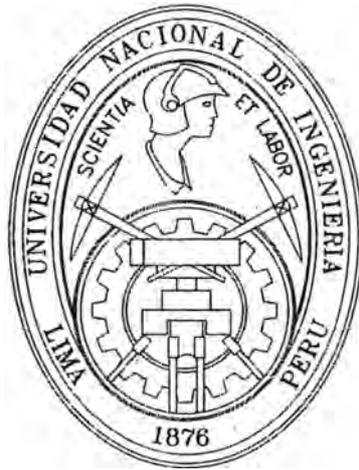


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Ingeniería Civil



PILOTES EXCAVADOS PARA CIMENTACIONES PROFUNDAS
APLICACIÓN PUENTE IGNACIO ESCUDERO
ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de
INGENIERO CIVIL

ERIC NICOLAS HERRERA ANGULO

Lima - Perú

2007

**PILOTES EXCAVADOS PARA CIMENTACIONES PROFUNDAS –
APLICACIÓN PUENTE IGNACIO ESCUDERO –
ASPECTOS CONSTRUCTIVOS**

	Pág.
INDICE	1
LISTA DE CUADROS	4
LISTA DE FIGURAS	4
LISTA DE FOTOGRAFIAS	4
RESUMEN	6
INTRODUCCION	8
CAP. I CONSIDERACIONES GENERALES	10
1.1 ANTECEDENTES	10
1.2 JUSTIFICACION	12
1.3 OBJETIVOS DEL ESTUDIO	13
1.3.1 OBJETIVO GENERAL	13
1.3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS	13
1.4 ALCANCE	13
CAP. II METODOS PARA LA EXCAVACIÓN.	14
2.1 EXCAVACION EN SECO	15
2.2 EXCAVACION CON PRESENCIA DE AGUA	20
2.2.1 EXCAVACION SOBRE UN ESPEJO DE AGUA	20
2.2.2 EXCAVACION CON PRESENCIA DE NIVEL FREATICO	22
CAP. III EQUIPOS PARA LA EXCAVACIÓN.	36
3.1 EQUIPO PARA EXCAVACION EN SUELOS	36
3.1.1 TIPOS DE ACOPLER EN EQUIPOS DE EXCAVACION POR CORTE	39
3.2 EQUIPOS PARA EXCAVACION EN ROCA	43
3.2.1 TIPOS DE ACOPLER EN EQUIPOS DE EXCAVACION POR ABRASION	43
3.2.2 MAQUINAS PARA PERFORACION EN ROCA	48
CAP. IV VÍAS DE ACCESO Y COMUNICACIONES.	52
4.1 ORIGEN DEL PROYECTO “PUENTE IGNACIO ESCUDERO”	52
4.2 ALCANCES DEL PROYECTO BINACIONALPERU-ECUADOR	53

4.3	DESCRIPCION DE LAS OBRAS PARA EL PUENTE IGNACIO ESCUDERO	54
4.3.1	SITUACION ACTUAL Y ACCESOS EXISTENTES	54
4.3.2	DEFINICION DEL PROYECTO Y ACCESOS PROYECTADOS	55
4.3.3	DISEÑO GEOMETRICO	55
4.4	CARACTERISTICAS HIDROLOGICAS DE LA CUENCA	57
4.5	PROBLEMÁTICA DE LA ZONA	57
CAP. V PLANIFICACION Y PROGRAMACION DE OBRA.		60
CAP. VI ESPECIFICACIONES TECNICAS Y EJECUCIÓN DE LA OBRA.		65
6.1	ESPECIFICACIONES TECNICAS	65
6.1.1	TOPOGRAFIA Y GEOREFERENCIACION	65
6.1.2	PLATAFORMA DE TRABAJO PARA PILOTAJE	71
6.1.3	MOVILIZACION, INSTALACION Y MONTAJE DE EQUIPOS	71
6.1.4	EXCAVACION DE PILOTES	72
6.1.5	CORTE DE CABEZALES	78
6.1.6	PRUEBA DE INTEGRIDAD DE LOS PILOTES	79
6.1.7	EXCAVACION DE ESTRUCTURAS	80
6.1.8	RELLENO DE ESTRUCTURAS CON MATERIAL PROPIO, RELLENO DE ESTRUCTURAS CON MATERIAL DE PRÉSTAMO, RELLENO DE ESTRUCTURAS CON MATERIAL PROPIO	84
6.1.9	ACERO DE REFUERZO $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	86
6.1.10	CONCRETO $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$, CONCRETO $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ BAJO AGUA, CONCRETO $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ EN SECO	94
6.2	SISTEMA CONSTRUCTIVO	124
6.2.1	EXCAVACION EN SUELO	124
6.2.2	EXCAVACION EN ROCA	125
6.3	PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS	127
6.3.1	MOVILIZACION E INSTALACION DE EQUIPOS	127
6.3.2	TRAZO Y REPLANTEO	127
6.3.3	EXCAVACION DE PILOTES	129
6.3.4	COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO	130
6.3.5	VACIADO DE CONCRETO	134
6.3.6	DESCABEZADO DE PILOTES	137
6.4	PREPARACIÓN DE LA PLATAFORMA DE TRABAJO	138
6.4.1	EXCAVACION A NIVEL DEL TERRENO NATURAL	138

6.4.2	EXCAVACION SOBRE UN ESPEJO DE AGUA	139
-------	------------------------------------	-----

CAP. VII	PRUEBAS DE CAMPO	141
-----------------	-------------------------	------------

7.1	PRUEBAS DE CARGA	141
-----	------------------	-----

7.1.1	PRUEBAS DE CARGA ESTATICA (Static Load Test)	142
-------	--	-----

7.1.2	PRUEBA DE CARGA SEMIESTATICO STATNAMIC	143
-------	--	-----

7.1.3	PRUEBA DE CARGA CON CELULA DE OSTERBERG	145
-------	---	-----

7.1.4	PRUEBAS DINAMICAS	146
-------	-------------------	-----

7.2	PRUEBAS DE INTEGRIDAD	149
-----	-----------------------	-----

7.2.1	ENSAYOS SONICOS DE INTEGRIDAD MEDIANTE MARTILLO DE MANO	149
-------	---	-----

7.2.2	ENSAYOS ULTRASONICOS CROSS-HOLE	151
-------	---------------------------------	-----

	CONCLUSIONES	155
--	---------------------	------------

	RECOMENDACIONES	156
--	------------------------	------------

	BIBLIOGRAFIA	157
--	---------------------	------------

	ANEXOS	159
--	---------------	------------

- PLANO DE UBICACIÓN
- PLANOS DEL PROYECTO DE CIMENTACION PROFUNDA POR PILOTES EXCAVADOS: "PUENTE IGNACIO ESCUDERO"

LISTA DE CUADROS

- Cuadro V-1: Duración de actividades con cuadrillas unitarias.
Cuadro V-2: Duración de actividades con un primer reajuste.
Cuadro V-3: Programación de obra con un primer reajuste.
Cuadro V-4: Duración de actividades con doble turno para excavación de pilotes.
Cuadro V-5: Programación de obra con doble turno para excavación de pilotes.

LISTA DE FIGURAS

- Figura II-1: Tipos de ensanche de pilotes según su ámbito de aplicación.
Figura II-2: Proceso de excavación en seco para pilotes.
Figura II-3: Proceso de excavación en seco para pilotes.
Figura III-1: Tipos de coronas impregnadas.
Figura III-2: Tipos de coronas de widia.
Figura III-2: Tipos de trépanos de perforación.
Figura VII-1: Prueba de Carga Lateral.
Figura VII-2: Prueba estática de carga.
Figura VII-3: Descripción del equipo Statnamic y etapas del ensayo.
Figura VII-4: Descripción de la prueba de carga con Células de Osterberg.
Figura VII-5: Descripción del Ensayo Sónico.

LISTA DE FOTOGRAFÍAS

- Fotografía II-1: Cabeza de perforación para materiales finos.
Fotografía II-2: Cabeza de perforación con limpiador de detritus.
Fotografía II-3: Proceso de excavación de Pilotes en Agua.
Fotografía II-4: Plataforma de excavación para Pilotes en Agua.
Fotografía II-5: Plataforma de pilotaje utilizando el método de "Dewatering".
Fotografía II-6: Excavación con entubación perdida.
Fotografía II-7: Excavación con entubación recuperable.
Fotografía II-8: Embudo de Marsh.
Fotografía III-1: Equipo de perforación por rotación.
Fotografía III-2: Equipo de perforación por rotación acoplado a una grúa.
Fotografía III-3: Equipo en pleno proceso de perforación.

- Fotografía III-4: Hélice de perforación.
- Fotografía III-5: Equipo con barrena continua.
- Fotografía III-6: Cabeza de perforación con limpiador de detritus.
- Fotografía III-7: Cuchara de extracción.
- Fotografía III-8: Acople vibratorio para entubar.
- Fotografía III-9: Acople de varios trépanos.
- Fotografía III-10: Equipo de perforación Drill Tech.
- Fotografía III-11: Equipo de perforación Drill Tech iniciando la excavación.
- Fotografía III-12: Equipo de perforación Drill Tech en proceso de excavación.
- Fotografía VI-1: Equipo de perforación para suelos.
- Fotografía VI-2: Equipo de perforación para roca.
- Fotografía VI-3: Trazo y replanteo.
- Fotografía VI-4: Fabricación de discos para separadores de refuerzo de corte o “sunchos”.
- Fotografía VI-5: Disposición de los separadores en el refuerzo.
- Fotografía VI-6: Armado de las canastillas de acero de refuerzo.
- Fotografía VI-7: Maniobras de izaje para la colocación del acero de refuerzo al interior de la excavación del pilote.
- Fotografía VI-8: Colocación de la armadura de acero en el concreto fresco.
- Fotografía VI-9: Conjunto de accesorios para el vaciado. Campana y tubería “Tremie”.
- Fotografía VI-10: Proceso vaciado en donde se va retirando la tubería “Tremie”.
- Fotografía VI-11: Proceso vaciado de concreto.
- Fotografía VI-12: Proceso vaciado de concreto.
- Fotografía VI-13: Proceso de descabezado de pilotes con la ayuda de martillos neumáticos.
- Fotografía VI-14: Plataforma de excavación de Pilotes sobre terreno natural.
- Fotografía VI-15: Plataforma de excavación de Pilotes en Agua.
- Fotografía VII-1: Ensayo Dinámico.
- Fotografía VII-2: Instalación de sensores.
- Fotografía VII-3: Ensayo Sónico.
- Fotografía VII-4: Distribución de los tubos sónicos dentro del pilote.
- Fotografía VII-5: Instalación del sensor - Emisor.
- Fotografía VII-6: Instalación del sensor – Receptor.

RESUMEN

El presente informe trata de los aspectos constructivos de las cimentaciones profundas por pilotes excavados, relacionados al proyecto de ejecución del puente "Ignacio Escudero", ubicado en la carretera Eje Vial N° 01- Progresiva PK 1043+000, departamento de Piura.

El Eje Vial N° 01 corresponde a un tramo de la carretera que une los departamentos de Piura y Guayaquil en el Perú y Ecuador respectivamente, en cuyo emplazamiento actual se puede encontrar la intermitencia de varias quebradas muchas de las cuales están secas y no presentan escorrentía superficial. Sin embargo debido al Fenómeno de El Niño en las últimas dos décadas se ha producido el colapso de la vía en dichas quebradas las cuales, a pesar de contar con alcantarillas para permitir el paso de la escorrentía en varios tramos, fueron arrasadas por las máximas avenidas producidas en los acontecimientos de 1983 y 1998.

En razón de ello el proyecto general contempla la intervención del Eje Vial en varias quebradas. Una de estas quebradas se denomina "Ignacio Escudero" y en donde se proyecta la construcción de un puente de concreto armado de 250 metros de luz. La cimentación está sobre zapatas apoyadas en pilotes excavados sobre el lecho de la quebrada seca, así también como los dos estribos con sus respectivas losas de aproximación a ambos extremos del puente.

Los aspectos constructivos de pilotes excavados para cimentaciones profundas aplicados al Puente Ignacio Escudero se dividen en siete capítulos. El primer Capítulo incluye los antecedentes, generalidades y la justificación del presente estudio.

El Capítulo II, describe algunos métodos de excavación utilizados para la construcción de los pilotes.

El Capítulo III, presenta la información relacionada al equipo que utiliza la excavación y/o perforación en suelos para la cimentación de los pilotes.

El Capítulo IV, menciona aspectos relacionados a las vías de acceso y comunicación, disponibles para la obra. Además sustenta la importancia de la vía por los índices de circulación de vehículos, por aspectos económicos y comerciales que representa el proyecto integral.

El Capítulo V, desarrolla el cronograma de la obra para la cimentación profunda, basada en los rendimientos considerados en cada partida que conforma la etapa de cimentación de los pilotes excavados.

El Capítulo VI, trata de los aspectos de planificación y ejecución de la obra, explicando el sistema y proceso constructivo. Desarrolla las especificaciones técnicas a nivel de ejecución de obra. Además menciona las consideraciones a tener en cuenta en la preparación de la plataforma de trabajo, ya sea trabajando en seco o en presencia de agua.

El Capítulo VII, menciona las pruebas de campo para el control de calidad y aceptación del proceso constructivo, incidiendo en las pruebas de carga que se realizan sobre los pilotes excavados, luego del vaciado a nivel de cimentación.

Finalmente se presentan las conclusiones y recomendaciones, que surgen del análisis y aplicabilidad del proceso constructivo de cimentaciones profundas por pilotes excavados.

Cada capítulo cuenta con fotografías que permiten una mayor objetividad de los aspectos tratados en el presente informe de ingeniería; por último, se incluye el anexo con planos de ubicación del proyecto y detalles del mismo.

INTRODUCCION

En nuestro medio no se cuenta con mucha información sobre este tipo de proceso constructivo, así como de experiencia, debido a que su utilización es reciente en los proyectos.

Es importante resaltar que el desarrollo en proyectos de inversión ha crecido en los últimos años, y se requiere de mejor conocimiento en procesos constructivos adaptados a proyectos de gran envergadura; especialmente cuando la transmisión de cargas son importantes y los terrenos de fundación requieren ser evaluados a profundidades.

Tales son los casos de los proyectos recientes que han considerado el uso de pilotes excavados como el proyecto "Puente El Rubio" en el departamento de Tumbes y los puentes colgantes más grandes del Perú, el Puente Aguaytia y el puente Billingurst.

Se elige el presente tema debido a que los pilotes excavados han sido una solución fundamental en la cimentación de algunos puentes importantes construidos en el Perú. Es necesario conocer a fondo los alcances y las limitaciones de este tipo de pilotes en la cimentación de los puentes. Es importante reconocer que los pilotes excavados tienen diferentes efectos sobre los suelos y rocas que los pilotes hincados y que los métodos de diseño para los pilotes hincados no son apropiados para los pilotes excavados, así como los procesos constructivos y equipos para la construcción son totalmente diferentes.

En los Estados Unidos, en los años 1980 y 1990, se realizaron numerosas investigaciones. Muchas de estas investigaciones fue se enfocaron en la colección y análisis de grandes bases de datos de ensayos a escala natural, en el desarrollo de métodos convenientes para desarrollar pruebas de carga, en el perfeccionamiento en métodos por caracterizar, en la incertidumbre de la predicción de resistencia y asentamientos, en adaptaciones de los principios de la mecánica de rocas para el diseño de pilotes excavados, y en el mejoramiento de procedimientos para evaluar la integridad estructural de los pilotes excavados.

A la fecha se han desarrollado manuales modernos. Actualmente El ASSHTO presenta en sus manuales teorías a seguir tanto para el diseño en servicio como para el diseño en cargas últimas (LRFD).

En los últimos años, debido al Fenómeno de El Niño, se han proyectado algunas soluciones ingenieriles que requieren profundidades de cimentación considerables, como el Puente Ignacio Escudero que tendrá una cimentación profunda por pilotes excavados.

CAPITULO I CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 ANTECEDENTES

En la actualidad el proyecto de construcción del puente “Ignacio Escudero” no se ha ejecutado, por lo cual en el presente informe se tratara de los temas relacionados a los procesos constructivos para cimentar pilotes excavados, que podrían ser llevados a cabo teniendo en cuenta que el proyecto contempla un diseño de cimentación por pilotes excavados con diámetro de fuste de un metro en una cantidad total de 64 pilotes distribuidos en 8 pilares, cada pilar a su vez se apoya en 2 zapatas, así como dos estribos cimentados sobre 10 y 15 pilotes excavados respectivamente. En consecuencia el proyecto contempla la construcción de 89 pilotes excavados, lo cual será exclusivamente el tema que a desarrollar en el presente trabajo.

Debido a la construcción de edificaciones de gran envergadura en ciudades como Chicago, Cleveland, Detroit, y Londres, donde las condiciones del terreno consistían en delgadas capas de arcillas sobre depósitos glaciales o manto rocoso se fueron desarrollando de las primeras versiones de las fundaciones de pilotes excavados (Drilled Shaft).

Este tipo de cimentaciones fueron construidas excavando y colocando secciones de paredes permanentes de manera manual para contener el desprendimiento del suelo, sin embargo a medida que las profundidades de excavación eran mayores se hacia mas tediosa la labor por lo cual con el paso del tiempo se fueron desarrollando las primeras máquinas de excavación, quienes pronto suplantaron a los caisones excavados manualmente.

Alrededor de 1908 se puso en practica el primer taladro impulsado eléctricamente capaz de realizar una perforación de $\varnothing=0.3$ m. a una profundidad de 6 a 12 metros. Posteriormente se tiene conocimiento que en San Antonio Texas se empleo una maquina rotatoria que era impulsada por caballos con la finalidad de realizar la perforación sobre suelos arcillosos muy consolidados y a la vez expansivos y así como por una variada estratificación del terreno que compartía estas mismas condiciones, en razón de ello los pilotes excavados

fueron usados para llevar cargas por debajo de los suelos superficiales expansivos.

Antes de la Segunda Guerra Mundial, el desarrollo a gran escala de equipos de excavación (portátiles, tipos perforadores y tipos excavadora) permitieron construcciones mas económicas y rápidas para las cimentaciones por pilotes excavados.

En los últimos años de 1940 y los primeros de 1950, los contratistas en perforación continuaron por introducir técnicas para realizar excavaciones profundas y para cortar roca. Muchos de ellos encontraron que introducir fustes y lodo de perforación en los pozos, un antiguo procesos ya establecido por la industria petrolera, pudieron traspasar suelos permeables debajo del nivel freático y excavar suelos con costos competitivos.

En algunos casos se ha logrado la estabilización de la excavación por medio de la inyección de lechada, o en su defecto por medio del bombeo del agua, deprimido de la napa freática o también por medio del congelamiento del suelo, sin embargo estas técnicas pueden ser caras y no son usualmente requeridas.

En la misma ciudad de Texas se llevo a cabo el primer proyecto planeado para usar pilotes excavados por un departamento de transporte estatal en un proyecto de un puente en el distrito de San Angelo en 1950.

El desarrollo de la terminología de Pilotes Excavados ha sido diferente en muchas partes del mundo. "Drilled Shafts" es el término usado en Texas, mientras "drilled caisson" ó "drilled pier" es más común en el medio oeste de Estados Unidos. "Cast-in-drilled-hole pile" es un término usado en California por Caltrans, y "bored pile" es común fuera de los Estados Unidos. La traducción exacta de bored piles es pilotes excavados, sin embargo todos estos términos describen esencialmente el mismo tipo de cimentación, muchos contratistas prefieren no referirse a los "Drilled Shafts" como "caisones", ya que este término es considerado para cimentaciones excavadas por medio de cámaras neumáticas, los cuales no son pilotes excavados.

Durante el rápido avance de la tecnología de construcción después de la Segunda Guerra Mundial, el desarrollo de las teorías de diseño y técnicas analíticas se fueron quedando rezagadas y es así que en los últimos años de los 1950 y los primeros de los 1960, las computadoras, los métodos analíticos, y las pruebas de carga a escala natural empezaron a producir un mejor entendimiento del comportamiento de los pilotes excavados.

Existen marcadas diferencias en el comportamiento de pilotes excavados y pilotes hincados, no solo por criterios que se tienen para su diseño sino además por los métodos y equipos utilizados para los procesos constructivos y porque su aplicabilidad en términos económicos se sustenta en función a la envergadura de la obra.

1.2 JUSTIFICACIÓN

Teniendo en cuenta que el principal problema en la zona norte del país es combatir los daños causados por el Fenómeno El Niño, el cual en periodos anteriores causo destrozos, haciendo colapsar innumerables puentes y causando inundaciones, se debe tener en cuenta que a fin de mantener una vía estable muy a pesar de los fenómenos nombrados, es que se realiza el proyecto de un puente que se mantenga en servicio y sea capaz de soportar estos fenómenos extremos, los cuales en muchos casos generan efectos de socavación en la sub estructura y disminuyendo la capacidad resistente de la cimentación.

Los pilotes se dan como alternativa de cimentación cuando no es posible hacer una cimentación superficial debido a que los estratos superiores son altamente compresibles y demasiado débiles para soportar la carga transmitida por la superestructura.

En muchos casos se requiere que el pilote alcance grandes longitudes, y los pilotes excavados son concebidos para este propósito; además soportan mucha mayor carga que los pilotes hincados. En base a la experiencia se puede determinar que por cada pilote excavado se necesitarían entre 5 o 6 pilotes hincados.

La ventaja económica de pilotes excavados a menudo ocurre como un resultado del hecho que pilotes excavados profundos pueden instalarse para reemplazar grupos de pilotes hincados, los cuales a su vez obvian la necesidad de una cobertura del pilote.

1.3 OBJETIVOS DEL ESTUDIO

1.3.1 OBJETIVO GENERAL

Presentar la metodología del proceso constructivo de cimentaciones tipo pilotes excavados usados en el país, con aplicación al Puente Ignacio Escudero.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

Evaluar las ventajas y desventajas del empleo de este tipo de cimentación profunda, tanto desde el punto de vista técnico, económico y constructivo.

Es posible demostrar que mediante el empleo de este tipo de pilotes se puede lograr un mejor desempeño en la secuencia y programación de los procesos constructivos debido a la eliminación de cierta incertidumbre que se puede presentar durante la ejecución de una cimentación con otro tipo de pilotes.

1.4 ALCANCE

El presente informe se circunscribe única y exclusivamente a la descripción y exposición de los aspectos constructivos para pilotes excavados para cimentaciones profundas con la aplicación al puente "Ignacio Escudero" ubicado en la zona costera de la ciudad de Piura en el norte del Perú.

CAPITULO II METODOS PARA LA EXCAVACION

De acuerdo a las condiciones de sitio propias de cada proyecto en particular se podrá utilizar un mismo equipo de perforación pero bajo la presencia de agua al nivel de la plataforma de perforación o apoyando el equipo directamente sobre el suelo en donde se efectuara la excavación, es decir sin presencia de agua.

Por otro lado es preciso tener en cuenta que los pilotes excavados por lo general ofrecen su mayor aporte en cuanto a transmisión de cargas a través de la punta de los mismos con relación a su potencial capacidad de carga por fricción.

En ese sentido independientemente del método a seleccionar para la excavación es posible considerar incrementar la capacidad de carga de los pilotes tanto por punta como por fricción lateral en el fuste realizando ensanches en la excavación a través de la sección del pilote ya sea en la base, para lograr incrementar la capacidad de carga por punta, como realizando ensanches en algún sector del fuste para lograr incrementar la capacidad de carga por fricción lateral. En cualquier caso estas posibles variantes en el diseño de la excavación dependerán del tipo de suelo y de sus condiciones de saturación y de la presencia del nivel freático.

Podemos tener las siguientes aplicaciones en función del fuste y punta del pilote:

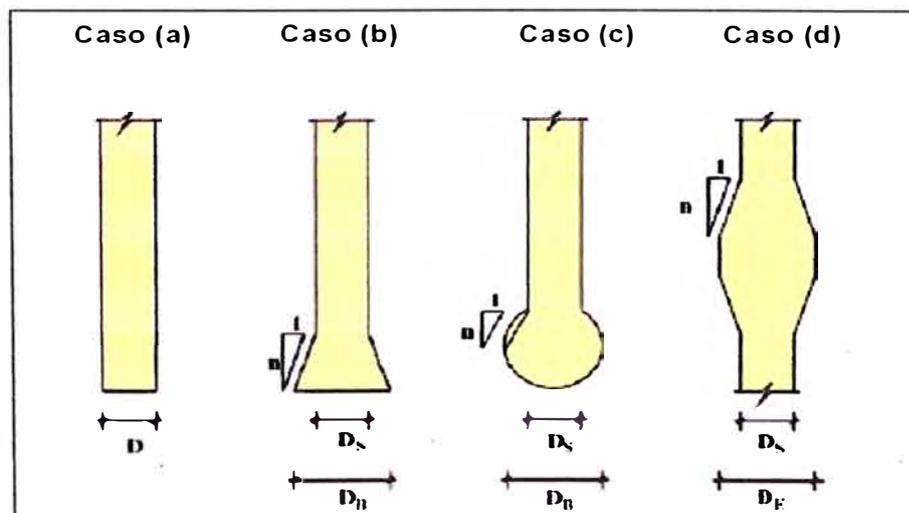


Figura II-1: Tipos de ensanche de pilotes según su ámbito de aplicación.

Caso (a):

La sección transversal del pilote permanece constante a lo largo de toda su longitud. Esto se utiliza cuando existe presencia de arenas poco compactas, arenas uniformes con presencia de nivel freático o arcillas blandas.

Caso (b) y (c):

La base o punta del pilote presenta un ensanche de tipo trapezoidal o un bulbo circular, y en cualquiera de ambos casos se debe tener presente las siguientes relaciones dimensionales de la geometría del pilote en su base:

$$D_B \leq 2xD_S \text{ (para suelos sin cohesión)}$$

$$D_B \leq 3xD_S \text{ (para suelos con cohesión)}$$

Caso (d):

La sección transversal del pilote presenta un ensanche en el fuste en una sección intermedia a lo largo de la longitud del mismo diferente a la base. Esta práctica es posible llevarla a cabo en un estrato de terreno que debe de ser estable así como en un pilote excavado verticalmente. Se debe tener presente además la siguiente relación dimensional:

$$D_E \leq 2xD_S \text{ (para cualquier terreno)}$$

Además para todos los casos en donde se realice alguna variación en la sección del fuste del pilote o en la base del mismo se debe de tener cumplir lo siguiente:

$$n \geq 1.50 \text{ (para suelos con cohesión)}$$

$$n \geq 3.00 \text{ (para suelos sin cohesión)}$$

2.1 EXCAVACION EN SECO

Cuando la excavación a realizar se va a efectuar a nivel de una superficie sin presencia de agua, es decir sin escorrentía superficial o presencia de un espejo de agua intermedio, es factible realizar la ubicación, instalación y montaje del equipo de perforación exactamente sobre el trazo que se tiene para la ubicación del pilote que será excavado.

Ello implica que el equipo se podrá asegurar y/o anclar sobre el terreno y la excavación se podrá ejecutar directamente sobre el suelo sin tener que traspasar un espejo de agua, permitiendo tener una mayor precisión al momento de realizar tanto el trazo como para el proceso mismo de excavación.

Así mismo existe un mejor control en la verticalidad de la excavación debido a la posibilidad de tener el equipo anclado sobre un terreno firme.

Como ámbito de aplicación de este método de excavación podemos mencionar que su aplicabilidad esta sujeta a las siguientes características que se observen en los suelos:

1. Este método se utiliza fundamentalmente en suelos cohesivos, es decir suelos arenosos con presencia de arcillas, suelos arenosos con presencia de limos y arcillas, suelos arcillosos o limo arcillosos y en general en aquellos suelos donde se pueda comprobar su estabilidad durante el proceso de excavación.
2. Como en muchos casos no se puede esperar a tener una estratigrafía del suelo totalmente libre de la presencia de afloramientos de agua durante el proceso de excavación para la cimentación de los pilotes, podemos asumir que se puede considerar como una excavación en seco a aquella que se desarrolle sobre un suelo que presente ligeras filtraciones de agua en el pozo de perforación, y que sean menores que 75 milímetros de agua por hora. Esto es un parámetro practico observado de manera experimental que puede servir como referencia y que puede ser detectado, en algunos casos, durante los ensayos que se realizan durante los estudios geotécnicos del proyecto, siempre y cuando se tome en cuenta este parámetro que normalmente no se estila determinar en un estudio geotécnico formal, pero que sin embargo debido a la experiencia y aporte de contratistas y ejecutores especializados en la ejecución de cimentaciones por pilotes excavados o pozos perforados (como también se le conoce) valdría la pena determinar a priori, a efectos de tener menores incertidumbres antes de ejecutar la obra.

METODO DE EXCAVACION EN SECO CON HELICE EN CABEZAL

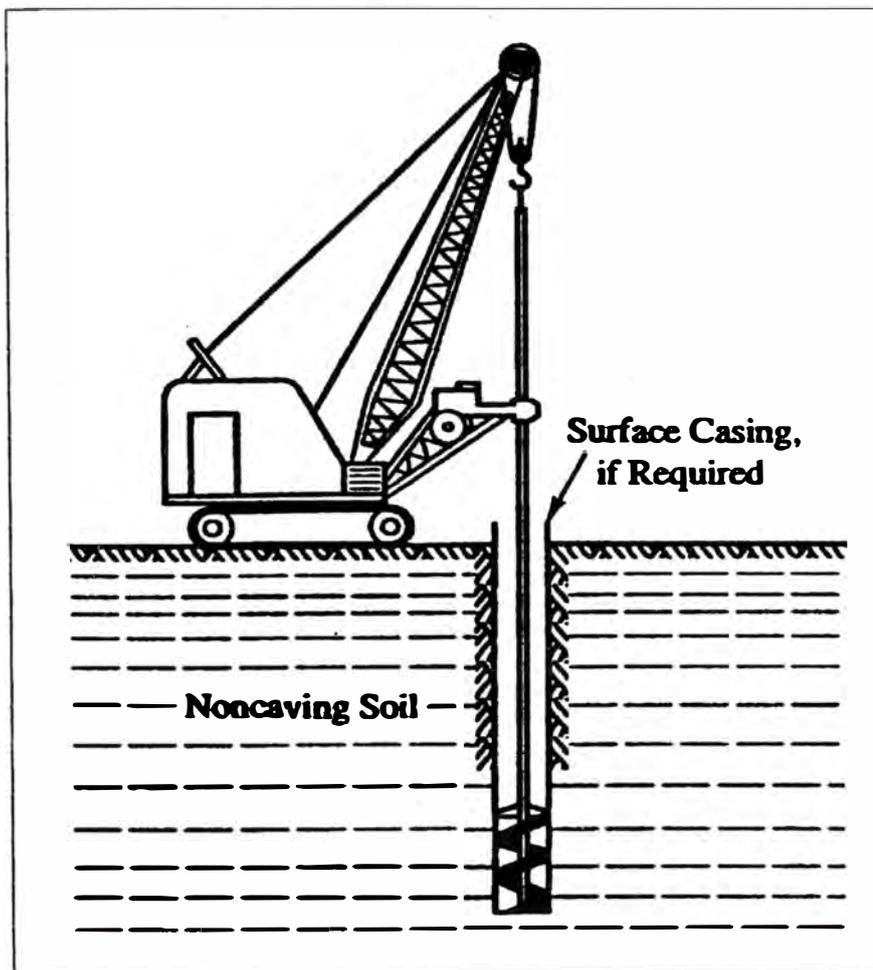
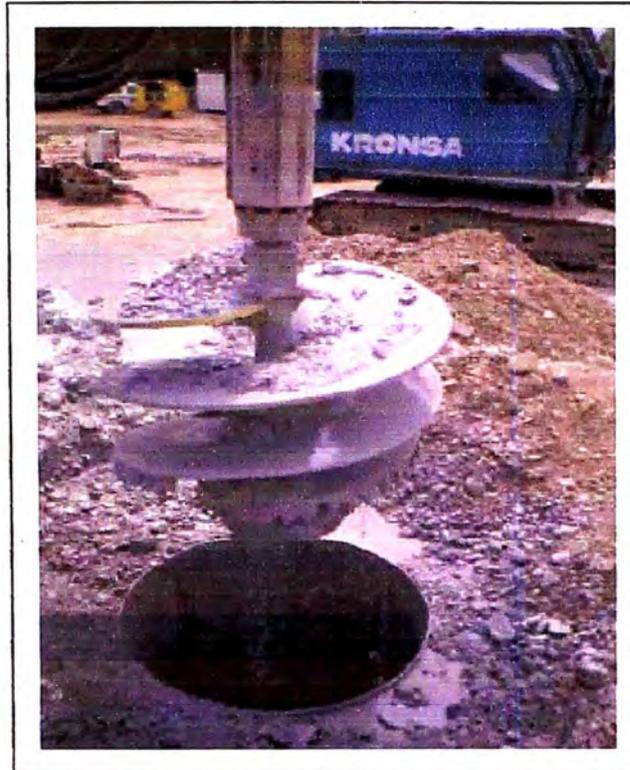


Figura II-2: Proceso de excavación en seco para pilotes.

En la excavación en seco se utiliza un equipo de perforación por rotación que posee una cabeza de perforación de tipo hélice, la cual barrena el terreno y lo extrae hacia la superficie de manera cíclica hasta llegar al nivel de cimentación deseado del pilote. Dependiendo del tipo de terreno es factible poder acondicionar a los equipos de excavación cabezas de perforación de tipo hélice ya sea para terrenos compuestos por la combinación de materiales finos como arenas, arcillas y limos, como también para terrenos que presentan gravas y materiales de mayor tamaño denominados detritus.

Las diapositivas que a continuación se presentan ilustran los 2 tipos de cabezas de perforación comúnmente utilizados en excavaciones seco y de este tipo:



Fotografía II-1: Cabeza de perforación para materiales finos.



Fotografía II-2: Cabeza de perforación con limpiador de detritus.

METODO DE EXCAVACION EN SECO CON BARRENO CONTINUO

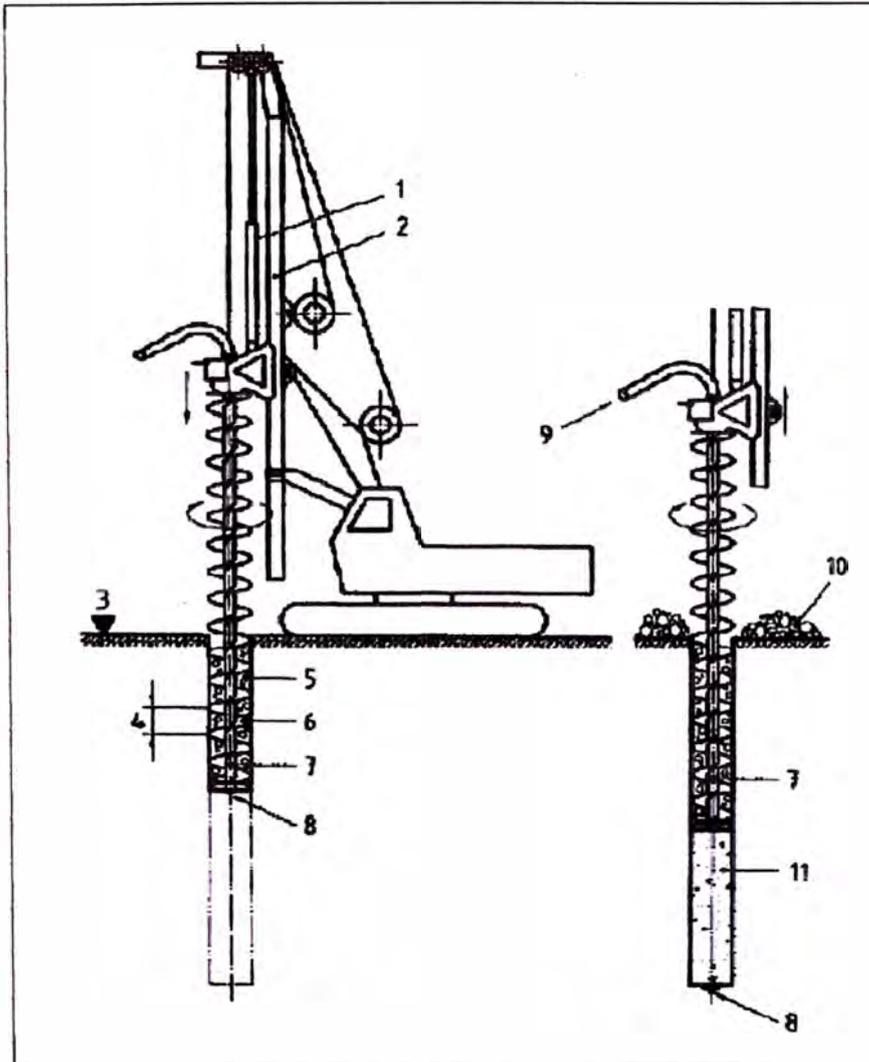


Figura II-3: Proceso de excavación en seco para pilotes.

Otro método de excavación es aquel que se muestra en el Figura II-3 donde se ilustra la excavación de pilotes barrenados con una hélice continua, la misma que debe ser de una longitud mayor que la longitud del pilote.

Con este método de excavación se realiza toda la perforación mediante esta hélice continua sin extraer las tierras puesta que el material se queda en los espirales de la barrena hasta después de llegar al nivel de la perforación donde se procede a retirar toda la barrena continua con la consiguiente extracción de todo el suelo excavado.

2.2 EXCAVACION CON PRESENCIA DE AGUA

Podemos clasificar las excavaciones con presencia de agua bajo dos condiciones que se presenten en la obra, la primera de ellas cuando se va a perforar o excavar en el fondo de un lecho que tiene un espejo de agua, tal es el caso de excavaciones en el fondo de mares, lagos o ríos. La segunda condición se puede dar cuando la presencia de agua no es superficial a nivel de la plataforma de excavación sino que se encuentra el agua a una profundidad que interfiere la continuidad del proceso de excavación.

2.2.1 EXCAVACION SOBRE UN ESPEJO DE AGUA

Bajo esta condición es necesario recurrir a la construcción previa de plataformas flotantes que tendrán que ser montadas a nivel del espejo de agua sobre los puntos donde se realizara la excavación, para lo cual así mismo puede ser necesaria la utilización de embarcaciones que permitan no solo acceder hacia las plataformas flotantes sino que muchas veces sirven para poder soportar directamente a la plataforma flotante cuando esta no se puede anclar directamente sobre el lecho o fondo del curso de aguas o porque se requiere de lograr una área de trabajo adecuada para los equipos y personal necesarios para el proceso constructivo.

Cuando se realiza una excavación bajo estas condiciones es necesario tener un especial cuidado en mantener la verticalidad de la excavación, la misma que se puede ver alterada producto de algunos factores tales como:

- Presencia de oleaje, la cual afecta al proceso de excavación ya sea por una falta de tensión en los cables y puntos de anclaje de la plataforma de modo tal que evite los desplazamientos horizontales de la misma.
- Errores con los replanteos batimétricos, los cuales son necesarios llevarlos con estricto control ya que ello incide en el trazo y ubicación correcta de los puntos que se deben precisar para la excavación de los pilotes.

En ambos casos es posible superar dichas restricciones aparentes, sin embargo el realizar el proceso constructivo bajo estas condiciones demanda tener un control adecuado.

Un aspecto adicional que se tiene que tener en cuenta no solo para la excavación sino además para continuar con el proceso constructivo es que se requiere que el suelo que es excavado debe de estar estabilizado a fin de que no se produzcan derrumbes de las paredes laterales de la excavación, para lo cual existen diferentes técnicas de estabilización ya sea utilizando lodos poliméricos, o inyección de lechada a base de cemento y algunas adiciones como cal o aditivos súper plastificantes, por mencionar algunas de las mas usadas adicionalmente a la utilización de forros metálicos (casing) los cuales pueden ser recuperables o no dependiendo del diseño y comportamiento que se ha esperado en el diseño de la cimentación.

Los costos asociados al trabajo de excavación de pilotes bajo un espejo de agua son obviamente mayores no solo por los trabajos previos que se tienen que llevar a cabo para realizar la excavación propiamente sino además para el control correcto del proceso de excavación, así como por el uso de insumos para la estabilización de la excavación y la necesaria utilización de forros metálicos lo que involucra la necesidad de contar con estas partidas.

En algunos casos se presentan problemas en el proceso de retiro o recuperación de los forros metálicos con su consecuente pérdida, por lo tanto es conveniente considerar en los costos unitarios para esta partida que se podrían quedar enterrados algunos forros y por consiguiente aplicar un factor de incidencia a este insumo para poder estimar mejor esta contingencia en nuestro presupuesto.



Fotografía II-3: Proceso de excavación de Pilotes en Agua

2.2.2 EXCAVACION CON PRESENCIA DE NIVEL FREATICO

La presencia del agua en la excavación nos puede llevar a otras circunstancias aparentemente similares, en las que se puede mencionar:

- Que el nivel freático se encuentre bajo el nivel de la plataforma de excavación, en cuyo caso será suficiente con asegurar la fijación y montaje del equipo de perforación al nivel mismo de la plataforma de excavación y se procederá a excavar hasta llegar al nivel freático, en donde una vez encontrada la presencia de agua subterránea se podrá estabilizar la excavación con el uso de lodos poliméricos, bentonita o lechada así como el uso de forros metálicos o casing.
- Que el nivel freático se encuentre bajo el cauce principal del terreno pero sobre el nivel de la plataforma de excavación. Este caso se puede dar cuando el nivel de cimentación de las zapatas de un pilar o estribo se encuentra bajo el nivel freático y es necesario que nuestra plataforma de excavación tenga a su vez una excavación previa para llegar al nivel de

descabezado del pilote o plataforma de excavación y por consiguiente cuando es necesario tener a ese nivel el equipo de perforación.

En este ultimo caso se puede recurrir a técnicas de depresión de la napa freática conocidas como “Dewatering” o control de las aguas sub superficiales a través de la instalación de una batería de tuberías hincadas sobre el terreno a un nivel inferior del que se requiere para la ubicación de la plataforma de excavación con la finalidad de conectarlas a través de su extremo superior a una tubería principal conocida como “Header” o cabezal, la cual a su vez se conecta a una bomba especial con un sistema de vacío, a fin de evitar la cavitación, y deprimir la napa freática mediante el bombeo continuo del sistema y formar el cono de abatimiento, el mismo que debe de permitir trabajar en seco al menos a nivel de la plataforma de excavación y/o para realizar el descabezado de los pilotes y posterior trabajo de las zapatas de la sub estructura.



Fotografía II-4: Plataforma de excavación para Pilotes en Agua



Fotografía II-5: Plataforma de pilotaje utilizando el método de "Dewatering"

En la diapositiva II-5 se observa una plataforma de perforación con la disposición de pilotes ya vaciados listos para ser descabezados a fin de dar paso a la construcción de las zapatas, en donde debido a la presencia de un nivel freático elevado que impide el proceso de construcción de la cimentación se ha tenido que hincar en el terreno tuberías especiales de PVC perforadas en su extremo inferior, las cuales debidamente espaciadas entre si y a su vez conectadas a través de una unión flexible a una tubería principal o "Header" (de color oscuro en la diapositiva) extraen las aguas subterráneas fuera de la zona de trabajo y permiten deprimir la napa freática con el apoyo de una bomba especial equipada con un sistema de vacío.

Esta técnica que permite deprimir temporalmente el nivel freático a través del abatimiento de la napa freática se le conoce con el nombre de "Dewatering".

Por otro lado, de acuerdo a lo antes señalado podemos explicar los siguientes métodos de excavación con presencia de agua:

1. Excavación utilizando Forro Metálico (Casing):

Se utiliza en suelos poco competentes en los que no se puede mantener la estabilidad del pozo durante la excavación y además la filtración de agua del subsuelo es alta. A su vez tenemos dos posibilidades de utilizar el forro metálico de acuerdo a las condiciones que se presente en el terreno:

a) Excavación con entubación perdida:

Puede utilizarse este tipo de excavación cuando el terreno no es factible de estabilizarlo con la utilización de lodos bentoníticos y otras técnicas, ya sea por las características del mismo suelo y/o por la excesiva la presencia de agua.

En muchos casos en los cuales el contenido de sales, sulfatos o cloruros en el suelo pueda ocasionar daño al concreto del pilote, se considera la utilización de la funda como protección al concreto y otorgarle mayor durabilidad a la estructura.

En los casos en los que la funda metálica que se considera como protección para la excavación también va ha tener un aporte como refuerzo junto con el concreto y/o adicionalmente con la armadura de acero corrugado que se pueda considerar en el pilote para trabajar en conjunto como un elemento estructural.



Fotografía II-6: Excavación con entubación perdida.

b) Excavación con entubación recuperable:

Se utiliza este tipo de excavación cuando el terreno no presenta una inestabilidad adecuada ya sea por su falta de cohesión o por la presencia de agua durante la excavación, en cuyo caso se va realizando de manera conjunta la excavación del pozo junto con el hincado de la tubería, la cual va ligeramente adelantada a la excavación.

La recuperación de la tubería se realiza antes de realizar el vaciado del pilote, en algunos casos se estila dejar la tubería a manera de una funda en la parte superior del pilote, en los últimos metros cuando existe la posibilidad de derrumbe por una mala cohesión de los estratos superiores de la excavación, en cuyo caso se trata de una entubación parcial.



Fotografía II-7: Excavación con entubación recuperable.

2. Excavación utilizando Lodo de estabilización:

Al igual que el caso anterior se utiliza en suelos poco competentes en los que no se puede mantener la estabilidad del pozo durante la excavación y además la filtración de agua del subsuelo es alta.

El lodo es una suspensión de arcilla en agua, con los aditivos necesarios para cumplir las siguientes funciones:

- Extraer el detritus o ripio de la perforación.
- Refrigerar la herramienta de corte.
- Sostener las paredes de la perforación.
- Estabilizar la columna o sarta de perforación.
- Lubricar el rozamiento de ésta con el terreno.

Se distinguen diversos tipos de lodos en función de su composición. Por una parte están los denominados "naturales", constituidos por agua clara (dulce o salada) a la que se incorpora parte de la fracción limoso.-arcillosa de las formaciones rocosas conforme se atraviesan durante la perforación. Se utilizan especialmente en el sistema de circulación inversa (en la circulación directa se requieren lodos de mayor densidad y viscosidad).

Por otra parte están los lodos "elaborados" de los cuales existen diferentes tipos siendo los más frecuentes los preparados a base de arcillas especialmente bentoníticas, en cuya composición predominan los filosilicatos del grupo de la montmorillonita.

La preparación del lodo se puede realizar a pie de obra acondicionando una pequeña planta para el batido, limpieza y reciclaje de la mezcla.

Antes de realizar el vaciado del concreto se debe hacer una limpieza del lodo hasta que su contenido de arena sea inferior al 5%.

Durante el proceso de vaciado del concreto en la excavación se va recuperando el lodo hacia la planta.

El lodo debe tener una viscosidad adecuada para cumplir el objetivo de estabilización y sellado.

Se recomienda que las propiedades de las suspensiones bentoníticas frescas preparadas para la reutilización y antes del vaciado del concreto deban de cumplir con los parámetros de la tabla siguiente:

	Unidad	Suspensión		
		Fresca	Preparada para reutilización	Antes del vaciado
Densidad	g/cm ³	< 1.10		< 1.15
Embudo de Marsh	Seg.	32 a 50	32 a 60	32 a 50
Perdida de fluido	cm ³	< 30	< 50	-
pH		7 a 11	7 a 12	-
Contenido de arena	% (masa)	-	-	< 4
- este símbolo indica que no hay especificaciones				

Tabla II-1: Parámetros de las suspensiones bentoníticas

De la tabla anterior podemos explicar algunos de los parámetros que definen y deben controlarse en los lodos de estabilización:

a) Densidad:

Define la capacidad del lodo de ejercer una contrapresión en las paredes de la perforación, controlando de este modo las presiones litostática e hidrostática existentes en las formaciones perforadas.

Se determina pesando en una balanza un volumen conocido de lodo. La escala de la balanza (Baroid) da directamente el valor de la densidad del lodo. La densidad de los lodos bentoníticos puede variar desde poco más de la unidad hasta 1,2 aproximadamente. Para conseguir densidades mayores y que el lodo siga siendo bombeable, es preciso añadir aditivos como el sulfato bórico (baritina) que tiene una densidad comprendida entre 4,20 y 4,35, lográndose lodos con densidades de hasta 2,4. Otros aditivos para aumentar la densidad, aunque menos usados, son la galena (7,5), con cuya adición se pueden alcanzar densidades análogas a la de la baritina, el carbonato cálcico (2,7) o la piritita (5). Para rebajar la densidad será preciso diluir el lodo mediante la adición de agua.

En los lodos preparados para perforar pozos para agua, las densidades oscilan entre 1,04 y 1,14 sin que sean más eficaces cuando se sobrepasa esta cifra e incluso pueden aparecer problemas de bombeo y peligro de tapar con ellos horizontes acuíferos. Además, el aumento de la densidad del lodo no tiene un efecto grande en el mantenimiento de las paredes del pozo, más bien, es mayor la influencia de sus propiedades tixotrópicas y la adecuación de los restantes parámetros a la litología y calidad de las aguas encontradas.

b) Viscosidad:

Es la resistencia interna de un fluido a circular. Define la capacidad del lodo de mantener en suspensión y desalojar los detritus y de facilitar su decantación en las balsas o tamices vibrantes.

