



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

“Diseño del puente Tangay prolongación de la avenida Perú del Distrito de Chimbote y su influencia en el Desarrollo Económico del Centro Poblado Tangay, Áncash - 2018”

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTOR:

Palmira Sonia, Campos Maza

ASESOR:

Ing. Marco Antonio, Vásquez Sánchez

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN

Diseño Sísmico y estructural

NUEVO CHIMBOTE – PERÚ

2018

PÁGINA DE JURADO

LOS MIEMBROS DEL JURADO:

En Cumplimiento del reglamento de grados y títulos de la universidad cesar vallejo damos conformidad para la sustentación de tesis titulada "Diseño del puente Tangay prolongación de la avenida Perú del Distrito de Chimbote y su influencia en el Desarrollo Económico del Centro Poblado Tangay, Áncash - 2018", la misma que debe ser defendida por la tesista: Palmira Sonia Campos Maza aspirante a obtener el título de Ingeniero Civil.

Nuevo Chimbote, 12 Julio del 2018



Dr. Rigoberto Cerna Chávez

PRESIDENTE



Ing. Marco Antonio Vásquez Sánchez

SECRETARIO



Mgr. Erika Magaly Mozo Castañeda

VOCAL

DEDICATORIA

A Dios por su apoyo infinito y por ser nuestro Guía en nuestra carrera y por ser la luz en nuestra vida.

A mis padres Roberto Campos Franco y Betty Sonia Maza Rodríguez por apoyarme en todo momento, Por sus sabios consejos y por el esfuerzo de ellos Para brindarme educación para ser una profesional.

A mis hermanas, Abigail y Génesis por estar a mi lado Alentándome para Seguir adelante y apoyándome Cuando lo necesito.

A mis docentes por haberme transmitido los conocimientos Obtenidos, por su apoyo y motivación para continuar mis Estudios de esta gran carrera de ingeniería civil.

AGRADECIMIENTO

En primer lugar a Dios por darnos la vida, Brindarnos salud y bendecir a mi familia.

También darle el agradecimiento a nuestra docente del curso, al Dr. Rigoberto Cerna Chávez; por el gran aporte que nos brinda en la elaboración de la presente tesis, brindando sus conocimientos y experiencia para así desarrollarnos como futuros ingenieros.

Agradezco a mis padres, Roberto Campos franco y Betty Sonia maza Rodríguez, por su apoyo incondicional Y por el gran esfuerzo que hacen para Poder apoyarme económicamente en mi carrera universitaria.

A mis hermanas que de una manera u otra están a mi lado apoyándome en todo o que necesito, especialmente se los dedico a mis abuelas, Felicita y Olga que en paz descansen no pueden estar acompañándome pero ellas son motivo de superación para mí.

DECLARACIÓN JURADA

Declaración de autenticidad

Yo CAMPOS MAZA PALMIRA SONIA con DNI N° 48556801, a efecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el Reglamento de Grado y Títulos de la Universidad Cesar Vallejo, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil, declaro bajo juramento que toda la documentación que acompaño es veras y auténtica.

Así mismo, declaro también bajo juramento que todos los datos e información que se presenta en la presente tesis son auténticos y veraces.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de la información aportada; por lo cual me doblego a lo dispuesto en las normas académicas de la Universidad Cesar Vallejo.

Nuevo Chimbote, 12 Julio del 2018



PALMIRA SONIA CAMPOS MAZA

DNI: 48556801

PRESENTACIÓN

Señores miembros del Jurado:

Cumpliendo con las disposiciones vigentes establecidas por el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Cesar Vallejo, Facultad de Ingeniería , Escuela de Ingeniería Civil , someto a vuestro criterio profesional la evaluación del presente trabajo de investigación titulado: “DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018”, con el objetivo de evaluar el Diseño del puente y su Influencia económica de los pobladores de Tangay.

En el primer capítulo se desarrolla la Introducción, que abarca la realidad problemática, antecedentes, teorías relacionadas al tema, formulación del problema, justificación y objetivos de la presente investigación.

En el segundo capítulo se describe la parte metodológica de la investigación, es decir el diseño de investigación, variables, operacionalización, población y muestra, las técnicas e instrumentos de recolección de datos que se empleó y su validez y confiabilidad realizada por tres jueces expertos en la materia.

En el tercer capítulo se expondrán los resultados obtenidos de diseño del puente Tangay y su influencia en el desarrollo económico de los pobladores de Tangay y la propuesta de mejora de la tesista para dar solución al problema presentado.

En el cuarto capítulo se discutirán los resultados llegando a las conclusiones objetivas y recomendaciones para las futuras investigaciones.

Asimismo, el presente estudio es elaborado con el propósito de obtener el título profesional de ingeniería civil y realizar el trabajo de investigación.

Con la convicción que se me otorgara el valor justo y mostrando apertura a sus observaciones, agradezco por anticipado las sugerencias y apreciaciones que se brinde a la presente investigación.

La Autora.

INDICE

PÁGINA DE JURADO	ii
DEDICATORIA.....	iii
AGRADECIMIENTO.....	iv
DECLARACIÓN JURADA	v
INDICE	vii
RESUMEN	ix
ABSTRACT	x
I.- INTRODUCCION	11
1.1 Realidad Problemática	11
1.2. Trabajos Previos	12
1.2.1. Trabajos Previos Internacionales	12
1.2.2. Trabajos Previos Nacionales.....	13
1.2.3. Trabajos Previos Locales	13
1.3. Teorías Relacionadas.....	14
1.4. Formulación del Problema.....	23
1.5. Justificación del Estudio	23
1.6 Hipótesis.....	24
1.7. Objetivos	24
1.7.1. General:.....	24
1.7.2. Específicos:.....	24
II. MÉTODO.....	25
2.2 variables, operacionalizacion	25
2.3 Población y Muestra.....	27
2.4 Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos, Validez y Confiabilidad...27	
2.5.- Métodos de Análisis de Datos.....	28

2.6.- Aspectos Éticos.....	30
III. RESULTADOS.....	30
REFERENCIAS.....	49
ANEXOS.....	48

Índice de Ilustración

Ilustración 1.....	35
Ilustración 2.....	36
Ilustración 3.....	37
Ilustración 4.....	38
Ilustración 5.....	39
Ilustración 6.....	40
Ilustración 7.....	41
Ilustración 8.....	42

RESUMEN

La investigación se llevó a cabo en el Rio Lacramarca, Avenida Perú del distrito de Chimbote – Tangay, en este estudio se utilizó el método correlacional, teniendo como tipo de investigación Aplicada – descriptiva. La población a considerar fue los pobladores de Tangay de los cuales se obtuvo una muestra en la que se encuestó una parte de los pobladores de Tangay para medir probabilísticamente la influencia en el desarrollo económico. Para la recolección de datos se utilizaron los instrumentos de guía de base de datos para la recolección de campo y el cuestionario para medir estadísticamente la influencia económica y por último a la conclusión que llegamos demostró que la influencia económica en los pobladores de Tangay depende del diseño del puente, determinando útil y beneficioso para el acceso de los pobladores de Tangay, considerando que con el diseño de un puente los pobladores mejorarían económicamente en la venta de sus cultivos, destacando la importancia del problema presentamos una propuesta de diseño del puente Tangay.

Palabras Claves: DISEÑO, INFLUENCIA ECONÓMICA, PUENTE.

ABSTRACT

The investigation was carried out in the Lacramarca River, Peru Avenue of the district of Chimbote - Tangay, in this study the correlation method was used, having as a type of Applied - descriptive research. The population to be considered was the inhabitants of Tangay, from whom a sample was obtained in which part of the Tangay inhabitants were surveyed to probabilistically measure the influence on economic development. For data collection instruments guide database for field collection and questionnaire were used to statistically measure the economic influence and finally to the conclusion that we showed that the economic impact on the people of Tangay depends on the design of the bridge, determining useful and beneficial for the access of the residents of Tangay, considering that with the design of a bridge the villagers would improve economically in the sale of their crops, highlighting the importance of the problem we present a proposal of Tangay bridge design.

Keywords: DESIGN, ECONOMIC INFLUENCE, BRIDGE.

I.- INTRODUCCION

1.1 Realidad Problemática

El hombre desde su existencia, tuvo la necesidad de desplazarse de un lugar a otro e intercambiar diferentes necesidades, siempre ha habido una manera de transportarse por distintas vías del campo o la ciudad.

A nivel mundial los puentes son obras de considerable impacto en una población, debido a que ha permitido alcanzar grandes reducciones en tiempo y variabilidad, empleando actuales instrumentos y procedimientos de construcción, con el fin de facilitar la comunicación de un lugar a otro. **(Mateus, porto, 2007).**

Pero una de las estructuras que más resalta desde tiempos antiguos son los puentes, obras diseñadas y construidas por los hombres siendo una de las construcciones más significativos en la ingeniería, al principio se originaron usando la madera y con el tiempo aparecieron nuevos materiales que mejoraron el crecimiento y manifestación. Según el diario **(la Republica 2018)** La población en nuestro país son nueve regiones afectadas por el fenómeno El Niño costero en 2017, se verán beneficiadas con la instalación de 86 puentes modulares con los cuales se busca restablecer la conectividad vial. Estos modernos materiales brindaron el desarrollo en la construcción de diversas ciudades. Los puentes poseen una gran significación porque nos posibilita transportarnos, y ejecutar distintos tipos de trabajos y medios de comunicarnos.

El ministro de Transportes del Perú, Martín Vizcarra indicó que el 70% de las vías es transitable, mientras que el resto enfrenta problemas de manera restringida o interrumpida como efecto del colapso de los puentes, este es un problema que nos afecta a los peruanos, como puede ser posible que puentes antiguos no colapsen y los puentes modernos sean los primeros en colapsar, este problema es que no estamos realizando la manera adecuada de construir, no se respeta la banda ancha de los ríos al construir; esto significa que se está estrechando los cauces de los ríos y por eso es que carcomen las orillas invasores de su trayecto natural.

Según el diario la (**republica 2017**), En la región Áncash, la crecida del río Shishu provocó el colapso del puente que une los distritos de Coishco y Santa, en la provincia del Santa. Miles de familias han quedado aisladas y, al no existir ruta alterna entre ambas jurisdicciones, los precios de algunos productos no tardaron en elevarse.

Ante los fenómenos naturales que estuvimos expuestos, como lo ha sido este último fenómeno natural denominado niño costero que ocasiono inundaciones en la región de Áncash y en consecuencia produjo la caída del puente Lacramarca prolongación Av. Perú. Ante este fenómeno dejo aislado a los pobladores de Tangay, dejándoles sin comunicación con Chimbote. Estos pobladores realizan diferentes actividades a través del puente del rio Lacramarca prolongación av. Perú, este puente les permite trasladarse para sus necesidades básicas, para la venta de diferentes productos agrarios del cual ellos viven afectándoles económicamente debido a esta situación haremos el estudio de la influencia económica que existe en los pobladores de Tangay debido a la necesidad del puente del rio Lacramarca.

1.2. Trabajos Previos

1.2.1. Trabajos Previos Internacionales

Reinoso Andrea y Zambrano Sandra, en el año (2014) en la tesis para obtener el título de ingeniero civil en la universidad de cuenca, realizo la investigación titulada: “Cálculo y Diseño de la Superestructura para el Puente Naranjal que forma parte del proyecto control de inundaciones del rio naranjal.” Teniendo Como objetivo principal realizar el diseño completo de la superestructura de un puente sustentado sobre vigas de hormigón postensado, y las condiciones en las que se requiere la implantación del proyecto. Se llegó a la conclusión que el postensado presenta varias ventajas constructivas, en lo que se refiere a encofrado y mano de obra, debido a que la viga puede ser fundida a un lado de la obra, requiriendo poca mano de obra y sin la necesidad de elementos de apuntalamiento, disminuyendo así costos y tiempos de ejecución de obra. Adicionalmente,

presenta la ventaja de que se puede usar los mismos encofrados varias veces. Metodología, correlacional.

En la universidad de

1.2.2. Trabajos Previos Nacionales

Fonseca Richard y Linares Oscar, en el año (2015) en la tesis para obtener el título de ingeniero civil en la universidad de Pontificia Universidad Católica del Perú, realizó la investigación titulada “Diseño De Un Puente Con Vigas Prefabricadas”, teniendo como objetivo principal realizar el diseño de todos los elementos de un puente de 30 metros de luz con vigas prefabricadas postensadas, se llegó a la conclusión, que el estribo debe ser analizado por volteo y deslizamiento con puente y sin puente sobre él, ya que las cargas de la superestructura lo ayudarán a cumplir con la verificación por deslizamiento pues el peso lo asegura contra el terreno. También las vigas prefabricadas se asentarán en el apoyo de neopreno diseñado, que debe cumplir con transmitir las fuerzas de la superestructura a la subestructura, al absorber todas las cargas verticales y horizontales. Además, los apoyos deben tener capacidad de movimiento para evitar que las fuerzas de frenado sean de impacto.

1.2.3. Trabajos Previos Locales

Lozano Karina en el año (2012) en su tesis para obtener el título de ingeniero civil en la Universidad Nacional del Santa en la investigación titulada: Diseño de Puente Aplicando el Método LRFD con Superestructura de Viga Postensada, teniendo como objetivo principal realizar un diseño de la superestructura de un puente con vigas postensadas, utilizando la norma AASHTO, diseño que se orienta a ayudar a la transición en el diseño de puente con diseño de factores de carga (load factor design LFD) al diseño carga y resistencia facturada (LRFD). particularmente vulnerable. Se llegó a la conclusión que los puentes son estructuras de características especiales particularmente vulnerables, que requieren ser diseñados, mantenidos, evaluados y rehabilitados bajo normativas sismo resistentes actualizadas, para cumplir una función social y brindar un servicio continuo.

El conjunto de acero y concreto se realiza un elemento estructural, realizando un competente diseño.

1.3. Teorías Relacionadas

1.3.1 Puentes

1.3.1.1 Definición de puente

“El puente es una estructura realizada de diversos tipos de materiales como, concreto, fierro estructural, madera, piedra, y se utiliza como medio de comunicación, para desplazarnos de un lugar a otro para salvar un río, depresión de terreno u otro medio de comunicación.”(Crespo, 2015.p.699).

1.3.1.2 Clasificación de puentes:

Según (Rodríguez, 2016.p.2) A los puentes podemos clasificarlos:

a) Según su función:

- Peatonales
- Carreteros
- Ferroviarios
- Acueductos
- Puentes para aviones en los aeropuertos

b) Según los materiales de construcción

- Madera
- Mampostería
- Acero Estructural
- Sección Compuesta
- Concreto Armado
- Concreto Presforzado
- Materiales compuestos: fibras de vidrio, fibras de carbón, etcétera.

c) Según el Modelo de Armadura

- Simplemente apoyados
- Continuos
- Simples de tramos múltiples
- Cantilever (brazos voladizos)
- En Arco
- Atirantado (utilizan cables rectos que atirantan el tablero)
- Colgantes
- Levadizos (basculantes)
- Draga: denominación para plataformas fluctuantes, para puentes que no superen los 10 m.

d) Según su geometría en planta

- Rectos
- Esviajados
- Curvos

e) Según el tiempo de vida

- Definitivo: puente diseñado para una vida en servicio de 75 años.
- Temporal: puente que se usa por un tiempo limitado, no mayor a 5 años.

1.3.1.3 componentes de la estructura de un puente:

Según (Trujillo, 2009.p.8) La estructura de un puente se divide en:

a) la superestructura .- es el tablero del puente encargada de la circulación del tránsito, conformada por los siguientes elementos:

1. Barreras de concreto:

Las barreras de concreto tienen la función de redirigir el vehículo de una manera controlada, en el caso de una colisión. Por esto, deberán tener una

geometría que permita reorientar el vehículo hacia la vía y una resistencia capaz de contrarrestar el impacto inicial de colisión. Para las barreras de concreto armado se podrán utilizar análisis por líneas de fluencia y diseño por resistencia.

2. Tablero

Predimensionamiento

El peralte mínimo de un tablero excluyendo ranuras o desgastes no deberá ser menor que 175mm En voladizos de concreto armado que soportan barreras de concreto, el espesor mínimo de la losa será: $t_{\min} = 0.20$ m. Teniendo en cuenta las disposiciones sobre el espesor de la losa se uniformizó con el siguiente espesor $t = 0.20$ m.

3. Viga

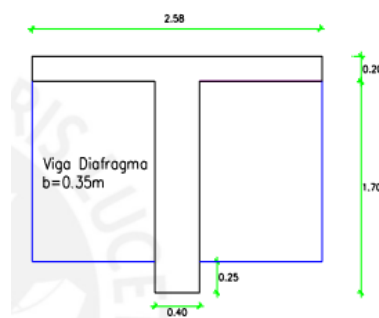
una viga es crear artificialmente en ella, antes de la aplicación de las cargas externas, unos esfuerzos permanentes que superpuestos a las debidas cargas externas hacen que los esfuerzos totales, en todos los puntos del elemento y para todas las hipótesis de carga permanezcan dentro de los esfuerzos admisibles que pueda soportar indefinidamente el material de la estructura.

El peralte de la viga para estructuras pesadas como los puentes. En función $h/L : h L = 1 15 - 1 20$

Dato: $L = 30\text{m}$ $h = 2.00 \text{ m} - 1.50 \text{ m}$

Se adoptó $h = 1.70 \text{ m}$, $b = 0.40 \text{ m}$

Para diseñar la sección debemos conseguir que se verifique las condiciones de esfuerzos admisibles.



4. Viga diafragma

Son vigas transversales que se usan como riostras en los extremos y en los tercios de las vigas longitudinales para mantener la geometría de la sección y así mismo resistir fuerzas laterales.

b) La subestructura.- Según (Trujillo, 2009.p.12) es aquella que recibe al a superestructura y la lleva hasta la cimentación y está compuesta por:

1. Apoyos

Las vigas diseñadas, deberán transmitir las cargas a los estribos mediante la interposición de unos elementos denominados apoyos. Los apoyos no solamente deberán ser capaces de absorber las fuerzas horizontales y verticales transmitidas por el tablero, originadas por las cargas permanentes y sobrecargas, sino también deben permitir (según la tipología de la estructura y de la subestructura) determinados movimientos e impedir otros.

Las Cargas actuantes en cada apoyo provenientes de la viga son:

RDC = 59.43 ton (Carga muerta)

RDW = 4.4 ton (Carga por asfalto)

RLL+IM = 47.00 ton (Carga viva)

RT = 110.83 ton (Carga total)

2. Estribos

Son estructuras que sirven de apoyo extremo al puente y que además de soportar la carga de la superestructura, sirven de contención de los terraplenes de acceso y por consiguiente están sometidos al empuje de tierra.

3. Datos del Estribo

Propiedades de los materiales

Densidad del concreto $\gamma_c = 2.40 \text{ ton/m}^3$

Resistencia del concreto a la compresión a los 28 días $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Propiedades del suelo de fundación y suelo de relleno

Capacidad portante del suelo $q = 30 \text{ ton/m}^2$

Densidad del suelo $\gamma_s = 1.90 \text{ ton/m}^3$

Angulo de fricción interna $\phi = 31^\circ$

Pilas.- parte de la superestructura que transmite cargas al terreno y lo reparte en tal forma que no exceda el esfuerzo admisible.

1.3.1.4 Tipos de Cargas para un Puente.

Según (Crespo, 2015.p.705) La superestructura es la que se encarga de transmitir las cargas.

- a) **Cargas muertas.**- son aquellas cargas estáticas, sencillamente el peso propio de la estructura, que depende de la magnitud de la estructura.
- b) **Cargas vivas.**- son aquellas cargas que están en movimiento o que se puede trasladar de un lugar a otro. En este caso son los tipos de vehículos de acuerdo a la clasificación de los vehículos dado en las normas.
- c) **Efectos dinámicos o de impacto.**- aquellas fuerzas que exceptúan las cargas longitudinales y de viento y se incrementan en el diseño.
- d) **Fuerzas laterales.**- son aquellas cargas de viento.
- e) **Otras fuerzas.**- estas se dan cuando existan como longitudinales, centrifugas, excéntricas.

1.3.1.5 Ubicación y Elección del Tipo de Puente

Según (Rodríguez, 2016, p.3) Para el diseño de puentes se necesita la siguiente apariencia:

- a) Ubicación del proyecto (puente) en fundamental para guiarse y trabajar de acuerdo a la zona que se mejor y conveniente, donde encontramos sus mejor características de pendiente, rasante.
- b) Modelo de puente oportuno para su uso, teniendo en cuenta su seguridad y las funciones que pueda cumplir adecuadamente en el proyecto.
- c) Verificar los accesos, de la estructura del puente para verificar que todo esté en orden teniendo en cuenta su forma geométrica y dimensiones.
- d) Obras complementarias que se soliciten lo siguiente: pasamanos, desecamiento de calzada y dela carretera, seguridad de borde y corrección de vía.

1.3.1.6 Estudios de Campo para Diseño de Puente

a) Estudios topográficos.

Son aquellos estudios que determinan, la elevación de subrasante, ángulos que forman el camino, curvas de nivel, dirección de cauce y otros datos importantes que son imprescindibles del terreno.(Crespo,2015,p.700)

b) estudios hidráulicos.

Son aquellos estudios relacionados al agua y necesarios para la construcción de un puente, los factores que determinamos son, nivel de agua, caudales máximos y mínimos, rugosidad del cauce, velocidad del agua, crecientes máximas. (Crespo, 2015, p.701).

c) estudios geológicos.

Son aquellos estudios referentes al suelo, que consiste en el estudio del material que está conformado el suelo, determinando así, las características generales del suelo, corte geológico, carga admisible. (Crespo, 2015, p.701).

d) Estudios de riesgo sísmico

Son aquellos estudios que diagnostican la dispersión de planteamiento que detallan los elementos planos y perpendiculares del sismo en la rasante de la base. (Rodríguez, 2016, p.3).

e) Estudios de impacto ambiental

Son estudios que diagnostican los inconvenientes ambientales con el fin de diseñar proyectos de prosperidad ambientales y así indemnizar los impactos adversos. (Rodríguez, 2016, p.3)

f) Estudios de tráfico

Son necesarios realizarlo de acuerdo a la clasificación de tránsito establecidos de acuerdo a normas, para especificar las características y superestructura del puente de acuerdo a magnitud del proyecto. (Rodríguez, 2016, p.3)

1.3.3 Desarrollo económico

1.3.3.1 Definición:

Desarrollo económico es la capacidad de producir riqueza de un país, región, localidad, pero este desarrollo se da a través del crecimiento económico y la distribución de ingresos igualitarios, del modo que satisfaga las necesidades. (Astudillo, 2012, p.144).

1.3.3.2 Economía

Es una ciencia que justificar y prevenir las distintas actividades que se relacionan en la elaboración y gestión de capital y trabajo, satisfaciendo las necesidades de la población (Garvie, 2002, p.3).

1.3.3.3 Factores para Medir el Empleo

Según (Ministerio de Trabajo y Promoción del Empleo, 2017) estos son los factores:

1) Población en Edad de Trabajar

Son trabajadores que son capaces ejercer funciones de trabajo productivos, se tiene en cuenta a empleadores adolescentes de 14 años en la capacidad activa de laborar.

2) Población Económicamente Activa (PEA)

Individuos que se encuentran en la capacidad de laborar, son todas las que se encuentran en sus labores y también los que buscan un puesto de trabajo.

3) Población No Económicamente Activa (inactivos)

Grupo de empleadores con capacidad de trabajar pero, sin embargo no trabajan ni buscan un empleo laboral en su condición. Las personas consideradas en este caso son las amas de casa, estudiantes, jubilados y rentistas.

4) PEA ocupada

Son aquellas personas que trabajan sin esperar ser remunerados en cierto periodo, simplemente ellos cumplen sus labores como empleado.

a. PEA subempleada

Se encuentran aquellos empleadores que su situación se consideran por horas de trabajo y de acuerdo a sus ingresos.

- **Subempleo por horas (visible)**

Individuo que trabaja normalmente menos de 35 horas a la semana, poseendo la alternativa de laborar tiempo extras.

- **Subempleo por ingresos (invisible)**

Persona que se ocupa mayormente de más de 35 horas semanales, con un sueldo menor al sueldo mínimo.

- **b. PEA adecuadamente empleada**

Son asociación de personal, que trabajan cierta cantidad de 35 horas o más y cobra un pago mínimo. Mientras el personal que trabajan solo 35 horas semanalmente, no desea trabajar extras.

1.3.3.4. Tasas de actividades:

Según (Ministerio de Trabajo y Promoción del Empleo, 2017) se clasifican en:

- **Tasa de actividad**

Mide la colaboración de las personas que deseen trabajar o estén en busca de un empleo.

- **Tasa de Desempleo**

Indica la cantidad de propuesta profesional que esta sin trabajo

- **Tasa de Subempleo**

Indica la cantidad necesaria de personas que están subempleadas económicamente.

- **Tasa de Adecuadamente Empleado**

Cantidad de propuesta profesional disponible en la cual serán elaboradas.

- **1.3.3.5 Trabajador independiente**

Empleador que de manera personal o en conjunto, se desenvuelve en cualquier negocio u oficio trabajando sin trabajadores remunerados a su responsabilidad.

- **Trabajador del hogar:** empleador que brinda sus trabajos en casas particulares, y cobra un sueldo al mes, también de manera general le brindan refrigerios.
- **Trabajador Familiar No Remunerado (TFNR):** empleador que brinda prestación en su lugar de trabajo, cuyo jefe es un familiar y por parentesco no recibe remuneraciones solo propinas u otras formas de pago. (Ministerio de trabajo y promoción del empleo, 2017).

1.3.3.6 Actividad Económica:

Se define como la producción y elaboración de productos primarios, es decir los productos de bienes y servicios de los trabajadores ya sean de mercados o de no mercados. Deprecia los trabajos no remunerados, así como actividades de casas y también consideramos a los voluntariados. (Ministerio de Trabajo y Empleo, 2017, p. 19).

1.3.3.8 Factores de la producción

a) Los recursos naturales

Este es un factor importante y fundamental como la producción agrícola, construcción de fábricas, procedimientos principales que hacen que realicemos un producto, estos son obtenidos de la naturaleza o del patrimonio cultural siendo así un recurso fundamental de producción. (Resico, 2004, p.36)

b) El capital humano

Este es un factor que tiene como recursos importante la capacidad humana siendo esencial para el proceso de elaboración de los productos. El capital humano nos brinda trabajo intelectual, físico, creatividad, capacidad de manejo de herramientas y la manera de organización productiva la disposición del factor de producción de trabajo depende al número de

personas y la capacidad para realizarlo, aplicando sus ideas y habilidades.
(Resico, 2004, p.36)

1.3.3.9 Producto Interno Bruto (PIB)

Este indicador económico dispone fundamento de la riqueza y trabajo de valor de las riquezas vendidas en Perú durante un año. Es decir es la estimación de la capacidad de producción de una economía en un país facilita, a la industria y a la sociedad, donde consideramos el movimiento elemental en la que diagnostica los servicios y posibilidades. (Resico, 2004, p.44).

1.4. Formulación del Problema

¿Cómo influye el diseño del puente en el desarrollo económico del centro poblado Tangay, Áncash - 2018?

1.5. Justificación del Estudio

La presente investigación se justifica en debido a la necesidad de diseñar el puente ubicado en el rio Lacramarca prolongación de la av. Perú del distrito Chimbote ayudara a desarrollar la condición de actividad de los pobladores de Tangay, Debido a ello justificamos que el diseño del puente Tangay será de gran beneficio para los pobladores de la zona permitiéndoles mejorar positivamente en su desarrollo económico. La presente investigación se justifica por la necesidad que tiene los pobladores para trasladarse y vender sus productos agrarios a Chimbote, lo cual ellos están siendo afectados económicamente.

Ante esto el diseño de puente mejoraría la calidad económica en los pobladores que dependen de este puente.

De acuerdo la ciencia esta infraestructura es de gran importancia desde tiempos antiguos, debido a que nos permite comunicarnos y trasladarnos de un lugar a otro, permitiéndonos desarrollarnos más como región.

En la realización de este diseño también podemos garantizar una mejor viabilidad ante los eventos hidrológicos del rio Lacramarca.

1.6 Hipótesis

El diseño del puente Tangay influirá de manera positiva debido a proporción de accesibilidad comercial en el desarrollo económico del centro poblado Tangay, Ancash-2018.

1.7. Objetivos

1.7.1. General:

Determinar la influencia del diseño del puente en el desarrollo económico en el centro poblado Tangay, Ancash – 2018.

1.7.2. Específicos:

- Diseñar la superestructura del puente Tangay.
- Diseñar la subestructura del puente Tangay.
- Determinar el desarrollo económico mediante un cuadro comparativo el antes y después del proyecto.

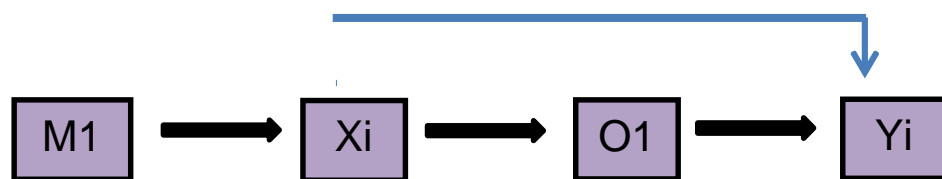
II. MÉTODO

2.1. Diseño de Investigación

El diseño de la presente investigación es de tipo **CORRELACIONAL** porque se detallan los hechos como son observados, no hay manipulación de variables estas se observan y se describen tal como se presentan en su ambiente natural.

-No Experimental

Será una investigación No experimental, porque no se manipula la variable independiente, debido a que sus manifestaciones ya han ocurrido o que son inherentemente no manipulables.



M1: Puente

Xi: Puente

O1: resultados

Yi: Desarrollo Económico

2.2 variables, operacionalizacion

2.2.1 variable independiente

Puente

2.2.2 variable dependiente

Desarrollo económico

2.2.3 operacionalizacion

VARIABLE	DEFINICION CONCEPTUAL	DEFINICION OPERACIONAL	DIMENSION	INDICADORES	ESCALA DE MEDICION
VARIABLE INDEPENDIENTE: PUENTE	"El puente es una estructura realizada de diversos tipos de materiales como, concreto, fierro estructural, madera, piedra, y se utiliza como medio de comunicación, para desplazarnos de un lugar a otro. (Crespo,2015,p.699)	Se realizara un diseño puente de concreto armado, mediante el programa del CSI Brigde 2017.	Diseño de Superestructura	Espesor de losa	k/g m
				Luz	m
				Tipo de Apoyo	k/g m
				Tipo de Vigas	k/g m
				Tipo de Losa	k/g m
			Diseño de Subestructura	Profundidad de Base	k/g m
				Capacidad Portante del Suelo	k/g m
				Fuerza Sismica	k/g m
				Estabilidad de Suelos	k/g m
				Nivel de Socavacion	k/g m
VARIABLE DEPENDIENTE: DESARROLLO ECONOMICO	Capacidad de países o regiones para crear riqueza a fin de mantener la prosperidad o bienestar económico y social de sus habitantes. (Maldonado, Pg 12, 2004)	Mediante encuestas realizaremos el estudio económico en el centro poblado Tangay, para determinar la influencia sera mediante el metodo del chi cuadrado.	Economía	PEA (Poblacion Economica Activa)	nominal

2.3 Población y Muestra

2.3.1 Población

La población estuvo determinada en función al puente y la población que será objeto de estudio para la variable de desarrollo económico; entre tanto la población estará conformada por los pobladores de tangay que en la actualidad está conformada por 400 parcelario beneficiados.

2.3.2. Muestra:

Según arias (2006) La muestra será calculada con la siguiente fórmula para la muestra finita.

$$n = \frac{(Z^2 \cdot p \cdot q)}{(E^2)} / \left(\frac{Z^2 \cdot p \cdot q}{(E^2)} + N \right)$$

Donde:

$$N = 400 \quad Z=1,96 \quad p= 0,5 \quad q= 0,5 \quad E = 0,05$$

Por lo tanto, la muestra estará conformada por 196 pobladores del Tangay, distrito de Chimbote- 2018.

2.4 Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos, Validez y Confiabilidad

2.4 Técnicas e instrumentos.

TECNICA	INSTRUMENTOS	TIPO DE INVESTIGACION
Observación	Ficha técnica	Correlacional
Encuesta	Cuestionario	Correlacional

2.4.1.1 Técnicas

La técnica de recolección de datos para la presente investigación será de encuesta y observación.

2.4.1.2 Instrumentos

El instrumento a utilizar para la influencia de desarrollo económico, que se realizara a la población de Tangay será a través de un cuestionario validado.

Además se utilizara, fichas técnicas, guía de base de datos, para realizar el diseño del puente Tangay.

2.4.1.3 Validación y Confiabilidad

Elaborado el instrumento se aplicara el criterio de jueces, motivo por el cual se someterá a consideración por parte de (03) profesionales en ingeniería civil.

2.5.- Métodos de Análisis de Datos

2.5.1 Método de análisis Correlacional o Ligado a la Hipótesis

Se utilizara métodos de análisis ligado a las hipótesis con técnicas propias de métodos estadísticos inferenciales.

Para la presente investigación de estudio se utilizara los parámetros necesarios para el diseño del puente, recopilación de datos se precederá a su análisis de presentación.

Para el desarrollo del proyecto: “Diseño del puente Tangay prolongación de la avenida Perú del Distrito de Chimbote y su influencia en el Desarrollo Económico del Centro Poblado Tangay, Áncash – 2018”, realizamos una visita en campo y recopilamos datos básicos e importantes para nuestro diseño. Se tomó estudios básicos y típicos de la zona como base para nuestro diseño.

- Lo primero que se realizo fue visitar el lugar y tomar las medidas de ancho del rio, en el caso de la topografía se consideró una zona plana, donde no será necesario realizar ningún tipo de trabajo de corte o relleno, pero si se realizó el levantamiento topográfico para la ubicación de nuestros puntos, para el desarrollo de nuestros planos y para ubicar nuestro BM como punto principal para guiarnos al realizar algún cambio que se presente en el diseño del puente, luego la información obtenida en campo se procesó en el software AutoCAD Civil 3D versión 2016.
- Dibujo en AutoCAD de los planos altimétricos: Ubicación - Localización, planta de topografía general (con coordenadas UTM, curvas de nivel).

Acerca del estudio de suelos, se investigó acerca de valores típicos del lugar, y se realizó un estudio del suelo de la zona y se tomó lo siguiente:

- Edificación / Estructura Puente de 40 m de luz
- Tipo de cimentación Muro de concreto armado
- Arena mal graduada resultado del estudio realizado.
- Parámetros para el diseño de la cimentación

- Profundidad de Cimentación (Df) Df = 2.00 m de profundidad respecto del nivel del terreno.
- Angulo de fricción interna $\phi = 27$

Se ha elaborado un estudio de Mecánica de Suelos, para el estudio se realizaron 2 sectores de exploración comúnmente conocidos como “calicatas” en forma manual. La fundación posee capacidad para soportar los momentos de volteo del puente.

Se realizó el estudio hidrológico para adquirir esta información lo solicitamos a la entidad del (ANA) Autoridad Nacional Del Agua, la entidad nos brindó dicha información, como dato que obtenido el Rio Lacramarca su ultimo caudal máximo en grandes avenidas es de 100m³/seg, dato del cual tomamos en cuenta para nuestro diseño del puente.

El caudal máximo de diseño para el río Lacramarca, según la hoja de cálculo elaborado por el Ing. Emilse Benavides C. es de 86.18 m³/s; es importante considerar un margen de seguridad, teniendo en cuenta los eventos extraordinarios que se viene dando en estos últimos años con mayor frecuencia;

Acerca del estudio sísmico también nos facilitaron información sísmica de la zona de Chimbote tomada en cuenta en nuestro diseño.

Acerca del estudio de tráfico, para realizar un diseño del puente es necesario hacer este estudio para conocer la cantidad de vehículos que transitan en la zona y también que clase de vehículos de transporte pasan por el puente. Se realizó la evaluación durante una semana con el formato del (MTC) Ministerio de transporte y comunicaciones. Empezamos un lunes finalizando un domingo, tomando apuntes del conteo vehicular de ambas vías, luego esa información lo trabajamos con la fórmula para hallar el índice medio diario. Obteniendo un máximo de 40 a 48 vehículos los días más transitables entre sábado o domingo.

2.5.2 Cuestionario

Para nuestro cuestionario se determinará el Alfa de cronbach, que es un coeficiente de fiabilidad de una escala de medida, cual se representará en un software del CHI cuadrado, para determinar la confiabilidad de nuestro cuestionario.

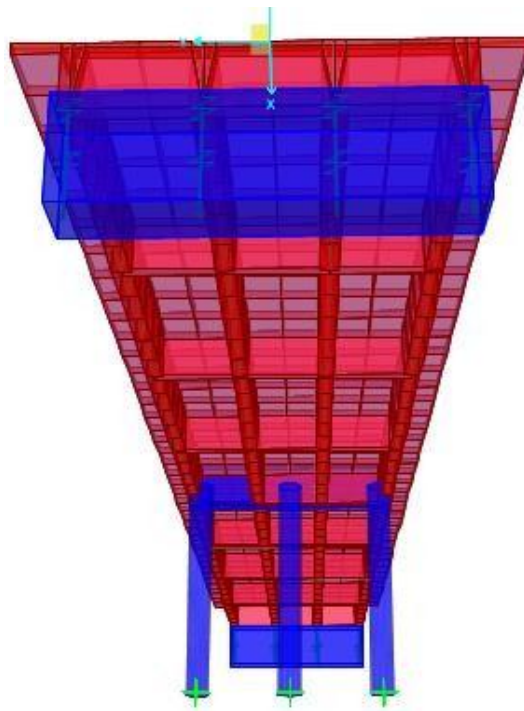
2.6.- Aspectos Éticos

- El proceso de la presente investigación se desarrollará respetando las líneas de investigación establecidos por el centro de estudios (universidad cesar vallejo).
- La investigación cumplirá con los requisitos de originalidad, objetividad y ética.
- La investigación recopilara conceptos de otros autores a quienes se les reconoce la autoridad de sus ideas y el respeto por la propiedad e integridad intelectual donde se citara adecuadamente las investigaciones relevantes que se hayan publicado previamente.
- Se respetará y primará la veracidad de los resultados.

III. RESULTADOS

3.1. Diseño de la superestructura del puente Tangay.

La concepción de la superestructura del puente radica en la facilidad y rapidez de la ejecución de los trabajos ya que se dispone del equipo y de las condiciones necesarias para realizar el encofrado de toda la sección; al ser un puente vaciado in situ podemos controlar la deflexión por el peso propio de la estructura, siendo esta de 5cm. La deflexión por carga viva móvil y sobrecarga es 2cm siendo el límite permisible por la normativa.



Vista del puente desde una perspectiva superior. fig. Programa CSI BRIGDE

Longitud de la Superestructura: 40.00m (2 tramos de 20.00m c/u)

Ancho de la Calzada: 7.20m

Espesor de losa de concreto: 0.20m

Espesor del Asfalto: 0.05m

Separación entre vigas principales: 2.20m

Ancho de vigas: 0.40m

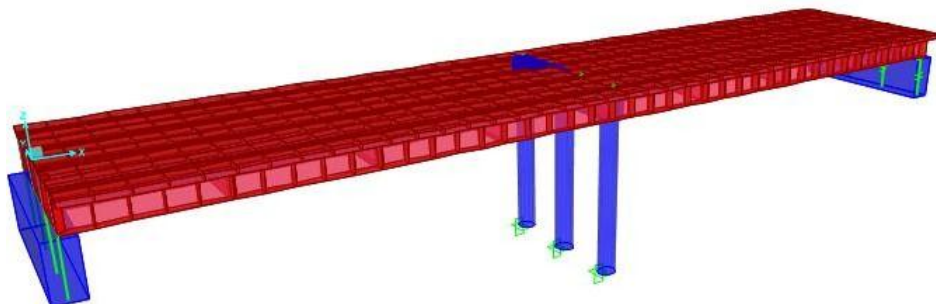
Separación de vigas diafragmas: 5.00m

Ancho de vigas diafragma: 0.25.

- El espesor de losa se determinó que será de 0.20m.
- La luz del puente será de 40m para nuestro diseño.
- El tipo de apoyo será elastómero neopreno.
- El tipo de viga será de sección de gran peralte.
- El tipo de losa será una losa maciza.
- la profundidad de base llegara de 3 m.

3.2. Diseño de la subestructura del puente Tangay

Es decir la fundación (cimentación) del puente, para ello es conveniente indicar que se ha elaborado un estudio de Mecánica de Suelos, para el estudio se realizaron 2 sectores de exploración comúnmente conocidos como “calicatas” en forma manual. La fundación posee capacidad para soportar los momentos de volteo del puente y estará desplantada por debajo del talud de falla inminente. También se ha considerado la cimentación aislada con un bloque macizo de concreto ciclópeo de baja resistencia para darle capacidad de resistencia al deslizamiento.



Vista general del puente, fundación, y suelo con resortes de rigidez lineal. CSI BRIGDE

Puente Continuo Tipo Viga Losa de 40m de Luz

$F'c=280\text{kgf/cm}^2$ (mínimo según Normativa)

$Fy=4200\text{kgf/cm}^2$

Peso del Concreto: 2.5 Tonf/m³

Peso del Asfalto: 2.2 Tonf/m³

Peso de la Vereda: 0.363Tonf/m³ (MTC)

Peso de Barandas: 0.10Tonf/m³

DL3: 15Kgf/m (Peso del Tubo en Barandas 1 Linea)

DL4: 60Kgf/m (Peso vertical por apoyo de peatón)

- La capacidad portante del suelo será de 0,83 aun df de 2 m de ancho de zapata.
- La fuerza sísmica será el 20% del peso efectivo, que se obtiene en función de la estructura y será para el diseño entre 20 %.
- La estabilidad de suelo es arena limosa mal graduada.
- El nivel de socavación será de 2 m en el diseño del puente, pero el diseño de apoyo central circular no permitirá ese nivel de socavación.

3.3. Contraste del desarrollo económico antes y después de la propuesta

DESARROLLO ECONÓMICO	ANTES			DESPUÉS		
	NO APLICA	NO	SI	NO APLICA	NO	SI
1 ¿Alrededor de la zona, existen siembras de cultivos de primera necesidad?	0.0%	0.0%	100.0%	0.0%	0.0%	100.0%
2 Alrededor de la zona todos los pobladores viven de la agricultura y ganadería, ¿Cree que debe generarse un diseño de puente que prevenga seguridad ante esta zona de desastres?	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	0.0%	0.0%
3 ¿Las diversas siembras que usted cosecha, se requiere transportar a la ciudad?	24.5%	22.4%	53.1%	24.5%	22.4%	53.1%
4 ¿Regularmente se han presentado caudales extraordinarios en el río Lacramarca?	22.4%	8.2%	69.4%	22.4%	8.2%	69.4%
5 ¿Los pobladores de Tangay cuentan con una junta directiva de apoyo, ante estos casos?	52.0%	48.0%	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%
6 ¿Es fundamental el puente Tangay para su comercialización de productos agrícolas?	0.0%	0.0%	100.0%	0.0%	0.0%	100.0%
7 ¿Está influyendo grandes pérdidas económicas el colapso de puente Tangay?	38.3%	0.0%	61.7%	0.0%	100.0%	0.0%
8 ¿Cree usted que las pérdidas de producción este afectando el desarrollo económico de Tangay?	38.3%	0.0%	61.7%	0.0%	100.0%	0.0%
CALIDAD SOCIO-ECONÓMICA						

9	¿Cree usted que los gastos elevados en insumos para el cultivo influyen en la económica de la población activa?	22.4%	8.2%	69.4%	0.0%	100.0%	0.0%
10	¿Mensualmente cuenta usted con la cantidad de dinero suficiente para abastecerse de la venta de productos agrícolas?	0.0%	73.0%	27.0%	0.0%	28.6%	71.4%
11	¿Los ingresos mensuales percibidos superan lo que mensualmente usted invierte en la cosecha y traslado de sus productos agrícolas?	24.5%	53.1%	22.4%	0.0%	16.3%	83.7%
12	¿Los ingresos mensuales están siendo afectados con la pérdida de siembras por la falta de acceso para la comercialización de sus productos?	38.3%	0.0%	61.7%	0.0%	100.0%	0.0%

Fuente: Cuestionario aplicado

Tabla N° 01 ¿Alrededor de la zona, existen siembras de cultivos de primera necesidad?

Criterios	N°	%
SI	196	100.0%
NO	0	0.0%
NO APLICA	0	0%
TOTAL	196	100%

Fuente: Cuestionario aplicado

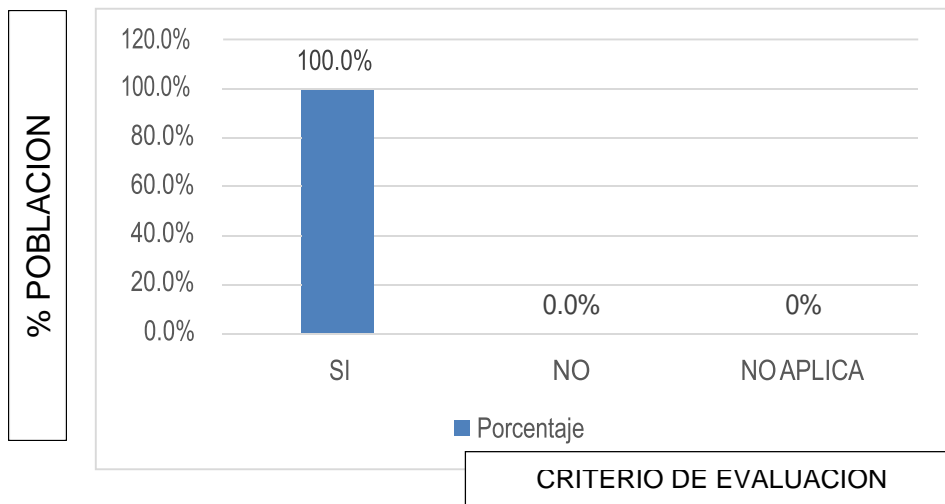


Ilustración 1

Fuente: Tabla N° 01

Respecto a la pregunta sobre si existe siembras de cultivos de primera necesidad, en la Tabla y Figura N° 01, se puede observar que el 100% de la muestra encuestada manifiesta que si existe.

Tabla N° 02 La necesidad de transporte comercial agrícola, y la transitabilidad de los pobladores de tangay están en peligro, por ello como medida de prevenir los riesgos de los desastres naturales que lo imposibilita ¿cree que debe generarse un diseño de puente que aporte seguridad ante esta zona de desastres?

Criterios	N° ENCUESTADOS	% EVALUADOS
SI	196	100.0%
NO	0	0.0%
NO APLICA	0	0%
TOTAL	196	100%

Fuente: Cuestionario aplicado

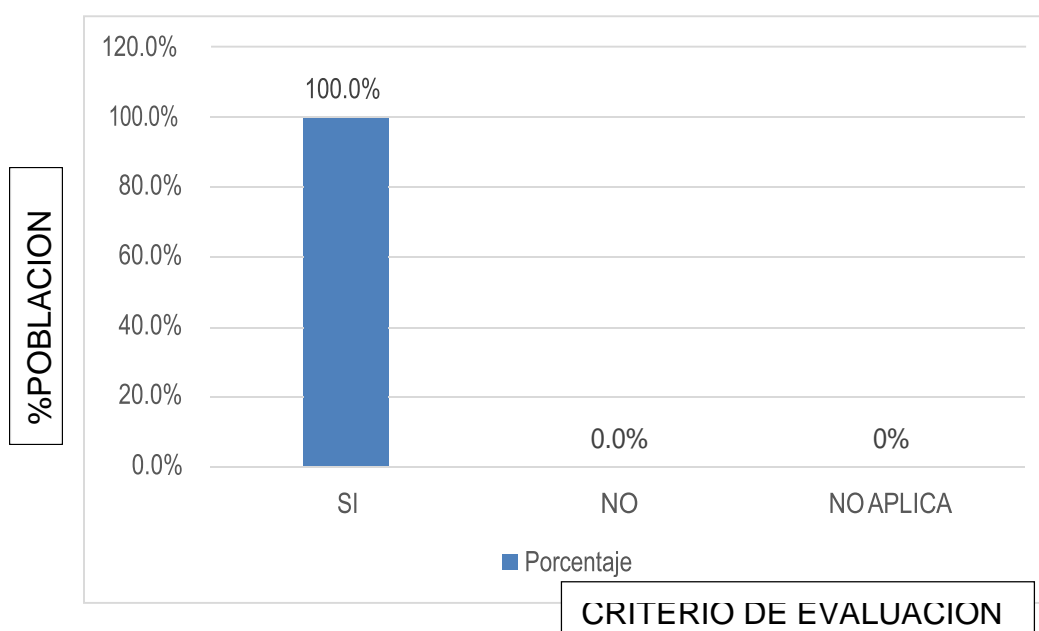


Ilustración 2

Fuente: Tabla N° 02

Respecto a la pregunta sobre si debería generarse un diseño de puente que prevenga seguridad ante desastres, en la Tabla y Figura N° 02, se puede observar que el 100% de la muestra encuestada manifiesta que si se encuentra de acuerdo.

Tabla N° 03 ¿Las diversas siembras que usted cosecha, se requiere transportar a la ciudad?

Crterios	N° POBLACION	% EVALUADO
SI	104	53.1%
NO	44	22.4%
NO APLICA	48	24%
TOTAL	196	100%

Fuente: Cuestionario aplicado

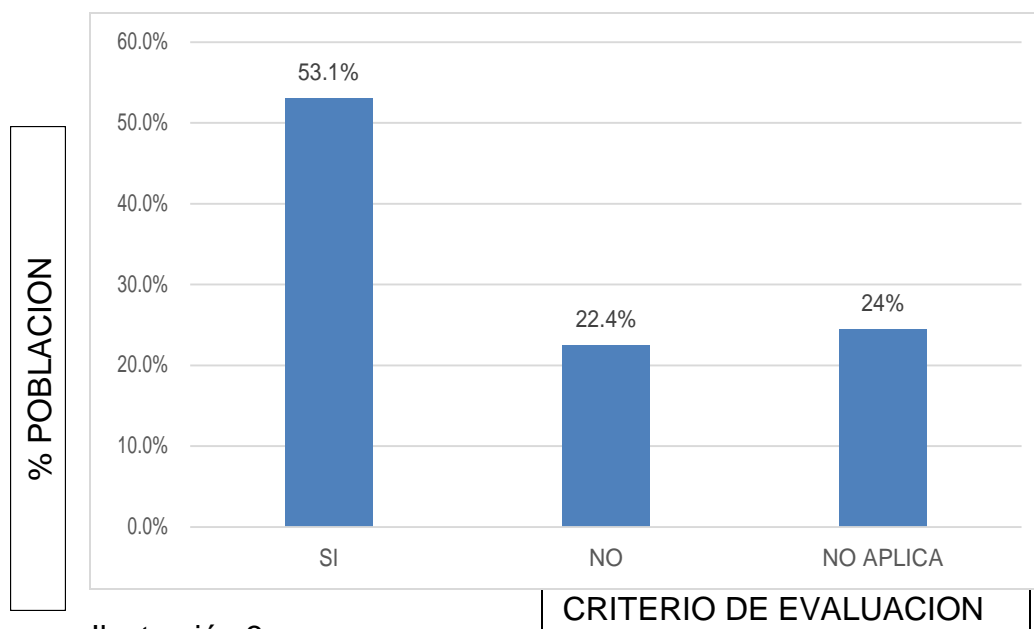


Ilustración 3

Fuente: Tabla N° 03

Respecto a la pregunta sobre si las siembras cosechadas necesariamente tienen que ser transportadas, en la Tabla y Figura N° 03, se puede observar que el 53.1% de la muestra encuestada manifiesta que sí; mientras tanto solo un 22.4% opina que no es necesario.

Tabla N° 04 ¿Regularmente se han presentado caudales extraordinarios en el río Lacramarca?

 criterios	 N° POBLACION	 % EVALUADOS
SI	136	69.4%
NO	16	8.2%
NO APLICA	44	22%
TOTAL	196	100%

Fuente: Cuestionario aplicado

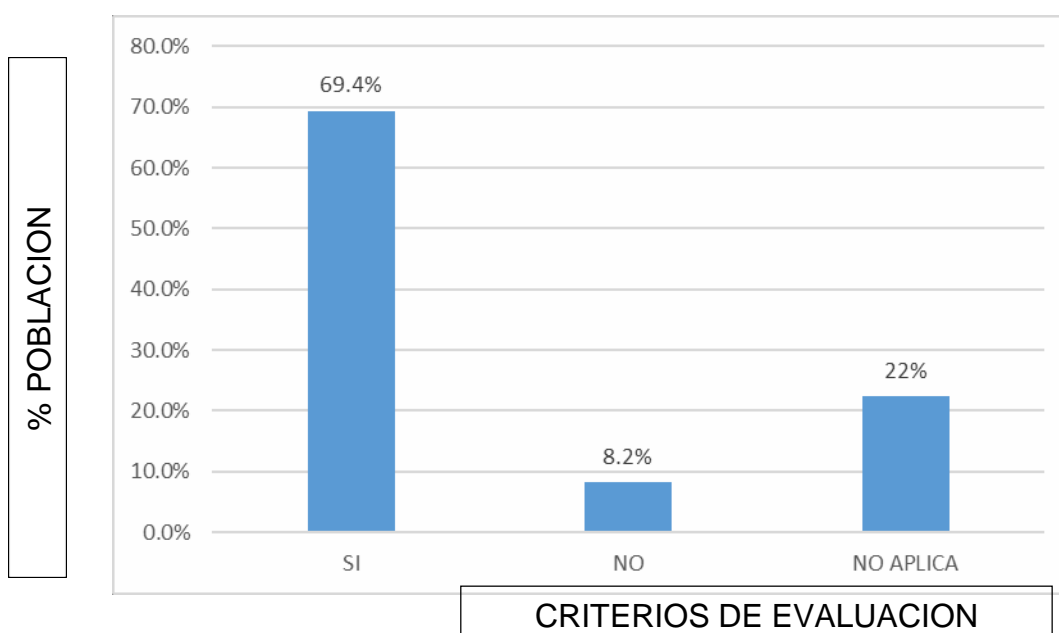


Ilustración 4

Fuente: Tabla N° 04

Respecto a la pregunta sobre si regularmente se han presentado caudales extraordinarios en el río Lacramarca, en la Tabla y Figura N° 04, se puede observar que el 69.4% de la muestra encuestada manifiesta que sí se han presentado; mientras tanto solo un 8.2% opina que no.

Tabla N° 05 ¿Los pobladores de Tangay cuentan con una junta directiva de apoyo, ante estos casos?

 criterios	 N° POBLACION	 % EVALUADOS
SI	0	0.0%
NO	94	48.0%
NO APLICA	102	52%
TOTAL	196	100%

Fuente: Cuestionario aplicado

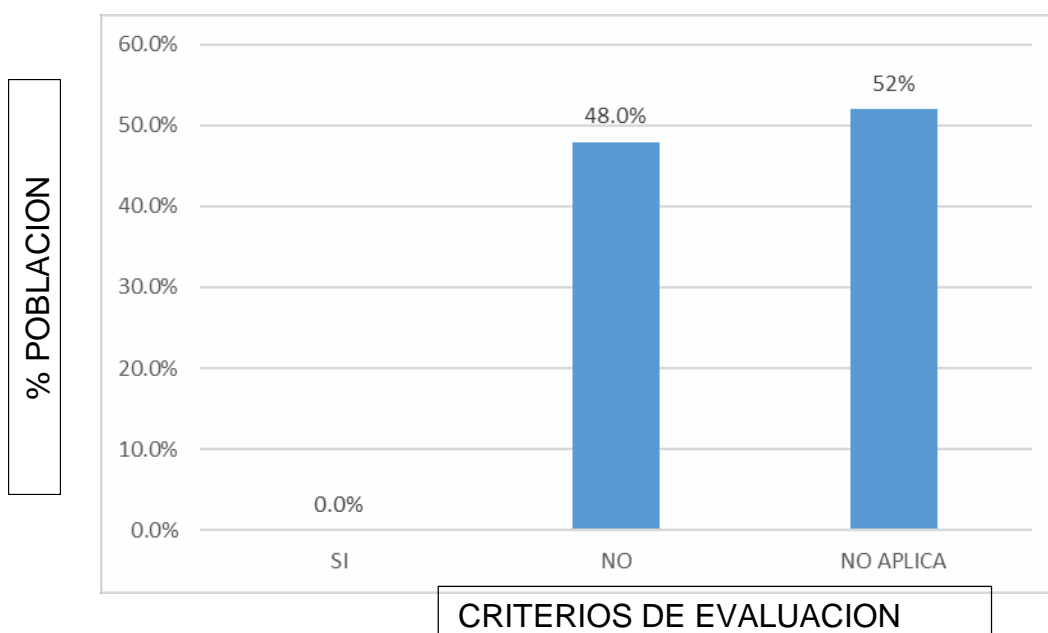


Ilustración 5

Fuente: Tabla N° 05

Respecto a la pregunta sobre si Tangay cuenta con una junta directiva, en la Tabla y Figura N° 05, se puede observar que el 48% de la muestra encuestada manifiesta que sí se han presentado; mientras tanto poco más de la mitad manifiesta que no aplica para tal caso (52%).

Tabla N° 06 ¿Es fundamental el puente Tangay para su comercialización de productos agrícolas?

Criterios	N° POBLACION	% EVALUADOS
SI	196	100.0%
NO	0	0.0%
NO APLICA	0	0%
TOTAL	196	100%

Fuente: Cuestionario aplicado

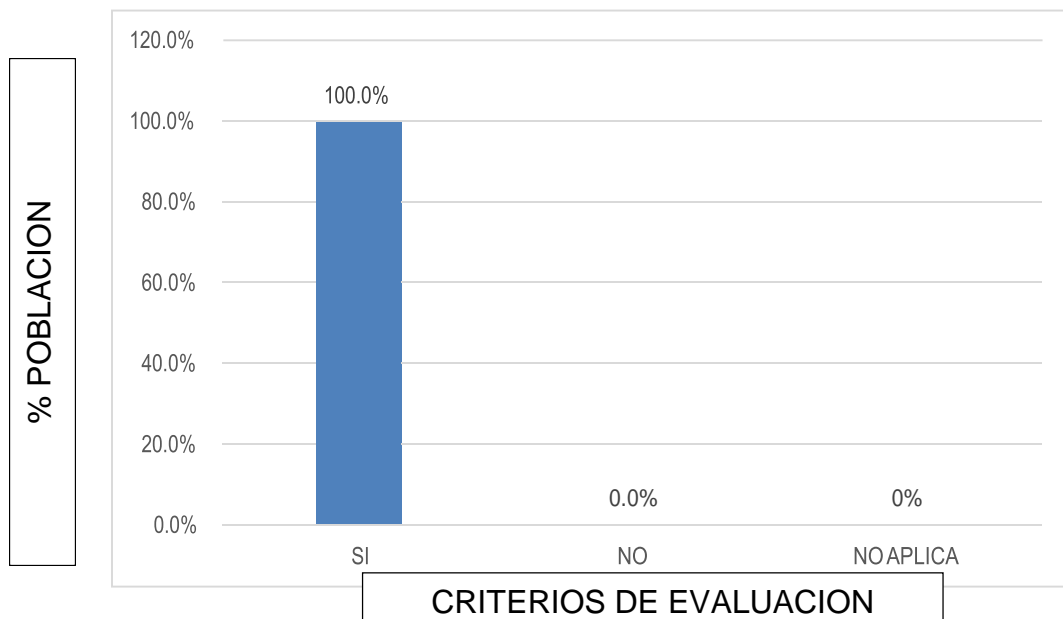


Ilustración 6

Fuente: Tabla N° 06

Respecto a la pregunta sobre si es fundamental tener un puente en Tangay para la comercialización de productos agrícolas, en la Tabla y Figura N° 06, se puede observar que el 100% de la muestra encuestada manifiesta que sí es de necesidad.

Tabla N° 07 ¿Está influyendo grandes pérdidas económicas el colapso de puente Tangay?

Crterios	N° POBLACION	% EVALUADOS
SI	121	61.7%
NO	0	0.0%
NO APLICA	75	38%
TOTAL	196	100%

Fuente: Cuestionario aplicado

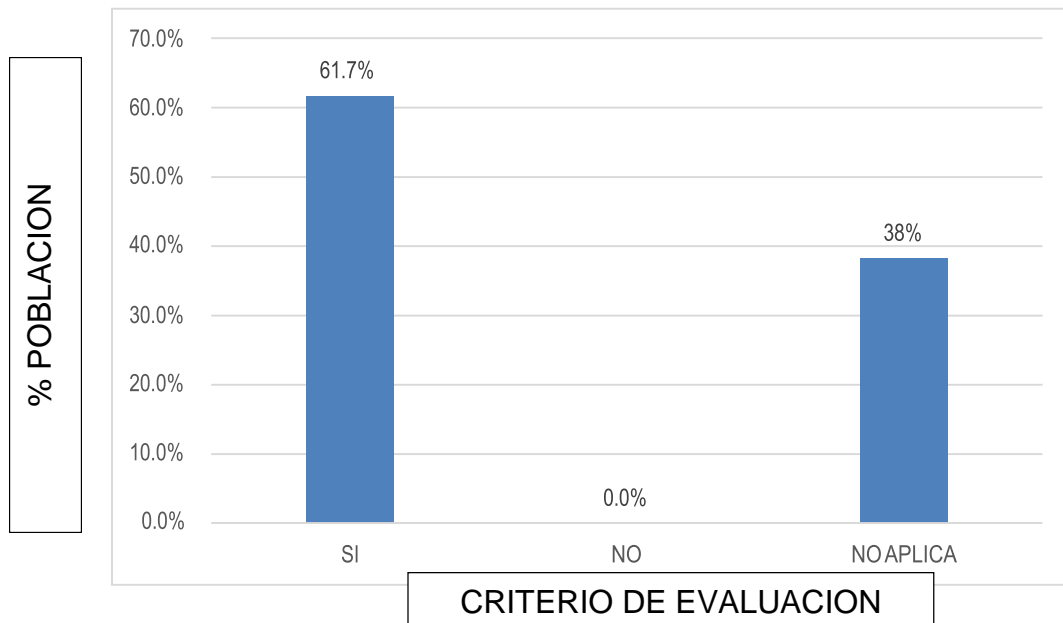


Ilustración 7

Fuente: Tabla N° 07

Respecto a la pregunta sobre si está influyendo en pérdidas económicas el colapso del puente de Tangay, en la Tabla y Figura N° 06, se puede observar que el 61.7%, es decir, más de la mitad de la muestra encuestada manifiesta que sí influye; sin embargo, un 38% opina que no es así.

Tabla N° 08 ¿Cree usted que las pérdidas de producción este afectando el desarrollo económico de Tangay?

 criterios	 N° POBLACION	 % EVALUADOS
SI	121	61.7%
NO	0	0.0%
NO APLICA	75	38%
TOTAL	196	100%

Fuente: Cuestionario aplicado

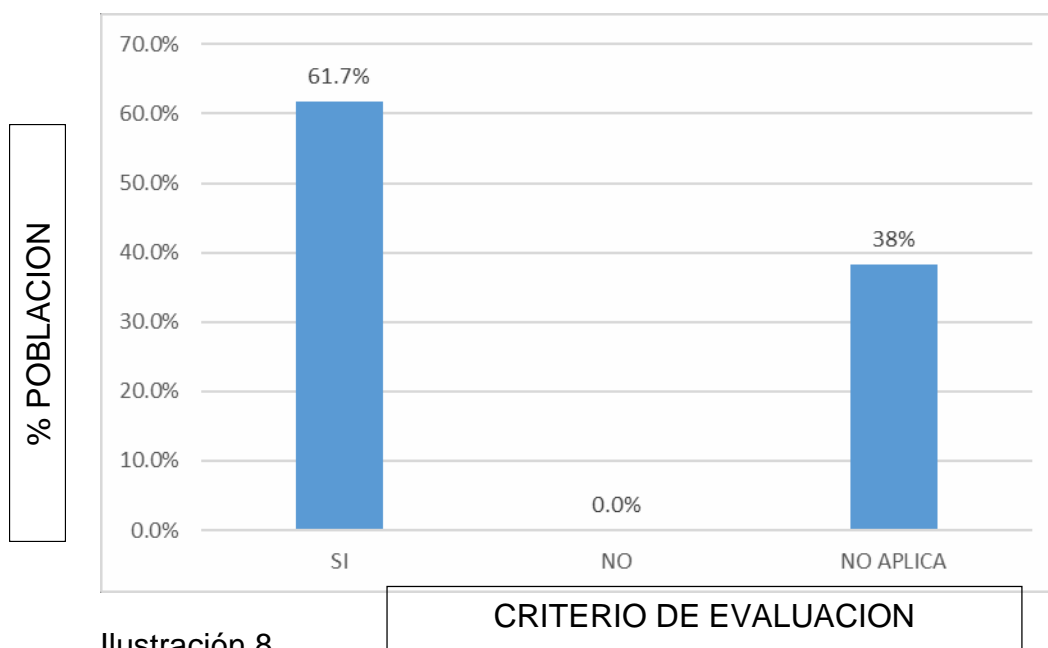


Ilustración 8

Fuente: Tabla N° 08

Respecto a la pregunta sobre si está influyendo en pérdidas económicas el colapso del puente de Tangay, en la Tabla y Figura N° 06, se puede observar que el 61.7%, es decir, más de la mitad de la muestra encuestada manifiesta que sí influye; sin embargo, un 38% opina que no es así.

IV.- DISCUSION

A partir de resultados obtenidos en nuestro diseño de puente, podemos observar que elegimos un diseño de puente tipo losa de acuerdo a al marco teórico se elige de acuerdo a la función que se dará al puente, este tipo de puentes es el más simple o común, siendo una opción rentable para nuestro diseño.

La luz de diseño del puente se determinó mediante el estudio hidrológico del Rio lacramarca en donde se determina el caudal máximo del rio con un aproximado de 100 m³/seg, mediante los datos necesarios podemos determinar la luz del puente a trabajar que será de 40m, según el manual de diseño de puentes es esencial el estudio hidrológico para evitar colapsos de los puentes, cumpliendo así como los parámetros para el diseño.

Para el diseño de la superestructura, la deflexión por carga viva móvil y sobrecargas será de 2 cm, siendo el limite permisible de acuerdo al reglamento de la norma aashto 2007 8ta edición.

El espesor de losa determinado en nuestros diseño será de 0.20 m, de acuerdo a la norma como mínimo debe trabajarse con ese factor según la normativa.

El tipo de apoyo que se utilizara en el centro será elastómero neopreno, este apoyo tiene excelentes capacidades mecánicas y resistencia a la abrasión, es un producto muy utilizado para puentes, según la normativa UNE-EN 1337-3:2005 detalla las especificaciones de este tipo de apoyo de neopreno.

El tipo de viga será de gran peralte, o también llamadas de gran altura como se encuentra en el reglamento del ACI318-2014 se realizó el diseño de acuerdo a los parámetros de la norma ubicada en la pag.160, capítulo 9.9.

Profundidad de la base será de 3m se realizó con los parámetros de acuerdo al reglamento nacional de edificaciones Os 0.60.

En el diseño del puente también trabajamos como factores importantes para nuestro diseño con los factores de carga y combinaciones, y el factor de

resistencia de acuerdo al manual del aashto los cuadros que manda la normativa para una construcción de un puente hemos considerado resistencia I cumpliendo así con el reglamento del capítulo 5 del aashto.

El peso sísmico tomado en cuenta en nuestro diseño se determinó con la fórmula del peso propio más carga viva de acuerdo al reglamento nacional de edificaciones E 0.30 escogiendo la categoría B, edificaciones importantes con el factor de 1.3.

Para la cimentación trabajaremos con un concreto de f_c 280 kg/cm² por durabilidad de acuerdo a la norma ACI318-2014. Donde nos especifica claramente el módulo de corte de acuerdo a fórmulas del reglamento de ACI 318 – 2014.

Las deflexiones y momentos de cargas consideradas en el diseño están de acuerdo al rango dados en el cuadro de tablas de combinaciones y cargas del reglamento del aashto 2007. Así también La flecha para condiciones de servicio es de 17.4354mm<20mm, de acuerdo a la norma del aashto 2007.

El diseño de zapatas aislada requiere acero longitudinal de 15 varillas de 3/4 “@ 18.8cm y acero transversal de 44 varillas de 3/4 “ @ 20.1cm, se realizó el proceso de acuerdo a normativa del ACI 318 – 2014.

El diseño de Columnas Los Mu están por debajo del Momento Nominal (Diseño), usando acero longitudinal de 16 varillas de 1 “se realizó de acuerdo a los parámetros del reglamento nacional de edificaciones Os 0.60.

Para estados límites de resistencia (LRFD) en vigas T el Acero Positivo inferior es 8Ø1” en dos capas corridos (16 varillas) + 4Ø1” Refuerzo inferior central del tramo. Se diseñó de acuerdo a los parámetros de la normativa asstho.

Para estados límites de resistencia (LRFD) en vigas T el Acero Negativo superior es 4Ø 3/4” en una capa superior + 4Ø3/4” Refuerzo superior central (frontera de ambos tramos).

Para estados límites de resistencia (LRFD) en vigas T el Acero transversal en cada tramos la configuraciones en Estribos es de $\varnothing 3/8$ " doble estribado : 1@0.05,15@0.10 ; 20@0.20 y resto @0.25 ambos extremos.

Flecha de la sección del puente para condiciones de carga de servicio es de 18.20mm < 20mm admisible, está en lo permitido de acuerdo a normativa del capítulo 5 del asstho.

Los diagramas de momento máximos en el tramo entero de vigas T para condiciones de Resistencia I es $M (+)=1030.2024\text{Tonf-m}$ $M (-)=1286.352\text{Tonf-m}$, está en los parámetros de resistencia de los cuadro de la norma asstho.

Los diagramas de cortante máximos en el tramo entero de vigas T para condiciones de Resistencia I es $V (+)=357.3287\text{Tonf}$ y $V (-)=357.3287\text{Tonf}$. las condiciones de resistencia lo diseñamos con normativa asstho.

Los diagramas de esfuerzos a compresión para condiciones de Resistencia I $203.126\text{Kgf/cm}^2 < 280 \text{Kgf/cm}^2$, como vemos es menor, está en los parámetros de a normativa sin exceder (asstho).

Los diagramas de momento máximos en el tramo entero de vigas T para condiciones de Evento Extremo I es $M (+)=920.4904\text{Tonf-m}$ y $M (-)=1254.187\text{Tonf-m}$

La capacidad portante del suelo es de 0, 83, a un df (profundidad de zapata) de 2 m de ancho de zapata, de acuerdo a estudio de suelo realizado en la zona. La fuerza sísmica será el 20% del peso efectivo que se obtuvo en función de la estructura, de acuerdo a normativa, reglamento nacional de edificaciones e 0.30.

La estabilidad del suelo es limosa mal graduada y eso lo verificamos con el estudio de suelos realizado en la zona.

El nivel de socavación, por la forma de las columnas centrales, toman la fuerza del flujo laminar del agua perpendicularmente a la dirección del puente, de acuerdo a la name que está considerado 2.5m la profundidad, eso no

permitiría que haya socavación perjudicial en el puente ya que no se diagramas a tener en cuenta. De acuerdo al manual de diseño de puentes (MTC), elegimos los apoyos centrales circulares para evitar el nivel de socavación.

V.- CONCLUSIONES

1. Se determinó que la influencia en el desarrollo económico de los pobladores de Tangay, por el diseño del puente Tangay tendrá una influencia positiva la cual brindara una mejora en la parte económica a los pobladores de Tangay.
2. Se diseñó la superestructura del puente Tangay mediante el software CSI bridge versión 20, teniendo en cuenta el reglamento nacional de edificaciones; E020, E030, E050, la normativa aastho- LRFD 2007 , la normativa del ACI318S-14 ; los cuales se obtuvo como resultados que el espesor de losa se determinó que será de 0.20m, la luz del puente será de 40m para nuestro diseño, el tipo de apoyo será elastómero neopreno, el tipo de vida será de sección de gran peralte, el tipo de losa será una losa maciza, la profundidad de base llegara de 3 a 3.50 m.
3. Se diseñó la subestructura del Puente Tangay mediante el software CSI bridge versión 20, teniendo en cuenta el reglamento nacional de edificaciones E020, E030, E050, la normativa aastho- LRFD 2007 , la normativa del ACI318S-14 ; , los cuales se obtuvo; La capacidad portante del suelo será de 0,83 aun df de 2 m de ancho de zapata, La fuerza sísmica será el 20% del peso efectivo, que se obtiene en función de la estructura y será para el diseño entre 20y 25%, La estabilidad de suelo es arena limosa mal graduada, el nivel de socavación será de 2 a 2.5 m en el diseño del puente, cumpliendo con la normativa estandarizada.
4. Se determinó mediante el cuadro comparativo, el antes y después del proyecto, utilizando el programa del Chi Cuadrado, que tendrá un 83.7% de significancia, concluyendo que existió un mejor desarrollo económico con el diseño del puente.

VI.- RECOMENDACIONES

- Ser recomienda al alcalde, considerar el proyecto de un diseño de puente para mejorar el desarrollo económico en los pobladores de Tangay, debido a que su materia prima es la agricultura.
- Se recomienda al Ing. a cargo del proyecto realizar el ensayo de SPT en el centro del puente carretero para mayor seguridad de la construcción del puente.
- Se recomienda al Ing. a cargo del proyecto, usar acero de refuerzo longitudinal N#8, para que la estructura se trabaje de acuerdo al reglamento sin alterar su procedimiento.
- Se recomienda al Ing. del proyecto, usar acero de refuerzo transversal N#3 , con separación máxima 30cm,
- Se recomienda usar sub-zapatatas en los estribos del puente, para que la estructura tenga mejor cimentación ante grandes avenidas.
- Se recomienda que en la construcción del diseño del puente se tome en cuentas los criterios de diseño en cuanto a combinaciones y factores de carga del estado de límite de resistencia de acuerdo a la norma AASHTO LRFD, considerando la fuerza del viento de acuerdo a normativa, sin alterar las especificaciones dadas.
- Se recomienda a la junta directiva de los usuarios realicen mantenimiento del Rio Lacramarca para poder controlar grandes avenidas ante los fenómenos.

REFERENCIAS

- ALFONSO, Jairo, "Comparación Técnico – Económica de puentes de dos y tres luces con losa de concreto reforzado y vigas continuas de concreto preesforzado: Colombia, Universidad de Colombia, 2013.
- AVILA, Marina. "Proyecto y construcción del puente flor del ejido", México: Universidad Veracruzana, 2011.
- CLAROS y MERUVIA. Historia y definición de puentes. Bolivia: Universidad Mayor de San Simón, 2004.
- FONSECA y LINARES, "diseño de puente con vigas prefabricadas: Perú, Universidad Pontificia Católica del Perú, 2015 – Lima.
- MALDONADO, Humberto. "ESCUELA DE ECONOMIA", Curso de Economía Agrícola, 2004.
- RAMOS, Héctor. Manual de diseño de Predimensionamiento. Guatemala, Universidad San Carlos de Guatemala, 2010.
- RUMALDO, Juan. "Diseño de un puente carretero sobre un canal que conduce una avenida provocada por un ciclón": México, Universidad Nacional Autónoma de México, 2008.
- T.W SCHULTZ. "Fondo de Cultura" Economía población todavía crece", 2011.
- VILLARINA, Alberto. Definición de Puentes, Escuela Politécnica Superior del Ávila, 2005.
- ZAMBRANO y REINOSO, "Cálculo y Diseño de la Superestructura para el Puente Naranjal 1 que forma parte del Proyecto Control de Inundaciones del Río Naranjal": Ecuador, Universidad de Cuenca, 2014.
- Ministerio de Trabajo y Promoción del Empleo, 2017.) Disponible en: <http://www.mintra.gob.pe/portalinclusivo/mostrarContenido.php?id=165&tip=130>
- Ministerio de Transporte y Comunicaciones. "Manual de Diseño de Puentes". 2016

ANEXOS

MATRIZ DE CONSISTENCIA

TÍTULO:

“Diseño del puente Tangay prolongación de la avenida Perú del Distrito de Chimbote y su influencia en el Desarrollo Económico del Centro Poblado Tangay, Áncash - 2018”

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico y estructural

DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA:

El fenómeno natural denominado niño costero que ocasiono inundaciones en la región de Áncash y en consecuencia produjo la caída del puente Lacramarca prolongación Av. Perú. Ante este fenómeno dejo aislado a los pobladores de Tangay, dejándoles sin comunicación con Chimbote. Estos pobladores realizan diferentes actividades a través del puente del rio Lacramarca, entre ellos está la venta de productos agrícolas de la cual dependen los pobladores, siendo este puente de mucha importancia para la población, ante este problema ellos se ven afectados económicamente para trasladarse para sus necesidades básicas,

FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	INDICADORES	INSTRUMENTOS
<p>¿Cómo influye el diseño del puente en el desarrollo económico del centro poblado Tangay, Ancash - 2018?</p>	<p>General:</p> <p>Determinar la influencia del diseño del puente en el desarrollo económico en el centro poblado Tangay, Ancash – 2018</p> <hr/> <p>Específicos:</p> <p>-Diseñar la superestructura del puente Tangay. -Diseñar la subestructura del puente Tangay. -Determinar el desarrollo económico mediante un cuadro comparativo el antes y después del proyecto.</p>	<p>El diseño del puente Tangay influirá de manera positiva en el desarrollo económico del centro poblado Tangay, Ancash- 2018.</p>	<p>-espesor de losa -luz -tipo apoyo -tipo vigas -tipo losa -profundidad de base -capacidad portante del suelo -fuerza sísmica -estabilidad de suelo -nivel de socavación -PEA (Población económica activa).</p>	<p>- Ficha técnica - Guía de base de datos - Guía de resultados - Cuestionario</p>

CUESTIONARIO PARA MEDIR LA VARIABLE DESARROLLO ECONOMICO

INSTRUCCIONES:

El presente instrumento pretende medir a percepción suya la situación respecto a su desarrollo económico, a continuación, usted encontrará un conjunto de ítems respecto Al desarrollo económico, donde solo marcará una opción según corresponda

OPCIONES	ESCALAS
SI	3
NO	2
NO APLICA	1

DESARROLLO ECONÓMICO				
CANTIDAD DE POBLADORES CON PRODUCTOS AGRICOLAS				
1	¿Alrededor de la zona, existen siembras de cultivos de primera necesidad?	1	2	3
2	La necesidad de transporte comercial agrícola, y la transitabilidad de los pobladores de tangay están en peligro, por ello como medida de prevenir los riesgos de los desastres naturales que lo imposibilito ¿cree que debe generarse un diseño de puente que aporte seguridad ante esta zona de desastres?	1	2	3
3	¿Las diversas siembras que usted cosecha, se requiere transportar a la ciudad?	1	2	3
4	¿Regularmente se han presentado caudales extraordinarios en el rio Lacramarca?	1	2	3
5	¿Los pobladores de Tangay cuentan con una junta directiva de apoyo, ante estos casos?	1	2	3
6	¿Es fundamental el puente Tangay para su comercialización de productos agrícolas?	1	2	3
7	¿Está influyendo grandes pérdidas económicas el colapso de puente Tangay?	1	2	3
8	¿Cree usted que las pérdidas de producción este afectando el desarrollo económico de Tangay?	1	2	3
CALIDAD SOCIO – ECONÓMICA				
9	¿Cree usted que los gastos elevados en insumos para el cultivo influyen en la económica de la población activa?	1	2	3
10	¿Mensualmente cuenta usted con la cantidad de dinero suficiente para abastecerse de la venta de productos agrícolas?	1	2	3
11	¿Los ingresos mensuales percibidos superan lo que mensualmente usted invierte en la cosecha y traslado de sus productos agrícolas?	1	2	3
12	¿Los ingresos mensuales están siendo afectados con la perdida de siembras por la falta de acceso para la comercialización de sus productos?	1	2	3

FICHA TECNICA DE RECOLECCION DE DATOS PARA EL DISEÑO DE PUENTE									
PROYECTO: "Diseño del puente Tangay prolongación de la avenida Perú del Distrito de Chimbote y su influencia en el Desarrollo Económico del Centro Poblado Tangay, Áncash - 2018"									
LOCALIDAD :									
DISTRITO: Chimbote									
PROVINCIA: santa									
REGION: Áncash									
INFORMACION NECESARIA PARA EL DISEÑO							TIENE		
							SI	NO	
ESTUDIOS TOPOGRAFICOS							X		
ESTUDIOS HIDROLOGICOS								X	
ESTUDIOS GEOLOGICOS							X		
ESTUDIOS DE RIESGO SISMICOS								X	
ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL								X	
ESTUDIO DE TRAFICO							X		
ESTUDIOS COMPLEMENTARIOS								X	
ESTUDIOS DE TRAZO DE VIA								X	
DE ACUERDO ATIPO DE ESTUDIO SE DETERMINARA:									
1.- ESTUDIOS TOPOGRAFICOS:									
1.1.Levantamiento General de la zona de proyecto									

1.2. Definición de la Topografía									
1.3.Ubicacion Catastral									
2.- ESTUDIOS HIDROLOGICOS									
2.1 Caudales Máximos									
2.2 Comportamiento Hidráulico del Rio									
2.3 Nivel Máximo de agua									
2.4 Comportamiento Hidráulico del Rio									
2.5 Áreas de flujo del agua									
2.6 Perfil Estratigráfico del Suelo									
2.7 Secciones Transversales del cauce									
2.8 Características de la Cuenca									

2.9 Historial de Avenidas									
2.10 Historial Erosivo del Curso de Agua									
3. ESTUDIOS GEOLOGICOS Y GEOTECNICOS									
3.1 Descripción Geomorfa									
3.2 Zonificación Geológica de la zona									
3.3 Definición de Zonas de Deslizamientos									
3.4 Descripción de las condiciones de Suelos									
4.- ESTUDIOS DE RIESGOS SISMICOS									
4.1 Mapa de Zona Sísmica del Lugar									
4.2 Estudios Estratigráficos									
4.3 Prospección Geofísica del lugar									
5.-Estudio de Impacto Ambiental									
5.1 Fauna Silvestre									

OFICINA ACADEMICA DE INVESTIGACION

Estimado Validador:

Me es grato dirigirme a Usted, a fin de solicitarle su inapreciable colaboración como experto para validar la ficha técnica, el cual será aplicado ha: LA TESIS seleccionada, por cuanto considero que sus observaciones y subsecuentes aportes serán de utilidad. El presente instrumento tiene como finalidad recoger información directa para la investigación que se realiza en los actuales momentos, titulado:

"DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2017"

Esto como objeto de presentarla como requisito para obtener EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL.

Para efectuar la validación del instrumento, Usted deberá leer cuidadosamente cada enunciado y sus correspondientes alternativas de respuesta, en donde se pueden seleccionar una, varias o ninguna alternativa de acuerdo al criterio personal y profesional del actor que corresponda al instrumento. Por otra parte se le agradece cualquier sugerencia relativa a redacción, contenido, pertinencia y congruencia u otro aspecto que se considere relevante para mejorar el mismo.

Gracias por su aporte.


ROLANDO CESAR AGUIRRE RODRIGUEZ
INGENIERO CIVIL
REG. QIP 07357

JUICIO DE EXPERTO SOBRE LA PERTINENCIA DEL INSTRUMENTO

INSTRUCCIONES

Coloque en cada casilla la letra correspondiente al aspecto cualitativo que le parece que cumple cada ítem y alternativa de respuesta, según los criterios que a continuación se detallan:

E=Excelente B=Bueno M=Mejorar X=Eliminar C=Cambiar

Las categorías a evaluar son: Redacción, contenido, congruencia y pertinencia. En la casilla de observaciones puede sugerir el cambio o correspondencia.

PREGUNTAS		RESPUESTAS	OBSERVACIONES
N°	ITEM		
1	ESTUDIO TOPOGRAFICO	B	
2	ESTUDIO HIDROLOGICO	B	
3	ESTUDIOS GEOLOGICOS	B	
4	ESTUDIOS DE RIESGOS SISMICOS	B	
5	ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL	B	
6	ESTUDIO DE TRAFICO	B	
7	ESTUDIO COMPLEMENTARIO	B	
8	ESTUDIO DE TRAZO DE VIA	B	

Evaluated por:

Nombre y Apellido:

ROLANDO CESAR AGUIRRE ROSNIGOEZ

DNI:

82812311

Firma:



CONSTANCIA DE VALIDACION

Yo, ROLANDO CESAR AGUIRRE RODRIGUEZ, titular del
 DNI N° 32812311 de profesión INGENIERO CIVIL ejerciendo
 actualmente como INGENIERO RESIDENTE DE OBRA en la Institución
AGRO RURAL - MINISTERIO DE AGRICULTORA

Por medio de la presente hago constar que he revisado con fines de Validación del
 Instrumento (Ficha Técnica), a los efectos de su aplicación al personal que estudia en: _____
UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO

Luego de hacer las observaciones pertinentes, puedo formular las siguientes apreciaciones.

	DEFICIENTE	ACEPTABLE	BUENO	EXCELENTE
Congruencia de ítems			X	
Amplitud de conocimiento			X	
Redacción de ítems			X	
Claridad y precisión			X	
pertinencia			X	

En Nuevo Chimbote, a los 03 días del mes de Julio del 2017


 ROLANDO CESAR AGUIRRE RODRIGUEZ
 INGENIERO CIVIL
 RES. CIP 87337

 Firma:

OFICINA ACADEMICA DE INVESTIGACION

Estimado Validador:

Me es grato dirigirme a Usted, a fin de solicitarle su inapreciable colaboración como experto para validar la ficha técnica, el cual será aplicado ha: LA TESIS, seleccionada, por cuanto considero que sus observaciones y subsecuentes aportes serán de utilidad.

El presente instrumento tiene como finalidad recoger información directa para la investigación que se realiza en los actuales momentos, titulado:

"DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2017"

Esto como objeto de presentarla como requisito para obtener EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL.

Para efectuar la validación del instrumento, Usted deberá leer cuidadosamente cada enunciado y sus correspondientes alternativas de respuesta, en donde se pueden seleccionar una, varias o ninguna alternativa de acuerdo al criterio personal y profesional del actor que corresponda al instrumento. Por otra parte se le agradece cualquier sugerencia relativa a redacción, contenido, pertinencia y congruencia u otro aspecto que se considere relevante para mejorar el mismo.

Gracias por su aporte.


RICARDO CESAR AGUIRRE RODRIGUEZ
INGENIERO CIVIL
REG. CIP 07307

JUICIO DE EXPERTO SOBRE LA PERTINENCIA DEL INSTRUMENTO

INSTRUCCIONES

Coloque en cada casilla la letra correspondiente al aspecto cualitativo que le parece que cumple cada ítem y alternativa de respuesta, según los criterios que a continuación se detallan.

E = Excelente B = Bueno M = Mejorar X = Eliminar C = Cambiar

Las categorías a evaluar son: Redacción, contenido, congruencia y pertinencia. En la casilla de observaciones puede sugerir el cambio o correspondencia.

PREGUNTAS		RESPUESTAS	OBSERVACIONES
N°	ITEM		
1	¿Alrededor de la zona, existen siembras de cultivos de primera necesidad?	B	
2	¿Alrededor de la zona todos los pobladores viven de la agricultura y ganadería, cree que debe generarse un diseño de puente que prevenga seguridad ante esta zona de desastres	B	
3	¿Las diversas siembras que usted cosecha, se requiere transportar a la ciudad?	B	
4	¿Regularmente se han presentado caudales extraordinarios en el río Lacramarca?	B	
5	¿Los pobladores de Tangay cuentan con una junta directiva de apoyo, ante estos casos?	B	
6	¿Es fundamental el puente Tangay para su comercialización de productos agrícolas?	B	
7	¿Está influyendo grandes pérdidas económicas el colapso de puente Tangay?	B	


 ROGERIO ESPINOSA AGUIRRE
 INGENIERO CIVIL
 REG. CIP 87337

8	¿Cree usted que las pérdidas de producción este afectando el desarrollo económico de Tangay?	B	
9	¿Cree usted que los gastos elevados en insumos para el cultivo influyen en la económica de la población activa?	B	
10	¿Mensualmente cuenta usted con la cantidad de dinero suficiente para abastecerse de la venta de productos agrícolas?	B	
11	¿Los ingresos mensuales percibidos superan lo que mensualmente usted invierte en la cosecha y traslado de sus productos agrícolas?	B	
12	¿Los ingresos mensuales están siendo afectados con la perdida de siembras por la falta de acceso para la comercialización de sus productos?	B	

Evaluated por:

Nombre y Apellido: ROLANDO CESAR AGUIRRE RODRIGUEZ

DNI: 32812311

Firma: 

CONSTANCIA DE VALIDACION

Yo, ROLANDO CESAR AGUIRRE RODRIGUEZ, titular del
 DNI N° 32812311, de profesión INGENIERO CIVIL, ejerciendo
 actualmente como INGENIERO RESIDENTE DE OBRA, en la Institución
AGRO-RURAL - MINISTERIO DE AGRICULTURA

Por medio de la presente hago constar que he revisado con fines de Validación del Instrumento (ENCUESTA), a los efectos de su aplicación al personal que estudia en: UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO

Luego de hacer las observaciones pertinentes, puedo formular las siguientes apreciaciones.

	DEFICIENTE	ACEPTABLE	BUENO	EXCELENTE
Congruencia de ítems			X	
Amplitud de conocimiento			X	
Redacción de ítems			X	
Claridad y precisión			X	
pertinencia			X	

En Nuevo Chimbote, a los 03 días del mes de Julio del 2017


RICARDO CESAR AGUIRRE RODRIGUEZ
INGENIERO CIVIL
REG. CIP 67337

Firma:

OFICINA ACADEMICA DE INVESTIGACIÓN

Estimado Validador:

Me es grato dirigirme a Usted, a fin de solicitarle su inapreciable colaboración como experto para validar la ficha técnica, el cual será aplicado ha: LA TESIS, seleccionada, por cuanto considero que sus observaciones y subsecuentes aportes serán de utilidad.

El presente instrumento tiene como finalidad recoger información directa para la investigación que se realiza en los actuales momentos, titulado:

"DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ANCASH - 2017"

Esto como objeto de presentarla como requisito para obtener EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

Para efectuar la validación del instrumento, Usted deberá leer cuidadosamente cada enunciado y sus correspondientes alternativas de respuesta, en donde se pueden seleccionar una, varias o ninguna alternativa de acuerdo al criterio personal y profesional del actor que corresponda al instrumento. Por otra parte se le agradece cualquier sugerencia relativa a redacción, contenido, pertinencia y congruencia u otro aspecto que se considere relevante para mejorar el mismo.

Gracias por su aporte.


DANIEL ALBERTO BRETZA
RUC 10826157000

JUICIO DE EXPERTO SOBRE LA PERTINENCIA DEL INSTRUMENTO

INSTRUCCIONES

Coloque en cada casilla la letra correspondiente al aspecto cualitativo que le parece que cumple cada ítem y alternativa de respuesta, según los criterios que a continuación se detallan.

E = Excelente B = Bueno M = Mejorar X = Eliminar C = Cambiar

Las categorías a evaluar son: Redacción, contenido, congruencia y pertinencia. En la casilla de observaciones puede sugerir el cambio o correspondencia.

PREGUNTAS		RESPUESTAS	OBSERVACIONES
Nº	ITEM		
1.	¿Alrededor de la zona, existen siembras de cultivos de primera necesidad?	B	
2.	¿Alrededor de la zona todos los pobladores viven de la agricultura y ganadería, cree que debe generarse un diseño de puente que prevenga seguridad ante esta zona de desastres	B	
3.	¿Las diversas siembras que usted cosecha, se requiere transportar a la ciudad?	B	
4.	¿Regularmente se han presentado caudales extraordinarios en el río Lacramarca?	B	
5.	¿Los pobladores de Tangay cuentan con una junta directiva de apoyo, ante estos casos?	B	
6.	¿Es fundamental el puente Tangay para su comercialización de productos agrícolas?	B	
7.	¿Está influyendo grandes pérdidas económicas el colapso de puente Tangay?	B	

8	¿Cree usted que las pérdidas de producción este afectando el desarrollo económico de Tangay?	B	
9	¿Cree usted que los gastos elevados en insumos para el cultivo influyen en la económica de la población activa?	B	
10	¿Mensualmente cuenta usted con la cantidad de dinero suficiente para abastecerse de la venta de productos agrícolas?	B	
11	¿Los ingresos mensuales percibidos superan lo que mensualmente usted invierte en la cosecha y traslado de sus productos agrícolas?	B	
12	¿Los ingresos mensuales están siendo afectados con la pérdida de siembras por la falta de acceso para la comercialización de sus productos?	B	

Evaluado por:

Nombre y Apellido: Daniel Albert Díaz Beteta

DNI: 40967616

Firma: 

CONSTANCIA DE VALIDACION

Yo, Daniel Albert Díaz Beteta, titular del
 DNI N° 40967616, de profesión Ingeniero Civil, ejerciendo
 actualmente como Docente Contratado a T.C, en la Institución
Universidad Nacional del Santa

Por medio de la presente hago constar que he revisado con fines de Validación del Instrumento (ENCUESTA), a los efectos de su aplicación al personal que estudia en:

Universidad César Vallejo S.A.C

Luego de hacer las observaciones pertinentes, puedo formular las siguientes apreciaciones.

