



UNIVERSIDAD
DE PIURA

REPOSITORIO INSTITUCIONAL
PIRHUA

EXPERIENCIA EN LA GESTIÓN Y CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE VILCA SOBRE EL RÍO CHANCAY: CARRETERA HUARAL - ACOS

Alejandro Vargas-Gutiérrez

Lima, enero del 2016

FACULTAD DE INGENIERÍA

Máster en Ingeniería Civil con Mención en Ingeniería Vial

Portocarrero, W. (2016). *Experiencia en la gestión y construcción del puente Vilca sobre el río Chancay: carretera Huaral - Acos* (Tesis de Máster en Ingeniería Civil con Mención en Ingeniería Vial). Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería. Lima, Perú.



Esta obra está bajo una [licencia Creative Commons Atribución-NoComercial-SinDerivadas 2.5 Perú](#)

[Repositorio institucional PIRHUA – Universidad de Piura](#)

UNIVERSIDAD DE PIURA

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA MÁSTER EN INGENIERÍA CIVIL



**“Experiencia en la gestión y construcción del puente Vilca sobre el río Chancay:
carretera Huaral – Acos”**

Tesis para optar el grado de máster en Ingeniería Civil con mención en Ingeniería Vial

Ing. Walter Augusto Portocarrero Hidalgo

Asesor: Ing. María Esther Pinedo del Águila

Lima, mayo 2016

A mis padres por darme la vida.

A mi madre, en especial por su empeño y coraje.

A mi esposa Dilma, a mis hijos Walter y Erick, por ser la luz que guía mi camino.

A mis hermanas, especialmente a Guiulfo, por su apoyo incondicional para realizar esta tesis.

Prólogo

La Tesis “Experiencia en la Gestión y Construcción del Puente Vilca, sobre el río Chancay, Carretera Huaral – Acos”, nace de querer mostrar algunos problemas que se presentan al construir las carreteras en el Perú.

El Ministerio de Transportes y Comunicaciones, es el ente rector del desarrollo de proyectos de infraestructura vial en el país; por lo que siendo el concedente dentro de los contratos que mantiene con las entidades privadas, es al que le corresponde entregar las áreas con el fin de que se construya la carretera en la situación de libre disponibilidad, para lo cual cuenta con un departamento ejecutor llamado PACRI, encargado de realizar la liberación de predios.

En el caso de la ejecución del Puente Vilca, era necesario la liberación de áreas adyacentes a la estructura, una de estas áreas serviría para la construcción de las vigas, las que posteriormente serían trasladadas e izadas a su posición final, es decir sobre el puente. Sin embargo, al no tener dichas áreas liberadas, conllevó a buscar soluciones, las cuales se generaron por la necesidad de avanzar en la construcción; tal es así que se presentan propuestas de modificación de proceso constructivo y mejoras en la liberación de los predios, involucrando más al concesionario.

La razón de la presente tesis, es la de compartir las experiencias al construir un puente, las cuales podrían tener características muy particulares, pero que se han generalizado mucho en la construcción de carreteras, razón por la que el Ministerio de Transportes ha dado una serie de ordenanzas y facultades a sus áreas con el objeto de que se manejen mejor estos temas; pudiendo ser esta investigación de utilidad para que profesionales y estudiantes de Ingeniería con el fin de que lo puedan plasmar en algún proyecto de considerarlo necesario.

Resumen

En todas las obras de construcción de carreteras; se debe hacer un replanteo de las consideraciones geométricas de la vía a construir; por lo que al determinar el ancho de la calzada, incluyendo el derecho de vía o faja de dominio, es que aparecen los predios a afectar, siendo estos muy variados en área y pertenencia; los propietarios son muy reacios a ceder las áreas mientras no sean compensados con un justiprecio por sus terrenos.

El MTC, tiene un ente ejecutivo que es PACRI, (Plan de compensación y reasentamiento involuntario) el cual establece los lineamientos y procedimientos para obtener la libre disponibilidad de áreas de terreno para la ejecución de proyectos de infraestructura vial en la red vial nacional.

En la concesión de la carretera óvalo Chancay desvío variante Pasamayo – Huaral – Acos, una vez que fue aprobado el EDI (Estudio Definitivo de Ingeniería), se procedió con el inicio de los trabajos de construcción de la obra. Es aquí donde aparecen los problemas con los propietarios de los terrenos debido a la liberación de predios, a fin de tener la libre disponibilidad del área que ocupa el trazo de la carretera, y por consiguiente, la ubicación de los puentes; siendo uno de ellos el puente Vilca.

Es importante indicar que en este contrato, se han tenido 2 interferencias muy importantes, que han llevado al Estado Peruano a realizar grandes desembolsos de dinero.

a).- No construir el Puente Mataca en el plazo previsto por falta de liberación del predio para un estribo del puente; lo que representó para el MTC (concesiones), tener que realizar un nuevo diseño y nueva ubicación de la estructura, mayor en 5 metros de longitud:

- S/ 500,000.00 por diseño y mayores metrados y

- S/ 681,250.00 por ampliación de plazo, por año y medio de paralización de obra en el puente Mataca; representando estas cantidades un 40% de su costo original.

b).- No liberar las áreas correspondientes al peaje y pesaje originalmente ubicadas en el kilómetro 17+500 – 18+000, de la carretera Huaral-Acos. Por este tema el MTC, (concesiones) sigue negociando hasta la actualidad, representando un gasto muy oneroso al Estado; por ampliación de plazo y no tener las casetas de cobro, para ir

revirtiendo el costo de construcción de la obra; con un estimado anual de cobro de peaje es S/ 432,000 anual.

La obra se terminó en diciembre de 2012; habiendo transcurrido 3 años, hasta diciembre de 2015, por lo que se estima un monto de S/ 1'296,000.00 de ingresos no habidos.

Por lo que se plantea que para la construcción del puente Vilca se busquen todas las alternativas y soluciones posibles, modificando del proceso constructivo del puente Vilca y en paralelo llevar negociaciones con propietarios de los predios adyacentes; con intervención directa del concesionario.

A.- Problemática existente:

A.1.- Área para construir las vigas, no se encuentra liberada por MTC (PACRI).

A.2.- Puente Bailey no soporta cargas mayores de 20 Toneladas.

B.- Planteamiento de soluciones

B.1.- Hacer un presupuesto que contenga partida adicional de construcción de falso puente y construcción de vigas *in situ*.

B.2.- Hacer un presupuesto deductivo que contenga:

B.2.1 Acondicionamiento de área para construcción de vigas,

B.2.2 Transporte e izaje de vigas prefabricadas,

B.3.- Reforzar el puente Bailey con estructura de concreto armado, el cual asumiría completamente el concesionario.

Comparando el monto de ambos presupuestos al nivel del total sin IGV, se obtuvo que la construcción del puente Vilca, con el falso puente, como propuesta importante, resulta más económico en **S/ 14,318.00**.

La solución encontrada resultó muy favorable para el Ministerio de Transportes, ya que por ampliación de plazo de ejecución de obra, por falta de definición y/o liberación de predios para continuar los trabajos en el puente Vilca, le costaba al Ministerio **S/ 3,777.15** por cada día de atraso.

Antes de iniciar los trabajos en el Puente Vilca, el MTC, (concesiones), aprobó el presupuesto nuevo y presupuesto deductivo; iniciando el trato directo con propietarios de predios aledaños al puente para la liberación oportuna.

Índice de contenido

	Pág.
Introducción	15
Capítulo 1 Generalidades	17
1.1 Introducción	17
1.2 Antecedentes	18
Capítulo 2 Planteamiento y propuesta de solución	19
2.1 Planteamiento de causales de atraso en obra	19
2.2 Gestión, planeamiento y propuesta de solución	20
2.2.1 Primera problemática existente	20
2.2.2 Planteamiento de soluciones a primera problemática	20
2.2.3 Segunda problemática existente	20
2.2.4 Planteamiento de soluciones a segunda problemática	20
2.2.5 Tercera problemática existente	21
2.2.6 Planteamiento de soluciones a tercera problemática	21
Capítulo 3 Ingeniería del puente Vilca	23
3.1 Ubicación del proyecto	23
3.2 Geometría y esquema estructural del puente	25
3.3 Cargas y factores de cargas consideradas en el diseño	26
3.3.1 Clasificación de cargas	26
3.3.1.1 Cargas permanentes	27
3.3.1.2 Cargas variables	27
3.3.1.3 Cargas excepcionales	27
3.3.2 Cargas permanentes (DC, DW, EH)	27
3.3.2.1 DC, peso propio de los elementos estructurales	27
3.3.2.2 DW, peso del pavimento, <i>new jersey</i> y barreras	27
3.3.2.3 EH, empuje horizontal de tierras	27
3.3.3 Cargas vivas (LL, BR, CE, CT, IM Y LS)	27
3.3.3.1. LL, LS, IM, cargas vivas, componentes verticales	27
3.3.3.2. BR, CE, CT, cargas vivas, componentes horizontales y fuerzas de impacto	29
3.3.3.2.1 BR, fuerzas de frenado/arranque	29
3.3.3.2.2 CE, fuerza centrífuga	30
3.3.4 Viento (WL Y WS)	31
3.3.5 Fuerzas originadas por deformaciones impuestas (TU, TG, SH, CR, SE)	31
3.3.5.1 CR, SH, creo del concreto y contracción	31
3.3.5.2 TU, variación uniforme de temperatura	31
3.3.5.3 SE, asentamientos diferenciales	31
3.3.6 EQ, acción sísmica	32

	Pág.
3.3.7 CT, fuerza de impacto de vehículos	32
3.3.8 Combinación de carga	32
3.3.9 Coeficiente de seguridad y materiales	33
3.3.9.1 Coeficiente de seguridad para la resistencia	33
3.3.9.2 Coeficiente de seguridad para las cargas	34
3.3.9.2.1 Concretos	34
3.3.9.2.2 Aceros	34
3.4 Normativa empleada para el diseño	34
Capítulo 4 Construcción de estribos	35
4.1 Diseño y construcción de estribos	35
4.2 Capacidad portante del suelo	37
4.2.1 Estribo derecho	37
4.2.2 Estribo izquierdo: perfil estratigráfico	45
4.3 Construcción del enrocado de protección	51
Capítulo 5 Construcción de falso puente	53
5.1 Antecedentes	53
5.2 Nivelación, conformación del suelo y construcción de dados de concreto	54
5.3 Diseño y armado de la estructura metálica	55
Capítulo 6 Construcción de las vigas, losa y veredas de concreto	57
6.1 Diseño y construcción de superestructura, vigas I	57
6.2 Encofrado de vigas I, fondo y cara lateral	59
6.3 Armadura, ductos metálicos y cables para el post-tensado en vigas I	61
6.4 Vaciado de concreto en vigas I	62
6.5 Diseño y construcción de la losa	63
6.6 Aparatos de apoyo y juntas de dilatación	65
6.7 Tensado de vigas I	68
6.8 Barandas metálicas y barreras de seguridad	73
6.8.1 Definición	73
6.8.2 Barreras de seguridad	73
6.8.3 Barreras de seguridad certificadas	73
6.8.4 Barandas metálicas	74
6.9 Construcción de losa de aproximación	74
Capítulo 7 Prueba de carga en el puente	77
7.1 Evaluación estructural del puente	77
7.2 Procedimientos de la prueba de carga	77
7.3 Resultados de las pruebas	78
7.4 Criterios de aceptación	79
Capítulo 8 Presupuesto	81
8.1 Presupuesto con vigas construidas <i>in situ</i> ; con falso puente diseñado	81
8.2 Cronograma de ejecución	83
8.3 Presupuesto con vigas transportadas e izada	84
Conclusiones	
Recomendaciones	
Bibliografía	
Anexos	

Índice de figuras

	Pág.
Fig.2.1 Puente Bailey en una ubicación bastante forzada dentro del trazo de la vía	21
Fig.2.2 Predio no liberado antes de la etapa de construcción del puente Vilca, trazo de la carretera que corta más de la mitad del predio	21
Fig. 3.1 Ubicación del puente Vilca en la red vial del Perú	24
Fig.3.2 Ubicación del puente Vilca en el kilómetro 37+700 de la carretera Huaral – Acos	24
Figura 3.3. Puente Vilca- planta	25
Figura 3.4 Puente Vilca- elevación	26
Figura 3.5 Puente Vilca- sección transversal	26
Fig. 3.6 Camión tándem	28
Fig. 3.7 Camión HL-93	28
Fig. 4.1 Estribo izquierdo	35
Fig. 4.2 Estribo derecho	36
Fig.4.3 Construcción de estribos izquierdo y derecho	36
Fig. 4.4 Perfil estratigráfico estribo derecho, obtenido con perforación Diamantina	38
Figura 4.5 Calicata N° 01 estribo derecho	39
Fig. 4.6 Perfil estratigráfico estribo izquierdo, obtenido con perforación Diamantina	45
Fig. 4.7 Calicata N° 02, estribo izquierdo	46
Fig. 4.8 Sección transversal defensa ribereña tipo	52
Fig. 4.9 Defensa ribereña puente Vilca: Kilómetro 37+820	52
Fig. 5.1 Reforzamiento de puente Bailey	53
Fig. 5.2 Dados de concreto cerca al estribo derecho	54
Fig. 5.3 Dados de concreto cerca al estribo izquierdo	54
Fig. 5.4 Habilitación de falso puente debajo de vigas	55
Fig. 5.5 Modulación de viguetas para el encofrado de vigas	55
Fig. 6.1 Vigas y viguetas metálicas para el encofrado de vigas Post-tensadas	60
Fig. 6.2 Encofrado de la cara lateral de vigas post-tensada	60
Fig. 6.3 Carretes con cables de acero para vigas post-tensadas	61
Fig. 6.4 Habilitación y traslado de cable de acero para colocarlos	

	Pág.
en las vigas	61
Fig. 6.5 Ductos metálicos colocados en las vigas de concreto	62
Fig. 6.6 Vaciado de concreto con bomba en vigas I	62
Fig. 6.7 Peso propio	63
Fig. 6.8 Peso de la capa asfáltica	63
Fig. 6.9 Carga en carril	63
Fig. 6.10 Colocación de armadura en el tablero de la losa de concreto	64
Fig. 6.11 Encofrado de losa en voladizo del puente Vilca	65
Fig. 6.12 Detalle de los neoprenos tipo sándwich en puente Vilca	65
Fig. 6.13 Detalle de la junta T-40 puente Vilca	66
Fig. 6.14 Colocación de junta T-40	67
Fig. 6.15 Junta T-40 ya colocada	67
Fig. 6.16 Anclajes en vigas post-tensadas	68
Fig. 6.17 Vista del puente Vilca con las barreras de seguridad	74
Fig. 7.1 Pesaje de camiones para la prueba de carga	79
Fig. 7.2 Momento mínimo de la prueba	79

Índice de tablas

	Pág.
Tabla 3.1 Factores de presencia múltiple	29
Tabla 3.2 Factores de impacto	29
Tabla 3.3 Combinaciones de carga y factores de carga	32
Tabla 3.4 Factores de carga para cargas permanentes, γ_p	33
Tabla 4.1 Cálculo de capacidad portante	41
Tabla 4.2 Cálculo de la capacidad portante (continuación)	42
Tabla 4.3 Peso unitario de material de terreno de fundación	42
Tabla 4.4 Ensayo de constantes físicas del terreno de fundación del estribo	43
Tabla 4.5 Densidad <i>in situ</i> método del cono de arena	44
Tabla 4.6 Cálculo de la capacidad portante	47
Tabla 4.7 Ensayo de constantes físicas del terreno de fundación del estribo	49
Tabla 4.8 densidad <i>in situ</i> método del cono de arena	50
Tabla 4.9 Peso unitario de material de terreno de fundación	51
Tabla 6.1 Geometría y análisis de vigas I post-tensadas	57
Tabla 6.2 Camión de evaluación	58
Tabla 6.3 Anclaje fijo en vigas post-tensadas	59
Tabla 6.4 Propiedades del Neopreno	66
Tabla 6.5 Cuadro de tensado en vigas post-tensadas	68
Tabla 6.6 Protocolo de tensado en viga VIV	69
Tabla 6.7 Protocolo de tensado de viga V2V	70
Tabla 6.8 Protocolo de tensado en viga V3V	71
Tabla 6.9 Protocolo de tensado en viga V4V	72
Tabla 6.10 Niveles de contención	74

Introducción

En el Perú, a través del MTC, se vienen desarrollando proyectos de obras viales; llámense concesiones, rehabilitación, construcción y/o mejoramiento de la red nacional, donde el ancho de la plataforma existente es menor, o no tiene las medidas que se necesitan, de acuerdo a su clasificación o nueva geometría de trazo; por esta razón, al construir la carretera nueva, se requiere de mayor área para completar las nuevas dimensiones y cumplir con las condiciones tanto de seguridad como de confort para los usuarios.

Todas las áreas que corresponden al nuevo proyecto, deben ser liberadas por el órgano contratante o concedente, en nuestro caso es PACRI; quien debe entregar un área libre de interferencias para construir las vigas y posteriormente el puente Vilca.

El no tener el área liberada, nos llevó a buscar soluciones, las cuales se generaron por la necesidad de avanzar en la construcción, sin que la concesionaria trate de sacar provecho por ampliación de plazo de obra, por el contrario; se trató de construir lo más pronto posible, tal es así que se generaron propuestas de modificación de proceso constructivo, determinando partidas que son posibles de ejecutar salvando el proyecto y llevándolo a mejores condiciones económicas y plazo. De esta manera, la concesionaria tuvo que mostrar sus buenos oficios en hacer negociaciones menores con el propósito de liberar áreas muy cercanas a los estribos.

Esto se decidió partiendo de nuestra experiencia con el puente Mataka, en este mismo contrato, el cual no llegó a ejecutarse debido a que no se pudieron liberar las áreas que corresponden al estribo y aleros de salida del puente, debiendo ejecutarse por ende, nuevos diseños y nueva ubicación; lo que llevó por un lado a esperar más de año y medio para su construcción y por otro lado a asumir la elevación en el costo del proyecto a más del 40 por ciento del presupuesto inicial.

De igual manera la ubicación y liberación del terreno para la construcción de caseta de peaje y pesaje, lleva varios años y aún no se puede realizar, motivo por el cual, no es posible la recaudación y resarcimiento del costo de construcción, por cobro en el peaje.

En la ejecución de la presente tesis, damos a conocer desde la gestión, el planteamiento y la propuesta de soluciones; hasta la aprobación y ejecución de las mismas. Además

hacemos un estudio de la concepción del proyecto, problemas encontrados al inicio de la construcción, ingeniería y detalles del mismo, así como la construcción propiamente dicha, en lo que se refiere a estribos, falso puente, vigas y losa del tablero, barandas, para finalmente hacer la prueba de carga del puente.

Todo ello con el fin de lograr que el objetivo principal sea la construcción del puente, sin llevar a mayores costos al Estado Peruano, pues se realizan dentro de los plazos del contrato y lo más importante es que se consigue que entre en funcionamiento lo antes posible para servir a la comunidad.

Capítulo 1

Generalidades

1.1 Introducción

El proyecto se origina en el programa de la Agencia de Promoción de la Inversión Privada – PROINVERSIÓN, denominado Costa – Sierra, y se adjudicó el contrato de concesión de la carretera óvalo Chancay desvío variante Pasamayo - Huaral – Acos al **Consortio Concesión Chancay – Acos** a finales de 2008. En éste, se definieron los trabajos sobre la carretera Huaral – Acos, de acuerdo a lo inscrito en el Banco de Proyectos del Sistema Nacional de Inversión pública y la respectiva declaratoria de viabilidad, con la que cuenta el proyecto en mención.

Como antecedente, debe indicarse que de acuerdo a las condiciones generales para el desarrollo del estudio, debió tenerse en cuenta los siguientes documentos, los cuales en adelante se mencionan como *Estudio Referencial*.

1. Estudio de preinversión a nivel de factibilidad del proyecto “Rehabilitación y mejoramiento de la carretera Huaral – Acos”. Elaborado por la empresa técnica y Proyectos S.A. – TYPSA.
2. Informe complementario al estudio de preinversión a nivel de factibilidad del proyecto “Rehabilitación y Mejoramiento de la carretera Huaral – Acos” elaborado por PROVIAS NACIONAL.
3. Informes de actualización de los presupuestos de los proyectos “Rehabilitación y Mejoramiento de la carretera Huaral – Acos” Elaborado por la empresa técnica y Proyectos S.A. – TYPSA.

Por los motivos expuestos, se desarrollaron los Estudios Definitivos de Ingeniería (EDI) para las primeras intervenciones y obras complementarias de la carretera Óvalo Chancay /desvío variante Pasamayo y carretera Huaral – Acos, bajo los lineamientos de los términos de referencia de la “Rehabilitación y Mejoramiento de la carretera Huaral – Acos” la cual describe las principales actividades que debemos de desarrollar, en los 3 tramos: Ovalo Chancay, desvío variante Pasamayo y Huaral – Acos. Esta carretera tiene 75 km y en ella se deben construir 3 puentes nuevos: Mañazo, Mataca y Vilca y rehabilitar 3 puentes existentes (además de la construcción y equipamiento), hasta la puesta en funcionamiento de las casetas de peaje y pesaje, etc., siendo el puente Vilca materia de la presente tesis.

1.2 Antecedentes

El Estado peruano, con el objetivo de promover la inversión privada, crea el plan de promoción costa-sierra, por lo que al concesionar esta vía, toma la decisión de rehabilitar y reconstruir la carretera y puentes en el tramo Huaral – Acos.

Esta carretera se desarrolla a lo largo de la ribera del río Chancay, en los primeros 30 km. la topografía es medianamente agreste, pero con afluentes muy importantes los que en época de lluvias alcanzan volúmenes muy altos, por lo que la construcción de 6 puentes se hizo necesario y obligado; siendo el puente Vilca uno de ellos.

El ser una obra concesionada, contempla la rehabilitación de la carretera, construcción de puentes, construcción de las casetas de peaje y pesaje; estas últimas obras servirán al proyecto para revertir en parte la inversión del estado y concesionario.

Una vez que el Ministerio de Transportes y Comunicaciones dio su aprobación al Estudio definitivo de ingeniería (EDI), se procedió a iniciar la construcción de la vía; por lo tanto también se inician los trabajos en los puentes, siendo uno de ellos el puente Mataka ubicado en el km 50+000; casetas de peaje km 17+700 y pesaje en km 18+000; todo esto dentro del plazo de ejecución de obra, de 365 días calendario.

Siendo esta vía, una carretera que se desarrolla en un valle muy productivo en frutales, la construcción de cercos y viviendas, se encuentran muy cercanas a la plataforma, por tanto no había derecho de vía; inclusive los propietarios de predios adyacentes, nos informaron que cuando el MTC, realizó el trazado y la construcción original, prometieron a los dueños darles un pago por los predios afectados en aquella oportunidad; sin embargo este hecho no se produjo, motivo por el cual se mostraron muy reacios a permitirnos trabajar sin antes negociar y comprometer el pago lo antes posible.

En este contrato y muchos otros, que tiene el Estado Peruano con las empresas constructoras de carreteras; es PACRI, (Plan de Compensación y Reasentamiento Involuntario), el ente que debe ejecutar los trámites de liberación de predios; cuyo principal objetivo es identificar, diagnosticar y determinar la situación física y legal de los mismos y sus correspondientes titulares y/o posesionarios afectados por el área de construcción y/o derecho de vía.

El concesionario inicialmente propuso hacer trato directo con la propietaria del predio donde se ubica un estribo del puente Mataka, por lo que el MTC, indicó que esa función la realiza PACRI, ocurriendo que cuando los funcionarios quisieron retomar las conversaciones, la propietaria se negó rotundamente a negociar y dejarlo aduciendo que allí vivía, y era el único predio que poseía.

La liberación de predios para la construcción y puesta en marcha de las casetas de peaje y pesaje corrieron la misma suerte, además de la demora en actuar de parte de PACRI; se debió realizar con un buen tiempo antes del inicio de las obras, evitando así paralización de trabajos; por ende atraso de avance en la programación de la obra; lo que llevó al concesionario a solicitar ampliación de plazo en la ejecución de obra, ocasionándose pérdidas económicas tanto para el Estado como para el concesionario; por lo que convenimos con supervisión, Ositran, concesiones (MTC) y concesionario, a buscar propuestas de solución para la construcción del Puente Vilca.

Capítulo 2

Planteamiento y propuesta de solución

2.1 Planteamiento de causales de atraso en obra

Es importante indicar que en este contrato, donde se tiene que construir 75 km de carretera y la rehabilitación y/o construcción de 6 puentes nuevos, hubieron 2 interferencias muy importantes y una tercera de menor cuantía, que han llevado al Estado Peruano a hacer grandes desembolsos de dinero, por ampliación de plazo en la obra; así como también por nuevos diseños y ubicación:

a) No construir el puente Mataka en el plazo previsto, por falta de liberación del predio para un estribo del puente; y tener que realizar un nuevo diseño, en otra ubicación de una estructura mayor en 5 metros de longitud, llegando a alcanzar 45 m., ocasionó por lo tanto mayores costos, representando para el MTC, concesiones, S/ 500,000.00 soles por diseño nuevo y mayores metrados así como S/ 1,836,000.00 soles por ampliación de plazo, por año y medio de paralización de obra en el puente Mataka; representando estas cantidades un 78% de su costo original.

b) No liberar las áreas correspondientes para casetas de peaje y pesaje originalmente ubicadas en el km 17+500 – 18+000, de la carretera Huaral-Acos; también representa un mayor costo de obra al MTC, Concesiones, por lo que sigue negociando hasta la actualidad, representando un gasto muy oneroso al Estado; por ampliación de plazo pactado y no tener construidas las casetas de cobro, para ir revertiendo el costo de construcción de la obra. Haciendo un estimado anual de cobro de peaje vemos que asciende a S/ 432,000 anual, y si la obra se terminó en diciembre de 2012 habiendo transcurrido 3 años hasta diciembre de 2015, se estima por este concepto un monto de S/ 1'296,000.00.

c) Adicional a los anteriores, siendo un problema contractual, el puente Bailey existente, no tenía la capacidad de carga, para el paso de camiones con equipo pesado, volquetes con agregados de planta o remoción de desmonte hacia el DME. Por ser una estructura provisional en acero tipo Bailey DSR (Doble-Simple-Reforzado) simplemente apoyada de 24.60 m y un carril de circulación de 3.40 m, sobre estribos de mampostería de piedra; con signos de socavación en el estribo izquierdo, requería un refuerzo adicional de acero y concreto; debiendo ser éstos asumidos íntegramente por el concesionario.

2.2 Gestión, planeamiento y propuesta de solución

Teniendo en cuenta que el Ministerio de Transportes y Comunicaciones, área de concesiones de la infraestructura de transportes, no quería que se siga ampliando la demora en el término de obra, es que se propone buscar todas las alternativas posibles de solución a los inconvenientes que se presenten en obra.

Debiendo además conseguir un presupuesto que mantenga los montos contractuales y realizar su construcción dentro del plazo contractual; esto nos llevaría a una aprobación en un plazo muy corto, siendo nuestro objetivo principal la construcción del puente Vilca, logrando los cambios necesarios, metodología de trabajo y aprobación del presupuesto por parte de la entidad contratante; por lo que se tuvo que hacer una modificación del proceso constructivo del puente, y en paralelo llevar negociaciones con propietarios de los predios adyacentes; con intervención directa del concesionario.

2.2.1 Primera problemática existente: Área para construir las vigas, no se encuentra liberada por MTC (PACRI).

El proyecto original contemplaba construir vigas prefabricadas en un área entre el derecho de vía y la propiedad privada, por donde pasa el trazo de construcción de la carretera nueva; previa liberación del predio por el MTC (PACRI), en una zona muy cercana al puente; por lo que el presupuesto contenía entre otras, las partidas de:

- ACONDICIONAMIENTO DE ÁREA PARA CONSTRUCCION DE VIGAS I y
- TRANSPORTE E IZAJE DE VIGAS I PREFABRICADAS.

2.2.2 Planteamiento de soluciones a primera problemática

2.2.2.1 Hacer un Presupuesto que contenga partida adicional de construcción de falso puente para vaciado de vigas *in situ*,

2.2.2.2 Hacer un presupuesto deductivo que contenga:

2.2.2.2.1 Acondicionamiento de área para construcción de vigas,

2.2.2.2.2 Transporte e izaje de vigas prefabricadas,

2.2.3 Segunda problemática existente: puente Bailey no soporta cargas mayores de 20 Toneladas.

2.2.4 Planteamiento de soluciones a segunda problemática

Reforzar el puente Bailey con estructura de concreto armado, el cual asumiría completamente el concesionario. Dado que la estructura existente es provisional y muy angosta se propuso desarrollar una estructura de refuerzo de concreto armado, para el puente Bailey, para ser utilizado en los trabajos de construcción de la vía y el nuevo Puente Vilca.

2.2.5 Tercera problemática existente: no liberación de predios para construcción de puente Vilca

2.2.6 Planteamiento de soluciones a tercera problemática

Dado que esperar la liberación de predios por parte de PACRI, nos llevaría a esperar demasiado tiempo, es que se determina realizar negociaciones directas entre propietario de los predios y representantes del concesionario, con trabajos de movimiento de tierras y/o reforzamiento de cercos o caminos de acceso de los terrenos que involucran la construcción del puente.

Antes de iniciar los trabajos en el puente Vilca, el MTC, (concesiones), aprobó el presupuesto nuevo y presupuesto deductivo del puente Vilca; iniciando el trato directo con propietarios de predios aledaños al puente.



Fig. 2.1 Puente Bailey en una ubicación bastante forzada dentro del trazo de la vía



Fig.2.2 Predio no liberado antes de la etapa de construcción del puente Vilca, trazo de la carretera que corta más de la mitad del predio

Capítulo 3

Ingeniería del puente Vilca

Para dar inicio a los trabajos de construcción en el puente Vilca, se tuvo que:

- Gestionar la liberación de las áreas adyacentes al puente, haciendo trabajos en los terrenos liberados; como reconstrucción de cercos, canales y caminos de acceso; además de los documentos contractuales en coordinación con PACRI, para el pago correspondiente.
- Gestionar la aprobación de los presupuestos adicional y deductivo del puente Vilca; sustentándolos ante el área de CONCESIONES y OSITRAN como organismo regulador de inversiones.
- Reforzamiento del puente Bailey, con estructuras de concreto armado; solicitándose la inspección y diseño especial a un proyectista reconocido en el país.
- Diseño del falso puente metálico, realizado por una empresa especializada en este tipo de trabajos.

3.1 Ubicación del proyecto

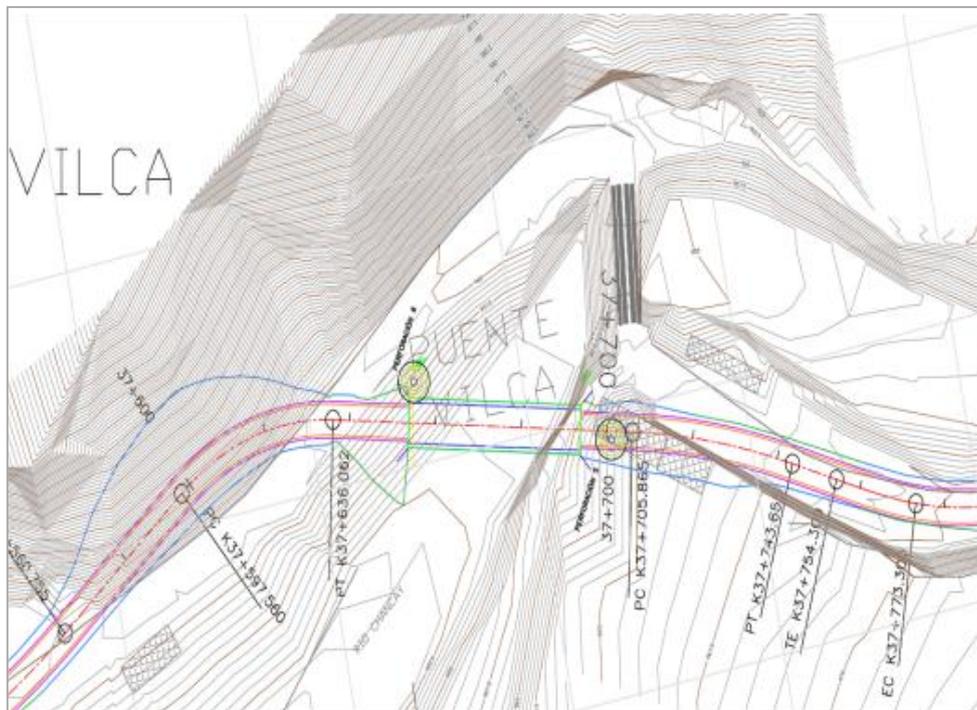
El área de estudio se ubica en el kilómetro 37+700 de la carretera Huaral – Acos en la provincia de Huaral y departamento de Lima.

La vía Huaral – Acos tiene 55.65 km. de longitud, se desarrolla a lo largo del valle del río Chancay con dirección aproximada oeste – este, siguiendo el valle e iniciando en las afueras de la ciudad de Huaral con destino la población de Acos. Por sus características y localización, es una vía alternativa a la carretera Central para comunicar las zonas de Cerro de Pasco, Huánuco, la selva y el llamado Norte Chico.

La carretera Huaral – Acos, pertenece a la Red Vial Nacional del Perú, está codificada dentro la ruta nacional N° PE-1NC y une la ciudad de Chancay con las localidades de Cerro de Pasco y Huánuco. No obstante, la ruta desde la Municipalidad de Huaral está considerada como la N° 16A.



Fig. 3.1 Ubicación del puente Vilca en la red vial del Perú



**Fig. 3.2 Ubicación del puente Vilca en el kilómetro 37+700
de la carretera Huaral – Acos**

3.2 Geometría y esquema estructural del puente

El Puente Vilca tiene características muy superiores al anterior; la superestructura está conformada por cuatro (4) vigas pos tensadas de concreto $f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$, de 2 m. de altura, simplemente apoyadas, sobre las cuales se coloca una losa de concreto armado $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ de espesor 0.20 m, con ancho final total de 9.50 m que incluye dos veredas de 0.90 m; la estructura posee una luz de 40.00 m entre ejes de apoyos, con planta esviada 40° grados con relación a la perpendicular al trazado geométrico. Las vigas isostáticas de sección transversal central en I, se construyen sobre un falso puente, que ha sido diseñado previamente, de acuerdo a las características de la superestructura; pos-tensionamiento en vigas en dos etapas, la primera etapa sobre dos cables 12T0.6" siendo las familias de cables 1 y 2 a 2390 kN de fuerza de gateo y la segunda etapa de tensionamiento sobre la sección compuesta de tablero y vigas en el sitio de servicio y una fuerza de gateo de 2390 kN sobre dos cables 12T0.6" de las familias de cable 3 y 4.

La subestructura está conformada por estribos en concreto reforzado, que sirven de contención a los taludes. Las cimentaciones son directas y consistieron en zapatas continuas apoyadas en terreno natural.

Barreras de seguridad al inicio y salida del puente, de acuerdo a la Normatividad Vigente, todo esto en cumplimiento con las Especificaciones Técnicas de la Obra y las Normas del Ministerio de Transportes y Comunicaciones para este tipo de obras.