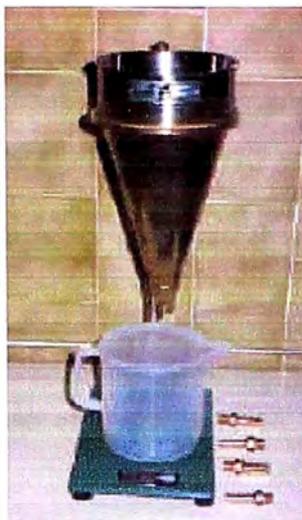
Según la fórmula de Stokes, la velocidad de caída del detritus en el fluido es inversamente proporcional a su viscosidad, y por tanto, la capacidad de arrastre lo es directamente.

Es preciso adoptar, por tanto, una solución equilibrada: viscosidad no muy grande para que el lodo sea fácilmente bombeable, pero no tan pequeña que impida al lodo extraer el detritus producido.

La viscosidad del lodo se determina a pie de sondeo mediante el denominado "embudo Marsh", y según normas API, expresándose por el tiempo (en segundos) que tarda en salir por un orificio calibrado un determinado volumen de lodo.

Embudo de Marsh:

El viscosímetro de embudo Marsh se ha usado por muchos años para obtener una indicación de la viscosidad relativa de los fluidos de perforación. Este viscosímetro está calibrado para descargar un flujo de 946ml de agua dulce a una temperatura de 70 +/- 5°F (21 +/- 3°C) en 26 +/- 0.5 segundos. Este embudo por lo general puede ser uno moldeado en plástico durable, el cual deba resistir las condiciones extremas de campo y además poseer un orificio de bronce que asegure lecturas consistentes.



Fotografía II-8: Embudo de Marsh

Para la perforación de pozos, la viscosidad óptima suele oscilar entre 40 y 45 segundos, preferentemente alrededor de 38 (la viscosidad Marsh es aproximadamente de 26 s). La medida de la viscosidad debe realizarse con lodo recién agitado.

Para cálculos más precisos se determina la viscosidad en laboratorio utilizando el "viscosímetro Stomer" y expresando los datos en centipoises. Las medidas tienen que estar referenciadas con respecto a la temperatura del lodo (el agua a 29°C tiene una viscosidad de 1 centipoise).

c) Tixotropía:

Es la propiedad que tienen las suspensiones bentoníticas de pasar de gel a sol mediante agitación. Ciertos geles pueden licuarse cuando se agitan vibran y solidificar de nuevo cuando cesa la agitación o la vibración. Las agitaciones o vibraciones, o incluso menores perturbaciones mecánicas hacen que una sustancia tixotrópica se vuelva más fluida, hasta el extremo de cambiar de estado, de sólida a líquida pudiendo recuperarse y solidificar de nuevo cuando cesa la agitación o vibración.

Ciertas arcillas presentan propiedades tixotrópicas (p. ej., las suspensiones bentoníticas). Cuando las arcillas tixotrópicas se agitan, se convierte en un verdadero líquido, es decir, pasan de "gel" a "sol".

Si a continuación se las deja en reposo, recuperan la cohesión y el

comportamiento sólido. Para que una arcilla tixotrópica muestre este comportamiento deberá poseer un contenido en agua próximo a su límite líquido. En cambio, en torno a su límite plástico, no existe posibilidad de comportamiento tixotrópico.

Gracias a esta propiedad, independiente de la densidad, los lodos colaboran en el mantenimiento de las paredes de la perforación, incluso en formaciones de baja cohesión, al tiempo que ayudan a mantener el detritus en suspensión al interrumpirse la circulación de los mismos (extracción del varillaje, averías de la bomba o del circuito, etc.) evitando en buena parte que se depositen sobre el útil de perforación y lo bloqueen.

Para que un lodo bentonítico pase de sol a gel inmediatamente después de dejarlo de agitar, se requieren concentraciones del orden del 20% en peso. Hasta concentraciones del 3%, prácticamente no gelifica, haciéndolo algún tiempo después de haberse detenido la agitación para concentraciones comprendidas entre el 5-10%. Estas últimas son las que normalmente se utilizan para lodos de perforación.

d) pH:

Las condiciones de equilibrio químico de un lodo marcan la estabilidad de sus características. Una variación sustancial del pH debida por ejemplo a la perforación de formaciones evaporíticas, salinas, calcáreas u horizontes acuíferos cargados de sales, puede provocar la floculación del lodo, produciéndose posteriormente la sedimentación de las partículas unidas.

La estabilidad de la suspensión de bentonita en un lodo de perforación es esencial para que cumpla su función como tal, por lo que será necesario realizar un continuo control del pH. Esto se puede llevar a cabo mediante la utilización de papeles indicadores (sensibilidad alrededor de 0,5 unidades) sin necesidad de recurrir a ph-metros, ya que son delicados para usarlos de forma habitual en el campo.

En general, un lodo bentonítico es estable cuando su pH está comprendido entre 7 y 9,5, aproximadamente, precipitando fuera de

este intervalo. Para corregir y mantener el pH dentro de los límites adecuados se pueden utilizar diferentes productos.

e) Contenido de arena:

Un lodo de perforación en buenas condiciones debe presentar un contenido en fracciones arenosas prácticamente nulo (inferior al 2-3%). Si para su fabricación se usan productos de calidad, debe estar exento de arena. Sin embargo, a lo largo de la perforación y especialmente en acuíferos detríticos, es inevitable que a medida que avance la perforación, el lodo se va a ir cargando en arena, empeorando sus condiciones. Se ha comprobado que con contenidos de arena superiores al 15%, los lodos sufren un incremento "ficticio" de la densidad, repercutiendo en la viscosidad y la tixotropía. Además, el contenido en arena resulta especialmente nocivo para las bombas de inyección al desgastarlas prematuramente.

Para combatir estos efectos se disponen desarenadores. La forma más elemental consiste en dejar decantar en una balsa el lodo que retorna a la perforación, aspirándolo nuevamente en otra a la que ha llegado de la anterior por un rebosadero de superficie. Procedimientos más rápidos y eficaces, y a la larga menos costos, son las cribas vibratorias y los desarenadores centrífugos (ciclones).

Para determinar la cantidad de arena que contiene, se toma una muestra de lodo de 100 cm³, pasándola por la malla del tamiz N° 200. El residuo retenido sobre el tamiz después del lavado con agua, se vierte en un tubo de cristal graduado en %, de 100 cm³ de volumen, expresándose el contenido de arena por la lectura correspondiente.

f) Aditivos para los lodos de perforación:

En perforación, aunque la base es un lodo bentonítico puro formado por una suspensión de arcilla montmorillonítica en agua, se adicionan ciertos productos para conseguir unas características y propiedades del lodo que se aproximen a las consideradas experimentalmente como más óptimas.

Entre los aditivos figuran como esenciales los siguientes productos:

i. Sulfato bórico o baritina (SO₄Ba):

- Raramente necesario en la perforación de pozos para agua.
- Tiene fundamentalmente su aplicación en perforaciones si se encuentran horizontes con fluidos a presión elevada (acuíferos surgentes).
- Con la adición de sulfato bórico, con densidad comprendida entre 4,20-4,35 se consiguen densidades en el lodo superiores a 2,35-2,40, sin que el aumento de sólidos en el lodo perjudique de forma notable su viscosidad y tixotropía.
- También puede usarse la galena para aumentar la densidad de un lodo.
- Se utiliza en forma de polvo (densidad aproximada a 6,5), pudiendo alcanzar el lodo densidades de hasta 4.

ii. Carboximetil-celulosa (CMC):

- Es un coloide orgánico (almidón sódico), que se utiliza mucho en la preparación de lodos para pozos.
- Contribuye a mantener una costra fina y reduce el agua de filtrado.
- Los hay de alta y baja viscosidad, que transmiten estas propiedades al lodo tratado.
- No es muy propenso a la fermentación, la cual, caso de presentarse puede corregirse con la adición de sosa cáustica.

iii. Quebracho:

- Es un tanino de buena calidad, que sirve para fluidificar el lodo, mejorando las condiciones de bombeo, sin que disminuya notablemente su capacidad de suspensión de sólidos.
- No aumenta el agua de filtrado.
- Tiene muy buen comportamiento frente a contaminaciones salinas.
- Por su coloración, los lodos con quebracho, se suelen designar con el nombre de "lodos rojos".

iv. Lignosulfonatos:

- Sales complejas de lignina.
- Actúan en forma análoga a la del quebracho, pero de forma más energética, aligerando la viscosidad del lodo y reduciendo su agua de filtrado.
- Son muy resistentes a la contaminación por detritus y por ello están indicadas en la perforación de horizontes con yeso, ya que éste aumenta extraordinariamente la viscosidad del lodo.
- Es mucho más caro que el quebracho.
- Su empleo presenta algunas dificultades, principalmente por la gran producción de burbujas que dificultan el bombeo.
- Las burbujas (parecidas a la espuma de un detergente) se eliminan con la adición de estearato de aluminio disuelto normalmente en gas-oil.

v. Sosa Cáustica:

- Se utiliza para evitar fermentaciones, por ejemplo de CMC, y para corregir el pH cuando está bajo.
- Frecuentemente se asocia al quebracho.
- Es preciso tomar precauciones para la preparación y manipulación de lodos con sosa, protegiéndose con guantes y equipo adecuado.

vi. Bicarbonato sódico:

- Indicado para subir el pH del lodo, principalmente cuando se ha contaminado por cemento.

vii. Polifosfatos:

- Son sales sódicas que actúan energicamente como fluidificantes o dispersantes.
- Más que en la preparación o corrección de lodos, se utilizan principalmente en la limpieza y desarrollo de pozos, cuyos horizontes permeables hayan podido ser invadidos por el lodo al hacer la perforación, y en la destrucción de la costra.

Los más conocidos son: pirofosfatos, neutro o ácido ($P_2O_7Na_4$ y $P_2O_7Na_2$ respectivamente); el tetrapolifosfato ($P_4O_{13}Na_6$) y el hexametafosfato (PO_3Na)₆, que es el más usado por su eficacia para disminuir la viscosidad.

- En el caso de su empleo para el desarrollo de pozos, se usa a razón de 5 kg. por m³ de agua.
- Para fluidificar el lodo a la terminación del pozo, antes de proceder a la entubación, se emplean aproximadamente 1,5 Kg./m³ de lodo.

CAPITULO III

EQUIPO PARA LA EXCAVACION

De acuerdo al tipo de terreno donde se pretende realizar la excavación se puede clasificar a los equipos para este fin en dos clases: equipos para excavación en suelos y equipos para excavación en roca.

3.1 EQUIPOS PARA EXCAVACIÓN EN SUELOS:

Se define como terrenos a base suelos a todos aquellos que están conformados por gravas, arenas, arcillas o limos, así como por todas las posibles combinaciones que existen entre los mismos de modo tal que la dificultad para la excavación estará asociada a las condiciones geotécnicas de la estratigrafía del terreno y la presencia de agua sub superficial.

Los equipos que se utilizan para este caso están basados en mecanismos que permiten realizar excavaciones por corte del suelo a través de la rotación de dispositivos montados sobre grúas de gran capacidad de carga, usualmente mayores de 45 Toneladas y longitudes de la pluma mayores a 20 metros, para la excavación de pilotes de diámetros que varían entre $\varnothing=0.60$ a $\varnothing=1.50$ a más inclusive, y considerables profundidades de excavación que pueden llegar hasta los 50 metros dependiendo del diseño.

Los equipos de excavación por corte constan de motores diesel que permiten accionar el giro de ejes de acero con cabezales para excavación en el extremo de perforación. Dichos cabezales se pueden reemplazar con la finalidad de lograr adaptarse mejor al tipo de terreno a excavar.

Algunos equipos de perforación por corte y rotación vienen con su propio sistema de locomoción asemejando a una grúa con su pluma, la que en realidad puede ser la misma barra de perforación o el brazo de acople para dicha barra y cabeza de perforación respectivamente. EL sistema de locomoción puede ser mediante orugas o sobre llantas, siendo sobre orugas aquellos equipos de gran capacidad de potencia y/o longitud para la columna de perforación.

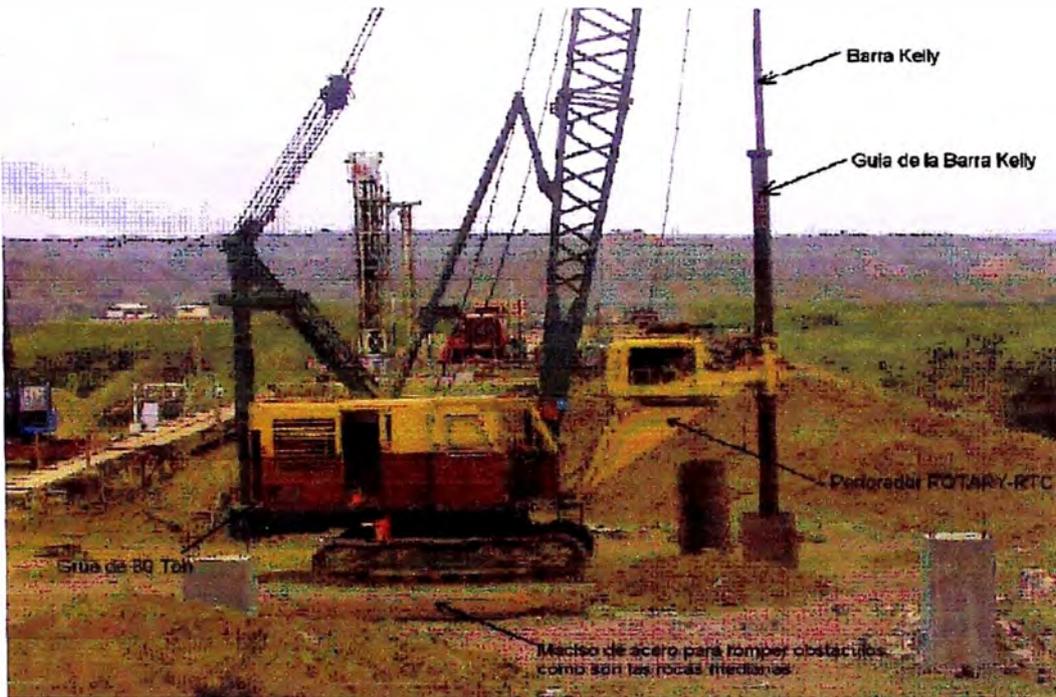


Fotografía III-1: Equipo de perforación por rotación.

En la diapositiva anterior se observa un equipo de perforación por rotación, el cual consta de lo siguiente:

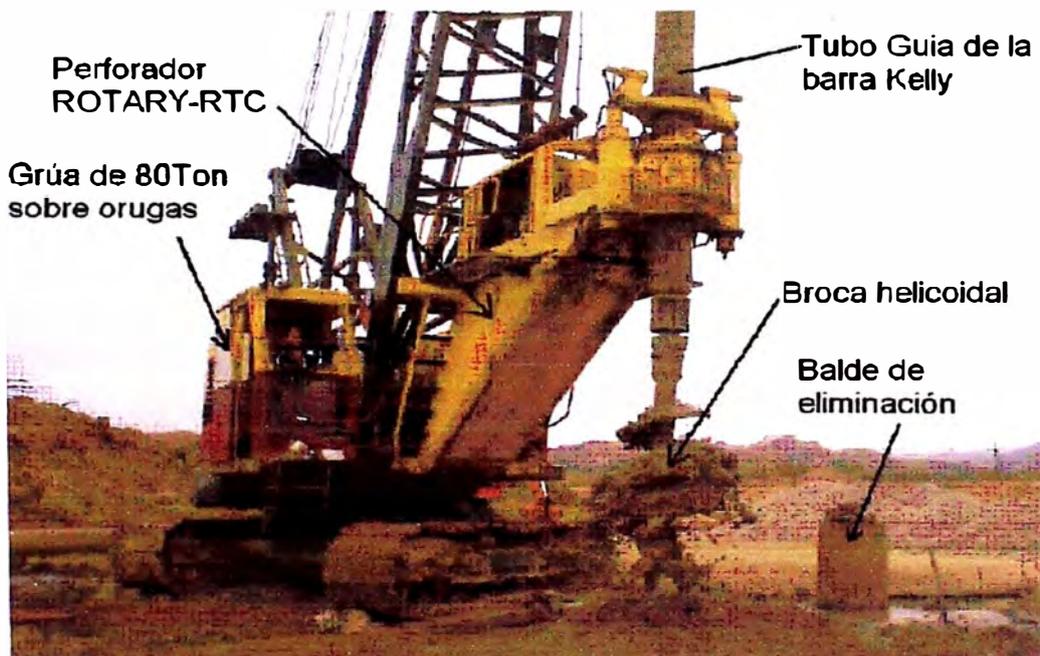
1. Motor diesel.
2. Sistema de transmisión.
3. Moto Reductor de revoluciones.
4. Sistema hidráulico.
5. Sistema de fijación del equipo (soportes o apoyos extensibles) para acoplarse a la grúa que lo fijara sobre la plataforma de perforación.
6. Acople para la barra de perforación.
7. Acople para la cabeza de perforación.

Se observa en diapositiva que el equipo de perforación esta siendo izado para ser montado sobre la grúa con la cual trabajara en la plataforma de excavación.



Fotografía III-2: Equipo de perforación por rotación acoplado a una grúa.

En la diapositiva anterior se observa el equipo de perforación montado sobre la grúa y posicionado sobre la plataforma de perforación.



Fotografía III-3: Equipo en pleno proceso de perforación.

3.1.1 TIPOS DE ACOPLES EN EQUIPOS DE EXCAVACION POR CORTE:

1. Hélice de perforación:

Se utiliza por lo general cuando se realizan excavaciones en terrenos conformados por materiales finos y con gravas de menor tamaño. Se trata de una cabeza de perforación conformada por una punta cónica helicoidal, la cual va extrayendo de manera cíclica el material durante la excavación en la plataforma helicoidal cada vez que esta se llena con el material producto de la excavación a través del movimiento de rotación de su eje.



Fotografía III-4: Hélice de perforación.

2. Barrena continua:

En este caso no es precisamente el accesorio de perforación el que se adapta, sino que se trata de un equipo que tiene una columna de perforación conformada por un barreno helicoidal continuo a lo largo de todo el eje, el mismo que permite realizar toda la excavación hasta el nivel de cimentación de la punta

del pilote para luego retirar la columna de perforación con todo el material producto de la excavación, el mismo que se queda en la plataforma helicoidal.



Fotografía III-5: Equipo con barrena continua.

3. Barrena continua con limpiador de detritus:

Se utiliza este acople cuando la excavación se va a realizar en terrenos que presentan una mayor gradación de materiales gruesos en su matriz tales como gravas, las cuales no pueden ser removidos por una hélice de punta cónica, sino que se utiliza este acople que tiene en la cabeza de perforación unas puntas de un acero especial para remover primeramente los materiales de mayor tamaño y arrastrarlos hacia la parte del barreno continuo y proseguir con el proceso de excavación.



Fotografía III-6: Cabeza de perforación con limpiador de detritus.

4. Cuchara de extracción:

También se le conoce como balde de extracción y se utiliza en algunos casos directamente sobre el terreno a excavar y en otras ocasiones de manera complementaria cuando ya se ha realizado la excavación con el uso de algún otro acople, pero que por la presencia de agua en el terreno de excavación no es posible extraer totalmente el material que se ido excavando, y nos podemos ayudar con este accesorio que tiene en la parte inferior una punta cónica y una esclusa de ingreso hacia el balde para que el material se acumule y que al momento de levantar el balde hacia la superficie se cierra por el mismo peso del material y permite extraerlo todo, evitando así su caída.



Fotografía III-7: Cuchara de extracción.

5. Entubador con vibrador:

Este accesorio se utiliza cuando se requiere colocar las fundas durante la excavación de los pilotes. A su vez también se utiliza durante la extracción de las mismas fundas con la finalidad de recuperarlas, para lo cual posee unas mordazas que le permiten fijarse adecuadamente al borde de la funda y poder levantarlas tanto para su instalación como para poder jalarlas durante su recuperación, así mismo este acople posee un motor eléctrico que genera vibraciones que las transmite a las fundas con la finalidad de facilitar su deslizamiento y posterior extracción del pozo ya perforado.



Fotografía III-8: Acople vibratorio para entubar

3.2 EQUIPOS PARA EXCAVACIÓN EN ROCA:

Los equipos que se utilizan para la excavación en roca trabajan a base de la rotación de diferentes elementos abrasivos que desgastan al material a perforar por tener en las cabezas de perforación elementos de mayor dureza que permiten realizar tal desgaste del material y por consiguiente lograr la perforación.

A diferencia de los equipos para perforación en suelos que realizan la excavación a través del corte que realizan al terreno, estos equipos trabajan netamente por la abrasión que le imprimen al suelo o roca, puesto que la utilización de estos equipos no necesariamente se da únicamente en rocas, sino que es factible su uso en suelos muy compactos, cuya consolidación no permite realizar la excavación a través del corte, sino que es necesario realizar desgaste de la matriz del material.

Así mismo en los casos que se tienen suelos con presencia de gravas de gran tamaño o bolonería, también se presentan problemas para realizar la excavación del suelo con equipos a base de mecanismos de corte y por consiguiente es necesario utilizar los equipos para perforación en roca, los que trabajan por el principio de abrasión.

3.2.1 TIPOS DE ACOPLER EN EQUIPOS DE EXCAVACION POR ABRASION:

Los acoples de perforación en general poseen en la cabeza insertos de diamantes, carbones diamantados, o como los últimamente empleados diamantes recubiertos con metal, ya que el recubrimiento metálico permite que el diamante sea retenido en la corona durante un periodo de tiempo mayor, así como protege al diamante de la oxidación y degradación superficial durante el proceso de fabricación, cuando entre en servicio evitara el arranque prematuro de el diamante y por consiguiente se aumentara el numero de puntas expuestas al corte de la roca durante mas tiempo mejorando la velocidad de corte y el rendimiento del todo el conjunto de puntas diamantadas en la cabeza de perforación.

Dentro de los tipos de acoples mas empleados mencionamos los siguientes:

1. Coronas impregnadas:

Utilizadas por lo general para diámetros pequeños, de hasta 0.25 metros podemos utilizar acoples con coronas impregnadas, las cuales permiten además la posibilidad de recuperar muestras de la roca o núcleos. Se utilizan para la realización de estudios geotécnicos, prospecciones, sondajes, así como para la excavación de micro pilotes.

Dependiendo de el tipo de rocas se requiere también de diferentes tipos de dureza de los diamantes en las cabezas de perforación, por lo cual estos acoples vienen diferenciados de acuerdo al tipo de roca, lo que depende de la dureza de las mismas, así podemos tener la siguiente clasificación de los acoples en función de la dureza de sus diamantes y del tipo de roca al cual se asocia su mejor desempeño para la abrasión:

a. Muy Blandos:

Utilizados para suelos finos muy consolidados como algunas arcillas duras, el yeso, talco, potasa, entre otros.

b. Blandos:

Utilizados para algunas rocas como la pizarra, la caliza, la tufa, la pegmatita entre otros.

c. Medio duros:

Utilizados para algunas rocas como la dolomía, esquisto, arenisca, pegmatita, entre otros.

d. Duros:

Utilizados para algunas rocas como la andesita, el basalto, el gabro, la dolerita, entre otros.

e. Muy duros:

Utilizados para algunas rocas como la cuarcita, el gneis, el granito, la riolita, la diorita, los porfidos, entre otros.

f. Ultra duros

Utilizados para algunas rocas como la jasperita, el mineral de hierro, el cuarzo, el sílex, entre otros.



Figura III-1: Tipos de coronas impregnadas.

2. Coronas de Widia:

Se utilizan por lo general en formaciones de roca de menor dureza como las pizarras, areniscas y calizas blandas.

La cara de corte de estas coronas presenta soldados pequeños insertos octogonales de carburo de tungsteno (widia). Los insertos pueden ser afilados utilizando una muela abrasiva.

Dependiendo de la formación, el tamaño del inserto de carburo de tungsteno puede ser cambiado para mejorar la capacidad de corte.

Las coronas de widia son usadas con perfil aserrado o con perfil plano. El perfil aserrado es adecuado para suelos compactados y el perfil plano es utilizado en pizarras y rocas blandas.

También son utilizadas por lo general para diámetros pequeños, de hasta 0.12 metros y permiten así mismo la posibilidad de recuperar muestras de la roca o

núcleos. Se utilizan para la realización de estudios geotécnicos, prospecciones, sondajes, así como para la excavación de micro pilotes.



Figura III-2: Tipos de coronas de widia.

3. Trépanos:

Se utilizan por lo general en formaciones de roca de menor dureza como las pizarras, areniscas y calizas blandas.

El trépano es la herramienta de corte que permite perforar. Es y ha sido permanentemente modificado a lo largo del tiempo a fin de obtener la geometría y el material adecuados para vencer a las distintas y complejas formaciones del terreno que se interponen entre la superficie y los hidrocarburos (arenas, arcillas, yesos, calizas, basaltos), las que van aumentando en consistencia en relación directa con la profundidad en que se las encuentra. Hay así trépanos de 1, 2 y hasta 3 conos montados sobre rodillos o bujes de compuestos especiales; estos conos, ubicados originariamente de manera concéntrica, son fabricados en aceros de alta dureza, con dientes tallados en su superficie o con insertos de carburo de tungsteno u otras aleaciones duras: su geometría responde a la naturaleza del terreno a atravesar. El trépano cuenta con uno o varios pasajes de fluido, que orientados y a través de orificios (jets) permiten la circulación del fluido. El rango de diámetros de

trépano es muy amplio, pero pueden indicarse como más comunes los de 0.25 y de 0.35 metros.



Figura III-2: Tipos de trépanos de perforación.

4. Cabeza de perforación Multi -Trépanos:

Se trata de una cabeza de perforación que consta de la distribución en una plataforma circular de varios trépanos de tamaño estándar, los mismos que agrupados en conjunto permiten tener un accesorio capaz de poder realizar perforaciones en roca de grandes diámetros, pudiendo alcanzarse diámetros entre 0.40 y de hasta 1.50 metros.



Fotografía III-9: Acople de varios trépanos

3.2.2 MAQUINAS PARA PERFORACION EN ROCA:

De acuerdo con la profundidad proyectada del pozo, las formaciones que se van a atravesar y las condiciones propias del subsuelo, se selecciona el equipo de perforación más indicado.

Hay diversas formas de efectuar la perforación, pero el modo más eficiente y moderno es la perforación rotatoria o trepanación con circulación de lodo de perforación.

El equipo de perforación propiamente dicho consiste en un sistema mecánico o electromecánico, compuesto por una torre, de unos veinte o treinta metros de altura, que soporta un aparejo diferencial: juntos conforman un instrumento que permite el movimiento de tuberías con sus respectivas herramientas, que es accionado por una transmisión energizada por motores a explosión o eléctricos. Este mismo conjunto impulsa simultánea o alternativamente una mesa de rotación que contiene al vástago (kelly), tope de la columna perforadora y transmisor del giro a la tubería.



Fotografía III-10: Equipo de perforación Drill Tech.

Paralelamente el equipo de perforación cuenta con elementos auxiliares, tales como tuberías, bombas, tanques, un sistema de seguridad que consiste en válvulas de cierre del pozo para su control u operaciones de rutina, generadores eléctricos de distinta capacidad según el tipo de equipo, etc. Si a esto se agregan las casillas de distinto diseño para alojamiento del personal técnico, depósito/s, taller, laboratorio, etc., Se está delante de un conjunto de elementos que convierten a la perforación en una actividad y comunidad casi autosuficientes.



Fotografía III-11: Equipo de perforación Drill Tech iniciando la excavación.

El conjunto de tuberías que se emplea para la perforación se denomina columna o sarta de perforación, y consiste en una serie de trozos tubulares interconectados entre sí mediante uniones roscadas. Este conjunto, además de transmitir sentido de rotación al trépano, ubicado en el extremo inferior de la columna, permite la circulación de los fluidos de perforación. El primer componente de la columna que se encuentra sobre el trépano son los portamechas (drill collars), tubos de acero de diámetro exterior casi similar al del trépano usado, con una longitud de 9,45 m., Con pasaje de fluido que respeta un buen espesor de pared. Sobre los portamechas (o lastra barrena) se bajan los tubos de perforación (drill pipes), tubos de acero o aluminio, huecos, que sirven

de enlace entre el trépano y/o portamechas y el vástago (kelly) que da el giro de rotación a la columna. El diámetro exterior de estos tubos se encuentra en general entre 3 ½ y 5 pulgadas y su longitud promedio es de 9,45 m. La rapidez con que se perfora varía según la dureza de la roca. A veces, el trépano puede perforar 60 metros por hora; sin embargo, en un estrato muy duro, es posible que sólo avance 30/35 centímetros en una hora.



Fotografía III-12: Equipo de perforación Drill Tech en proceso de excavación.

Los fluidos que se emplean en la perforación de un pozo se administran mediante el llamado sistema de circulación y tratamiento de inyección. El sistema está compuesto por tanques intercomunicados entre sí que contienen mecanismos tales como:

- **Zaranda:**

Dispositivo mecánico, primero en la línea de limpieza del fluido de perforación, que se emplea para separar los recortes del trépano u otros sólidos que se encuentren en el mismo en su retorno del pozo. El fluido pasa a través de uno o varios coladores vibratorios de distinta malla o tamaño de orificios que separan los sólidos mayores.

- **Desgasificador:**
Separador del gas que pueda contener el fluido de perforación.
- **Desarenador/desarcillador:**
Dispositivos empleados para la separación de granos de arena y partículas de arcilla del fluido de perforación durante el proceso de limpieza del mismo. El fluido es bombeado tangencialmente por el interior de uno o varios ciclones, conos, dentro de los cuales la rotación del fluido provee una fuerza centrífuga suficiente para separar las partículas densas por efecto de su peso.
- **Centrífuga:**
Instrumento usado para la separación mecánica de sólidos de elevado peso específico suspendidos en el fluido de perforación. La centrífuga logra esa separación por medio de la rotación mecánica a alta velocidad.
- **Removedores de fluido hidráulicos/mecánicos.**
- **Embudo de mezcla:**
Tolva que se emplea para agregar aditivos polvorientos al fluido de perforación.
- **Bombas centrífugas y bombas a pistón (2 o 3):**
Son las encargadas de recibir la inyección preparada o reacondicionada desde los tanques e impulsarla por dentro de la columna de perforación a través del pasaje o pasajes del trépano y devolverla a la superficie por el espacio anular resultante entre la columna de perforación y la pared del pozo, cargada con los recortes del trépano, y contaminada por los componentes de las formaciones atravesadas.

Las funciones del sistema son las siguientes:

1. Preparar el fluido de perforación.
2. Recuperarlo al retornar a la superficie.
3. Mantenerlo limpio (deshacerse de los recortes producidos por el trépano).
4. Tratarlo químicamente, según las condiciones de perforación lo exijan, y bombearlo al pozo.

CAPITULO IV

VIAS DE ACCESO Y COMUNICACIÓN

El proyecto de aplicación del presente trabajo sobre aspectos constructivos de pilotes excavados para cimentaciones profundas ha sido tomado de aquel denominado proyecto “Puente Ignacio Escudero” el cual a la fecha no ha sido ejecutado aun y cuyo desarrollo tiene sus antecedentes a raíz de la suscripción del Tratado de Paz del 26 de Octubre de 1998 entre los Gobiernos de Perú y Ecuador, los objetivos de ambos países han estado orientados al logro de una integración real de los pueblos ubicados en el área de influencia de la zona fronteriza, para los que la infraestructura vial es la base del desarrollo de los sectores productivos.

El puente Ignacio Escudero esta proyectado sobre la quebrada del mismo nombre que se ubica en el departamento de Piura en la progresiva 1,043+000 de la carretera Panamericana.

4.1 ORIGEN DEL PROYECTO “PUENTE IGNACIO ESCUDERO”

Con ocasión de la reunión del Grupo Consultivo “Perú – Ecuador” celebrada el 23 de marzo de 2000, en Nueva Orleans, la Comisión Europea se comprometió a financiar la rehabilitación y modernización del Eje Vial N° 1 que une las ciudades de Piura (Perú) y Guayaquil (Ecuador). A tal efecto el Convenio de Financiación entre la Comunidad Europea y las repúblicas de Ecuador y Perú fue firmado a finales del año 2001. Posteriormente en Agosto / Septiembre de 2003 fue firmado el Addendum N° 1 al Convenio en el que se modificaron algunos artículos del mismo.

Para tal efecto, la Comisión Europea convocó la licitación EUROPEAID/116357/C/SV/PE para seleccionar al consultor que se encargue de realizar los Estudios Definitivos de Ingeniería de la Carretera Piura-Guayaquil / Perú-Ecuador comprendida en el Eje Vial N° 1.

Como resultado del mencionado Concurso, la Empresa española TÉCNICA Y PROYECTOS S.A. (TYPESA) fue seleccionada el 9 de febrero de 2004 para realizar los Estudios de Diseño para la rehabilitación de la Carretera Piura-Guayaquil / Perú-Ecuador comprendida en el Eje Vial N° 1.

El Contrato de Servicios entre las Comunidades Europeas y Técnica y Proyectos S.A. (TYPESA), ALA/2004/080-680, se firmó el 22 de Marzo de 2004 en Lima y el 29 de Marzo de 2004 en Madrid. Posteriormente se sustituyeron algunas cláusulas de dicho contrato mediante la firma del Addendum N° 1 en octubre de 2004.

El 19 de abril de 2004, se efectuó la reunión de apertura de acciones del proyecto en la Delegación de la Comunidad Europea en Perú (DELPER).

4.2 ALCANCES DEL PROYECTO BINACIONAL PERU-ECUADOR

De acuerdo a los Términos de Referencia, los estudios que realizaría la Consultora seleccionada abarcaban las siguientes obras:

1. Puente Internacional.
2. Variante de acceso peruano al Puente Internacional, incluido 2 puentes.
3. Variante de acceso ecuatoriano al Puente Internacional.
4. Dos Centros Binacionales de atención fronteriza CEBAF, en el lado peruano y en el ecuatoriano, respectivamente.
5. 14 puentes entre Tumbes y Piura.
6. Actualización de los estudios existentes para la rehabilitación de la carretera Santa Rosa – Huaquillas, aprobados por el MOP de Ecuador en el año 2001.

Durante el desarrollo del Contrato de Servicios, el Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, según Oficio N° 735-2004-MTC/20 de 17 de agosto de 2004, y el Ministerio de Obras Públicas de Ecuador, según Oficio N° 009-CE de 13 de septiembre de 2004, han solicitado, a la Comunidad Europea, desarrollar los estudios de un conjunto de actuaciones en siete puntos críticos entre Piura y Tumbes, que permitirán disminuir los riesgos de la vía ante la aparición de un eventual Fenómeno del Niño, en el primer caso, y obtener un corredor vial homogéneo entre Santa Rosa y Huaquillas realizando los estudios de ampliación de la vía a cuatro carriles en sus tramos intermedios, en el segundo caso. Estas actuaciones no están comprendidas en el Contrato de

Servicios de Asistencia Técnica firmado entre la Comunidad Europea y el Consultor TYPSA, por lo que dieron origen al Addendum ya mencionado.

En consecuencia, los estudios que ha realizado la Consultora son los siguientes:

Puente Internacional (Binacional):

1. Variante de acceso peruano al Puente Internacional, incluido 4 puentes y 2 pórticos (Perú).
2. Variante de acceso ecuatoriano al Puente Internacional (Ecuador).
3. Dos Centros Binacionales de atención fronteriza CEBAF, uno en el lado peruano y otro en el ecuatoriano, respectivamente.
4. 21 actuaciones (14+7) en puntos críticos entre Piura y Tumbes (Perú).
5. Estudios definitivos de la vía Huaquillas- Santa Rosa con sección de cuatro carriles (Ecuador)

El proyecto denominado "Puente Ignacio Escudero" es uno de los puntos críticos ubicados en el departamento de Piura y forma parte de las 21 actuaciones que se llevaran a cabo en sector que pertenece al territorio peruano.

4.3 DESCRIPCION DE LAS OBRAS PARA EL PUENTE IGNACIO ESCUDERO

4.3.1 SITUACION ACTUAL Y ACCESOS EXISTENTES

La quebrada de Ignacio Escudero se encuentra en la progresiva PK 1043+000 y discurre perpendicular a la carretera Panamericana, con un ancho de cauce que va desde 150 a 300 metros.

Actualmente existe un desvío provisional para el paso del tráfico que se levanta sobre el cauce de la quebrada unos 2.00 metros. Este desvío dispone de tres obras de drenaje, formadas por tuberías metálicas reforzadas de concreto hidráulico, dispuestas en tres de los ramales de agua que lleva actualmente la quebrada. Las obras de drenaje están reforzadas aguas abajo y aguas arriba con gaviones del tipo manta. El ancho del desvío es de 11.00 metros y dispone de un pavimento de concreto asfáltico.

4.3.2 DEFINICION DEL PROYECTO Y ACCESOS PROYECTADOS

De acuerdo con los estudios realizados, tanto a nivel de diseño geométrico como de estudios topográficos, hidrológicos, estructurales, etc., en esta quebrada, se ha proyectado un puente de 250 metros de longitud, compuesto de 7 vanos de 30.00 metros y 2 vanos en los extremos de 20 metros cada uno.

En los accesos al puente se han proyectado las cunetas de pié de terraplén, sardineles y bajantes para encauzar el agua, hacia la quebrada, evitando afecciones a los taludes de los rellenos o terraplenes.

Los parámetros indicativos de la obra son los siguientes: longitud de la actuación incluyendo el puente es de 833.641 metros, el ancho de calzada es de 7.20 metros (2 carriles de 3.60 m), el ancho de bermas es de 2.25 metros y sobreebancho compactado 0.50 metros. Todo ello define un ancho de plataforma de la vía de 12.70 metros.

4.3.3 DISEÑO GEOMETRICO

Para el diseño geométrico de las 21 actuaciones, de las cuales forma parte el Puente Ignacio Escudero, se han tenido en cuenta la normativa internacional, básicamente las normas AASHTO y las normas de los países donde se han realizado los proyectos correspondientes, además de las definiciones expresas de los Términos de Referencia.

El tipo de terreno en los diferentes tramos se ajusta a un terreno llano u ondulado, así de esta forma la definición del tipo de terreno, las secciones existentes en los tramos de carretera del proyecto, las secciones definidas en los Términos de referencia, y los volúmenes de tráfico estudiados nos lleva a dar un valor en la velocidad de proyecto de cada uno de los tramos, que se definen en cada uno de los apartados correspondientes.

La sección tipo de carretera proyectada de Piura a Tumbes, se ha proyectado, de acuerdo con los TdR, manteniendo una calzada, de 7.20 metros, bermas de 2.25 metros y zonas de sobreebancho de 0.50 metros, para la colocación de señales, guardavías, etc.

De acuerdo con las características del terreno y del tráfico, en las 21 actuaciones de la carretera Piura a Tumbes se ha considerado que la velocidad de proyecto es la siguiente:

- Terreno ondulado.....Velocidad de proyecto = 90 Kph.

En función de esta velocidad se han diseñado los parámetros de trazado de la carretera y que son los siguientes:

- Radio mínimo en planta: 305 m
- Parámetro de la clotoide mínimo A: 155 m
- Pendiente máxima: 5%.
- Pendiente mínima: 0.50 %
- Acuerdo vertical convexo mínimo Kv: 7100
- Acuerdo vertical cóncavo mínimo Kv: 4300
- Ancho de carril: 3.60 m
- Berma o arcén mínimo: 1.80 m
- Berma o arcén proyectada: 2.25 m
- Sobreancho compactado: 0.50 m
- Gálibo libre en estructuras de caminos: 5.50 m
- Peralte del carril en recta: 2.00 %
- Peralte máximo: 8.00 %

Hay que reseñar que actualmente las distintas actuaciones disponen de desvíos provisionales en casi todos los puntos estudiados. Estos desvíos tienen unas características geométricas que no se adaptan a las existentes en la carretera para una velocidad de 90 Km/h y por consiguiente los parámetros de los desvíos no son los adecuados; ello rompe con la homogeneidad y continuidad de la vía, por lo que se incrementa el índice de accidentabilidad en dichos puntos. Esto se compensa en los actuales desvíos con carteles indicativos de la proximidad del mismo. Sin embargo estos puntos son sin lugar a dudas, aun a pesar de disponer de carteles, zonas muy peligrosas para los vehículos, pues lo normal es que los desvíos se dispongan para periodos cortos de tiempo durante la ejecución de alguna parte de la obra, y se dispongan con una señalización de obra, incluyendo con luces intermitentes para la conducción nocturna, que dirijan

a los conductores sin peligro por el desvío proyectado, pero mantener durante mucho tiempo un desvío de estas características puede producir accidentes peligrosos.

4.4 CARACTERISTICAS HIDROLOGICAS DE LA CUENCA

La quebrada Ignacio Escudero tiene un área de aporte de 152.47 Km² y nace a una altitud de 872 msnm, tiene una longitud de 32.18 Km. y la pendiente media hasta el cruce con la carretera Panamericana es de 2.6 %. En la inspección de campo se pudo comprobar que el ancho del curso de agua es de aproximadamente 250 m. Esta quebrada discurre principalmente de Norte a Sur en dirección hacia el río Chira.

Un aspecto importante que se debe resaltar es que la carretera Piura – Guayaquil ha sido reconstruida en varias oportunidades, pues las soluciones para las obras de cruce en algunos tramos han tenido carácter de temporales, porque los fenómenos de Oscilación Sur El Niño (OSEN) de los años 1983 y 1998 demostraron que los anchos de las obras de cruce no fueron los adecuados y que debieron ser mayores que las adoptados y que en su mayoría la longitud mínima debió alcanzar el ancho natural de las quebradas para permitir el paso del agua, los sedimentos y el material flotante que acarrear.

4.5 PROBLEMÁTICA DE LA ZONA

La inundación de la carretera Panamericana en la zona Norte es un evento recurrente, pues ha sucedido regularmente en lapsos menores a los 50 años. En los veranos de 1983 y 1998 ocurrieron precipitaciones extremas que no se registraban desde el año 1925 y que causaron daños de gran magnitud a la infraestructura vial, particularmente puentes y obras de cruce que colapsaron debido a que no estaban diseñadas para resistir flujos extremos.

Esta carretera atraviesa sectores en un entorno semi-árido a bosque seco y es parte del eje vial que unirá las ciudades de Piura en el Perú con Guayaquil en Ecuador y que potencialmente permitirá una comunicación más confiable, facilitando el comercio entre las regiones mencionadas.

La zona del estudio corresponde a una zona semiárida de relieves suaves en la que se encuentra vegetación típica de zonas en las que no llueve de manera continua. La carretera se desarrolla a altitudes que varían entre 35 y 200 msnm. Las lluvias se presentan esporádicamente, excepto durante el fenómeno del Niño, en el cual en la zona ocurren precipitaciones propias de zonas tropicales.

Los cursos de agua que se forman dan origen a flujos de quebradas las que actualmente cruzan la Carretera Panamericana mediante alcantarillas. Las áreas de las cuencas de los cursos de agua que cruzan la Carretera Panamericana varían entre 3.25 Km² hasta 431.73 Km² hasta el cruce con vía.

De acuerdo a testimonios de ingenieros investigadores (tesistas de la Universidad Nacional de Ingeniería, ver por ejemplo Edgar ALCA, 1999) y pobladores que han vivido en la zona por varios años, los problemas de inundación son agravados por el bloqueo de parte de la sección del puente causados por la retención de material flotante en los pilares de puentes. Los troncos de los árboles son arrastrados por la corriente del río hasta quedar atrapados en un pilar. Los troncos atrapados, a su vez crean un efecto de cadena al atrapar más troncos, lo que ocasionó el rebose del terraplén y la posterior erosión de la carretera.

Actualmente en la mayoría de quebradas en estudio existen baterías de alcantarillas como obras de paso, pero se considera que son estructuras provisionales deben ser retiradas para construir puentes de longitud apropiada con diseños que se adecuen a las características de la zona y la vía ya que este tipo de solución con alcantarillas de tubo ha demostrado no ser la más apropiada para permitir el paso de la escorrentía superficial que se forma durante la ocurrencia del fenómeno del Niño.

Existen otros problemas que derivan de la topografía casi plana que impide que se formen cauces definidos que faciliten la evacuación del flujo. Cuando se produce el Fenómeno de El Niño el agua se acumula aguas arriba del terraplén que conforma la carretera y discurre en forma paralela al eje de la vía, removiendo el material del terraplén y socavando su base. Este tipo de problema ha sido reportado por Alca (1999) y otros.

La erosión ocurrida en las partes altas de la cuenca se depositó de manera continua durante la ocurrencia de las avenidas delante de las obras de cruce obstruidas, bloqueando el paso del agua, lo que ocasionó el desborde del agua por encima de la carretera, ya que esta actuó como un dique de gran longitud y carecía de un vertedero de demasía para evacuar el agua acumulada delante del dique o carretera.

CAPITULO V

PLANIFICACION Y PROGRAMACION DE OBRA

Los procesos productivos en cadena de producción como lo son los procesos de construcción en general, debido a que el producto terminado requiere de una serie de procesos y actividades secuenciales que preceden unos a otros, demandan tiempos de ejecución que pueden ser definidos por la existencia de varios factores, de los cuales podemos mencionar los siguientes mas relevantes:

1. Tiempos tecnológicos.
2. Restricciones.

Con relación a los tiempos tecnológicos se puede mencionar que estos se refieren a aquellos tiempos que necesariamente se deben de cumplir para poder dar inicio a una actividad después de culminada otra que le precede, por consiguiente en muchos casos cuando existen procesos que tienen actividades componentes que requieren tiempos tecnológicos, pues los tiempos totales tendrán que verse afectados necesariamente por periodos de tiempo en los cuales aparentemente se tiene una discontinuidad en el proceso que afecta el tiempo total de entrega del objeto de construcción final.

Cuando esto se acepta como tal, entonces no es posible eliminar o reducir este tiempo tecnológico, debido a que sin el no se podría obtener el objeto de construcción por un tema normalmente relacionado con la calidad.

Para el caso de la construcción de una cimentación por pilotes excavados, podemos decir que un tiempo tecnológico que se tiene que cumplir es aquel que permita al concreto de los pilotes obtener cierta resistencia, antes de proceder al descabezado de los mismos.

Las restricciones pueden ser de diversos tipos y pueden darse por razones u orígenes diversos. Una de las restricciones que se dan en todos los procesos constructivos es la presencia de una actividad denominada rectora, puesto que ya sea por tener el rendimiento mas bajo del resto de actividades o por alguna otra condición, se restringe el comienzo de la actividad predecesora.

Para el caso de la construcción de una cimentación por pilotes excavados, la actividad rectora va ha ser la actividad de excavación de pilotes propiamente, puesto que ello va ha determinar que se pueda colocar la armadura de acero y el vaciado de concreto.

En tal sentido la restricción del proceso constructivo de pilotes excavados es el rendimiento del equipo de excavación, el cual a su vez podrá determinar la duración total de la obra.

PROGRAMACION DE OBRA

Para el proyecto que es materia del presente informe, se tienen las siguientes partidas con sus respectivos metrados y rendimientos según el cuadro siguiente, considerando cuadrillas unitarias en cada caso que corresponda:

Ítem	Descripción de partidas	Metrado		Rendimiento		Duración (días)
		Unid	Cant	Unid	Cant	
1.00	Pilotes Excavados					
1.10	Movilización, Instalación y Montaje de Equipos	GB	1	GB/día	12	12
1.20	Plataforma de Trabajo para pilotaje	GB	1	GB/día	10	10
1.30	Excavación de Pilotes	MI	1612	ml/día	25	64
1.40	Acero de Refuerzo $f_y=4200$ Kg./cm ²	Kg.	64725	Kg./día	250	259
1.50	Concreto $f_c=280$ kg/cm ²	m ³	934	M ³ /día	160	6
1.60	Corte de Cabezales	m ³	89	M ³ /día	7	13
1.70	Prueba de Integridad de pilotes	GB	89	unid/día	4	22

Cuadro V-1: Duración de actividades con cuadrillas unitarias.

De acuerdo al cuadro anterior se puede realizar los ajustes en el número de cuadrillas en las partidas de acero de refuerzo, con la finalidad de que no sea la actividad rectora.

Lo que no es tan fácil realizar es incrementar la cuadrilla para las siguientes actividades:

1. Excavación de Pilotes.
2. Prueba de Integridad de pilotes.

En ambas actividades se tiene que contar tanto con personal calificado que no es fácil encontrar en el mercado nacional, como también los equipos necesarios

para ejecutar estas actividades son también bastante escasos y a la vez costosos.

Realizando un incremento de la cuadrilla de Acero de Refuerzo $f_y=4200$ Kg./cm², incrementamos de manera proporcional el rendimiento total para esta partida y podemos tener el siguiente cuadro de duración de actividades:

Ítem	Descripción de partidas	Metrado		Rendimiento		Duración (días)
		Unid	Cant	Unid	Cant	
1.00	Pilotes Excavados					
1.10	Movilización, Instalación y Montaje de Equipos	GB	1	GB/día	12	12
1.20	Plataforma de Trabajo para pilotaje	GB	1	GB/día	10	10
1.30	Excavación de Pilotes	MI	1612	ml/día	25	64
1.40	Acero de Refuerzo $f_y=4200$ Kg./cm ²	Kg.	64725	Kg./día	1250	52
1.50	Concreto $f_c=280$ kg/cm ²	m ³	934	M ³ /día	160	6
1.60	Corte de Cabezales	m ³	89	M ³ /día	7	13
1.70	Prueba de Integridad de pilotes	GB	89	unid/día	4	22

Cuadro V-2: Duración de actividades con un primer reajuste.