	DEFICIENTE	ACEPTABLE	BUENO	EXCELENTE
Congruencia de ítems			X	
Amplitud de conocimiento			X	
Redacción de ítems			X	
Claridad y precisión			X	
pertinencia			X	

En Nuevo Chimbote, a los 07 días del mes de Julio del 2017


DANIEL ALBERT DÍAZ BETZA
INCP CIVIL
DEPARTAMENTO DE INCP N° 110201
Firma:

OFICINA ACADÉMICA DE INVESTIGACIÓN

Estimado Validador:

Me es grato dirigirme a Usted, a fin de solicitarle su inapreciable colaboración como experto para validar la ficha técnica, el cual será aplicado ha: LA TESIS seleccionada, por cuanto considero que sus observaciones y subsecuentes aportes serán de utilidad. El presente instrumento tiene como finalidad recoger información directa para la investigación que se realiza en los actuales momentos, titulado:

"DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ANCASH - 2017"
Esto como objeto de presentarla como requisito para obtener EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL.

Para efectuar la validación del instrumento, Usted deberá leer cuidadosamente cada enunciado y sus correspondientes alternativas de respuesta, en donde se pueden seleccionar una, varias o ninguna alternativa de acuerdo al criterio personal y profesional del actor que corresponda al instrumento. Por otra parte se le agradece cualquier sugerencia relativa a redacción, contenido, pertinencia y congruencia u otro aspecto que se considere relevante para mejorar el mismo.

Gracias por su aporte.


DANIEL ALBERTO DURÁN
ING. CIVIL
REG. COLEGIO INGENIEROS N° 11928

JUICIO DE EXPERTO SOBRE LA PERTINENCIA DEL INSTRUMENTO

INSTRUCCIONES

Coloque en cada casilla la letra correspondiente al aspecto cualitativo que le parece que cumple cada ítem y alternativa de respuesta, según los criterios que a continuación se detallan.

E = Excelente B = Bueno M = Mejorar X = Eliminar C = Cambiar

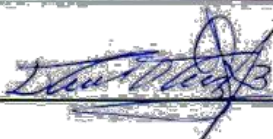
Las categorías a evaluar son: Redacción, contenido, congruencia y pertinencia. En la casilla de observaciones puede sugerir el cambio o correspondencia.

PREGUNTAS		RESPUESTAS	OBSERVACIONES
Nº	ITEM		
1	ESTUDIO TOPOGRAFICO	B	
2	ESTUDIO HIDROLOGICO	B	
3	ESTUDIOS GEOLOGICOS	B	
4	ESTUDIOS DE RIESGOS SISMICOS	B	
5	ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL	B	
6	ESTUDIO DE TRAFICO	B	
7	ESTUDIO COMPLEMENTARIO	B	
8	ESTUDIO DE TRAZO DE VIA	B	

Evaluated por:

Nombre y Apellido: Daniel Albert Díaz Betato

DNI: 40967616

Firma: 

CONSTANCIA DE VALIDACIÓN

Yo, Daniel Albert Díaz Beteta, titular del
DNI N° 40967616, de profesión Ingeniero Civil, ejerciendo
actualmente como Docente contratado a T.C. en la Institución
Universidad Nacional del Santa

Por medio de la presente hago constar que he revisado con fines de Validación del
Instrumento (Ficha Técnica), a los efectos de su aplicación al personal que estudia en: Universidad Leon Vallejo S.A.C

Luego de hacer las observaciones pertinentes, puedo formular las siguientes apreciaciones:

	DEFICIENTE	ACEPTABLE	BUENO	EXCELENTE
Congruencia de ítems			X	
Amplitud de conocimiento			X	
Redacción de ítems			X	
Claridad y precisión			X	
pertinencia			X	

En Nuevo Chimbote, a los 07 días del mes de Julio del 2017

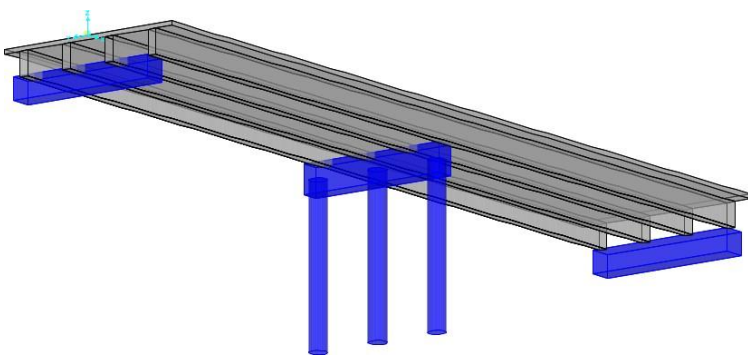

DANIEL ALBERT DIAZ BETETA

Firma

TES S ESTRUCTURAL:

“DISEÑO DEL PUENTE DE TANGAY PROLONGACION DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH-2018”

SOFTWARE CSI BRIDGEV20 & SAP2000V20



REVISION A
APROBADO POR:

REVISIÓN		REVISIÓN	FECHA	CHK'D
A		INTERNA	11/06/2018	√
				√

COMENTARIOS:

--

TES S ESTRUCTURAL:

“DISEÑO DEL PUENTE DE TANGAY PROLONGACION DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH-2018”

SOFTWARE CSI BRIDGEV20 & SAP2000V20

INTRUDUCCION

El diseño estructural es el procedimiento mediante el cual se definen los elementos que integran a las estructuras en lo referente a materiales, dimensiones, uniones, detalles en general y su ubicación relativa en los edificios. Estos elementos deberán presentar un comportamiento adecuado en condiciones de servicio y tener la capacidad para resistir las fuerzas a las que estén sometidos sin que se presente el colapso de la estructura.

La Norma de diseño Sismorresistente en el Perú, NTE-E.0.30, ha sido actualizada del 24 de enero de 2016, en dicha norma se hicieron drásticos cambios respecto a la verificación de la irregularidad torsional y en muchos casos irregularidad torsional y en muchos casos irregularidad torsional extrema, lo que no está permitido en las zonas 3 y 4 para edificaciones comunes.

EDICIÓN: 22 DE JUNIO DEL 2018

TES S ESTRUCTURAL:

**“DISEÑO DEL PUENTE DE TANGAY PROLONGACION DE LA AVENIDA PERÚ DEL
DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO ECONÓMICO DEL
CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH-2018”**

SOFTWARE CSI BRIDGEV20 & SAP2000V20

CONTENIDO

INFORME ESTRUCTURAL

“DISEÑO DEL PUENTE DE TANGAY PROLONGACION DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH-2018”

1. LA PARTICIPACION DEL SOFTWARE EN EL CALCULO

Los programas sirven de ayuda para los análisis y diseño , pero se debe tener en cuenta todos los materiales y fuerzas que inciden sobre el modelo estructural representativo , aun así considerando la interacción suelo - estructura con análisis no lineal dinámico incremental no podemos llegar a hacer un modelo perfecto y preciso , simplemente se realiza un modelo matemático simplificado que disminuya el grado de estudio complejo a modelos simples pero que tenga en cuenta todas las solicitaciones de fuerzas como sísmica , viento , empuje , temperatura , etc.

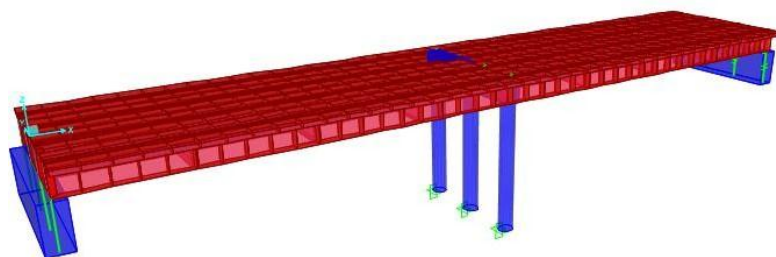
2. PUENTE

2.1. CONCEPCION ESTRUCTURAL DEL PUENTE

La concepción estructural del puente, consiste en una estructura compuesta por vigas de concreto armado y diafragmas también de concreto; con una superficie de rodadura en concreto reforzado, la misma que se soportaran en dos estribos (apoyos en cada extremo) y 3 Columnas centrales de concreto armado.

2.2. CONCEPCION ESTRUCTURAL DE LA SUBESTRUCTURA

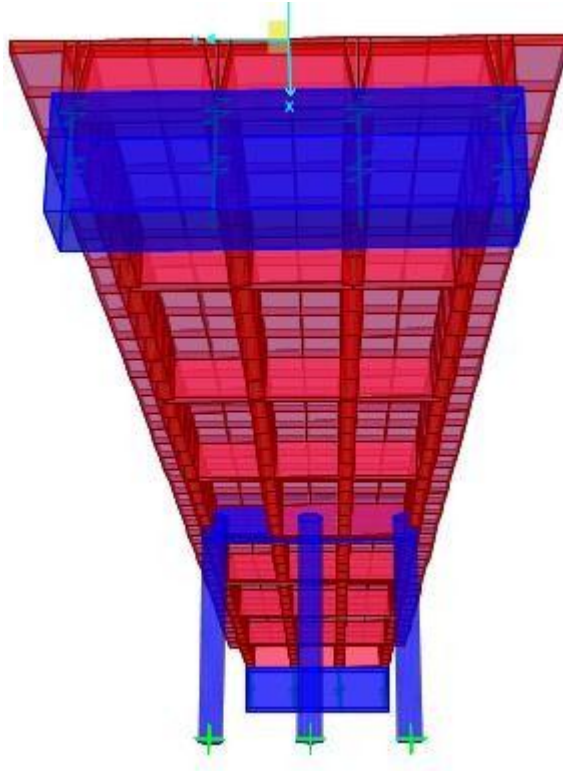
Para la fundación (cimentación) del puente, para ello es conveniente indicar que se ha elaborado un estudio de Mecánica de Suelos, para el estudio se realizaron 2 sectores de exploración comúnmente conocidos como “calicatas” en forma manual. La fundación posee capacidad para soportar los momentos de volteo del puente y estará desplantada por debajo del talud de falla inminente. También se ha considerado la cimentación aislada en el centro y en los costados bloques macizos de concreto tipo cajón para darle capacidad de resistencia al deslizamiento.



Vista general del modelo del puente, fundación, y suelo con resortes de rigidez lineal

2.3. CONCEPCION ESTRUCTURAL DE LA SUPERSTRUCTURA

La concepción de la superestructura del puente radica en la facilidad y rapidez de la ejecución de los trabajos ya que se dispone del equipo y de las condiciones necesarias para realizar el encofrado de toda la sección; al ser un puente vaciado in situ podemos controlar la deflexión por el peso propio de la estructura, siendo esta de 5cm. La deflexión por carga viva móvil y sobrecarga es 2cm siendo el límite permisible por la normativa.



Vista del puente desde una perspectiva Inferior

3. ANALISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural del puente se ha elaborado en base al proceso constructivo y las cargas que actúan sobre la estructura durante la vida útil del puente. Se han considerado diversos tipos de cargas, entre ellos: Carga Muerta (DL), carga viva (LL), Cargas Sísmicas (EQ). Para el Análisis se utilizó el nuevo software CSiBridge v20.

4. MODELO ESTRUCTURAL EN CSIBRIDGE V 20

El modelo del puente se creó en la interfaz del CSiBridge y se ha utilizado elementos como se describió líneas arriba, el tipo Shell. Para todos los elementos de concreto se ha utilizado un concreto de 28MPa (280kg/cm²) de resistencia a compresión con un peso específico de 23.54KN/m³ (2.40Tnf/m³). Las zapatas de las pantallas (estribo) se han modelado con elementos tipo Shell, los cuales se encuentran apoyados en resortes cuya rigidez se ha calculado considerando las propiedades de los estratos de suelo (estudio de mecánica de suelo).

5. ELEMENTOS ESTRUCTURALES

5.1. SUPERESTRUCTURA

Es la parte superior de un puente, que une y salva las distancias entre uno o más claros. Consiste en el tablero (losa) soporta directamente las cargas y las armaduras. La superestructura está formada por dos partes:

Elementos principales y secundarios.

5.2. SUBESTRUCTURA

La subestructura consiste de todos los elementos requeridos para soportar la superestructura y la carretera consiste en los siguiente:

Dispositivos de apoyo, Estribos, Pilas y Fundaciones.

6. REGLAMENTACION Y NORMAS DE DISEÑO

Para el desarrollo estructural del proyecto se ha tenido en cuenta:

- RNE: Reglamento Nacional de Edificaciones, Normas E020, E030, E050
- ACI318S-14
- ASHTO-LRFD 2017

7. CARGAS

7.1. CARGAS MUERTAS(DL):

Conformada por el peso propio de las vigas de sección cerrada y la losa de concreto de rodadura (deck); Para todos los elementos se han utilizado las densidades indicadas en la siguiente tabla.

Table 3.5.1-1—Unit Weights

Material	Unit Weight (kcf)	
Aluminum Alloys	0.175	
Bituminous Wearing Surfaces	0.140	
Cast Iron	0.450	
Cinder Filling	0.060	
Compacted Sand, Silt, or Clay	0.120	
Concrete	Lightweight	0.110 to 0.135
	Normal Weight with $f'_c \leq 5.0$ ksi	0.145
	Normal Weight with $5.0 < f'_c \leq 15.0$ ksi	$0.140 + 0.001 f'_c$
Loose Sand, Silt, or Gravel	0.100	
Soft Clay	0.100	
Rolled Gravel, Macadam, or Ballast	0.140	
Steel	0.490	
Stone Masonry	0.170	
Wood	Hard	0.060
	Soft	0.050
Water	Fresh	0.0624
	Salt	0.0640
Item	Weight per Unit Length (klf)	
Transit Rails, Ties, and Fastening per Track	0.200	

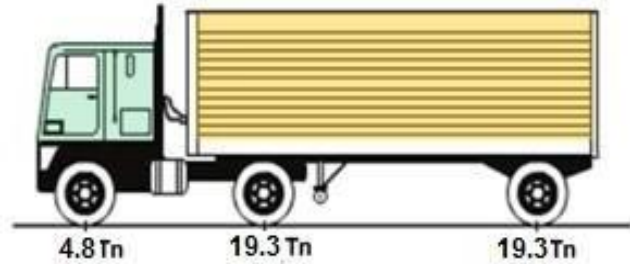
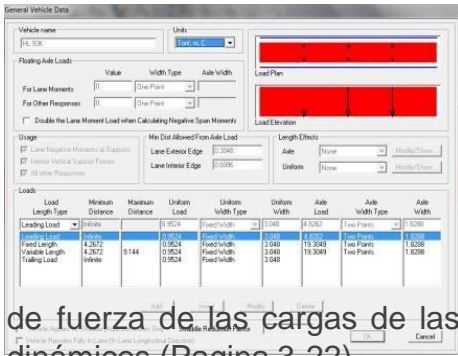
Tabla 3.5.1-1 – Densidades

Material	Densidad (kg/m ³)	
Aleaciones de aluminio	2800	
Superficies de rodamiento bituminosas	2250	
Hierro fundido	7200	
Escoria	960	
Arena, limo o arcilla compactados	1925	
Hormigón	Agregados de baja densidad	1775
	Agregados de baja densidad y arena	1925
	Densidad normal con $f'_c \leq 35$ MPa	2320
	Densidad normal con $35 < f'_c \leq 105$ MPa	$2240 + 2,29 f'_c$
Arena, limo o grava sueltos	1600	
Arcilla blanda	1600	
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo	2250	
Acero	7850	
Sillería	2725	
Madera	Dura	960
	Blanda	800
Agua	Dulce	1000
	Salada	1025
Elemento	Masa por unidad de longitud (Kg/mm)	
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía	0,30	

$$1 \text{ lb/ft}^3 = 16.01846 \text{ kg/m}^3 \text{ (Página 3-19).}$$

7.2. CARGAS VIVAS (LL):

Se han determinado siguiendo los procedimientos que indica el “Manual de Diseño de Puentes” [MTC, 2016], el cual se basó en el AASHTO LRFD Bridge Design Specification [AASHTO, 2017]. El camión de diseño considerado tiene un peso de 43.4Tnf. y un carril cargado de 0.93Tn/m uniformemente distribuida en la dirección longitudinal. Transversalmente la carga de la línea de diseño será asumida como uniformemente distribuida sobre un ancho de 3.00m. Los efectos



de fuerza de las cargas de las líneas de diseño no estarán sujetos a efectos dinámicos (Pagina 3-22).

NÚMERO DE LINEAS DE DISEÑO:

Generalmente el número de líneas de diseño debería ser determinado tomando la parte entera de la relación $w/360$, donde w , es el ancho de la superficie de rodadura en cm; $\# = 450/360 = 1.25$ (una línea de vía).

Nota: al ser un acceso solo consideraremos el efecto de un camión mas el carril cargado uniformemente; no se considerara el efecto combinado del tándem; para la carga de fatiga se usara el mismo camión especificado anteriormente pero con espaciamiento fijos entre ejes.

Para el efecto de momento Negativo para carga móvil se utilizó el siguiente esquema:

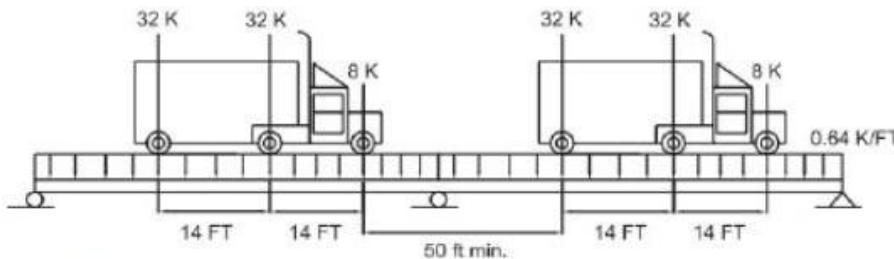
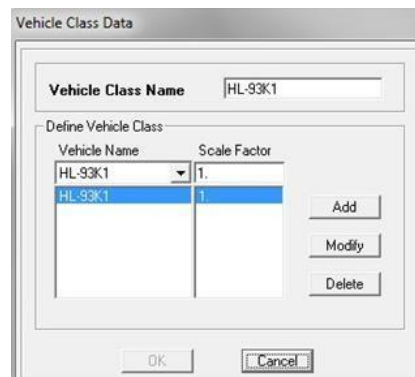


Figure 5.12 Continuous spans alternate live loads, reduce loads by 10 percent.

Muestra las cargas móviles de acuerdo al AASHTO LRFD 2017 para momentos Negativo en el centro de claro el HL-93S

Para los momentos positivos en el centro de luz el HL-93K. De acuerdo a lo descrito se ha definido el camión de diseño en la entrada de data del programa.



Camión para el caso de carga móvil.

EFFECTOS DINÁMICOS:

Cuando los vehículos pasan a su velocidad de diseño producen vibraciones sobre la estructura y dicha vibración amplifica la carga estática de los vehículos, para considerar ese efecto se utilizarán los factores de amplificación de carga dinámica que indica la tabla 3.6.2.1-1 del ASHTO-LRFD 2017.

Tabla 3.6.2.1-1 – Incremento por Carga Dinámica, *IM*

Componente	<i>IM</i>
Juntas del tablero - Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Límite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás Estados Límites	33%

Usaremos una amplificación dinámica del 33% aplicado solo al camión de diseño (Pagina 3-31)

FUERZA DE FRENADO BR:

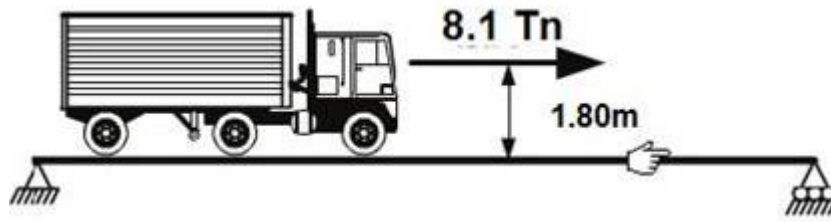
Para la fuerza de frenado consideraremos toda la longitud del puente, L=40.00m. Esta fuerza se tomará el máximo de lo siguiente:

- 25% del camión de diseño:
- 5% del camión de diseño del carril de carga: La fuerza de frenado será:

Tabla 3.6.1.1.2-1 – Factor de presencia múltiple (*m*)

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, <i>m</i>
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

Se asumirá que esta fuerza actúa horizontal a una distancia de 1.80 metros por encima de la superficie de rodadura en la dirección longitudinal para causar los efectos de fuerza extrema (Pagina 3-21/33)



Ejemplo del camión de diseño y una fuerza de frenado a una altura de 1.80m

Load Name		Units
<input type="text" value="FREN DER"/>		Tonf, m, C
Load Direction		
Load Type	Force	
Coordinate System	GLOBAL	
Direction	X	
Load Value		
Value	<input type="text" value="16.2"/>	
Load Transverse Location		
Reference Location	Right Edge of Deck	
Load Distance from Reference Location	<input type="text" value="5.25"/>	
Load Vertical Location		
Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion		
<input type="button" value="OK"/>		<input type="button" value="Cancel"/>

Asignación de las fuerza de frenado

7.3. CARGAS DE VIENTO:

PRESIÓN HORIZONTAL DE VIENTO:

La velocidad de diseño que generará las presiones correspondientes es de $V_B=160\text{km/h}$, especificadas en el AASHTO- LRFD, 2017. Asumiendo que la carga esta uniformemente distribuida sobre el área expuesta, se sumará el área de todos los componentes vistos en elevación y perpendiculares a la dirección del viento.

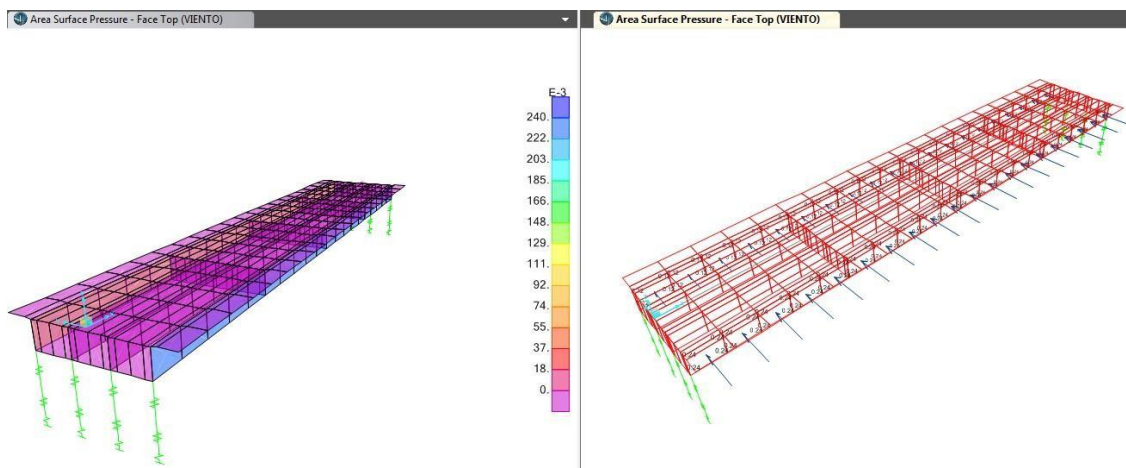
Como nuestro puente está a menos de 10 metros de altura con respecto al nivel del agua, la velocidad de diseño no deberá de ajustarse. Para el cálculo de las presiones producidas por el viento está dada por la siguiente relación:

Donde:

Tabla 3.8.1.2.1-1 – Presiones básicas, P_B , correspondientes a $V_B = 160 \text{ km/h}$

COMPONENTE DE LA SUPERESTRUCTURA	CARGA A BARLOVENTO, MPa	CARGA A SOTAVENTO, MPa
Reticulados, columnas y arcos	0,0024	0,0012
Vigas	0,0024	NA
Grandes superficies planas	0,0019	NA

Tomaremos Cargas a Barlovento = 0.0024MPa y a Sotavento =0.0012MPa

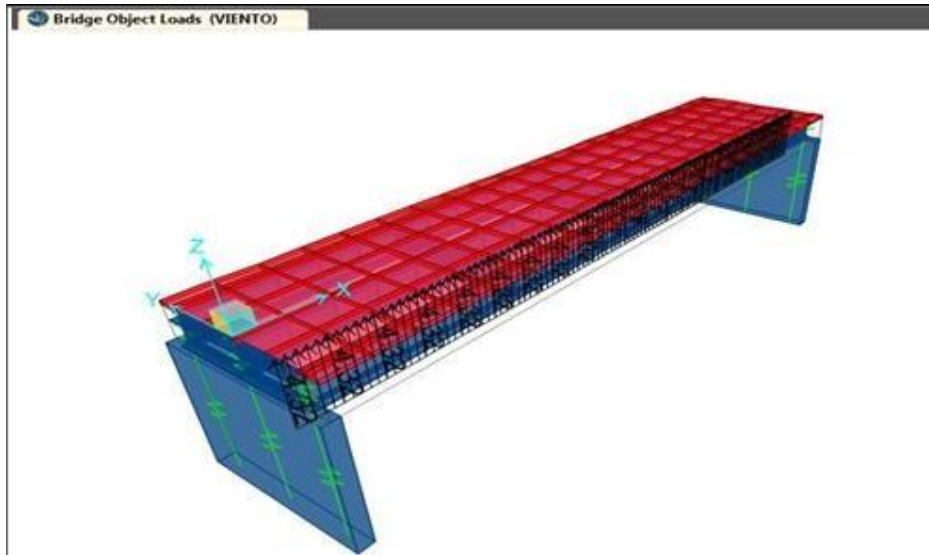


Asignación de presión por viento Horizontal

PRESIÓN VERTICAL DE VIENTO:

Se considerará una fuerza vertical hacia arriba uniformemente distribuida por unidad de longitud del puente, con una magnitud de 96 kg/m², multiplicada por el ancho del tablero. Esta carga lineal longitudinal se aplicará en el punto correspondiente a un cuarto del ancho del tablero a barlovento, juntamente con la carga horizontal calculada anteriormente.

Como el tablero tiene un ancho total de 4.5 metros, entonces el valor de la fuerza será:



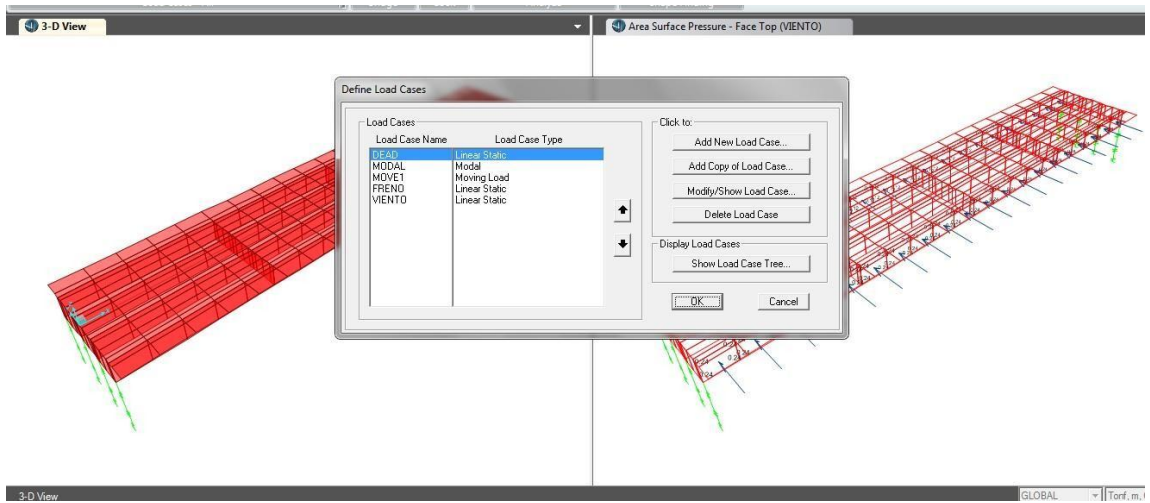
Asignación de presión por viento Vertical

**DISEÑO DE PUENTE DE SECCION CERRADA
VIGAS T:**

Item	Value
General Data	
Bridge Section Name	VIGA T
Slab Material Property	F'c=28Mpa
Girder Material Property	F'c=28Mpa
Number of Interior Girders	2
Total Width	8700.
Total Depth	1300.
Keep Girders Vertical When Superelevate? (Area & Solid Models)	No
Slab Thickness	
Top Slab Thickness (t1)	200.
Fillet Horizontal Dimension Data	
f1 Horizontal Dimension	0.
f2 Horizontal Dimension	0.
f3 Horizontal Dimension	0.
f4 Horizontal Dimension	0.
Fillet Vertical Dimension Data	
f1 Vertical Dimension	0.

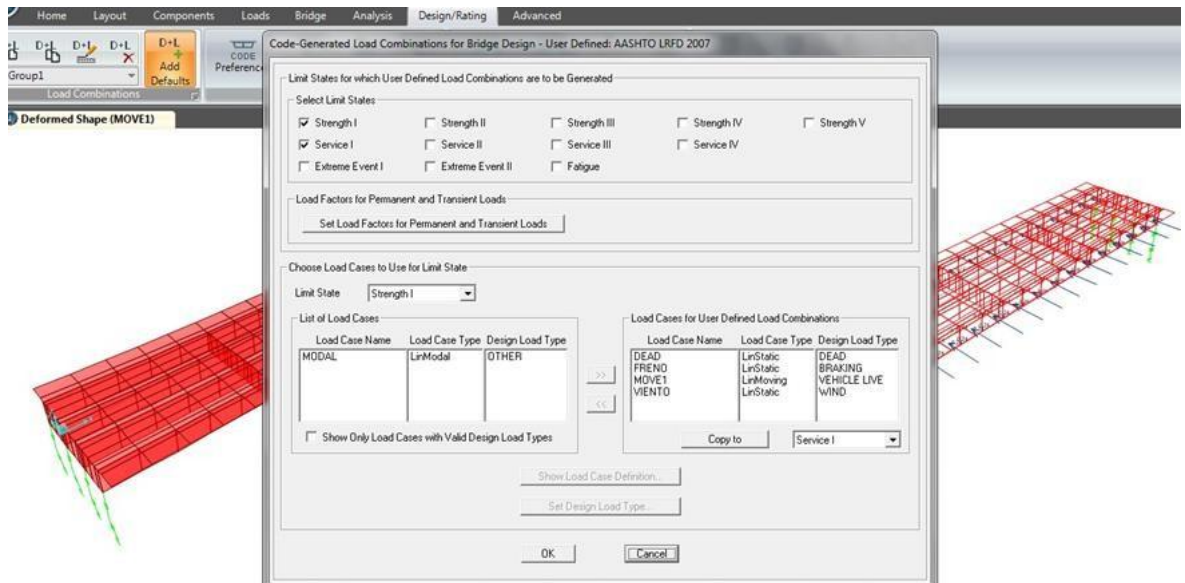
Ingreso de datos de la sección transversal

CASOS DE ANALISIS REALIZADO



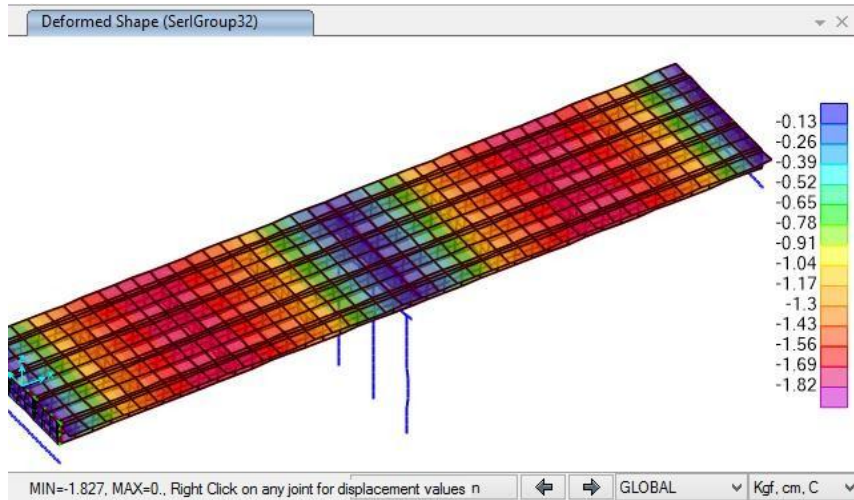
Casos de análisis para el diseño

RESULTADOS DEL ANALISIS COMBINACIONES DE CARGA



Generación de las combinaciones de carga

DEFLEXIÓN POR COMBINACION DE SERVICIO

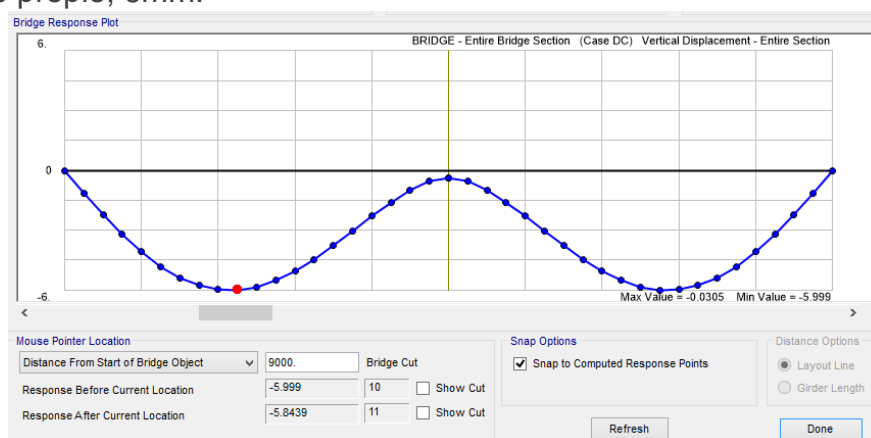


Deflexión máxima = 18.2 mm <20mm

En ausencia de otros criterios, para las construcciones de acero, aluminio y/u hormigón se pueden considerar los siguientes límites de deflexión:

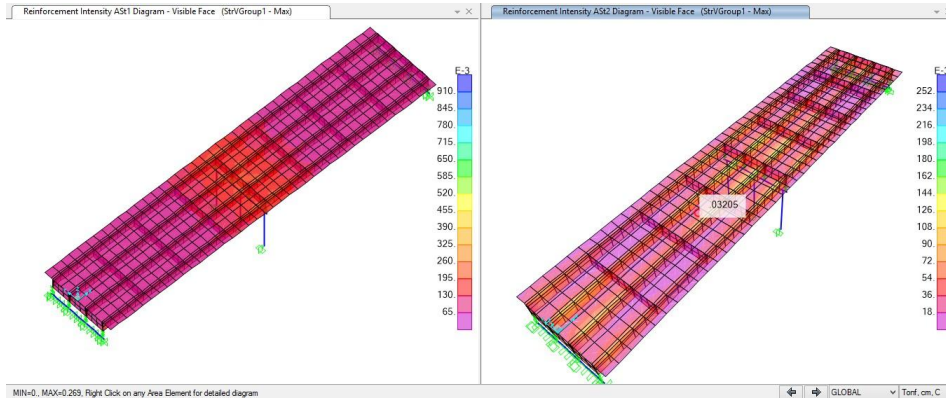
- Carga vehicular, general..... Longitud/800,
- Cargas vehiculares y/o peatonales..... Longitud/1000,
- Carga vehicular sobre voladizos..... Longitud/300, y
- Cargas vehiculares y/o peatonales sobre voladizos ..
..... Longitud/375

Nota: nuestra estructura está cumpliendo los límites de deflexión; contraflecha por peso propio; 6mm.



Por peso propio 6 mm , la deflexión por servicio es: 18.2mm<20mm, Ok.

Acero de refuerzo en la losa (deck):
Acero de la losa tablero superior ,
una malla:



Usaremos malla longitudinal y transversal de $\text{Ø}1/2'' @ 0.25 \text{ m}$ (superior & inferior)

Longitudinal Reinforcement Transverse Reinforcement

Longitudinal Rebar

Material: $F_y=420\text{Mpa}$

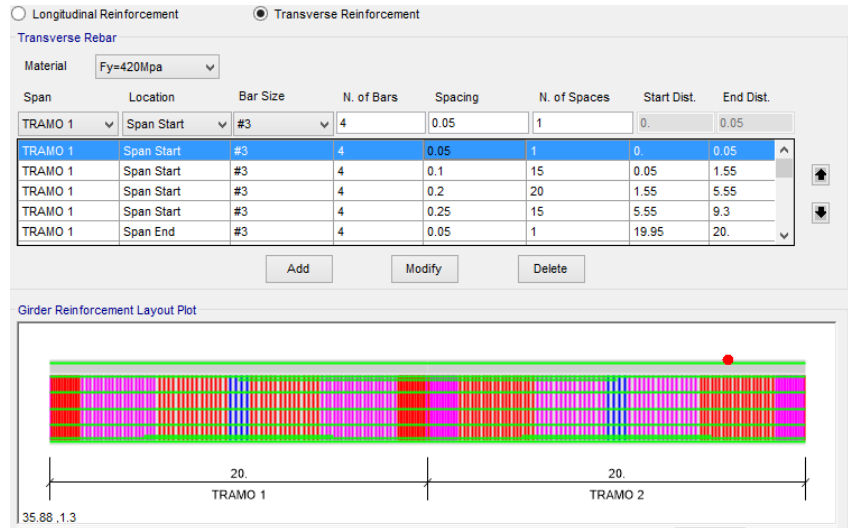
Bar Size	N. of Bars	Reference Line	Dist. Left	Dist. Right	Dist. Vertical	From
#2		Start of TRAMO 1				Bottom
#8	4	Start of TRAMO 1	0.	40.	0.05	Bottom
#8	4	Start of TRAMO 1	0.	40.	0.09	Bottom
#8	4	Center of TRAMO 1	5.	5.	0.13	Bottom
#6	4	Start of TRAMO 1	0.	40.	0.05	Top
#6	4	Start of TRAMO 1	0.	40.	0.25	Top

Add Modify Delete

Girder Reinforcement Layout Plot

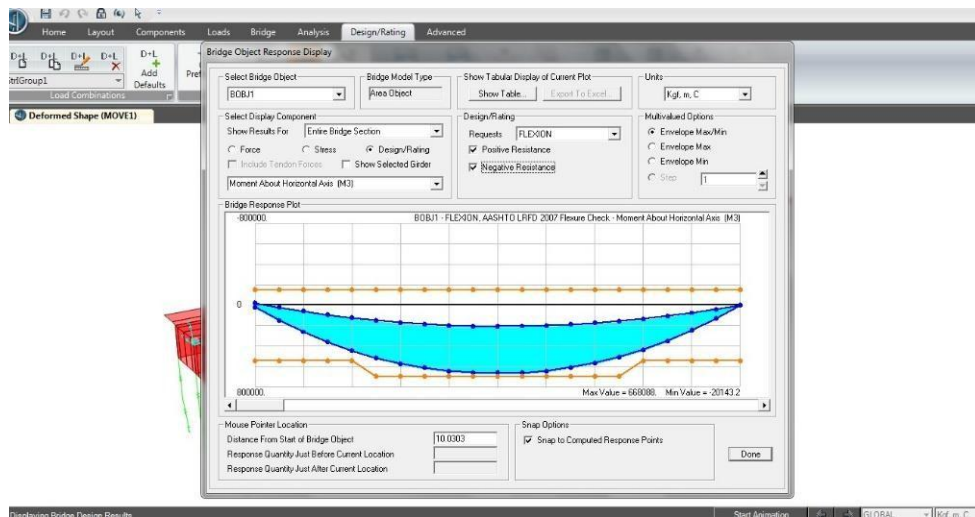
25.25.1.3

Acero inferior: $8\text{Ø}1''$ en dos capas corridas + $4\text{Ø}1''$ Refuerzo inferior central. Acero superior: $4\text{Ø} 3/4''$ en una capa superior + $4\text{Ø}3/4''$ Refuerzo superior central.

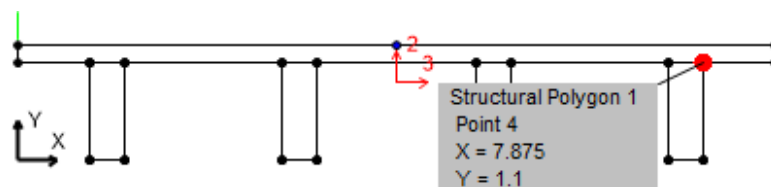


Estribos de $\varnothing 3/8''$ 1@0.05,15@0.10 ; 20@0.20 y rsto @0.25 ambos extremos

CAPACIDAD DE LAS VIGAS A FLEXION



La capacidad envuelve la demanda en el tramo I , OK por flexión



Geometría Final del puente

Los gálibos especificados pueden ser incrementados si el asentamiento precalculado de la superestructura excede los 2.5 cm.

En puentes sobre cursos de agua se denomina Altura Libre, y es la que existe entre el nivel máximo de las aguas y la parte inferior de la superestructura de un puente.

Dicho Gálibo para el caso de las carreteras será 5,50 m. como mínimo. Para el caso de los puentes sobre cursos hídricos, la Altura Libre será determinada por el diseño particular de cada Proyecto, que no será menor a 2,50 m.

Para los puentes sobre cursos navegables, se diseñara alturas libres acorde a las características y dimensiones de las naves que harán uso de la vía.

Los puentes además deberán estar dotados de veredas, cuyo inicio será a partir del borde exterior de las bermas y tendrán un ancho mínimo 0.75 m.

DISEÑO SUPERESTRUCTURA

El AASHTO LRFD establece que los puentes se diseñaran para distintos "ESTADOS LÍMITES".

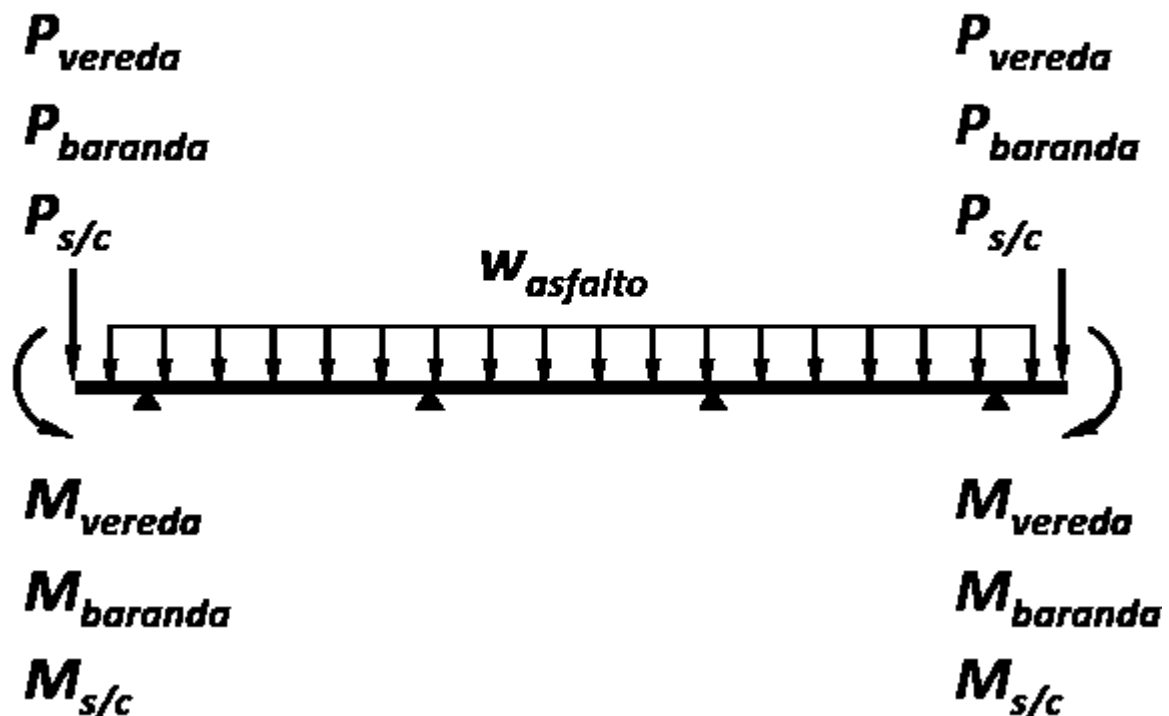
La condición para cada Estado Límite esta dada por la ecuación:



Tabla 3.4.1-2 – Factores de carga para cargas permanentes, γ_p

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
<i>DC</i> : Elemento y accesorios	1,25	0,90
<i>DD</i> : Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
<i>DW</i> : Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
<i>EH</i> : Empuje horizontal del suelo <ul style="list-style-type: none"> • Activo • En reposo 	1,50 1,35	0,90 0,90
<i>EL</i> : Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
<i>EV</i> : Empuje vertical del suelo <ul style="list-style-type: none"> • Estabilidad global • Muros de sostenimiento y estribos • Estructura rígida enterrada • Marcos rígidos • Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares • Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles 	1,00 1,35 1,30 1,35 1,95	N/A 1,00 0,90 0,90 0,90
<i>ES</i> : Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Esquema de Cargas



1. MATERIALES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Un suelo agresivo requiere q la cimentación tenga un concreto denso (f'c 280 de resistencia) pero se necesita por durabilidad no por resistencia.

Se trabajará con concreto reforzado, cuyas propiedades se muestran a continuación:

CONCRETO REFORZADO

Resistencia a Compresión : f'c = 280

Kg/cm2 Peso Específico : Yc = 2500

Kg/m3

Módulo de Elasticidad : E'c = 284418 Kg/cm2

Módulo de Poisson : 0.20

Esfuerzo de Compresión del Concreto $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$

Módulo de Elasticidad del Concreto

$$E_c = 0.043w^{1.5}\sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 284418 \text{ Kg/cm}^2$$

Acero: fy= 4200 kg/cm2 con elongación mínima del 9%. No se permite traslapar refuerzo vertical en zonas confinadas en extremos de soleras y columnas.

RIGIDECES

Las rigideces de los componentes deberán tomar en cuenta el comportamiento a flexión, corte, axial y las deformaciones por deslizamiento del refuerzo, se tomarán los siguientes valores para el cálculo lineal del edificio:

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams-nonprestressed	$0.30-0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	-
Beams-prestressed	E_cI_g	$0.4E_cA_w$	-
Columns with compression due to design gravity loads $\geq 0.5 A_g f'_c$	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Columns with compression due to design gravity loads $\leq 0.3-0.1A_g f'_c$ or with tension	$0.30-0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Beam-column joints	See Section 6.4.2.2.1		E_cA_g
Walls-uncracked [†] (on inspection)	$0.8E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Walls-cracked [†]	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Flat Slabs-nonprestressed	See Section 6.5.4.4.2	$0.4E_cA_g$	-
Flat Slabs-prestressed	See Section 6.5.4.4.2	$0.4E_cA_g$	-

Note: It shall be permitted to take I_g for T-beams as twice the value of I_g of the web alone. Otherwise, I_g shall be based on the effective width as defined in Section 6.3.1.3. For columns with axial compression falling between the limits provided, linear interpolation shall be permitted. ~~Alternately if interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses shall be used.~~

†

Fuente: ASCE/SEI 41-06 sección 6.3.1.2

2. PESO SISMICO EFECTIVO SEGÚN LA NTE E.030

El Peso Sísmico Efectivo del edificio se determina en concordancia con la NTE E.030 que se presenta.

4.3 Estimación del Peso (P)

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.
- En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva.
- En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
- En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.
- En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que puede contener.

Como el edificio tendrá uso especificado, entonces, de acuerdo con la Tabla N°5 de la NTE E. 030 de Diseño Sismorresistente, la categoría de edificación que le corresponde es del Tipo B.

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias , sistemas masivos de transporte , locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

A manera de fórmula, el Peso Sísmico Efectivo del Edificio, P, se determinará como:

$$P = (P_{\text{Dead}} + P_{\text{Live}}) + P_{\text{Other}}$$

Puente Continuo Tipo Viga Losa de
40m de Luz $F'c=280\text{kgf/cm}^2$ (minimo
segun Normativa) $Fy=4200\text{kgf/cm}^2$

Peso del Concreto: 2.5

Tonf/m³ Peso del Asfalto:

2.2 Tonf/m³

Peso de la Vereda: 0.363Tonf/m³

(MTC) Peso Petonal: 0.10Tonf/m

DL3: 15Kgf/m (Peso del Tubo en

Barandas 1 Linea) DL4: 60Kgf/m (Peso
vertical por apoyo de peatón)

Longitud de la Superestructura: 40.00m (2 tramos de
20.00m c/u) Ancho de la Calzada: 7.20m

Espesor de losa de

concreto:0.20m Espesor del

Asfalto: 0.05m

Separacion entre vigas principales:2.20m

Ancho de vigas : 0.40m Altura de Vigas

Principales : 1.30m Separacion de vigas

diafragmas:5.00m

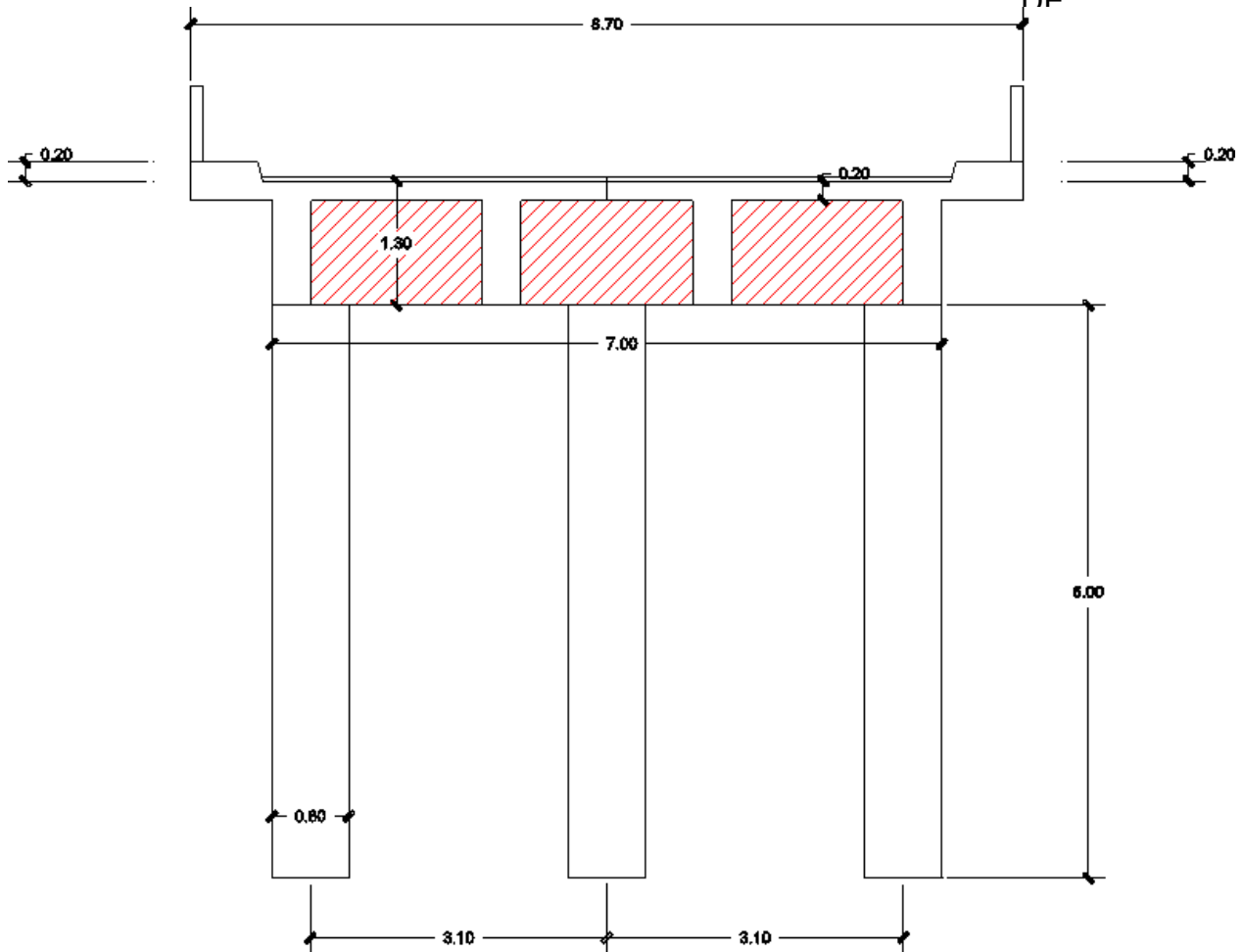
Ancho de vigas diafragma:0.25m Altura de

Vigas Diafragma : 1.00m Ancho de vigas Cabezal:0.80m

Altura de Vigas Diafragma :

1.30m

Las Barrandas son Metálicas de 80cm de altura. de dos filas de Tubos D=1.5" sch40 y
separacion de postes cada 1.00m



ESTADOS DE CARGA

DC: Peso de componentes

estructurales DW: Peso de la

superficie de Desgaste LL:

Sobrecarga Vehicular

PL: Sobrecarga Peatonal

(0.36Tonf/m²) IM: Amplificacion

dinamica de impacto

FACTORES DE CARGA Y

COMBINACIONES; DC:1.25

DW=1.

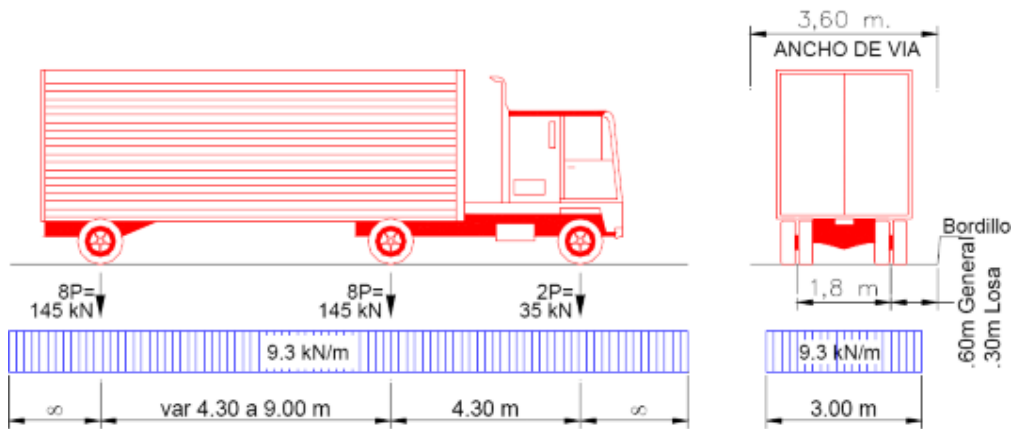
50

LL=1.7

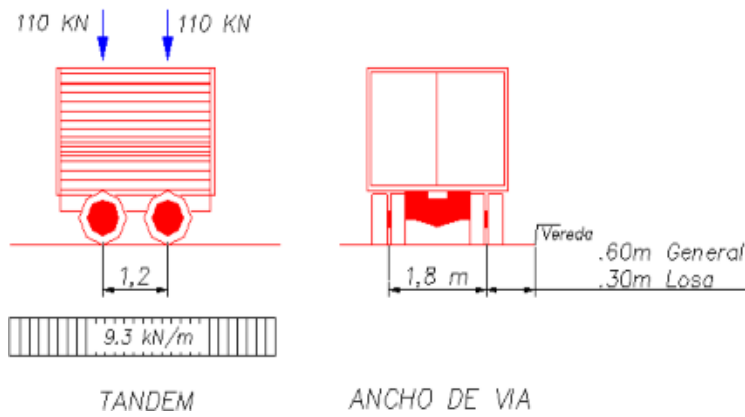
5

IM=33

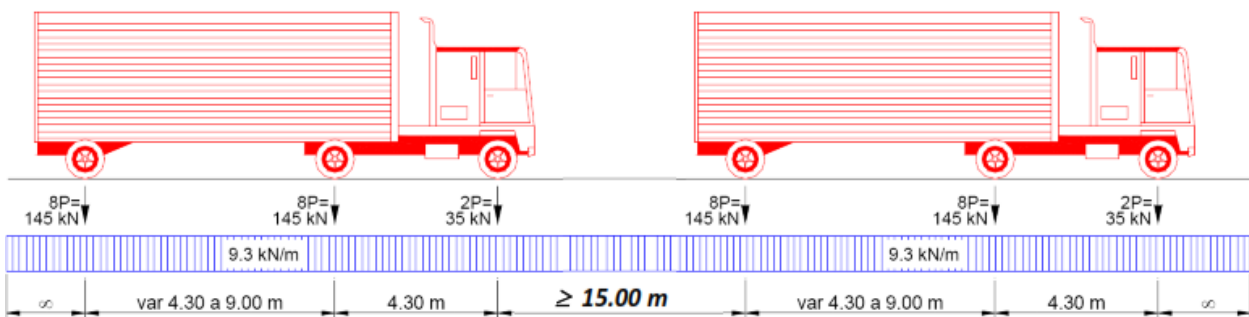
INFORME ESTRUCTURAL
CSIBRIDGEV20



**HL-93K – M(+)
CENTRO LUZ**



**HL-93M – M(-)
EXTREMOS**



**HL-93S – M(-)
CENTRO**

Bridge Layout Line Data

Bridge Layout Line Name

Coordinate System
 GLOBAL

Shift Layout Line

Units
 Tonf, m, C

Plan View (X-Y Projection)

Station:

Bearing:

Radius:

Grade:

X:

Y:

Z:

Coordinates of Initial Station

Global X:

Global Y:

Global Z:

Developed Elevation View Along Layout Line

Initial and End Station Data

Initial Station (m):

Initial Bearing:

Initial Grade in Percent:

End Station (m):

Horizontal Layout Data

Define Layout Data

Bridge Lane Data

General

Lane Name:

Coordinate System
 GLOBAL

Units
 Tonf, m, C

Maximum Lane Load Discretization Lengths

Along Lane:

Across Lane:

Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane

Discretization Length Not Greater Than 1/ of Span Length

Discretization Length Not Greater Than 1/ of Lane Length

Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m	Radius m	
BLL1	40.	1.6	3.2	0.	
BLL1	0.	1.6	3.2	0.	
BLL1	40.	1.6	3.2	0.	

Plan View (X-Y Projection)

Layout Line:

Station:

Bearing:

Radius:

Grade:

X:

Y:

Z:

Snap To Layout Line

Snap To Lane

Objects Loaded By Lane

Program Determined

Group

Lane Edge Type

Left Edge:

Right Edge:

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: Fc=28Mpa

Material Type: Concrete

Material Notes:

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 2.5

Mass per Unit Volume: 0.2549

Units

Tonf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2844180.

Poisson, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 9.900E-06

Shear Modulus, G: 1185075.

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, fc: 2800.

Expected Concrete Compressive Strength: 2800.

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: Fy=420Mpa

Material Type: Steel

Material Notes:

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 7.850E-03

Mass per Unit Volume: 8.005E-06

Units

Kgf, cm, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2000000

Poisson, U: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 769230.8

Other Properties for Steel Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 4200

Minimum Tensile Stress, Fu: 6300

Expected Yield Stress, Fye: 4620

Expected Tensile Stress, Fue: 6930

Switch To Advanced Property Display

Define Bridge Section Data - Concrete Tee Beam

Section Data

Item	Value
Number of Interior Girders	2
Total Width	8.7
Total Depth	1.3
Keep Girders Vertical When Superelevate? (Area & Solid Models)	Yes
Slab Thickness	
Top Slab Thickness (t1)	0.2
Fillet Horizontal Dimension Data	
f1 Horizontal Dimension	0.
f2 Horizontal Dimension	0.
f3 Horizontal Dimension	0.
f4 Horizontal Dimension	0.
Fillet Vertical Dimension Data	
f1 Vertical Dimension	0.
f2 Vertical Dimension	0.
f3 Vertical Dimension	0.
f4 Vertical Dimension	0.
Exterior Girder Data	
Exterior Girder Depth Above Flare (L3)	1.1
Exterior Girder Flare Depth (L4)	0.
Exterior Girder Thickness Above Flare (t3)	0.4
Exterior Girder Thickness Below Flare (t10)	0.4
Interior Girder Data	
Interior Girder Depth Above Flare (L5)	1.1
Interior Girder Flare Depth (L6)	0.
Interior Girder Thickness Above Flare (t4)	0.4
Interior Girder Thickness Below Flare (t11)	0.4
Left Overhang Data	
Left Overhang Length (L1)	0.85
Left Overhang Outer Thickness (t5)	0.2
Right Overhang Data	
Right Overhang Length (L2)	0.85
Right Overhang Outer Thickness (t6)	0.2
Live Load Curb Locations	
Distance to Live Load Curb (L7)	0.

Section is Legal

Define Bridge Section Data - Concrete Tee Beam

Section Data

Item	Value
Exterior Girder Data	
Exterior Girder Depth Above Flare (L3)	1.1
Exterior Girder Flare Depth (L4)	0.
Exterior Girder Thickness Above Flare (t3)	0.4
Exterior Girder Thickness Below Flare (t10)	0.4
Interior Girder Data	
Interior Girder Depth Above Flare (L5)	1.1
Interior Girder Flare Depth (L6)	0.
Interior Girder Thickness Above Flare (t4)	0.4
Interior Girder Thickness Below Flare (t11)	0.4
Left Overhang Data	
Left Overhang Length (L1)	0.85
Left Overhang Outer Thickness (t5)	0.2
Right Overhang Data	
Right Overhang Length (L2)	0.85
Right Overhang Outer Thickness (t6)	0.2
Live Load Curb Locations	
Distance to Live Load Curb (L7)	0.

Section is Legal

Bridge Diaphragm Property

Diaphragm Name:

Units:

Select Diaphragm Type

- Solid (Applies to Concrete Bridges Only)
- Chord and Brace (Applies to Steel Bridges Only)
- Single Beam (Applies to Steel Bridges Only)
- Steel Plate (Applies to Steel U Girder Internal Only)

Solid Diaphragm Parameters

Diaphragm Thickness:

Diaphragm Depth (For Concrete Solid Girder Bridge Section Only):

Bridge Bearing Data

Bridge Bearing Name:

Units:

Bridge Bearing Is Defined By:

- Link/Support Property
- User Definition

User Bearing Properties

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Fixed	
Rotation About Vertical (R1)	Fixed	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Fixed	
Rotation About Layout Line (R3)	Fixed	

Bridge Bearing Data

Bridge Bearing Name:

Units:

Bridge Bearing Is Defined By:

- Link/Support Property
- User Definition

User Bearing Properties

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Free	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

Foundation Spring Data

Foundation Spring Name:

Units:

Foundation Spring Is Defined By:

- Link/Support Property
- User Definition

Property is Defined for This Length in a Line Spring:

Property is Defined for This Area in an Area Spring:

User Foundation Spring

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Along Skew (U2)	Fixed	
Translation Normal to Skew (U3)	Fixed	
Rotation About Vertical (R1)	Fixed	
Rotation About Line Along Skew (R2)	Fixed	
Rotation About Line Normal to Skew (R3)	Fixed	

Rectangular Section

Section Name: Display Color:

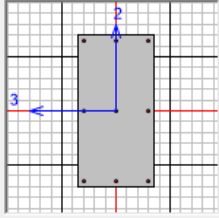
Section Notes:

Dimensions

Depth (t3):

Width (t2):

Section



Properties

Material:

Property Modifiers:

Rectangular Section

Section Name: Display Color:

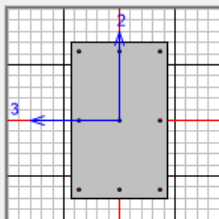
Section Notes:

Dimensions

Depth (t3):

Width (t2):

Section



Properties

Material:

Property Modifiers:

Circular Section

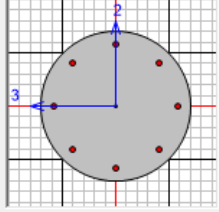
Section Name: C80 Display Color: ■

Section Notes:

Dimensions

Diameter (t3):

Section



Material

+ F'c=28Mpa

Property Modifiers

Properties

Bridge Abutment Data

Bridge Abutment Name: APOYO Units: Tonf, m, C

Girder Support Condition

Integral

Connect to Girder Bottom Only

Substructure Type

Foundation Spring

Continuous Beam (Continuously Supported)

Section Property: + ESTRIBO

Beam Length:

Foundation Spring

Foundation Spring Property: + Fixed

Note: When substructure type is grade beam, foundation spring property represents a line spring.

Bridge Bent Column Data

Bridge Bent Name: PILAS Modify/Show Properties: Frame Section Properties... Foundation Spring Properties... Units: Tonf, m, C

Column Data

Column	Section	Distance	Height	Angle	Foundation Spring
1	C80	0.4	6.	0.	Fixed
2	C80	3.5	6.	0.	Fixed
3	C80	6.6	6.	0.	Fixed

Seismic Hinge Data

Column	RH Long	RH Trans	Hinge Prop. Top	Hinge Prop. Bottom
1	1.	1.	Auto	Auto
2	1.	1.	Auto	Auto
3	1.	1.	Auto	Auto

Moment Releases at Top of Column

Column	R1 Release	R2 Release	R3 Release	R1 Stiffness	R2 Stiffness	R3 Stiffness
1	Fixed	Fixed	Fixed			
2	Fixed	Fixed	Fixed			
3	Fixed	Fixed	Fixed			

OK Cancel

Bridge Bent Data

Bridge Bent Name: BENT1 Units: Tonf, m, C

Bent Data

Cap Beam Section: CABEZAL

Cap Beam Length: 7.

Number of Columns: 3

Modify/Show Column Data...

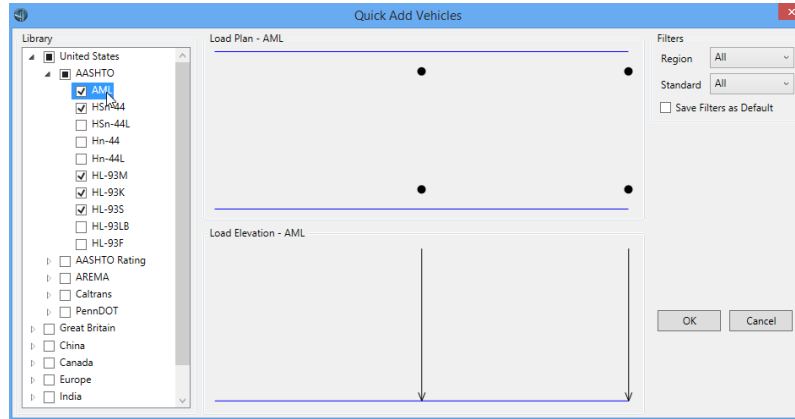
Bent Type

Single Bearing Line (Continuous Superstructure)
 Double Bearing Line (Discontinuous Superstructure)

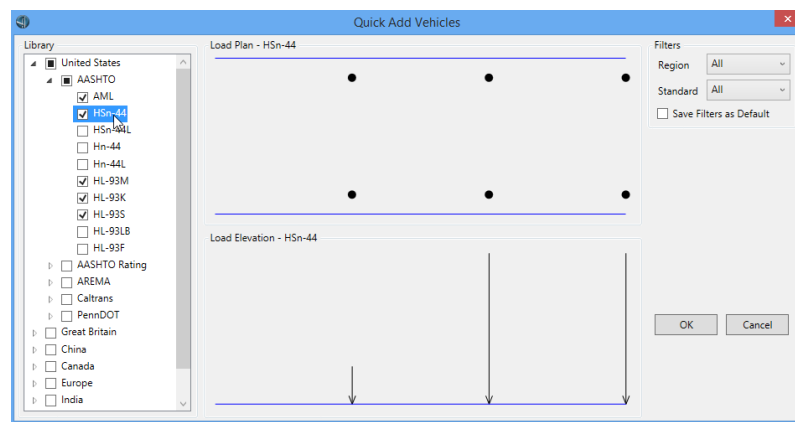
Girder Support Condition

Integral
 Connect to Girder Bottom Only

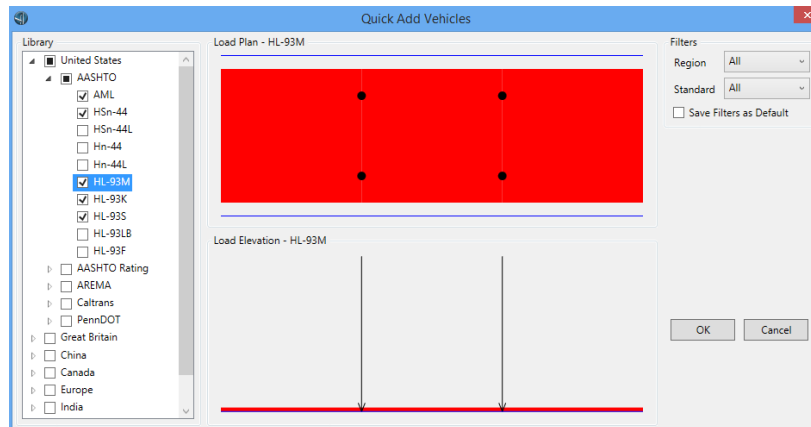
OK Cancel



Tandem que considera el peso de las llantas LL



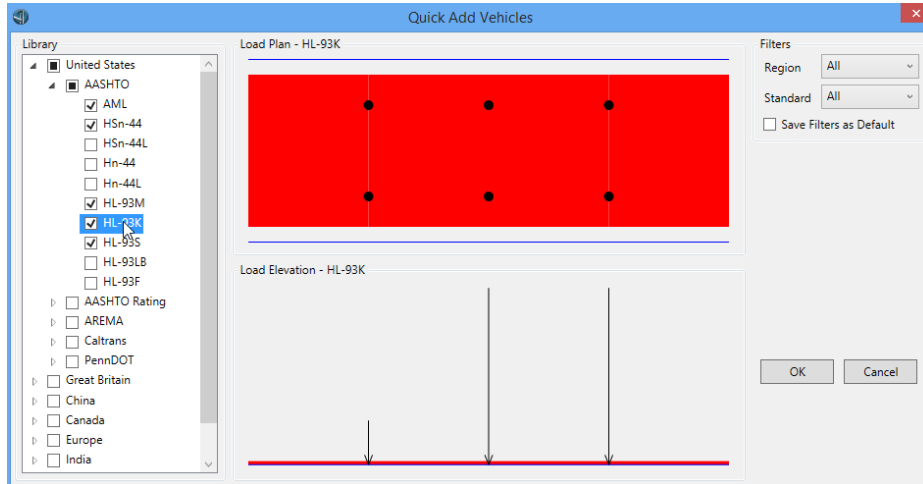
Tridem que considera el peso de las llantas LL



Uniform Load Scale Factor: Axle Load Scale Factor:

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.93	Fixed Width	3.	11.	Two Points	1.8
Fixed Length	1.2		0.93	Fixed Width	3.	11.	Two Points	1.8
Trailing Load	Infinite		0.93	Fixed Width	3.			

Tandem HL-93M que considera el peso de las llantas LL +IM +LS



Loads

Uniform Load Scale Factor: 1 Axle Load Scale Factor: 1.33

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.93	Fixed Width	3.	4.8	Two Points	1.8
Leading Load	Infinite		0.93	Fixed Width	3.	4.8	Two Points	1.8
Fixed Length	4.3		0.93	Fixed Width	3.	19.3	Two Points	1.8
Variable Length	4.3	9.	0.93	Fixed Width	3.	19.3	Two Points	1.8
Trailing Load	Infinite		0.93	Fixed Width	3.			

Tridem HL-93K , que considera el peso de las llantas LL +IM +LS



Loads

Uniform Load Scale Factor: 1 Axle Load Scale Factor: 1.33

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.93	Fixed Width	3.	3.5	Two Points	1.8
Leading Load	Infinite		0.93	Fixed Width	3.	3.5	Two Points	1.8
Fixed Length	4.3		0.93	Fixed Width	3.	14.5	Two Points	1.8
Fixed Length	4.3		0.93	Fixed Width	3.	14.5	Two Points	1.8
Variable Length	15.	0. (Infinite)	0.93	Fixed Width	3.	3.5	Two Points	1.8
Fixed Length	4.3		0.93	Fixed Width	3.	14.5	Two Points	1.8
Fixed Length	4.3		0.93	Fixed Width	3.	14.5	Two Points	1.8
Trailing Load	Infinite		0.93	Fixed Width	3.			

2 Tridem HL-93S , que considera el peso de las llantas LL +IM +LS separados a 15m

Vehicle Class Data

Vehicle Class Name:

Define Vehicle Class

Vehicle Name	Scale Factor
HL-93K	1.
HL-93K	1.
HL-93M	1.
HL-93S	1.

Vehicle	Lane	Start Dist	Start Time	Direction	Speed	Location
HL-93M	LANE1	0	0	Forward	40/3.6	

Multi Step Bridge Live Load Pattern Generation

Vehicle	Lane	Start Dist	Start Time	Direction	Speed	Location
HSn-44	LANE2	40.	1.	Backward	11.1111	
HSn-44	LANE1	0.	0.	Forward	11.1111	
HSn-44	LANE1	0.	1.	Forward	11.1111	
HSn-44	LANE2	40.	0.	Backward	11.1111	
HSn-44	LANE2	40.	1.	Backward	11.1111	

Note: Vehicles that are defined using a uniform load will not be included in the program generated multi-step load case. Click this note to see a list of vehicles defined using uniform loads.

Load Pattern Discretization Information

Duration of Loading is: seconds

Discretize Load every: seconds

Units

Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name: Units:

Load Direction

Load Type:

Coordinate System:

Direction:

Load Value

Left Edge Value:

Right Edge Value:

Load Transverse Location

Left Reference Location:

Left Load Distance from Left Ref. Location:

Right Reference Location:

Right Load Distance from Right Ref. Location:

Load Vertical Location

Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

$$2.20\text{Tonf/m}^3 \times 0.05\text{m} = 0.11\text{Tonf/m}^2$$

Bridge Object Data

Bridge Object Name: Layout Line Name: Coordinate System: Units:

Define Bridge Spans

Span Label	Start Station m	Length m	End Station m	Start Support	End Support
TRAMO 2	20.	20.	40.	BENT1	ABUTMENT
TRAMO 1	0.	20.	20.	ABUTMENT	BENT1
TRAMO 2	20.	20.	40.	BENT1	ABUTMENT

By Station
 By Length

Note: 1. Bridge object location is based on bridge section insertion point following specified layout line.

Bridge Object Plan View (X-Y Projection)

Modify/Show Assignments

- Spans
- User Discretization Points
- Abutments
- Bents
- In-Span Hinges (Expansion Jts)
- In-Span Cross Diaphragms**
- Superelevation
- Prestress Tendons
- Girder Rebar
- Staged Construction Groups
- Point Load Assigns
- Line Load Assigns

Lock to Prevent Updating the Linked Model

Bridge Object In-Span Cross-Diaphragm Assignments

Bridge Object Name: VIGA -LOSA Units: Tonf, m, C

In-Span Cross-Diaphragm Definition

Span	Diaphragm Property	Location	Bearing	Distance	Ref Line
TRAMO 2	DIAF25	All Spaces	Default	15.	Layout Line
TRAMO 1	DIAF25	All Spaces	Default	5.	Layout Line
TRAMO 1	DIAF25	All Spaces	Default	10.	Layout Line
TRAMO 1	DIAF25	All Spaces	Default	15.	Layout Line
TRAMO 2	DIAF25	All Spaces	Default	5.	Layout Line
TRAMO 2	DIAF25	All Spaces	Default	10.	Layout Line
TRAMO 2	DIAF25	All Spaces	Default	15.	Layout Line

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

Load Case Data - Moving Load

Load Case Name: LL Set Def Name Modify/Show...

Load Case Type: Moving Load Design...

Stiffness to Use:

 Zero Initial Conditions - Unstressed State

 Stiffness at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Directional Factors:

 Vertical 1.

 Braking/Acceleration

 Centrifugal

MultiLane Scale Factors

Number of Lanes Loaded	Reduction Scale Factor
1	1.2
2	1

Modify

Lanes Loaded for Assignment 1

List of Lane Definitions: [Empty]

Selected Lane Definitions: LANE1, LANE2

Mass Source: MSSSRC1

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DC	Linear Static	1.25
DC	Linear Static	1.25
VIENTO	Linear Static	0.4
FREN	Linear Static	1.35
PL	Linear Static	1.35
DW	Linear Static	1.5
BAR	Linear Static	1.25
VEREDA	Linear Static	1.25

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DC	Linear Static	1.25
DC	Linear Static	1.25
FREN	Linear Static	1.
PL	Linear Static	1.
DW	Linear Static	1.5
BAR	Linear Static	1.25
VEREDA	Linear Static	1.25
EQx	Response Spectrum	1.

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DC	Linear Static	1.
DC	Linear Static	1.
VIENTO	Linear Static	0.3
LL	Linear Multi-step Static	1.
FREN	Linear Static	1.
PL	Linear Static	1.
DW	Linear Static	1.
BAR	Linear Static	1.
VEREDA	Linear Static	1.

Update Bridge Structural Model

Select a Bridge Object and Action

Bridge Object: VIGA -LOSA Action: Clear and Create Linked Model

Modify/Show Selected Bridge Object...

Discretization Information

Maximum Segment Length for Deck Spans:

Maximum Segment Length for Bent Cap Beams:

Maximum Segment Length for Bent Columns:

Structural Model Options

Update as Spine Model Using Frame Objects

Update as Area Object Model

Preferred Maximum Submesh Size:

Mesh Slab at Critical Steel I-Girder Locations

Update as Solid Object Model

Preferred Maximum Submesh Size:

OK Cancel

Line Load Assignments - VIGA -LOSA

Line Load Data

Load Pattern	Load Distribution	Start Station	End Station	Transverse Variation
		m	m	
BARANDA	BAR-IZQ.	0.	40.	None
BARANDA	BAR-DER.	0.	40.	None

Add New

Add Copy

Delete

Up Down

+ Load Patterns

+ Load Distributions

+ Variations

Tonf, m, C

OK Cancel

Area Load Assignments - VIGA -LOSA

Area Load Data

Load Pattern	Load Distribution	Start Station	End Station	Left Edge Variation	Right Edge Variation
		m	m		
DW	ASFALTO	0.	40.	None	None
PL	PL-IZQ	0.	40.	None	None
PL	PL-DER	0.	40.	None	None
VEREDA	VER-IZQ	0.	40.	None	None
VEREDA	VER-DER	0.	40.	None	None

Add New

Add Copy

Delete

Up Down

+ Load Patterns

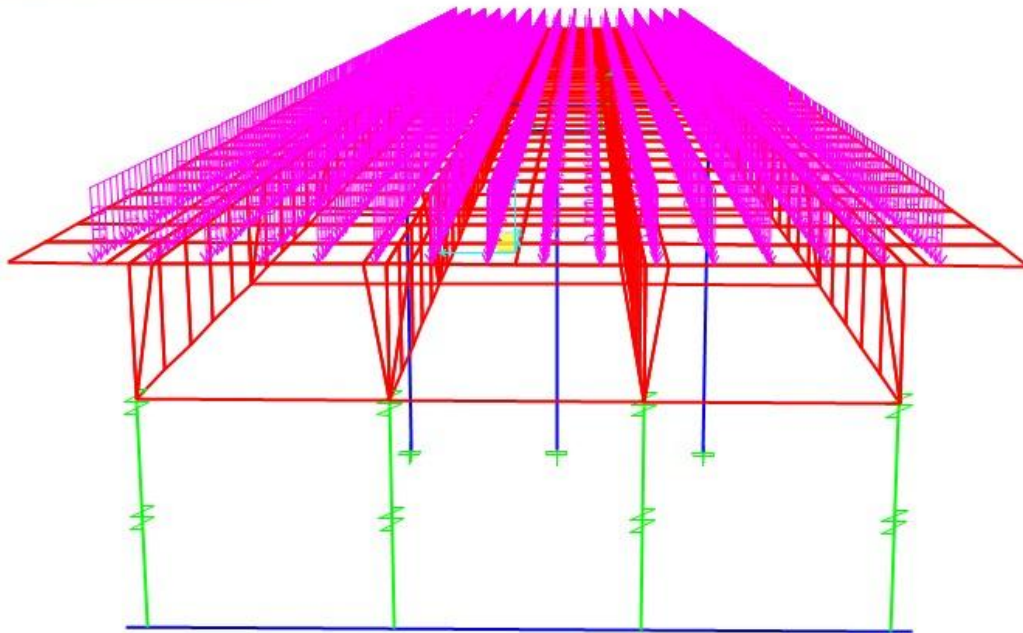
+ Load Distributions

+ Variations

Tonf, m, C

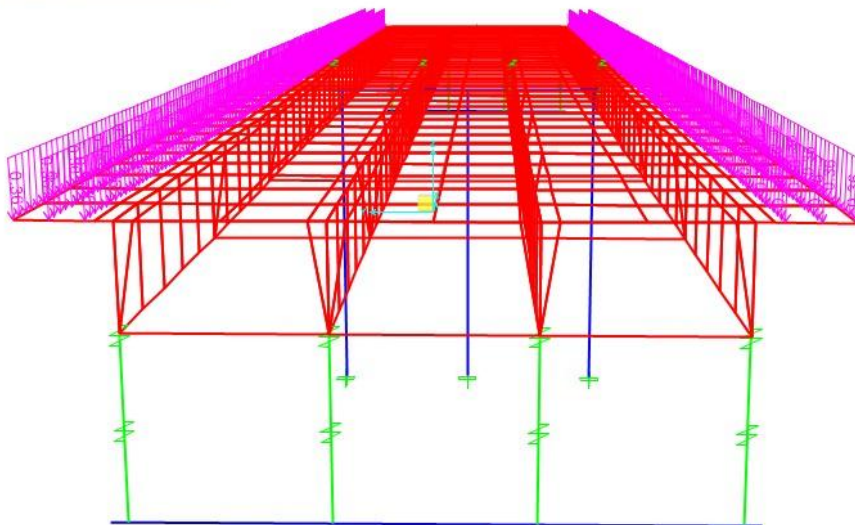
OK Cancel

Bridge Object Loads (DW)



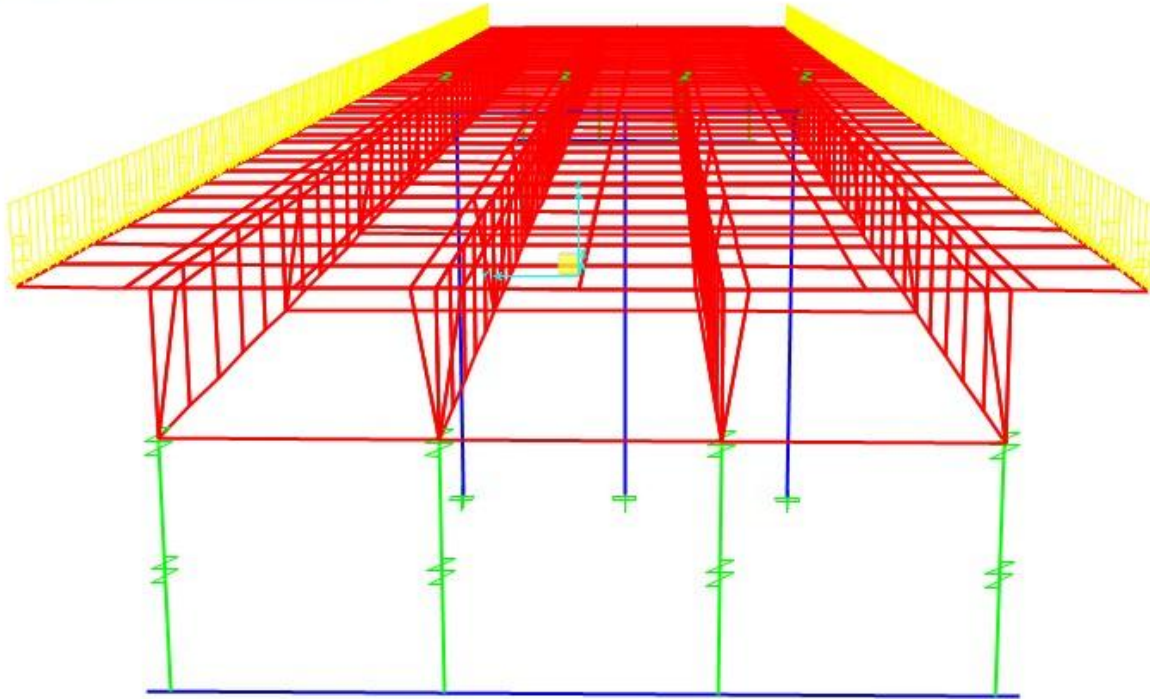
Cargas del Asfalto

Bridge Object Loads (PL)

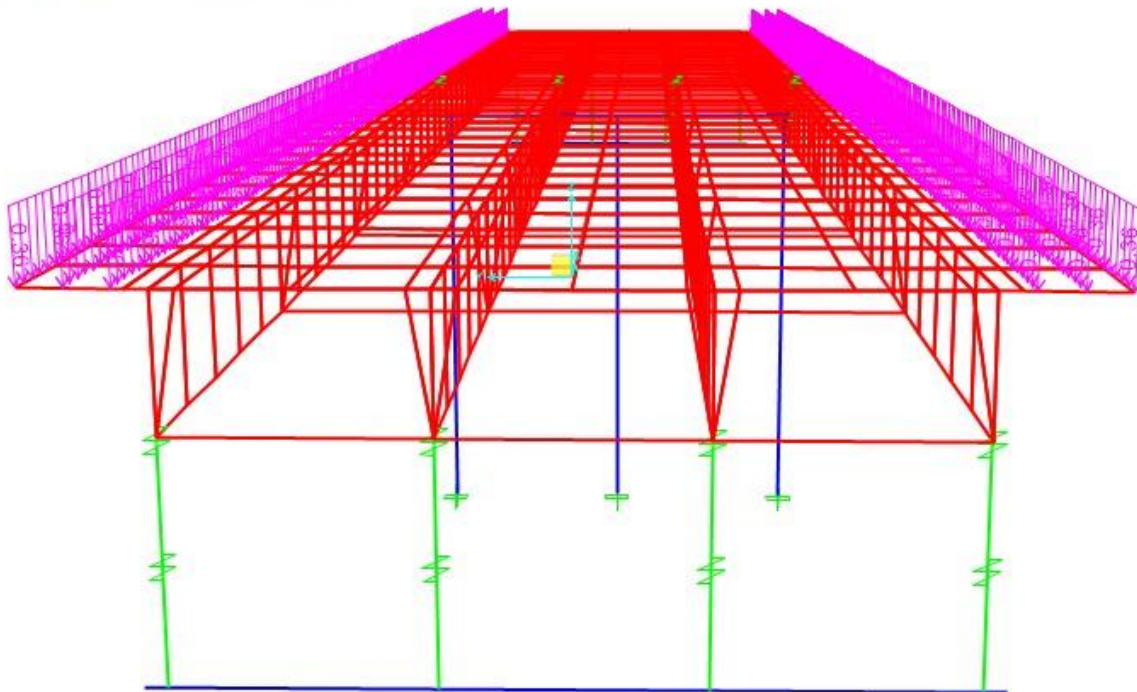


Carga Peatonal

Bridge Object Loads (BARANDA)



Bridge Object Loads (VEREDA)



**NORMA AASHTO
STANDARD**

$$Mu=1.3(Mcm+1.67(1.3$$

$$Mcv))$$

Mcm: Peso Propio , Peso

Asfalto Mcv: Carga Viva Vehicular ,
Carga Impacto

LRFD

$$Mu=1.25DC+1.5DW+1.75(1.33LL+LS)$$

DC: Peso

Propio

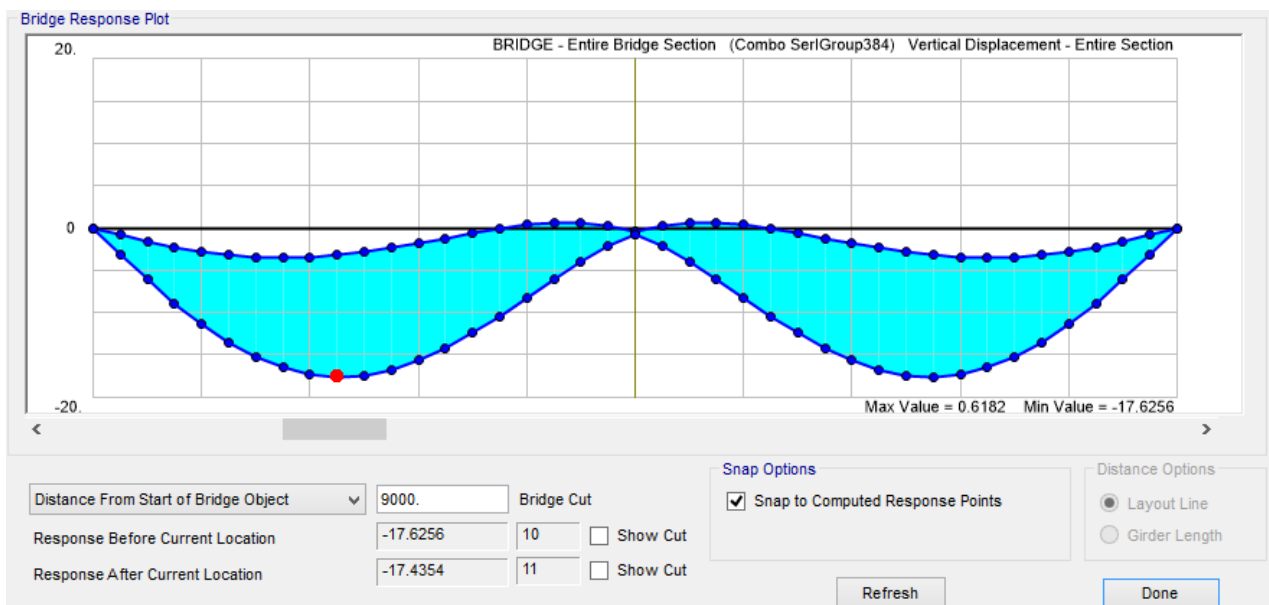
DW: Peso

Asfalto

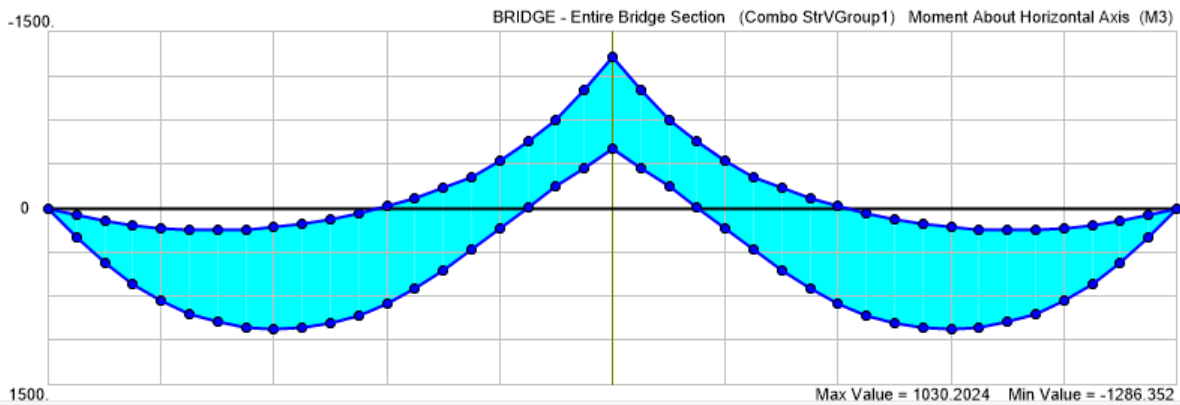
LL: Carga Viva Vehicular , Carga de Impacto ,

Sobrecarga del Carril LS: Carga Viva Vehicular ,
Carga Impacto

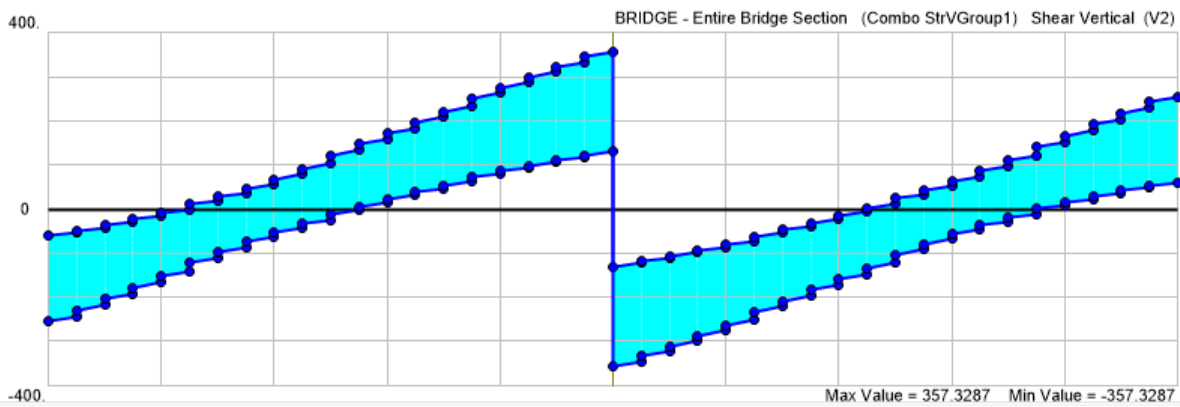
DIAGRAMA EN LA VIGA PRINCIPAL AASHTO – LRFD ,H=1.30mts



