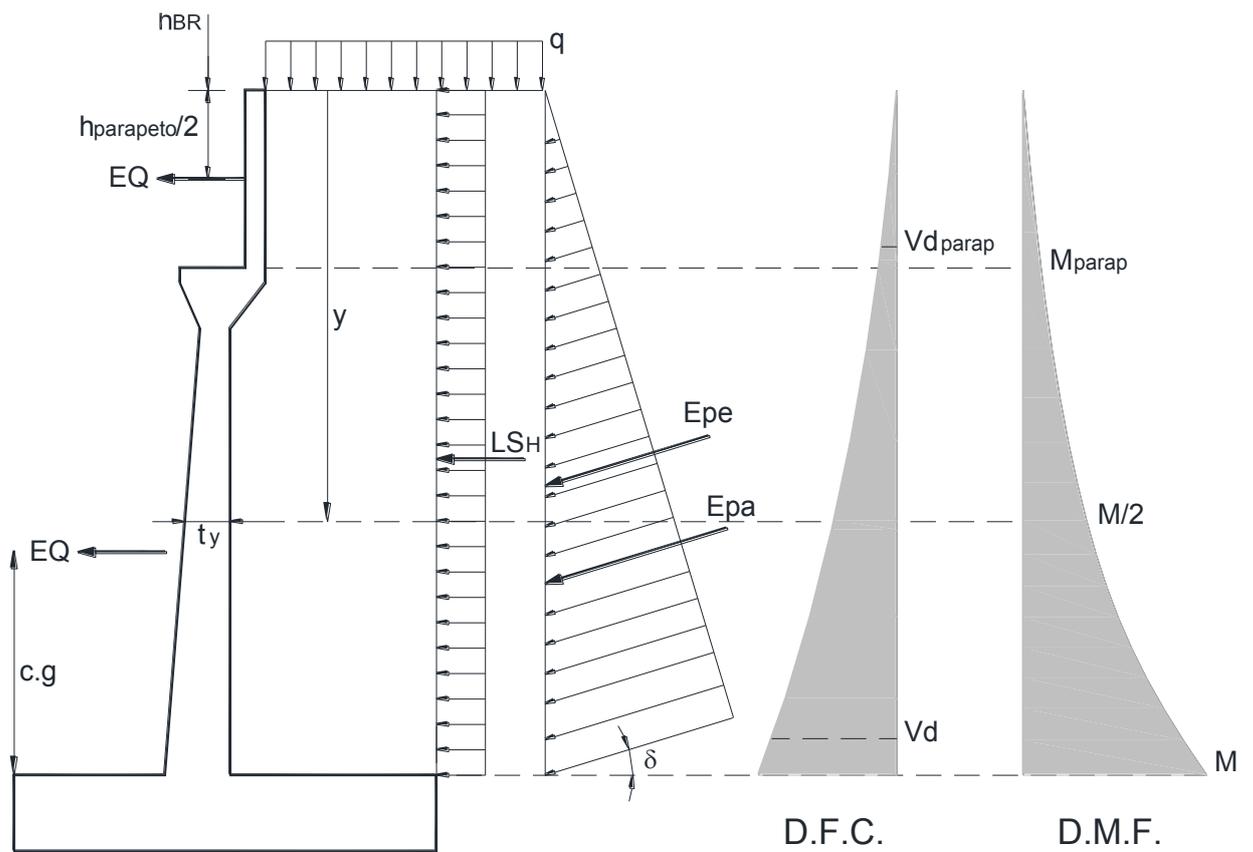
EFICIENCIA GRUPO

N=	0,73
----	------

Qg(u)=	6177,6 Ton	OK!
--------	------------	-----

5. ANALISIS ESTRUCTURAL

5.1. DIAGRAMA DE DISTRIBUCION DE CARGAS





5.2. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO DE DISEÑO (EN LA BASE DE LA PANTALLA)

$$y = 10,60 \text{ m}$$

COMBINACIÓN	CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA					
	E _H	LS _H	BR	EQ SUP	EQ SUB	nΣVd
RESISTENCIA 1	44,31	6,26	1,09	0,00	0,00	54,24
RESISTENCIA 1	44,31	6,26	1,09	0,00	0,00	54,24
RESISTENCIA 1	44,31	6,26	1,09	0,00	0,00	54,24
RESISTENCIA 1	44,31	6,26	1,09	0,00	0,00	54,24
EV. EXTREMO 1	63,02	1,79	0,31	4,37	3,43	69,49
EV. EXTREMO 1	63,02	1,79	0,31	4,37	3,43	69,49
EV. EXTREMO 1	63,02	1,79	0,31	4,37	3,43	69,49
EV. EXTREMO 1	63,02	1,79	0,31	4,37	3,43	69,49

COMBINACIÓN	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO					
	E _H	LS _H	BR	EQ SUP	EQ SUB	nΣM
RESISTENCIA 1	158,06	33,32	13,49	0,00	0,00	215,11
RESISTENCIA 1	158,06	33,32	13,49	0,00	0,00	215,11
RESISTENCIA 1	158,06	33,32	13,49	0,00	0,00	215,11
RESISTENCIA 1	158,06	33,32	13,49	0,00	0,00	215,11
EV. EXTREMO 1	235,67	9,52	3,85	41,54	14,56	290,58
EV. EXTREMO 1	235,67	9,52	3,85	41,54	14,56	290,58
EV. EXTREMO 1	235,67	9,52	3,85	41,54	14,56	290,58
EV. EXTREMO 1	235,67	9,52	3,85	41,54	14,56	290,58

5.3. UBICACIÓN DE M/2 PARA EL CORTE DEL ACERO:

$$y = 7,738 \text{ m}$$

$$t_y = 1,047 \text{ m}$$

$$M_u = 290,58 \text{ Ton-m}$$

$$M_u/2 = 145,27 \text{ Ton-m}$$

OK!

COMBINACIÓN	MOMENTO M/2 (Ton-m)					
	E _H	LS _H	BR	EQ SUP	EQ SUB	nΣ(M/2)
RESISTENCIA 1	61,49	17,76	10,37	0,00	0,00	94,10
RESISTENCIA 1	61,49	17,76	10,37	0,00	0,00	94,10
RESISTENCIA 1	61,49	17,76	10,37	0,00	0,00	94,10
RESISTENCIA 1	61,49	17,76	10,37	0,00	0,00	94,10
EV. EXTREMO 1	108,20	5,07	2,96	29,03	0,00	145,27
EV. EXTREMO 1	108,20	5,07	2,96	29,03	0,00	145,27
EV. EXTREMO 1	108,20	5,07	2,96	29,03	0,00	145,27
EV. EXTREMO 1	108,20	5,07	2,96	29,03	0,00	145,27

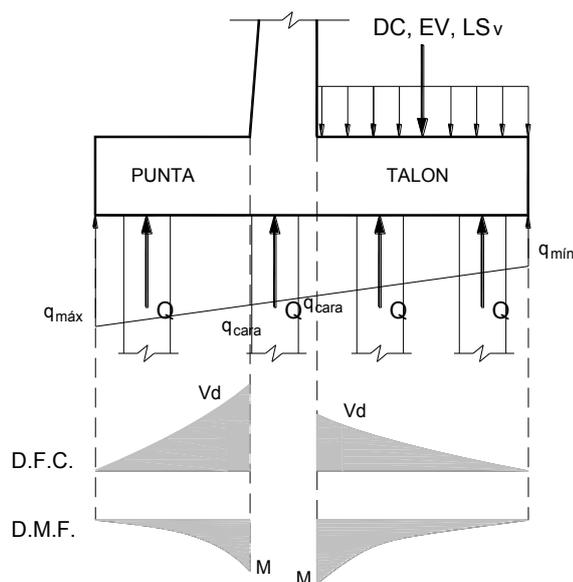


5.4. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA BASE DEL PARAPETO

COMBINACIÓN	CORTANTE V_{dparap} (Ton) - A "d" DE LA CARA				
	E _H	LS _H	BR	EQ	$n\Sigma Vd$
RESISTENCIA 1	1,84	1,28	1,09	0,00	4,41
RESISTENCIA 1	1,84	1,28	1,09	0,00	4,41
RESISTENCIA 1	1,84	1,28	1,09	0,00	4,41
RESISTENCIA 1	1,84	1,28	1,09	0,00	4,41
EV. EXTREMO 1	2,62	0,36	0,31	4,37	7,66
EV. EXTREMO 1	2,62	0,36	0,31	4,37	7,66
EV. EXTREMO 1	2,62	0,36	0,31	4,37	7,66
EV. EXTREMO 1	2,62	0,36	0,31	4,37	7,66

COMBINACIÓN	MOMENTO M_{parap} (Ton-m) - MÁXIMO				
	E _H	LS _H	BR	EQ	$n\Sigma M$
RESISTENCIA 1	1,41	1,44	4,35	0,00	7,56
RESISTENCIA 1	1,41	1,44	4,35	0,00	7,56
RESISTENCIA 1	1,41	1,44	4,35	0,00	7,56
RESISTENCIA 1	1,41	1,44	4,35	0,00	7,56
EV. EXTREMO 1	2,49	0,41	1,24	4,81	8,95
EV. EXTREMO 1	2,49	0,41	1,24	4,81	8,95
EV. EXTREMO 1	2,49	0,41	1,24	4,81	8,95
EV. EXTREMO 1	2,49	0,41	1,24	4,81	8,95

5.5. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN EL TALON Y PUNTA DE LA ZAPATA





5.5.1. Cortante en el talón y la punta de la zapata

DIRECCION Y-Y Vu= 541,9 Ton	
PUNTA	TALON
DIRECCION X*X Vu= 1354,8 Ton	DIRECCION X*X Vu= 250,3 Ton

5.5.2. Momento en el talón de la zapata(parte inferior)

DIRECCION X-X

$$\text{Mu}(+)= 137,18 \text{ Ton-m}$$

$$\text{Mu}(-)= 221,28 \text{ Ton-m}$$

$$\text{Mu}= -84,10 \text{ Ton-m}$$

5.5.3. Momento en la punta de la zapata(parte inferior)

DIRECCION X-X

$$\text{Mu}= 121,93 \text{ Ton-m}$$

5.6. PUNZONAMIENTO

PUNZONAMIENTO LOCAL

$$\text{Vu}= 67,74$$

PUNZONAMIENTO GENERAL

$$\text{Vu}= 3982,27$$

5.7. HINCADO DE PILOTES

Se determina la capacidad portante del pilote después del hincado.

longitud pilote	30,00	M
Wp=	32,08	Klb
Wr=	5	Klb
WRh=	19,2	klb-pies(Energia nominal del martillo 11BR(MKT))
E=	0,85	
n=	0,5	O4-05 PILOTES SIN CAPUCHON
N=	14	12-14 PILOTES CONCRETO

$$\text{Qu}= 182,3 \text{ Ton}$$

$$\text{Fs}= 3$$

$$\text{Qadm}= 60,78 \text{ Ton}$$

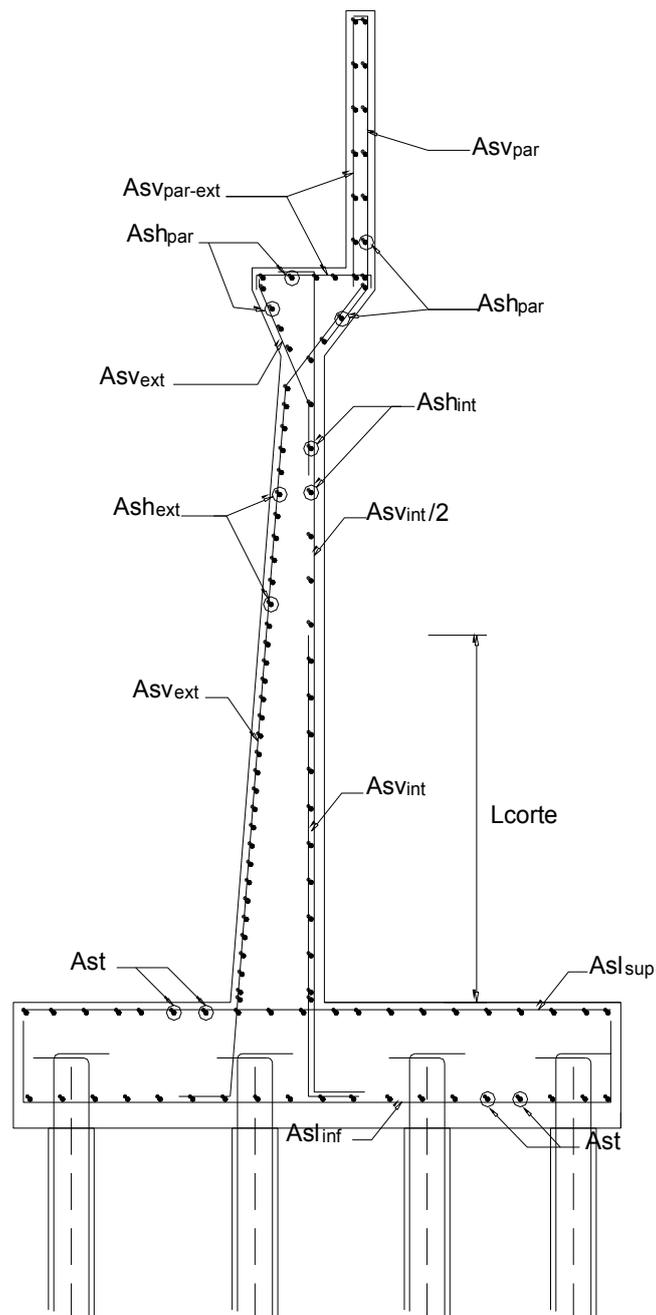
$$\text{Q/pilote}= 51,20 \text{ Ton OK!}$$



6. DISEÑO ESTRUCTURAL

6.1. DATOS

$f'c=$	240 Kg/cm ²	$f_y=$	4200 Kg/cm ²
$r(\text{pant})=$	0,05 m	$r(\text{zapata})=$	0,075 m
ϕ (Flexión)=	0,90	ϕ (Corte)=	0,85





6.2. DISEÑO DE LA PANTALLA

6.2.1. VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = 80,26 \text{ Ton}$$

$$V_u = 69,49 \text{ Ton}$$

OK!