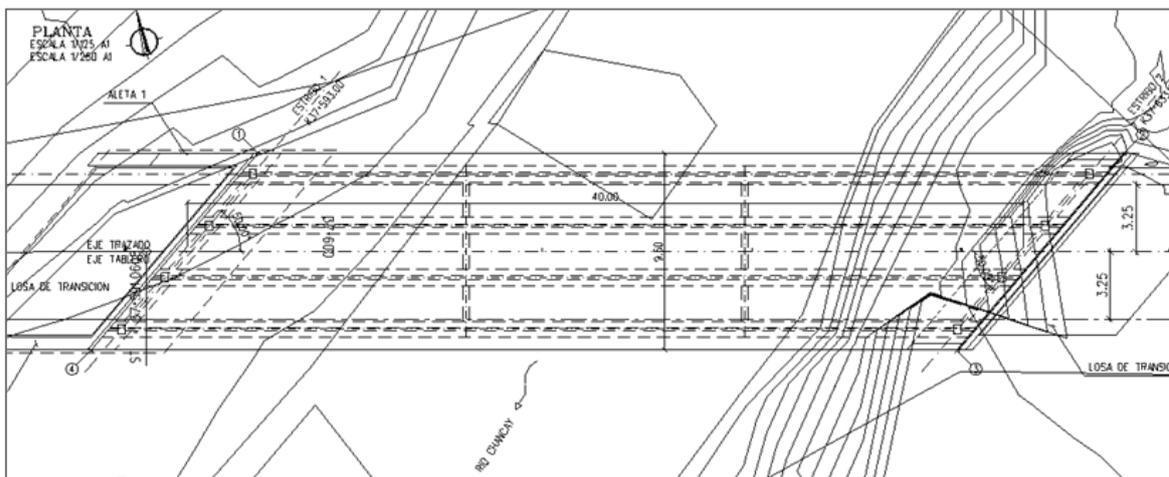


Figura 3.3. Puente Vilca- planta

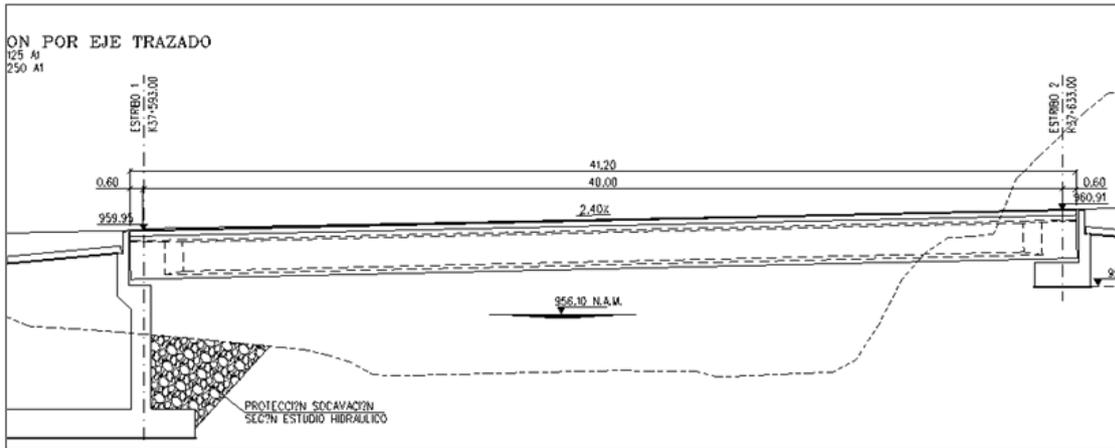


Figura 3.4 Puente Vilca- elevación

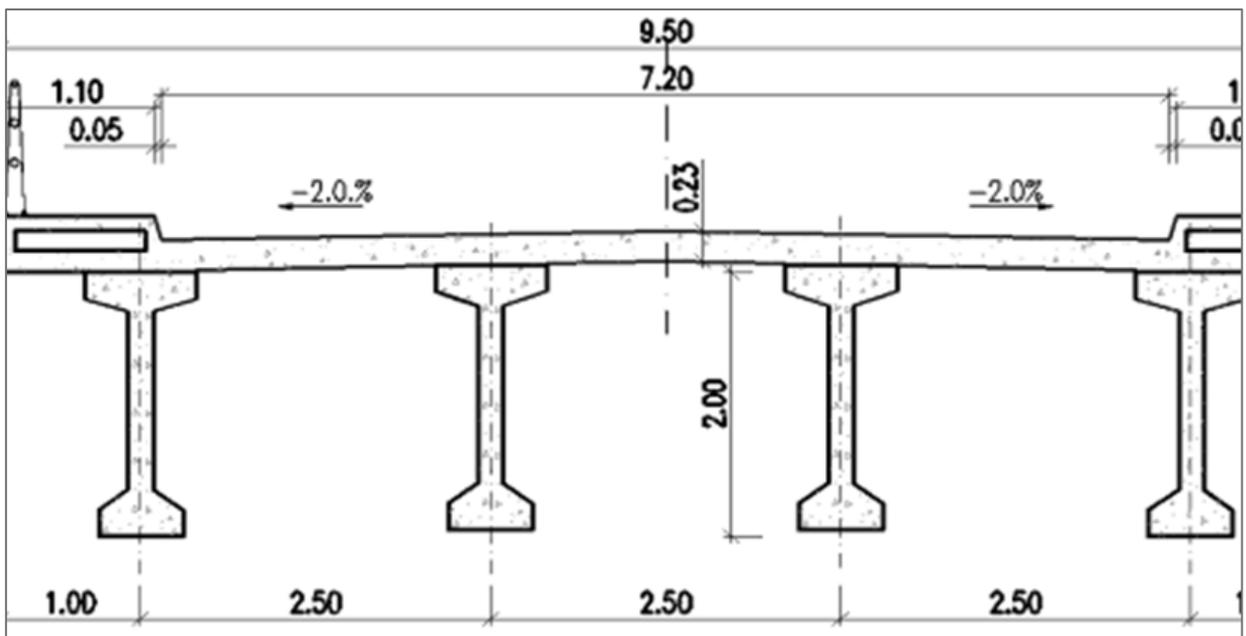


Figura 3.5 Puente Vilca- sección transversal

3.3 Cargas y factores de cargas consideradas en el diseño

3.3.1 Clasificación de cargas

En el cálculo de los elementos estructurales se ha considerado lo normado en el manual de diseño de puentes y reglamento *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, contemplando lo siguiente:

3.3.1.1 Cargas permanentes

- Cargas muertas:
 - Peso propio de la estructura (DC). Incluye concreto, fierro y demás elementos permanentes.
 - Peso de cargas muertas (DW) que incluye únicamente el peso del pavimento.

3.3.1.2 Cargas variables

- Cargas vivas:
 - Acciones gravitatorias de uso, como la carga viva de tráfico (LL)
 - Incremento de la carga de tráfico por efectos dinámicos (IM).
 - Fuerzas centrífugas (CE) y de frenado (BR).
 - Carga de impacto de vehículos (CT).

3.3.1.3 Cargas excepcionales

3.3.2 Cargas permanentes: DC, DW, EH

3.3.2.1 DC, peso propio de los elementos estructurales

El peso propio de los distintos elementos se ha calculado a partir de su geometría (sección transversal), adoptando una densidad de valor $\gamma_c = 2.4 \text{ T/m}^3$ (concreto armado y/o pre esforzado).

3.3.2.2 DW, peso del pavimento, *New Jersey* y barreras

Peso del pavimento (mezcla bituminosa), de 2.25 T/m^3 de densidad según la tabla de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*.

3.3.2.3 EH, empuje horizontal de tierras

Se calcula como una distribución de carga hidrostática que varía con la altura “h” y está definido por el peso propio del relleno $\gamma = 2.00 \text{ ton/m}^3$ y por el coeficiente de presión de tierras activo $K_a = 0.30$

3.3.3 Cargas vivas: LL, BR, CE, CT, IM y LS

A efectos de cálculo de los valores de las cargas vivas (modelo de carga vehicular) se adopta el criterio de *AASHTO LRFD 2005 (HL-93)*.

El número de carriles a considerar es:

$$\text{N}^\circ \text{ de carriles} = \text{ENTERO} (\text{ancho de calzada}/3.6) = 9.50\text{m}/3.60\text{m} = 2.64$$

Se toman 2 carriles de diseño.

3.3.3.1 LL, LS, IM, cargas vivas, componentes verticales

La carga vehicular de diseño en cada uno de los carriles se toma como combinación de las siguientes cargas:

- Carga de camión de 3 ejes con una carga total de 325 KN o eje tándem constituido por dos cargas iguales de 110KN separadas 1.2 m
- Carga de carril de valor uniforme en sentido longitudinal e igual a 9.3 KN/m aplicada en un ancho de carril de 3.0m (lo que equivale a una carga superficial de 3.1 KN/m²).

La aplicación de las cargas será la siguiente:

En cada carril se tomará el efecto más desfavorable de las tres combinaciones siguientes:

- El efecto de un eje tándem junto a la carga de carril

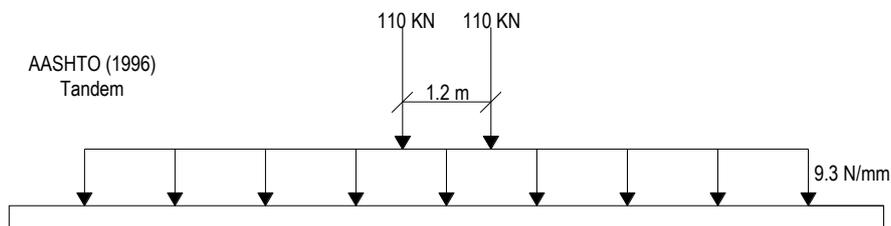


Fig. 3.6 Camión tándem

- El efecto de un camión de diseño junto a la carga de carril

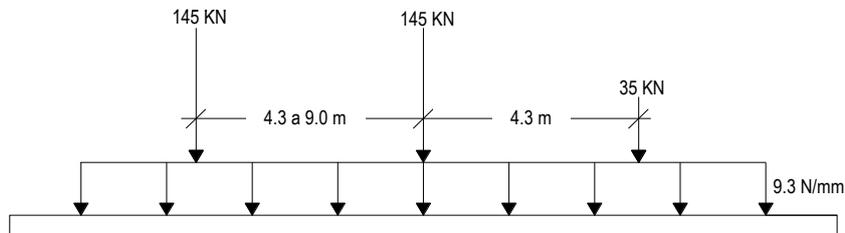


Fig. 3.7 Camión HL-93

En vanos continuos a efectos de cálculo del máximo momento de flexión negativa sobre pilares el 90% del efecto de dos camiones separados 15.0 m entre el primer y último eje de los dos vehículos y el 90% de la carga de carril. Para los camiones se adoptará una separación entre sus ejes traseros de 4.3 m (no aplica en este caso).

Para el cálculo del ELS de deformaciones, se podrá tomar una carga vehicular reducida de valor igual al más desfavorable de:

Un camión de diseño

- 25% del efecto del camión de diseño junto la carga de carril

Se incluirá en la carga del camión el factor de impacto, y se comprobará que la máxima flecha producida por las cargas anteriores no supera el valor $L/1000$, siendo L la longitud del vano = 40.00 m.

El tablero posee 2 carriles por lo que se pueden adoptar factores de reducción por simultaneidad de carriles cargados igual a 1.

Tabla 3.1 Factores de presencia múltiple

NÚMERO DE LÍNEAS DE DISEÑO	FACTOR
1	1.20
2	1.00
3	0.85
Más de 3	0.65

El factor de impacto (IM), expresado como un porcentaje del esfuerzo de la carga viva, se determina de acuerdo con la tabla 3.3.3.3-4., aplicándose a los efectos producidos por el camión de diseño o por el eje tándem.

Tabla 3.2 Factores de impacto

COMPONENTE	IM
Juntas	75%
Estados límite de fatiga y fractura	15%
Otros estados límites	33%

Fuente: MTC, *Manual de diseño de puentes*, tabla 2.4.3.3-1, pág. 55

3.3.3.2 BR, CE, CT, cargas vivas, componentes horizontales y fuerza de impacto

3.3.3.2.1 BR, fuerza de frenado/arranque

La fuerza de frenado o arranque considerada es la mayor de un 25% de la carga vertical de los camiones de diseño o ejes tándem por carril posicionados en todos los carriles existentes y actuando en la misma dirección; o el 5% del camión de diseño más la línea de carga; o 5% del tándem de diseño más la línea de carga. En todos los carriles se supondrá actuando la fuerza en la misma dirección. Se tendrán en cuenta los factores de simultaneidad de carga entre carriles. No se aplicará el factor de impacto a esta carga.

Cargando todas las líneas de diseño con el camión crítico en la misma dirección y aplicando factor de presencia múltiple.

$$F_{BR} = 325 \text{ kN} \cdot 0.25 \cdot 2 \cdot 1.00 = 162.5 \text{ kN}$$

Calculo carga de frenado/arranque por tablero (BF)

A efectos de cálculo de los valores de las cargas vivas (modelo de carga vehicular) se adopta el criterio de la AASTHO LRFD 1998 (HL-93)

Número de carriles de diseño (LRFD 3.6.1.1.1)

Ancho de la calzada entre bordillos $\text{Ancho_bordillos} := 9.10 \text{ m}$

Numero de vigas en el tablero (n_v) $n_v := 4$

$L_v = 41.2 \text{ m}$ $L_{\text{tablero}} := L_v$

Factor de presencia múltiple (LRFD 3.6.1.1.2)

Número de carriles cargados	Facturas de presencia múltiple, (m)
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

$N^{\circ} \text{ calzadas} := \text{ceil} \left(\frac{\text{Ancho_bordillos}}{3.6 \text{ m}} \right) - 1 = 2$

$fpm := \begin{cases} 1.20 & \text{if } N^{\circ} \text{ calzadas} = 1 \\ 1.00 & \text{if } N^{\circ} \text{ calzadas} = 2 \\ 0.85 & \text{if } N^{\circ} \text{ calzadas} = 3 \\ 0.65 & \text{if } N^{\circ} \text{ calzadas} > 3 \end{cases}$

Factor de presencia múltiple (fpm) $fpm = 1$

Camión de diseño en cada uno de los carriles

Carga total $Ct1 := 325000 \text{ N} \cdot N^{\circ} \text{ calzadas} \cdot fpm = 650 \cdot \text{kN}$

Carga horizontal de frenado $BF1 := 25\% \cdot Ct1 = 162.5 \cdot \text{kN}$

Para la combinación de línea de carga más camión por carril

Carga total $Ct2 := 325000 \text{ N} \cdot N^{\circ} \text{ calzadas} \cdot fpm + 9.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \cdot N^{\circ} \text{ calzadas} \cdot fpm \cdot L_{\text{tablero}} = 1416.32 \cdot \text{kN}$

Carga horizontal de frenado $BF2 := 5\% \cdot Ct2 = 70.816 \cdot \text{kN}$

Fuente: MTC, "Manual de diseño de puentes, pág. 53"

3.3.3.2.2 CE, fuerza centrífuga

La fuerza centrífuga se determina mediante el producto de la carga vertical de los camiones de diseño o ejes tándem por carril posicionados en todos los carriles existentes:

$$C = \frac{4v^2}{3gR}$$

C = fuerza centrífuga (como porcentaje de la carga viva sin impacto)

v = velocidad en m/s

R = radio de la curva en m.

El puente tiene un trazado planta recto por lo tanto no se considera fuerza centrífuga

3.3.4 Viento (WL, WS)

Para el caso en estudio se considera que la magnitud de dicha carga es pequeña y por tanto no es considerada en los análisis.

Para el caso en estudio se considera que la magnitud de dicha carga es pequeña y por tanto no es considerada en los análisis.

3.3.5 Fuerzas originadas por deformaciones impuestas: TU, TG, SH, CR y SE

3.3.5.1 CR, SH, *creep* del concreto y contracción

Los efectos del flujo plástico y la contracción de fraguado son considerados en el cálculo de las pérdidas de tensión de los cables de pre-esfuerzo de las vigas pos-tensadas para el diseño de los aparatos de apoyo (neoprenos), como se presenta en el análisis correspondiente. Para el cálculo de las pérdidas debidas a contracción, flujo plástico y relajación del acero se han considerado un valor global de 235 Mpa para el cálculo de las vigas pos-tensadas tal y como lo establece la normativa. El cálculo de las deformaciones a largo plazo para el dimensionamiento de los aparatos de apoyos y la determinación de las fuerzas que se transmiten a la infraestructura se realizó de acuerdo con la normativa.

3.3.5.2 TU, variación uniforme de temperatura

Para el cálculo del efecto de la variación uniforme de temperatura en el tablero se adoptará una temperatura promedio de 22°C, con una variación máxima anual de $\pm 10^\circ\text{C}$.

Los rangos de temperatura y gradiente de temperatura estan dados en las tablas 2.4.3.9.1-1 y 2.4.3.9.2-1 , del Manual de diseño de puentes de la MTC.

Deformación uniaxial por temperatura (ϵ_{TG})

Coeficiente de dilatación termica hormigon

$$\alpha_t := 10.8 \cdot 10^{-6} \frac{\text{mm}}{\text{mm} \cdot \Delta^\circ\text{C}}$$

Variación de temperatura

$$\Delta t := 10 \cdot \Delta^\circ\text{C}$$

$$\epsilon_{TG} := \alpha_t \cdot \Delta t = 0.108 \cdot \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

Deformación por temperatura en Apoyo (Δ_{TG})

$$\Delta_{TG} := \epsilon_{TG} \cdot L_{ar} = 2.225 \cdot \text{mm}$$

3.3.5.3 SE, asentamientos diferenciales

No se ha tenido en cuenta la existencia de asentamientos diferenciales debido al esquema isostático de las vigas.

3.3.6 EQ, acción sísmica

De acuerdo con lo especificado en el “*Manual de Puentes*”, aquellos de una luz no requieren un análisis sísmico, independiente de la zonas sísmicas en la que se encuentren, siendo suficiente cumplir con los anchos mínimos de sillas en estribos y considerar el empuje dinámico transmitido por la masa de suelo ubicada en el trasdós del estribo.

3.3.7 CT, fuerza de impacto de vehículos

Se deben considerar dos supuestos para el impacto de vehículos: el impacto contra la subestructura de vehículos que circulen por la vía inferior y el impacto de vehículos que circulen por la superestructura contra las barreras de protección.

No es necesario considerar fuerza de impacto sobre la subestructura si existe una barrera de protección separada al menos 3000 mm de la superficie más cercana de la subestructura. En nuestro caso se cumple esta condición debido a que en la parte inferior de la estructura no existen vías de circulación, por lo tanto no es necesario añadir esta fuerza al cálculo de la subestructura.

Para el diseño de la barrera de protección se ha tenido en cuenta la categoría resistente especificada por la autoridad de transportes.

3.3.8 Combinaciones de carga

Combinaciones de carga y factores de carga. tomado de tabla 1.5 del “*Manual de Diseño de Puentes*”.

Tabla 3.3 Combinaciones de carga y factores de carga

TABLA 2.4.5.3 -1. Combinaciones de Carga y Factores de Carga.

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar solamente uno de los indicados en estas columnas en cada combinación				
										EQ	IC	CT	CV	
Estado Límite														
RESISTENCIA I	γ_p	1.75	1.00			1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
RESISTENCIA II	γ_p	1.35	1.00			1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
RESISTENCIA III	γ_p		1.00	1.40		1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
RESISTENCIA IV Solamente EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1.5		1.00			1.00	0.50/1.20							
RESISTENCIA V	γ_p	1.35	1.00	0.40	0.40	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1.00			1.00				1.00				
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0.50	1.00			1.00					1.00	1.00	1.00	
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00			1.00	1.00/1.20							
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00			1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
FATIGA - Solamente LL,IM y CE		0.75												

Fuente: Tomado del “*Manual de Diseño de Puentes*” del MTC, pág. 70

Tabla 3.4 Factores de carga para cargas permanentes, γ_p

TIPO DE CARGA	FACTOR DE CARGA	
	Máximo	Mínimo
DC : Componentes y Auxiliares	1.25	0.90
DD : Fuerza de arrastre hacia abajo	1.80	0.45
DW : Superficies de Rodadura y Accesorios	1.50	0.65
EH : Presión horizontal de tierra * Activa * En reposo.	1.50	0.90
	1.35	0.90
EV : Presión vertical de tierra * Estabilidad global * Estructuras de Retención * Estructuras Rígidas Empotradas * Pórticos Rígidos * Estructuras Flexibles empotradas excepto alcantarillas metálicas * Alcantarillas Metálicas	1.35	N/A
	1.35	1.00
	1.30	0.90
	1.35	0.90
	1.95	0.90
	1.50	0.90
ES : Carga superficial en el terreno	1.50	0.75

Fuente: Tomado del Manual de diseño de puentes del MTC, pag. 70

3.3.9 Coeficiente de seguridad y materiales

3.3.9.1 Coeficientes de seguridad para la resistencia

A continuación se especifican los coeficientes de seguridad adoptados para la resistencia según el artículo 2.7.1.1.4 Estado Límite de Resistencia del "Manual de Diseño de Puentes":

- Flexión y tracción en concreto reforzado $\phi = 0.90$
- Flexión y tracción en concreto pos-tensado $\phi = 1.00$
- Cortante y torsión en concreto de densidad normal $\phi = 0.90$
- Compresión en elementos con espirales
o ganchos en zona sísmica 1 ó 2 $\phi = 0.75$
- Apoyo en concreto $\phi = 0.70$
- Compresión en modelos de bielas y tirantes $\phi = 0.70$
- Compresión en zonas de anclaje para concreto de densidad normal $\phi = 0.80$
- Tracción en el acero en zonas de anclaje $\phi = 1.00$

3.3.9.2 Coeficientes de seguridad para las cargas

De la tabla 2.5.4.1–C1 del *Manual de Diseño de Puentes*, consideramos las características de las mezclas de concreto por clase, por lo que se ha adoptado lo siguiente:

3.3.9.2.1 Concretos

- Concreto de nivelación $f^c = 14.5 \text{ Mpa.}$
- Estribos. $f^c = 21.0 \text{ Mpa.}$
- Tablero y diafragmas $f^c = 28.0 \text{ Mpa.}$
- Vigas pos-tensadas $f^c = 35.0 \text{ Mpa.}$
- Pilotes, *New jersey*, barreras $f^c = 21.0 \text{ Mpa.}$

3.3.9.2.2 Aceros

A.- Acero corrugado para refuerzo ASTM A706 (Grado 60), con Acero corrugado para refuerzo ASTM A706 (Grado 60), con $f_y \geq 420 \text{ Mpa. (4200 Kg/cm}^2)$

.B.- Acero de pos tensado de alambres de siete hilos de 15 mm $\phi = 0,6''$ ASTM A416 (Grado 270) sin revestimiento y de baja relajación

3.4 Normatividad empleada para el diseño

Respecto a la a normatividad empleada en el diseño del puente Vilca y a algunos documentos consultados para determinadas verificaciones estructurales tenemos lo siguiente

- *Manual de Diseño de Puentes. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles. Ministerio de Transportes y Comunicaciones de Perú.*

- *Load and Resistance Factor Design, Bridge Design Specifications, American Association of State Highway and Transportation Officials, 2005 Edition (AASHTO LFRD 2005 INTERIM).*

- *Bridge Construction Specifications, AASHTO LFRD.*

- *Bridge Design Practice Manual – State Of California –*, Department of Transportation CALTRANS.

También se han consultado para determinadas verificaciones estructurales los siguientes documentos:

- *EDI: Estudio Definitivo de Ingeniería, Carretera Huaral – Acos, 2010.*

Capítulo 4

Construcción de estribos

4.1 Diseño y construcción de estribos

La infraestructura consiste en estribos cerrados que cumplen la función de transmitir las cargas al suelo de cimentación, además de servir de contención de los terraplenes de acceso al puente. Se diseñan para cumplir las condiciones de estabilidad global bajo ELS, y para cumplir con los requisitos de resistencia bajo ELU. El análisis es del tipo elástico lineal suponiendo que se cumplen las condiciones para la aplicación de la teoría de vigas de Bernoulli.

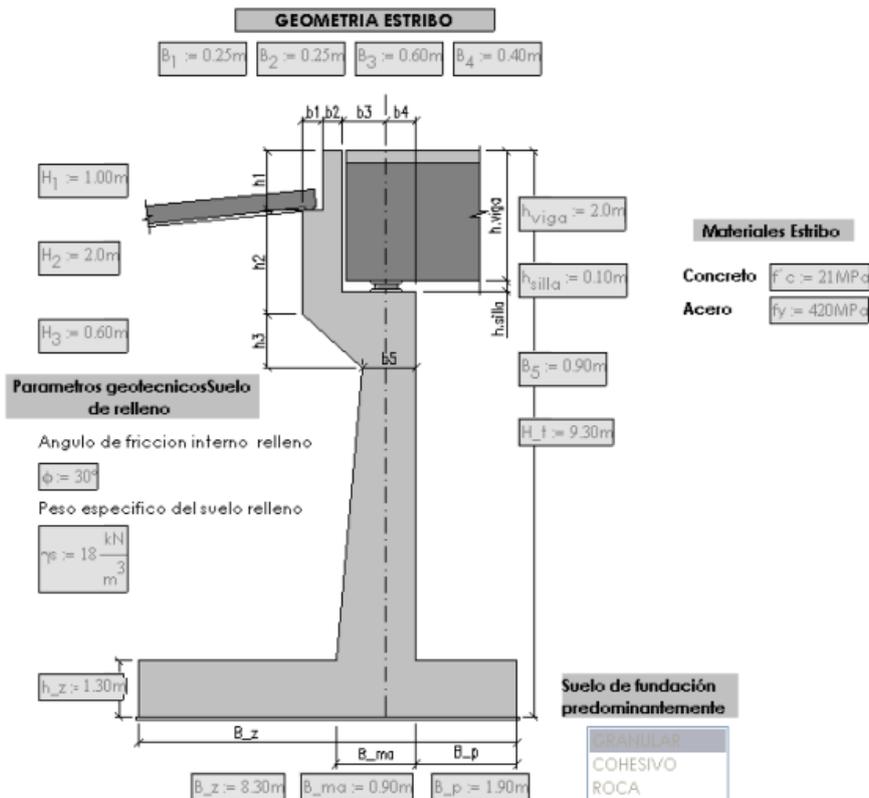


Fig. 4.1 Estribo izquierdo

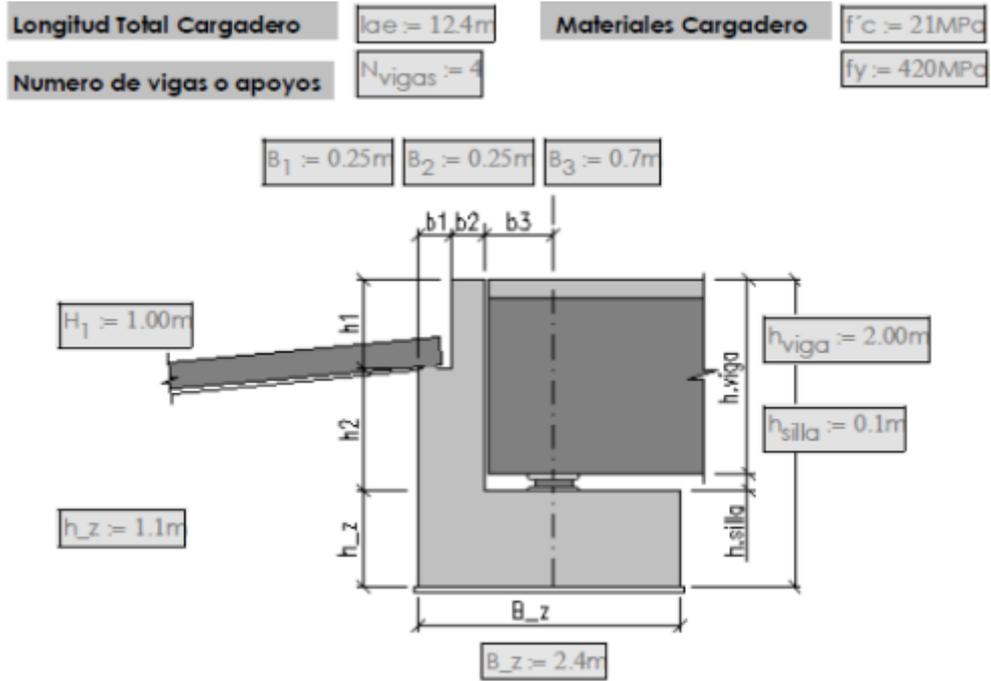


Fig. 4.2 Estribo derecho



Fig 4.3 Construcción de estribos izquierdo y derecho

4.2 Capacidad portante del suelo

Antes de empezar los trabajos en el puente, lo primero y fundamental fue verificar las condiciones geotécnicas del suelo de fundación para la construcción de los estribos del puente Vilca.

Para tal fin, se ha elaborado un programa de exploración que incluye la ejecución de los trabajos de investigación del subsuelo, determinándose las propiedades índices de los suelos que lo conforman, parámetros de resistencia y deformación del suelo de cimentación, cálculo de la presión admisible, etc.

4.2.1 Estribo derecho

Al excavar el material en el área correspondiente a la zapata del estribo derecho y alcanzar el nivel de proyecto, se realizó una calicata utilizando herramientas manuales y equipo menor, alcanzando una profundidad de 1.10 m, debido a la existencia de rocas mayores a 15" (0,37 m), típicos depósitos aluviales, ver registro de calicatas.(fig. 4.5)

Desde la superficie hasta la máxima profundidad excavada, se observa un suelo aluvial, conformado por gravas, canto rodados y piedras grandes con tamaños variables desde las 3" hasta más de 15", consolidados con una densidad relativa entre 61 por ciento y 77 por ciento y humedad entre 1.3 por ciento a 1.8 por ciento. La cantidad de pedrones aumenta a medida que se desciende, los suelos con partículas menores a 3" se clasifican en gravas pobremente gradada con arena (GP) y una mínima densidad natural de 2.31 g/cm²., incluyendo los canto rodados se alcanza el 29 por ciento del peso total de la muestra extraída .

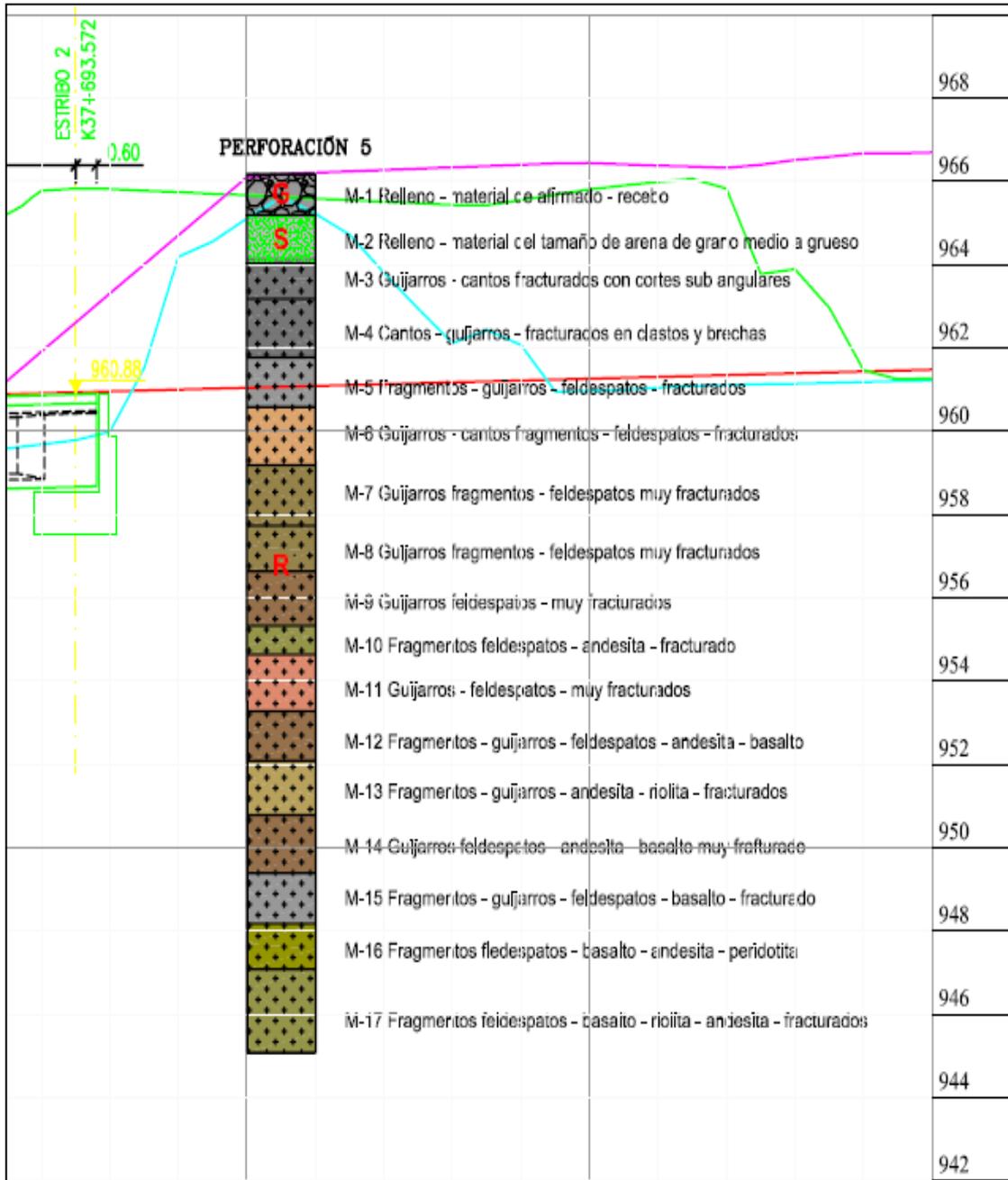


Fig. 4.4 Perfil estratigráfico estribo derecho, obtenido con perforación diamantina

Registro de Calicata					
Calicata		C - 1		Nivel terreno	-
Exploración		Pozo a Cielo Abierto		Nivel Freático	no se encontró
Prof. (m)	Muestra	Descripción del Estrato	Clasificación		
			SUCS	VISTA	
0,35	S/M	Suelo aluvial; grava pobremente gradada con arena, grava subangulosa de T.M. = 3", grava gruesa y fina, arena gruesa, media y fina, con finos no plasticos, compacto, poco humedo	GP con arena		
0,90	M - 1	Suelo aluvial; grava pobremente gradada con arena, con grava subangulosa de T.M.=3", grava gruesa (59%), grava fina (19%), arena gruesa (6%), arena media (8%), arena fina (4%), pocos finos no plastico (4%), densa ($\gamma=2,36 \text{ g/cm}^3$), poco humeda (1,3%) con cantos angulosos de 4" a 6" (14% del peso total).	GP con arena y cantos		
1,10	M - 2	Suelo aluvial; grava pobremente gradada con arena, con grava subangulosa de T.M. = 3", grava gruesa (38%), grava fina (13%), arena gruesa (15%), arena media (24%), arena fina (6%), pocos finos no plasticos (4%), semicompacto, poco humedo (1,8%) con cantos angulosos de 3" a 8" (aprox.40% del peso total) y bloques mayores a 15".	GP con arena cantos y bloques		
3,00		Observaciones A 1,10 m se encontro bloques de roca que dificultan la excavacion			

Figura 4.5 Calicata N° 01 estribo derecho

Para el cálculo de la presión admisible fue necesario determinar los parámetros de resistencia, ángulo de fricción y cohesión del suelo a través del ensayo de corte directo de laboratorio en una muestra inalterada; sin embargo el suelo de cimentación contiene, cantos, bloques y finos sin cohesión lo cual imposibilita la toma de una muestra del tipo indicado; por lo tanto, los parámetros de resistencia, con fines de verificación, deben ser inferidos a partir de sus propiedades índice y relación existente entre la densidad relativa (DR) y el ángulo de fricción (ϕ).