De acuerdo a este primer reajuste obtendríamos la siguiente programación de obra:

Descripción de partidas	Mes 1				Mes 2				Mes 3				Mes 4				Mes 5			
	S1	S2	S3	S4																
Pilotes Excavados																				
Movilización, Instalación y Montaje de Equipos	■	■																		
Plataforma de Trabajo para pilotaje			■	■																
Excavación de Pilotes					■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Acero de Refuerzo $F_y=4200$ kg/cm ²									■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Concreto $f_c=280$ kg/cm ²									■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Corte de Cabezales																			■	■
Prueba de Integridad de pilotes																			■	■

Cuadro V-3: Programación de obra con un primer reajuste

El primer reajuste que nos permite tener la programación de obra anterior con una duración total de cuatro meses y medio (4 ½) es el mas elemental que se realiza incrementando el numero de cuadrillas en aquella actividad que es susceptible de aceptar un incremento por cuestiones de trabajabilidad, espacio en obra, disponibilidad de recursos en el mercado, entre otras facilidades y que a su vez alarga el tiempo de duración de la obra.

La programación anterior puede ser mejorada en tiempo, por varias razones, entre ellas por un tema de costos que puede estar asociado a disminuir los gastos generales debido a que estos dependen de la duración total de la obra, como también para permitir que los equipos de perforación puedan quedar libres para otros proyectos.

Esto último podría ser efectivamente una razón válida si se tiene en cuenta que no existen muchos equipos de perforación de pilotes en el medio local y además que el proyecto "Puente Ignacio Escudero" forma parte de un conjunto de puentes que tendrán las mismas características de cimentación profunda.

En razón de lo antes señalado, procederemos a proponer que se trabaje en la partida de excavación de pilotes en dos (02) turnos.

Si el rendimiento considerado para la excavación de pilotes en una jornada de 8 horas es de 25.00 metros lineales, consideraremos que de manera efectiva se podría lograr un rendimiento total de 45 metros lineales en 2 jornadas de 8 horas. Esto debido a:

1. El rendimiento de 02 cuadrillas distintas, no puede ser el mismo.
2. Una de las cuadrillas trabajara de noche.
3. Los equipos pueden tener menor desempeño como producto de un trabajo continuo.

Por lo tanto, por mas que se puedan dar las mejores condiciones de iluminación y seguridad, no podrán obtenerse condiciones de trabajo iguales para los cuadrillas en ambos turnos.

En base a la planificación de obra propuesta con doble turno de trabajo podríamos tener el siguiente cuadro de duración de actividades:

Ítem	Descripción de partidas	Metrado		Rendimiento		Duración (días)
		Unid	Cant	Unid	Cant	
1.00	Pilotes Excavados					
1.10	Movilización, Instalación y Montaje de Equipos	GB	1	GB/día	12	12
1.20	Plataforma de Trabajo para pilotaje	GB	1	GB/día	10	10
1.30	Excavación de Pilotes	MI	1612	ml/día	45	36
1.40	Acero de Refuerzo $f_y=4200$ Kg./cm ²	Kg.	64725	Kg./día	1750	37
1.50	Concreto $f_c=280$ kg/cm ²	m ³	934	M ³ /día	160	6
1.60	Corte de Cabezales	m ³	89	M ³ /día	7	13
1.70	Prueba de Integridad de pilotes	GB	89	unid/día	4	22

Cuadro V-4: Duración de actividades con doble turno para excavación de pilotes.

De acuerdo a este reajuste propuesto obtendríamos la siguiente programación de obra:

Descripción de partidas	Mes 1				Mes 2				Mes 3				Mes 4				Mes 5			
	S1	S2	S3	S4																
Pilotes Excavados																				
Movilización, Instalación y Montaje de Equipos	■	■																		
Plataforma de Trabajo para pilotaje			■	■																
Excavación de Pilotes					■	■	■	■	■	■	■									
Acero de Refuerzo $F_y=4200$ kg/cm ²					■	■	■	■	■	■										
Concreto $f_c=280$ kg/cm ²					■	■	■	■	■	■										
Corte de Cabezales																	■	■		
Prueba de Integridad de pilotes																	■	■	■	■

Cuadro V-5: Programación de obra con doble turno para excavación de pilotes.

El reajuste propuesto nos permite tener la programación de obra anterior con una duración total de tres meses y medio (3 ½) el cual es una programación acelerada de trabajos que trata de optimizar el uso de los equipos de excavación.

CAPITULO VI

ESPECIFICACIONES TECNICAS Y EJECUCION DE LA OBRA

6.1 ESPECIFICACIONES TECNICAS PARA OBRAS DE CONSTRUCCION DE PILOTES

Las siguientes son especificaciones técnicas generales para la ejecución de trabajos de pilotaje.

6.1.1 TOPOGRAFIA Y GEOREFERENCIACION

DESCRIPCIÓN

Sobre la base de los planos y levantamientos topográficos del Proyecto, sus referencias y BMs, el Contratista procederá al replanteo general de la obra, en el que de ser necesario se efectuarán los ajustes necesarios a las condiciones reales encontradas en el terreno.

El Contratista será el responsable del replanteo topográfico que será revisado y aprobado por el Supervisor, así como del cuidado y resguardo de los puntos físicos, estacas y monumentación instalada durante el proceso del levantamiento del proceso constructivo.

El Contratista instalará puntos de control topográfico estableciendo en cada uno de ellos sus coordenadas geográficas en sistema UTM.

Para los trabajos a realizar dentro de esta sección el Contratista deberá proporcionar personal calificado, el equipo necesario y materiales que se requieran para el replanteo estacado, referenciación, monumentación, cálculo y registro de datos para el control de las obras.

La información sobre estos trabajos, deberá estar disponible en todo momento para su revisión y control por el Supervisor.

El personal, equipo y materiales deberá cumplir con los siguientes requisitos:

- (a) **Personal:** Se implementarán cuadrillas de topografía en número suficiente para tener un flujo ordenado de operaciones que permitan la ejecución de las obras de acuerdo a los programas y cronogramas. El personal deberá estar suficientemente tecnificado y calificado para cumplir de manera adecuada con sus funciones en el tiempo establecido.
- (b) **Equipo:** Se deberá implementar el equipo de topografía necesario, capaz de trabajar dentro de los rangos de tolerancia especificados. Asimismo se deberá proveer el equipo de soporte para el cálculo, procesamiento y dibujo.
- (c) **Materiales:** Se proveerá suficiente material adecuado para la cimentación, monumentación, estacado, pintura y herramientas adecuadas. Las estacas deben tener área suficiente que permitan anotar marcas legibles.

CONSIDERACIONES GENERALES

Antes del inicio de los trabajos se deberá coordinar con el Supervisor sobre la ubicación de los puntos de control geográfico, el sistema de campo a emplear, la monumentación, sus referencias, tipo de marcas en las estacas, colores y el resguardo que se implementará en cada caso.

Los trabajos de topografía y de control estarán concordantes con las tolerancias que se dan en la Tabla N° VI-1.

	Horizontal	Vertical
Puntos de Control	1: 10000	± 5 mm
Puntos del eje, (PC), (PT), puntos en curva y ref.	1: 5000	± 10 mm
Intersección de ejes de estructuras del puente	1: 10000	± 5 mm
Sección transversal y estacas de talud	±50 mm	± 100 mm
Alcantarillas, y estructuras menores	±50 mm	± 20 mm
Muros de contención	±20 mm	± 10 mm
Límites para roce y limpieza		± 500 mm
Estacas de subrasante	±50 mm	± 10 mm
Estacas de rasante	±50 mm	± 10 mm

Tabla VI-1: Tolerancias para trabajos de Levantamientos Topográficos, Replanteos y Estacado en Construcción.

Los formatos a utilizar serán previamente aprobados por el Supervisor y toda la información de campo, su procesamiento y documentos de soporte serán de propiedad del MTC una vez completados los trabajos. Esta documentación será organizada y sistematizada en medios electrónicos.

Los trabajos en cualquier etapa serán iniciados sólo cuando se cuente con la aprobación escrita del Supervisor.

Cualquier trabajo topográfico y de control que no cumpla con las tolerancias anotadas será rechazado. La aceptación del estacado por el Supervisor no releva al Contratista de su responsabilidad de corregir probables errores que puedan ser descubiertos durante el trabajo y de asumir sus costos asociados.

REQUERIMIENTOS PARA LOS TRABAJOS

Los trabajos de Topografía y Georeferenciación comprenden los siguientes aspectos:

(a) Georeferenciación:

La georeferenciación se hará estableciendo por lo menos un punto de control geográfico mediante coordenadas UTM con una equidistancia aproximada de 10 Km. ubicados a lo largo de la carretera. Los puntos seleccionados estarán en lugares cercanos y accesibles que no sean afectados por las obras o por el tráfico vehicular y peatonal. Los puntos serán monumentados en concreto con una placa de bronce en su parte superior en la que se definirá el punto por la intersección de dos líneas.

Estos puntos servirán de base para todo el trabajo topográfico y a ellos estarán referidos los puntos de control y los del replanteo de la vía.

(b) Puntos de Control:

Los puntos de control horizontal y vertical que puedan ser afectados por las obras deben ser reubicados en áreas en que no sean disturbadas por las operaciones constructivas. Se deberán establecer las coordenadas y

elevaciones para los puntos reubicados antes que los puntos iniciales sean disturbados.

El ajuste de los trabajos topográficos será efectuado con relación a dos puntos de control geográfico contiguos, ubicados a no más de 10 Km.

(c) Sección Transversal

Las secciones transversales del terreno natural deberán ser referidas al eje de la carretera. El espaciamiento entre secciones no deberá ser mayor de 20 m. en tramos en tangente y de 10 m. en tramos de curvas. En caso de quiebres en la topografía se tomarán secciones adicionales en los puntos de quiebre o por lo menos cada 5 m.

Se tomarán puntos de la sección transversal con la suficiente extensión para que puedan entrar los taludes de corte y relleno hasta los límites que indique el Supervisor. Las secciones además deben extenderse lo suficiente para evidenciar la presencia de edificaciones, cultivos, línea férrea, canales, etc., que por estar cercanas al trazo de la vía podrían ser afectadas por las obras de carretera, así como por el desagüe de las alcantarillas.

Todas las dimensiones de la sección transversal serán reducidas al horizonte desde el eje de la vía.

(d) Estacas de Talud y Referencias

Se deberán establecer estacas de talud de corte y relleno en los bordes de cada sección transversal.

Las estacas de talud establecen en el campo el punto de intersección de los taludes de la sección transversal del diseño de la carretera con la traza del terreno natural. Las estacas de talud deben ser ubicadas fuera de los límites de la limpieza del terreno y en dichas estacas se inscribirán las referencias de cada punto e información del talud a construir conjuntamente con los datos de medición.

(e) Límites de Limpieza y Roce

Los límites para los trabajos de limpieza y roce deben ser establecidos en ambos lados de la línea del eje en cada sección de la carretera.

(f) Restablecimiento de la línea del eje

La línea del eje será restablecida a partir de los puntos de control. El espaciamiento entre puntos del eje no debe exceder de 20 m en tangente y de 10 m en curvas.

El estacado debe ser restablecido cuantas veces sea necesario para la ejecución de cada etapa de la obra, para lo cual se deben resguardar los puntos de referencia.

(g) Elementos de Drenaje

Los elementos de drenaje deberán ser estacados para fijarlos a las condiciones del terreno.

Se deberá considerar lo siguiente:

- (1) Relevamiento del perfil del terreno a lo largo del eje de la estructura de drenaje que permita apreciar el terreno natural, la línea de flujo, la sección de la carretera y el elemento de drenaje.
- (2) Ubicación de los puntos de los elementos de ingreso y salida de la estructura.
- (3) Definir los puntos que sean necesarios para determinar la longitud de los elementos de drenaje y del tratamiento de sus ingresos y salidas.

(h) Muros de Contención

Se deberá relevar el perfil longitudinal del terreno a lo largo de la cara del muro propuesto. Cada 5 m. y en donde existan quiebres del terreno se deben tomar secciones transversales hasta los límites que indique el Supervisor. Ubicar referencias adecuadas y puntos de control horizontal y vertical.

(i) Canteras

Se debe establecer los trabajos topográficos esenciales referenciados en coordenadas UTM de las canteras de préstamo. Se debe colocar una línea de base referenciada, límites de la cantera y los límites de limpieza. También se deberán efectuar secciones transversales de toda el área de la

cantera referida a la línea de base. Estas secciones deberán ser tomadas antes del inicio de la limpieza y explotación y después de concluida la obra y cuando hayan sido cumplidas las disposiciones de conservación de medio ambiente sobre el tratamiento de canteras.

(j) Monumentación

Todos los hitos y monumentación permanente que se coloquen durante la ejecución de la vía deberán ser materia de levantamiento topográfico y referenciación.

(k) Levantamientos misceláneos

Se deberán efectuar levantamientos, estacado y obtención de datos esenciales para el replanteo, ubicación, control y medición de los siguientes elementos:

- (1) Zonas de depósitos de desperdicios.
- (2) Vías que se aproximan a la carretera.
- (3) Cunetas de coronación.
- (4) Zanjas de drenaje.

Se incluye cualquier elemento que esté relacionado a la construcción y funcionamiento de la carretera.

(l) Trabajos topográficos intermedios

Todos los trabajos de replanteo, reposición de puntos de control y estacas referenciadas, registro de datos y cálculos necesarios que se ejecuten durante el paso de una fase a otra de los trabajos constructivos deben ser ejecutados en forma constante que permitan la ejecución de las obras, la medición y verificación de cantidades de obra, en cualquier momento.

ACEPTACIÓN DE LOS TRABAJOS

Los trabajos de replanteo, levantamientos topográficos y todo lo indicado en esta sección serán evaluados y aceptados por el Supervisor.

MEDICIÓN

La topografía y georeferenciación se medirán en forma global.

PAGO

Las cantidades medidas y aceptadas serán pagadas al precio de unitario de la partida Topografía y Georeferenciación. El pago constituirá compensación total los trabajos prescritos en esta sección. El pago global de la Topografía y Georeferenciación será de la siguiente forma:

- (a) 20% del monto global de la partida se pagará cuando se concluyan los trabajos de topografía y Georeferenciación al inicio de la obra.
- (b) El 80% del monto global de la partida se pagará en forma prorrateada en forma uniforme en los meses que dura la ejecución del proyecto

6.1.2 PLATAFORMA DE TRABAJO PARA PILOTAJE

DESCRIPCIÓN

Esta partida consiste en la construcción de un terraplén de acceso y plataforma de trabajo para el equipo de pilotaje.

CONSTRUCCIÓN

La construcción de este trabajo se realizará con los materiales y procedimientos requeridos par la construcción de los accesos a nivel de subrasante.

La rasante en las plataformas de trabajo, se encontrará a 2.00 m sobre el nivel freático como mínimo.

MEDICIÓN

El método de medición será por metro cúbico de material colocado y compactado.

PAGO

Será pagado por metros cúbicos al precio que indica el Expediente Técnico aprobado, que incluirá toda la mano de obra, materiales, equipos y herramientas utilizados para la ejecución de esta partida.

6.1.3 MOVILIZACION, INSTALACION Y MONTAJE DE EQUIPOS

DESCRIPCIÓN

Esta partida considera la movilización del equipo de excavación de pilotes (incluido los accesorios como la planta de lodos, herramientas de perforación, etc.) y el traslado de personal especializado para la correcta ejecución de los trabajos de perforación, además de la instalación y montaje de los mismos en el lugar de la obra.

MEDICIÓN

Esta partida será medida en forma global y se refiere al traslado, instalación y montaje del personal especializado y del equipo de pilotaje, herramientas de perforación, equipos de mezclado de polímeros, desarenador, bombas de lodos, y herramientas necesarias para la correcta ejecución de los trabajos, conforme a estas Especificaciones.

PAGO

El pago será por el monto global considerado en el Expediente Técnico aprobado.

6.1.4 EXCAVACION DE PILOTES

Descripción

Este trabajo comprende la excavación de pilotes e incluye la colocación de concreto y acero de refuerzo, en conformidad con los planos del proyecto.

Características Generales de los Pilotes

Los pilotes serán de concreto vaciados in-situ, con acero de refuerzo longitudinal y con espirales.

Las características técnicas de los pilotes serán las siguientes:

Diámetro nominal	1.00 m
Longitud de pilotes (aprox.)	20.0 m (estribo izquierdo) Desde 16.0 hasta 20.2 m (pilares) 16.2 m (estribo derecho)
Refuerzo longitudinal	Nº 8 (1")
Refuerzo transversal (espirales)	Nº 4 (½")

Acero (fy)	420 MPa (4200 Kg/cm ²)
Concreto (f'c)	28 MPa (280 Kg/cm ²)
Cemento	Tipo I

Materiales

Los materiales a emplearse deberán cumplir con las siguientes normas:

Cemento	ASTM C-150
Agregados	ASTM C-33, el tamaño máximo del agregado grueso será ¾"
Agua	Será potable, limpia y sin materiales deletéreos en suspensión
Acero	ASTM A615 Grado 60 ó ASTM A706 Grado 60
Concreto	Su resistencia mínima a los 28 días será 28 MPa. El control de la resistencia del concreto, se efectuara de acuerdo a lo indicado en el ítem 4.0

Construcción

- a) Las excavaciones deben ejecutarse de acuerdo a las dimensiones y cotas indicadas en los planos o las que indique la Supervisión de acuerdo al replanteo topográfico.
- b) La perforación se realizará mediante el método húmedo, el cual consiste en la utilización de lodo de perforación (o polímeros) para mantener la estabilidad del perímetro de la perforación mientras avanza la excavación hasta la profundidad final.
- c) Suspensión o lechada: La lechada empleada en el proceso de perforación debe ser una suspensión mineral con suficiente viscosidad y características gelatinosas para transportar el material ex cavado hasta un sistema de cemento adecuado. El porcentaje y peso específico del material utilizado en la suspensión debe ser suficiente para mantener la estabilidad de la excavación y permitir el vaciado del concreto. El nivel de la suspensión debe mantenerse a una altura conveniente para evitar socavación del agujero.

La suspensión mineral debe premezclarse con agua dulce y permitírsele

suficiente tiempo de hidratación antes de introducirla en la excavación del pozo.

Se deben tomar las medidas que se requieran tales como agitación, circulación y ajuste de las propiedades de la suspensión con el fin de evitar el fragüe de ésta en la excavación del pozo.

El contratista debe realizar ensayos de control con equipos apropiados para determinar la densidad, viscosidad y PH de la suspensión mineral. Un rango aceptable de los valores de las propiedades físicas se ilustra en el siguiente cuadro.

RANGO DE VALORES			
Propiedad (Unidades)	Antes de introducción de suspensión	Al tiempo de colado (en el hueco)	Método de prueba
Densidad (lb/pie ²)	64.3 - 69.1	64.3 - 75.0	Balanza de lados
Viscosidad	28.0 - 45.0	28.0 - 45.0	Prueba de (Marsh Funnel)
PH	8.0-11.0	8.0-11.0	Papel de PH o medidor

Notas:

- Los valores de densidad aumenta en 2 libras por pie cúbico en agua salada.
- Si se requiere eliminación de arena se debe tener en cuenta que el contenido de arena no debe exceder de 4% (por volumen) en cualquier punto de la excavación del pozo de acuerdo con la prueba de contenido de arena determinado por el Instituto Americano de Petróleos.
- Las pruebas para determinar la densidad viscosidad y Ph se deben realizar durante la excavación del pozo para establecer un modelo de trabajo consistente.

Con anterioridad a la colocación de concreto del pilote se deben tomar muestras de la suspensión desde el fondo y a intervalos que no superen

de 3.0 metros en toda la altura de la suspensión. Cualquier suspensión altamente contaminada que se haya acumulado en el fondo del pozo debe eliminarse.

La suspensión mineral debe estar dentro de los requisitos de las especificaciones inmediatamente antes de la colocación del concreto del pilote.

- d) Construcción y colocación de la canasta de acero de refuerzo: La canasta de refuerzo comprende el acero indicado en los planos, adicionado de las varillas de refuerzo de la canasta y de espaciadores, centralizadores y otros accesorios necesarios completamente ensamblados y colocados como una unidad inmediatamente después de inspeccionar y aceptar la excavación del pozo y antes de la colocación del concreto.

El acero de refuerzo dentro del pozo debe amarrarse y soportarse dentro de las tolerancias permitidas hasta que el concreto lo soporte por sí mismo. Cuando se coloque el concreto por medio de tubería de vaciado, se deben utilizar dispositivos de anclaje temporales para evitar que la canasta se levante durante la colocación del concreto

Los espaciadores de concreto o cualesquier otro dispositivos de separación, no corrosivos, aprobados deben utilizarse a intervalos que no excedan de 1.5 metros a lo largo del pozo para garantizar la posición concéntrica de la canasta dentro de la excavación.

Cuando el diámetro de las varillas de refuerzo longitudinal exceden de una pulgada, dicho espaciamiento no debe exceder de 3.0 metros.

- e) Colocación, curado y protección del concreto: El concreto debe colocarse tan pronto como sea posible luego de colocar la canasta de acero de refuerzo. La colocación del concreto debe ser continua hasta la cota superior del pozo y debe continuarse una vez llenado el pozo hasta que se evidencie la buena calidad del concreto. El concreto que se vaya a colocar bajo agua o suspensión debe colocarse mediante un tubo de vaciado o por medio de bombeo.

Para pozos con diámetros inferiores a 2.4 metros, el tiempo transcurrido desde el comienzo de colocación del concreto hasta su terminación no debe exceder de 2 horas. Para pozos de 2.4 metros o mayores, la tanda de colocación de concreto no debe ser inferior a 9.0 metros de la altura del pozo por cada periodo de 2 horas.

La mezcla del concreto debe ser de un diseño tal que permita mantener su estado plástico durante el límite de colocación de 2 horas.

Cuando la cota superior del pilote queda por encima del terreno, la porción que sobresale del terreno debe conformarse con una formaleta removible o una camisa permanente cuando así se especifique.

El concreto del pilote debe vibrarse o manipularse con una varilla hasta una profundidad de 5 metros por debajo de la superficie del terreno, excepto cuando el material blando o suspensión que permanezca en la excavación pueda" mezclarse con el concreto.

Luego de la colocación las superficies expuestas transitoriamente del pilote de concreto se curan de acuerdo con las disposiciones sobre curado provistas en el Ítem 4.00 Concretos. No deben ejecutarse operaciones de construcción por lo menos durante 48 horas después de la colocación del concreto para evitar movimientos del terreno, adyacente al pilote. Solamente se permite un vibrado moderado.

- f) Se deben suministrar camisas (anillos o tubos de acero) temporales superficiales, para lograr el alineamiento y posición del pozo y prevenir el desprendimiento de la parte superior de la excavación, a menos que se demuestre a satisfacción de la Supervisión que no se requiere estas camisas superficiales.

Los revestimientos temporales deben retirarse mientras el concreto sea manejable. Generalmente el retiro de las camisas o fundas temporales no debe iniciarse hasta tanto el concreto no se encuentre a nivel o por encima de la superficie del terreno.

- g) Inspección de la excavación: El contratista debe suministrar equipo para verificar las dimensiones y alineamiento de cada excavación de pilotes. Tal verificación debe hacerla bajo la dirección del Supervisor. La profundidad final del pozo se mide luego de completar la limpieza final.

La excavación del pozo debe limpiarse hasta que el 50% de la base, como mínimo, tenga menos de 1.0 cm. de sedimento, y en ningún lugar de la base más de 4.0 cm. de sedimento.

La limpieza del pozo debe ser determinado por el Supervisor.

- h) Tolerancias de construcción: En la construcción de pilotes perforados se deben mantener las siguientes tolerancias de construcción:
- El desplazamiento horizontal de sus pilotes perforados con respecto a la posición indicada en los planos del proyecto no debe exceder de 75 mm en el nivel proyectado para la cabeza del pilote.
 - El alineamiento vertical de la excavación del pilote no debe variar del alineamiento proyectado en más de 20 mm por metro de profundidad.
 - Luego de colocado el concreto el extremo superior de la canasta de refuerzo no debe quedar más de 150 mm por encima ni más de 75 mm por debajo de la posición proyectada.
 - Cuando se utilicen camisas o fundas, su diámetro interior no debe ser menor al diámetro del pilote indicado en los planos. En caso contrario, el diámetro mínimo del pozo perforado debe ser igual al diámetro indicado en los planos para diámetros de 600 mm o menos y hasta 25 mm menor de dicho diámetro para pozos de diámetro superior a 600 mm.
 - El área de apoyo de cilindros acampanados debe excavarse como mínimo igual al área de apoyo proyectada. Cualquier otra dimensión indicada para cilindros acampanados puede variar para ajustarse al equipo utilizado, siempre que lo apruebe el Supervisor.
 - El nivel superior del pozo no debe exceder de 25 mm del nivel superior especificado del pozo.

- El fondo de la excavación del pozo debe quedar normal al eje de éste con una desviación máxima de 50 mm por metro de diámetro del pozo.

No se acepta ningún pilote que no cumpla con las tolerancias estipuladas. En tal caso el Contratista debe remitir para aprobación del Supervisor los métodos correctivos y no puede continuar con la construcción del pilote hasta no obtener la aprobación respectiva.

Los materiales y la mano de obra que se requiera para corregir las excavaciones de pilotes que no se ajusten a las tolerancias deben ser suministrados sin costo para el cliente.

Concreto

Para la fabricación del concreto para pilotes, se utilizarán en lo que sea aplicable las especificaciones del ítem correspondiente.

Control de Calidad del Concreto

La resistencia del concreto será verificada por cada pilote, cada 50 m³ o el volumen del concreto colocado por día mediante la toma de 9 testigos cilíndricos.

6.1.5 CORTE DE CABEZALES

Descripción

Consiste en la demolición de los cabezales de los pilotes hasta el nivel indicado en los planos. De preferencia la demolición se realizará por métodos manuales utilizando comba y cincel en dirección horizontal, o de abajo hacia arriba, para evitar se produzcan grietas en el pilote.

Medición

Será medido por unidad de cabezal de pilote demolido.

Pago

Se pagará el precio que indica el expediente técnico aprobado por unidad de cabezal de pilote que haya demolido.

6.1.6 PRUEBA DE INTEGRIDAD DE LOS PILOTES

Descripción

Los ensayos de integridad de pilotes suministran información sobre las dimensiones físicas, la continuidad o la consistencia de los materiales empleados en los pilotes.

Estos ensayos no suministran información directa sobre el comportamiento de los pilotes en condiciones de carga.

Esta prueba deberá realizarse a cada pilote o columna excavada, luego de la colocación del concreto, para verificar la continuidad y diámetro de la columna en el fondo.

Podrá utilizarse equipos de ultrasonido u otros similares que permitan este propósito.

Medición

Será medido por unidad de pilote.

Pago

Se pagará el precio que indica el expediente técnico aprobado por unidad de pilote.

6.1.7 EXCAVACIONES PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL SUELTO, EN SECO, EXCAVACIÓN PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL SUELTO BAJO AGUA, EXCAVACIÓN PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL SUELTO BAJO AGUA, EXCAVACIÓN PARA ESTRUCTURAS

DESCRIPCIÓN

Las Especificaciones contenidas en este Capítulo, serán aplicadas para la ejecución de todas las excavaciones en superficie de acuerdo a lo previsto en los planos de diseño.

Las excavaciones se refieren, al movimiento de todo material y de cualquier naturaleza, que debe ser removido para proceder a la construcción de las cimentaciones y elevaciones de las subestructuras, según los ejes, rasantes, niveles y dimensiones indicados en los planos del proyecto, y se llevarán a cabo aplicando medios apropiados elegidos por el Contratista.

Cualquier modificación debe ser aprobada por el Consultor.

EJECUCIÓN

La excavación de cimentaciones se hará de acuerdo con las dimensiones y elevaciones indicadas en los planos y/o señaladas por el Supervisor.

Todo material inadecuado, que se encuentre al nivel de cimentación, deberá ser retirado. Asimismo, se debe llegar hasta una superficie firme, cuyas características mecánicas sean verificadas por el Contratista y aprobadas por el Supervisor. En cualquier tipo de suelo, al ejecutar los trabajos de excavación o nivelación, se tendrá la precaución de no producir alteraciones en la consistencia del terreno natural de base. El fondo de cimentación deberá ser nivelado rebajando los puntos altos, pero de ninguna manera rellenando los puntos bajos.

En caso de encontrarse agua en las excavaciones de las cimentaciones, el Contratista mantendrá y operará las unidades de bombeo para deprimir el nivel freático existente y mantenerlo por debajo del fondo de las excavaciones, durante la ejecución de las mismas, manteniendo un bombeo continuo por el tiempo necesario para completar la cimentación. Cuando la estabilidad de las paredes de las excavaciones las requieran, deberán construirse defensas (entibados, tablestacado, etc.) necesarias para su ejecución, además el

Contratista preverá el drenaje adecuado para evitar inundaciones a la excavación.

El material extraído de la excavación antes de ser utilizado, deberá ser depositado en lugares convenientes que no comprometan la estabilidad de la excavación.

Todo material extraído que no sea utilizado como relleno y que sea conveniente, con la aprobación de la Supervisión, deberá ser empleado en lo posible en la ampliación de terraplenes, taludes, defensas o nivelaciones de depresiones del terreno, de modo que no afecte la capacidad del cauce, la estética de los accesos y la construcción de la obra.

Para la ejecución de las excavaciones, se deberá tomar en cuenta la clasificación por el tipo de material y profundidad, además de considerar una bonificación para casos de excavación bajo agua.

CLASIFICACIÓN DEL TIPO DE MATERIAL

Excavación en material suelto

Consiste en la excavación y eliminación de material suelto, que puede ser removido sin mayores dificultades por un equipo convencional de excavación, sin la utilización de aditamentos especiales. Dentro de este tipo de materiales están las gravas, arenas, limos, los diferentes tipos de arcillas o piedras pequeñas y terrenos consolidados tales como: hormigón compactado, afirmado o mezcla de ellos.

Excavación en roca

Se considera así a la excavación que deberá efectuarse cuando el material está constituido por roca sólida y maciza o materiales que no pueden ser removidos a mano o por equipos convencionales de movimiento de tierras, debiendo emplearse equipos de rotura y explosivos para poder realizar continuos y sistemáticos disparos o voladuras. Previo a estos trabajos el Contratista deberá presentar un diseño, de tal manera de restringir la voladura al prisma de excavación y con las precauciones de no producir alteraciones en la estructura

de la roca al nivel de cimentación. Cualquier sobre-excavación en la base de cimentación será rellenado con concreto por cuenta del Contratista.

La remoción de piedras o bloques de rocas individuales de más de un metro cúbico de volumen será clasificada también como excavación en roca fija.

Cuando durante la excavación el Contratista encuentre material al que considera se deba clasificar como excavación en roca, estos materiales deberán ser puestos al descubierto y expuestos para hacer su correspondiente clasificación y cubicación.

Se considera roca fija aquel material cuya velocidad de propagación sísmica excede los 1,350 m/s.

Si en una excavación se presentan 2 ó más tipos de roca el diseño debe adecuarse a las características de las mismas en la parte que les corresponde.

En el curso de las excavaciones en roca, los métodos y medios de almacenaje, transporte y utilización de explosivos son de total responsabilidad del Contratista, así tengan la aprobación de la Supervisión.

El Contratista deberá observar todas las leyes y normas peruanas relativas al transporte, almacenaje y empleo de explosivos.

La aprobación por parte de la Supervisión, de los métodos de disparos y de la cantidad y potencia de los explosivos, no exime al Contratista de su responsabilidad en lo que se refiere a eventuales daños ocasionados a la obra y/o a terceras personas debido al mal empleo de los mismos.

El Contratista debe tomar todas las medidas de seguridad para el personal, terceros, equipos y la obra en sí.

Excavación en seco

Se considerará como excavación en seco al movimiento de tierras que se ejecute por encima del nivel freático, tal cual sea constatado por la Supervisión en el terreno durante la ejecución de la obra.

Excavación bajo agua

Se considera como excavación bajo agua al movimiento de tierras que se ejecute por debajo del nivel freático, tal cual sea constatado por la Supervisión en el terreno durante la ejecución de la obra.

Durante el curso de las excavaciones, el Contratista tomará todas las medidas necesarias para evitar inundaciones y eliminar escurrimientos superficiales de agua que puedan dañar las estructuras, producir derrumbes y obstruir áreas de trabajo y acceso. Las aguas de filtración de la napa freática o de manantiales que comprometan las excavaciones, serán eliminadas a través de la ejecución de pozos y/o, canaletas de drenaje y el empleo de bombas, que descargarán a una distancia tal que no afecte el área de trabajo.

Los sistemas empleados para el abatimiento y la eliminación de las aguas, serán tales que evitarán daños a las obras permanentes.

MEDICIÓN

Las excavaciones abiertas serán medidas por metro cúbico (M3), siendo el volumen de excavación aquel que es limitado por planos verticales situados a 0.50 m de las caras del perímetro del fondo de la cimentación, el relieve del terreno natural superficial y el nivel del fondo de cimentación. En el caso de excavación en roca fija, la sobre excavación sólo se realizará de ser necesario, en lo posible se deberá excavar sólo el volumen ocupado por las cimentaciones. Los mayores volúmenes a excavar para mantener la estabilidad de las excavaciones y las obras de defensa necesarias para su ejecución, no serán considerados en los metrados, pero serán incluidos en los análisis de los precios unitarios.

Los mayores volúmenes de excavación se incluyen en el precio unitario en forma de Factor Volumétrico que depende del tipo de suelo donde se realiza la excavación:

F.V. = 1.10	Roca Fija
1.25	Roca Suelta
1.30	Materiales estables (conglomerado por ejemplo)

1.60 Materiales deleznableles (arenas)

PAGO

El pago de las excavaciones se hará sobre la base de su precio unitario y por la cantidad medida, según se indica en el párrafo anterior.

El precio unitario incluye además de los costos de materiales, mano de obra, equipos, herramientas, etc. los mayores volúmenes a excavar para mantener la estabilidad de la excavación y las obras de defensa necesarias para su ejecución.

En caso que la Excavación se realice bajo agua se bonificará el precio correspondiente.

6.1.8 RELLENO DE ESTRUCTURAS CON MATERIAL PROPIO, RELLENO DE ESTRUCTURAS CON MATERIAL DE PRÉSTAMO, RELLENO DE ESTRUCTURAS CON MATERIAL PROPIO

DESCRIPCIÓN

Se refieren al movimiento de tierras ejecutado para completar todos los espacios excavados y no ocupados por las cimentaciones y elevaciones de las sub-estructuras.

EJECUCIÓN

Todo material usado en el relleno (material propio o de cantera) deberá ser de calidad aceptable a juicio del "Supervisor" y no contendrá material orgánico ni elementos inestables o de fácil alteración.

El relleno se ejecutará hasta los niveles de Subrasante o Superficie del terreno circundante, teniendo en cuenta los asentamientos que pudieran producirse en su seno, deberá ser enteramente compactado por medios apropiados y aprobados por el "Supervisor", de modo que sus características mecánicas sean similares a las del terreno primitivo.

En las excavaciones en roca, los rellenos se ejecutarán únicamente con concreto.

El relleno del terraplén detrás de los estribos y muros del ala del puente será depositado y compactado convenientemente en capas horizontales de 0.15 m de espesor debiendo alcanzar porcentajes de compactación del 95% del Proctor modificado. Cuando se deba ejecutar rellenos delante de dichas estructuras, éstos deberán realizarse con anterioridad para prever posibles deflexiones. Previo a la ejecución de los rellenos se tomará precauciones para prevenir acciones de cuña contra la estructura, adecuando los taludes de las excavaciones de modo que estos queden escalonados o rugosos.

No se colocarán rellenos tras los estribos y muros de ala o de contención sin orden escrita del "Supervisor" y de preferencia no antes de los 14 días de vaciada la estructura o cuando las pruebas del concreto arrojen cuando menos el 80% de su resistencia.

MEDICIÓN

Se considerará como volumen de relleno expresado en metros cúbicos a la diferencia entre el volumen de excavación, medido de acuerdo a las especificaciones, y el de la estructura a colocarse en el espacio excavado, adicionando el volumen superior que sea necesario hasta alcanzar el nivel de subrasante (dentro del prisma definido en las partidas de Excavación para estructuras), deduciendo los volúmenes de relleno filtrante y concreto de ser el caso. Los mayores volúmenes se incluyen en el costo unitario.

PAGO

La partida Relleno para estructuras se pagará sobre la base de su precio unitario y por la cantidad medida según el párrafo anterior.

El precio unitario, incluye el costo de equipo, mano de obra, herramientas, etc. y demás imprevistos necesarios para la correcta ejecución de los trabajos.

6.1.9 ACERO DE REFUERZO $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

DESCRIPCIÓN

Este trabajo consiste en el suministro, transportes, almacenamiento, corte, doblamiento y colocación de las barras de acero dentro de las diferentes estructuras permanentes de concreto, de acuerdo con los planos del proyecto, esta especificación y las instrucciones del Supervisor.

MATERIALES

Los materiales que se proporcionen a la obra deberán contar con Certificación de calidad del fabricante y de preferencia contar con Certificación ISO 9000.

(a) Barras de refuerzo

Deberán cumplir con la más apropiada de las siguientes normas, según se establezca en los planos del proyecto: AASHTO M-31, ASTM A615 y ASTM A-706.

(b) Alambre y mallas de alambre

Deberán cumplir con las siguientes normas AASHTO, según corresponda: M-32, M-55, M-221 y M-225.

(c) Pesos teóricos de las barras de refuerzo

Para efectos de pago de las barras, se considerarán los pesos unitarios que se indican en la Tabla siguiente:

Peso de las barras por unidad de longitud

Barra N°	Diámetro Nominal en mm (pulg.)	Peso kg/m
2	6,4 (¼")	0,25
3	9,5 (3/8")	0,56
4	12,7 (½")	1,00
5	15,7 (5/8")	1,55

6	19,1 (¾")	2,24
7	22,2 (7/8")	3,04
8	25,4 (1")	3,97
9	28,7 (1 1/8")	5,06
10	32,3 (1 ¼")	6,41
11	35,8 (1 3/8")	7,91
14	43,0 (1 ¾")	11,38
18	57,3 (2 ¼")	20,24

La resistencia de las varillas corrugadas debe ser $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$; además debe cumplir con lo siguiente:

Tensión de rotura	6,327 Kg/cm^2
Tensión de fluencia (Límite mínimo)	4,218 Kg/cm^2
Tensión Admisible	1,687 Kg/cm^2

El Contratista deberá presentar la certificación de calidad proporcionado por el fabricante para su aprobación por la Supervisión.

EQUIPO

Se requiere equipo idóneo para el corte y doblado de las barras de refuerzo.

Si se autoriza el empleo de soldadura, el Contratista deberá disponer del equipo apropiado para dicha labor.

Se requieren, además, elementos que permitan asegurar correctamente el refuerzo en su posición, así como herramientas menores.

Al utilizar el acero de refuerzo, los operarios deben utilizar guantes de protección. Los equipos idóneos para el corte y doblado de las barras de refuerzo no deberán producir ruidos por encima de los permisibles o que afecten a la tranquilidad del personal de obra y las poblaciones aledañas. El empleo de los equipos deberá contar con la autorización del Supervisor.

REQUERIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN

El acero de refuerzo deberá ser despachado en atados corrientes debidamente rotulados y marcados; cada envío estará acompañado de los informes de los ensayos certificados por la fábrica, los cuales se entregarán al Supervisor antes de ingresar el material a la obra.

Planos y despiece

Antes de cortar el material a los tamaños indicados en los planos, el Contratista deberá verificar las listas de despiece y los diagramas de doblado. Si los planos no los muestran, las listas y diagramas deberán ser preparados por el Contratista para la aprobación del Supervisor, pero tal aprobación no exime a aquel de su responsabilidad por la exactitud de los mismos. En este caso, el Contratista deberá contemplar el costo de la elaboración de las listas y diagramas mencionados, en los precios de su oferta.

Suministro y almacenamiento

Todo envío de acero de refuerzo que llegue al sitio de la obra o al lugar donde vaya a ser doblado, deberá estar identificado con etiquetas en las cuales se indiquen la fábrica, el grado del acero y el lote correspondiente.

Las barras ASTM-615 y ASTM 706 serán almacenadas en lugares separados, antes y después de la habilitación.

El acero deberá ser almacenado en forma ordenada por encima del nivel del terreno, sobre plataformas, largueros u otros soportes de material adecuado y deberá ser protegido, hasta donde sea posible, contra daños mecánicos y deterioro superficial, incluyendo los efectos de la intemperie y ambientes corrosivos.

Se debe proteger el acero de refuerzo de los fenómenos atmosféricos, principalmente en zonas con alta precipitación pluvial. En el caso del almacenamiento temporal, se evitará dañar, en la medida de lo posible, la vegetación existente en el lugar, ya que su no protección podría originar procesos erosivos del suelo.

Todas las barras antes de usarlas deberán estar completamente limpias, es decir libres de polvo, pintura, óxido, grasas o cualquier otra materia que disminuya su adherencia.

Doblamiento

Las barras de refuerzo deberán ser dobladas en frío, de acuerdo con las listas de despiece aprobadas por el Supervisor. Los diámetros mínimos de doblamiento, medidos en el interior de la barra, con excepción de flejes y estribos, serán los indicados en la Tabla siguiente:

Diámetro Mínimo de Doblamiento

Número de Barra	Diámetro mínimo
2 a 8	6 diámetros de barra
9 a 11	8 diámetros de barra
14 a 18	10 diámetros de barra

El diámetro mínimo de doblamiento para flejes u otros elementos similares de amarre, no será menor que cuatro (4) diámetros de la barra, para barras N° 5 o menores. Las barras mayores se doblarán de acuerdo con lo que establece la Tabla anterior.

En caso de usarse ganchos para el anclaje de las barras y a menos que se estipule otra cosa en los planos, estos deberán tener un radio no menor de 3 veces el diámetro de la barra y una extensión al extremo libre de por lo menos 12 diámetros de la barra, para ganchos de más de 90 grados, el radio deberá ser menor de 3 veces el diámetro de la barra y una extensión al extremo libre de por lo menos 4 diámetros de la barra.

Colocación y amarre

Al ser colocado en la obra y antes de producir el concreto, todo el acero de refuerzo deberá estar libre de polvo, óxido en escamas, rebabas, pintura, aceite o cualquier

otro material extraño que pueda afectar adversamente la adherencia. Todo el mortero seco deberá ser quitado del acero.

Las varillas deberán ser colocadas con exactitud, de acuerdo con las indicaciones de los planos, y deberán ser aseguradas firmemente en las posiciones señaladas, de manera que no sufran desplazamientos durante la colocación y fraguado del concreto. La posición del refuerzo dentro de los encofrados deberá ser mantenida por medio de tirantes, bloques, soportes de metal, espaciadores o cualquier otro soporte aprobado. Los bloques deberán ser de mortero de cemento prefabricado, de calidad, forma y dimensiones aprobadas. Los soportes de metal que entren en contacto con el concreto, deberán ser galvanizados. No se permitirá el uso de guijarros, fragmentos de piedra o ladrillos quebrantados, tubería de metal o bloques de madera.

Las barras se deberán amarrar con alambre en todas las intersecciones, excepto en el caso de espaciamientos menores de treinta centímetros (0,30 m), en el cual se amarrarán alternadamente. El alambre usado para el amarre deberá tener un diámetro equivalente de 1 5875 ó 2 032 mm, o calibre equivalente. No se permitirá la soldadura de las intersecciones de las barras de refuerzo.

Además, se deberán obtener los recubrimientos mínimos especificados en la última edición del Código ACI-318.

Si el refuerzo de malla se suministra en rollos para uso en superficies planas, la malla deberá ser enderezada en láminas planas, antes de su colocación.

El Supervisor deberá revisar y aprobar el refuerzo de todas las partes de las estructuras, antes de que el Contratista inicie la colocación del concreto.

Traslapes y uniones

Los traslapes de las barras de refuerzo se efectuarán en los sitios mostrados en los planos o donde lo indique el Supervisor, debiendo ser localizados de acuerdo con las juntas del concreto.

El Contratista podrá introducir traslapes y uniones adicionales, en sitios diferentes a los mostrados en los planos, siempre y cuando dichas

modificaciones sean aprobadas por el Supervisor, los traslapes y uniones en barras adyacentes queden alternados según lo exija éste, y el costo del refuerzo adicional requerido sea asumido por el Contratista.

En los traslapes, las barras deberán quedar colocadas en contacto entre sí, amarrándose con alambre, de tal manera, que mantengan la alineación y su espaciamiento, dentro de las distancias libres mínimas especificadas, en relación a las demás varillas y a las superficies del concreto.

El Contratista podrá reemplazar las uniones traslapadas por uniones soldadas empleando soldadura que cumpla las normas de la American Welding Society, AWS D1.4. En tal caso, los soldadores y los procedimientos deberán ser precalificados por el Supervisor de acuerdo con los requisitos de la AWS y las juntas soldadas deberán ser revisadas radiográficamente o por otro método no destructivo que esté sancionado por la práctica. El costo de este reemplazo y el de las pruebas de revisión del trabajo así ejecutado, correrán por cuenta del Contratista.

Las láminas de malla o parrillas de varillas se deberán traslapar entre sí suficientemente, para mantener una resistencia uniforme y se deberán asegurar en los extremos y bordes.

El traslape de borde deberá ser, como mínimo, igual a un (1) espaciamiento en ancho.

Sustituciones

La sustitución de las diferentes secciones de refuerzo sólo se podrá efectuar con autorización del Supervisor. En tal caso, el acero sustituyente deberá tener un área y perímetro equivalentes o mayores que el área y perímetro de diseño.

ACEPTACIÓN DE LOS TRABAJOS

(a) Controles

Durante la ejecución de los trabajos, el Supervisor adelantará los siguientes controles principales:

- Verificar el estado y funcionamiento del equipo empleado por el Contratista.
- Solicitar al Contratista copia certificada de los análisis químicos y pruebas físicas realizadas por el fabricante a muestras representativas de cada suministro de barras de acero.
- Comprobar que los materiales por utilizar cumplan con los requisitos de calidad exigidos por la presente especificación.
- Verificar que el corte, doblado y colocación del refuerzo se efectúen de acuerdo con los planos, esta especificación y sus instrucciones.
- Vigilar la regularidad del suministro del acero durante el período de ejecución de los trabajos.
- Verificar que cuando se sustituya el refuerzo indicado en los planos, se utilice acero de área y perímetro iguales o superiores a los de diseño.
- Efectuar las medidas correspondientes para el pago del acero de refuerzo correctamente suministrado y colocado.

(b) Calidad del acero

Las barras y mallas de refuerzo deberán ser ensayadas en la fábrica y sus resultados deberán satisfacer los requerimientos de las normas respectivas de la AASHTO o ASTM correspondientes.

El Contratista deberá suministrar al Supervisor una copia certificada de los resultados de los análisis químicos y pruebas físicas realizadas por el fabricante para el lote correspondiente a cada envío de refuerzo a la obra.

En caso de que el Contratista no cumpla este requisito, el Supervisor ordenará, a expensas de aquel, la ejecución de todos los ensayos que considere necesarios sobre el refuerzo, antes de aceptar su utilización.

Cuando se autorice el empleo de soldadura para las uniones, su calidad y la del trabajo ejecutado se verificarán de acuerdo con lo indicado en la Norma AWS D1.4.

Las varillas que tengan fisuras o hendiduras en los puntos de flexión, serán rechazadas.

(c) Calidad del producto terminado

Se aceptarán las siguientes tolerancias en la colocación del acero de refuerzo:

(1) Desviación en el espesor de recubrimiento

- Con recubrimiento menor o igual a cinco centímetros (≥ 5 cm) 5 mm.
- Con recubrimiento superior a cinco centímetros (> 5 cm) 10 mm.

(2) Área

No se permitirá la colocación de acero con áreas y perímetros inferiores a los de diseño.

Todo defecto de calidad o de instalación que exceda las tolerancias de esta especificación, deberá ser corregido por el Contratista, a su costo, de acuerdo con procedimientos aceptados por el Supervisor y a plena satisfacción de éste.

Tener en cuenta que en el presente caso, se está especificando un recubrimiento de 3 cm para la armadura de la capa superior de la losa del tablero del puente.

MEDICIÓN

La unidad de medida será el kilogramo (Kg), aproximado al décimo de kilogramo, de acero de refuerzo para estructuras de concreto, realmente suministrado y colocado en obra, debidamente aceptado por el Supervisor.

La medida no incluye el peso de soportes separados, soportes de alambre o elementos similares utilizados para mantener el refuerzo en su sitio, ni los empalmes adicionales a los indicados en los planos.

Si se sustituyen barras a solicitud del Contratista y como resultado de ello se usa más acero del que se ha especificado, no se medirá la cantidad adicional.

La medida para barras se basará en el peso computado para los tamaños y longitudes de barras utilizadas, usando los pesos unitarios indicados en la tabla de pesos de barras mostrada en la sección de materiales.

La medida para malla de alambre será el producto del área en metros cuadrados de la malla efectivamente incorporada y aceptada en la obra, por su peso real en kilogramos por metro cuadrado.

No se medirán cantidades en exceso de las indicadas en los planos del proyecto u ordenadas por el Supervisor.

PAGO

La partida Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, se pagará sobre la base de su precio unitario y por la cantidad medida según el párrafo anterior. Dicho pago constituye compensación total por el suministro de materiales, desperdicio por retaceo, mano de obra, equipos, herramientas e imprevistos que fueren necesarios para la correcta ejecución de la partida.