6.2.2. ACERO VERTICAL

CARA INTERIO R	
DESC.	VALOR
Mu	290,58 Ton-m
D	1,15 m
B	100,00 cm
Ru	24,41
ρ	0,0074
ρ_{min}	0,0020
#25	4,91 cm ²
Nº Aceros	8,70
s (Calculado)	11,50 cm
s (Redond.)	10 cm
As _{vint}	2#25@10
Ld	0,68 m
Lcorte (calc)	3,54 m
Lcorte (redond)	2,80 m
As _{vint/2}	#25@10

	As	As/2
	85,41 cm ²	42,70 cm ²
	28,00 cm ²	

OK!

CARA EXTERIOR	
DESC.	VALOR
#25	4,91 cm ²
As _{min}	28,00 cm ²
Nº Aceros	5,70
s (Calculado)	17,54 cm
s (Redond.)	20 cm
As _{vext}	#25@20



6.2.3. ACERO HORIZONTAL

PARTE INFERIOR	
DESC.	VALOR
#20	3,15 cm ²
ρ	0,0020
Ash	24,00 cm ²
Ash/3	8,00 cm ²
Nº Aceros	2,54
s (Calculado)	39,38 cm
s (Redond.)	35 cm
Ash _{int}	#20@35
#20	3,15 cm ²
2*Ash/3	16,00 cm ²
Nº Aceros	5,08
s (Calculado)	19,69 cm
s (Redond.)	20 cm
Ash _{ext}	#20@20

PARTE SUPERIOR	
DESC.	VALOR
#20	3,15 cm ²
ρ	0,0020
Ash	19,95 cm ²
Ash/3	6,65 cm ²
Nº Aceros	2,11
s (Calculado)	47,38 cm
s (Redond.)	35 cm
Ash _{int}	#20@35
#20	3,15
2*Ash/3	13,30 cm ²
Nº Aceros	4,22
s (Calculado)	23,69 cm
s (Redond.)	20 cm
Ash _{ext}	#20@20

RESUMEN:	Ash _{int}	#20@35
	Ash _{ext}	#20@20

6.3. DISEÑO DEL PARAPETO

6.3.1. VERIFICACIÓN DE CORTANTE

$$\phi V_c = 13,96 \text{ Ton}$$

$$V_u = 7,66 \text{ Ton}$$

OK!

6.3.2. ACERO VERTICAL INTERIOR

DESC.	VALOR	
Mu	8,95 Ton-m	
D	0,20 m	
B	100,00 cm	
Ru	24,86	As
ρ	0,0076	15,15 cm ²
ρ_{min}	0,0020	5,00 cm ²
#20	3,15 cm ²	OK!
Nº Aceros	4,81	
s (Calculado)	20,79 cm	
s (Redond.)	20 cm	
As _{vpar}	#20@20	



6.3.3. ACERO VERTICAL EXTERIOR

ASVpar-ext	#20@35
------------	--------

6.3.4. ACERO HORIZONTAL

Ashpar	#20@35
--------	--------

6. 4. DISEÑO DEL TALON DE LA ZAPATA

6.4.1. VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = 2817,12 \text{ Ton}$$

$$V_u = 1354,77 \text{ Ton}$$

OK!

6.4.2. ACERO LONGITUDINAL

CARA INFERIOR		
DESC.	VALOR	
Mu	84,10 Ton-m	
d	1,33 m	
b	100,00 cm	
Ru	5,32	As
ρ	0,0015	20,13 cm ²
ρ_{min}	0,0018	25,20 cm ²
#25	4,91 cm ²	Usar Asmin!
Nº Aceros	5,13	
s (Calculado)	19,48 cm	
s (Redond.)	15 cm	
Aslinf	#25@15	

CARA SUPERIOR	
DESC.	VALOR
#25	4,91 cm ²
Asmin	23,85 cm ²
Nº Aceros	4,86
s (Calculado)	20,59 cm
s (Redond.)	20 cm
Aslsup	#25@20

6.4.3. ACERO TRANSVERSAL

Ast	#25@20
-----	--------

6.5. DISEÑO DE LA PUNTA DE LA ZAPATA

6.5.1. VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = 2817,12 \text{ Ton}$$

$$V_u = 1354,77 \text{ Ton}$$

OK!



6.5.2. ACERO LONGITUDINAL

CARA INFERIOR				CARA SUPERIOR	
DESC.	VALOR			DESC.	VALOR
Mu	121,93 Ton-m			#25	4,91 cm ²
D	1,33 m			As _{min}	23,85 cm ²
B	100,00 cm			Nº Aceros	4,86
Ru	7,72	As		s (Calculado)	20,59 cm
ρ	0,0022	29,40 cm ²		s (Redond.)	20 cm
ρ _{min}	0,0018	25,20 cm ²		As _{sup}	#25@20
#25	4,91 cm ²	OK!			
Nº Aceros	5,99				
s (Calculado)	16,70 cm				
s (Redond.)	10 cm				
As _{inf}	#25@15				

6.5.3. ACERO TRANSVERSAL

As _t	#25@20
-----------------	--------

6.6. VERIFICACION DEL PUNZONAMIENTO

PUNZONAMIENTO GENERAL		
d	1,32 m	
Lado corto	1,20 m	
Lado largo	24,6 m	
B _c	20,5 m	
B _o	56,88 m	
oV _{c1}	5521,20 Ton	
oV _{c2}	10875,5 Ton	
oV _c	5521,20 Ton	
Vu ₁	4096,09 Ton	OK!

PUNZONAMIENTO LOCAL		
Perímetro	4,44 m	
φV _c	848,9 Ton	
Vu	51,2 Ton	OK!



6.7. DISEÑO DE LOS PILOTES

ACERO LONGITUDINAL

ρ	0,02
As	36,00 cm ²
#20	3,15 cm ²
Nº Aceros	11,43
Nº Aceros(RED)	12
Cs	3
Ac	2025,00 cm ²
Rp	188,1 Ton
As	12#20

OK!

4.2.2. CALCULOS DE LA PILA:

1. DIMENSIONAMIENTO DE LA PILA

DESCRIPCION: DISEÑO DE PILA
LONGITUD: 40,00 m
ANCHO TOTAL: 23,30 m (Ancho de vía + veredas)



2. DATOS PILA

ZAPATA:

ANCHO: 7,40 m
LARGO: 29,90 m
ALTO: 1,40 m

PANTALLA:

ANCHO: VARIABLE
LARGO: 24,60 m
ALTO: 8,20 m

CABEZAL RECTO:

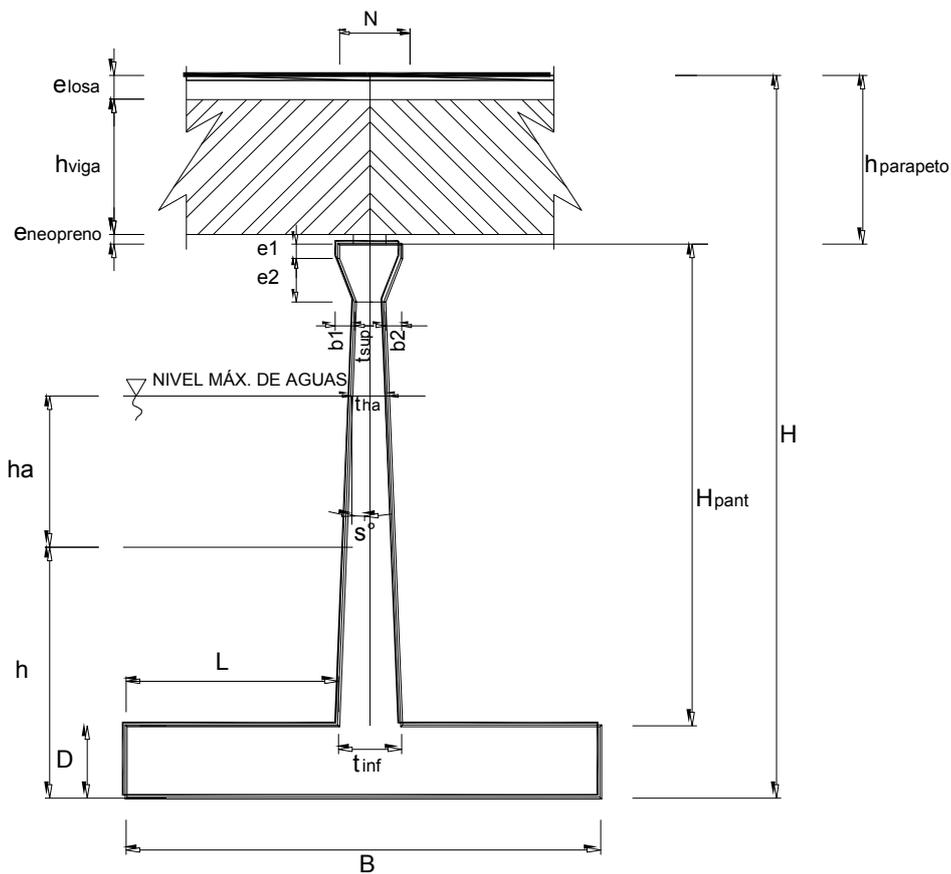
ANCHO: 1,20 m
LARGO: 24,60 m
ALTO: 1,00 m

CABEZAL INCLINADO:

ANCHO: 1,20 m
LARGO: 24,60 m
ALTO: 0,20 m

RELLENO :

ANCHO: 6,20 m
LARGO: 29,90 m
ALTO: 2,00 m





DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
H	13,00 m	13,00 m	Dato
H	3,40 m	3,40 m	Dato
(1) B=0.6H	6,48 m	7,40 m	Criterio
(1) D=0.1H	1,30 m	1,40 m	Criterio
T _{sup}	1,00 m	1,00 m	Valor mínimo
(1) t _{inf} =0.1H	1,30 m	1,20 m	Criterio
(1) L=B/3	2,16 m	3,10 m	Criterio
E _{losa}	0,20 m	0,20 m	Dato
H _{viga}	1,95 m	1,95 m	Dato
E _{neopreno}	0,05 m	0,05 m	Dato
H _{parapeto}	2,20 m	2,20 m	e _{losa} +h _{viga} +e _{neopreno}
B _{parapeto}	0,00 m	0,00 m	Asumido
e ₁	1,00 m	1,00 m	Asumido
e ₂	0,20 m	0,20 m	Asumido
DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
b ₁	0,10 m	0,10 m	Asumido
b ₂	0,10 m	0,10 m	Asumido
s°	0,70°	0,70°	Calculado
(2) N _{mínimo}	0,27 m	--	Según Norma MTC
N	1,20 m	1,20 m	Calculado
H _a	5,40 m	5,40 m	Dato
T _{ha}	1,02 m	1,02 m	Calculado
H _{pant}	9,40 m	9,40 m	Calculado



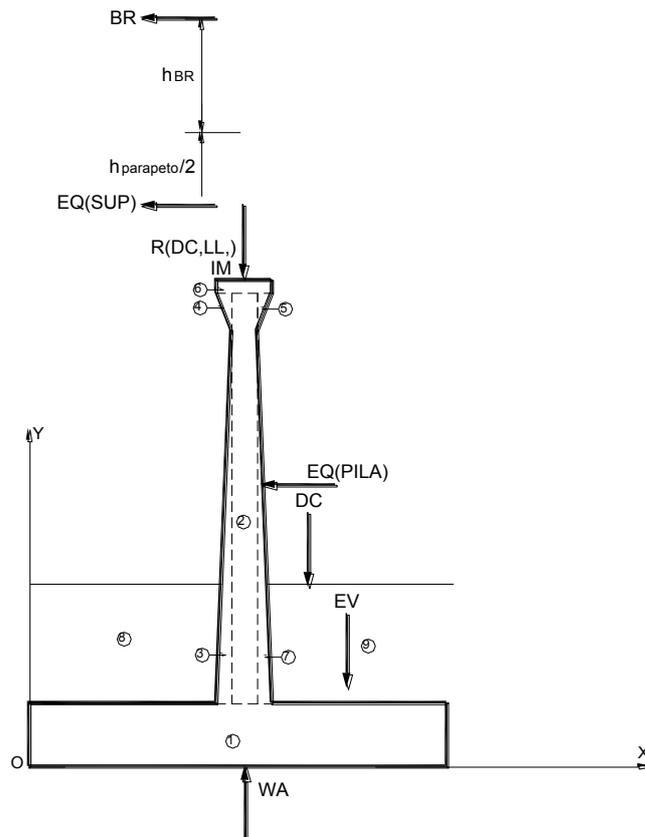
3. DEFINICION DE CARGAS

3.1. DATOS PREVIOS

$\gamma_{\text{concreto}} = 2,40 \text{ Ton/m}^3$
 $\gamma_m = 1,90 \text{ Ton/m}^3$
 $\phi = 30^\circ$
 $(3)A = 0,30$
 $(4) \% = 20,00\%$
 Impacto = 20,00%

**Reacciones
debido a:**

$R(DC) = 64,78 \text{ Ton}$
 $R(LL) = 24,86 \text{ Ton}$



3.2. PESO PROPIO (DC) Y DEL SUELO (EV):



CALCULO DE DC				
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
1	10,36	24,86	3,70	92,00
2	8,40	20,16	3,70	74,59
3	0,82	1,97	3,17	6,23
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
4	0,01	0,02	3,17	0,08
5	0,01	0,02	4,23	0,10
6	1,20	2,88	3,70	10,66
7	0,82	1,97	4,23	8,33
Σ	--	51,89	--	191,99

CALCULO DE EV				
Nº	VOL. (m3)	EV (Ton)	x (m)	EV*x (Ton*m)
8	6,20	11,78	1,55	18,26
9	6,20	11,78	5,85	68,91
Σ	--	23,56	--	87,17

DC= 51,89 Ton
x= 3,70 m

EV= 23,56 Ton
x= 3,70 m

3.3. PESO PROPIO PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DC)

DC= 64,78 Ton/m
x= 3,70 m

3.4. CARGA VIVA PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (LL)

LL= 24,86 Ton/m
x= 3,70 m

3.5. CARGA DE IMPACTO (IM)

IM= 4,97 Ton/m
x= 3,70 m



3.6. FUERZA DE FRENADO Y ACELERACION (BR)

$$BR=5\%LL= 1,24 \text{ Ton}$$

$$(9)h_{BR}= 1,80 \text{ m}$$

$$y= 14,80 \text{ m}$$

3.7. SUBPRESION DE AGUA (WA)

$$WA= -18,94 \text{ Ton}$$

$$x= 3,70 \text{ m}$$

3.8. FUERZA SISMICA (EQ PILA)

(10)	FACTORES	
	<i>Z(zona)</i>	0,3
	<i>I(Importancia)</i>	1,5
	<i>S(Suelo intermedio)</i>	1
	<i>Ct(Tipo estructural)</i>	0,08
	<i>ht(Altura Edificacion)</i>	9,40
(10)	FACTORES	
	R	10
	ϕ_p	1
	ϕ_e	1