Luego, para determinar la capacidad de carga última por corte se ha utilizado la formulación propuesta por *K. Terzaghi (1943)* y modificaciones de *A. Vesic (1973)* y tenemos:

$$q_u = cN_c S_c + \gamma_1 D_f N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma S_\gamma \dots (1)$$

Para el caso de falla local se corrige el ángulo de fricción y cohesión con las fórmulas siguientes:

$$\phi' = \text{Arctg}\left(\frac{2}{3} \text{tg}(\phi)\right) \dots (2)$$

La presión admisible se calcula con la expresión:

$$c' = \frac{2}{3} c \dots (3)$$

$$q_a = \frac{q_u}{FS} \dots (4)$$

- Los datos utilizados y resultados se indican a continuación:

Tabla 4.1 Cálculo de capacidad portante

CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE			
Realizado Por :	J.M.H.J	Método :	Teoría de Terzaghi
Revisado Por :	G.T.H	Fecha :	06-06-11
DATOS DE LA MUESTRA:			
Progresiva (Km):	37+600	Estructura :	Muro de Contención / Lado Derecho
Muestra:	Terreno de Fundación	Muro Tipo :	1
Clasificación SUCS:	GP-GC-GM	Densidad Seca Natural:	2.270
Clasificación AASHTO:	A-1-a (0)	Cohesión Efectiva:	0.00
Límite Líquido (%):	25.3	Ángulo de Rozamiento Interno:	35.1
Índice de Plasticidad:	4.4	Densidad Seca Maxima:	2.444
% Pasa Tamiz N° 200 :	10.3	Densidad Seca Minima:	2.190
Estribo lado:	Der.	Densidad Relativa (%):	34.0
Teoría de Terzaghi:			
$q_{ult.} = c.N_c.sc.dc.ic + \gamma.D_f.N_q.sq.dq.iq + 0,5.\gamma.B.N_y.sy.d_y.i_y$			
Donde:		DATOS	
q ult.	: Capacidad de carga última	B =	8.30 m.
B	: Ancho de Zapata (m)	L =	12.80 m.
L	: Longitud de Zapata (m)	c =	0.00 Kg/cm ²
Df	: Profundidad de Desplante (m)	Df =	4.50 m.
c	: Cohesión Efectiva (T/m ²)	$\gamma =$	2.270 tn/m ³ (Densidad Natural)
γ	: Peso específico del suelo (T/m ³)	$\phi =$	30° + 0.15 Dr
Φ	: Ángulo de fricción interna (°)	$\Phi =$	35.1 °
F.S.	: Factor de seguridad	F.S.=	3
qadm.	: Capacidad de carga admisible	$\Phi' =$	25.1 °
Nc, Nq, Ny	: Factores de Capacidad de carga	$\phi' = \text{Arctg}\left(\frac{2}{3} \text{tg}(\phi)\right) \dots (2)$	
sc, sq, sy	: Factores de Forma		
dc, dq, d _v	: Factores de Profundidad		
ic, iq, i _y	: Factores de Inclinación		
Factores de Capacidad de Carga:		Factores de Forma:	
Interpolando en la Fig. 01 a partir del Φ , se obtienen los valores adimensionales de los factores de capacidad de carga:		De acuerdo a A.W. Skempton y G.G. Meyerhof:	
Nc: (Nq - 1) * cotg \emptyset	Nc = 20.87	sc = 1 + (0,2 + tan ⁶ (Φ)) * B/L	
Nq: e ^{tan²} (45 + $\emptyset/2$)	Nq = 10.78	sq = sc - [(sc - 1) / (Nc * tan Φ + 1)]	
Ny: (Nq - 1) * tg (1.4 * \emptyset)	Ny = 6.89	sy = 1 - (1/2) * [(0,2 + tan ⁶ (Φ)) * (B/L)]	
		Calculando:	
		sc = 1.137	
		sq = 1.124	
		sy = 0.932	
Factores de Profundidad:		Factores de Inclinación:	
De acuerdo a A. W. Skempton y G. G. Meyerhof, en función del ángulo de fricción, tenemos:		$iq = [1 - H / (V + A * c * \cot \Phi)]^2$	
dy =	1.0	$ic = [iq - \{ (1 - iq) / (Nq - 1) \}]$	
dc =	1 + [0,35 / { (B/D) + 0,6 / (1 + 7 * tan ⁴ (Φ)) }]	$i_y = [1 - H / (V + A * c * \cot \Phi)]^4$	
dq =	dc - [(dc - 1) / (Nc * tan Φ + 1)]	Calculando:	
Calculando:	dc = 1.153	$iq = 0.531$	
	dq = 1.138	$ic = 0.484$	
		$i_y = 0.282$	

Tabla 4.2 Cálculo de la capacidad portante (continuación)

Cálculo de Capacidad Portante:			
qult. = c.Nc.sc.dc.ic + γ.Df.Nq.sq.dq.iq + 0,5.γ.B.Ny.sy.dy.iy			
Calculando:			
qult.	=	91.97	ton/m2
qadm.	=	qult./ F.S.	ton/m2
qadm.	=	30.66	ton/m2
qadm.		= 3.07	Kg/cm2
Con la fórmula general de Terzaghi:			
qd = c.Nc + γ.Z.Nq + 0,5.γ.B.Ny			
Z= Profundidad de Cimentación			
B= Ancho de Base			
γ= Pesó Específico (Densidad Natural)			
Nc, Nq, Ny = Factores de Carga por ángulo de fricción			
Calculando:			
qd =	175.04	ton/m2	
qd/F.S =	58.35	ton/m2	
qadm =	5.83	kg/cm2	
Q(adm) adoptado:	4.45	kg/cm2	
Q(adm) según planos:	1.70	kg/cm2	

El valor de la presión admisible es mayor al valor de presión admisible adoptado en el diseño para la cimentación del estribo, por lo tanto es conforme.

Los ensayos realizados en obra, durante la excavación para la zapata se ven en la siguiente tabla

Tabla 4.3 Peso unitario de material de terreno de fundación

PESO UNITARIO DEL AGREGADO (MTC E 203)			
Realizado Por :	N.R.J.		
Revizado Por :	J.M.H.J.		
Ing. Resp. :	G.T.H.		
Datos de Muestra			
Prog. (Km.) :	00+000 - 37+600	Prof. :	1.10 m
Estructura :	Estribo Puente vilca (Fundacion)	Calicata :	1
Fecha :	6 de junio de 2011		
SUELTO			
ENSAYO N°	1	2	3
PESO DEL MATERIAL + MOLDE (gr.)	12867	12855	12823
PESO DEL MOLDE (gr.)	366	366	366
PESO DEL MATERIAL SUELTO	12501	12489	12457
VOLUMEN DEL MOLDE	0.0057	0.0057	0.0057
PESO UNITARIO SUELTO	2194	2191	2186
PROMEDIO PONDERADO (Kg / M³)	2190		

Tabla 4.4 Ensayo de constantes físicas del terreno de fundación del estribo

Análisis Mecánico por Tamizado y Límites de Atterberg																																																																																																																																										
Prog. (Km.) :	37+600		Estribo Der.		Realizado Por :	N.R.J.																																																																																																																																				
Estructura :	Estribo Puente vilca (Fundacion)				Revizado Por :	J.M.H.J.																																																																																																																																				
Prof. :	1.10 m				Ing. Resp. :	G.T.H.																																																																																																																																				
Calicata :	C-01																																																																																																																																									
Fecha :	6 de junio de 2011																																																																																																																																									
Análisis Granulometría de los Suelos (MTC E 204)																																																																																																																																										
Datos de ensayo																																																																																																																																										
Peso Inicial de Muestra :	19784.0 gr.	H. Natural (MTC E 108)																																																																																																																																								
Peso de Grava :	10195	P.M.H. =		426.0 gr.																																																																																																																																						
Peso de Arena :	9589	P.M.S. =		402.5 gr.																																																																																																																																						
Peso Fracción Arena :	614.4	% W =		5.8 %																																																																																																																																						
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Malla</th> <th>Peso</th> <th>% Ret</th> <th>% Ret</th> <th>% que</th> <th rowspan="2">Esp. Técnicas</th> </tr> <tr> <th>Tamiz</th> <th>mm.</th> <th>(gr)</th> <th>Parcial</th> <th>Acum.</th> <th>Pasa</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>4"</td><td>101.600</td><td>562.0</td><td>2.8</td><td>2.8</td><td>97.2</td><td></td></tr> <tr><td>3"</td><td>76.200</td><td>697.0</td><td>3.5</td><td>6.4</td><td>93.6</td><td></td></tr> <tr><td>2 1/2"</td><td>63.500</td><td>359.0</td><td>1.8</td><td>8.2</td><td>91.8</td><td></td></tr> <tr><td>2"</td><td>50.600</td><td>1637.0</td><td>8.3</td><td>16.5</td><td>83.5</td><td></td></tr> <tr><td>1 1/2"</td><td>38.100</td><td>966.0</td><td>4.9</td><td>21.3</td><td>78.7</td><td></td></tr> <tr><td>1"</td><td>25.400</td><td>1070.0</td><td>5.4</td><td>26.7</td><td>73.3</td><td></td></tr> <tr><td>3/4"</td><td>19.050</td><td>893.0</td><td>4.5</td><td>31.3</td><td>68.7</td><td></td></tr> <tr><td>1/2"</td><td>12.700</td><td>1547.0</td><td>7.8</td><td>39.1</td><td>60.9</td><td></td></tr> <tr><td>3/8"</td><td>9.525</td><td>686.0</td><td>3.5</td><td>42.5</td><td>57.5</td><td></td></tr> <tr><td>1/4"</td><td>6.350</td><td></td><td></td><td>42.5</td><td>57.5</td><td></td></tr> <tr><td>No4</td><td>4.760</td><td>1778.0</td><td>9.0</td><td>51.5</td><td>48.5</td><td></td></tr> <tr><td>10</td><td>2.000</td><td>116.5</td><td>9.2</td><td>60.7</td><td>39.3</td><td></td></tr> <tr><td>20</td><td>0.840</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>40</td><td>0.420</td><td>213.3</td><td>16.8</td><td>77.6</td><td>22.4</td><td></td></tr> <tr><td>100</td><td>0.149</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>200</td><td>0.074</td><td>154.0</td><td>12.1</td><td>89.7</td><td>10.3</td><td></td></tr> <tr><td>pasa</td><td></td><td>130.6</td><td>10.3</td><td>100.0</td><td></td><td></td></tr> </tbody> </table>							Malla		Peso	% Ret	% Ret	% que	Esp. Técnicas	Tamiz	mm.	(gr)	Parcial	Acum.	Pasa	4"	101.600	562.0	2.8	2.8	97.2		3"	76.200	697.0	3.5	6.4	93.6		2 1/2"	63.500	359.0	1.8	8.2	91.8		2"	50.600	1637.0	8.3	16.5	83.5		1 1/2"	38.100	966.0	4.9	21.3	78.7		1"	25.400	1070.0	5.4	26.7	73.3		3/4"	19.050	893.0	4.5	31.3	68.7		1/2"	12.700	1547.0	7.8	39.1	60.9		3/8"	9.525	686.0	3.5	42.5	57.5		1/4"	6.350			42.5	57.5		No4	4.760	1778.0	9.0	51.5	48.5		10	2.000	116.5	9.2	60.7	39.3		20	0.840						40	0.420	213.3	16.8	77.6	22.4		100	0.149						200	0.074	154.0	12.1	89.7	10.3		pasa		130.6	10.3	100.0		
Malla		Peso	% Ret	% Ret	% que	Esp. Técnicas																																																																																																																																				
Tamiz	mm.	(gr)	Parcial	Acum.	Pasa																																																																																																																																					
4"	101.600	562.0	2.8	2.8	97.2																																																																																																																																					
3"	76.200	697.0	3.5	6.4	93.6																																																																																																																																					
2 1/2"	63.500	359.0	1.8	8.2	91.8																																																																																																																																					
2"	50.600	1637.0	8.3	16.5	83.5																																																																																																																																					
1 1/2"	38.100	966.0	4.9	21.3	78.7																																																																																																																																					
1"	25.400	1070.0	5.4	26.7	73.3																																																																																																																																					
3/4"	19.050	893.0	4.5	31.3	68.7																																																																																																																																					
1/2"	12.700	1547.0	7.8	39.1	60.9																																																																																																																																					
3/8"	9.525	686.0	3.5	42.5	57.5																																																																																																																																					
1/4"	6.350			42.5	57.5																																																																																																																																					
No4	4.760	1778.0	9.0	51.5	48.5																																																																																																																																					
10	2.000	116.5	9.2	60.7	39.3																																																																																																																																					
20	0.840																																																																																																																																									
40	0.420	213.3	16.8	77.6	22.4																																																																																																																																					
100	0.149																																																																																																																																									
200	0.074	154.0	12.1	89.7	10.3																																																																																																																																					
pasa		130.6	10.3	100.0																																																																																																																																						
Límite Líquido MTC E 110																																																																																																																																										
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Ensayo</th> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Nº de Golpes</td><td>30</td><td>20</td><td>13</td></tr> <tr><td>Recipiente Nº</td><td>12</td><td>1</td><td>10</td></tr> <tr><td>R + Suelo Hum.</td><td>66.91</td><td>65.45</td><td>65.82</td></tr> <tr><td>R + Suelo Seco</td><td>61.49</td><td>60.14</td><td>60.27</td></tr> <tr><td>Peso Recip.</td><td>39.72</td><td>39.57</td><td>39.83</td></tr> <tr><td>Peso Agua</td><td>5.42</td><td>5.31</td><td>5.55</td></tr> <tr><td>Peso S. Seco</td><td>21.77</td><td>20.57</td><td>20.44</td></tr> <tr><td>% de Humedad</td><td>24.90</td><td>25.81</td><td>27.15</td></tr> </tbody> </table>							Ensayo	1	2	3	Nº de Golpes	30	20	13	Recipiente Nº	12	1	10	R + Suelo Hum.	66.91	65.45	65.82	R + Suelo Seco	61.49	60.14	60.27	Peso Recip.	39.72	39.57	39.83	Peso Agua	5.42	5.31	5.55	Peso S. Seco	21.77	20.57	20.44	% de Humedad	24.90	25.81	27.15																																																																																																
Ensayo	1	2	3																																																																																																																																							
Nº de Golpes	30	20	13																																																																																																																																							
Recipiente Nº	12	1	10																																																																																																																																							
R + Suelo Hum.	66.91	65.45	65.82																																																																																																																																							
R + Suelo Seco	61.49	60.14	60.27																																																																																																																																							
Peso Recip.	39.72	39.57	39.83																																																																																																																																							
Peso Agua	5.42	5.31	5.55																																																																																																																																							
Peso S. Seco	21.77	20.57	20.44																																																																																																																																							
% de Humedad	24.90	25.81	27.15																																																																																																																																							
Límite Plástico MTC E 111																																																																																																																																										
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Ensayo</th> <th>1</th> <th>2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Recipiente Nº</td><td>9</td><td>5</td></tr> <tr><td>R + Suelo Hum.</td><td>22.71</td><td>23.03</td></tr> <tr><td>R + Suelo Seco</td><td>21.30</td><td>21.48</td></tr> <tr><td>Peso Recip.</td><td>14.55</td><td>14.10</td></tr> <tr><td>Peso Agua</td><td>1.41</td><td>1.55</td></tr> <tr><td>Peso S. Seco</td><td>6.75</td><td>7.38</td></tr> <tr><td>% de Humedad</td><td>20.89</td><td>21.00</td></tr> </tbody> </table>							Ensayo	1	2	Recipiente Nº	9	5	R + Suelo Hum.	22.71	23.03	R + Suelo Seco	21.30	21.48	Peso Recip.	14.55	14.10	Peso Agua	1.41	1.55	Peso S. Seco	6.75	7.38	% de Humedad	20.89	21.00																																																																																																												
Ensayo	1	2																																																																																																																																								
Recipiente Nº	9	5																																																																																																																																								
R + Suelo Hum.	22.71	23.03																																																																																																																																								
R + Suelo Seco	21.30	21.48																																																																																																																																								
Peso Recip.	14.55	14.10																																																																																																																																								
Peso Agua	1.41	1.55																																																																																																																																								
Peso S. Seco	6.75	7.38																																																																																																																																								
% de Humedad	20.89	21.00																																																																																																																																								
<div style="text-align: center;"> <p>DETERMINACION DE LIMITE LIQUIDO</p> </div>																																																																																																																																										
Clasificación SUCS:		GP-GC-GM	LL : 25.3	Densidad Máx. 2.444																																																																																																																																						
Clasificación AASHTO:		A-1-a (0)	I. P. 4.4	H. Óptima 5.6																																																																																																																																						
Curva Granulométrica																																																																																																																																										

Tabla 4.5 Densidad *in situ* método del cono de arena

DENSIDAD IN SITU METODO CONO DE ARENA (MTC E117)							
Prog. (Km.):	<u>00+000 - 37+600</u>	<u>Der.</u>	Realizado Por :	<u>M.C.C.</u>			
Estructura :	<u>Estribo Puente vilca (Fundacion)</u>		Revizado Por :	<u>J.M.H.J.</u>			
Fecha :	<u>6 de junio de 2011</u>		Ing. Resp. :	<u>G.T.H.</u>			
DATOS DEL ENSAYO DE COMPACTACIÓN - PROCTOR							
Máxima Densidad Seca	2.444 gr/cc		Peso Esp. Grava	2.767 gr/cc			
Humedad Óptima	5.6 %		Densidad de Arena	1.451 gr/cc			
Progresiva Muestra	36+200						
Lado	Der.						
Capa	T. Natural						
Espesor	0.15 m						
Fecha	06-06-11						
Número de Prueba	1						
01	Peso Inicial Arena + Frasco	8000					
02	Peso Arena que Queda + Frasco	2434					
03	Peso Arena de Cono	1810					
04	Peso de Arena en Hueco (1-2-3)	3756					
05	Densidad de Arena	1.45					
06	Volumen del Hoyo (4/5)	2589					
07	Peso de Muestra Húmeda	6024					
08	Dens. de Muestra Húmeda (7/6)	2.327					
09	Densidad de Muestra Seca (8/(1+HN/100))	2.270					
10	Peso de la Grava > 3/4"	1967					
11	% de Grava > 3/4" (10/7*100)	32.7					
12	% de Material < 3/4" (100-11)	67.3					
Grado de Compactación							
13	Max. Densidad (Proctor)	2.444					
14	Humedad Óptima %	5.6					
15	Max. Densidad Corregida $100/(12/13)+(11/Pe)$	2.541					
16	Grado de Compactación % (09/15*100)	89.4%					
17	Grado de Compactación % Especificaciones Mín.	-					
Contenido de Humedad							
18	Peso Tara + Muestra Húmeda						
19	Peso Tara + Muestra Seca						
20	Peso de Agua						
21	Peso de Tara (Pt)						
22	Peso de Muestra Seca						
23	% de Humedad (AASHTO T-265 - MTC E108)						
24	% de Humedad Speedy (AASHTO T-217)	2.5					

4.2.2. Estribo izquierdo: perfil estratigráfico

Suelo muy similar al otro estribo, suelo de origen aluvial formado por gravas, canto rodado y piedras grandes de tamaño entre 3” y 18”, con poca humedad, muy cercano al fondo de la excavación, material semicompacto y saturado por presencia de la napa freática.

Según el registro de perforación P- 6, ejecutado en la etapa del estudio, este tipo de material se ubica entre las cotas de 949.95 a 936.73; de este suelo menor a las 3” se clasifica como grava bien gradada con arena (GW).

A continuación podemos apreciar el perfil estratigráfico de proyecto con perforación diamantina:

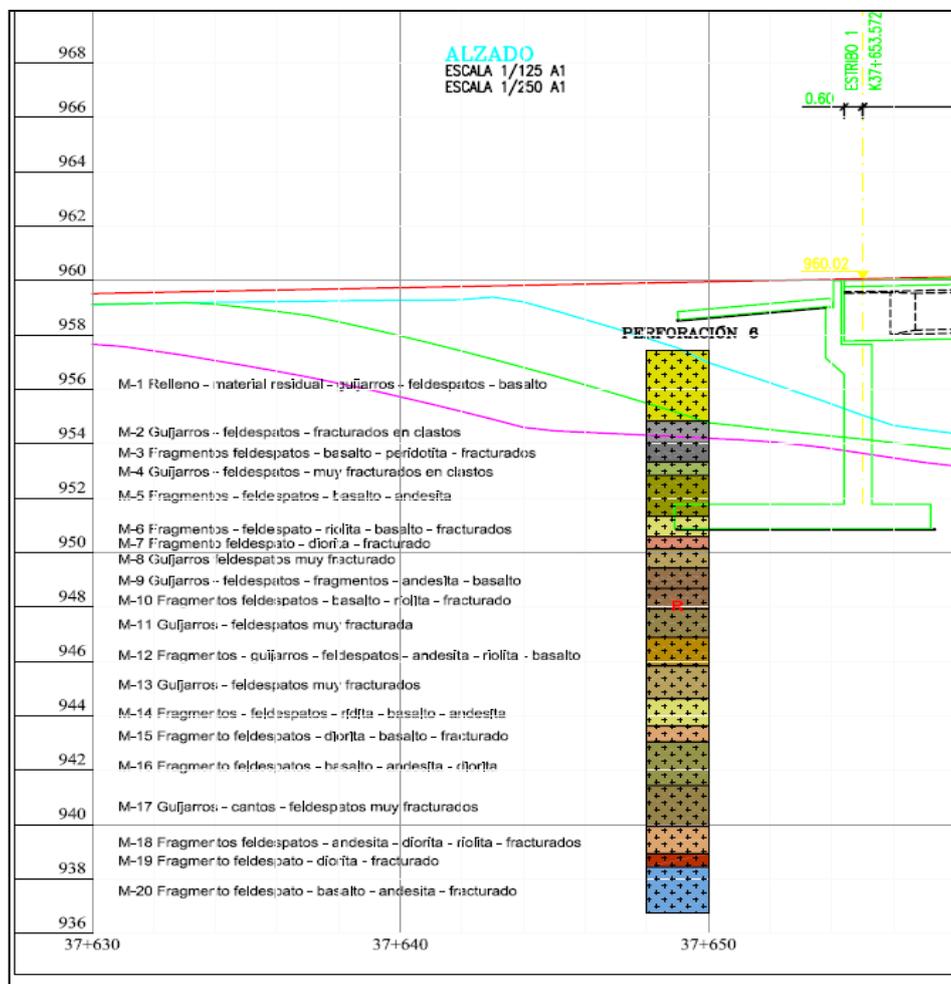


Fig. 4.6 Perfil estratigráfico estribo izquierdo, obtenido con perforación diamantina.

Registro de Calicata				
Tipo exploración		Excavación para zapata de estribo	Cota de terreno	949,95
			Cota de N.F.	950,00
Prof. (m)	Muestra	Descripción del Estrato	Clasificación	
			SUCS	AASHTO
1,00	M - 1	Suelo aluvial; grava bien gradada con arena , con grava subangulosa de TM=3", grava gruesa (35%), grava fina (26%), arena gruesa (13%), arena media (17%), arena fina (5%), pocos finos no plasticos (4%), semicompacta y saturada, con cantos sub redondeados de 4" a 6" (35% del peso total) y bloque aislado de 18" .	GW con arena y cantos	A-1-a (0)
1,10				
2,00				
3,00		Observaciones La muestra se obtuvo con la excavadora a partir de la cota indicada		

Fig. 4.7 Calicata N° 02, estribo izquierdo

Para el cálculo de la presión admisible es necesario determinar los parámetros de resistencia, ángulo de fricción y cohesión del suelo a través del ensayo de corte directo de laboratorio en una muestra inalterada; sin embargo, el suelo de cimentación contiene, cantos, bloques y finos sin cohesión lo cual imposibilita la toma de una muestra del tipo indicado; por lo tanto, los parámetros de resistencia, con fines de verificación, deben ser inferidos a partir de sus propiedades índice y relación existente entre la densidad relativa (DR), cantidad de bloques ($>70\%$) y el ángulo de fricción (ϕ),

Para determinar la capacidad de carga última por corte se ha utilizado la formulación propuesta por K. Terzaghi (1943):

$$q_u = cN_c S_c + \gamma_1 D_f N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma S_\gamma \dots (1)$$

$$\phi' = \text{Arctg}\left(\frac{2}{3} \text{tg}(\phi)\right) \dots (2)$$

$$c' = \frac{2}{3}c \dots (3)$$

$$q_a = \frac{q_u}{FS} \dots (4)$$

-Los datos utilizados y resultados se indican a continuación:

Tabla 4.6 Cálculo de la capacidad portante

CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE			
Realizado Por :	J.M.H.J	Método :	Teoría de Terzaghi
Revisado Por :	G.T.H	Fecha :	06-06-11
DATOS DE LA MUESTRA:			
Progresiva (Km):	37+600	Estructura :	Muro de Contención / Lado Derecho
Muestra:	Terreno de Fundación	Muro Tipo :	1
Clasificación SUCS:	GP-GM	Densidad Seca Natural:	2.320
Clasificación AASHTO:	A-1-a (0)	Cohesión Efectiva:	0.00
Límite Líquido (%):	17.39	Ángulo de Rozamiento Interno:	41.6
Índice de Plasticidad:	2.7	Densidad Seca Máxima:	2.390
% Pasa Tamiz N° 200 :	11.5	Densidad Seca Mínima:	2.110
Estribo lado:	lzq.	Densidad Relativa (%):	77.3
Teoría de Terzaghi:			
quilt. = c.Nc.sc.dc.ic + γ.Df.Nq.sq.dq.iq + 0,5.γ.B.Ny.sy.dy.iy			
Donde:		DATOS	
q ult. :	Capacidad de carga última	B =	2.40 m.
B :	Ancho de Zapata (m)	L =	12.40 m.
L :	Longitud de Zapata (m)	c =	0.00 Kg/cm ²
Df :	Profundidad de Desplante (m)	Df =	1.20 m.
c :	Cohesión Efectiva (T/m ²)	γ =	2.320 tn/m ³ (Densidad Natural)
γ :	Peso específico del suelo (T/m ³)	φ =	φ = 30° + 0.15 Dr
φ :	Ángulo de fricción interna (°)	φ =	41.6 °
F.S. :	Factor de seguridad	F.S. =	3
qadm. :	Capacidad de carga admisible	φ' =	30.6 °
Nc, Nq, Ny :	Factores de Capacidad de carga	$\phi' = \text{Arctg}\left(\frac{2}{3}\text{tg}(\phi)\right) \dots (2)$	
sc, sq, sy :	Factores de Forma		
dc, dq, dy :	Factores de Profundidad		
ic, iq, iy :	Factores de Inclinación		
Factores de Capacidad de Carga:		Factores de Forma:	
Interpolando en la Fig. 01 a partir del φ, se obtienen los valores adimensionales de los factores de capacidad de carga:		De acuerdo a A.W. Skempton y G.G. Meyerhof:	
Nc: (Nq - 1) * cotg φ	Nc = 31.68	sc =	1 + (0,2 + tan ⁶ (φ)) * B/L
Nq: e ^{tg²} (45 + φ/2)	Nq = 19.75	sq =	sc - [(sc - 1) / (Nc * tan φ + 1)]
Ny: (Nq - 1) * tg (1.4*φ)	Ny = 17.40	sy =	1 - (1/2) * [(0,2 + tan ⁶ (φ)) * (B/L)]
		Calculando:	
		sc =	1.047
		sq =	1.045
		sy =	0.976
Factores de Profundidad:		Factores de Inclinación:	
De acuerdo a A. W. Skempton y G. G. Meyerhof, en función del ángulo de fricción, tenemos:		iq = [1 - H / (V + A * c * cot φ)] ²	
dy =	1.0	ic = [iq - ((1 - iq) / (Nq - 1))]	
dc =	1 + [0,35 / {(B/D) + 0,6/(1+7*tan ⁴ (φ))}]	iy = [1 - H / (V + A * c * cot φ)] ⁴	
dq =	dc - [(dc - 1) / (Nc * tan φ + 1)]		
Calculando:		Calculando:	
dc =	1.151	iq =	0.408
dq =	1.143	ic =	0.377
		iy =	0.167

4.6 Continuación Tabla cálculo de la capacidad portante

Cálculo de Capacidad Portante:		
$qult. = c.Nc.sc.dc.ic + \gamma.Df.Nq.sq.dq.iq + 0,5.\gamma.B.Ny.sy.dy.iy$		
Calculando:		
qult.	=	34.68 ton/m ²
qadm.	=	qult./ F.S. ton/m ²
qadm.	=	11.56 ton/m ²
qadm.	=	1.16 Kg/cm ²
Con la fórmula general de Terzaghi:		
$qd = c.Nc + \gamma.ZNq + 0,5.\gamma.B.Ny$		
Z= Profundidad de Cimentación		
B= Ancho de Base		
y= Pesó Específico (Densidad Natural)		
Nc, Nq, Ny = Factores de Carga por ángulo de fricción		
Calculando:		
qd =	103.45	ton/m ²
qd/F.S =	34.48	ton/m ²
qadm =	3.45	kg/cm ²
Q(adm) adoptado:	2.30	kg/cm ²
Q(adm) según planos:	1.70	kg/cm ²

El valor de la presión admisible es mayor al valor de presión admisible adoptado en el diseño de la cimentación del estribo.

Ensayos realizados al momento de las excavaciones en obra:

Tabla 4.7 Ensayo de constantes físicas del terreno de fundación del estribo

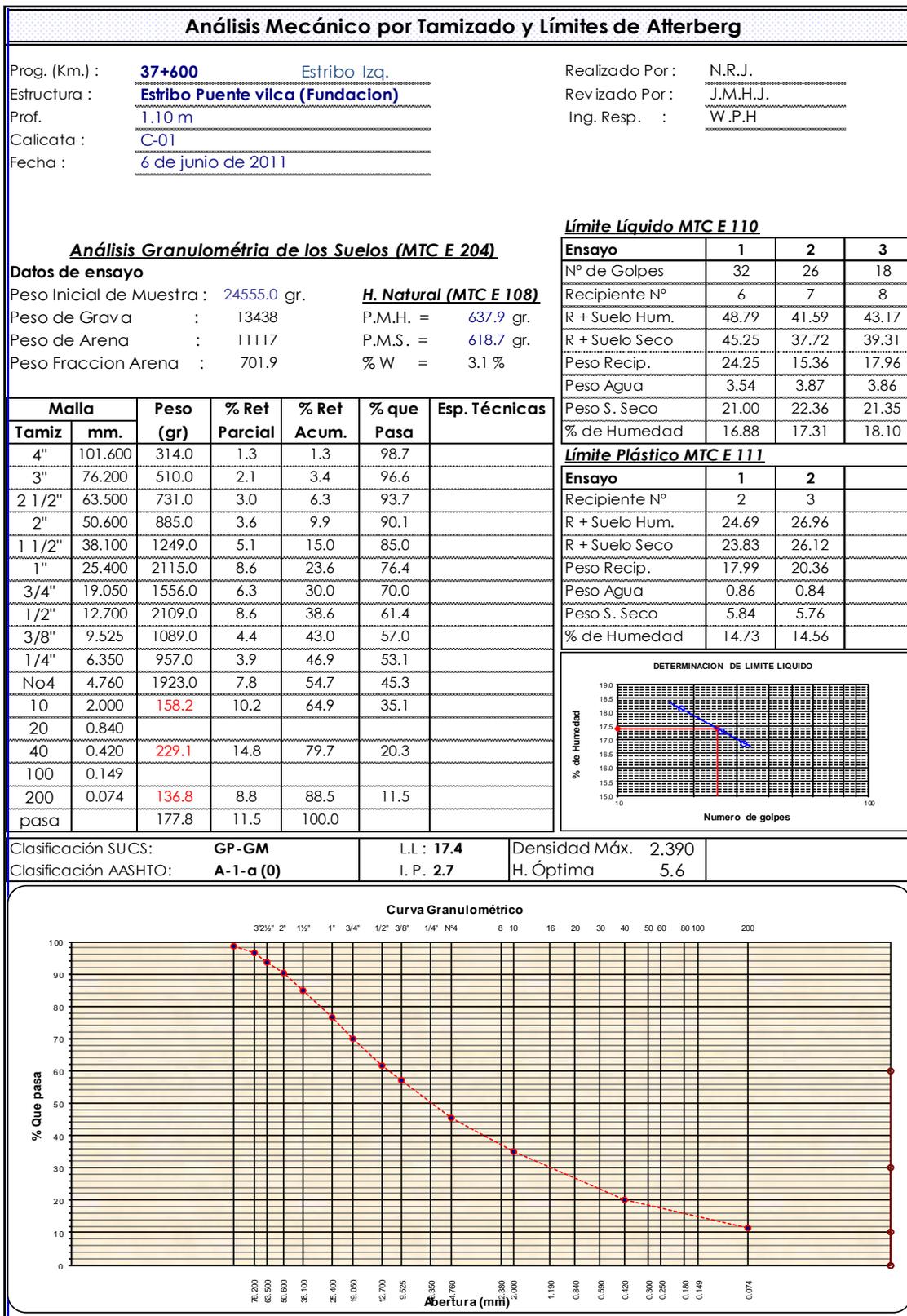


Tabla 4.8 densidad *in situ* método del cono de arena

DENSIDAD IN SITU METODO CONO DE ARENA (MTC E117)							
Prog. (Km.):	<u>00+000 - 37+600</u>	<u>Der.</u>	Realizado Por :	<u>M.C.C.</u>			
Estructura :	<u>Estribo Puente vilca (Fundacion)</u>		Revizado Por :	<u>J.M.H.J.</u>			
Fecha :	<u>6 de junio de 2011</u>		Ing. Resp. :	<u>G.T.H.</u>			
DATOS DEL ENSAYO DE COMPACTACIÓN - PROCTOR							
Máxima Densidad Seca	2.444 gr/cc		Peso Esp. Grava	2.767 gr/cc			
Humedad Óptima	5.6 %		Densidad de Arena	1.451 gr/cc			
Progresiva Muestra	36+200						
Lado	Der.						
Capa	T. Natural						
Espesor	0.15 m						
Fecha	06-06-11						
Número de Prueba	1						
01	Peso Inicial Arena + Frasco	8000					
02	Peso Arena que Queda + Frasco	2434					
03	Peso Arena de Cono	1810					
04	Peso de Arena en Hueco (1-2-3)	3756					
05	Densidad de Arena	1.45					
06	Volumen del Hoyo (4/5)	2589					
07	Peso de Muestra Húmeda	6024					
08	Dens. de Muestra Húmeda (7/6)	2.327					
09	Densidad de Muestra Seca $(8/(1+HN/100))$	2.270					
10	Peso de la Grava > 3/4"	1967					
11	% de Grava > 3/4" $(10/7*100)$	32.7					
12	% de Material < 3/4" $(100-11)$	67.3					
Grado de Compactación							
13	Max. Densidad (Proctor)	2.444					
14	Humedad Óptima %	5.6					
15	Max. Densidad Corregida $100/(12/13)+(11/Pe)$	2.541					
16	Grado de Compactación % $(09/15*100)$	89.4%					
17	Grado de Compactación % Especificaciones Mín.	-					
Contenido de Humedad							
18	Peso Tara + Muestra Húmeda						
19	Peso Tara + Muestra Seca						
20	Peso de Agua						
21	Peso de Tara (Pt)						
22	Peso de Muestra Seca						
23	% de Humedad (AASHTO T-265 - MTC E108)						
24	% de Humedad Speedy (AASHTO T-217)	2.5					

Tabla 4.9 Peso unitario de material de terreno de fundación

PESO UNITARIO DEL AGREGADO (MTC E 203)			
Realizado Por :	N.R.J.		
Revizado Por :	J.M.H.J.		
Ing. Resp. :	W.P.H		
Datos de Muestra			
Prog. (Km.) :	00+000 - 37+600	Prof. :	1.10 m
Estructura :	Estribo Puente vilca (Fundacion)	Calicata :	1
Fecha :	6 de junio de 2011		
SUELTO			
ENSAYO N°	1	2	3
PESO DEL MATERIAL + MOLDE (gr.)	12387	12387	12393
PESO DEL MOLDE (gr.)	366	366	366
PESO DEL MATERIAL SUELTO	12021	12021	12027
VOLUMEN DEL MOLDE	0.0057	0.0057	0.0057
PESO UNITARIO SUELTO	2109	2109	2110
PROMEDIO PONDERADO (Kg / M³)	2110		

4.3 Construcción del enrocado de protección

Para calcular los niveles de inundación, se ha realizado el análisis hidráulico con el programa Hec – Ras 3.1.2, el cual permite hallar niveles de agua y cotas de la línea de energía, además de los tirantes críticos correspondientes para cada caudal en forma gráfica y tabular.