6.1.10 CONCRETO $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$, CONCRETO $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ BAJO AGUA, CONCRETO $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ EN SECO

DESCRIPCIÓN

Las obras de concreto se refieren a todas aquellas ejecutadas con una mezcla de cemento, material inerte (agregado fino y grueso) y agua, la cual deberá ser diseñada por el Contratista a fin de obtener un concreto de las características especificadas y de acuerdo a las condiciones necesarias de cada elemento de la estructura. La dosificación de los componentes de la mezcla se hará preferentemente al peso, evitando en lo posible que sea por volumen, determinando previamente el contenido de humedad de los agregados para efectuar el ajuste correspondiente en la cantidad de agua de la mezcla. El "Supervisor" comprobará en cualquier momento la buena calidad de la mezcla rechazando todo material defectuoso.

La mínima cantidad de cemento con la cual se debe realizar una mezcla, será la que indica la siguiente tabla:

-	Concreto de nivelación (solados)	128 Kg/m^3	3 bolsas
-	Concreto ciclópeo	170 Kg/m^3	4 bolsas
-	Concreto $f'_c=140 \text{ Kg/cm}^2$	250 Kg/m^3	6 bolsas

-	Concreto $f_c=175 \text{ Kg/cm}^2$	300 Kg/m^3	7 bolsas
-	Concreto $f_c=210 \text{ Kg/cm}^2$	340 Kg/m^3	8 bolsas
-	Concreto $f_c=245 \text{ Kg/cm}^2$	380 Kg/m^3	9 bolsas
-	Concreto $f_c=280 \text{ Kg/cm}^2$	400 Kg/m^3	9.5 bolsas
-	Concreto $f_c=350 \text{ Kg/cm}^2$	500 Kg/m^3	12 bolsas

EJECUCIÓN

La correcta ejecución de las obras de concreto deberá ceñirse a las especificaciones que aparecen a continuación

MATERIALES

Cemento

Todos los tipos de concreto, usarán cemento Portland Normal Tipo V, ASTM-C150 (Norma AASHTO M85) salvo indicación contraria. El cemento debe encontrarse en perfecto estado en el momento de su utilización. Deberá almacenarse en lugares apropiados que lo protejan de la humedad, ubicándose en los lugares adecuados. Los envíos de cemento se colocarán por separado; indicándose en carteles la fecha de recepción de cada lote para su fácil identificación inspección y empleo de acuerdo al tiempo.

El Contratista deberá certificar la antigüedad y la calidad del cemento, mediante constancia del fabricante, la cual será verificada periódicamente por el "Supervisor", en ningún caso la antigüedad deberá exceder de 3 meses.

Agua

El agua por emplear en las mezclas de concreto deberá estar limpia y libre de impurezas perjudiciales, tales como aceite, ácidos, álcalis y materia orgánica. Se considera adecuada el agua que sea apta para consumo humano, debiendo ser analizado según norma MTC E 716 y además deberán cumplir con los requisitos de la norma AASHTO T-26. El Ph medido no podrá ser inferior a siete (7). El agua debe tener las características apropiadas para una óptima calidad del concreto. Asimismo, se deben tener presente los aspectos químicos del suelo a fin de establecer el grado de afectación de éste sobre el concreto.

Asimismo, el contenido máximo de ión cloruro soluble en el agua será el que se indica a continuación:

Contenido Máximo de ión cloruro

Tipo de Elemento	Contenido máximo de ión cloruro soluble en agua en el concreto, expresado como % en peso del cemento
Concreto prensado	0,06
Concreto armado expuesto a la acción de cloruros	0,10
Concreto armado no protegido que puede estar sometido a un ambiente húmedo pero no expuesto a cloruros (incluye ubicaciones donde el concreto puede estar ocasionalmente húmedo tales como cocinas, garajes, estructuras ribereñas y áreas con humedad potencial por condensación)	0,15
Concreto armado que deberá estar seco o Protegido de la humedad durante su vida por medio de recubrimientos impermeables.	0,80

Agregados

(a) Agregado Fino

Se considera como tal, a la fracción que pase la malla de 4.75 mm (N° 4). Provenirá de arenas naturales o de la trituración de rocas o gravas. El porcentaje de arena de trituración no podrá constituir más del treinta por ciento (30%) del agregado fino.

El agregado fino deberá cumplir con los siguientes requisitos:

(1) Contenido de sustancias perjudiciales

El siguiente cuadro señala los requisitos de límites de aceptación.

Características	Norma de Ensayo	Masa Total de la Muestra
Terrones de arcilla y partículas deleznable	MTC E 212	1.00 % (máx.)
Material que pasa el tamiz de 75 µm (N° 200)	MTC E 202	5.00 % (máx.)
Cantidad de partículas livianas	MTC E 211	0.50 % (máx.)
Contenido de sulfatos, expresado como SO4=		0.06 % (máx.)

Además, no se permitirá el empleo de arena que en el ensayo colorimétrico para detección de materia orgánica, según norma de ensayo Norma Técnica Peruana 400.013 y 400.024, produzca un color más oscuro que el de la muestra patrón.

(2) Reactividad

El agregado fino no podrá presentar reactividad potencial con los álcalis del cemento. Se considera que el agregado es potencialmente reactivo, si al determinar su concentración de SiO2 y la reducción de alcalinidad R, mediante la norma ASTM C84, se obtienen los siguientes resultados:

$$SiO_2 > R \text{ cuando } R \geq 70$$

$$SiO_2 > 35 + 0,5 R \text{ cuando } R < 70$$

(3) Granulometría

La curva granulométrica del agregado fino deberá encontrarse dentro de los límites que se señalan a continuación:

El agregado fino será de granulometría uniforme debiendo estar comprendida entre los límites indicados en la tabla siguiente:

Tamiz (mm)	Porcentaje que Pasa
9.5 mm (3/8")	100

4.75 mm No. 4	95-100
2.36 mm No. 8	80 – 100
1.18 mm No. 16	50 – 85
600 µm No. 30	25 – 60
300 µm No. 50	10 – 30
150 µm No. 100	2 – 10

En ningún caso, el agregado fino podrá tener más de cuarenta y cinco por ciento (45%) de material retenido entre dos tamices consecutivos.

A fin de determinar el grado de uniformidad, se hará una comprobación del módulo de fineza con muestras representativas enviadas por el Contratista al laboratorio de todas las fuentes de aprovisionamiento autorizadas, no debiendo ser menor de 2.3 ni mayor de 3.1.

Durante el período de construcción no se permitirán variaciones mayores de 0.2 en el módulo de fineza, con respecto al valor correspondiente a la curva adoptada para la fórmula de trabajo.

El módulo de fineza de los agregados finos será determinado, sumando a los porcentajes acumulativos en peso de los materiales retenidos en cada uno de los tamices U.S. Standard No. 4, 8, 16, 30, 50 y 100 y dividiendo por 100.

(4) Durabilidad

El agregado fino no podrá presentar pérdidas superiores a diez por ciento (10%) o quince por ciento (15%), al ser sometido a la prueba de solidez en sulfatos de sodio o magnesio, respectivamente, según la norma MTC E 209.

En caso de no cumplirse esta condición, el agregado podrá aceptarse siempre que habiendo sido empleado para preparar concretos de características similares, expuestos a condiciones ambientales parecidas durante largo tiempo, haya dado pruebas de comportamiento satisfactorio.

(5) Limpieza

El Equivalente de Arena, medido según la Norma MTC E 114, será sesenta por ciento (65%) mínimo para concretos de $f'c < 210 \text{ Kg/cm}^2$ y para resistencias mayores setenta y cinco por ciento (75%) como mínimo.

(b) Agregado grueso

Se considera como tal, al material granular que quede retenido en el tamiz 4.75 mm (N° 4). Será grava natural o provendrá de la trituración (ó chancado) de roca, grava u otro producto cuyo empleo resulte satisfactorio, a juicio del Supervisor.

Los requisitos que debe cumplir el agregado grueso son los siguientes:

(1) Contenido de sustancias perjudiciales

El siguiente cuadro, señala los límites de aceptación.

Características	Norma de Ensayo	Masa Total de la Muestra
Terrones de arcilla y partículas deleznable	MTC E 212	0.25 % (máx.)
Contenido de Carbón y lignito	MTC E 215	0.5% máx.
Cantidad de partículas livianas	MTC E 202	1.00 % (máx.)
Contenido de sulfatos, expresado como $\text{SO}_4=$		0.06 % (máx.)
Contenido de Cloruros, expresado como ión Cl		0.10% máx.

(2) Reactividad

El agregado no podrá presentar reactividad potencial con los álcalis del cemento, lo cual se comprobará por idéntico procedimiento y análogo criterio que en el caso de agregado fino.

(3) Durabilidad

Las pérdidas de ensayo de solidez (norma de ensayo MTC E 209), no podrán superar el doce por ciento (12%) o dieciocho por ciento (18%), según se utilice sulfato de sodio o de magnesio, respectivamente.

(4) Abrasión L.A.

El desgaste del agregado grueso en la máquina de Los Ángeles (norma de ensayo MTC E 207) no podrá ser mayor de cuarenta por ciento (40%).

(5) Granulometría

La gradación del agregado grueso deberá satisfacer una de las siguientes franjas, según se especifique en los documentos del proyecto o apruebe el Supervisor con base en el tamaño máximo de agregado a usar, de acuerdo a la estructura de que se trate, la separación del refuerzo y la clase de concreto especificado.

Tamiz	Porcentaje que pasa						
	AG-1	AG-2	AG-3	AG-4	AG-5	AG-6	AG-7
63 mm (2,5")	-	-	-	-	100	-	100
50 mm (2")	-	-	-	100	95-100	100	95-100
37,5 mm (1 1/2")	-	-	100	95-100	-	90-100	35-70
25,0 mm (1")	-	100	95-100	-	35-70	20-55	0-15
19,0 mm (3/4")	100	95-100	-	35-70	-	0-15	-
12,5 mm (1/2")	90-100	-	25-60	-	10-30	-	0-5
9,5 mm (3/8")	40-70	20-55	-	10-30	-	0-5	-
4,75 mm (N° 4)	0-15	0-10	0-10	0-5	0-5	-	-
2,36 mm (N° 8)	0-5	0-5	0-5	-	-	-	-

(6) Forma

El porcentaje de partículas chatas y alargadas del agregado grueso procesado, determinados según la norma MTC E 221, no deberán ser mayores de quince por ciento (15%). Para concretos de $f'c > 210 \text{ Kg/cm}^2$, los agregados deben ser 100% triturados.

Además el tamaño máximo del agregado grueso, no deberá exceder los 2/3 del espacio libre entre barras de la armadura y en cuanto al tipo y dimensiones del elemento estructural a llenar se observará las recomendaciones en la siguiente tabla:

Dimensión Min. de la sección en pulgadas	Muros Armados vigas y columna	Muros sin Armar	Losas fuertemente armadas	Losas ligeramente armadas o sin armar
2 ½ - 5	½ - ¾	¾	¾ - 1	¾ - 1 ½
6 - 11	¾ - 1 ½	1 ½	1 ½	1 ½ - 3
12 - 29	1 ½ - 3	3	1 ½ - 3	3 - 5

(c) Agregado ciclópeo

El agregado ciclópeo será roca triturada o canto rodado de buena calidad. El agregado será preferiblemente angular y su forma tenderá a ser cúbica. La relación entre las dimensiones mayor y menor de cada piedra no será mayor que dos a uno (2:1).

El tamaño máximo admisible del agregado ciclópeo dependerá del espesor y volumen de la estructura de la cual formará parte. En cabezales, aletas y obras similares con espesor no mayor de ochenta centímetros (80 cm.), se admitirán agregados ciclópeos con dimensión máxima de treinta centímetros (30 cm.).

En estructuras de mayor espesor se podrán emplear agregados de mayor volumen, previa autorización del Supervisor y con las limitaciones establecidas en “Colocación del concreto”.

Aditivos

Se podrán usar aditivos de reconocida calidad, para modificar las propiedades del concreto, con el fin de que sea más adecuado para las condiciones particulares de la estructura por construir. Su empleo deberá definirse por medio de ensayos efectuados con antelación a la obra, con dosificaciones que garanticen el efecto deseado, sin perturbar las propiedades restantes de la mezcla, ni representar riesgos para la armadura que tenga la estructura. En las Especificaciones del proyecto se definirán que tipo de aditivos se pueden usar,

los requerimientos que deben cumplir y los ensayos de control que se harán a los mismos.

EQUIPO

Los principales elementos requeridos para la elaboración de concretos y la construcción de estructuras con dicho material, son los siguientes:

(a) Equipo para la producción de agregados

Para el proceso de producción de los agregados pétreos se requieren equipos para su explotación, carguío, transporte y producción. La unidad de proceso consistirá en una unidad clasificadora y, de ser necesario, una planta de trituración provista de trituradoras primaria, secundaria y terciaria siempre que esta última se requiera, así como un equipo de lavado. La planta deberá estar provista de los filtros necesarios para controlar la contaminación ambiental de acuerdo con la reglamentación vigente.

(b) Equipo para la elaboración del Concreto

La planta de elaboración del concreto deberá efectuar una mezcla regular e íntima de los componentes, dando lugar a un concreto de aspecto y consistencia uniforme, dentro de las tolerancias establecidas.

La mezcla se podrá elaborar en plantas centrales o en camiones mezcladores. En el caso de plantas centrales, los dispositivos para la dosificación por peso de los diferentes ingredientes deberán ser automáticos, con precisión superior al uno por ciento (1%) para el cemento y al dos por ciento (2%) para los agregados. Los camiones mezcladores, que se pueden emplear tanto para la mezcla como para el agitado, podrán ser de tipo cerrado, con tambor giratorio; o de tipo abierto, provistos de paletas. En cualquiera de los dos casos, deberán proporcionar mezclas uniformes y descargar su contenido sin que se produzcan segregaciones; además, estarán equipados con cuentarrevoluciones.

Los vehículos mezcladores de concreto y otros elementos que contengan alto contenido de humedad deben tener dispositivos de seguridad necesarios para evitar el derrame del material de mezcla durante el proceso de transporte.

En caso hubiere derrame del material llevado por los camiones, éste deberá ser recogido inmediatamente por el transportador, para lo cual deberá contar con el equipo necesario.

La mezcla manual sólo se podrá efectuar, previa autorización del Supervisor, para estructuras pequeñas de muy baja resistencia. En tal caso, las tandas no podrán ser mayores de un cuarto de metro cúbico (0,25 m³).

(c) Elementos de transporte

La utilización de cualquier sistema de transporte o de conducción del concreto deberá contar con la aprobación del Supervisor. Dicha aprobación no deberá ser considerada como definitiva por el Contratista y se da bajo la condición de que el uso del sistema de conducción o transporte se suspenda inmediatamente, si el asentamiento o la segregación de la mezcla exceden los límites especificados señale el Proyecto.

Cuando la distancia de transporte sea mayor de trescientos metros (300 m), no se podrán emplear sistemas de bombeo, sin la aprobación del Supervisor.

Cuando el concreto se vaya a transportar en vehículos a distancias superiores a seiscientos metros (600 m), el transporte se deberá efectuar en camiones mezcladores.

(d) Encofrados y obra falsa

El Contratista deberá suministrar e instalar todos los encofrados necesarios para confinar y dar forma al concreto, de acuerdo con las líneas mostradas en los planos u ordenadas por el Supervisor.

Los encofrados podrán ser de madera o metálicas y deberán tener la resistencia suficiente para contener la mezcla de concreto, sin que se formen combas entre los soportes y evitar desviaciones de las líneas y contornos que muestran los planos, ni se pueda escapar el mortero.

Los encofrados de madera podrán ser de tabla cepillada o de triplay, y deberán tener un espesor uniforme.

(e) Elementos para la colocación del concreto

El Contratista deberá disponer de los medios de colocación del concreto que permitan una buena regulación de la cantidad de mezcla depositada, para evitar salpicaduras, segregación y choques contra los encofrados o el refuerzo.

(f) Vibradores

Los vibradores para compactación del concreto deberán ser de tipo interno, y deberán operar a una frecuencia no menor de siete mil (7 000) ciclos por minuto y ser de una intensidad suficiente para producir la plasticidad y adecuada consolidación del concreto, pero sin llegar a causar la segregación de los materiales. Para estructuras delgadas, donde los encofrados estén especialmente diseñados para resistir la vibración, se podrán emplear vibradores externos de encofrado.

(g) Equipos varios

El Contratista deberá disponer de elementos para usos varios, entre ellos los necesarios para la ejecución de juntas, la corrección superficial del concreto terminado, la aplicación de productos de curado, equipos para limpieza, etc.

REQUERIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN

Explotación de materiales y elaboración de agregados

Al respecto, todos los procedimientos, equipos, etc. requieren ser aprobados por el Supervisor, sin que este exima al Contratista de su responsabilidad posterior.

Estudio de la mezcla y obtención de la fórmula de trabajo

Con suficiente antelación al inicio de los trabajos, el Contratista deberá suministrar al Supervisor, para su verificación, muestras representativas de los agregados, cemento, agua y eventuales aditivos por utilizar, avaladas por los resultados de ensayos de laboratorio que garanticen la conveniencia de emplearlos en el diseño de la mezcla.

Una vez el Supervisor realice las comprobaciones que considere necesarias y dé su aprobación a los materiales cuando resulten satisfactorios de acuerdo con lo que establece la presente especificación, el Contratista diseñará la mezcla y

definirá una fórmula de trabajo, la cual someterá a consideración del Supervisor. Dicha fórmula señalará:

- Las proporciones en que se deben mezclar los agregados disponibles y la gradación media a que da lugar dicha mezcla.
- Las dosificaciones de cemento, agregados grueso y fino y aditivos en polvo, en peso por metro cúbico de concreto. La cantidad de agua y aditivos líquidos se podrá dar por peso o por volumen.
- Cuando se contabilice el cemento por bolsas, la dosificación se hará en función de un número entero de bolsas.
- La consistencia del concreto, la cual se deberá encontrar dentro de los siguientes límites, al medirla según norma de ensayo MTC E 705.

Tipo de Construcción	Asentamiento Nominal (mm)	Asentamiento Máximo (mm)
Elementos contruidos con encofrados		
Secciones de más de 30 cm de espesor	10-30	50
Secciones de 30 cm de espesor ó menos	10-40	50
Pilares llenados en sitio	50-80	90
Concreto colocado bajo agua	50-80	90

La fórmula de trabajo se deberá reconsiderar cada vez que varíe alguno de los siguientes factores:

- El tipo, clase o categoría del cemento o su marca.
- El tipo, absorción o tamaño máximo del agregado grueso.
- El módulo de finura del agregado fino en más de dos décimas (0,2).
- La naturaleza o proporción de los aditivos.
- El método de puesta en obra del concreto.

El Contratista deberá considerar que el concreto deberá ser dosificado y elaborado para asegurar una resistencia a compresión acorde con la de los planos y documentos del Proyecto, que minimice la frecuencia de los resultados de pruebas por debajo del valor de resistencia a compresión especificada en los

planos del proyecto. Los planos deberán indicar claramente la resistencia a la compresión para la cual se ha diseñado cada parte de la estructura.

Al efectuar las pruebas de tanteo en el laboratorio para el diseño de la mezcla, las muestras para los ensayos de resistencia deberán ser preparadas y curadas de acuerdo con la norma MTC E 702 y ensayadas según la norma de ensayo MTC E 704. Se deberá establecer una curva que muestre la variación de la relación agua / cemento (o el contenido de cemento) y la resistencia a compresión a veintiocho (28) días. La curva se deberá basar en no menos de tres (3) puntos y preferiblemente cinco (5), que representen tandas que den lugar a resistencias por encima y por debajo de la requerida. Cada punto deberá representar el promedio de por lo menos tres (3) cilindros ensayados a veintiocho (28) días.

La máxima relación agua / cemento permisible para el concreto a ser empleado en la estructura, será la mostrada por la curva, que produzca la resistencia promedio requerida que exceda suficientemente la resistencia de diseño del elemento, según lo indica la siguiente Tabla.

Resistencia Promedio Requerida

Resistencia Especificada a la Compresión	Resistencia promedio requerida a la Compresión
< 20,6 MPa (210 Kg/cm ²)	f'c + 6,8 MPa (70 Kg/cm ²)
20,6 – 34,3 MPa (210 – 350 Kg/cm ²)	f'c + 8,3 MPa (85 Kg/cm ²)
> 34,3 MPa (350 Kg/cm ²)	f'c + 9,8 MPa (100 Kg/cm ²)

Si la estructura de concreto va a estar sometida a condiciones de trabajo muy rigurosas, la relación agua / cemento no podrá exceder de 0,50 si va a estar expuesta al agua dulce, ni de 0.45 para exposiciones al agua de mar o cuando va a estar expuesta a concentraciones perjudiciales que contengan sulfatos.

Cuando se especifique concreto con aire, el aditivo deberá ser de clase aprobada según lo indicado en el ítem de aditivos. La cantidad de aditivo

utilizado deberá producir el contenido de aire incorporado que muestra la Tabla siguiente:

Requisitos Sobre Aire Incluido

Resistencia de diseño a 28 días	Porcentaje aire incluido
280-350 concreto normal	6-8
280-350 concreto pre-esforzado	2-5
140-280 concreto normal	3-6

La cantidad de aire incorporado se determinará según la norma de ensayo AASHTO-T152 o ASTM-C231.

La aprobación que del Supervisor al diseño no implica necesariamente la aceptación posterior de las obras de concreto que se construyan con base en dicho diseño, ni exime al Contratista de su responsabilidad de cumplir con todos los requisitos de las especificaciones y los planos. La aceptación de las obras para fines de pago dependerá de su correcta ejecución y de la obtención de la resistencia a compresión mínima especificada para la respectiva clase de concreto, resistencia que será comprobada con base en las mezclas realmente incorporadas en tales obras.

Preparación de la zona de los trabajos

La excavación necesaria para las cimentaciones de las estructuras de concreto y su preparación para la cimentación, incluyendo su limpieza y apuntalamiento, cuando sea necesario, se deberá efectuar conforme a los planos del Proyecto y de estas especificaciones.

Fabricación de la mezcla

(a) Almacenamiento de los agregados

Cada tipo de agregado se acopiará por pilas separadas, las cuales se deberán mantener libres de tierra o de elementos extraños y dispuestos de tal forma, que se evite al máximo la segregación de los agregados.

Si los acopios se disponen sobre el terreno natural, no se utilizarán los quince centímetros (15 cm.) inferiores de los mismos. Los acopios se construirán por

capas de espesor no mayor a metro y medio (1,50 m) y no por depósitos cónicos.

Todos los materiales a utilizarse deberán estar ubicados de tal forma que no cause incomodidad a los transeúntes y/o vehículos que circulen en los alrededores. No debe permitirse el acceso de personas ajenas a la obra.

(b) Suministro y almacenamiento del cemento

El cemento en bolsas se deberá almacenar en sitios secos y aislados del suelo, en rumas de no más de siete ocho (8) bolsas.

Si el cemento se suministra a granel, se deberá almacenar en silos apropiados aislados de la humedad. La capacidad máxima de almacenamiento será la suficiente para el consumo de dos (2) jornadas de producción normal.

Todo cemento que tenga más de tres (3) meses de almacenamiento en sacos o seis (6) en silos, deberá ser examinado por el Supervisor, para verificar si aún es susceptible de utilización. Este examen incluirá pruebas de laboratorio para determinar su conformidad con los requisitos de la Norma Técnica Peruana.

(c) Almacenamiento de aditivos

Los aditivos se protegerán convenientemente de la intemperie y de toda contaminación. Los sacos de productos en polvo se almacenarán bajo cubierta y observando las mismas precauciones que en el caso del almacenamiento del cemento. Los aditivos suministrados en forma líquida se almacenarán en recipientes estancos.

(d) Elaboración de la mezcla

Salvo indicación en contrario del Supervisor, la mezcladora se cargará primero con una parte no superior a la mitad ($\frac{1}{2}$) del agua requerida para la tanda; a continuación se añadirán simultáneamente el agregado fino y el cemento y, posteriormente, el agregado grueso, completándose luego la dosificación de agua durante un lapso que no deberá ser inferior a cinco segundos (5 s), ni superior a la tercera parte ($\frac{1}{3}$) del tiempo total de mezclado, contado a partir del instante de introducir el cemento y los agregados.

Como norma general, los aditivos se añadirán a la mezcla disueltos en una parte del agua de mezclado.

Antes de cargar nuevamente la mezcladora, se vaciará totalmente su contenido. En ningún caso, se permitirá el remezclado de concretos que hayan fraguado parcialmente, aunque se añadan nuevas cantidades de cemento, agregados y agua.

Cuando la mezcladora haya estado detenida por más de treinta (30) minutos, deberá ser limpiada perfectamente antes de verter materiales en ella. Así mismo, se requiere su limpieza total, antes de comenzar la fabricación de concreto con otro tipo de cemento.

Cuando la mezcla se elabore en mezcladoras al pie de la obra, el Contratista, con la supervisión del Supervisor, podrá transformar las cantidades correspondientes a la fórmula de trabajo a unidades volumétricas. El Supervisor verificará que existen los elementos de dosificación precisos para obtener una mezcla de la calidad deseada.

Cuando se haya autorizado la ejecución manual de la mezcla, ésta se realizará sobre una superficie impermeable, en la que se distribuirá el cemento sobre la arena, y se verterá el agua sobre el mortero anhidro en forma de cráter.

Preparado el mortero, se añadirá el agregado grueso, revolviendo la masa hasta que adquiera un aspecto y color uniformes.

El lavado de los materiales deberá efectuarse lejos de los cursos de agua, y de ser posible, de las áreas verdes.

Operaciones para el vaciado de la mezcla

(a) Descarga, transporte y entrega de la mezcla

El concreto al ser descargado de mezcladoras estacionarias, deberá tener la consistencia, trabajabilidad y uniformidad requeridas para la obra. La descarga de la mezcla, el transporte, la entrega y colocación del concreto deberán ser completados en un tiempo máximo de una y media (1 ½) horas, desde el

momento en que el cemento se añade a los agregados, salvo que el Supervisor fije un plazo diferente según las condiciones climáticas, el uso de aditivos o las características del equipo de transporte.

Para el transporte, el Contratista deberá proponer sus métodos adecuados y convenientes, teniendo en cuenta que en ningún caso tenga más de 30 minutos entre su preparación y colocación, evitando la segregación, pérdida de materiales y características de la mezcla.

A su entrega en la obra, el Supervisor rechazará todo concreto que haya desarrollado algún endurecimiento inicial, determinado por no cumplir con el asentamiento dentro de los límites especificados, así como aquel que no sea entregado dentro del límite de tiempo aprobado.

El concreto que por cualquier causa haya sido rechazado por el Supervisor, deberá ser retirado de la obra y reemplazado por el Contratista, a su costo, por un concreto satisfactorio.

El material de concreto derramado como consecuencia de las actividades de transporte y colocación, deberá ser recogido inmediatamente por el contratista, para lo cual deberá contar con el equipo necesario.

(b) Preparación para la colocación del concreto

Por lo menos cuarenta y ocho (48) horas antes de colocar concreto en cualquier lugar de la obra, el Contratista notificará por escrito al Supervisor al respecto, para que éste verifique y apruebe los sitios de colocación.

La colocación no podrá comenzar, mientras el Supervisor no haya aprobado el encofrado, el refuerzo, las partes embebidas y la preparación de las superficies que han de quedar contra el concreto. Dichas superficies deberán encontrarse completamente libres de suciedad, lodo, desechos, grasa, aceite, partículas sueltas y cualquier otra sustancia perjudicial. La limpieza puede incluir el lavado por medio de chorros de agua y aire, excepto para superficies de suelo o relleno, para las cuales este método no es obligatorio.

Se deberá eliminar toda agua estancada o libre de las superficies sobre las cuales se va a colocar la mezcla y controlar que durante la colocación de la mezcla y el fraguado, no se mezcle agua que pueda lavar o dañar el concreto fresco.

Las fundaciones en suelo contra las cuales se coloque el concreto, deberán ser humedecidas, o recubrirse con una delgada capa de concreto, si así lo exige el Supervisor.

(c) Colocación del concreto

Las formas deberán haber sido limpiadas de todo material extraño antes de ejecutar el colocado del concreto.

El Concreto deberá ser colocado evitando la segregación de sus componentes, permitiéndose solamente para su transporte las carretillas o buggies con llantas neumáticas, los cucharones o baldes de pluma y el uso de bombas especiales.

No se aceptarán para el llenado, concretos que tengan más de 30 minutos de preparados, haciéndose la salvedad que los que no hayan sido utilizados de inmediato deberán haberse mantenido en proceso de agitación adecuada hasta su utilización, siempre que este tiempo no sobrepase los 30 minutos citados.

Esta operación se deberá efectuar en presencia del Supervisor, salvo en determinados sitios específicos autorizados previamente por éste.

El concreto no se podrá colocar en instantes de lluvia, a no ser que el Contratista suministre cubiertas que, a juicio del Supervisor, sean adecuadas para proteger el concreto desde su colocación hasta su fraguado.

En todos los casos, el concreto se deberá depositar lo más cerca posible de su posición final y no se deberá hacer fluir por medio de vibradores. Los métodos utilizados para la colocación del concreto deberán permitir una buena regulación de la mezcla depositada, evitando su caída con demasiada presión o chocando contra los encofrados o el refuerzo. Por ningún motivo se permitirá la caída libre del concreto desde alturas superiores a uno y medio metros (1,50 m).

Al verter el concreto, se compactará enérgica y eficazmente, para que las armaduras queden perfectamente envueltas; cuidando especialmente los sitios en que se reúna gran cantidad de ellas, y procurando que se mantengan los recubrimientos y separaciones de la armadura.

A menos que los documentos del proyecto establezcan lo contrario, el concreto se deberá colocar en capas continuas horizontales cuyo espesor no exceda de medio metro (0.5 m). El Supervisor podrá exigir espesores aún menores cuando lo estime conveniente, si los considera necesarios para la correcta ejecución de los trabajos.

Cuando se utilice equipo de bombeo, se deberá disponer de los medios para continuar la operación de colocación del concreto en caso de que se dañe la bomba. El bombeo deberá continuar hasta que el extremo de la tubería de descarga quede completamente por fuera de la mezcla recién colocada.

No se permitirá la colocación de concreto al cual se haya agregado agua después de salir de la mezcladora. Tampoco se permitirá la colocación de la mezcla fresca sobre concreto total o parcialmente endurecido, sin que las superficies de contacto hayan sido preparadas como juntas.

La colocación del agregado ciclópeo para el concreto, se deberá ajustar al siguiente procedimiento. La piedra limpia y húmeda, se deberá colocar cuidadosamente, sin dejarla caer por gravedad, en la mezcla de concreto simple.

En estructuras cuyo espesor sea inferior a ochenta centímetros (80 cm.), la distancia libre entre piedras o entre una piedra y la superficie de la estructura, no será inferior a diez centímetros (10 cm.). En estructuras de mayor espesor, la distancia mínima se aumentará a quince centímetros (15 cm.). En estribos y pilas no se podrá usar agregado ciclópeo en los últimos cincuenta centímetros (50 cm.) debajo del asiento de la superestructura o placa. La proporción máxima del agregado ciclópeo será el treinta por ciento (30%) del volumen total de concreto.

Los escombros resultantes de las actividades implicadas, deberán ser eliminados únicamente en las áreas de disposición de material excedente, determinadas por el proyecto.

De ser necesario, la zona de trabajo, deberá ser escarificada para adecuarla a la morfología existente.

(d) Colocación del concreto bajo agua

El concreto no deberá ser colocado bajo agua, excepto cuando así se especifique en los planos o lo autorice el Supervisor, quien efectuará una supervisión directa de los trabajos. En tal caso, el concreto tendrá una resistencia no menor de $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ y contendrá un diez por ciento (10%) de exceso de cemento.

Dicho concreto se deberá colocar cuidadosamente en su lugar, en una masa compacta, por medio de un método aprobado por el Supervisor. Todo el concreto bajo el agua se deberá depositar en una operación continua.

No se deberá colocar concreto dentro de corrientes de agua y los encofrados diseñados para retenerlo bajo el agua, deberán ser impermeables. El concreto se deberá colocar de tal manera, que se logren superficies aproximadamente horizontales, y que cada capa se deposite antes de que la precedente haya alcanzado su fraguado inicial, con el fin de asegurar la adecuada unión entre las mismas.

Los escombros resultantes de las actividades implicadas, deberán ser eliminados únicamente en las áreas de disposición de material excedente, determinadas por el proyecto.

De ser necesario, la zona de trabajo, deberá ser escarificada para adecuarla a la morfología existente.

(e) Vibración

El concreto colocado se deberá consolidar mediante vibración, hasta obtener la mayor densidad posible, de manera que quede libre de cavidades producidas por partículas de agregado grueso y burbujas de aire, y que cubra totalmente las superficies de los encofrados y los materiales embebidos. Durante la consolidación, el vibrador se deberá operar a intervalos regulares y frecuentes,

en posición casi vertical y con su cabeza sumergida profundamente dentro de la mezcla.

No se deberá colocar una nueva capa de concreto, si la precedente no está debidamente consolidada.

La vibración no deberá ser usada para transportar mezcla dentro de los encofrados, ni se deberá aplicar directamente a éstas o al acero de refuerzo, especialmente si ello afecta masas de mezcla recientemente fraguada.

(f) Juntas

Se deberán construir juntas de construcción, contracción y dilatación, con las características y en los sitios indicados en los planos de la obra o donde lo indique el Supervisor. El Contratista no podrá introducir juntas adicionales o modificar el diseño de localización de las indicadas en los planos o aprobadas por el Supervisor, sin la autorización de éste. En superficies expuestas, las juntas deberán ser horizontales o verticales, rectas y continuas, a menos que se indique lo contrario.

En general, se deberá dar un acabado pulido a las superficies de concreto en las juntas y se deberán utilizar para las mismas los rellenos, sellos o retenedores indicados en los planos.

Las juntas deberán ser perpendiculares a las líneas principales de fatiga y en general estarán ubicadas en los puntos donde el esfuerzo cortante sea mínimo.

En las juntas de construcción horizontales, se colocarán listones alineadores de 2 cm. de espesor dentro de los encofrados y a lo largo de todas las caras descubiertas para dar líneas rectas a las juntas.

Antes de colocar el nuevo concreto fresco, las superficies de las juntas de construcción deberán ser enteramente picadas con una herramienta adecuada aprobada por el "Supervisor" para eliminar rebabas y materiales sueltos e indeseables, además deberán ser lavadas y raspadas con escobilla de alambre y empapadas en agua hasta su saturación, conservándolas saturadas hasta colocar el nuevo concreto.

El concreto de la sub-estructura será colocado de tal manera que todas las juntas de construcción horizontales sean perfectamente horizontales y si es posible, que no queden visibles en la estructura terminada.

Cuando se necesiten juntas de construcción verticales, las barras de refuerzo deberán ser extendidas a través de la junta, de tal manera que la estructura resulte monolítica; además de haber dejado en tales casos llaves de corte formados por endentadas en las superficies.

(g) Agujeros para drenaje

Los agujeros para drenaje o alivio se deberán construir de la manera y en los lugares señalados en los planos. Los dispositivos de salida, bocas o respiraderos para igualar la presión hidrostática se deberán colocar por debajo de las aguas mínimas y también de acuerdo con lo indicado en los planos.

Los moldes para practicar agujeros a través del concreto pueden ser de tubería metálica, plástica o de concreto, cajas de metal o de madera. Si se usan moldes de madera, ellos deberán ser removidos después de colocado el concreto.

(h) Remoción de los encofrados y de la obra falsa

El tiempo de remoción de encofrados y obra falsa está condicionado por el tipo y localización de la estructura, el curado, el clima y otros factores que afecten el endurecimiento del concreto.

Si las operaciones de campo no están controladas por pruebas de laboratorio, el siguiente cuadro puede ser empleado como guía para el tiempo mínimo requerido antes de la remoción de encofrados y soportes:

- Estructuras para arcos.....14 días
- Estructuras bajo vigas14 días
- Soportes bajo losas planas.....14 días
- Losas de piso14 días
- Placa superior en alcantarillas de cajón.....14 días
- Superficies de muros verticales 48 horas
- Columnas 48 horas

- Lados de vigas 24 horas

Si las operaciones de campo son controladas por ensayos de resistencia de cilindros de concreto, la remoción de encofrados y demás soportes se podrá efectuar al lograrse las resistencias fijadas en el diseño.

Los cilindros de ensayo deberán ser curados bajo condiciones iguales a las más desfavorables de la estructura que representan.

La remoción de encofrados y soportes se debe hacer cuidadosamente y en forma tal, que permita al concreto tomar gradual y uniformemente los esfuerzos debidos a su peso propio.

(i) Curado

Durante el primer período de endurecimiento, se someterá el concreto a un proceso de curado que se prolongará a lo largo del plazo prefijado por el Supervisor, según el tipo de cemento utilizado y las condiciones climáticas del lugar.

En general, los tratamientos de curado se deberán mantener por un período no menor de catorce (14) días después de terminada la colocación de la mezcla de concreto; en algunas estructuras no masivas, este período podrá ser disminuido, pero en ningún caso será menor de siete (7) días.

(1) Curado con agua

El concreto deberá permanecer húmedo en toda la superficie y de manera continua, cubriéndolo con tejidos de yute o algodón saturados de agua, o por medio de rociadores, mangueras o tuberías perforadas, o por cualquier otro método que garantice los mismos resultados.

No se permitirá el humedecimiento periódico; éste debe ser continuo. El agua que se utilice para el curado deberá cumplir los mismos requisitos del agua para la mezcla.

(2) Curado con compuestos membrana

Este curado se podrá hacer en aquellas superficies para las cuales el Supervisor lo autorice, previa aprobación de éste sobre los compuestos a utilizar y sus sistemas de aplicación.

El equipo y métodos de aplicación del compuesto de curado deberán corresponder a las recomendaciones del fabricante, esparciéndolo sobre la superficie del concreto de tal manera que se obtenga una membrana impermeable, fuerte y continua que garantice la retención del agua, evitando su evaporación. El compuesto de membrana deberá ser de consistencia y calidad uniformes.

(j) Acabado y reparaciones

A menos que los planos indiquen algo diferente, las superficies expuestas a la vista, con excepción de las caras superior e inferior de las placas de piso, el fondo y los lados interiores de las vigas de concreto, deberán tener un acabado por frotamiento con piedra áspera de carborundum, empleando un procedimiento aceptado por el Supervisor.

Cuando se utilicen encofrados metálicos, con revestimiento de madera laminada en buen estado, el Supervisor podrá dispensar al Contratista de efectuar el acabado por frotamiento si, a juicio de aquél, las superficies son satisfactorias.

Todo concreto defectuoso o deteriorado deberá ser reparado o removido y reemplazado por el Contratista, según lo requiera el Supervisor. Toda mano de obra, equipo y materiales requeridos para la reparación del concreto, serán suministrados a expensas del Contratista.

(k) Limpieza final

Al terminar la obra, y antes de la aceptación final del trabajo, el Contratista deberá retirar del lugar toda obra falsa, materiales excavados o no utilizados, desechos, basuras y construcciones temporales, restaurando en forma aceptable para el Supervisor, toda propiedad, tanto pública como privada, que pudiera haber sido afectada durante la ejecución de este trabajo y dejar el lugar de la estructura limpio y presentable.

(l) Limitaciones en la ejecución

La temperatura de la mezcla de concreto, inmediatamente antes de su colocación, deberá estar entre diez y treinta y dos grados Celsius (10 °C – 32 °C).

Cuando se pronostique una temperatura inferior a cuatro grados Celsius (4 °C) durante el vaciado o en las veinticuatro (24) horas siguientes, la temperatura del concreto no podrá ser inferior a trece grados Celsius (13 °C) cuando se vaya a emplear en secciones de menos de treinta centímetros (30 cm) en cualquiera de sus dimensiones, ni inferior a diez grados Celsius (10 °C) para otras secciones.

La temperatura durante la colocación no deberá exceder de treinta y dos grados Celsius (32 °C), para que no se produzcan pérdidas en el asentamiento, fraguado falso o juntas frías. Cuando la temperatura de los encofrados metálicos o de las armaduras exceda de cincuenta grados Celsius (50 °C), se deberán enfriar mediante rociadura de agua, inmediatamente antes de la colocación del concreto.

ACEPTACIÓN DE LOS TRABAJOS

(a) Controles

Durante la ejecución de los trabajos, el Supervisor efectuará los siguientes controles principales:

- Verificar el estado y funcionamiento de todo el equipo empleado por el Contratista.
- Supervisar la correcta aplicación del método aceptado previamente, en cuanto a la elaboración y manejo de los agregados, así como la manufactura, transporte, colocación, consolidación, ejecución de juntas, acabado y curado de las mezclas.
- Comprobar que los materiales por utilizar cumplan los requisitos de calidad exigidos por la presente especificación.
- Efectuar los ensayos necesarios para el control de la mezcla.
- Vigilar la regularidad en la producción de los agregados y mezcla de concreto durante el período de ejecución de las obras.
- Tomar, de manera cotidiana, muestras de la mezcla elaborada para determinar su resistencia.

- Realizar medidas para determinar las dimensiones de la estructura y comprobar la uniformidad de la superficie.
- Medir, para efectos de pago, los volúmenes de obra satisfactoriamente ejecutados.

(b) Calidad del cemento

Cada vez que lo considere necesario, el Supervisor dispondrá que se efectúen los ensayos de control que permitan verificar la calidad del cemento.

(c) Calidad del agua

Siempre que se tenga alguna sospecha sobre su calidad, se determinará su pH y los contenidos de materia orgánica, sulfatos y cloruros, además de la periodicidad fijada para los ensayos.

(d) Calidad de los agregados

Se verificará mediante la ejecución de las mismas pruebas ya descritas en este documento. La frecuencia de ejecución, será a criterio del supervisor, de acuerdo con la magnitud de la obra bajo control. De dicha decisión, se deberá dejar constancia escrita.

(e) Calidad de aditivos y productos químicos de curado

El Supervisor deberá solicitar certificaciones a los proveedores de estos productos, donde garanticen su calidad y conveniencia de utilización, disponiendo la ejecución de los ensayos de laboratorio para su verificación.

(f) Calidad de la mezcla

(1) Dosificación

La mezcla se deberá efectuar en las proporciones establecidas durante su diseño, admitiéndose las siguientes variaciones en el peso de sus componentes:

- Agua, cemento y aditivos..... $\pm 1\%$
- Agregado fino $\pm 2\%$
- Agregado grueso hasta de 38 mm..... $\pm 2\%$
- Agregado grueso mayor de 38 mm..... $\pm 3\%$

Las mezclas dosificadas por fuera de estos límites, serán rechazadas por el Supervisor.

(2) Consistencia

El Supervisor controlará la consistencia de cada carga entregada, con la frecuencia indicada en la siguiente tabla que se muestra, cuyo resultado deberá encontrarse dentro de los límites mencionados en sección de diseño de mezclas.

Material o Product o	Propiedades o Características	Método de Ensayo	Frecuenci a	Lugar de Muestreo
Concreto	Consistencia	MTC E 705	1 por carga (1)	Punto de vaciado
	Resistencia a Compresión	MTC E 704	1 juego por cada 50 m3, pero no menos de uno por día	Punto de vaciado

En caso de no cumplirse este requisito, se rechazará la carga correspondiente.

(3) Resistencia

El Supervisor verificará la resistencia a la compresión del concreto con la frecuencia indicada en la tabla anterior.

La muestra estará compuesta por seis (6) especímenes según el método MTC E 701, con los cuales se fabricarán probetas cilíndricas, para ensayos de resistencia a compresión (MTC E 704), de las cuales se probarán tres (3) a siete (7) días y tres (3) a veintiocho (28) días, luego de ser sometidas al curado normalizado. Los valores de resistencia de siete (7) días sólo se

emplearán para verificar la regularidad de la calidad de la producción del concreto, mientras que los obtenidos a veintiocho (28) días se emplearán para la comprobación de la resistencia del concreto.

El promedio de resistencia de los tres (3) especímenes tomados simultáneamente de la misma mezcla, se considera como el resultado de un ensayo. La resistencia del concreto será considerada satisfactoria, si ningún ensayo individual presenta una resistencia inferior en más de treinta y cinco kilogramos por centímetro cuadrado (35 Kg/cm^2) de la resistencia especificada y, simultáneamente, el promedio de tres ensayos consecutivos de resistencia iguala o excede la resistencia de diseño especificada en los planos.

Si alguna o las dos (2) exigencias así indicadas es incumplida, el Supervisor ordenará una revisión de la parte de la estructura que esté en duda, utilizando métodos idóneos para detectar las zonas más débiles y requerirá que el Contratista, a su costo, tome núcleos de dichas zonas, de acuerdo a la norma MTC E 707.

Se deberán tomar tres (3) núcleos por cada resultado de ensayo inconforme. Si el concreto de la estructura va a permanecer seco en condiciones de servicio, los testigos se secarán al aire durante siete (7) días a una temperatura entre dieciséis y veintisiete grados Celsius ($16^\circ\text{C} - 27^\circ\text{C}$) y luego se probarán secos. Si el concreto de la estructura se va a encontrar húmedo en condiciones de servicio, los núcleos se sumergirán en agua por cuarenta y ocho (48) horas y se probarán a continuación.

Se considerará aceptable la resistencia del concreto de la zona representada por los núcleos, si el promedio de la resistencia de los tres (3) núcleos, corregida por la esbeltez, es al menos igual al ochenta y cinco por ciento (85%) de la resistencia especificada en los planos, siempre que ningún núcleo tenga menos del setenta y cinco por ciento (75%) de dicha resistencia.

Si los criterios de aceptación anteriores no se cumplen, el Contratista podrá solicitar que, a sus expensas, se hagan pruebas de carga en la parte dudosa de la estructura conforme lo especifica el reglamento ACI. Si estas pruebas

dan un resultado satisfactorio, se aceptará el concreto en discusión. En caso contrario, el Contratista deberá adoptar las medidas correctivas que solicite el Supervisor, las cuales podrán incluir la demolición parcial o total de la estructura, si fuere necesario, y su posterior reconstrucción, sin costo alguno para el MTC.

(g) Calidad del producto terminado

(1) Desviaciones máximas admisibles de las dimensiones laterales

- Vigas pretensadas y postensadas -5 mm a + 10 mm
- Vigas, columnas, placas, pilas, muros y estructuras similares de concreto reforzado..... -10 mm a + 20 mm
- Muros, estribos y cimientos..... -20 mm a + 50 mm

El desplazamiento de las obras, con respecto a la localización indicada en los planos, no podrá ser mayor que la desviación máxima (+) indicada.

(2) Otras tolerancias

- Espesores de placas -10 mm a +20 mm
- Cotas superiores de placas y veredas..... -10 mm a -10 mm
- Recubrimiento del refuerzo..... 10%
- Espaciamiento de varillas..... -20 mm a +20 mm

(3) Regularidad de la superficie

La superficie no podrá presentar irregularidades que superen los límites que se indican a continuación, al colocar sobre la superficie una regla de tres metros (3 m):

- Placas y veredas 4 mm
- Otras superficies de concreto simple o reforzado 10 mm
- Muros de concreto ciclópeo 20 mm

(4) Curado

Toda obra de concreto que no sea correctamente curado, puede ser rechazada. Si se trata de una superficie de contacto con concreto, deficientemente curada, el Supervisor podrá exigir la remoción de una capa hasta de cinco centímetros (5 cm.) de espesor, por cuenta del Contratista.

Todo concreto donde los materiales, mezclas y producto terminado excedan las tolerancias de esta especificación deberá ser corregido por el Contratista, a su costo, de acuerdo con las indicaciones del Supervisor y a plena satisfacción de éste.

MEDICIÓN

La unidad de medida será el metro cúbico (m³), aproximado al décimo de metro cúbico, de mezcla de concreto realmente suministrada, colocada y consolidada en obra, debidamente aceptada por el Supervisor.

PAGO

El pago se hará a su precio unitario por toda obra ejecutada de acuerdo con esta especificación y aceptada a satisfacción por el Supervisor.

Deberá cubrir, también todos los costos de construcción o mejoramiento de las vías de acceso a las fuentes, los de la explotación de ellas; la selección, trituración, y eventual lavado y clasificación de los materiales pétreos; el suministro, almacenamiento, desperdicios, cargas, transportes, descargas y mezclas de todos los materiales constitutivos de la mezcla cuya fórmula de trabajo se haya aprobado, los aditivos si su empleo está previsto en los documentos del proyecto o ha sido solicitado por el Supervisor.

El precio unitario deberá incluir, también, los costos por concepto de patentes utilizadas por el Contratista; suministro, instalación y operación de los equipos; la preparación de la superficie de las excavaciones, el suministro de materiales y accesorios para los encofrados y la obra falsa y su construcción y remoción; el diseño y elaboración de las mezclas de concreto, su carga, transporte al sitio de la obra, colocación, vibrado, curado del concreto terminado, ejecución de juntas, acabado, reparación de desperfectos, limpieza final de la zona de las obras y, en general, todo costo relacionado con la correcta ejecución de los trabajos especificados y las instrucciones del Supervisor.

6.2 SISTEMA CONSTRUCTIVO

Los sistemas constructivos asociados a la excavación y o perforación de pilotes se basan en las características de los equipos a utilizar en cada caso, según lo explicado en el Capítulo 2 del presente trabajo.

A su vez el tipo de equipo a utilizar en la excavación de pilotes esta asociado a si el terreno es suelo o roca.

6.2.1 EXCAVACIÓN EN SUELO

Aquella que se realiza en terrenos conformados por gravas, arenas, limos, arcillas o las diferentes combinaciones de estos que se presentan en la naturaleza según la respectiva clasificación SUCS o AASHTO.