3.8.1. Factor de geologia y suelo

(10)	T=	0,429
	Cmax=	2,5
	C =	2,911

3.8.2. Fuerza inercial por peso propio

V(%)=	13,097447
% ASUMIDO=	13

Altura pantalla	9,40 m
Ancho pantalla prom	1,10 m
$\gamma_{concreto} =$	2,40 Ton/m ³
Peso por metro	24,82 Ton

$$EQ = 3,23 \text{ Ton/m}$$

$$y= 5,16 \text{ m}$$



3.9. FUERZA SISMICA (EQ SUPERSTRUCTURA):

$$EQ = V\%DC = 8,42 \text{ Ton}$$

$$y = 11,90 \text{ m}$$

3.10. COMBINACION DE CARGAS

ESTADO	DC	EV	LL BR PL LS	IM	WA	EQ	n
RESISTENCIA 1	0,90	1,35	1,75		1,00	0,00	1,05
RESISTENCIA 1	0,90	1,35	1,75		1,00	0,00	1,05
RESISTENCIA 1	1,25	1,35	1,75		1,00	0,00	1,05
RESISTENCIA 1	1,25	1,35	1,75		1,00	0,00	1,05
EV. EXTREMO 1	0,90	1,35	0,5		1,00	1,00	1,00
EV. EXTREMO 1	0,90	1,35	0,5		1,00	1,00	1,00
EV. EXTREMO 1	1,25	1,35	0,5		1,00	1,00	1,00
EV. EXTREMO 1	1,25	1,35	0,5		1,00	1,00	1,00

4. VERIFICACION DE ESTABILIDAD

4.1. 1. DATOS PREVIOS

$$F.S.D. = 1,50$$

$$F.S.V. = 2,00$$

$$\mu = 0,35$$

4.2. FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANTES FACTORADOS

FUERZAS ACTUANTES (Ton)				
COMBINACIÓN	BR	EQ SP	EQ SUB	nΣF
RESISTENCIA 1	2,18	0,00	0,00	2,28
RESISTENCIA 1	2,18	0,00	0,00	2,28
RESISTENCIA 1	2,18	0,00	0,00	2,28
RESISTENCIA 1	2,18	0,00	0,00	2,28
EV. EXTREMO 1	0,62	8,42	3,23	12,27
EV. EXTREMO 1	0,62	8,42	3,23	12,27
EV. EXTREMO 1	0,62	8,42	3,23	12,27
EV. EXTREMO 1	0,62	8,42	3,23	12,27



MOMENTOS ACTUANTES (Ton-m)				
COMBINACIÓN	BR	EQ SP	EQ SUB	nΣM
RESISTENCIA 1	32,19	0,00	0,00	33,80
RESISTENCIA 1	32,19	0,00	0,00	33,80
RESISTENCIA 1	32,19	0,00	0,00	33,80
RESISTENCIA 1	32,19	0,00	0,00	33,80
EV. EXTREMO 1	9,20	100,21	16,65	126,06
EV. EXTREMO 1	9,20	100,21	16,65	126,06
EV. EXTREMO 1	9,20	100,21	16,65	126,06
EV. EXTREMO 1	9,20	100,21	16,65	126,06

4.3. FUERZAS Y MOMENTOS RESISTENTES FACTORADOS:

FUERZAS RESISTENTES (Ton)						
COMBINACIÓN	DC	LL	IM	Ev	WA	nΣF
RESISTENCIA 1	105,00	43,51	8,70	31,81	-18,94	178,57
RESISTENCIA 1	105,00	43,51	8,70	31,81	-18,94	178,57
RESISTENCIA 1	145,84	43,51	8,70	31,81	-18,94	221,45
RESISTENCIA 1	145,84	43,51	8,70	31,81	-18,94	221,45
EV. EXTREMO 1	105,00	12,43	2,49	31,81	-18,94	132,78
EV. EXTREMO 1	105,00	12,43	2,49	31,81	-18,94	132,78
EV. EXTREMO 1	145,84	12,43	2,49	31,81	-18,94	173,61
EV. EXTREMO 1	145,84	12,43	2,49	31,81	-18,94	173,61

MOMENTOS RESISTENTES (Ton-m)						
COMBINACIÓN	DC	LL	IM	Ev	WA	nΣM
RESISTENCIA 1	388,50	160,97	32,19	117,68	-70,09	660,73
RESISTENCIA 1	388,50	160,97	32,19	117,68	-70,09	660,73
RESISTENCIA 1	539,59	160,97	32,19	117,68	-70,09	819,37
RESISTENCIA 1	539,59	160,97	32,19	117,68	-70,09	819,37
EV. EXTREMO 1	388,50	45,99	9,20	117,68	-70,09	491,29
EV. EXTREMO 1	388,50	45,99	9,20	117,68	-70,09	491,29
EV. EXTREMO 1	539,59	45,99	9,20	117,68	-70,09	642,37
EV. EXTREMO 1	539,59	45,99	9,20	117,68	-70,09	642,37



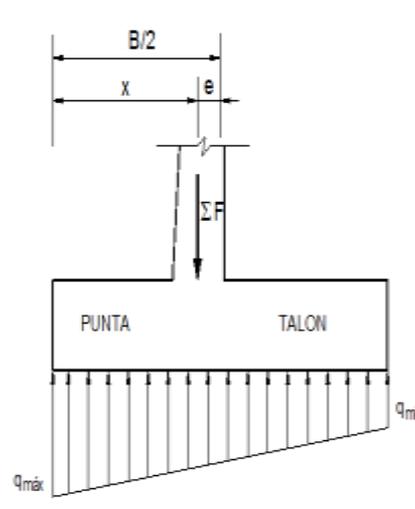
4.4. ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

COMBINACION	$\mu\Sigma F_v/\Sigma F_H$	
RESISTENCIA 1	27,365	OK!
RESISTENCIA 1	27,365	OK!
RESISTENCIA 1	33,935	OK!
RESISTENCIA 1	33,935	OK!
EV. EXTREMO 1	3,788	OK!
EV. EXTREMO 1	3,788	OK!
EV. EXTREMO 1	4,953	OK!
EV. EXTREMO 1	4,953	OK!

4.5. ESTABILIDAD AL VOLTEO

COMBINACION	$\Sigma M_R/\Sigma M_A$	
RESISTENCIA 1	19,546	OK!
RESISTENCIA 1	19,546	OK!
RESISTENCIA 1	24,239	OK!
RESISTENCIA 1	24,239	OK!
EV. EXTREMO 1	3,897	OK!
EV. EXTREMO 1	3,897	OK!
EV. EXTREMO 1	5,096	OK!
EV. EXTREMO 1	5,096	OK!

4.6. FATIGA



$$B/6 = 1,23 \text{ m}$$



COMBINACIÓN	x (m)	e (m)	qmax (Ton/m)	qmin (Ton/m)
RESISTENCIA 1	3,511	OK!	27,84	20,43
RESISTENCIA 1	3,511	OK!	27,84	20,43
RESISTENCIA 1	3,547	OK!	33,63	26,22
RESISTENCIA 1	3,547	OK!	33,63	26,22
EV. EXTREMO 1	2,751	OK!	31,76	4,13
EV. EXTREMO 1	2,751	OK!	31,76	4,13
EV. EXTREMO 1	2,974	OK!	37,27	9,65
EV. EXTREMO 1	2,974	OK!	37,27	9,65

4.7. PILOTAJE

PESO TOTAL PILA					
ELEMENTO	LARGO	ANCHO	ALTO	P.UNITARIO	TOTAL
Pantalla	24,60 m	1,10 m	8,20 m	2400	532541,
Zapata	29,90 m	7,40 m	1,40 m	2400	743434,
Tierra interior	29,90 m	6,20 m	2,00 m	1900	704444,
Cabezal 1	24,60 m	1,20 m	1,00 m	2400	70848,
cabezal 2	24,60 m	1,20 m	0,20 m	2400	12989,
CM.vigas(Kg)	63481				1523544,
CV.vigas	SE CALCULA LA REACCION DE 6 CARRILES				502200,
TOTAL (TON)					4090,00

FACTORES	
DC	1,25
EV	1,35
LL	1,75

CARGA MAYORADA	
TOTAL(TON)	5434,04

4.7.1. Capacidad admisible del pilote según estudio de suelos

CAPACIDAD ADMISIBLE			
CONDICION	KN	kg	Tn
Estática	1033	105301	105,30
Dinámica	1550	158002	158,00



4.7.2. Distribución de los pilotes

Se distribuye los pilotes necesarios para los esfuerzos producidos en el suelo por las dos condiciones con sus respectivas combinaciones:

UBICACIÓN	X	RESISTENCIA 1				EVENTO EXTREMO 1				A COLOCAR
		# PILOTES NECESARIOS		39		# PILOTES NECESARIOS		26		
		FATIGA Kg/cm2	# PILOTES	FATIGA Kg/cm2	# PILOTES	FATIGA Kg/cm2	# PILOTES	FATIGA Kg/cm2	# PILOTES	
FILA 1	0,7	27,13	11	32,93	11	29,14	11	34,66	10	11
FILA 2	2,7	25,13	10	30,93	10	21,68	8	27,19	8	10
FILA 3	4,7	23,13	9	28,92	9	14,21	5	19,73	5	9
FILA 4	6,7	21,13	9	26,92	9	6,74	2	12,26	3	9
TOTAL		96,53	39	119,70	39	71,77	26	93,85	26	39

Se tomó el Qmin Y Qmax

CONDICION	Qmin(Ton/m2)	Qmax(Ton/m2)
Estática	26,22	33,63
Dinámica	9,65	37,27

4.7.3. Diagrama estático

RESULTANTE DE FUERZAS			
ZONA	AREA	X.local	A.X
Rectángular	194,04	3,70	717,96
Triangular	27,41	2,47	67,61
TOTAL	221,45		785,56

Xg=	3,55
------------	-------------



4.7.4. Ubicación de los pilotes

Dejando 70 cm desde cada lado, se ubica 4 filas de pilotes, distribuidos

De manera que la resultante de la fuerzas coincida con el centro de gravedad

Como la dirección del sismo es alternativa considero media zapata en el cual requiera más pilotes y se ubica de la misma forma en la otra mitad.

DISTRIBUCION DE PILOTES			
FILA	(X)	PILOTES/FILA	P*(X)
1ra	0,7	20	14
2da	2,7	20	54
3ra	4,7	20	94
4ta	6,7	20	134
TOTAL		80	296

$X_g =$	3,70
---------	------

4.7.5. Separación entre pilotes

FILA	DISTANCIA
1ra	1,5
2da	1,5
3ra	1,5
4ta	1,5

4.7.6. Eficiencia de Grupo

Para la determinación de la eficiencia del grupo de pilotes se siguió la recomendación de la AASHTO sección 10...

SEP MINIMA=	1,50 m
D=	0,45 m



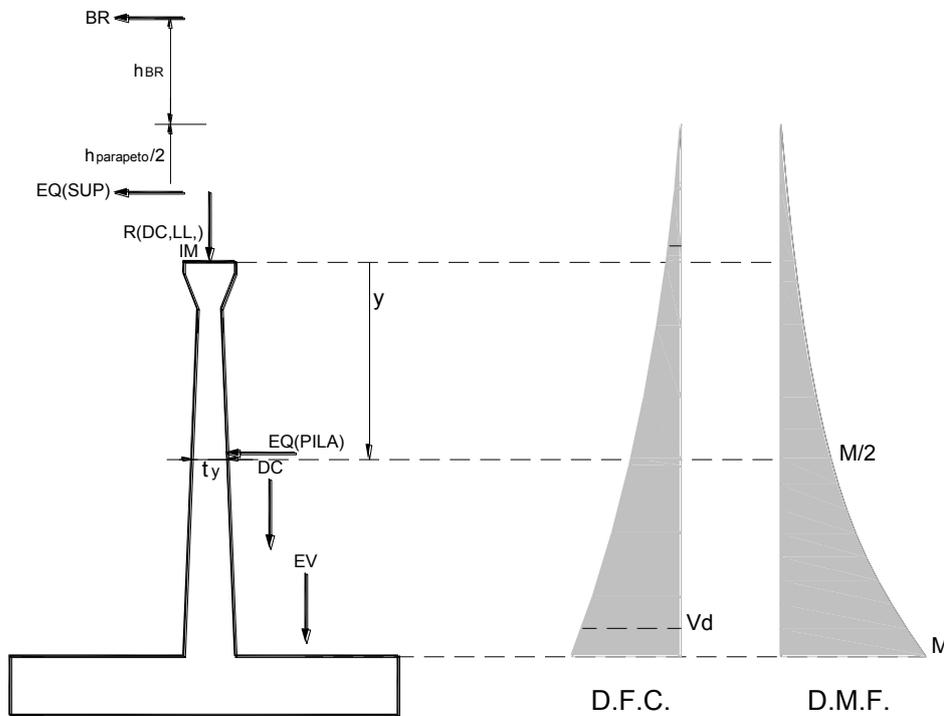
EFICIENCIA GRUPO

N= 0,733

Qg(u)=	6177,6 Ton	OK!
---------------	-------------------	------------

5. ANALISIS ESTRUCTURAL

5.1. DIAGRAMA DE DISTRIBUCION DE CARGAS





5.2. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO DE DISEÑO (EN LA BASE DE LA PANTALLA)

$$y = 9,40 \text{ m}$$

COMBINACIÓN	CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA			
	BR	EQ	EQ(PILA)	nΣVd
RESISTENCIA 1	2,18	0,00	0,00	2,28
RESISTENCIA 1	2,18	0,00	0,00	2,28
RESISTENCIA 1	2,18	0,00	0,00	2,28
RESISTENCIA 1	2,18	0,00	0,00	2,28
EV. EXTREMO 1	0,62	8,42	3,23	9,04
EV. EXTREMO 1	0,62	8,42	3,23	9,04
EV. EXTREMO 1	0,62	8,42	3,23	9,04
EV. EXTREMO 1	0,62	8,42	3,23	9,04

COMBINACIÓN	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO			
	BR	EQ	EQ(PILA)	nΣM
RESISTENCIA 1	29,15	0,00	0,00	30,61
RESISTENCIA 1	29,15	0,00	0,00	30,61
RESISTENCIA 1	29,15	0,00	0,00	30,61
RESISTENCIA 1	29,15	0,00	0,00	30,61
EV. EXTREMO 1	8,33	88,42	12,13	96,75
EV. EXTREMO 1	8,33	88,42	12,13	96,75
EV. EXTREMO 1	8,33	88,42	12,13	96,75
EV. EXTREMO 1	8,33	88,42	12,13	96,75

5.3. UBICACIÓN DE M/2 PARA EL CORTE DEL ACERO:

$$y = 4,05$$

$$t_y = 1,086 \text{ m}$$

$$M_u = 96,75 \text{ Ton-m}$$

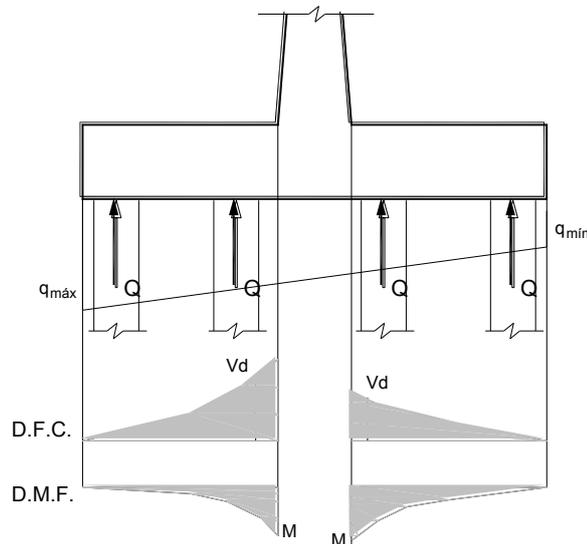
$$M_u/2 = 48,37 \text{ Ton-m}$$

OK!