Para proteger el puente y la plataforma de la carretera del efecto erosivo que se presenta en el terraplén por el flujo del río Chancay en los tramos en curva de su cauce se ha construido estructuras de defensas ribereñas (enrocados); y muy puntual para la protección de los estribos para no ser afectados por la dinámica de socavación del río Chancay, que en esta zona se presenta turbulento.

La solución consistió en la colocación de capas de roca bien gradada angulosa o redondeada, siendo la roca angulosa la más conveniente, proveniente de la explotación de canteras y de origen volcánico para resistir los procesos erosivos, acomodada sobre las riberas de los ríos, con taludes de reposo de corte, los cuales son suaves como 1.5h:1v, para evitar disgregaciones, con granulometrías roca diámetros $D_{100}=1.10\text{m}$, $D_{50}=0.85\text{m}$, y $D_5 = 0.70\text{m}$., colocadas sobre un manto de arena gravosa $e = 0.10\text{ m}$ cubierto con geotextil no tejido clase 2.

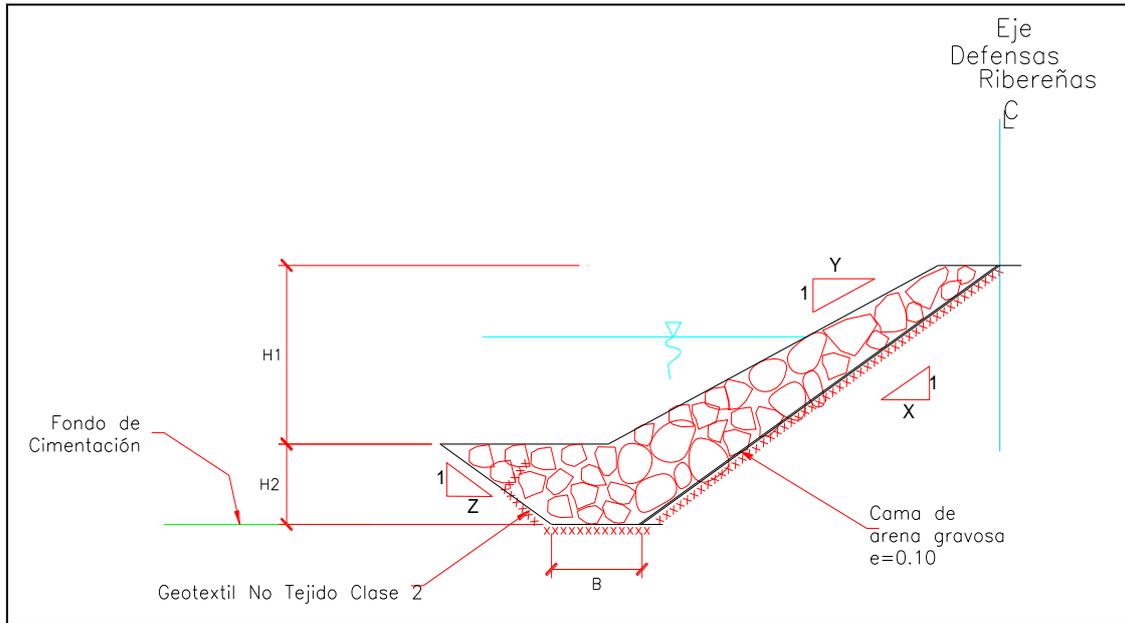


Fig. 4.8 Sección transversal defensa ribereña tipo



Fig. 4.9 Defensa ribereña puente Vilca, Km 37+720 al Km 37+820

Capítulo 5 Construcción de falso puente

5.1 Antecedentes

El estudio definitivo de Ingeniería, (EDI), del proyecto original contemplaba la construcción de las vigas prefabricadas en una zona muy cercana al puente, para luego ser trasladadas e izadas sobre los estribos; en la etapa de construcción, nos encontramos con que era imposible realizar los trabajos de fabricación de vigas con ese método, ya que el puente *Bailey* no tenía ni el ancho, ni la capacidad de carga para trasladar los camiones cargados con las vigas, para luego ser izadas en el estribo izquierdo, por este motivo se tuvo que replantear nuestro trabajo y decidir dos acciones determinantes; una de ellas es el reforzamiento estructural del puente antiguo para el paso de camiones de 42 ton. y diseñar un falso puente para soportar la construcción del puente nuevo, y vaciar *in situ* de las vigas I, losa de concreto armado del tablero, veredas, etc.

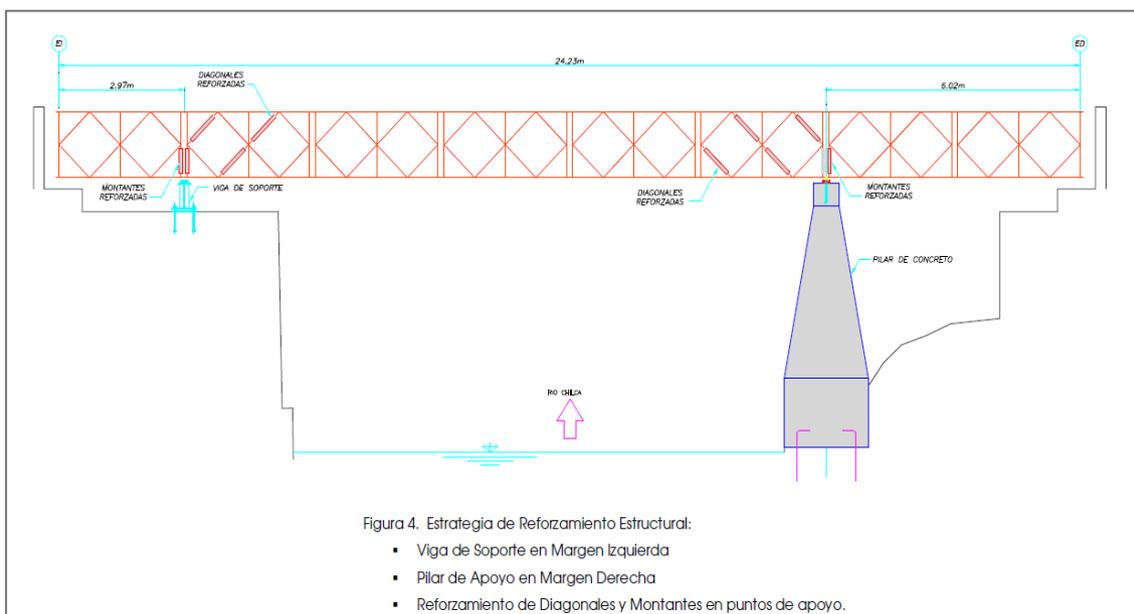


Fig. 5.1 Reforzamiento de puente *Bailey*

5.2 Nivelación, conformación del suelo y construcción de dados de concreto

Entendiendo que debemos de trabajar en el lecho del río Chancay, era necesario la conformación y nivelación de la zona donde ubicar los apoyos de esta estructura metálica que conforma el falso puente, tal es así que se formó un enrocado en el mismo lecho, que sirviera de apoyo, así como también dejara pasar el agua como un subdren, el río mantenía un caudal de 25 m³/s aproximadamente, estando en época de estiaje.

Después del desencofrado del falso puente, las rocas fueron retiradas del lecho del río, para posteriormente ser colocadas en la defensa ribereña.

Para colocar los apoyos fue necesario la construcción de dados de concreto, de 0.60 x 0.60 x 0.50 m. y 1.50 x 1.80 x 0.50 m. de acuerdo a los niveles que indica el diseño, estas pequeñas estructuras ayudan a transmitir la carga hacia el suelo de cimentación, evitando asentamientos diferenciales por carga puntual o calidad del suelo.



Fig. 5.2 Dados de concreto cerca al estribo derecho



Fig. 5.3 Dados de concreto cerca al estribo izquierdo

5.3 Diseño y armado de la estructura metálica

Una vez construido los dados de concreto, se procedió a armar la estructura metálica en un sitio apropiado y muy cerca al lugar donde va a trabajar y con una excavadora se procedió a movilizar dicha estructura, colocando en su lugar los gatos, postes, perfil plate, vigas, pernos, arandelas, etc.; de acuerdo a una secuencia de armado previamente diseñado.



Fig. 5.4 Habilitación de falso puente debajo de vigas



Fig. 5.5 Modulación de viguetas metálicas para el encofrado de vigas

Capítulo 6

Construcción de las vigas, losa y veredas de concreto

6.1 Diseño y construcción de superestructura: vigas I

Tabla 6.1 Geometría y análisis de vigas I post-tensadas

GEOMETRIA DE LAS VIGAS				ANALISIS PARA VIGA : EXTERIOR	
Sección Viga I:					
t 0(m)	0.20	b (mts)	0.80		
t1 (m)	0.10	b1 (mts)	0.60		
t2 (m)	1.35	tw (mts)	0.18		
t3 (m)	0.15				
t4 (m)	0.20				
Hviga(m)	2.000				
Separacion (m)	2.50				
Lc (m)	40.00				
# de vigas	4				
Ancho tabero (m)	9.50				
Losa					
t(m)=	0.20				
voladizo (m) =	1.00				
ab (m) =	0.20				
Cálculo del ancho efectivo de la sección compuesta:					
Es el menor de:	V.interior	V.exterior			
be = (12t+b)n	2.50	2.43			
	2.31				
be = (L/4)n	8.94	5.47			
be = (Sv)n	2.24	1.89			
	2.24	1.89			
be (m) =	1.89				
Hviga compuesta(m)	2.20				
2. MATERIALES					
2.2.1 No preesforzado					
f'c vigas (MPa)	35	fy a flexión (Mpa)	420		
f'c losa (MPa)	28	fy a cortante (Mpa)	420		
Ec vigas(Mpa)	29910	Es (Mpa)	200000		
Ec losa (Mpa)	26752	2.2.2 Preesforzado			
Relación de modulos	0.8944				
ε _{CU} max	0.0030				

Tabla 6.2 Camión de evaluación

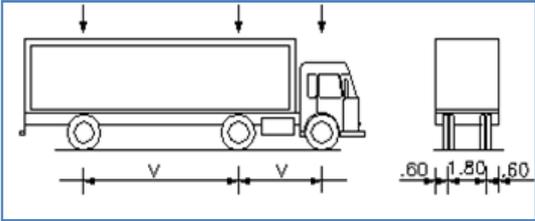
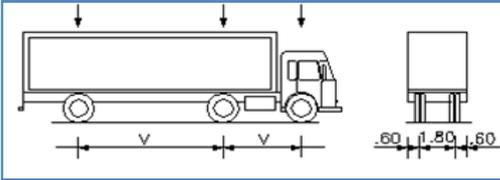
EVALUACION DE CARGA VIVA				
Camión de Evaluación				
Para la determinación de la capacidad de carga se utilizaron el camión de diseño H-93 y Tandem.				
CAMIONES				
CAMION HL-93				
EJES (ton)	145.0 kN	145.0 kN	35.0 kN	
				
	4.30 m	4.30 m		
R (kN)	325			
X (m)	2.84			
r (m)	0.73			
M max (kN. m)	2867.30	3813.5123	$\Delta_{MAX} (m) =$	2.572.E-02
c =constante parabola	38.54			
CAMION TANDEM				
EJES (ton)	110.0 kN	110.0 kN		
				
	1.20 m			
R (kN)	220			
X (m)	0.60			
r (m)	0.30			
L c=	40.00			
M max (kN. m)	2134.50	2838.87835	$\Delta_{MAX} (m) =$	2.438.E-02
c =constante parabola	39.40			
Momento maximo por camion (kN)			2867.30	
c =constante parabola			38.54	
LINEA DE CARGA				
LINEA DE CARGA(kN/m)	9.3		$\Delta_{MAX_{HL-93}}(m) =$	0.017790
			$\Delta_{MAX_{TANDEM}}(m) =$	0.017814

Tabla 6.3 Anclaje fijo en vigas post-tensadas

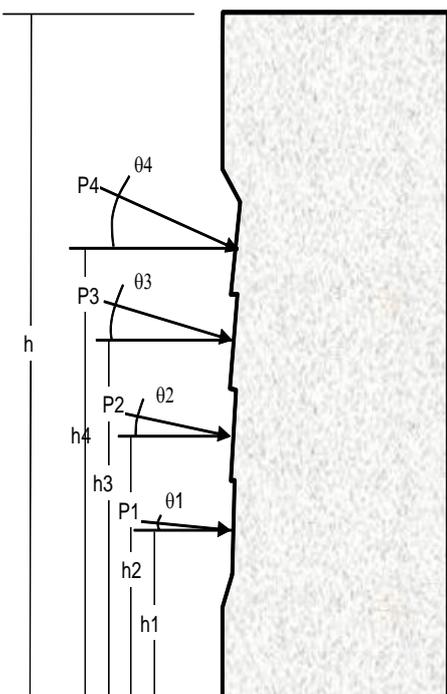
**DISEÑO DE ZONAS DE ANCLAJE EN ELEMENTOS POSTENSADOS CONFORME A 5,10,9 LRFD DE AASHTO
MÉTODO DE BIELAS Y TIRANTES**

1. Criterio general de diseño del LRFD

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

η = Factor modificador relativo a la ductilidad, redundancia e importancia operacional
 γ_i = Factor de carga
 Q_i = Efecto de la fuerza
 ϕ = Factor de resistencia
 R_n = Resistencia Nominal

2. Análisis de la zona general.



Dimensiones:

h =	2.00	m
h1 =	0.40	m
h2 =	0.80	m
h3 =	1.20	m
h4 =	1.60	m
θ1 =	1.60	°
θ2 =	4.00	°
θ3 =	6.70	°
θ4 =	8.70	°

Fuerzas en el momento del gateo:

P1 =	1790.00	KN
P2 =	1790.00	KN
P3 =	2250.00	KN
P4 =	2250.00	KN

6.2 Encofrado de vigas I, fondo y cara lateral

Para la construcción de las vigas I, se tuvo que fabricar los encofrados de madera, con la forma que tiene la estructura, con triplay de 18 mm, bastidores de madera de 2"x2", asegurados con pernos de ½" x 10" y 35" entre el alma y el cabezal de las vigas.



Fig. 6.1 Vigas y viguetas metálicas para el encofrado de vigas post-tensadas



Fig. 6.2 Encofrado de la cara lateral de vigas post-tensadas

5.3 Armadura, ductos metálicos y cables para el pos-tensado en vigas I

Una vez terminada una cara lateral del encofrado de la viga, se procede a armar el fierro corrugado, posteriormente se va colocando los ductos metálicos que contienen los cables de acero de baja relajación, los cuales serán tensados una vez que se complete el vaciado de concreto en la viga y éste haya alcanzado la resistencia indicada en los planos para esta partida. En uno de los cabezales de las vigas irá el anclaje muerto o embebido en concreto, el cual tiene un diseño muy especial, por ser la zona más importante en resistir el tensado.



Fig. 6.3 Carretes con cables de acero para vigas postensadas



6.4 Habilitación y traslado de cable de acero, para colocarlos en las vigas



Fig. 6.5 Ductos metálicos colocados en las vigas de concreto

6.4 Vaciado de concreto en vigas I

Para las vigas I post-tensadas, el proyecto contempla usar concreto $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$. Con supe plastificante y retardador de fragua, por tener gran cantidad de armadura, ductos metálicos que abarcan gran cantidad del área a rellenar de concreto, usualmente se usa un *slump* entre 6" a 8" para hacerle más fluido y logre ingresar a los lugares más pequeños y así evitar las cangrejas, se usa vibrador de 1/2" para acomodar mejor el concreto fresco. En estas condiciones se usaron una bomba estacionaria de concreto, con tubería metálica de 6", dos carmix de 3 m³. cada uno.



Fig. 6.6 Vaciado de concreto con bomba en vigas I

6.5 Diseño y construcción de la losa

Se realizó un modelo de cálculo para el diseño en sentido transversal del tablero de la losa, el cual considera a ésta simplemente apoyada sobre las vigas utilizando la longitud esviada del puente como longitud de cálculo. En las siguientes figuras se muestra la información más importante del modelo de cálculo.

Para empezar a colocar la armadura de la losa sobre las vigas vaciadas *in situ*, estas fueron tensadas las dos primeras familias de cables, cuando el concreto alcanzó el 80% de su resistencia, con la finalidad de resistir el peso propio de la losa y las demás cargas menores que componen la estructura.



Fig. 6.7 Peso propio

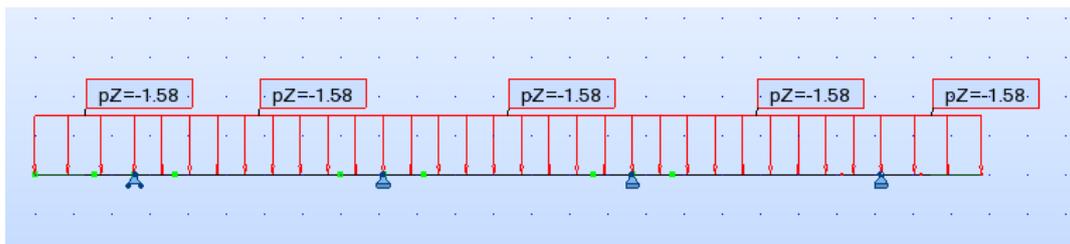


Fig. 6.8 Peso de la capa asfáltica

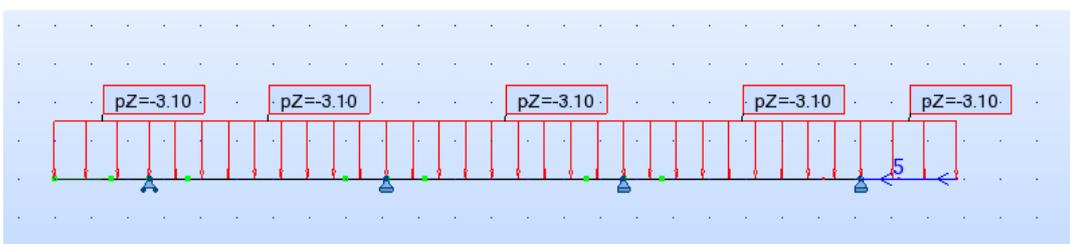


Fig. 6.9 Carga en carril

Con estas consideraciones y otras más, resulta el espesor de la losa de 0.20 m. y la armadura de fierro corrugado en ambos sentidos con el espaciamiento que se indica en los planos.

En el tablero se han comprobado las siguientes condiciones de esfuerzos máximos de compresión σ_c máx. o de tracción σ_t máx. (ambas expresadas en valor absoluto) de acuerdo con las especificaciones del "Código AASTHO" (artículo 5.9.4):

6.5.1. Hipótesis de carga de construcción:

6.5.1.1 Considerando peso propio y el 50 % del post-tensado total para la retirada de la obra falsa del tablero:

$\sigma_t, \max < 0$ MPa, este esfuerzo lo asume la armadura de fierro

$\sigma_c, \max < 0.60 f'c \approx 21$ MPa

El concreto deberá alcanzar una resistencia a compresión mayor o igual a 21 Mpa, para retirar parcialmente la obra falsa y el encofrado.

6.5.1.2 Considerando peso propio y el 100 % del post-tensado, el concreto de vigas a 35 Mpa:

$\sigma_t, \max < 0.5 \sqrt{f'c} = 3.16$ MPa, asume el concreto y la armadura de fierro estructural.

$\sigma_c, \max < 0.45 f'c = 15.75$ MPa

El concreto deberá alcanzar una resistencia a compresión mayor o igual a 16 Mpa, para retirar parcialmente la obra falsa y el encofrado.



Fig. 6.10 Colocación de armadura en el tablero de la losa de concreto



Fig. 6.11 Encofrado de losa en voladizo del puente Vilca

6.6 Aparatos de apoyo y juntas de dilatación

Las vigas van apoyadas sobre los estribos, encontrándose entre estas dos estructuras, unas láminas de neopreno de dureza 60, intercaladas con láminas de acero tipo sandwich, en un espesor de 99 mm, como se describe en la figura 6.12

Los desplazamientos inducidos sobre los neoprenos por efecto de las cargas dadas en el puente se calculan con base a la rigidez de los mismos, teniendo en cuenta que responden de forma distinta ante cargas súbitas y lentas, para considerar tal efecto se toma un valor de módulo de corte del doble del especificado en catálogos, de acuerdo a lo recomendado en las referencias.

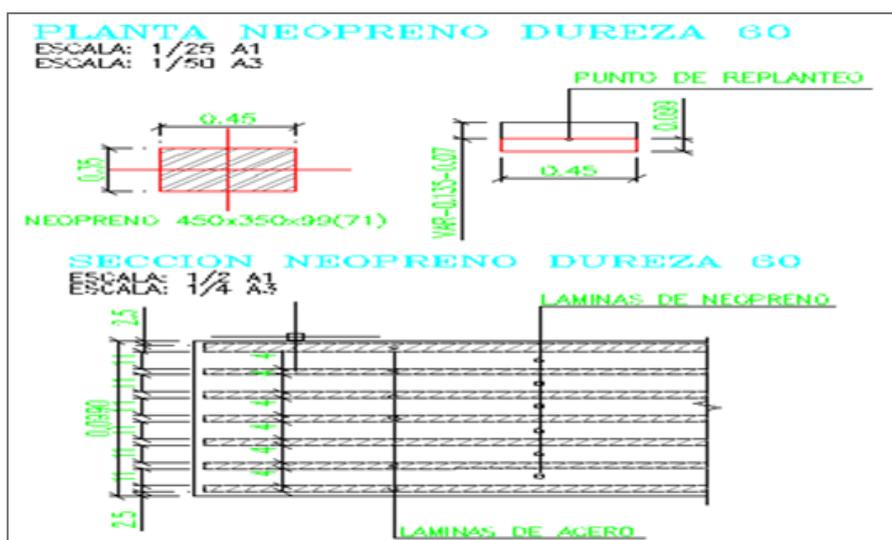


Fig. 6.12 Detalle de los neoprenos tipo sándwich en puente Vilca

Las propiedades del neopreno son las que podemos apreciar a continuación en la tabla 6.4:

6.4 Propiedades del neopreno

Neopreno tipo B	350 X 450 X 99 (66)	
Numero de capas de neopreno intermedias	$n_{cn} := 6$	
Espesor capas intermedias de neopreno	$e_{cn} := 11\text{mm}$	
Espesor capas exteriores	$e_{cne} := 2.5\text{mm}$	
Espesor capas de acero	$e_a := 4.0\text{mm}$	
Ancho neopreno (Ln)	$L_n := 350\text{mm}$	
Largo Neopreno (Bn)	$B_n := 450\text{mm}$	
Altura del Neopreno (Hb)	$H_b := e_{cn} \cdot n_{cn} + e_a \cdot (n_{cn} + 1) + 2 \cdot e_{cne} = 99 \cdot \text{mm}$	
area neopreno	$A_n := B_n \cdot L_n = 157500 \cdot \text{mm}^2$	
espesor neto neopreno	$e_{tn} := n_{cn} \cdot e_{cn} = 66 \cdot \text{mm}$	
Rigidez cargas lentas	$GL := 9 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$KL := \frac{GL \cdot A_n}{e_{tn}} = 2106201 \cdot \frac{\text{KN}}{\text{m}}$
Rigidez cargas rapidas	$GR := 18 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$KR := \frac{GR \cdot A_n}{e_{tn}} = 4212402 \cdot \frac{\text{KN}}{\text{m}}$
	$\Delta_{adm} := \frac{e_{tn} + 2 \cdot e_{cne}}{2} = 35.5 \cdot \text{mm}$	

Fuente: Tomado de EDI, Estudio definitivo de Ingeniería.

Para el puente Vilca, se colocaron juntas de dilatación del tipo T-40, las cuales son bandas de tipo neopreno aseguradas con tuercas sobre pernos anclados en la losa y la corona del estribo, mediante material epóxico previamente colocados, para alcanzar el nivel de rasante.

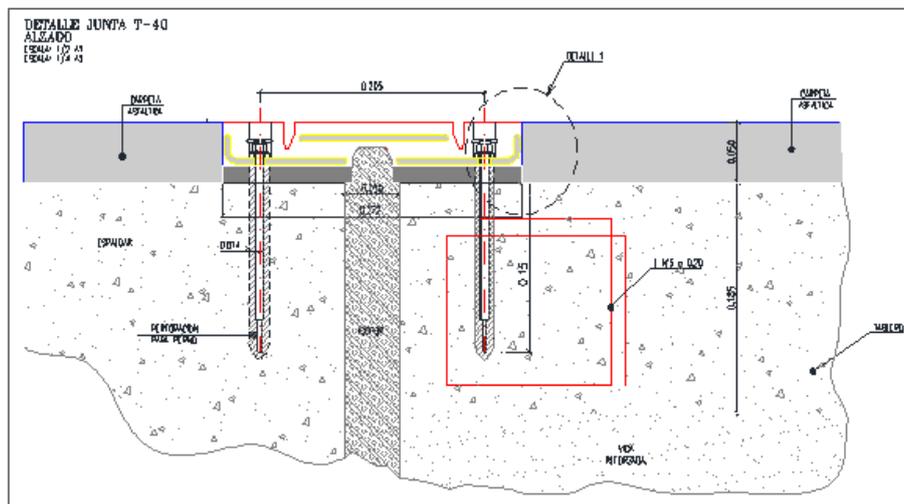


Fig. 6.13 Detalle de la junta T – 40 puente Vilca



Fig. 6.14 Colocacion de la junta T-40



Fig. 6.15 Junta T- 40 ya colocada

6.7 Tensado de vigas I

Los planos de las vigas I, contemplan colocar 4 ductos de tensado, formando una familia en cada ducto, por lo que se prepara el cuadro de la figura 5.19

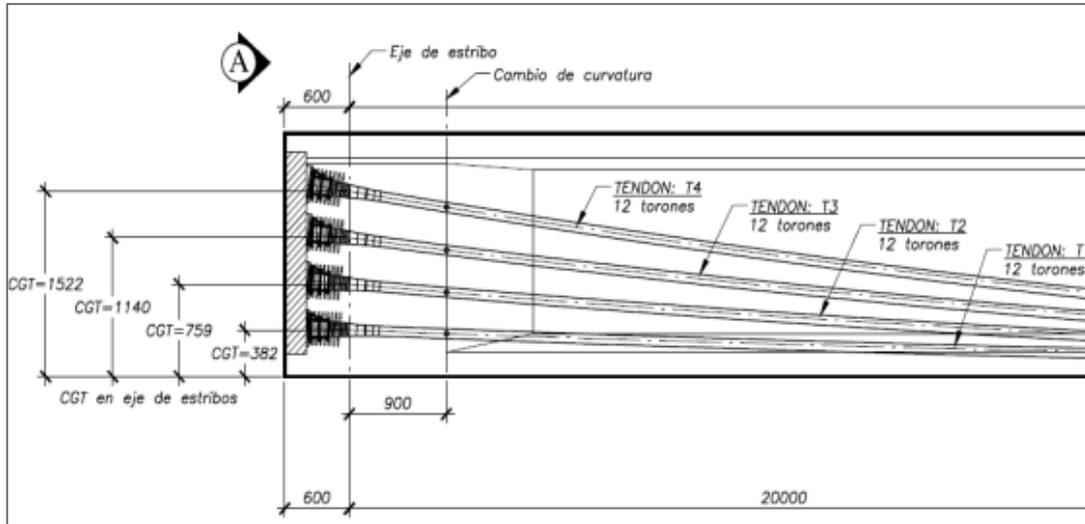


Fig. 6.16 Anclajes en vigas post-tensadas

Tabla 6.5 Cuadro de tensado en vigas post-tensadas

CUADRO DE TENSADO

OBRA: REHABILITACION Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HUARAL-ACOS/ PUENTE VILCA
 UBICACIÓN: CARRETERA HUARAL- ACOS
 SUB CONTRATISTA: SAMAYCA INGENIEROS S.A.C.
 DESCRIPCION: POSTENSADO DE VIGAS

CUADRO DE TENSADO														
ELEMENTO	N° DE VIGAS	TENDON	N° Torones por tendón	Fuerza del Tendón en el Gato (TON)	Fuerza del Tendón en el Gato (KN)	Esfuerzo en el Tendón (%fpu) en Gato	Presión Manométrica Gato: HOZ 1700		Presión Manométrica Gato: HOZ 3000		Presión Manométrica Gato: TENSA 260		Longitud Promedio (m)	Alargamiento (+7%) (mm)
							(Bar)	(PSI)	(Bar)	(PSI)	(Bar)	(PSI)		
FAMILIA T1	4	T1	12 ø0.6"	244.49	2396.01	77.0%	815	11878	478	6966	449	6544	41.200	280
FAMILIA T2		T2	12 ø0.6"	244.49	2396.01	77.0%	815	11878	478	6966	449	6544	41.200	278
FAMILIA T3		T3	12 ø0.6"	244.49	2396.01	77.0%	815	11878	478	6966	449	6544	41.200	278
FAMILIA T4		T4	12 ø0.6"	244.49	2396.01	77.0%	815	11878	478	6966	449	6544	41.200	274

Area del Gato TENSA M - 260Mp =	549.78 cm ²
Rozamiento Interno =	3.0%
Area del Gato HOZ 3000 =	508.94 cm ²
Rozamiento Interno =	1.5%
Area del Gato HOZ 1700 =	298.45 cm ²
Rozamiento Interno =	1.5%
Area de 1 torón de Ø0.6" promedio =	1.4 cm ²

Con presencia de la supervisión en el campo, se prepara las planillas de protocolo de tensado:

Tabla 6.6 protocolo de tensado en viga V1V



SAMAYCA
INGENIEROS SAC
Especialistas en Postensado

DYWIDAG
SYSTEMS
INTERNATIONAL



OBRA:	PUENTE VILCA		
UBICACION:	HUARAL ACOS - LIMA		
CONTRATISTA:	CONSORCIO CONCESION CHANCAY ACOS		

RESULTADOS DEL TENSADO	PRIMERA ETAPA
ELEMENTO: VIGA PREFABRICADA V1V	Fecha: 18-08-11 Pagina: 01 de 04
Tendón: 12 torones de ø 0.6" (Multitoron) clu	Área del Gato Hoz 3000= 508.9 cm ²
Fuerza del tendón en gato = 2396.01KN= 244.49 Ton (77.0%pu)	Rozamiento del Gato = 1.5 %
Presión Manométrica= 478 bar= 6966 Psi	f _c elemento = 350 Kg/cm ²
Alarg. Estimado de Familia T1 = 280 mm +- 7%	f _c (transferencia) = 280 Kg/cm ²
Alarg. Estimado de Familia T2 = 278 mm +- 7%	Longitud del Elemento = 41.20 m

TENDÓN: FAMILIA T1							
PRESIÓN (psi)	Extr. Tensado (Ai)	Extr. Opuesto (Bi)	Parcial (Ci=Ai-A[-1]-Bi)	Acumulado 1 (Di = Ci+D[-1])	PRESIÓN (psi)	Acumulado 2 (Ei)	Alarg. Total (D+E)
0				0	0		
1000	41		38	38			
2000	81	-2	38	76			
3000	124	-1	42	118			
4000	10 170	0	46	164			
5000	47	-1	36	200			
6000	91	-1	43	243			
6966	135	-1	43	286	6966		
0	127		-8	278	0	8	286
							+2.1%

TENDÓN: FAMILIA T2							
PRESIÓN (psi)	Extr. Tensado (Ai)	Extr. Opuesto (Bi)	Parcial (Ci=Ai-A[-1]-Bi)	Acumulado 1 (Di = Ci+D[-1])	PRESIÓN (psi)	Acumulado 2 (Ei)	Alarg. Total (D+E)
0				0	0		
1000	37		44	44			
2000	82	-1	44	88			
3000	124	-2	40	128			
4000	16 165	-1	40	168			
5000	57	0	41	209			
6000	101	-1	43	252			
6966	143	0	42	294	6966		
0	133		-10	284	0	0	284
							+2.1%

OBSERVACIONES:



Besp.

Control

V*B* Contratista y/o Supervisión



Autorización para corte e inyección

<p>Autorización para Tensado: Habiéndose cumplido los requisitos indicados en las Especificaciones Técnicas del Proyecto se autoriza el presente Tensionamiento</p>	 <p>Contratista y/o Supervisión</p>
--	---

Tabla 6.7 Protocolo de tensado en viga V2V



DYWIDAG
SYSTEMS
INTERNATIONAL



OBRA:	PUENTE VILCA
UBICACIÓN:	HUARAL ACOS - LIMA
CONTRATISTA:	CONSORCIO CONCESION CHANCAY ACOS

RESULTADOS DEL TENSADO	PRIMERA ETAPA
------------------------	---------------

ELEMENTO:	VIGA PREFABRICADA V2V	Fecha: 18-08-11
		Página: 02 de 04
Tendón:	12 torones de ø 0.6" (Multitorón) cu	Área del Gato Hoz 3000= 508.9 cm ²
Fuerza del tendón en gato =	2396.01KN= 244.49 Ton (77.0%pu)	Rozamiento del Gato = 1.5 %
Presión Manométrica=	478 bar= 6966 Psi	fc elemento = 350 Kg/cm ²
Alarg. Estimado de Familia T1 =	280 mm + 7%	fc (transferencia) = 280 Kg/cm ²
Alarg. Estimado de Familia T2 =	278 mm + 7%	Longitud del Elemento = 41.20 m

TENDÓN: FAMILIA T1							
PRESIÓN (psi)	Extr. Tensado (A)	Extr. Opuesto (B)	Parcial (C=A-Aj-1)-Bj	Acumulado 1 (Di = Ci+Dj-1)	PRESIÓN (psi)	Acumulado 2 (E)	Alarg. Total (D+E)
0				0	0		
1000	37		40	40			
2000	80	-3	40	30			
3000	122	-1	41	121			
4000	8 165	-1	42	163			
5000	52	0	44	207			
6000	92	0	40	247			
6966	133	0	41	288	6966		
0	124		-9	279	0	12	291
							+3.9 %

TENDÓN: FAMILIA T2							
PRESIÓN (psi)	Extr. Tensado (A)	Extr. Opuesto (B)	Parcial (C=A-Aj-1)-Bj	Acumulado 1 (Di = Ci+Dj-1)	PRESIÓN (psi)	Acumulado 2 (E)	Alarg. Total (D+E)
0				0	0		
1000	37		38	38			
2000	77	-2	38	76			
3000	120	-1	42	118			
4000	11 165	-1	44	162			
5000	53	0	42	204			
6000	98	-1	44	248			
6966	138	-1	39	287	6966		
0	130		-8	279	0	9	288
							+3.5 %

OBSERVACIONES:

Resp.