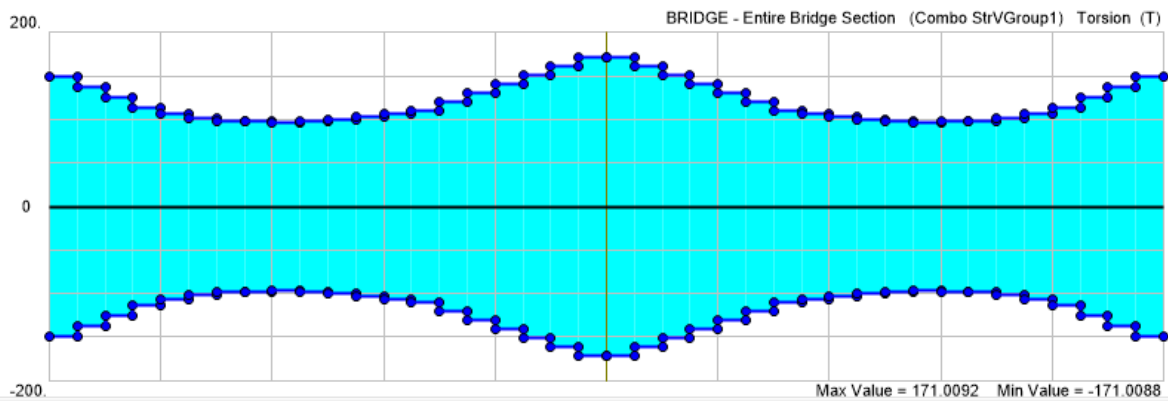
La flecha para condiciones de servicio es de 17.4354mm < 20mm ,Ok



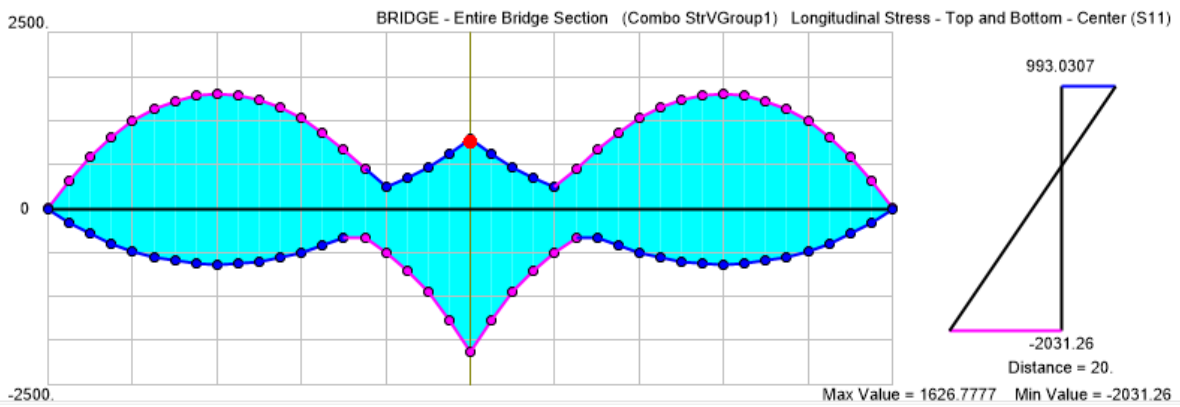
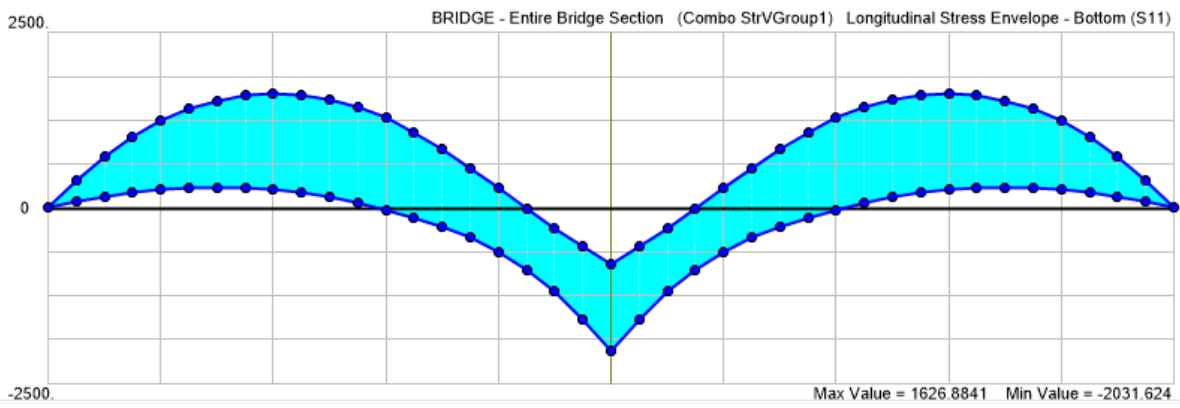
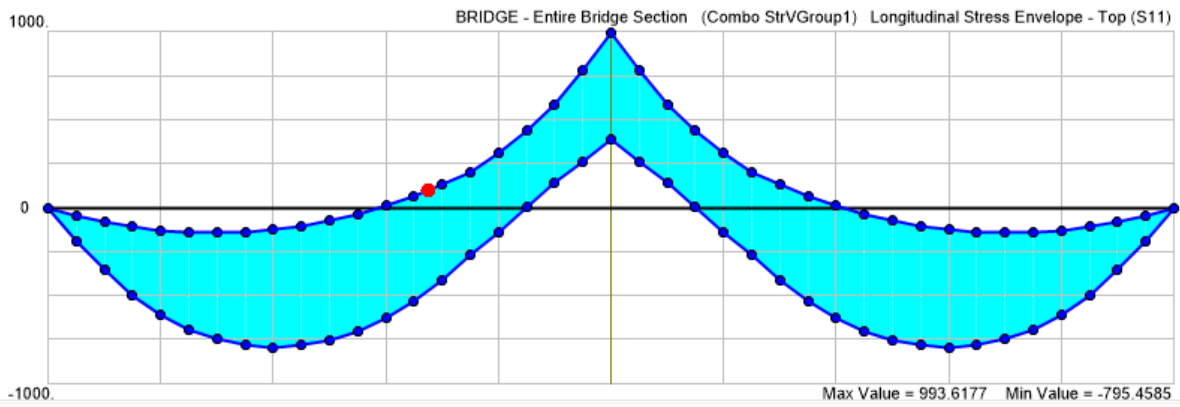
Resistencia I : $M(+)=1030.2024\text{Tonf}\cdot\text{m}$ $M(-)=1286.352\text{Tonf}\cdot\text{m}$



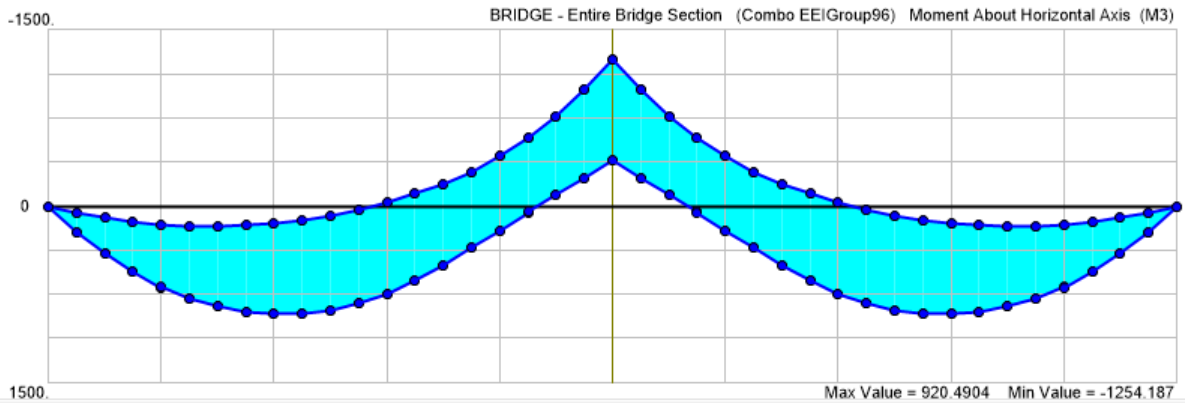
Resistencia I : $V(+)=357.3287\text{Tonf}$ $V(-)=357.3287\text{Tonf}$



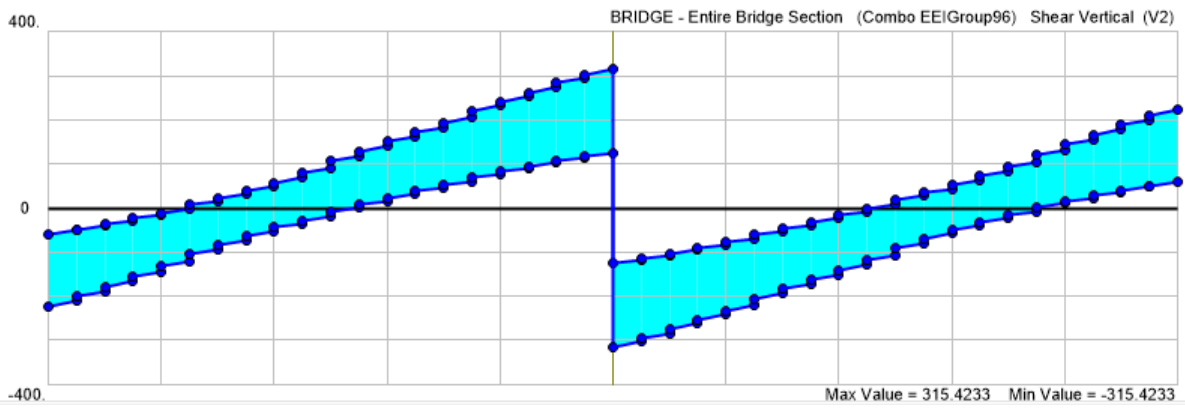
Resistencia I : $T(+)=171\text{Tonf}$ $T(-)=171\text{Tonf}$



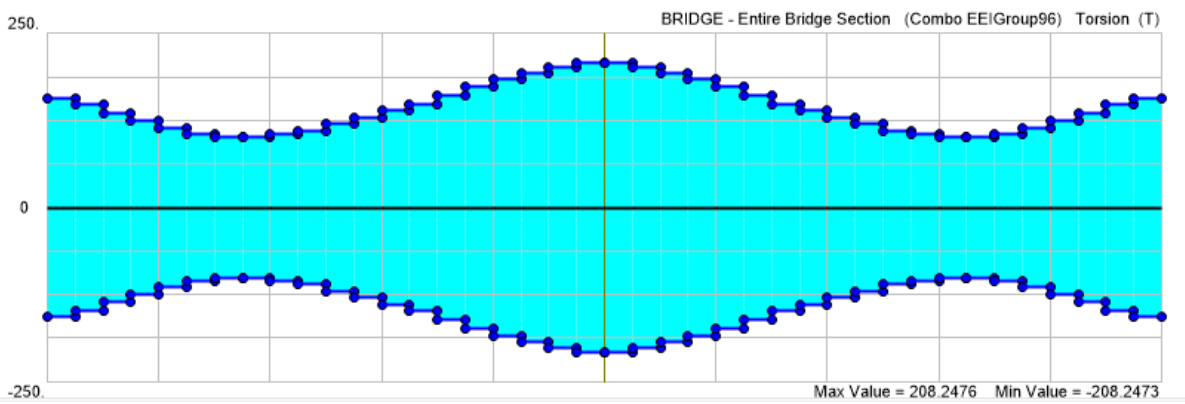
Esfuerzos de Compresion 203.126Kgf/cm² <
 280 Kgf/cm²



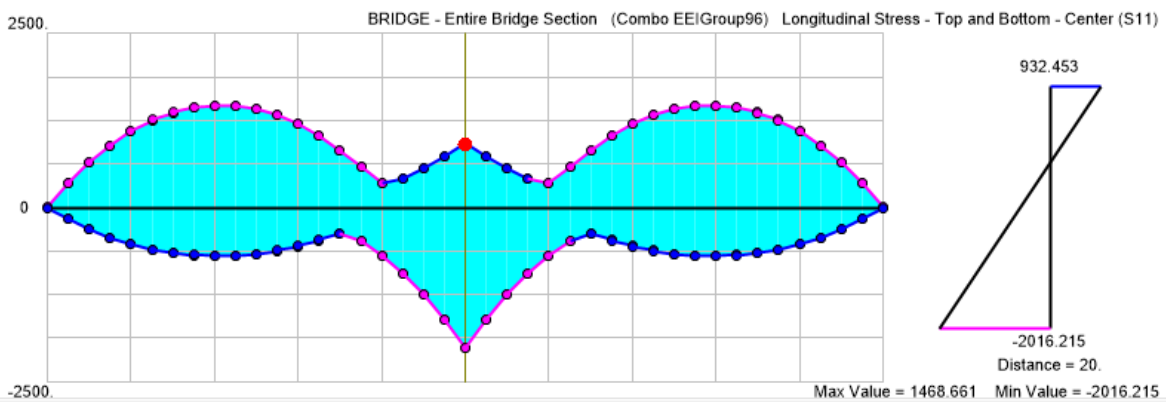
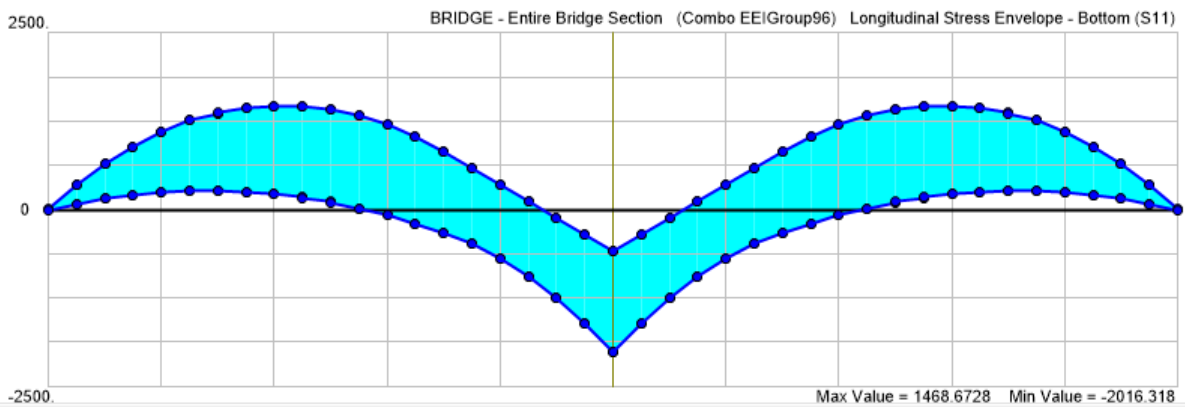
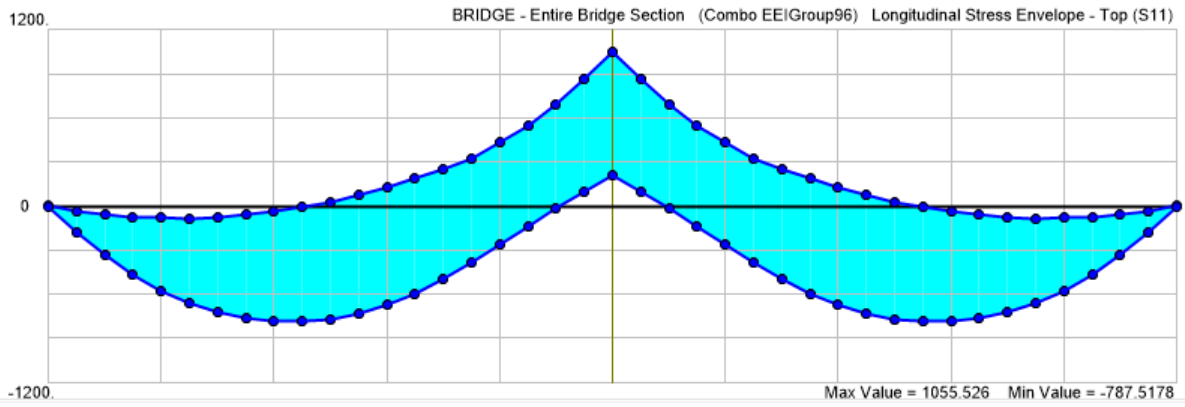
Evento Extremo I : $M(+)=920.4904\text{Tonf}\cdot\text{m}$ $M(-)=1254.187\text{Tonf}\cdot\text{m}$



Evento Extremo I : $V(+)=315.4233\text{Tonf}$ $V(-)=315.4233\text{Tonf}$



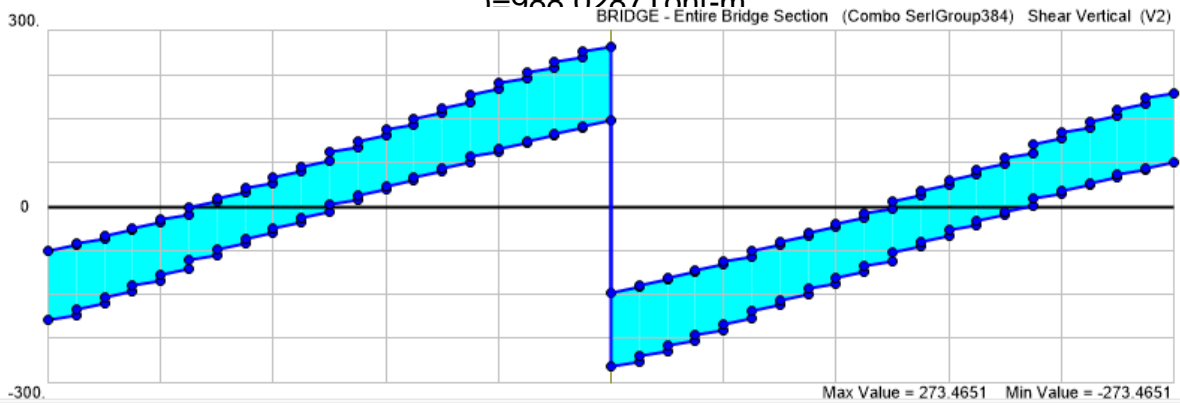
Evento Extremo I : $T(+)=208.247\text{Tonf}$ $T(-)$



Esfuerzos de Compresion 201.6215Kgf/cm2 <

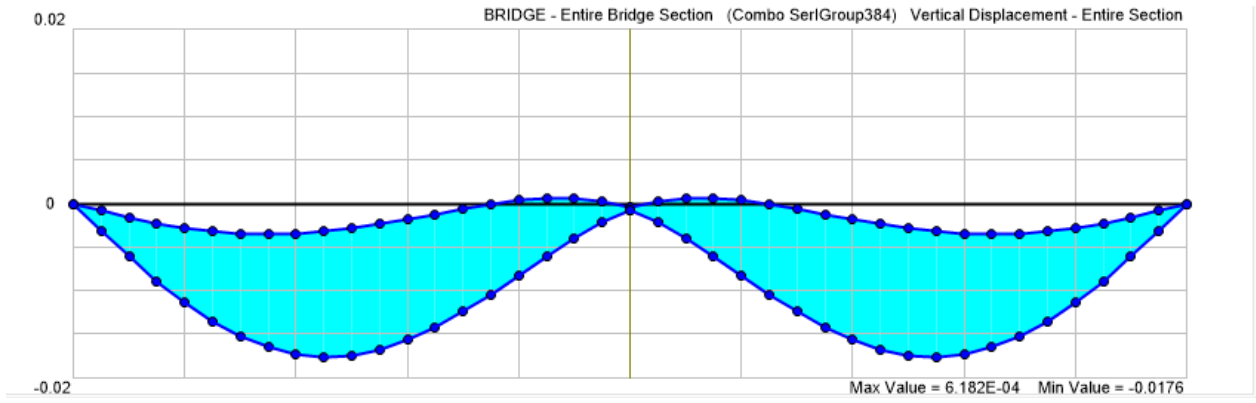


Servicio I : $M(+)=783.3327\text{Tonf}\cdot\text{m}$ $M(-)$
 $=988.0287\text{Tonf}\cdot\text{m}$



Servicio I : $V(+)=273.4651\text{Tonf}$ $V(-)$
 $=273.4651\text{Tonf}$

Flecha de la seccion del puente de



Flecha de la seccion del puente de

PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA

En este apartado se desarrolla el procedimiento de cálculo del periodo fundamental, T, de la estructura para cada dirección principal de análisis, se muestra a continuación:

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
Modal	Mode	1	0.618601	1.61655022...	10.1570846...	103.166367...
Modal	Mode	2	0.194379	5.14458511...	32.3243816...	1044.86564...
Modal	Mode	3	0.149371	6.69474005...	42.0642923...	1769.40469...
Modal	Mode	4	0.149057	6.70884645...	42.1529254...	1776.86912...
Modal	Mode	5	0.137966	7.24816360...	45.5415550...	2074.03323...
Modal	Mode	6	0.117902	8.48160528...	53.2914977...	2839.98372...
Modal	Mode	7	0.053281	18.7685053...	117.925997...	13906.5408...
Modal	Mode	8	0.049534	20.1882839...	126.846729...	16090.0927...
Modal	Mode	9	0.047486	21.0588661...	132.316758...	17507.7245...
Modal	Mode	10	0.047299	21.1422441...	132.840637...	17646.6350...

CARGA AXIAL PARA PROCEDER CON EL ANALISIS DE ZAPATAS

Teniendo la carga de servicio que transmite cada columna a la fundación procedemos con el diseño de teniendo en cuenta los resultados más críticos

F1=171.26
F2=0.57
F3=-11.32
M1=-0.93
M2=89.16
M3=1.52

F1=176.35
F2=0.48
F3=-10.84
M1=-0.95
M2=87.09
M3=1.28

F1=173.49
F2=-0.58
F3=-11.32
M1=-0.93
M2=89.16
M3=-1.53

4°

- Verificación por Cortante
 $\phi = 0.75$
 $V_{du} = 1422.0258$
 $\phi V_c = 131476.5$

$$V_u / \phi V_c = 0.0020$$

$$\phi \cdot V_c = 0.53 \cdot \phi \cdot \sqrt{f'_c}$$

$V_{du} < \phi V_c$ (Conforme)

5°

Diseño por Flexión

$$\phi = 0.9$$

- Dirección Longitudinal

Usar 15 ϕ 3/4" @ 18.8 cm

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

$M_u = 2418$ Kg-m
 $R_u = 0.17$ Kg/cm²
 $\rho = 4.586E-05$
 $\rho_{min} = 0.0018$
 $A_s = 40.3$ cm²
 $A_v = 2.85$ cm²
var = 14.1
Esp. S = 18.8 cm

$$\rho = \frac{100 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot f_y - \sqrt{(100 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot f_y)^2 - 23600 \cdot \phi \cdot R_u \cdot f'_c \cdot f_y^2}}{118 \cdot \phi \cdot f_y^2}$$

→ 15 varillas

- Dirección Transversal

Usar 45 ϕ 3/4" @ 20.1 cm

$A_{st} = 129.6$ cm²
var = 45.5
Esp. S = 20.1 cm

→ 45 varillas

6°

Transferencia de Carga de la Columna a la Zapata

- Resistencia al Aplastamiento de la Columna

$$\phi_n = 0.65$$

$$P_n = \frac{P_U}{\phi}$$

$$P_{nb} = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_c$$

Sobre la Columna
De la Columna

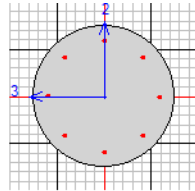
$P_n = 66960$ Kg
 $P_{nb} = 13328000$ Kg

$P_n < P_{nb}$ (No Necesita Dowels)

$A_{smin} = 280.0$ cm²

DIAGRAMA DE INTERACCION COLUMNA CIRCULAR D=80cm

Se muestra los respectivos diagramas de interacción de la columna- D=80cm y se puede apreciar que las combinaciones de carga P-M caen dentro del diagrama por lo que se considera que el diseño es correcto



Units Kgf, cm, C

ACI 318-14 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Kgf, cm, C (Summary)

Element : 8 D=80.000 dc=6.223
 Section ID : C90 E=284418.000 fc=280.000 Lt. Wt. Fac.=1.000
 Combo ID : Str1Group1 L=735.000 fy=4200.000 fys=4200.000
 Station Loc : 0.000 RLLP=1.000

Phi(Compression-Spiral): 0.750
 Phi(Compression-Tied): 0.650
 Phi(Tension Controlled): 0.900
 Phi(Shear): 0.750
 Phi(Seismic Shear): 0.600
 Phi(Joint Shear): 0.850

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, M3

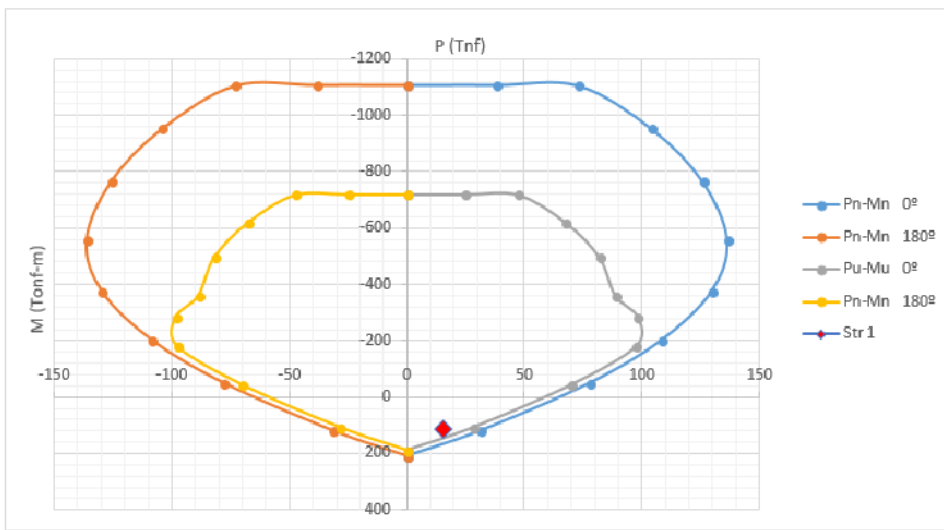
Rebar Area	Design Pu	Design M2	Design M3	Minimum M2	Minimum M3
192.532	251404.359	16328931.74	1056959.370	986510.703	986510.703

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS

	Cm Factor	Delta_ns Factor	Delta_s Factor	K Factor	L Length
Major Bending (M3)	1.000	1.071	1.000	1.000	670.000
Minor Bending (M2)	1.000	1.071	1.000	1.000	670.000

SHEAR DESIGN FOR V2,V3

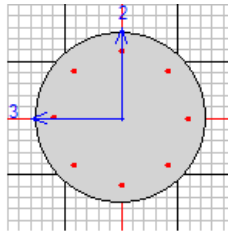
	Rebar Av/s	Shear Vu	Shear phi*Vc	Shear phi*Vs	Shear Vp
Major Shear (V2)	0.000	788.514	45352.420	0.000	0.000
Minor Shear (V3)	0.000	18972.922	45352.420	0.000	0.000



109.014 14.932
 PU MU

De los respectivos diagramas se obtuvo: Los Mu están por debajo del Momento Nominal (Diseño), si es que hay algún punto cae en la parte extrema verificar por el método de contorno de carga o de Bresler.

ACERO LONGITUDINAL EN COLUMNA CIRCULAR D=80cm



Units Kgf, cm, C

ACI 318-14 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Kgf, cm, C (Summary)

Element : 8 D=80.000 dc=6.223
 Section ID : C80 E=284418.000 fc=280.000 Lt.Wt. Fac.=1.000
 Combo ID : StrIGroup1 L=735.000 fy=4200.000 fys=4200.000
 Station Loc : 335.000 RLLF=1.000

Phi(Compression-Spiral): 0.750
 Phi(Compression-Tied): 0.650
 Phi(Tension Controlled): 0.900
 Phi(Shear): 0.750
 Phi(Seismic Shear): 0.600
 Phi(Joint Shear): 0.850

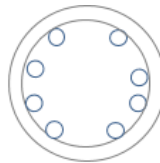
AXIAL FORCE & BIAIXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, M3

Rebar Area	Design Pu	Design M2	Design M3	Minimum M2	Minimum M3
72.942	104442.765	9137664.039	421504.798	409833.409	409833.409

AXIAL FORCE & BIAIXIAL MOMENT FACTORS

	Cm Factor	Delta_ns Factor	Delta_s Factor	K Factor	L Length
Major Bending(M3)	1.000	1.028	1.000	1.000	670.000
Minor Bending(M2)	1.000	1.028	1.000	1.000	670.000

Asmin=1%As= 50.27 cm2
 Diámetro Comercial= 8
 Área por Varilla= 5.10 cm2



Esquina = 6 ø #8 5.10 cm2 30.600
 Caras = 10 ø #8 5.10 cm2 51.000

Numero Varilla= 16

Área Calculada por Col.=(Área por Varilla)x(# Varillas)

Área Calculada por Col.= 81.60 cm2 162%

Recubrimiento = 4.0cm

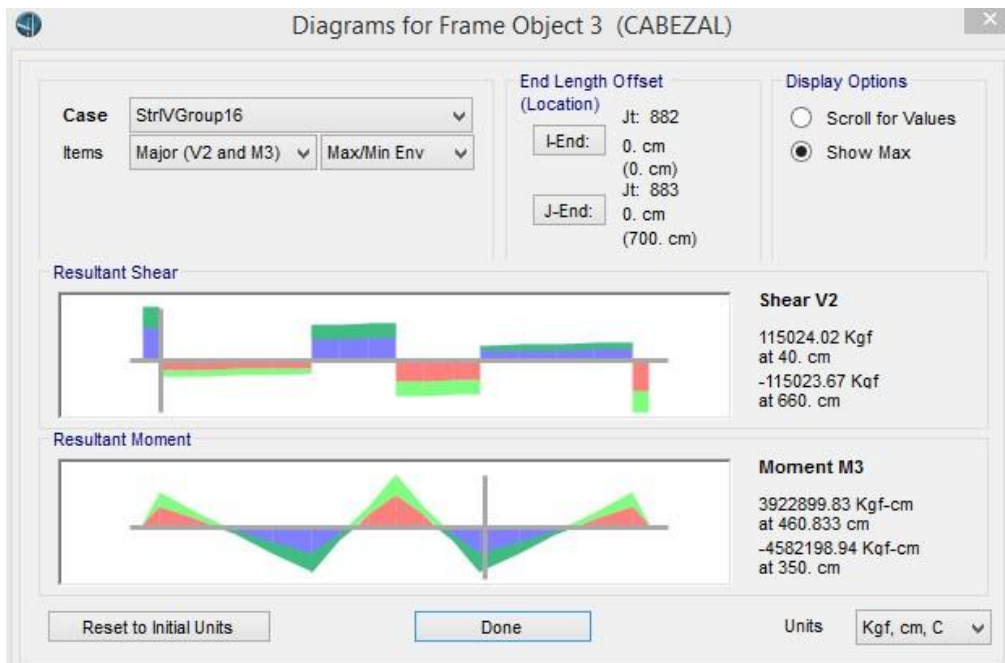
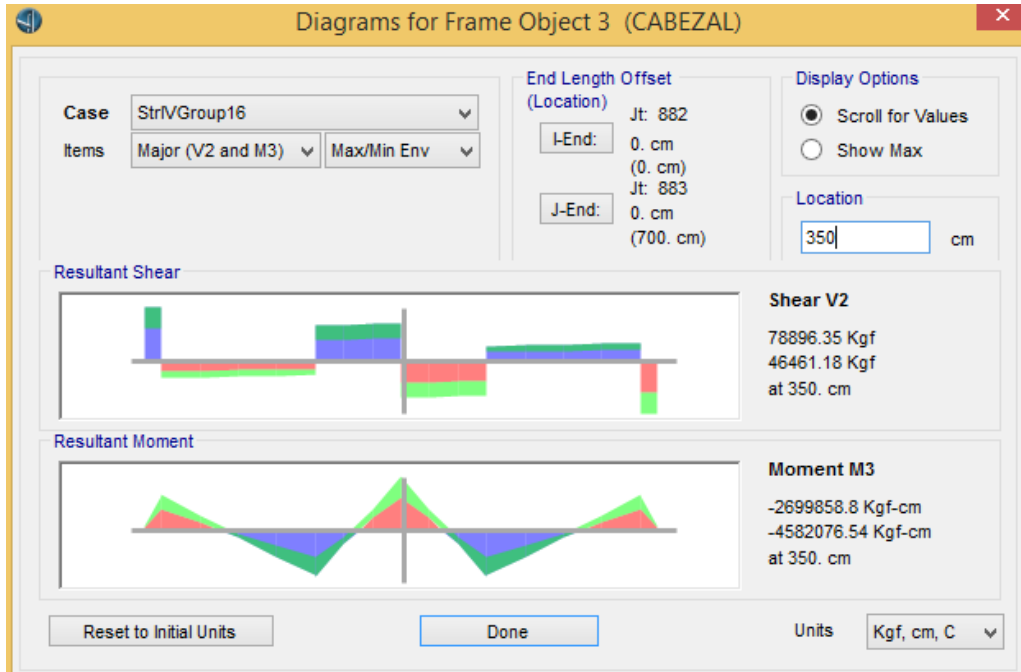
Area de Acero Longitudinal requerido 72.942cm² < 81.60cm² del Area de Acero Longitudinal Usado

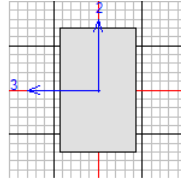
ACERO TRANSVERSAL EN COLUMNA CIRCULAR D=80cm

SHEAR DESIGN FOR V2,V3

	Rebar Av/s	Shear Vu	Shear phi*Vc	Shear phi*Vs	Shear Vp
Major Shear (V2)	0.000	915.820	45043.656	0.000	0.000
Minor Shear (V3)	0.067	19816.279	38344.626	13498.937	0.000

DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR EN VIGAS CABEZAL EN PILARES
ENVOLVENTE DE VIGA EJE TRANSVERSAL V-80x1.30cm





Units Kgf, cm, C

ACI 318-14 BEAM SECTION DESIGN Type:Sway Special Units: Kgf, cm, C (Summary)

Element : 3 D=130.000 B=80.000 bf=80.000
 Section ID : CABEZAL ds=0.000 dct=6.000 dcb=6.000
 Combo ID : StrIGroup1 E=284418.000 fc=280.000 Lt.Wt. Fac.=1.000
 Station Loc : 350.000 L=700.000 fy=4200.000 fys=4200.000

Phi(Bending): 0.900
 Phi(Shear): 0.750
 Phi(Seis Shear): 0.600
 Phi(Torsion): 0.750

Design Moments, M3

Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment
0.000	-6879578.8	0.000	0.000

Flexural Reinforcement for Moment, M3

	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	19.832	0.000	14.874	19.832
Bottom (-2 Axis)	0.000	0.000	0.000	0.000

Shear Reinforcement for Shear, V2

Rebar Av/s	Shear Vu	Shear phi*Vc	Shear phi*Vs	Shear Vp
0.141	121113.164	66020.851	55092.313	0.000

Reinforcement for Torsion, T

Rebar At/s	Rebar Al	Torsion Tu	Critical Phi*Tcr	Area Ao	Perimeter Ph
0.000	0.000	1150251.854	3481376.773	7320.312	384.440

SHEAR/TORSION DESIGN FOR V2 and T

Rebar Av/s	Rebar At/s	Rebar Al	Design Vu	Design Tu	Design Mu	Design Pu
0.141	0.000	0.000	121113.164	1150251.85	-6879579	0.000

Design Forces

Factored Vu	Factored Mu
121113.164	-2959498.6

Design Basis

Design Vu	Conc.Area Ac	Area Ag	Tensn.Rein Ast	Strength Fys	Strength Fcs	LtWt.Reduc Factor
121113.164	9920.000	10400.000	19.832	4200.000	280.000	1.000

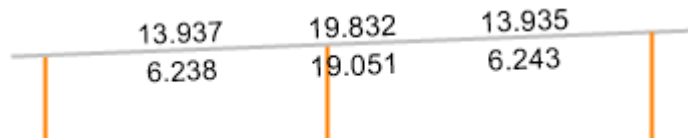
Shear Rebar Design

Stress v	Conc.Capcty phi*vc	Uppr.Limit phi*vmax	RebarArea Av	Shear phi*Vc	Shear phi*Vs	Shear phi*Vn
12.209	6.655	33.277	0.141	66020.851	55092.313	121113.164

Torsion Capacity

Torsion Tu	Critical Phi*Tcr	Conc.Area Acp	Conc.Area Ach	Conc.Area Ao	Perimeter Pcp	Perimeter Ph
1150251.85	3481376.8	10400.000	8612.132	7320.312	420.000	384.440

Longitudinal Reinforcing Area (ACI 318-14)



Usar 8 Varillas de acero de 3/4" en el positivo y negativo

1. CONCLUSIONES

- La capacidad de soporte del terreno admisible para un $D_f = -2.00\text{m}$ es de 0.83kg/cm^2
 - No se encontró nivel freático a la profundidad de 2.00m con respecto al nivel promedio del terreno natural.
- El coeficiente de balasto K arenoso $= 1.378\text{kgf/cm}^3$
 - El modelo matemático simulado se realizó con la normativa Aashto Lrfd 2017, sin considerar los efectos de nivel freático y la interacción suelo estructura.
 - El diseño de zapatas aislada requiere acero longitudinal de 15 varillas de $3/4$ " @ 18.8cm y acero transversal de 44 varillas de $3/4$ " @ 20.1cm .
 - El diseño de Columnas Los Mu están por debajo del Momento Nominal (Diseño) , usando acero longitudinal de 16 varillas de 1 "
 - El acero longitudinal positivo y negativo requerido en la viga cabezal es de 8 varillas de $3/4$ "
 - Para estados límites de resistencia (LRFD) en vigas T el Acero Positivo inferior es $8\text{Ø}1$ " en dos capas corridos (16 varillas) + $4\text{Ø}1$ " Refuerzo inferior central del tramo.
 - Para estados límites de resistencia (LRFD) en vigas T el Acero Negativo superior es $4\text{Ø}3/4$ " en una capa superior + $4\text{Ø}3/4$ " Refuerzo superior central (frontera de ambos tramos).
 - Para estados límites de resistencia (LRFD) en vigas T el Acero transversal en cada tramos la configuraciones en Estribos es de $\text{Ø}3/8$ " doble estribado : $1 @ 0.05, 15 @ 0.10$; $20 @ 0.20$ y resto $@ 0.25$ ambos extremos.
 - El periodo fundamental del puente sin la interacción del suelo con el apoyo del software es de 0.6186seg .
 - La frecuencia fundamental del puente sin la interacción del suelo con el apoyo del software es de 1.61hertz .
 - Flecha de la sección del puente para condiciones de carga de servicio es de $18.20\text{mm} < 20\text{mm}$ admisible.
 - Los diagramas de momento máximos en el tramo entero de vigas T para condiciones de Resistencia I es $M(+)=1030.2024\text{Tonf-m}$ $M(-)=1286.352\text{Tonf-m}$.
 - Los diagramas de cortante máximos en el tramo entero de vigas T para condiciones de Resistencia I es $V(+)=357.3287\text{Tonf}$ y $V(-)=357.3287\text{Tonf}$.
 - Los diagramas de esfuerzos a compresión para condiciones de Resistencia I $203.126\text{Kgf/cm}^2 < 280 \text{Kgf/cm}^2$.
 - Los diagramas de momento máximos en el tramo entero de vigas T para condiciones de Evento Extremo I es $M(+)=920.4904\text{Tonf-m}$ y $M(-)=1254.187\text{Tonf-m}$
 - Los diagramas de cortante máximos en el tramo entero de vigas T para condiciones de Evento Extremo I es $V(+)=315.4233\text{Tonf}$ y $V(-)=315.4233\text{Tonf}$.
 - Los diagramas de esfuerzos a compresión para condiciones de Evento Extremo I es $201.6215\text{Kgf/cm}^2 < 280 \text{Kgf/cm}^2$.
 - Los diagramas de momento máximos en el tramo entero de vigas T para condiciones de Servicio es $M(+)=783.3327\text{Tonf-m}$ y $M(-)=988.0287\text{Tonf-m}$.
 - Los diagramas de cortante máximos en el tramo entero de vigas T para condiciones de Servicio es $V(+)=273.4651\text{Tonf}$ y $V(-)=273.4651\text{Tonf}$.

2. RECOMENDACIONES

- Realizar ensayo de mecánica de suelos mas sofisticados como el SPT en el centro del puente carretero y en los extremos del puente.
- Considerar como acero de refuerzo longitudinal limite el N#8 o 1" siendo accesible en el mercado.
- La separación en el acero de refuerzo transversal N#3 o 3/8" tenga la separación máxima 30cm como especifica Aashto Irfd.
- Usar sub-zapatatas en los estribos del puente para evitar erosiones a largo plazo.
- La altura libre no será menor a 2.50 de la name.

ESTUDIO DE TOPOGRAFIA

1. Generalidades

El trabajo de levantamiento topográfico del C.P Tangay Bajo, se ha desarrollado de acuerdo a la necesidad de la población, para poder plantear una solución de acceso entre Tangay y Chimbote. Para la realización del presente estudio, se tomaron en consideración los siguientes aspectos:

- El estudio básico del levantamiento topográfico.
- Se levantó información de campo de todas las partes que ocupa el puente Tangay proyectado, así como las áreas y zonas colindantes.

1.1. Trabajo en Campo

Obtención y recopilación de información en toda el área del proyecto: El levantamiento Topográfico.

Estos trabajos se efectuarán con estación total, en coordenadas UTM

1.2. Trabajo en Gabinete

La información obtenida en campo se procesó en el software AutoCAD Civil3D versión 2014.

Dibujo en AutoCAD de los planos altimétricos: Ubicación - Localización, planta de topografía general (con coordenadas UTM, curvas de nivel).

2. Objetivos del Estudio

El estudio básico del levantamiento topográfico tiene como objetivos principales lo siguiente:

- Determinar las características topográficas y planimetrías de toda la zona que comprende la zona del puente proyectado, para poder desarrollar un buen proyecto.
- Obtener la geometría plano altimétrico de la actual zona en estudio.
- Levantar la información de campo y se obtiene el plano en planta general de la zona de estudio (puente Tangay).

3. Ubicación

El centro poblado se encuentra ubicado en el distrito de Chimbote, Provincia de Santa, Región Ancash.

La zona está limitada con las siguientes coordenadas U.T.M. (Universal Transversal Mercator)

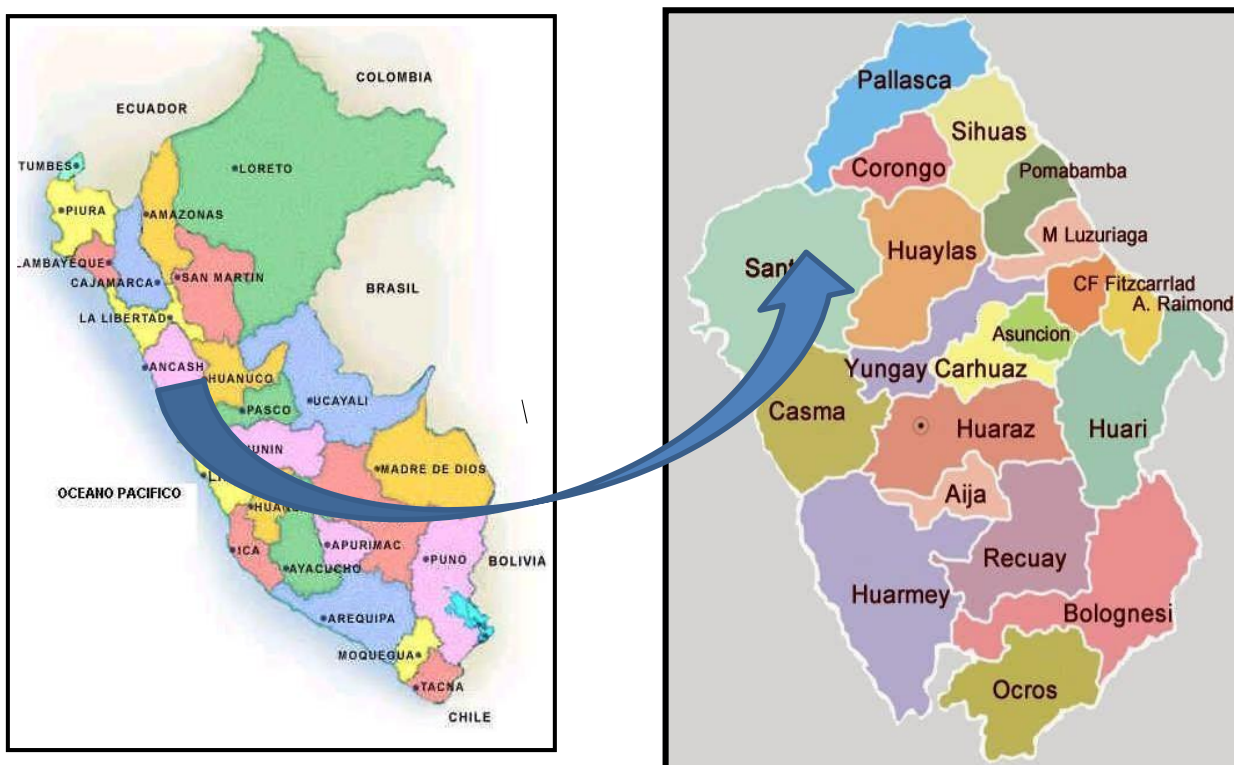
3.1. Ubicación Política

Distrito : Chimbote
Provincia : Santa
Región : Ancash

3.2. Ubicación Geográfica

Coordenadas UTM Norte: 8996227.155
Coordenadas UTM Este : 768876.469
Altitud : 131.26 m.s.n.m

3.3. Mapas de Ubicación



4. Descripción General del Área de Estudio

Se encuentra situado en el Distrito De Chimbote con sus coordenadas 9° 04'21.35" S 78°33'14.75"

O



Se describen los procedimientos efectuados:

- Para obtener la localización del Distrito de Chimbote se utilizó imágenes satelitales
- De igual manera se tomó y utilizó información georeferenciada "in situ" de la zona de estudio con la finalidad de convalidar la información generada.
- Elaboradas con la proyección Transversal de Mercator y el Datum WGS -84.

5. Metodología de Trabajo

Antes de iniciar las mediciones angulares y de distancias se ha marcado un Punto Topográfico en un poste de luz cercano a la zona de estudio como punto de referencia. Como indica en la siguiente toma fotográfica.

El levantamiento topográfico se ha realizado tomando como B.M. N° 1 situado dentro de la poligonal a levantar, la cota de 130.46 m.s.n.m., ubicado con un G.P.S. Navegador de primer Orden, el cual tiene las siguientes coordenadas:

- ESTE = 768801.569
- NORTE = 8996213.853

Para plantear la metodología para el estudio básico de topografía del proyecto, se tuvo en cuenta los objetivos y alcances de los trabajos del proyecto, así como las condiciones físicas de la zona del proyecto. El proceso del desarrollo del estudio topográfico del proyecto, está considerada en las siguientes etapas:

- Recolección de información técnica (campo y gabinete) relativa a la zona de estudio, etc., así como visitas a campo al puente Tangay.
- siendo importante destacar el levantamiento topográfico del área donde se desarrollará el proyecto. Para poder realizar un buen control de los trabajos de campo se contará con equipos como Estación Total con accesorios incluidos, brújula, etc. Para la ubicación y detalle de interferencias se realizará de forma manual mediante wincha.
- El trabajo de gabinete consiste en el procesamiento computarizado de información recopilada de campo para posteriormente realizar el diseño del levantamiento topográfico (Planta General), en forma automatizada con la ayuda de software especializado.

Computadoras, impresoras, etc. Como resultado de esta parte del trabajo se ha obtenido toda la información representada en planos topográficos para el proyecto.

6. Recursos

6.1. Personal

- 01 Topógrafo
- 01 Asistente

6.2. Equipo Topográfico

- 01 estación total South NTS-352R
- 01 jalone
- 01 prisma de constante 30
- 01 wincha de mano de 5m.
- 01 GPS navegador Garmin.
- 01 cámara fotográfica.

6.3. Equipo de Apoyo Logístico

- 01 Laptop Asus Core i7
- 01 Plotter

6.4. Software

- AutoCAD Civil3D versión 2014
- MS Office 2016 para procesamiento de cotas y coordenadas

7. Control Altimétrico

El control altimétrico del proyecto se realizó partiendo del BM que se encuentra monumentado en un poste de luz cercano a la zona del proyecto con la finalidad de poder realizar la nivelación con una precisión adecuada.

Nro PUNTO	NORTE	ESTE	ELEVACION	DESCRIPCION
01	8996213.853	768801.569	130.46	BM-1

8. Resumen de los trabajos ejecutados

Se determinaron las características topográficas y planimetrías del puente Tangay, ubicado en el C.P. Tangay Bajo, así como el levantamiento de las zonas libres, perimétricas y aledañas del lugar.

9. Resultados

- Se logró obtener la ubicación actual del puente Tangay en el centro poblado del mismo nombre.
- Se obtuvo la cota referencial para poder iniciar el proyecto a futuro.
- Se pudo observar el ancho de la caja del río en el lugar.
- Se obtuvo los desniveles del terreno en la zona del proyecto.

10. Conclusiones y Recomendaciones

- Por el trabajo técnico que se realizó a detalle, se cumplió con realizar un levantamiento que cumple todos los requerimientos para el tipo de estudio.
- Para futuros proyectos para el centro poblado se tomaría como referencia la cota monumentada en dicho estudio.



CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.



CONSULTORIA Y CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS • ESTUDIOS GEOTECNICOS
ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO EN MECANICA DE SUELOS ,CONCRETO Y PAVIMENTOS
R.U.C. 20569119449

ESTUDIO DE SUELOS

TESIS:

**“DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA
AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA
EN EL DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO
TANGAY, ÁNCASH - 2017”**

TESISTA:

PALMIRA SONIA CAMPOS MAZA

UBICACIÓN:

DISTRITO : CHIMBOTE
PROVINCIA : SANTA
REGIÓN : ANCASH

CHIMBOTE, ABRIL DEL 2018





INDICE

1.0.-ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
1.1 GENERALIDADES
1.2 METODOLOGIA DE TRABAJO
2.0.- UBICACIÓN DEL AREA DE ESTUDIO
2.1 CLIMA Y TEMPERATURA
3.0.- GEOLOGIA DEL AREA EN ESTUDIO
4.0.- GEOLOGIA REGIONAL
4.1.- GEOLOGIA LOCAL
5.0.- TRABAJOS DE CAMPO
6.0.- ENSAYOS DE LABORATORIO
7.0.- ENSAYOS STANDAR
8.0.-CLASIFICACION DE SUELOS
9.0.-CARACTERISTICAS DEL TERRENO DE FUNDACION
10.- AGRESIVIDAD DEL SUELO
11.- DETERMINACION DEL POTENCIAL DE EXPANSION
12.- DE LOS TERRENOS COLINDANTES
13.- DATOS GENERALES DE LA ZONA
14.- EFECTOS DE SISMO
15.- DESCRIPCION DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO
16.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
ANEXOS
PANEL FOTOGRAFICO





- Interpretación de los resultados de las investigaciones geotécnicas de campo y los ensayos de laboratorio.
- Elaboración de los perfiles estratigráficos y establecimiento de las consideraciones geotécnicas.
- Elaboración de las recomendaciones técnicas y diseño estructural.

Los objetivos secundarios fueron alcanzados mediante la implementación de una metodología de estudio adecuada y la ejecución de un plan de trabajo, que guardaron correspondencia con los términos de referencia establecidos para el presente estudio.

1.2.- Metodología y plan de trabajo

Metodología

El conjunto de actividades de campo, laboratorio y gabinete contemplados en la ejecución de las investigaciones geotécnicas, ha sido implementado en tres fases:

a) Fase preliminar

Esta fase de trabajo estuvo programada para desarrollarse en un lapso de cinco días, durante el cual se realizaron las siguientes actividades:

- Recopilación de información básica existente.
- Planeamiento de las distintas actividades de campo y laboratorio de mecánica de suelos, incluyendo el desplazamiento e instalación del personal técnico, equipos de laboratorio y el apoyo logístico correspondiente.

W. Zuluaga Santox
Ingeniero Civil
RUC 20569119449



- b) Fase de campo y ensayos de laboratorio
- c) Exploración de campo para el estudio geológico del área de estudio con fines geotécnicos.
- d) Programación de las actividades a ejecutarse por las brigadas de calicateros en las áreas de estudio.

Clasificación visual manual de las muestras. Se tomaron muestras alteradas y disturbadas para su análisis en el laboratorio anotando en una libreta sus propiedades físicas observables para complementar los resultados que se obtengan en el laboratorio para los correspondientes ensayos de mecánica de suelos y químicos.

Los resultados tanto de laboratorio como de campo son plasmados en un perfil estratigráfico que representa la variabilidad de los suelos que conforman el terreno de fundación.

De los materiales encontrados en los diversos estratos (capas), se tomaron muestras selectivas en forma representativa, los cuales se colocaron en bolsas de polietileno (doble), las que fueron descritas e identificadas siguiendo la norma ASTM D-2488 "Practica Recomendable para la Descripción de Suelos", para posteriormente ser trasladados al laboratorio.

e) Fase de gabinete

Interpretación de los resultados de las investigaciones geotécnicas de campo, ensayos de laboratorio de mecánica de suelos y ensayos químicos.

- Elaboración de los perfiles geotécnicos representativos del suelo donde se emplazará la obra en mención. Asimismo, la presentación de las profundidades de las napas freáticas encontradas (en caso





de presentarse), agresividad química de los suelos y otros parámetros físicos de suelo con fines de cimentación.

- Recomendaciones técnicas de construcción, diseño estructural, consideraciones constructivas y sismoresistentes de las obras.
- Conclusiones y recomendaciones del estudio geotécnico.

1.3.- Plan de trabajo.

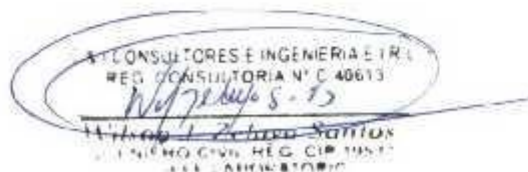
a) Planteamiento del estudio

El planeamiento del estudio geotécnico, ha sido realizado como una parte del sistema interno de control de calidad. Esto incluyó:

- La definición del área del estudio.
- Identificación de las tareas de campo, laboratorio y gabinete a ser emprendidas, y los alcances de las mismas.
- Elaboración de metodologías para cada una de las actividades de campo, laboratorio y trabajos de gabinete.
- Establecimiento de la secuencia de actividades y la interdependencia de las mismas.
- Procedimientos de interpretación y discusión de los resultados de campo y laboratorio.
- Estimación de los recursos requeridos para el cumplimiento de cada una de las tareas, y determinación de las tareas críticas en cuanto al tiempo y recursos que demanden.

Para el estudio geotécnico, las actividades han sido agrupadas en dos frentes de trabajo:

- Frente de excavaciones de calicatas (2.00 m de profundidad promedio)





Tipo de edificación	Número de puntos de investigación (n)
A	1 cada 225 m ²
B	1 cada 450 m ²
C	1 cada 800 m ²
Urbanizaciones para Viviendas Unifamiliares de hasta 3 pisos	3 por cada Ha. de terreno habilitado

Fuente: Norma NTE E.050 Suelos y Cimentaciones.

Calicata	Profundidad (m)	Cordenadas
C-01	2.00	Este: 768816.41 Norte: 8996221.69
C-02	2.00	Este: 768906.04 Norte: 8996214.27

— Frente de ensayos de laboratorio de mecánica de suelos (granulometría, límites de consistencia, contenido de humedad, peso específico). También se incluyen los ensayos de laboratorio de química de suelos (contenido de sales solubles totales y pH).

El planteamiento del estudio ha sido basado en los mejores datos disponibles en la literatura técnica, normas y manuales técnicos, y la experiencia de los integrantes del equipo técnico.

b) Programa de actividades y recursos logísticos

En principio, el programa de actividades ha conservado la estructura inicialmente planteada en la propuesta técnico-económica para este estudio, no obstante, hubo ampliación del tiempo de ejecución del estudio por mutuo acuerdo entre las partes.

La empresa, ha cumplido con los recursos humanos y logísticos ofrecidos en su propuesta técnica-económica, es decir, se ha

CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. CONSULTORIA N° C 40613
Wilson J. Zúñiga Santos
N° CIP 195177
E.I.R.L. LABORATORIO

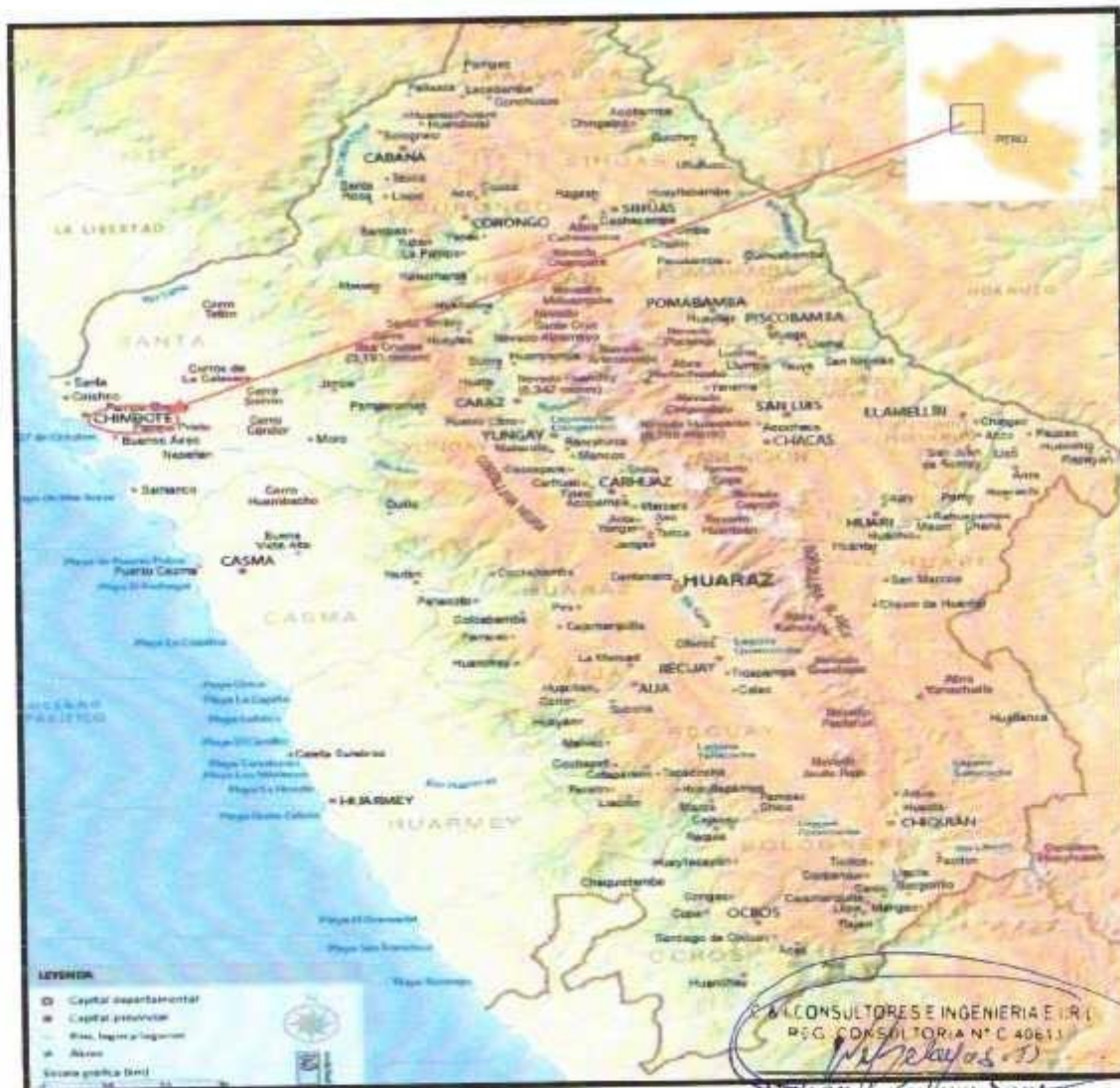


mantenido el staff de ingenieros y personal técnico, así como los recursos logísticos ofrecidos y obrero en su totalidad.

2.0.- Ubicación del área de estudio

El presente proyecto se ejecutará en el Distrito de Chimbote, Provincia del Santa, Departamento de Ancash, Región Ancash. Específicamente el proyecto comprende "DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2017"

Ubicación del Proyecto



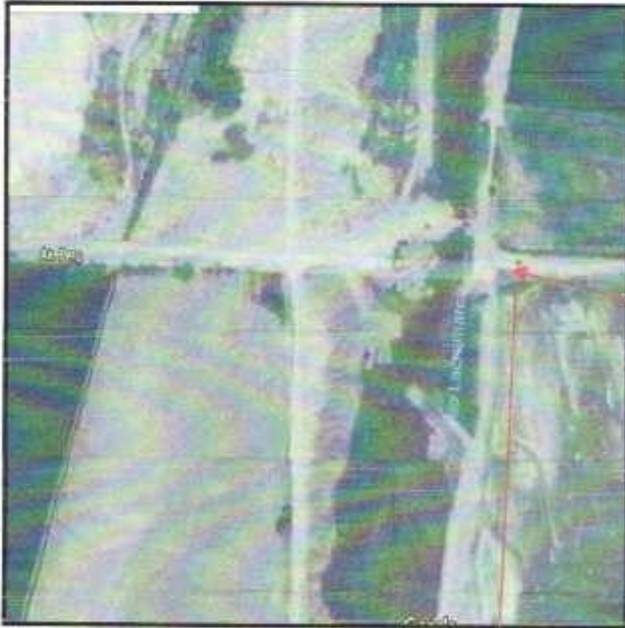


CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.



**CONSULTORIA Y CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS • ESTUDIOS GEOTECNICOS
ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO EN MECANICA DE SUELOS ,CONCRETO Y PAVIMENTOS
R.U.C. 20569119449**

Ubicación de la zona de estudio



Vista Fotográfica de la zona en estudio

C & I CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. CONSULTORIA N° C 40611
Wilson J. Zúñiga Santos
INGENIERO CIVIL REG. CIP 16537
OFFICE LABORATORIO

**Oficina: P.J Villa San Luis Primera Etapa Mz F Lte.26- Nuevo Chimbote
Teléfono 043 312661e-mail: labcing23@hotmail.com**



2.1.- CLIMA Y TEMPERATURA:

La Ciudad de Chimbote presenta un clima moderado. Las temperaturas en el área varían entre 23°C a 27°C en promedio durante los meses de verano (Noviembre a Abril) y a una temperatura promedio mínima de 14 °C durante los meses de invierno (Mayo a Octubre). El promedio de temperatura en verano es de 24°C y el promedio en invierno es de 19°C.

PRECIPITACION:

Muy raras veces llueve en la región y se sabe de décadas que transcurren sin ella. El régimen de lluvias en la cuenca es relativamente homogéneo, conteniendo en el año dos épocas definidas, una humedad correspondiente a los meses de verano y otra seca ocurriendo básicamente en los meses restantes se pueden considerar como transición entre estas épocas. Se ha observado que el mes de máximas precipitaciones en todas las estaciones analizadas es el mes de marzo y el de mínimas precipitaciones es el mes de Julio.

HUMEDAD ATMOSFÉRICA:

Como es normal para las zonas costeras, se considera que la ciudad de Chimbote está en una zona húmeda. El vapor de agua desempeña un rol importante en la evolución de los fenómenos atmosféricos y en las características fundamentales del clima. Una de las formas de expresar el contenido de vapor de agua del aire es por medio de la humedad relativa en las cuatro estaciones meteorológicas ubicadas en Chimbote. La humedad relativa media mensual histórica es de 73%

Se dispone de información de horas de sol en las estaciones del Puerto de Chimbote y Rinconada en las cuales se establece que el promedio de horas de brillo solar varía de 7 a 9 horas en los meses de verano y en los meses de invierno varía de 5 a 7 horas.

CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. CONSULTORIA N° 40613
W. Melajos S.
WILSON ZELAYA SANTOS
INGENIERO CIVIL, REG. CIP. 19537
I.E.E. INGENIEROS



3.0.- GEOLOGIA DEL AREA EN ESTUDIO

3.1. GEOMORFOLOGIA

3.1.1 PRINCIPALES AGENTES MODELADORES

Dentro de los principales que han dado origen a las geoformas actuales, se tiene el agua y el viento como los que han jugado un papel muy importante. Las intensas lluvias que se producen en la región costanera después de largos periodos de sequía, origina grandes torrentes que descienden por las diversas quebradas, los materiales acarreados por dichos torrentes se han acumulado en las planicies bajas en formas de grandes abanicos.

3.1.2. UNIDADES GEOMORFOLOGICAS.

Las unidades geomorfológicas mayores son la faja costanera, los valles de la vertiente pacífica y las estribaciones de la cordillera occidental, dentro de las cuales se pueden identificar en la zona las siguientes unidades menores.

Cuadrángulo de Chimbote, los afloramientos de gabros y rocas asociados se encuentran en la Isla Blanca, cerro señal Taricay y cerro Tambo. Los afloramientos de gabros tienen coloraciones oscuras que se diferencian de las rocas adyacentes por su mayor resistencia a la erosión. En algunos casos tienen morfología resaltante, como el caso del Cerro Tortugas, Cerro Prieta, Cerro Samanco, etc.

Los componentes intrusivos iniciales del Batolito de la costa Varían en un rango desde gabro a diorita, según sus características petrográficas se han separado en los mapas geológicos respectivos cuerpos de gabro, diorita, microdiorita a diabasa y un complejo de diques, cada uno de ellos tiene una forma y distribución espacial.





3.2. SUPER UNIDAD SANTA ROSA

El lado Oeste del Batolito está compuesto por un complejo muy variado de tonalita acida. Las características petrográfica y de campo de este complejo son muy similares a las del complejo de la región Chancay – Huaura (Cobbing yPitcher, 1972). Ya que el complejo de la tonalita acida de la región de Casma representa claramente la continuación hacia el norte, del Complejo Tonalita Santa Rosa de Cobbing y Pitcher; Child R. (1976) prefiere mantener el nombre y sin embargo cambia la denominación de "Complejo" por la de "Super Unidad"

La súper unidad Santa Rosa es la más amplia de las unidades intrusivas que forman el Batolito cubriendo aproximadamente el 60 % del área total, correspondiente a las rocas intrusivas. Aflora en una extensa franja que va desde Chimbote en el Norte, hasta la quebrada Berna Puquio en el Sur (Culebras) y se prolonga más hacia el Sur a los Cuadrángulos adyacentes

3.2.1. DEPOSITOS CUATERNARIOS

La evidencia del levantamiento y erosión de la región se sustenta en la presencia de terrazas marinas levantadas, depósitos marinos recientes, terrazas aluviales levantadas, depósitos aluviales recientes, depósitos eólicos estabilizados y acumulaciones eólicas en actividad, etc. Todos estos depósitos fluvio-aluviales depósitos residuales y aun los deslizamientos constituyen la cobertura del material reciente que recubren gran parte del área de estudio y por simplificación de le ha agrupado como depósitos marinos, eólicos y aluviales.

CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. CONSULTORIA N° C 40613
W. F. Zalaya Santos
W. F. Zalaya Santos
INGENIERO CIVIL REG. CIR 19537
I.F.F. LABORATORIO



3.2.2. DEPOSITOS MARINOS

Se encuentran distribuidos a lo largo del litoral, especialmente en las bahías y efirantes; consiste de arenas semiconsolidadas con estratificación sesgada, cuyos componentes son cuarzo de 1 a 3 milímetros, granos oscuros de rocas volcánicas finas en algunos casos con fragmentos de conchas en una matriz de arena gruesa. Los remanentes de depósitos marinos levantados en general se inclinan suavemente hacia el Oeste.

3.2.3. DEPOSITOS EOLICOS

Se pueden distinguir dos tipos de arenas eólicas; los montículos de arenas eólicas; los montículos de arena estabilizadas y depósitos de arena en movimiento o continua evolución.

Las arenas estabilizadas se observan al Este de la ciudad de Chimbote, al Sur de Samanco, etc.

Los procesos eólicos retrabajan rápidamente las arenas y cubren los depósitos de playas, estos últimos representan la fuente principal del material eólico que se transporta hacia el continente, El avance continuo de las arenas ha definido cuerpos alargados, longitudinales conocidos como médanos que avanzan hacia el continente sobre yaciendo a rocas cretáceas.

3.2.4 DEPOSITOS ALUVIALES

Como se observa en los mapas geológicos los depósitos aluviales son más abundantes en el cuadrángulo de Casma, en estrecha relación con la mayor extensión de rocas plutónicas, las cuales son más fácilmente erosionables, originando depósitos arenosos gruesos y limoarcillas.

CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. CONSULTORIA N° 40613
Willya J. Zelaya Santos
Willya J. Zelaya Santos
INGENIERO CIVIL REG. CIR 1951
D.T.E. LABORATORIO



En los depósitos aluviales se incluyen la terrazas los rellenos de quebradas y valles, así como los depósitos recientes que constituyen las pampas o llanuras aluviales, las terrazas están formadas por gravas arenas y limos que en algunos casos sobreyacen directamente al basamento rocosos, en otros casos constituyen una secuencia gruesa de depósitos aluviales mal seleccionados con clastos de litologías diversas.

En general los depósitos aluviales son más gruesos a heterogéneos hacia el Este, en cambio hacia el Oeste son de fragmentometría más fina y características más homogéneas, por lo que son explotados como agregados y material de construcción.

GEOLOGÍA GENERAL:

La ciudad de Chimbote y sus alrededores está enmarcada dentro de las siguientes geomorfologías:

- Unidad de playas.
- Unidad de pantano.
- Unidad de depósitos aluviales de Lacramarca.
- Unidad de colinas.
- Unidad de dunas.

c) Unidad de playas

Se ubica a lo largo de la costa de la bahía de Chimbote y Nuevo Chimbote, con un ancho promedio de 10 a 30 m. Está constituido de arenas gruesas, arenas finas y conchas marinas, con intercalaciones de arcillas en los laterales.

C & I CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. CONSULTORIA N° C 40613
Wilson J. Zelaya Santos
WILSON J. ZELAYA SANTOS
N° DE REG. CIP: 195374
DIRECCION GENERAL DE REGISTRO



Unidad de pantanos

Limitada por la unidad de playas y ubicada dentro del gran abanico aluvial de Nuevo Chimbote, presentándose con nivel freático casi superficial y en las áreas distantes del cono aluvial a consecuencia de la crecida del río Lacramarca, cuyas aguas se infiltran y fluyen subterráneamente hacia el mar.

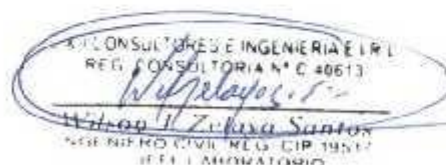
En épocas de ocurrencia del Fenómeno "El Niño", el área de pantanos aumenta de extensión superficial, provocando inestabilidades.

Unidad de depósitos aluviales del río Lacramarca

Se encuentra a lo largo del cono aluvial, ensanchándose cerca a la desembocadura del río Lacramarca en el Océano Pacífico. Los depósitos aluviales se extienden desde Chimbote hasta Nuevo Chimbote.

Dentro de esta unidad se encuentra el cauce fluvial del río Lacramarca, que en épocas de crecidas produce la erosión local y general del cauce e inundación de las planicies inundables, comprometiendo la seguridad de las obras de ingeniería emplazadas en el cauce y faja marginal del río.

Dicha unidad está constituida de arenas, limos y gravas en profundidades de 5 m a 10 m. El nivel freático varía desde 0,00 m (pantano) hasta 1.50 m de profundidad (áreas limítrofes del abanico).





Unidad de colinas

Es parte de la vertiente andina, constituida de rocas graníticas cubiertas superficialmente con arenas eólicas, formando colinas suaves y onduladas cuyas pendientes varían de 3° a 10°, como se observa en el reservorio R-III y alrededores. En esta unidad se aprecian depósitos coluviales y proluviales, de granulometría heterométrica.

Unidad de dunas

Son depósitos eólicos ubicados en la margen derecha del río Lacramarca tienen un espesor de 10 m a 20 m aproximadamente.

4.0.- GEOLOGÍA REGIONAL:

Geológicamente, a nivel regional se han reconocido las siguientes unidades estratigráficas:

a) Cretáceo.-

Grupo Casma

Es una secuencia volcánica andesítica, conformada por lavas y brechas, de composición básicamente de andesita y porfírica que presentan fenocristales de plagioclasas anfíboles y en menor proporción piroxenos. También se observan alteraciones de tipo propilítico, clorización y silicificación incipiente. En la ciudad de Chimbote el volcánico se encuentra expuesto principalmente en el extremo norte por los cerros Chimbote y Tambo Real, y en el extremo Sur-Este por los cerros Península y División.

La edad de los depósitos anteriores ha sido ubicado a fines del periodo jurásico y cretácico superior.





b) Intrusivos.-

Este segundo tipo de afloramiento existente en la zona se encuentra representado por formaciones de granodiorita, cuya coloración oscila entre gris oscuro y gris claro, su grano varía entre medio y grueso; teniendo su mejor exposición en el lado Este de la ciudad, en las colinas de las Pampas de Chimbote.

c) Cuaternario.-

Son los más predominantes en el área de estudio, formada por extensos depósitos la arena eólica, formando muchas veces colinas de poca elevación. Se nota la presencia de materiales aluvionales y fluviales formando depósitos a lo largo del lecho antiguo del Río Lacramarca, así como en el extremo Norte de la ciudad, conocidos como Cascajal, La Mora, etc. y están constituidos principalmente por los siguientes depósitos:

4.2.- Tectonismo

Esta región es considerada como un área de concentración sísmica caracterizada por movimientos con hipocentros entre 40 y 70 Km. de profundidad frente al litoral de Chimbote y en la falla de Cerro península en Samanco, con relación a los focos sísmicos indicados se estima que en 70 años se puede alcanzar una magnitud de 6.9 mb y una aceleración de 0.28g para condiciones medidas de cimentación en material blando.

CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. CONSULTORIA N° C 40613
Wilson I. Zúñiga Santos
Wilson I. Zúñiga Santos
REG. PROFESIONAL REG. CIP 19517
I.E.F. - ABOGADO



4.3.- Geodinámica Interna:

Sismicidad:

Aunque se tiene referencias históricas del impacto de terremotos durante el Imperio de los Incas, la información se remonta a la época de la conquista. En la descripción de los sismos se han utilizado como documentos básicos los trabajos de Silgado (1968) y Tesis, de los cuales hacemos algunas referencias de eventos sísmicos hasta antes del 23 de Junio del 2001.

La Sismicidad histórica de Ancash comprende la actividad ocurrida en los siglos pasados en los cuales no se poseen datos instrumentales.

Los sismos históricos ocurridos y los que han afectado al departamento de Ancash son 21. Siendo el del:

31 de Mayo de 19670.- El terremoto y aluvión de Áncash, conocido localmente como el terremoto del 70, fue un sismo de magnitud 7.9 MW en la escala Magnitud Momento sentido en toda la costa y sierra del departamento de Áncash, seguido de un alud que sepultó la ciudad de Yungay.

Fue el sismo más destructivo de la historia del Perú, no solo por la magnitud sino también por la cantidad de pérdidas humanas que afectó la región ancashina y varias provincias de los departamentos de Huánuco, el norte de Lima y La Libertad, dañando una extensa área de aproximadamente 450 km de longitud y 200 km de ancho de la costa y sierra peruana.

CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. CONSULTORIA N° C-406-73
W. J. Delava Santos
W. J. Delava Santos
REG. INGENIERIA N° 11951
I. E. T. ANCHAS



El terremoto se inició el 31 de mayo de 1970 a las 3:23:32 p.m. Su epicentro fue localizado a 44 kilómetros al suroeste de la ciudad de Chimbote, en el Océano Pacífico, a una profundidad de 64 kilómetros. Su magnitud fue de 7,9 en la escala sismológica de magnitud de momento, según el Instituto Geofísico del Perú, y alcanzó una intensidad máxima de grado VIII en la escala de Mercalli Modificada entre Chimbote, Casma y el Callejón de Huaylas. Produjo además un violento alud en las ciudades de Yungay y Ranrahirca. Las intensidades evaluadas en varias ciudades fueron:

Lugar	Intensidad en Mercalli Modificada (MM)
Samanco, Casma, Chimbote, Huaraz, Caraz, Carhuaz, Yungay	VIII
Huallanca, Aija	VII
Trujillo, Huarmey	VII
Chacas, San Luis, Huarí	VII
Santiago de Chuco	VII
Cajamarca, Huacho, Huánuco, Bambamarca, Chiclayo	V-VI
Huacho, Cerro de Pasco, Tingo María	V
Lima	V-VI
Ica, Chíncha Alta, Juanjui	IV
Yunmagueas, Huancayo, Iquitos, Tarapoto	III

Como se mencionó anteriormente, los pueblos que quedaron sepultados fueron el de Yungay por el alud, acabando con más de un 70% de su población, esto también generó la obstaculización de caminos y la desaparición del ferrocarril que unía a Chimbote con Huaranca. Este alud se generó después de los 45 segundos que duró el sismo, causando un huaco de nieve del pico oriental del nevado Huascarán, enterrando por completo a Yungay en la que solo se salvaron unas 300 personas que se refugiaron en el cementerio y dos niños que fueron conocidos después por su peculiar historia relacionada a un circo. **Referencia:** (Terremoto en Ancash 1970, documental)

CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. CONSULTORIA N° C40613
N. Arce
Héctor Calvo Santos
INGENIERO EN MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS



5.0.- TRABAJO DE CAMPO

Con la finalidad de identificar y realizar la evaluación geotécnica del suelo de la sub rasante existente a lo largo del trazo, se llevó a cabo un programa de exploración de campo, excavación de calicatas y recolección de muestras para ser ensayadas en el laboratorio. En total se excavaron 02 calicatas "a cielo abierto", los que se denominan C-01 al C-02.

La profundidad alcanzada en las perforaciones mencionadas es de 2.00 m, por debajo de la sub rasante proyectada y ubicadas en forma alternada.

El plano mostrando la ubicación de las calicatas efectuadas, se presenta en el Anexo "Plano de Ubicación de Calicata".

- La relación resumida de las prospecciones realizadas así como los registros de excavaciones se incluyen en el Anexo "Registro de Sondaje"

5.1.- Muestreo: se tomaron muestras alteradas o disturbadas de cada estrato, las cuales fueron guardadas y selladas y enviadas al laboratorio, realizándose ensayos con fines de identificación y clasificación.

6.0.- Ensayos de laboratorio.-

Con las muestras alteradas obtenidas de las calicatas realizadas, se han ejecutado los siguientes ensayos estándar: 04 ensayos de análisis granulométrico por tamizado, 04 ensayos de límite líquido y 04 ensayos de límite plástico, 02 ensayos de sales solubles totales y 02 ensayos de Ph, 02 ensayos de Ion Cloruro, 02 ensayos de Ion Sulfato, Las muestras fueron ensayadas en el laboratorio de la empresa C&I CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L., han sido clasificadas utilizando el Sistema Unificado

CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. CONSULTORIA N° C-30613
W. Pelayo Santos
W. Pelayo Santos
INGENIERO EN MECÁNICA DE SUELOS
C. E. I. E. ASOCIADOS



de Clasificación (SUCS) y American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

Los ensayos anteriormente mencionados se realizaron en el Laboratorio de Mecánica de Suelos instalado en la ciudad de Nuevo Chimbote. Los ensayos fueron realizados de acuerdo a las Normas Peruanas E.050 de Mecánica de Suelos, American Society for Testing and Materials (ASTM), American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

Los resultados de los ensayos de mecánica de suelos estándar se presentan en el Anexo.

6.1.- Ensayos químicos de suelos

Para estimar la agresividad de los suelos sobre estructuras, se han ejecutado los siguientes ensayos químicos sobre muestras de suelo obtenidas: 02 ensayos de contenido de sales solubles totales 02 ensayos para la determinación del pH (AASHTO-T289), 02 ensayos de Ion Cloruro y 02 ensayos de Ion sulfato.

Los resultados de los ensayos químicos se presentan en el Anexo.

7.0.- ENSAYOS ESTANDARD: con las muestras representativas extraídas se realizaron los siguientes ensayos:

1. Análisis Granulométrico. ASTM D 422
2. Contenidos de Humedad. ASTM D 2216
3. Límites de Consistencia. ASTM D 4318
4. Clasificación de los suelos SUCS, ASTM D 2487
5. Peso Volumétrico. ASTM D 4254
6. Descripción visual de los suelos ASTM D 2487

C & I CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. CONSULTORIA N° C. 40613
Wilson J. Salazar Santos
Wilson J. Salazar Santos
INGENIERO CIVIL REG. CIP 19337
I.I.F.F. LABORATORIO



8.0.- CLASIFICACION DE SUELO

Las muestras ensayadas se han clasificado de acuerdo a American Association of State Highway Oficial (AASHTO) y al Sistema Unificado de Clasificación de Suelo (SUCCS).

Perfiles estratigráficos

Los perfiles estratigráficos del subsuelo para el proyecto, ha sido elaborado en base a lo siguiente:

- Un conjunto de calicatas distribuidas convenientemente en el emplazamiento de la obra.
- Registro de excavaciones del conjunto de calicatas distribuidas en el emplazamiento de la obra.

Una apropiada inferencia de los diferentes estratos constitutivos del subsuelo del lugar del emplazamiento de la obra.

9.0.- CARACTERISTICAS DEL TERRENO DE FUNDACION.-

De acuerdo al análisis efectuado de la estratigrafía del subsuelo y a los ensayos de laboratorio realizado, se concluye que el suelo natural más desfavorable encontrado en el área de estudio, es del tipo A-2-4 (0), está conformado por un material que presenta las siguientes características:

- | | |
|-----------------------------------|--------|
| -Permeabilidad | - Baja |
| - Expansión | - Baja |
| - Valor como terreno de fundación | - Malo |
| - Característica de Drenaje | - Malo |

CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. CONSULTORIA N° C 40613
J. J. J. J. J.
Ingeniero Civil, REG. CIP 19537
INSTRUMENTADO

**10.- AGRESIVIDAD DEL SUELO.**

Se ha verificado del ensayo de sales solubles, que el tipo de suelo encontrado presenta mayores porcentajes a los admisibles de sales solubles en suelos, se concluye que estas representarían un problema y afectarían las estructuras debido a la agresividad de sales en el suelo.

ELEMENTOS QUIMICOS NOCIVOS PARA LA CIMENTACION

PRESENCIA EN EL SUELO DE:	P.P.M.	GRADO DE ALTERACION	OBSERVACION
SULFATOS	0 – 1,000 1,000 – 2,000 2,000 – 20,000 > 20,000	Leve Moderado Severo Muy severo	Ocasiona un ataque químico al Concreto de la cimentación.
CLORUROS	> 6,000	Perjudicial	Ocasiona problemas de corrosión de armaduras y elementos metálicos.

TABLA N° 2

TIPO DE CEMENTO REQUERIDO PARA EL CONCRETO EXPUESTO**AL ATAQUE DE LOS SULFATOS**

GRADO DE ATAQUE DE LOS SULFATOS	PORCENTAJE DE SULFATOS SOLUBLES (SO ₄) EN LA MUESTRA DE SUELO (%)	PARTES POR MILLON DE SULFATOS (SO ₄) EN AGUA (p.p.m.)	TIPO DE CEMENTO	RELACION AGUA/CEMENTO MAXIMA (concreto normal)
Despreciable	0 a 0.10	0 a 150	I	
Moderado	0.10 a 0.20	150 a 1,500	II	0.50
Agresivo	0.20 a 2.00	1,500 a 10,000	V	0.45
Muy Agresivo	> de 2.00	> 10,000	V + puzolana	0.45

P.C.A. Asociación Cemento Portland

C. & I. CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
 REG. CONSULTORIA N° C 40613
W. P. Rojas - S. S.
 W. P. Rojas - S. S.
 INGENIERO CIVIL, N° 3 CIP 195371



11.- DETERMINACION DEL POTENCIAL DE EXPANSIÓN.

De acuerdo a Seed, Woodward y Lundgren, establecieron la siguiente tabla de potencial de expansión determinada en laboratorio

INDICE DE PLASTICIDAD	POTENCIAL DE EXPANSION
0 -15	BAJO
15 -35	MEDIO
35 - 55	ALTO
>55	MUY ALTO

Se ha estimado el potencial de expansión para cada uno de los puntos de investigación del área en estudio, según los ensayos realizados se desprende que hay presencia de suelos poco expansivos.

12.00.- De los terrenos colindantes

- En el área del proyecto no se ha podido verificar otros estudios similares al Presente.
- **De las cimentaciones adyacentes**
 - Se ha verificado que no hay edificaciones adyacentes.

CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.
REG. CONSULTORIA N° C 40613
W. J. Zuluaga Santos
INGENIERO CIVIL REG. CIP 19511
LABORATORIO



13.- DATOS GENERALES DE LA ZONA.

a) **Geodinámica Externa.**– Respecto a este fenómeno lo que se puede anotar es que la zona en estudio se encuentra dentro de la región Media de Sismicidad en el Perú en la Zona 4 cuyo factor es $Z = 0.45$, el cual se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

Como un antecedente relativamente cercano tenemos el terremoto del 31 de Mayo de 1970, el cual fue uno de los más catastróficos de la Historia. su epicentro fue localizado a 9.4° Latitud Sur y 79.3° Longitud Oeste, el cual produjo una aceleración de 0.24g. La magnitud calculada fue de 7.5° en la escala de Richter, la cual fue menor al Sismo del 26 de febrero de 1619 que alcanzó 7.8° en la escala de Richter.

ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Fuente: Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente" Del Reglamento Nacional De Edificaciones 2016.

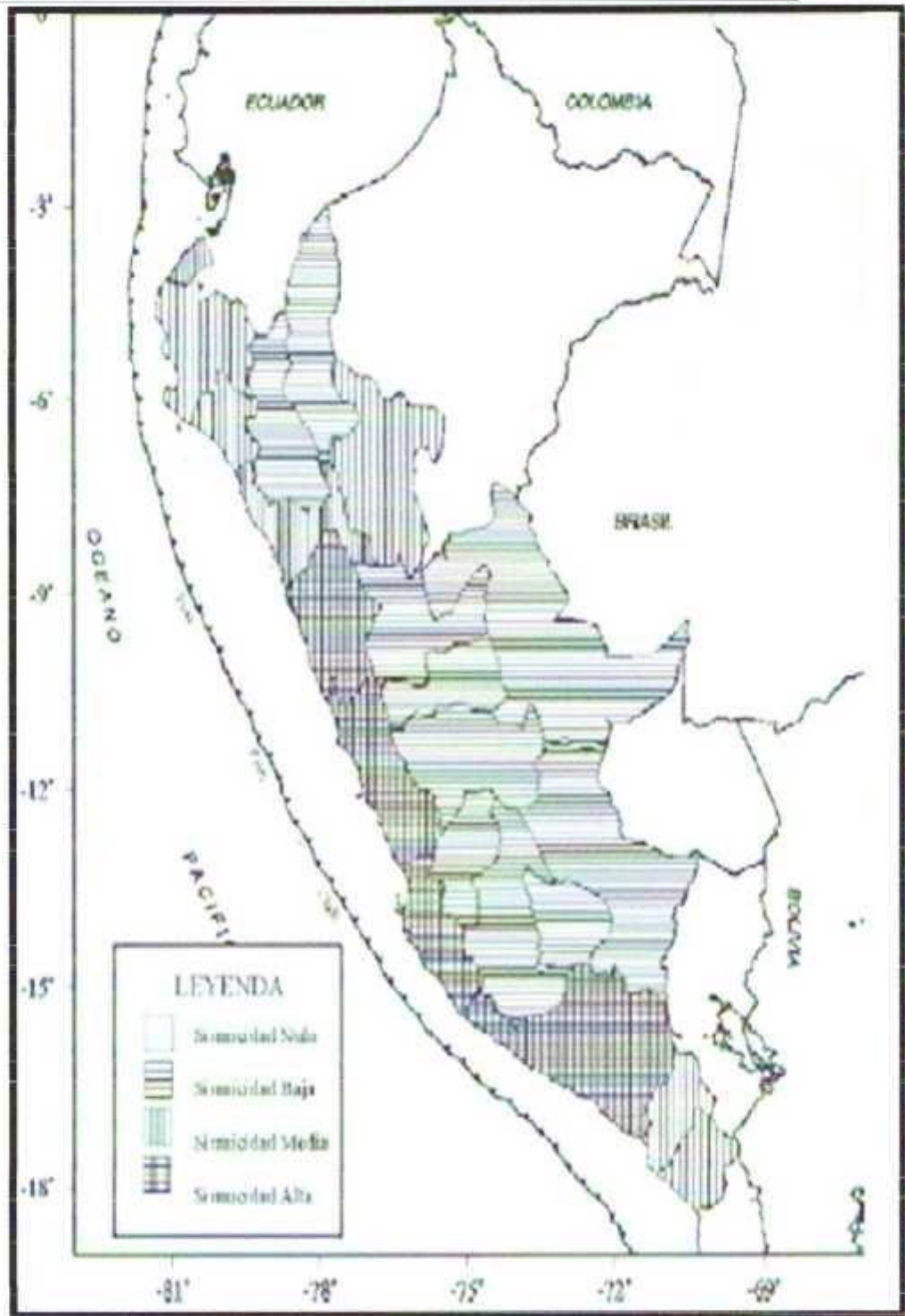
CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. CONSULTORIA N° C 80811
W. J. Zúñiga Santos
INGENIERO CIVIL REG. CIP 19517
I.E.E. - LABORATORIO



CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.



CONSULTORIA Y CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS - ESTUDIOS GEOTECNICOS
ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO EN MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
R.U.C. 20569119449



b) **Terrenos Colindantes.**- Adyacentes al terreno se encuentran viviendas, y construcciones de la población.

C&I CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. CONSULTORIA N° C 40673
[Signature]
Wilton J. Llaya Santos
REG. INGENIERIA N° 195374
E.I.R.L. LABORATORIO



14.- EFECTO DE SISMO

La zona de estudio corresponde al distrito de Chimbote, en el departamento de Ancash, la cual se encuentra dentro de la zona 4 del mapa de zonificación sísmica del Perú de acuerdo a la Norma de Diseño Sismorresistente E-030 del Reglamento Nacional de Edificaciones (2016) como se puede observar en la figura 1.

En la figura 2 se muestra el mapa de distribución de máximas intensidades en el Perú.

Las fuerzas sísmicas horizontales pueden calcularse de acuerdo a las normas de diseño Sismorresistente según la siguiente relación:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

- Para la zona donde se cimentara, el suelo de cimentación es grava mal graduada el cual tendrá los siguientes parámetros sísmicos: S es el factor Suelo con un valor de S=1.20, para un periodo predominante de Tp= 1.00 s, y Z es el factor de la zona 4 resultando Z=0.45 g.

Para el análisis pseudo estático se ha empleado una aceleración máxima de 0.42g, y según la literatura técnica internacional para la selección del coeficiente del análisis pseudo estático se ha considerado la mitad de la aceleración máxima de la zona y cuyo valor es 0.21.

En la figura 3 se muestra los valores de Isoaceleraciones para un periodo de retorno de 500 años y para una vida útil de 50 años, con una excedencia de 10%.

CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. CONSULTORIA N° C 40613
W. J. Santos
Wladimir J. Santos
INGENIERO CIVIL REG. CIP. 19531
D.F. 1 4003410007



FIGURA N° 1: Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, según el Reglamento Nacional de Edificaciones (2016)

C&I CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. CONSULTORIA N° C-40613
Wilson J. Chávez Santos
INGENIERO CIVIL REG. CIP. 195374
I.E.F. LABORATORIO

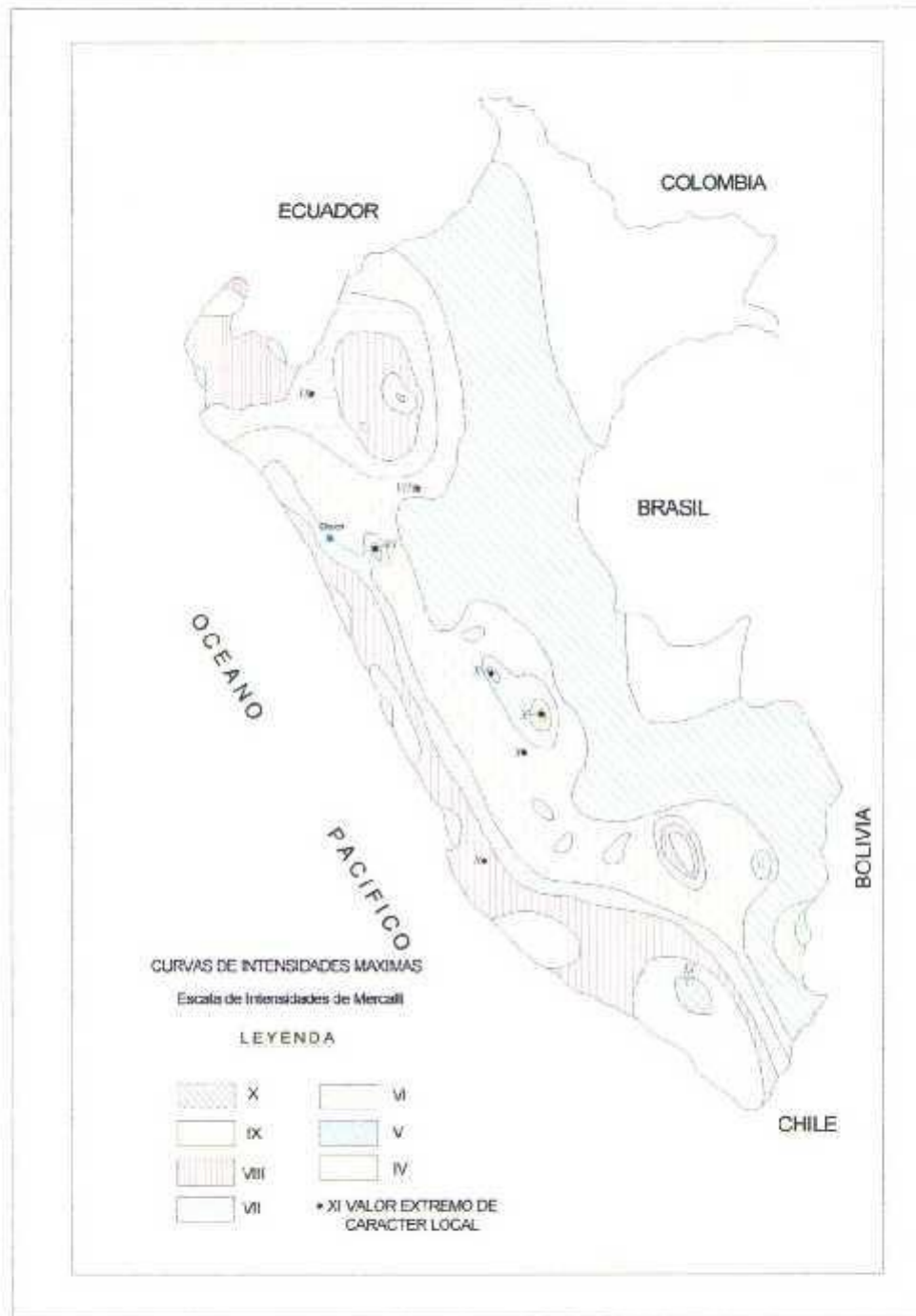


FIGURA N° 2: Mapa de distribución de máximas intensidades sísmicas (Alva et., al, 1984)

WILFREDO ALVA SANTOS
 INGENIERO CIVIL REG. CIP 19537
 (F.F. LABORATORIO)



CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.



CONSULTORIA Y CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS · ESTUDIOS GEOTECNICOS
ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO EN MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
R.U.C. 20569119449

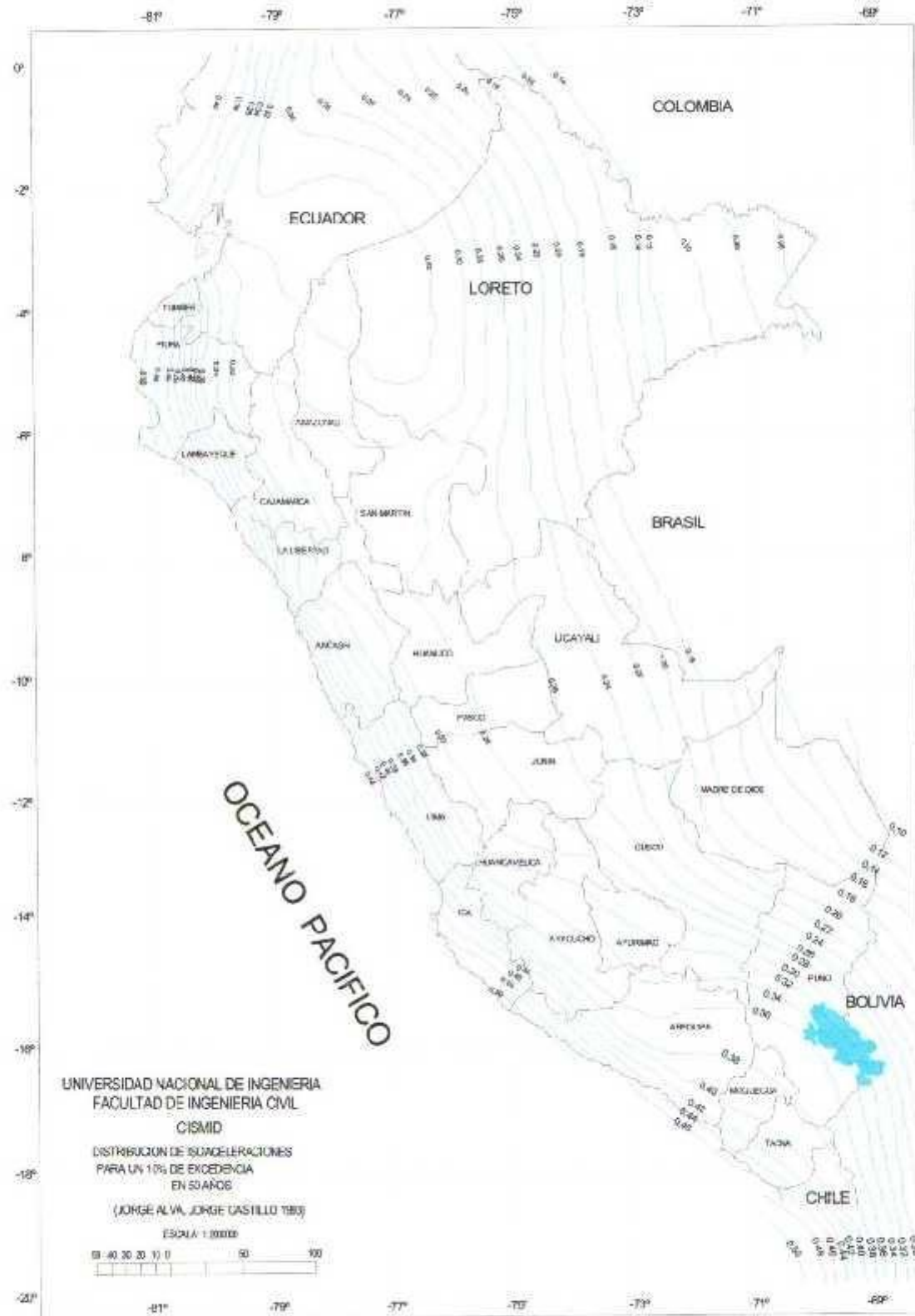


Figura 3. Mapa de Isoaceleraciones para 475 años de periodo de retorno

CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
Wafar Mayo S.T.S.
Wladimir Zetana Santos
INGENIERO CIVIL REG. CIP 195373
D.T. LABORATORIO



15.- DESCRIPCION DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO.

La calicata N° 01, No Presenta nivel freático a la profundidad de 2.00 m, y está conformado por un estrato (M-1), de 0.40 m de espesor, conformada de arena limosa mal graduada de granos medio a fino, de forma alargada y subredondeada, con presencia de finos no plásticos, el material presenta un color beige claro y está contaminado de materia orgánica (plantas y raíces) Suelo poco firme y suelto, Terreno no apto para construcción y debe ser retirado, seguido de un segundo estrato (M-2), de 1.60 m de espesor, conformado de arena mal graduada de granos medio a fino, de forma alargada y subredondeada con presencia de finos no plásticos, el material presenta un color beige oscuro, Condición in situ: semi suelto y húmedo.

La calicata N° 02, No Presenta nivel freático a la profundidad de 2.00 m, y está conformado por un estrato (M-1), de 0.42 m de espesor, conformada de arena limosa mal graduada de granos medio a fino, de forma redondeada y subredondeada, con presencia de finos no plásticos, el material presenta un color beige claro y está contaminado de materia orgánica (plantas y raíces) Suelo poco firme y suelto, Terreno no apto para construcción y debe ser retirado, seguido de un segundo estrato (M-2), de 1.58 m de espesor ,conformado de arena mal graduada de granos medio a fino, de forma alargada y sub redondeada con presencia de finos no plásticos, el material presenta un color beige oscuro, Condición in situ: semi suelta y húmedo.

AT CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. CONSULTORIA N° C40613
Wilson J. Zúñiga Santos
INGENIERO CIVIL REG. CIP. 1851
I.E.F. LABORATORIO



16.0- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Basándose en los trabajos de campo y ensayos de laboratorio realizados, así como el análisis efectuado, se puede concluir lo siguiente:

- El suelo está conformado geomorfológicamente por un primer estrato de suelo tipo Arena limosa mal graduada contaminado de materia orgánica (plantas y raíces), Suelo poco firme y suelto, Terreno no apto para construcción y debe ser retirado condición in situ: semi suelto y húmedo, seguido de un segundo estrato conformado Arena mal graduada (SP), sus granos son de forma alargada y sub redondeada, con presencia de finos no plásticos, suelo poco permeable con buena presencia de humedad, el estrato es de color beige oscuro, condición in situ: semi suelto y húmedo.
- Con la finalidad de definir el perfil estratigráfico del área de estudio, se ejecutaron 02 calicatas de exploración, mediante excavación final a cielo abierto, hasta una profundidad máxima de 2.00 m, las cuales se ubicaron convenientemente en cada estribo del área a considerar para el proyecto.
- Hasta la máxima profundidad explorada de 2.00 m, no se detectó la presencia de Nivel freático.
- La capacidad portante para las calicatas se ha realizado en base al ángulo de fricción, cuyo valor es de 27° , señalamos que el tipo de suelo predominante a partir de los 2.00 m de profundidad es del tipo arena mal graduada (SP), asimismo se ha considerado para los cálculos la falla local por las condiciones de sitio encontradas como

CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. CONSULTORIA N° C 40613
Walter Rojas
Walter Rojas
REG. CIP 195371



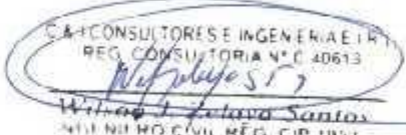
son: Humedad considerable y escorrentías producto de infiltraciones de agua de río. En resumen se presenta el siguiente cuadro de la capacidad portante calculada para diferentes profundidades y diferentes anchos de cimentación:

Cuadro de Valores de Capacidad Portante para Zapatas Cuadradas

qad = Capacidad. Admisible Kg/cm ²		"B" ANCHO DE ZAPATA							
		1,0 m.	1,2 m.	1,4 m.	1,6 m.	1,8 m.	2,0 m.	2,2 m.	2,4 m.
"DF" PROF. de Cimentación.	1,0 m.	0,42	0,43	0,44	0,46	0,47	0,48	0,49	0,51
	1,2 m.	0,49	0,50	0,51	0,53	0,54	0,55	0,56	0,58
	1,8 m.	0,70	0,71	0,73	0,74	0,75	0,76	0,77	0,79
	2,0 m.	0,77	0,78	0,80	0,81	0,82	0,83	0,85	0,86

Cuadro de Valores de Capacidad Portante para Cimientos Corridos

qad = Capacidad. Admisible Kg/cm ²		"B" ANCHO DE CIMIENTO							
		1,0 m.	1,2 m.	1,4 m.	1,6 m.	1,8 m.	2,0 m.	2,2 m.	2,4 m.
"DF" PROF. de Cimentación.	1,0 m.	0,43	0,44	0,46	0,47	0,49	0,51	0,52	0,54
	1,2 m.	0,50	0,51	0,53	0,54	0,56	0,58	0,59	0,61
	1,8 m.	0,71	0,73	0,75	0,76	0,77	0,79	0,80	0,82
	2,0 m.	0,78	0,79	0,81	0,83	0,84	0,86	0,87	0,89


 C&I CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
 REG. CONSULTORIA N° C 40613
Willy J. Felava Santos
 INGENIERO CIVIL REG. CIP 1951
 DEL LABORATORIO



17.2- RECOMENDACIONES

- Basado en los trabajos de campo, resultados de laboratorio, registros estratigráficos y característica de la estructura a construir, se recomienda cimentar sobre el terreno de cimentación conformado por arenas mal graduadas (**SP**), de compacidad semi suelta, a la profundidad mínima de 2.00 m, medidos a partir del terreno natural, apoyándose siempre sobre el suelo natural de arenas limosas mal graduadas, cuyo valor es **Qadm= 0.83 Kg/cm², con un ancho de zapata mínimo de 2.00 m.**
- Se recomienda utilizar el tipo de cimentación por medio de una platea de cimentación, se recomienda por el tipo de suelo encontrado arena mal graduada medianamente suelta y húmeda por presencia de escorrentías, que se deberá realizar un mejoramiento de suelo en un espesor de 0.40 m, medidos a partir de la profundidad de cimentación, esto para mejorar las condiciones de estabilidad de la estructura a proyectar, el mejoramiento será con material afirmado sin finos plásticos con agregado máximo 2" y compactado al 95% de su Proctor modificado, en un espesor de 0.40 m, seguido de un solado 1:8 cemento hormigón de 0.10 m de espesor y así quedar para recibir la cimentación recomendada.
- Asimismo, al considerarse el uso de plateas o losas de cimentación, se descarta totalmente la presencia de asentamientos diferenciales en las estructuras, debido a que éstos serán anulados por los elementos estructurales indicados.

CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. CONSULTORIA N° C. 40613
Wilson J. Calaya Santos
INGENIERO CIVIL REG. CIP 19537
R.U.C. 20569119449



**MÓDULO DE BALASTO DE UNA PLACA DE CARGA DE 30x30 cm. PARA MODELO WINKLER DE LOSA FLEXIBLE
SOBRE SUELO ELÁSTICO**

Geometría de la losa:	Rectangular	Largo =	4.00	metros
		Ancho =	2.00	metros
Tipo de terreno:	Arenoso		100	
K_{30} =	5.0	kp/cm ²		0
$K_{arenoso}$ =	1,378	kp/cm ²	1,377.60	1/m ² 13,776.0 kN/m ²
$K_{arcillosos}$ =		kp/cm ²		1/m ² kN/m ²
$K_{graviosos}$ =		kp/cm ²		1/m ² kN/m ²

- Para la reacción del suelo y el análisis de cimentaciones por el método se tomara en consideración el valor del módulo de balasto $k_s = 13,776 \text{ Kn/m}^3$
- De acuerdo al tipo de suelo encontrado conformado por suelos finos tipo arenas mal graduadas de compacidad semi suelta, se recomienda usar entibados y apuntalado para la protección de las paredes durante los trabajos de excavación.
- Se deberá de tener de sumo cuidado de no cimentar sobre material de relleno y siempre llegar al terreno natural materia del estudio.
- Por los resultados de los ensayos químicos en suelo y como medida preventiva se recomienda el uso de cemento tipo II o su similar, para cualquier estructura de concreto usada en la obra.
- En las zonas que existe el material de relleno no seleccionado, estos se tendrán que eliminar y remplazar con material de préstamo, seleccionado de cantera de la clasificación AASHTO: A1-a (0), A1 -b (0) y/o A-2-4, debidamente compactado por capas de 0.30 m de espesor como máximo, con un porcentaje mínimo del 95% con respecto a su proctor modificado.
- Las conclusiones y recomendaciones solamente son para la zona en estudio.

C.A. CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. CONSULTORIA N.C. 40613
[Firma]
Wilfredo J. Salazar Santón
REG. CIVIL REG. CIP 195371

**Tabla 303-1****Requerimientos Granulométricos para Sub-Base Granular**

Tamiz	Porcentaje que Pasa en Peso			
	Gradación A (1)	Gradación B	Gradación C	Gradación D
50 mm (2")	100	100	---	---
25 mm (1")	---	75 - 95	100	100
9.5 mm (3/8")	30 - 65	40 - 75	50 - 85	60 - 100
4.75 mm (N° 4)	25 - 55	30 - 60	35 - 65	50 - 85
2.0 mm (N° 10)	15 - 40	20 - 45		40 - 70
4.25 um (N° 40)	8 - 20	15 - 30	15 - 30	25 - 45
75 um (N° 200)	2 - 8	5 - 15	5 - 15	8 - 15

Fuente: ASTM D 1241

Sub-Base Granular**Requerimientos de Ensayos Especiales**

Ensayo	Norma MTC	Norma ASTM	Norma AASHTO	Requerimiento	
				< 3000 msnm	≥ 3000 msnm
Abrasión	MTC E 207	C 131	T 96	50 % máx	50 % máx
CBR (1)	MTC E 132	D 1883	T 193	40 % mín	40 % mín
Límite Líquido	MTC E 110	D 4318	T 89	25% máx	25% máx
Índice de Plasticidad	MTC E 111	D 4318	T 89	6% máx	4% máx
Equivalente de Arena	MTC E 114	D 2419	T 176	25% mín	35% mín
Salas Solubles	MTC E 219			1% máx.	1% máx.
Partículas Chatas y Alargadas (2)	MTC E 211	D 4791		20% máx	20% máx

S.A. CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
 REG. CONSULTORIA N° C 40613
 Wilson Velasco Santos
 INGENIERO CIVIL REG. CIP 19537
 D.E. LABORATORIO



Tabla 305-1
Requerimientos Granulométricos para Base Granular

Tamiz	Porcentaje que Pasa en Peso			
	Gradación A	Gradación B	Gradación C	Gradación D
50 mm (2")	100	100	—	—
25 mm (1")	—	75 – 95	100	100
9.5 mm (3/8")	30 – 65	40 – 75	50 – 85	60 – 100
4.75 mm (Nº 4)	25 – 55	30 – 60	35 – 65	50 – 85
2.0 mm (Nº 10)	15 – 40	20 – 45	25 – 50	40 – 70
4.25 um (Nº 40)	8 – 20	15 – 30	15 – 30	25 – 45
75 um (Nº 200)	2 – 8	5 – 15	5 – 15	8 – 15
Valor Relativo de Soporte, CBR (I)		Tráfico Ligero y Medio		Mín 80%
		Tráfico Pesado		Mín 100%

Tabla 305-2 Requerimientos Agregado Grueso

Ensayo	Norma MTC	Norma ASTM	Norma AASHTO	Requerimientos	
				Altitud	
				< Menor de 3000 msnm	≥ 3000 msnm
Partículas con una cara fracturada	MTC E 210	D 5821		80% mín.	80% mín.
Partículas con dos caras fracturadas	MTC E 210	D 5821		40% mín.	50% mín.
Abrasión Los Angeles	MTC E 207	C 131	T 96	40% máx	40% máx
Partículas Chatas y Alargadas (I)	MTC E 221	D 4791		15% máx.	15% máx.
Salas Solubles Totales	MTC E 219	D 1888		0.5% máx.	0.5% máx.
Pérdida con Sulfato de Sodio	MTC E 209	C 88	T 104	--	12% máx.
Pérdida con Sulfato de Magnesio	MTC E 209	C 88	T 104	--	18% máx.

CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
 REG. CONSULTORIA Nº C 40613
W. J. Peláez S.T.
 Wilson J. Peláez Santos
 C. I. P. N. O. C. O. I. E. R. R. C. P. 19557

**Tabla 305-2****Requerimientos Agregado Fino**

Ensayo	Norma	Requerimientos	
		< 3 000 m.s.n.m.	> 3 000 m.s.n.m
Indice Plástico	MTC E 111	4% máx	2% máx
Equivalente de arena	MTC E 114	35% mín	45% mín
Sales solubles totales	MTC E 219	0,55% máx	0,5% máx
Indice de durabilidad	MTC E 214	35% mín	35% mín

- ✓ Se recomienda el control de la compactación de la Base, por medio de los ensayos de Densidad de Campo, la Compactación mínima requerida será del 95 % de la compactación con respecto a su Proctor Modificado.
- ✓ Los Resultados y ensayos realizados solamente son para la zona en estudio.

CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. CONSULTORIA N° C 80613
W. J. Santos
Ingeniero Civil REG. CIP 19537
D. E. J. ALCANTARA



CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.



CONSULTORIA Y CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS - ESTUDIOS GEOTECNICOS
ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO EN MECANICA DE SUELOS ,CONCRETO Y PAVIMENTOS
R.U.C. 20569119449

ANEXO

C&I CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. CONSULTORIA N° C 40613
Wilson A. Calva Santos
Wilson A. Calva Santos
INGENIERO CIVIL REG. CIP. 19587
DISEÑADOR



CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.



CONSULTORIA Y CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS · ESTUDIOS GEOTECNICOS
ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO EN MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
R.U.C. 20569119449

ANEXO CAPACIDAD PORTANTE

C&I CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. CONSULTORIA N° C 40613
[Handwritten Signature]
NITELMO CIVIL REG. C.P. 19537
DEL LABORATORIO



CALCULO DEL ASENTAMIENTO DE CIMENTACIONES

TESIS DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ANCASH - 2017

UBICACIÓN DISTRITO DE CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH

TESISTA PALMIRA SONIA CAMPOS MAZA

FECHA ABRIL DEL 2018

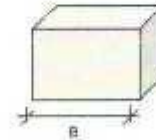
Prof. NIVEL FREÁTICO [m] NP

CALCULO DE ASENTAMIENTO PARA ZAPATAS CUADRADAS

Donde:

- S = Asentamiento Total en cm.
- qad = Capacidad admisible de carga en Ton/m²
- E = Modulo de elasticidad
- μ = Modulo de Poisson
- B = Ancho de Zapata en m.
- Iw = factor de Influencia
- df = Profundidad

$$S = \frac{qad \cdot B(1 - \mu^2)}{E} Iw$$



25.13

Si:

- μ = 0,30
- E = 1500 Ton/m²
- Iw = 112 cm/m
- Df = 1,2 m

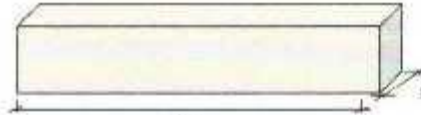
S =		"B" ANCHO DE ZAPATA							
Asentamiento	qad	1,0 m.	1,2 m.	1,4 m.	1,6 m.	1,8 m.	2,0 m.	2,2 m.	2,4 m.
Asentamiento	qad	0,70	0,71	0,73	0,74	0,75	0,76	0,77	0,79
Asentamiento		0,476 cm	0,581 cm	0,680 cm	0,802 cm	0,917 cm	1,036 cm	1,158 cm	1,284 cm

CALCULO DE ASENTAMIENTO PARA ZAPATAS RECTANGULARES (Cimientos Corridos)

Donde:

- S = Asentamiento Total en cm.
- qad = Capacidad admisible de carga en Ton/m²
- E = Modulo de elasticidad
- μ = Modulo de Poisson
- B = Ancho de Zapata en m.
- Iw = factor de Influencia
- df = Profundidad

$$S = \frac{qad \cdot B(1 - \mu^2)}{E} Iw$$



Si:

- μ = 0,30
- E = 1800 Ton/m²
- Iw = 112 cm/m
- Df = 1,2 m

S =		"B" ANCHO DE ZAPATA							
Asentamiento	qad	0,8 m.	0,9 m.	1,0 m.	1,1 m.	1,2 m.	1,3 m.	1,4 m.	1,5 m.
Asentamiento	qad	0,71	0,73	0,75	0,76	0,77	0,79	0,80	0,82
Asentamiento		0,324 cm	0,372 cm	0,422 cm	0,474 cm	0,524 cm	0,579 cm	0,638 cm	0,694 cm

CONCLUSIONES

Del Análisis Tanto de Zapatas Cuadradas y Rectangulares no se Esperan Asentamiento, ya que es inferior a lo Permissible 2.50 cm.

CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. CONSULTORIA N° C 40613
W. P. S.
Palmira Sonia Campos Maza
INGENIERA CIVIL REG. CIP 19537
I.E.C. LABORATORIO



CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO

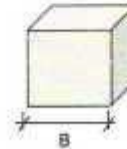
TESIS	DISEÑO DEL PLENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2017
UBICACIÓN	DISTRITO DE CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH
TESISTA	PALMIKA SONIA CAMPOS MÁZA
FECHA	ABRIL DEL 2018
Prof. NIVEL FREÁTICO, [m]: NP	

Capacidad Admisible de Carga por Limitación de Esfuerzo Cortante para Zapata Cuadrada

Donde:

- q_c = Capacidad ultima de carga
- q_{ad} = Capacidad admisible de carga
- F_c = Factor de seguridad
- γ = Peso especifico Total
- B = Ancho de Zapata en m.
- D_f = Profundidad de Cimentacion en m.
- C = Cohesion
- φ = Angulo de friccion Interna

$$q_{ad} = \frac{q_c}{F_c}$$



$$q_c = 1.3c.N_c + \gamma.D_f.N_q + 0.4\gamma.B.N_\gamma$$

Si:

- γ = 1.61 kg/cm³
- φ = 27.00
- N_q = 6.5
- N_c = 16.3
- N_γ = 2.9
- C = 0.01
- F_c = 3.00

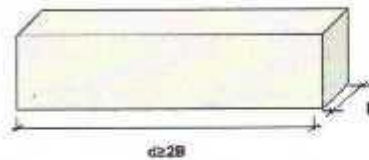
q _{ad} = Capacidad Admisible Kg/cm ²	"B" ANCHO DE ZAPATA								
	1.0 m.	1.2 m.	1.4 m.	1.6 m.	1.8 m.	2.0 m.	2.2 m.	2.4 m.	
"DF" PROF. de Cimentacion	1.0 m.	0.42	0.43	0.44	0.46	0.47	0.48	0.49	0.51
	1.2 m.	0.49	0.50	0.51	0.53	0.54	0.55	0.56	0.58
	1.6 m.	0.70	0.71	0.73	0.74	0.75	0.76	0.77	0.79
	2.0 m.	0.77	0.76	0.80	0.81	0.82	0.83	0.85	0.86

Capacidad Admisible de Carga por Limitación de Esfuerzo Cortante para Zapata Rectangular (Cimientos Corridos)

Donde:

- q_c = Capacidad ultima de carga
- q_{ad} = Capacidad admisible de carga
- F_c = Factor de seguridad
- γ = Peso especifico Total
- B = Ancho de Zapata en m.
- D_f = Profundidad de Cimentacion en m.
- C = Cohesion
- φ = Angulo de friccion Interna

$$q_{ad} = \frac{q_c}{F_c}$$



$$q_c = c.N_c + \gamma.D_f.N_q + 0.5\gamma.B.N_\gamma$$

Si:

- γ = 1.61 kg/cm³
- φ = 31.54
- N_q = 6.5
- N_c = 16.3
- N_γ = 2.9
- C = 0.01
- F_c = 3.00

q _{ad} = Capacidad Admisible Kg/cm ²	"B" ANCHO DE CIMENTO								
	1.0 m.	1.2 m.	1.4 m.	1.6 m.	1.8 m.	2.0 m.	2.2 m.	2.4 m.	
"DF" PROF. de Cimentacion	1.0 m.	0.43	0.44	0.46	0.47	0.49	0.51	0.52	0.54
	1.2 m.	0.50	0.51	0.53	0.54	0.56	0.58	0.59	0.61
	1.6 m.	0.71	0.73	0.75	0.76	0.77	0.79	0.80	0.82
	2.0 m.	0.78	0.79	0.81	0.83	0.84	0.86	0.87	0.88

WILSON J. ZÚÑIGA SANTOS
 INGENIERO CIVIL REG. CIP 19532
 JEFE LABORATORIO



DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

DATOS:

Profundidad de Desplante	Df (m)	2,00
Peso Volumetrico del Suelo	Gm (Ton/m ³)	1,61
Cohesion del Suelo	C (kg/cm ²)	0,01
Angulo de Friccion Interna del Suelo	φ (grados)	27,00
Ancho de Cimiento	B ó R (m)	2,00
Clasificacion del suelo de Suelo (SUCS)		SP
Factor de Seguridad	FS	3,0

CALCULOS Y RESULTADOS:

FACTORES DEPENDIENTES DEL ANGULO DE FRICCION:

Factor de Cohesión	Nc=	16,30
Factor de Sobrecarga	Nq=	6,54
Factor de Piso	Ng=	2,88

a) Para Cimiento Continuo:

Capacidad de Carga Ultima, qc:

$qc = c \cdot Nc + Gm \cdot Df \cdot Nq + 0.5 \cdot Gm \cdot B \cdot Ng$

Capacidad de Carga Admisible, qa:

$qa = qc / FS$

c*Nc=	0,02
Gm*Df*Nq=	2,11
0.5*Gm*B*Ng=	0,46

qc=	2,59	Kg/Cm²
qa=	0,86	Kg/Cm²

b) Para Cimiento Cuadrado:

Capacidad de Carga Ultima, qc:

$qc = 1.3 \cdot c \cdot Nc + Gm \cdot Df \cdot Nq + 0.4 \cdot Gm \cdot B \cdot Ng$

Capacidad de Carga Admisible, qa:

$qa = qc / FS$

1.3*c*Nc=	0,02
Gm*Df*Nq=	2,11
0.4*Gm*B*Ng=	0,37

qc=	2,50	Kg/Cm²
qa=	0,83	Kg/Cm²

WILSON J. ASTIVIA SANTOS

 CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.

 REG. CONSULTORIA N° 40613

 OFICINA: BOGOTÁ, COLOMBIA

 LABORATORIO



CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.



CONSULTORIA Y CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS • ESTUDIOS GEOTECNICOS
ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO EN MECANICA DE SUELOS ,CONCRETO Y PAVIMENTOS
R.U.C. 20569119449

REGISTRO DE SONDAJE

C&I CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG CONSULTORIA N° C-30613
Wilson J. Zelva Santos
Wilson J. Zelva Santos
INGENIERO CIVIL REG. CIP 1957



CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.



CONSULTORIA Y CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS - ESTUDIOS GEOTECNICOS
ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO EN MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
R.U.C. 20569119449

REGISTRO DE SONDAJE

TESIS DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO ECONOMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ANCASH - 2017

UBICACIÓN DISTRITO DE CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH

LOCALIZACIÓN CORDENADAS Este: 768906.04 - Norte: 8996214.27

TESISTA PALMIRA SONIA CAMPOS MAZA

FECHA ABRIL DEL 2018

CALICATA: 02 **PROFUNDIDAD:** 2,00 m. **N. FREATICO :** NP

Profundidad (metros)	Tipo de excavación	Muestras obtenidas	PRUEBAS		SIMBOLO	DESCRIPCION DEL MATERIAL	CLASIFICACION (SUCS)
			D.N (gr. / grs)	HN			
0.42	C A	M-1				<p>Arena limosa mal gradada de granos medio a fino, de forma alargada y subredondeada, con presencia de finos plasticos, el material presenta un color beige claro y está contaminado de materia orgánica (plantas y raíces)</p> <p>Suelo poco firme y suelto Terreno no apto para construcción y debe ser retirado</p> <p>Condición in situ: semi suelto y humedo</p> <p>gravas % 2,37 arenas% 86,81 finos% 10,82</p> <p>Límite Liquid NP Índice de Plasticidad NP</p>	SP - SM
1.08	L I C A T A	M-2				<p>Arena mal gradada de granos medio a grueso, de forma redondeada y sub redondeada con presencia de finos plasticos, el material presenta un color beige oscuro</p> <p>Condición in situ: semi suelto y humedo</p> <p>gravas % 21,00 arenas% 75,19 finos% 3,80</p> <p>Límite Liquid NP Índice de Plasticidad NP</p>	SP

CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. CONSULTORIA N° C 40613
[Signature]
Palmira S. Campos Maza
INGENIERO CIVIL REG. CIP 19537
DIRECCIÓN LABORATORIO



CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.



CONSULTORIA Y CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS · ESTUDIOS GEOTECNICOS
ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO EN MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
R.U.C. 20569119449

REGISTRO DE SONDAJE

TESIS DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2017
UBICACIÓN DISTRITO DE CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH
LOCALIZACIÓN CORDENADAS Este: 768816.41 - Norte: 8996221.69
TESISTA PALMIRA SONIA CAMPOS MAZA
FECHA ABRIL DEL 2018

CALICATA: 01 **PROFUNDIDAD:** 2.00 m. **N. FREATICO :** NP

Profundidad (metros)	Tipo de excavación	Muestras obtenidas	PRUEBAS		SIMBOLO	DESCRIPCION DEL MATERIAL	CLASIFICACION (SUCS)
			D.H. (graves)	H.N.			
0.40	C A	M-1				<p>Arena limosa mal gradada de granos medio a fino, de forma alargada y subredondeada, con presencia de finos plasticos, el material presenta un color beige claro y está contaminado de materia orgánica (plantas y raices) Suelo poco firme y suelto. Terrano no apto para construcción y debe ser retirado Condicion in situ: semi suelto y humedo</p> <p>gravas % 4,66 arenas% 32,23 finos% 15,11 Limite Liquid NP Indice de Plasticidad NP</p>	SP - SM
1.60	L I C A T A	M-2				<p>Arena mal gradada de granos medio a grueso, de forma redondeada y sub redondeada con presencia de finos plasticos, el material presenta un color beige oscuro Condicion in situ: semi suelto y humedo</p> <p>gravas % 2,36 arenas% 93,30 finos% 4,64 Limite Liquid NP Indice de Plasticidad NP</p>	SP

CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. COMERCIAL INDIAN N° C 40613
Willy
Willy J. Zelaya Santos
DNI N° 80.014.111 REG. C.P. 19531
I.I.E. LABORATORIO



CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.



CONSULTORIA Y CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS - ESTUDIOS GEOTECNICOS
ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO EN MECANICA DE SUELOS ,CONCRETO Y PAVIMENTOS
R.U.C. 20569119449

ANEXO ENSAYOS DE LABORATORIO

CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. CONSULTORIA N° C. 40613
Wilson J. Araya Santos
Wilson J. Araya Santos
INGENIERO CIVIL REG. CIP 19537
LABORATORIO



TESIS DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACION DE LA AVENIDA PERU DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO ECONOMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ANCASH - 2017
UBICACION DISTRITO DE CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH
LOCALIZACION CORDENADAS Este: 768916.41 - Norte: 8996221.69
TESISTA PALMIRA SONIA CAMPOS MAZA
FECHA ABRIL DEL 2018

RESULTADOS DE ENSAYOS ESTANDAR DE LABORATORIO

CALICATA 01 **MUESTRA** ,01 Prof. = 40 cm (estrato)

1. ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM - D421)

Peso Inicial Seco, [gr]	498,110		
Peso Lavado y Seco, [gr]	432,790		
Mallas	Abertura [mm]	Peso retenido [grs]	% pasa
2 1/2"	63,500	0,000	100,00
2"	50,800	0,000	100,00
1 1/2"	38,100	0,000	100,00
1"	25,400	0,000	100,00
3/4"	19,000	0,000	100,00
1/2"	12,700	0,000	100,00
3/8"	9,510	0,000	100,00
1/4"	6,350	0,000	100,00
Nº 4	4,750	23,200	95,34
Nº 10	2,000	102,350	74,70
Nº 16	1,180	92,210	56,28
Nº 30	0,595	90,020	38,21
Nº 40	0,420	23,650	33,46
Nº 60	0,297	23,550	28,73
Nº 100	0,149	42,210	20,26
Nº 200	0,074	35,600	13,11
< Nº 200		65,320	0,00



2. LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM - D4318)

A. LIMITE LIQUIDO

Procedimiento	Tara No		
	1	2	3
1. No de Golpes			
2. Peso Tara, [gr]			
3. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		NP	
4. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]			
5. Peso Agua, [gr]			
6. Peso Suelo Seco [gr]			
7. Contenido de Humedad, [%]			

B. LIMITE PLASTICO

Procedimiento	Tara No	
	1	2
1. Peso Tara, [gr]		
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]	NP	
4. Peso Agua, [gr]		
5. Peso Suelo Seco [gr]		
6. Contenido de Humedad, [%]		



3. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)

Procedimiento	Tara No 1
1. Peso Tara, [gr]	22,15
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]	139,97
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]	128,60
4. Peso Agua, [gr]	11,37
5. Peso Suelo Seco [gr]	106,45
6. Contenido de Humedad, [%]	10,68

Grava(%)	4,66
Arena (%)	82,23
Finos(%)	13,11
Límite Líquido	NP
Límite Plástico	NP
Índice Plasticidad	NP
Clasif. SUCS	SP - SM
Clasif. AASHTO	A - 2 - 4 (0)
Contenido de Humedad	10,68
Peso específico	2,64
Índice de Grupo	0

CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
 REG. CONSULTORA N° 40613
 Palmira Sonia Campos Maza
 TANGAY 4, Provincia Santa, Ancash
 TANGAY CIVIL REG. CIP 1954
 T.E.E LABORATORIO



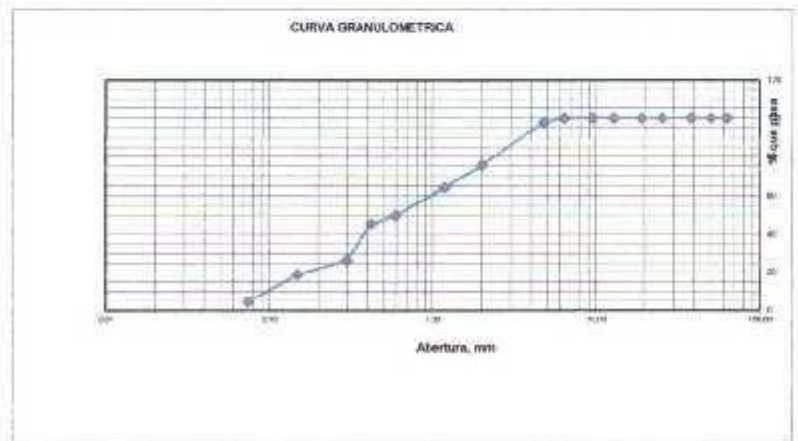
TESIS DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2017
UBICACIÓN DISTRITO DE CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH
LOCALIZACIÓN CORDENADAS Este: 768816.41 - Norte: 8996221.69
TESISTA PALMIRA SONIA CAMPOS MAZA
FECHA ABRIL DEL 2018

RESULTADOS DE ENSAYOS ESTANDAR DE LABORATORIO

CALICATA 01 **MUESTRA** .02 Prof. = 160 cm (-estrato)

1. ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM - D421)

Malas	Abertura [mm]	Peso retenido [grs]	% pasa
2 1/2"	63,500	0,000	100,00
2"	50,800	0,000	100,00
1 1/2"	38,100	0,000	100,00
1"	25,400	0,000	100,00
3/4"	19,000	0,000	100,00
1/2"	12,700	0,000	100,00
3/8"	9,510	0,000	100,00
1/4"	6,350	0,000	100,00
N° 4	4,760	10,320	97,64
N° 10	2,000	96,350	75,60
N° 10	1,180	50,210	64,11
N° 30	0,695	62,950	49,85
N° 40	0,420	19,350	45,42
N° 50	0,297	83,250	26,38
N° 100	0,149	32,510	18,94
N° 200	0,074	62,510	4,64
< N° 200		20,300	0,00



2. LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM - D4318)

A. LIMITE LIQUIDO

Procedimiento	Tara No.		
	1	2	3
1. No de Golpes			
2. Peso Tara, [gr]			
3. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		NP	
4. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]			
5. Peso Agua, [g]			
6. Peso Suelo Seco, [gr]			
7. Contenido de Humedad, [%]			

B. LIMITE PLASTICO

Procedimiento	Tara No.	
	1	2
1. Peso Tara, [gr]		
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]	NP	
4. Peso Agua, [g]		
5. Peso Suelo Seco, [gr]		
6. Contenido de Humedad, [%]		



3. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)

Procedimiento	Tara No 1
1. Peso Tara, [gr]	21,42
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]	168,90
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]	152,30
4. Peso Agua, [g]	16,60
5. Peso Suelo Seco, [gr]	130,88
6. Contenido de Humedad, [%]	12,68

Grava(%)	2,36
Arena (%)	93,00
Finos(%)	4,64
Límite Líquido	NP
Límite Plástico	NP
Índice Plástico	NP
Clasif. SUCS	SP
Clasif. AASHTO	A-2-4(0)
Contenido de Humedad	12,68
Peso específico	2,64
Índice de Grupo	0

CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
 REG. CONSULTORIA N° C 40613
 Wilson J. Zelaya Santos
 INGENIERO CIVIL REG. CIP 1954
 U.T.E. C. ANCAHUA



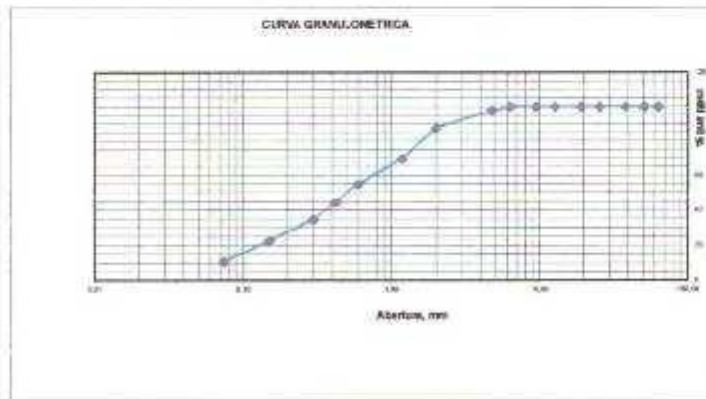
TESIS DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ANCASH - 2017
UBICACIÓN DISTRITO DE CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH
LOCALIZACIÓN CORDENADAS Este: 768906.04 - Norte: 8996214.27
TESISTA PALMIRA SONIA CAMPOS MAZA
FECHA ABRIL DEL 2018

RESULTADOS DE ENSAYOS ESTANDAR DE LABORATORIO

CALICATA 02 **MUESTRA** .01 Prof = 42 cm (estrato)

1. ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM - D421)

Peso Inicial Seco, [gr]	520,960		
Peso Lavado y Seco, [gr]	464,240		
Mallas	Abertura [mm]	Peso retenido [gr]	% peso
≥ 1.18"	83,500	0,000	100,00
2"	50,800	0,000	100,00
1 1/2"	38,100	0,000	100,00
1"	25,400	0,000	100,00
3/4"	19,000	0,000	100,00
1/2"	12,700	0,000	100,00
3/8"	9,510	0,000	100,00
1/4"	6,350	0,000	100,00
Nº 4	4,760	12,320	97,63
Nº 10	2,000	52,070	87,63
Nº 18	1,180	93,580	69,66
Nº 30	0,595	75,230	55,01
Nº 40	0,420	55,260	44,40
Nº 50	0,297	50,940	34,63
Nº 100	0,149	62,210	22,68
Nº 200	0,074	61,790	10,52
< Nº 200		66,320	0,00



2. LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM - D4318)

A. LIMITE LIQUIDO

Procedimiento	Tara No		
	1	2	3
1. No. de Golpes			
2. Peso Tara, [gr]			
3. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]			
4. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		NP	
5. Peso Agua, [gr]			
6. Peso Suelo Seco, [gr]			
7. Contenido de Humedad, [%]			



B. LIMITE PLASTICO

Procedimiento	Tara No	
	1	2
1. Peso Tara, [gr]		
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]	NP	
4. Peso Agua, [gr]		
5. Peso Suelo Seco, [gr]		
6. Contenido de Humedad, [%]		

3. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)

Procedimiento	Tara No 1
1. Peso Tara, [gr]	72,98
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]	145,11
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]	130,21
4. Peso Agua, [gr]	10,90
5. Peso Suelo Seco, [gr]	107,23
6. Contenido de Humedad, [%]	10,17

Grava(%)	2,37
Arena (%)	86,81
Finos(%)	10,82
Límite Líquido	NP
Límite Plástico	NP
Índice Plasticidad	NP
Clasif. SUCS	SP - SM
Clasif. AASHTO	A1 - a (6)
Contenido de Humedad	10,17
Peso específico	2,64
Índice de Grupo	0

CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
 REG. CONSULTORIA N° 40613
W. Palacios
 Wilmar J. Zuluaga Santos
 INGENIERO CIVIL REG. CIV. 19537
 I.F.E. LABORATORIO



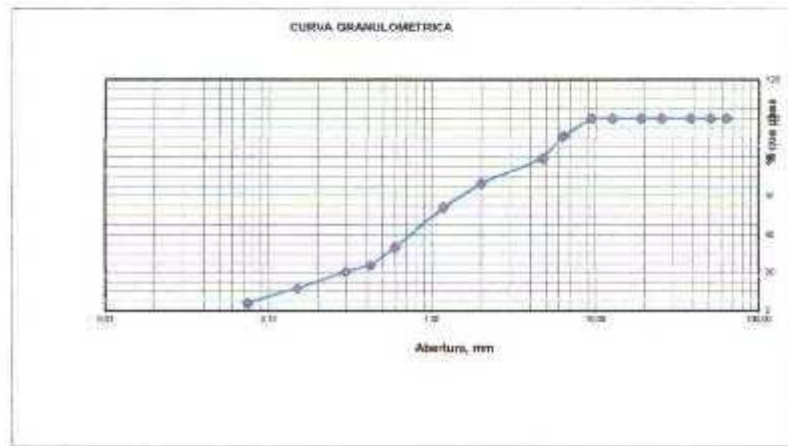
TESIS DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2017
UBICACIÓN DISTRITO DE CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH
LOCALIZACION CORDENADAS Este: 768905.04 - Norte: 8996214.27
TESISTA PALMIKA SONIA CAMPOS MAZA
FECHA ABRIL DEL 2018

RESULTADOS DE ENSAYOS ESTANDAR DE LABORATORIO

CALICATA 02 MUESTRA .02 Prof. = 158 cm (estrato)

1. ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM - D421)

Mallas	Abertura [mm]	Peso retenido [gr]	% pasa
2 1/2"	63,500	0,000	100,00
2"	50,800	0,000	100,00
1 1/2"	38,100	0,000	100,00
1"	25,400	0,000	100,00
3/4"	19,000	0,000	100,00
1/2"	12,700	0,000	100,00
3/8"	9,510	0,000	100,00
1/4"	6,350	78,250	90,59
Nº 4	4,760	96,350	79,00
Nº 10	2,000	105,210	66,34
Nº 15	1,180	102,250	54,04
Nº 30	0,595	171,400	33,42
Nº 40	0,420	78,770	23,95
Nº 50	0,297	30,630	20,24
Nº 100	0,149	71,630	11,62
Nº 200	0,074	64,690	3,60
< Nº 200		31,620	0,00



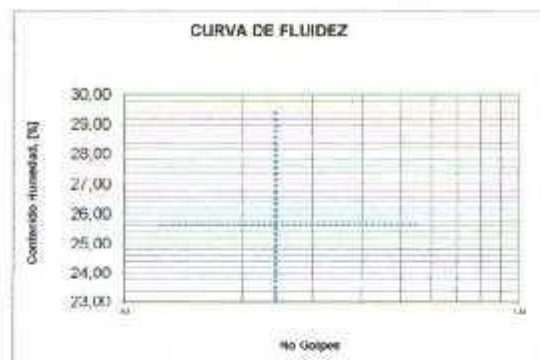
2. LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM - D4318)

A. LIMITE LIQUIDO

Procedimiento	Tara No		
	1	2	3
1. No de Golpes			
2. Peso Tara, [gr]			
3. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		NP	
4. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]			
5. Peso Agua, [gr]			
6. Peso Suelo Seco, [gr]			
7. Contenido de Humedad, [%]			

B. LIMITE PLASTICO

Procedimiento	Tara No	
	1	2
1. Peso Tara, [gr]		
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]	NP	
4. Peso Agua, [gr]		
5. Peso Suelo Seco, [gr]		
6. Contenido de Humedad, [%]		



3. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)

Procedimiento	Tara No 1
1. Peso Tara, [gr]	22,80
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]	144,13
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]	130,20
4. Peso Agua, [gr]	13,93
5. Peso Suelo Seco, [gr]	107,40
6. Contenido de Humedad, [%]	12,97

Grava(%)	21,00
Arena (%)	75,19
Finos(%)	3,80
Límite Líquido	NP
Límite Plástico	NP
Índice Plasticidad	NP
Clasif. SUCS	SP
Clasif. AASHTO	A - 2 - 4(0)
Contenido de Humedad	12,97
Peso específico	2,64
Índice de Grupo	0

CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. CONSULTORIA N° C 40613
Wilson J. Zúñiga Santos
C.I. NO. 10111111111111111111
LABORATORIO



CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.



CONSULTORIA Y CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS · ESTUDIOS GEOTECNICOS
ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO EN MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
R.U.C. 20569119449

ANEXO ENSAYOS DE LABORATORIO

C.I. CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. CONSULTORIA N° C 40613
Wilson J. Zuluaga Santos
WILSON J. ZULUAGA SANTOS
REG. PROFESION N° 19537
D.F. LABORATORIO



CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.



CONSULTORIA Y CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS - ESTUDIOS GEOTECNICOS
ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO EN MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
R.U.C. 20569119449

TESIS: DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE
SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ANCASH - 2017
UBICACIÓN: DISTRITO DE CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH
LOCALIZACIÓN: CORDENADAS Este: 768906.04 - Norte: 8996214.27
TESISTA: PALMIRA SONTA CAMPOS MAZA
FECHA: ABRIL DEL 2018

ANALISIS QUIMICO

N°	ANALISIS QUIMICO	VALORES MAXIMOS ADMISIBLES	RESULTADOS (%)			
			CO2			PROMEDIO
1	Sales Delocuescentes o Cicurus	0,15%	0,18%	0,17%	0,17%	0,17%
2	Sulfatos Solubles (SO4)	0,10%	0,13%	0,12%	0,12%	0,17%
3	Sales Solubles Totales	0,04%	0,06%	0,06%	0,05%	0,06%
4	Sólidos en suspensión	1000				
5	Materia Orgánica expresado en Oxígeno	10				
6	Gases Solubles de Magnesio	150				
7	Límite de Turbidez	2000				
8	Dureza	> 5				
9	Potencial de Hidrógeno (PH)	> 7	7,4	7,4	7,5	7,43

CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. CONSULTORIA N° C 40613
Wilson D. Zelaya Santos
Wilson D. Zelaya Santos
INGENIERO CIVIL REG. CIP 19517
LABORATORIO



CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.



CONSULTORIA Y CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS • ESTUDIOS GEOTECNICOS
ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO EN MECANICA DE SUELOS .CONCRETO Y PAVIMENTOS
R.U.C. 20569119449

TESIS DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ANCASH - 2017
UBICACIÓN DISTRITO DE CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH
LOCALIZACION CORDENADAS Este: 768816.41 - Norte: 8996221.69
TESISTA PALMIRA SONIA CAMPOS MAZA
FECHA ABRIL DEL 2018
MUESTRA : TERRENO NATURAL

ANALISIS QUIMICO

Nº	ANALISIS QUIMICO	VALORES MAXIMOS ADMISIBLES	RESULTADOS (%)			
			C01			PROMEDIO
1	Sales Deicuescentes o Cloruros	0.15%	0.20%	0.18%	0.18%	0.19%
2	Sulfatos Solubles (SO4)	0.10%	0.14%	0.14%	0.13%	0.19%
3	Sales Solubles Totales	0.04%	0.05%	0.05%	0.04%	0.05%
4	Sólidos en suspensión	1000				
5	Materia Orgánica expresado en Oxígeno	10				
6	Sales Solubles de Magnesio	150				
7	Limite de Turbidez	2000				
8	Dureza	> 5				
9	Potencial de Hidrógeno (PH)	> 7	7,4	7,4	7,4	7,40

CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. CONSULTORIA N° C 40613
(Firma)
Palmira Sonia Campos Maza
INGENIERA EN MECANICA DE SUELOS REG. CIP 19511
LABORATORIO



CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.



CONSULTORIA Y CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS - ESTUDIOS GEOTECNICOS
ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO EN MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
R.U.C. 20569119449

TESIS DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO ECONOMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ANCASH - 2017
UBICACION DISTRITO DE CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH
TESISTA PALMIRA SONIA CAMPOS MAZA
FECHA ABRIL DEL 2018

Ensayos de Laboratorio RESUMEN DE RESULTADOS

Calicata N°		C-01		C-02	
Muestra	Unidad	M-1	M-2	M-1	M-2
espesor de estrato					

NORMA ASTM	D - 423	Límite Líquido	(%)	NP	NP	NP	NP
	D - 424	Límite Plástico	(%)	NP	NP	NP	NP
		Índice Plástico	(%)	NP	NP	NP	NP
	D - 2467	Clasificación SUCS	-	SP - SM	SP	SP - SM	SP
		Clasificación AASHTO	-	A - 2 - 4 (0)	A - 2 - 4 (0)	A1 - a (0)	A - 2 - 4(0)
		% de Gravas	(%)	4,66	2,36	2,37	21,00
		% de Arenas	(%)	82,23	93,00	86,81	75,19
		Pasante N° 200	(%)	13,11	4,64	10,82	3,80
		Contenido de Humedad	(%)	10,68	12,63	10,17	12,97

CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. CONSULTORIA N° C 40613
W. Rojas
Palmira Sonia Campos Maza
REG. CIP 19517
LABORATORIO



MÓDULO DE BALASTO DE UNA PLACA DE CARGA DE 30x30 cm. PARA MODELO WINKLER DE LOSA FLEXIBLE SOBRE SUELO ELÁSTICO

Geometría de la losa: **Rectangular** Largo = **4,00** metros
Ancho = **2,00** metros

Tipo de terreno: **Arenoso** **100**
 $K_{30} = 5,0$ kp/cm² **0**

$K_{carriosa} = 1,378$ kp/cm² **1,377,60** 1/m³ **13.776,0** kN/m³
 $K_{arcillosa} =$ kp/cm² 1/m³ kN/m³
 $K_{mixto} =$ kp/cm² 1/m³ kN/m³

Tabla orientativa:

Coefficiente de balasto en función del tipo de suelo para placa de 30x30 cm.

Clases de suelo	Coeficiente de balasto (kp/cm ²)	
Suelo ligero de turba y cenagosa	0,5	1,0
Suelo pesado de turba y cenagosa	1,0	1,5
Arenia fina de ribera	1,0	1,5
Capas de humus, arena y grava	1,0	2,0
Tierra arcillosa mojada	2,0	3,0
Tierra arcillosa húmeda	4,0	5,0
Tierra arcillosa seca	6,0	8,0
Tierra arcillosa seca dura	10,0	-
Humus firmemente estratificado con arena y pocas piedras	8,0	10,0
Humus firmemente estratificado con arena y muchas piedras	10,0	12,0
Grava fina con mucha arena fina	8,0	10,0
Grava media con arena fina	10,0	12,0
Grava media con arena gruesa	12,0	15,0
Grava gruesa con arena gruesa	15,0	20,0
Grava gruesa con poca arena	15,0	20,0
Grava gruesa con poca arena, muy firmemente estratificada	20,0	25,0

CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. CONSULTORIA N° C40613
W. J. Zuluaga Santos
INGENIERO CIVIL REG. CIP 195374
U.T. LABORATORIO



CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.



CONSULTORIA Y CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS - ESTUDIOS GEOTECNICOS
ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO EN MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
R.U.C. 20569119449

FOTOGRAFIAS





CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.



CONSULTORIA Y CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS • ESTUDIOS GEOTECNICOS
ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO EN MECANICA DE SUELOS ,CONCRETO Y PAVIMENTOS
R.U.C. 20569119449



Excavacion de calicata C-01



CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. CONSULTORIA N° C. 40611
Wilson J. Araya Santos
INGENIERO CIVIL REG. CIP 114
1988 - LABORATORIO



CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.



CONSULTORIA Y CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS • ESTUDIOS GEOTECNICOS
ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO EN MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS.
R.U.C. 20569119449



Excavacion de calicata C-01, vista panoramica



CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
P.O.C. CONSULTORIA N° C 40613
Wilson J. Zelaya Santos
Wilson J. Zelaya Santos
INGENIERO CIVIL N° G. CIP. 1951
I.I.E. CALMAYUTURO



CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.



CONSULTORIA Y CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS • ESTUDIOS GEOTECNICOS
ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO EN MECANICA DE SUELOS ,CONCRETO Y PAVIMENTOS
R.U.C. 20569119449



Excavacion de calicata C-02



C&I CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. CONSULTORIA N° C 40613
Wilson J. Zelava Santos
Wilson J. Zelava Santos
INGENIERO CIVIL R.C. 619 1957
1977 L.A. 00000119449



CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.



CONSULTORIA Y CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS · ESTUDIOS GEOTECNICOS
ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO EN MECANICA DE SUELOS ,CONCRETO Y PAVIMENTOS
R.U.C. 20569119449



Vista panoramica de la zona de estudio



CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.
REG. CONSULTORIA N° 2 40611
W. J. Santos
Walter J. Santos
INGENIERO CIVIL N° 15 019 195
1971 / 01 / 1971

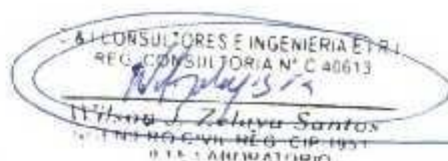


CONSULTORES E INGENIERIA E.I.R.L.



CONSULTORIA Y CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS · ESTUDIOS GEOTECNICOS
ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO EN MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
R.U.C. 20569119449

ANEXO UBICACIÓN DE SONDEOS



FICHA TÉCNICA DE PREVENCIÓN FINAL

SERVICIO DE “DESCOLMATACIÓN DEL RÍO LACRAMARCA, TRAMO 1: KM. 4+480 AL KM. 13+320 – TRAMO 2: PALAMENCO 3960M, DISTRITO DE CHIMBOTE, PROVINCIA DE SANTA, DEPARTAMENTO DE ANCASH”

CÁLCULO DE LA DESCARGA MÁXIMA - CÁLCULOS HIDRÁULICOS DEL RÍO LACRAMARCA



FEBRERO DEL 2018

CÁLCULO DE LA DESCARGA MÁXIMA Y CÁLCULOS HIDRÁULICOS – RIO LACRAMARCA

I. INTRODUCCIÓN

1.1 Descripción de la Cuenca

La cuenca del río Lacramarca tiene su origen en la parte occidental de la Cordillera Negra y comprende parte de los distritos de Macate y Chimbote, ambos en la provincia de Santa, departamento de Ancash. Limita por el norte y el este con la cuenca del río Santa, por el sur con la del río Nepeña y, por el oeste, con el océano Pacífico. El área total de la cuenca es de 841.48 km², con una altura media de 1,126 m.s.n.m.

El río Lacramarca tiene su origen en la confluencia de las quebradas Lupahuari y Laramarca, a la altura de la provincia de Santa. En su margen izquierda tiene afluentes importantes como la quebrada La Pampa de Toro; el río Lacramarca vierte sus aguas directamente al mar, por lo que pertenece a la vertiente del Pacífico. El cauce del río permanece seco la mayor parte del año, principalmente por la ausencia de nevados y lagunas en la parte alta de la cuenca; por lo tanto, no produce caudales significativos en época de avenida. El curso principal tiene una pendiente promedio de 0.007 y una longitud aproximada de 50.16 km. En la cuenca baja, poco más del 50% del área es utilizada para el cultivo de alfalfa y maíz; el porcentaje restante son terrenos sin uso y/o improductivos. A su vez, en la cuenca alta predominan los cultivos de papa, trigo, cebada y maíz.

La cuenca del río Lacramarca se encuentra ubicada en la costa norte del Perú, en la vertiente del Pacífico, entre las coordenadas geográficas 08°45'06" a 09°06'04" de Latitud Sur y 78°11'37" a 78°34'09" de Longitud Oeste, presenta un área de drenaje total hasta su desembocadura en el Océano Pacífico, de 841.48 Km², de tamaño medio, una altitud media de 1,126 m.s.n.m. y una longitud máxima de recorrido desde sus nacientes hasta su desembocadura de 76.0 Km; también presenta una pendiente promedio de 7.7 %. A lo largo de su recorrido, recibe aporte de diversos afluentes, siendo los más importantes por la margen derecha; la quebrada Lupahuari y la quebrada Totoral; por la margen izquierda del río Lacramarca se encuentra la quebrada Yucaspunta y la quebrada Alto Lacramarca. Como principal fuente de abastecimiento externo de aguas para riego y uso poblacional podemos mencionar al Proyecto Especial CHINECAS que tiene como meta el Mejoramiento de riego en los valles de Santa-Lacramarca, Nepeña, Casma

y Sechín mediante la utilización del recurso hídrico del río Santa y asimismo asegurar el suministro de agua potable para la población de Chimbote.

El río Lacramarca es un río corto estacional de la costa peruana que desemboca en la Bahía Ferrol, donde forma un humedal conocido como Pantanos de Villa María. En sus cercanías se asientan las ciudades de Chimbote y Nuevo Chimbote.

1.2 Objetivo del Estudio

El objetivo del presente estudio es la determinación de la avenida máxima instantánea, para el análisis de parámetros hidráulicos del flujo del río Lacramarca en el Tramo 1: km.4+480 al km. 13+277.07 – Tramo 2: Palamenco 3,960 m, zona de estudio.

1.3 Área de la Cuenca

La cuenca del río Lacramarca presenta un área de drenaje total hasta su desembocadura en el Océano Pacífico, de 841.48 Km², una altitud media de 1,126 m.s.n.m. y una longitud máxima de recorrido desde sus nacientes hasta su desembocadura de 76.0 Km; también presenta una pendiente promedio de 7.7 %. A lo largo de su recorrido, recibe aporte de diversos afluentes, siendo los más importantes por la margen derecha; la quebrada Lupahuari y la quebrada Totoral; por la margen izquierda del río Lacramarca se encuentra la quebrada Yucaspunta y la quebrada Alto Lacramarca.

1.4 Estudios Anteriores

Los recursos hídricos superficiales plausibles de ser utilizados para la implementación del Servicio “DESCOLMATACIÓN DEL RÍO LACRAMARCA, TRAMO 1: KM. 4+480 AL KM. 13+320 – TRAMO 2. PALAMENCO 3,960M, DISTRITO DE CHIMBOTE, PROVINCIA DE SANTA, DEPARTAMENTO DE ANCASH”, están dadas por las descargas superficiales del río Lacramarca.

En cuanto al estudio de los recursos hídricos en la cuenca del río Lacramarca no existe estudios hidrológicos; no se tiene registros de datos meteorológicos, tampoco datos hidrométricos.

El Instituto Nacional de Recursos Naturales – Dirección General de Aguas y Suelos en el año 2001, ha elaborado el estudio de “Inventario y Monitoreo de las Aguas Subterráneas en el Valle Lacramarca.

1.5 Aspectos hidrológicos

La cuenca Lacramarca se ubica en la parte occidental de la Cordillera Negra, comprendiendo parte de los distritos de Macate, Chimbote y Nuevo Chimbote, Provincia de Santa, al noroeste del departamento de Ancash. La red hidrográfica abarca un área de 842 km², siendo el recorrido del cauce principal de 76.0 km con 7.7% de pendiente, lo cual evidencia que es una cuenca mediana de corto recorrido y baja gradiente hidráulica.

Tiene como tributarios las quebradas de Lacramarca y Lupahuari, las mismas que confluyen para dar origen al río Lacramarca, principal red hídrica del área de estudio, con caudal de régimen temporal (durante los periodos lluviosos) y desembocadura en la Bahía Ferrol, lugar donde forme el humedal denominado Pantanos de Villa María.

1.6 Aspectos Geomorfológicos

Para la diferenciación de las geoformas, se ha tomado en cuenta factores como pendiente del terreno y el agente geológico que ha intervenido en el modelado de la superficie. En el área de estudio se han diferenciado seis (06) unidades geomorfológicas: Montaña, colinas, dunas, llanura aluvial, lecho fluvial y pantano; en base a los criterios geográfico y morfo – estructurales, las cuales se resumen en la Tabla 1.

Tabla 01: Unidades geomorfológicas en la subcuenca

ORIGEN	AGENTE MODELADOR	GEOFORMA	PENDIENTE	ÁREA (%)
TECTÓNICO	EPIROGENESIS	MONTAÑAS	> 20°	84.14
EROSIONAL	VIENTOS, SISMOS, ETC	COLINA	< 20°	0.23
DEPOSITACIONAL	QUEBRADAS	LLANURA ALUVIAL	5°	11.49
	RÍO	PANTANO	5°	0.18
	VIENTO	DUNAS	20°	1.34
	RÍO	LECHO FLUVIAL	< 5°	2.62

1.7 Geología y Evolución de la Cuenca

La cuenca Lacramarca guarda estrecha relación con la Cordillera Negra y el emplazamiento del batolito de la costa, sus inicios se documentan desde el Cretáceo Inferior donde el ambiente de sedimentación era de transición (marino

somero – continental), debido a ello tiene origen rocas volcánico – sedimentarias del grupo Goyllarisquizca, representados por rocas calizas y lutitas de la familia Santa y Carhuaz ubicadas en la parte media de la cuenca. Estas unidades litológicas están meteorizadas debido a la erosión generada por el proceso de subducción que ocurrió en el albiano. Al mismo tiempo se dieron erupciones, dando lugar a la depositación de materiales volcánicos (lavas y lavas almohadillas), que constituyen el grupo Casma (Fm. Junco y Fm. La Zorra) y los primeros Plutones de batolito de la Costa.

Tabla 02: Columna crono-litoestratigráfica de la subcuenca Lacramarca

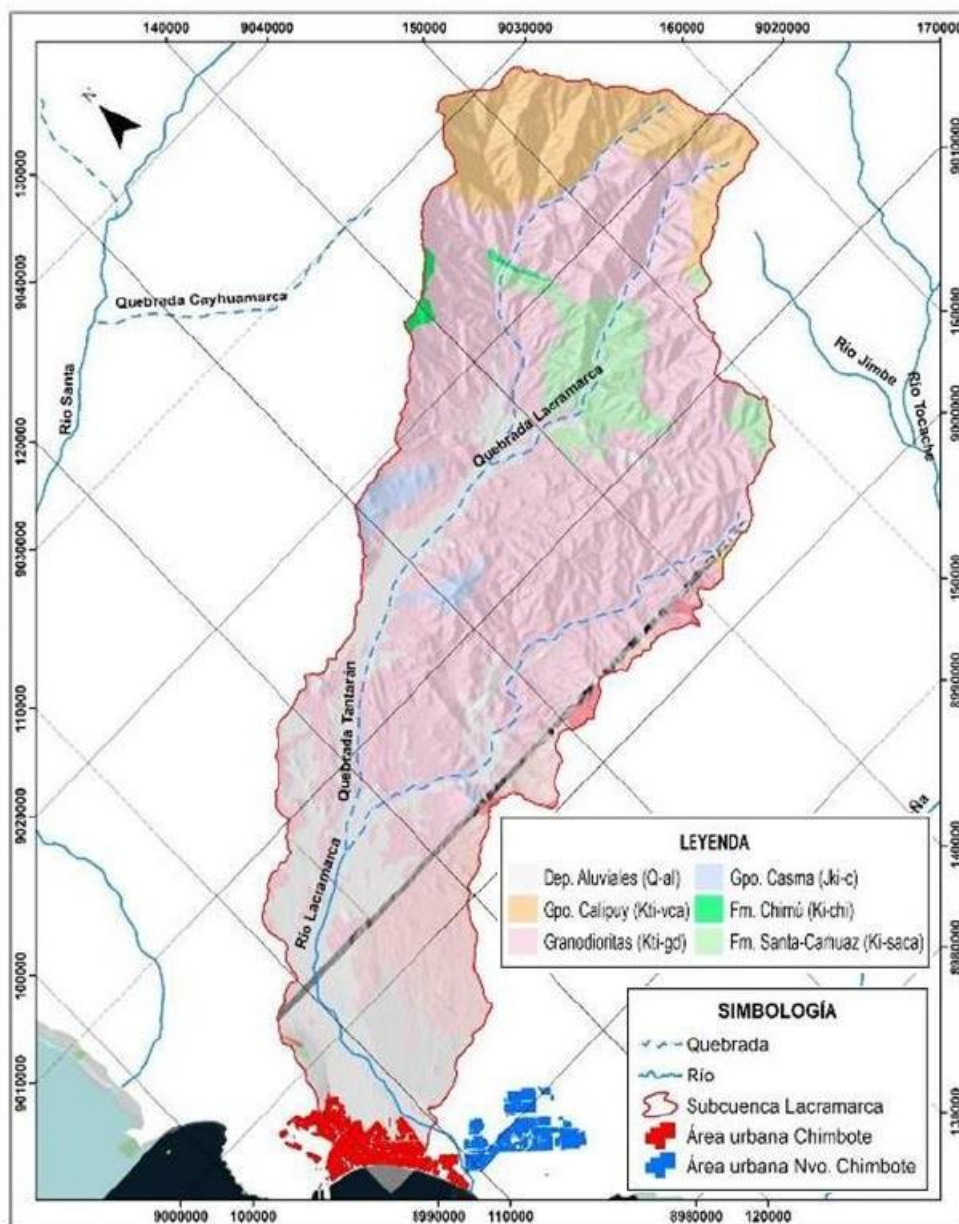
SISTEMA	SERIE	UNIDADES LITOESTRATIGRÁFICAS	INTRUSIVOS	SÍMBOLO	LITOLOGÍA	CARÁCTER
CUATERNARIO	RECIENTE	DEPÓSITOS ALUVIALES		Q-al	SUELOS HETEROGÉNEOS (MEZCLA DE GRAVAS Y ARENAS)	CONTINENTAL
TERCIARIO	INFERIOR	VOLCÁNICOS CALIPUY		Kti-vca	FLUJOS ANDESÍTICOS Y PIROCLASTOS	CONTINENTAL
			GRANODIORITA	KTi-gd	GRANODIORITA	CONTINENTAL
	SUPERIOR					
	INFERIOR	GRUPO CASMA		Jki-c	LAVAS Y LAVAS ALMOHADILLAS	CONTINENTAL
		GRUPO GOYLLARISQUIZGA (FM. SANTA - CARHUAZ)		Ki-saca	CALIZAS Y LUTITAS	TARNSICIÓN (MARINO SOMERO - CONTINENTAL)
FM. CHIMÚ			Ki-chi	ARENISCAS	CONTINENTAL	

Fuente: Sanchez & Molina, 1995

Luego, durante el Cretáceo Superior, la cuenca afectada por fallamientos profundos que afectaron las rocas antes descritas, ocasionando su plegamiento.

Posteriormente a inicios del Terciario Inferior, se activaron los procesos magmáticos que originaron los volcánicos del Grupo Calipuy, constituidos por flujos de andesitas y piroclastos. Finalmente, durante el Cenozoico (Mioceno) ocurren procesos de epirogenésis, que se relacionan con levantamiento de la Cordillera de los Andes, ocasionando que los procesos de erosión modelen la cuenca; así como, la génesis de volúmenes considerables de sedimentos inconsolidados que fueron transportados y depositados en la parte baja, conformando los depósitos recientes o Cuaternarios de Holoceno (depósitos Aluviales y Fluviales), sobre las cuales se asientan las áreas urbanas (Sánchez & Molina 1995), Tabla 02 y Figura 02.

Figura 02. Geología de la subcuenca Lacramarca



CALCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACION (Tc)

Tiempo requerido para que el agua fluya desde el punto mas distante de la cuenca, hasta la boca de descarga

INGRESAR INFORMACION DE LA CUENCA

L =	76.00	Longitud de cauce principal (Km)
S _J =	0.0770	Pendiente de la cuenca (Manning)
H =	4,050.00	Diferencia de Cotas (m)
A =	842.00	Área (Km ²)

Formula de R. Temez

$$T_c = 0.3 (L / S_J^{0.25})^{0.75}$$

Tc = Tiempo de concentracion(horas)

L = 76.00 Longitud de cauce principal (Km)

S_J = 0.0770 Pendiente media del tramo (m/100 m)

Tc = 8.1099 horas

Formula de la Soil Conservation Service of California

$$T_c = (0.871 (L^3 / H))^{0.385}$$

Tc = Tiempo de concentracion(horas)

H = 4,050.00 Diferencia de Cotas (m)

L = 76.00 Longitud de cauce principal (Km)

Tc = 5.7594 horas

Formula de Kirpich

$$T_c = 0.06628 (L^{0.77})(S_K^{-0.385})$$

L = 76.00 Longitud del cauce (Km)

H = 4,050.00 Diferencia de cotas extremas (m)

S_K = 0.0770 Pendiente media cauce principal (manning)

Tc = 4.9924 horas

EVALUACION RESULTADOS

Metodo	Tc (Horas)
Formula de R. Temez	8.1099
Soil Conservation service of California	5.7594
Formula de Kirpich	4.9924
Promedio	6.2872
SELECCIONAR e INGRESAR Tc >>>>>>>>>>	6.2872

CÁLCULO DE LA INTENSIDAD (I)

Formula de Mac Math

$$I = 2.6934 T^{0.2747} T_c^{0.3679}$$

T = 10.00 T. de retorno (años)

T_c = 6.29 T. de concentracion (horas)

I = 44.97 Intensidad (mm/hora)

(*) Para su aplicacion en la formula Tc a sido convertido a minutos

CAUDAL DE DISEÑO

METODO DE MAC MATH	
Q = 0.001 C I A^{0.58} S^{0.42}	
C = 0.43	Coeficiente de Escorrentia
A = 84,200.00	Area de la cuenca (Ha)
S = 77.0000	Pendiente (m/1000)
I = 44.97	Intensidad (mm/hora)
Q_{MAX} = 86.18	Caudal Max. Diseño (m³/s)

En el año 1,999 el PERPEP ha elaborado el Expediente Técnico "DESCOLMATACIÓN Y ENCAUZAMIENTO DEL RÍO LACRAMARCA KM. 05+000 – KM. 08+000. En el ítem 5.1.2 CAUDAL DE DESEÑO PARA EL PROYECTO, indica: *Debido a que no se cuenta con un registro de aforo de la cuenca del Río Lacramarca, el Proyecto especial CHINECAS efectuó el cálculo de los caudales de avenidas por el Método del Hidrogramas Sintético que utiliza los registros de precipitación. Estos resultados han sido contrastados con un análisis regional del caudal máximo preparado basándose en datos de cuencas vecinas; obteniéndose un caudal de máxima avenida de 33.40 m³/s. Se hace referencia que en el presente año en el mes de marzo hubo un aumento extraordinario de 48 m³/sg., ocasionando inundaciones en el PP.JJ de Villa María, 1^o de Mayo, 03 de Octubre, 27 de Octubre, y el Sector El Milagro – Tres Cabezas, socavando los Diques de la margen izquierda, afectando 180 hectáreas de cultivo en producción .*

*Las características hidráulicas y geométricas del río Lacramarca han sido diseñadas para un caudal de **48.00 m³/sg.***

En el año 2,003 el PERPEP ha elaborado el Expediente Técnico "PROTECCIÓN DE TRAMOS CRÍTICOS RÍO LACRAMARCA PROGRESIVA KM. 14+300 AL KM. 17+300". En el ítem 3.5 HIDRÁULICA FLUVIAL – CAUDAL DE DISEÑO PARA EL PROYECTO, INDICA: *Como no se cuenta con un registro de aforo de la cuenca del río Lacramarca, la estimación del caudal máximo se ha determinado por el Método de Correlación Hidrológica de una cuenca vecina, para tal fin escogieron la cuenca del río Nepeña, cuya determinación de máxima avenida han sido calculados en aplicación del método regional de sus afluentes que son las subcuencas de Río Colpac, Río Huarac y Río Loco. En el cuadro N° N° 01 se presenta los parámetros calculados en aplicación del Método Racional a la cuenca del Río Nepeña.*

CUADRO Nº 01**PARÁMETROS CALCULADOS EN LA APLICACIÓN DEL METODO
RACIONAL A LA CUENCA DEL RIO NEPEÑA**

PARÁMETRO	SUB - CUENCAS		
	RIO COLCAP	RIO HUARAC	RIO LOCO
A (Km ²)	245.60	311.50	185.00
H (msnm)	3461	3454	3495
K	0.933	0.935	0.923
A (Km ²)	8.129	8.107	0.301
n.	0.0301	0.301	8.235
2 tr (horas)	15.384	16.682	13.967
12 tr. 50 (mm/hr)	3.110	2.935	3.349
Sr <u>0.301</u> n.	6.843	6.542	7.254
Sr	6.843	6.542	7.00
A	0.391	0.374	0.4
Tc (horas)	15.385	17.159	14.388

CUADRO Nº 02.**VALORES CARACTERÍSTICOS DE LA SUB CUENCA DEL RIO COLCAP**

t. (AÑOS)	I (mm/hr)	V (mm/hr)	u=i - v (mm/hr)	Q (m ³ /seg.)
5	1.95	1.38	0.57	38.9
10	2.28	1.34	0.94	64.1
20	2.61	1.31	1.30	88.7
25	2.72	1.31	1.41	96.2
50	3.05	1.29	1.76	120.1
75	3.24	1.29	1.95	133.0
100	3.38	1.28	2.10	143.3

CUADRO Nº 03.**VALORES CARACTERÍSTICOS DE LA SUB CUENCA DEL RIO HUARAC**

t. (AÑOS)	I (mm/hr)	V (mm/hr)	u=i - V (mm/hr)	Q (m ³ /seg.)
5	1.84	1.27	0.57	49.3
10	2.15	1.24	0.91	78.7
20	2.46	1.22	1.24	107.3
25	2.56	1.21	1.35	116.8
50	2.88	1.20	1.68	145.4
75	3.06	1.20	1.86	160.9
100	3.19	1.19	2.00	173.1

CUADRO N° 04

VALORES CARACTERÍSTICOS DE LA SUB CUENCA DEL RIO LOCO

t. (AÑOS)	I (mm/hr)	V (mm/hr)	u=i - V (mm/hr)	Q (m3/seg.)
5	2.10	1.46	0.64	32.9
10	2.46	1.41	1.05	54.0
20	2.81	1.39	1.42	73.0
25	2.92	1.38	1.54	79.1
50	3.28	1.37	1.91	98.2
75	3.49	1.36	2.13	109.5
100	3.63	1.36	2.27	116.7

En el cuadro N° 01 se muestran las descargas de las máximas avenidas probables en la cuenca del Río Nepeña y sus afluentes.

En el cuadro N° 05.- presentamos el resumen de los caudales estimados para máximas escorrentías probables de los ríos de las subcuencas tributarias del río Nepeña.

CUADRO N° 5 DESCARGAS MÁXIMAS CALCULADAS EN LA CUENCA DEL RIO NEPEÑA

(AÑOS)	SUB - CUENCAS			
	RIO COLCAP	RIO HUARAC	RIO LOCO	RIO NEPEÑA
5	38.90	49.30	32.90	121.10
10	64.10	78.70	54.00	196.80
20	88.70	107.30	73.00	269.00
25	96.20	116.80	79.10	292.10
50	120.10	145.40	98.20	363.70
75	1330.00	160.90	109.50	403.40
100	143.30	173.10	116.70	433.10

Tenemos que la subcuenca del río Colpac, se encuentra colindante con la cuenca del río Lacramarca y además similitud en su conformación; además tenemos que el río Lacramarca en la parte baja presenta un caudal que varía de los 4 a 5 m³/seg., en forma permanente, a consecuencia de las infiltraciones y drenaje de las tierras de cultivo irrigadas por el sistema IRCHIM (sectores de Lacramarca, Chachapoyas, Pampa Dura y Tangay) y por el sistema Santa (Santa Clemencia, Cambio Puente, San José, La Campiña y otros).

Por similitud se tomara para el cálculo de descarga máxima avenida para el río Lacramarca, el caudal de 64.10 m³/seg, para un periodo de retorno de 10 años. A esto añadimos un caudal de 15 m³/seg., como un desfogue que pueda efectuarse del sistema Irchím al río Lacramarca en una etapa de peligro. Entonces el caudal máximo de descarga en la parte baja de la subcuenca del río Lacramarca será de 79.10 m³/seg.

El caudal de diseño a considerar para los trabajos de encauzamiento, dando un margen de seguridad, será de **100 m³/seg.**

El caudal máximo de diseño para el río Lacramarca, según la hoja de cálculo elaborado por el Ing. Emilse Benavides C. es de 86.18 m³/s; es importante considerar un margen de seguridad, teniendo en cuenta los eventos extraordinarios que se viene dando en estos últimos años con mayor frecuencia; por lo tanto, el caudal de diseño a considerar para este servicio será de **100 m³/s.**

3. CÁLCULOS HIDRÁULICOS PARA DETERMINAR LAS SECCIONES TRAMO 1

En la Ficha Técnica de Prevención Parcial, se está presentando los cálculos hidráulicos para el Tramo 1.

Tramo 1: km. 4+480 al km. 13+277.07

Para determinar las características hidráulicas y geométricas de las secciones a lo largo de los 8.80 km; asimismo, el diseño para la conformación de dique con material de corte, se ha determinado el caudal de diseño, en los planos de Perfil Longitudinal se ha determinado la pendiente, conociendo la longitud y la cota de cada uno de los puntos de inicio y final de los tramos.

No.	Progresiva	Long. (m)	Cota (msnm)	Pendiente
0	13+227.07		61.564	-
1	12+726.13	500.94	60.831	0.0015
2	11+905.86	820.27	57.453	0.0041
3	10+791.95	1113.91	51.645	0.0052
4	9+616.42	1175.53	45.833	0.0049
5	8+334.88	1281.54	41.559	0.0033
6	7+459.68	875.2	36.299	0.006
7	6+535.69	923.99	31.687	0.005
8	5+927.39	608.3	28.121	0.0059
9	5+461.28	466.11	26.831	0.0028
10	4+480.00	981.28	24.743	0.0021
TOTAL		8747.07		

Para el Tramo 1 se ha determinado 10 tramos con sus respectivas progresivas, resultando una longitud total de 8,747.07 metros.

Para determinar el ancho estable de los diferentes tramos, se ha tenido en cuenta la Resolución administrativa N° 0048-99-RCH-DRAG-DRSL de fecha 20 de abril de 1999, donde resuelve "Delimitar la faja marginal del río Lacramarca en ambos márgenes del cauce en el tramo comprendido entre el km. 0+000 al km. 21+900, determinando a partir del límite superior del cauce, y medios en forma transversal a su eje hasta el lindero exterior de la faja marginal, cuyo ancho y longitud paralela a la ribera y punto de quiebre se detallan en los Anexos de la presente Resolución".

Los datos que comprenden los Anexos son los siguientes:

N° 01				
HITO	COORDENADAS		D (m)	d (m)
	ESTE	NORTE		
MD				
01	768687	8990469	64	60
02	768854	8990543	37	22
03	769014	8990664	50	37
04	769150	8990776	51	40
05	769184	8990945	51	41
06	769193	8991145	50	39
07	769213	8991151	50	37
08	769241	8991549	50	38

1. Hito, de la margen derecha e izquierda.
2. Coordenadas de los hitos.
3. D, es la medida superior del ancho de la sección.
4. d, es el ancho estable o medida de la plantilla (base) de la sección.

La presente Resolución contiene 130 hitos; por lo tanto, el ancho estable de la sección se uniformizará por tramos, a fin de evitar transiciones muy continuas; es decir, esta información se está tomando como referencia.

Una vez determinado las características geométricas del eje y sección del río, se ha procedido a calcular las características hidráulicas para cada una de las secciones del río, mediante la hoja de cálculo elaborado por el Ing. Emilse Benavides C. Se muestra el cálculo para el primer tramo: 13+227.07 – 12+726.13

CALCULOS BASICOS DE INGENIERIA CIVIL APLICADOS A DEFENSAS RIBEREÑAS

Ing. Galecio Bobadilla Casas

TRAMO 1:

KM.13+227.07-KM.12+726.13

Trabajo: Descolmatación del Río Lacramarca, Tramo 1: km. 4+480 al km. 13+227.07

INGRESAR EL CAUDAL Y PENDIENTE		
Q(m ³ /s) =	100.00	Caudal
S* =	0.0015	Pendiente Tramo (Manning)

SECCION ESTABLE O AMPLITUD DE CAUCE (B)

RECOMENDACIÓN PRACTICA	
Q (M ³ /S)	ANCHO ESTABLE (B2)
3000	200
2400	190
1500	120
1000	100
40	20
100.00	B2 = 20.00

(*) Aplicable caudales mayores 100 m³/s

METODO DE PETITS	
B = 4.44 Q^{0.5}	
Q _{M3/S} = 100.00	Caudal de Diseño (m3/s)
B = Ancho Estable del Cauce (m)	
B = 44.40	m.

METODO DE SIMONS Y HENDERSON	
B = K₁ Q^{1/2}	
CONDICIONES DE FONDO DE RIO	K₁
Fondo y orillas de arena	5.70
Fondo arena y orillas de material cohesivo	4.20
Fondo y orillas de material cohesivo	3.60
Fondo y orillas de grava	2.90
Fondo arena y orillas material no cohesivo	2.80
SELECCIONAR >>> >>>>>>	>>>>> K₁ = 5.70
Q _{M3/S} = 100.00	Caudal de Diseño (m3/s)
B = Ancho Estable del Cauce (m)	
B = 57.00	m.

METODO DE BLENCH - ALTUNIN	
Fb = Fbo(1+0.12C)	
Fbo = D50^{1/3}	
B = 1.81(Q Fb/Fs)^{1/2}	

Se presenta el cuadro de características hidráulicas y geométricas de las secciones.

CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS Y GEOMÉTRICAS DE LAS SECCIONES

TRAMO 1.

N°	Progresiva	Long. (m)	B (m)	Pendiente	Z	Y (m)	V (m/s)	F	BL (m)	Hd (m)
1	13+227.07 - 12+726.13	500.94	35	0.0015	1.5	1.62	1.650	0.429	0.98	2.60
2	12+726.13 - 11+905.86	820.27	35	0.0041	1.5	1.2	2.270	0.68	1.00	2.20
3	11+905.86 - 10+791.95	1113.91	35	0.0052	1.5	1.12	2.247	0.758	1.08	2.20
4	10+791.95 - 9+616.42	1175.53	35	0.0049	1.5	1.14	2.401	0.737	1.06	2.20
5	9+616.42 - 8+334.88	1281.54	35	0.0033	1.5	1.28	2.120	0.616	0.92	2.20
6	8+334.88 - 7+820.00	514.88	35	0.0033	1.5	1.07	2.559	0.809	1.13	2.20
7	7+820.00 - 7+459.68	360.32	40	0.006	1.5	0.99	2.446	0.801	1.21	2.20
8	7+459.68 - 7+260.00	199.68	40	0.005	1.5	1.04	2.312	0.737	1.16	2.20
9	7+260.00 - 6+535.69	724.31	35	0.005	1.5	1.13	2.417	0.744	1.07	2.20
10	6+535.69 - 5+927.39	608.3	35	0.0059	1.5	1.07	2.545	0.803	1.13	2.20
11	5+927.39 - 5+461.28	466.11	35	0.0028	1.5	1.34	2.013	0.571	1.26	2.60
12	5+461.28 - 4+480.00	981.28	35	0.0021	1.5	1.46	1.837	0.501	1.14	2.60
TOTAL		8,747.07								

N°	Progresiva	Long. (m)	B (m)	Pendiente	Z	Y (m)	V (m/s)	F	BL (m)	Hd (m)
1	0+000.00 - 0+502.65	502.65	35	0.0015	1.5	1.62	1.650	0.429	0.98	2.60
2	0+502.65 - 1+322.92	820.27	35	0.0041	1.5	1.2	2.270	0.68	1.00	2.20
3	1+322.92 - 2+436.83	1113.91	35	0.0052	1.5	1.12	2.247	0.758	1.08	2.20
4	2+436.83 - 3+612.36	1175.53	35	0.0049	1.5	1.14	2.401	0.737	1.06	2.20
5	3+612.36 - 4+893.90	1281.54	35	0.0033	1.5	1.28	2.120	0.616	0.92	2.20
6	4+893.90 - 5+408.78	514.88	35	0.0033	1.5	1.07	2.559	0.809	1.13	2.20
7	5+408.78 - 5+769.10	360.32	40	0.006	1.5	0.99	2.446	0.801	1.21	2.20
8	5+769.10 - 5+968.78	199.68	40	0.005	1.5	1.04	2.312	0.737	1.16	2.20
9	5+968.78 - 6+693.09	724.31	35	0.005	1.5	1.13	2.417	0.744	1.07	2.20
10	6+693.09 - 7+301.39	608.3	35	0.0059	1.5	1.07	2.545	0.803	1.13	2.20
11	7+301.39 - 7+767.50	466.11	35	0.0028	1.5	1.34	2.013	0.571	1.26	2.60
12	7+767.50 - 8+747.07	979.57	35	0.0021	1.5	1.46	1.837	0.501	1.14	2.60
TOTAL		8,747.07								

4.6 Estabilidad del Terraplén o Dique Conformado – Tramo 1.

El dique con bordo será conformado con material de río o material de corte con las dimensiones que indica el diseño de la sección del dique; dimensiones que deriva para un periodo de retorno de 10 años con un caudal de diseño de 100.00 m³/s, un riesgo del 100%. Se ha determinado considerar un periodo de retorno de 10 años, por considerar que se trata de actividades de prevención de emergencia ante una posible avenida en el presente año.

La conformación del dique con material de río es material arenoso, de características sueltas, con riesgo de erosión o socavación en el pie del talud ante la llegada de posibles avenidas, como es un material deleznable con mínima compactación el dique conformado tiende a bajarse por el talud. Mientras las aguas son mínimas, el dique conformado no se desestabiliza.

ESTABILIDAD DEL TERRAPLÉN		
PROYECTO: DESCOLMATACIÓN DEL RÍO LACRAMARCA, TRAMO 1:		
DIQUE 1 : KM 4+480 - KM 5+927.39		
: KM 12+726.13 - KM. 13+227.07		
	$R = W * \text{tg } \emptyset$	
Z1 =	1.50	talud de terraplen sin enrocar
Z2 =	1.50	Talud del revestimiento
Corona =	4.00	m
H=	2.60	Altura de terraplén
B =	11.80	Base de terraplén
W =	20.54	
Peso material de río	1800.00	kg/m3
$\emptyset =$	28.50	ángulo de fricción interna
	R = 20074.16	Kg/m
	$P = P_w * Y^2 / 2$	
	Pw = 1000.00	P. Espf. del agua
	Y = 1.62	Tirante de agua
	P = 1312.20	Kg/m
	RELACIÓN (R/P) = 15.30	OK

ESTABILIDAD DEL TERRAPLÉN		
PROYECTO: DESCOLMATACIÓN DEL RÍO LACRAMARCA, TRAMO 1:		
DIQUE 1 : KM 5+927.39 - KM. 7+260		
: KM 7+820 - KM. 12+726.13		
$R = W * \text{tg } \emptyset$		
Z1 =	1.50	talud de terraplen sin enrocar
Z2 =	1.50	Talud del revestimiento
Corona =	4.00	m
H=	2.20	Altura de terraplén
B =	10.60	Base de terraplén
W =	16.06	
Peso material de río	1800.00	kg/m3
$\emptyset =$	28.50	ángulo de fricción interna
R =	15695.76	Kg/m
$P = P_w * Y^2 / 2$		
Pw =	1000.00	P. Espf. del agua
Y =	1.28	Tirante de agua
P =	819.20	Kg/m
RELACIÓN (R/P) =	19.16	OK

4. CÁLCULOS HIDRÁULICOS PARA DETERMINAR LAS SECCIONES TRAMO 2: PALAMENCO.

En la Ficha Técnica de Prevención Final, se está presentando los cálculos hidráulicos para el Tramo 2.

Tramo 2-1: km. 0+000 al km. 0+800

Este tramo se tiene que encauzar porque el año pasado 2017 con las avenidas extraordinarias el agua se desbordó por esta margen y llegó hasta la población de Cascajal haciendo daño a infraestructura educativa, vial, terrenos de cultivos y viviendas.

5. CONCLUSIONES

- ✓ El caudal de diseño para las obras de encauzamiento en las zonas críticas del río Lacramarca, Tramo 1: km. 4+480 al km. 13+320 y Tramo 2: Palamenco, se ha calculado con la hoja de cálculo elaborado por el Ing. Emilse Benavides C. – Dirección de Estudios de Proyectos Multisectoriales – Autoridad Nacional del Agua – Ministerio de Agricultura; el valor es de 86.18m³/s.
- ✓ Corriendo la Hoja Excel de Cálculos Básicos de Ingeniería Civil aplicados a Defensas Ribereñas, se ha obtenido las dimensiones hidráulicas y geométricas de las diferentes secciones, teniendo como referencia el ancho estable indicado en la Resolución Administrativa N° 0049-99-RCH-DRAG-DRSL.
- ✓ Los cálculos hidráulicos consideran un tiempo de retorno de 10 años tal como indica el cuadro de clases de obras hidráulicas, elaborado por el 4º Congreso de Obras Hidráulicas.
- ✓ Existen tramos con obras de defensas ribereñas en el Tramo 1: km. 4+480 al km. 13+320; tal como a continuación se describe:
Tramos con Roca al Volteo en Cara Húmeda:
 - Km. 5+615 – 5+700
 - Km. 6+300 – 7+000Tramos con Geomembrana:
 - Km. 5+380 – 5+500Estos tramos en los planos de secciones transversales no se consideran el volumen por la Conformación de Bordo con Material de Corte.
- ✓ El tipo de material en todo el Tramo 2: Palamenco es conglomerado, predominando el material canto rodado que va desde 1" hasta moles de roca dura.