COMBINACIÓN	MOMENTO M/2 (Ton-m)			
	BR	EQ	EQ(PILA)	$n\Sigma(M/2)$
RESISTENCIA 1	17,51	0,00	0,00	18,39
RESISTENCIA 1	17,51	0,00	0,00	18,39
RESISTENCIA 1	17,51	0,00	0,00	18,39
RESISTENCIA 1	17,51	0,00	0,00	18,39
EV. EXTREMO 1	5,00	43,37	0,00	48,37
EV. EXTREMO 1	5,00	43,37	0,00	48,37
EV. EXTREMO 1	5,00	43,37	0,00	48,37
EV. EXTREMO 1	5,00	43,37	0,00	48,37

5.4. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA MEDIA ZAPATA



5.4.1. Cortante

DIRECCION Y-Y

$$V_u = 543,4 \text{ Ton}$$

DIRECCION X*X

$$V_u = 2717,0 \text{ Ton}$$



5.4.2. Momento en la mitad de la zapata(parte inferior)

DIRECCION X-X

$$\begin{aligned} \text{Mu}(+) &= 16,14 \text{ Ton-m} \\ \text{Mu}(-) &= 190,19 \text{ Ton-m} \\ \text{Mu} &= -174,05 \text{ Ton-m} \end{aligned}$$

5.6. PUNZONAMIENTO

PUNZONAMIENTO LOCAL

$$\text{Vu} = 67,93 \text{ Ton}$$

PUNZONAMIENTO GENERAL

$$\text{Vu} = 3553,8 \text{ Ton}$$

5.7. HINCADO DE PILOTES

Se determina la capacidad portante del pilote después del hincado.

longitud pilote	30,00	M
Wp=	32,08	Klb
Wr=	5	Klb
WRh=	19,2	klb-pies(Energia nominal del martillo 11BR(MKT))
E=	0,85	
n=	0,5	O4-05 PILOTES SIN CAPUCHON
N=	14	12-14 PILOTES CONCRETO
Qu=	182,3	Ton
Fs=	3	
Qadm=	60,78	Ton
Q/pilote=	56,12	Ton OK!

6. DISEÑO ESTRUCTURAL

6.1. DATOS

f'c=	240 Kg/cm ²	fy=	4200 Kg/cm ²
r(pant)=	0,05 m	r(zapata)=	0,075 m
φ (Flexión)=	0,90	φ (Corte)=	0,85



6.2. DISEÑO DE LA PANTALLA

6.2.1. VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = 80,26 \text{ Ton}$$

$$V_u = 9,04 \text{ Ton}$$

OK!

6.2.2. ACERO VERTICAL

CARA INTERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	96,75 Ton-m
d	1,15 m
b	100,00 cm
Ru	8,13
ρ	0,0020
ρ_{min}	0,0020
#25	3,60 cm ²
Nº Aceros	3,33
s (Calculado)	30,00 cm
s (Redond.)	25 cm
As _{vint}	2#22@25
Ld	0,68 m
Lcorte (calc)	6,03 m
Lcorte (redond)	2,80 m
As _{vint/2}	#22@25

As
22,72 cm²
24,00 cm²

USAR Asmin!



6.2.3. ACERO HORIZONTAL

PARTE INFERIOR	
DESC.	VALOR
#22	3,60 cm ²
ρ	0,0020
Ash	24,00 cm ²
Ash/2	12,00 cm ²
Nº Aceros	3,33
s (Calculado)	30,00 cm
s (Redond.)	24 cm
Ash _{int}	#22@24
#22	3,60 cm ²
Ash/3	12,00 cm ²
Nº Aceros	3,33
s (Calculado)	30,00 cm
s (Redond.)	24 cm
Ash _{ext}	#22@24

RESUMEN:		
Ash _{int}	#22@24	
Ash _{ext}	#22@24	

6.3. DISEÑO DE LA ZAPATA

6.3.1. VERIFICACIÓN DE CORTANTE

$$\phi V_c = 2765,0 \text{ Ton}$$

$$V_u = 2717,0217 \text{ OK!}$$

6.3.2. ACERO LONGITUDINAL

ACERO LONGITUDINAL

CARA INFERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	174,0 Ton-m
d	1,33 m
b	100,00 cm
Ru	11,02
ρ	0,002698
ρ_{min}	0,0018
#20	3,15 cm ²
As _{l/2}	17,87 cm ²
Nº Aceros	5,67
s (Calculado)	17,63 cm
s (Redond.)	15 cm
As _{linf}	#20@15

As
35,74 cm²
25,20 cm²
OK!

CARA SUPERIOR	
DESC.	VALOR
#20	3,15 cm ²
As _{min/2}	12,60 cm ²
Nº Aceros	4,00
s (Calculado)	25,00 cm
s (Redond.)	25 cm
As _{lsup}	#20@25



6.3.3. ACERO TRANSVERSAL

Ast	#20@25
-----	--------

6.4. VERIFICACION DEL PUNZONAMIENTO

PUNZONAMIENTO GENERAL	
D	1,32 m
Lado corto	1,20 m
Lado largo	24,6 m
Bc	20,5
Bo	56,88
oVc1	5521,20 Ton
oVc2	10875,5 Ton
oVc	5521,20 Ton
Vu1	3553,75 Ton

OK!

PUNZONAMIENTO LOCAL	
Perímetro	4,44 m
oVc	5331,3 Ton
Vu	67,9 Ton

OK!

6.5. DISEÑO DE LOS PILOTES

ACERO LONGITUDINAL	
ρ	0,02
As	36,00 cm ²
#20	3,15 cm ²
Nº Aceros	11,42857143
Nº Aceros(RED)	12
Cs	3
Ac	2025,00 cm ²
Rp	188,1 Ton
As	12#20



NOTAS:

- (1) Predimensionamiento tomado del texto "Principios de Ingeniería de Cimentaciones" de Braja M. Das.
- (2) La longitud de la cajuela (N) tomado del "Manual de Diseño de Puentes 2002" del MTC.
- (3) El coeficiente de aceleración sísmica se puede obtener de la Distribución de Isoaceleraciones del "Manual de Diseño de Puentes" del MTC, Apéndice A.
- (4) Incremento de carga viva por efectos dinámicos, se obtuvo Tabla 2.4.3.3 del "Manual de Diseño de Puentes" del MTC
- (5) q puede ser asumido como la sobrecarga distribuida del vehículo de diseño.
- (6) K_a obtenido de las ecuaciones propuestas por la teoría de empujes de Coulomb, según el "Manual de Diseño de Puentes 2002" del MTC, Apéndice C.
- (7) K_e obtenido de las ecuaciones propuestas por la teoría de empujes para condiciones sísmicas de Mononobe-Okabe, según el "Manual de Diseño de Puentes 2002" del MTC, Apéndice C.
- (8) El punto de aplicación de E_e se obtiene según la metodología propuesta en el texto "Principios de Ingeniería de Cimentaciones" de Braja M. Das.
- (9) Punto de aplicación de la fuerza de frenado y aceleración según el "Manual de Diseño de Puentes 2002" del MTC.
- (10) Tomado del Código Ecuatoriano de la Construcción
- (11) Se determinó de acuerdo al capítulo 6 Presión pasiva del texto "Principios de Ingeniería de Cimentaciones" de Braja M. Das.

Para los bordes de la pantalla de la pila se escogió una forma circular.

De acuerdo a las recomendaciones de las normas AASHTO se utilizó como filtro grava, piedra picada con geotextil y como sistema de drenaje se colocó tubos de PVC de 4 pulgadas cada metro en sentido horizontal detallado en los planos.



5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

Habiendo finalizado el diseño y análisis del estribo y pila rigiéndonos bajo el American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) y el American Concrete Institute (ACI 318-11) además de tomar en consideración el libro de Principios de ingeniería de cimentaciones de Braja Das para los efectos del empuje activo, sísmico y pasivo, y el Código Ecuatoriano de la construcción (CEC 2005), hemos llegados a las siguientes conclusiones:

1. Cumplimos satisfactoriamente con nuestros objetivos, es decir que mediante la aplicación de las normas Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes (AASHTO 2004) y las normas internacionales como ACI-318-11 además de la ayuda del CEC para garantizar el buen funcionamiento de una estructura que permita una buena actuación en servicio y ante eventos sísmicos.
2. La revisión del desplazamiento y volcamiento de las estructuras en estudio nos revelo que los resultados obtenidos son aceptables permitiendo un buen funcionamiento ante la actuación de los empujes .
3. Cabe mencionar que la revisión y dimensionamiento de los elementos estructurales de concreto por medio de la demanda de acero que proporciono el análisis es satisfactorio tal y como se demostró en el capítulo 6.
4. La selección de 80 pilotes se hizo de acuerdo a los análisis presentados en el capítulo 6.
5. Para el cálculo de las longitudes de desarrollo, empalmes, longitud de confinamiento, acero de contracción y temperatura, se siguió las recomendaciones del ACI 318-11(especificada en cada tema).



5.2 Recomendaciones

1. Como recomendación sugerimos a los ingenieros de la facultad a estructurar tareas dedicadas a diseños completos de estructuras, de tal manera que se profundicen criterios de diseño que puedan quedar como precedente para futuros estudios y sean una guía para los futuros ingenieros.
2. Además sugerimos también el estudio de nuevos materiales de construcción de tal manera que los conocimientos adquiridos estén acordes a los nuevos materiales de construcción y así estar actualizados con las innovaciones existentes.
3. En la etapa de construcción de cualquier proyecto estructural es necesario tener un completo conocimiento del proyecto y de las condiciones del suelo así como un control estricto de la calidad de los materiales a utilizar debido a que estos deben cumplir con las diferentes normas de calidad para su buen funcionamiento, adicionalmente la obra debe ser supervisada por un ingeniero especializado para así garantizar que la estructura se construya y trabaje de acuerdo a las condiciones para las que fue diseñado.



6. ANEXOS

6.1. ANEXO A – Memoria Numérica de Vigas de la Superestructura

Esfuerzos en las Vigas

CALCULO DE CARGAS MUERTAS (largo= 1 m.)

CARGAS REPARTIDAS

ELEMENTO	ANCHO	ESPESOR	VOL/m.	PESO UNIT.	PESO/m	unid
Losa	1,96	0,2	0,392	2400	941	kg/m
Viga colgada	Total.....	78171,6	long (m)	40	1954	kg/m
Asfalto	1,96	0,05	0,098	2200	216	kg/m
Luz de cálc= 40 m.				Suman.....	3111	kg/m

Momento por cargas repartidas= 622138 kg.m

Reacción por cargas repartidas= 62214 Kg

CARGAS CONCENTRADAS (diafragmas) Cantidad 5
 peso de diafragma 1689,6 Kg

ELEMENTO	ANCHO	ALTO	LARGO	UBIC.	R.izq	R.der	Momento Centro
Diafragma	0,2	2	1,76	0	1689,6	0	0
Diafragma	0,2	1,1	1,76	10	1267,2	422	8448
Diafragma	0,2	1,1	1,76	20	844,8	845	16896
Diafragma	0,2	1,1	0	30	0	0	0
Diafragma	0,2	1,1	1,76	40	0	0	0
Diafragma							0
Diafragma							0
Momento por diafragma (kg.m).....							25344
Reacción por diafragma kg....							1267

MOMENTO TOTAL POR CARGA MUERTA 647482 kg.m

REACCION MAXIMA POR CARGA MUERTA 63481 Kg



CALCULO DE CARGAS VIVAS

Impacto.. $15.24/(l+38)$ 0,195 max 0.33

Coficiente elegido....	1,330
-------------------------------	--------------

CARGAS HS-MOP

ESFUERZOS POR CARGA HS-MOP CON CAMION TIPO

FACTOR DE CONTRIBUCION

vale para separaciones mayores a 1,2 y menores a 3 m.

Separación entre ejes **1,96 M**

Considera una rueda directamente sobre la viga y ordenda central
1

TRAMO	DIST.EJE	REACC
Izquierdo	1,2	0,388
Centro	0	1,000
Derecho	1,8	0,082
Fact. Contrib		1,47

Luz de la viga

40 M

	Carga Kg.	Ubicación
Carga de una rueda posterior	10000	16,5
Carga de una rueda intermedia	10000	20,7
Carga de rueda delantera	2500	24,9
Peso de un lado de camión	22500	

Reaccion "A" para momento **11644**

ESFUERZO	NETO	F.DISTRIB	C.IMPACTO	TOTAL	UNIDAD
Momento	199026	1,469	1,330	388953	kg.m
Corte	20925	1,469	1,330	40893	Kg



ESFUERZOS POR CARGA HS-MOP CON TANDEM

FACTOR DE CONTRIBUCION

vale para separaciones mayores a 1,2 y menores a 3 m.