Control

V*B* Contratista y/o Supervisión

Autorización para corte e inyección

Autorización para Tensado:

Habiéndose cumplido los requisitos indicados en las Especificaciones Técnicas del Proyecto se autoriza el presente Tensionamiento

Contratista y/o Supervisión

Tabla 6.8 Protocolo de tensado en viga V3V


 DYWIDAG
 SYSTEMS
 INTERNATIONAL


OBRA:	PUENTE VILCA
UBICACIÓN:	HUARAL ACOS - LIMA
CONTRATISTA:	CONSORCIO CONCESION CHANCAY ACOS

RESULTADOS DEL TENSADO	PRIMERA ETAPA
------------------------	---------------

ELEMENTO:	VIGA PREFABRICADA		Fecha:	18-08-11
	V3V		Página:	03 de 04
Tendón:	12 torones de ϕ 0.6" (Multitorón) c/u	Área del Gato Hoz 3000=	508.9 cm ²	
Fuerza del tendón en gato =	2396.01KN= 244.49 Ton (77.0%/pu)	Rozamiento del Gato =	1.5 %	
Presión Manométrica=	478 bar= 8966 Psi	f _c elemento =	350 Kg/cm ²	
Alarg. Estimado de Familia T1 =	280 mm + 7%	f _c (transferencia) =	280 Kg/cm ²	
Alarg. Estimado de Familia T2 =	278 mm + 7%	Longitud del Elemento =	41.20 m	

TENDÓN:								FAMILIA T1		
PRESIÓN (psi)	Extr. Tensado (A)	Extr. Opuesto (B)	Parcial (Ci=Ai-Aj-1)-Bi)	Acumulado 1 (Di = Ci+Dj-1)	PRESIÓN (psi)	Acumulado 2 (Ei)	Alarg. Total (D+E)			
0				0	0					
1000	37		42	42						
2000	80	-1	42	84						
3000	120	-2	38	122						
4000	5 165	-3	42	164						
5000	48	0	43	207						
6000	92	0	44	251						
6966	135	-1	42	293	6966					
0	127		-8	285	0	10	295			
							+5.3%			

TENDÓN:								FAMILIA T2		
PRESIÓN (psi)	Extr. Tensado (A)	Extr. Opuesto (B)	Parcial (Ci=Ai-Aj-1)-Bi)	Acumulado 1 (Di = Ci+Dj-1)	PRESIÓN (psi)	Acumulado 2 (Ei)	Alarg. Total (D+E)			
0				0	0					
1000	0		40	40						
2000	41	-1	40	80						
3000	83	-1	41	121						
4000	10 126	-2	41	162						
5000	53	-1	42	204						
6000	95	0	42	246						
6966	137	-1	41	287	6966					
0	125		-12	275	0	5	280			
							+0.7%			

OBSERVACIONES:

 Resp.

Control

V*B* Contratista y/o Supervisión

 Autorización para corte e instalación

Autorización para Tensado:

Habiéndose cumplido los requisitos indicados en las Especificaciones Técnicas del Proyecto se autoriza el presente Tensionamiento

 Contratista y/o Supervisión

Tabla 6.9 Protocolo de tensado en viga V4V



SAMAYCA
INGENIEROS SAC
Especialistas en Postensado

DYWIDAG
SYSTEMS
INTERNATIONAL



OBRA:	PUENTE VILCA		
UBICACIÓN:	HUARAL ACOS - LIMA		
CONTRATISTA:	CONSORCIO CONCESION CHANCAY ACOS		

RESULTADOS DEL TENSADO	PRIMERA ETAPA
ELEMENTO: VIGA PREFABRICADA V4V	Fecha: 18-03-11 Pagina: 04 de 04
Tendon: 12 torones de ø 0.6" (Multitoron) c/u Fuerza del tendón en gato = 2396.01KN= 244.49 Ton (77.0%/pu) Presión Manométrica= 478 bar= 6966 Psi Alarg. Estimado de Familia T1 = 280 mm +- 7% Alarg. Estimado de Familia T2 = 278 mm +- 7%	Área del Gato Hoz 3000= 508.9 cm² Rozamiento del Gato = 1.5 % f _c elemento = 350 Kg/cm² f _c (transferencia) = 280 Kg/cm² Longitud del Elemento = 41.20 m

TENDÓN: FAMILIA T1							
PRESIÓN (psi)	Extr. Tensado (A)	Extr. Opuesto (B)	Parcial (C=Ai-Aj-1-B)	Acumulado 1 (Di = Ci+Dj-1)	PRESIÓN (psi)	Acumulado 2 (E)	Alarg. Total (D + E)
0				0	0		
1000	37		42	42			
2000	80	-1	42	84			
3000	120	0	40	124			
4000	6 162	-1	41	165			
5000	50	0	44	209			
6000	91	0	41	250			
6966	137	-1	45	295	6966		
0	125		-12	283	0	5	288
							+ 2.8 %

TENDÓN: FAMILIA T2							
PRESIÓN (psi)	Extr. Tensado (A)	Extr. Opuesto (B)	Parcial (C=Ai-Aj-1-B)	Acumulado 1 (Di = Ci+Dj-1)	PRESIÓN (psi)	Acumulado 2 (E)	Alarg. Total (D + E)
0				0	0		
1000	37		41	41			
2000	78	0	41	82			
3000	120	-1	41	123			
4000	6 161	0	41	164			
5000	55	-1	48	212			
6000	100	0	45	257			
6966	140	-1	39	296	6966		
0	131		-9	287	0	6	293
							+ 5.3 %

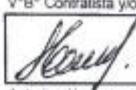
OBSERVACIONES:



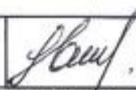
Resp.

Control

V*B* Contratista y/o Supervisión



Autorización para corte e inyección

Autorización para Tensado: Habéndose cumplido los requisitos indicados en las Especificaciones Técnicas del Proyecto se autoriza el presente Tensionamiento	 <p>Contratista y/o Supervisión</p>
---	---

6.8 Barandas metálicas y barreras de seguridad

En el año 2008, el gobierno peruano, da la *directiva N° 007-2008-MTC/02 Sistema De Contención De Vehículos Tipo Barreras De Seguridad*, la cual es aprobada por *Resolución Ministerial N° 824-2008-MTC/02* del 10 de noviembre de 2008, siendo su cumplimiento obligado en todos los proyectos de carreteras y puentes del país.

6.8.1 Definición

Los sistemas de contención de vehículos son aquellos dispositivos instalados en la carretera con la finalidad de proporcionar un cierto nivel de contención a un vehículo fuera de control, que puede impactar contra algún objeto fijo (un puente, un pilar, un poste) o salirse de la carretera, mitigando los daños y lesiones tanto para sus ocupantes como para los otros usuarios de la carretera.

Los sistemas de contención de vehículos deben cumplir con tres funciones básicas:

- Contener al vehículo
- Redireccionar el vehículo
- Mitigar la gravedad del impacto de los ocupantes del vehículo.

6.8.2 Barreras de seguridad

Se definen como barreras de seguridad a aquellos sistemas de contención de vehículos ubicados e instalados en los márgenes o en los separadores centrales de la carretera y en los bordes de los puentes (pretilos). Las barreras pueden ser flexibles, semirrígidas o rígidas.

6.8.3 Barreras de seguridad certificadas

Una barrera de seguridad certificada es aquella que ha pasado por pruebas de impacto de acuerdo a los requisitos normativos establecidos por la *NCHRP Report 350* de los Estados Unidos de Norteamérica o por la *EN 1317 de la comunidad europea*.

Mediante las pruebas de impacto a la barrera de seguridad se obtienen los siguientes parámetros:

- Nivel de contención
- Nivel de severidad del impacto
- Deformación del sistema
- Capacidad de redireccionamiento del sistema

Respecto al nivel de contención, en la tabla N° 5.9 se aprecian los diferentes niveles de contención que pueden ser considerados por los diseñadores, en el cual podrán utilizar su correspondiente *norma NCHRP Report 350 o EN 1317*.

Tabla 6.10 Niveles de contención

NIVELES DE CONTENCIÓN	NCHRP REPORT 350	EN 1317
P1 – Bajo	TL2	N1
P2 - Medio	TL3	N2
P3 - Medio alto	TL4	H1 H2 H3
P4 - Alto	TL5 o TL6	H4a
P5 - Muy alto	-	H4b

Para el puente Vilca se usaron las H2, por necesitar un nivel de contención P3 - Medio alto



Fig. 6.17 Vista del puente Vilca con las barreras de seguridad

6.8.4 Barandas metálicas

Como se pueden observar en la figura 6.17 de color rojo.

6.9 Construcción de losa de aproximación

Estructura de concreto armado construida al inicio y salida del puente, cuya función es la de servir de transición de rigideces entre la estructura del pavimento (sub-rasante,

sub-base granular, base granular, carpeta asfáltica) y la estructura del puente a nivel de la rasante pudiendo ser la losa de concreto armado o carpeta asfáltica sobre concreto.

Su posición puede ir a nivel de rasante o inmersa en el relleno de los estribos, en nuestro caso va a 0.90 m. de la rasante, ya que el diseño así lo contempla

Capítulo 7

Prueba de carga en el puente

7.1 Evaluación estructural del puente

Para efectuar la prueba de carga en el puente Vilca, se encargó dicho trabajo a la empresa Sumar S.A. quienes revisaron todos los expedientes del puente Vilca, tales como: diseño de los estribos, vigas tipo I, vigas diafragma, tablero de la losa superior, tensionamiento en las vigas, tipo de concreto en cada una de las estructuras y sus respectivas pruebas de calidad, etc.

7.1.1 CONCRETOS

Control de calidad a los 28 días:

- Concreto de nivelación $f'c = 14,5 \text{ MPa}$
- Estribos $f'c = 28 \text{ MPa}$
- Tablero y diafragmas $f'c = 28 \text{ MPa}$
- Vigas pos tensadas $f'c = 35 \text{ MPa}$
- Barreras de seguridad, veredas $f'c = 21 \text{ MPa}$

7.1.2 ACEROS

- Acero corrugado para refuerzo ASTM A706 (Grado 60), con $f_y=420 \text{ Mpa}$ (4200 Kg/cm²).
- Acero de post-tensado de alambres de siete hilos de 15 mm.= 0,6" ASTM
- A416 (grado 270) sin revestimiento y de baja relajación.

Se preparó un plan de prueba de carga estática, para presentarlo a la supervisión, para su aprobación y consiguiente ejecución.

7.2 Procedimientos de la prueba de carga

Este tipo de pruebas considera la medición de la respuesta estática de la estructura (flechas y esfuerzos) bajo cargas de magnitud conocida ubicadas en diferentes puntos sobre el puente.

El expediente definitivo de Ingeniería, contempla ejecutar la prueba de carga en puentes nuevos, por lo que quedó bien definido todos los aspectos relativos a la realización de la prueba de carga, tanto en lo que se refiere a los trenes y estados de carga, instrumentación, medios auxiliares, valores teóricos previstos para las medidas experimentales.

Las magnitudes a medir y la localización de los puntos de medida serán los especificados en el proyecto de la prueba.

Empleando una balanza portátil digital se efectuó el pesaje de los camiones y la medición de la distancia entre ejes.

Un topógrafo ubica los puntos de control, en nuestro caso se ubican en el centro del puente; se marcan además la ubicación de los camiones en la secuencia que irán entrando al puente. Las deformaciones en los puntos de control se midieron primeramente para la condición de “peso propio”.

Posteriormente, la deformación de cada punto fue medida nuevamente durante la aplicación del camión N° 01 en su carril correspondiente. La diferencia en elevación de cada punto de control, entre su posición bajo la condición de “peso propio” y su posición bajo cada prueba de carga, representa el desplazamiento de la cada condición de carga.

Inmediatamente después se coloca el camión N° 02, en su carril correspondiente, se procede a medir la deformación *ídem* el anterior.

Se retiran uno a uno los camiones de prueba de carga, tomándose las deformaciones en cada caso, los vehículos empleados en las pruebas fueron 2 camiones de tres ejes cargados (“volquetes”), con un peso total de 30TON cada uno. Con el fin de minimizar las perturbaciones asociadas con el cierre total del puente y para minimizar los efectos de origen térmico, las pruebas de carga estática se realizaron a temperatura ambiente de 25 ° C en promedio.

Las mediciones fueron realizadas con “nivel electrónico” y mira calibrada al milímetro.

Se controla que las deformaciones no excedan los límites establecidos de $L/1000$, por lo que para el puente Vilca es $4000/1000 = 4 \text{ cm.} = 40 \text{ mm.}$

La deformación por la carga de prueba estática en el modelo analítico es de 9.3 mm para un camión y 14.0 mm para dos camiones.

7.3 Resultados de las pruebas

Como era previsible, para cada caso de carga, las deformaciones verticales máximas del tablero se observaron en las regiones aledañas a donde se ubicaron los vehículos. La flecha vertical máxima medida fue de 1.4 cm, y corresponde a la parte media del claro central durante la prueba de carga estática número 2. Esta flecha es menor a la estimada por cálculos matemáticos. Un resultado importante fue el hecho de que el puente regresó a su posición original al final de la campaña de pruebas estática, por lo que no se constataron deformaciones residuales en el mismo.

7.4 Criterios de aceptación

Se considera que la prueba demuestra un comportamiento adecuado del puente solamente si:

- a. La deformación por cargas estáticas no muestra un mayor valor que el calculado, y
- b. Que la estructura presente un comportamiento elástico, recuperando la forma luego de retirada la carga.

En este caso como se ha comentado y observado los valores para el puente Vilca, cumple con los criterios de aceptabilidad.



Fig. 7.1 Pesaje de camiones para la prueba de carga



Fig. 7.2 Momento máximo de la prueba, es cuando ambos camiones alineados se ubican sobre el puente Vilca.

Capítulo 8 Presupuestos

8.1 Presupuesto con vigas construidas *in situ* y con falso puente diseñado

Tabla 8.1 Presupuesto puente Vilca

PRESUPUESTO PUENTE VILCA					
Obra	: CONSTRUCCION DEL PUENTE VILCA				
Entidad	: PROYECTO ESPECIAL DE INFRAESTRUCTURA DE TRANSPORTE NACIONAL - PROVIAS NACIONAL				
Contrato	: CARRETERA HUARAL - AOCB				
Concesionaria	: CONSORCIO CONCESIÓN CHANCAYA-COB				
Supervisión	: CONSORCIO VIAL NORLIMA				
					A PRECIOS DE AGOSTO DE 2008
01	PUENTES	Unidad	METRADO PUENTE VILCA	PRECIO UNITARIO	PARCIAL \$/.
01.00	TRABAJOS PRELIMINARES				
01.01	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO	GLB	1.00	65,000.00	65,000.00
01.02	LIMPIEZA DE LA ZONA DE TRABAJO	HA	0.44	859.32	378.10
01.03	TRAZO, REPLANTEO Y CONTROL TOPOGRAFICO	M2	514.60	3.50	1,801.10
02.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
02.01	EXCAVACION MASIVA	M3	1,826.18	34.09	62,254.48
02.02	RELLENO PARA ESTRUCTURAS	M3	938.33	49.82	46,747.60
02.03	TRANSPORTE MATERIAL DE PRESTAMO	M3	938.33	13.43	12,601.77
02.04	ELIMINACIÓN MATERIAL EXCEDENTE	M3	1,826.18	21.32	38,934.16
03.00	PUENTE PROVISIONAL				
03.01	REFORZAMIENTO DE PUENTE BAILEY	GLB	1.00	45,000.00	45,000.00
04.00	ESTRIBOS				
04.01	CONCRETO SIMPLE $f_c=145 \text{ kg/cm}^2$	M3	33.11	224.75	7,441.47
04.02	CONCRETO ARMADO $f_c 210 \text{ KG/CM}^2$	M3	314.50	251.56	79,115.62
04.03	ENCOFRADO CARA VISTA	M2	267.24	54.64	14,601.99
04.05	ENCOFRADO CARA NO VISTA	M2	376.23	39.13	14,721.88
04.06	ACERO DE REFUERZO	KG	40,603.57	5.18	210,326.49

Contunciación tabla 8.1 Presupuesto puente Vilca

05.00	SUPERESTRUCTURA				
05.01	CONCRETO ARMADO F C 280 KG-CM2	M3	84.78	288.82	24,486.16
05.02	CONCRETO EN VIGAS $f_c=35$ Mpa	M3	217.72	382.27	83,227.82
05.03	ENC OFRADO CARA VISTA	M2	449.60	54.64	24,566.14
05.04	ACERO DE REFUERZO	KG	41,835.25	5.18	216,706.60
05.05	ENC OFRADO DE VIGAS EN I	m ²	923.00	78.13	72,113.99
05.06	FALSO PUENTE	M2	514.72	260.40	134,033.09
05.07	CARPETA ASFALTICA (e=0.05 m)	M2	505.00	32.00	16,160.00
06.00	LOSA DE APROXIMACIÓN				
06.01	CONCRETO SIMPLE $f_c=145$ kg/cm ²	M3	6.20	224.75	1,393.45
06.02	CONCRETO ARMADO F C 210 KG-CM2	M3	37.20	251.56	9,358.03
06.03	ENC OFRADO CARA NO VISTA	M2	10.44	39.13	408.32
06.04	ACERO DE REFUERZO	KG	3,099.25	5.18	16,054.12
07.00	DISPOSITIVOS DE APOYO				
07.01	APOYOS DE NEOPRENO	U	8.00	235.00	1,880.00
08.00	VEREDAS				
08.01	CONCRETO ARMADO F C 210 KG-CM2	M3	13.20	251.56	3,320.59
08.02	ENC OFRADO CARA VISTA	M2	24.00	54.64	1,311.36
08.03	ENC OFRADO CARA NO VISTA	M2	82.00	39.13	3,208.66
08.04	ACERO DE REFUERZO	KG	1,029.56	5.18	5,333.12
08.05	ACABADO DE VEREDAS	M	44.00	11.49	505.56
09.00	VARIOS				
09.01	MAMPOSTERIA DE PIEDRA	M3	208.00	110.79	23,044.32
09.02	SEÑAL INFORMATIVA	M2	2.00	442.85	885.70
09.03	LIMPIEZA DE CAUCE	M3	2,400.00	4.04	9,696.00
09.04	COLOCACION DE JUNTA DE DILATACION	M	19.00	354.19	6,729.61
09.05	DRENAJE TUBO PVC - SAP 3" x 12"	U	12.00	12.39	148.68
09.06	PRUEBA DE CARGA	U	1.00	32,558.59	32,558.59
09.07	PLACA TECNICA	U	1.00	418.17	418.17
09.08	MONUMENTACION BENCHMARK	U	1.00	352.94	352.94
09.09	COLOCACION DE BARANDAS METALICAS NUEVAS	M	82.80	212.67	17,609.08
09.10	PINTADO DE BARANDAS METALICAS NUEVAS	M	82.80	34.67	2,870.68
09.11	POSTENSADO DE VIGAS	TON.M	160,765.70	6.08	977,455.46
09.12	TUBERIA PVC DIAM 6"	m	63.00	66.63	4,197.69
09.13	CAMA DE GRAVA ARENOSA	m ²	105.00	43.77	4,595.85
09.14	GEOTEXTIL	m ²	167.50	5.52	924.60
	COSTO DIRECTO				2,294,479.24
	GASTOS GENERALES FIJOS		1.29		29,598.78
	GASTOS GENERALES VARIABLES		24.58		563,983.00
	UTILIDAD		10		229,447.92
	TOTAL				3,117,508.94
	IGV		18		561,151.61
	TOTAL				3,678,660.55

8.2 Cronograma de ejecución

Tabla 8.2 Programación puente Vilca: cronograma de ejecución

PROGRAMACION PUENTE VILCA											
Obra : CONSTRUCCION DEL PUENTE VILCA Entidad : PROYECTO ESPECIAL DE INFRAESTRUCTURA DE TRANSPORTE NACIONAL - PROVIAS NACIONAL Contrato : CARRETERA HUARAL - ACOS Concesionaria : CONSORCIO CONCESION CHANCAY ACOS Supervision : CONSORCIO VIAL NOR LIMA						CALENDARIO					
						A PRECIOS DE AGOSTO DE 2008					
01	PUENTES	Unidad	METRADO PUENTE VILCA	PRECIO UNITARIO S/	PRECIO PARCIAL S/	MES 01	MES 02	MES 03	MES 04	MES 05	
01.00	TRABAJOS PRELIMINARES										
01.01	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO	GLB	1.00	65,000.00	65,000.00	19,500.00	13,000.00			32,500.00	
01.02	LIMPIEZA DE LA ZONA DE TRABAJO	HA	0.44	859.32	378.10	378.10					
01.03	TRAZO, REPLANTEO Y CONTROL TOPOGRAFICO	M2	514.60	3.50	1,801.10	360.22	360.22	360.22	360.22	360.22	
02.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS										
02.01	EXCAVACION MASIVA	M3	1,826.18	34.09	62,254.48	62,254.48					
02.02	RELLENO PARA ESTRUCTURAS	M3	938.33	49.82	46,747.60			37,398.08		9,349.52	
02.03	TRANSPORTE MATERIAL DE PRÉSTAMO	M3	938.33	13.43	12,601.77			10,081.42		2,520.35	
02.04	ELIMINACIÓN MATERIAL EXCEDENTE	M3	1,826.18	21.32	38,934.16	38,934.16					
03.00	PUENTE PROVISIONAL										
03.01	REFORZAMIENTO DE PUENTE BAILEY	GLB	1.00	45,000.00	45,000.00	45,000.00					
04.00	ESTRIBOS										
04.01	CONCRETO SIMPLE $f_c=145$ kg/cm ²	M3	33.11	224.75	7,441.47	7,441.47					
04.02	CONCRETO ARMADO F C 210 KG/CM2	M3	314.50	251.56	79,115.62	23,734.69	55,380.93				
04.03	ENCOFRADO CARA VISTA	M2	267.24	54.64	14,601.99	4,380.60	10,221.39				
04.05	ENCOFRADO CARA NO VISTA	M2	376.23	39.13	14,721.88	4,416.56	10,305.32				
04.06	ACERO DE REFUERZO	KG	40,603.57	5.18	210,326.49	147,228.54	63,097.95				
05.00	SUPERESTRUCTURA										
05.01	CONCRETO ARMADO F C 280 KG/CM2	M3	84.78	288.82	24,486.16					24,486.16	
05.02	CONCRETO EN VIGAS $f_c=35$ Mpa	M3	217.72	382.27	83,227.82			83,227.82			
05.03	ENCOFRADO CARA VISTA	M2	449.60	54.64	24,566.14			20,881.219	3,684.921		
05.04	ACERO DE REFUERZO	KG	41,835.25	5.18	216,706.60		86,682.64	86,682.64	43,341.32		
05.05	ENCOFRADO DE VIGAS EN I	m ²	923.00	78.13	72,113.99		43,268.194	28,845.596			
05.06	FALSO PUENTE	M2	514.72	260.40	134,033.09	26,806.618	107,226.472				
05.07	CARPETA ASFALTICA ($e=0.05$ m)	M2	505.00	32.00	16,160.00					16,160.00	
06.00	LOSA DE APROXIMACION										
06.01	CONCRETO SIMPLE $f_c=145$ kg/cm ²	M3	6.20	224.75	1,393.45					1,393.45	
06.02	CONCRETO ARMADO F C 210 KG/CM2	M3	37.20	251.56	9,358.03					9,358.03	
06.03	ENCOFRADO CARA NO VISTA	M2	10.44	39.13	408.52					408.52	
06.04	ACERO DE REFUERZO	KG	3,099.25	5.18	16,054.12					16,054.12	
07.00	DISPOSITIVOS DE APOYO										
07.01	APOYOS DE NEOPRENO	U	8.00	235.00	1,880.00		1,880.00				
08.00	VEREDAS										
08.01	CONCRETO ARMADO F C 210 KG/CM2	M3	13.20	251.56	3,320.59					3,320.59	
08.02	ENCOFRADO CARA VISTA	M2	24.00	54.64	1,311.36					1,311.36	
08.03	ENCOFRADO CARA NO VISTA	M2	82.00	39.13	3,208.66					3,208.66	
08.04	ACERO DE REFUERZO	KG	1,029.56	5.18	5,333.12					5,333.12	
08.05	ACABADO DE VEREDAS	M	44.00	11.49	505.56					505.56	
09.00	VARIOS										
09.01	MAMPOSTERIA DE PIEDRA	M3	208.00	110.79	23,044.32			13,826.592	9,217.728		
09.02	SEÑAL INFORMATIVA	M2	2.00	442.85	885.70					885.70	
09.03	LIMPIEZA DE CAUCE	M3	2,400.00	4.04	9,696.00					9,696.00	
09.04	COLOCACION DE JUNTA DE DILATACION	M	19.00	354.19	6,729.61					6,729.61	
09.05	DRENAJE TUBO PVC- SAP 3" x 12"	U	12.00	12.39	148.68				148.68		
09.06	PRUEBA DE CARGA	U	1.00	32,558.59	32,558.59					32,558.59	
09.07	PLACA TECNICA	U	1.00	418.17	418.17					418.17	
09.08	MONUMENTACION BENCH MARK	U	1.00	352.94	352.94					352.94	
09.09	COLOCACION DE BARANDAS METALICAS NUEVAS	M	82.80	212.67	17,609.08					17,609.08	
09.10	PINTADO DE BARANDAS METALICAS NUEVAS	M	82.80	34.67	2,870.68					2,870.68	
09.11	POSTENSADO DE VIGAS	TON.M	160,765.70	6.08	977,455.46			195,491.092	781,964.368		
09.12	TUBERIA PVC DIAM 6"	m	63.00	66.63	4,197.69		4,197.69				
09.13	CAMA DE GRAVA ARENOSA	m ³	105.00	43.77	4,595.85			2,757.51	1,838.34		
09.14	GBOTEXTIL	m ²	167.50	5.52	924.60		924.60				
COSTO DIRECTO						2,294,479.24	380,435.44	396,545.61	479,552.19	840,555.58	197,390.43
GASTOS GENERALES FIJOS						29,598.78	4,907.62	5,115.44	6,186.22	10,843.17	2,546.34
GASTOS GENERALES VARIABLES						563,983.00	93,511.03	97,470.91	117,873.93	206,608.56	48,518.57
UTILIDAD						229,447.92	38,043.54	39,654.56	47,955.22	84,055.56	19,739.04
TOTAL						3,117,508.94	516,897.63	538,786.51	651,567.55	1,142,062.86	268,194.38
IGV						561,151.61	93,041.57	96,981.57	117,282.16	205,571.32	48,274.99
TOTAL						3,678,660.55	609,939.20	635,768.09	768,849.71	1,347,634.18	316,469.37

8.3 Presupuesto con vigas prefabricadas, transportadas e izada

Tabla 8.3 Presupuesto puente Vilca con vigas prefabricadas, transportadas e izadas

PRESUPUESTO PUENTE VILCA					
Obra	: CONSTRUCCION DEL PUENTE VILCA				
Entidad	: PROYECTO ESPECIAL DE INFRAESTRUCTURA DE TRANSPORTE NACIONAL - PROVIAS NACIONAL				
Contrato	: CARRETERA HUARAL - ACO S				
Concesionaria	: CONSORCIO CONCESION CHANCAY-ACOS				
Supervision	: CONSORCIO VIAL NOR LIMA				
					A PRECIOS DE AGOSTO DE 2008
01	PUENTES	Unidad	METRADO PUENTE VILCA	PRECIO UNITARIO	PARCIAL \$/.
01.00	TRABAJOS PRELIMINARES				
01.01	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE EQUIPO	GR B	1.00	65.000.00	65.000.00
01.02	LIMPIEZA DE LA ZONA DE TRABAJO	HA	0.44	859.32	378.10
01.03	TRAZO, REPLANTEO Y CONTROL TOPOGRÁFICO	M2	514.60	3.50	1.801.10
02.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
02.01	EXCAVACIÓN MASIVA	M3	1.826.18	34.09	62.254.48
02.02	RELLENO PARA ESTRUCTURAS	M3	938.33	49.82	46.747.60
02.03	TRANSPORTE MATERIAL DE PRESTAMO	M3	938.33	13.43	12.601.77
02.04	ELIMINACIÓN MATERIAL EXCEDENTE	M3	1.826.18	21.32	38.934.16
03.00	PUENTE PROVISIONAL				
03.01	REFORZAMIENTO DE PUENTE BAILEY	GR B	1.00	45.000.00	45.000.00
04.00	ESTRIBOS				
04.01	CONCRETO SIMPLE $f_c=145 \text{ kg/cm}^2$	M3	33.11	224.75	7.441.47
04.02	CONCRETO ARMADO F.C. 210 KG/CM2	M3	314.50	251.56	79.115.62
04.03	ENCOFRADO CARA VISTA	M2	267.24	54.64	14.601.99
04.05	ENCOFRADO CARA NO VISTA	M2	376.23	39.13	14.721.88
04.06	ACERO DE REFUERZO	KG	40.603.57	5.18	210.326.49
05.00	SUPERESTRUCTURA				
05.01	CONCRETO ARMADO F.C. 280 KG/CM2	M3	84.78	288.82	24.486.16
05.02	CONCRETO EN VIGAS $f_c=35 \text{ Mpa}$	M3	217.72	382.27	83.227.82
05.03	ENCOFRADO CARA VISTA	M2	449.60	54.64	24.566.14
05.04	ACERO DE REFUERZO	KG	41.835.25	5.18	216.706.60
05.05	ENCOFRADO DE VIGAS EN I	m ²	923.00	78.13	72.113.99
05.06	FALSO PUENTE	M2			
05.07	CARPETA ASFALTICA ($e=0.05 \text{ m}$)	M2	505.00	32.00	16.160.00
06.00	LOSA DE APROXIMACIÓN				
06.01	CONCRETO SIMPLE $f_c=145 \text{ kg/cm}^2$	M3	6.20	224.75	1.393.45
06.02	CONCRETO ARMADO F.C. 210 KG/CM2	M3	37.20	251.56	9.358.03
06.03	ENCOFRADO CARA NO VISTA	M2	10.44	39.13	408.52
06.04	ACERO DE REFUERZO	KG	3.099.25	5.18	16.054.12
07.00	DISPOSITIVOS DE APOYO				
07.01	APOYOS DE NEOPRENO	U	8.00	235.00	1.880.00
08.00	VEREDAS				
08.01	CONCRETO ARMADO F.C. 210 KG/CM2	M3	13.20	251.56	3.320.59
08.02	ENCOFRADO CARA VISTA	M2	24.00	54.64	1.311.36
08.03	ENCOFRADO CARA NO VISTA	M2	82.00	39.13	3.208.66
08.04	ACERO DE REFUERZO	KG	1,029.56	5.18	5,333.12
08.05	ACABADO DE VEREDAS	M	44.00	11.49	505.56
09.00	VARIOS				
09.01	MAMPOSTERIA DE PIEDRA	M3	208.00	110.79	23,044.32
09.02	SEÑAL INFORMATIVA	M2	2.00	442.85	885.70
09.03	LIMPIEZA DE CAUCE	M3	2,400.00	4.04	9,696.00
09.04	COLOCACION DE JUNTA DE DILATACION	M	19.00	354.19	6,729.61
09.05	DRENAJE TIPO PVC - S.A.P 3" x 12"	IT	12.00	12.39	148.68
09.06	PRUEBA DE CARGA	U	1.00	32,558.59	32,558.59
09.07	PLACA TÉCNICA	U	1.00	418.17	418.17
09.08	MONUMENTACIÓN BENCHMARK	IT	1.00	352.94	352.94
09.09	COLOCACIÓN DE BARANDAS METÁLICAS NUEVAS	M	82.80	212.67	17,609.08
09.10	PINTADO DE BARANDAS METÁLICAS NUEVAS	M	82.80	34.67	2,870.68
09.11	ACONDICIONAMIENTO AREA CONSTRUCC DE VIGAS	M2	1,200.00	7.25	8,700.00
09.12	TRANSPORTE E IZAJE DE VIGAS PREFABRICADAS	TON	566.46	239.86	135,871.10
09.13	POSTENSADO DE VIGAS	TON.M	160,765.70	6.08	977,455.46
09.14	TUBERÍA PVC DIAM 6"	m	63.00	66.63	4,197.69
09.15	CAMA DE GRAVA ARENOSA	m ²	105.00	43.77	4,595.85
09.16	GEOTEXTIL	m ²	167.50	5.52	924.60
	COSTO DIRECTO			S/.	2,305,017.25
	GASTOS GENERALES FIJOS		1.29		29,734.72
	GASTOS GENERALES VARIABLES		24.58		566,573.24
	UTILIDAD		10		230,501.73
	TOTAL				3,131,826.94
	IGV		18		569,728.85
	TOTAL				3,695,555.79

Comparando el monto total (incluyendo el IGV) de ambos presupuestos, se observa que la construcción del Puente Vilca, con el falso puente, resulta más económico en S/ 16,895.24.

La solución encontrada resultó muy favorable para el Ministerio de Transportes, ya que por ampliación de plazo de ejecución de obra, por falta de definición y/o liberación de predios para continuar los trabajos en el puente Vilca, le costaba al Ministerio **S/ 3,777.15** por cada día de atraso.

Conclusiones

- 1.- La falta de liberación de predios durante el plazo contractual, lleva a gastos onerosos al Estado y la empresa privada; por lo que se le hizo saber al MTC, que debe mejorar sus procedimientos y procesos.
- 2.- La oportuna gestión de propuestas y soluciones de ingeniería y construcción, nos permitió construir el puente Vilca, con un presupuesto menor y en el tiempo contractual; logrando entregar la obra, sin reclamos de ampliación de plazo, ni mayores costos para el Estado, logrando un ahorro en la construcción del puente de S/ 16,895.24.
- 3.- La gestión del concesionario en liberar las áreas cercanas y circundantes a las obras para construir el puente fueron determinantes para que la obra empiece y termine en los plazos previstos.
- 4.- La nueva ubicación del puente obedece al nuevo diseño geométrico siguiendo los criterios de diseño de la norma DG2001. En tal sentido el puente tiene una luz de 40 metros, apoyado sobre estribos los cuales se ubican en forma paralela al sentido del flujo.
- 5.- El puente Bailey reforzado con una estructura de concreto armado, pudo ser usado en la etapa de construcción del nuevo puente.
- 6.- En la margen izquierda, el estribo quedará cimentado en suelo aluvial, por lo que la profundidad de cimentación se considera reducida a menos de la mitad de lo estimado, como resultado del efecto sombra del estribo del puente antiguo que se conservará; se recomienda establecer una protección adicional con bloques de roca de volumen mínimo de 1m^3 , en sectores próximos al estribo.