REPÚBLICA DEL PERÚ
MINISTERIO DE AGRICULTURA
INSTITUTO NACIONAL DE RECURSOS NATURALES
DIRECCIÓN GENERAL DE AGUAS Y SUELOS
ADMINISTRACIÓN TÉCNICA DEL DISTRITO DE RIEGO SANTA-LACRAMARCA



INVENTARIO MONITOREO DE LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS EN EL VALLE LACRAMARCA



INFORME FINAL



Lima, Diciembre de 2001



PERSONAL DIRECTIVO

Ing°. Matías Prieto Celi	Jefe del INRENA
Ing°. José Rivas Lluncor	Director General de Aguas y Suelos
Ing°. Emiliano Sifuentes Minaya	Administrador Técnico del Distrito de Riego Santa-Lacramarca

PERSONAL EJECUTOR

Ing°. Edwin Zenteno Tupiño	Especialista en Hidrogeología - Geofísica
Ing°. Elizar A. Pérez Encalada	Profesional
Ing°. Amarildo Fernández Estela	Profesional
Sr. Julio César Chunga Tapia	Técnico en Computación e Informática.
Sr. Fernando Fernández Alvarado	Técnico
Sr. Cesar Bravo Yovera	Técnico
Sr. José Luis Díaz Salazar	Técnico

ÍNDICE

	Pag.
1.0.0 INTRODUCCIÓN	1
1.1.0 Objetivos	1
1.1.1 Objetivo General	1
1.1.2 Objetivos Específicos	1
1.2.0 Ámbito del estudio	1
2.0.0 ESTUDIOS REALIZADOS	3
3.0.0 CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL ÁREA DE ESTUDIO	4
3.1.0 Ubicación	4
3.2.0 Vías de Comunicación	4
3.3.0 Demografía	4
3.3.1 Población del valle	4
3.3.2 Población Económicamente Activa	6
3.4.0 Recursos Agropecuarios	7
4.0.0 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS Y GEOMORFOLÓGICAS	9
4.1.0 Afloramientos Rocosos	9
4.1.1 Grupo Casma	9
4.1.2 Rocas Intrusivas	11
4.2.0 Depósitos Aluviales	12
4.2.1 Cauce Mayor o Lecho Actual del Río	12
4.2.2 Primera Terraza	12
4.3.0 Depósitos Coluviales	14
4.4.0 Depósitos Eólicos	14
4.5.0 Depósitos Marinos	14
5.0.0 INVENTARIO DE FUENTES DE AGUA SUBTERRÁNEA	16
5.1.0 Inventario de Pozos	16
5.2.0 Clave para identificar los Pozos	17
5.3.0 Tipo de Pozos Inventariados	18

5.3.1	Pozos Tubulares	18
5.3.2	Pozos a Tajo Abierto	18
5.3.3	Pozos Mixtos	18
5.4.0	Estado de los Pozos inventariados	18
5.4.1	Pozos Utilizados	20
5.4.2	Pozos Utilizables	21
5.4.3	Pozos No utilizables	21
5.5.0	Uso de los Pozos	21
5.5.1	Pozos de uso Doméstico	23
5.5.2	Pozos de uso Agrícola	23
5.5.3	Pozos de uso Pecuario	23
5.5.4	Pozos de uso Industrial	23
5.6.0	Rendimiento de los Pozos	23
5.7.0	Explotación del Acuífero mediante Pozos	25
5.7.1	Explotación en los años 1970; 1986 y 1988	25
5.7.2	Explotación en el 2001	26
5.8.0	Características Técnicas de los Pozos	27
5.8.1	Profundidad de los Pozos	27
5.8.2	Diámetro de los Pozos	27
5.8.3	Equipo de Bombeo	28
5.8.3.1	Motores	28
5.8.3.2	Bombas	28
5.9.0	Explotación Actual de las Aguas Subterráneas	30
6.0.0	EL RESERVORIO ACUÍFERO SUBTERRÁNEO	32
6.1.0	Geometría del Reservorio	32
6.1.1	Forma y Límites	32
6.1.2	Dimensiones	32
6.2.0	El Medio Poroso	33
6.2.1	Litología	33
6.2.2	Interpretación Hidrogeológica	33
6.3.0	La Napa Freática	36
6.3.1	Morfología del Techo de la Napa	36
6.3.2	Profundidad del Techo de la Napa	37

6.3.2.1	Zona I : Chimbote-Nuevo - Chimbote	38
6.3.2.2	Zona II : Nuevo Chimbote - Chimbote	38
7.0.0	HIDRÁULICA SUBTERRÁNEA	40
7.1.0	Introducción	40
7.2.0	Pruebas de Bombeo	40
7.3.0	Pruebas realizadas	40
7.4.0	Parámetros Hidráulicos	41
7.4.1	Zona I	41
7.4.2	Zona II	42
7.5.0	Radio de Influencia	42
7.5.1	Zona I	43
7.5.2	Zona II	44
8.0.0	HIDROGEOQUÍMICA	45
8.1.0	Recolección de Muestras de Agua Subterránea	45
8.2.0	Resultados de los Análisis Físico - Químicos	46
8.2.1	Conductividad Eléctrica (C.E.)	46
8.2.1.1	Zona I : Chimbote – Nuevo Chimbote	46
8.2.1.2	Zona II : Nuevo Chimbote - Chimbote	47
8.2.2	Dureza Total y pH	48
8.3.0	Representación Gráfica	51
8.3.1	Diagrama de Schoeller	51
8.3.2	Familias Hidrogeoquímicas de Aguas Subterráneas	51
8.4.0	Aptitud de las Aguas para el Riego	52
8.4.1	Clases de Agua según la Conductividad Eléctrica	52
8.4.2	Clases de Agua según el RAS y la Conductividad Eléctrica	54
8.5.0	Potabilidad de las Aguas	55
8.5.1	Análisis Bacteriológico	56
8.5.1.1	Características Biológicas del Agua Subterránea	57
8.5.2	Niveles de Concentración de los iones Cloruro, Sulfato y Magnesio	59
8.5.3	Nivel de Sólidos Totales Disueltos (STD)	61

8.5.4	Niveles de Dureza y pH	62
8.5.5	Calificación de las Aguas Subterráneas	62
9.0.0	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	64
9.1.0	Conclusiones	64
9.2.0	Recomendaciones	71
10.0.0	BIBLIOGRAFÍA	72

ANEXOS

ANEXO I INVENTARIO DE FUENTES DE AGUA SUBTERRÁNEA

- Cuadros de Características Técnicas, Medidas Realizadas y Volumen de Explotación de los Pozos.

ANEXO II RESERVORIO ACUÍFERO SUBTERRÁNEO

- Cuadros de la Red Piezométrica
- Cuadros de Variación del Nivel Estático de la Red Piezométrica

ANEXO III HIDRÁULICA SUBTERRÁNEA

- Gráficos de las Pruebas de Bombeo (Gráficos N°s del 01 al 08)

ANEXO IV HIDROGEOQUÍMICA

- Cuadros de la Red Hidrogeoquímica
- Cuadros de Variación de la Conductividad Eléctrica de la Red Hidrogeoquímica
- Cuadros de Variación de l pH de la Red Hidrogeoquímica
- Cuadros de Resultados de los Análisis Físico-Químicos
- Gráficos de Agua
 - Diagramas de Análisis de Agua tipo Schoeller (figuras N°s 01 al 14)
 - Diagramas de Potabilidad de Agua (figuras N°s 01 al 14)
 - Diagramas de Clasificación de Agua para Riego (figuras N°s 01 al 14)

RELACIÓN DE CUADROS

N°	DESCRIPCIÓN
3.1	Población Total Proyectada según Sexo y Tipo de Población. Valle Lacramarca - 2001
3.2	Población Económicamente Activa de 6 a más años. Valle Lacramarca - 2001
3.3	Inventario de Cultivos de la Campaña Agrícola año 2000 – 2001. Valle Lacramarca
5.1	Distribución de los Pozos por Distrito Político. Valle Lacramarca - 2001
5.2	Código para la Identificación de los Pozos. Valle Lacramarca - 2001
5.3	Distribución de los Pozos según su Tipo. Valle Lacramarca - 2001
5.4	Distribución de los Pozos según su Estado. Valle Lacramarca - 2001
5.5	Distribución de los Pozos según su Estado y por Distrito. Valle Lacramarca - 2001
5.6	Distribución de los Pozos Utilizados según su Tipo. Valle Lacramarca - 2001
5.7	Distribución de los Pozos Utilizables según su Tipo. Valle Lacramarca - 2001
5.8	Distribución de Pozos Utilizados según su Uso. Valle Lacramarca - 2001
5.9	Distribución de Pozos Utilizados para Uso Doméstico. Valle Lacramarca - 2001
5.10	Variación de los Rendimientos según el Tipo de Pozo. Valle Lacramarca - 2001
5.11	Volúmenes de Explotación de las Aguas Subterráneas en los años 1970, 1986 y 1988 – Valle Lacramarca
5.12	Volumen Explotado de Aguas Subterráneas según su Uso. Valle Lacramarca - 2001
5.13	Volumen Explotado de Aguas Subterráneas por Tipo de Pozo. Valle Lacramarca - 2001
5.14	Profundidades Actuales Máximas y Mínimas, según el Tipo de Pozo. Valle Lacramarca - 2001
5.15	Distribución del Equipamiento de los Pozos. Valle Lacramarca – 2001
5.16	Motores y Bombas Predominantes. Valle Lacramarca - 2001
5.17	Volúmenes de Explotación (m ³ /año) mediante Pozos por Zonas. Valle Lacramarca - 2001
6.1	Características de la Morfología de la Napa Freática. Valle Lacramarca - 2001
6.2	Profundidad de la Napa Freática. Valle Lacramarca - 2001
7.1	Distribución de Pruebas de Bombeo. Valle Lacramarca - 2001
7.2	Resultado de las Pruebas de Bombeo. Valle Lacramarca - Zona I
7.3	Resultado de las Pruebas de Bombeo. Valle Lacramarca - Zona II
7.4	Radios de Influencia a diferentes Tiempos de Bombeo. Zona I
7.5	Radios de Influencia a diferentes Tiempos de Bombeo. Zona II
8.1	Conductividad Eléctrica por Zonas. Valle Lacramarca - 2001
8.2	Clasificación de las Aguas según su Dureza
8.3	Variación de la Dureza. Valle Lacramarca - 2001
8.4	Clasificación del Agua según el pH
8.5	Clases de Agua según el pH. Valle Lacramarca - 2001
8.6	Familias Hidrogeoquímicas Predominantes. Valle Lacramarca - 2001
8.7	Clasificación del Agua para Riego según Wilcox
8.8	Clasificación del Agua Subterránea según la Conductividad Eléctrica - Zona I
8.9	Clasificación del Agua Subterránea según la Conductividad Eléctrica - Zona II
8.10	Clasificación del Agua Subterránea para Riego según la Conductividad Eléctrica. Valle Lacramarca - 2001

- 8.11 Clasificación del Agua según el RAS y la Conductividad Eléctrica. Valle Lacramarca - 2001
- 8.12 Límites Máximos Tolerables
- 8.13 Resultados de los Análisis Microbiológicos de las Aguas Subterráneas. Valle Lacramarca – 2001
- 8.14 Comparación entre los Límites Máximos Tolerables y los Rangos obtenidos de las Muestras de Agua Analizadas. Valle Lacramarca - 2001
- 8.15 Variación de los Sólidos Totales Disueltos. Valle Lacramarca - 2001
- 8.16 Clasificación de las Aguas Subterráneas según los Diagramas de Potabilidad. Valle Lacramarca - 2001

RELACIÓN DE FIGURAS

Nº	DESCRIPCIÓN
3.1	Ubicación del Área de Estudio
6.1	Sección Hidrogeológica A – A'
6.2	Sección Hidrogeológica B – B'

RELACIÓN DE LÁMINAS

Nº	DESCRIPCIÓN
4.1	Geología – Geomorfología.
5.1	Ubicación de las Fuentes de Agua Subterránea.
6.1	Hidroisohipsas (agosto – septiembre 2001).
6.2	Isoprofundidad de la Napa (agosto – septiembre 2001).
7.1	Isotransmisividades y volúmenes de explotación
8.1	Isoconductividad Eléctrica (agosto – septiembre 2001).
9.1	Carta Hidrogeológica del valle Lacramarca.

RELACIÓN DE FOTOGRAFÍAS

N°	DESCRIPCIÓN
01	Vista fotográfica donde se observa el puente Lacramarca, ubicado en la carretera Panamericana Norte y que une a las ciudades de Lima y Chimbote.
02	Río Lacramarca, vista tomada en el sector Tres Cabezas – Tangay Bajo.
03	Afloramiento rocoso en el sector del túnel Coishco.
04	Vista de afloramiento rocoso, el cual delimita el acuífero, ubicado en el Km 430 de la carretera Panamericana Norte.
05	Cauce del río Lacramarca (Q-t ₀), observándose en ambos flancos la primera terraza.
06	Vista del río Lacramarca, obsérvese el cauce del río (Q-t ₀) y en ambos flancos la primera terraza (Q-t ₁), sector Puente Tangay – Tres Cabezas.
07	Vista del muelle La Caleta, al fondo se observa los afloramientos rocosos.
08	Vista donde se observa el litoral, delimitado una parte por afloramientos rocosos en el sector Campamento Atahualpa.
09	Personal técnico ejecutando el inventario de pozos, obsérvese midiendo el nivel estático.
10	Pozo a tajo abierto IRHS N° 45, ubicado en el distrito de Nuevo Chimbote.
11	Pozo tubular equipado, ubicado en el sector Vivero Forestal, distrito de Chimbote.
12	Pozo tubular equipado y utilizado para uso industrial, perteneciente a la Empresa Pesquera Pacífico Sur.
13	Pozo Mixto, equipado y utilizado en la industria. Pozo perteneciente a la Empresa Pesquera Pacífico Sur.
14	Pozo tubular IRHS N° 01, utilizado para uso industrial, perteneciente a la Empresa Pesquera San Francisco; está ubicado en el distrito de Chimbote.
15	Pozo tubular utilizado y equipado con motor diesel y bomba centrífuga de succión, perteneciente a SIPESA, ubicada en Nuevo Chimbote.
16	Pozo tubular denominado Tres Marías, equipado con motor eléctrico y bomba turbina vertical, ubicado en el sector Los Álamos en el distrito de Nuevo Chimbote y perteneciente al hospital regional.
17	Pozo tubular IRHS N° 21, equipado con motor eléctrico y bomba centrífuga de succión. Pozo ubicado en el distrito de Chimbote.
18	Medición de los niveles dinámicos al iniciarse la prueba de bombeo en el pozo tubular IRHS N° 02/18/01 – 39, ubicado en el Vivero Forestal.
19	Equipo utilizado para la medición “IN SITU” de muestras de agua: conductividad eléctrica, pH y temperatura del agua.
20	Cerro Coishco, donde se ubica el túnel que une los distritos de Chimbote y Coishco.
21	Cauce del río Lacramarca, al fondo se observa un afloramiento rocoso cubierto por un manto de arena.
22	Cauce del río Lacramarca, en la margen izquierda se observa la primera terraza.
23	Pozo IRHS N° 104, tajo abierto equipado y utilizado para uso industrial, ubicado en el distrito de Chimbote.
24	Pozo IRHS N° 37, tajo abierto equipado, ubicado en el sector Los Álamos del distrito Nuevo Chimbote.
25	Pozo IRHS N° 22, tajo abierto utilizado para uso doméstico. Esta ubicado en el distrito de Nuevo Chimbote.
26	Pozo a tajo abierto equipado con motor eléctrico y bomba sumergible, ubicado en el sector Los Álamos en el distrito de Nuevo Chimbote.

- 27 Equipo de bombeo utilizado para uso industrial, pertenece a la Empresa Pacifico Sur.
- 28 Pozo IRHS N° 23 utilizado para uso doméstico ubicado en el sector Los Álamos del distrito de Nuevo Chimbote.
- 29 Pozo a tajo abierto utilizado en la industria y ubicado en el distrito de Chimbote.
- 30 Pozo a tajo abierto utilizado para uso doméstico, ubicado en el distrito de Chimbote.
- 31 Pozo IRHS N° 44 a tajo abierto, utilizado para uso doméstico, ubicado en el sector Los Álamos del distrito Nuevo Chimbote.
- 32 Pozo IRHS N° 35 a tajo abierto, equipado y utilizado para uso doméstico. Esta ubicado en el sector Los Álamos del distrito Nuevo Chimbote.
- 33 Pozo a tajo abierto, equipado con motor gasolinera y bomba centrífuga de succión, ubicado en el sector

PRESENTACIÓN



PRESENTACIÓN

El agua es un recurso vital para el desarrollo de los pueblos rurales y urbanos, es por ello que el cuidado de las fuentes de agua existentes, es responsabilidad de todos. Considerando lo expuesto y teniendo en cuenta que nuestro país presenta una acentuada carencia de este recurso hídrico en la mayoría de los valles de nuestra costa peruana, es necesario promover el cambio de mentalidad y de actitud tanto de los industriales, agricultores, políticos, educadores, jóvenes y fundamentalmente niños, a fin de dar un uso adecuado al recurso.

En la zona de estudio – valle Lacramarca, el agua subterránea casi en su totalidad es utilizado para el consumo doméstico e industrial, cuya demanda se viene incrementando en forma bastante significativa, sobre todo por el crecimiento de la población urbana en las ciudades de Chimbote y Nuevo Chimbote. Por lo tanto es necesario, conocer su real potencial para poder planificar técnicamente su explotación racional.

Al respecto, con la finalidad de tener un diagnóstico veraz que permita establecer las acciones necesarias para una racional y eficiente explotación del agua subterránea en el valle Lacramarca, la Administración Técnica del Distrito de Riego Santa- Lacramarca, bajo el asesoramiento de la Dirección General de Aguas y Suelos del INRENA, realizaron el “[Inventario y Monitoreo de las Aguas Subterráneas en el Valle Lacramarca](#)”, cuyo resultado ha permitido delimitar el acuífero, obtener información técnica actualizada de las fuentes de agua subterránea (cantidad, uso, tipo, estado y número de pozos equipados, características de éstos y su volumen de explotación). Asimismo, se realizó el análisis de la morfología de la napa mediante el tendido de una red piezométrica, determinándose las características hidráulicas del acuífero mediante pruebas de bombeo y seguidamente, se determinó la situación actual de la calidad de las aguas para los diferentes usos (doméstico, agrícola, industrial y pecuario) almacenadas en el acuífero.

El presente trabajo es un aporte al conocimiento hidrogeológico del acuífero del valle Lacramarca, cuyo uso racional de los recursos hídricos contribuirá a incrementar la productividad agrícola del valle.

ING°. JOSÉ RIVAS LLUNCOR
Director General de Aguas y Suelos

INTRODUCCIÓN

A photograph of a road with a dirt shoulder, utility poles, and a body of water with reeds in the background. The road is paved and has a white line on the left side. The dirt shoulder is on the right. There are utility poles and wires along the road. In the background, there is a body of water with reeds and a small structure. The sky is overcast.

1.1.0 Objetivos

1.2.0 Ámbito de Estudio

1.0.0 INTRODUCCIÓN

La costa norte del Perú presenta inmensas extensiones de terrenos fértiles; pero debido al déficit del recurso hídrico, no se puede aprovechar dichas áreas.

Últimamente los pueblos de los valles han crecido en forma progresiva; siendo el recurso agua un elemento de vital importancia para el desarrollo urbano, rural y en general de todos los seres vivos, constituyéndose en uno de los factores más importantes en la vida socioeconómica del país.

El valle Lacramarca, presenta problemas en cuanto a la disponibilidad y manejo de las aguas subterráneas como complemento a las necesidades de consumo de los pueblos que se vienen desarrollando rápidamente; de allí la importancia de realizar el presente estudio, cuyo resultado permitirá conocer la situación actual de los recursos hídricos subterráneos.

1.1.0 Objetivos

1.1.1 Objetivo General

El estudio tiene como objetivo evaluar el estado actual de los recursos hídricos subterráneos, de manera que permita proporcionar información suficiente sobre las fuentes de agua, la explotación actual y, la reserva de agua almacenada en el acuífero así como también; las posibilidades futuras de explotación de las aguas subterráneas en el valle.

1.1.2 Objetivos Específicos

Son los siguientes:

- Identificar las fuentes de agua subterránea y determinar su volumen de explotación.
- Determinar la geometría del acuífero.
- Zonificar el acuífero de acuerdo a los parámetros hidráulicos.
- Determinar el comportamiento de la napa.
- Determinar la calidad del recurso hídrico.

1.2.0 Ámbito del Estudio

El área de estudio se encuentra ubicado en el valle Lacramarca, abarcando por el **norte**, los sectores Pampa del Toro, Tres Cabezas y Tangay Bajo, por el **sur** los sectores La Campiña, San José, Pensacola y la Mora; por el **este** los sectores Trapecio, Pueblo Joven 27 de octubre, Villa María y Buenos Aires; y por el **oeste** con el Océano Pacífico.

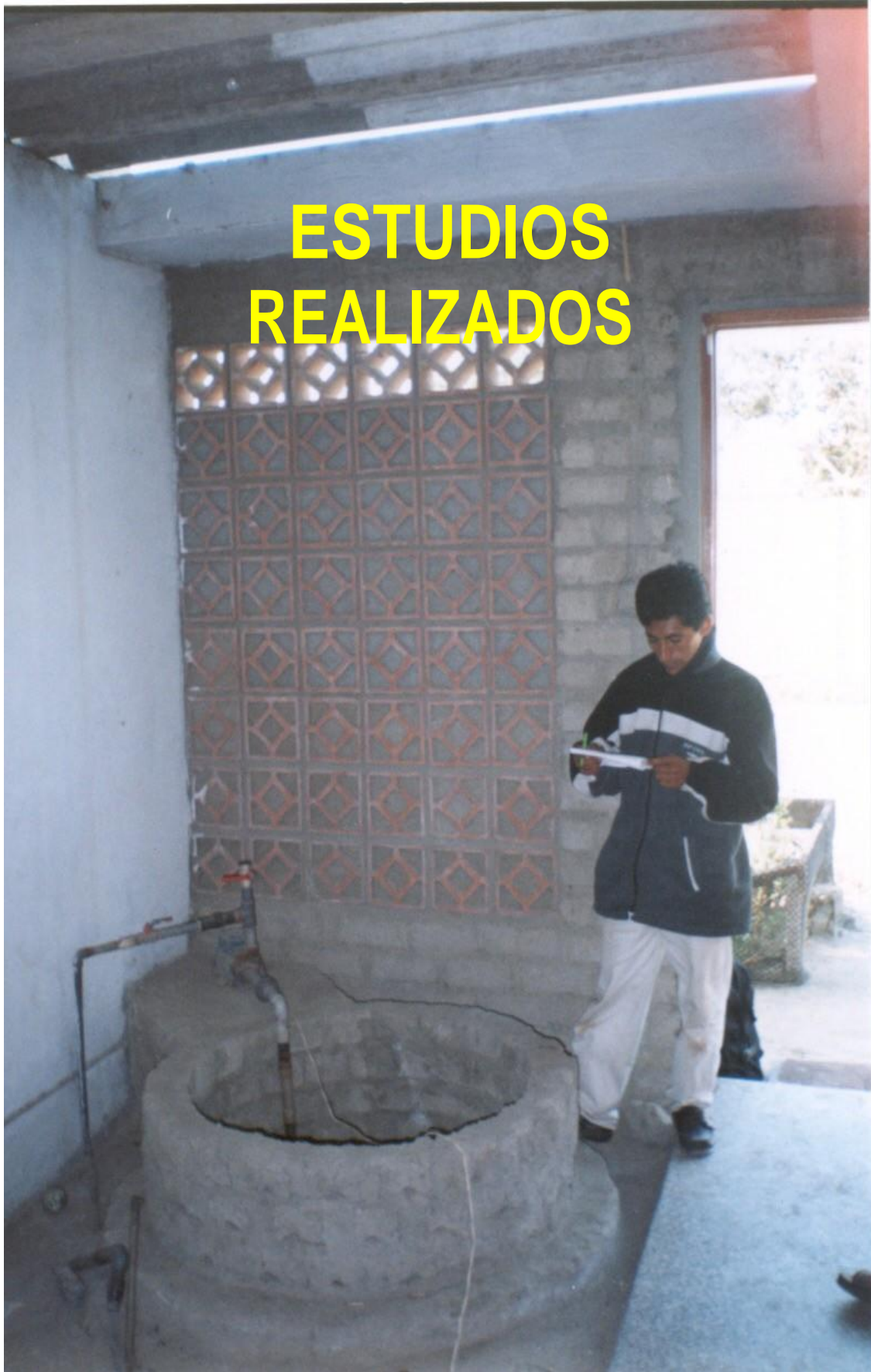
En la margen derecha del río, entre los sectores Cascaja I, Cambio Puente, Tres Cabezas – Tangay Bajo, el valle se ensancha alcanzando 12 Km de longitud, mientras que en la margen izquierda entre los sectores Los Álamos, Buenos Aires, Monte Chimbote y Pampa del Toro; el valle presenta una franja angosta alcanzando 7 Km de longitud, desembocando dicho río en el mar.



FOTO N° 01

Vista fotográfica donde se observa el puente Lacramarca, ubicado en la carretera Panamericana Norte y que une a las ciudades de Lima y Chimbote.

ESTUDIOS REALIZADOS



2.0.0 ESTUDIOS REALIZADOS

En el valle Lacramarca, se han desarrollado escasos trabajos referentes a las aguas subterráneas, las mismas que a continuación se nombran:

- En 1972, La ONERN, realizó el estudio denominado “Inventario, Evaluación y uso racional de los recursos naturales de la Costa. Cuenca del río Santa, Lacramarca y Nepeña”.
- En 1986, La DGASI, efectuó el estudio denominado “Estudio Hidrogeológico para el Abastecimiento de Agua a la Base Naval”.
- En 1988, La DGASI, efectuó el estudio denominado “Estudio Hidrogeológico para el Abastecimiento de Agua a SIDERPERU”.
- En 1969, el Ministerio de Agricultura a través de la Dirección de Investigación de Aguas Subterráneas efectuó el estudio “Aguas Subterráneas en el valle Lacramarca”.



FOTO N° 02

Río Lacramarca, vista tomada en el sector Tres Cabezas – Tangay Bajo.

CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL ÁREA DE ESTUDIO

BIENVENIDOS
COISHCO
"CADA HABITANTE ES ALCALDE
DE SU PUEBLO"
¡Disfrute sus Estancias!

PEPSI

- 3.1.0 Ubicación
- 3.2.0 Vías de Comunicación
- 3.3.0 Demografía
- 3.4.0 Recursos Agropecuarios



3.0.0 CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL ÁREA DE ESTUDIO

3.1.0 Ubicación

El área de estudio que corresponde a la cuenca hidrográfica del río Lacramarca, está ubicada en la costa norte del País aproximadamente a 410 km de la ciudad de Lima, habiéndose delimitado un área de investigación de 569 Km². Ver figura N° 3.1.

El río Lacramarca tiene su origen en la parte occidental de cordillera negra, de la cual se ha originado la formación de dos quebradas en la parte alta, conocidas como quebrada de Lacramarca Ana y Coles denominándose río o quebrada Lacramarca a partir de su confluencia.

Políticamente pertenece a la provincia de Santa y al departamento de Ancash y comprende los distritos de Chimbote y Nuevo Chimbote.

Geográficamente está comprendida entre las siguientes coordenadas del Sistema Transversal Mercator:

Este :	759,000 m	y	779,000 m
Norte :	8°981,000 m	y	9°024,000 m

3.2.0 Vías de Comunicación

La infraestructura vial está constituida por tres (03) redes fundamentales:

- La red primaria constituida por la carretera Panamericana Norte, la misma que cruza el valle de sur a norte. Ver fotografía N° 01
- La red secundaria constituida por caminos carrozables que permiten llegar a diferentes distritos y caseríos importantes ubicados en la parte alta del valle.
- La red terciaria trochas o carreteras en tierra, que permitirá llegar a los fundos y parcelas de cultivo.

3.3.0 Demografía

3.3.1 Población del Valle

En el cuadro 3.1 se muestra la población proyectada para el año 2000, en base al resultado del XI Censo Nacional de Población realizado en 1993, de lo cual se deduce que la población total del valle es de 323,023.00 habitantes, observándose que la mayor densidad lo conforma el sexo femenino con el 50,71% y por otro lado, el mayor número de pobladores se concentran en la zona urbana (96,65 %).

759,000

779,000

9'024,000



ÁREA DE ESTUDIO

8'981,000

Asimismo, se observa que la mayor población está conformada por habitantes cuyas edades oscilan entre 15 y 29 años (30,67 %); y además, el sexo femenino es el que presenta mayor número de habitantes (51,66 %)

CUADRO N° 3.1
POBLACIÓN TOTAL PROYECTADA SEGÚN SEXO Y TIPO DE POBLACIÓN
VALLE LACRAMARCA - 2001

Descripción	Población			Urbana			Rural		
	Total	Hombres	Mujeres	Total	Hombres	Mujeres	Total	Hombres	Mujeres
Menores de 5 años	36,207	18,324	17,883	34,725	17,611	17,114	1,482	713	769
De 5 a 14 años	74,123	37,572	36,441	71,126	36,168	34,958	2,887	1,404	1,483
De 15 a 29 años	99,060	47,884	51,176	96,016	46,264	49,752	3,044	1,620	1,424
De 30 a 44 años	60,530	28,293	32,238	58,848	27,468	31,380	1,683	825	858
De 45 a 64 años	41,386	21,550	19,836	40,128	20,888	19,240	1,208	662	596
De 65 a más años	11,826	5,596	6,230	11,361	5343	6018	462	253	212
TOTAL	323,023	159,219	163,804	312,204	153,742	158,462	10,819	5,477	5,342

Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI)

3.3.2 Población Económicamente Activa

En el cuadro N° 3.2 se aprecia que 112,295 habitantes forman parte de la Población Económicamente Activa (P.E.A.) y representa el 34,76 % de la población total; mientras que la Población Económicamente No Activa (P.E.N.A) está conformada por 210,728 habitantes (65,24 %).

La mayor concentración de la Población Económicamente Activa (P.E.A.), se encuentra en el distrito de Chimbote con 85,358 habitantes (26.42 %), mientras que el menor número de habitantes de la P.E.A, se ubica en el distrito de Nuevo Chimbote, con 73,676 habitantes, que representan el 22.81 %.

En el valle observamos que la Población Económicamente Activa, la conforman los habitantes cuyas edades oscilan entre 15 y 29 años representando el 15,60 %, asimismo la Población Económicamente No Activa la conforman los habitantes cuyas edades oscilan entre 6 y 14 años y representan el 41,30 % del total de la población.

Además podemos observar en el cuadro adyacente, que la Población Económicamente Activa en menor proporción la conforman los habitantes cuyas edades oscilan entre 65 a más años que hacen un total de 308 habitantes y representan el 0,09 %.

La Población Económicamente No Activa en menor proporción la conforman habitantes cuyas edades oscilan de 65 a más años (3,57 %).

CUADRO N° 3.2
POBLACIÓN ECONÓMICAMENTE ACTIVA DE 6 A MÁS AÑOS
VALLE LACRAMARCA - 2001

Distrito	Total	6 a 14 años	15 a 29 años	30 a 44 años	45 a 64 años	65 a más años
Chimbote	249,347	85,011	76,490	46,769	31,949	9,128
P.E.A	85,358	16,645	38,824	22,063	7,593	233
P.E.N.A.	163,989	68,366	37,666	24,706	24,356	8,895
Nuevo Chimbote	73,676	25,209	22,570	13,762	9,437	2,698
P.E.A	26,937	6,536	11,554	6,511	2,261	75
P.E.N.A.	46,739	18,673	11,016	7,251	7,176	2,623
Total del Valle	323,023	110,220	99,060	60,531	41,386	11,826
P.E.A. del Valle	112,295	23,181	50,378	28,574	9,854	308
P.E.N.A. del Valle	210,728	87,039	48,682	31,532	31,532	11,518

Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI)

3.4.0 Recursos Agropecuarios

En el valle Lacramarca, las áreas agrícolas se encuentran situadas sobre ambas márgenes del río hasta la bocatoma de la Irrigación Chimbote (margen izquierda) y la toma Tanguche (margen derecha); cuenta con una superficie agrícola de 15,000 has, de las cuales 5160 has (34%) corresponden al área agrícola física neta, las cuales en los años hidrológicamente normales, tienen servicio de riego aproximadamente 6,000 has.

El Plan de Cultivo de Riego del año 2000 – 2001, ha significado la aprobación de 5865.12 has de cultivo, siendo el más predominantes el maíz con 3,615.49 has (61.64%), seguido del cultivo de caña de azúcar con 898.49 has (15.32%) y observándose en menor proporción los cultivos de pan llevar, frutales y pastos, los cuales cubren la diferencia del porcentaje existente. Ver cuadro N° 3.3

**C UADRO N° 3.3
INVENTARIO DE CULTIVOS DE LA CAMPAÑA AGRÍCOLA AÑO 2000 - 2001
VALLE LACRAMARCA**

Tipo	Cultivo	Área (has)	%
1	Maíz	3,615.49	61.64
2	Caña de Azúcar	898.49	15.32
3	Alfalfa	373.47	6.37
4	Frijol	240.25	4.10
5	Algodón	239.03	4.07
6	Frutales	182.31	3.11
7	Arroz	137.98	2.35
8	Ají	44.22	0.75
9	Marigol	27.83	0.48
10	Camote	17.54	0.30
11	Papa	17.44	0.30
12	Yuca	16.20	0.28
13	Pallar	11.50	0.20
14	Espárrago	10.50	0.18
15	Lenteja	8.70	0.15
16	Sandía	8.00	0.14
17	Zapallo	5.00	0.08
18	Arveja	3.80	0.06
19	Hortalizas	2.25	0.04
20	Fresa	2.00	0.03
21	Cebolla	1.97	0.03
22	Tomate	1.15	0.02
Total		5,865.12	100.00

Fuente : Intención de siembra – Campaña 2000 - 2001 ATDR-SL

Tal como se ha descrito anteriormente, la principal actividad económica de la región es la agricultura. Con relación a la ganadería, ésta se desarrolla mayormente en la cabecera del valle, donde se efectúa la crianza de ganado ovino, vacuno, equino, caprino y porcino.

CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS Y GEOMORFOLÓGICAS

- 4.1.0 Afloramientos Rocosos
- 4.2.0 Depósitos Aluviales
- 4.3.0 Depósitos Coluviales
- 4.4.0 Depósitos Eólicos
- 4.5.0 Depósitos Marinos



4.0.0 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS Y GEOMORFÓLOGICAS

En toda investigación hidrogeológica es importante tener conocimiento de la estructura geológica de la zona; en relación a la naturaleza de los materiales existentes y a la distribución de los mismos tanto permeables y/o impermeables, fallas, afloramientos del zócalo y otros; debido a que estas características condicionan el funcionamiento del complejo acuífero y el desplazamiento de las aguas subterráneas.

En ese sentido; el presente estudio ha sido realizado a nivel de reconocimiento general, y ha tenido como objetivo determinar las características geológicas orientadas a la interpretación de la hidrogeología del valle Lacramarca (parte baja). Para lograr este objetivo, se ha realizado estudios relativos a su constitución litológica y estratigráfica.

Para una mayor comprensión de la descripción de los paisajes geomórficos, se ha establecido en el área de estudio cinco (05) unidades hidrogeológicas:

- Afloramientos rocosos
- Depósitos aluviales
- Depósitos coluviales
- Depósitos eólicos
- Depósitos marinos

El levantamiento geológico-geomorfológico del área de estudio, se muestra en los planos de las Láminas N° 4.1 y 9.1 (carta hidrogeológica).

4.1.0 Afloramientos Rocosos

Esta unidad, se encuentra ubicada en ambos márgenes del río; así como algunos cerros testigos, tales como Medano Negro, Reservoirio y La Cruz; los mismos que se encuentran dispersos en todo el valle, dando lugar a un paisaje accidentado del área estudiada, formando cerros, colinas y quebradas. Ver fotografías N° 03, 04 y 20.

En el área de estudio, la estructura rocosa que rodea al primer sector de la llanura pertenece, casi íntegramente, a la formación Casma y al Batolito Andino. Asimismo, en el flanco derecho en el sector inferior de la llanura, se presentan las formaciones Casma y La Zorra, donde su orientación por lo general sigue el rumbo de las fallas y pliegues.

Los afloramientos rocosos están conformados por las siguientes formaciones.

4.1.1 Grupo Casma (Ti - c)

Del grupo Casma en el área de estudio afloran las siguientes formaciones :



FOTO N° 03

Afloramiento rocoso en el sector del túnel Coishco.



FOTO N° 04

Vista de afloramiento rocoso, el cual delimita el acuífero, ubicado en el Km 430 de la carretera Panamericana Norte.

Formación Casma (Ki – c)

La formación Casma es una potente secuencia de rocas volcánicas con intercalaciones de sedimentos que afloran típicamente cerca del pueblo Casma. Las rocas volcánicas están representadas principalmente por derrames y piroclásticos de composición andesítica, con capas intercaladas de lutitas de color pardo a marrón parcialmente calcáreas, areniscas blancas con grano fino, cuarcitas blancas en estratos delgados y ocasionalmente estratos de calizas recristalizadas por efecto del metamorfismo.

En la formación Casma no se han encontrado fósiles que permita fijar su edad, tampoco se dispone de otros datos como sería su posición estratigráfica ya que su base es desconocida.

Formación La Zorra (Ki – z)

La formación La Zorra sobreyace concordantemente a la formación Junco, y comprende litológicamente flujos de andesita en capas delgadas y piroclastos de mayor dimensión intercalados con sedimentitas; esta unidad se encuentra en la parte occidental del Batolito de la costa.

A lo largo de la línea litoral, desde Culebras hasta la ciudad de Chimbote, se exponen en forma discontinua buenas secuencias de sedimentitas intercaladas con rocas volcánicas, este tipo de roca se encuentra bien estratificada. La unidad sedimentaria consiste en andesitas porfiríticas intercaladas con limolitas, tobas riolíticas, lavas y aglomerados.

4.1.2 Rocas Intrusivas

En el área de estudio afloran estas rocas en los cerros Chimbote, Tambo Real, Portachuelo, Prieto, Negro, La Cruz y Médano Negro.

Batolito de la Costa (KT –i)

Está constituido mayormente como un complejo de rocas intrusivas de variada composición que va del gabro a un granito potásico, con intrusiones menores de andesita, dacita, monzonita y pórfido cuarcífero, los contactos entre el batolito y la roca son abruptos y sin contaminación notoria. El Batolito de la Costa es un conjunto estructuralmente compuesto de un gran número de intrusiones individuales y diques asociados en complejos plutónicos que progresivamente se van haciendo más ácidos en relación al tiempo.

En el Perú, el Batolito se encuentra paralelo a la Cordillera Occidental de los Andes y se presenta como una floración casi continuo, desde Trujillo en el **norte** hasta Ocoña en el **sur**, a lo largo de 1100 Km.

Genéticamente, estas rocas son bastante compactas, por lo tanto son consideradas como impermeables al flujo hídrico subterráneo.

4.2.0 Depósitos Aluviales (Q-al)

Esta unidad geomorfológica resulta una de las más extensas dentro del área de estudio, y a su vez la más importante, son terrenos llanos ubicados en ambos márgenes del río Lacramarca, el cual es su principal agente responsable de su formación el cual ha arrastrado y depositado sedimentos constituidos por arcillas, arenas, gravas y cantos de diverso tamaño y litología.

Las características de estos depósitos es que las arenas y cantos han sufrido un proceso abrasivo, el cual produce un redondeamiento de sus elementos. Estas características de redondeamiento y clasificación a parte de una eventual ausencia o segregación de minerales arcillosos, confiere a estos depósitos muy buenas propiedades de porosidad y permeabilidad que favorecen el almacenamiento y flujo de las aguas subterráneas.

En los depósitos aluviales se incluyen las terrazas, los rellenos de quebrada y valles, así como los depósitos recientes que constituyen las pampas o llanuras aluviales. Las terrazas están formadas por gravas, arenas y limos que en algunos casos sobreyacen directamente al basamento rocoso.

Los depósitos aluviales se encuentran ampliamente distribuidos en la llanura comprendida entre las Pampa de la Irrigación de Chimbote y Pampa del Toro y están conformados por depósitos del río Lacramarca, lo que se hace evidente por sus cursos antiguos, observándose además terrazas a lo largo de su recorrido en un solo nivel.

- Cauce mayor o lecho actual del río (Q-t₀)
- Primera terraza(Q-t₁)

4.2.1 Cauce Mayor o Lecho Actual del Río (Q-t₀)

Corresponde al área por donde discurre el río, observándose en ciertos sectores de su superficie, materiales constituidos por cantos rodados, arenas y gravas. Ver fotografías N°s 02 y 05.

4.2.2 Primera Terraza (Q –T₁)

Esta terraza se encuentra limitada por escarpas cuyo desnivel con relación al lecho del río varía de 1.60 a 5.60 m. Ver fotografías N°s 06 y 22.

En diferentes sectores se observan cortes verticales de esta terraza, la misma que a continuación se describen:



FOTO N° 05

Cauce del río Lacramarca (Q-t₀), observándose en ambos flancos la primera terraza.



FOTO N° 06

Vista del río Lacramarca, obsérvese el cauce del río (Q-t₀) y en ambos flancos la primera terraza (Q-t₁), sector Puente Tangay – Tres Cabezas.

□ **Sector Tangay Bajo**

0.00 - 1.10 m : Material areno arcilloso.

1.10 - 2.10 m : Material arcillo-limoso.

□ **Sector Tangay Bajo**

0.00 – 1.25 m : Material areno arcilloso.

1.25 – 2.25 m : Material arcillo-limoso.

• **Sector Tres Cabezas – Tangay Bajo**

0.00- 1.40 m : Material areno limoso.

1.40- 2.90 m : Material areno-limoso con inclusiones de gravas.

En el lecho del río se observa la presencia de arenas finas.

4.3.0 Depósitos Coluviales (Q-c)

Estos depósitos están constituidos por materiales detríticos angulosos, los cuales se encuentran en las laderas y en la parte inferior de los cerros formando los llamados “pie de monte”. Son materiales que se producen por la erosión y que descienden por efectos de la gravedad hacia los niveles inferiores. Estos depósitos se observan mayormente en la parte alta del valle.

Por su localización y volumen, los depósitos coluviales carecen de importancia para la búsqueda de aguas subterráneas.

4.4.0 Depósitos Eólicos (Q-e)

Se pueden distinguir dos tipos de arenas eólicas, montículos de arenas eólicas, los montículos de arenas estabilizadas y depósitos de arenas en movimiento. Constituyen depósitos de arenas de grano fino que cubren gran parte de las áreas aluviales y formaciones rocosas más antiguas.

Estos depósitos se presentan en forma de mantos por opamente dichos o en forma de dunas, careciendo de importancia para la prospección y explotación de las aguas subterráneas. Ver fotografía N° 21.

4.5.0 Depósitos Marinos (Q-m)

Estos depósitos no tienen mayor incidencia en la hidrogeología del área debido a su carácter marginal y por constituir una franja de arena y cantos muy angosta, los cuales se encuentran distribuidos a lo largo del litoral. Ver fotografías N°s 07 y 08.

En el valle Lacramarca entre el Campamento Atahualpa y Puerto Chimbote se ha encontrado terrazas marinas de 1 m de altura y hasta 13 Km de longitud, observándose en superficie abundantes restos marinos.




FOTO N° 07

Vista del muelle La Caleta, al fondo se observa los afloramientos rocosos.



FOTO N° 08

Vista donde se observa el litoral, delimitado una parte por afloramientos rocosos en el sector Campamento Atahualpa.



INVENTARIO DE FUENTES DE AGUA SUBTERRÁNEA

5.1.0 Inventario de Pozos

5.2.0 Clave para identificar los Pozos

5.3.0 Tipo de Pozos Inventariados

5.4.0 Estado de los Pozos Inventariados

5.5.0 Uso de los Pozos

5.6.0 Rendimiento de los Pozos

**5.7.0 Explotación del Acuífero mediante
Pozos**

5.8.0 Características Técnicas de los Pozos

**5.9.0 Explotación Actual de las Aguas
Subterráneas**

5.0.0 INVENTARIO DE FUENTES DE AGUA SUBTERRÁNEA

El objetivo del inventario fue determinar la cantidad y situación actual de los pozos, cuyo resultado permitirá conocer la situación física y técnica de éstos así como también, cuantificar la masa de agua explotada del acuífero.

En el área de estudio existe sólo un tipo de fuente de agua subterránea; que corresponde a los **artificiales**, y que está representado por los pozos.

5.1.0 Inventario de Pozos

El inventario de pozos se realizó entre los meses de agosto y setiembre del presente año, para ello fue necesario contar con personal técnico, el mismo que fue distribuido en tres (03) brigadas, cuyo objetivo fue la recolección de información de campo. Ver fotografía N° 09.

En el trabajo se actualizó la información técnica de los pozos, consistente en datos de la perforación (año, tipo, profundidad, diámetro, cota), del equipo de bombeo (motor y bomba), niveles de agua y caudal y; datos de la explotación de agua (estado, uso, régimen de explotación y volumen). Todo lo anterior ha tenido como propósito contar con la base de datos necesaria para cumplir con el objetivo del estudio.

El inventario se efectuó desde los sectores Campamento Atahualpa, San Luis y Los Álamos del distrito Nuevo Chimbote, hasta los sectores El Carmen, La Campiña, Cambio Puente y Cascajal en el distrito de Chimbote.

En total se han inventariado **168 pozos**, que inicialmente se ubicaron en planos catastrales a escala 1/10000 y posteriormente en planos a 1/25000.

En el cuadro N° 5.1 se muestra el número de pozos por distrito político.

**CUADRO N° 5.1
DISTRIBUCIÓN DE LOS POZOS POR DISTRITO POLÍTICO
VALLE LACRAMARCA - 2001**

Distrito	N° Pozos	%
Chimbote	109	64.88
Nuevo Chimbote	59	35.12
Total	168	100

La ubicación de los pozos se puede observar en las Láminas N°s 5.1 y 9.1 (carta hidrogeológica), mientras que las características técnicas y las medidas realizadas en los pozos; en el Anexo I: Inventario de Fuentes de Agua Subterránea.

5.2.0 Clave para Identificar los Pozos

Para la identificación de los pozos inventariados se emplea la clave respectiva, la misma que está conformado por cuatro (04) números, los tres primeros (1^{er}, 2^{do} y 3^{ro}) constituyen los códigos del departamento, provincia y distrito respectivamente, mientras que el 4^{to}, es el que se le asigna al pozo de acuerdo a un orden correlativo.

La base de la clave de los pozos en el valle Lacramarca, se muestra en el cuadro N° 5.2

CUADRO N° 5.2
CÓDIGO PARA LA IDENTIFICACIÓN DE LOS POZOS
VALLE LACRAMARCA - 2001

Distrito	Código Base
Chimbote	02 / 18 / 01
Nuevo Chimbote	02 / 18 / 09

Así por ejemplo, la clave del pozo 40 ubicado en el distrito de Chimbote es el IRHS N° 02/18/01 - 40, en donde las siglas **IRHS** significa “**Inventario de Recursos Hídricos Subterráneos**”, los códigos 02 representa al departamento de Ancash, el 18 a la provincia de Lacramarca, el 01 al distrito de Chimbote y el cuarto código – 40 al número del pozo propiamente dicho.



FOTO N° 09

Personal técnico ejecutando el inventario de pozos, obsérvese midiendo el nivel estático.

5.3.0 Tipo de Pozos Inventariados

El inventario de pozos efectuado en el área de estudio, ha registrado un total de **168 pozos**, de los cuales 27 son tubulares (16.07 %) y 138 a tajo abierto (82.14 %) que en los ítems siguientes se describen. El resultado del inventario se muestra en el cuadro N° 5.3.

5.3.1 Pozos Tubulares

En el área de estudio se ha registrado **27 pozos tubulares**, que en su conjunto representan el 16.07 % del total inventariado, observándose la mayor concentración en el distrito Chimbote con 24; mientras que el distrito Nuevo Chimbote presenta sólo 03 pozos de este tipo. Ver cuadro N° 5.3 y fotografía N° 11.

5.3.2 Pozos a Tajo Abierto

Éstos son los más utilizados en el valle Lacramarca, registrándose **138 pozos**, que representan el 82.14 % del total inventariado. Ver fotografías N° 10, 23 y 32.

A nivel de distrito, en Chimbote se ubican 82 pozos, mientras que el distrito Nuevo Chimbote presenta 56 pozos de este tipo. Ver cuadro N° 5.3

5.3.3 Pozos Mixtos

En el área investigada se ha registrado sólo 03 pozos de este tipo, el mismo que representa el 2.08 % del total inventariado. Ver cuadro N° 5.3 y fotografía N° 13.

**CUADRO N° 5.3
DISTRIBUCIÓN DE LOS POZOS SEGÚN SU TIPO
VALLE LACRAMARCA - 2001**

Distrito	Tubular		Tajo Abierto		Mixto		Total Total	
	N°	%	N	%	N°	%	N°	%
Chimbote	24	14.28	82	48.81	03	1.79	109	64.88
NuevoChimbote	03	1.79	56	33.33	00	0.00	59	35.12
Total	27	16.07	138	82.14	03	1.79	168	100.00

5.4.0 Estado de los Pozos Inventariados

De los 168 pozos inventariados, 131 se encuentran en estado utilizados (77.98 %), 30 son utilizables (17.86 %) y 07 no utilizables (4.16 %), tal como se indica en el cuadro N° 5.4



FOTO N° 10

Pozo a tajo abierto IRHS N° 45, ubicado en el distrito de Nuevo Chimbote.



FOTO N° 11

Pozo tubular equipado con motor eléctrico y bomba centrífuga de succión, ubicado en el distrito de Chimbote.

CUADRO N° 5.4
DISTRIBUCIÓN DE LOS POZOS SEGÚN SU ESTADO
VALLE LACRAMARCA - 2001

Estado	N°	%
Utilizado	131	77.98
Utilizable	30	17.86
No Utilizable	07	4.16
Total	168	100.00

El cuadro N° 5.5 muestra datos de los pozos según su estado, distribuidos por distrito político, observándose mayor densidad en el distrito de Chimbote con 109 pozos (64.88 %), seguido de Nuevo Chimbote con 59 pozos (35.12 %).

CUADRO N° 5.5
DISTRIBUCIÓN DE LOS POZOS SEGÚN SU ESTADO Y POR DISTRITO
VALLE LACRAMARCA - 2001

Distrito	Utilizado		Utilizable		No Utilizable		Total	
	N°	%	N°	%	N°	%	N°	%
Chimbote	91	54.17	16	9.52	02	1.19	109	64.88
Nuevo Chimbote	40	23.81	14	8.33	05	2.98	59	35.12
Total	131	77.98	30	17.85	07	4.17	168	100

5.4.1 Pozos Utilizados

Son aquellos pozos que durante el inventario estaban funcionando (operativos), y cuyas aguas extraídas son utilizadas en diferentes usos: agrícola, doméstico, industrial y pecuario.

En el área de estudio se ha inventariado **131 pozos utilizados**, que representan el 77.98 % del total inventariado. El cuadro N° 5.5 muestra la distribución de los pozos según su estado y por distrito político.

Del total de pozos utilizados que se han inventariado en el área de estudio, 105 son a tajo abierto, 23 tubulares y 03 mixtos, presentando mayor densidad el distrito de Chimbote con 67 pozos; seguido por Nuevo Chimbote con 38 pozos. Ver cuadro N° 5.6 y fotografías N°s 12, 30 y 31.

CUADRO N° 5.6
DISTRIBUCIÓN DE LOS POZOS UTILIZADOS SEGÚN SU TIPO
VALLE LACRAMARCA - 2001

Distrito	Tajo Abierto		Tubular		Mixto		Total	
	N°	%	N°	%	N°	%	N°	%
Chimbote	67	39.88	21	12.5	03	1.79	91	54.17
Nuevo Chimbote	38	22.62	02	1.19	00	0.00	40	35.12
Total	105	62.50	23	13.69	03	1.79	131	82.21

5.4.2 Pozos Utilizables

Son pozos que se encuentran sin equipo, en perforación, con el equipo de bombeo malogrado y/o en reserva. En este estado se encuentran 30 pozos que representan el 17.86 % del total inventariado. Debe indicarse que el distrito de Nuevo Chimbote es el más denso con 16 pozos, seguido en importancia por el distrito de Chimbote con 14 pozos. Ver cuadro N° 5.4

CUADRO N° 5.7
DISTRIBUCIÓN DE LOS POZOS UTILIZABLES SEGÚN SU TIPO
VALLE LACRAMARCA - 2001

Distrito	Tajo Abierto		Tubular		Mito		Total	
	N°	%	N°	%	N°	%	N°	%
Chimbote	13	7.74	03	1.79	00	0.00	16	9.53
Nuevo Chimbote	13	7.74	01	0.59	00	0.00	14	8.33
TOTAL	26	15.48	04	2.38	00	0.00	30	17.86

5.4.3 Pozos No utilizables

Son aquellos que durante el inventario se encuentran secos, derrumbados, enterrados, salinizados, y/o con la tubería desviada, figurando en este estado 07 pozos (4.16 % del total inventariado), siendo en su mayoría pozos a tajo abierto. El distrito de Nuevo Chimbote tiene 05 pozos; seguido por el distrito de Chimbote que presenta 02 pozos. Ver cuadro N° 5.5

5.5.0 Uso de los Pozos

En el valle Lacramarca se ha inventariado 168 pozos que son utilizados con fines doméstico, agrícola, pecuario e industrial, predominando el primero de los nombrados con 114 pozos; seguido en importancia por los de uso industrial con 10 pozos. Ver cuadro N° 5.8

CUADRO N° 5.8
DISTRIBUCIÓN DE POZOS UTILIZADOS SEGÚN SU USO
VALLE LACRAMARCA - 2001

Valle	Uso de los Pozos									
	Doméstico		Agrícola		Pecuario		Industrial		Total	
	N°	%	N°	%	N°	%	N°	%	N°	%
Chimbote	77	58.78	01	0.77	03	2.29	10	7.63	91	64.97
Nuevo Chimbote	37	28.24	03	2.29	00	0.00	00	0.00	40	30.53
Total	114	87.02	04	3.06	03	2.29	10	7.63	131	100



FOTO N° 12

Pozo tubular equipado y utilizado para uso industrial, perteneciente a la Empresa Pesquera Pacífico Sur.



FOTO N° 13

Pozo Mixto, equipado y utilizado en la industria. Pozo perteneciente a la Empresa Pesquera Pacífico Sur.

5.5.1 Pozos de uso Doméstico

El inventario efectuado ha registrado 114 pozos de este uso, de los cuales 95 son a tajo abierto. El distrito de Chimbote con 77 pozos es el que presenta mayor densidad; seguido por el distrito de Nuevo Chimbote con 37 pozos de este uso. Ver cuadros N°s 5.8 y 5.9 y fotografías N°s 25 y 28.

**CUADRO N° 5.9
DISTRIBUCIÓN DE POZOS UTILIZADOS PARA USO DOMÉSTICO
VALLE LACRAMARCA - 2001**

Distrito	Tajo Abierto		Tubular		Mixto		Total	
	N°	%	N°	%	N°	%	N°	%
Chimbote	59	45.04	18	13.74	00	0.00	77	58.78
Nuevo Chimbote	36	27.48	01	0.76	00	0.00	37	28.24
Total	95	72.52	19	14.50	00	0.00	114	87.02

5.5.2 Pozos de uso Agrícola

Solamente 04 pozos de este uso, se ha registrado en el valle que representan el 3.06 % del total de pozos utilizados, de los cuales 01 está ubicado en el distrito de Chimbote y 03 en el distrito Nuevo Chimbote. Ver cuadro N° 5.8

5.5.3 Pozos de uso Pecuario

El inventario ha registrado 03 pozos de este uso (2.29 % del total de pozos utilizados) ubicándose todos en el distrito de Chimbote. Ver cuadro N° 5.8

5.5.4 Pozos de uso Industrial

En el área de estudio se ha inventariado 10 pozos de este uso, que representan el 7.63 % del total de pozos utilizados, concentrándose totalmente en el distrito de Chimbote. Ver cuadro N° 5.8 y fotografías N°s 14 y 27.

5.6.0 Rendimiento de los Pozos

Los rendimientos de los pozos se pueden apreciar en los cuadros de características técnicas, medidas realizadas y volúmenes de explotación de pozos que se presentan en el Anexo I: Inventario de Fuentes de Agua Subterránea.

Analizando los cuadros antes mencionados, se ha podido determinar que el máximo rendimiento en los pozos tubulares se presenta en el distrito de Chimbote, específicamente en los pozos IRHS N° 45, 54 y 57 ubicados en los sectores El Porvenir, La Campiña y César Vallejos respectivamente.



FOTO N° 14

Pozo tubular IRHS N° 01, utilizado para uso industrial, perteneciente a la Empresa Pesquera San Francisco; está ubicado en el distrito de Chimbote.



FOTO N° 15

Pozo tubular utilizado y equipado con motor diesel y bomba centrífuga de succión, perteneciente a SIPESA, ubicada en Nuevo Chimbote.

En relación a los pozos a tajo abierto, los máximos caudales que se explotan fluctúan entre 15 y 16 l/s; en pozos ubicados en los distritos Nuevo Chimbote (IRHS N° 14) y Chimbote (IRHS N° 100) respectivamente.

Los más bajos rendimientos en los pozos tubulares fluctúan entre 10 y 18 l/s, mientras que en los tajos abiertos fluctúan entre 2 y 4 l/s. Ver cuadro N° 5.10.

La baja producción de los pozos se debe a varios factores, siendo el principal la antigüedad de los pozos y los equipos de bombeo.

CUADRO N° 5.10
VARIACIÓN DE LOS RENDIMIENTOS SEGÚN EL TIPO DE POZO
VALLE LACRAMARCA - 2001

Distrito		Tajo Abierto		Tubular		Mixto	
		Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo
Chimbote	Sector	Chimbote	P.J. 27 de Octubre	La Campiña	P.J. 27 de Octubre	Chimbote	P.J. 27 de Octubre
	IRHS	100	104	54	01	102	103
	Caudal (l/s)	161	04	50	18	18	08
Nuevo Chimbote	Ubicación	Campamento Atahualpa	Los Álamos	San Luis	Los Álamos		
	IRHS	14	46	10	21		
	Caudal (l/s)	15	02	15	10		

5.7.0 Explotación del Acuífero mediante Pozos.

Con el propósito de evaluar los volúmenes de explotación anual de las aguas subterráneas mediante pozos, se analizó la información de 1970 y del presente estudio.

5.7.1 Explotación en los años 1970; 1986 y 1988

En 1970, el volumen explotado de las aguas subterráneas ascendía a 8'485,170 m³/año (8.49 MMC), que equivale a un caudal continuo de explotación de 0.27 l/s. Del total explotado, 6'947,490 m³/año (82.00%) es para uso doméstico, 1'514,450 m³/año (17.80%) a uso industrial y 23,230 m³/año (0.20%) para uso agrícola.

En 1986, la masa de agua explotada mediante pozos ascendía a 19'730,964 m³/año (19.73 MMC), que equivale a un caudal continuo de explotación de 0.63 l/s. Del total explotado, 16'401,902 m³/año (83.14%) es para uso doméstico y 3'329,062 m³/año (16.86%) a uso industrial.

En 1988, el volumen explotado de las aguas subterráneas mediante pozos ascendía a 23'758,556 m³/año (23.76 MMC), que equivale a un caudal continuo de explotación de 0.75 l/s. Del total explotado, 19'133,276 m³/año (80.53%) es para uso doméstico y 4'625,280 m³/año (19.47%) a uso industrial.

En el cuadro N° 5.11 se muestra los volúmenes explotados de las aguas subterráneas en el valle Lacramarca, en los años 1970, 1986 y 1988.

CUADRO N° 5.11
VOLÚMENES DE EXPLOTACIÓN DE LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS
VALLE LACRAMARCA - AÑOS 1970, 1986 Y 1988

Año	Volumen de Explotación		
	m ³	MMC	Caudal (l/s)
1970	8'485,170	8.49	0.27
1986	19'730,964	19.73	0.63
1988	23'758,556	23.76	0.75

Fuente: “Estudios Hidrogeológicos de las Aguas Subterráneas – Valle Lacramarca”

5.7.2 Explotación en el 2001

Según su Uso

El volumen total explotado del recurso hídrico subterráneo asciende a **20'598,159 m³/año**, que equivale a un caudal continuo de explotación de **0.65 m³/s**.

Del total de la masa de agua subterránea explotada, **18'534,924 m³/año** corresponde a uso doméstico (89.98%), **1'518,619 m³/año** a uso industrial (7.37%) y **544,556 m³/año** a uso agrícola (2.64%).

El mayor volumen de agua explotado lo presenta el distrito de Chimbote con **20'312,427 m³/año**, mientras que la menor masa de agua explotada corresponde al distrito Nuevo Chimbote con **285,294 m³/año**. Ver cuadro N° 5.12

CUADRO N° 5.12
VOLUMEN EXPLOTADO DE AGUAS SUBTERRÁNEAS SEGÚN SU USO
VALLE LACRAMARCA - 2001

Distrito	Explotación por Uso (m ³)				
	Doméstico	Agrícola	Pecuario	Industrial	Total
Chimbote	18'289,172	504,576	60	1'518,619	20'312,427
Nuevo Chimbote	245,752	39,980	0	0	285,294
Total	18'534,924	544,556	60	1'518,619	20'598,159

Según el Tipo de Pozo

El cuadro N° 5.13 muestra la explotación de las aguas subterráneas por tipo de pozo, siendo los tubulares los que extraen el mayor volumen de agua con **19'353,154 m³/año** (93.96% del total), seguido de los tajos abiertos con **624,609 m³/año** (3.03%) y los mixtos con **620,397 m³/año** (3.01%).

En relación a los distritos, Chimbote es el que presenta mayor volumen explotado de agua, siendo los pozos tubulares los que aportan 19'271,506 m³/año y los mixtos 620,396 m³/año

CUADRO N° 5.13
VOLUMEN EXPLOTADO DE AGUAS SUBTERRÁNEAS POR TIPO DE POZO
VALLE LACRAMARCA - 2001

Distrito	Volumen Explotado (m ³)			
	Tajo Abierto (m ³)	Tubular (m ³)	Mixto (m ³)	Total (m ³)
Chimbote	420,525	19'271,506	620,396	20'312,427
Nuevo Chimbote	204,084	81,648	0	285,732
Sub Total	624,609	19'353,154	620,396	20'598,159

5.8.0 Características Técnicas de los Pozos

5.8.1 Profundidad de los Pozos

La profundidad de los pozos en el valle es variable, dependiendo básicamente del tipo, uso y ubicación de cada uno de ellos.

La profundidad máxima en los tubulares varía entre 29.80 y 70.00 m, en los tajos abiertos fluctúa entre 16.50 m y 26.30 m y en los mixtos; llega hasta los 25.00 m respectivamente.

Por otro lado, la profundidad mínima encontrada en los pozos tubulares varía entre 25.38 m y 28.00 m, en los tajos abiertos varía de 2.30 m a 2.40 m y en los mixtos llega hasta 23.67 m.

CUADRO N° 5.14
PROFUNDIDADES ACTUALES MÁXIMAS Y MÍNIMAS, SEGÚN EL TIPO DE POZO
VALLE LACRAMARCA - 2001

Distrito		Tubular		Tajo Abierto		Mixto	
		Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo
Chimbote	IRHS	47	39	42	37	40	103
	Profundidad (m)	70.00	25.38	26.30	2.30	25.00	23.67
Nuevo Chimbote	IRHS	10	21	11	02		
	Profundidad (m)	29.80	28.00	16.50	2.40		

5.8.2 Diámetro de los Pozos

El diámetro de los pozos es variable, así en los tubulares fluctúa entre 0.30 m y 0.54 m, presentándose los mayores diámetros en el distrito de Lacramarca. Por otro lado, en los pozos a tajo abierto el diámetro varía de 0.90 m a 2.80 m.

5.8.3 Equipo de Bombeo

El inventario realizado en el valle ha registrado 60 pozos equipados, 57 presentan motor y bomba, uno (01) es accionado por palanca y dos (02) con energía eólica. Es necesario indicar que la mayor densidad se presenta en el distrito de Chimbote con 35 pozos equipados (58.33 %), seguido por el distrito Nuevo Chimbote con 25 pozos (41.67 %). Ver fotografías N°s 15, 24 y 33.

En el cuadro N° 5.15 se muestra el número de pozos equipados según el tipo de pozo. Las características de los equipos de bombeo se muestran en el Anexo I: Inventario de Fuentes de Agua Subterránea.

**CUADRO N° 5.15
DISTRIBUCIÓN DEL EQUIPAMIENTO DE LOS POZOS
VALLE LACRAMARCA – 2001**

Distrito	Tipo de Pozo	Equipamiento		Total
		Con Equipo	Sin Equipo	
Chimbote	Tubular	20	04	24
	Mixto	03	00	03
	Tajo Abierto	12	70	82
Sub-Total		35	74	109
Nuevo Chimbote	Tubular	02	01	03
	Mixto	00	00	00
	Tajo Abierto	23	33	56
Sub-Total		25	34	59
Total General		60	108	168

5.8.3.1 Motores

En el área de estudio predominan tres (03) tipos de motores: eléctrico, diesel y gasolinero, con potencias que oscilan entre 1.0 y 100 HP. Ver Anexo I: Inventario de Fuentes de Agua Subterránea.

Se ha inventariado **57 motores**, de los cuales 35 son eléctricos (representa el 58.33%), 8 diesel (13.33%) y 14 gasolineros (23.33%). Ver fotografías N°s 16 y 17.

La marca de los motores es variado, predominando la marca Honda y Delcrosa. Ver cuadro N° 5.16

5.8.3.2 Bombas

De las **60 bombas** inventariadas en el valle, 30 pozos están equipados con bombas tipo centrífugas de succión (50.00%), 22 sumergibles (36.67%), 5 turbina vertical (8.33%), 01 accionada por pistón (1.32%) y 2 que corresponden a molinos de viento. Ver fotografías N°s 26 y 29.



FOTO N° 16

Pozo tubular denominado Tres Marías, equipado con motor eléctrico y bomba turbina vertical, ubicado en el sector Los Álamos en el distrito de Nuevo Chimbote y perteneciente al hospital regional.



FOTO N° 17

Pozo tubular IRHS N° 21, equipado con motor eléctrico y bomba centrífuga de succión. Pozo ubicado en el distrito de Chimbote.

El estado de operación, conservación y mantenimiento de los equipos de bombeo en general se puede calificar de regular a pésimo, observándose que la mayoría son equipos muy antiguos. Las características de las bombas se muestra en el Anexo I: Inventario de Fuentes de Agua Subterránea.

CUADRO N° 5.16
MOTORES Y BOMBAS PREDOMINANTES
VALLE LACRAMARCA - 2001

Distrito	Marca de Motor			Marca de Bomba		
	Tajo Abierto	Tubular	Mixto	Tajo Abierto	Tubular	Mixto
Chimbote	Delcrosa	Delcrosa			Beer Jonson	Hidrostral
	Hidrostral	US Motors	Delcrosa	Hidrostral	Hidrostral	Delcrosa
		Perkins				
Nuevo Chimbote	Honda	Lister				
	Lister	Hidrostral		Hidrostral		
	Pedrollo					

5.9.0 Explotación Actual de las Aguas Subterráneas

Los aforos realizados en la fase del inventario de las fuentes de agua subterránea, ha permitido cuantificar la masa total explotada del acuífero del valle Lacramarca.

Actualmente se extrae del acuífero una masa de agua equivalente a 20'598,159 m³/año (20.60 MMC), que corresponde a un caudal continuo de explotación de 0.65 m³/s.

En 1988, se explotó de la napa un volumen aproximado de 23'758,556 m³/año (23.76 MMC), que equivale a un caudal continuo de explotación de 0.75 l/s.

Como se puede observar, desde 1975 a la fecha; la explotación de las aguas subterráneas mediante pozos ha aumentado considerablemente, aunque hay que indicar que en el presente estudio, la explotación decreció en comparación a la de 1988. Todo lo antes descrito, es decir el incremento de la explotación se debe principalmente a que actualmente las aguas subterráneas son utilizadas mayormente para uso doméstico ya que la población actual ha crecido significativamente.

A continuación, se describe brevemente la explotación de las aguas subterráneas por zonas:

- **Zona I : Chimbote – Nuevo Chimbote**

En esta zona se ha explotado 2'318,755 m³/año de agua subterránea ubicándose el mayor volumen de agua explotado en el sector Chimbote

con 1'656,940 m³/año, seguido de los sectores 27 de Octubre y Los Álamos con 376,000 m³/año y 243,606 m³/año respectivamente.

- **Zona II: Nuevo Chimbote – Chimbote**

El volumen explotado en esta zona asciende a 18'279,404 m³/año, observándose en el sector La Campiña del distrito de Chimbote, la mayor masa explotada (18'299,443 m³/año), seguido de los sectores El Porvenir y El Carmen con 3'248,208 m³/año cada uno y César Vallejo con 1'576,800 m³/año.

Resumiendo lo anterior indicaremos que en el área de estudio, los mayores volúmenes de explotación se extraen en la zona II, siendo el sector Chimbote donde se extrae la mayor masa explotada y los menores volúmenes de agua explotados corresponden a la zona I. Ver Lámina N° 7.1

En el cuadro N° 5.17 se muestra el resumen de las masas explotadas del acuífero por zonas.

CUADRO N° 5.17
VOLÚMENES DE EXPLOTACIÓN (m³/año) MEDIANTE POZOS POR ZONAS
VALLE LACRAMARCA - 2001

Zona	Distrito	Volumen de Explotación (m ³ /año)
I	Chimbote	2'278,687
	Nuevo Chimbote	40,068
II	Nuevo Chimbote	2,059
	Chimbote	18'277,345



EL RESERVORIO ACUÍFERO SUBTERRÁNEO

- 6.1.0 Geometría del Reservorio
- 6.2.0 El Medio Poroso
- 6.3.0 La Napa Freática

6.0.0 EL RESERVOIRIO ACUÍFERO SUBTERRÁNEO

Tomando como base el levantamiento geológico – geomorfológico efectuado en el presente estudio, así como también; las observaciones realizadas en el campo, se ha podido determinar que el acuífero está constituido principalmente por depósitos cuaternarios recientes.

6.1.0 Geometría del Reservoirio

6.1.1 Forma y Límites

El valle Lacramarca tiene forma cónica irregular (cono deyectivo del río Lacramarca), el cual presenta superficies bastante irregulares y se va ensanchando progresivamente en sección transversal hasta llegar en sus límites con el mar. La parte más angosta está formada por la cabecera de los sectores Tres Cabezas, Cambio Puente y Cascajal del distrito de Chimbote.

Los lados de esta figura son irregulares y está limitada por el norte con los cerros Negro y Médano Negro, cubiertas con mantos de arena por aspersión eólica; y por el sur con los cerros Chimbote, Tambo Real y Carrizal.

El acuífero está delimitado en sus dos flancos por afloramientos rocosos con cobertura eólica y depósitos aluvionales, siendo la extensión transversal de la primera parte mayor que la segunda. El tramo de la llanura comprendido entre los sectores Chimbote, El Carmen, Santo Domingo, La Campiña y San José han sido formados por depósitos aluvionales y marinos, lo que se hace evidente por la cercanía al mar.

El valle en la mayor parte de su extensión, está limitada por masas rocosas que afloran en el litoral y el río Lacramarca.

6.1.2 Dimensiones

El acuífero presenta dimensiones variables, así tenemos que entre los sectores La Primavera, Las Delicias y Puerto Lacramarca tiene un ancho que fluctúa entre 4,000 m y 6,000 m; mientras que entre los sectores Río Seco, San Dionisio y Barrio Guapo en el límite del río Lacramarca, presenta un ancho que varía entre 4,000 m y 5,000 m, a partir de estos sectores aguas abajo; el ancho del acuífero es menor a los descritos anteriormente y fluctúa entre 2,000 m y 4,000 m.

De otro lado, el río Lacramarca presenta un estrecho que va desde Puente Lacramarca hasta Guadalupito, fluctuando su ancho entre 2,000 m y 2,500 m aproximadamente.

6.2.0 El Medio Poroso

6.2.1 Litología

Basándose en los resultados del estudio geológico-geomorfológico y del análisis de los perfiles litológicos de algunos pozos; ha sido posible deducir la litología del acuífero, así como también los materiales que lo conforman.

El acuífero está constituido principalmente por rellenos aluviales cuaternarios. Litológicamente estos depósitos están conformados por gravas, arena fina a gruesa, cantos redondeados a subredondeados; limos y arcillas, todo de carácter típicamente fluvial. Hacia el sector sureste, los sedimentos pertenecen a la formación Casma del terciario.

6.2.2 Interpretación Hidrogeológica

Se ha confeccionado dos cortes hidrogeológicos, en sentido longitudinal al valle (Figs. N°s 6.1 y 6.2), los cuales nos muestran las características litológicas de los materiales que conforman el acuífero, estos presentan heterogeneidad en cuanto a la disposición de materiales. Hidrogeológicamente varían desde materiales gruesos muy permeables hasta materiales finos casi impermeables, esta disposición se efectuó en forma irregular siendo variables tanto en espesores de los horizontes como en la proporción del contenido de materiales.

En el sector del Vivero Forestal según el corte hidrogeológico A-A' hasta los 23 m ó 26 m de profundidad se observan horizontes donde prevalecen los materiales medios o finos, a partir de esta última profundidad se observa la presencia de materiales gruesos entremezclados con materiales finos.

En el corte hidrogeológico B-B', vemos que en los pozos IRHS N°s 02/18/01 – 49 y 56 los materiales de buena permeabilidad se encuentra desde los 4 m ó 10 m hasta los 30 m aproximadamente y conforme avanza hasta los 50 m se observa cambios litológicos, así en el pozo 02/18/01 – 102 hay una alternancia de materiales finos con gruesos.

Mediante la prospección geoelectrica se ha determinado que la profundidad del techo del basamento en el sector que comprende al Vivero Forestal fluctúa entre 77 y 150 m; mientras que en el sector La Campiña y El Carmen fluctúa entre 100 y 265 m.

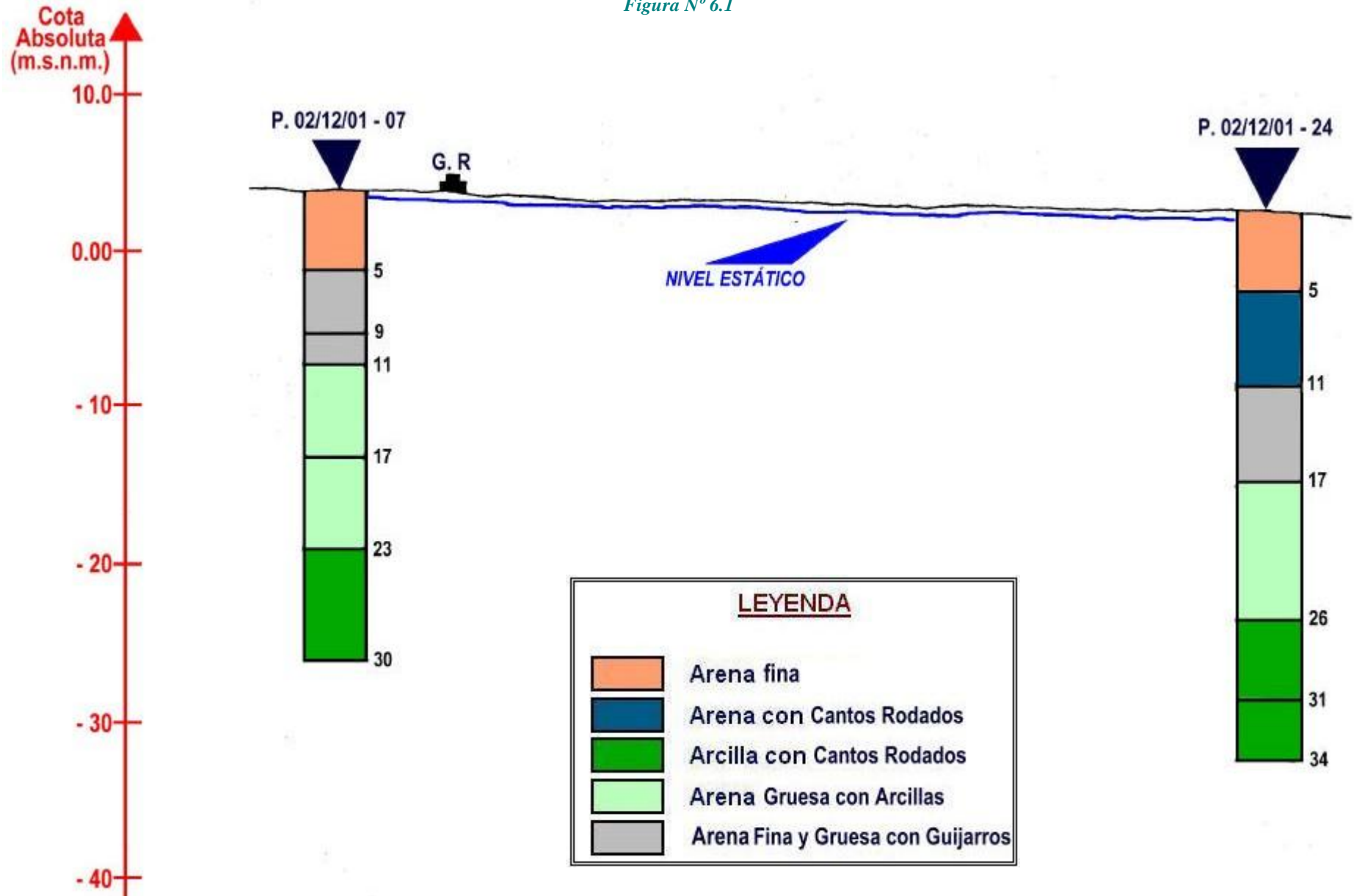
CORTE HIDROGEOLÓGICO ESQUEMÁTICO A – A'

Escala

Horizontal : 1/5,000

Vertical : 1/400

Figura N° 6.1



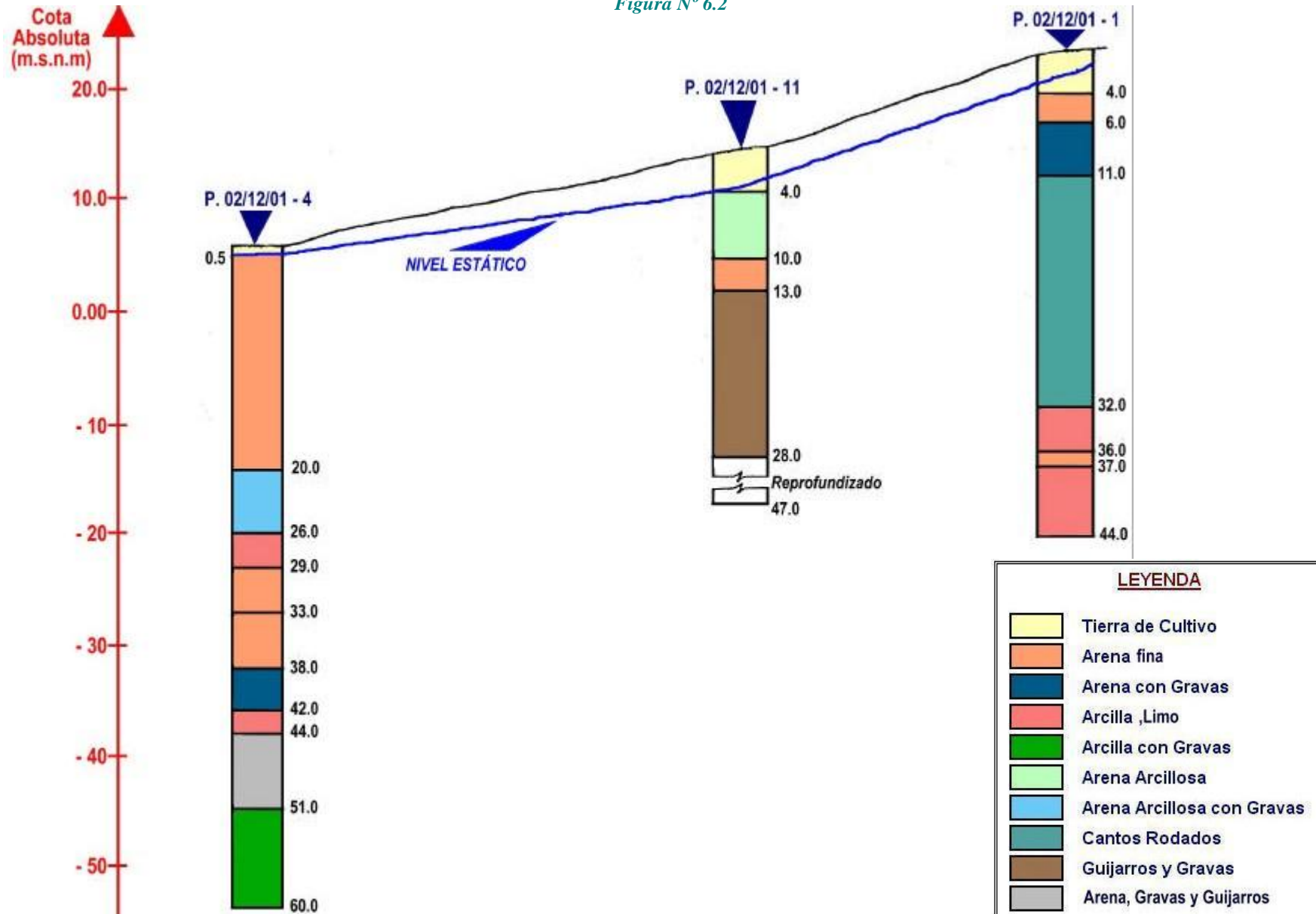
CORTE HIDROGEOLÓGICO ESQUEMÁTICO B – B'

Escala

Horizontal : 1/20,000

Vertical : 1/500

Figura N° 6.2



6.3.0 La Napa Freática

La napa contenida en el acuífero es libre y superficial, siendo su fuente de alimentación las aguas que se infiltran en la parte alta de la cuenca (zona húmeda), así como también; las que se infiltran a través del lecho del río, en los canales de riego no revestidos y, en las áreas de cultivo.

6.3.1 Morfología del Techo de la Napa

Con la finalidad de efectuar el estudio de la morfología de la superficie piezométrica, determinar la dinámica de la napa y estudiar las variaciones de las reservas almacenadas en el acuífero, se conformó la **Red Piezométrica** en el valle (red de observación pre establecida) para lo cual se seleccionó pozos como piezómetros; los mismos que están distribuidos uniformemente en toda el área de estudio. La red ha permitido preparar las cartas de isoprofundidad de la napa y la de hidroisohipsas.

La red está constituida por **46 pozos** cuya ubicación se muestra en los planos de las Láminas N°s 6.1 y 9.1 (carta hidrogeológica), mientras que los pozos que la conforman; en el Anexo II: Reservorio Acuífero Subterráneo.

En las Láminas N°s 6.1 y 9.1 (carta hidrogeológica) se aprecia n las isolíneas (hidroisohipsas) correspondiente a la fecha del presente estudio (agosto - setiembre del 2001).

Para el análisis de la morfología del techo de la napa, el valle en estudio ha sido dividido en dos (02) zonas, las mismas que a continuación se describen:

- **Zona I : Chimbote – Nuevo Chimbote**

En esta zona, entre los sectores El Carmen y Chimbote el sentido del flujo es de **norte a sur**, con una gradiente hidráulica de 1.43%, cuyas cotas del nivel de agua fluctúan de 6.00 a 14.00 m.s.n.m, mientras que en el sector Chimbote, el sentido del flujo es de **noreste a suroeste**, con una gradiente hidráulica de 1.42% y cuyas cotas del nivel de agua fluctúan de 2.00 a 10.00 m.s.n.m.

Por otro lado, entre los sectores Los Álamos y Buenos Aires, el sentido del flujo es de **noreste a suroeste**, con una gradiente hidráulica de 2.67%, cuyas cotas del nivel de agua fluctúan de 10.00 a 18.00 m.s.n.m; asimismo en el sector Campamento Atahualpa el sentido del flujo de agua tiene una orientación de **noreste a suroeste**, con una gradiente hidráulica de 1.58% y cuyas cotas del nivel de agua fluctúan de 8.00 a 14.00 m.s.n.m.

• **Zona II : Nuevo Chimbote - Chimbote**

En esta zona, en el sector Cascajal el sentido del flujo es de **noreste a suroeste**, con una gradiente hidráulica de 3.33%, cuyas cotas del nivel de agua fluctúan de 123.00 a 130.00 m.s.n.m.

Entre los sectores San José y La Campiña el sentido del flujo tiene una dirección **noroeste a sureste**, el agua subterránea discurre con una gradiente hidráulica de 5.00% y las cotas de l nivel de agua fluctúan entre 25.00 y 40.00 m.s.n.m; mientras que entre los sectores Tangay Bajo y Santo Domingo, las cotas del nivel de agua varían de 18.00 a 30.00 m.s.n.m, su gradiente hidráulica es de 4.00%, mientras que el flujo de agua es de **noreste a suroeste**.

Asimismo, entre los sectores Santa Clemencia y Santo Domingo el sentido del flujo tiene una dirección **norte a sur** , con una gradiente hidráulica de 0.91% y cuyas cotas del nivel de agua fluctúan de 12.00 a 16.00 m.s.n.m.

El cuadro N° 6.1 muestra el resumen de las características de la morfología de la napa en el área de estudio.

CUADRO N° 6.1
CARACTERÍSTICAS DE LA MORFOLOGÍA DE LA NAPA FREÁTICA
VALLE LACRAMARCA - 2001

Zona	Sector	Julio - Agosto 2001		
		Sentido del Flujo	Gradiente Hidráulica (%)	Rango Cota (m.s.n.m.)
I	El Carmen-Chimbote	N a S	1.43	6 – 14
	Chimbote	NE a SO	1.42	2 – 10
	Los Álamos – Buenos Aires	NE a SO	2.67	10 – 18
	Campamento Atahualpa	NE a SO	1.58	8 – 14
II	Cascajal	NE a SO	3.33	123 – 130
	San José - Campiña	NO a SE	5.00	25 – 40
	Tangay Bajo – Santo Domingo	NE a SO	4.00	18 – 30
	Lacramarca Clemencia – Santo Domingo	N a S	0.91	12 – 16

6.3.2 Profundidad del Techo de la Napa

La profundidad del nivel estático en el área de estudio mayormente fluctúa entre **0.96 m y 7.06 m**, aunque en el sector San Luis (distrito de Nuevo Chimbote), se registra un valor puntual de 20.21 m. En base a las mediciones realizadas durante el inventario de pozos, se ha elaborado el plano de Isoprofundidades de la Napa, cuyo análisis permitirá indicar la profundidad de los niveles del agua subterránea en los diferentes sectores del valle.

Isopropundidad de la Napa 2001

En las Láminas N° 6.2 y 9.1 (carta hidrogeológica) se muestra el plano de Isopropundidad de la Napa para el año 2001, cuyo análisis se describe a continuación; para lo cual el área de estudio fue dividido en dos zonas.

6.3.2.1 Zona I : Chimbote – Nuevo Chimbote

En esta zona, el nivel freático fluctúa de 1.25 m a 20.21 m valores que se encuentra en los sectores Monte Chimbote y San Luis respectivamente.

Así, tenemos que en el sector Monte Chimbote, la profundidad de la napa se encuentra entre 1.25 m y 2.00 m, mientras que entre los sectores Los Álamos y Chimbote fluctúa de 1.45 m a 3.92 m respectivamente.

Por otro lado en el sector Campamento Atahualpa, la profundidad de la napa varía de 1.50 m a 7.06 m, llegando en el sector San Luis hasta los 20.21 m de profundidad.

6.3.2.2 Zona II : Nuevo Chimbote - Chimbote

En esta zona, la napa fluctúa entre 0.96 m y 6.35 m de profundidad, valores que se encuentran en los sectores Cambio Puente y César Vallejo.

Entre los sectores Cambio Puente y San José, la profundidad de la napa fluctúa de 0.96 m a 4.95 m; mientras que entre los sectores Santa Clemencia y La Campiña se encuentra entre 0.97 m y 4.36 m de profundidad.

Asimismo entre los sectores El Carmen y César Vallejo la profundidad de la napa se encuentra entre 4.48 m y 6.35 m, mientras que entre los sectores Tangay Bajo y Santo domingo fluctúa de 1.60 m a 3.95 m de profundidad.

Por otro lado, en el sector Cascajal; la napa se encuentra entre 2.38 m y 3.56 m de profundidad.

Resumiendo lo anterior, indicaremos que en los sectores Monte Chimbote, Los Álamos y parte del Campamento Atahualpa (zona I) y en los sectores Cambio Puente, Santa Clemencia, Tangay Bajo y Cascajal (zona II), se encuentran los niveles de agua más superficiales.

Asimismo se observa en ciertos sectores como Campamento Atahualpa y San Luis (zona I) y en los sectores La Campiña, San José, El Carmen, Santo Domingo y César Vallejo (zona II) los niveles más profundos.

El cuadro N° 6.2 muestra el resumen de la variación de la profundidad de la napa freática, en el área de estudio.

CUADRO N° 6.2
PROFUNDIDAD DE LA NAPA FREÁTICA
VALLE LACRAMARCA - 2001

Zona	Sector	Variación Nivel Freático (m)
I	Monte Chimbote	1.25 – 2.00
	Los Álamos – Chimbote	1.45 – 3.92
	Campamento Atahualpa	1.50 – 7.06
	San Luis	20.21
II	Cambio Puente – San José	0.96 – 4.95
	Santa Clemencia – La Campiña	0.97 – 4.36
	El Carmen – César Vallejo	4.48 – 6.35
	Tangay Bajo – Santo Domingo	1.60 – 3.95
	Cascajal	2.38 – 3.56

A photograph of a dam spillway with water cascading over the edge. The background shows a hilly landscape with some buildings and trees under a clear sky.

HIDRÁULICA SUBTERRÁNEA

- 7.1.0 Introducción**
- 7.2.0 Pruebas de Bombeo**
- 7.3.0 Pruebas Realizadas**
- 7.4.0 Parámetros Hidráulicos**
- 7.5.0 Radio de Influencia**

7.0.0 HIDRÁULICA SUBTERRÁNEA

7.1.0 Introducción

En todo estudio hidrogeológico, la fase de la hidráulica subterránea es muy importante debido a que con su resultado se podrá determinar las características físicas y el funcionamiento del acuífero.

Debemos indicar que dentro de la hidráulica subterránea, uno de sus componentes es la hidrodinámica, la cual estudia el funcionamiento del acuífero y el movimiento del agua en un medio poroso, es decir cuantifica la capacidad de almacenar y transmitir agua.

En este sentido, para determinar las características hidráulicas del acuífero del valle Lacramarca se ha empleado la técnica de evaluación mediante las pruebas de bombeo, metodología empleada para evaluar el acuífero; en condiciones casi naturales.

7.2.0 Pruebas de Bombeo

Consiste en observar los efectos provocados en la superficie freática o piezométrica del acuífero del valle Lacramarca por la extracción de un caudal conocido. Los efectos (abatimientos) son registrados en el pozo de bombeo y en los piezómetros (pozos próximos).

En el presente estudio las pruebas de bombeo tienen como objetivo calcular los parámetros hidráulicos: Transmisividad (T), Permeabilidad (K) y Coeficiente de Almacenamiento (s); cuyo análisis permitirá determinar las condiciones hidráulicas del acuífero.

7.3.0 Pruebas realizadas

Entre los meses de agosto y setiembre del presente año, debido a la escasez de pozos tubulares que tengan condiciones técnicas para la ejecución de pruebas de bombeo, sólo se han efectuado tres (03), todas ubicadas en el distrito de Chimbote. Ver cuadro N° 7.1 y fotografía N° 18.

CUADRO N° 7.1
DISTRIBUCIÓN DE PRUEBAS DE BOMBEO
VALLE LACRAMARCA - 2001

Distrito	N° de Pruebas
Chimbote	3

7.4.0 Parámetros Hidráulicos

Todo acuífero es evaluado por su capacidad de almacenamiento y la aptitud para transmitir agua, siendo por ello importante definir las características hidráulicas, que son determinadas por los parámetros hidráulicos siguientes:

- Transmisividad (T)
- Permeabilidad (K)
- Coeficiente de Almacenamiento (s)

El acuífero de la área de estudio ha sido evaluado en base a las pruebas de bombeo, cuya interpretación y análisis permitirá determinar las condiciones hidráulicas del acuífero, así como también, si éste es superficial o semiconfinado. Ver Láminas N°s 7.1 y 9.1 (carta hidrogeológica).

A continuación se analiza las condiciones hidráulicas del acuífero, basándose en las pruebas de bombeo.

7.4.1 Zona I

Zona en donde se han registrado un total de 78 pozos entre tubulares, mixtos y tajos abiertos, se han realizado tres (03) pruebas de bombeo, cuyo resultado se muestra en el cuadro N° 7.2 y en los gráficos del N° 01 al 06 del Anexo III: Hidráulica Subterránea.