Separación entre ejes **1,96 M**

Considera una rueda directamente sobre la viga y ordenda central 1

TRAMO	DIST.EJE	REACC
Izquierdo	1,8	0,082
Centro	0	1,000
Fact. Contrib		1,082

Luz de la viga **40 M**

Carga de una rueda pesada 5000 Kg

Peso de un lado de Tandem **10000 Kg**

ESFUERZO	NETO	F.DISTRIB	C.IMPACTO	TOTAL	UNIDAD
Momento	97000	1,082	1,330	139541	kg.m
Corte	9850	1,082	1,330	14170	Kg

ESFUERZOS POR CARGA HS-MOP CARGA EQUIVALENTE

Carga repartida por via	1200 kg/m/vía
Carga conc.para momento	10200 kg/vía
Carga conc.para cortante	14800 kg/vía
Ancho de via	3 M
Separacion de vigas	1,96 M
Carga repartida por viga	784 kg/m
Carga conc.para momento	6664 kg/viga
Carga conc.para cortante	9669 kg/viga



ESFUERZO	VALOR	C.IMPACTO	TOTAL	
Momento carga repartida	156800	1,330	208544	
Momento carga concentrada	66640	1,330	88631	
	Momento total		297175	kg.m
Cortante por carga repartida	15680	1,330	20854	
Cortante por carga concentrada	9669	1,330	12860	
	Cortante total		33715	Kg

CARGAS HL-93

ESFUERZOS POR CARGA HL-93 CON CAMION TIPO MAS CARGA DISTRIBUIDA

POR CAMIÓN TIPO

FACTOR DE CONTRIBUCION

vale para separaciones mayores a 1,2 y menores a 3 m.

Separación entre ejes

1,96 M

Considera una rueda directamente sobre la viga y ordenda central 1

TRAMO	DIST.EJE	REACC
Izquierdo	1,2	0,388
Centro	0	1,000
Derecho	1,8	0,082
	Fact. Contrib	1,469

Luz de la viga

40 M

	Carga Kg.	Ubicación
Carga de una rueda posterior	7400	16,5
Carga de una rueda intermedia	7400	20,7
Carga de rueda delantera	1800	24,9
Peso de un lado de camión	16600	Kg
Reaccion "A" para momento	8598	



ESFUERZO	NETO	F.DISTRIB	C.IMPACTO	TOTAL	UNIDAD
Momento	146888	1,469	1,330	287062	kg.m
Corte	15445	1,469	1,330	30184	Kg

ESFUERZOS POR CARGA HL-93 CARGA DISTRIBUIDA

Carga repartida por vía	9,3 N/mm/vía
Ancho de vía	3 M
Separación de ejes	1,96 M
Carga repartida por viga	619,37 kg/m

ESFUERZO	VALOR	C.IMPACTO	TOTAL	
Momento carga repartida	123874	1,000	123874	kg.m
Cortante por carga repartida	12387	1,000	12387	Kg

ESFUERZOS CAMION + CARGA REPARTIDA DE VIA

ESFUERZO	VALOR	
Momento carga repartida	410935	kg.m
Cortante por carga repartida	42571	Kg

ESFUERZOS POR CARGA HL-93 CON TANDEM

FACTOR DE CONTRIBUCION

vale para separaciones mayores a 1,2 y menores a 3 m.

Separación entre ejes **1,96 M**

Considera una rueda directamente sobre la viga y ordenda central 1

TRAMO	DIST.EJE	REACC
Izquierdo	1,83	0,066
Centro	0	1,000
	Fact. Contrib	1,066

Carga de una rueda pesada 5000 Kg

Peso de un lado de tándem **10000 Kg**

Luz de la viga **40 M**



ESFUERZO	NETO	F.DISTRIB	C.IMPACTO	TOTAL	UNIDAD
Momento	96950	1,066	1,330	137496	kg.m
Corte	9848	1,066	1,330	13966	Kg

RESUMEN DE ESFUERZOS DE CARGA

VIVA

CASO	MOMENTO	CORTANTE
HS-MOP CAMION TIPO	388953	40893
TANDEM	139541	14170
HS-MOP CARGA EQUIVALENTE	297175	33715
HL-93 CAMON+REPARTIDA	410935	42571
TANDEM HL.93	137496	13966

MOMENTO MAXIMO POR CARGA VIVA	410935 kg.m
REACCION MAXIMA POR CARGA VIVA	42571 Kg

Fuente: Consorcio Naranjal

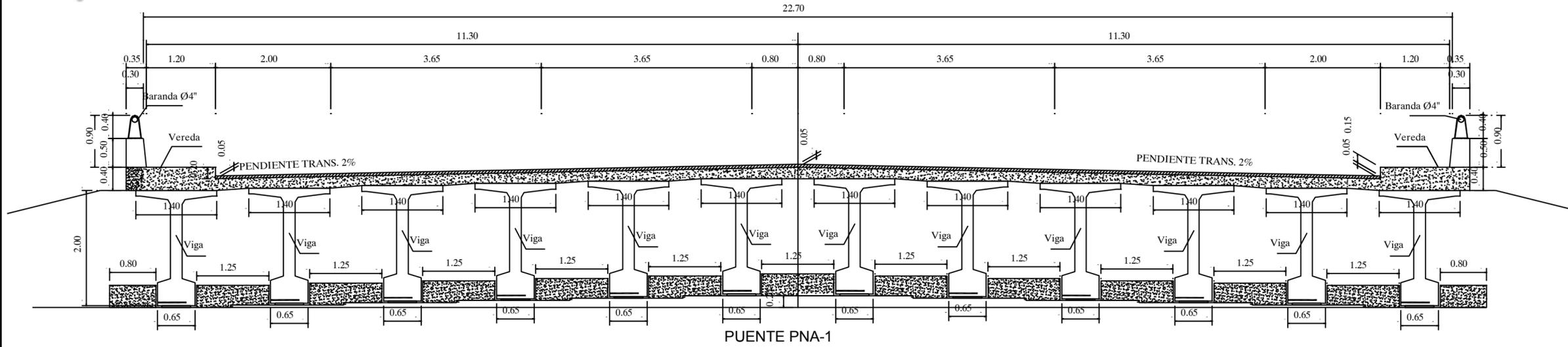


UNIVERSIDAD DE CUENCA
Fundada en 1867

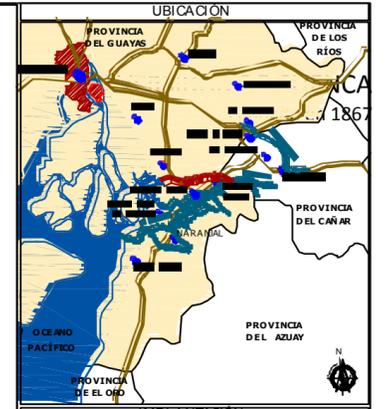
6.2 ANEXO B - Planos Superestructura



TABLERO DE PUENTE LUZ= 4 TRAMOS DE 40METROS

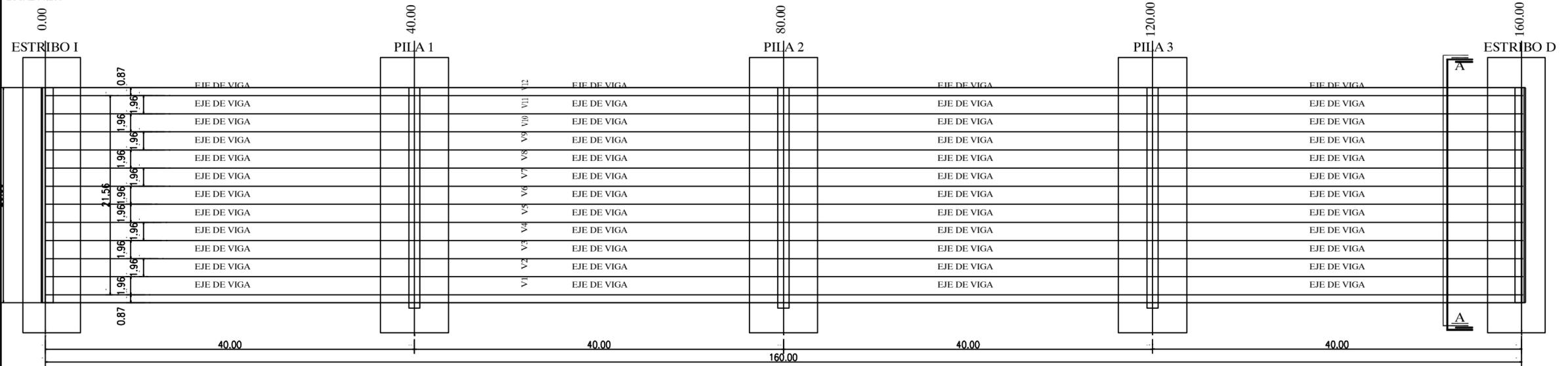


SECCIÓN TRANSVERSAL
ESC.1:40

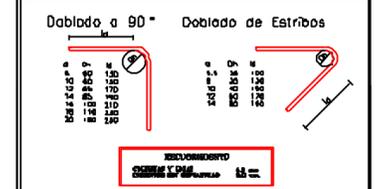


IMPLANTACION

PLANTA EJE DE VIGAS
ESCALA 1:250



NOTAS



MATERIALES

HORMIGÓN	f _c = 250 kg/cm ² a la Rotura
ACERO	f _y = 4200 kg/cm ² a la Rotura
ACERO PERFILES	f _y = 2800 kg/cm ² a la Rotura para varillas y barras o resistencia
ACERO PERFILES	f _y = 2400 kg/cm ² a la Rotura para perfiles
BOCADURA	Clasificación AWS 70-18 (para acero D2)

REVISIONES

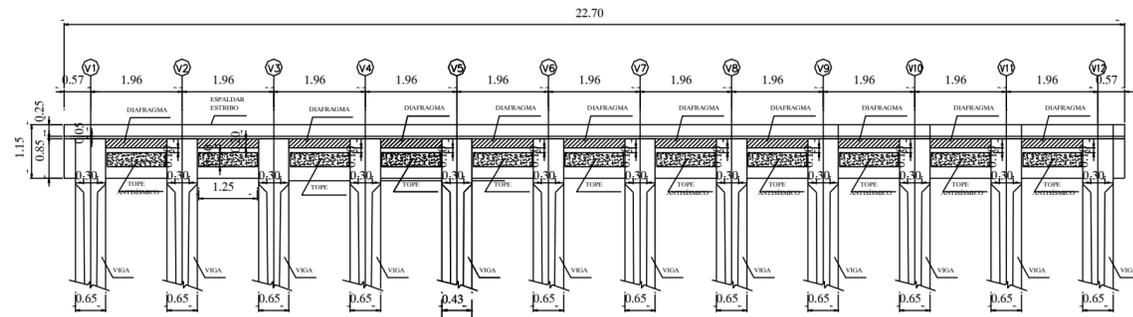
NO.	FECHA	DESCRIPCION



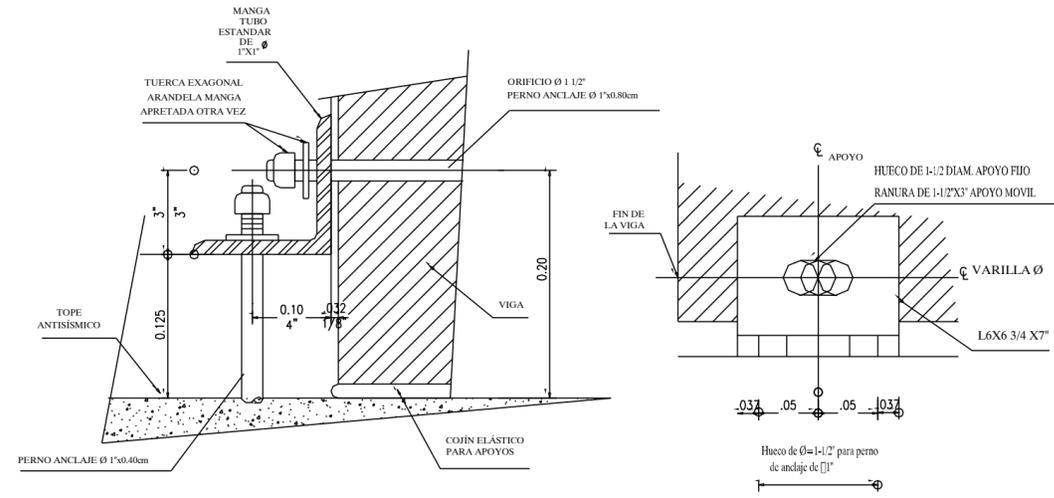
SECRETARÍA NACIONAL del Agua

PROYECTO DE CONTROL DE INUNDACIONES SISTEMA HÍDRICO NARANJAL
PLAN GENERAL DE OBRAS CÁÑAR NARANJAL

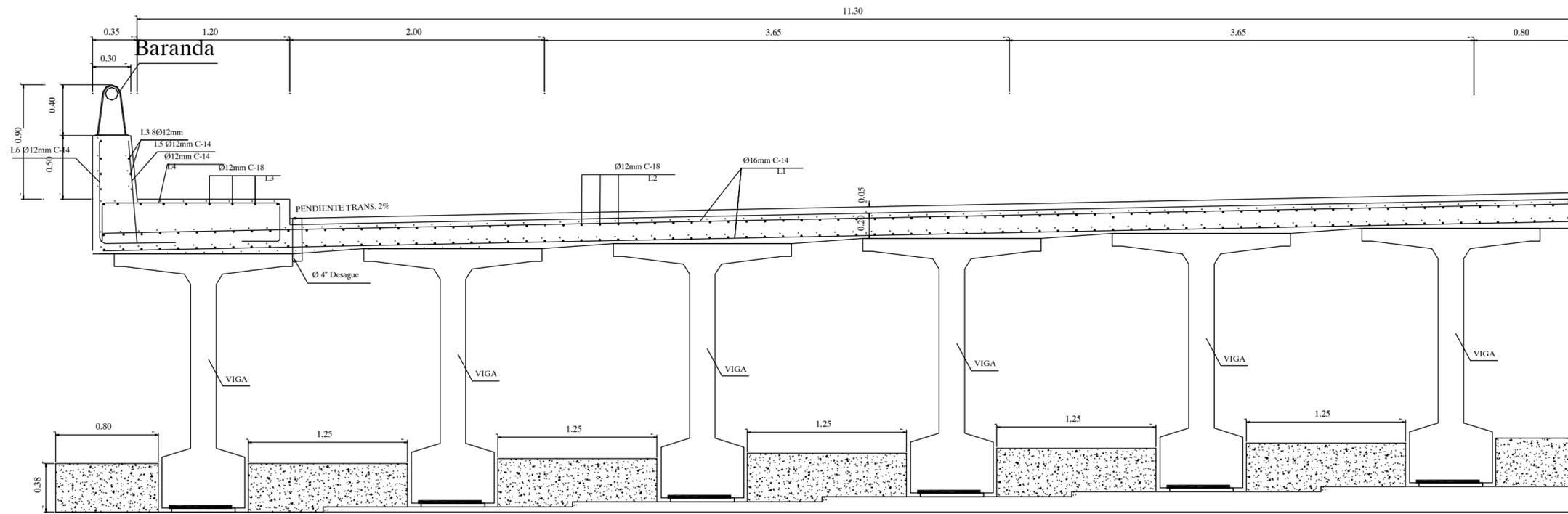
PLANO	TALLER	SISTEMA NARANJAL
		PUENTE - PNI
		VIA NARANJAL - PUERTOICA
		SECCION TRANSVERSAL
		PLANTA DE VIGAS