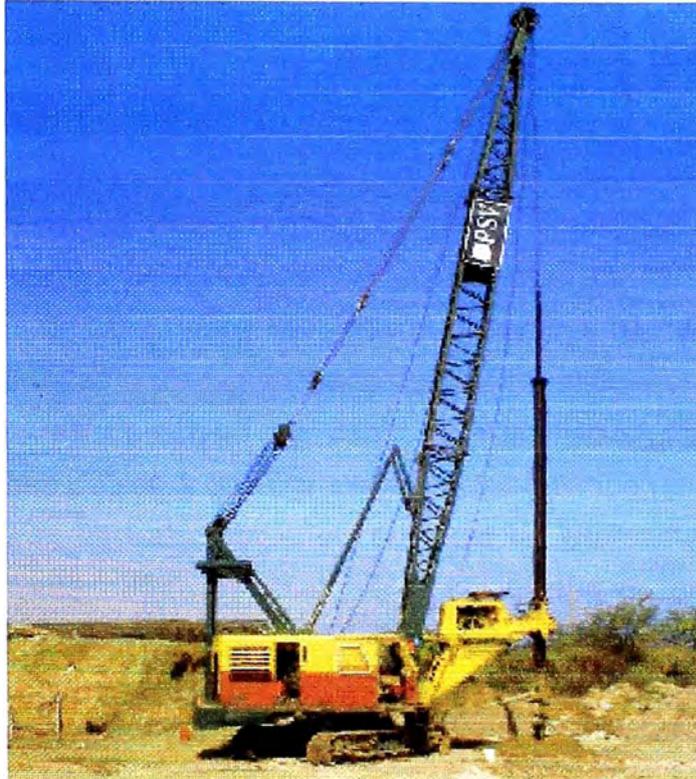
Para la excavación en suelos se utiliza un equipo de perforación por rotación que posee una cabeza de perforación de tipo hélice, la cual barrena el terreno y lo extrae hacia la superficie de manera cíclica hasta llegar al nivel de cimentación deseado del pilote. Dependiendo del tipo de terreno es factible poder acondicionar a los equipos de excavación cabezas de perforación de tipo hélice ya sea para terrenos compuestos por la combinación de materiales finos como arenas, arcillas y limos, como también para terrenos que presentan gravas y materiales de mayor tamaño denominados detritus.

En algunos casos las hélices de los acoples o accesorios de perforación pueden ser continuas, en cuyo caso este tipo de acople de perforación se le denomina barreno helicoidal continuo.

Dependiendo del tipo de suelo a excavar, por la falta de cohesión que pueda presentar el estrato perforado es posible utilizar camisas o fundas metálicas para estabilizar la excavación en los primeros metros de la misma, lo cual de acuerdo al diseño se pueden dejar dentro de la excavación para trabajar estructuralmente en el pilote o se pueden recuperar durante el proceso de vaciado del pilote.

También se puede utilizar lodos de perforación bentoníticos o a base de polímeros para el mismo fin. Estos últimos permiten estabilizar las paredes

expuestas de la excavación hasta el fondo de la misma y se pueden reutilizar o reciclar, cuando son bombeados hacia una poza o tanque de lodos que se ubica en la superficie o plataforma de excavación.



Fotografía VI-1: Equipo de perforación para suelos.

6.2.2 EXCAVACION EN ROCA

Cuando el terreno que se requiere excavar se presenta en un estrato donde no hay suelo de acuerdo a la clasificación SUCS o AASHTO, mencionada en el ítem anterior entonces es posible que se pueda encontrar en un terreno formado por estratos rocosos o también por la presencia de botonería de gran tamaño que no puede ser extraída por excavación sino mas bien por perforación.

La excavación se realiza principalmente por el principio de abrasión, que se logra mediante el uso de brocas, triconos o trépanos

Los equipos que se utilizan para la excavación en roca trabajan a base de la rotación de diferentes elementos abrasivos que desgastan al material a perforar por tener en las cabezas de perforación elementos de mayor dureza que permiten realizar tal desgaste del material y por consiguiente lograr la perforación.

Los acoples de perforación en general poseen en la cabeza insertos de diamantes, carbones diamantados.

Si bien en la excavación de rocas no se presentan problemas de estabilidad de las paredes expuestas a la perforación, por lo tanto no es necesario utilizar camisas o fundas de acero para ello, pero a diferencia de los suelos las rocas pueden presentar fallas o discontinuidades en su estratificación, lo cual requiere que cuando esto es detectado se deba de sellar esas fracturas o grietas formadas en la roca debido a que por las mismas se puede perder la mezcla del concreto durante el vaciado, pudiendo ser esto un problema muy grave que redundaría en la integridad del pilote por la posibilidad de generarse grandes cangrejas en el pilote, así como también consumo excesivo de la mezcla de concreto durante el vaciado.

El sellado de las grietas o discontinuidades de las rocas se realiza mediante técnicas de vaciado de lechadas de cemento con el uso de aditivos súper plastificantes o acelerantes, luego de lo cual se puede volver a reanudar el proceso de excavación atravesando el estrato cementado.



Fotografía VI-2: Equipo de perforación para roca.

6.3 PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

Para la construcción de pilotes excavados se deben de tener en cuenta la secuencia de partidas común de cualquier procedimiento constructivo típico, el cual comienza desde los trabajos preliminares como la movilización de los equipos, el trazo y replanteo, la excavación de pilotes, el habilitado y colocación del acero de refuerzo, el vaciado de concreto y el descabezado de los pilotes.

6.3.1 MOVILIZACION E INSTALACION DE EQUIPOS

Durante esta partida se realiza la movilización del equipo de excavación de pilotes (incluido los accesorios como la planta de lodos, herramientas de perforación, etc.) y el traslado de personal especializado para la correcta ejecución de los trabajos de perforación, además de la instalación y montaje de los mismos en el lugar de la obra.

Es preciso, como en cualquier proceso productivo, tener una planificación de la mejor distribución y ubicación en la plataforma de excavación de cada uno de los equipos que se requieren para el proceso de excavación de los pilotes, así como para los accesos a la zona de trabajo, ubicación de los puntos de acopio de agregados, almacén, zona de habilitado y armado de la canastilla de acero, etc.

6.3.2 TRAZO Y REPLANTEO

Se lleva a cabo con la ubicación de puntos de geo referenciación tanto para el trazo inicial y ubicación precisa de los pozos de excavación para pilotes como para realizar los controles de los alineamientos y verticalidad de las excavaciones.

REQUERIMIENTOS PARA LOS TRABAJOS

Los trabajos de Topografía y Georeferenciación comprenden los siguientes aspectos:

a. Georeferenciación:

La georeferenciación se efectúa por lo menos un punto de control geográfico mediante coordenadas UTM con una equidistancia aproximada de 10 Km.

ubicados a lo largo de la carretera. Los puntos seleccionados estarán en lugares cercanos y accesibles que no sean afectados por las obras o por el tráfico vehicular y peatonal. Los puntos serán monumentados en concreto con una placa de bronce en su parte superior en la que se definirá el punto por la intersección de dos líneas.

Estos puntos servirán de base para todo el trabajo topográfico y a ellos estarán referidos los puntos de control y los del replanteo de la vía.

b. Puntos de Control:

Los puntos de control horizontal y vertical que puedan ser afectados por las obras deben ser reubicados en áreas en que no sean disturbadas por las operaciones constructivas. Se deberán establecer las coordenadas y elevaciones para los puntos reubicados antes que los puntos iniciales sean disturbados.

El ajuste de los trabajos topográficos será efectuado con relación a dos puntos de control geográfico contiguos, ubicados a no más de 10 Km.

c. Canteras:

Se debe establecer los trabajos topográficos esenciales referenciados en coordenadas UTM de las canteras de préstamo. Se debe colocar una línea de base referenciada, límites de la cantera y los límites de limpieza. También se deberán efectuar secciones transversales de toda el área de la cantera referida a la línea de base. Estas secciones deberán ser tomadas antes del inicio de la limpieza y explotación y después de concluida la obra y cuando hayan sido cumplidas las disposiciones de conservación de medio ambiente sobre el tratamiento de canteras.

d. Monumentación:

Todos los hitos y monumentación permanente que se coloquen durante la ejecución de la vía deberán ser materia de levantamiento topográfico y referenciación.

e. Levantamientos misceláneos:

Se deberán efectuar levantamientos, estacado y obtención de datos esenciales para el replanteo, ubicación, control y medición de los siguientes elementos:

- (1) Zonas de depósitos de desperdicios.
- (2) Vías que se aproximan a la carretera.

f. Trabajos topográficos intermedios:

Todos los trabajos de replanteo, reposición de puntos de control y estacas referenciadas, registro de datos y cálculos necesarios que se ejecuten durante el paso de una fase a otra de los trabajos constructivos deben ser ejecutados en forma constante que permitan la ejecución de las obras, la medición y verificación de cantidades de obra, en cualquier momento.



Fotografía VI-3: Trazo y replanteo.

6.3.3 EXCAVACION DE PILOTES

Comprende los trabajos relacionados a la utilización de equipos especializados para lograr la perforación de los pozos donde se vaciaran los pilotes.

Dentro de los trabajos que comprende el proceso de excavación de pilotes se detallan a continuación los siguientes:

a. Preparación de la plataforma de excavación:

Comprende las actividades preparación de la superficie que servirá para el de aseguramiento de los equipos de perforación, la misma que deberá estar

correctamente nivelada y deberá garantizar que se mantendrá en esas condiciones durante los trabajos de perforación.

Dependiendo de las condiciones y lugar de trabajo, la plataforma podrá estar sobre el terreno natural o sobre un espejo de agua, en cuyo caso los trabajos necesarios para la conformación de la plataforma de excavación mas complejos.

b. Preparación de los equipos de perforación:

Se debe realizar la disposición del equipo de perforación propiamente así como de la grúa auxiliar, la disposición de la poza de lodos de perforación o tanque de recirculación de lodos con su sistema de bombeo, la preparación de los accesorios o acoples de perforación. El habilitado de las camisas o fundas metálicas para protección de la excavación.

c. Proceso de Excavación:

Se realiza con la operación conjunta del equipo de perforación, así como de la inyección de lodo de perforación hasta llegar al nivel de cimentación del pilote. Durante este proceso es posible hincar las camisas metálicas de protección de la excavación en el caso de excavar en suelos como también es posible realizar la inyección de lechada para el sellado de fracturas en el caso de tratarse de perforación en roca.

6.3.4 COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO

El acero de refuerzo para los pilotes al tratarse de pilotes de gran diámetro ($\Phi=1.00\text{m.}$) y de longitudes igualmente considerables (entre 16.00 y 20.00 m.) por lo general demanda cuantías que resultan en pesadas canastillas o armaduras que tienen que ser pre fabricadas a pie de obra, para posteriormente a culminada la excavación del pozo ser izadas con el apoyo de una grúa auxiliar y colocadas dentro de la excavación para luego ser vaciadas con concreto.

Al tratarse de columnas de cimentación cilíndricas, el acero principal de la armadura de los pilotes se confina mediante la colocación de refuerzo transversal que trabajará al corte, el cual consiste en la disposición de manera helicoidal de varillas de acero de $\Phi=1/2"$ conocidas como "sunchos" los cuales permiten asegurar la armadura principal.

A fin de evitar que la distribución y confinamiento especificado en los planos de los sunchos se vea alterada por el proceso de montaje de la misma debido a lo pesada que resulta la armadura de refuerzo que conforma el pilote, se recomienda la fabricación previa de discos de concreto, los cuales poseen en su centro un tubo guía que será colocado en los sunchos durante el momento del armado de la canastilla, con la finalidad de darle el espaciamiento para el confinamiento del refuerzo por corte y a su vez permitir un mejor aseguramiento de la armadura de la canastilla.



Fotografía VI-4: Fabricación de discos para separadores de refuerzo de corte o "sunchos".



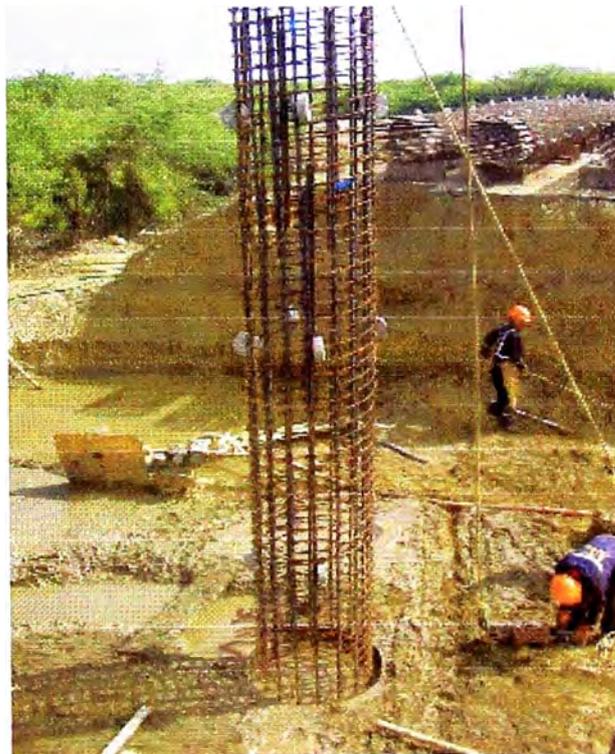
Fotografía VI-5: Disposición de los separadores en el refuerzo.



Fotografía VI-6: Armado de las canastillas de acero de refuerzo.



Fotografía VI-7: Maniobras de izaje para la colocación del acero de refuerzo al interior de la excavación del pilote.



Fotografía VI-8: Colocación de la armadura de acero en el concreto fresco.

6.3.5 VACIADO DE CONCRETO

El proceso de vaciado del concreto es posible realizarlo de manera alternativa antes de colocar la canastilla de acero de refuerzo dentro de la excavación, la misma que se coloca introduciéndola en el concreto fresco luego del vaciado. Como también es factible realizar el vaciado después de colocada la armadura de refuerzo dentro del pozo perforado del pilote.

Así mismo en los casos en que se utiliza las fundas o camisas de acero recuperables, estas se extraen con el uso del acople que se monta sobre una de las grúas auxiliares y que posee unas mordazas para fijarse al extremo superior del tubo, dicho acople a su vez posee un mecanismo electro hidráulico que ejerce vibración para poder facilitar la maniobra tanto de hincado de la tubería como la respectiva extracción de la misma, la cual en el caso del vaciado de concreto se extrae luego de culminado el respectivo proceso de vaciado, cuando el concreto esta aun fresco.

Para el vaciado del concreto se suele utilizar una tubería conocida como "Tremie", la misma que se instala acoplando de manera sucesiva varios tubos que permitirán el vaciado del concreto hasta el nivel de cimentación del pilote.

La tubería "Tremie" se monta y sobre ella al nivel de la superficie va acoplada una campana que sirve como chute de carga para el vaciado del concreto.

La tubería "Tremie" se va retirando a medida que se produce el vaciado y llenado de la columna de cimentación del pilote, recomendándose que la parte inferior del tubo permanezca siempre bajo el nivel del vaciado del concreto por lo general a una profundidad de 1.00 metro de este nivel.

Normalmente cuando se utilizan lodos bentoníticos, estos permanecen dentro de la columna de cimentación cuando esta ya ha sido excavada y su recuperación se va dando mientras se realiza el vaciado de concreto, por el desplazamiento del lodo que tiene menor densidad que el concreto.

El concreto debe tener un "slump" de 6" a 8" y una máxima relación agua/cemento de 0,44.



Fotografía VI-9: Conjunto de accesorios para el vaciado. Campana y tubería "Tremie".



Fotografía VI-10: Proceso vaciado en donde se va retirando la tubería "Tremie".



Fotografía VI-11: Proceso vaciado de concreto.



Fotografía VI-12: Proceso vaciado de concreto.

6.3.6 DESCABEZADO DE PILOTES

El descabezado de los pilotes se realiza luego que el concreto de los pilotes ha alcanzado la fragua final y se encuentra en estado endurecido después que el concreto ha alcanzado su resistencia de diseño, con la finalidad de descubrir el acero de refuerzo de la parte superior de los pilotes para luego armar el refuerzo de las zapatas y amarrarlo al acero descubierto de los pilotes con la finalidad de hacer el posterior vaciado de las zapatas de manera monolítica con los pilotes. Este es un proceso que se realiza por lo general con la ayuda de martillos de perforación neumáticos o "Pick Hammer".



Fotografía VI-13: Proceso de descabezado de pilotes con la ayuda de martillos neumáticos.

6.4 PREPARACION DE LA PLATAFORMA DE TRABAJO

La preparación de la plataforma de trabajo esta relacionada con las facilidades y características propias del lugar donde se realizara la obra de perforación o excavación de pilotes.

Es así que se puede realizar la labor de preparación de la plataforma de trabajo si es que se tiene los siguientes dos casos:

6.4.1 EXCAVACION A NIVEL DEL TERRENO NATURAL

Cuando los equipos de perforación o excavación, las grúas, los acoples y demás accesorios necesarios se pueden ubicar directamente sobre terreno firme, entonces los trabajos de trazo y replanteo son bastante sencillos, sin embargo los niveles de precisión que se requieren para ubicar la plataforma de excavación muchas veces implican realizar vaciados de losas para ubicar en una superficie plana y horizontal a los equipos de perforación. Con esto se logra evitar errores en los esviamientos de las excavaciones, producto de asentamientos que se pueden producir en el suelo por las cargas de los mismos equipos de perforación, acoples, tuberías, etc. que se encuentran a pie de obra.



Fotografía VI-14: Plataforma de excavación de Pilotes sobre terreno natural

6.4.2 EXCAVACION SOBRE UN ESPEJO DE AGUA

Este caso, tal y como se menciona en el Capítulo 2.2.1 del presente trabajo se puede presentar cuando es preciso realizar la excavación de los pilotes en el cauce de río, sobre el nivel de un lago o sobre el nivel del mar. Para cuyo caso es necesario realizar el montaje de una plataforma metálica sobre el nivel de las aguas, la misma que tendrá un área y capacidad suficiente para soportar el peso de las grúas, equipos de perforación, equipos para estabilización del pozo o sistema de inyección de lodos, así como todas las demás cargas vivas requeridas para los trabajos de excavación. Por lo general se requiere conformar la plataforma de excavación por la unión de dos o más barcazas, de acuerdo a la capacidad en peso y área de las mismas, dicha plataforma se mantendrá para cada apoyo debidamente anclada. En esta plataforma trabajarán las grúas de perforación y auxiliar, además de los equipos requeridos para la hincada de las camisas metálicas, y las brocas y baldes de perforación según se haya previsto; se tendrán además los tanques para almacenar los lodos bentoníticos o poliméricos, que se emplearán para la estabilización de las excavaciones.

La plataforma es ubicada sobre el nivel de aguas muy próxima a los puntos de perforación y es fijada a través de lastres en el fondo del cauce de aguas en los cuatro extremos de la misma y se puede regular su ubicación de manera precisa hacia los puntos de excavación de los pilotes mediante la regulación de la tensión de cada uno de los cables que fijan la plataforma a los respectivos lastres.

A diferencia del caso anterior, en donde la plataforma de excavación se puede ubicar sobre terreno firme, en este caso por las condiciones adicionales que obligan tanto para hacer el montaje de la plataforma, traslado de insumos, maquinaria y personal, los costos son obviamente mayores comparativamente.

Es preciso tener en cuenta que en este caso existen los siguientes aspectos que inciden para el correcto montaje y uso de la plataforma de excavación:

1. Geo referenciación y puntos de control en tierra para la correcta ubicación de los puntos de perforación.

2. Control batimétrico para ubicar los puntos de excavación y el controlar la verticalidad de las excavaciones.
3. Control de los niveles de agua en los casos de ríos en climas tropicales, donde el tirante de aguas puede variar en el tiempo producto de las lluvias que acontecen en algunas épocas del año.
4. Control de las mareas y oleaje para el caso de mares, océanos o lagos, los mismos que pueden afectar el trazo y replanteo topográfico.

Por otro lado las condiciones de trabajo hacen obligatorio el uso de los siguientes insumos:

1. Uso de camisas o fundas de acero para la excavación, a fin de garantizar la estanqueidad de la excavación.
2. Uso de lodos de perforación, preferentemente a base de polímeros, los mismos que deben de considerarse utilizar debido a la excavación en un lecho totalmente saturado, como lo son los fondos de los causes de aguas en los que se va ha trabajar.



Fotografía VI-15: Plataforma de excavación de Pilotes en Agua

CAPITULO VII

PRUEBAS DE CAMPO

Las pruebas de campo que se desarrollan para verificar la capacidad resistente de los pilotes se llevan a cabo una vez terminado el proceso constructivo de los mismos y se limitan a realizar verificaciones de los parámetros calculados por medio de métodos analíticos para su capacidad admisible de carga mediante pruebas a escala real, así como también se verifica la integridad del mismo pilote a través de la continuidad del elemento estructural, la misma que se podría ver afectada debido a algún problema en la uniformidad en el vaciado del concreto.

En razón de ello se realizan las siguientes pruebas:

1. Pruebas de carga, que verifica si el pilote construido soportara las cargas de diseño.
2. Pruebas de integridad, que evalúan la integridad del pilote construido.

7.1 PRUEBAS DE CARGA

Las pruebas de carga se agrupan en diferentes tipos, las que son usadas para determinar las diferentes cargas transmitidas o la capacidad resistente.

Los tres métodos típicos de pruebas de carga son:

1. Pruebas de Carga Axial, pruebas para determinar si el pilote puede cargar la carga impuesta sin asentamientos.
2. Pruebas de Carga Lateral, estas pruebas para verificar la resistencia del pilote bajo carga lateral.
3. Pruebas de Levantamiento, estas pruebas son opuestas de la axial, en vez de comprimir al pilote, este es levantado para determinar su resistencia a ser extraído.

7.1.1 PRUEBAS DE CARGA ESTÁTICA (Static Load Test):

Se lleva a cabo esta prueba para probar un pilote excavado con una carga lateral.

En esta prueba se utilizan dos pilotes adicionales para soportar la carga de la viga de reacción con la cual se apoyara una gata para imprimir la carga lateral hacia el pilote de prueba. El pilote de prueba es separado de los pilotes de reacción, no jalados hacia estos (los cuales pueden producir esfuerzos excesivos en el suelo).



**Hand
 pump**

Reaction Shaft Reaction Beam Inclinometer and Deflection Gauge Test Shaft

Figura VII-1: Prueba de Carga Latera.

Utilizando el mismo principio de la viga de reacción es factible realizar una prueba de carga axial colocando los pilotes de reacción a cualquier lado del pilote de prueba (dos o cuatro pueden ser usados). Los pilotes de anclaje deben ser normalmente construidos primero. Las gatas hidráulicas son colocadas en el tope del pilote de prueba, usualmente sobre una placa de acero que es cuidadosamente nivelada y luego se coloca la viga de reacción que abarca los pilotes de anclaje, luego de completado el arreglo se procede a imprimir la carga axial al pilote de prueba con la gata hidráulica, la cual se apoya en su otro extremo sobre la viga de reacción. (Ver Fotografía VIII-2)

La desventaja de este método es que es relativamente costoso comparado con otros métodos y la capacidad es limitada debido a la viga de reacción usada. El método convencional puede también ser usado para conducir levantamiento.

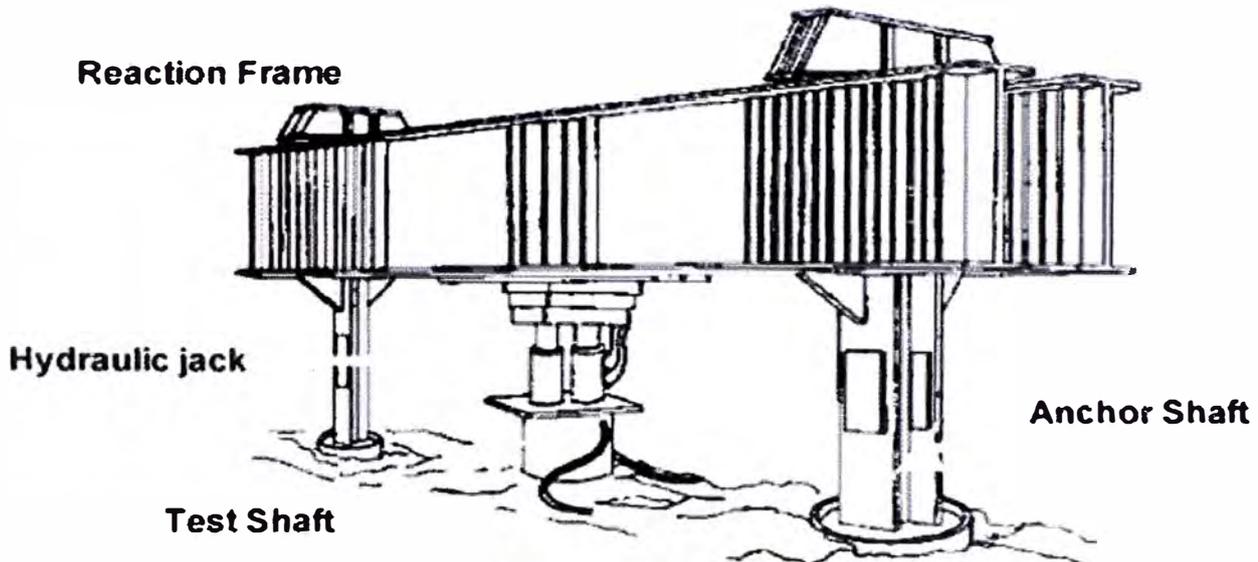


Figura VII-2: Prueba estática de carga

7.1.2 PRUEBA DE CARGA SEMIESTATICO STATNAMIC:

Este método de ensayo combina la precisión y la fiabilidad de los ensayos estáticos de carga con la comodidad y rapidez de los ensayos dinámicos. Statnamic requiere solo un 5 % de la reacción necesaria en un ensayo estático. El corto tiempo y costo son una ventaja del método.

El fundamento de Statnamic está basado en el lanzamiento hacia arriba de una masa de reacción desde la cabeza del pilote. El lanzamiento se produce al generarse altas presiones en un cilindro, debido a la ignición de un combustible especial. Como reacción al lanzamiento el pilote es empujado suavemente hacia el interior del suelo. La carga ejercida sobre la cabeza del pilote se mide mediante una célula de carga. El desplazamiento de la cabeza del pilote se registra mediante un sensor láser especial. La célula de carga y el sensor láser forman parte del equipo de carga Statnamic.

No hace falta instalar ningún tipo de instrumentación en el fuste del pilote.

La masa de reacción requerida está comprendida entre 5 % y 10 % de la masa necesaria para un ensayo estático. Por ejemplo, para un pilote que se necesite ensayar hasta 2 MN (200 Ton) se requiere lanzar un contrapeso de reacción de 0,1 a 0,2 MN (10 a 20 Ton). Se describe en forma grafica las etapas del método.

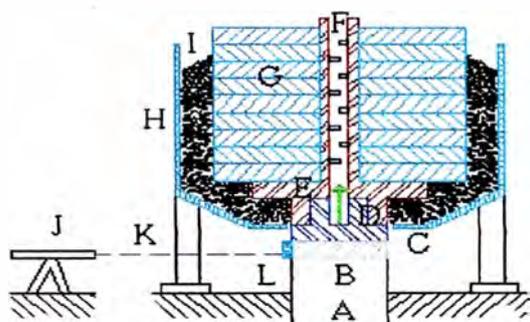


Fig. 1a

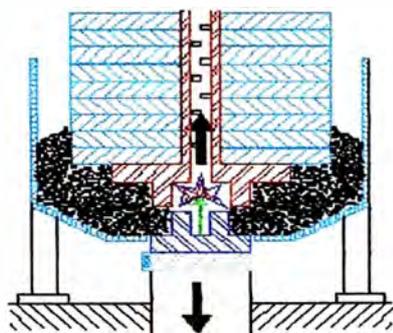


Fig. 1b

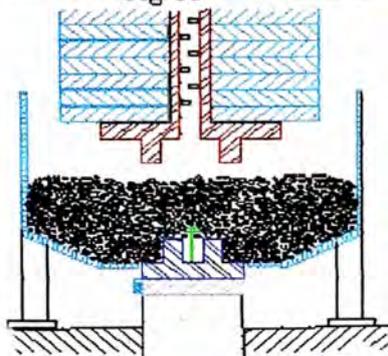


Fig. 1c

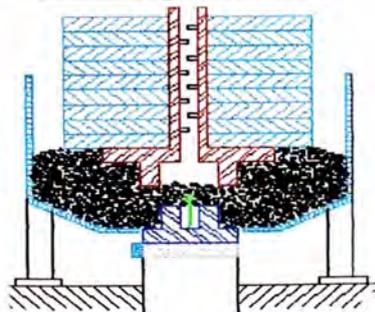


Fig. 1d

- A = pilote a ensayar
- B = célula de carga
- C = cilindro y cámara de ignición
- D = pistón
- E = plataforma
- F = silenciador
- G = contrapesos
- H = contenedor de grava
- I = grava
- J = láser
- K = rayo láser
- L = sensor láser

Figura VII-3: Descripción del equipo Statnamic y etapas del ensayo

7.1.3 PRUEBA DE CARGA CON CELULA DE OSTERBERG:

El método de pruebas de carga bidireccional con células de Osterberg aplica carga en dos direcciones desde la ubicación de la célula sometida a presión hidráulica. La célula O-cell aplica simultáneamente carga al pilote por debajo de la célula que resiste al movimiento hacia abajo y la misma carga al pilote por encima O-cell que ofrece resistencia al fuste. Se requiere instrumentación montada a lo largo de la armadura, pudiendo vaciar concreto mediante procedimientos habituales adoptados, siendo necesarios una serie de medios auxiliares para la adecuada instalación de la célula y ejecución del pilote.

Los instrumentos localizados en la cabeza del pilote miden el movimiento del mismo con relación a una viga de referencia.

Transductores de deformación de cuerda vibrante son instalados en grupos de cuatro o de dos montados en lados diametralmente opuestos en la jaula de armadura y se disponen para las estimaciones de resistencia por fuste en los diferentes estratos atravesados.

La prueba se realiza sobre un pilote en la isla central con una carga bidireccional aplicada. El principal problema que del ensayo, es la perdida de resistencia de reacción por punta por la existencia de estratos blandos. Los resultados obtenidos nos proporcionan una resistencia lateral y por punta unitarios superiores a los estimados a partir del estudio geotécnico.

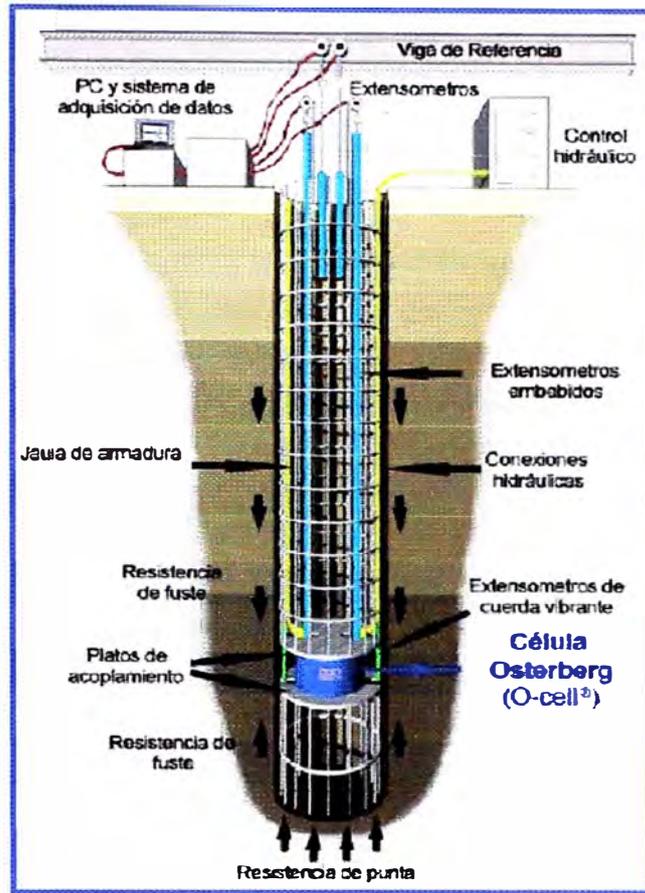


Figura VII-4: Descripción de la prueba de carga con Células de Osterberg

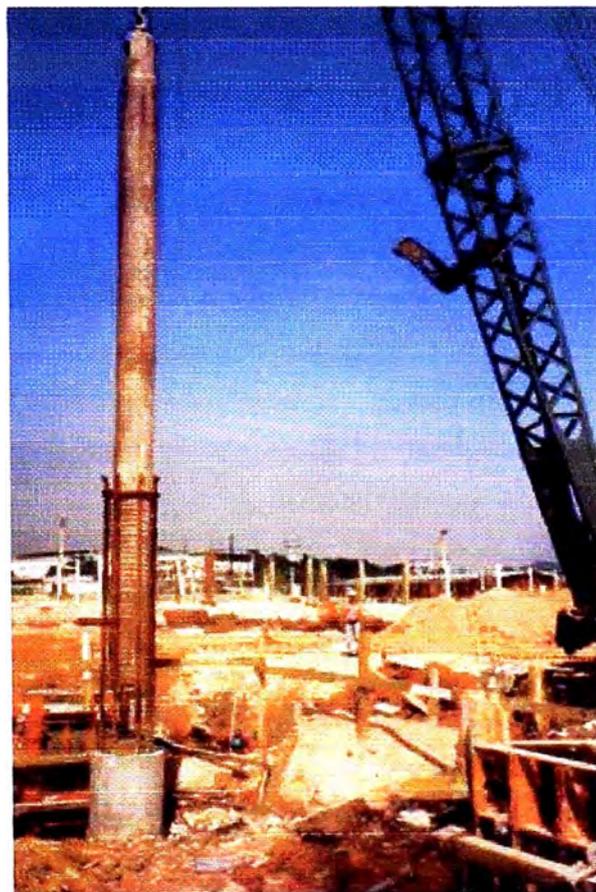
7.1.4 PRUEBAS DINAMICAS:

También conocido como prueba de carga dinámica, el Ensayo Dinámico objetiva principalmente determinar la capacidad de ruptura de la interacción entre el pilote y el suelo, para esfuerzos estáticos axiales. Difiere de las tradicionales pruebas de carga estáticas por el hecho de que la carga es aplicada dinámicamente, a través de golpes de un sistema de percusión adecuado. La medición se hace por medio de la instalación de sensores en el fuste, en una sección situada por lo menos dos veces el diámetro del pilote abajo de su cabeza. Las señales de los sensores son enviadas por cable al equipo PDA, donde son almacenadas y procesadas "on line".

El Ensayo Dinámico es basado en la teoría de la onda. Se sabe que una onda de tensión es generada cuando se le aplica un golpe a un pilote.

Esa onda recorre el pilote con una velocidad fija, dependiente apenas de las características del material. Sin embargo, el inicio de la aplicación de esa teoría en la práctica data solamente de la década de 1960, con el progreso de los computadores y de la electrónica. El trabajo de E.A.Smith (1960) fue la primera solución de la ecuación de la onda usando computadores. Las investigaciones que resultaran en el desarrollo del PDA y del método de ensayo dinámico empezaran en el final de los años 60, comandadas por el Prof. George G. Goble, en la Universidad Case Western, EUA.

El ensayo dinámico consiste básicamente en dejar caer una masa importante desde una cierta altura -el martillo de hinca- sobre la cabeza del pilote, instrumentando el mismo mediante acelerómetros y extensómetros, efectuando después cálculos por computadora a partir de la respuesta obtenida del pilote. Se utilizan para ello modelos matemáticos que simulan el comportamiento del pilote y su interacción con el suelo utilizando la ecuación de la onda, siendo Capwap el programa más utilizado.



Fotografía VII-1: Ensayo Dinámico

Con estos ensayos se obtiene una estimación de capacidad de carga por fuste y por punta, así como una estimación de curva carga - asiento del pilote en comportamiento estático. La norma aplicable para el ensayo en obra es la ASTM D 4945 "Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Piles". Este ensayo tiene una larga tradición en pilotes hincados, y desde hace más de 20 años se utiliza también en pilotes excavados aunque en nuestro país se está utilizando recién en los últimos años.



Fotografía VII-2: Instalación de sensores

En pilotes excavados, es recomendable hacer una preparación previa, la que consiste en la ejecución de un cabezal de hormigón para recibir los impactos. Los sensores deben ser instalados preferentemente en el fuste del pilote, y no en el cabezal. Los golpes son aplicados por cualquier sistema capaz de liberar un peso en caída libre. Debe usarse madera contrachapada, a veces encimadas por una chapa metálica, para amortiguamiento de los golpes. El ensayo se ejecuta de la misma manera que para los pilotes hincados, excepto que generalmente en estos casos es necesario cuidar que el pilote no entre en régimen de hinca.

El principal objetivo del Ensayo Dinámico es obtener la capacidad de falla del suelo. Sin embargo, paralelamente muchos otros datos pueden ser obtenidos por el ensayo. Algunos de los más importantes son:

1. Esfuerzos máximos de compresión y de tracción en el material del pilote durante los golpes.

2. Nivel de flexión sufrido por el pilote durante el golpe.
3. Informaciones sobre la integridad del pilote, incluso la localización de eventual daño y estimativa de su intensidad.
4. Energía efectivamente trasferida para el pilote, permitiendo estimar la eficiencia del sistema de hinca.
5. Desplazamiento máximo del pilote durante el golpe.
6. Velocidad de aplicación de los golpes y estimativa de altura de caída para martillos Diesel simple acción.

7.2 PRUEBAS DE INTEGRIDAD

Los ensayos de integridad de pilotes suministran informaciones sobre las dimensiones físicas, la continuidad o la consistencia de los materiales empleados en los pilotes, y no suministran información directa sobre el comportamiento de los pilotes en condiciones de carga.

Estos ensayos no pretenden reemplazar a los ensayos estáticos de carga, sino que constituyen una fuente adicional de información sobre los pilotes construidos. Significan una potente herramienta de trabajo para poder determinar experimentalmente la existencia de defectos en los pilotes con rapidez y economía, por lo que son utilizados básicamente como control de calidad generalizado de los pilotes.

7.2.1 ENSAYOS SONICOS DE INTEGRIDAD MEDIANTE MARTILLO DE MANO:

Es el ensayo más utilizado internacionalmente consiste en golpear la cabeza del pilote con un martillo de mano y obtener mediante instrumentación el movimiento de la cabeza del pilote como consecuencia de la onda de tensión generada. Es un método dinámico que induce una baja deformación en el pilote, denominándose generalmente "método sónico", aunque también se le nombra como "sísmico", "ensayo de integridad de baja deformación", "sonic echo" (en inglés) o "ensayo de impedancia mecánica". Se aplica a cualquier tipo de pilote, no requiere ninguna preparación especial en el mismo, ni necesita equipo pesado, por lo que resulta económico y de gran rendimiento.

Se utilizan las pruebas descritas en el capítulo 6.2, la prueba dinámica y el método Statnamic.

Es un método económico y sencillo que detecta defectos importantes en la masa y calidad del pilote. Su inconveniente radica en que necesita la interpretación de un especialista.

Para efectuarlo se debe esperar a que el concreto adquiera una cierta resistencia. Cuando la esbeltez del pilote es importante o tiene varios cambios en su sección, en la punta del pilote no se detecta claramente.

En los ensayos sónicos se emplea un martillo de mano para producir una onda sónica en la cabeza del pilote, la misma se desplaza a lo largo del fuste hacia abajo y es reflejada en la punta del pilote, o advierte de defectos o discontinuidades si las hay.

Esta onda es captada por un acelerómetro y luego enviada a un procesador portátil donde se visualiza de inmediato una gráfica para imprimir.



Fotografía VII-3: Ensayo Sónico

Cuando se detectan reflexiones significativas de la onda por encima de la punta del pilote, el especialista debe dar una interpretación evaluando los defectos del pilote. Para realizarlo se vale de las curvas en el dominio de frecuencia, de modelos matemáticos u otros métodos y de los datos aportados por el constructor o la dirección facultativa.

Cuando la evaluación efectuada llega a la conclusión que el defecto detectado reduce significativamente la capacidad estructural, éste es rechazado.

Si las gráficas obtenidas resultan complicadas y de difícil lectura, se califica al pilote como cuestionable.

Un pilote cuestionable puede ser sometido a otras pruebas y ensayos complementarios, como pruebas de carga estática y dinámica, sondeos con recuperación de testigo continuo de hormigón, ensayos ultrasónicos cross-hole o, en el caso en que el defecto no esté a gran profundidad, se efectúa una excavación perimetral.

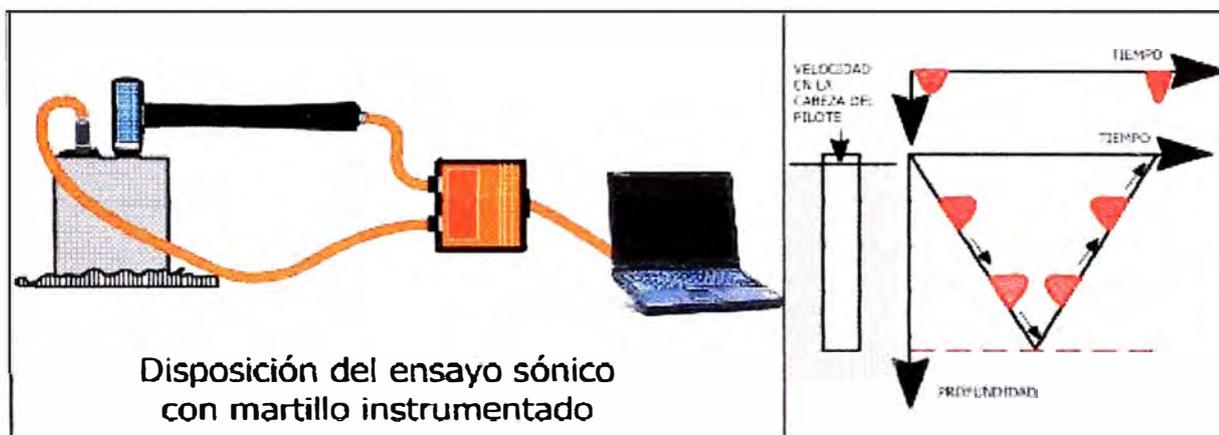


Figura VII-5: Descripción del Ensayo Sónico.

7.2.2 ENSAYOS ULTRASONICOS CROSS-HOLE:

Los ensayos se realizan con el equipo UMQA4, que utiliza tecnología de última generación. El método se basa en registrar el tiempo que tarda una onda ultrasónica en propagarse desde un emisor a un receptor que se desplazan simultáneamente por dos tubos paralelos sujetos a la armadura del pilote. El tiempo medido es función de la distancia entre el emisor y el receptor y de las características del medio atravesado.

En el caso de existir defectos en el camino de las ondas tales como inclusiones de tierra, oquedades, coqueas u otros que hagan alargar el tiempo de recorrido, en la gráfica del ensayo queda reflejada la variación y la profundidad a que se ha producido.

Los datos son almacenados de manera digital en el equipo, y las gráficas pueden ser impresas directamente en la obra o revisadas e impresas en gabinete.

Para la realización del ensayo se precisa que en los pilotes el constructor deje instalados tubos para poder introducir las sondas hasta la profundidad que se quiera ensayar. Los requisitos para estos tubos son los siguientes:

1. Los tubos deben ser preferentemente de acero, con diámetro mínimo 40 mm y preferiblemente 50 mm.
2. Se pueden emplear tubos de plástico en pilotes cortos, pero es muy fácil que se deterioren durante el vaciado de concreto y queden inservibles.
3. Los empalmes deben realizarse con manguitos roscados, ya que las uniones soldadas pueden producir rebabas que dificulten el paso de las sondas o deterioren los cables.
4. Los extremos inferiores deben cerrarse herméticamente por medio de tapones metálicos, para impedir la entrada de elementos extraños y para evitar la pérdida del agua que deben contener durante el ensayo.
5. Los extremos superiores deben también cerrarse para evitar la caída accidental de material hasta el momento de realización del ensayo. Sobresaldrán al menos 40 cm del hormigón del pilote.
6. Los tubos deben llenarse de agua dulce limpia previamente al ensayo, y deberá comprobarse que no tienen obstrucciones, ni se producen pérdidas de agua.

El número de tubos por pilote, según la norma francesa DTU 13.2, es el siguiente:

- 2 tubos para diámetros de pilote inferiores o iguales a 60 cm.
- 3 tubos para diámetros de pilote hasta 120 cm.
- 4 tubos para diámetros de pilote superiores a 120 cm.

Los pilotes deben estar accesibles y sin presencia de agua. El concreto, en general, no debe tener menos de una semana al momento del ensayo.

Es recomendable disponer de un plano con la identificación de los pilotes, su longitud aproximada, e información sobre posibles incidencias durante su construcción. En condiciones óptimas, se pueden realizar más de 130 m de ensayo a la hora.

El ensayo se realiza según la norma NF P 94-160-1.



Fotografía VII-4: Distribución de los tubos sónicos dentro del pilote



Fotografía VII-5: Instalación del sensor - Emisor.



Fotografía VII-6: Instalación del sensor – Receptor.

CONCLUSIONES

1. La cimentación profunda por pilotes excavados permite llegar a niveles de cimentación mas profundas que otros procedimientos constructivos, debido a la utilización de equipos y maquinarias que logran realizar las excavaciones y/o perforaciones en cualquier tipo de terreno, sea este suelo o roca.
2. Se puede utilizar en cualquier tipo de terreno, incluso en suelos con presencia de bolonería.
3. Se utiliza para cimentar pilotes de grandes diámetros, los cuales pueden variar entre $\Phi=0.60$ metros y $\Phi=1.50$ metros a mas.
4. Se pueden utilizar cuando la cimentación está a nivel de una plataforma seca o cuando está por debajo del nivel freático o capa de agua (ríos, lagos, el mar, etc.)
5. Permite observar y verificar las condiciones del suelo, siendo posible ejecutar ensayos de mecánica de suelos o geotécnicos durante la excavación.
6. Los pilotes excavados, durante el proceso constructivo, genera bajos niveles de ruido a diferencia de los pilotes hincados.
7. Esta asociado al uso de maquinaria y equipos especializados que a su vez requieren de personal técnico capacitado tanto a nivel operativo como de supervisión.

RECOMENDACIONES

1. Debido a que en el Perú, se han ejecutado en los últimos años proyectos de Ingeniería utilizando cimentaciones profundas por pilotes excavados, se hace necesario un mayor estudio de su aplicabilidad a nuestro medio a fin de generar historial que permita optimizar tanto los diseños como los procedimientos constructivos.
2. Se requiere contar con profesionales capacitados y con experiencia en este tipo de obras, para que su aplicabilidad a nuestro medio pueda difundirse y ejecutarse con mejores garantías.
3. Nuestro país necesita de contratistas nacionales que estén capacitados y potenciados para su ejecución ya que el potencial de desarrollo del Perú se orienta a la inversión en grandes proyectos de ingeniería.
4. Es importante tomar en cuenta la aplicabilidad en la geotecnia para la definición del nivel de cimentación.
5. Los pilotes excavados ofrecen la capacidad de transmitir las cargas hacia los terrenos de fundación profundos, por ello las pruebas de carga resultan costosas, faltando implementar de manera estándar en los proyectos en el país; luego se requiere de reglamentación que normalice y formalice los procesos.