Los valores de los parámetros hidráulicos hallados son los siguientes:

- Transmisividad (T): $1.65 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$ a $41.6 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$
- Permeabilidad (K) : $1.20 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ a $23.61 \times 10^{-4} \text{ m/s}$
- Coeficiente de Almacenamiento (s) : 12.76 %

El análisis de los parámetros obtenidos cuyos valores se muestran en la Lámina N° 7.1, indica que el acuífero en esta zona presenta condiciones hidráulicas aceptables, cuyos valores (T, K, s) corresponden básicamente a un acuífero libre.

CUADRO N° 7.2
RESULTADO DE LAS PRUEBAS DE BOMBEO
VALLE LACRAMARCA - ZONA I

POZO IRHS	Transmisividad (T x 10 ⁻²)		Permeabilidad (K x 10 ⁻⁴)		s (%)
	Descenso (m ² /s)	Recuperación (m ² /s)	Descenso (m/s)	Recuperación (m/s)	
02/18/09 – 10 **	0.78	2.29	8.09	23.61	
02/18/01 – 01 (p) **	8.24	1.65	21.54	4.31	12.76
02/18/01 – 39 *		41.60		1.20	

* Prueba realizada por la DGAS en 1988

** Prueba realizada por la DGAS en el 2001

(p) Prueba de pozo con piezómetro

7.4.2 Zona II

Zona ubicada en la parte baja del valle, en donde se ha registrado un total de 78 pozos entre tubulares, mixtos y tajos abiertos.

Se ha realizado una (01) prueba de bombeo, cuyo resultado se muestra en el cuadro N° 7.3 y en los gráficos N° 07 al 08 del Anexo III: Hidráulica Subterránea.

Los valores de los parámetros hidráulicos hallados son los siguientes:

- Transmisividad (T): $14.08 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$
- Permeabilidad (K) : $33.94 \times 10^{-4} \text{ m/s}$

El análisis de los parámetros obtenidos cuyos valores se muestran en la Lámina N° 7.1 indica que el acuífero en esta zona presenta condiciones hidráulicas aceptables, cuyos valores (T, K, s) corresponden básicamente a un acuífero libre.

CUADRO N° 7.3
RESULTADO DE LAS PRUEBAS DE BOMBEO
VALLE LACRAMARCA - ZONA II

POZO IRHS	Transmisividad ($T \times 10^{-2}$)		Permeabilidad ($K \times 10^{-4}$)		s (%)
	Descenso (m^2/s)	Recuperación (m^2/s)	Descenso (m/s)	Recuperación (m/s)	
02/18/01 – 54 **	16.64	14.08	40.11	33.94	

** Prueba realizada por la DGAS en el 2001

7.5.0 Radio de Influencia

Cuando se bombea un pozo, se genera a su alrededor un cono de depresión del nivel del agua, la diferencia entre el nivel estático inicial del agua y su mayor depresión es conocida como **abatimiento** y la distancia horizontal desde el pozo hasta el punto donde el abatimiento es cero, se denomina **radio de influencia**.

Para el cálculo del radio de influencia, se utilizaron los parámetros hidráulicos obtenidos de las pruebas de bombeo que se ejecutaron en varios pozos, con el objetivo de investigar la hondura y la amplitud del pozo en condiciones actuales de explotación, lo cual permitirá demostrar si existe o no interferencia de pozos.

La fórmula utilizada para el cálculo del radio de influencia está representada por la siguiente expresión, que fue deducida de la ecuación general de Theis- Jacob.

$$R_a = 1.5 \sqrt{\frac{T \cdot t}{s}}$$



FOTO N° 18

Medición de los niveles dinámicos al iniciarse la prueba de bombeo en el pozo tubular IRHS N° 02/18/01 – 39, ubicado en el Vivero Forestal.

Donde :

- R_a = Radio de influencia en metros.
- T = Transmisividad en m^2/s .
- t = Tiempo de bombeo en segundos.
- s = Coeficiente de almacenamiento.

El área de estudio por razones didácticas ha sido dividida en zonas que se describen a continuación:

7.5.1 Zona I

Los resultados de las pruebas, permite indicar que los abatimientos de la napa en esta zona fluctúan entre 3.89 m y 6.25 m.

El radio de influencia se ha calculado para diferentes horas de bombeo, obteniéndose para bombeo de 8 a 24 horas, valores que fluctúan entre 82.00 m – 108.00 m y 142.00 m – 187.00 m respectivamente. En consecuencia, basado en lo anterior no existe interferencia de pozos. Ver cuadro N° 7.4

CUADRO N° 7.4
RADIOS DE INFLUENCIA A DIFERENTES TIEMPOS DE BOMBEO
ZONA I

POZO IRHS	Transmisividad T (m ² /s) x 10 ⁻²	Coef. Alm. S (%)	Radios de Influencia (m)								
			8 hr	10 hr	12 hr	14 hr	16 hr	18 hr	20 hr	22 hr	24 hr
02/18/09 –10 **	1.65	12.76	108.00	120.00	132.00	143.00	152.00	162.00	170.00	179.00	187.00
02/18/01 –01 (p) **	2.29	12.76	92.00	102.00	112.00	121.00	129.00	137.00	145.00	152.00	158.00
02/18 /01 –39 *	41.6	4.00	82.00	92.00	100.00	108.00	115.00	123.00	130.00	136.00	142.00

* Prueba realizada por la DGAS en 1988

** Prueba realizada por la DGAS en el 2001

(p) Prueba de pozo con piezómetro

7.5.2 Zona II

El abatimiento de la napa en esta zona es de 5.52 m.

El radio de influencia se ha calculado para diferentes horas de bombeo, obteniéndose para bombeo de 8 a 24 horas, valores que fluctúan entre 267.00 m y 463.00 m. Ver cuadro N° 7.5

CUADRO N° 7.5
RADIOS DE INFLUENCIA A DIFERENTES TIEMPOS DE BOMBEO
ZONA II

POZO IRHS	Transmisividad T (m ² /s) x 10 ⁻²	Coef. Alm. S (%)	Radios de Influencia (m)								
			8 hr	10 hr	12 hr	14 hr	16 hr	18 hr	20 hr	22 hr	24 hr
02/18/01 –54 **	14.08	12.76	267.00	299.00	327.00	354.00	378.00	401.00	423.00	443.00	463.00

** Prueba realizada por la DGAS en el 2001

En el valle investigado, los radios de influencia para bombes de 8 a 24 horas varían entre 92.00 m y 463.00 m, valores que han determinado que en casi toda el área de estudio; no existan problemas de interferencia de pozos.

HIDROGEOQUÍMICA



- 8.1.0 Recolección de Muestras de Agua Subterránea
- 8.2.0 Resultados de los Análisis Físico - Químicos
- 8.3.0 Representación Gráfica
- 8.4.0 Aptitud de las Aguas para el Riego
- 8.5.0 Potabilidad de las Aguas

8.0.0 HIDROGEOQUÍMICA

Todo estudio hidrogeológico debe incluir el capítulo de calidad del agua o hidrogeoquímica, cuya ejecución y posterior análisis permitirá conocer las características químicas actuales del agua almacenada en el acuífero, y la evolución que experimenta con relación a la concentración salina.

En ese sentido, la calidad de las aguas subterráneas depende de varios factores:

- Litología de acuífero y velocidad de circulación.
- Calidad del agua de infiltración, relación con otras aguas o acuíferos y leyes de movimiento de sustancias transportadoras de agua.



FOTO N° 19

Equipo utilizado para la medición “IN SITU” de muestras de agua: conductividad eléctrica, pH y temperatura del agua.

8.1.0 Recolección de Muestras de Agua Subterránea

En la fase del inventario de pozos en forma simultánea se realizó la recolección de muestras de agua subterránea, seleccionando 42; los mismos que constituyen la **Red Hidrogeoquímica** que permitirá monitorear la calidad de éstas en el área que se está investigando. Ver fotografía N° 19.

La red hidrogeoquímica está distribuida uniformemente en toda el área de estudio, ubicándose 32 pozos en Chimbote y 10 en Nuevo Chimbote.

La red se muestra en el plano de la Lámina N° 8.1 y los valores de los análisis físico-químicos, en el Anexo IV: Hidrogeoquímica.

A la totalidad de las muestras recolectadas se le determinó la conductividad eléctrica específica del agua (CE), el pH, los sólidos totales disueltos (STD) y la temperatura (°C), posteriormente se seleccionó 36 muestras, las que se preservaron adecuadamente y se trasladaron al laboratorio de la “Universidad Nacional del Santa”, en donde se efectuaron las determinaciones que permitieron evaluar la aptitud del agua para sus diferentes usos, tal como se describe a continuación.

8.2.0 Resultados de los Análisis Físico-Químicos

Los resultados de los análisis físico-químicos de las muestras de agua que se recolectaron en todo el área de estudio se muestran en el Anexo IV: Hidrogeoquímica.

8.2.1 Conductividad Eléctrica (CE)

La conductividad eléctrica (CE) es la propiedad que tiene el agua de conducir la corriente eléctrica. Depende de varios factores, principalmente de la concentración y tipo de sales ionizables disueltas, naturaleza, carga de iones formada y de la temperatura. La conductividad aumenta en una relación de 2% por cada grado centígrado; es por ello que las medidas deben relacionarse a un valor de referencia, que corresponde a 25°C.

Considerando que la conductividad eléctrica se mide rápidamente, su determinación representa el método adecuado para estimar la calidad química del agua.

Como resultado del estudio hidrogeoquímico realizado en el área de estudio, la **conductividad eléctrica fluctúa de 0.52 a 2.98 mmhos/cm**, valores que corresponden a aguas de baja a ligeramente alta mineralización, encontrándose valores puntuales de 3.27, 4.25 y 4.30 mmhos/cm en el sector Campamento Atahualpa del distrito Nuevo chimbote.

Con los valores de la conductividad eléctrica (CE), se ha elaborado el plano de Isoconductividad eléctrica del área de estudio. Ver Láminas N°s 8.1 y 9.1 (carta hidrogeológica).

A continuación se realiza el análisis del plano antes indicado, describiéndose el grado de mineralización del agua subterránea almacenada en el acuífero Lacramarca, por zonas. Ver cuadro N° 8.1

8.2.1.1 Zona I: Chimbote – Nuevo Chimbote

En esta zona, la conductividad eléctrica fluctúa de 0.52 (sector Los Álamos) a 2.98 mmhos/cm (sector Chimbote), valores que representan aguas de baja a ligeramente alta mineralización, encontrándose valores puntuales de 3.27, 4.25 y 4.30 mmhos/cm en el sector Campamento

Atahualpa y que corresponde a aguas de alta mineralización.

Así, en el sector Monte Chimbote, la conductividad eléctrica varía de 0.83 a 1.02 mmhos/cm.; mientras que entre los sectores Los Álamos y Chimbote fluctúa de 0.52 a 2.98 mmhos/cm respectivamente.

Asimismo, en el sector Campamento Atahualpa; la conductividad eléctrica de las aguas subterráneas mayormente es alta, llegando hasta 4.30 mmhos/cm.

8.2.1.2 Zona II: Nuevo Chimbote - Chimbote

En esta zona, la conductividad eléctrica fluctúa de 0.45 a 1.07 mmhos/cm, encontrándose estos valores en el sector San José y que representan aguas de baja mineralización.

Así, entre los sectores San José y Cambio Puente la conductividad eléctrica de las aguas subterráneas fluctúa entre 0.45 y 1.07 mmhos/cm, mientras que entre los sectores La Campiña y Santa Clemencia varía de 0.49 a 1.06 mmhos/cm, valores que corresponden a aguas de baja mineralización.

Asimismo, entre los sectores El Porvenir y El Carmen, la conductividad eléctrica varía de 0.89 a 1.05 mmhos/cm, mientras que entre los sectores Tangay Bajo y Santo Domingo fluctúa entre 0.56 y 0.89 mmhos/cm, valores que corresponden a aguas de baja mineralización.

Por otro lado, en el sector Cascajal; la conductividad eléctrica fluctúa de 0.57 a 0.73 mmhos/cm.

De lo anterior se resume que en el área de estudio, la conductividad eléctrica de las aguas subterráneas fluctúa generalmente de 0.45 a 2.98 mmhos/cm, que corresponde a aguas de baja a ligeramente alta mineralización, encontrándose valores puntuales de 3.27, 4.25 y 4.30 mmhos/cm en el sector Campamento Atahualpa, que corresponde a aguas altamente mineralizadas.

En el cuadro N° 8.1, se muestra el resumen de la variación de la conductividad eléctrica por zonas en el valle Lacramarca.

CUADRO N° 8.1
CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA POR ZONAS
VALLE LACRAMARCA - 2001

Zona	Sector	Conductividad Eléctrica (mmhos/cm)
I	Monte Chimbote	0.83 – 1.02
	Los Álamos – Chimbote	0.52 – 2.98
II	San José – Cambio Puente	0.45 – 1.07
	La Campiña – Santa Clemencia	0.49 – 1.06
	El Porvenir – El Carmen	0.89 – 1.05
	Tangay Bajo – Santo Domingo	0.56 – 0.89
	Cascajal	0.57 – 0.73

8.2.2 Dureza Total y pH

- **Dureza total**

La dureza es una medida del contenido de calcio y magnesio y se expresa generalmente como equivalente de calcio y carbonatos (CO₃). Los resultados obtenidos de este parámetro, son interpretados teniendo en cuenta los rangos de dureza que se muestran en el cuadro N° 8.2.

La dureza total de las aguas en el área de estudio, fluctúa entre 58.90 ppm (pozo IRHS N° 15/05/12-06) y 627.50 ppm de CaCO₃ (pozo IRHS N° 15/05/01-130), valores que representan aguas blandas (dulces) a muy duras respectivamente.

CUADRO N° 8.2
CLASIFICACIÓN DE LAS AGUAS SEGÚN SU DUREZA

Clasificación	Rangos	
	d° H (grados Franceses)	ppm de CaCO ₃
Agua muy blanda	< 3	< 30
Agua blanda	3 – 15	30 – 150
Agua dura	15 – 30	150 - 300
Agua muy dura	> 30	> 300

A continuación se describe brevemente por zonas, la calidad de las aguas en el valle basándose en la dureza obtenida en los análisis físico – químicos.

Zona I: Chimbote – Nuevo Chimbote

En esta zona la dureza de las aguas varía de 315.95 a 1490.70 ppm de CaCO₃, valores que representan aguas muy duras, y que corresponden a los sectores Los Álamos y Chimbote respectivamente; encontrándose

valores puntuales que llegan hasta 2400.92 ppm de CaCO_3 en el sector Campamento Atahualpa.

Así tenemos que en el sector Monte Chimbote, la dureza de las aguas fluctúa entre 374.21 y 678.91 ppm de CaCO_3 , mientras que entre los sectores Los Álamos y Chimbote varía de 315.95 a 1490.70 ppm de CaCO_3 , cuyos valores representan aguas muy duras.

Por otro lado, en el sector Campamento Atahualpa; encontramos valores de dureza muy altos llegando hasta 2400.92 ppm de CaCO_3 .

Zona II: Nuevo Chimbote - Chimbote

En esta zona, la dureza de las aguas subterráneas fluctúa entre 307.83 (sector Tangay Bajo) y 421.65 (sector La Campiña) ppm de CaCO_3 , valores que representan aguas muy duras, encontrándose un valor puntual de 970.73 ppm en el sector Lacramarca Clemencia; mientras que en menor porcentaje encontramos aguas duras; cuyos valores fluctúan de 238.90 a 293.45 ppm (sectores San José y Cascajal).

Resumiendo lo anterior, indicaremos que la dureza de las aguas almacenadas en el acuífero del valle Lacramarca, fluctúan mayormente entre 315.95 y 1490.70 ppm de CaCO_3 valores que corresponden a aguas muy duras (sectores Los Álamos y Monte Chimbote – zona I), aunque en ciertos sectores de la zona II se encuentra aguas duras, cuyos valores fluctúan de 238.90 a 293.45 ppm de CaCO_3 .

En el cuadro N° 8.3, se muestra el resumen de la variación de la dureza de las aguas subterráneas en el área de estudio.

CUADRO N° 8.3
VARIACIÓN DE LA DUREZA
VALLE LACRAMARCA - 2001

Zona	Dureza (ppm)
I	315.95 – 1490.70
II	307.83 – 421.65

- **pH**

El pH viene a ser la medida de la concentración de iones hidrógeno en el agua; el cual es utilizado como índice de alcalinidad o acidez del agua.

En el área de estudio el pH fluctúa entre 5.9 y 7.5, valores que representan aguas subterráneas que varían de ácidas a ligeramente alcalinas respectivamente.

CUADRO N° 8.4
CLASIFICACIÓN DEL AGUA SEGÚN EL pH

pH	Clasificación
pH = 7	Neutra
pH < 7	Agua ácida
pH > 7	Agua alcalina

Tomando como referencia el cuadro N° 8.4, y basándose en los análisis físico-químicos, a continuación se clasifica las aguas almacenadas en el acuífero, por zonas según el pH.

- En la **zona I**, las aguas varían de ligeramente ácidas a ligeramente alcalinas, lo cual se debe a que el pH fluctúa de 6.2 a 7.2.

Así en el sector Monte Chimbote el pH varía de 6.4 a 7.1, mientras que entre los sectores Los Álamos y Chimbote fluctúa de 6.3 a 7.2.

Por otro lado, entre los sectores San Luis y Campamento Atahualpa el pH varía de 6.2 a 6.8

- En la **zona II**, el pH fluctúa entre 5.9 y 7.5, y que corresponden a aguas ácidas a ligeramente alcalinas.

Así, entre los sectores San José, Cambio Puente y La Mora el pH varía de 6.3 a 7.5, mientras que entre los sectores La Campiña y Santa Clemencia fluctúa de 6.4 a 6.9.

Por otro lado, entre los sectores El Porvenir y El Carmen, el pH fluctúa de 6.1 a 7.1 valores que corresponde a aguas ligeramente ácidas a ligeramente alcalinas, mientras que entre los sectores Tangay Bajo y Santo Domingo varía entre 5.9 a 6.8. Por otro lado, en el sector Cascajal, el pH varía entre 6.4 y 6.5, valores que representan aguas ligeramente ácidas.

Resumiendo indicaremos que en el área investigada las aguas subterráneas basándose en el pH, varían de **ácidas a ligeramente alcalinas**.

En el cuadro N° 8.5, se muestra el resumen de los valores de los pH obtenidos en el área de estudio.

CUADRO N° 8.5
CLASES DE AGUA SEGÚN EL pH
VALLE LACRAMARCA - 2001

Zona	pH	Clasificación
I	6.2 – 7.2	Ligeramente Ácida – Ligeramente Alcalina
II	5.9 – 7.5	Ácida - Ligeramente Alcalina

8.3.0 Representación Gráfica

8.3.1 Diagrama de Schoeller

En la interpretación de los análisis, se utilizan estos diagramas con el propósito de conocer los elementos predominantes tanto de aniones como de cationes.

En el diagrama de Schoeller, se lleva a intervalos regulares sobre ejes divididos según una escala logarítmica, el contenido en mg/l de los principales iones contenidos en el agua. Paralela a las ordenadas, existe en ambos extremos otros ejes logarítmicos, que permiten de inmediato transformar los mg/l de cada elemento representado, en meq/l, también expresa su concentración en forma de compuestos en mg/l, tal como se indicaban antiguamente en los análisis químicos.

Los ejes en meq/l también pueden ser utilizados para representar el contenido mineral total del agua.

Los puntos que se logran mediante la representación de cada ión, son unidos por una recta, obteniéndose una línea quebrada que será característica para el análisis graficado. La representación de varios análisis permite hacer comparaciones y diferencias de los distintos tipos de agua, permitiendo obtener grupos definidos.

Los resultados de los análisis se muestran en las figuras del N° 1 al 13 del Anexo IV: Hidrogeoquímica.

8.3.2 Familias Hidrogeoquímicas de Aguas Subterráneas

El análisis de los diagramas tipo Schoeller, a determinado las familias hidrogeoquímicas que predominan en el área de estudio, tal como se describe a continuación:

- **Zona I**

En esta zona, predomina la familia **Clorurada Sódica** y en segundo orden la sulfatada sódica.

La Clorurada sódica tiene presencia en los sectores Campamento Atahualpa, Chimbote, San Luis y Los Álamos; mientras que la

Sulfatada sódica prevalece mayormente en el sector Chimbote. Ver figuras N°s 01 al 13 del Anexo IV: Hidrogeoquímica.

• **Zona II**

En esta zona, la familia predominante es la **Sulfatada sódica**, la cual se observa en los sectores San José, Cascajal, La Campiña, San Isidro, Porvenir, Santa Clemencia, y Santo Domingo; mientras que la Clorurada sódica se presenta en los sectores San José, y Tangay Bajo. Solamente se ha encontrado una muestra, la que corresponde a la familia Bicarbonatada sódica (sector La Mora).

En todo el valle estudiado, la familia hidrogeoquímica predominante es la **Clorurada sódica** (zonas I), seguida en importancia, por la **Sulfatada sódica** (zona II).

En el cuadro N° 8.6, se muestra el resumen de las familias hidrogeoquímicas que predominan en el valle.

CUADRO N° 8.6
FAMILIAS HIDROGEOQUÍMICAS PREDOMINANTES
VALLE LACRAMARCA - 2001

Zona	Familia Hidrogeoquímica
I	Clorurada sódica – Sulfatada sódica
II	Sulfatada sódica – Clorurada sódica

8.4.0 Aptitud de las Aguas para el Riego

La calidad de las aguas subterráneas en el área de estudio con fines de riego ha sido analizada bajo dos aspectos:

- La conductividad eléctrica
- Relación de absorción de sodio – RAS con respecto a la conductividad eléctrica.

8.4.1 Clases de Agua según la Conductividad Eléctrica

El agua de acuerdo a los valores de la conductividad eléctrica (C.E.) tiene una clasificación específica, la misma que fue determinada por Wilcox, tal como se aprecia en el cuadro N° 8.7.

CUADRO N° 8.7
CLASIFICACIÓN DEL AGUA PARA RIEGO SEGÚN WILCOX

Calidad de Agua	Conductividad Eléctrica (mmhos/cm)
Excelente	< 0.25
Buena	0.25 - 0.85
Permisible	0.85 - 2.00
Dudosa	2.00 - 3.00
Inadecuada	> 3.00

A continuación se analiza la calidad del agua subterránea con fines de riego por zonas, de acuerdo a la conductividad eléctrica.

- Zona I**

En esta zona, la conductividad eléctrica fluctúa de 0.52 a 2.98 mmhos/cm; valores que representan aguas de buena calidad a dudosa. En el cuadro N° 8.8; se muestra la clasificación del agua para riego por sectores.

CUADRO N° 8.8
CLASIFICACIÓN DEL AGUA SUBTERRÁNEA SEGÚN LA CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA - ZONA I

Sector	Rango de C.E. (mmhos/cm)	Calidad de las Aguas Subterráneas según Wilcox
Monte Chimbote Los Álamos – Chimbote San Luis – Campamento Atahualpa	0.83 – 1.02 0.52 – 2.98 2.14 – 2.77	Buena a Permisible Buena a Dudosa Dudosa

- Zona II**

La conductividad eléctrica del agua fluctúa entre 0.45 y 1.07 mmhos/cm; valores que representan aguas de buena a permisible. Ver cuadro N° 8.9

Por otro lado, en el sector Cascajal, la conductividad eléctrica fluctúa de 0.57 a 0.73 mmhos/cm, valores que representan aguas de buena calidad.

CUADRO N° 8.9
CLASIFICACIÓN DEL AGUA SUBTERRÁNEA SEGÚN LA CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA - ZONA II

Sector	Rango de C.E. (mmhos/cm)	Calidad de las Aguas Subterráneas según Wilcox
San José – Cambio Puente La Campiña – Santa Clemencia El Por venir – El Carmen Tangay Bajo – Santo Domingo Cascajal	0.45 – 1.07 0.49 – 1.06 0.89 – 1.05 0.56 – 0.89 0.57 – 0.73	Buena a Permisible Buena a Permisible Buena a Permisible Buena a Permisible Buena

Resumiendo lo anterior, indicaremos que la calidad de las aguas que son utilizadas en la agricultura, mayormente varía entre buena y permisible, observándose en la zona I aguas de dudosa calidad (Campamento Atahualpa).

En el cuadro N° 8.10 se muestra el resumen de la clasificación de las aguas para riego según Wilcox, obtenidos en el valle.

CUADRO N° 8.10
CLASIFICACIÓN DEL AGUA SUBTERRÁNEA PARA RIEGO SEGÚN
LA CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA. VALLE LACRAMARCA - 2001

Zona	Rango de C.E. (mmhos/cm)	Calidad de las Aguas Subterráneas según Wilcox
I	0.52 – 2.98	Buena a Dudosa
II	0.45 – 1.07	Buena a permisible

8.4.2 Clases de Aguas según el RAS y la Conductividad Eléctrica

Las aguas subterráneas con fines de riego, también han sido clasificadas teniendo como base las normas propuestas por el Laboratorio de Salinidad de Riverside, California EE.UU.; donde se considera la concentración total de sales, expresada en términos de la conductividad eléctrica y la Relación de Adsorción de Sodio (RAS); ésta tiene la siguiente expresión.

$$RAS = \frac{Na^+}{\frac{Ca^{++} + Mg^{++}}{2}}$$

Ver figuras N°s 01 al 10, diagramas de clasificación de agua para riego del Anexo IV: Hidrogeoquímica

A continuación, se describe las clases de agua que prevalecen predominantes en las diferentes zonas que conforman el valle.

- **Zona I**

En esta zona, la clase de agua predominante es la C₃S₄, que corresponde a aguas de alta salinidad y muy alto contenido de sodio, este tipo de agua corresponde a los sectores Chimbote, Monte Chimbote y Los Álamos presentándose en segundo orden la C₂S₃ (aguas de mediana salinidad y alto contenido de sodio), encontrándose mayormente en los sectores Chimbote y Los Álamos.

Asimismo, existen aguas de clase C₃S₃ (aguas de alta salinidad y alto contenido de sodio), que corresponde a los sectores Chimbote y Monte Chimbote; y C₄S₄ (aguas de muy alta

salinidad y muy alto contenido de sodio) esta clase de agua se encuentra en el sector Campamento Atahualpa. Ver Lámina N° 8.1

- **Zona II**

En esta zona; la clase de agua predominante es la C_2S_3 , que corresponde a aguas de mediana salinidad y alto contenido de sodio, ubicándose en los sectores Cascajal, Cambio Puente, La Campiña, San José, y San Isidro del distrito de Chimbote y Tangay Bajo del distrito Nuevo Chimbote presentándose en segundo orden la clase C_3S_4 (aguas de alta salinidad y muy alto contenido de sodio) con presencia en los sectores El Porvenir, La Mora, Santo Domingo, Santa Clemencia, y San José.

Por otro lado, en menor porcentaje encontramos aguas de clase C_3S_3 que corresponde a aguas de alta salinidad y alto contenido de sodio, con presencia en los sectores San José y La Campiña. Ver Lámina N° 8.1

Resumiendo lo anterior indicaremos que las aguas para riego en las zonas I y II que conforman el acuífero, se clasifican como C_3S_4 (aguas de alta salinidad y muy alto contenido de sodio) y C_2S_3 (aguas de mediana salinidad y alto contenido de sodio); aunque se observa en ciertos sectores de las zonas I y II, aguas tipo C_3S_3 (alta salinidad y alto contenido de sodio). Ver cuadro N° 8.11

CUADRO N° 8.11
CLASIFICACIÓN DEL AGUA SEGÚN EL RAS Y LA CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA
VALLE LACRAMARCA - 2001

Zona	Clasificación de las Aguas
I	C_3S_4 , C_3S_3
II	C_2S_3 , C_3S_3

8.5.0 Potabilidad de las Aguas

La potabilidad de las aguas subterráneas en el valle en estudio, se ha analizado bajo dos aspectos:

- Análisis bacteriológico.
- Los límites máximos tolerables de potabilidad, establecidos por la Organización Mundial de Salud (O. M. S.) en Ginebra en 1972. Ver cuadro N° 8.12

CUADRO N° 8.12
LÍMITES MÁXIMOS TOLERABLES

Elementos	Límite Máximo Tolerable *
pH	7 - 8.5
Dureza	250 – 500
Ca (mg/l)	75 - 200
Mg (mg/l)	125
Na (mg/l)	200
Cl (mg/l)	250
SO ₄ (mg/l)	250

* Límites establecidos por la Organización Mundial de Salud

8.5.1 Análisis Bacteriológico

Según las normas bacteriológicas, se establecen aguas de calificación buena, sospechosa y deficiente calidad; donde su interpretación puede ser variable dificultando la adopción inmediata de medidas correctivas.

Se utiliza a los efectos de aplicación de las normas, a las bacterias coliformes como únicos organismos indicadores de contaminación. Si bien se puede con los métodos modernos identificar cualquier otro patógeno, su investigación no es práctica.

Los límites bacteriológicos mínimos se establecen con dos tipos de exámenes:

- Método de las porciones múltiples.
- Método de las membranas filtrantes.

El agua destinada a la bebida y uso doméstico no debe transmitir patógenos. Como el indicador bacteriano más numeroso y específico de la contaminación fecal, tanto de origen humano como animal es la *Escherichia coli*, en las muestras de 100 ml de cualquier agua de bebida no se debe detectar esa bacteria ni organismos conformes termoresistentes que provienen de aguas residuales, aguas y suelos que han sufrido contaminación fecal, efluentes industriales, materias vegetales y suelos en descomposición.

Para el abastecimiento de agua potable, utilizando aguas subterráneas protegidas de gran calidad, se lleva a cabo una serie de operaciones de tratamiento que reducen los agentes patógenos y demás contaminantes a niveles insignificantes, no perjudiciales para la salud.

Dentro de los microorganismos indicadores de contaminación del agua tenemos a la *Escherichia coli*, las bacterias termoresistentes y otras bacterias coliformes, los estreptococos fecales y las esporas de *clostridia*; las cuales se describen a continuación.

□ **Escherichia coli**

Pertenece a la familia enterobacteriácea, se desarrolla a 44 – 45°C en medios complejos, fermenta la lactosa y el manitol liberando ácido y gas. Algunas cepas pueden desarrollarse a 37°C pero no a 44 – 45°C y algunos no liberan gas.

La Escherichia coli abunda en las heces de origen humano y animal, se halla en las aguas residuales, en los efluentes tratados y en todas las aguas y suelos naturales que han sufrido una contaminación fecal. Este microorganismo puede existir e incluso proliferar, en aguas tropicales que no han sido objeto de contaminación fecal de origen humano.

□ **Bacterias coliformes termoresistentes**

Comprende el género Escherichia y fermenta la lactosa. Estas bacterias pueden proceder también de aguas orgánicamente enriquecidas, como efluentes industriales o de materias vegetales y suelos en descomposición.

Las concentraciones de coliformes termoresistentes están en relación directa con las Escherichia coli.

□ **Organismos coliformes (total de coliformes)**

Los organismos del grupo coliforme son buenos indicadores microbianos de la calidad del agua de bebida, debido a que su detección y recuento en el agua son fáciles.

Se desarrollan en presencia de sales biliares u otros agentes tensoactivos y fermenta la lactosa a 35 – 37°C produciendo ácido, gas y aldehído en un plazo de 24 a 48 horas.

Los organismos coliformes pueden hallarse tanto en las heces como en el medio ambiente (aguas ricas en nutrientes, suelos materias vegetales en descomposición) y también en el agua de bebida con concentraciones de nutrientes relativamente elevadas.

8.5.1.1 Características Biológicas del Agua Subterránea

La importancia de los análisis microbiológicos radica en la rápida detección de la contaminación. Estos análisis son microscópicos, tanto cualitativa como cuantitativamente.

Los resultados se pueden expresar en mg/l, así como en unidades de área o de volumen, donde la aparición de 300 unidades o más por ml, puede desarrollar malos olores y gustos.

- En la **zona I**, el análisis bacteriológico realizado a dos muestras de agua para uso doméstico que corresponden a los pozos IRHS N° 02/18/01 – 42 y 43 (sector Chimbote), a determinado que los coliformes totales sobrepasan los límites permisibles de calidad, mientras los valores de coliformes solamente una muestra se encuentra dentro de el límite permisible de calidad (pozo IRHS N° 02/18/01 – 43) por lo que son calificadas como aguas no potables.
- En la **zona II**, el análisis microbiológico realizado a las cuatro muestras de agua de uso doméstico, tres presentan valores de coliformes totales y fecales que sobrepasan los límites permisibles (pozos IRHS N°s 02/18/01 – 21, 49 y 58) y que corresponde a los sectores Cambio Puente, El Carmen y San José, mientras que la muestra restante presenta valores de coliformes totales y fecales dentro de los límites permisibles (pozo IRHS N° 02/18/01 - 44) sector El Carmen calificándose esta muestra como potable.

Debe indicarse que las muestras de agua para uso doméstico fueron tomadas después de la desinfección, a excepción de los pozos IRHS N° 02/18/02 – 42 y 43 (sector Chimbote), que fueron tomadas directamente de la fuente de agua.

Resumiendo lo anterior indicaremos que los análisis bacteriológicos a determinado que las muestras analizadas en la zona I, presentan valores de coliformes totales que sobrepasan los límites permisibles de calidad, y que no son aptas para el consumo humano, mientras que en la zona II, la mayoría de muestras presentan valores de los coliformes fecales y totales que sobrepasan el rango permisible de calidad, por lo son consideradas no aptas para el consumo humano; ubicándose solamente una muestra que presenta valores de coniformes totales y fecales que se encuentran dentro del rango permisible de calidad.

En general, se recomienda el tratamiento de las aguas antes de ser consumidas, sobre todo los pozos que abastecen a pequeñas poblaciones a través de una red domiciliaria. Ver cuadro N° 8.13

CUADRO N° 8.13
RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS MICROBIOLÓGICOS DE LAS
AGUAS SUBTERRÁNEAS. VALLE LACRAMARCA – 2001

Zona	Sector	IRHS N°	Coliformes Totales (NMP/ml x muestra)	Coliformes Fecales (NMP/ml x muestra)	Agua Potable
I	Chimbote	42	23	4	< 3
	Chimbote	43	15	< 3	< 3
II	Cambio Puente	21	150	93	< 3
	El Carmen	44	< 3	< 3	< 3
	El Carmen	49	4	< 3	< 3
	San José	58	1100	210	< 3

8.5.2 Niveles de concentración de los iones Cloruro, Sulfato y Magnesio

Ión Cloruro (Cl⁻)

Los cloruros presentes en las aguas son en generalmente muy solubles y muy estables en disolución y difícilmente precipitables. Asimismo no se oxida ni se reduce a aguas minerales, donde casi siempre está asociada al ión sodio, en especial en aguas muy salinas.

Debe indicarse que las aguas subterráneas poco profundas de las regiones lluviosas contienen por lo general menos de 300 ppm de cloruro, mientras que en las regiones áridas las concentraciones son superiores a 1000 ppm.

Los valores de la concentración de los cloruros se muestran en los cuadros del Anexo IV: Hidrogeoquímica, cuyo rango de variación se aprecia en el cuadro N° 8.14

- Así observamos que en la **zona I**, mayormente el ión cloruro fluctúa entre 291.59 (sector Chimbote) y 1467.51 mg/l (sector Campamento Atahualpa), valores que sobrepasan los límites máximos tolerables, encontrándose un valor máximo de 2221.46 mg/l en el sector Campamento Atahualpa.

En el sector Chimbote y en menor proporción se presentan valores que fluctúan entre 236.32 y 242.34 mg/l, los mismos que se encuentran dentro de los límites máximos tolerables.

- En la **zona II**, en el sector San José los niveles del ión cloruro fluctúan mayormente entre 293.01 y 641.28 mg/l, valores que sobrepasan los límites máximos tolerables. Por otro lado, en el sector Cascajal y parte del sector San José se ha encontrado dos valores que se encuentran dentro de los límites máximos tolerables.

Resumiendo lo anterior indicaremos que en el área de estudio, los valores del ión cloruro fluctúa mayormente entre 291.59 (sector Chimbote) y 1,467.51 mg/l (sector Campamento Atahualpa), valores que sobrepasan los límites máximos tolerables; mientras que en menor

proporción, en algunos sectores de la zona I (Chimbote) y zona II (San José y Cascajal) encontramos valores dentro de los límites máximos permisibles.

Ión Sulfato (SO₄⁼)

Estas sales varían de moderadamente solubles a muy soluble, indicándose que las aguas con concentraciones altas de este compuesto actúan como laxantes. Entre 2 y 150 ppm se consideran como aguas dulces.

Los valores de los niveles de concentración de los sulfatos en las aguas subterráneas del valle en estudio, se observan en los cuadros del Anexo IV: Hidrogeoquímica, cuyos rangos de variación se aprecian en el cuadro N° 8.14

A continuación se hará un breve comentario de los valores obtenidos del ión sulfato por zonas:

- En la **zona I**, el ión sulfato fluctúa entre 360.21 y 594.38 ppm, (sectores Chimbote y Campamento Atahualpa), valores que sobrepasan los límites máximos tolerables.
- En la **zona II**, varía de 318.48 a 558.47 ppm (sectores San José y Santo Domingo), valores que sobrepasan los límites máximos tolerables.

Analizando las dos (02) zonas que conforman el acuífero estudiado; podemos indicar que el ión sulfato contenido en las aguas, mayormente sobrepasa el límite máximo tolerable de potabilidad.

Ión Magnesio (Mg⁺⁺)

La elevada concentración de magnesio en el agua de consumo doméstico no es recomendable; debido a que origina efectos laxantes y le da un sabor amargo al agua.

Los rangos de variación del ión magnesio de diferentes muestras de agua obtenidas del acuífero se aprecian en el cuadro N° 8.14, cuyo análisis es el siguiente:

- En la **zona I**, los niveles del ión magnesio mayormente fluctúan entre 26.13 y 118.67 ppm, valores que corresponden a los sectores Los Álamos y Campamento Atahualpa respectivamente, se ha encontrado en este último, dos muestras cuyos valores sobrepasan los límites máximos tolerables (128.63 a 132.42 ppm).
- En la **zona II**, los niveles del ión magnesio varían entre 21.35 y 86.39 ppm, ubicándose en los sectores San José y Santa Clemencia respectivamente, valores que se encuentran dentro de los límites máximos tolerables.

Los valores del ión magnesio en gran parte del valle Lacramarca fluctúan entre 21.35 y 118.67 ppm, los mismos que se encuentran por debajo del límite máximo tolerable establecido por la Organización Mundial de Salud.

CUADRO N° 8.14
COMPARACIÓN ENTRE LOS LÍMITES MÁXIMOS TOLERABLES Y LOS RANGOS
OBTENIDOS DE LAS MUESTRAS DE AGUA ANALIZADAS
VALLE LACRAMARCA - 2001

Elemento	Límite Máximo Tolerable	Nivel de Concentración General	Nivel de Concentración Dominante
pH	7.0 - 8.5	6.8 – 8.3	6.8 – 7.4
Dureza	250 – 500	266.30 – 2400.90	266.30 – 678.90
Ca (mg/l)	75 – 200	60.49 – 743.28	60.49 – 281.48
Mg (mg/l)	125	21.35 – 132.42	21.35 – 118.67
Na (mg/l)	120	93.87 – 621.88	93.87 – 247.38
Cl (mg/l)	250	291.59 – 2221.46	291.59 – 1467.51
SO ₄ (mg/l)	250	318.48 – 594.38	318.48 – 594.38

8.5.3 Nivel de Sólidos Totales Disueltos (STD)

El nivel total de sólidos disueltos significa la cantidad total de sales disueltas en un litro de agua y se expresa en ppm.

A continuación, se describe brevemente los resultados obtenidos en el valle, motivo por el cual éste fue dividido en dos (02) zonas:

- **Zona I**

En esta zona, los niveles de sólidos totales disueltos (STD), fluctúan mayormente de 1012.00 a 2924.00 ppm, valores que sobrepasan el rango permisible y corresponden a aguas de mala potabilidad; observándose estos valores en los sectores Chimbote y Campamento Atahualpa; mientras que en menor porcentaje fluctúan de 448.00 a 847.00 ppm ubicándose en los sectores Los Álamos y Monte Chimbote, cuyos valores se encuentran dentro del rango permisible.

- **Zona II**

Los sólidos totales disueltos en esta zona fluctúan entre 366.00 (San José) y 910.00 ppm, (Santa Clemencia) valores que se encuentran dentro del rango permisible.

Por otro lado, en el sector Cascajal los niveles de STD varían de 466.00 a 609.00; valores que se encuentran dentro del rango permisible.

Resumiendo lo anterior indicaremos que en el área investigada, los análisis de las muestras de agua realizados ha determinado que los valores de STD mayormente fluctúan de 366.00 ppm a 910.00 ppm (zona II y parte de la zona I); mientras que en menor porcentaje encontramos valores de STD que varían de 1012.00 a 2924.00 ppm (zona I) respectivamente.

En el cuadro N° 8.15, se muestra el resumen de los valores de los sólidos totales disueltos obtenidos en toda el área de estudio.

CUADRO N° 8.15
VARIACIÓN DE LOS SÓLIDOS TOTALES DISUELTOS
VALLE LACRAMARCA - 2001

Zona	STD (ppm.)
I	1012.00 - 2924.00
II	366.00 - 910.00

8.5.4 Niveles de Dureza y pH

- **Dureza**

El análisis de los resultados obtenidos permite indicar que estos se encuentran fuera de los rangos permisibles, debido a la presencia de aguas duras a muy duras en lugares cercanos al mar.

- **pH**

De manera general, los rangos de variación del pH en el área de estudio varían de 5.9 a 7.5, valores que corresponden a aguas ácidas y ligeramente alcalinas respectivamente.

8.5.5 Calificación de las Aguas Subterráneas

La calificación de las aguas subterráneas en el área de estudio, se ha realizado teniendo como base los diagramas de potabilidad de las aguas.

A continuación se realiza un análisis de la calidad del agua del área de estudio, para lo cual éste fue dividido en zonas, las que a continuación se describen:

- **Zona I**

En esta zona, la potabilidad de las aguas mayormente varía de pasable a mala; aunque en los sectores San Luis y Campamento Atahualpa son exclusivamente de potabilidad mala. Ver Anexo IV: Hidrogeoquímica (Figs N°s del 08 al 14)

- **Zona II**

En esta zona predominan las aguas de potabilidad pasable a mala, y en segundo orden de potabilidad buena a mala (sectores de Cascajal, San José y César Vallejo). Ver Anexo IV: Hidrogeoquímica (Figs N°s del 01 al 07)

Resumiendo, se indica que en el área de estudio, la potabilidad de las aguas predominante varía de pasable a mala (zona II y I) y en segundo orden de mediocre a mala (zona I) y buena a mala (zona II) respectivamente. Ver Anexo IV. Hidrogeoquímica (figuras N°s del 01 al 14)

En el cuadro N° 8.16 se aprecia el resumen de la calificación de las aguas subterráneas del área de estudio.

CUADRO N° 8.16
CLASIFICACIÓN DE LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS SEGÚN
LOS DIAGRAMAS DE POTABILIDAD.
VALLE LACRAMARCA - 2001

Zona	Potabilidad
I	Pasable – Mala Mediocre – Mala
II	Pasable – Mala Buena – Mala



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES



9.1.0 Conclusiones

9.2.0 Recomendaciones



9.0.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

9.1.0 Conclusiones

- El levantamiento geológico - geomorfológico ha determinado que el área de estudio presenta cinco (05) unidades hidrogeológicas claramente definidas: Afloramientos rocosos, depósitos aluviales, depósitos coluviales, depósitos eólicos y depósitos marinos recientes. El primero de los nombrados, está conformado por grupos y formaciones geológicas y por rocas intrusivas que mayormente representan al basamento impermeable.
- Dentro de las unidades hidrogeológicas definidas en el área de estudio, los depósitos aluviales son los más importantes para la prospección y explotación de las aguas subterráneas y que conjuntamente con los depósitos coluviales, constituyen el acuífero. Hay que indicar que dentro de los depósitos aluviales, están comprendidas las terrazas y el lecho actual del río.
- En el área de estudio se ha inventariado 168 pozos, de los cuales 138 son tajos abiertos (82.14 %), 27 tubulares (16.07 %) y 3 (2.08 %) mixtos. Asimismo, del total de pozos inventariados; 131 son utilizados (operativos), 30 utilizables y 07 no utilizables. Ver cuadros adjuntos.

**DISTRIBUCIÓN DE LOS POZOS SEGÚN SU TIPO
VALLE LACRAMARCA – 2001**

Distrito	Tubular		Tajo Abierto		Mixto		Total Total	
	Nº	%	N	%	Nº	%	Nº	%
Chimbote	24	14.28	82	48.81	03	1.79	109	64.88
NuevoChimbote	03	1.79	56	33.33	00	0.00	59	35.12
Total	27	16.07	138	82.14	03	1.79	168	100.00

**DISTRIBUCIÓN DE LOS POZOS SEGÚN SU ESTADO
VALLE LACRAMARCA - 2001**

Distrito	Utilizado		Utilizable		No Utilizable		Total	
	Nº	%	Nº	%	Nº	%	Nº	%
Chimbote	91	54.17	16	9.52	02	1.19	109	64.88
Nuevo Chimbote	40	23.81	14	8.33	05	2.98	59	35.12
Total	131	77.98	30	17.85	07	4.17	168	100

- Del total de pozos utilizados (funcionando), 114 son de uso doméstico, 04 agrícolas, 03 pecuarios y 10 de uso industrial. Ver cuadro adjunto.

**TIPO DE POZOS UTILIZADOS SEGÚN SU USO
VALLE LACRAMARCA - 2001**

Valle	Uso de los Pozos									
	Doméstico		Agrícola		Pecuário		Industrial		Total	
	Nº	%	Nº	%	Nº	%	Nº	%	Nº	%
Chimbote	77	58.78	01	0.77	03	2.29	10	7.63	91	64.97
Nuevo Chimbote	37	28.24	03	2.29	00	0.00	00	0.00	40	30.53
Total	114	87.02	04	3.06	03	2.29	10	7.63	131	100

- La profundidad de los pozos en el valle Lacramarca es variable, dependiendo principalmente del tipo, uso y ubicación del pozo. Así en los pozos tubulares fluctúa entre 25.38 y 70.00 m, en los tajos abiertos de 2.30 a 26.30 m y en los mixtos, de 23.67 a 25.00 m. Con respecto al diámetro de los pozos, en los tubulares fluctúa entre 0.30 y 0.54 m; en los tajos abiertos de 0.90 a 2.80 m y, en los mixtos de 1.40 a 1.80 m.
- Del total de pozos equipados (60), 57 presentan motor y bomba, uno (01) es accionado por palanca y 02 con energía eólica. De los pozos equipados (60), 08 tienen motores diesel; 14 son gasolineros y 35 eléctricos. En relación al total de bombas, 30 son tipo centrífuga de succión, 22 sumergibles, 05 turbina vertical, 01 tipo pistón, (generalmente accionada por una bomba manual - palanca) y 02 corresponden a molinos de viento.
- El volumen total del recurso hídrico subterráneo explotado anualmente mediante pozos asciende a 20'598,159 m³/año (caudal continuo de explotación de 0.65 m³/s). Del total explotado, 19'353,154 m³/año (93.96 %) se efectuó mediante pozos tubulares, 624,609 m³/año (3.03 %) con tajos abiertos y 620,397 m³/año (3.01 %) con pozos mixtos. En el distrito de Chimbote, se explota el mayor volumen de agua, siendo los pozos tubulares los que aportan 19'271,506 m³/año. Ver cuadro adjunto.

**VOLUMEN DE EXPLOTACIÓN DE LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS POR TIPO DE POZO
VALLE LACRAMARCA - 2001**

Distrito	Volumen Explotado (m ³)			
	Tajo Abierto (m ³)	Tubular (m ³)	Mixto (m ³)	Total (m ³)
Chimbote	420,525	19'271,506	620,396	20'312,427
Nuevo Chimbote	204,084	81,648	0	285,732
Sub Total	624,609	19'353,154	620,396	20'598,159

- Del volumen total explotado mediante pozos, principalmente es utilizado para fines domésticos (18'534,924 m³/año) seguido en importancia por los de uso industrial (1'518,619 m³/año). Observándose en el distrito de Chimbote, la mayor masa de agua explotada con 20'312,427 m³/año. Ver cuadro adjunto.

**VOLÚMENES DE EXPLOTACIÓN DE LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS SEGÚN SU USO
VALLE LACRAMARCA - 2001**

Distrito	Explotación por Uso (m ³)				
	Doméstico	Agrícola	Pecuario	Industrial	Total
Chimbote	18'289,172	504,576	60	1'518,619	20'312,427
Nuevo Chimbote	245,752	39,980	0	0	285,294
Total	18'534,924	544,556	60	1'518,619	20'598,159

- El reservorio acuífero está constituido principalmente por rellenos aluviales del cuaternario y sedimentos del terciario, siendo el más importante el primero de los nombrados (aluvial); el cual litológicamente está constituido por gravas, arena fina a gruesa, cantos rodados; limos y arcillas, todo de carácter típicamente fluvial. Hacia el sector sureste; los sedimentos constituyen la formación Casma del terciario.
- El acuífero en el área de estudio está delimitado en sus dos flancos por afloramientos rocosos con cobertura eólica y depósitos aluvionales, siendo la extensión transversal de la primera parte, mayor que la segunda.
- En el área investigada, la napa freática contenida en el acuífero es libre y superficial, siendo su fuente de alimentación las aguas que se infiltran en la parte alta de la cuenca (zona húmeda), así como también; las que se infiltran a través del lecho del río, en los canales sin revestir y, en las áreas que se encuentran bajo riego.
- La red de control piezométrica en todo el valle, está conformada por 45 pozos, 33 ubicados en el distrito de Chimbote y 12 en Nuevo Chimbote.
- La morfología de la napa es relativamente uniforme, observándose que el desplazamiento del flujo subterráneo tiene una orientación principal de noreste a suroeste y en forma secundaria de norte a sur. Ver cuadro adjunto.

**RANGOS DE LA MORFOLOGÍA DE LA NAPA POR ZONAS
VALLE LACRAMARCA - 2001**

Zona	Sector	Julio - Agosto 2001		
		Sentido del Flujo	Gradiente Hidráulica (%)	Rango Cota (m.s.n.m.)
I	El Carmen-Chimbote	N a S	1.43	6 – 14
	Chimbote	NE a SO	1.42	2 – 10
	Los Álamos – Buenos Aires	NE a SO	2.67	10 – 18
	Campamento Atahualpa	NE a SO	1.58	8 – 14
II	Cascajal	NE a SO	3.33	123 – 130
	San José – Campiña	NO a SE	5.00	25 – 40
	Tangay Bajo – Santo Domingo	NE a SO	4.00	18 – 30
	Santa Clemencia – Santo Domingo	N a S	0.91	12 – 16

- En el área de estudio, en la zona I en los sectores Monte Chimbote, Los Álamos y Campamento Atahualpa; y en la zona II en los sectores Cambio Puente, Santa Clemencia, Tangay Bajo y Cascaja I; se encuentran los niveles de agua más superficiales; fluctuando entre 0.96 y 2.38 m. Por otro lado, en ciertos sectores de las zonas I (Campamento Atahualpa y San Luis) y II (La Campiña, San José, El Carmen, Santo Domingo y César Vallejo), se ubican los niveles de agua más profundos, fluctuando entre 3.92 m y 20.21 m. Ver cuadro adjunto.

**PROFUNDIDAD DE LA NAPA FREÁTICA
VALLE LACRAMARCA - 2001**

Zona	Sector	Variación Nivel Freático (m)
I	Monte Chimbote	1.25 – 2.00
	Los Álamos – Chimbote	1.45 – 3.92
	Campamento Atahualpa	1.50 – 7.06
	San Luis	20.21
II	Cambio Puente – San José	0.96 – 4.95
	Santa Clemencia – La Campiña	0.97 – 4.36
	El Carmen – César Vallejo	4.48 – 6.35
	Tangay Bajo – Santo Domingo	1.60 – 3.95
	Cascajal	2.38 – 3.56

- En el área de estudio se han ejecutado **tres (03) pruebas de bombeo**, cuyo resultado (parámetros hidráulicos) permite indicar que el acuífero es superficial y libre y, presenta de aceptables a buenas condiciones hidráulicas. Ver cuadro adjunto.

**PARÁMETROS HIDRÁULICOS
VALLE LACRAMARCA - 2001**

Zona	Parámetros Hidráulicos	Variación de los valores
I	T K s	$1.65 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$ a $41.6 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$ $1.20 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ a $23.61 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ 4 – 12.76%
II	T K	$14.08 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$ $33.94 \times 10^{-4} \text{ m/s}$

- El radio de influencia para bombeos de 8 a 24 horas varía entre 98.00 m y 554.00 m respectivamente, valores que han determinado que en casi todo el valle, no existen problemas de interferencia de pozos. Ver cuadro adjunto.

**RADIOS DE INFLUENCIA
VALLE LACRAMARCA - 2001**

Zona	Radio de Influencia (m)
I	82.00 m – 108.00 m y 142.00 m - 187.00 m
II	267.00 m y 463.00 m

- La red hidrogeoquímica (calidad del agua subterránea) del valle está constituida por 42 pozos, de los cuales 32 están ubicados en el distrito de Chimbote y 10 en Nuevo Chimbote.
- La conductividad eléctrica en el área de estudio fluctúa entre 0.52 y 2.98 mmhos/cm, valores que representan aguas de baja a medianamente mineralizadas, encontrándose valores puntuales de 3.27, 4.25 y 4.30 mmhos/cm (aguas salobres) en el sector Campamento Atahualpa del distrito Nuevo Chimbote. Ver cuadro adjunto.

**CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA POR ZONAS
VALLE LACRAMARCA - 2001**

Zona	Sector	Conductividad Eléctrica (mmhos/cm)
I	Monte Chimbote	0.83 – 1.02
	Los Álamos – Chimbote	0.52 – 2.98
	San Luis – Campamento Atahualpa	2.14 – 2.77
II	San José – Cambio Puente	0.45 – 1.07
	La Campiña – Santa Clemencia	0.49 – 1.06
	El Porvenir – El Carmen	0.89 – 1.05
	Tangay Bajo – Santo Domingo	0.56 – 0.89
	Cascajal	0.57 – 0.73

- La dureza de las aguas almacenadas en el acuífero mayormente fluctúa de 315.95 a 1490.70 ppm de CaCO₃; valores que representan aguas de calidad muy duras; aunque se han encontrado aguas duras, cuyos valores varían entre 238.90 y 293.45 ppm de CaCO₃ (zona II). Ver cuadro adjunto.

**VARIACIÓN DE LA DUREZA
VALLE LACRAMARCA - 2001**

Zona	Dureza (ppm)
I	315.95 – 1490.70
II	307.83 – 421.65

- En el área investigada, el pH, fluctúa entre 5.9 y 7.5, valores que representan aguas ácidas a ligeramente alcalinas. Ver cuadro adjunto.

**CLASIFICACIÓN DE LAS AGUAS SEGÚN EL pH
VALLE LACRAMARCA - 2001**

Zona	pH	Clasificación
I	6.2 – 7.2	Ligeramente ácida - ligeramente alcalina
II	5.9 – 7.5	Ácida - Ligeramente alcalina

- La familia hidrogeoquímica que predomina en el área de estudio es la **Clorurada Sódica** (zona I), seguida en importancia por la **Sulfatada sódica** (zona II). Ver cuadro adjunto.

**FAMILIAS HIDROGEOQUÍMICAS POR ZONAS
VALLE LACRAMARCA - 2001**

Zona	Familia Hidrogeoquímica
I	Clorurada sódica – Sulfatada sódica
II	Sulfatada sódica – Clorurada sódica

- La calidad de las aguas que son utilizadas en la agricultura según la conductividad eléctrica, mayormente varían entre buena y permisible, observándose en la zona I aguas de dudosa calidad. Ver cuadro adjunto.

**CLASIFICACIÓN DEL AGUA SUBTERRÁNEA PARA RIEGO SEGÚN
LA CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA EN EL VALLE LACRAMARCA - 2001**

Zona	Rango de C.E. (mmhos/cm)	Calidad de las Aguas Subterráneas según Wilcox
I	0.52 – 2.98	Buena a Dudosa
II	0.45 – 1.07	Buena a permisible

- Según el RAS y la conductividad eléctrica, las aguas para riego en la mayoría de las zonas que conforman el acuífero Lacramarca, se clasifican como C₃S₄ (aguas de alta salinidad y muy alto contenido de sodio) y C₂S₃ (aguas de mediana salinidad y alto contenido de sodio), aunque en ciertos sectores de las zonas I y II se presentan aguas tipo C₃S₃ (alta salinidad y alto contenido de sodio). Ver cuadro adjunto.

**CLASIFICACIÓN DEL AGUA SEGÚN EL RAS Y LA CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA
VALLE LACRAMARCA - 2001**

Zona	Clasificación de las Aguas
I	C ₃ S ₄ , C ₃ S ₃
II	C ₂ S ₃ , C ₃ S ₃

- Los análisis bacteriológicos en el área de estudio, del total de muestras recolectadas (06), han detectado que las muestras analizadas en la zona I, presentan valores de coliformes totales que sobrepasan los límites permisibles de calidad, y que no son aptas para consumo humano, mientras que en la zona II; la mayoría de muestras presentan coliformes fecales y totales que sobrepasan el rango permisible; de calidad, por lo que son consideradas no aptas para el consumo humano. Ubicándose solamente una (01) muestra que presenta valores de coniformes fecales totales que se encuentran dentro del rango permisible de calidad. Ver cuadro adjunto

**RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS MICROBIOLÓGICOS DE LAS
AGUAS SUBTERRÁNEAS- VALLE LACRAMARCA 2001**

Zona	Sector	IRHS N°	Coliformes Totales (NMP/ml x muestra)	Coliformes Fecales (NMP/ml x muestra)	Agua Potable
I	Chimbote	42	23	4	< 3
	Chimbote	43	15	< 3	< 3
II	Cambio Puente	21	150	93	< 3
	El Carmen	44	< 3	< 3	< 3
	El Carmen	49	4	< 3	< 3
	San José	58	1100	210	< 3

- En relación a los **sólidos totales disueltos**, indicaremos que en el área investigada de los análisis de las muestras realizadas, se ha determinado que los valores de STD mayormente fluctúan entre 366.00 ppm a 910.00 ppm (zona II y parte de la zona I); mientras que en menor porcentaje encontramos valores de STD que varían de 1012 a 2924.00 ppm (zona I) respectivamente. Ver cuadro adjunto.

VARIACIÓN DE LOS SÓLIDOS TOTALES DISUELTOS

Zona	STD (ppm.)
I	1012.00 – 2924.00
II	366.00 – 910.00

- En el área de estudio, la potabilidad de las aguas que mas predomina varía entre pasable y mala (zona II y I) y en segundo orden de buena a mala (zona II) y mediocre a mala (zona I) respectivamente. Ver cuadro adjunto.

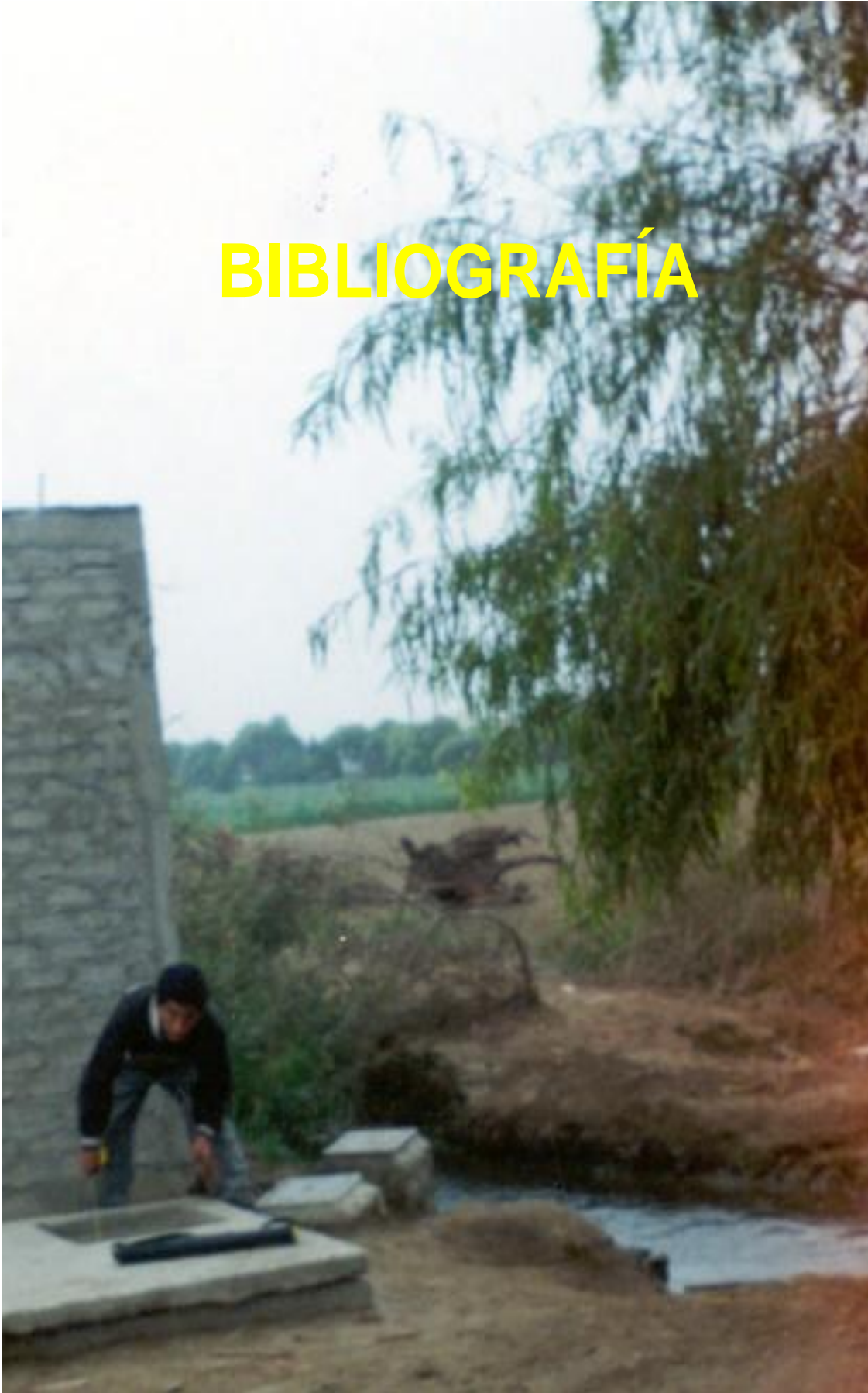
CLASIFICACIÓN SEGÚN DIAGRAMA DE POTABILIDAD

Zona	Potabilidad
I	Pasable – Mala Mediocre – Mala
II	Pasable –Mala Buena –Mala

9.2.0 Recomendaciones

- Debe ejecutarse el control de los niveles freáticos en los pozos de la red piezométrica, cada cuatro (04) meses (03 al año), con el objeto de observar el comportamiento de las fluctuaciones de la napa, así como también su evolución en tiempo y espacio
- Es necesario realizar pruebas de bombeo adicionales en los próximos años, siempre que existan pozos con ciertas condiciones técnicas y, piezómetros.
- Debe efectuarse como mínimo dos (02) veces al año, los controles de la calidad de las aguas subterráneas en el valle a través de los pozos de la red hidrogeoquímica propuesta, los que deben coincidir ; el primero con el periodo de máximas avenidas y el segundo, con el de estiaje.
- Las aguas subterráneas para uso doméstico deben ser tratadas antes de ser consumidas, sobre todo los pozos que abastecen a pequeñas poblaciones a través de una red domiciliaria.

BIBLIOGRAFÍA



10.0.0 BIBLIOGRAFÍA

- División de Investigación de Aguas Subterráneas (Ministerio de Agricultura y Pesquería): “Aguas Subterráneas en el valle Lacramarca” – 1969.
- Oficina Nacional de Evaluación de Recursos Naturales (ONERN): “Evaluación de Aguas Subterráneas y Uso Racional de los Recursos Naturales” – 1971.
- “Proyecto Integral de la Cuenca del río Lacramarca” – 1980.
- Instituto Nacional de Recursos Naturales (INRENA): “Diagnóstico de la Calidad del Agua de la Vertiente del Pacífico” – 1996.
- Davis : “Hidrogeología”.
- Emilio Custodio / M. Llanos : “Hidrogeología Subterránea”.
- C. Vilela : “Hidrogeología”.
- Gasteny: “Tratado práctico de las Aguas Subterráneas”.
- INGEMMET: “Geología de los Cuadrángulos de Chimbote, y Casma; Culebras, Otuzco, Trujillo, Salaverry y Santa, Santiago de Chuco y Santa Rosa”.



VISTAS FOTOGRAFÍCAS



FOTO N° 20

Cerro Coishco, donde se ubica el túnel que une los distritos de Chimbote y Coishco.



FOTO N° 21

Cauce del río Lacramarca, al fondo se observa un afloramiento rocoso cubierto por un manto de arena.



FOTO N° 22

Cauce del río Lacramarca, en la margen izquierda se observa la primera terraza.



FOTO N° 23

Pozo IRHS N° 104, tajo abierto equipado y utilizado para uso industrial, ubicado en el distrito de Chimbote.



FOTO N° 24

Pozo IRHS N° 37, tajo abierto equipado, ubicado en el sector Los Álamos del distrito Nuevo Chimbote.



FOTO N° 25

Pozo IRHS N° 22, tajo abierto utilizado para uso doméstico. Esta ubicado en el distrito de Nuevo Chimbote.



FOTO N° 26

Pozo a tajo abierto equipado con motor eléctrico y bomba sumergible, ubicado en el sector Los Álamos en el distrito de Nuevo Chimbote.



FOTO N° 27

Equipo de bombeo utilizado para uso industrial, pertenece a la Empresa Pacifico Sur.



FOTO N° 28

Pozo IRHS N° 23 utilizado para uso doméstico ubicado en el sector Los Álamos del distrito de Nuevo Chimbote.



FOTO N° 29

Pozo a tajo abierto equipado con motor eléctrico y bomba centrífuga de succión, utilizado en la industria y ubicado en el distrito de Chimbote.



FOTO N° 30

Pozo a tajo abierto utilizado para uso doméstico, ubicado en el distrito de Chimbote.



FOTO N° 31

Pozo IRHS N° 44 a tajo abierto, utilizado para uso doméstico, ubicado en el sector Los Álamos del distrito Nuevo Chimbote.



FOTO N° 32

Pozo IRHS N° 35 a tajo abierto, equipado y utilizado para uso doméstico. Esta ubicado en el sector Los Álamos del distrito Nuevo Chimbote.



FOTO N° 33

Pozo a tajo abierto, equipado con motor gasolinera y bomba centrífuga de succión, ubicado en el sector Los Álamos del distrito Nuevo Chimbote.



REPÚBLICA DEL PERÚ
MINISTERIO DE AGRICULTURA
INSTITUTO NACIONAL DE RECURSOS NATURALES
DIRECCIÓN GENERAL DE AGUAS Y SUELOS
ADMINISTRACIÓN TÉCNICA DEL DISTRITO DE RIEGO SANTA-LACRAMARCA



INVENTARIO MONITOREO DE LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS EN EL VALLE LACRAMARCA



ANEXOS



Lima, Diciembre de 2001



ANEXO I INVENTARIO DE FUENTES DE AGUA SUBTERRÁNEA

**Cuadros de Características Técnicas, Medidas
Realizadas y Volúmenes de Explotación de los
Pozos – Valle Lacramarca**



**MINISTERIO DE AGRICULTURA
INSTITUTO NACIONAL DE RECURSOS NATURALES - INRENA**



CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS, MEDICIONES Y VOLÚMENES DE EXPLOTACIÓN DE POZOS

INRENA
Aguas Subterráneas
DEPARTAMENTO : ANCASH

PROVINCIA : SANTA

CÓDIGO : 02 - 18 - 01

DISTRITO : CHIMBOTE

IRHS	NOMBRE DEL POZO	COTA TERRENO m.s.n.m.	PERFORACIÓN					EQUIPO DE BOMBEO					NIVELES DE AGUA Y CAUDAL						C.E. mmhos/cm + 25 °C	EXPLOTACIÓN						
			Tipo	Año	Prof. Inic. (m)	Prof. Act. (m)	Diámetro (m)	MOTOR			BOMBA		FECHA	P.R. SUELO (m)	N. ESTÁTICO		CAUDAL (l/s)	N. DINÁMICO		ESTADO DEL POZO	USO	RÉGIMEN			VOLUMEN (m³/año)	
								MARCA	TIPO	HP	MARCA	TIPO			PROF (m)	m.s.n.m.		PROF(m)				m.s.n.m	h/d	d/s		m/a
01	CIA. PESQUERA SAN FRANCISCO	4.76	T	97	40.00	40.00	0.30	GORMAN RUPP	E		GORMAN RUPP	CS	11/07/2001	0.70	1.90	2.86	18			4.16	UTILIZADO	I	10	6	12	202,737.60
02	CIA. PESQUERA SAN FRANCISCO	4.78	T.A	80	7.00	5.00	2.04						11/07/2001	0.80	1.70	3.08				3.89	UTILIZABLE					
03	PACIFICO CENTRO	4.78	T.A	81	5.00	4.82	1.70	HIDROSTAL	E	10	HIDROSTAL	CS	02/08/2001	0.18	3.62	1.16	9			3.34	UTILIZADO	I	4	1	9	5,070.60
04	LUIS DOMÍNGUEZ CUEVA	32.07	T.A	96	4.00	3.59	1.40						04/08/2001	0.31	2.95	29.12				0.90	UTILIZADO	D				2,190.00
05	JUANA VIDAL DE MORALES	42.04	T.A	80	5.00	5.20	1.05						04/08/2001	0.90	4.60	37.44				1.27	UTILIZADO	D				438.00
06	MANUEL RODRÍGUEZ ALAYO	44.35	T.A	70	5.00	4.70	0.96						04/08/2001	0.76	4.28	40.07				0.91	UTILIZADO	D				306.60
07	FLORENCIO PAREDES ESTRADA	45.07	T.A	72	4.00	2.92	1.06						04/08/2001	0.52	1.96	43.11				0.94	UTILIZADO	D				262.80
08	SANTOS VILLACORTA REYES	42.42	T.A	98	3.50	2.97	0.96						04/08/2001	0.44	2.18	40.24				1.52	UTILIZADO	D				657.00
09	CATALINA CUEVA VALENCIA	40.30	T.A	78	3.00	2.92	1.10						04/08/2001	0.76	2.64	37.66				0.73	UTILIZADO	D				657.00
10	JOSÉ MANRIQUE LECCA	44.16	T.A	91	3.00	2.68	1.08						04/08/2001	0.44	1.76	42.40				1.01	UTILIZADO	D				175.20
11	RUFINO MORENO	37.56	T.A	70	4.00	3.63	0.95						04/08/2001	0.30	2.98	34.58				1.17	UTILIZABLE					
12	PAULA ASCATE PACHECO	37.48	T.A	70	3.50	3.40	1.06						04/08/2001	0.26	2.76	34.72				1.54	UTILIZADO	D				87.60
13	A.A.H.H. TÚPAC AMARU	38.34	T.A	60	2.50	2.32	0.96						04/08/2001	0.00	0.86	37.48				1.20	UTILIZADO	D				8,760.00
14	CARLOS SALINAS BOCANEGRA	35.16	T.A	55	6.00	5.05	1.10						04/08/2001	0.51	0.97	34.19				0.95	UTILIZADO	D				350.40
15	ROMÁN REYES	33.91	T.A	72	4.00	4.22	1.08						06/08/2001	0.35	3.95	29.96				1.55	UTILIZADO	D				350.40
16	IGLESIA EVANG. DE CRISTO DEL PERÚ	37.52	T.A	75	4.00	3.96	1.11						06/08/2001	0.28	3.16	34.36				1.29	UTILIZADO	D				788.40
17	ADOLFO CORTEZ	32.07	T.A	75	5.00	4.34	1.10						06/08/2001	0.83	3.67	28.40				1.43	UTILIZADO	D				525.60
18	ESTEBAN BENÍTEZ SANDOVAL	37.46	T.A	65	4.50	4.54	1.18						06/08/2001	0.60	3.80	33.66				1.01	UTILIZADO	D				1,095.00
19	SILVERIO QUEZADA	49.57	T.A	71	6.00	5.28	1.10						06/08/2001	0.65	4.25	45.32				0.62	UTILIZADO	D				1,138.80
20	NICOLÁS PASCUAL CHUQUE	74.24	T.A	93	6.00	4.13	2.60						07/08/2001	1.10	0.66	73.58				1.52	UTILIZABLE					
21	COMUNIDAD CAMBIO DE PUENTE	85.09	T	83	40.00	35.00	0.45	HIDROSTAL	E		JHONSON	TV	07/08/2001	0.24	3.19	81.90				0.81	UTILIZADO	D				43,800.00
22	ESPERANZA BAZÁN	84.91	T.A	98	6.00	5.70	1.80						07/08/2001	0.70	3.30	81.61				1.21	UTILIZADO	D				657.00
23	INOCENTE PIMENTEL	133.65	T.A	79	3.00	2.95	1.00	KOILI	E		KOILI	CS	26/07/2001	0.40	2.45	131.20				0.63	UTILIZADO	D				262.80
24	JULIO CARRASCO PISCO	134.27	T.A	87	2.50	2.40	1.00						26/07/2001	0.00	2.30	131.97				0.73	UTILIZABLE					
25	POZO COMUNAL CASCAJAL BAJO	135.67	T.A	88	3.00	2.65	1.30						26/07/2001	0.45	2.35	133.32				0.72	UTILIZABLE					
26	JUAN CHUGNAS HUAMÁN	135.43	T.A	98	2.80	2.68	0.90						26/07/2001	0.12	2.38	133.05				0.75	UTILIZADO	D				175.20
27	POZO COMUNAL CASCAJAL BAJO	132.28	T.A	98	3.00	2.27	0.90						26/07/2001	0.46	2.05	130.23				0.78	UTILIZABLE					
28	POSTA MÉDICA CASCAJAL BAJO	130.00	T.A	81			1.30				GUISSCONSIN	P	26/07/2001	0.40						0.82	UTILIZADO	D				876.00
29	C.E. 1613 JARDÍN DE NIÑOS	127.98	T.A	78	2.50		0.90						26/07/2001	0.75							NO UTILIZABLE					
30	JUAN RODRÍGUEZ CASAS	125.51	T.A	98	3.00	2.90	1.45						26/07/2001	0.30	2.70	122.81				0.66	UTILIZADO	D				131.40
31	SEGUNDO QUINTANILLA PACHECO	126.85	T.A	70	15.00	3.05	1.30						26/07/2001	0.65	2.90	123.95				1.17	UTILIZADO	D				657.00
32	ANTONIO MEZA	125.51	T.A	79	4.00	3.96	1.50	HONDA	G		HONDA	CS	26/07/2001	0.44	3.56	121.95	10			0.99	UTILIZADO	D	2	7	3	6,570.00
33	LAUREANO DOMÍNGUEZ	128.16	T.A	2000	3.50	3.49	0.95						26/07/2001	0.46	2.99	125.17				0.99	UTILIZADO	D				262.80
34	DAVID ISLADO RAMÍREZ	128.14	T.A	2000	3.00	2.65	1.25						26/07/2001	0.15	1.55	126.59				0.81	UTILIZADO	D				175.20

T = Tubular

T.A = Tajo Abierto

M = Mixto

E = Eléctrico

D = Diesel

G = Gasoliner

P = Pistón

MV = Molinos de Viento

TV = Turbina Vertical

S = Sumergible

CS = Centrífuga de Succión

D = Doméstico

A = Agrícola

I = Industrial

P = Pecuario

35	JOSÉ JUÁREZ LA CHIRA	125.71	T.A	96	2.50	2.40	1.35				26/07/2001	0.20	1.95	123.76			0.74	UTILIZADO	D			350.40
----	----------------------	--------	-----	----	------	------	------	--	--	--	------------	------	------	--------	--	--	------	-----------	---	--	--	--------

T = Tubular
T.A = Tajo Abierto
M = Mixto

E = Eléctrico
D = Diesel
G = Gasolero

P = Pistón
MV = Molinos de Viento

TV = Turbina Vertical
S = Sumergible
CS = Centrífuga de Succión

D = Doméstico
A = Agrícola
I = Industrial
P = Pecuario



MINISTERIO DE AGRICULTURA
INSTITUTO NACIONAL DE RECURSOS NATURALES - INRENA



CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS, MEDICIONES Y VOLÚMENES DE EXPLOTACIÓN DE POZOS

INRENA
Aguas Subterráneas
DEPARTAMENTO : ANCASH

PROVINCIA : SANTA

CÓDIGO : 02 - 18 - 01

DISTRITO : CHIMBOTE

IRHS	NOMBRE DEL POZO	COTA TERRENO m.s.n.m.	PERFORACIÓN					EQUIPO DE BOMBEO					NIVELES DE AGUA Y CAUDAL					C.E. mmhos/cm + 25 °C	EXPLOTACIÓN							
			Tipo	Año 19...	Prof. Inic. (m)	Prof. Act. (m)	Diámetro (m)	MOTOR			BOMBA		FECHA	P.R. SUELO (m)	N. ESTÁTICO		CAUDAL (l/s)		N. DINÁMICO		ESTADO DEL POZO	USO	RÉGIMEN			VOLUMEN (m³/año)
								MARCA	TIPO	HP	MARCA	TIPO			PROF (m)	m.s.n.m.			PROF(m)	m.s.n.m			h/d	d/s	m/a	
36	JOSÉ JUÁREZ LA CHIRA	127.50	T.A	96	3.00	2.90	1.32						26/07/2001	0.10	2.50	125.00			0.71	UTILIZADO	D				219.00	
37	MIGUEL JUÁREZ LA CHIRA	126.46	T.A	80	3.00	2.80	1.60						26/07/2001	0.00	2.40	124.06			0.62	UTILIZADO	D				306.60	
38	JOSÉ SANTOS JUÁREZ LA CHIRA	125.81	T.A	99	3.00	3.05	1.30						26/07/2001	0.15	2.55	123.26			0.76	UTILIZADO	D				350.40	
39	VIVERO FORESTAL	21.70	T	60	27.00	25.38	0.40	S/M	E	80	S/M	S	12/09/2001	1.50	1.90	19.80	48		1.13	UTILIZADO	A	8	7	12	504,576.00	
40	CONSERVERA EL PILAR S.A.	4.08	M	62	25.00	25.00	1.40	DELCROSA	E	5	DELCROSA	S	14/09/2001	0.50	0.00	4.08	15		2.89	UTILIZADO	I	15	2	6	42,237.00	
41	CASIMIRO MALDONADO	104.40	T.A	83			0.90				S/M	MV	14/08/2001	0.00						UTILIZABLE						
42	MESSER GASES S.A.	14.26	T.A	80	30.00	26.30	1.30	S/M	E		HIDROSTAL	CS	13/08/2001	0.70	3.60	10.66	5		10.01	UTILIZADO	I	5	6	12	28,158.00	
43	COORP. ACTUAL SIDER PERÚ	11.46	T	40	25.00		0.40						13/08/2001						0.71	UTILIZADO	D				8,760.00	
44	SEDA CHIMBOTE	19.37	T	68	40.00	40.00	0.40	US-MOTORS	E	75	S/M	S	14/08/2001	0.18	4.48	14.89	43		1.05	UTILIZADO	D	24	7	12	1,356,048.00	
45	SEDA CHIMBOTE	19.79	T	60	45.00	45.00	0.50	DELCROSA	E	100	B J	S	14/08/2001	0.00	4.67	15.12	50		1.48	UTILIZADO	D	24	7	12	1,576,800.00	
46	SEDA CHIMBOTE	17.90	T	68	40.00	40.00	0.50	DELCROSA	E	76	B J	S	14/08/2001	0.00	3.20	14.70	25		0.88	UTILIZADO	D	24	7	12	788,400.00	
47	SEDA CHIMBOTE	18.20	T	77	70.00	70.00	0.45	DELCROSA	E	60	B J	S	14/08/2001	0.00	7.00	11.20	28		0.93	UTILIZADO	D	24	7	12	883,008.00	
48	SEDA CHIMBOTE	13.74	T	87	67.40	67.40	0.50	US-MOTORS	E	60	B J	S	14/08/2001	0.22	4.80	8.94	30		1.03	UTILIZADO	D	24	7	12	946,080.00	
49	SEDA CHIMBOTE	14.04	T	68	40.00	40.00	0.40	DELCROSA	E	60	B J	S	14/08/2001	0.10	3.20	10.84	30		1.12	UTILIZADO	D	24	7	12	946,080.00	
50	SEDA CHIMBOTE	16.24	T	71	60.00	60.00	0.50	DELCROSA	E	60	B J	S	14/08/2001	0.11	4.87	11.37	45		0.79	UTILIZADO	D	24	7	12	1,419,120.00	
51	SEDA CHIMBOTE	16.20	T	68	55.00	55.00	0.50	DELCROSA	E	60	B J	S	14/08/2001	0.11	3.85	12.35	30		0.94	UTILIZADO	D	24	7	12	946,080.00	
52	SEDA CHIMBOTE	17.63	T	68	63.00	63.00	0.50	US-MOTORS	E	75	B J	S	14/08/2001	0.10	3.95	13.68	30		0.87	UTILIZADO	D	24	7	12	946,080.00	
53	SEDA CHIMBOTE	18.06	T	85	60.00	60.00	0.50	PERKINS	D	100	DE'AN	TV	14/08/2001	0.24	3.40	14.66	35		1.19	UTILIZADO	D	24	7	12	1,103,760.00	
54	SEDA CHIMBOTE	17.67	T	60	45.00	45.00	0.45	CATERPILLAR	D	80	US-MOTORS	TV	14/08/2001	0.00	3.52	14.15	50		1.30	UTILIZADO	D	12	7	12	788,400.00	
55	SEDA CHIMBOTE	22.54	T	60	45.00	45.00	0.50	PERKINS	D	100	HIDROSTAL	TV	14/08/2001	0.00			30		0.98	UTILIZADO	D	24	7	12	946,080.00	
56	SEDA CHIMBOTE	20.26	T	71	42.00	42.00	0.50	DELCROSA	E	80	DELCROSA	S	14/08/2001	0.00	3.20	17.06	48		1.04	UTILIZADO	D	24	7	12	1,513,728.00	
57	SEDA CHIMBOTE	21.53	T	74	60.00	60.00	0.50	IEM	E	76	B J	S	14/08/2001	0.40	5.30	16.23	50		0.86	UTILIZADO	D	24	7	12	1,576,800.00	
58	SEDA CHIMBOTE	21.34	T	74	60.00	60.00	0.50	DELCROSA	E	60	B J	S	14/08/2001	0.17	6.00	15.34	28		0.88	UTILIZADO	D	24	7	12	883,008.00	
59	SEDA CHIMBOTE	18.98	T	77	59.00	59.00	0.50	SIEMENS	E		B J	S	14/08/2001	0.00	6.35	12.63	50		1.13	UTILIZADO	D	24	7	12	1,576,800.00	
60	JOSÉ GÁLVEZ	22.02	T.A	93	7.00	5.67	1.40	HIDROSTAL	E		HIDROSTAL	CS	15/08/2001	0.60	5.24	16.78			0.55	UTILIZADO	D				438.00	
61	GASPAR BONO ROMERO	22.00	T.A	86	5.00	4.68	1.10						15/08/2001	0.00	4.17	17.83			0.64	UTILIZADO	D				438.00	
62	MARÍA PIZARRO GONZÁLES	23.03	T.A	65	5.00	4.43	0.95						15/08/2001	0.32	3.88	19.15			1.48	UTILIZADO	D				394.20	
63	SEDA CHIMBOTE	20.04	T	87	68.80	68.80	0.50						16/08/2001	0.00	2.50	17.54				UTILIZABLE						
64	LUIS CHICANE	22.73	T.A	81	4.00	3.94	1.20						16/08/2001	0.46	3.14	19.59			0.89	UTILIZADO	D				175.20	
65	FAM. AMBROSIO	19.91	T.A	77	6.00	2.50	1.10						16/08/2001	0.30						NO UTILIZABLE						
66	HILARIO SOLÍS JARA	22.70	T.A	90	3.50	3.40	1.00						16/08/2001	0.50	2.70	20.00			0.88	UTILIZADO	D				876.00	
67	FAM. CASTILLO	22.83	T.A	82	3.50	3.01	1.10						16/08/2001	0.37	2.57	20.26			0.71	UTILIZADO	D				657.00	
68	ANDRÉS BERMÚDEZ	24.00	T.A	94	3.50	3.50	1.10						16/08/2001	0.00	3.00	21.00			0.74	UTILIZADO	D				306.60	
69	CARMEN TULA LEZAMA	23.38	T.A	95	4.00	4.06	1.10						16/08/2001	0.00	3.26	20.12				UTILIZABLE						

T = Tubular

T.A = Tajo Abierto

M = Mixto

E = Eléctrico

D = Diesel

G = Gasoliner

P = Pistón

MV = Molinos de Viento

TV = Turbina Vertical

S = Sumergible

CS = Centrífuga de Succión

D = Doméstico

A = Agrícola

I = Industrial

P = Pecuario

70	CARMEN TULA LEZAMA	24.50	T.A	95	5.00	4.70	2.15					16/08/2001	0.40	3.90	20.60				0.76	UTILIZABLE				
----	--------------------	-------	-----	----	------	------	------	--	--	--	--	------------	------	------	-------	--	--	--	------	------------	--	--	--	--

T = Tubular
T.A = Tajo Abierto
M = Mixto

E = Eléctrico
D = Diesel
G = Gasolero

P = Pistón
MV = Molinos de Viento

TV = Turbina Vertical
S = Sumergible
CS = Centrifuga de Succión

D = Doméstico
A = Agrícola
I = Industrial
P = Pecuario



**MINISTERIO DE AGRICULTURA
INSTITUTO NACIONAL DE RECURSOS NATURALES - INRENA**



CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS, MEDICIONES Y VOLÚMENES DE EXPLOTACIÓN DE POZOS

INRENA
Aguas Subterráneas
DEPARTAMENTO : ANCASH

PROVINCIA : SANTA

CÓDIGO : 02 - 18 - 01

DISTRITO : CHIMBOTE

IRHS	NOMBRE DEL POZO	COTA TERRENO m.s.n.m.	PERFORACIÓN				EQUIPO DE BOMBEO					NIVELES DE AGUA Y CAUDAL					C.E. mmhos/cm + 25 °C	EXPLOTACIÓN								
			Tipo	Año 19...	Prof. Inic. (m)	Prof. Act. (m)	Diámetro (m)	MOTOR			BOMBA		FECHA	P.R. SUELO (m)	N. ESTÁTICO			CAUDAL (l/s)	N. DINÁMICO		ESTADO DEL POZO	USO	RÉGIMEN			VOLUMEN (m³/año)
								MARCA	TIPO	HP	MARCA	TIPO			PROF (m)	m.s.n.m.			PROF(m)	m.s.n.m.			h/d	d/s	m/a	
71	IRMA MENACHO CANO	25.38	T.A	86	5.00	4.92	1.10					16/08/2001	0.38	4.26	21.12			2.23	UTILIZADO	D				262.80		
72	ALICIA BARRIOS VÁSQUEZ	26.01	T.A	87	5.00	4.90	1.10					16/08/2001	0.00	4.60	21.41			1.09	UTILIZADO	D				262.80		
73	EMILIA SÁENZ LÓPEZ	25.28	T.A	82	5.00	4.59	1.10					16/08/2001	0.90	4.20	21.08			1.19	UTILIZADO	D				438.00		
74	SECTOR LA CAMPIÑA	26.10	T.A	78	5.00	4.57	1.10					16/08/2001	0.00	4.10	22.00			1.53	UTILIZABLE							
75	MANUEL SALINAS	25.33	T.A	79	5.00	4.58	1.10					16/08/2001	0.32	4.28	21.05			0.89	UTILIZADO	D				350.40		
76	ANDRÉS SÁNCHEZ AGUILAR	25.23	T.A	88	5.00	4.68	1.10					16/08/2001	0.33	4.06	21.17			1.10	UTILIZADO	D				569.40		
77	BRÍGIDA LOYOLA MAZA	22.65	T.A	74	6.00	5.02	0.90					17/08/2001	0.84	4.36	18.29			0.82	UTILIZADO	D				262.80		
78	ASUNCIÓN MAZA LÓPEZ	21.94	T.A	89	4.00	3.72	1.10					17/08/2001	0.80	3.42	18.52			2.21	UTILIZADO	D				438.00		
79	CRISANTO ARUSTICO	21.87	T.A	85	4.00	3.58	1.00					17/08/2001	0.34	3.46	18.41			1.55	UTILIZADO	D				350.40		
80	MANUEL OROYA ROSAS	21.84	T.A	92	4.00	3.56	1.10					17/08/2001	0.90	3.38	18.46			1.44	UTILIZADO	D				438.00		
81	ROMALDA BLAS MATTA	22.54	T.A	80	3.50	3.06	0.96					17/08/2001	0.00	2.96	19.58			1.45	UTILIZADO	D				131.40		
82	ISAAC CORSO MÉNDEZ	21.74	T.A	80	5.00	4.25	1.10					17/08/2001	0.00						UTILIZABLE							
83	JUAN RAMÍREZ CANO	24.16	T.A	79	5.00	4.60	1.10					17/08/2001	0.00	4.30	19.86			1.32	UTILIZADO	D				525.60		
84	VIRGILIO DE LA CRUZ SOTO	22.44	T.A	70	5.00	4.84	1.10					17/08/2001	0.30						UTILIZABLE							
85	ANGÉLICA ZAÑA	18.79	T.A	79	4.00	3.36	1.30					17/08/2001	0.24	3.19	15.60			1.28	UTILIZADO	D				262.80		
86	CECILIA DEL SOLAR RISCO	18.57	T.A	65	4.00	3.80	1.10					17/08/2001	0.60	3.10	15.47			1.17	UTILIZADO	D				219.00		
87	PEDRO VEGA ÁLVAREZ	18.35	T.A	60	3.50	3.17	1.10					17/08/2001	0.38	2.87	15.48			1.18	UTILIZADO	D				262.80		
88	HIPÓLITO AGUIRRE	22.44	T.A	82	3.00	2.67	1.80					17/08/2001	0.00	2.15	20.29			1.12	UTILIZADO	D				438.00		
89	MARGARITA HUACCHA	10.86	T.A	92	3.00	2.85	1.10					20/08/2001	0.30	1.32	9.54			1.92	UTILIZADO	D				219.00		
90	MERCEDES RODRÍGUEZ MENDOZA	10.71	T.A	80	3.00	2.60						20/08/2001	0.00	1.10	9.61			1.73	UTILIZADO	D				87.60		
91	EULALIA MUÑOZ FLORIANO	13.80	T.A	99	2.50	2.30	1.00					20/08/2001	0.10	1.20	12.60			1.03	UTILIZADO	P				29.20		
92	SEGUNDO SOLÓRZANO GÓMEZ	11.55	T.A	99	2.50	2.35	2.00					20/08/2001	0.10	1.30	10.25			0.96	UTILIZADO	D				657.00		
93	EUGENIO VILLANUEVA FERREL	10.25	T.A	80	2.50	2.32	0.95					20/08/2001	0.00	1.12	9.13			0.88	UTILIZADO	D				306.60		
94	ADELA OLIVO DE PURIZAGA	18.87	T.A	70	2.50	2.35	1.80					20/08/2001	0.00	1.30	17.57			0.96	UTILIZADO	D				131.40		
95	CLARA MELGAREJO	12.26	T.A	81	3.00	2.80	1.10					20/08/2001	1.10	2.05	10.21			7.67	UTILIZADO	P				9.90		
96	UBENCIO SANTANDER	10.61	T.A	80	2.50	2.43	0.90					20/08/2001	0.00	1.30	9.31			1.22	UTILIZADO	D				438.00		
97	SECTOR LA CAMPIÑA	8.25	T.A	81	2.50	2.30	1.20					23/08/2001	0.20	0.84	7.41			1.49	UTILIZADO	D				262.80		
98	UNIV. PRIVADA LOS ÁNGELES	7.75	T.A	81	3.00	2.90	1.74					23/08/2001	0.40	1.74	6.01			2.03	UTILIZADO	D				87.60		
99	C.E. ESPECIAL FE Y ALEGRÍA N° 42	7.60	T.A	70	6.00	5.30	1.80				MV	23/08/2001	0.00	2.40	5.20			1.36	UTILIZADO	P				21.00		
100	SIPESA	5.70	T.A	79	9.00	8.20	1.95	DELGROSA	E	30	DELGROSA	CS	04/09/2001	0.20	3.92	1.78	16		6.71	UTILIZADO	I	9	7	12	189,216.00	
101	SIPESA	6.02	T.A	89	4.00	3.10	1.35	PEDROLLO	E	1	PEDROLLO	CS	04/09/2001	0.20	1.65	4.37			5.95	UTILIZADO	D				876.00	
102	EMPRESA PESQUERA ISLAY	1.40	M	85	35.00		1.50	S/M	E	40	HIDROSTAL	S	05/09/2001				18			UTILIZADO	I	24	7	12	567,648.00	
103	PACIFICO SUR	3.35	M	88	25.00	23.67	1.80	DELGROSA	E	5	HIDROSTAL	S	05/09/2001	0.33	0.77	2.58	8			UTILIZADO	I	1	7	12	10,512.00	
104	PACIFICO SUR	3.40	T.A	92	5.00	3.80	1.60	SIEMENS	E	8	HIDROSTAL	CS	05/09/2001	0.80	2.20	1.20	4		14.82	UTILIZADO	I	12	7	12	63,072.00	