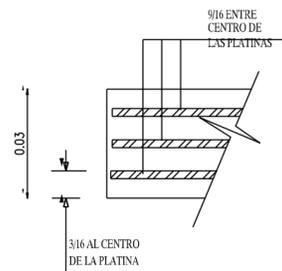
DETALLE DE LLEGADA DE VIGA A ESTRIBO (PLANTA)
ESC. 1:75



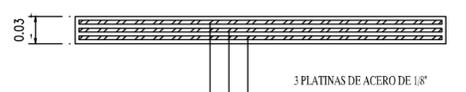
DETALLE DE ANCLAJE EN LOS ESTRIBOS
(GALVANIZADOS DESPUES DE FABRICADOS)



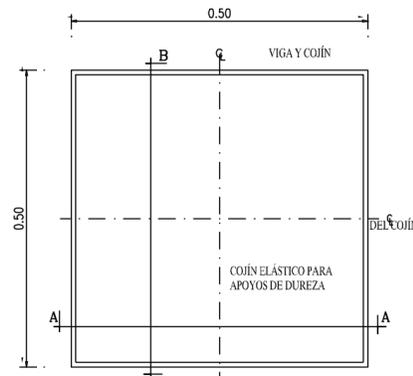
ARMADO DE LOSA
CORTE TRANSVERSAL
ESC. 1:20



SECCIÓN B-B



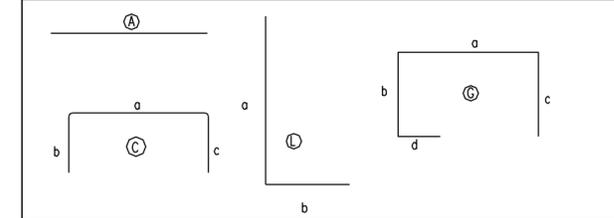
SECCIÓN A-A



PLACA DE NEOPRENE
SHORE 70

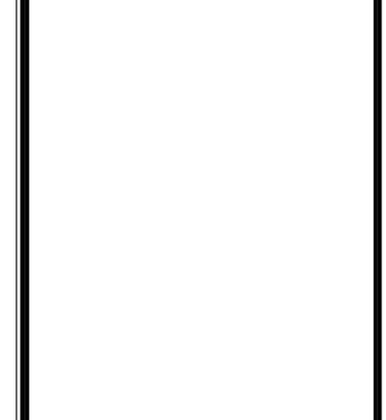
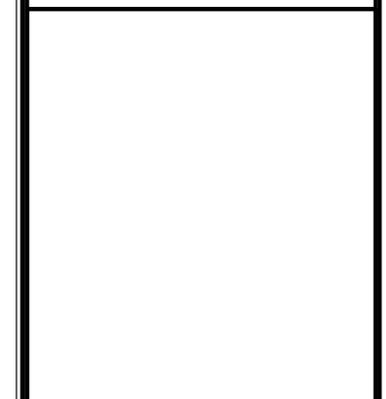
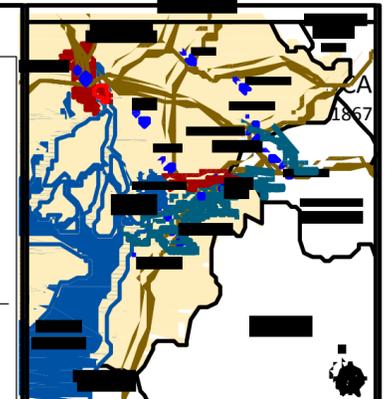
PLANILLA DE HIERROS DE UNA LOSA (40.00X10.20)												
Diámetro	LUGAR	Mc	Tipo	N°	DIMENSIONES (m)					Longitud desarrollada	Peso total Kg	OBSERVACIONES
					a	b	c	d	e			
16	L1	A	1716	8.54						8.54	23.130	
12	L2	A	1048	10.80						10.80	10.048	
12	L3	A	144	10.80						10.80	1.381	
12	L4	G	572	1.40	0.30	0.30	0.30			2.30	1.188	
12	L5	A	572	0.80						0.80	406	
12	L6	L	572	0.80	0.60					1.40	711	

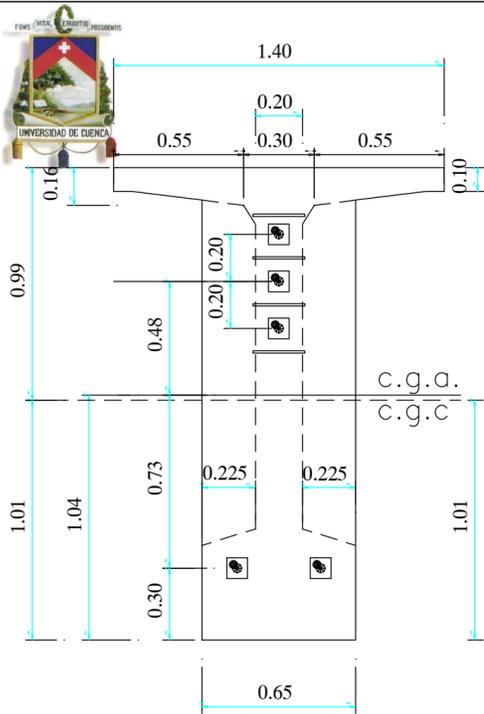
FORMAS



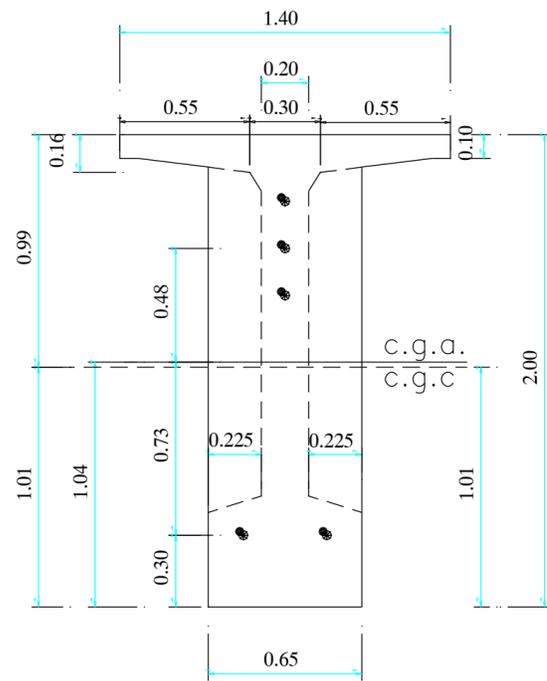
RESUMEN DE LOSA

DESCRIPCIÓN	UN TRAMO	CUATRO TRAMOS
HORMIGÓN (M3)	211.728	846.912
ACERO (Kg)	12,420	118,736
CUANTÍA DE HIERRO (Kg/M3)		140.20

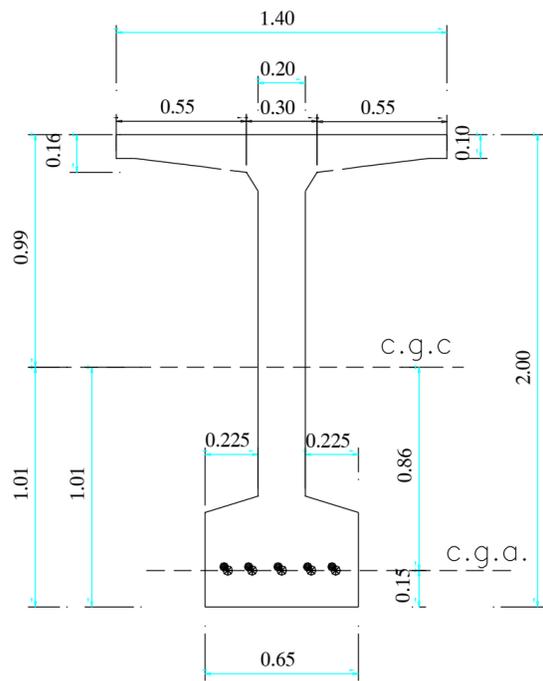




SEPARACIÓN CABLES EN APOYOS
ESC 1:15

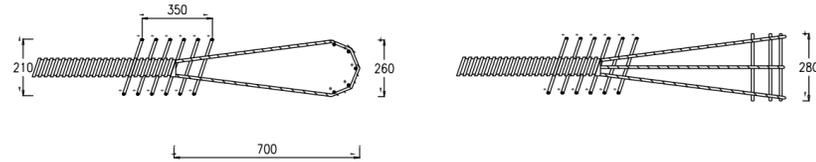


VIGAS P/S SECTOR APOYO
ESC 1:15

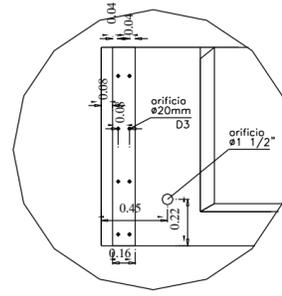


VIGAS P/S SEMI-LUZ
ESC 1:15

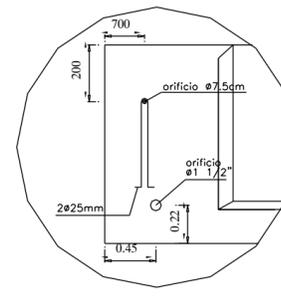
ANCLAJE PASIVO



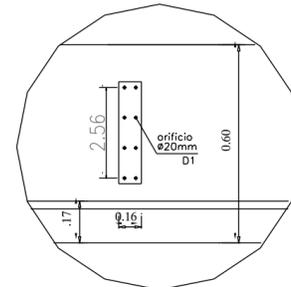
DIAGRAMAS EXTREMOS



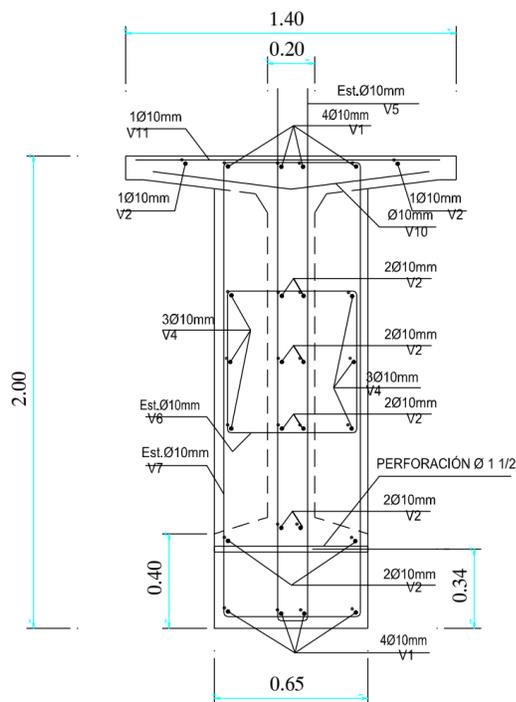
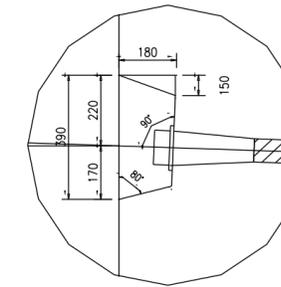
UBICACIÓN DE IZADOR



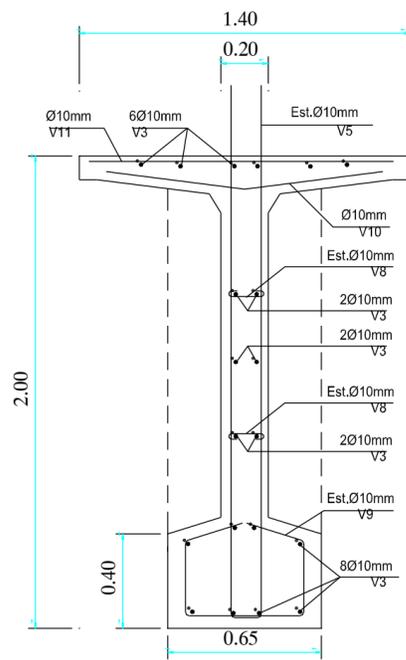
DIAGRAMAS INTERNOS



ANCLAJE ACTIVO



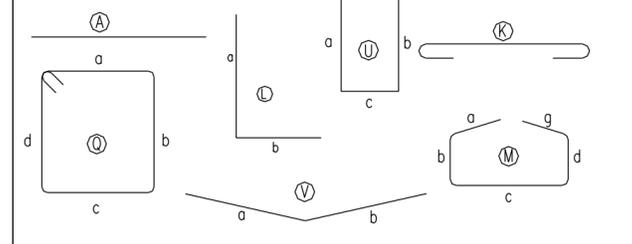
SECCIÓN 1
ESC 1:15



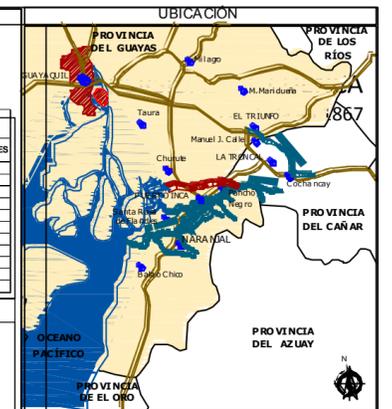
SECCIÓN 2
ESC 1:15

PLANILLA DE HIERROS 1 VIGA												
Diámetro	LUGAR	Mc	Tipo	N°	DIMENSIONES (m)					Longitud desarrollada	Peso total Kg	OBSERVACIONES
					a	b	c	d	e			
10	V1	L	16	9.20	0.90					9.20	37	
10	V2	A	24	9.20						9.20	138	
10	V3	A	40	12.00						12.00	296	
10	V4	A	12	1.40						1.40	10	
10	V5	U	188	2.25	2.25	0.15				4.65	539	
10	V6	Q	38	0.55	0.55	0.55	0.55		0.15	2.50	59	
10	V7	Q	38	0.55	1.90	0.55	1.90		0.15	5.20	122	
10	V8	K	300	0.15					0.15	0.45	83	
10	V9	M	150	0.25	0.30	0.55	0.30	0.25		1.65	153	
10	V10	V	188	0.65	0.65					1.30	151	
10	V11	K	188	1.30					0.15	1.60	185	