BIBLIOGRAFÍA

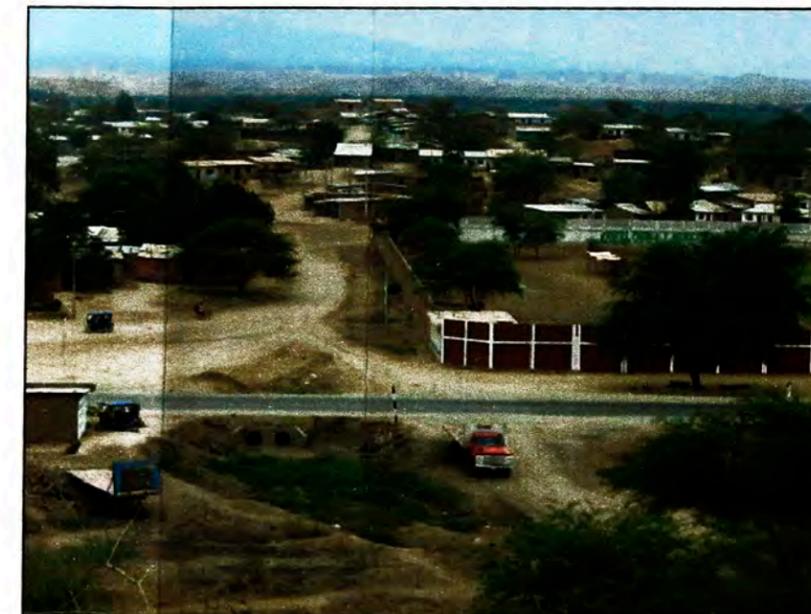
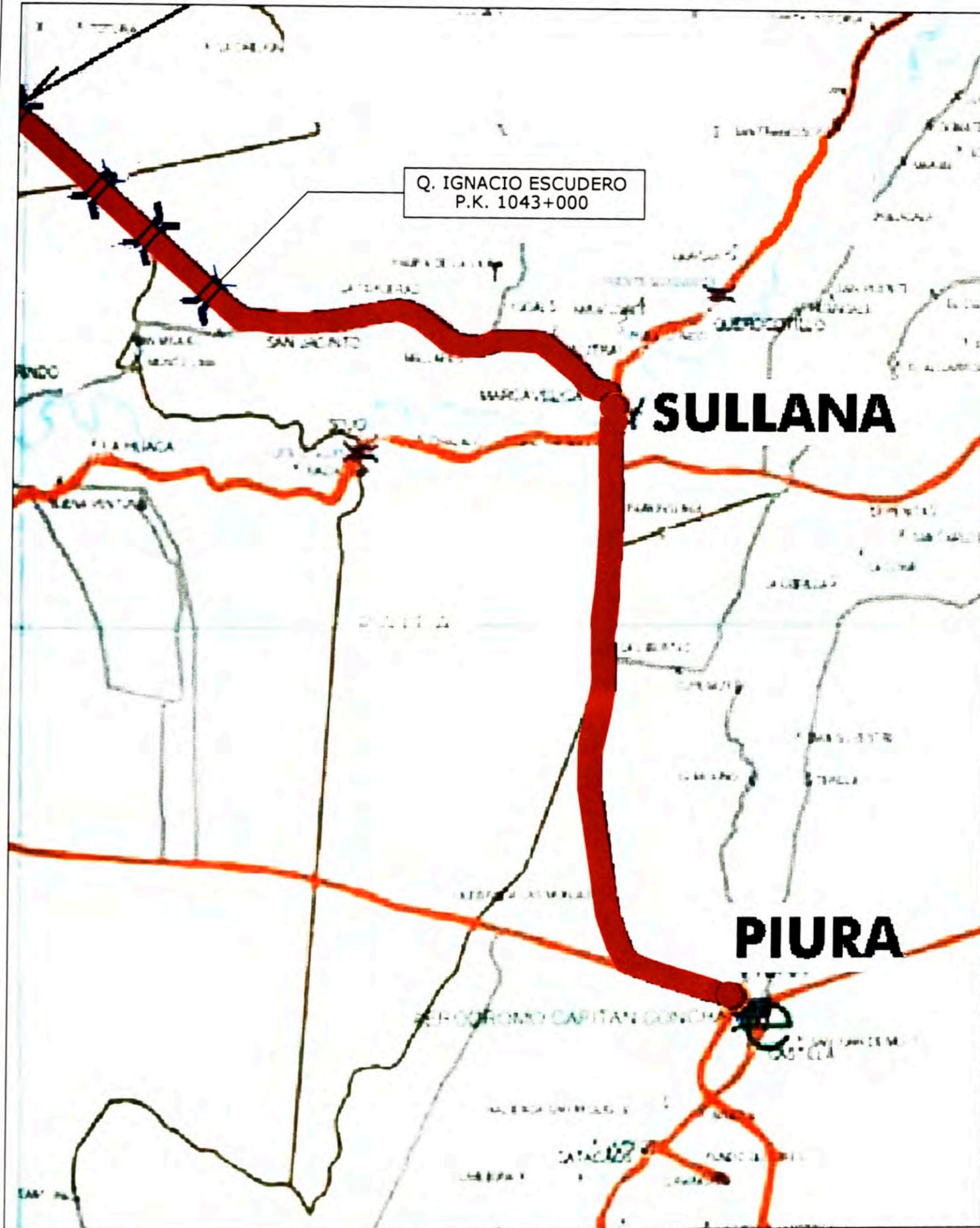
1. AASHTO, Título: AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, Editorial: American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc. United States of America, año: 2005.
2. ACI Capitulo Peruano, Título: Cimentaciones de concreto armado en edificaciones, Lima, año: 1998.
3. Crespo Villalaz, Carlos, Título: Mecánica de suelos y cimentaciones, Editorial: Limusa, México, año: 2004.
4. INGEMMET, Título: Álbum para mapas de zonificación de riesgos fisiográficos y climatológicos del Perú-Memoria descriptiva de estudios geodinámicos y de seguridad física, Editorial: INGEMMET, Lima-Perú, año: 1997.
5. Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Título: Manual de diseño de puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Lima-Perú, año: 2003.
6. Narendra Taly, Título: Design of Modern Highway bridges, Editorial: McGraw-Hill Companies, New York, año:1997.
7. Petros P. Xanthakos, Título: Bridge Substructure and foundation design, Editorial: Prentice Hall PTR, New Jersey, año: 1999.
8. Petróleos Mexicanos PEMEX, Título: Exploración y muestreo de suelos para proyecto de cimentación, Editorial: INGEMMET, Lima-Perú, año: 1997.
9. Richard M. Barker, Jay A. Puckett, Título: Design of Highway bridges based on AASHTO LRFD, Editorial: Wiley-Interscience, New Cork, año:1997.
10. Rico, Del Castillo, Título: La ingeniería de suelos en las vías terrestres, carreteras, ferrocarriles y aeropistas, Editorial: Limusa, México, año: 2003.
11. Rivera Reyes, Eduardo Título: Cimentaciones de concreto armado en puentes, Lima.

12. R. Park, T. Paulay, Título: Estructuras de concreto reforzado, Editorial: Limusa, México, año: 1986.
13. Salinas Seminario, Miguel, Título: Costos, presupuestos, valorizaciones y liquidaciones de obra, Editorial: Fondo Editorial ICG, Lima, año: 2001.

ANEXOS

PLANOS DEL PROYECTO DE CIMENTACION PROFUNDA POR PILOTES EXCAVADOS: “PUENTE IGNACIO ESCUDERO”

- Plano N° 01: Plano de ubicación.
- Plano N° 02: Vista general del puente.
- Plano N° 03: Geometría del estribo derecho.
- Plano N° 04: Armadura del estribo derecho.
- Plano N° 05: Geometría del estribo izquierdo.
- Plano N° 06: Armadura del estribo izquierdo.
- Plano N° 07: Geometría de los pilares.
- Plano N° 08: Armadura de los pilares.
- Plano N° 09: Geometría de las vigas prefabricadas.
- Plano N° 10: Armadura de las vigas prefabricadas (tramos exteriores).
- Plano N° 11: Armadura de las vigas prefabricadas (tramos interiores).
- Plano N° 12: Geometría de la superestructura.
- Plano N° 13: Detalles de la armadura de la losa.
- Plano N° 14: Detalles de la armadura de los diafragmas.
- Plano N° 15: Detalles de los dispositivos de apoyo.
- Plano N° 16: Detalles varios.



QUEBRADA IGNACIO ESCUDERO
1043+000



COMILITADOR:
 JEFE DE PROYECTO:
 ING. JESUS RAMIREZ MARTIN
 DISEÑO:
 ING. PABLO DEL AGUILA RODRIGUEZ
 ING. LUIS MERCADO PEREZ
 DIBUJO:
 GINO RAMOS NEYRA

SUPERVISION:
 N.º 20111010 & C. Iothos
 Daniel Osorio Padilla
 INGENIERO DE TALLERES Y PLANIFICACION DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL

REVISIONES	
Nº	FECHA

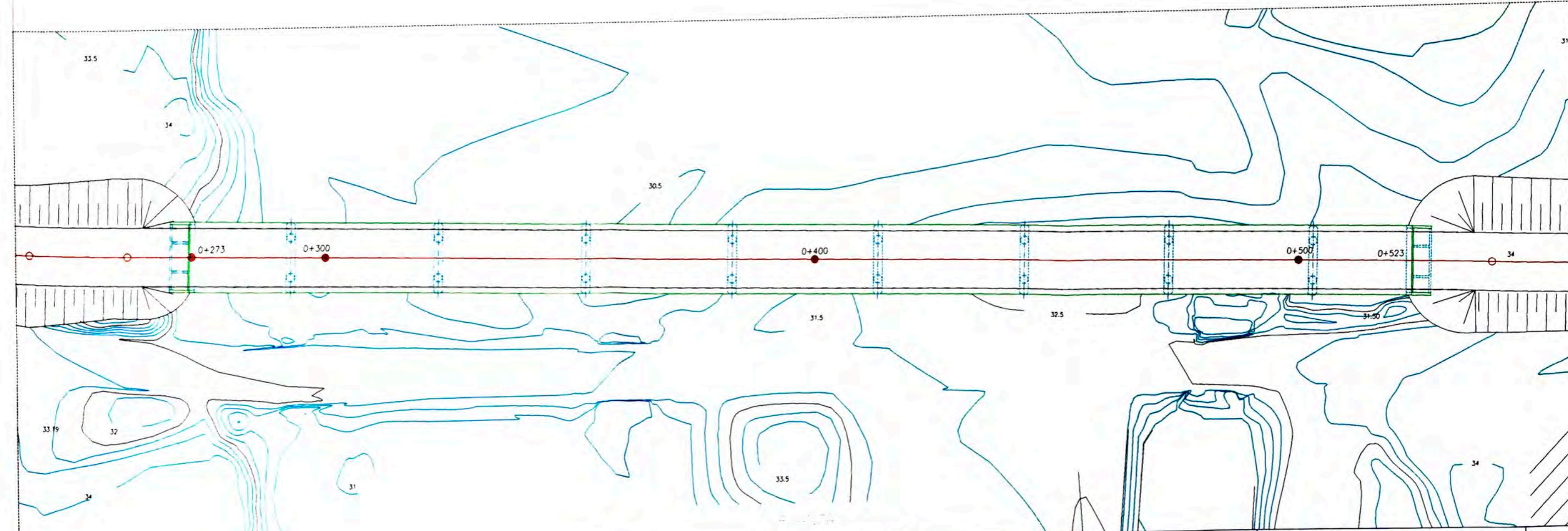
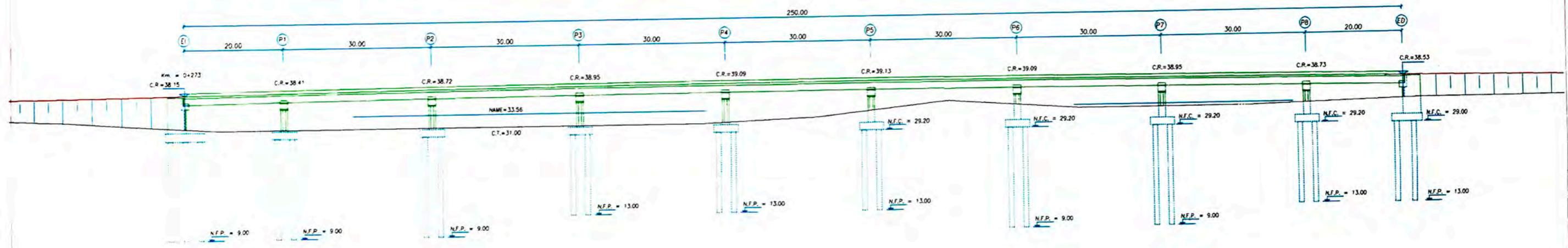
ESCALA:
 S/E
 NOTA:
 LOS PLANOS A-3 ESTAN REDUCIDOS
 A MITAD DE ESCALA DE LOS A-1

PROYECTO:
**REHABILITACION DEL EJE VIAL N°1
 PIURA - GUAYAQUIL
 PERU - ECUADOR
 EUROPEAID/116357/C/S/V/PE**

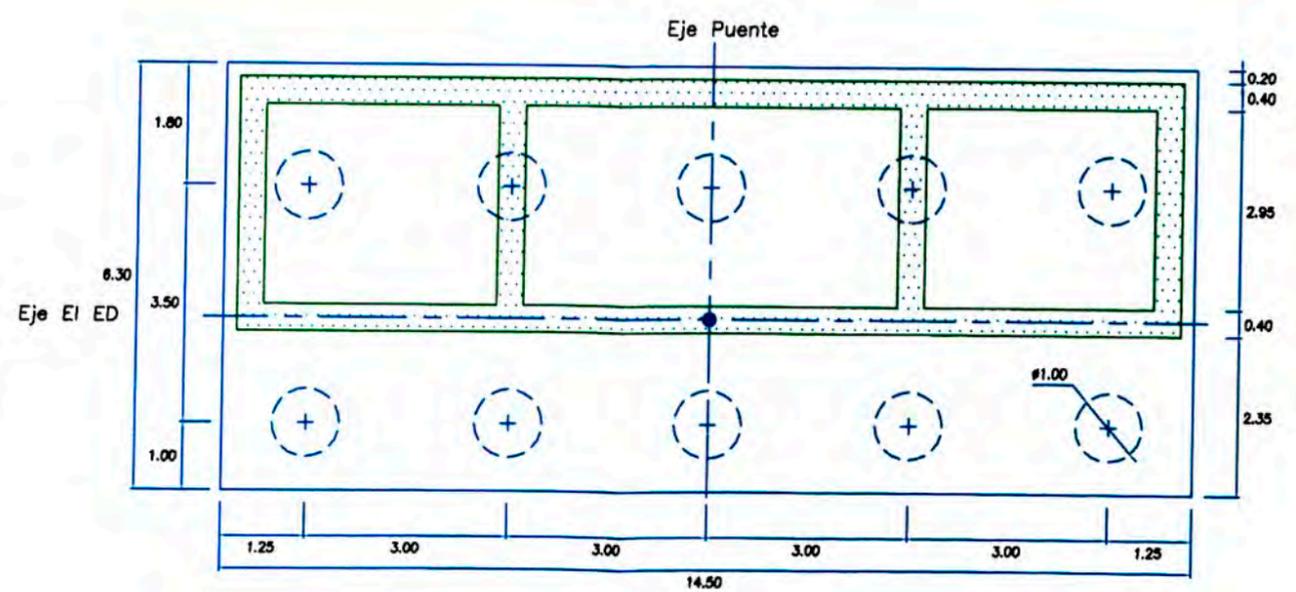
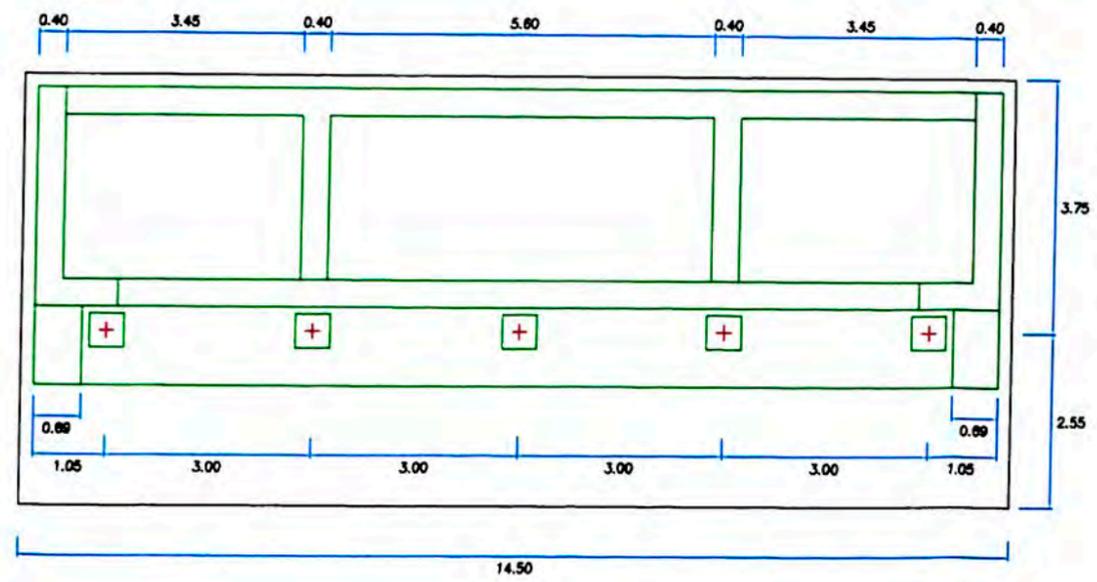
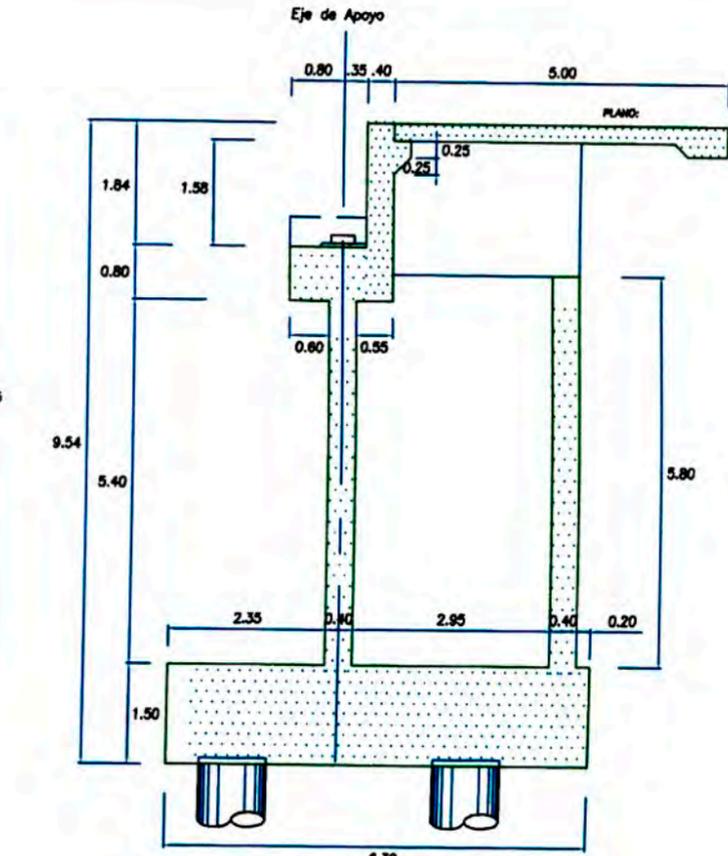
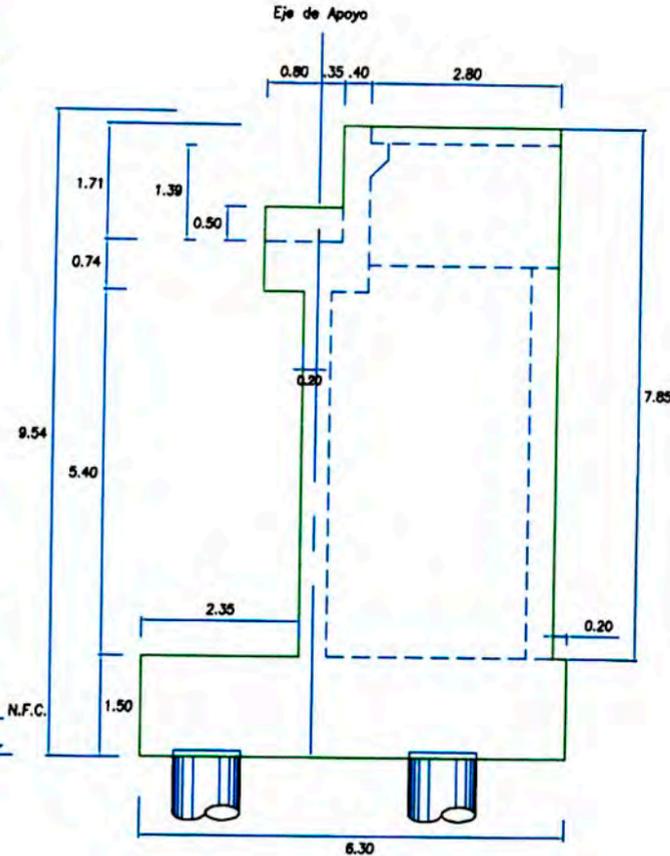
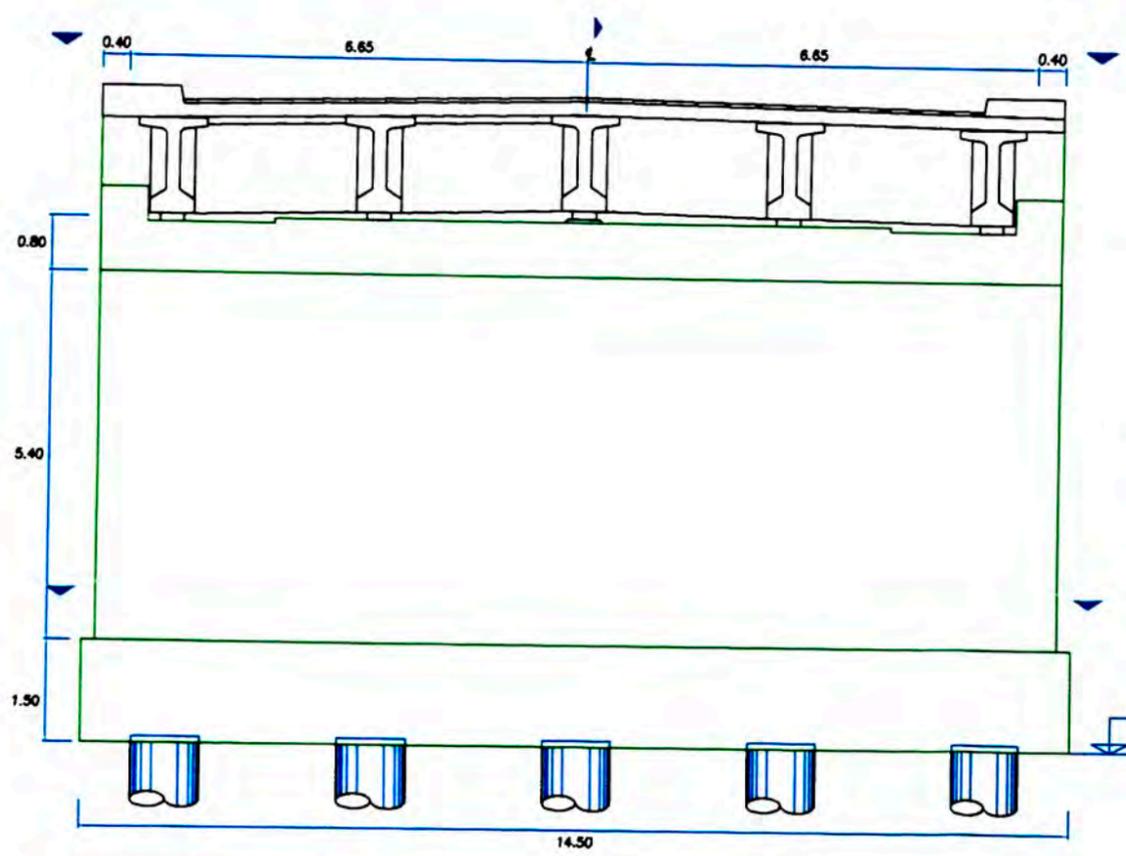
Nº DE PLANO:
 5.1.8
 01/03

DESCRIPCION DEL PLANO:
 PLANO DE UBICACION

FECHA:
 MAYO
 2005

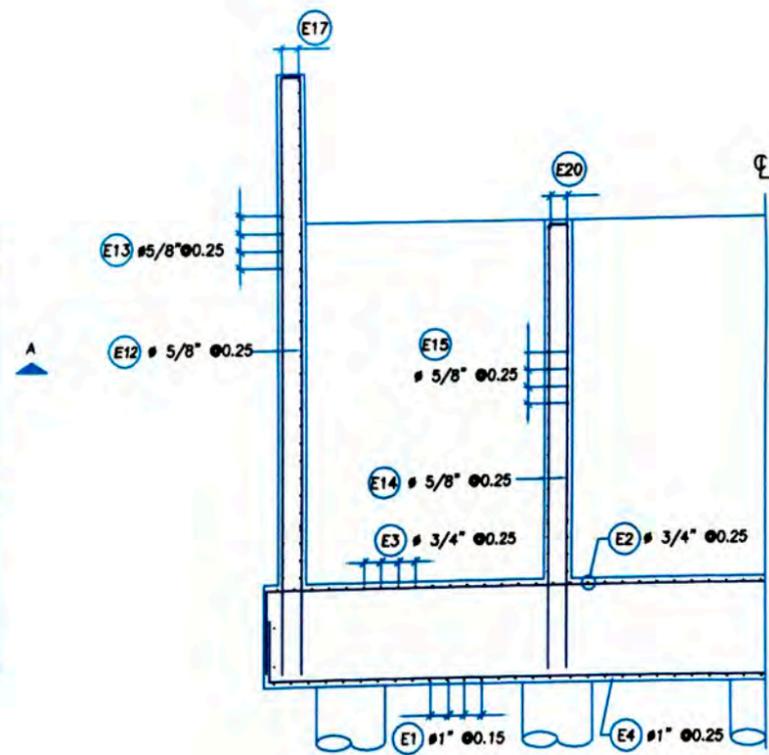
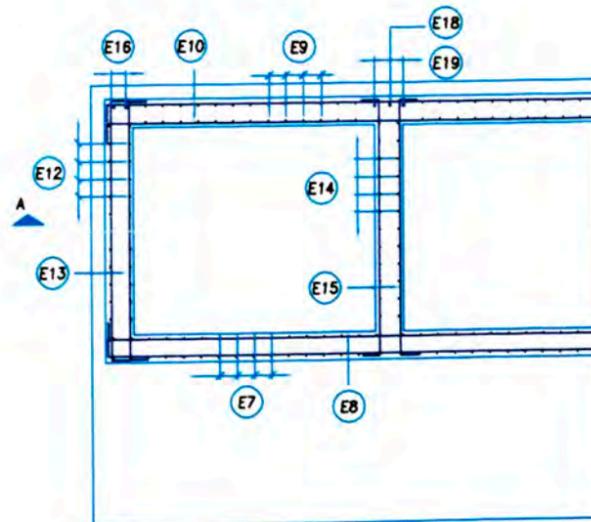
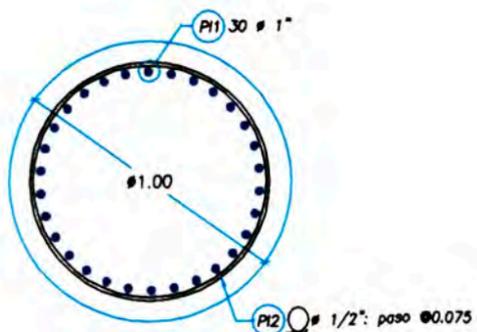
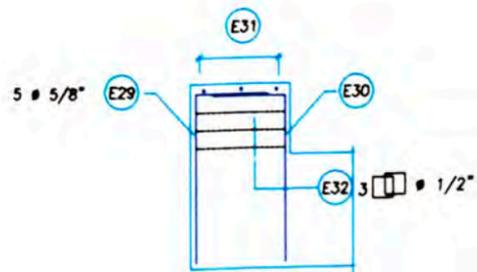
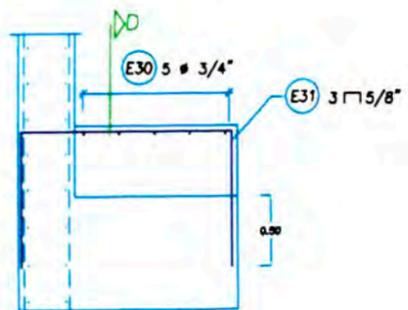
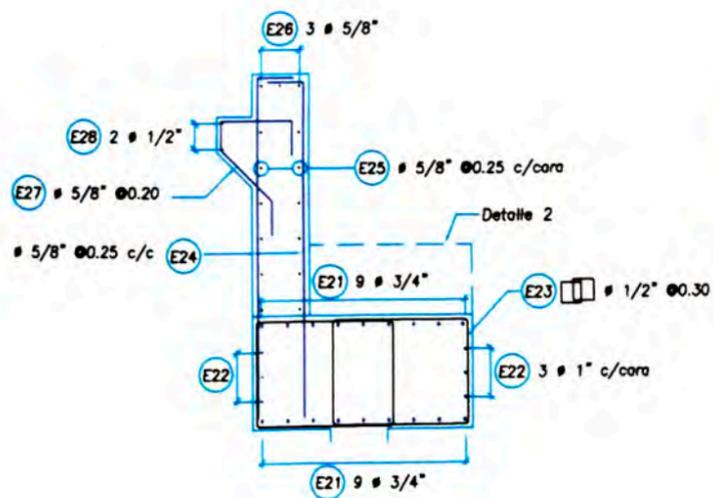
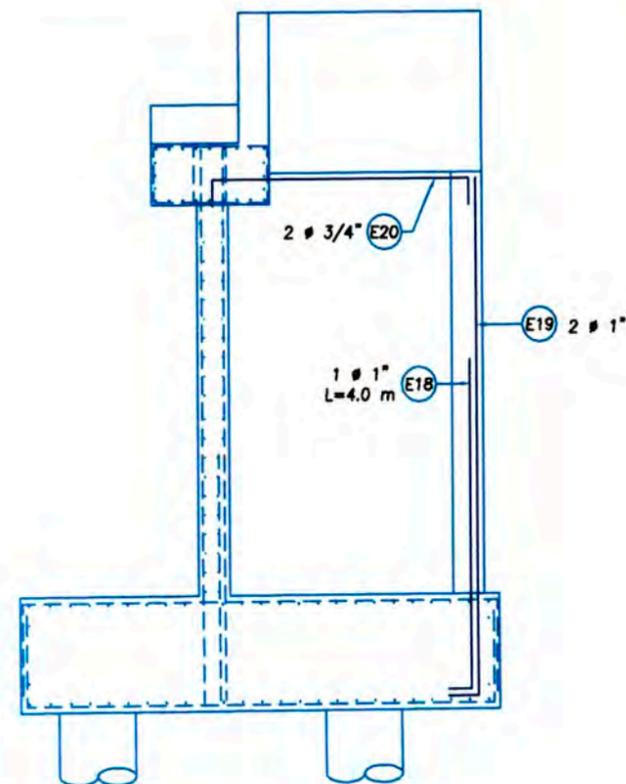
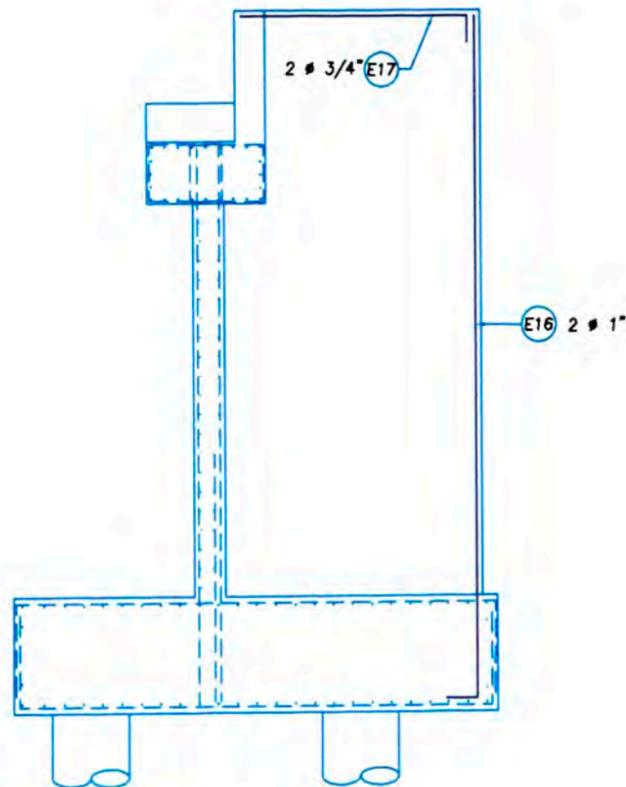
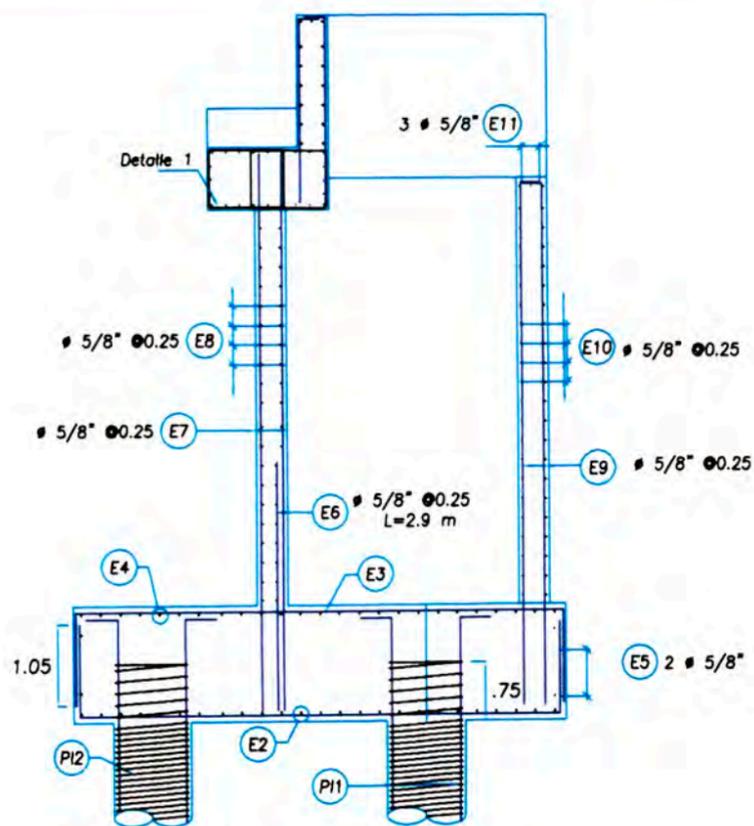


	JEFE DE PROYECTO: ING. JESUS RAMIREZ MARTIN	SUPERVISION: Norcontrol & Cedbes Daniel Osorio Padilla <small>INGENIERO DE CARRETERAS, CANALES Y PUENTES</small>	REVISIONES <table border="1"> <thead> <tr> <th>N°</th> <th>FECHA</th> <th>DESCRIPCION</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>	N°	FECHA	DESCRIPCION										ESCALA: S/E NOTA: LOS PLANOS A-3 ESTAN REDUCIDOS A MITAD DE ESCALA DE LOS A-1	PROYECTO: REHABILITACION DEL EJE VIAL N°1 PIURA - GUAYAQUIL PERU - ECUADOR EUROPEAID/116357/C/SV/PE	Nº DE PLANO: 5.1.12 01/15	DESCRIPCION DEL PLANO: PLANOS DE ESTRUCTURAS Y PUENTES QUEBRADA N° 1: IGNACIO ESCUDERO PK 1043+000 VISTA GENERAL PUENTES ENTRE PIURA Y TUMBES	FECHA: MAYO 2005
	N°	FECHA	DESCRIPCION																	
UNION EUROPEA PERU ECUADOR	DISEÑO: ING. JACK LOPEZ ACUÑA	DIBUJO: Daniel Osorio Padilla	CONSULTOR: TYPESA <small>INGENIEROS CONSULTORES Y ARQUITECTOS</small>	CONSULTOR: TYPESA <small>INGENIEROS CONSULTORES Y ARQUITECTOS</small>																

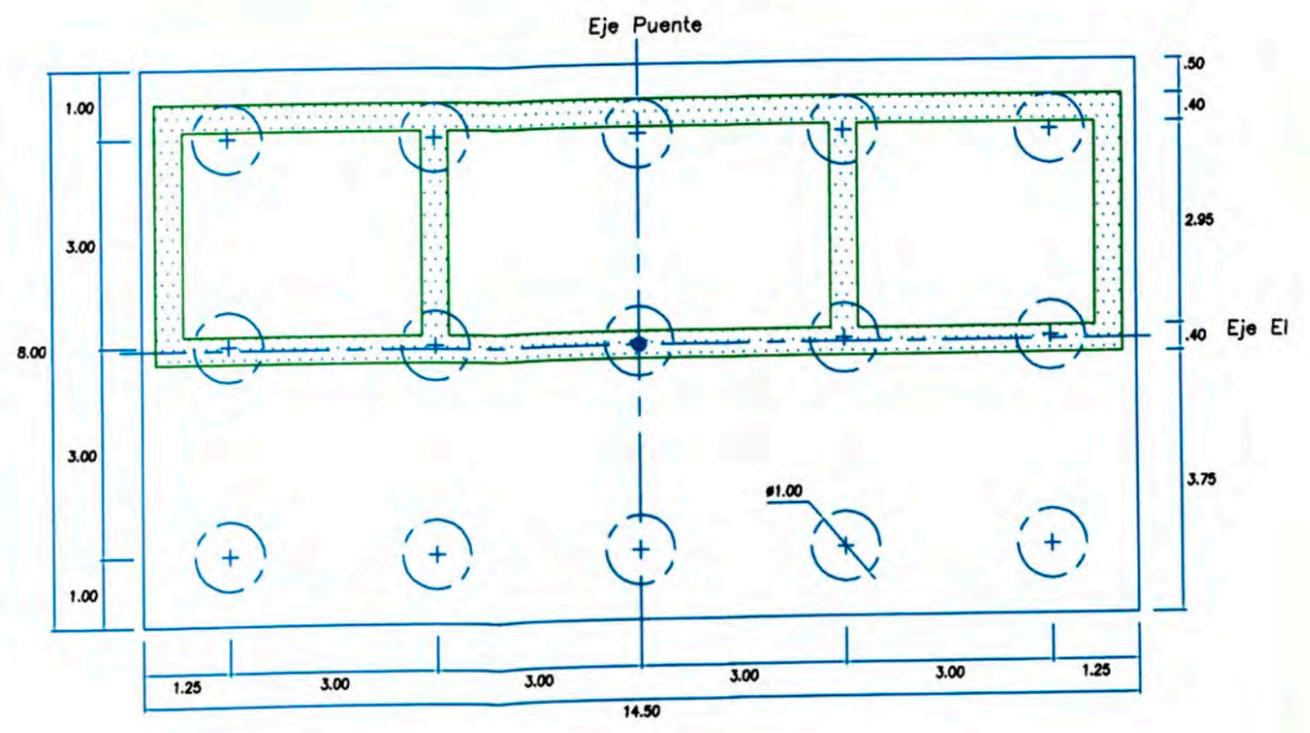
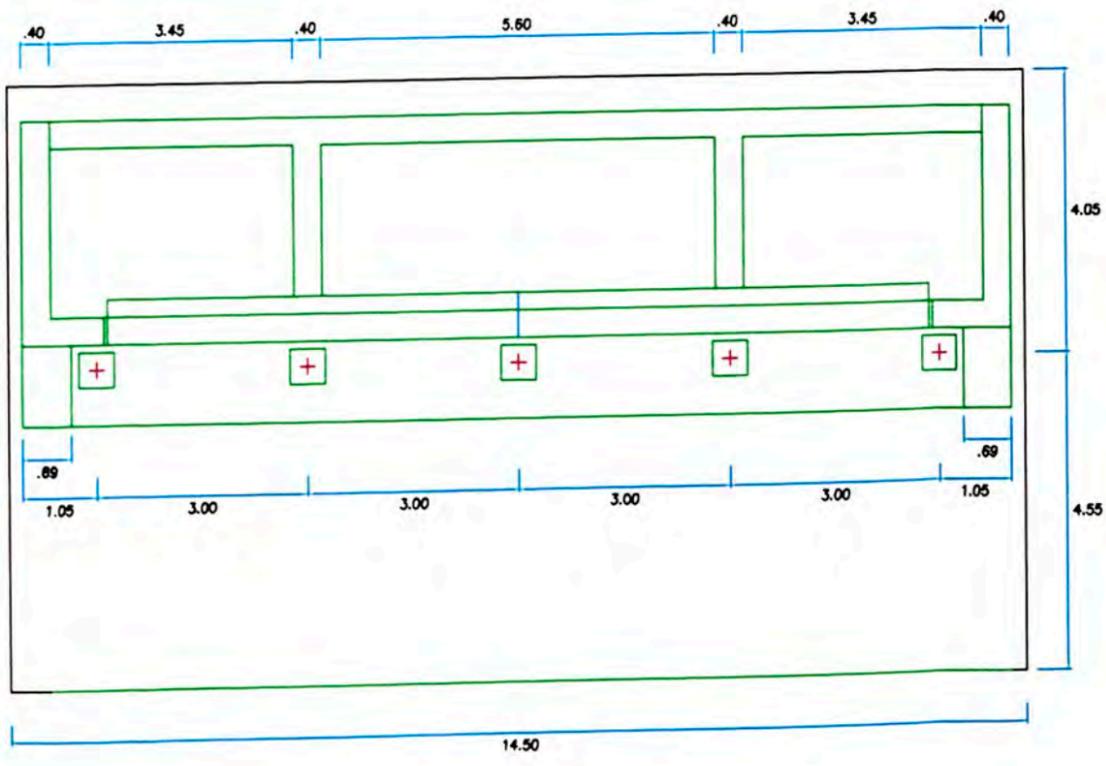
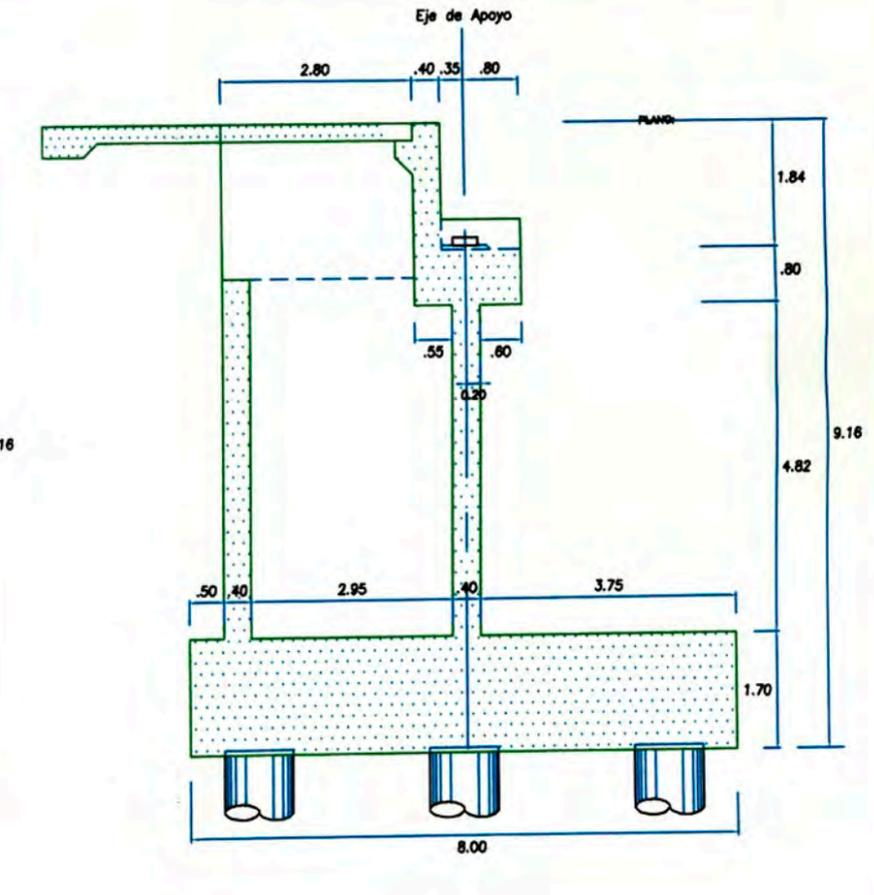
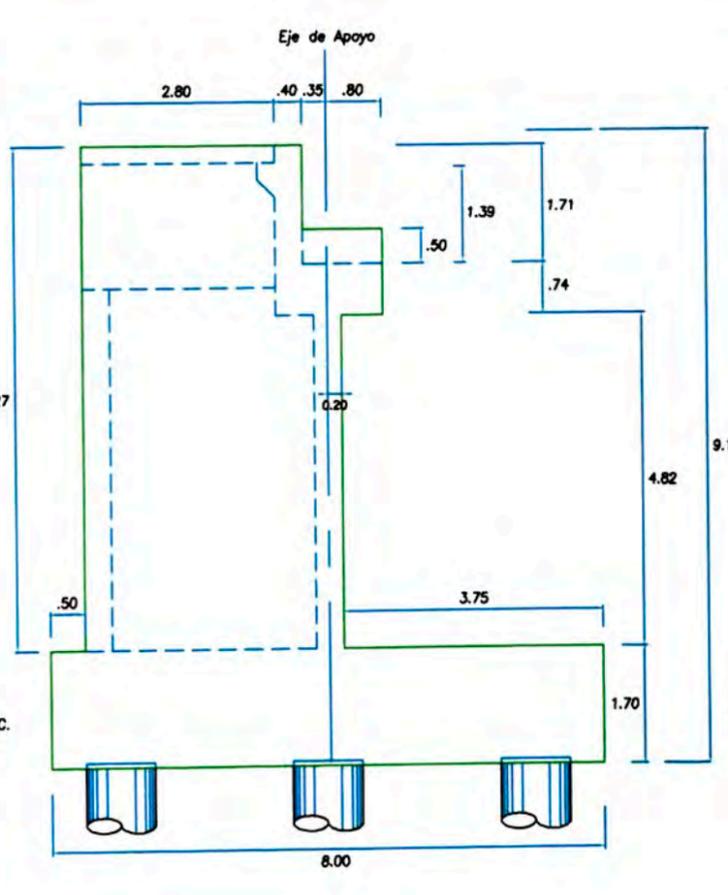
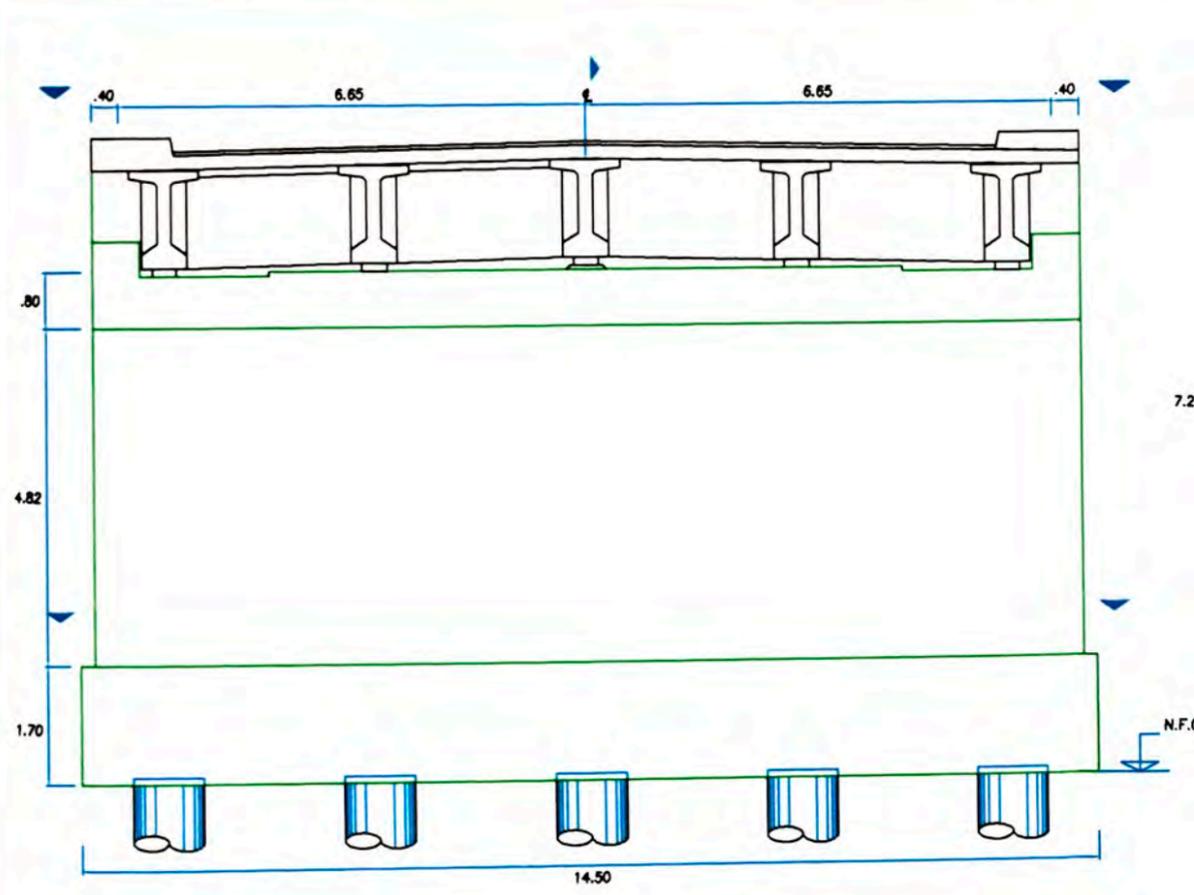


Notas:
 1.- Prever el uso de coberturas (carpas y/o mantas) como protección del llenado de concreto contra la evaporación excesiva del agua durante las horas de calor intenso.
 2.- Ver cota de Fondo de Zapata (N.F.C), Pilotes (N.F.P) y Nivel de Rosante en plano de Vista General IG-VG.
 3.- Ver Detalle de Dispositivos de Apoyo en plano IG-E-7.