T = Tubular

T.A = Tajo Abierto

M = Mixto

E = Eléctrico

D = Diesel

G = Gasoliner

P = Pistón

MV = Molinos de Viento

TV = Turbina Vertical

S = Sumergible

CS = Centrífuga de Succión

D = Doméstico

A = Agrícola

I = Industrial

P = Pecuario

105	PACIFICO SUR	3.20	T.A	92	5.00	4.60	1.60	DELCROSA	E	4	SIEMENS	CS	05/09/2001	0.60	2.20	1.00	6		14.66	UTILIZADO	I	12	7	12	94,608.00
-----	--------------	------	-----	----	------	------	------	----------	---	---	---------	----	------------	------	------	------	---	--	-------	-----------	---	----	---	----	-----------

T = Tubular
T.A = Tajo Abierto
M = Mixto

E = Eléctrico
D = Diesel
G = Gasolero

P = Pistón
MV = Molinos de Viento

TV = Turbina Vertical
S = Sumergible
CS = Centrifuga de Succión

D = Doméstico
A = Agrícola
I = Industrial

P = Pecuario



**MINISTERIO DE AGRICULTURA
INSTITUTO NACIONAL DE RECURSOS NATURALES - INRENA**



CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS, MEDICIONES Y VOLÚMENES DE EXPLOTACIÓN DE POZOS

INRENA

Aguas Subterráneas

DEPARTAMENTO : ANCASH

PROVINCIA : SANTA

CÓDIGO : 02 - 18 - 01

DISTRITO : CHIMBOTE

IRHS	NOMBRE DEL POZO	COTA TERRENO m.s.n.m.	PERFORACIÓN					EQUIPO DE BOMBEO					NIVELES DE AGUA Y CAUDAL					C.E. mmhos/cm + 25 °C	EXPLOTACIÓN								
			Tipo	Año 19...	Prof. Inic. (m)	Prof. Act. (m)	Diámetro (m)	MOTOR			BOMBA		FECHA	P.R. SUELO (m)	N. ESTÁTICO		CAUDAL (l/s)		N. DINÁMICO		ESTADO DEL POZO	USO	RÉGIMEN			VOLUMEN (m³/año)	
								MARCA	TIPO	HP	MARCA	TIPO			PROF (m)	m.s.n.m.			PROF(m)	m.s.n.m			l/d	d/s	m/a		
106	ASOCIACIÓN "SILVIA DÍAZ"	15.43	T.A	86	4.00	3.50	1.30						07/09/2001	0.90	2.00	13.43				1.02	UTILIZABLE						
107	VIVERO FORESTAL	22.30	T	60	25.00	25.00	0.40						12/09/2001	0.00	1.75	20.55				1.16	UTILIZABLE						
108	SIDER PERÚ	21.80	T		30.00	28.25	0.45	S/M	E		HDROSTAL	C.S	12/09/2001	0.20	1.43	20.37	20				UTILIZADO	I	12	7	12	315,360.00	
109	SIDER PERÚ	22.00	T				0.40						12/09/2001	0.80	1.68	20.32					UTILIZABLE						

T = Tubular
T.A = Tajo Abierto
M = Mixto

E = Eléctrico
D = Diesel
G = Gasolero

P = Pistón
MV = Molinos de Viento

TV = Turbina Vertical
S = Sumergible
CS = Centrífuga de Succión

D = Doméstico
A = Agrícola
I = Industrial
P = Pecuario



ANEXO II

EL RESERVORIO ACUÍFERO SUBTERRÁNEO

**Cuadros de la Red Piezométrica – Valle
Lacramarca**

**Cuadros de Variación de la Red Piezométrica –
Valle Lacramarca**

**RED
PIEZOMÉTRICA
VALLE LACRAMARCA**

**RED PIEZOMÉTRICA
VALLE LACRAMARCA**

DISTRITO : NUEVO CHIMBOTE

CÓDIGO : 02 - 18 - 09

IRHS	PROPIETARIO	SECTOR	COTA TERRENO m.s.n.m	NIVEL ESTÁTICO (m)	COTA NIVEL DE AGUA m.s.n.m
01	MORÁN VASQUEZ	TANGAY BAJO	13.54	1.60	11.94
05	AGUSTÍN ROSAS CUYCUSH	EL RAMI	15.87	1.82	14.05
07	PEDRO VIDAL BENITES	SAN DIONICIO	35.03	1.90	33.13
10	SIPESA	SAN LUIS	27.55	20.21	7.34
11	UNIV. NACIONAL DEL SANTA	CAMPAMENTO ATAHUALPA	15.90	1.50	14.40
13	CIA MINERA "CONCHITA B"	CAMPAMENTO ATAHUALPA	6.20	1.68	4.52
15	ASOC. CAMPAMENTO	CAMPAMENTO ATAHUALPA	12.50	3.45	9.05
16	SEGUNDO RODRIGUEZ	CAMPAMENTO ATAHUALPA	17.50	7.06	10.44
20	PERCY CHUYER	CAMPAMENTO ATAHUALPA	15.20	2.50	12.70
21	HOSPITAL REGIONAL	LOS ALAMOS	24.87	3.66	21.21
39	EVARISTO LÓPEZ	LOS ALAMOS	13.50	1.45	12.05
40	BERNABE PÉREZ JULCA	LOS ALAMOS	14.20	2.95	11.25

RED PIEZOMÉTRICA VALLE LACRAMARCA

DISTRITO : CHIMBOTE

CÓDIGO : 02 - 18 - 01

IRHS	PROPIETARIO	SECTOR	COTA TERRENO m.s.n.m	NIVEL ESTÁTICO (m)	COTA NIVEL DE AGUA m.s.n.m
01	CIA PESQUERA SAN FRANCISCO	CHIMBOTE	4.76	1.90	2.86
06	MANUEL RODRÍGUEZ ALAYO	SAN JOSÉ	44.35	4.28	40.07
10	JOSÉ MANRIQUE LECCA	SAN JOSÉ	44.16	1.76	42.40
12	PAULA ASCATE PACHECO	SAN JOSÉ	37.48	3.40	34.08
14	CARLOS SALINAS BOCANEGRA	SANTA CLEMENCIA	35.16	0.97	34.19
15	ROMÁN REYES	SAN JOSÉ	33.91	3.95	29.96
19	SILVERIO QUESADA	SAN JOSÉ	49.57	4.95	44.62
20	NICOLÁS PASCUAL CHUQUE	CAMBIO PUENTE	74.24	0.96	73.28
21	AGUA POT. CAMBIO PUENTE	CAMBIO PUENTE	85.09	3.19	81.90
26	JUAN CHUGNAS HUAMÁN	CASCAJAL	135.43	2.38	133.05
32	ANTONIO MEZA	CASCAJAL	125.51	3.56	121.95
33	LAUREANO DOMÍNGUEZ	CASCAJAL	128.16	2.99	125.17
38	JOSÉ JUÁREZ	CASCAJAL	125.81	2.55	123.26
42	MASSER GASES S.A	CHIMBOTE	14.26	3.60	10.66
44	SEDA CHIMBOTE	EL CARMEN	19.37	4.48	14.89
46	SEDA CHIMBOTE	EL PORVENIR	17.90	3.20	14.70
48	SEDA CHIMBOTE	EL CARMEN	13.74	4.80	8.94
52	SEDA CHIMBOTE	SANTO DOMINGO	17.63	3.95	13.68
53	SEDA CHIMBOTE	SANTO DOMINGO	18.06	3.20	14.86
59	SEDA CHIMBOTE	CÉSAR VALLEJO	18.98	6.35	12.63
61	GASPAR BONO ROMERO	LA CAMPIÑA	22.00	4.17	17.83
67	FAMILIA CASTILLO	LA CAMPIÑA	26.83	2.57	24.26
70	CARMEN TULA LEZAMA	SAN JOSÉ	24.50	3.90	20.60
73	EMILIA SÁENZ LÓPEZ	SAN JOSÉ	25.28	4.20	21.08
77	BRÍGIDA LOYOLA MAZA	SANTA CLEMENCIA	22.65	4.36	18.29
81	ROMALDA BLASS MATTA	SANTA CLEMENCIA	22.54	2.96	19.58
93	EUGENIO VILLANUEVA FERROL	MONTE CHIMBOTE	10.25	1.12	9.13
96	UBENCIO SANTANDER	MONTE CHIMBOTE	10.61	1.30	9.31
99	C.E. ESPECIAL FÉ Y ALEGRÍA N° 42	CHIMBOTE	7.60	2.40	5.20
100	SIPESA	CHIMBOTE	5.70	3.92	1.78
101	SIPESA	CHIMBOTE	6.02	1.65	4.37
104	PACÍFICO SUR	CHIMBOTE	3.40	2.20	1.20
106	ASOCIACIÓN SILVIA DÍAZ	MONTE CHIMBOTE	15.43	2.00	13.43
107	VIVERO FORESTAL	CHIMBOTE	22.30	1.75	20.55

**VARIACIONES
DE LA
RED PIEZOMÉTRICA
VALLE LACRAMARCA**

VARIACIÓN DE LOS NIVELES ESTÁTICOS DE LA RED PIEZOMÉTRICA
VALLE LACRAMARCA

DISTRITO : CHIMBOTE

CÓDIGO : 02 - 18 - 01


IRHS	PROPIETARIO	SECTOR	COTA DE TERRENO	NIVELES ESTÁTICOS		VARIACIÓN
				JUL - AGOS - 01	NOVIEM - 01	
01	CIA PESQUERA SAN FRANCISCO	CHIMBOTE	4.76	1.90	2.10	0.30
06	MANUEL RODRÍGUEZ ALAYO	SAN JOSÉ	44.35	4.28	4.52	-0.43
10	JOSÉ MANRIQUE LECCA	SAN JOSÉ	44.16	1.76	1.85	-0.81
12	PAULA ASCATE PACHECO	SAN JOSÉ	37.48	3.40	3.50	-0.54
14	CARLOS SALINAS BOCANEGRA	SANTA CLEMENCIA	35.16	0.97	0.83	-0.36
15	ROMÁN REYES	SAN JOSÉ	33.91	3.95	2.91	-0.51
19	SILVERIO QUESADA	SAN JOSÉ	49.57	4.95	4.10	-0.86
20	NICOLÁS PASCUAL CHUQUE	CAMBIO PUENTE	74.24	0.96	0.92	-0.11
21	AGUA POT. CAMBIO PUENTE	CAMBIO PUENTE	85.09	3.19	3.25	0.60
26	JUAN CHUGNAS HUAMÁN	CASCAJAL	135.43	2.38	2.11	-0.10
32	ANTONIO MEZA	CASCAJAL	125.51	3.56	3.23	-0.22
33	LAUREANO DOMÍNGUEZ	CASCAJAL	128.16	2.99	2.72	0.61
38	JOSÉ JUÁREZ	CASCAJAL	125.81	2.55	2.33	-0.92
42	MASSER GASES S.A	CHIMBOTE	14.26	3.60	3.48	1.22
44	SEDA CHIMBOTE	EL CARMEN	19.37	4.48	4.52	0.80
46	SEDA CHIMBOTE	EL PORVENIR	17.90	3.20	3.32	0.40
48	SEDA CHIMBOTE	EL CARMEN	13.74	4.80	4.93	0.40
52	SEDA CHIMBOTE	SANTO DOMINGO	17.63	3.95	3.92	0.32
59	SEDA CHIMBOTE	CÉSAR VALLEJO	18.98	6.35	6.22	0.57
61	GASPAR BONO ROMERO	LA CAMPIÑA	22.00	4.17	4.82	0.04
67	FAMILIA CASTILLO	LA CAMPIÑA	26.83	2.57	3.65	-0.34
70	CARMEN TULA LEZAMA	SAN JOSÉ	24.50	3.90	4.00	-0.44
73	EMILIA SÁENZ LÓPEZ	SAN JOSÉ	25.28	4.20	4.40	-0.27
77	BRÍGIDA LOYOLA MAZA	SANTA CLEMENCIA	22.65	4.36	4.76	-0.15
81	ROMALDA BLASS MATTA	SANTA CLEMENCIA	22.54	2.96	3.10	-0.32
87	PEDRO VEGA ALVAREZ	SANTA CLEMENCIA	18.35			0.42
93	EUGENIO VILLANUEVA FERROL	MONTE CHIMBOTE	10.25	1.12	1.00	-0.14
96	UBENCIO SANTANDER	MONTE CHIMBOTE	10.61	1.30	1.00	0.26
99	C.E. ESPECIAL FÉ Y ALEGRÍA N° 42	CHIMBOTE	7.60	2.40	2.50	0.06
100	SIPESA	CHIMBOTE	5.70	3.92	4.02	-0.28
101	SIPESA	CHIMBOTE	6.02	1.65	1.82	0.17
104	PACÍFICO SUR	CHIMBOTE	3.40	2.20	2.26	0.42
106	ASOCIACIÓN SILVIA DÍAZ	MONTE CHIMBOTE	15.43	2.00	1.00	1.07
107	VIVERO FORESTAL	CHIMBOTE	22.30	1.75	1.94	0.10

VARIACIÓN DE LOS NIVELES ESTÁTICOS DE LA RED PIEZOMÉTRICA
VALLE LACRAMARCA

DISTRITO : NUEVO CHIMBOTE

CÓDIGO : 02 - 18 - 09

IRHS	PROPIETARIO	SECTOR	COTA DE TERRENO	NIVELES ESTÁTICOS		VARIACIÓN
				JUL - AGOS - 01	NOVIEM - 01	
01	MORÁN VÁSQUEZ	TANGAY BAJO	13.54	1.60	1.56	0.27
05	AGUSTÍN ROSAS CUYCUSH	TANGAY BAJO	15.87	1.82	1.87	0.09
06	PEDRO VIDAL BENITEZ	TANGAY BAJO	37.92			0.20
10	SIPESA	SAN LUIS	27.55	20.21	20.30	2.70
11	UNIV. NACIONAL DE SANTA	CAMPAMENTO ATAHUALPA	15.90	1.50	1.75	0.25
13	CIA MINERA "CONCHITA B"	CAMPAMENTO ATAHUALPA	6.20	1.68	1.84	-0.02
15	ASOC. CAMPAMENTO	CAMPAMENTO ATAHUALPA	12.50	3.45	3.58	0.03
16	SEGUNDO RODRÍGUEZ	CAMPAMENTO ATAHUALPA	17.50	7.06	6.45	-0.28
20	PERCY CHUYER	CAMPAMENTO ATAHUALPA	15.20	2.50	2.60	0.09
39	EVARISTO LÓPEZ	LOS ALAMOS	13.50	1.45	2.05	0.92
40	BERNABE PÉREZ JULCA	LOS ALAMOS	14.20	2.95	2.23	0.22
45	PABLO CARRERO JAYO	LOS ALAMOS	25.24			0.21

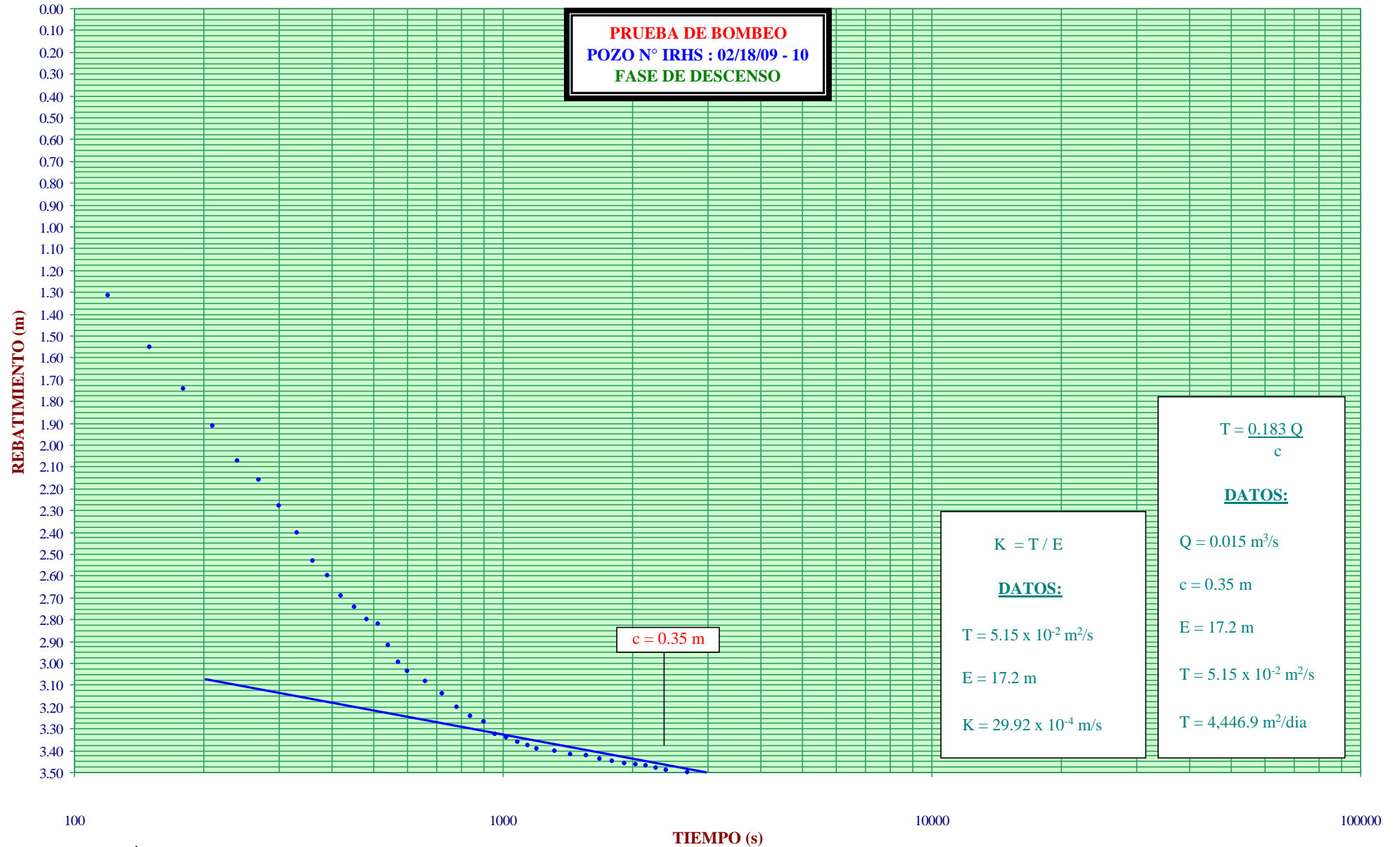
A photograph showing a man in a dark jacket and white pants operating a large industrial pump in a concrete structure. The pump is yellow and green, and the man is holding a yellow hose. The background shows a concrete wall and a window.

ANEXO III HIDRÁULICA SUBTERRÁNEA

**Gráficos de las Pruebas de Bombeo – Valle
Lacramarca**

GRÁFICO N° 01
DISTRITO : NUEVO CHIMBOTE

PRUEBA DE BOMBEO
POZO N° IRHS : 02/18/09 - 10
FASE DE DESCENSO



100

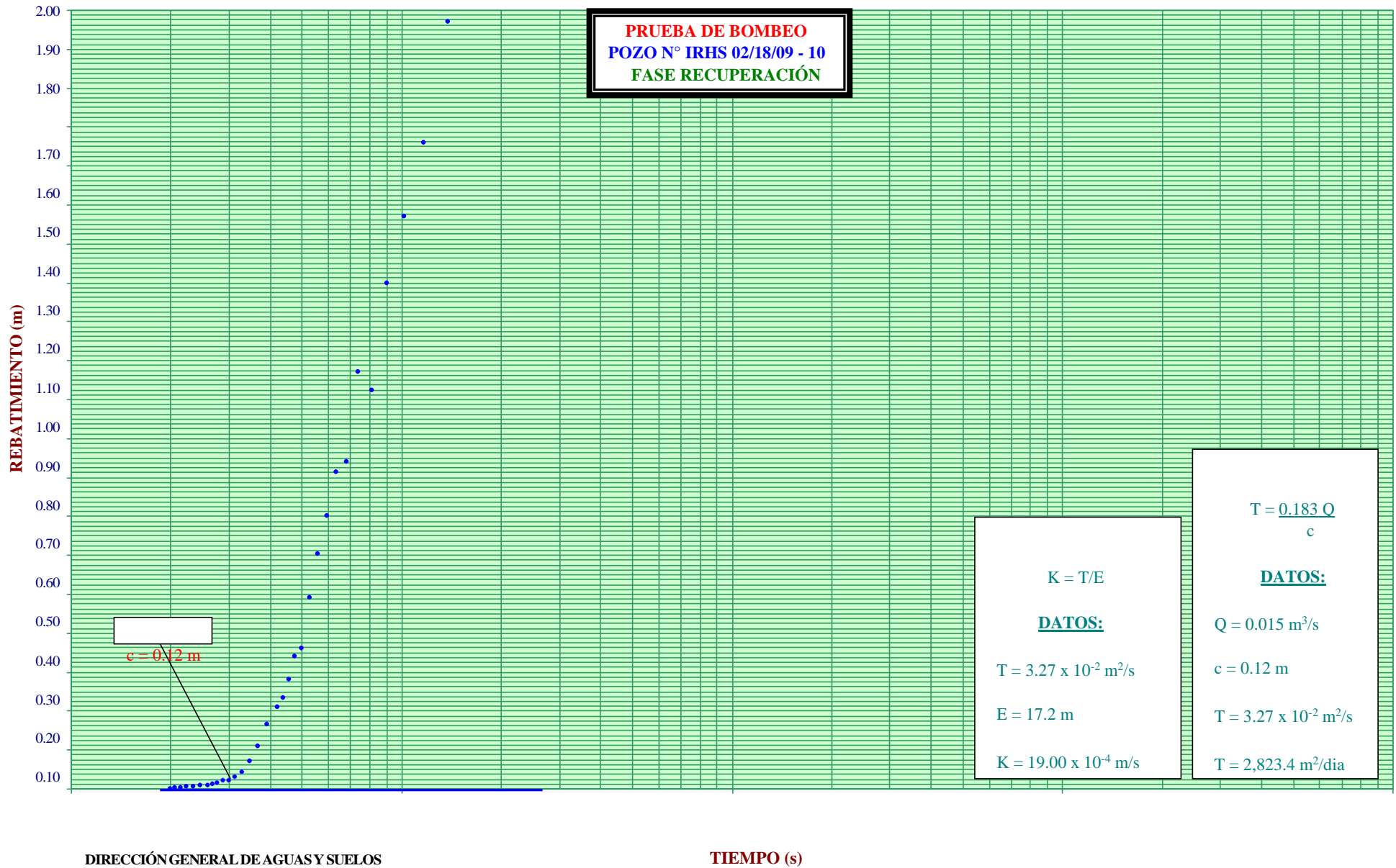
1000

10000

100000

GRÁFICO N° 02
DISTRITO : NUEVO CHIMBOTE

PRUEBA DE BOMBEO
POZO N° IRHS 02/18/09 - 10
FASE RECUPERACIÓN



0.00

1

10

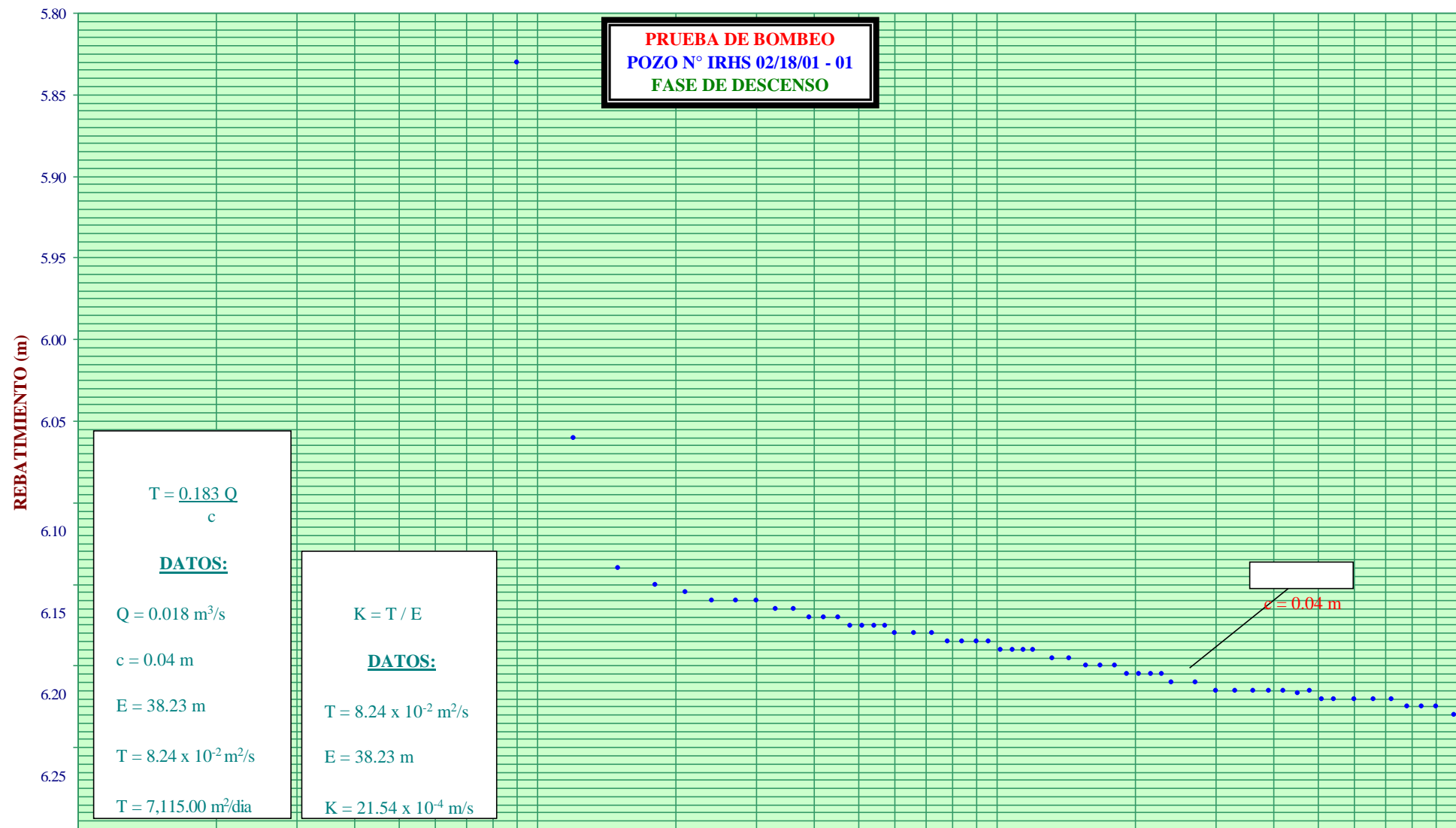
100

1000

10000

GRÁFICO N° 03
DISTRITO : CHIMBOTE

PRUEBA DE BOMBEO
POZO N° IRHS 02/18/01 - 01
FASE DE DESCENSO



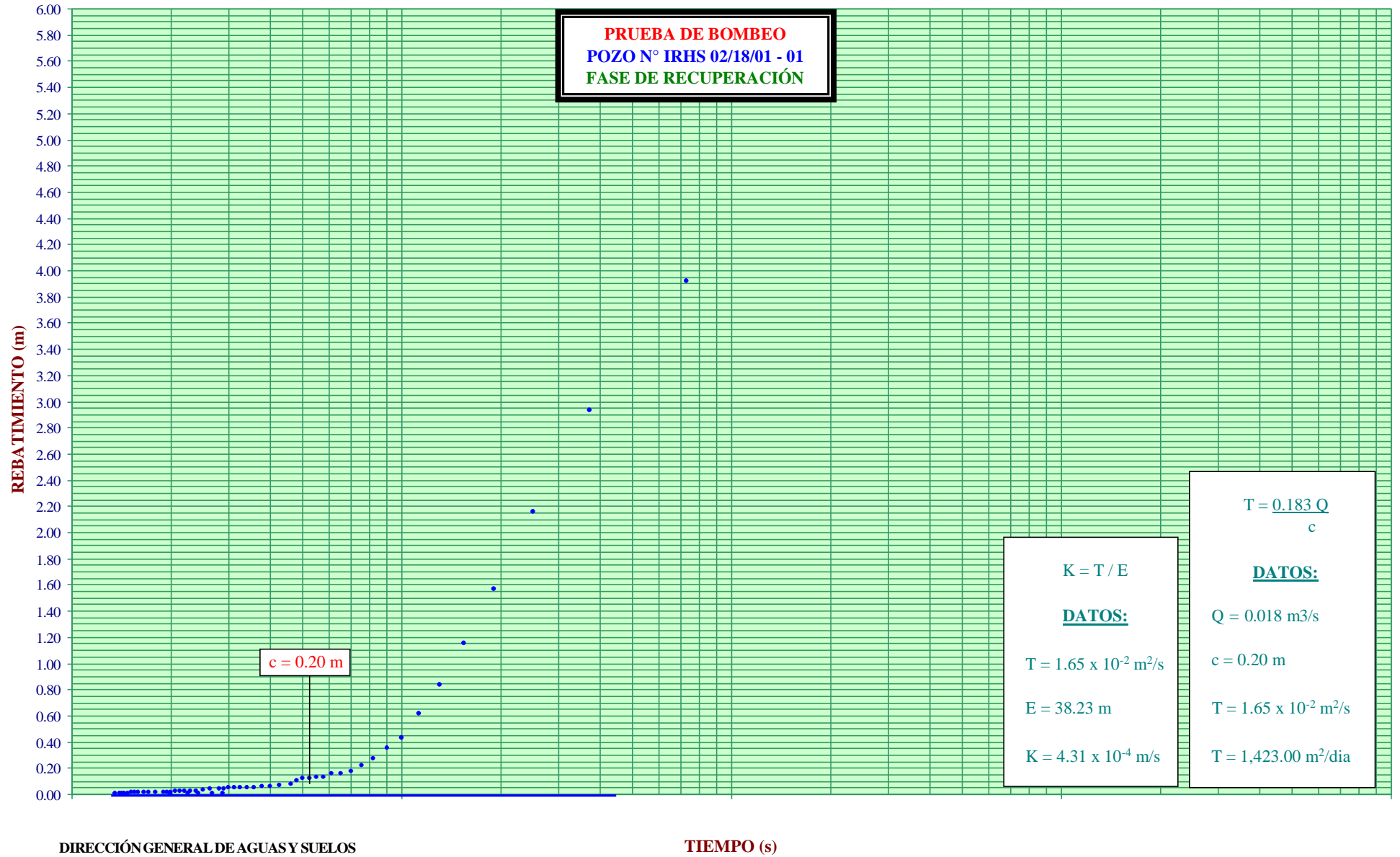
6.30
10

100

1000

10000

GRÁFICO N° 04
DISTRITO : CHIMBOTE



1

10

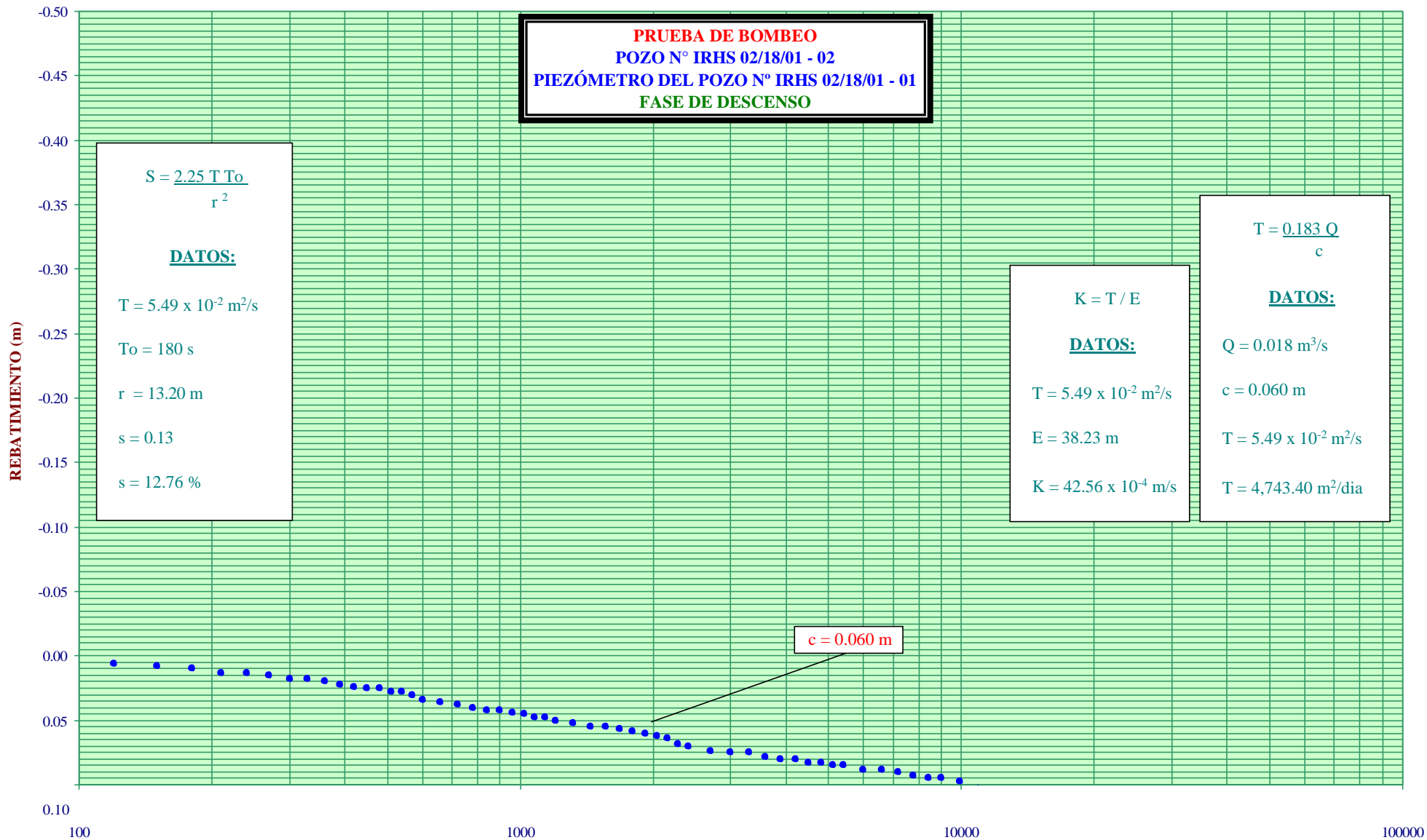
100

1000

10000

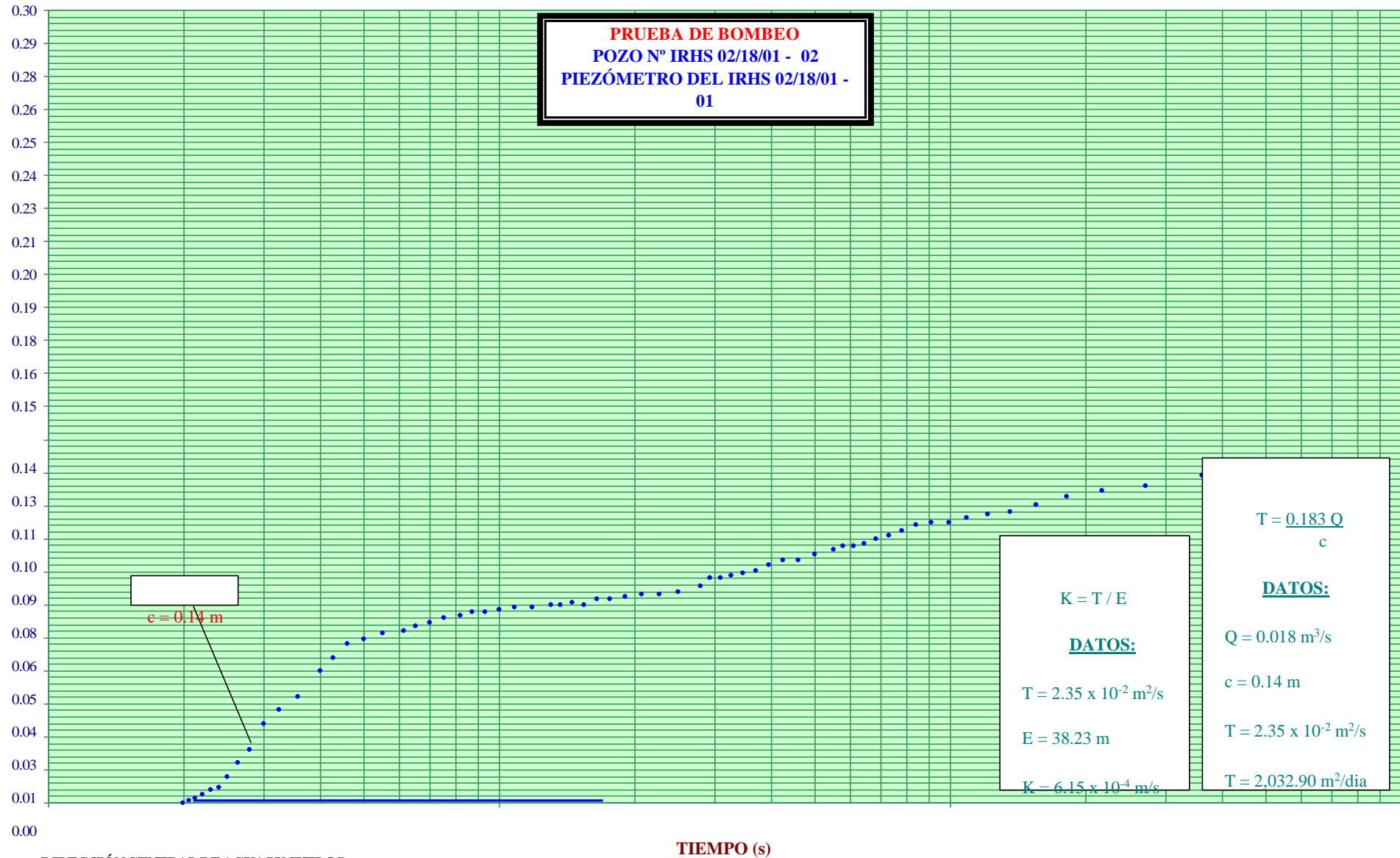
GRÁFICO N° 05
DISTRITO : CHIMBOTE

PRUEBA DE BOMBEO
POZO N° IRHS 02/18/01 - 02
PIEZÓMETRO DEL POZO N° IRHS 02/18/01 - 01
FASE DE DESCENSO



TIEMPO (s)

GRÁFICO N° 06
DISTRITO : CHIMBOTE



1

10

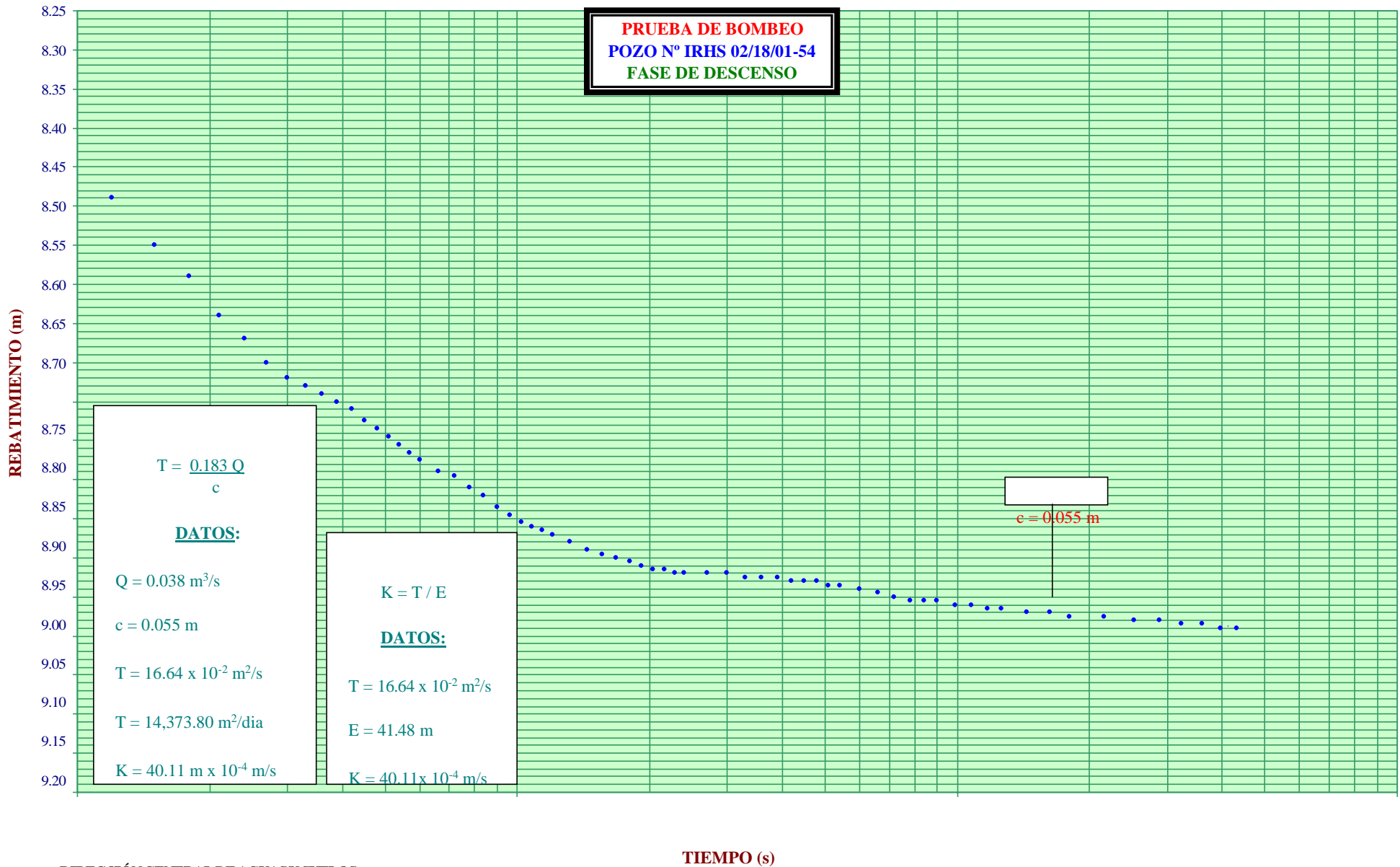
100

1000

REBATIMIENTO (m)

GRÁFICO N° 07
 DISTRITO : CHIMBOTE

PRUEBA DE BOMBEO
 POZO N° IRHS 02/18/01-54
 FASE DE DESCENSO



9.25
100

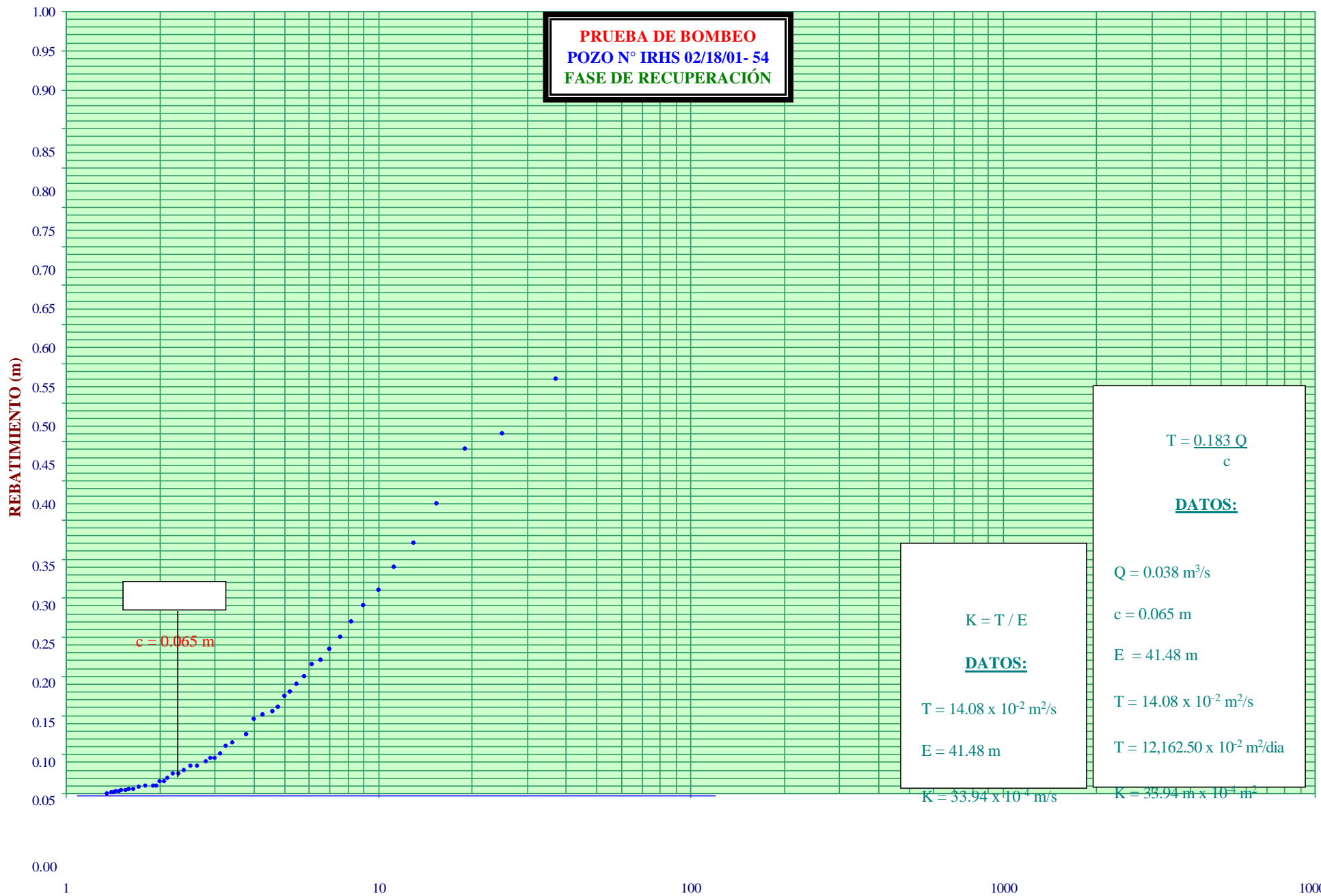
1000

10000

100000

GRÁFICO N° 08
DISTRITO : CHIMBOTE

PRUEBA DE BOMBEO
POZO N° IRHS 02/18/01- 54
FASE DE RECUPERACIÓN



$c = 0.065 \text{ m}$

$K = T / E$

DATOS:

$T = 14.08 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$

$E = 41.48 \text{ m}$

$K = 33.94 \times 10^{-4} \text{ m/s}$

$T = \frac{0.183 Q}{c}$

DATOS:

$Q = 0.038 \text{ m}^3/\text{s}$

$c = 0.065 \text{ m}$

$E = 41.48 \text{ m}$

$T = 14.08 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$

$T = 12,162.50 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{día}$

$K = 33.94 \text{ m} \times 10^{-4} \text{ m}^2$

DIRECCIÓN GENERAL DE AGUAS Y SUELOS

TIEMPO (s)



ANEXO IV HIDROGEOQUÍMICA

**Cuadros de la Red Hidrogeoquímica – Valle
Lacramarca**

**Cuadros de Variaciones de la Red
Hidrogeoquímica – Valle Lacramarca**

**Cuadros de Resultados de los Análisis Físico-
Químicos – Valle Lacramarca**

Gráficos de Agua

Diagramas de Potabilidad

***Diagramas de Análisis de
Agua***

***Diagramas de Clasificación de Agua para
Riego***

**RED
HIDROGEOQUÍMICA
VALLE LACRAMARCA**

**RED HIDROGEOQUÍMICA
VALLE LACRAMARCA**

DISTRITO : NUEVO CHIMBOTE

CÓDIGO : 02 - 18 - 09

IRHS	PROPIETARIO	SECTOR	C.E mmhos/cm	pH	STD ppm
01	MORÁN VÁSQUEZ	TANGAY BAJO	0.73	6.7	628
06	PEDRO VIDAL BENÍTEZ	TANGAY BAJO	0.56	6.8	476
10	SIPESA	SAN LUIS	2.14	6.4	1,836
11	UNIVERSIDAD NACIONAL DE SANTA	CAMPAMENTO ATAHUALPA	2.77	6.8	1,884
13	CIA MINERA "CONCHITA B"	CAMPAMENTO ATAHUALPA	4.30	6.7	2,924
15	ASOC. CAMPAMENTO	CAMPAMENTO ATAHUALPA	3.27	6.1	2,246
16	SEGUNDO RODRÍGUEZ	CAMPAMENTO ATAHUALPA	4.25	6.5	2,890
21	H.R. ELEAZAR GUZMÁN BARRÓN	LOS ÁLAMOS	0.73	6.8	638
39	EVARISTO LÓPEZ	LOS ÁLAMOS	1.43	6.8	1,247
40	BERNABÉ PÉREZ JULCA	LOS ÁLAMOS	0.52	6.8	448

**RED HIDROGEOQUÍMICA
VALLE LACRAMARCA**

DISTRITO : CHIMBOTE

CÓDIGO : 02 - 18 - 01

IRHS	PROPIETARIO	SECTOR	C.E mmhos/cm	pH	STD ppm
01	CIA PESQUERA SAN FRANCISCO	CHIMBOTE	2.98	6.7	2,612
04	LUIS DOMÍNGUEZ CUEVA	SAN ISIDRO	0.62	6.2	558
06	MANUEL RODRÍGUEZ ALAYO	SAN JOSÉ	0.62	6.5	495
10	JOSÉ MANRIQUE LECCA	SAN JOSÉ	0.82	6.5	702
11	RUFINO MORENO	SAN JOSÉ	1.07	7.5	1,312
16	IGLESIA EVANGÉLICA	SAN JOSÉ	0.90	7.3	776
19	SILVERIO QUESADA	SAN JOSÉ	0.45	6.7	366
20	NICOLÁS PASCUAL CHUQUE	CAMBIO PUENTE	0.63	6.3	488
22	ESPERANZA BAZÁN	LA MORA	0.87	6.5	751
25	POZO COMUNAL CASCAJAL BAJO	CASCAJAL	0.57	6.5	466
32	ANTONIO MEZA	CASCAJAL	0.73	6.4	609
38	JOSÉ JUÁREZ	CASCAJAL	0.61	6.5	489
39	VIVERO FORESTAL	CHIMBOTE	0.74	6.7	626
40	CONSERVERA EL PILAR S.A	CHIMBOTE	1.67	6.9	1,398
42	MESSER GASES S.A	CHIMBOTE	2.01	6.6	1,816
43	COORP. ACTUAL SIDER PERÚ	CHIMBOTE	0.77	6.6	662
44	SEDA CHIMBOTE	EL CARMEN	1.05	7.1	921
46	SEDA CHIMBOTE	EL PORVENIR	0.89	6.1	763
51	SEDA CHIMBOTE	SANTO DOMINGO	0.89	5.9	767
60	JOSÉ GÁLVEZ	LA CAMPIÑA	0.49	7.0	432
67	FAMILIA CASTILLO	LA CAMPIÑA	0.70	6.4	602
68	ANDRÉS BERMÚDEZ	SAN JOSÉ	0.74	7.1	560
76	ANDRÉS SÁNCHEZ AGUILAR	SAN JOSÉ	0.88	6.5	758
80	MANUEL ORAYA ROSAS	SANTA CLEMENCIA	1.06	6.6	910
88	HIPÓLITO AGUIRRE	LA CAMPIÑA	0.84	7.0	721
93	EUGENIO VILLANUEVA FERROL	MONTE CHIMBOTE	0.83	7.0	724
96	UBENCIO SANTANDER	MONTE CHIMBOTE	1.00	6.4	847
99	C.E. ESPECIAL FÉ Y ALEGRÍA N° 42	CHIMBOTE	0.79	7.3	685
101	SIPESA	CHIMBOTE	1.95	6.3	2,920
102	EMPRESA PESQUERA ISLAY	CHIMBOTE	1.15	6.9	1,012
103	PACÍFICO SUR	CHIMBOTE	2.41	6.7	2,048
106	ASOCIACIÓN SILVIA DÍAZ	MONTE CHIMBOTE	1.02	6.8	711

**VARIACIONES
DE LA
RED HIDROGEOQUÍMICA
VALLE LACRAMARCA**

**VARIACIÓN DE LA CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA
VALLE LACRAMARCA**

DISTRITO : NUEVO CHIMBOTE

CÓDIGO : 02 - 18 - 09

IRHS	PROPIETARIO	SECTOR	C.E (mmhos/cm)		VARIACIÓN
			AGOS - SET - 01	NOVIEM - 01	
01	MORÁN VÁSQUEZ	TANGAY BAJO	0.73	1.12	-0.39
06	PEDRO VIDAL BENÍTEZ	TANGAY BAJO	0.56	0.97	-0.41
10	SIPESA	SAN LUIS	2.14	3.87	-1.73
11	UNIV. NACIONAL DEL SANTA	CAMPAMENTO ATAHUALPA	2.77	3.43	-0.66
13	CIA MINERA "CONCHITA B"	CAMPAMENTO ATAHUALPA	4.30	6.50	-2.20
15	ASOC. CAMPAMENTO	CAMPAMENTO ATAHUALPA	3.27	4.31	-1.04
16	SEGUNDO RODRÍGUEZ	CAMPAMENTO ATAHUALPA	4.25	6.38	-2.13
21	HOSPITAL REGIONAL	LOS ALAMOS	0.73	1.31	-0.58
39	EVARISTO LÓPEZ	LOS ALAMOS	1.43	2.19	-0.76
40	BERNABÉ PÉREZ JULCA	LOS ALAMOS	0.52	0.48	0.04

**VARIACIÓN DE LA CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA
VALLE LACRAMARCA**

DISTRITO : CHIMBOTE

CÓDIGO : 02 - 18 - 01

IRHS	PROPIETARIO	SECTOR	C.E (mmhos/cm)		VARIACIÓN
			AGOS - SET - 01	NOVIEM - 01	
01	CIA PESQUERA SAN FRANCISCO	CHIMBOTE	2.98	3.28	-0.30
04	LUIS DOMÍNGUEZ CUEVA	SAN ISIDRO	0.62	1.02	-0.40
06	MANUEL RODRÍGUEZ ALAYO	SAN JOSÉ	0.62	0.95	-0.33
10	JOSÉ MANRIQUE LECCA	SAN JOSÉ	0.82	1.05	-0.23
11	RUFINO MORENO	SAN JOSÉ	1.07	1.74	-0.67
16	IGLESIA EVANGÉLICA	SAN JOSÉ	0.90	1.31	-0.41
19	SILVERIO QUESADA	SAN JOSÉ	0.45	0.64	-0.19
20	NICOLÁS PASCUAL CHUQUE	CAMBIO PUENTE	0.63	0.74	-0.11
22	ESPERANZA BAZÁN	LA MORA	0.87	0.98	-0.11
25	POZO COMUNAL CASCAJAL BAJO	CASCAJAL	0.57	0.88	-0.31
32	ANTONIO MEZA	CASCAJAL	0.73	1.12	-0.39
38	JOSÉ JUÁREZ	CASCAJAL	0.61	0.82	-0.21
39	VIVERO FORESTAL	CHIMBOTE	0.74	1.15	-0.41
40	CONSERVERA EL PILAR S.A	CHIMBOTE	1.67	2.77	-1.10
42	MESSER GASES S.A	CHIMBOTE	2.01	3.16	-1.15
43	COORP. ACTUAL SIDER PERÚ	CHIMBOTE	0.77	1.21	-0.44
44	SEDA CHIMBOTE	EL CARMEN	1.05	2.08	-1.03
46	SEDA CHIMBOTE	EL PORVENIR	0.89	1.29	-0.40
51	SEDA CHIMBOTE	SANTO DOMINGO	0.89	1.37	-0.48
60	JOSÉ GÁLVEZ	LA CAMPIÑA	0.49	0.81	-0.32
67	FAMILIA CASTILLO	LA CAMPIÑA	0.70	1.05	-0.35
68	ANDRÉS BERMÚDEZ	SAN JOSÉ	0.74	1.18	-0.44
76	ANDRÉS SÁNCHEZ AGUILAR	SAN JOSÉ	0.88	1.23	-0.35
80	MANUEL ORAYA ROSAS	SANTA CLEMENCIA	1.06	2.02	-0.96
88	HIPÓLITO AGUIRRE	LA CAMPIÑA	0.84	1.26	-0.42
93	EUGENIO VILLANUEVA FERROL	MONTE CHIMBOTE	0.83	1.25	-0.42
96	UBENCIO SANTANDER	MONTE CHIMBOTE	1.00	1.28	-0.28
99	C.E. ESPECIAL FÉ Y ALEGRÍA N° 42	CHIMBOTE	0.79	1.38	-0.59
101	SIPESA	CHIMBOTE	1.95	2.88	-0.93
102	EMPRESA PESQUERA ISLAY	CHIMBOTE	1.15	2.46	-1.31
103	PACÍFICO SUR	CHIMBOTE	2.41	4.88	-2.47
106	ASOCIACIÓN SILVIA DÍAZ	MONTE CHIMBOTE	1.02	1.37	-0.35

**VARIACIÓN DEL pH
VALLE LACRAMARCA**

DISTRITO : NUEVO CHIMBOTE

CÓDIGO : 02 - 18 - 09

IRHS	PROPIETARIO	SECTOR	pH		VARIACIÓN
			AGOS - SET - 01	NOVIEM - 99	
01	MORÁN VÁSQUEZ	TANGAY BAJO	6.7	6.5	0.2
06	PEDRO VIDAL BENÍTEZ	TANGAY BAJO	6.8	7.1	-0.3
10	SIPESA	SAN LUIS	6.4	6.9	-0.5
11	UNIV. NACIONAL DE SANTA	CAMPAMENTO ATAHUALPA	6.8	7.1	-0.3
13	CIA MINERA "CONCHITA B"	CAMPAMENTO ATAHUALPA	6.7	6.6	0.1
15	ASOC. CAMPAMENTO	CAMPAMENTO ATAHUALPA	6.1	7.0	-0.9
16	SEGUNDO RODRÍGUEZ	CAMPAMENTO ATAHUALPA	6.5	7.3	-0.8
21	HOSPITAL REGIONAL	LOS ALAMOS	6.8	6.8	0.0
39	EVARISTO LÓPEZ	LOS ALAMOS	6.8	7.1	-0.3
40	BERNABÉ PÉREZ JULCA	LOS ALAMOS	6.8	7.2	-0.4

VARIACIÓN DEL pH VALLE LACRAMARCA

DISTRITO : CHIMBOTE

CÓDIGO : 02 - 18 - 01

IRHS	PROPIETARIO	SECTOR	pH		VARIACIÓN
			AGOS - SET - 01	NOVIEM - 99	
01	CIA PESQUERA SAN FRANCISCO	CHIMBOTE	6.7	7.2	-0.5
04	LUIS DOMÍNGUEZ CUEVA	SAN ISIDRO	6.2	6.5	-0.3
06	MANUEL RODRÍGUEZ ALAYO	SAN JOSÉ	6.5	7.1	-0.6
10	JOSÉ MANRIQUE LECCA	SAN JOSÉ	6.5	6.8	-0.3
11	RUFINO MORENO	SAN JOSÉ	7.5	7.5	0.0
16	IGLESIA EVANGÉLICA	SAN JOSÉ	7.3	7.1	0.2
19	SILVERIO QUESADA	SAN JOSÉ	6.7	6.9	-0.2
20	NICOLÁS PASCUAL CHUQUE	CAMBIO PUENTE	6.3	6.5	-0.2
22	ESPERANZA BAZÁN	LA MORA	6.5	7.0	-0.5
25	POZO COMUNAL CASCAJAL BAJO	CASCAJAL	6.5	6.8	-0.3
32	ANTONIO MEZA	CASCAJAL	6.4	6.8	-0.4
38	JOSÉ JUÁREZ	CASCAJAL	6.5	7.4	-0.9
39	VIVERO FORESTAL	CHIMBOTE	6.7	7.1	-0.4
40	CONSERVERA EL PILAR S.A	CHIMBOTE	6.9	6.8	0.0
42	MESSER GASES S.A	CHIMBOTE	6.6	6.5	0.1
43	COORP. ACTUAL SIDER PERÚ	CHIMBOTE	6.6	7.6	-1.0
44	SEDA CHIMBOTE	EL CARMEN	7.1	7.9	-0.8
46	SEDA CHIMBOTE	EL PORVENIR	6.1	6.5	-0.4
51	SEDA CHIMBOTE	SANTO DOMINGO	5.9	6.5	-0.6
60	JOSÉ GÁLVEZ	LA CAMPIÑA	7.0	7.1	-0.1
67	FAMILIA CASTILLO	LA CAMPIÑA	6.4	7.2	-0.8
68	ANDRÉS BERMÚDEZ	SAN JOSÉ	7.1	7.4	-0.3
76	ANDRÉS SÁNCHEZ AGUILAR	SAN JOSÉ	6.5	7.3	-0.8
80	MANUEL ORAYA ROSAS	SANTA CLEMENCIA	6.6	7.1	-0.5
88	HIPÓLITO AGUIRRE	LA CAMPIÑA	7.0	7.3	-0.3
93	EUGENIO VILLANUEVA FERROL	MONTE CHIMBOTE	7.0	7.1	-0.1
96	UBENCIO SANTANDER	MONTE CHIMBOTE	6.4	6.5	-0.1
99	C.E. ESPECIAL FÉ Y ALEGRÍA N° 42	CHIMBOTE	7.3	7.2	0.0
101	SIPESA	CHIMBOTE	6.3	6.8	-0.5
102	EMPRESA PESQUERA ISLAY	CHIMBOTE	6.9	7.1	-0.2
103	PACÍFICO SUR	CHIMBOTE	6.7	6.5	0.2
106	ASOCIACIÓN SILVIA DÍAZ	MONTE CHIMBOTE	6.8	6.6	0.2

**RESULTADOS
DE LOS
ANÁLISIS FÍSICO-QUÍMICOS
VALLE LACRAMARCA**



**MINISTERIO DE AGRICULTURA
INSTITUTO NACIONAL DE RECURSOS NATURALES**



RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS FÍSICO - QUÍMICOS DE LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS - VALLE LACRAMARCA

DISTRITO : CHIMBOTE

N° IRHS 02/18/01	CE 25 °C mmhos/cm	dH °F	pH	CATIONES				ANIONES					STD ppm	RAS	CLASIFICACIÓN HIDROGEOQUÍMICA	CLASIFICACIÓN PARA RIEGO
				Ca mg/l	Mg mg/l	Na mg/l	K mg/l	CO ₃ mg/l	HCO ₃ mg/l	SO ₄ mg/l	Cl mg/l	B mg/l				
01	2.98	149.07	6.72	411.32	112.66	562.73	75.85	0.00	265.09	538.41	881.50	0.132	2612.00	34.77	CLORURADA SÓDICA	
04	0.62	31.61	6.22	75.47	31.01	112.24	8.07	0.00	192.32	346.18	294.42	0.012	558.00	15.40	SULFATADA SÓDICA	C ₂ -S ₃
06	0.62	31.46	6.45	75.32	30.75	109.77	7.88	0.00	210.52	352.33	293.01	0.014	495.00	15.07	SULFATADA SÓDICA	C ₂ -S ₃
10	0.82	39.41	6.53	104.32	32.47	131.89	16.11	0.00	281.99	322.33	641.28	0.013	702.00	15.95	CLORURADA SÓDICA	C ₃ -S ₃
16	0.90	39.29	7.29	97.42	36.36	172.28	12.47	0.00	327.47	398.98	490.71	0.025	776.00	21.06	CLORURADA SÓDICA	C ₃ -S ₄
19	0.45	23.89	6.68	60.49	21.35	93.87	6.09	0.00	230.01	318.48	198.76	0.012	366.00	14.67	SULFATADA SÓDICA	C ₂ -S ₃
20	0.63	31.42	6.28	75.66	30.44	112.41	7.83	0.00	200.12	356.31	297.26	0.018	488.00	15.43	SULFATADA SÓDICA	C ₂ -S ₃
22	0.87	38.90	6.53	103.38	31.81	144.39	19.75	0.00	401.54	344.81	301.16	0.024	751.00	17.56	BICARBONATADA SÓDICA	C ₃ -S ₄
25	0.57	29.35	6.48	77.46	24.31	112.64	4.31	0.00	202.72	372.89	298.32	0.001	466.00	15.79	SULFATADA SÓDICA	C ₂ -S ₃
32	0.73	37.12	6.38	95.85	32.04	136.17	15.31	0.00	249.50	352.72	392.56	0.012	609.00	17.03	CLORURADA SÓDICA	C ₂ -S ₃
38	0.61	31.12	6.47	74.91	30.17	111.05	7.45	0.00	171.53	348.48	244.47	0.013	489.00	15.32	SULFATADA SÓDICA	C ₂ -S ₃
39	0.74	37.28	6.68	95.12	32.87	129.32	10.27	0.00	353.46	360.21	236.32	0.014	626.00	16.16	SULFATADA SÓDICA	C ₂ -S ₃
40	1.67	104.18	6.85	281.41	82.41	336.84	32.96	0.00	402.83	424.41	301.16	0.044	1398.00	24.97	SULFATADA SÓDICA	C ₃ -S ₄
43	0.77	40.45	6.59	98.49	38.53	136.12	15.64	0.00	316.36	362.47	291.59	0.021	662.00	16.45	SULFATADA SÓDICA	C ₃ -S ₃
46	0.89	35.64	6.07	96.39	28.11	185.13	22.89	0.00	316.51	390.31	311.08	0.017	763.00	23.49	SULFATADA SÓDICA	C ₃ -S ₄
51	0.89	40.43	5.88	108.11	32.66	200.49	22.98	0.00	312.47	558.47	314.26	0.021	767.00	23.89	SULFATADA SÓDICA	C ₃ -S ₄
60	0.49	26.63	6.99	63.38	26.26	96.49	6.26	0.00	258.72	336.36	429.77	0.002	432.00	14.41	CLORURADA SÓDICA	C ₂ -S ₃
67	0.70	35.87	6.44	91.38	31.71	115.18	10.56	0.00	327.07	372.34	294.07	0.013	602.00	14.69	SULFATADA SÓDICA	C ₂ -S ₃
76	0.88	41.12	6.49	102.81	37.53	141.36	20.33	0.00	312.42	384.31	329.85	0.014	758.00	16.88	SULFATADA SÓDICA	C ₃ -S ₃
80	1.06	97.07	6.60	246.39	86.39	302.17	32.06	0.00	737.12	492.11	436.50	0.081	910.00	23.44	SULFATADA SÓDICA	C ₃ -S ₄
88	0.84	42.16	6.98	109.32	36.13	132.41	17.33	0.00	375.88	386.01	334.10	0.031	721.00	15.54	SULFATADA SÓDICA	C ₃ -S ₃
93	0.83	37.42	7.00	100.77	29.79	133.77	13.12	0.00	429.58	384.81	790.80	0.034	724.00	16.56	CLORURADA SÓDICA	C ₃ -S ₃
96	1.00	67.89	6.42	182.47	54.26	247.38	30.50	0.00	298.39	564.12	358.91	0.013	847.00	22.69	SULFATADA SÓDICA	C ₃ -S ₄
99	0.79	37.57	7.25	97.41	32.19	183.41	11.42	0.00	316.48	360.31	242.34	0.011	685.00	22.78	SULFATADA SÓDICA	C ₃ -S ₄
102	1.15	104.72	6.86	268.32	91.67	321.86	33.86	0.00	497.92	480.42	563.69	0.031	1012.00	24.00	CLORURADA SÓDICA	C ₃ -S ₄
103	2.41	130.74	6.70	348.72	106.12	541.82	65.43	0.00	400.24	524.32	887.17	0.111	2048.00	35.93	CLORURADA SÓDICA	



**MINISTERIO DE AGRICULTURA
INSTITUTO NACIONAL DE RECURSOS NATURALES**



**RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS FÍSICO - QUÍMICOS DE LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS - VALLE LACRAMARCA
DISTRITO : NUEVO CHIMBOTE**

N° IRHS 02/18/09	CE 25 °C mmhos/cm	dH °F	pH	CATIONES				ANIONES					STD ppm	RAS	CLASIFICACIÓN HIDROGEOQUÍMICA	CLASIFICACIÓN PARA RIEGO
				Ca mg/l	Mg mg/l	Na mg/l	K mg/lt	CO ₃ mg/l	HCO ₃ mg/l	SO ₄ mg/l	Cl mg/l	B mg/l				
01	0.73	35.29	6.65	89.47	31.47	119.36	10.56	0.00	364.71	324.31	459.88	0.024	628.00	15.36	CLORURADA SÓDICA	C ₂ -S ₃
06	0.56	30.78	6.77	76.46	28.41	111.71	4.98	0.00	321.37	378.62	349.34	0.011	476.00	15.42	SULFATADA SÓDICA	C ₂ -S ₃
10	2.14	121.60	6.41	315.27	104.19	511.32	86.02	0.00	110.46	552.91	750.05	0.013	1836.00	35.33	CLORURADA SÓDICA	
11	2.77	127.11	6.80	346.31	98.74	551.76	70.38	0.00	107.39	562.14	1995.42	0.162	1884.00	36.99	CLORURADA SÓDICA	
13	4.30	240.09	6.70	743.28	132.43	621.88	120.82	0.00	226.38	592.98	2221.46	0.183	2924.00	29.72	CLORURADA SÓDICA	C ₄ -S ₄
15	3.27	170.50	6.06	487.24	118.67	458.87	109.87	0.00	87.86	528.17	1467.51	0.151	2246.00	26.37	CLORURADA CÁLCICA	C ₄ -S ₄
16	4.25	213.53	6.50	643.15	128.63	606.94	118.28	0.00	88.84	594.38	2165.84	0.073	2890.00	30.90	CLORURADA CÁLCICA	
21	0.73	38.85	6.75	95.47	36.47	130.22	11.73	0.00	298.79	361.21	468.38	0.025	638.00	16.03	CLORURADA SÓDICA	C ₂ -S ₃
39	1.43	107.90	6.82	271.98	97.17	332.77	35.97	0.00	105.49	510.32	631.01	0.087	1247.00	24.50	CLORURADA SÓDICA	C ₃ -S ₄
40	0.52	31.59	6.80	83.47	26.13	113.89	4.69	0.00	322.18	378.49	319.22	0.015	448.00	15.39	SULFATADA SÓDICA	C ₂ -S ₃

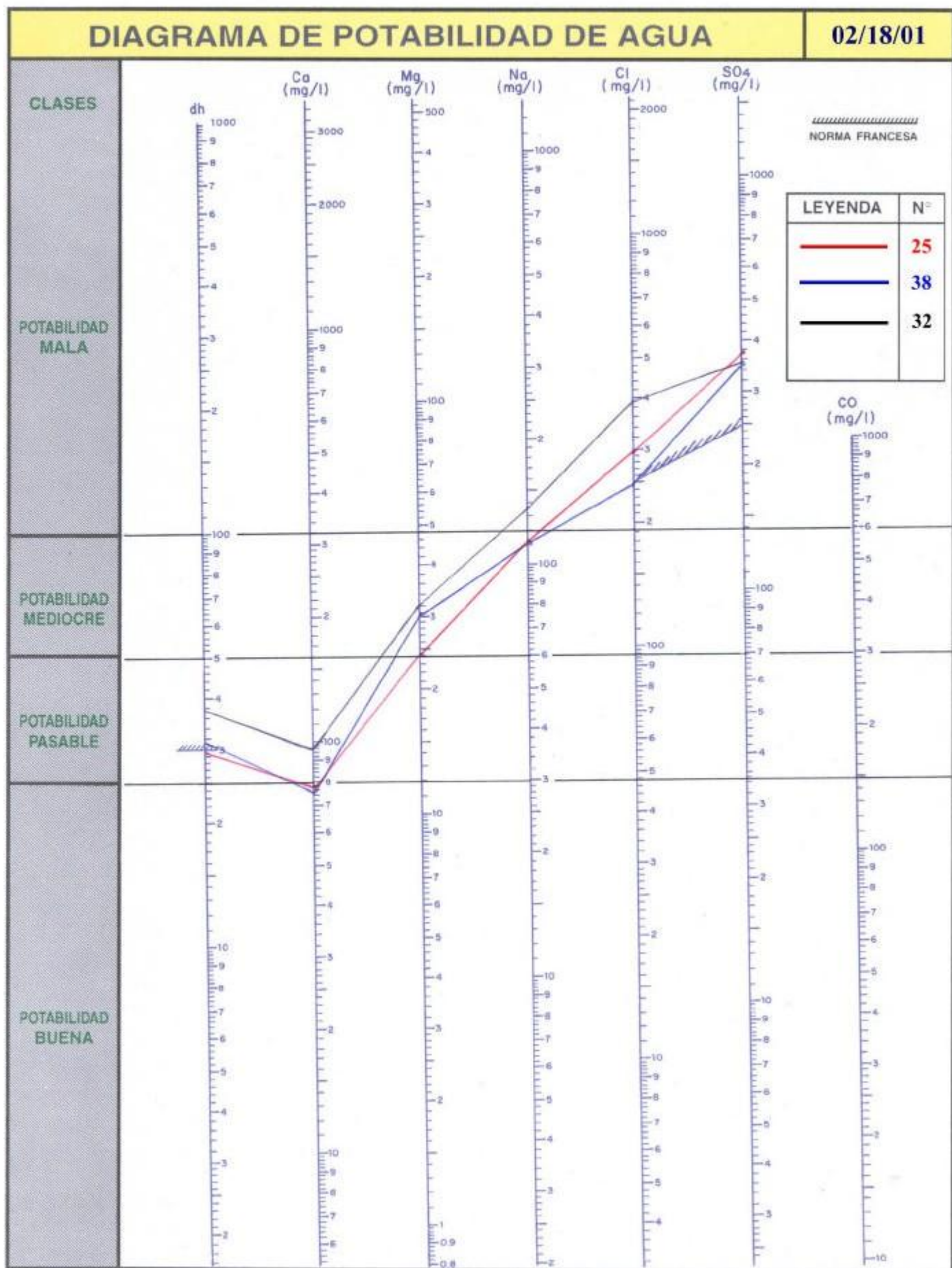


GRÁFICOS DE AGUA

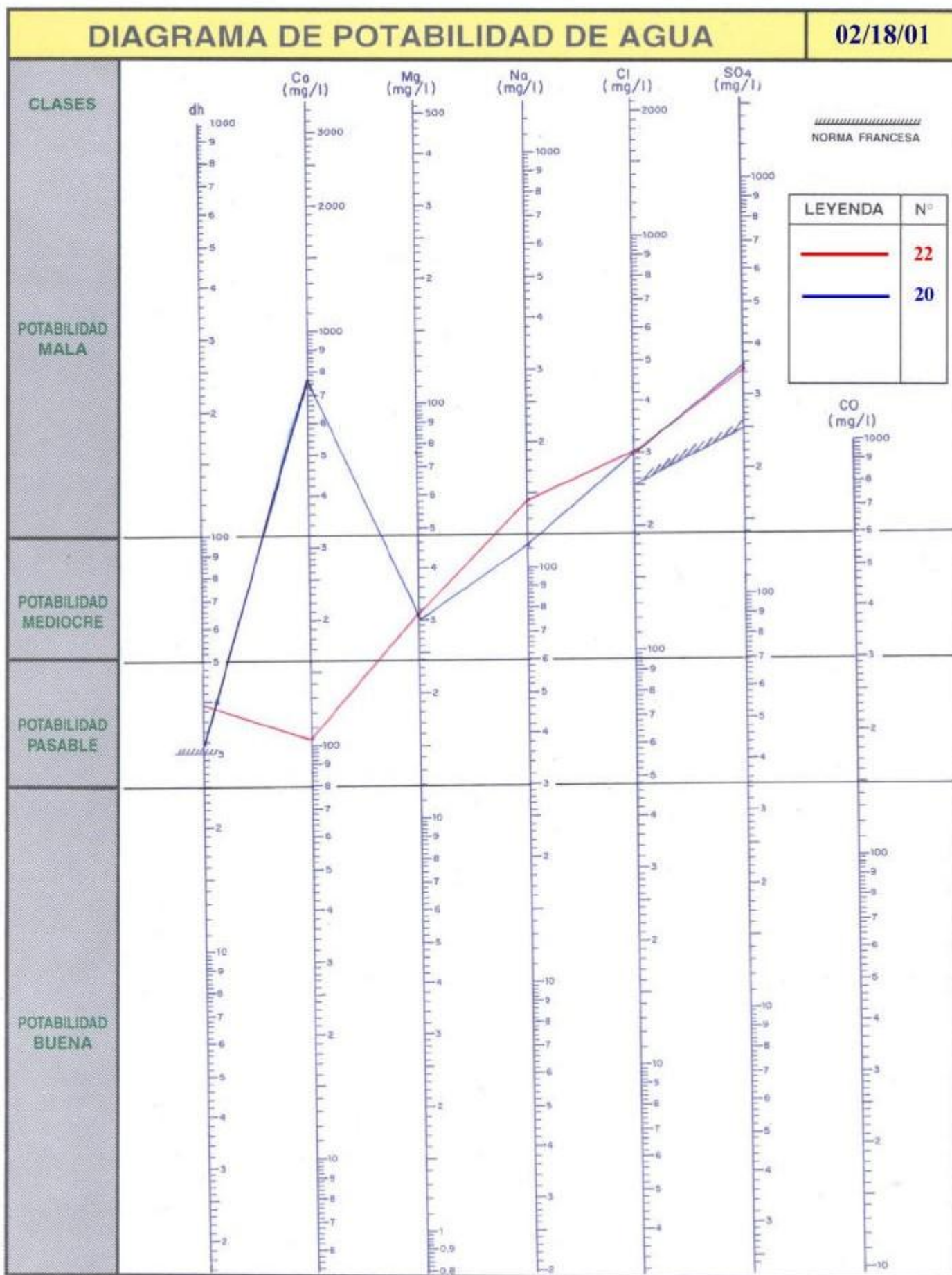
**GRÁFICOS DE
POTABILIDAD DE
AGUA**

**VALLE
LACRAMARCA**

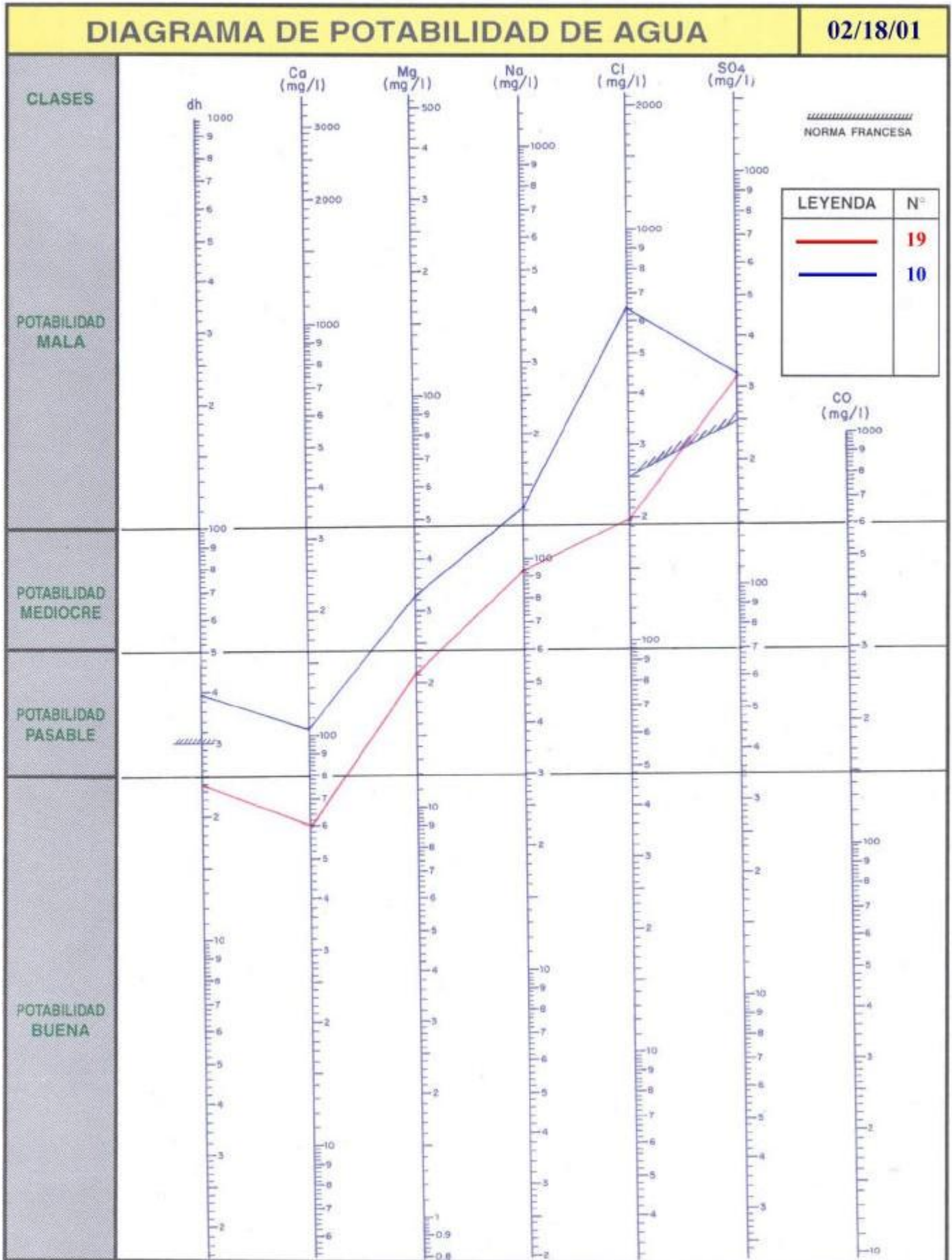
(Figura N° 01)



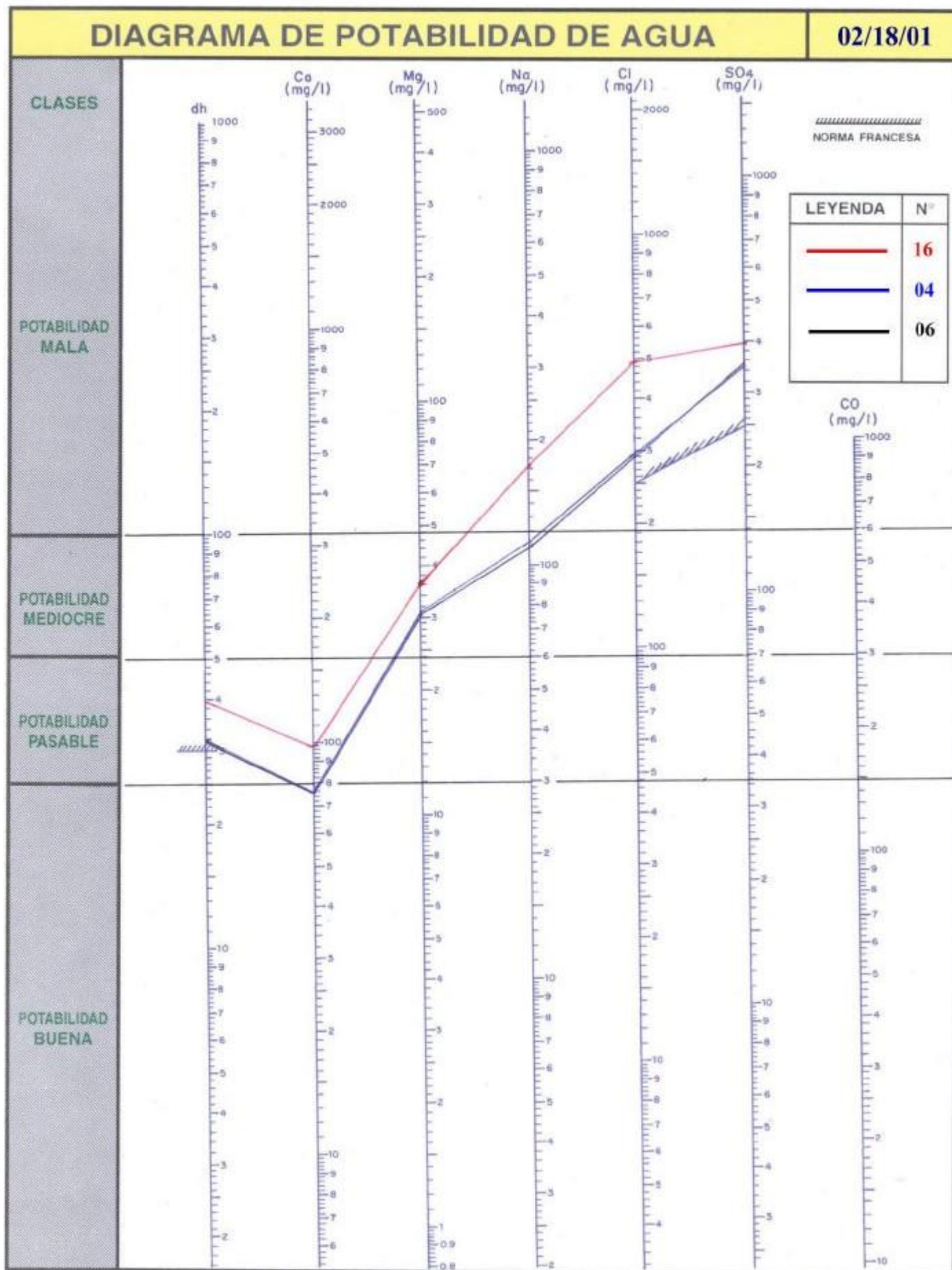
(Figura N° 02)



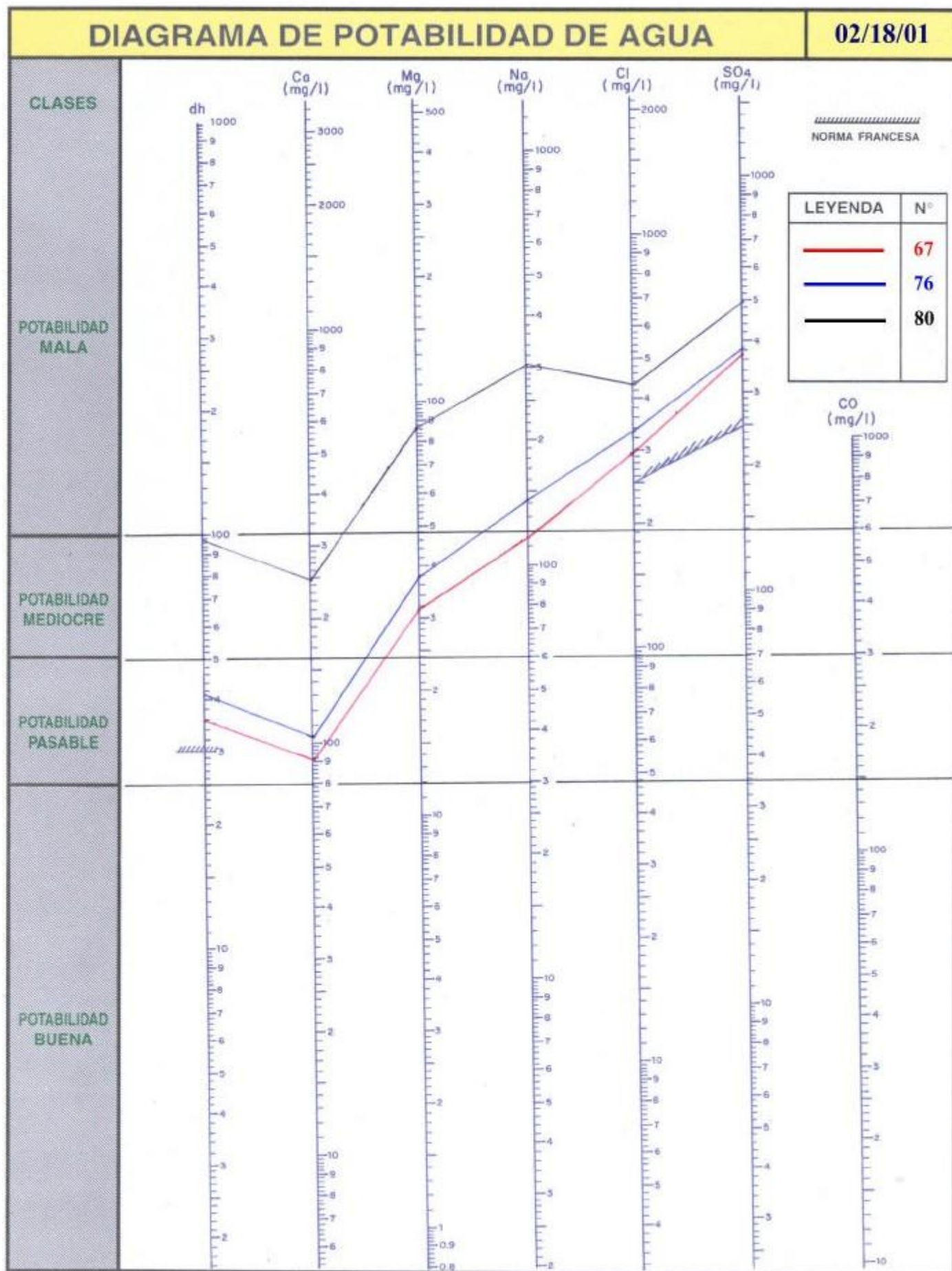
(Figura N° 03)



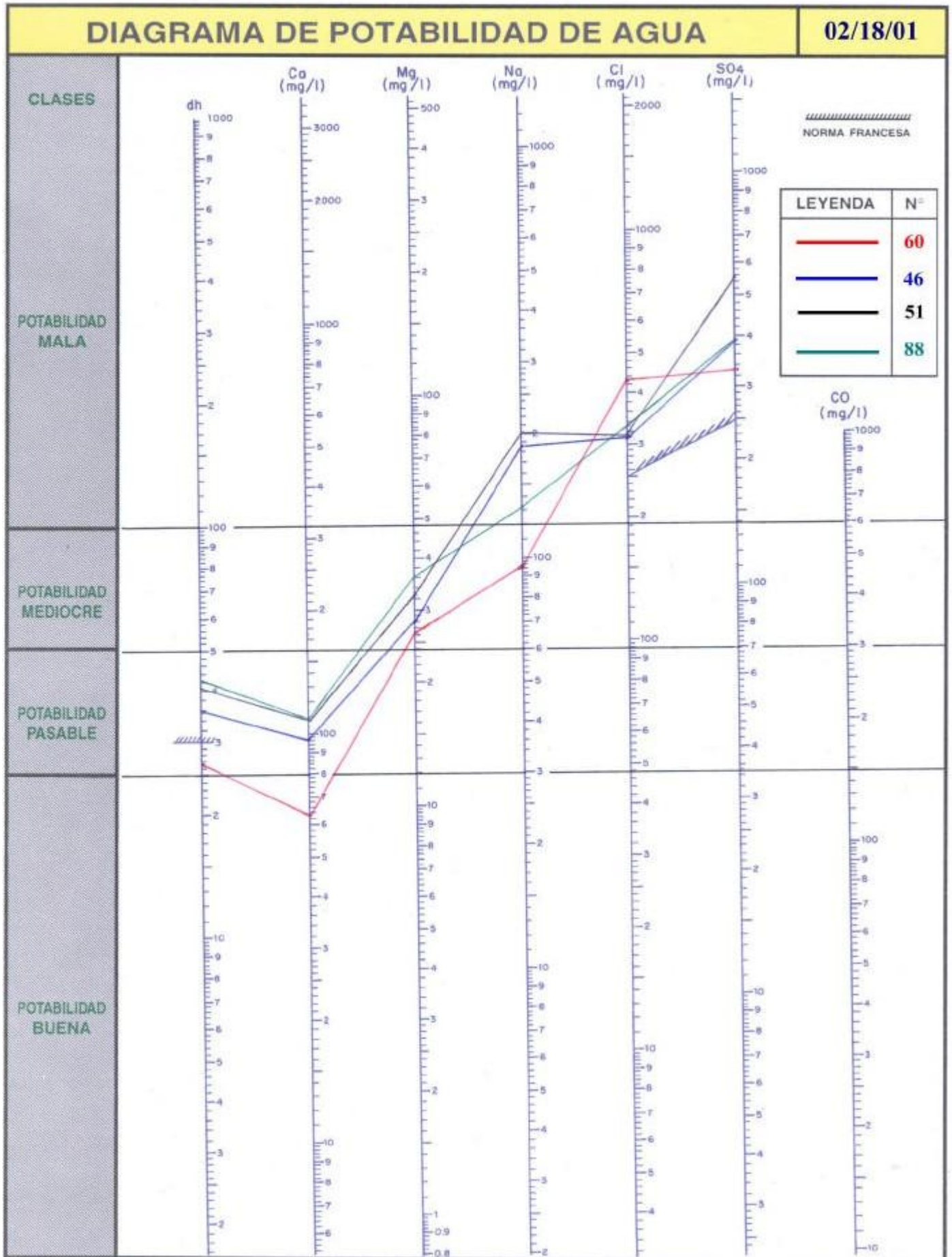
(Figura N° 04)