FORMAS



RESUMEN DE VIGAS DE 40mts			
DESCRIPCIÓN	UNA VIGA	NUEVE VIGAS	CUATRO TRAMOS
HORMIGÓN (M3)	32.73	294.57	1178.28
ACERO (Kg)	1,830	16,470	65,880
CUANTIA DE HIERRO (Kg/M3)			55.91



IMPLANTACIÓN



RESUMEN DE VIGAS DE 40mts			
DESCRIPCIÓN	UNA VIGA	NUEVE VIGAS	CUATRO TRAMOS
HORMIGÓN (M3)	32.73	294.57	1178.28
ACERO (Kg)	1,830	16,470	65,880
CUANTIA DE HIERRO (Kg/M3)			55.91

RESUMEN DE VIGAS DE 40mts			
DESCRIPCIÓN	UNA VIGA	NUEVE VIGAS	CUATRO TRAMOS
HORMIGÓN (M3)	32.73	294.57	1178.28
ACERO (Kg)	1,830	16,470	65,880
CUANTIA DE HIERRO (Kg/M3)			55.91

RESUMEN DE VIGAS DE 40mts			
DESCRIPCIÓN	UNA VIGA	NUEVE VIGAS	CUATRO TRAMOS
HORMIGÓN (M3)	32.73	294.57	1178.28
ACERO (Kg)	1,830	16,470	65,880
CUANTIA DE HIERRO (Kg/M3)			55.91

RESUMEN DE VIGAS DE 40mts			
DESCRIPCIÓN	UNA VIGA	NUEVE VIGAS	CUATRO TRAMOS
HORMIGÓN (M3)	32.73	294.57	1178.28
ACERO (Kg)	1,830	16,470	65,880
CUANTIA DE HIERRO (Kg/M3)			55.91

RESUMEN DE VIGAS DE 40mts			
DESCRIPCIÓN	UNA VIGA	NUEVE VIGAS	CUATRO TRAMOS
HORMIGÓN (M3)	32.73	294.57	1178.28
ACERO (Kg)	1,830	16,470	65,880
CUANTIA DE HIERRO (Kg/M3)			55.91

RESUMEN DE VIGAS DE 40mts			
DESCRIPCIÓN	UNA VIGA	NUEVE VIGAS	CUATRO TRAMOS
HORMIGÓN (M3)	32.73	294.57	1178.28
ACERO (Kg)	1,830	16,470	65,880
CUANTIA DE HIERRO (Kg/M3)			55.91

RESUMEN DE VIGAS DE 40mts			
DESCRIPCIÓN	UNA VIGA	NUEVE VIGAS	CUATRO TRAMOS
HORMIGÓN (M3)	32.73	294.57	1178.28
ACERO (Kg)	1,830	16,470	65,880
CUANTIA DE HIERRO (Kg/M3)			55.91

RESUMEN DE VIGAS DE 40mts			
DESCRIPCIÓN	UNA VIGA	NUEVE VIGAS	CUATRO TRAMOS
HORMIGÓN (M3)	32.73	294.57	1178.28
ACERO (Kg)	1,830	16,470	65,880
CUANTIA DE HIERRO (Kg/M3)			55.91

RESUMEN DE VIGAS DE 40mts			
DESCRIPCIÓN	UNA VIGA	NUEVE VIGAS	CUATRO TRAMOS
HORMIGÓN (M3)	32.73	294.57	1178.28
ACERO (Kg)	1,830	16,470	65,880
CUANTIA DE HIERRO (Kg/M3)			55.91

RESUMEN DE VIGAS DE 40mts			
DESCRIPCIÓN	UNA VIGA	NUEVE VIGAS	CUATRO TRAMOS
HORMIGÓN (M3)	32.73	294.57	1178.28
ACERO (Kg)	1,830	16,470	65,880
CUANTIA DE HIERRO (Kg/M3)			55.91

RESUMEN DE VIGAS DE 40mts			
DESCRIPCIÓN	UNA VIGA	NUEVE VIGAS	CUATRO TRAMOS
HORMIGÓN (M3)	32.73	294.57	1178.28
ACERO (Kg)	1,830	16,470	65,880
CUANTIA DE HIERRO (Kg/M3)			55.91

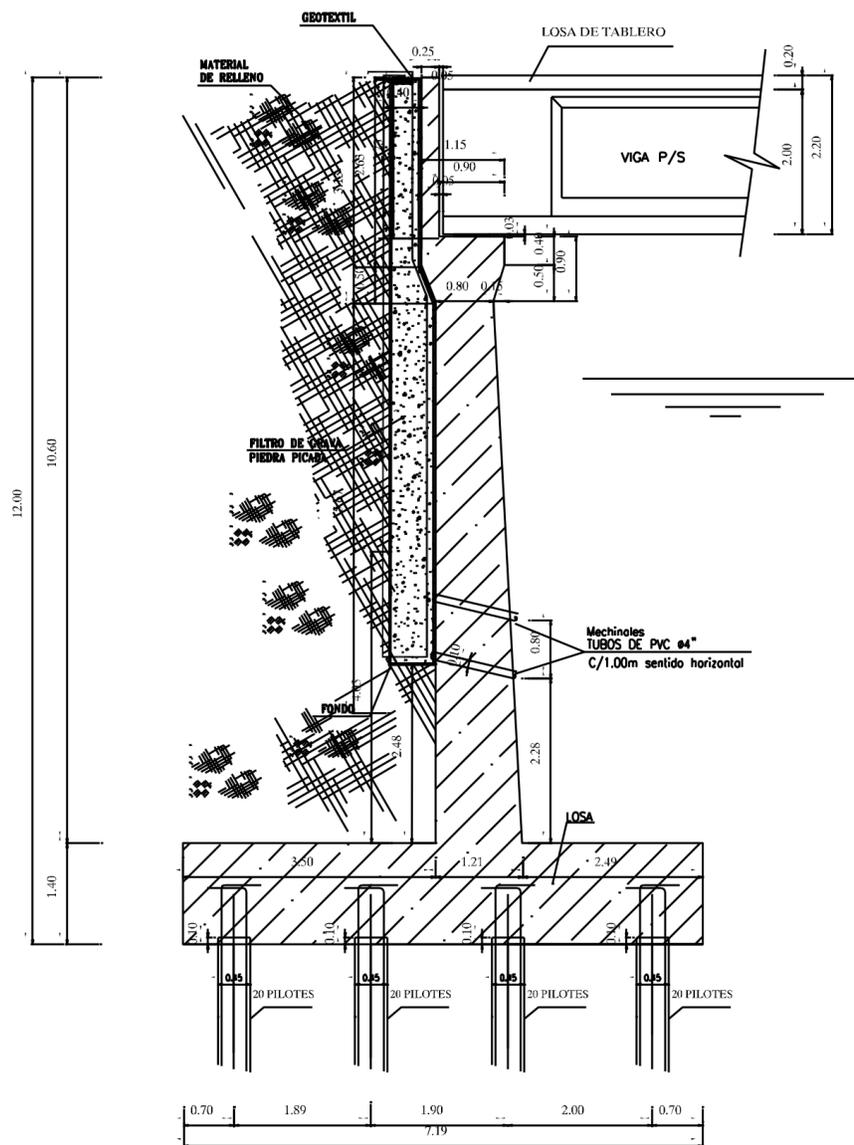
RESUMEN DE VIGAS DE 40mts			
DESCRIPCIÓN	UNA VIGA	NUEVE VIGAS	CUATRO TRAMOS
HORMIGÓN (M3)	32.73	294.57	1178.28
ACERO (Kg)	1,830	16,470	65,880
CUANTIA DE HIERRO (Kg/M3)			55.91

RESUMEN DE VIGAS DE 40mts			
DESCRIPCIÓN	UNA VIGA	NUEVE VIGAS	CUATRO TRAMOS
HORMIGÓN (M3)	32.73	294.57	1178.28
ACERO (Kg)	1,830	16,470	65,880
CUANTIA DE HIERRO (Kg/M3)			55.91



UNIVERSIDAD DE CUENCA
Fundada en 1867

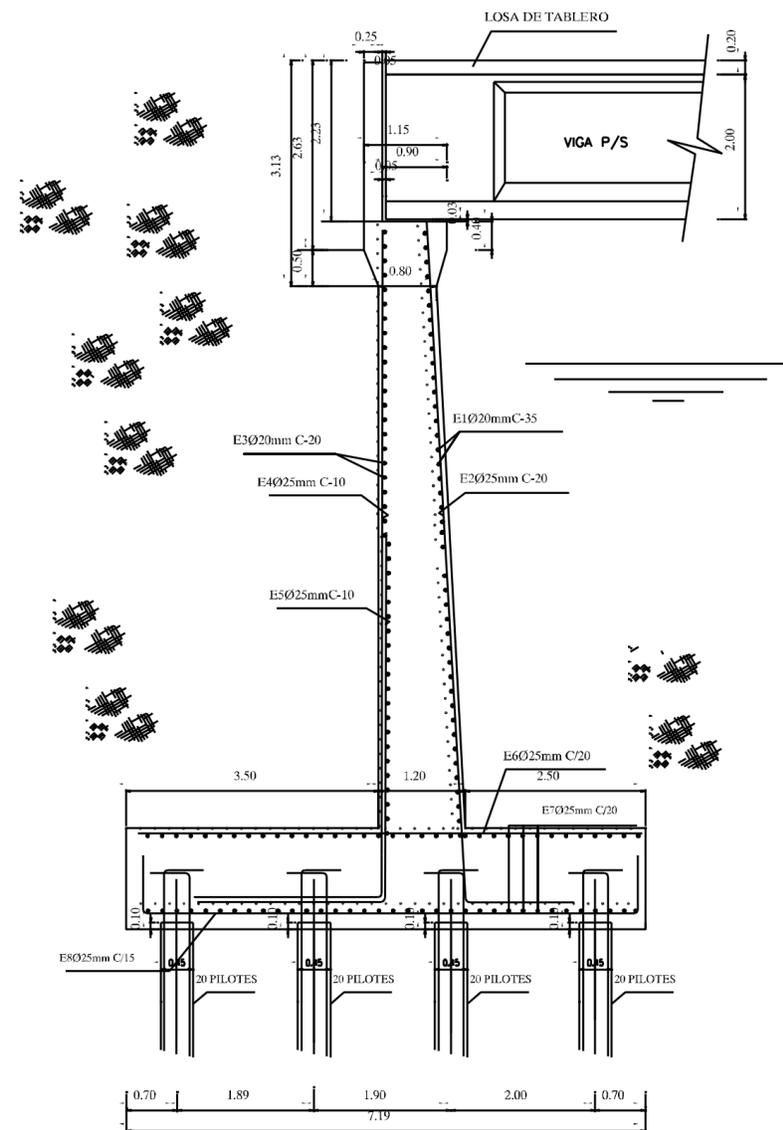
6.3 ANEXO C - Planos Subestructura



ALZADO DE ESTRIBO
ESC. 1:50

Lucía Genoveva Bermejo Bravo
Jorge Alejandro Clavijo Barco

NOTA:
- LAS PLANILLAS DE HIERROS ESTÁN REALIZADAS POR METRO LINEAL DE PANTALLA.
- PARA LOS TRASLAPES DE LOS ACEROS HORIZONTALES SE TOMARÁ UNA LONGITUD IGUAL A 1 m.