	COMBULTOR: 	JEFE DE PROYECTO: ING. JESUS RAMIREZ MARTIN	SUPERVISION: Norcontrol <i>C. Torres</i>	REVISIONES <table border="1"> <thead> <tr> <th>N°</th> <th>FECHA</th> <th>DESCRIPCION</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> </tbody> </table>	N°	FECHA	DESCRIPCION										ESCALA: S/E	PROYECTO: REHABILITACION DEL EJE VIAL N°1 PIURA - GUAYAQUIL PERU - ECUADOR EUROPEAID/118357/CB/VE	N° DE PLANO: 5.1.12	DESCRIPCION DEL PLANO: PLANOS DE ESTRUCTURAS Y PUESTOS QUEBRADA N° 1: IGNACIO ESCUDERO PK 1043+000 ESTRIBO DERECHO - GEOMETRIA PUENTES ENTRE PIURA Y TUMBES	FECHA: MAYO 2005
		N°	FECHA		DESCRIPCION																
DISEÑO: ING. JACK LOPEZ ACUÑA	Daniel Osorio Padilla <small>INGENIERO EN CARRETERAS Y PUENTES</small>	NOTA: LOS PLANOS A-3 ESTAN REDUCIDOS A MITAD DE ESCALA DE LOS A-1	02/15																		



		CONSULTOR: 	JEFE DE PROYECTO: ING. JESUS RAMIREZ MARTIN DISEÑO: ING. JACK LOPEZ ACUÑA DIBUJO:	SUPERVISION: Norcontrol Daniel Osorio Padilla <small>INGENIERO DE CARRILES, CANALES Y PUENTES</small>	REVISIONES <table border="1"> <thead> <tr> <th>N°</th> <th>FECHA</th> <th>DESCRIPCION</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> </tbody> </table>	N°	FECHA	DESCRIPCION				ESCALA: S/E NOTA: LOS PLANOS A-3 ESTAN REDUCIDOS A MITAD DE ESCALA DE LOS A-1	PROYECTO: REHABILITACION DEL EJE VIAL N°1 PIURA - GUAYAQUIL PERU - ECUADOR EUROPEAID/116357/C/SV/PE	N° DE PLANO: 5.1.12 03/15	DESCRIPCION DEL PLANO: PLANOS DE ESTRUCTURAS Y PUESTOS QUEBRADA N° 1: IGNACIO ESCUDERO PK 1043+000 ESTRIBO DERECHO - ARMADURA 14 ACTUACIONES ENTRE PIURA Y TUMBES	FECHA: MAYO 2005
N°	FECHA	DESCRIPCION														



Notas:
 1.-Ver cota de Fondo de Zapata (N.F.C), Pilotes (N.F.P) y Nivel de Rasante en plano de Vista General IG-VG.
 2.-Ver Detalle de Dispositivos de Apoyo en plano IG-E-?.



CONSULTOR:
 JEFE DE PROYECTO: ING. JESUS RAMIREZ MARTIN
 DISEÑO: ING. JACK LOPEZ ACUÑA
 DIBUJO:

SUPERVISION:
 Norcontrol
 Daniel Osorio Padilla
 INGENIERO DE CARRETERAS, CANALES Y PUERTOS

REVISIONES	
Nº	FECHA

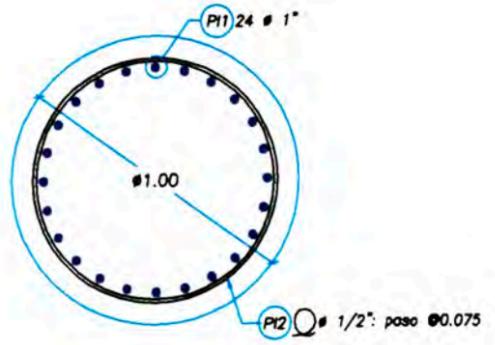
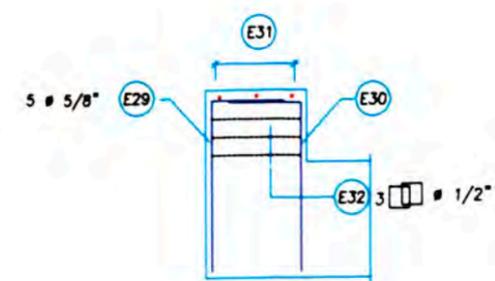
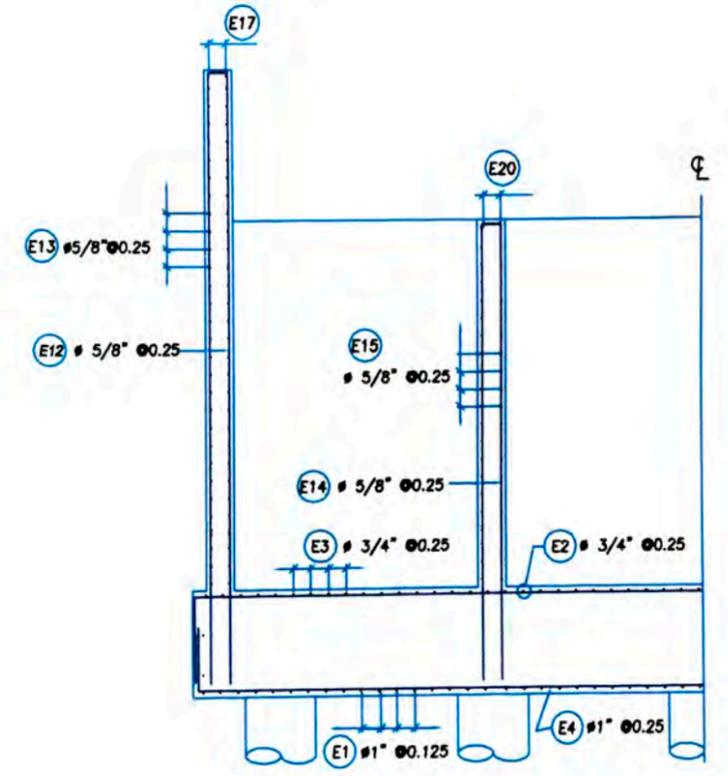
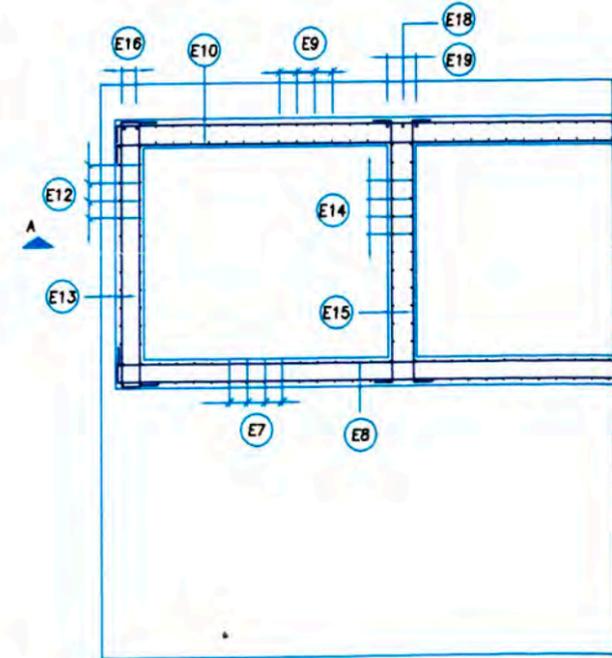
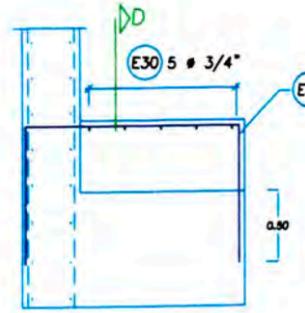
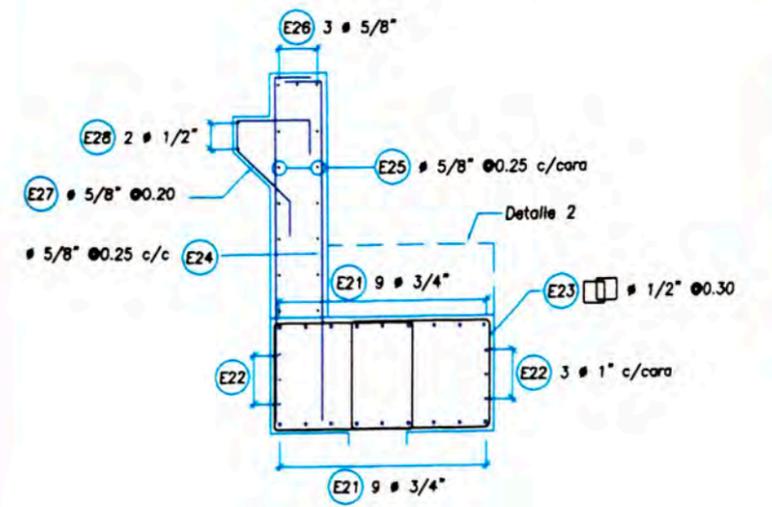
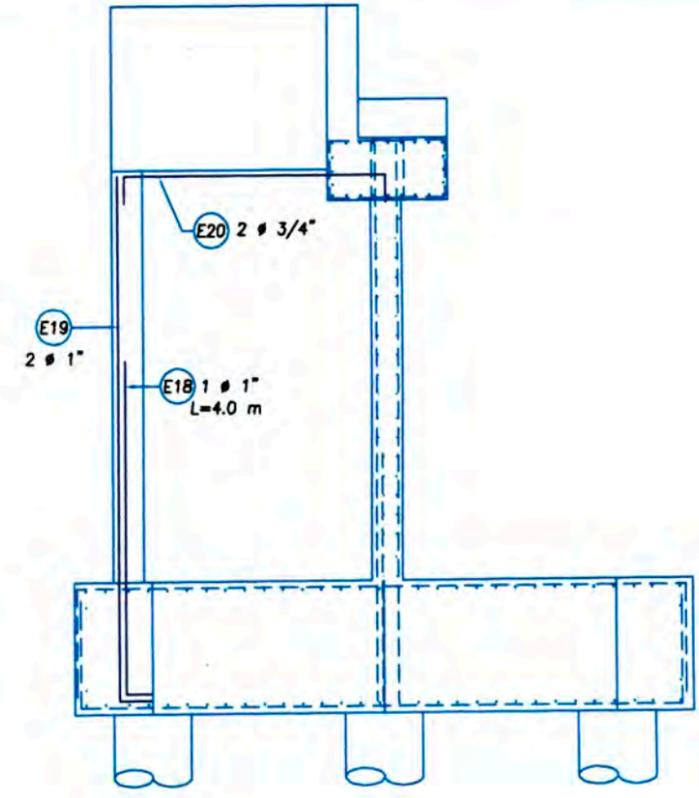
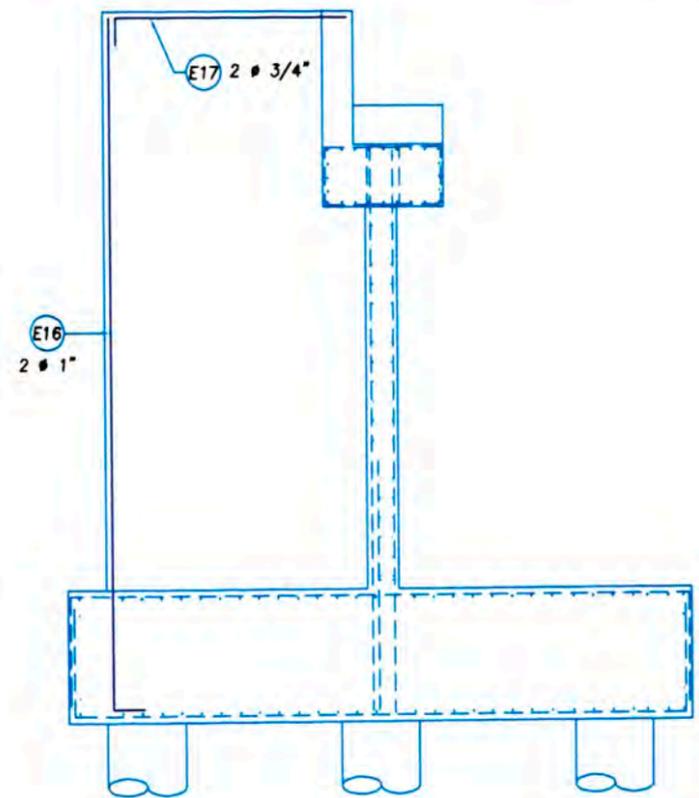
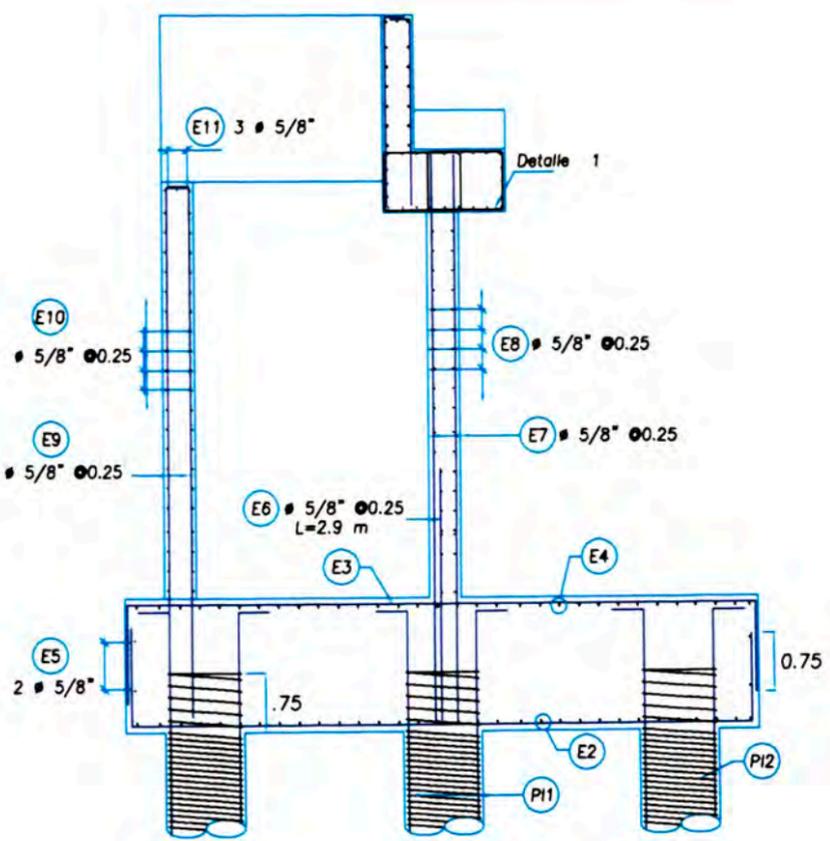
ESCALA:
 S/E
 NOTA:
 LOS PLANOS A-3 ESTAN REDUCIDOS A MITAD DE ESCALA DE LOS A-1

PROYECTO:
REHABILITACION DEL EJE VIAL Nº1 PIURA - GUAYAQUIL PERU - ECUADOR EUROPEAID/116367/G/SVPE

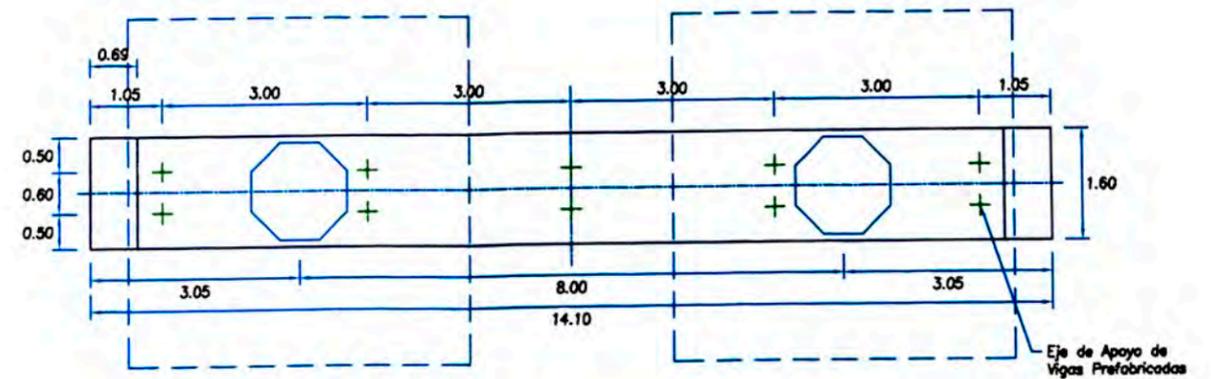
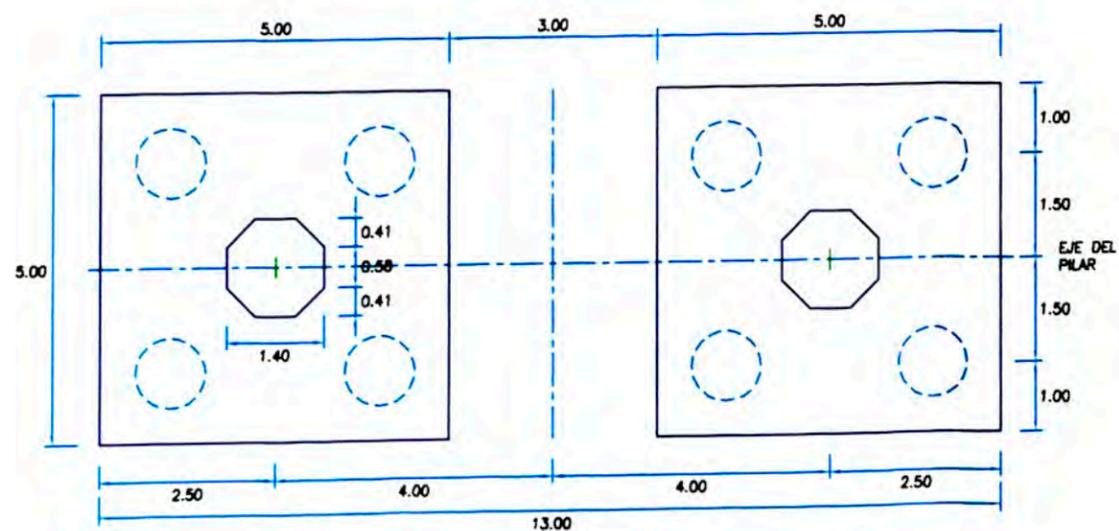
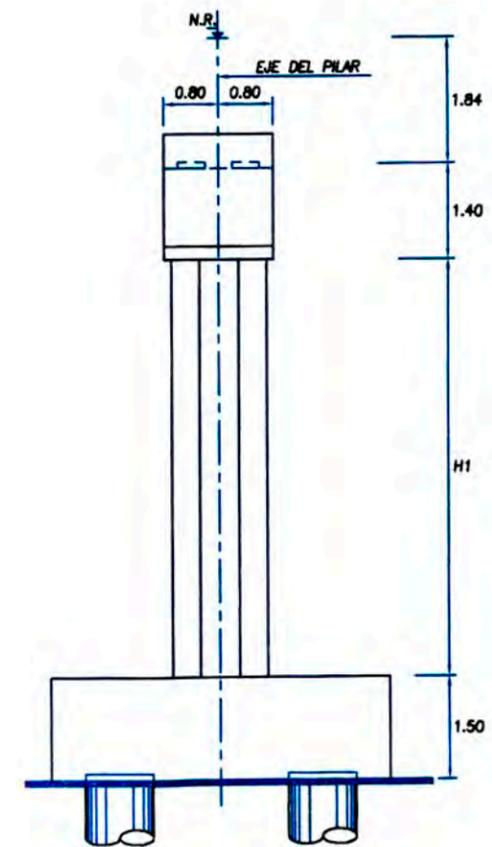
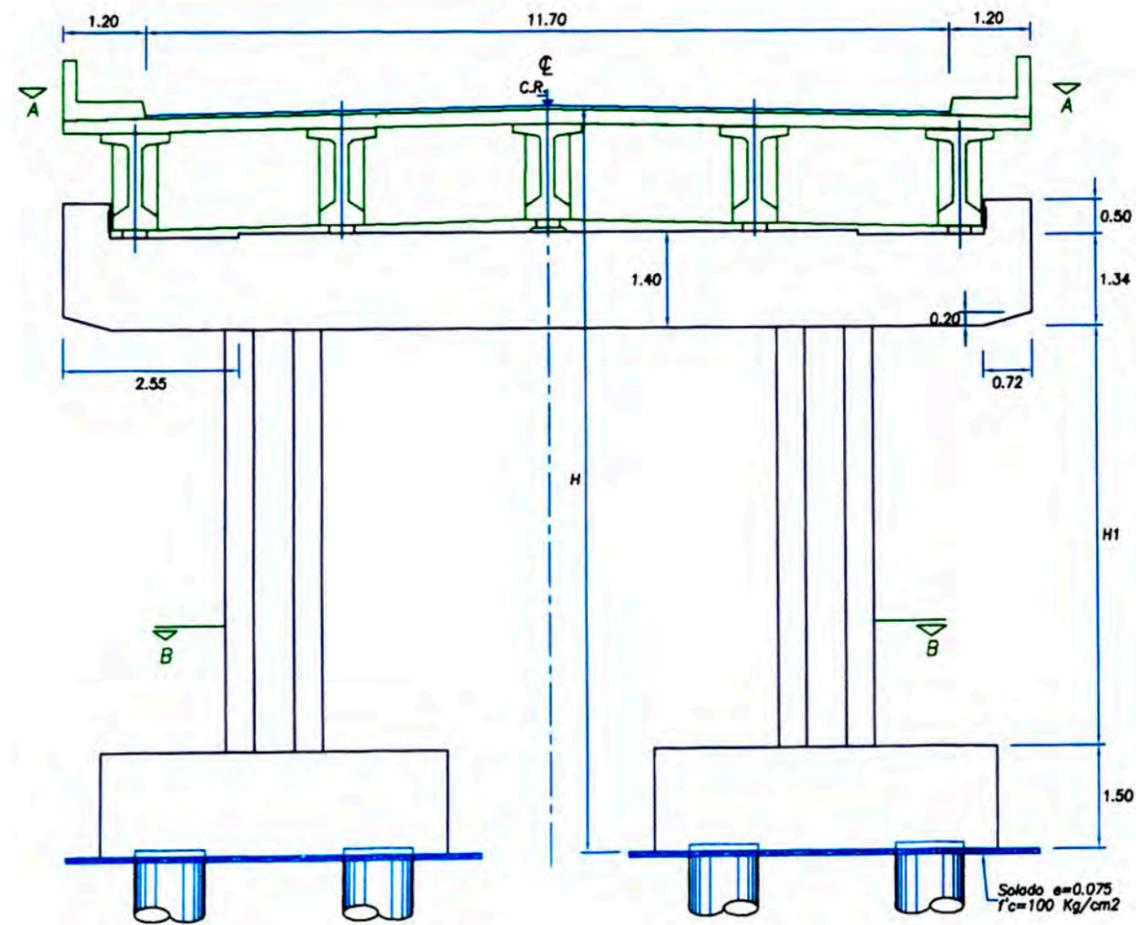
Nº DE PLANO:
 5.1.12
 04/15

DESCRIPCION DEL PLANO:
 PLANOS DE ESTRUCTURAS Y PUESTOS QUEBRADA Nº 1: IGNACIO ESCUDERO PK 1043+000 ESTRIBO IZQUIERDO - GEOMETRIA PUENTES ENTRE PIURA Y TUMBES

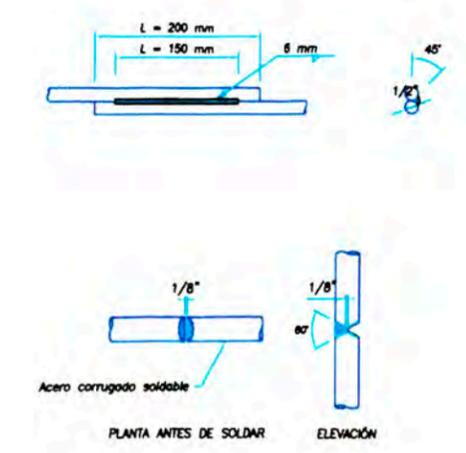
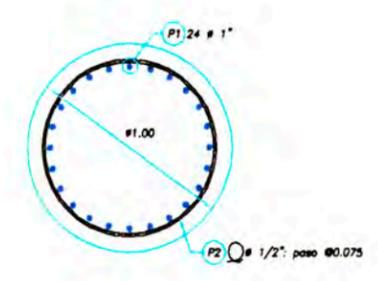
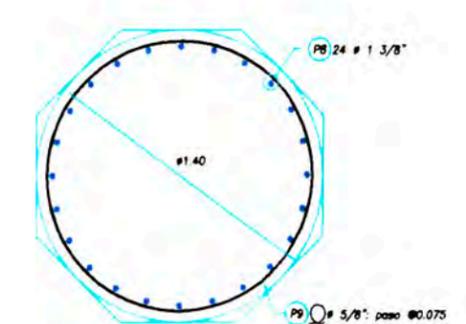
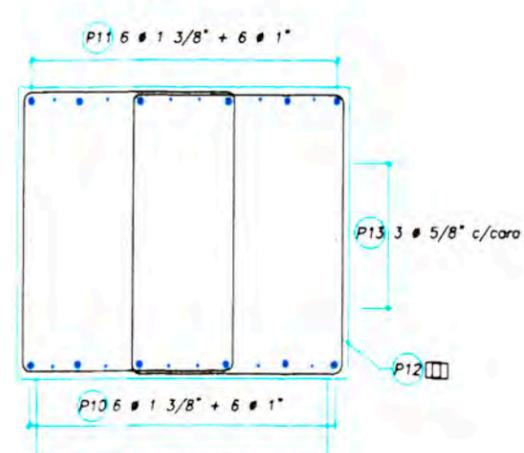
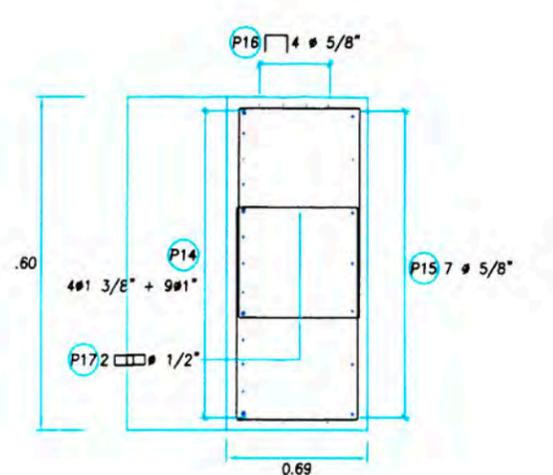
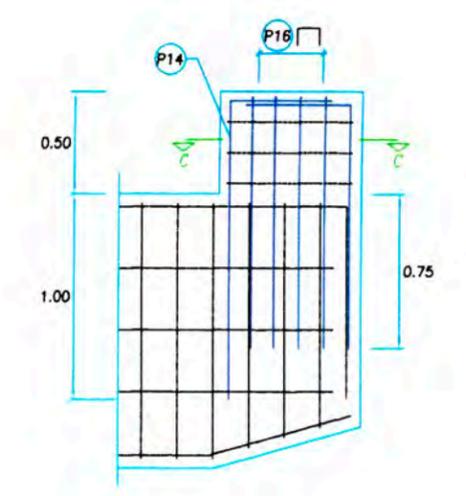
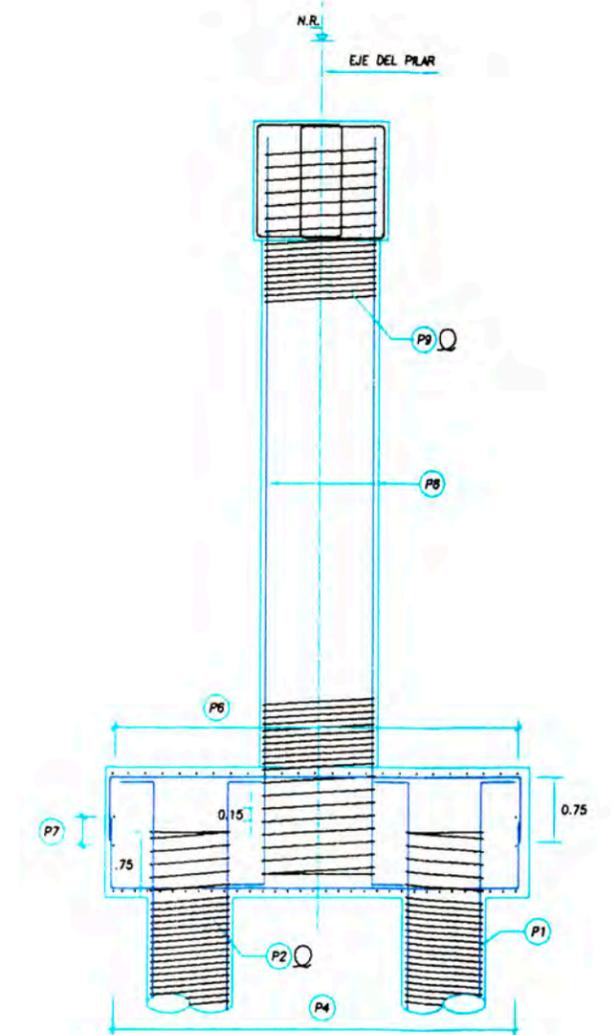
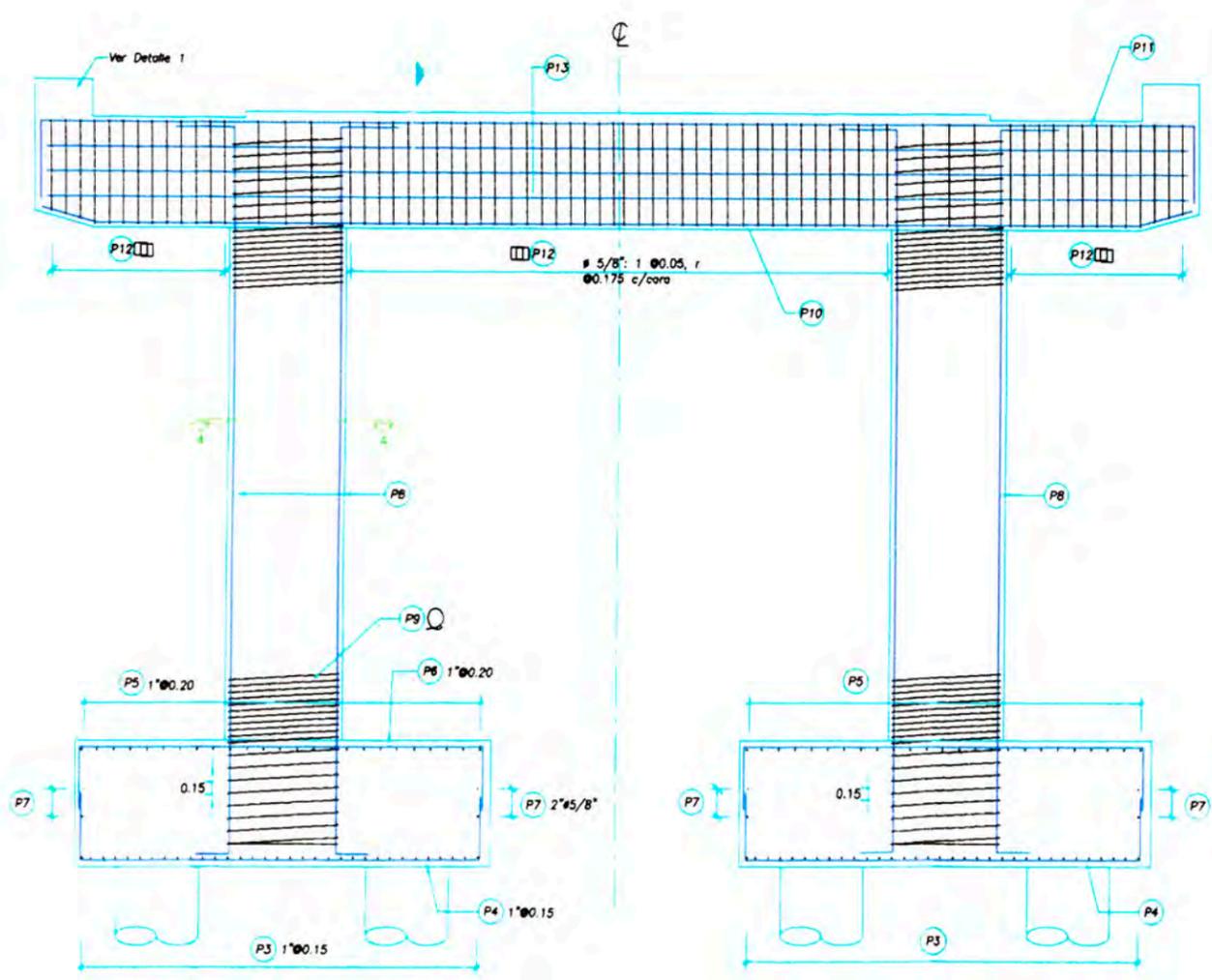
FECHA:
 MAYO 2005



UNION EUROPEA	PERU	ECUADOR	CONSULTOR: TYPESA INGENIEROS CONSULTORES Y ARQUITECTOS	JEFE DE PROYECTO: ING. JESUS RAMIREZ MARTIN	SUPERVISOR: Narcenital C lothos	REVISIONES DESCRIPCION	ESCALA: S/E	PROYECTO: REHABILITACION DEL EJE VIAL N°1 PIURA - GUAYAQUIL PERU - ECUADOR EUROPEAID/116367/C/SV/PE	N° DE PLANO: 5.1.12	DESCRIPCION DEL PLANO: PLANOS DE ESTRUCTURAS Y Puentes QUEBRADA N° 1: IGNACIO ESCUDERO PK 1043+000 ESTRIBO IZQUIERDO - ARMADURA Puentes ENTRE PIURA Y TUMBES	FECHA: MAYO 2005
				DISEÑO: ING. JACK LOPEZ ACUÑA	Daniel Osorio Padilla INGENIERO DE OBRAS Y ARQUITECTO		NOTA: LOS PLANOS A-3 ESTAN REDUCIDOS A MITAD DE ESCALA DE LOS A-1		05/15		

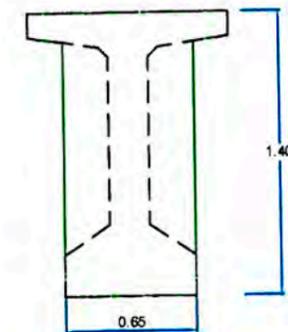
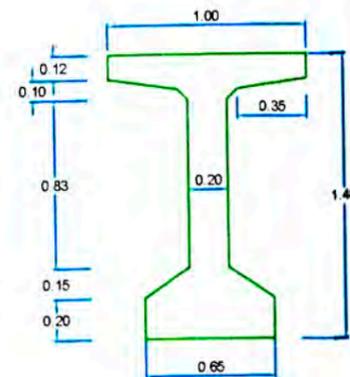
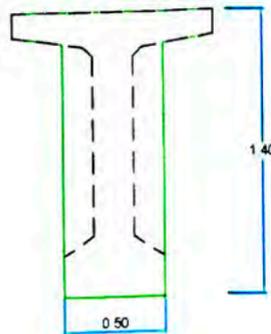
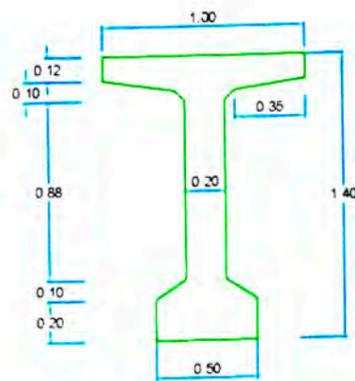
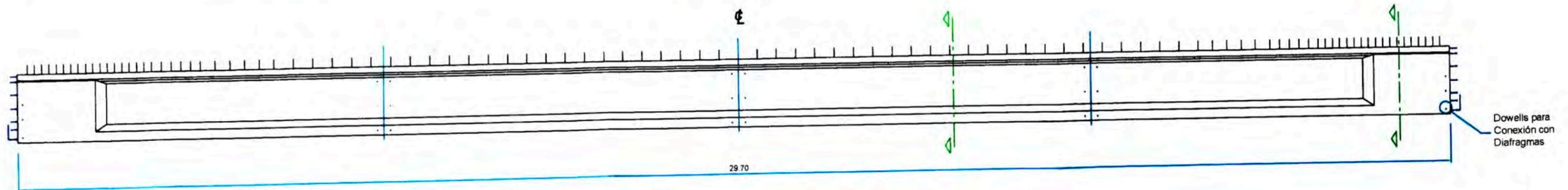
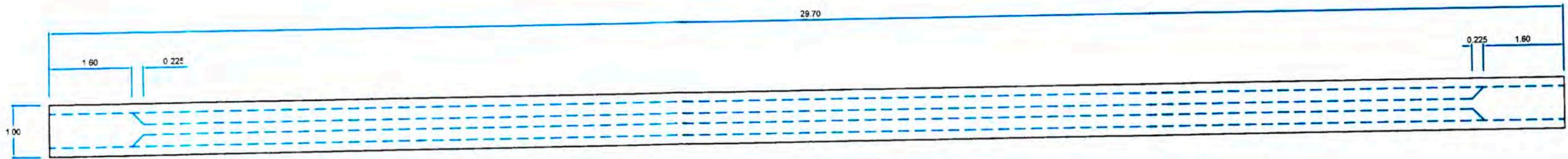
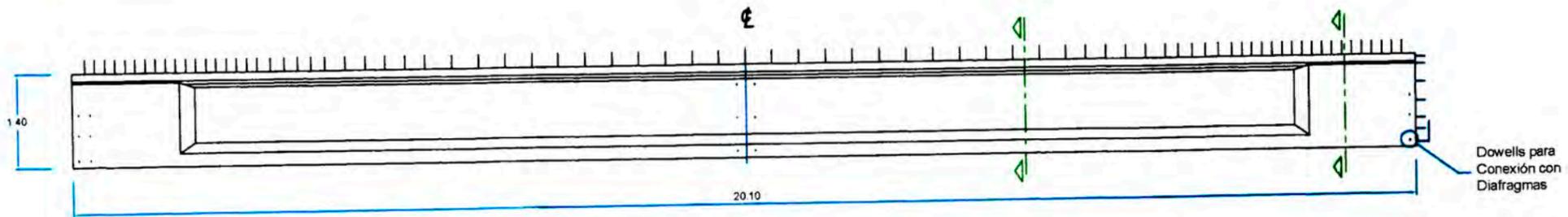
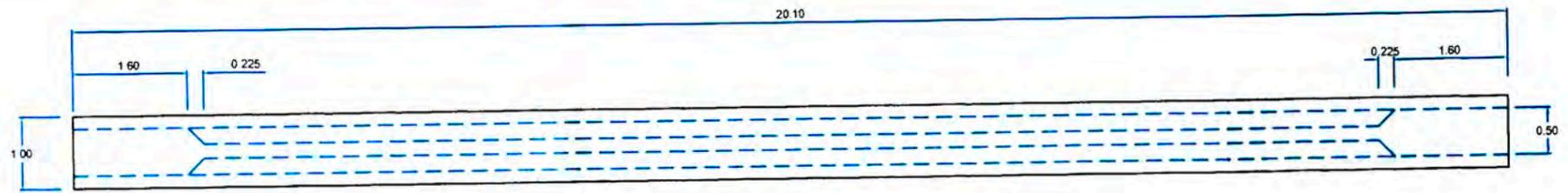


			JEFE DE PROYECTO ING. JESUS RAMIREZ MARTIN DISEÑO ING. JACK LOPEZ ACUÑA DIBUJO	SUPERVISION Daniel Osorio Padilla <small>INGENIERO DE CARRETERAS, CANALES Y PUENTES</small>	REVISIONES <table border="1"> <tr> <th>Nº</th> <th>FECHA</th> <th>DESCRIPCION</th> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> </table>	Nº	FECHA	DESCRIPCION				ESCALA S/E NOTA <small>LOS PLANOS A-1 ESTAN REDUCIDOS A MITAD DE ESCALA DE LOS A-1</small>	PROYECTO: REHABILITACION DEL EJE VIAL N°1 PIURA - GUAYAQUIL PERU - ECUADOR EUROPEAID/116357/C/SV/PE	Nº DE PLANO: 5.1.12 06/15	DESCRIPCION DEL PLANO: PLANOS DE ESTRUCTURAS Y Puentes QUEBRADA N° 1: IGNACIO ESCUDERO PK 1043+000 PILARES - GEOMETRIA PUENTES ENTRE PIURA Y TUMBES	FECHA: MAYO 2005
Nº	FECHA	DESCRIPCION														

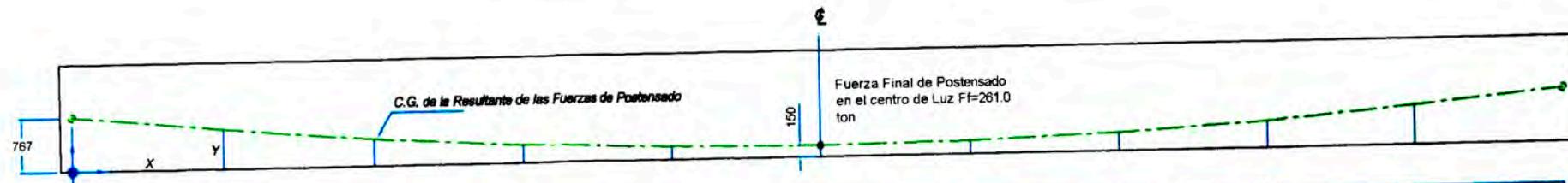
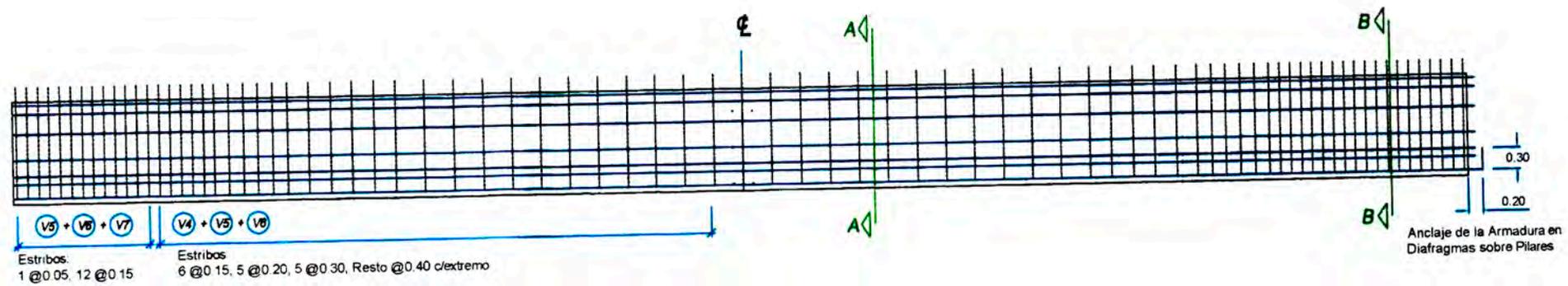


- Notas:
- 1.- No empalmar más del 50% del área de acero de refuerzo en una misma sección.
 - 2.- Ver Cota de Rasante (C.R.) y Cota de Fondo de Zapata (N.F.Z.) en Plano PG-P1-VG.
 - 3.- Ver Especificaciones Técnicas en el Plano PG-P1-E-10.