Recomendaciones

- 1.- Debemos analizar el marco legal de PACRI, respecto a sus funciones, para hacerlo más realista de acuerdo a las necesidades de las obras a construir.
- 2.- Funcionarios del MTC y empresa privada debemos trabajar en conjunto para desarrollar un plan de saneamiento físico – legal en aras del proyecto de carretera que están construyendo.
- 3.- Incrementar los niveles de información y educación a través de campañas de difusión en temas referidos a recuperación y/o preservación del derecho de vía.
- 4.- Antes de iniciar una obra, comprometer a propietarios de predios adyacentes a la carretera, ceder los terrenos y mantener el derecho de vía.
- 5.- Plantear que en los contratos entre MTC y Contratistas exista una partida de liberación de predios, a ser ejecutada por el contratista y supervisada por el MTC.
- 6.- Construcción de defensas ribereñas aguas arriba y aguas abajo del puente.
- 7.- Una vez construido el puente se deberá de realizar un programa de mantenimiento y limpieza del cauce.
- 8.- Se deberá realizar monitoreos periódicos del caudal, morfología y acarreo de sedimentos del río Chancay.
- 9.- La explotación de las canteras no deben de realizarse a menos de 1 km aguas arriba y aguas abajo del puente a fin de evitar posibles erosiones.
- 10.- Coordinación entre MTC – concesionario para efectuar mejor labor de defensa posesionaria, ya que se reportan invasión frecuente del derecho de vía en el proyecto u otros proyectos.

Bibliografía

- CONSORCIO CONCESIÓN CHANCAY –ACOS S.A.
- CREMONA, C, “*Bridge dynamic testing: principles, methods and applications,acoustical and vibratory surveillance methods and diagnosis techniques*”, Senlis, núm. 11-13 de octubre, Francia, 2004.
- CREMONA C., “*Dynamic tests on the Millau viaduct. Experimental vibration analysis for civil engineering structures*”, en EVACES 05, 26-28 October, Burdeos, Francia, 2005.
- CHOW VEN TE, MAIDMENT R. DAVID, MAYS W. LARRY. “*Applied Hydrology*”. Mc Graw Hill, 1988.
- CHOW VEN TE, MAIDMENT R. DAVID, MAYS W. LARRY. “*Hidrología aplicada*” Mc Graw Hill, 1994.
- EFCO DEL PERÚ
- Estudio Definitivo de Ingeniería del Proyecto “Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Huaral – Acos
- GÓMEZ, R; MURIÁ-VILA, D; SÁNCHEZ-RAMÍREZ, R; ESCOBAR, JA, “*Non destructive structural evaluation of two bridge superstructures*”. *Conference Information: Mouchel Centenary Conference on Innovation in Civil and Structural Engineering*”, pág. . 121-132, 1997.
- JACK LÖPEZ INGENIEROS SA
- Laboratorio de Suelos y Pavimentos Conalvías S.A. Sucursal Perú.
- MORASSI, A; TONON, S., “*Dynamic testing for structural identification of a bridge*”, en *Journal of bridge engineering*, vol. 13 (6), pág. 573-585, 2008.
- SAMAYCA INGENIEROS

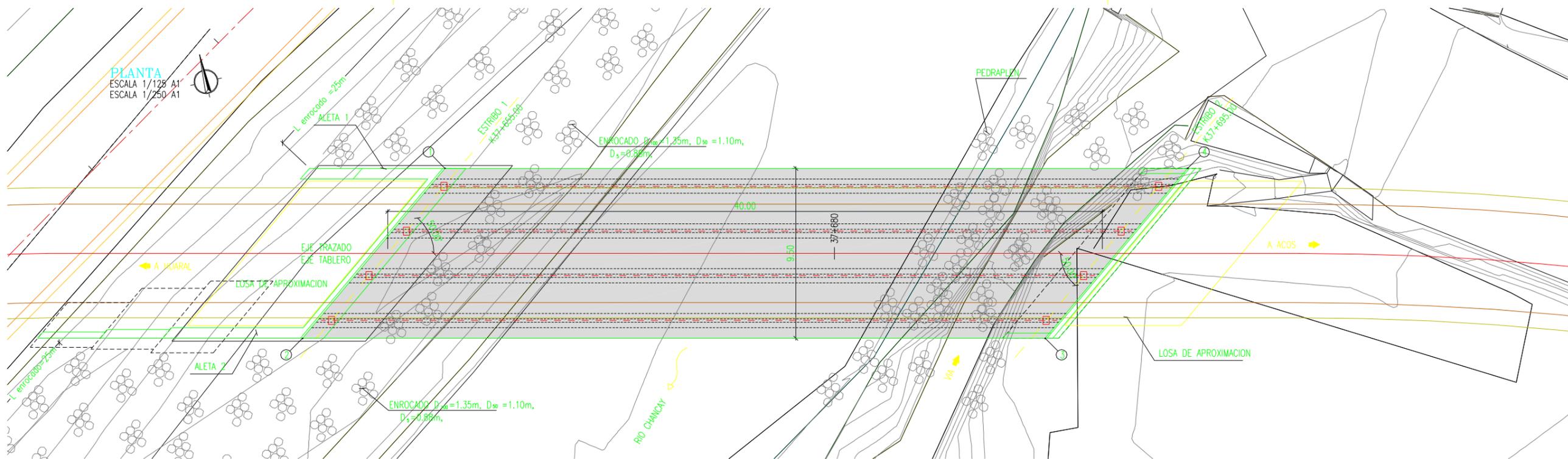
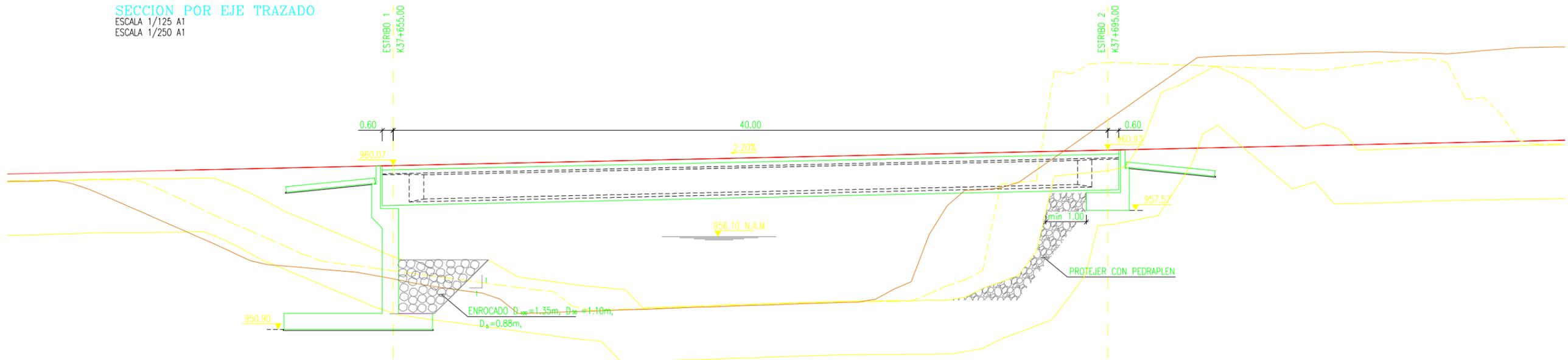
- SENAMHI – UNI- ILLA, “*Estudio de hidrología del Perú*”, 1983.
- TNM, Limitada Sucursal Perú
- U.S ARMY CORPS OF ENGINEERING INSTITUTE FOR WATER RESOURCES. “*Hydrologic Modeling System*” HEC – HMS, *User’s Manual Version 2.2.2*. Hydrologic Engineering Center, june 2003.
- Ing. VILLASECA CARRASCO, Nicolás
- V.M. PONCE. “*Engineering hydrology*”, 1990
- WALTHER, R., 1998, “*Cable stayed bridges*”, THOMAS TELFORD, UK, 1998.

ANEXOS

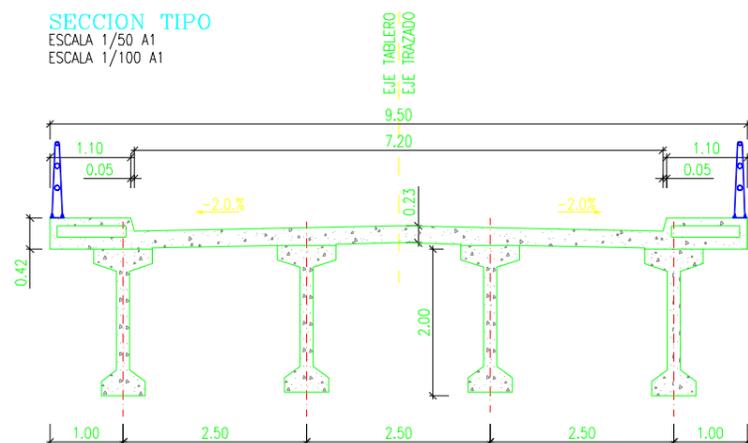
ANEXO I

**DISEÑO ESTRUCTURAL PLANTA – ALZADO – SECCIÓN 1
PUENTE VILCA**

SECCION POR EJE TRAZADO
 ESCALA 1/125 A1
 ESCALA 1/250 A1



SECCION TIPO
 ESCALA 1/50 A1
 ESCALA 1/100 A1



CUADRO COORDENADAS

PUNTO	NORTE	ESTE
1	8745537.58	287606.946
2	8745530.188	287596.988
3	8745520.546	287637.421
4	8745527.937	287647.378

CONCRETOS

ELEMENTO	TIPO
VIGAS POSTENSADAS	$f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ (35 MPa)
TABLERO-DIAFRAGMA	$f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ (28 MPa)
ESTRIBOS, ALETAS	$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (21 MPa)
NEW JERSEY	$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (21 MPa)
LIMPIEZA	$f'c = 145 \text{ Kg/cm}^2$ (14.5 MPa)
LOSA DE APROXIMACION	$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (21 MPa)

ACEROS

TIPO	RESISTENCIA
ACERO PARA ARMAR GRADO 60	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ (420 MPa)
*ACERO DE PRESFUERZO BAJA RELAJACION	$f_{pu} = 18230 \text{ Kg/cm}^2$ (1860 Mpa) $f_{py} = 16400 \text{ Kg/cm}^2$ (1674 Mpa)

*DE ACUERDO CON LA CLASIFICACION ASTM.
 RECUBRIMIENTOS:
 REFUERZO PRINCIPAL : 50mm

DISEÑO:

CIP N°:
 SUPERVISION:

CIP N°:

DIRECTOR DE PROYECTO:

n° CIP :
 ESCALA:

INDICADAS

MODIFICACIONES

I
II
III
IV
V
VI
VII
VIII

PROYECTO:

ESTUDIO DEFINITIVO DE INGENIERIA DE LAS PRIMERAS INTERVENCIONES Y LAS OBRAS COMPLEMENTARIAS DE LA CARRETERA OVALO CHANCAY / DV. VARIANTE PASAMAYO - HUARAL - ACOS

REHABILITACION Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HUARAL-ACOS

CONTIENE:

DISEÑO ESTRUCTURAL
 PLANTA - ALZADO - SECCION
 PUENTE VILCA

REFERENCIA:

ARCHIVO AUTOCAD:
 PHAPUVP101.DWG

FECHA:
 Enero, 2010

PLANO No.

1
 DE
 16

CONSECUTIVO:
 V.1

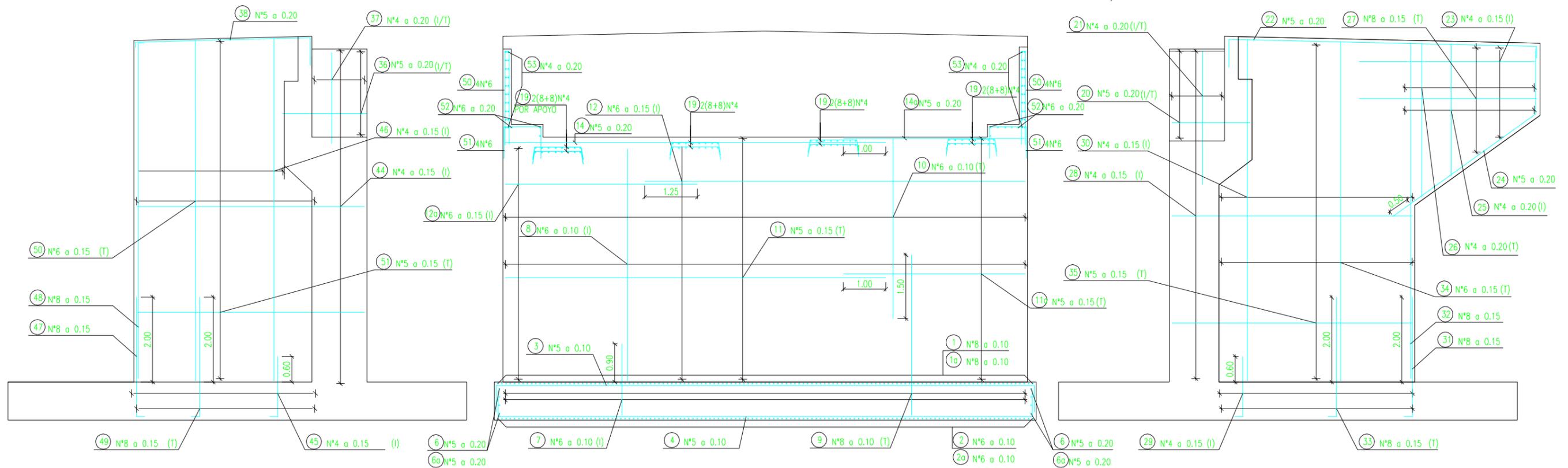
ANEXO II

**DISEÑO ESTRUCTURAL ARMADO ESTRIBO N° 01 – PUENTE
VILCA**

ALETA 2
 ESCALA: 1/50 A1
 ESCALA: 1/100 A3

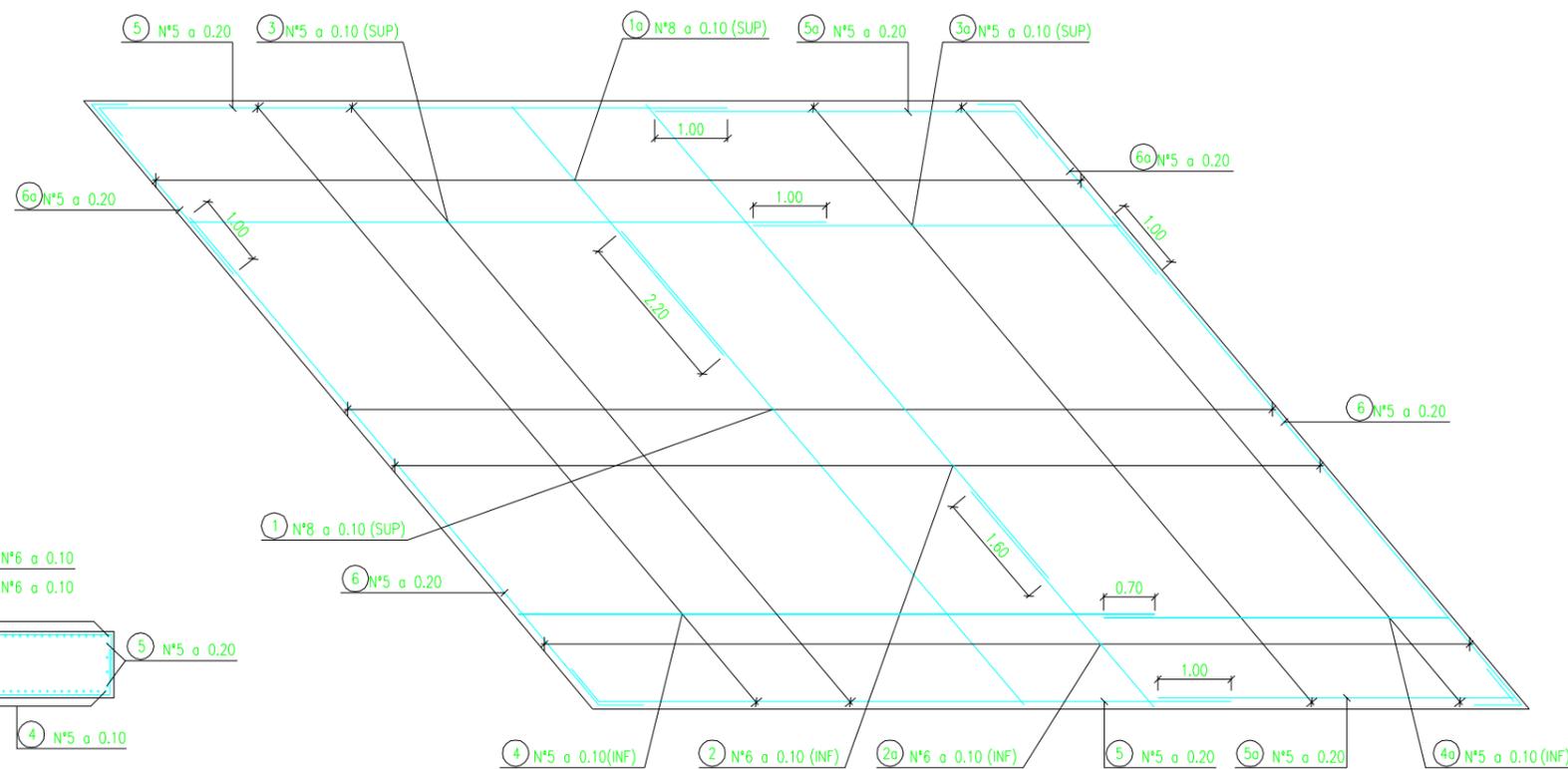
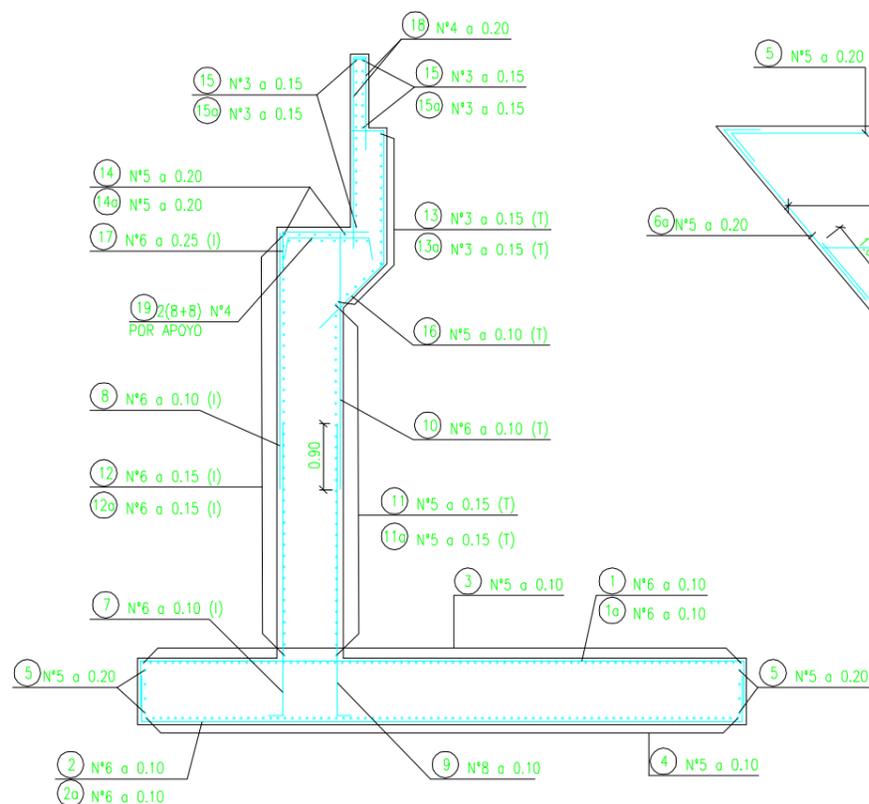
ALZADO
 ESCALA: 1/50 A1
 ESCALA: 1/100 A3

ALETA 1
 ESCALA: 1/50 A1
 ESCALA: 1/100 A3



SECCION TIPO
 ESCALA: 1/50 A1
 ESCALA: 1/100 A3

PLANTA
 ESCALA: 1/50 A1
 ESCALA: 1/100 A3



NOTA:
 (T)=TRASDOS : COSTADO TIERRAS
 (I)=INTRADOS : CARA VISTA

CONCRETOS	
ELEMENTO	TIPO
VIGAS I	$f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ (35 MPa)
TABLERO-DIAFRAGMA	$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ (28 MPa)
ESTRIBOS,ALETAS,VEREDA	$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (21 MPa)
LIMPIEZA	$f'_c = 145 \text{ Kg/cm}^2$ (14.5 MPa)
LOSA DE APROXIMACION	$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (21 MPa)

ACEROS	
TIPO	RESISTENCIA
ACERO PARA ARMAR GRADO 60	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ (420 MPa)
*ACERO DE PRESFUERZO BAJA RELAJACION	$f_{pu} = 18230 \text{ Kg/cm}^2$ (1860 MPa) $f_{py} = 16400 \text{ Kg/cm}^2$ (1674 MPa)

*DE ACUERDO CON LA CLASIFICACION ASTM.
 RECUBRIMIENTOS:
 REFUERZO PRINCIPAL : 50mm



DISEÑO:
 CIP N°:
 SUPERVISION:
 CIP N°:

DIRECTOR DE PROYECTO:
 n° CIP :
 ESCALA:
 INDICADAS

MODIFICACIONES	
I	
II	
III	
IV	
V	
VI	
VII	
VIII	

PROYECTO:
 ESTUDIO DEFINITIVO DE INGENIERIA DE LAS PRIMERAS INTERVENCIONES Y LAS OBRAS COMPLEMENTARIAS DE LA CARRETERA OVALO CHANCAY / DV. VARIANTE PASAMAYO - HUARAL - ACOS
 REHABILITACION Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HUARAL-ACOS

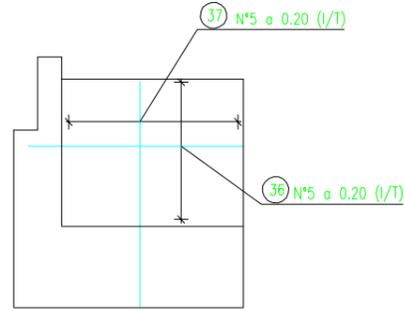
CONTIENE:
 DISEÑO ESTRUCTURAL ARMADO ESTRIBO 1 PUNTE VILCA

REFERENCIA:	PLANO No.
	4
ARCHIVO AUTOCAD: PHAPUVIPL04.DWG	DE 16
FECHA: Enero, 2010	CONSECUTIVO: V.2

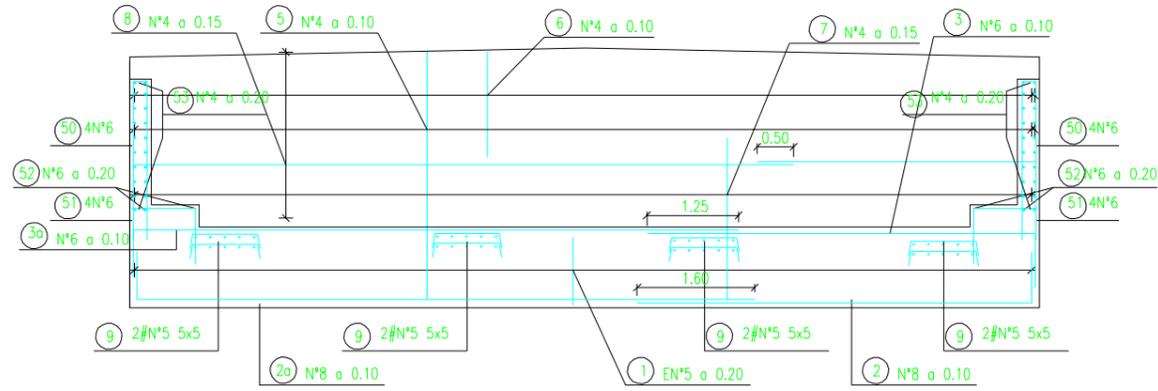
ANEXO III

**DISEÑO ESTRUCTURAL ARMADO ESTRIBO N° 02, LOSA DE
APROXIMACIÓN PUENTE VILCA**

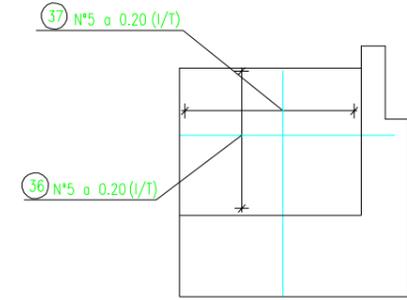
ALETA 2
 ESCALA: 1/50 A1
 ESCALA: 1/100 A3



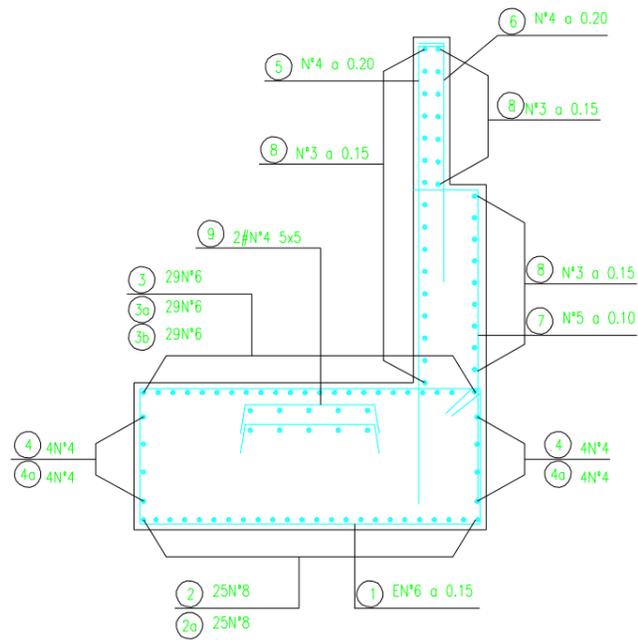
ALZADO
 ESCALA: 1/50 A1
 ESCALA: 1/100 A3



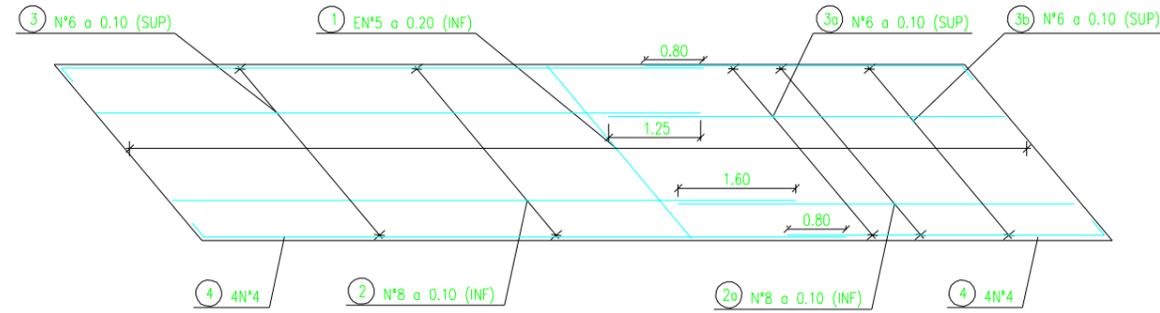
ALETA 1
 ESCALA: 1/50 A1
 ESCALA: 1/100 A3



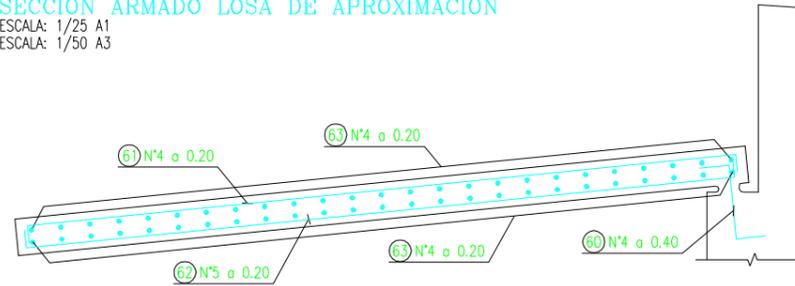
SECCION TIPO
 ESCALA: 1/25 A1
 ESCALA: 1/50 A3



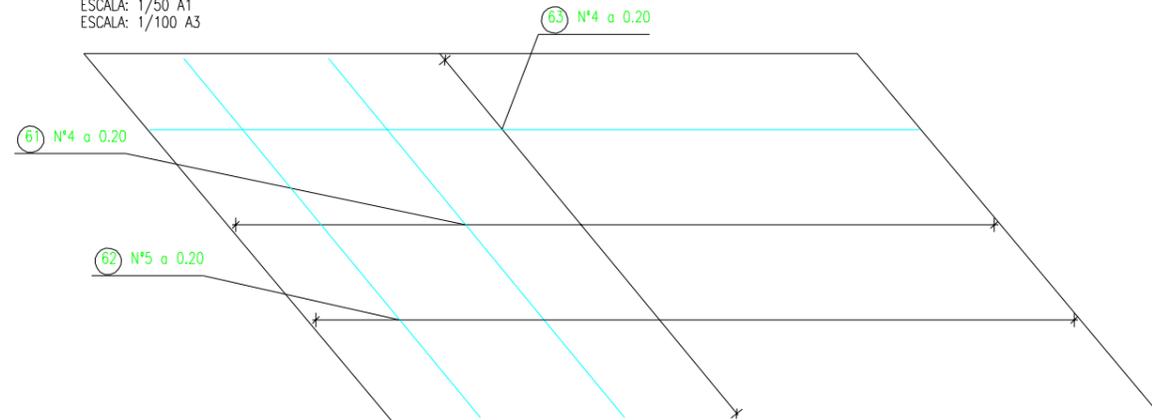
PLANTA
 ESCALA: 1/50 A1
 ESCALA: 1/100 A3



SECCION ARMADO LOSA DE APROXIMACION
 ESCALA: 1/25 A1
 ESCALA: 1/50 A3



ARMADO PLANTA LOSA DE APROXIMACION
 ESCALA: 1/50 A1
 ESCALA: 1/100 A3



NOTA:
 (T)=TRASDOS : COSTADO TIERRAS
 (I)=INTRADOS : CARA VISTA

CONCRETOS	
ELEMENTO	TIPO
VIGAS I	f'c = 350 Kg/cm ² (35 MPa)
TABLERO-DIAFRAGMA	f'c = 280 Kg/cm ² (28 MPa)
ESTRIBOS,ALETAS,VEREDA	f'c = 210 Kg/cm ² (21 MPa)
LIMPIEZA	f'c = 140 Kg/cm ² (14.0 MPa)
LOSA DE APROXIMACION	f'c = 210 Kg/cm ² (21 MPa)

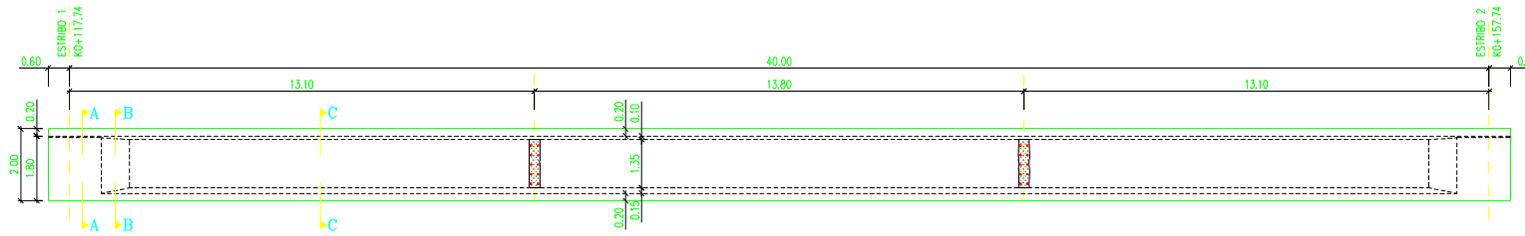
ACEROS	
TIPO	RESISTENCIA
ACERO PARA ARMAR GRADO 60	fy= 4200 Kg/cm ² (420 MPa)
*ACERO DE PRESFUERZO BAJA RELAJACION	fpu= 18230 Kg/cm ² (1860 Mpa) fpy= 16400 Kg/cm ² (1674 Mpa)

*DE ACUERDO CON LA CLASIFICACION ASTM.
 RECUBRIMIENTOS:
 REFUERZO PRINCIPAL : 50mm

ANEXO IV

DISEÑO ESTRUCTURAL GEOMETRÍA VIGA PUENTE VILCA

ALZADO
ESCALA 1/75 A1
ESCALA 1/150 A3

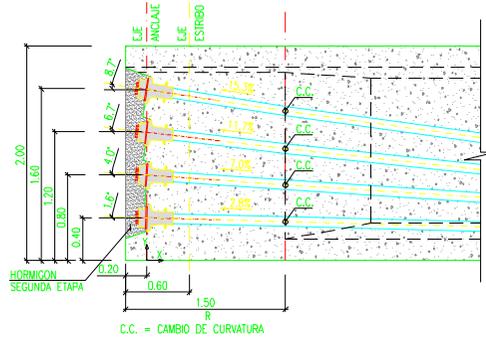


PLANTA VIGA
ESCALA 1/75 A1
ESCALA 1/150 A3



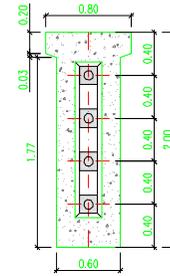
ALZADO ZONA DE ANCLAJE

ESCALA 1/25 A1
ESCALA 1/50 A3



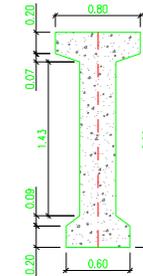
VISTA POR A

ESCALA 1/25 A1
ESCALA 1/50 A3



SECCION B-B

ESCALA 1/25 A1
ESCALA 1/50 A3



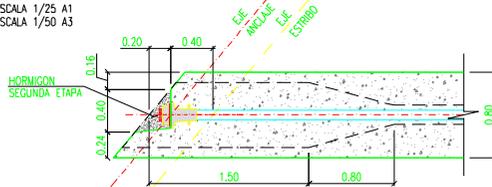
SECCION C-C

ESCALA 1/25 A1
ESCALA 1/50 A3



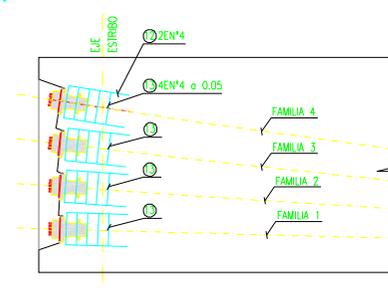
PLANTA ZONA DE ANCLAJE

ESCALA 1/25 A1
ESCALA 1/50 A3



DETALLE BLOQUE DE ANCLAJE

ESCALA 1/25 A1
ESCALA 1/50 A3



CONCRETOS	
ELEMENTO	TIPO
MGNS I	$f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ (35 MPa)
TABLERO-DIAFRAGMA	$f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ (28 MPa)
ESTRIBOS/ALETAS/VEREDA	$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (21 MPa)
LIMPIEZA	$f_c = 145 \text{ Kg/cm}^2$ (14.5 MPa)
LOSA DE APROXIMACION	$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (21 MPa)

ACEROS	
TIPO	RESISTENCIA
ACERO PARA ARMAR GRADO 60	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ (420 MPa)
ACERO DE PRESFUERZO BAJA RELAJACION	$f_{pu} = 18230 \text{ Kg/cm}^2$ (1860 MPa) $f_{py} = 16400 \text{ Kg/cm}^2$ (1674 MPa)

*DE ACUERDO CON LA CLASIFICACION ASTM.
RECURRIMIENTOS:
REFUERZO PRINCIPAL : 50mm



DISEÑO:

CIP N°:
SUPERVISOR:
CIP N°:

DIRECTOR DE PROYECTO:

N° CIP:
ESCALA:
INDICADAS

MODIFICACIONES

I
II
III
IV
V
VI
VII
VIII

PROYECTO:

ESTUDIO DEFINITIVO DE INGENIERIA DE LAS PRIMERAS INTERVENCIONES Y LAS OBRAS COMPLEMENTARIAS DE LA CARRETERA OVALO CHANCAY // DV. VARIANTE PASAMAYO - HUARAL - ACOS
REHABILITACION Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HUARAL-ACOS

CONTIENE:

DISEÑO ESTRUCTURAL GEOMETRIA VIGA PUENTE VILCA

REFERENCIAL:

ARCHIVO AUTOCAD: PHARUVIPL07.DWG
FECHA: Enero, 2010

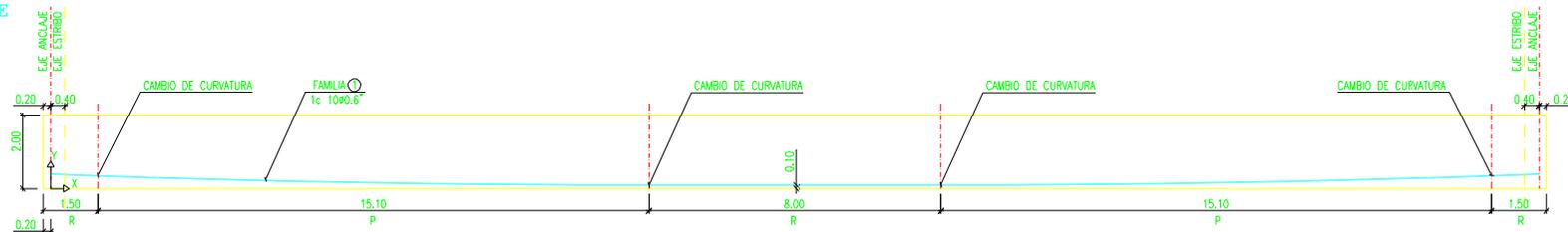
PLANO No.