ARMADO DE ESTRIBO
ESC. 1:50

ESPECIFICACIONES GENERALES

- Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días:
ZAPATA. PANTALLA: $f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia a la fluencia de las varillas corrugadas:
 $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$
- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-11
- Recubrimiento del refuerzo:
- Concreto colado directamente sobre el suelo: 7 cm
- Concreto expuesto a la acción del suelo: 5 cm
- Concreto expuesto a la acción del medio ambiente: 7 cm
- Normas utilizadas para el diseño:
- ACI 318-11
- AASHTO 2004
- Código Ecuatoriano de la Construcción NEC-2001

UNIVERSIDAD ESTATAL DE CUENCA

ESCALA: 1:50

OBSERVACIONES:

CONTIENE:

- ARMADO Y ALZADO DEL ESTRIBO

DISEÑO: LUCÍA GENOVEVA BERMEJO BRAVO
JORGE ALEJANDRO CLAVIJO BARCO

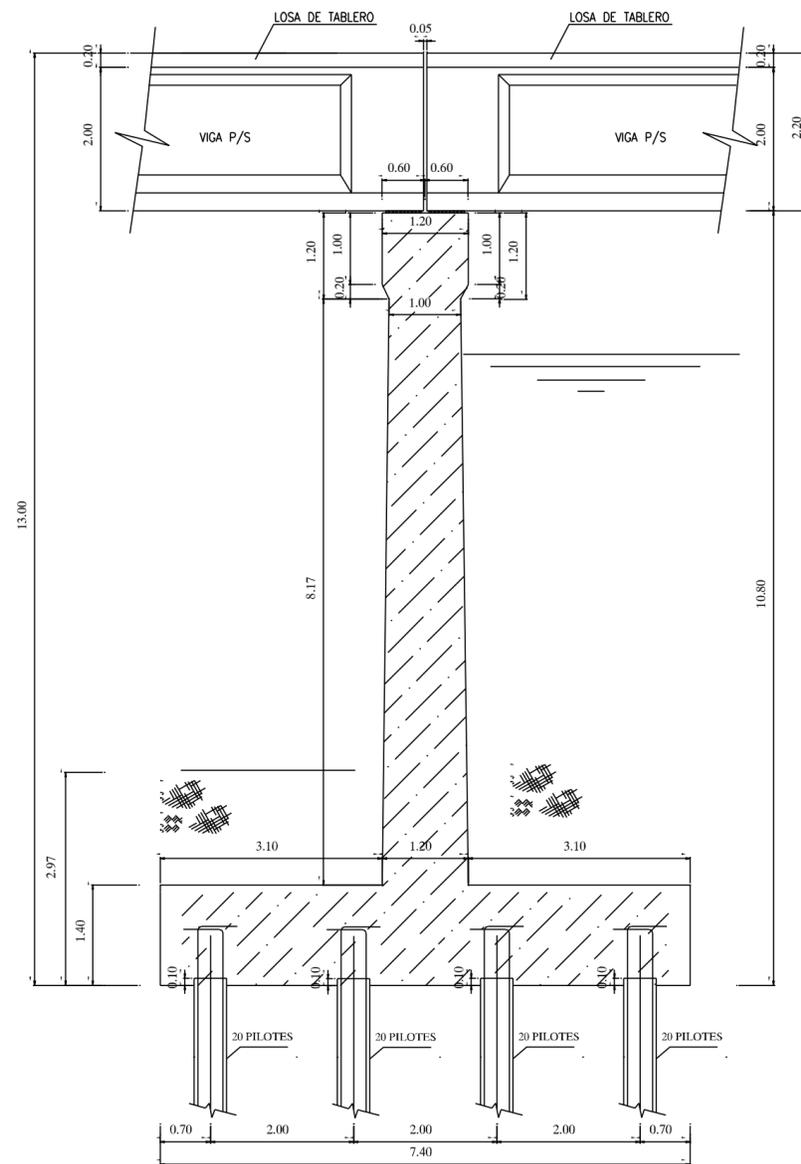
DIBUJO: JORGE ALEJANDRO CLAVIJO BARCO

REVISIÓN: ING. FABIAN CORDERO G.

JORGE ALEJANDRO CLAVIJO BARCO

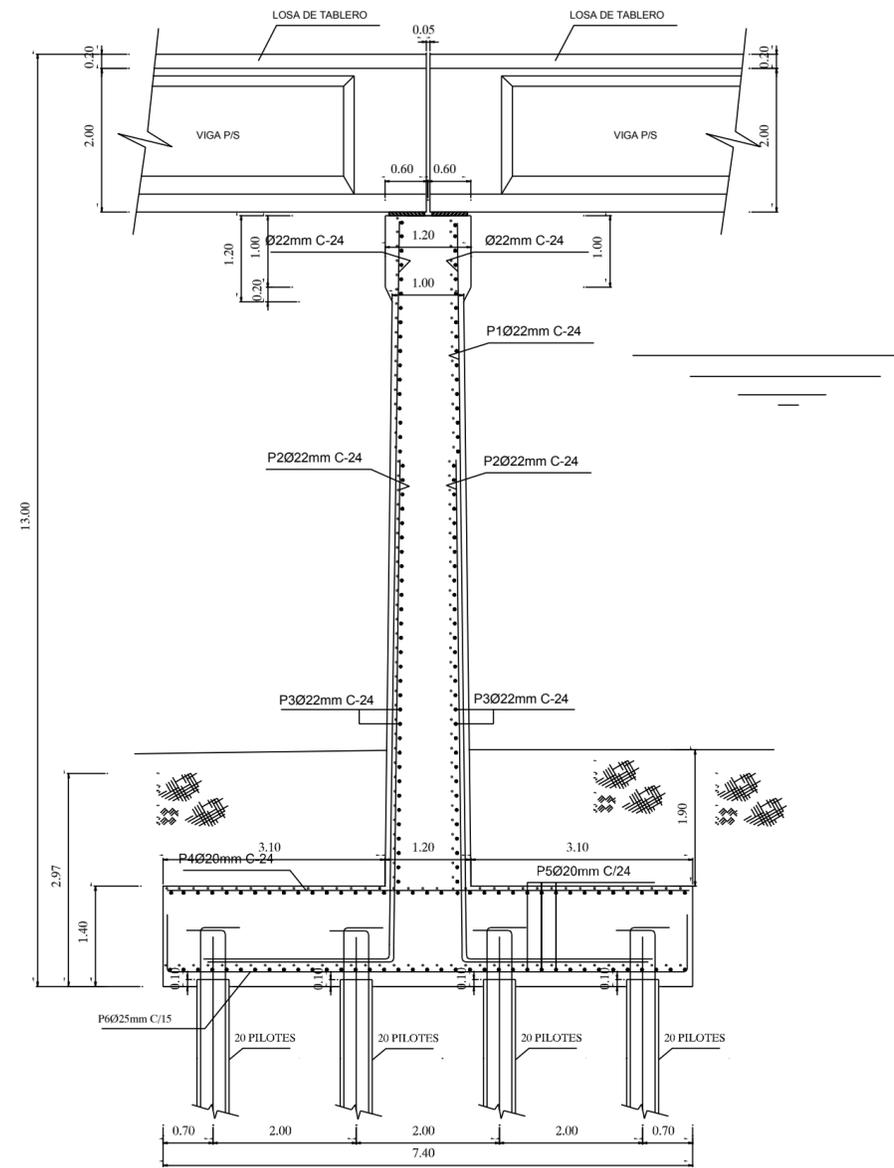
FECHA:
CUENCA - JUNIO -2014

LAMINA: 1/4



ALZADO DE PILA CENTRAL
ESC. 1:50

Lucía Genoveva Bermejo Bravo
Jorge Alejandro Clavijo Barco

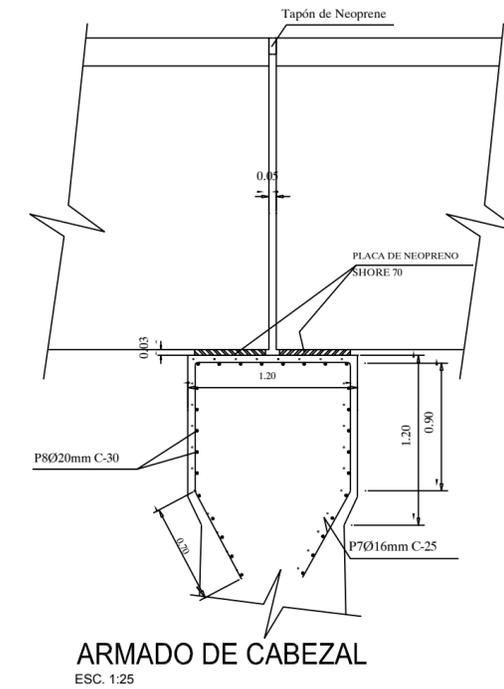
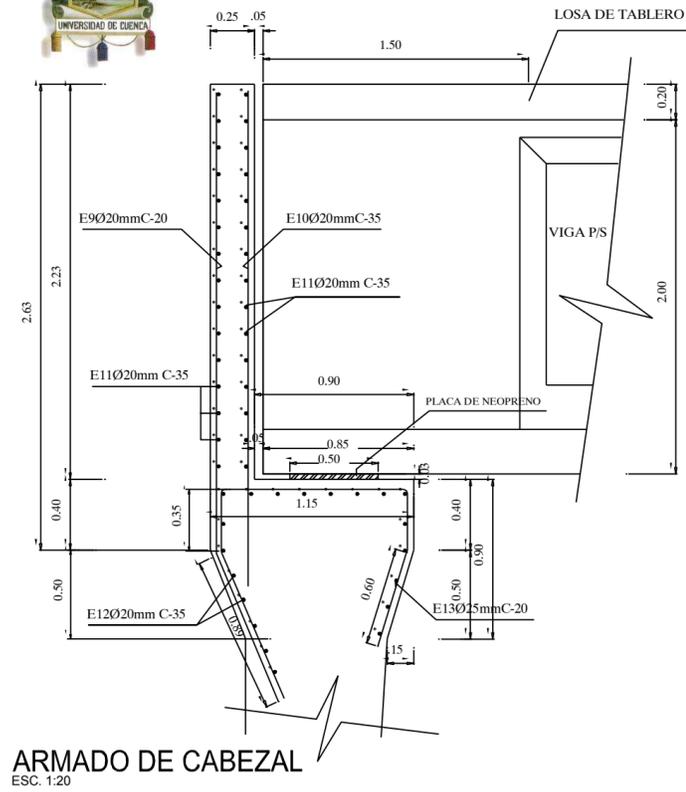


ARMADO DE PILA CENTRAL
ESC. 1:50

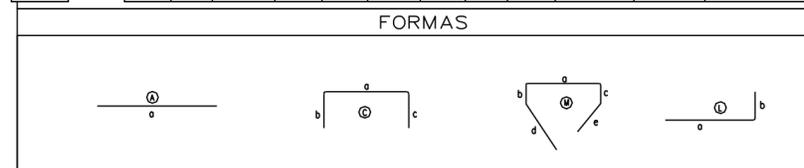
UNIVERSIDAD ESTATAL DE CUENCA

ESCALA: 1:50	DISEÑO: LUCIA GENOVEVA BERMEJO BRAVO JORGE ALEJANDRO CLAVIJO BARCO
OBSERVACIONES:	DIBUJO: JORGE ALEJANDRO CLAVIJO BARCO
	REVISION: ING. FABIAN CORDERO G.
LUCIA GENOVEVA BERMEJO BRAVO	

CONTIENE : - ARMADO Y ALZADO DE LA PILA 160	FECHA: CUENCA - JUNIO -2014
LAMINA:	2 / 4



PLANILLA DE HIERROS 1 ESTRIBO													
Diámetro	LUGAR	Mc.	Tipo	Nº	DIMENSIONES (m)					Longitud desarrollada	Peso total Kg	OBSERVACIONES	
					a	b	c	d	e				gancho
20		E1	A	24	0.95						0.95	56	
25		E2	L	5	9.00	2.00					11.00	212	
20		E3	A	42	0.95						0.95	98	
25		E4	L	10	9.00	3.00					12.00	462	
25		E5	L	10	6.00	2.50					8.50	328	
25		E6	A	5	7.10						7.10	137	
25		E7	A	72	0.95						0.95	264	
25		E8	C	7	1.00	7.10	1.00				9.10	245	
20		E9	L	5	2.55	0.90					3.45	43	
20		E10	A	3	2.80						2.80	21	
20		E11	A	12	0.95						0.95	28	
20		E12	A	10	0.95						0.95	23	
25		E13	M	5	1.05	0.35	0.35	0.90	0.60		3.25	63	



PLANILLA DE HIERROS 1 PILA													
Diámetro	LUGAR	Mc.	Tipo	Nº	DIMENSIONES (m)					Longitud desarrollada	Peso total Kg	OBSERVACIONES	
					a	b	c	d	e				gancho
22		P1	L	8	9.20	2.00					11.20	267	
22		P2	L	8	7.00	2.00					9.00	215	
22		P3	A	78	0.95						0.95	221	
20		P4	A	4	7.30						7.30	72	
20		P5	A	62	0.95						0.95	145	
25		P6	C	7	1.00	7.30	1.00				9.30	251	
16		P7	M	4	1.10	0.90	0.90	0.70	0.70		3.60	23	
20		P8	A	14	0.95						0.95	33	

Lucía Genoveva Bermejo Bravo
Jorge Alejandro Clavijo Barco

UNIVERSIDAD ESTATAL DE CUENCA	
ESCALA: 1:25	DISEÑO: LUCIA GENOVEVA BERMEJO BRAVO JORGE ALEJANDRO CLAVIJO BARCO DIBUJO: JORGE ALEJANDRO CLAVIJO BARCO REVISION: ING. FABIAN CORDERO G.
OBSERVACIONES:	
JORGE ALEJANDRO CLAVIJO BARCO	
CONTIENE:	FECHA:
- ARMADO DEL CABEZAL DEL ESTRIBO Y DE LA PILA	CUENCA - JUNIO -2014
- PLANILLA DE HIERROS DEL ESTRIBO Y LA PILA	LAMINA: 3/4



REFERENCIAS

- [0] Reglamentos para Estudios Geotécnicos en Edificaciones de la Secretaría de Estado de Obras Publicas y Comunicaciones (SEOPC) Santo Domingo, República Dominicana 2006.
- [1] Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2003)"Manual de Diseño de Puentes"
- [2]Criterios para la Cimentación de Puentes para Resistir Socavación
- [3]China Camc Engineering Co, Ltd, "Propuesta Técnica y Económica - Diseño, construcción, puesta en marcha y financiación de las obras para el Plan de Aprovechamiento y Control de Agua de la Provincia los Ríos"
- [4] Normas AASHTO-LRFD 2004.
- [5]Normas Internas de CORPECUADOR - MOP.
- [6] Hidalgo Rivas (2006) "Elementos de Puentes".
- [7] Octavio A. Rascón Chávez (1999) "Sistema de Cargas Vivas Vehiculares para Diseño de Puentes en Carreteras Alimentadoras" Publicación Técnica No. 130-Sanfandila.
- [8] Código Ecuatoriano de la Construcción 2001
- [9] Braja M. Das (1999)"Principio de Ingeniería de Cimentaciones" International Thomson Editores
- [10] Estudios Hidrológicos, Climatológicos y Modelos Hidráulicos, en el marco del Proyecto de Control de Inundaciones Bulubulu- Cañar – Naranjal - Informe Final Sistema Naranjal.
- [11] ACSAM-CONTEC, Contratista CWE "Informe de la Asociación de Cimentación Puente PNA1".

BIBLIOGRAFÍA

- Normas AASHTO-LRFD 2004.
- MOP (Normas de Diseño Geométrico de Carreteras).2003.
- CEC (Código Ecuatoriano de la Construcción) 2001.
- Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-11) y Comentario.
- Crespo Villalaz(1979) "Mecanica de Suelos y Cimentaciones" Editorial Limusa