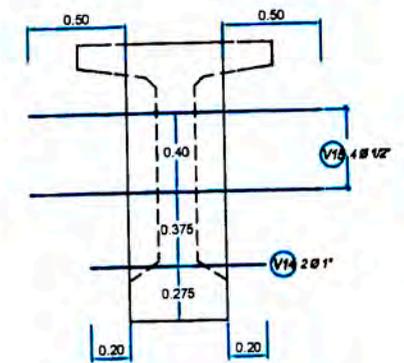
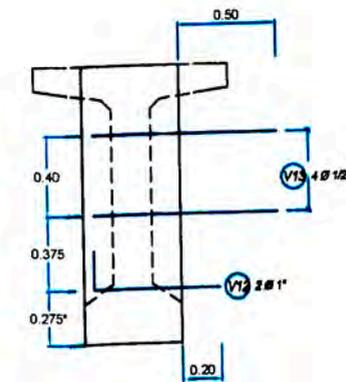
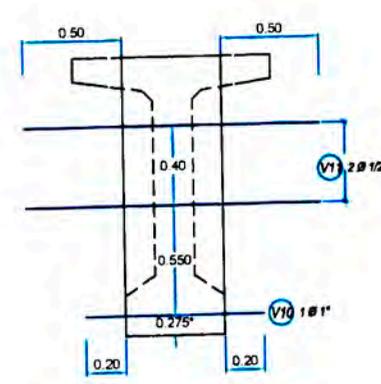
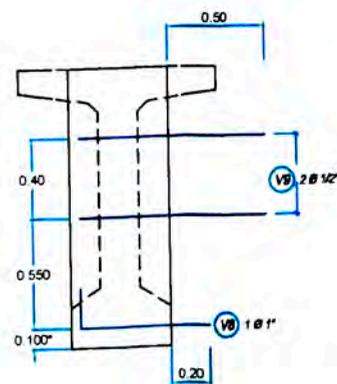
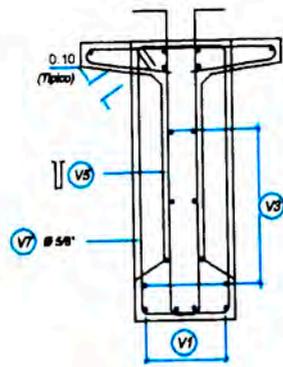
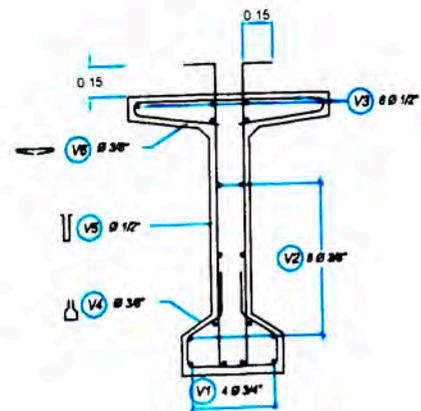
		CONSULTOR TYPESA INGENIEROS CONSULTORES Y ARQUITECTOS	EJE DE PROYECTO NO. JESUS RAMPEZ MARTIN DISEÑO ING. JACK LÓPEZ AZÚA DIBUJO	SUPERVISIÓN Clothos Daniel Osorio Padilla	REVISIONES	ESCALA S/E	PROYECTO REHABILITACION DEL EJE VIAL N°1 PIURA - GUAYAQUIL PERU - ECUADOR EUROPAID/116357/C/SV/PE	N° DE PLANO 5.1.12 07/15	DESCRIPCIÓN DEL PLANO PLANOS DE ESTRUCTURAS Y Puentes QUEBRADA N° 1 IGNACIO ESCUDERO PK 1043+000 PILARES - ARMADURA PUENTES ENTRE PIURA Y TUMBES	FECHA MAYO 2005
--	--	--	--	--	------------	---------------	--	--------------------------------	--	-----------------------



UNION EUROPEA		PERU		ECUADOR		COMBILATOR				JEFE DE PROYECTO ING. JESUS RAMIREZ MARTIN DISEÑO ING. JACK LOPEZ ACUÑA DIBUJO		SUPERVISION No. control: C lothos Daniel Osorio Padilla		REVISIONES N° FECHA DESCRIPCION		ESCALA: S/E NOTA: LOS PLANOS A-3 ESTAN REDUCIDOS A MITAD DE ESCALA DE LOS A-1		PROYECTO: REHABILITACION DEL EJE VIAL N°1 PIURA - GUAYAQUIL PERU - ECUADOR EUROPEAIDH16367C/SVPE		N° DE PLANO: 5.1.12 08/15		DESCRIPCION DEL PLANO: PLANOS DE ESTRUCTURAS Y Puentes QUEBRADA N° 1: IGNACIO ESCUDERO PK 1043+000 GEOMETRIA - VIGAS PREFABRICADAS PUENTES ENTRE PIURA Y TUMBES		FECHA: MAYO 2005	
---------------	--	------	--	---------	--	------------	--	--	--	--	--	--	--	------------------------------------	--	--	--	--	--	---------------------------------	--	--	--	---------------------	--

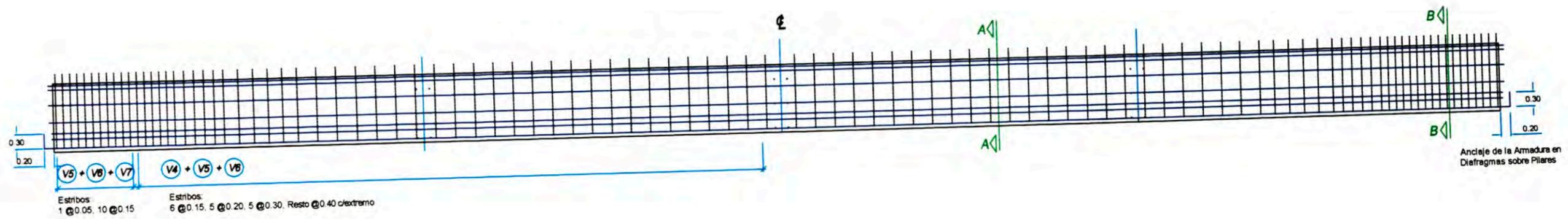


X (mm)	0	1980	3980	5940	7920	9900	11880	13860	15840	17820	19800
Y (mm)	767	545	372	249	175	150	175	249	372	545	787

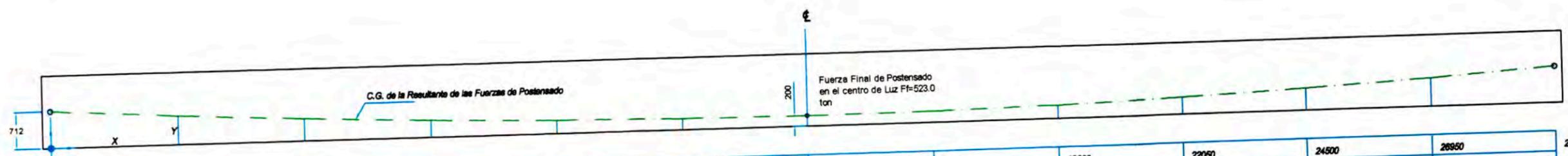


$f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$
 $f'ci = 300 \text{ Kg/cm}^2$
 $A_{sp} \text{ min} = 18 \# 0.6"$

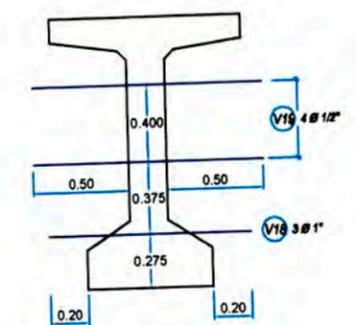
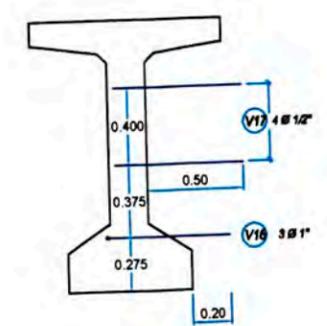
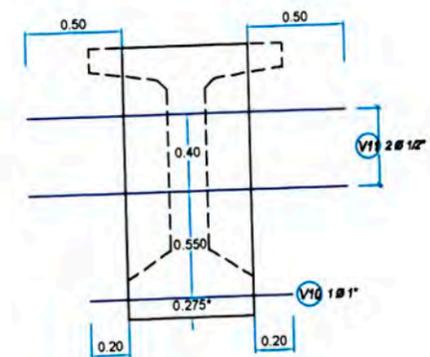
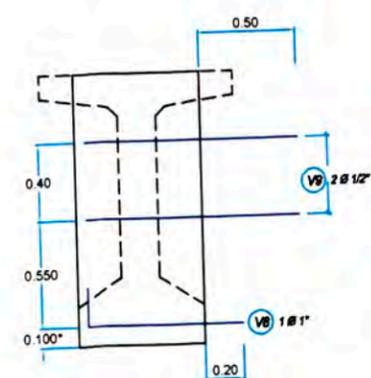
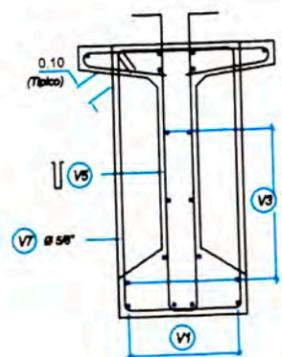
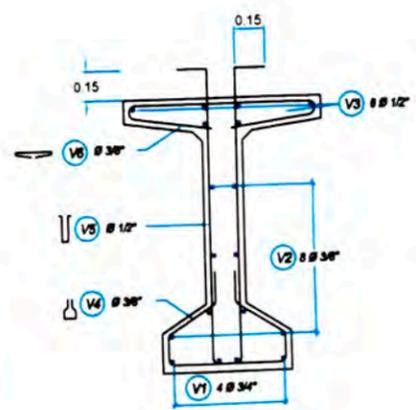
UNION EUROPEA	PERU	EQUADOR	CONSULTOR: TYPSA INGENIEROS CONSULTORES Y ARQUITECTOS	JEFE DE PROYECTO ING. JESUS RAMIREZ MARTIN	SUPERVISION Daniel Osorio Padilla	REVISIONES		ESCALA: S/E	PROYECTO: REHABILITACION DEL EJE VIAL N°1 PIURA - GUAYAQUIL PERU - ECUADOR EUROPEA/D/116357/C/SV/PE	N° DE PLANO: 5.1.12	DESCRIPCION DEL PLANO: PLANOS DE ESTRUCTURAS Y Puentes QUEBRADA N° 1: IGNACIO ESCUDERO PK 1043+000 ARMADURA - VIGA PREFABRICADA (TRAMOS EXTERIORES) PUENTES ENTRE PIURA Y TUMBES	FECHA: MAYO 2008
				DISEÑO ING. JACK LOPEZ ACUÑA		DIBUJO	NOTA: LOS PLANOS 4, 3, 2, 1, 0, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64, 65, 66, 67, 68, 69, 70, 71, 72, 73, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84, 85, 86, 87, 88, 89, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 96, 97, 98, 99, 100, 101, 102, 103, 104, 105, 106, 107, 108, 109, 110, 111, 112, 113, 114, 115, 116, 117, 118, 119, 120, 121, 122, 123, 124, 125, 126, 127, 128, 129, 130, 131, 132, 133, 134, 135, 136, 137, 138, 139, 140, 141, 142, 143, 144, 145, 146, 147, 148, 149, 150, 151, 152, 153, 154, 155, 156, 157, 158, 159, 160, 161, 162, 163, 164, 165, 166, 167, 168, 169, 170, 171, 172, 173, 174, 175, 176, 177, 178, 179, 180, 181, 182, 183, 184, 185, 186, 187, 188, 189, 190, 191, 192, 193, 194, 195, 196, 197, 198, 199, 200, 201, 202, 203, 204, 205, 206, 207, 208, 209, 210, 211, 212, 213, 214, 215, 216, 217, 218, 219, 220, 221, 222, 223, 224, 225, 226, 227, 228, 229, 230, 231, 232, 233, 234, 235, 236, 237, 238, 239, 240, 241, 242, 243, 244, 245, 246, 247, 248, 249, 250, 251, 252, 253, 254, 255, 256, 257, 258, 259, 260, 261, 262, 263, 264, 265, 266, 267, 268, 269, 270, 271, 272, 273, 274, 275, 276, 277, 278, 279, 280, 281, 282, 283, 284, 285, 286, 287, 288, 289, 290, 291, 292, 293, 294, 295, 296, 297, 298, 299, 300, 301, 302, 303, 304, 305, 306, 307, 308, 309, 310, 311, 312, 313, 314, 315, 316, 317, 318, 319, 320, 321, 322, 323, 324, 325, 326, 327, 328, 329, 330, 331, 332, 333, 334, 335, 336, 337, 338, 339, 340, 341, 342, 343, 344, 345, 346, 347, 348, 349, 350, 351, 352, 353, 354, 355, 356, 357, 358, 359, 360, 361, 362, 363, 364, 365, 366, 367, 368, 369, 370, 371, 372, 373, 374, 375, 376, 377, 378, 379, 380, 381, 382, 383, 384, 385, 386, 387, 388, 389, 390, 391, 392, 393, 394, 395, 396, 397, 398, 399, 400, 401, 402, 403, 404, 405, 406, 407, 408, 409, 410, 411, 412, 413, 414, 415, 416, 417, 418, 419, 420, 421, 422, 423, 424, 425, 426, 427, 428, 429, 430, 431, 432, 433, 434, 435, 436, 437, 438, 439, 440, 441, 442, 443, 444, 445, 446, 447, 448, 449, 450, 451, 452, 453, 454, 455, 456, 457, 458, 459, 460, 461, 462, 463, 464, 465, 466, 467, 468, 469, 470, 471, 472, 473, 474, 475, 476, 477, 478, 479, 480, 481, 482, 483, 484, 485, 486, 487, 488, 489, 490, 491, 492, 493, 494, 495, 496, 497, 498, 499, 500, 501, 502, 503, 504, 505, 506, 507, 508, 509, 510, 511, 512, 513, 514, 515, 516, 517, 518, 519, 520, 521, 522, 523, 524, 525, 526, 527, 528, 529, 530, 531, 532, 533, 534, 535, 536, 537, 538, 539, 540, 541, 542, 543, 544, 545, 546, 547, 548, 549, 550, 551, 552, 553, 554, 555, 556, 557, 558, 559, 560, 561, 562, 563, 564, 565, 566, 567, 568, 569, 570, 571, 572, 573, 574, 575, 576, 577, 578, 579, 580, 581, 582, 583, 584, 585, 586, 587, 588, 589, 590, 591, 592, 593, 594, 595, 596, 597, 598, 599, 600, 601, 602, 603, 604, 605, 606, 607, 608, 609, 610, 611, 612, 613, 614, 615, 616, 617, 618, 619, 620, 621, 622, 623, 624, 625, 626, 627, 628, 629, 630, 631, 632, 633, 634, 635, 636, 637, 638, 639, 640, 641, 642, 643, 644, 645, 646, 647, 648, 649, 650, 651, 652, 653, 654, 655, 656, 657, 658, 659, 660, 661, 662, 663, 664, 665, 666, 667, 668, 669, 670, 671, 672, 673, 674, 675, 676, 677, 678, 679, 680, 681, 682, 683, 684, 685, 686, 687, 688, 689, 690, 691, 692, 693, 694, 695, 696, 697, 698, 699, 700, 701, 702, 703, 704, 705, 706, 707, 708, 709, 710, 711, 712, 713, 714, 715, 716, 717, 718, 719, 720, 721, 722, 723, 724, 725, 726, 727, 728, 729, 730, 731, 732, 733, 734, 735, 736, 737, 738, 739, 740, 741, 742, 743, 744, 745, 746, 747, 748, 749, 750, 751, 752, 753, 754, 755, 756, 757, 758, 759, 760, 761, 762, 763, 764, 765, 766, 767, 768, 769, 770, 771, 772, 773, 774, 775, 776, 777, 778, 779, 780, 781, 782, 783, 784, 785, 786, 787, 788, 789, 790, 791, 792, 793, 794, 795, 796, 797, 798, 799, 800, 801, 802, 803, 804, 805, 806, 807, 808, 809, 810, 811, 812, 813, 814, 815, 816, 817, 818, 819, 820, 821, 822, 823, 824, 825, 826, 827, 828, 829, 830, 831, 832, 833, 834, 835, 836, 837, 838, 839, 840, 841, 842, 843, 844, 845, 846, 847, 848, 849, 850, 851, 852, 853, 854, 855, 856, 857, 858, 859, 860, 861, 862, 863, 864, 865, 866, 867, 868, 869, 870, 871, 872, 873, 874, 875, 876, 877, 878, 879, 880, 881, 882, 883, 884, 885, 886, 887, 888, 889, 890, 891, 892, 893, 894, 895, 896, 897, 898, 899, 900, 901, 902, 903, 904, 905, 906, 907, 908, 909, 910, 911, 912, 913, 914, 915, 916, 917, 918, 919, 920, 921, 922, 923, 924, 925, 926, 927, 928, 929, 930, 931, 932, 933, 934, 935, 936, 937, 938, 939, 940, 941, 942, 943, 944, 945, 946, 947, 948, 949, 950, 951, 952, 953, 954, 955, 956, 957, 958, 959, 960, 961, 962, 963, 964, 965, 966, 967, 968, 969, 970, 971, 972, 973, 974, 975, 976, 977, 978, 979, 980, 981, 982, 983, 984, 985, 986, 987, 988, 989, 990, 991, 992, 993, 994, 995, 996, 997, 998, 999, 1000					



Estribos: 1 @ 0.05, 10 @ 0.15
 Estribos: 6 @ 0.15, 5 @ 0.20, 5 @ 0.30, Resto @ 0.40 c/ extremo



X (mm)	0	2450	4900	7350	9800	12250	14700	17150	19600	22050	24500	26950	29400
Y (mm)	712	558	428	328	257	214	200	214	257	328	428	558	712



$f'c = 450 \text{ Kg/cm}^2$
 $f'ci = 450 \text{ Kg/cm}^2$
 Asp min = 34 # 0.6"



JEFE DE PROYECTO: ING. JESUS RAMIREZ MARTIN
 DISEÑO: ING. JACK LOPEZ ACUÑA
 DIBUJO:

SUPERVISION: Norcontrol
 Daniel Osorio Padilla
 INGENIERO DE CARRILES, CANALES Y PUERTOS

REVISIONES	
N°	FECHA

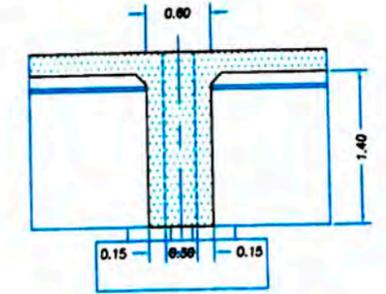
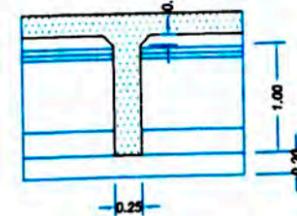
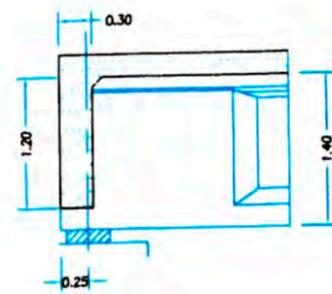
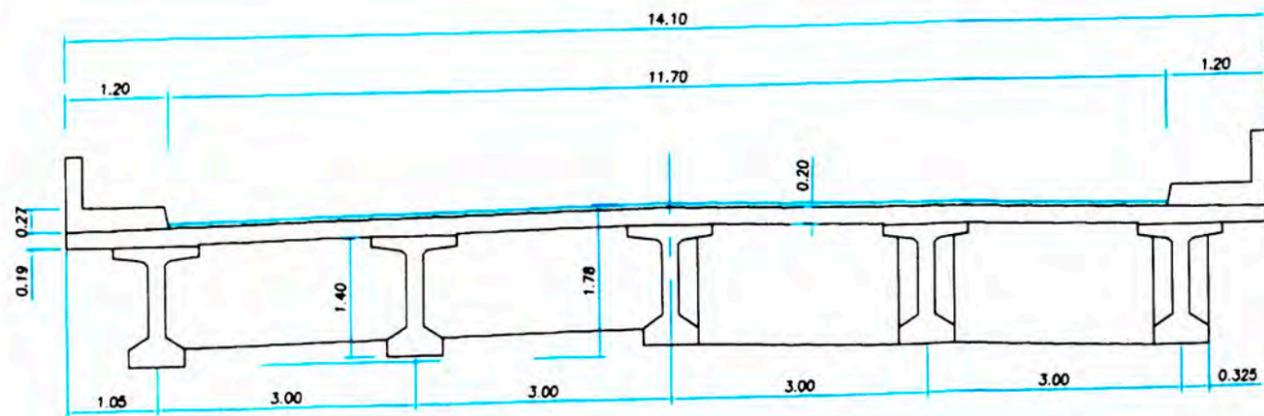
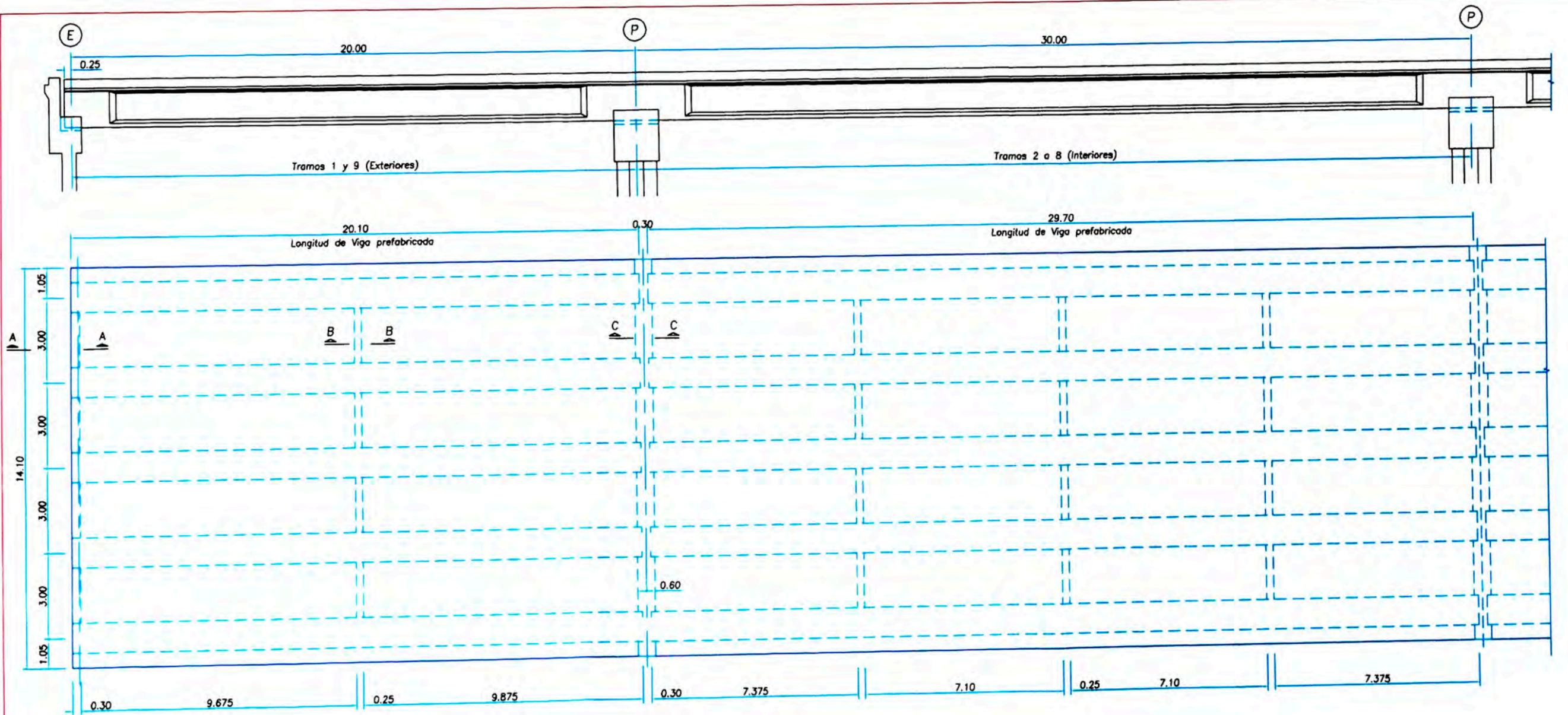
ESCALA: S/E
 NOTA: LOS PLANOS A-3 ESTAN REDUCIDOS A MITAD DE ESCALA DE LOS A-1.

PROYECTO: REHABILITACION DEL EJE VIAL N°1 PIURA - GUAYAQUIL PERU - ECUADOR EUROPEAID/116357/CSV/PE

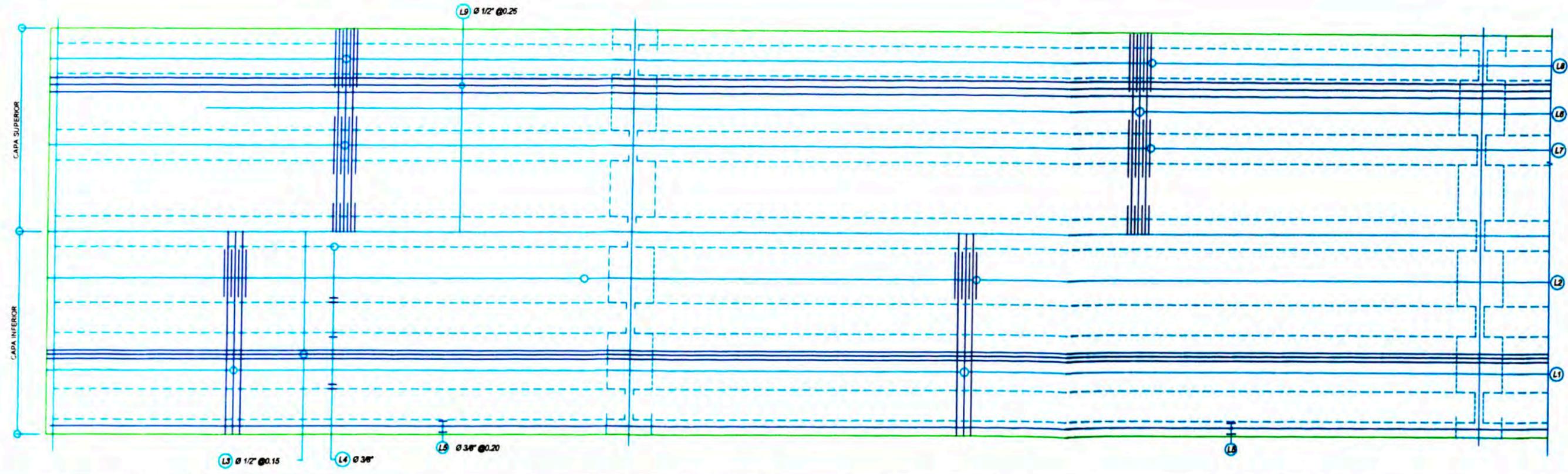
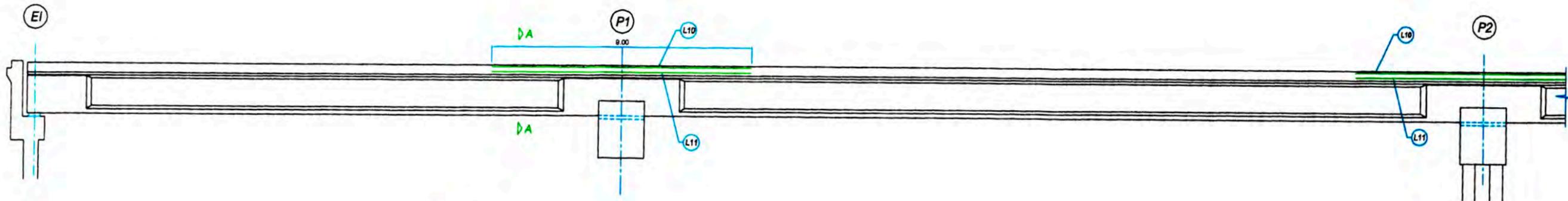
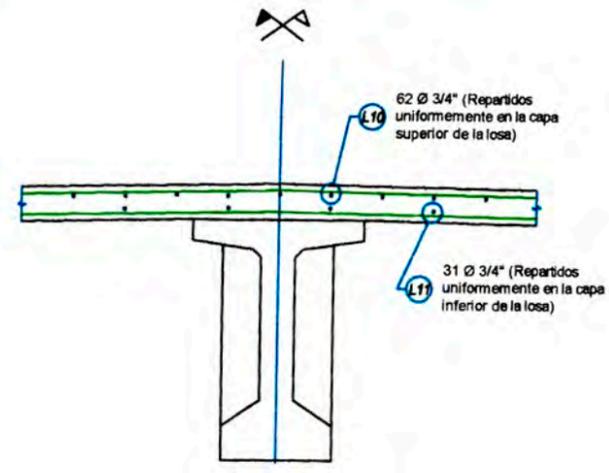
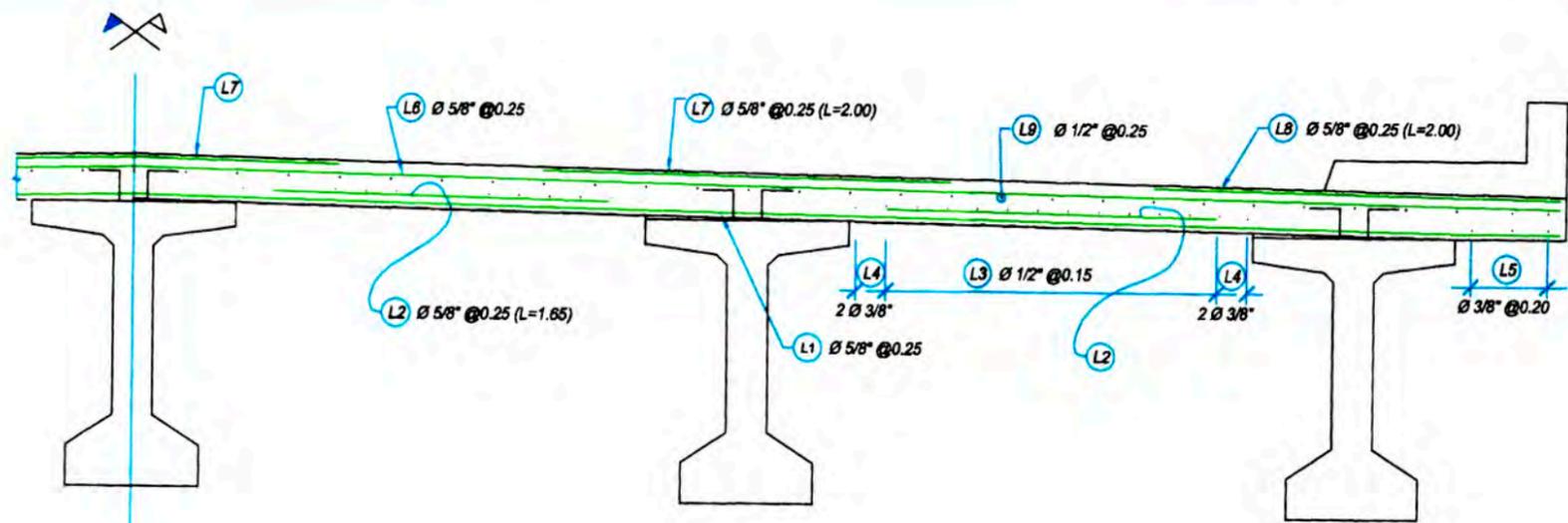
N° DE PLANO: 5.1.12
 10/15

DESCRIPCION DEL PLANO: PLANOS DE ESTRUCTURAS Y Puentes QUEBRADA N° 1: IGNACIO ESCUDERO PK 1043+000 ARMADURA - VIGA PREFABRICADA (TRAMOS INTERIORES) Puentes ENTRE PIURA Y TUMBES

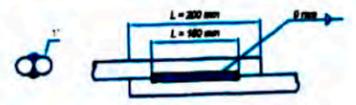
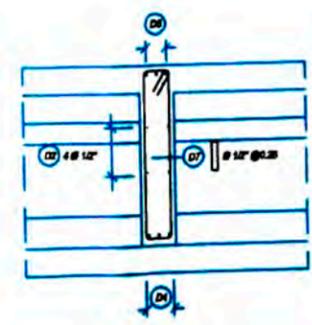
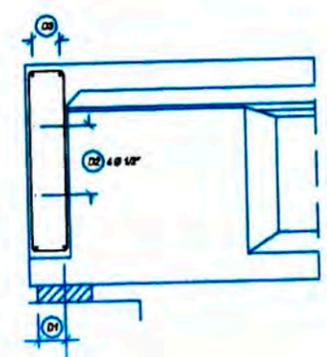
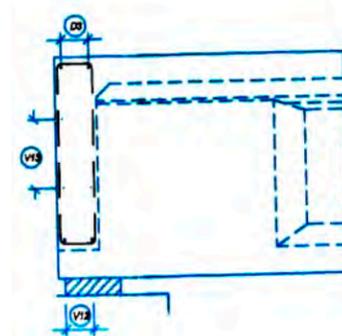
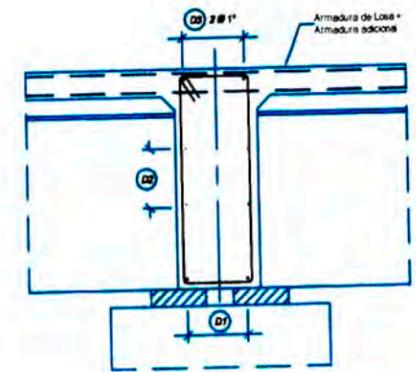
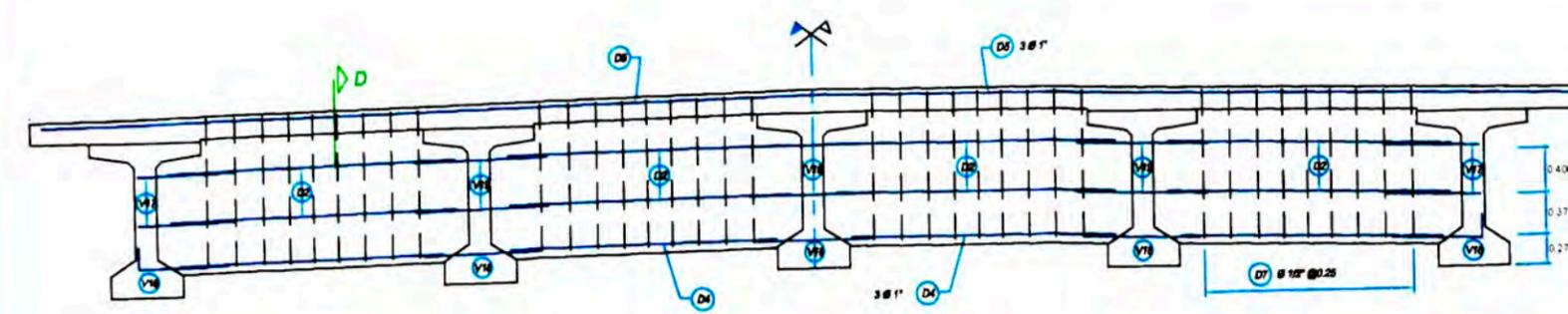
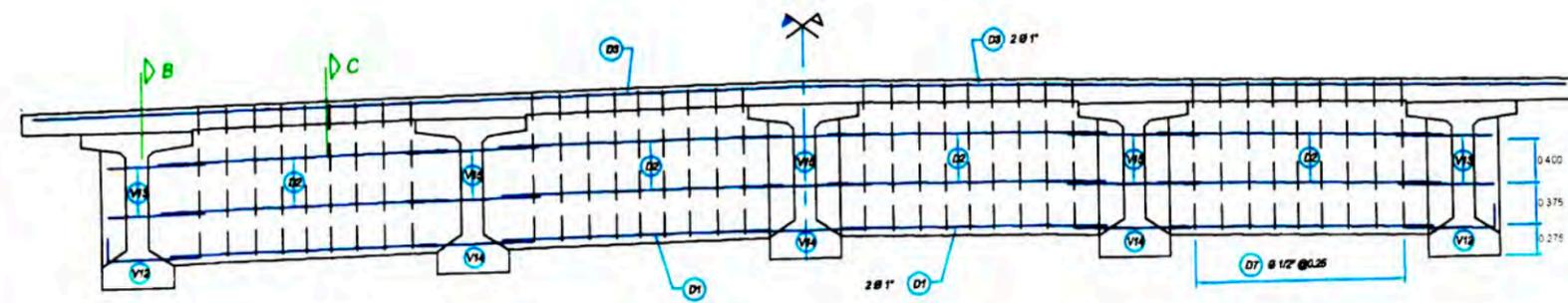
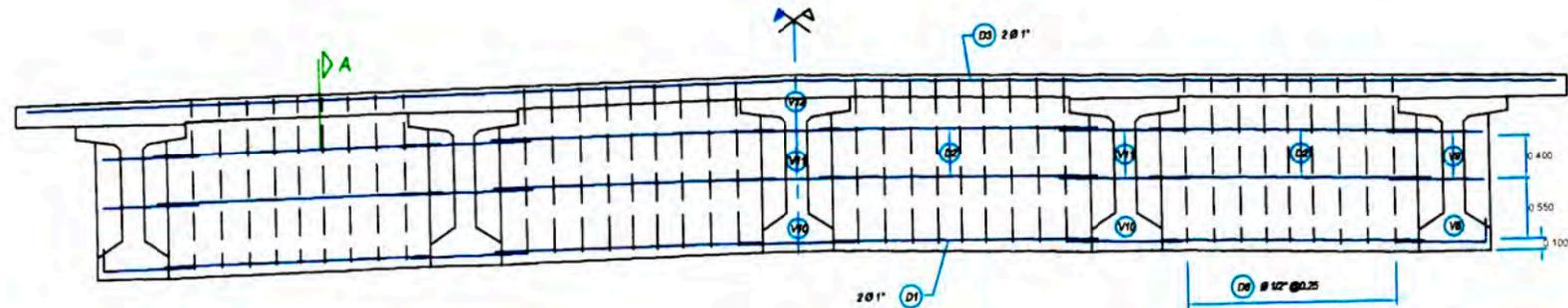
FECHA: MAYO 2005



		CONSULTOR: INPSA INGENIEROS CONSULTORES Y ARQUITECTOS	JEFE DE PROYECTO: ING. JESUS RAMIREZ MARTIN	SUPERVISION: DANIEL OSORES PADILLA	REVISIONES: (Empty table for revisions)	ESCALA: S/E	PROYECTO: REHABILITACION DEL EJE VIAL N°1 PIURA - GUAYAGUIL PERU - ECUADOR EUROPEAND/116357/C/SV/PE	N° DE PLANO: 5.1.12 11/15	DESCRIPCION DEL PLANO: PLANOS DE ESTRUCTURAS Y Puentes QUEBRADA N° 1: IGNACIO ESCUDERO PK 1043+000 SUPERESTRUCTURA - GEOMETRIA PUENTES ENTRE PIURA Y TUMBES	FECHA: MAYO 2005
		DISEÑO: ING. JACK LOPEZ ACUÑA	DIBUJO: (Empty)	NOTA: (Empty)						

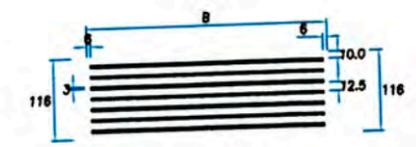
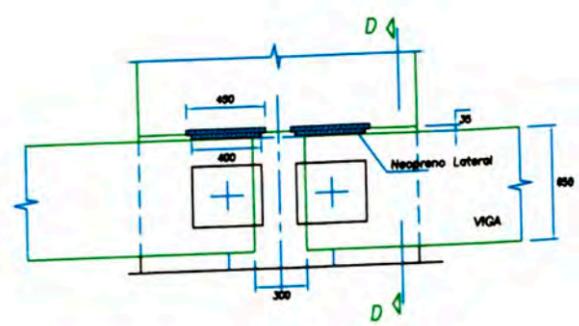
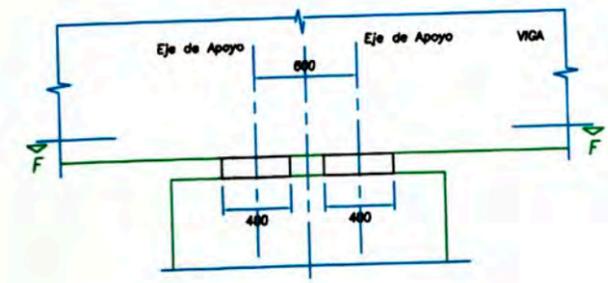
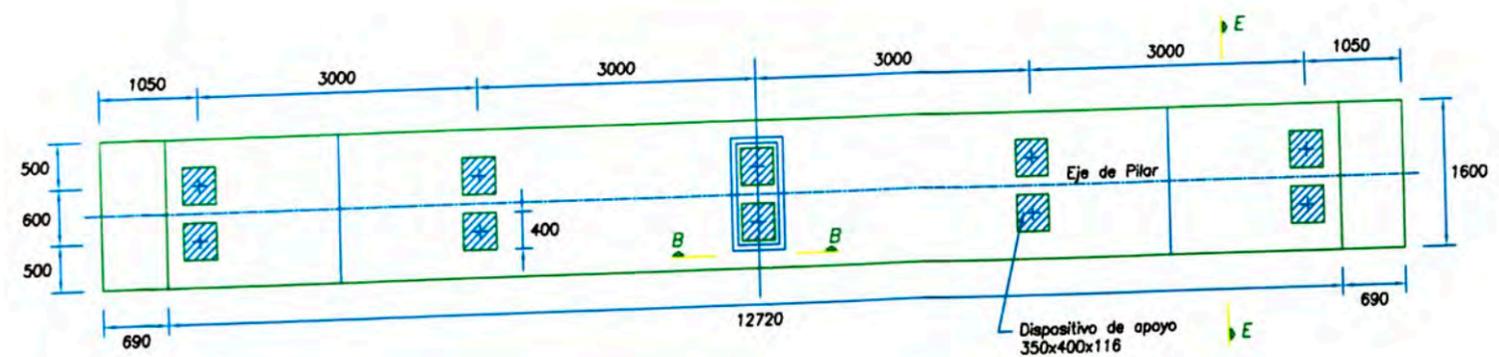
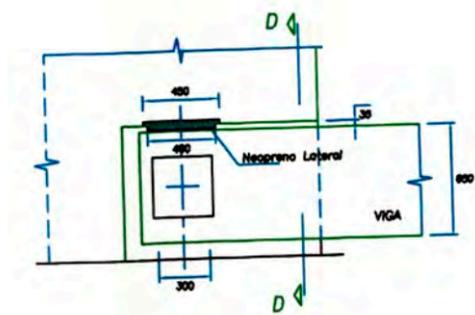
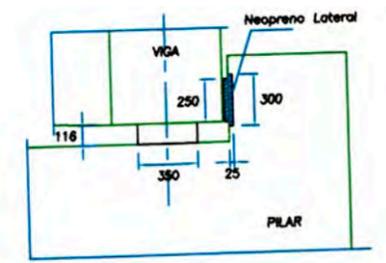
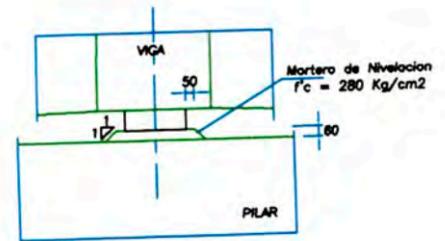
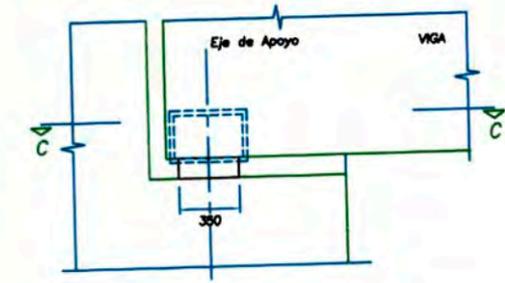
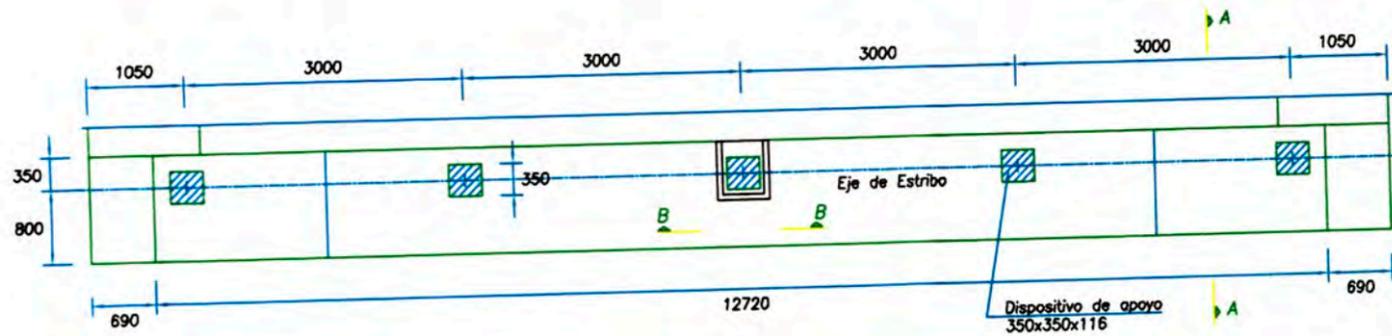


		CONSEJERO 	JEFE DE PROYECTO ING. JESUS RAMIREZ MARTIN DISEÑO ING. JACK LOPEZ ACUÑA DIBUJO	SUPERVISOR NORICONTIN Clothos Daniel Osorio Padilla	REVISIONES <table border="1"> <tr> <th>Nº</th> <th>FECHA</th> <th>DESCRIPCION</th> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> </table>	Nº	FECHA	DESCRIPCION				ESCALA: S/E NOTA: LOS PLANOS A ESTAN REDUCIDOS A UN TAMAÑO DE ESCALA DE LOS 4:1	PROYECTO: REHABILITACION DEL EJE VIAL N°4 PIURA - GUAYAQUIL PERU - ECUADOR EUROPEAID/116357/C/SV/PE	Nº DE PLANO: 5.1.12 12/15	DESCRIPCION DEL PLANO: PLANOS DE ESTRUCTURAS Y Puentes QUEBRADA Nº 1: IGNACIO ESCUDERO PK 1043+000 PLANO : LOSA - ARMADURA Puentes ENTRE PIURA Y TUMBES	FECHA: MAYO 2005
Nº	FECHA	DESCRIPCION														



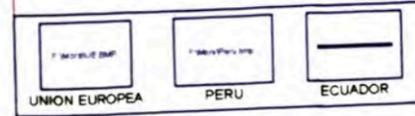
Notas:
 1.- Los electrodos para soldadura a utilizarse serán de calidad AMS 8018-G (Tenacito 80 ó similar).
 2.- El Contratista podrá utilizar un sistema alternativo para la conexión de las barras en Diafragmas, previa aprobación de la Supervisión.

UNION EUROPEA		PERU		ECUADOR		CONSEJOR: TYPSA INGENIERIA CONSULTORA Y ARQUITECTA	JEFE DE PROYECTO: ING. JESUS RAMIREZ MARTIN DISEÑO: ING. JACK LOPEZ ACUÑA DIBUJO:	SUPERVISION: Norcontrol Daniel Osorio Padilla INGENIERO CONSULTOR Y ARQUITECTO	REVISIONES: DESCRIPCION FECHA	ESCALA: S/E NOTA: LOS PLANOS A SEPTAN REQUERIDOS A MITAD DE ESCALA DE LOS A-1	PROYECTO: REHABILITACION DEL EJE VIAL N°1 PIURA - GUAYAQUIL PERU - ECUADOR EUROPEAD/16357/CBV/PE	N° DE PLANO: 5.1.12 13/15	DESCRIPCION DEL PLANO: PLANOS DE ESTRUCTURAS Y Puentes QUEBRADA N° 1: IGNACIO ESCUDERO PK 1043+000 DIAFRAGMAS - ARMADURA Puentes ENTRE PIURA Y TUMBES	FECHA: MAYO 2005
---------------	--	------	--	---------	--	---	---	---	-------------------------------------	--	--	---------------------------------	--	---------------------



8 Planchas de Neopreno (6 de 12.5mm + 2 de 10.0mm) vulcanizadas a 7 Planchas de Acero (de 3mm). Dureza 80 Shore A.

- Notas:
- Las dimensiones estan en milímetros.
 - El Acero empleado en los dispositivos de Apoyo sera del tipo ASTM A 709 Grado 35.



JEFE DE PROYECTO:
ING. JESUS RAMIREZ MARTIN
DISEÑO:
ING. JACK LOPEZ ACUÑA
DIBUJO:

SUPERVISION:
Norcontrol
Daniel Osares Padilla
INGENIERO DE CANTON, CANALES & PUENTES

REVISIONES	
N°	FECHA

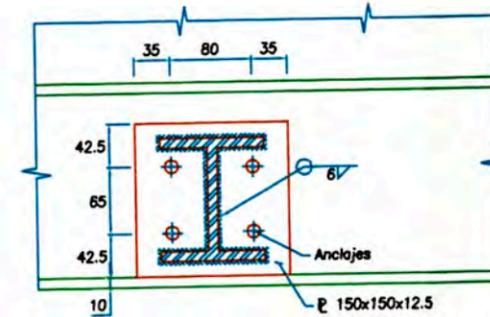
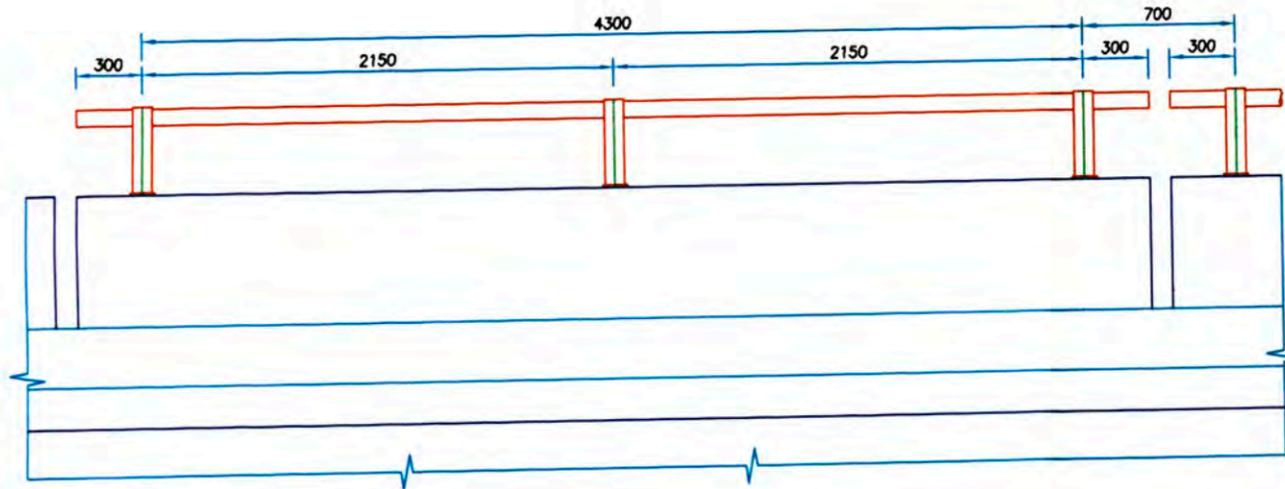
ESCALA:
S/E
NOTA:
LOS PLANOS A-3 ESTAN REDUCIDOS A MITAD DE ESCALA DE LOS A-1

PROYECTO:
**REHABILITACION DEL EJE VIAL N°1
PIURA - GUAYAQUIL
PERU - ECUADOR
EUROPEAID/116357/C/SV/PE**

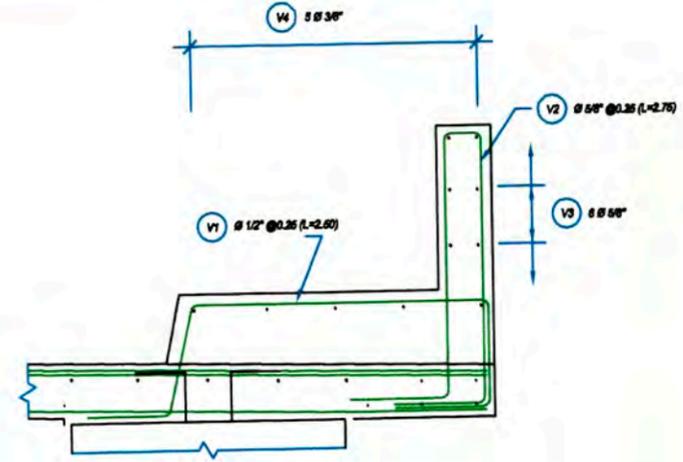
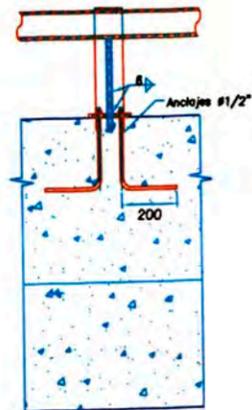
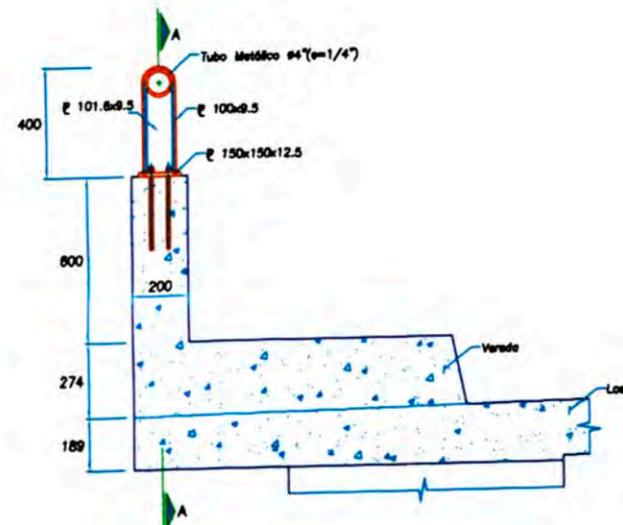
N° DE PLANO:
5.1.12
14/15

DESCRIPCION DEL PLANO:
PLANOS DE ESTRUCTURAS Y Puentes
QUEBRADA N° 1: IGNACIO ESCUDERO PK 1043+000
DISPOSITIVOS DE APOYO
PUENTES ENTRE PIURA Y TUMBES

FECHA:
MAYO
2006



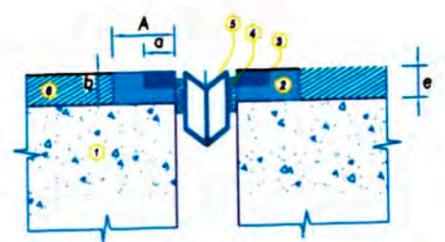
- ESPECIFICACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN**
 - STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES ASHTO 1996.
- CONCRETO :**
- Pilotes Excavados $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
 - Estribos $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 - Pilares $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
 - Vigas Prefabricadas Ver plano de Vigas
 - Losa de Tablero y Diafragmas $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
 - Losas de Aproximación y Veredas $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- ACERO DE REFUERZO**
- Acero corrugado ASTM A 615 grado 60 $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$
 - Acero corrugado soldable ASTM A 706 $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$
 - Acero para Postensado ASTM A 416 grado 270K
- SOLDADURA**
- Electrodo AWS E8018 (Soldadura de Barras Corrugadas)
- APOYOS DE NEOPRENO** DUREZA 60 SHORE A
- RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS:**
- Pilotes y Zapatas de Estribos y Pilares 75 mm.
 - Estribos, Pilares 50 mm.
 - Vigas y Diafragmas 40 mm.
 - Losa: Capa Superior 30 mm.
 - Capa Inferior 25 mm.
 - Losas de Aproximación 30 mm.
- CARGA VIVA DE DISEÑO:** HS-25



LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y TRASLAPE DE ARMADURAS:

# (Pulg.)	ANCLAJE(cm)	EMPALME(cm)	GANCHOS(cm)
1"	100.0	120.0	40.0
3/4"	75.0	75.0	35.0
5/8"	60.0	50.0	25.0
1/2"	45.0	40.0	20.0
3/8"	30.0	35.0	15.0

* Salvo indicación específica en el plano



- 1 Losa de Concreto
 - 2 Concreto
 - 3 Labio polimerico-mortero epoxico
 - 4 Pegamento epoxico ADE 62
 - 5 Sello de Junta
 - 6 Pavimento Asfaltico
- A = 100 mm
 a = 50 mm
 b = 25 mm

Nota:
 Las unidades de medida son en milímetros, salvo se indique lo contrario.