7 DE 16
CONSECUTIVO: V.1

ANEXO V

**DISEÑO ESTRUCTURAL TRAZADO DE CABLES, FAMILIA 1 Y 2
PUENTE VILCA**

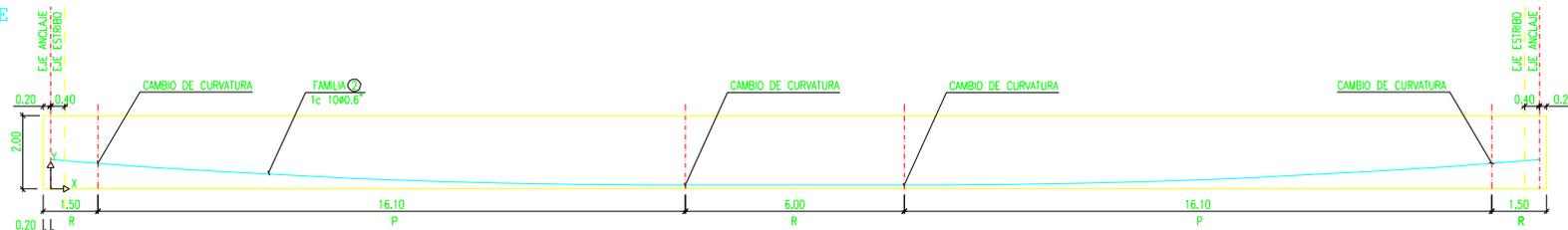
TRAZADO CABLE FAMILIA 1
 ESCALA 1/75 A1
 ESCALA 1/150 A3



R: TRAMO RECTO.
 P: TRAMO PARABOLICO

TRAZADO FAMILIA 1																					
Xv/Lv	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
X	0.000	2.040	4.080	6.120	8.160	10.200	12.240	14.280	16.320	18.360	20.400	22.440	24.480	26.520	28.560	30.600	32.640	34.680	36.720	38.760	40.800
Y	0.400	0.331	0.270	0.218	0.176	0.143	0.120	0.105	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.105	0.120	0.143	0.176	0.218	0.270	0.331	0.400

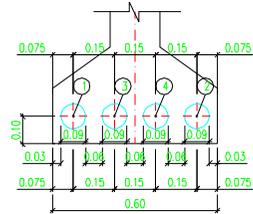
TRAZADO CABLE FAMILIA 2
 ESCALA 1/75 A1
 ESCALA 1/150 A3



R: TRAMO RECTO.
 P: TRAMO PARABOLICO

TRAZADO FAMILIA 2																					
Xv/Lv	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
X	0.000	2.040	4.080	6.120	8.160	10.200	12.240	14.280	16.320	18.360	20.400	22.440	24.480	26.520	28.560	30.600	32.640	34.680	36.720	38.760	40.800
Y	0.800	0.647	0.511	0.395	0.298	0.221	0.162	0.123	0.103	0.100	0.100	0.100	0.103	0.123	0.162	0.221	0.298	0.395	0.511	0.647	0.800

DETALLE SECCION
 ESCALA 1/10 A1
 ESCALA 1/20 A3



ETAPAS DEL TESADO

EL TESADO SE REALIZARÁ EN 2 ETAPAS:

ETAPA 1

SE TESARÁN LOS CABLES DESDE UNO DE LOS ANCLAJES Y SE RETESARÁN DESDE EL OPUESTO CUANDO EL CONCRETO DEL TABLERO HAYA ALCANZADO UNA RESISTENCIA CARACTERÍSTICA A COMPRESIÓN SUPERIOR DE 28.0 MPa

SE REALIZARÁ SOBRE LAS VIGAS EN EL SITIO DE PREFABRICACIÓN Y SE APLICARÁ A LAS FAMILIAS 1 Y 2.

ETAPA 2

SE TESARÁN LOS CABLES DESDE UNO DE LOS ANCLAJES Y SE RETESARÁN DESDE EL OPUESTO CUANDO EL CONCRETO DEL TABLERO HAYA ALCANZADO UNA RESISTENCIA CARACTERÍSTICA A COMPRESIÓN SUPERIOR DE 28.0 MPa Y LAS VIGAS SUPERIOR A 35.0 MPa

SE REALIZARÁ SOBRE LAS VIGAS EN EL SITIO DE SERVICIO Y SE APLICARÁ A LA FAMILIA 3 Y 4.

DEFINICION DEL POSTENSADO

• LOS VALORES DE LAS FUERZAS DE GATEO (Po) Y LOS ALARGAMIENTOS TOTALES PREVISTOS SON:

FAMILIA	N° DE TORONES # 0.6"	Po(kn)	ALARGAMIENTO 1er TESADO (mm)	ALARGAMIENTO RETESADO (mm)
1	9	1790	296.78	4.22
2	9	1790	296.54	4.22

PARAMETROS DE DISEÑO:

K= COEFICIENTE DE FRICCIÓN DEL DUCTO DE POSTENSADO = 0.0010 1/m
 μ= COEFICIENTE DE FRICCIÓN POR CURVATURA = 0.20 1/rad
 S= ACCOMODAMIENTO DE LA CUÑA EN EL ANCLAJE = 6mm

NOTAS:

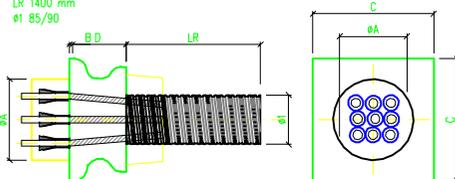
• LAS DIMENSIONES DE LOS DISPOSITIVOS DE ANCLAJE Y DUCTOS ESTÁN BASADOS EN EL TIPO VSL EC 6-12. PUEDEN USARSE SISTEMAS SIMILARES.

INYECCION:

• LA INYECCION SE EFECTUARÁ CON LECHADA DE CEMENTO DE f'c=28 MPa, CON ADITIVO EXPANSIVO Y UNA PRESIÓN MÍNIMA DE 6 ATMOSFERAS

DETALLE ANCLAJE ACTIVO ANCLAJE EC
 ESCALA SIN

DIMENSIONES 12
 øA 165 mm
 B 72 mm
 C 254 mm
 D 200 mm
 LR 1400 mm
 ø1 85/90



CONCRETOS	
ELEMENTO	TIPO
VIGAS 1	f'c = 380 Kg/cm² (35 MPa)
TABLERO-DIAFRAGMA	f'c = 280 Kg/cm² (26 MPa)
ESTRIBOS-ALETAS,VEREDA	f'c = 210 Kg/cm² (21 MPa)
LIMPIEZA	f'c = 145 Kg/cm² (14.5 MPa)
LOSA DE APROXIMACION	f'c = 210 Kg/cm² (21 MPa)

ACEROS	
TIPO	RESISTENCIA
ACERO PARA ARMAR GRADO 80	fy = 4200 Kg/cm² (420 MPa)
ACERO DE PRESFUERZO BAJA RELAJACION	fpu = 18230 Kg/cm² (1860 MPa) fpy = 16400 Kg/cm² (1674 MPa)

*DE ACUERDO CON LA CLASIFICACIÓN ASTM.

RECUBRIMIENTOS:
 REFUERZO PRINCIPAL : 50mm



DISCRO:

CP Nº:

SUPERVISOR:

CP Nº:

DIRECTOR DE PROYECTO:

CP Nº:

ESCALA:

INDICADAS

MODIFICACIONES

I
II
III
IV
V
VI
VII
VIII

PROYECTO:

ESTUDIO DEFINITIVO DE INGENIERIA DE LAS PRIMERAS INTERVENCIONES Y LAS OBRAS COMPLEMENTARIAS DE LA CARRETERA OVALO CHANCAY / DV. VARIANTE PASAMAYO - HUARAL - ACOS

REHABILITACION Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HUARAL-ACOS

CONTENIDO:

DISÑO ESTRUCTURAL PRETENSADO VIGA PARTE I PUNTE WILCA

REFERENCIAL:

ARCHIVO AUTOCAD:

FECHA:

Enero, 2010

PLANO No.

8

DE

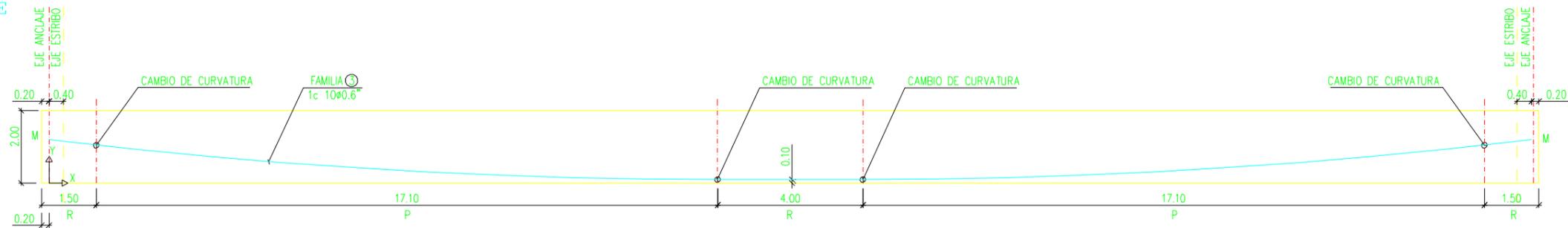
16

CONSECUTIVO:

V.:

ANEXO VI
DISEÑO ESTRUCTURAL TRAZADO DE CABLES, FAMILIA 3 Y 4
PUENTE VILCA

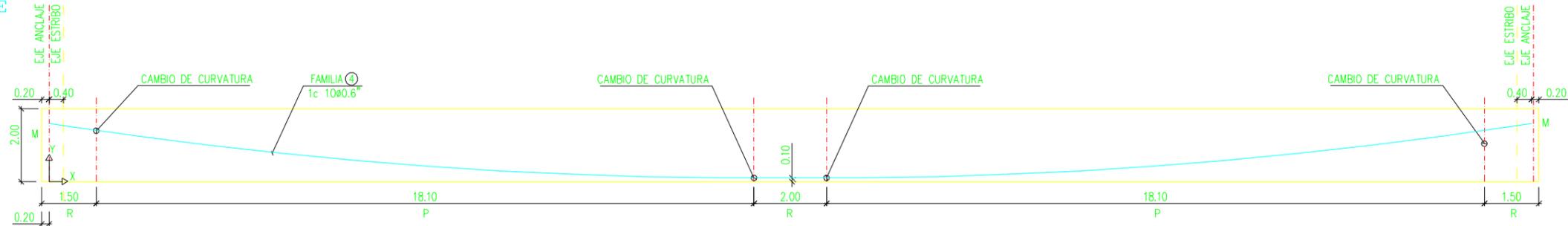
TRAZADO CABLE FAMILIA 3
ESCALA 1/75 A1
ESCALA 1/150 A3



R: TRAMO RECTO.
P: TRAMO PARABOLICO
M: INDICA ANCLAJE MOVIL

Xv/Lv	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
X	0.000	2.040	4.080	6.120	8.160	10.200	12.240	14.280	16.320	18.360	20.400	22.440	24.480	26.520	28.560	30.600	32.640	34.680	36.720	38.760	40.800
Y	1.200	0.972	0.768	0.592	0.442	0.320	0.224	0.156	0.115	0.100	0.100	0.100	0.115	0.156	0.224	0.320	0.442	0.592	0.768	0.972	1.200

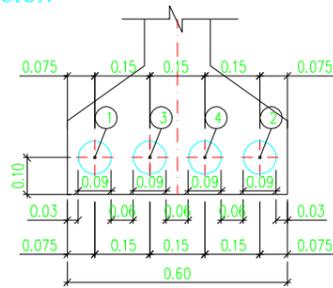
TRAZADO CABLE FAMILIA 4
ESCALA 1/75 A1
ESCALA 1/150 A3



R: TRAMO RECTO.
P: TRAMO PARABOLICO
M: INDICA ANCLAJE MOVIL

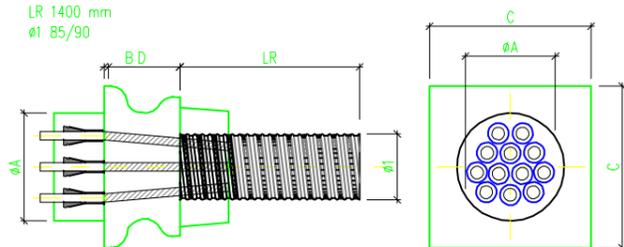
Xv/Lv	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
X	0.000	2.040	4.080	6.120	8.160	10.200	12.240	14.280	16.320	18.360	20.400	22.440	24.480	26.520	28.560	30.600	32.640	34.680	36.720	38.760	40.800
Y	1.600	1.305	1.038	0.806	0.605	0.439	0.305	0.205	0.139	0.105	0.100	0.105	0.139	0.205	0.305	0.439	0.605	0.806	1.038	1.305	1.600

DETALLE SECCION
ESCALA 1/10 A1
ESCALA 1/20 A3



DETALLE ANCLAJE ACTIVO ANCLAJE EC
ESCALA SIN

DIMENSIONES 12
ØA 165 mm
B 72 mm
C 254 mm
D 200 mm
LR 1400 mm
Ø1 85/90



ETAPAS DEL TESADO

EL TENSADO SE REALIZARÁ EN 2 ETAPAS:

ETAPA 1

SE TENSARÁN LOS CABLES DESDE UNO DE LOS ANCLAJES Y SE RETENSARÁN DESDE EL OPUESTO CUANDO EL CONCRETO HAYA ALCANZADO UNA RESISTENCIA CARACTERISTICA A COMPRESION SUPERIOR DE 28.0 MPa

SE REALIZARÁ SOBRE LAS VIGAS EN EL SITIO DE PREFABRICACIÓN Y SE APLICARÁ A LAS FAMILIAS 1 Y 2

ETAPA 2

SE TENSARÁN LOS CABLES DESDE UNO DE LOS ANCLAJES Y SE RETENSARÁN DESDE EL OPUESTO CUANDO EL CONCRETO DEL TABLERO HAYA ALCANZADO UNA RESISTENCIA CARACTERISTICA A COMPRESION SUPERIOR DE 28.0 MPa Y LAS VIGAS SUPERIOR A 35.0 MPa

SE REALIZARÁ SOBRE LAS VIGAS EN EL SITIO DE SERVICIO Y SE APLICARÁ A LA FAMILIA 3 Y 4

DEFINICION DEL POSTENSADO

LOS VALORES DE LAS FUERZAS DE GATEO (Po) Y LOS ALARGAMIENTOS TOTALES PREVISTOS SON:

FAMILIA	N° DE TORONES Ø 0.6"	Po(kn)	ALARGAMIENTO 1er TESADO (mm)	ALARGAMIENTO RETESADO (mm)
3	12	2250	278.40	3.17
4	12	2250	277.49	3.17

PARAMETROS DE DISEÑO:

K= COEFICIENTE DE FRICCIÓN DEL DUCTO DE POSTENSADO = 0.0010 1/m
µ= COEFICIENTE DE FRICCIÓN POR CURVATURA = 0.20 1/rod
S= ACOMODAMIENTO DE LA CUÑA EN EL ANCLAJE = 6mm

NOTAS:

LAS DIMENSIONES DE LOS DISPOSITIVOS DE ANCLAJE Y DUCTOS ESTÁN BASADOS EN EL TIPO VSL EC 6-12. PUEDEN USARSE SISTEMAS SIMILARES

INYECCIÓN:

LA INYECCIÓN SE EFECTUARÁ CON LECHADA DE CEMENTO DE f'c=28 MPa, CON ADITIVO EXPANSIVO Y UNA PRESIÓN MÍNIMA DE 6 ATMOSFERAS

ELEMENTO	TIPO
VIGAS I	f'c = 350 Kg/cm ² (35 MPa)
TABLERO-DIAFRAGMA	f'c = 280 Kg/cm ² (28 MPa)
ESTRIBOS,ALETAS,VEREDA	f'c = 210 Kg/cm ² (21 MPa)
LIMPIEZA	f'c = 145 Kg/cm ² (14.5 MPa)
LOSA DE APROXIMACION	f'c = 210 Kg/cm ² (21 MPa)

TIPO	RESISTENCIA
ACERO PARA ARMAR GRADO 60	fy= 4200 Kg/cm ² (420 MPa)
*ACERO DE PRESFUERZO BAJA RELAJACION	fpu= 18230 Kg/cm ² (1860 Mpa) fpy= 16400 Kg/cm ² (1674 Mpa)

*DE ACUERDO CON LA CLASIFICACIÓN ASTM.
RECUBRIMIENTOS:
REFUERZO PRINCIPAL : 50mm

DISEÑO:

SUPERVISION:

CIP N°:

DIRECTOR DE PROYECTO:

n° CIP: ESCALA:

INDICADAS

MODIFICACIONES

I
II
III
IV
V
VI
VII
VIII

PROYECTO:

ESTUDIO DEFINITIVO DE INGENIERIA DE LAS PRIMERAS INTERVENCIONES Y LAS OBRAS COMPLEMENTARIAS DE LA CARRETERA OVALO CHANCAY / DV. VARIANTE PASAMAYO - HUARAL - ACOS
REHABILITACION Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HUARAL-ACOS

CONTIENE:

DISEÑO ESTRUCTURAL
PRETENSADO VIGA PARTE II
PUENTE VILCA

REFERENCIA:

ARCHIVO AUTOCAD:

PHAPUVP108.DWG

FECHA:

Enero, 2010

PLANO No.

9

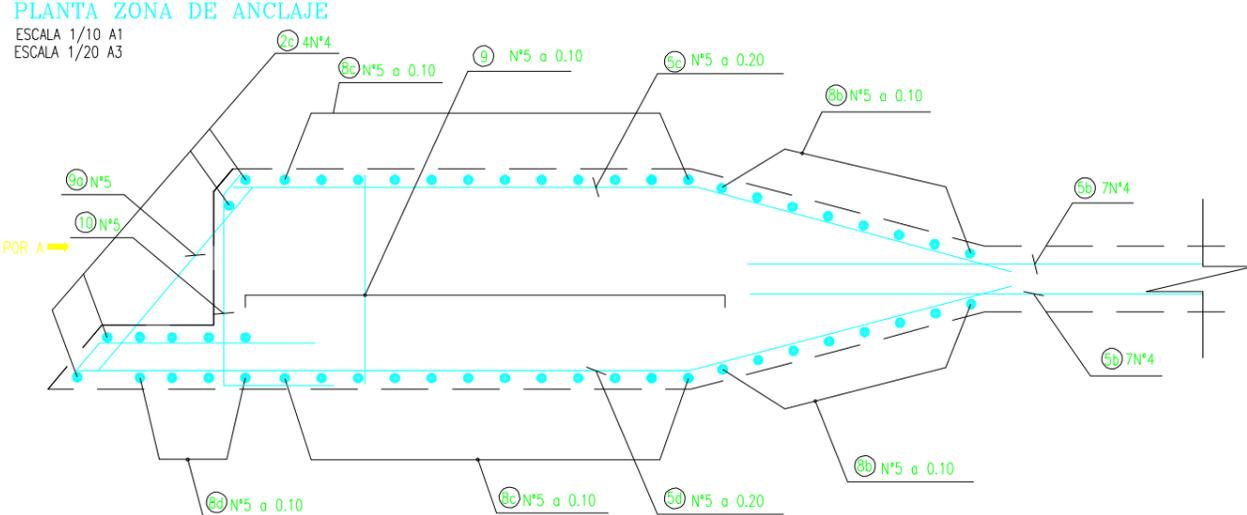
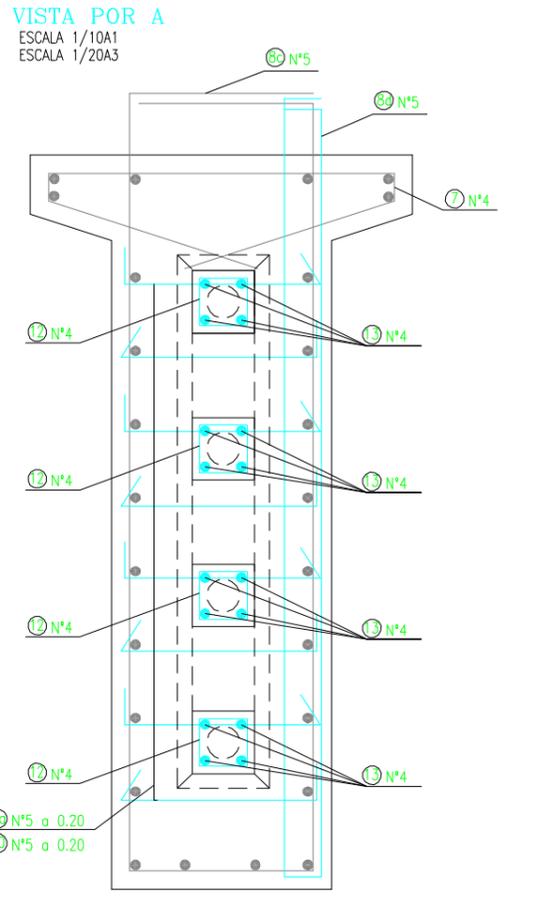
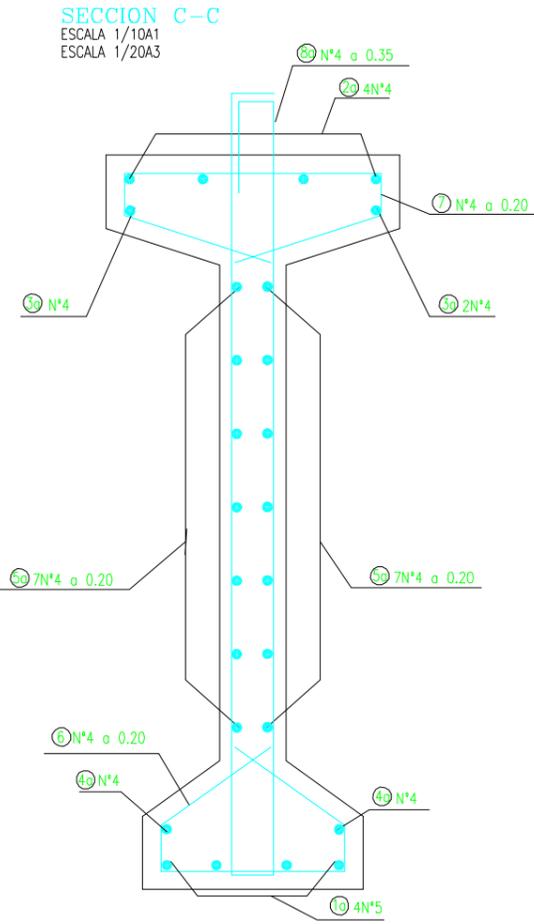
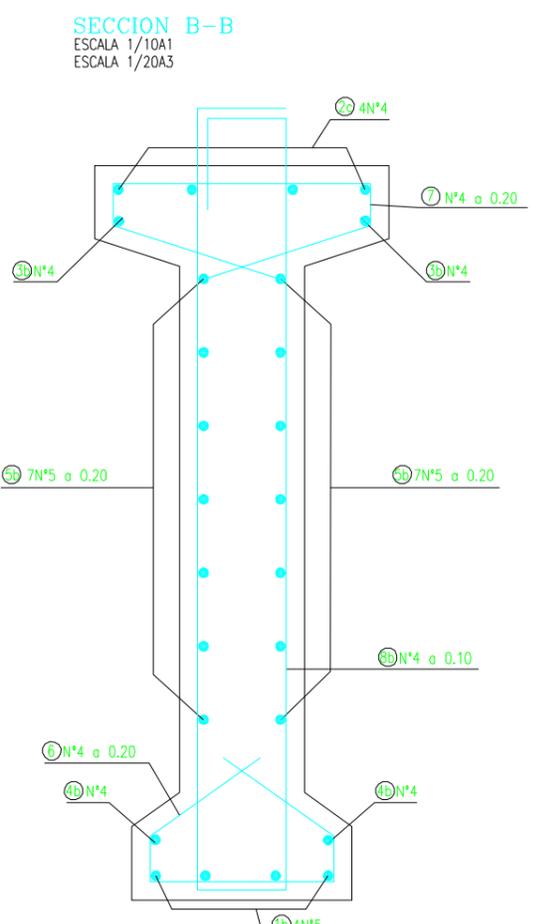
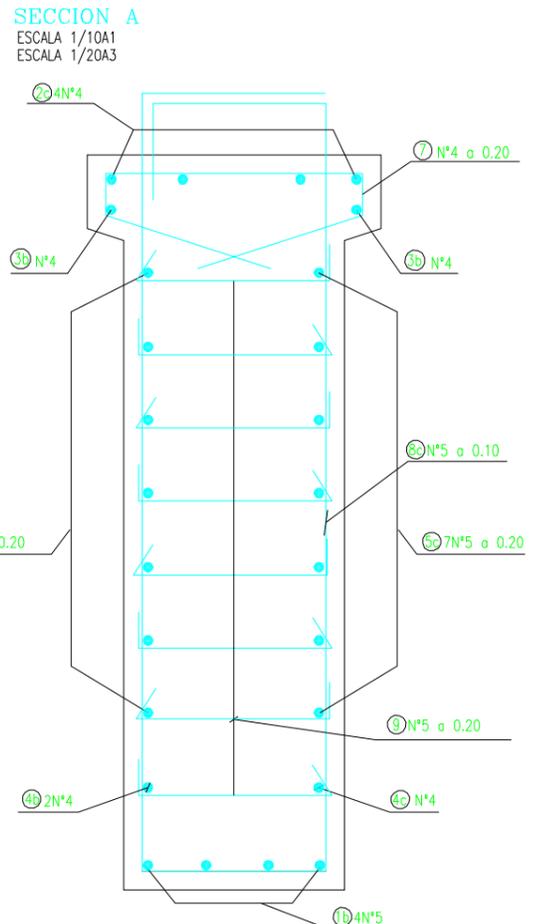
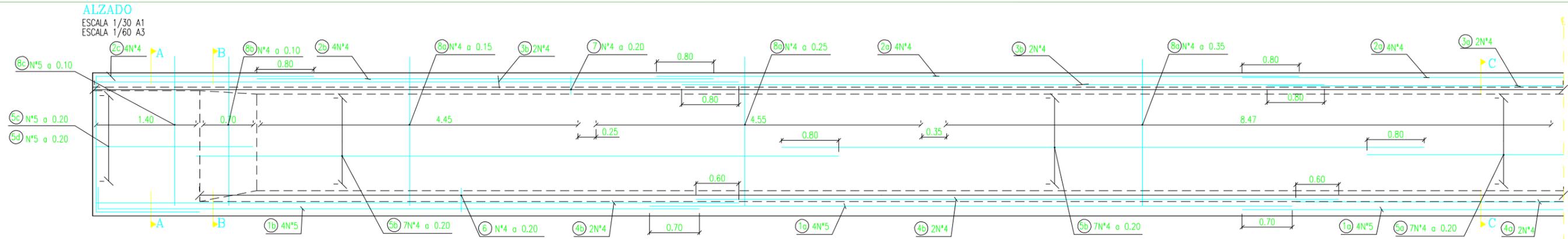
DE

16

CONSECUTIVO:

V.1

ANEXO VII
DISEÑO ESTRUCTURAL ARMADO PASIVO VIGA PUENTE
VILCA



CONCRETOS	
ELEMENTO	TIPO
VIGAS I	$f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ (35 MPa)
TABLERO-DIAFRAGMA	$f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ (28 MPa)
ESTRIBOS,ALETAS,VEREDA	$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (21 MPa)
LIMPIEZA	$f'c = 145 \text{ Kg/cm}^2$ (14.5 MPa)
LOSA DE APROXIMACION	$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (21 MPa)

ACEROS	
TIPO	RESISTENCIA
ACERO PARA ARMAR GRADO 60	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ (420 MPa)
*ACERO DE PRESFUERZO BAJA RELAJACION	$f_{pu} = 18230 \text{ Kg/cm}^2$ (1860 Mpa) $f_{py} = 16400 \text{ Kg/cm}^2$ (1674 Mpa)

*DE ACUERDO CON LA CLASIFICACION ASTM.
RECURRIMIENTOS:
REFUERZO PRINCIPAL : 50mm



DISEÑO: _____
 CIP N°: _____
 SUPERVISION: _____
 CIP N°: _____
 DIRECTOR DE PROYECTO: _____
 n° CIP: _____
 ESCALA: _____
 INDICADAS

MODIFICACIONES	
I	
II	
III	
IV	
V	
VI	
VII	
VIII	

PROYECTO:
 ESTUDIO DEFINITIVO DE INGENIERIA DE LAS PRIMERAS INTERVENCIONES Y LAS OBRAS COMPLEMENTARIAS DE LA CARRETERA OVALO CHANCAY / DV. VARIANTE PASAMAYO - HUARAL - ACOS
 REHABILITACION Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HUARAL-ACOS

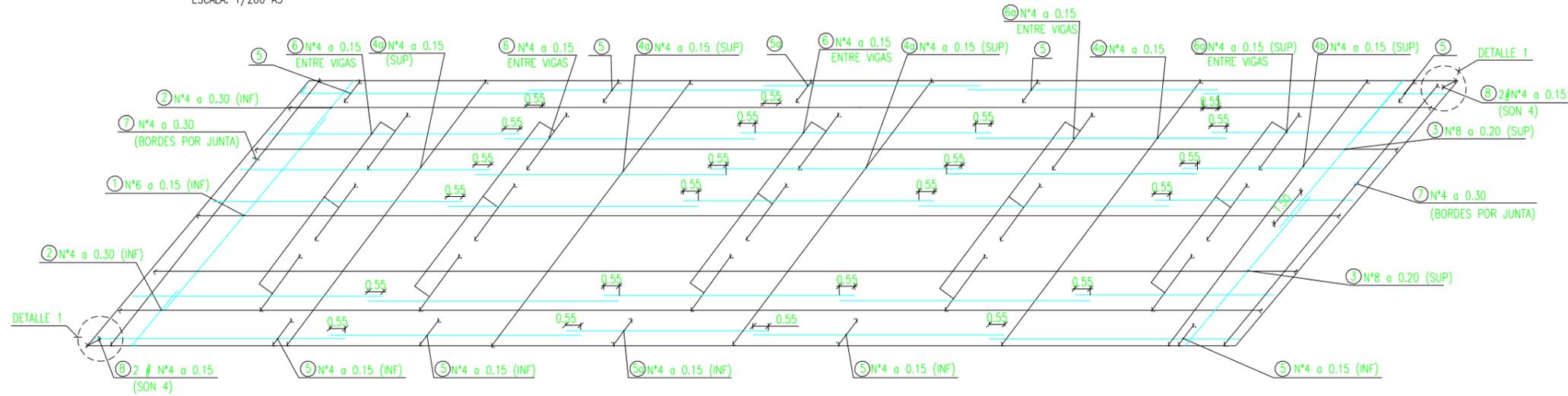
CONTIENE:
 DISEÑO ESTRUCTURAL ARMADO PASIVO VIGA PUNTEO VILCA

REFERENCIA:	PLANO No.
ARCHIVO AUTOCAD: PHAPUVIPL-10.DWG	10 DE 16
FECHA: Enero, 2010	CONSECUTIVO: V.1

ANEXO VIII

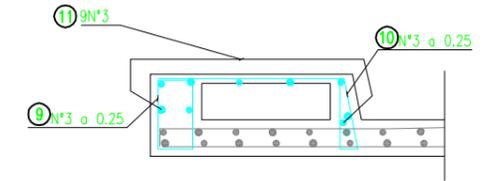
DISEÑO ESTRUCTURAL ARMADO TABLERO PUENTE VILCA

ARMADO
ESCALA: 1/100 A1
ESCALA: 1/200 A3

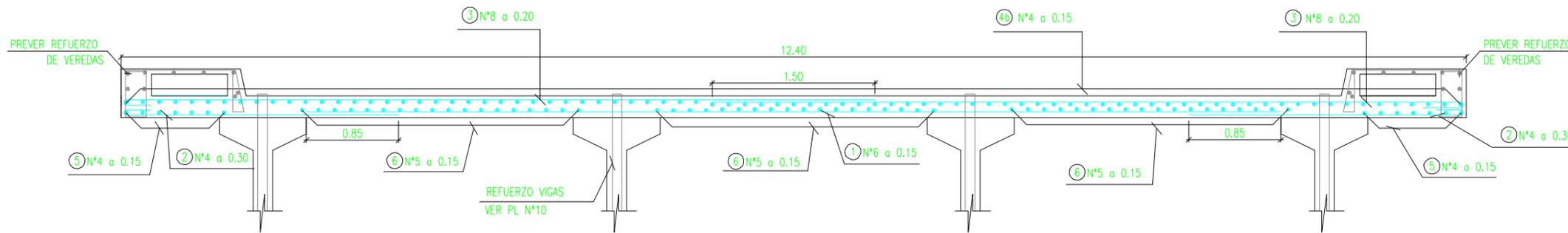


SECCION ARMADO VEREDA

ESCALA: 1/20 A1
ESCALA: 1/40 A3



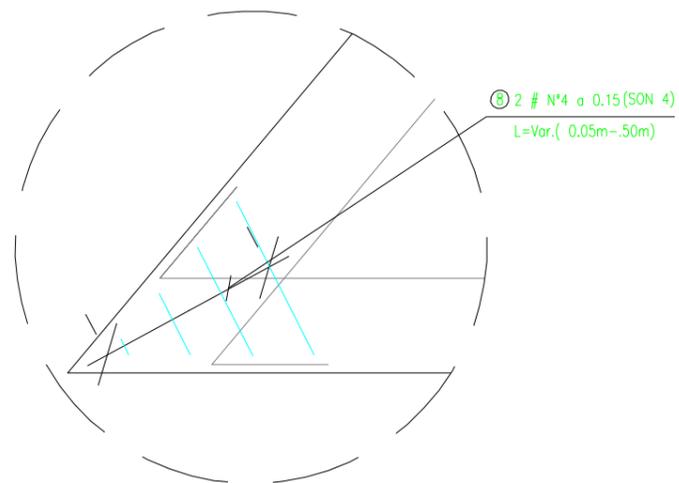
ARMADO
ESCALA: 1/25 A1
ESCALA: 1/50 A3



NOTA:
ALTERNAR TRASLAPOS DE LAS BARRAS

DETALLE 1 REFUERZO ESQUINAS

ESCALA: 1/50 A1
ESCALA: 1/100 A3



DESPIECE TABLERO

POSIC.	N°	N° PIEZAS	LONGITUD PARCIAL (m)	FORMA L=(cm)	LONGITUD TOTAL (m)	PESO kg/m	PESO kg	TOTAL	M3
1	6	275	9.00	900	2475.00	2.25	5568.75	27640.34 Kg 115.50 m3	
2	4	274	2.80	255	767.20	1.00	767.20		
3	8	414	7.45	695	3084.30	4.00	12337.20		
4a	4	332	9.00	900	2988.00	1.00	2988.00		
4b	4	83	7.15	715	593.45	1.00	593.45		
5	4	56	9.00	900	504.00	1.00	504.00		
5b	4	14	7.30	730	102.20	1.00	102.20		
6	5	216	9.00	900	1944.00	1.56	3037.50		
6a	5	56	7.30	730	386.10	1.56	603.28		
7	4	83	1.00	20 10 20	83.00	1.00	83.00		
8	4	16	0.28	5-50	4.40	1.00	4.40		
7	3	332	1.36	20 10 38	730.40	0.56	410.85		
9	3	332	1.83	20 100 35 38	607.56	0.56	341.75		
10	3	90	9.00	900 10	810.00	0.56	455.63		

CONCRETOS	
ELEMENTO	TIPO
VIGAS I	f'c = 350 Kg/cm ² (35 MPa)
TABLERO-DIAFRAGMA	f'c = 280 Kg/cm ² (28 MPa)
ESTRIBOS,ALETAS,VEREDA	f'c = 210 Kg/cm ² (21 MPa)
LIMPIEZA	f'c = 145 Kg/cm ² (14.5 MPa)
LOSA DE APROXIMACION	f'c = 210 Kg/cm ² (21 MPa)

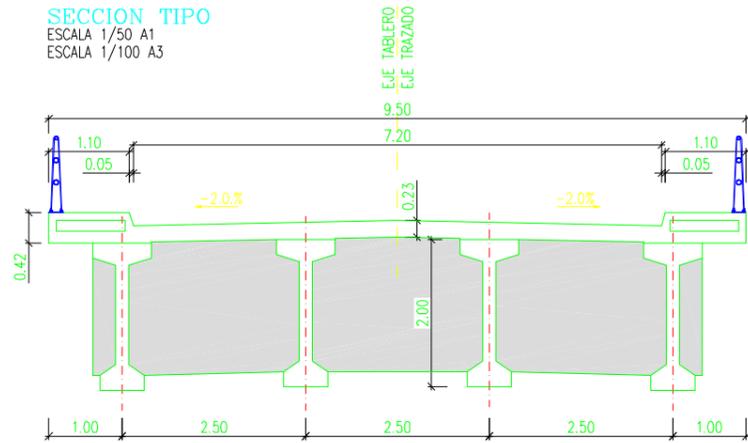
ACEROS	
TIPO	RESISTENCIA
ACERO PARA ARMAR GRADO 60	f _y = 4200 Kg/cm ² (420 MPa)
ACERO DE PRESFUERZO BAJA RELAJACION	f _{pu} = 18230 Kg/cm ² (1860 Mpa) f _{py} = 16400 Kg/cm ² (1674 MPa)

*DE ACUERDO CON LA CLASIFICACIÓN ASTM.
RECUBRIMIENTOS:
REFUERZO SUPERIOR : 50mm
REFUERZO INFERIOR : 25mm

ANEXO IX
DISEÑO ESTRUCTURAL DETALLE DIAFRAGMA PUENTE
VILCA

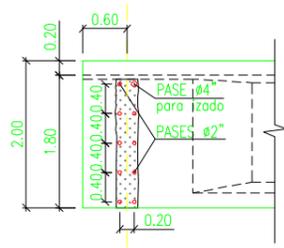
SECCION TIPO

ESCALA 1/50 A1
ESCALA 1/100 A3



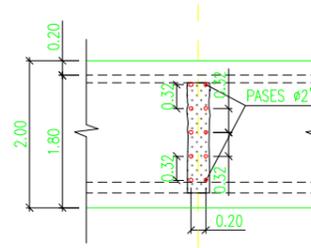
DETALLE DIAFRAGMA EN APOYO

ESCALA 1/50 A1
ESCALA 1/100 A3



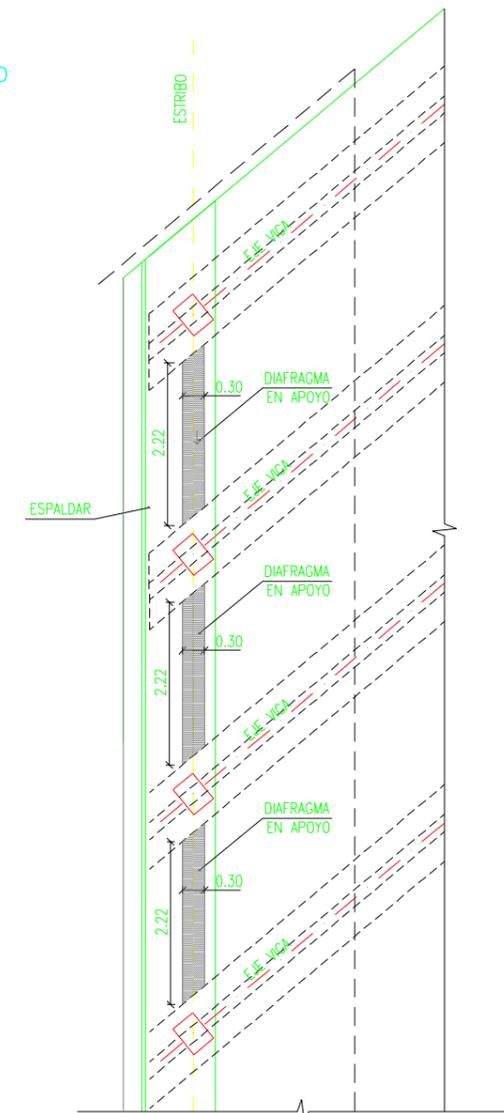
DETALLE DIAFRAGMA INTERMADIO

ESCALA 1/50 A1
ESCALA 1/100 A3



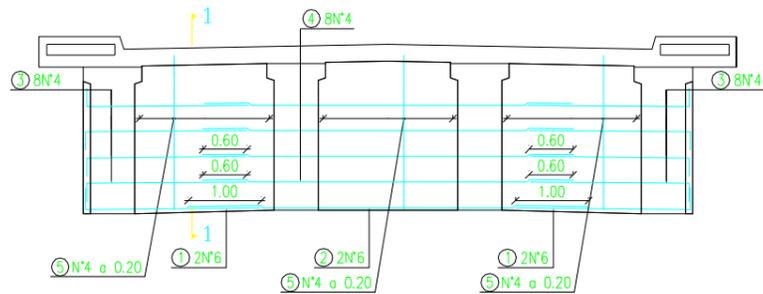
DETALLE PLANTA DIAFRAGMA APOYO

ESCALA 1/50 A1
ESCALA 1/100 A3



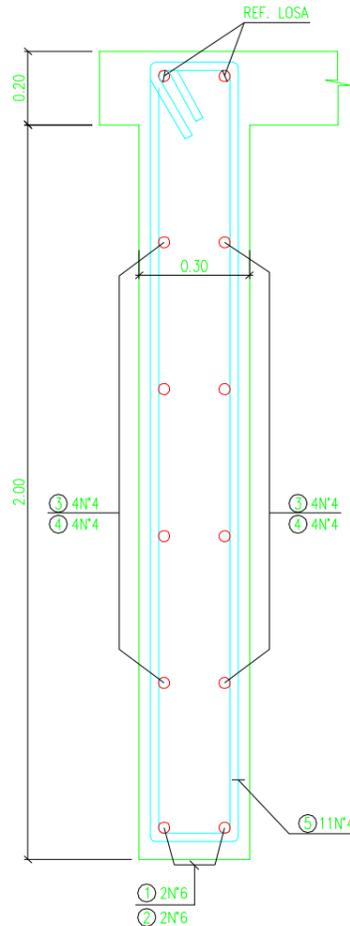
DIAFRAGMA EN APOYO

ESCALA 1/50 A1
ESCALA 1/100 A3



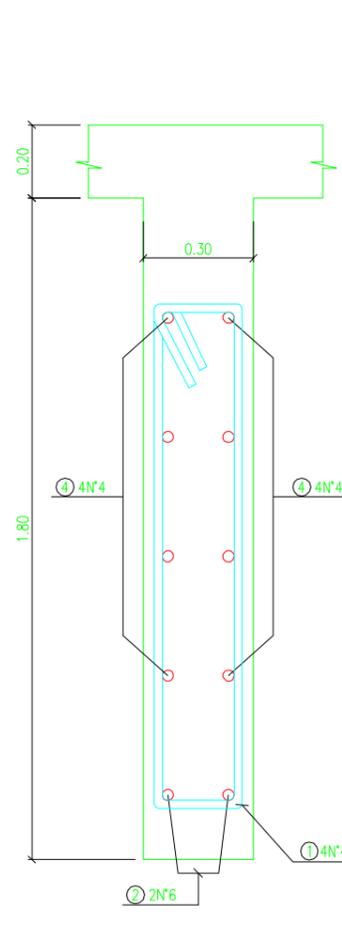
CORTE 1-1

ESCALA 1/10 A1
ESCALA 1/20 A3



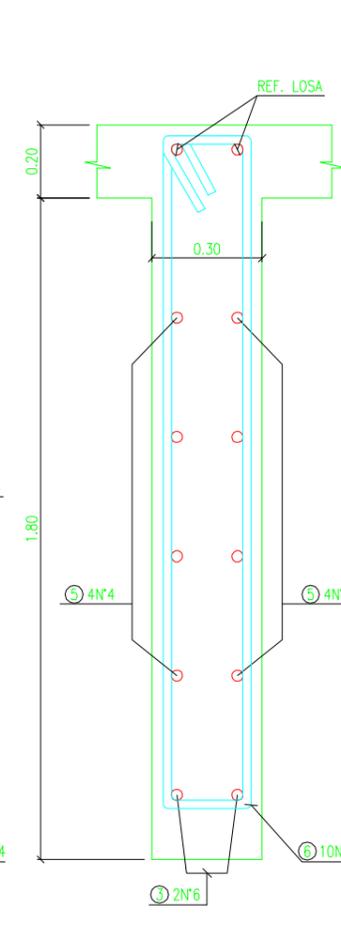
CORTE 2-2

ESCALA 1/10 A1
ESCALA 1/20 A3



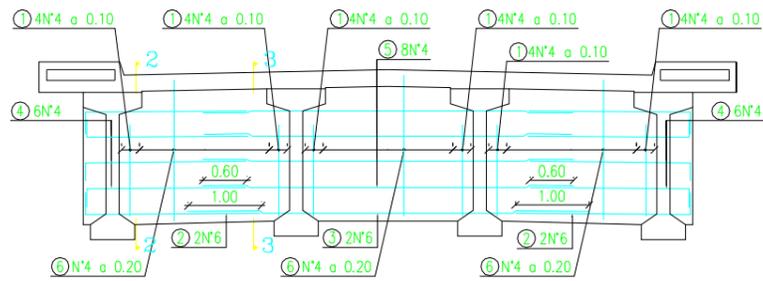
CORTE 3-3

ESCALA 1/10 A1
ESCALA 1/20 A3



DIAFRAGMA EN VANO

ESCALA 1/50 A1
ESCALA 1/100 A3



DESPIECE RIOSTRA EN APOYO

POSIC.	N°	N° PIEZAS	LONGITUD PARCIAL (m)	FORMA L=(cm)	LONGITUD TOTAL (m)	PESO kg/m	PESO kg	TOTAL	CONCRETO
1	6	4	2.75	35 240	11.00	2.25	24.75	264.50kg*2 = 529.00kg	3.51m³*2 = 7.02m³
2	6	2	7.900	790	15.80	2.25	35.55		
3	4	16	2.65	25 240	39.20	1.00	39.20		
4	4	8	7.10	710	56.80	1.00	56.80		
5	4	21	5.00	210 210	105.00	1.00	105.00		

DESPIECE RIOSTRA EN VANO

POSIC.	N°	N° PIEZAS	LONGITUD PARCIAL (m)	FORMA L=(cm)	LONGITUD TOTAL (m)	PESO kg/m	PESO kg	TOTAL	CONCRETO
1	4	24	3.30	125 20 125	79.20	1.00	79.20	300.70kg*2 = 601.40kg	3.89m³*2 = 7.78m³
2	6	4	2.75	35 240	11.00	2.25	24.75		
3	6	2	5.50	550	11.00	2.25	24.75		
4	4	16	2.45	25 220	39.20	1.00	39.20		
5	4	8	5.05	505	40.40	1.00	40.40		
6	4	21	4.40	180 20 180	92.40	1.00	92.40		

CONCRETOS	
ELEMENTO	TIPO
VIGAS I	f'c = 350 Kg/cm² (35 MPa)
TABLERO-DIAFRAGMA	f'c = 280 Kg/cm² (28 MPa)
ESTRIBOS,ALETAS,VEREDA	f'c = 210 Kg/cm² (21 MPa)
LIMPIEZA	f'c = 145 Kg/cm² (14.5 MPa)
LOSA DE APROXIMACION	f'c = 210 Kg/cm² (21 MPa)

ACEROS	
TIPO	RESISTENCIA
ACERO PARA ARMAR GRADO 60	fy= 4200 Kg/cm² (420 MPa)
*ACERO DE PRESFUERZO BAJA RELAJACION	fpu= 18230 Kg/cm² (1860 Mpa) fpy= 16400 Kg/cm² (1674 Mpa)

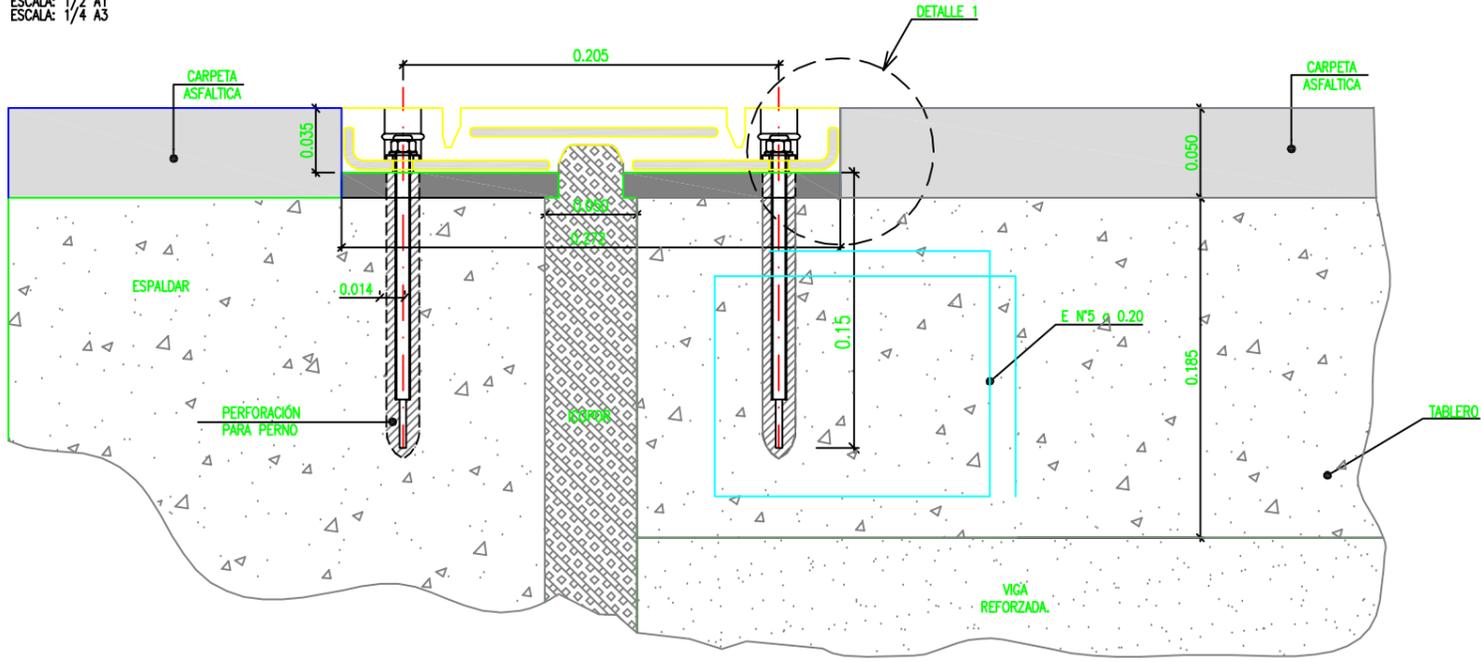
*DE ACUERDO CON LA CLASIFICACION ASTM.
RECUBRIMIENTOS:
REFUERZO PRINCIPAL : 50mm

ANEXO X

DISEÑO ESTRUCTURAL BARANDA JUNTA: PUENTE VILCA

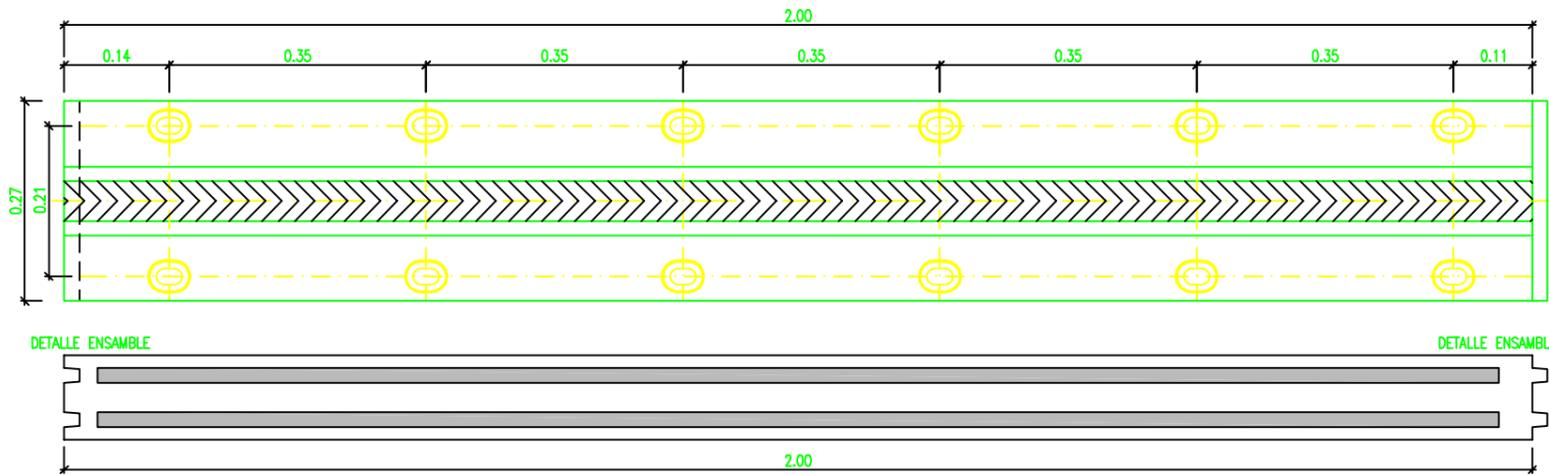
DETALLE JUNTA T-40

ALZADO
 ESCALA: 1/2 A1
 ESCALA: 1/4 A3



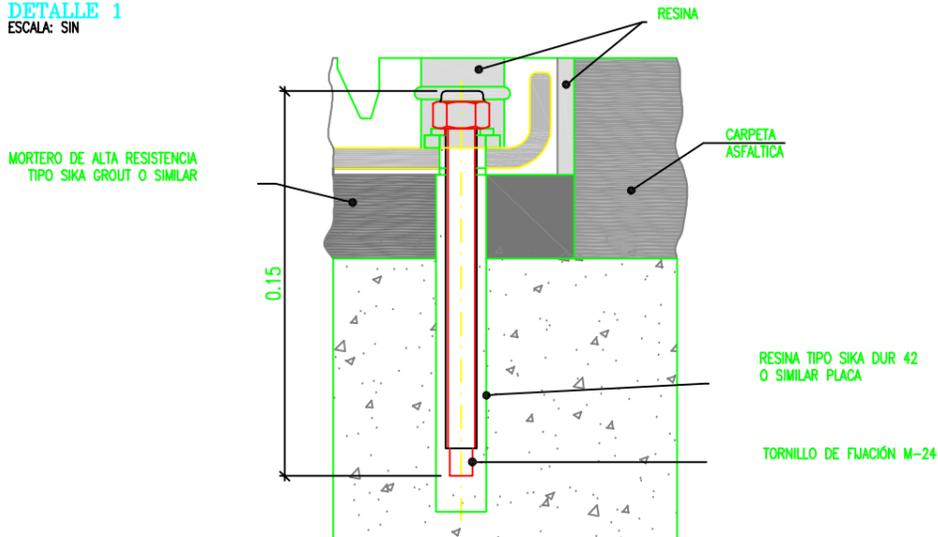
PLANTA JUNTA T-40

ESCALA: 1/5 A1
 ESCALA: 1/10 A3



DETALLE 1

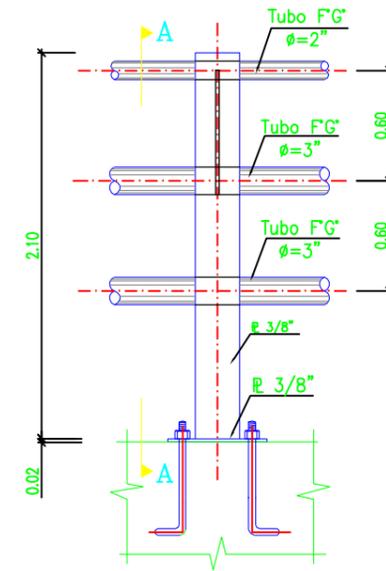
ESCALA: SIN



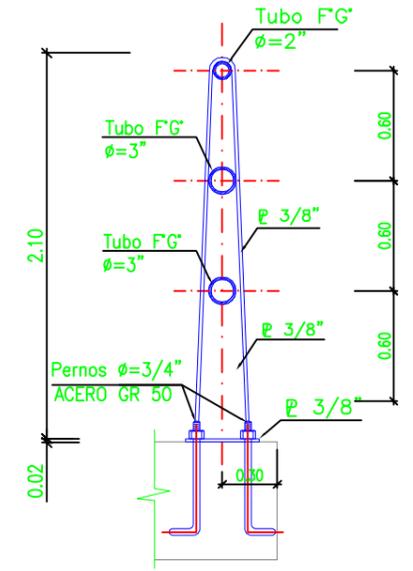
DETALLE BARANDA

ALZADO
 ESCALA: 1/20 A1
 ESCALA: 1/40 A3

ALZADO



SECCION A-A



NOTA:
 ANTES Y DESPUES DEL PUENTE SE PROYECTA UN SISTEMA DE CONTENCION DE VEHICULOS TIPO BARRERA DE SEGURIDAD QUE CUMPLA CON LAS ESPECIFICACIONES DE LA DIRECTIVA N° 007-2008-MTC/02. EL CUAL SE DETALLA EN EL ESTUDIO DE SEÑALIZACION Y SEGURIDAD VIAL.

CONCRETOS	
ELEMENTO	TIPO
VIGAS I	f'c = 350 Kg/cm ² (35 MPa)
TABLERO-DIAFRAGMA	f'c = 280 Kg/cm ² (28 MPa)
ESTRIBOS,ALETAS,VEREDA	f'c = 210 Kg/cm ² (21 MPa)
LIMPIEZA	f'c = 145 Kg/cm ² (14.5 MPa)
LOSA DE APROXIMACION	f'c = 210 Kg/cm ² (21 MPa)

ACEROS	
TIPO	RESISTENCIA
ACERO PARA ARMAR GRADO 60	fy= 4200 Kg/cm ² (420 MPa)
*ACERO DE PRESFUERZO BAJA RELAJACION	fpu= 18230 Kg/cm ² (1860 Mpa) fpy= 16400 Kg/cm ² (1674 Mpa)

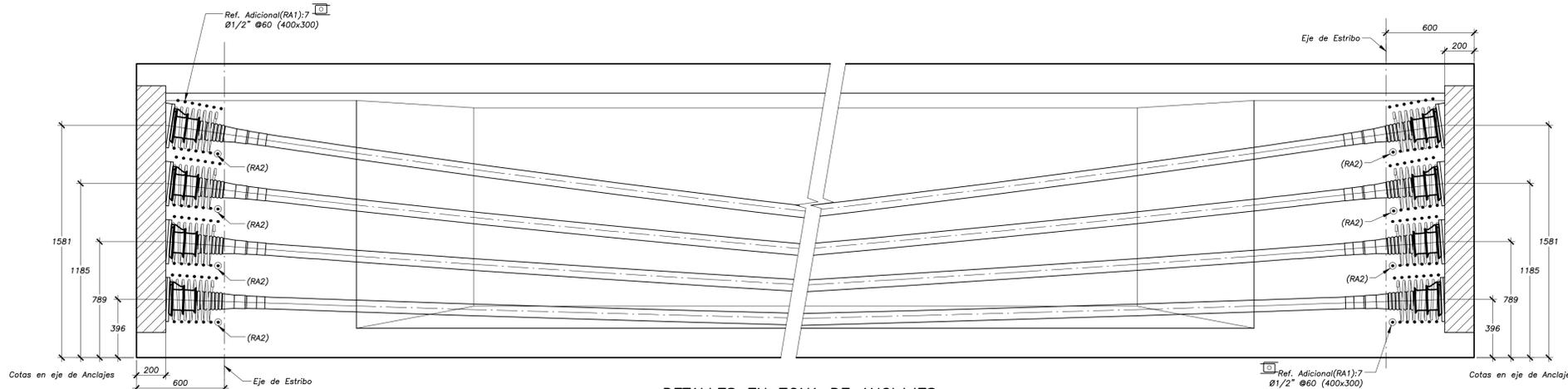
*DE ACUERDO CON LA CLASIFICACION ASTM.
 RECUBRIMIENTOS:
 REFUERZO PRINCIPAL : 50mm

ANEXO XI

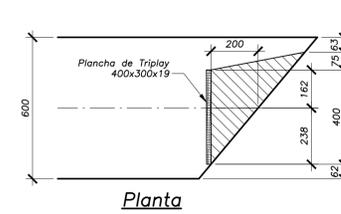
**DETALLES CONSTRUCTIVOS VIGA POST-TENSADA: PUENTE
VILCA**

ANEXO XII

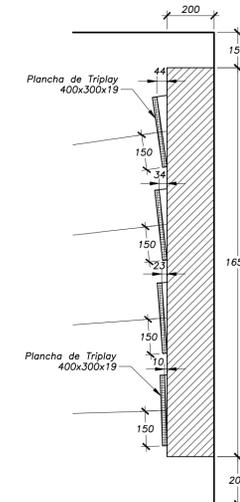
**DETALLES EN ZONA DE ANCLAJES Y ESPECIFICACIONES
TÉCNICAS: PUENTE VILCA**



DETALLES EN ZONA DE ANCLAJES
(Elevación)
(Esc: 1/20)

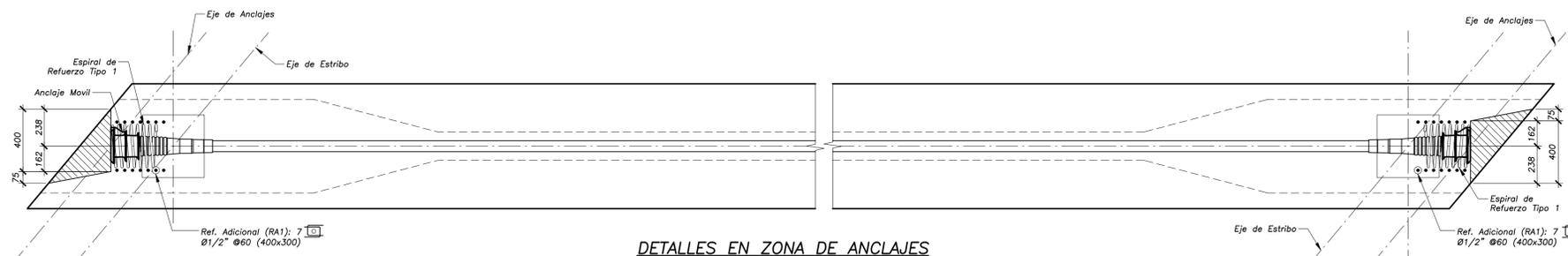


Planta

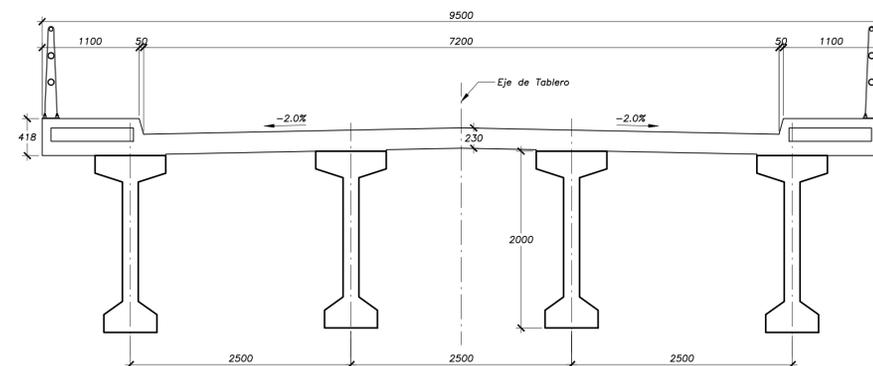


Elevación

DETALLE CAJUELA DE TENSADO
(Esc: 1/15)



DETALLES EN ZONA DE ANCLAJES
(Planta)
(Esc: 1/20)



SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE
(ESC: 1/40)

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- CONCRETO:
 - En Vigas: $f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$
 - En la transferencia: $f'ci = 280 \text{ Kg/cm}^2$
 - ACERO DE PRETENSAR:
 - ASTM A-416 GRADO 270K Baja Relajación, $Fpu=18900 \text{ Kg/cm}^2$
 - Díametro Nominal de 0.6" (Acero Adherido)
 - TENDONES:
 - Sistema de Postensado: DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL - Multitorón
 - Ducto corrugado metálico: exterior 80mm. (Ampliación del Puente)
 - Coefficientes de Fricción: $u=0.19/\text{rad}$; $k=0.001/\text{m}$
 - Area del Gato G1 (HOZ 3000): 508.9 cm^2 (Rozamiento interno 1.5%)
 - Area del Gato G2 (TENZA M-260Mp): 549.78 cm^2 (Rozamiento interno 3%)
 - ACERO DE REFUERZO:
 - $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 - Los ductos deberán sujetarse a la armadura con barras de soporte de $\# 1/2"$
 - Espiral Tipo 1: Diámetro= 28cm, paso 5cm, Longitud= 1/2 varilla de F#1/2"
 - INYECCION DE DUCTOS:
 - 5 galones de agua por bolsa de cemento (Portland Tipo I) + 2% de Aditivo expansivo Inyecplast o similar.
 - ADITIVOS PARA EL CONCRETO:
 - No se usarán aditivos a base de cloruros u otros componentes que afecten al acero de pretensar.
- NOTA: - En el plano las familias 1, 2 y 3 son equivalentes a los tendones T1, T2 y T3.
- Los perfiles de los tendones corresponden a rectas y curvas parabólicas de 2° grado.
- El Acero de Refuerzo en Zona General de anclajes ya se encuentra en el Plano de Proyecto.

ETAPAS DE TENSADO

- EL TESADO SE REALIZARÁ EN 2 ETAPAS:
- ETAPA 1**
SE TESARÁN LOS TENDONES T1 Y T2 POR UN EXTREMO Y SE RETENSARÁN DESDE EL OPUESTO CUANDO EL CONCRETO HAYA ALCANZADO UNA RESISTENCIA CARACTERÍSTICA A COMPRESIÓN IGUAL O SUPERIOR DE 280 kg/cm^2 .
- ETAPA 2**
SE TESARÁN LOS TENDONES T1 Y T2 POR UN EXTREMO Y SE RETENSARÁN DESDE EL OPUESTO CUANDO EL CONCRETO DEL TABLERO HAYA ALCANZADO UNA RESISTENCIA CARACTERÍSTICA A COMPRESIÓN SUPERIOR DE 280 kg/cm^2 , Y LAS VIGAS SUPERIOR A 350 kg/cm^2

CUADRO DE TENSADO

ELEMENTO	N° DE VIGAS	TENDON	N° Torones por tendón	Fuerza del Tendón en el Gato (TON)	Fuerza del Tendón en el Gato (KN)	Esfuerzo en el Tendón (%fpu) en Gato	Presión Manométrica Gato: HOZ 1700		Presión Manométrica Gato: HOZ 3000		Presión Manométrica Gato: TENSA 260		Longitud Promedio (m)	Alargamiento (+7%) (mm)
							(Bar)	(PSI)	(Bar)	(PSI)	(Bar)	(PSI)		
FAMILIA T1	4	T1	12 Ø0.6"	244.49	2396.01	77.0%	815	11878	478	6966	449	6544	41.200	280
FAMILIA T2		T2	12 Ø0.6"	244.49	2396.01	77.0%	815	11878	478	6966	449	6544	41.200	278
FAMILIA T3		T3	12 Ø0.6"	244.49	2396.01	77.0%	815	11878	478	6966	449	6544	41.200	276
FAMILIA T4		T4	12 Ø0.6"	244.49	2396.01	77.0%	815	11878	478	6966	449	6544	41.200	274

NOTA: El Sistema de Postensado y los detalles mostrados en estos planos están en concordancia con las especificaciones y planos del contrato. No se ha verificado el diseño estructural completo y no se acepta ninguna responsabilidad por el diseño estructural.

N°	FECHA	REV.	DESCRIPCION DE EMISION
2	18/07/11	CSR DCP	MODIFICADO PARA APROBACIÓN
1	10/07/11	CSR DCP	PARA APROBACIÓN

CONTRATISTA :
COSORCIO CHANCAY - ACOS S.A.

PROYECTO :
PUENTE VILCA
HUARAL ACOS - LIMA

PLANO :
DETALLES EN ZONA DE ANCLAJES Y ESPECIFICACIONES TECNICAS

ESPECIALISTAS :
ING. DINA CARRILLO - ING. CARLOS SAMANEZ

Hecho por:
Ing. Luis Villena S. - Enrique Roque R. Adolfo Sales A.

PROYECTO N :
SC-0310-11

PLANO N :
P-2/2

ANEXO XIII

**PROCEDIMIENTO DE INSTALACIÓN DEL FALSO PUENTE
METÁLICO E-102: PUENTE VILCA**

ANEXO XIV

**PROCEDIMIENTO DE INSTALACIÓN DEL FALSO PUENTE
METÁLICO E-201: PUENTE VILCA**