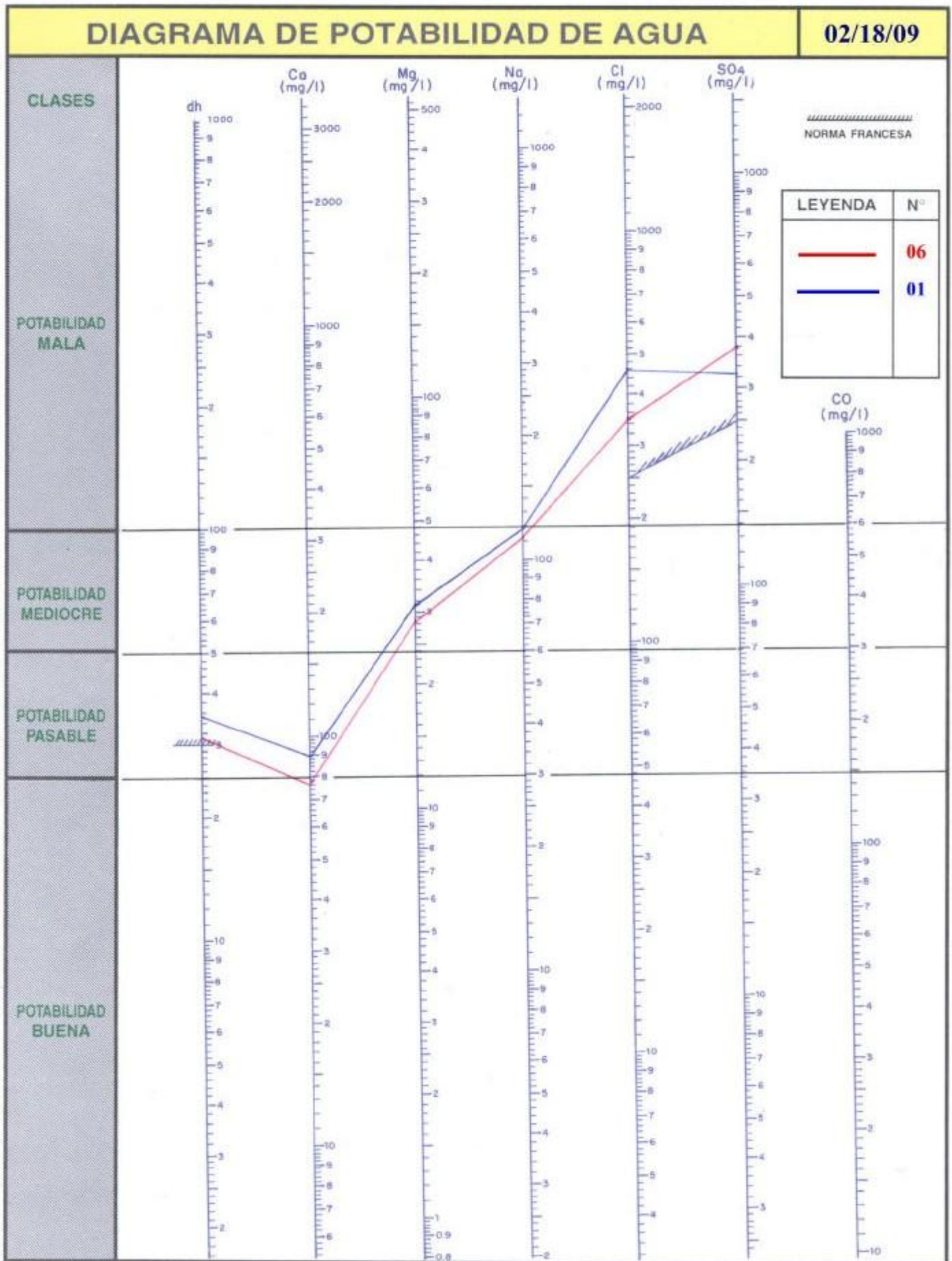
(Figura N° 05)



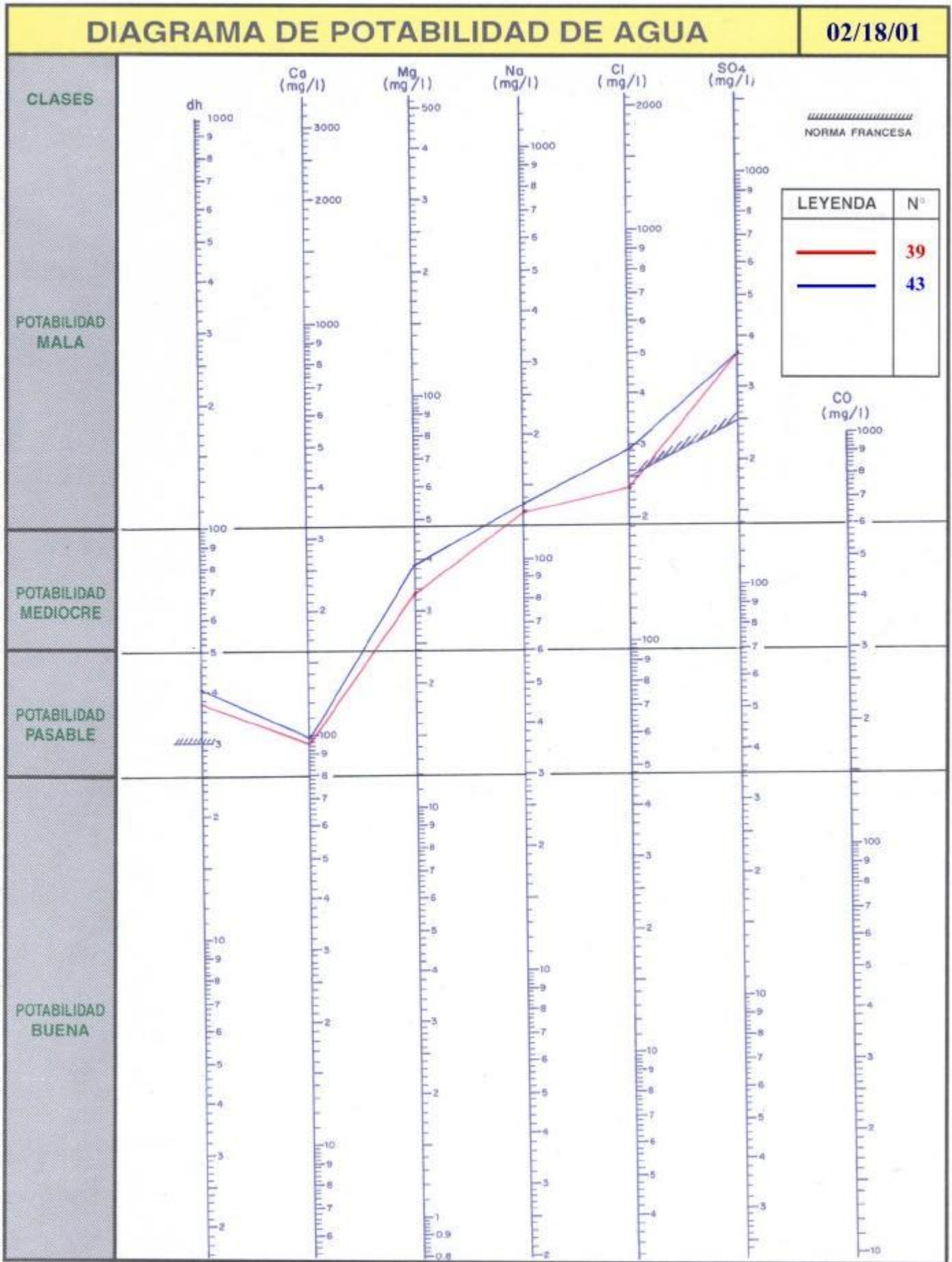
(Figura N° 06)



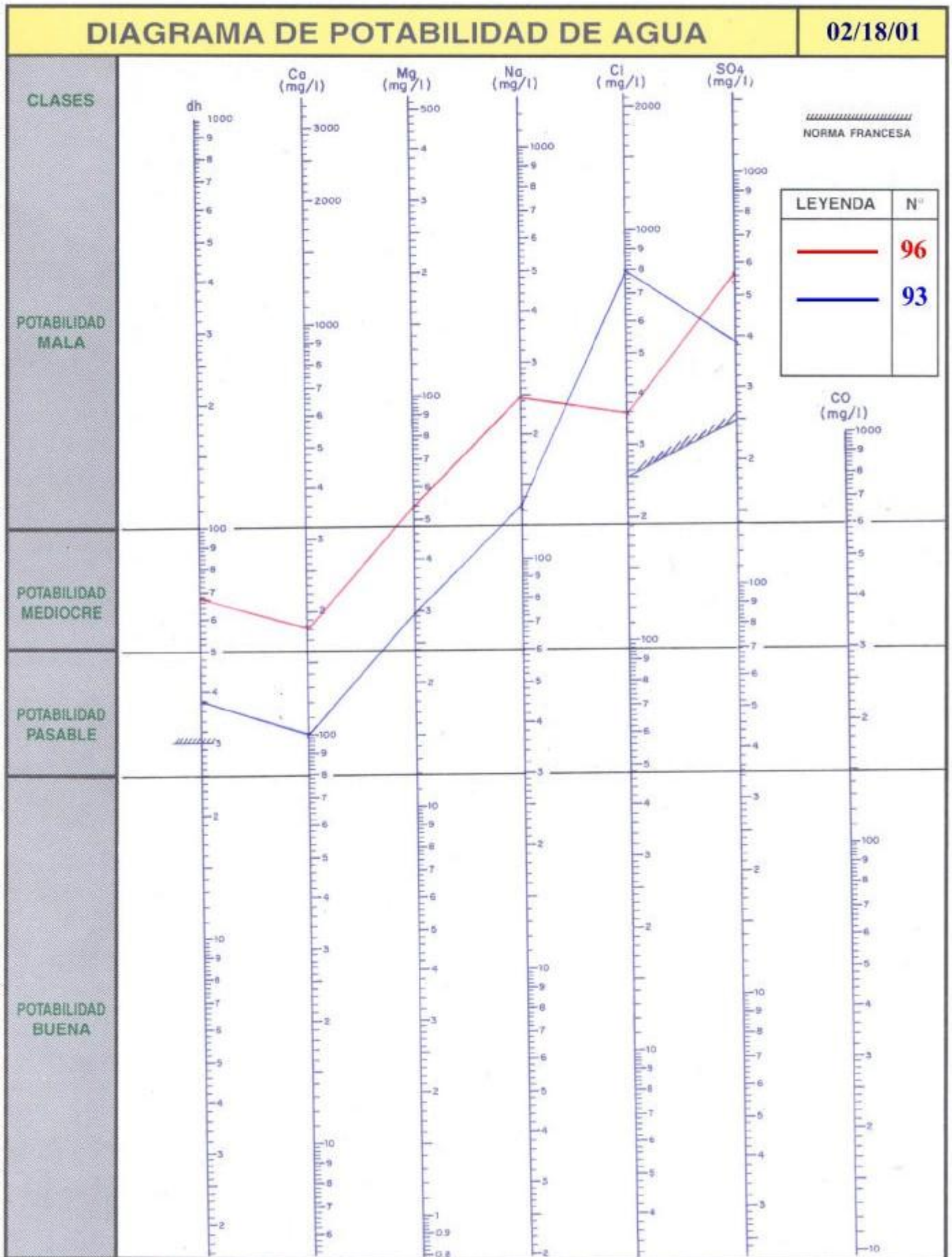
(Figura N° 07)



(Figura N° 08)

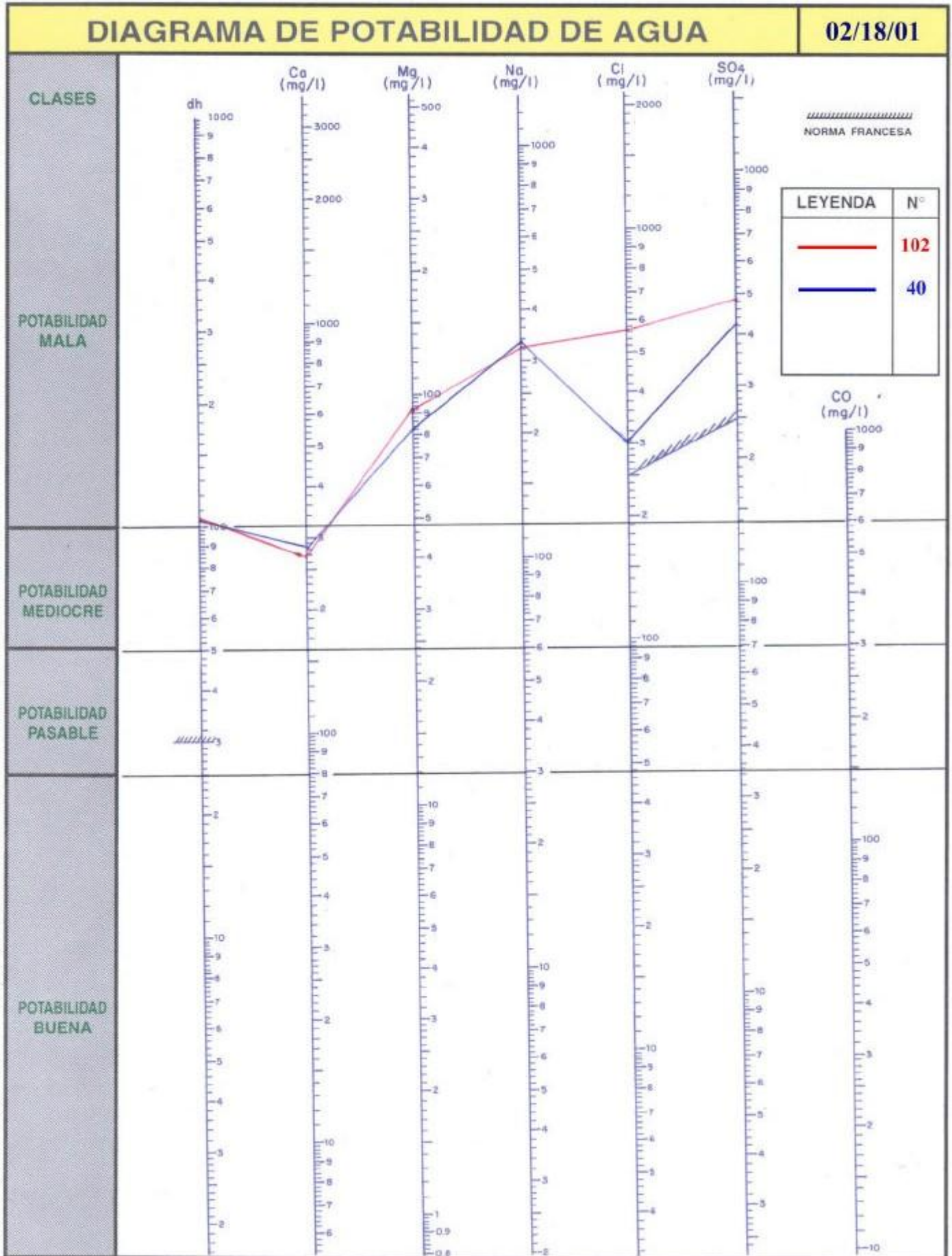


(Figura N° 09)

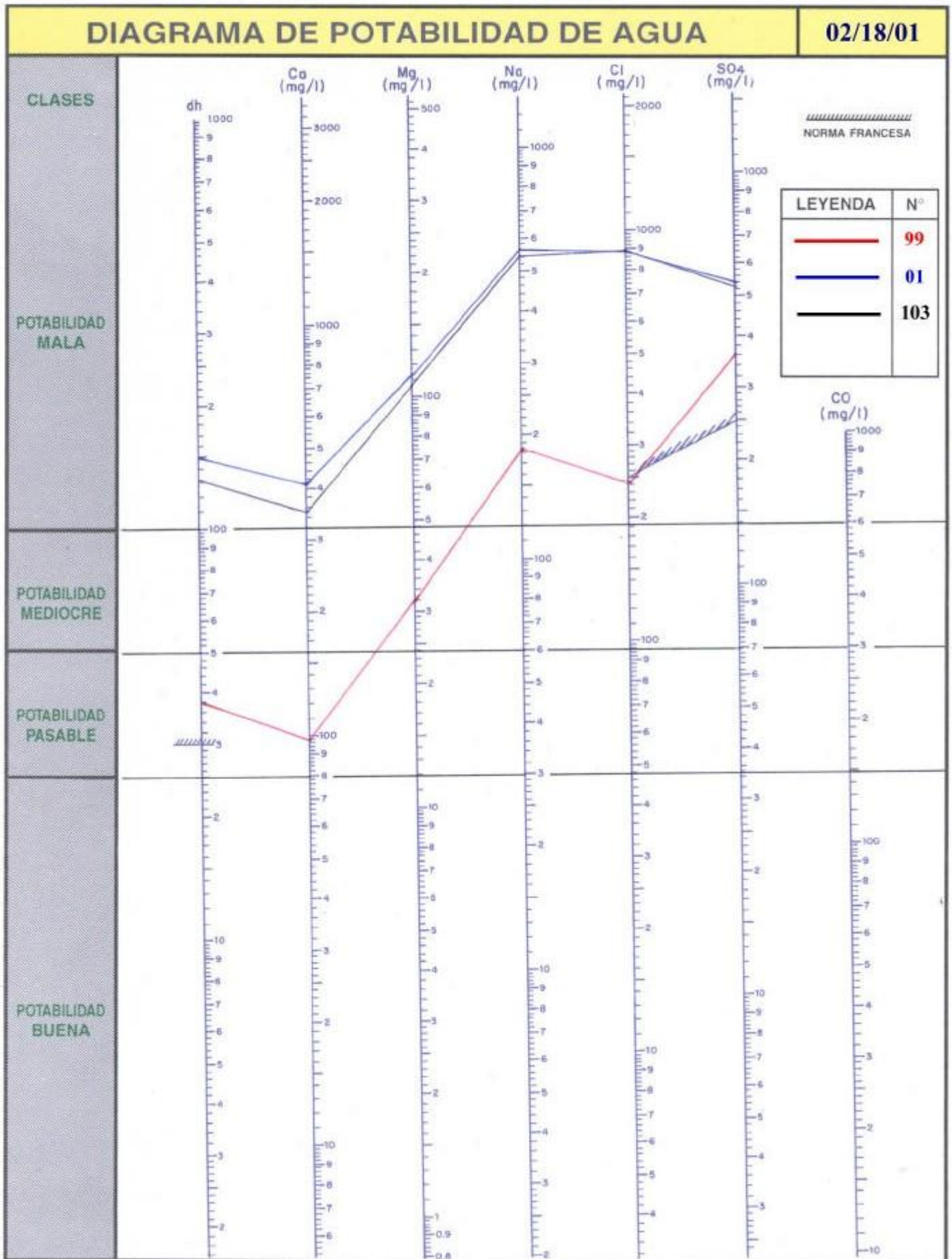


MINISTERIO DE AGRICULTURA
INSTITUTO NACIONAL DE RECURSOS NATURALES - INRENA
DIRECCIÓN GENERAL DE AGUAS Y SUELOS

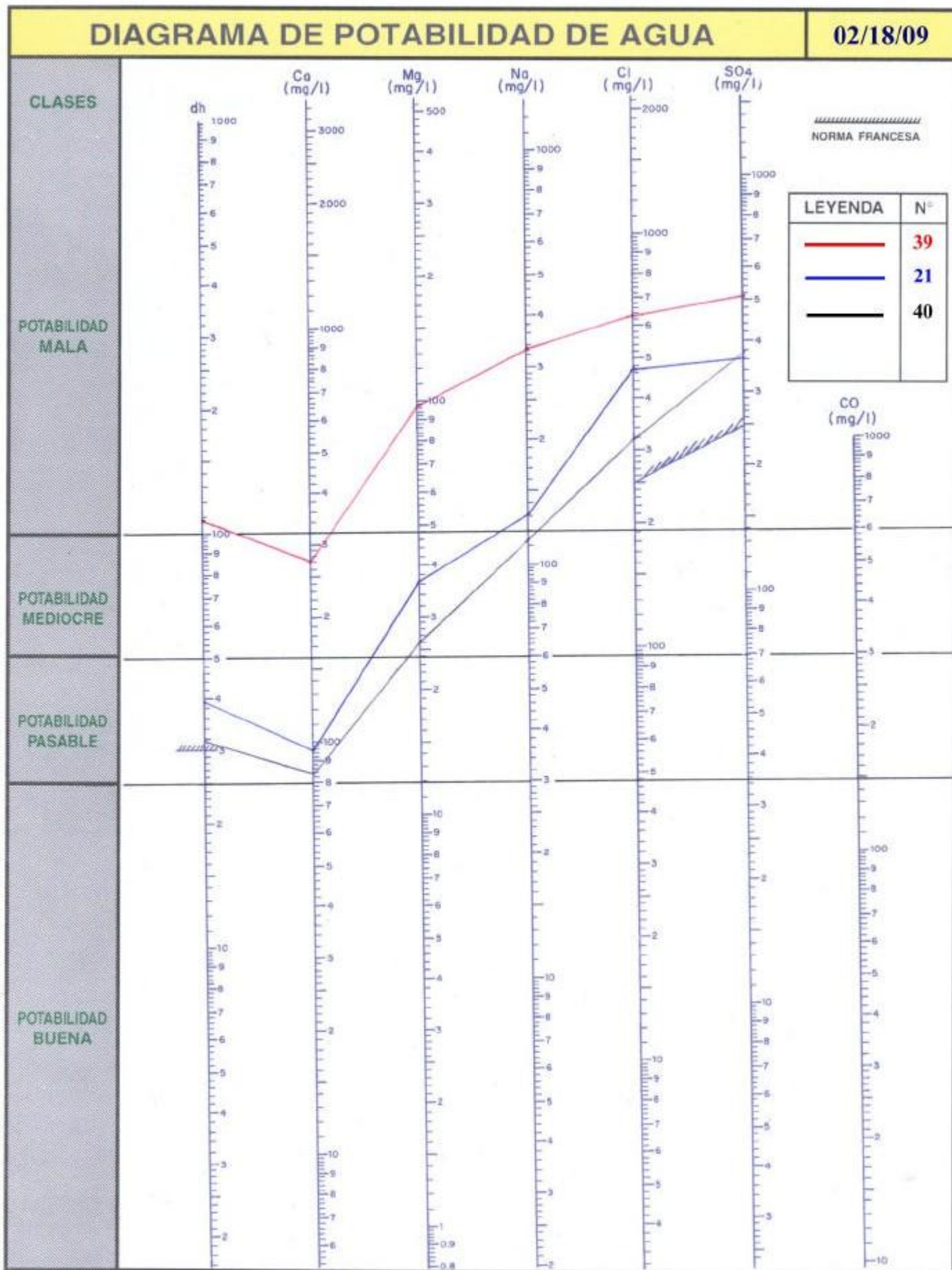
(Figura N° 10)



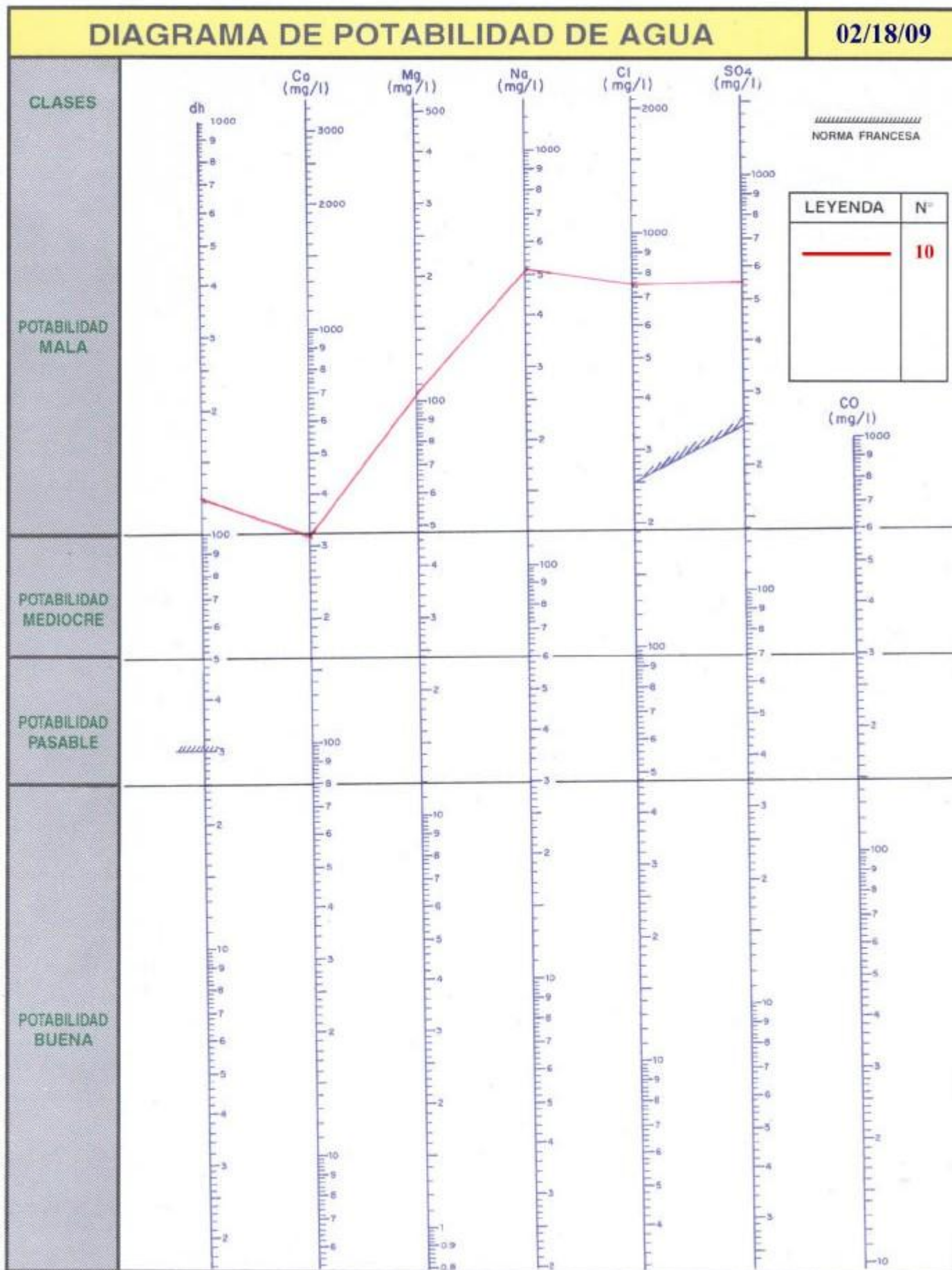
(Figura N° 11)



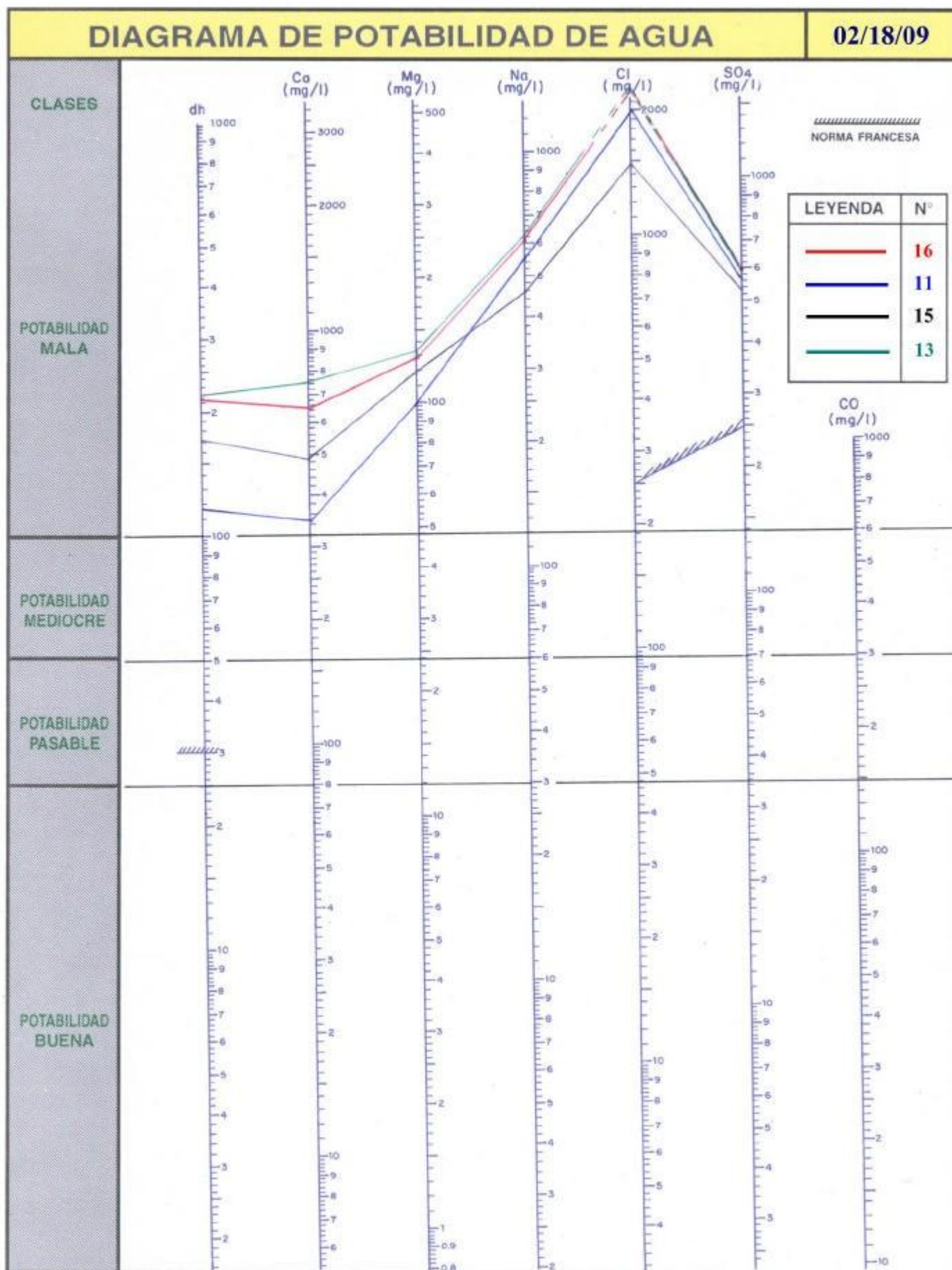
(Figura N° 12)



(Figura N° 13)



(Figura N° 14)



**GRAFICO
S DE
ANÁLISIS DE
AGUA VALLE
LACRAMARCA**

**DIAGRAMA DE ANALISIS DE AGUA
TIPO SCHOELLER
(Figura N° 01)**

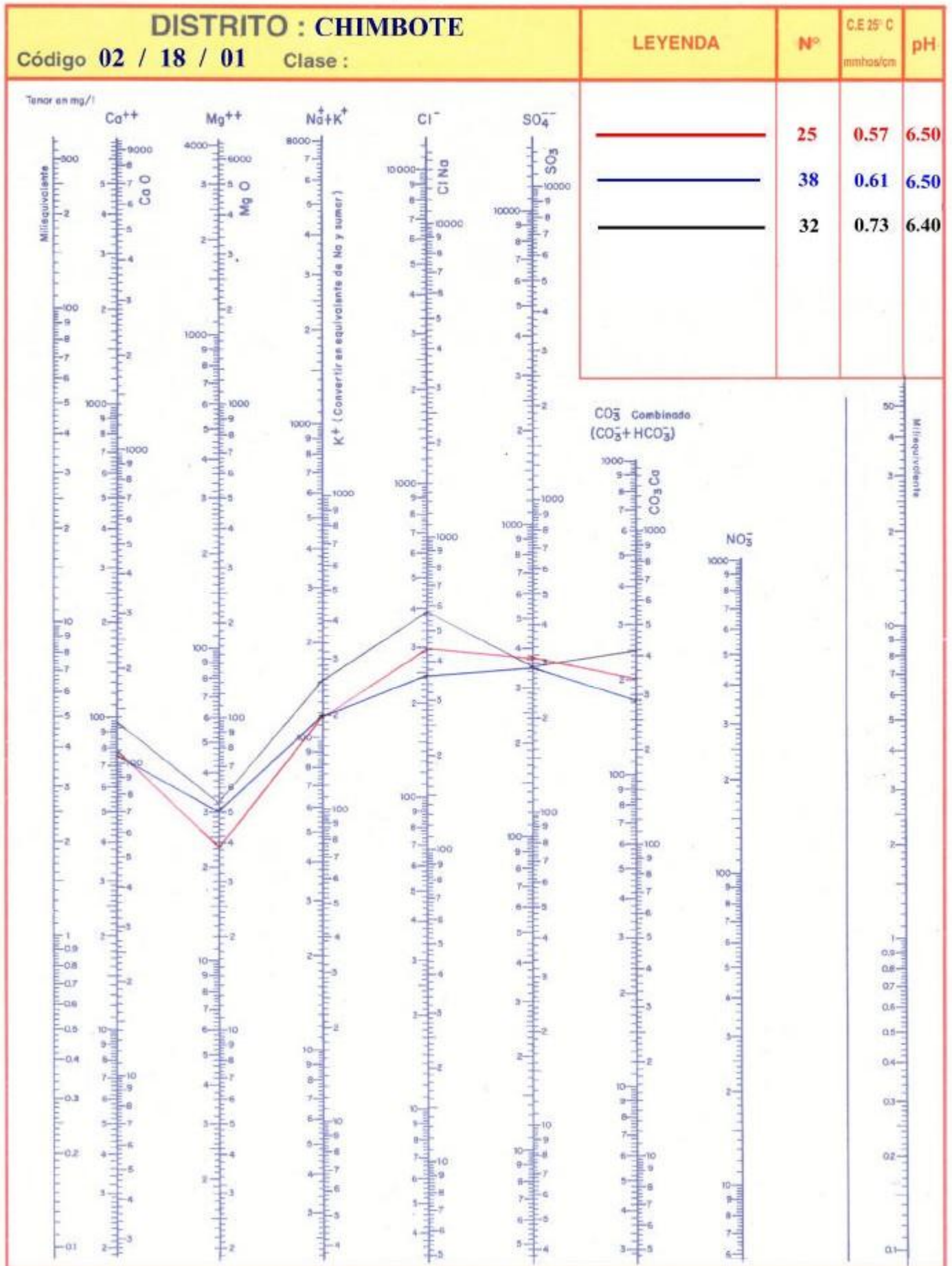


DIAGRAMA DE ANALISIS DE AGUA TIPO SCHOELLER

(Figura N° 02)

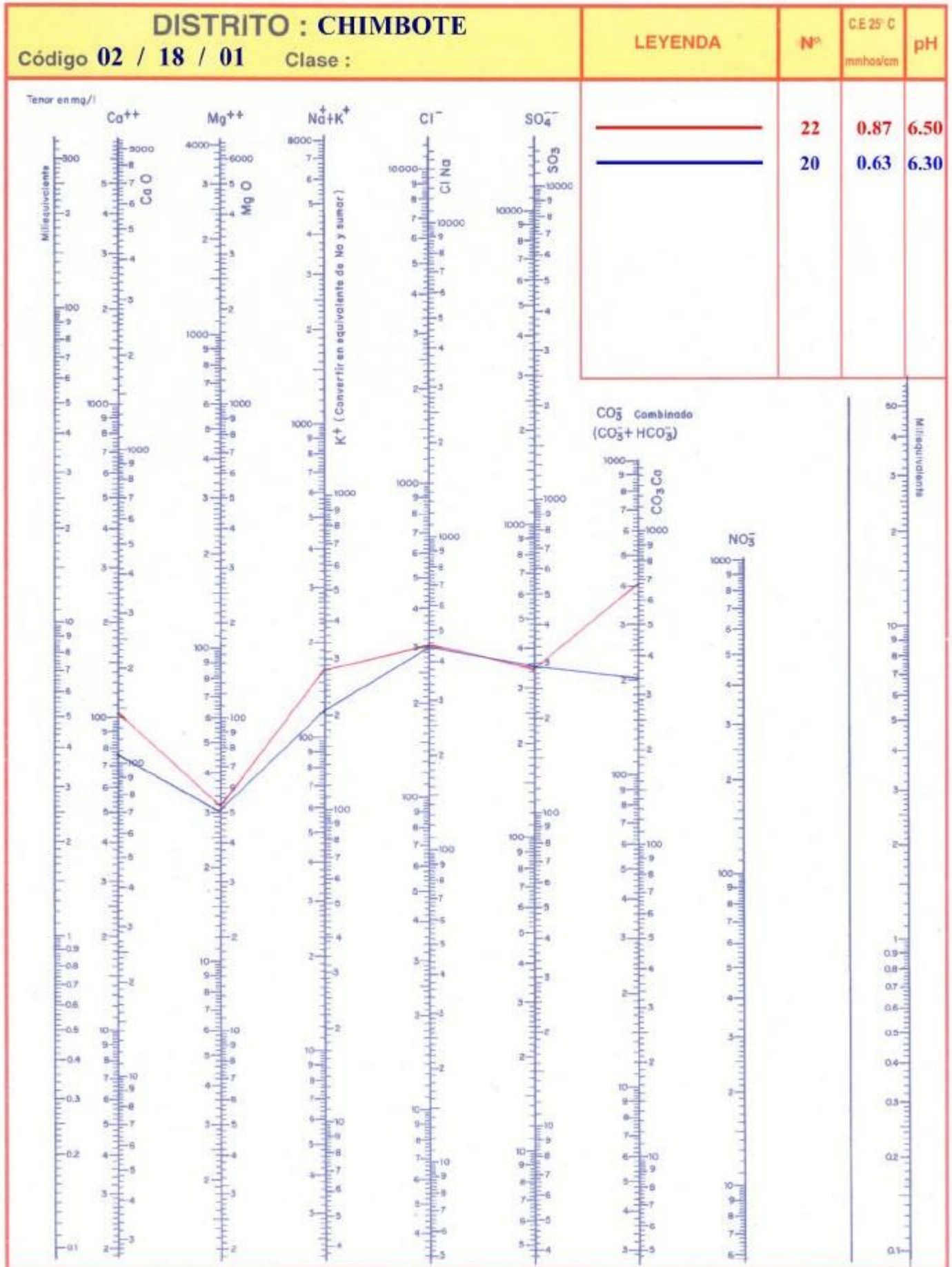
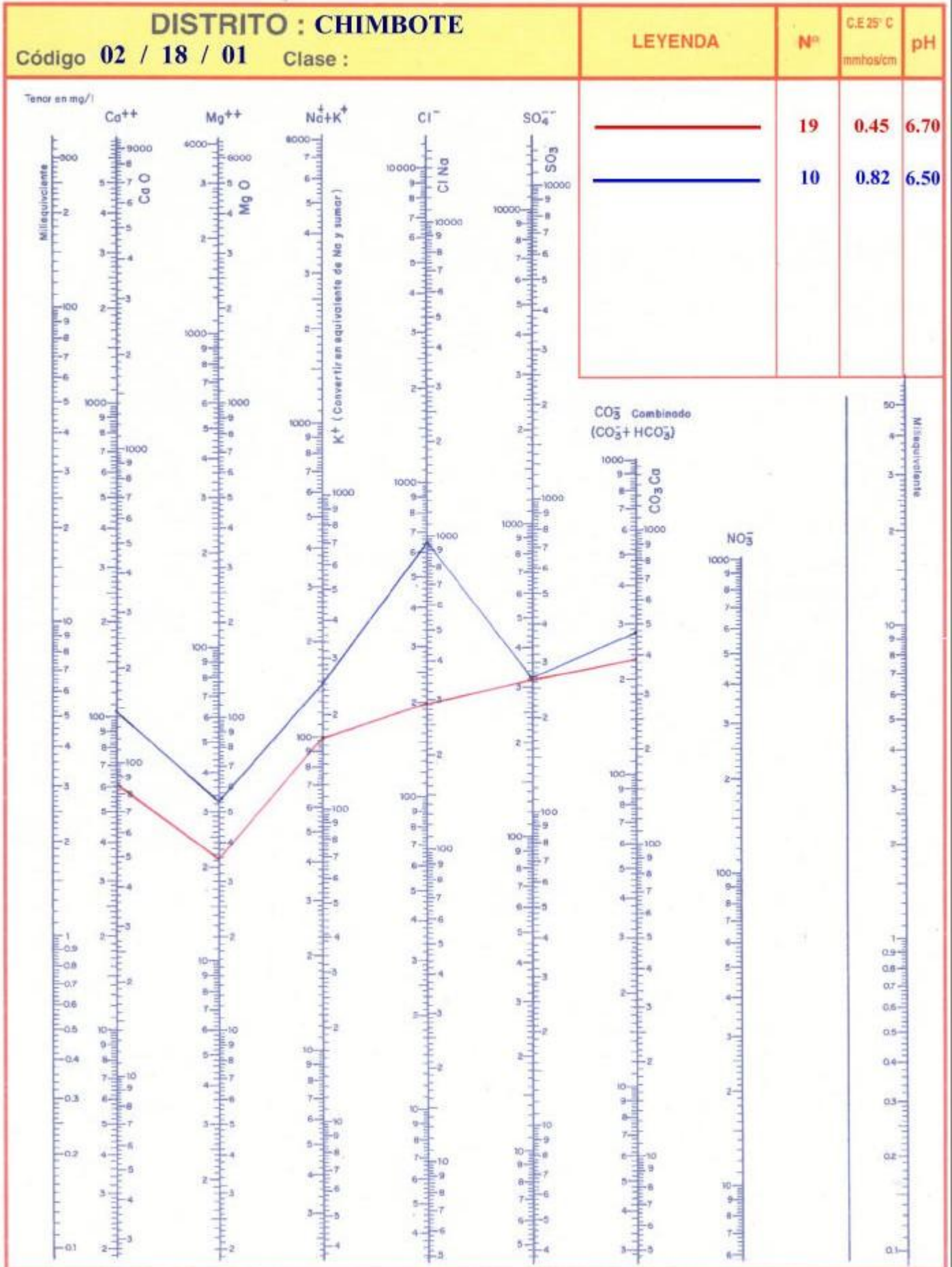


DIAGRAMA DE ANALISIS DE AGUA
TIPO SCHOELLER
 (Figura N° 03)



**DIAGRAMA DE ANALISIS DE AGUA
TIPO SCHOELLER
(Figura N° 04)**

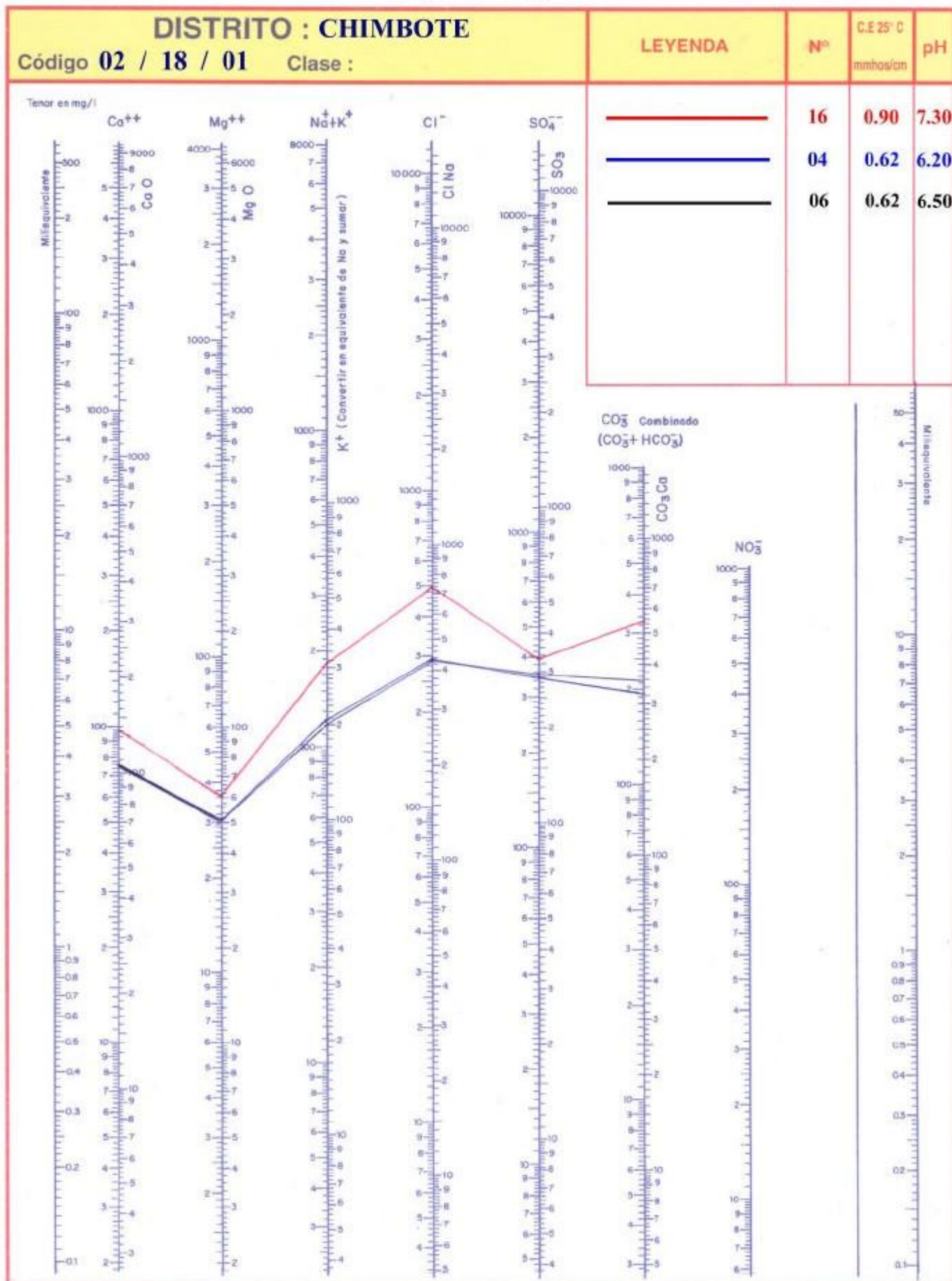


DIAGRAMA DE ANALISIS DE AGUA
TIPO SCHOELLER
 (Figura N° 05)

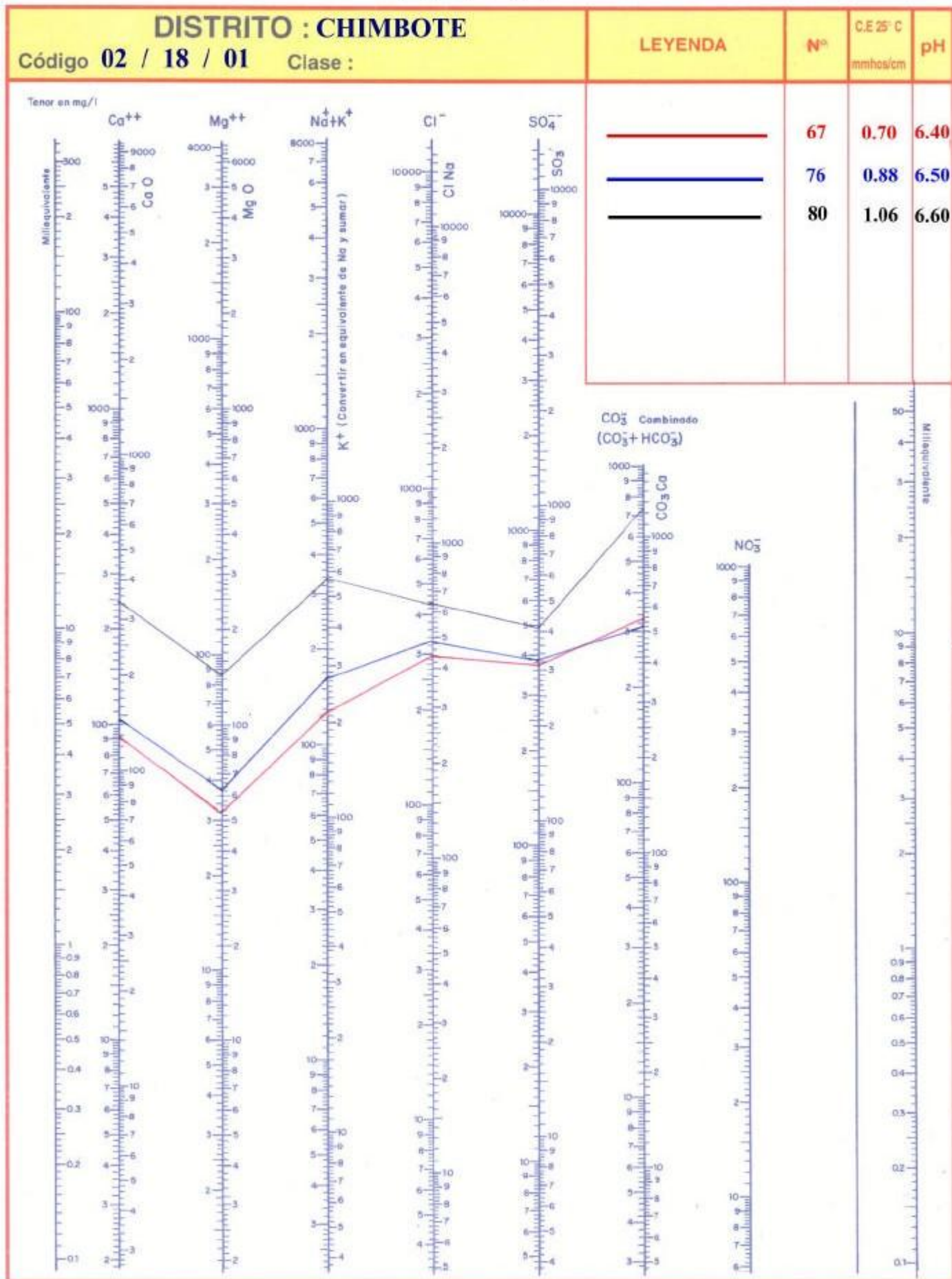
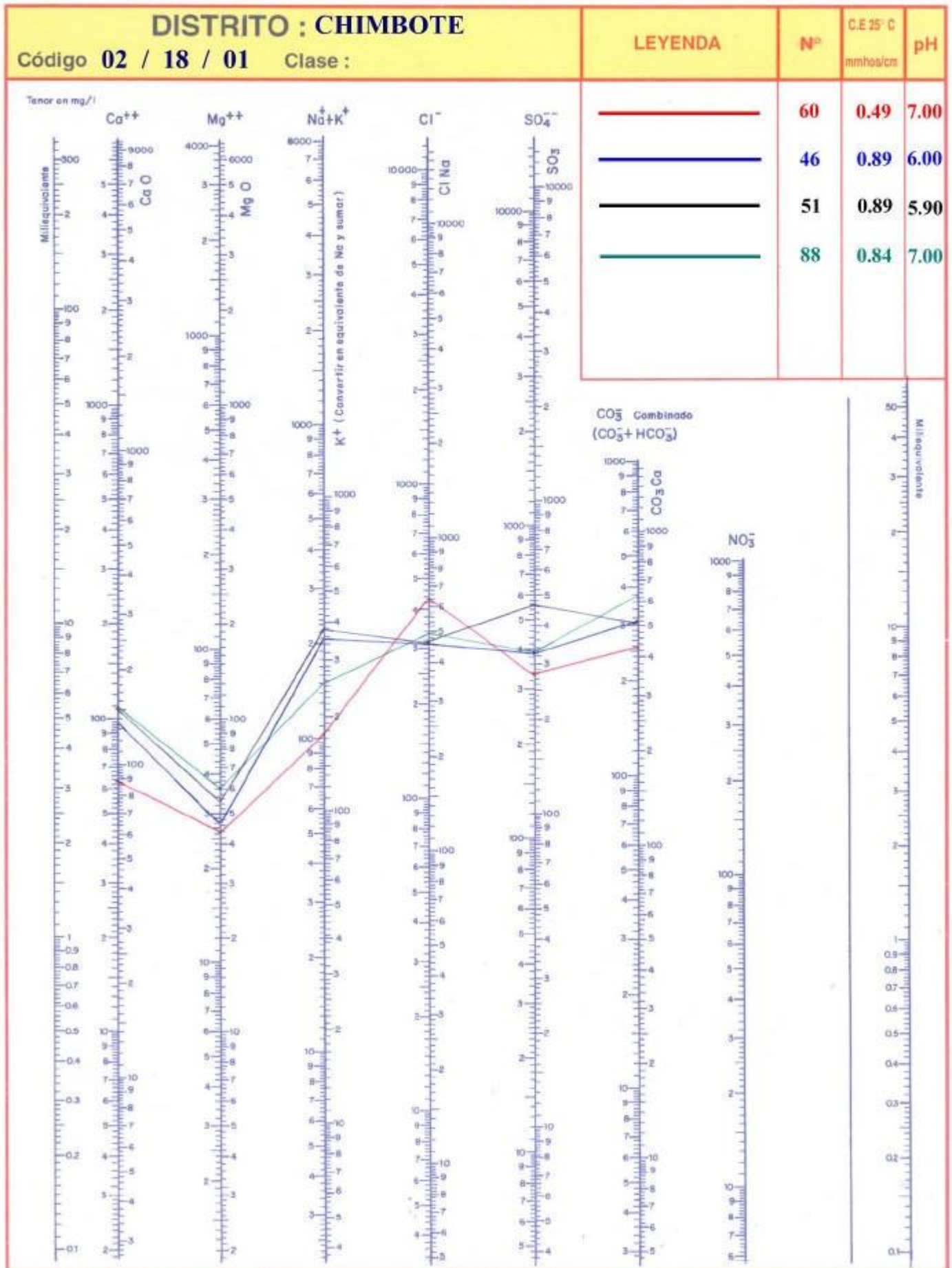


DIAGRAMA DE ANALISIS DE AGUA TIPO SCHOELLER (Figura N° 06)



**DIAGRAMA DE ANALISIS DE AGUA
TIPO SCHOELLER
(Figura N° 07)**

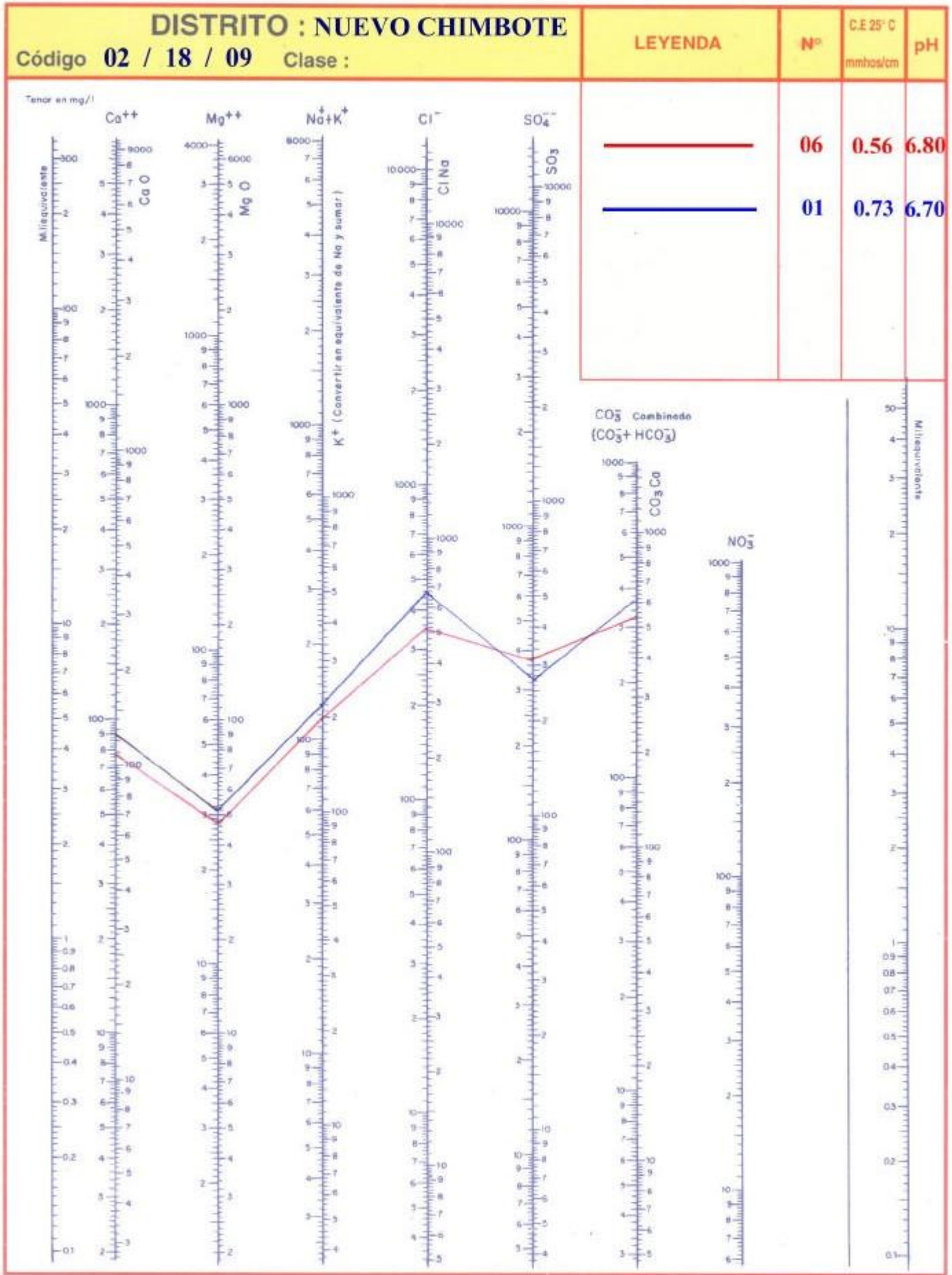


DIAGRAMA DE ANALISIS DE AGUA
TIPO SCHOELLER
 (Figura N° 08)

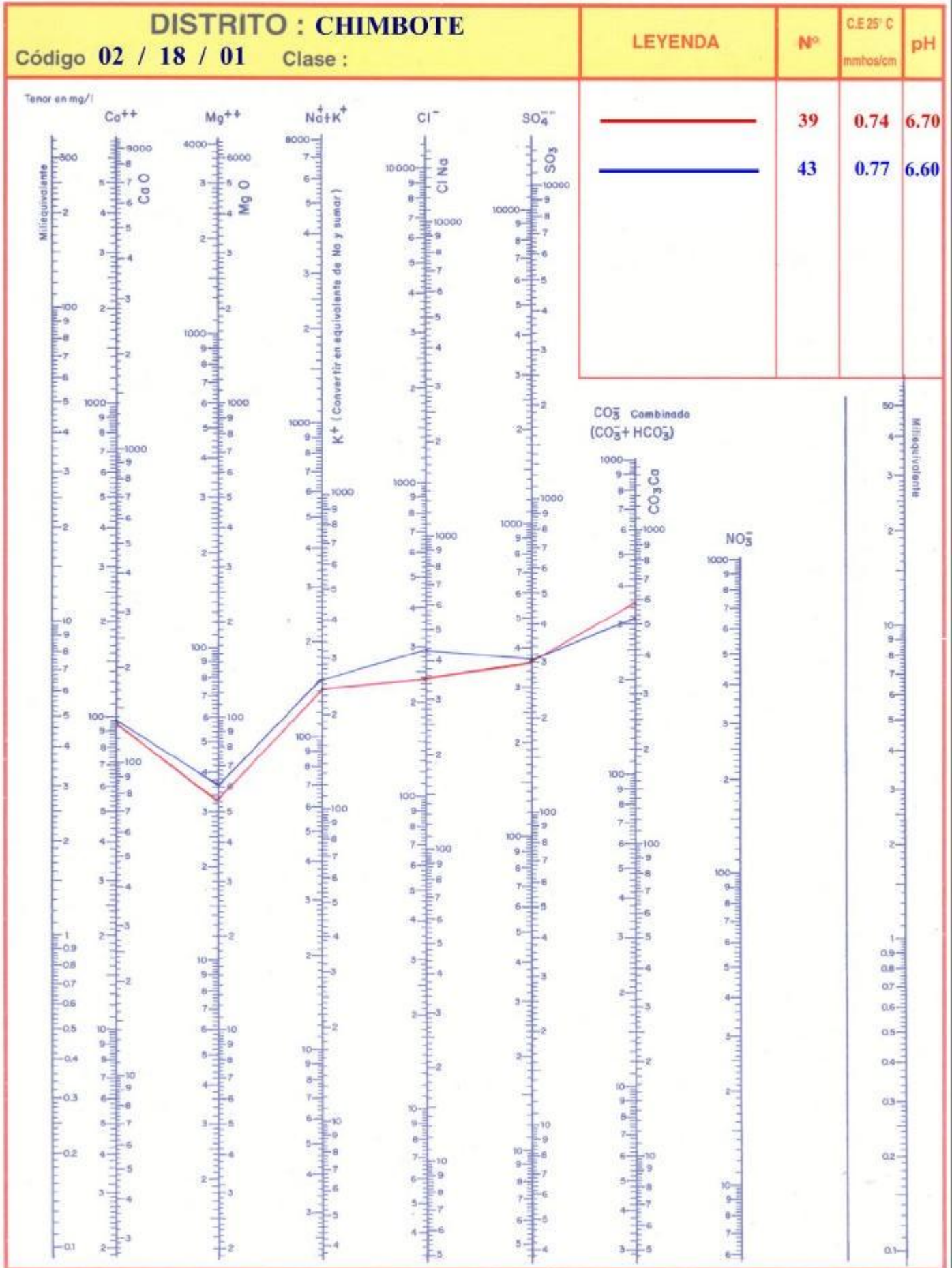


DIAGRAMA DE ANALISIS DE AGUA
TIPO SCHOELLER
(Figura N° 09)

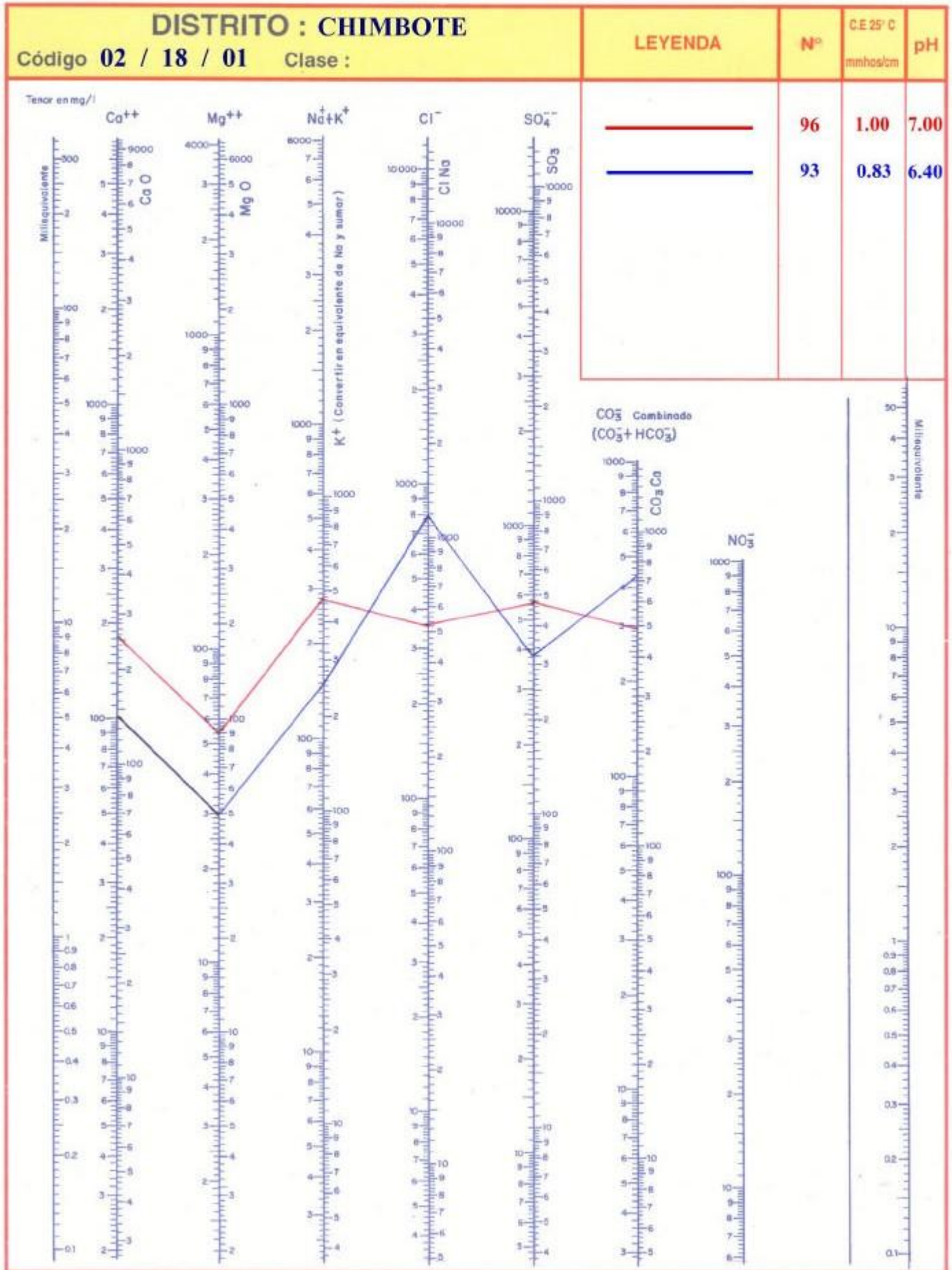
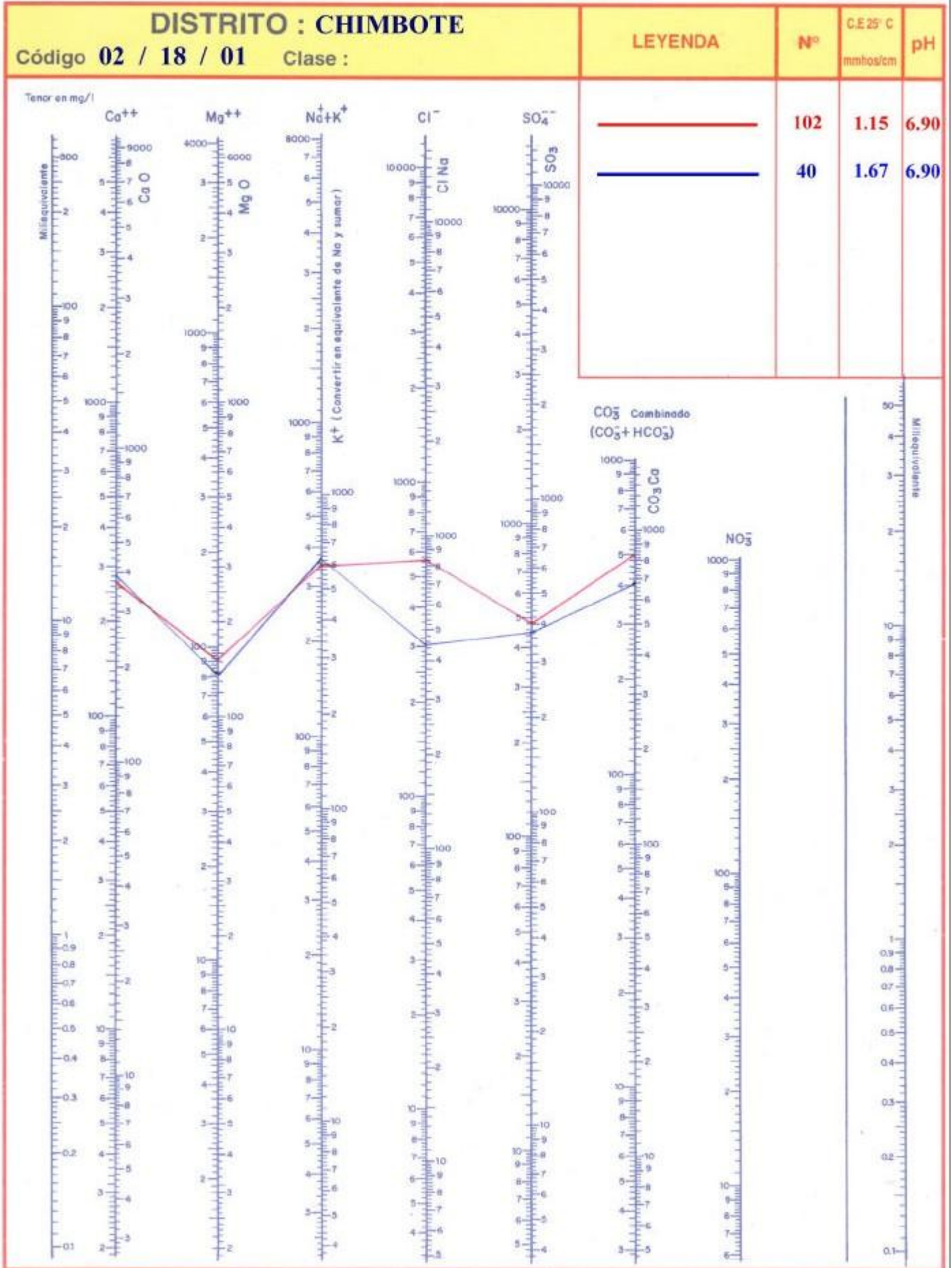


DIAGRAMA DE ANALISIS DE AGUA
TIPO SCHOELLER
 (Figura N° 10)



**DIAGRAMA DE ANALISIS DE AGUA
TIPO SCHOELLER
(Figura N° 11)**

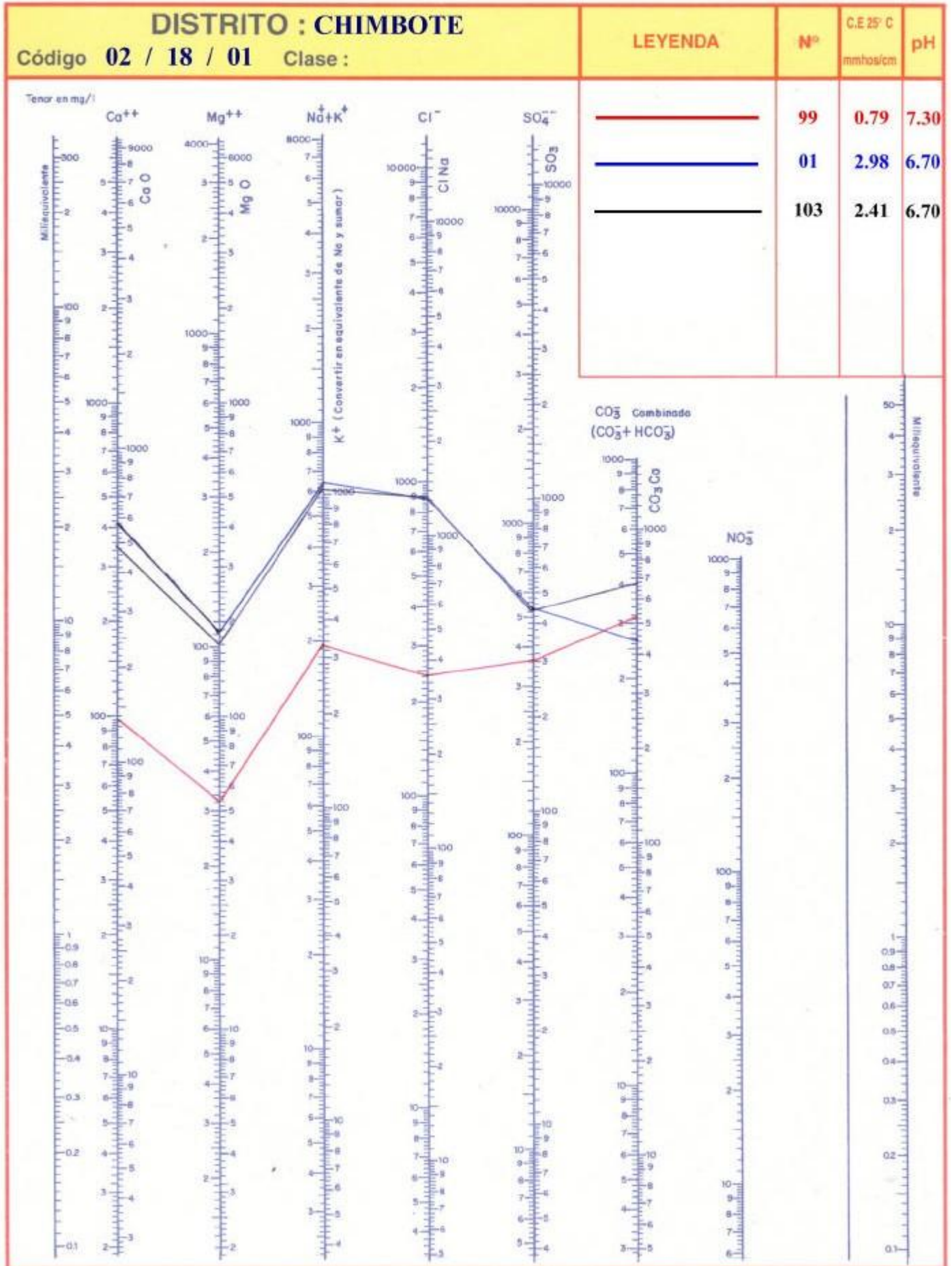
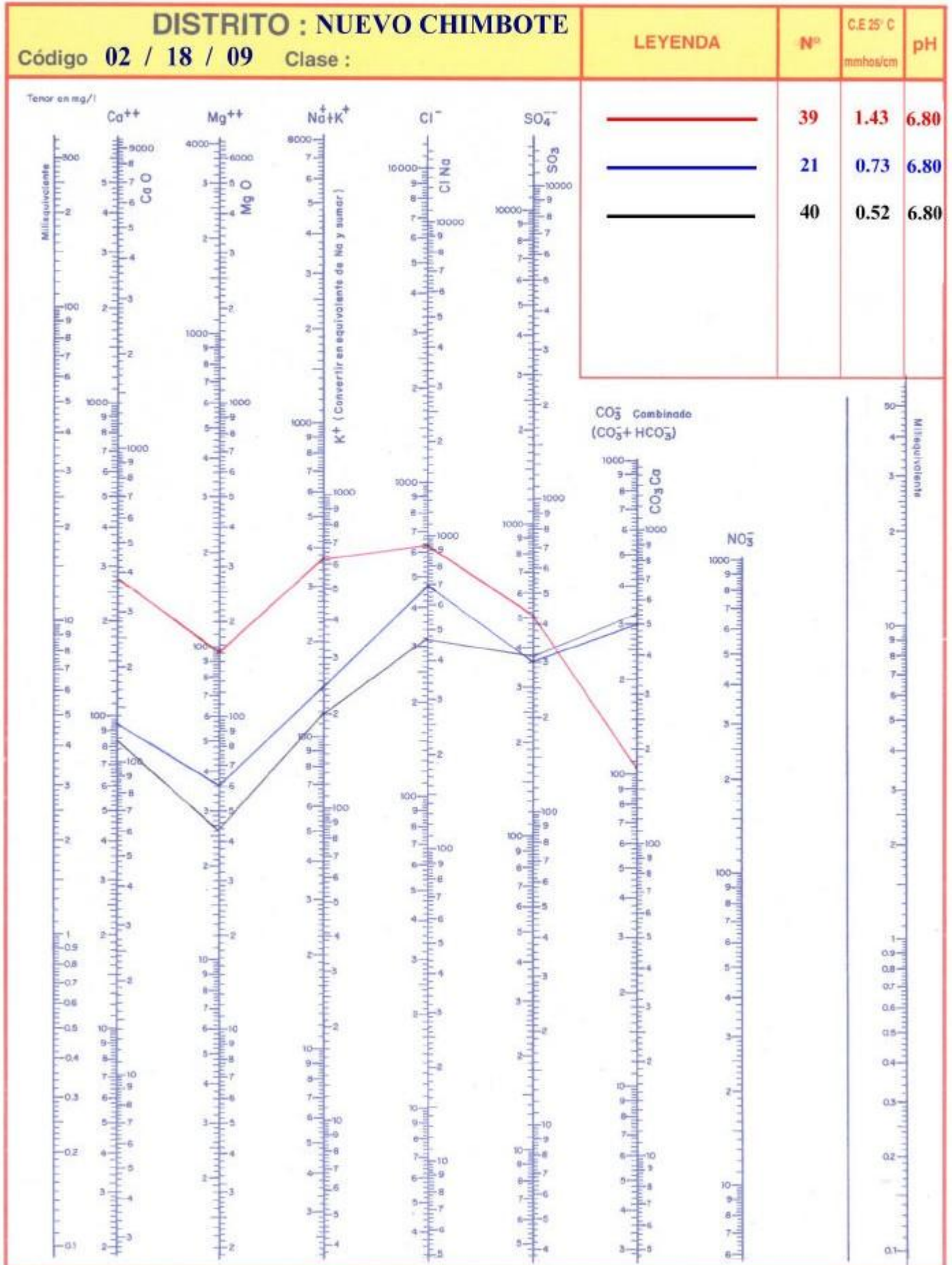


DIAGRAMA DE ANALISIS DE AGUA
TIPO SCHOELLER
 (Figura N° 12)



**DIAGRAMA DE ANALISIS DE AGUA
TIPO SCHOELLER**
(Figura N° 13)

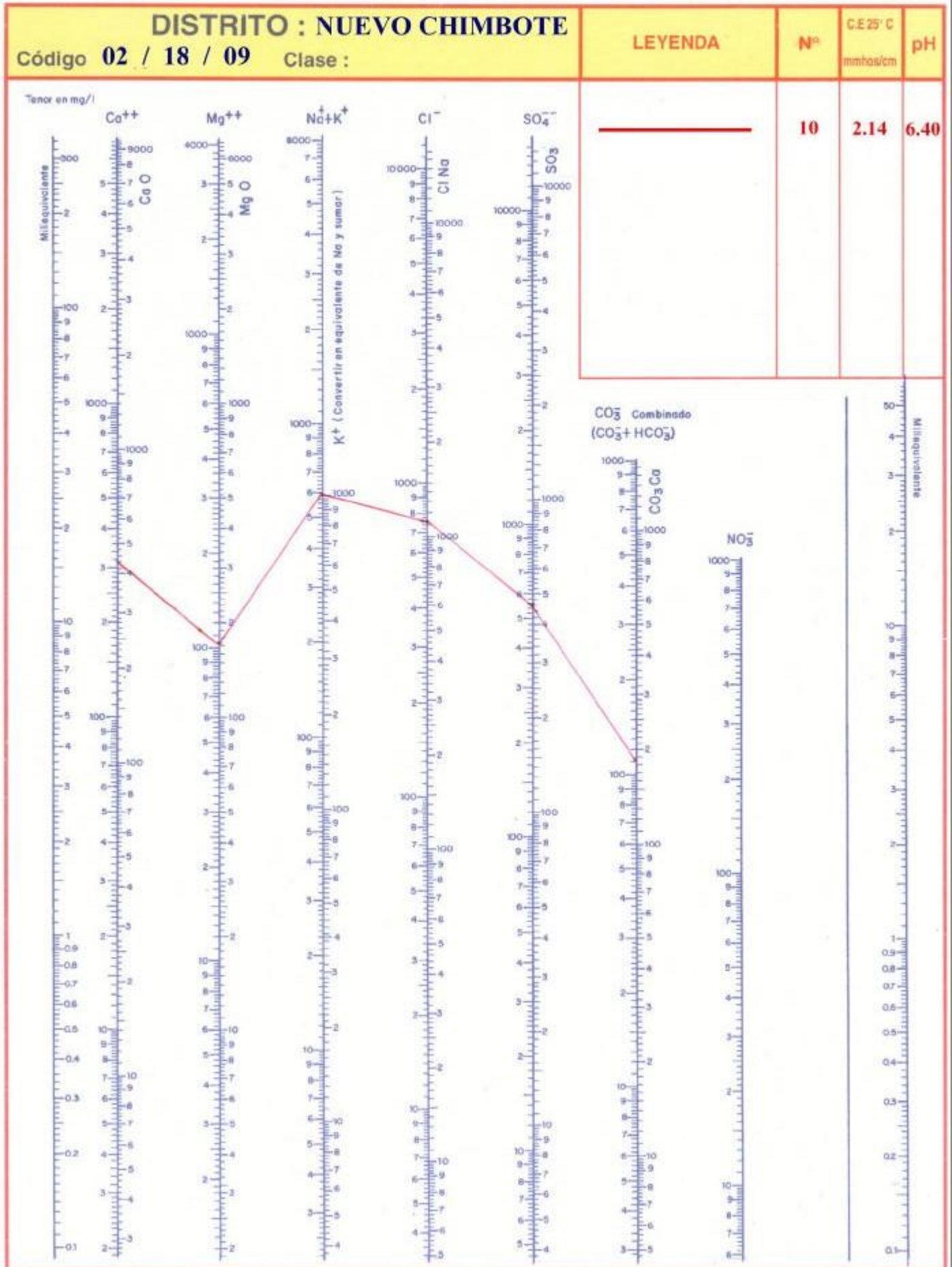
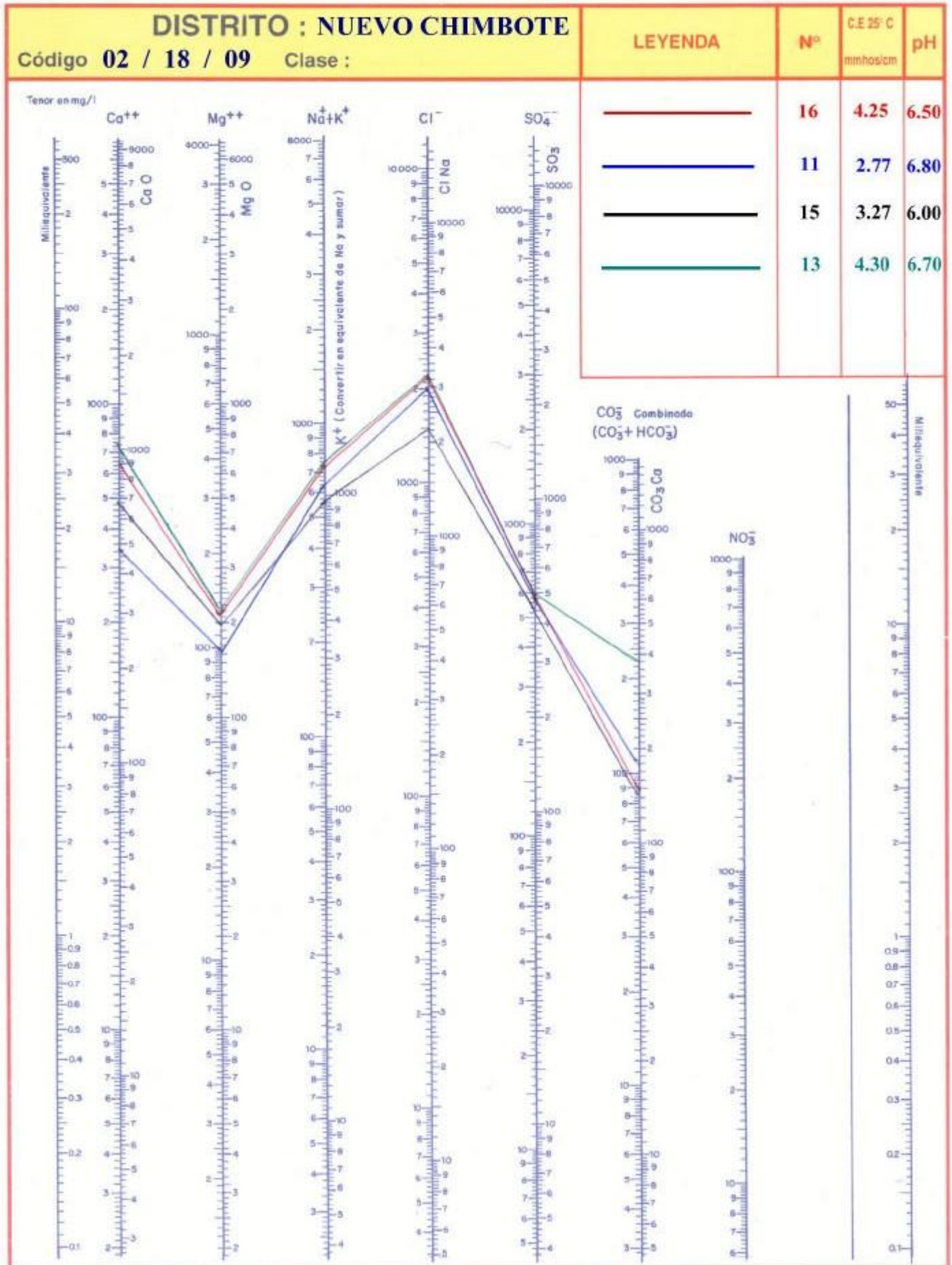


DIAGRAMA DE ANALISIS DE AGUA
TIPO SCHOELLER
 (Figura N° 14)



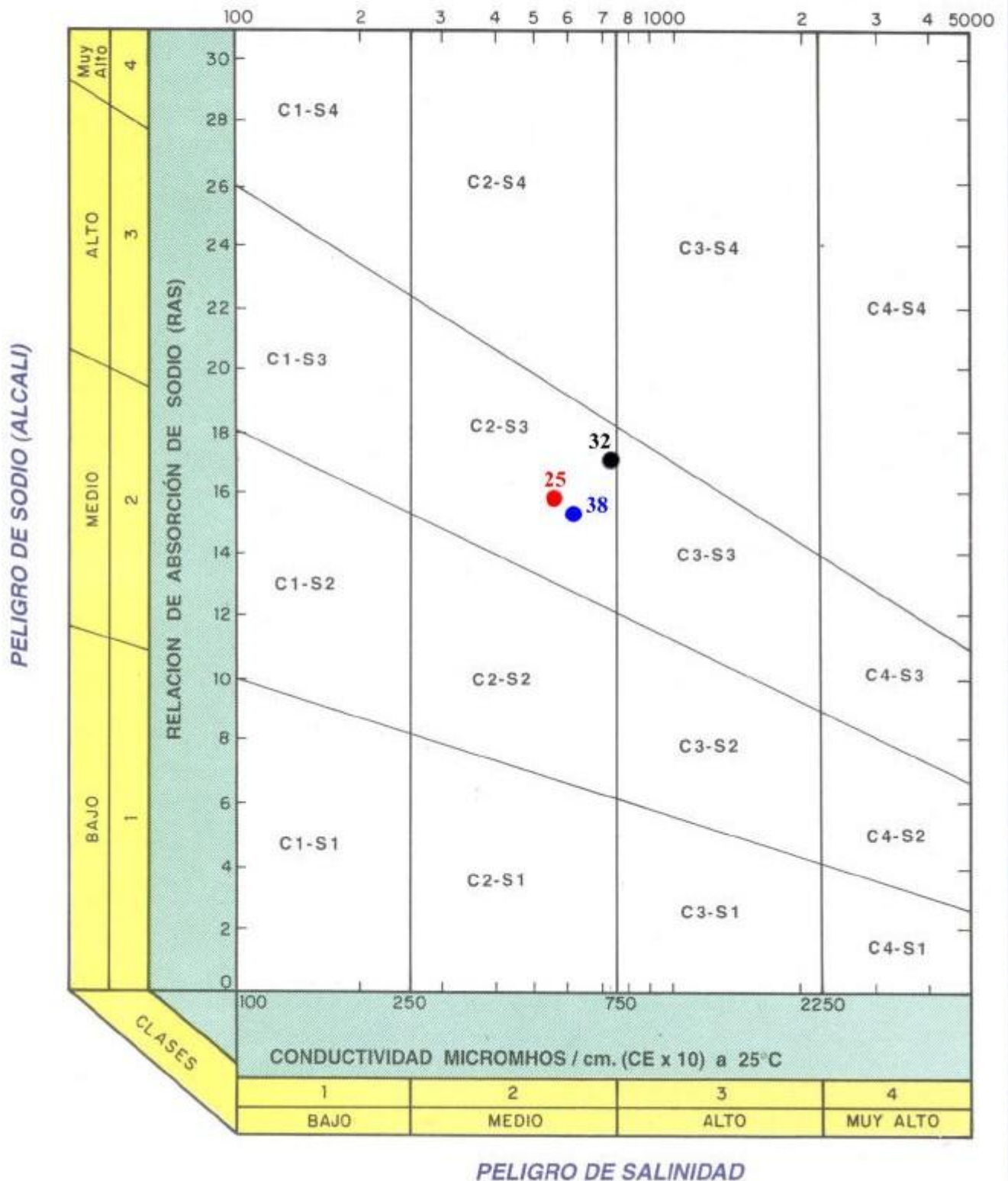
**GRÁFICO
S DE
CLASIFICACIÓN DE AGUA
PARA RIEGO**

VALLE

LACRAMARCA

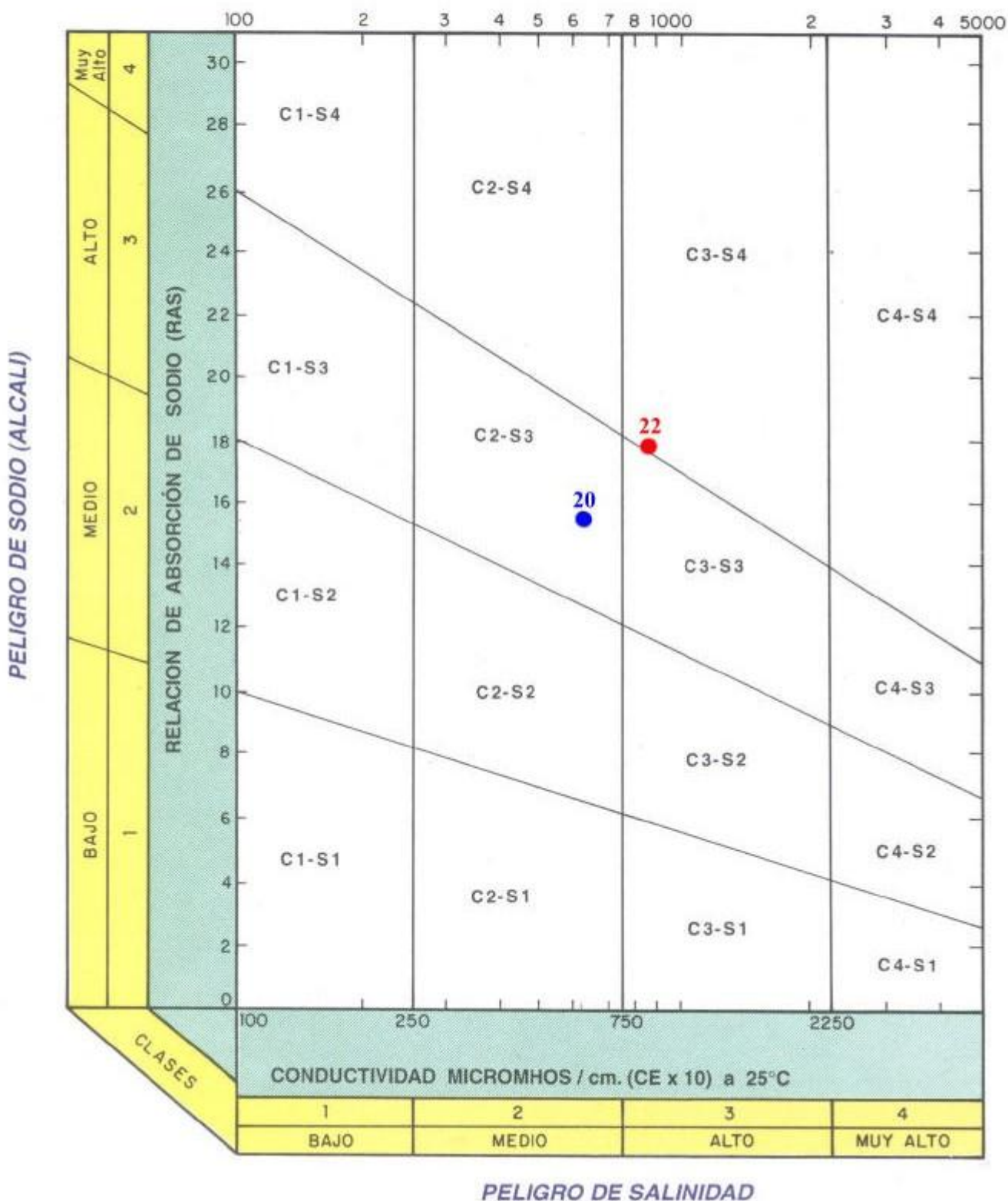
CLASIFICACIÓN DEL AGUA PARA RIEGO

(Figura N° 01)



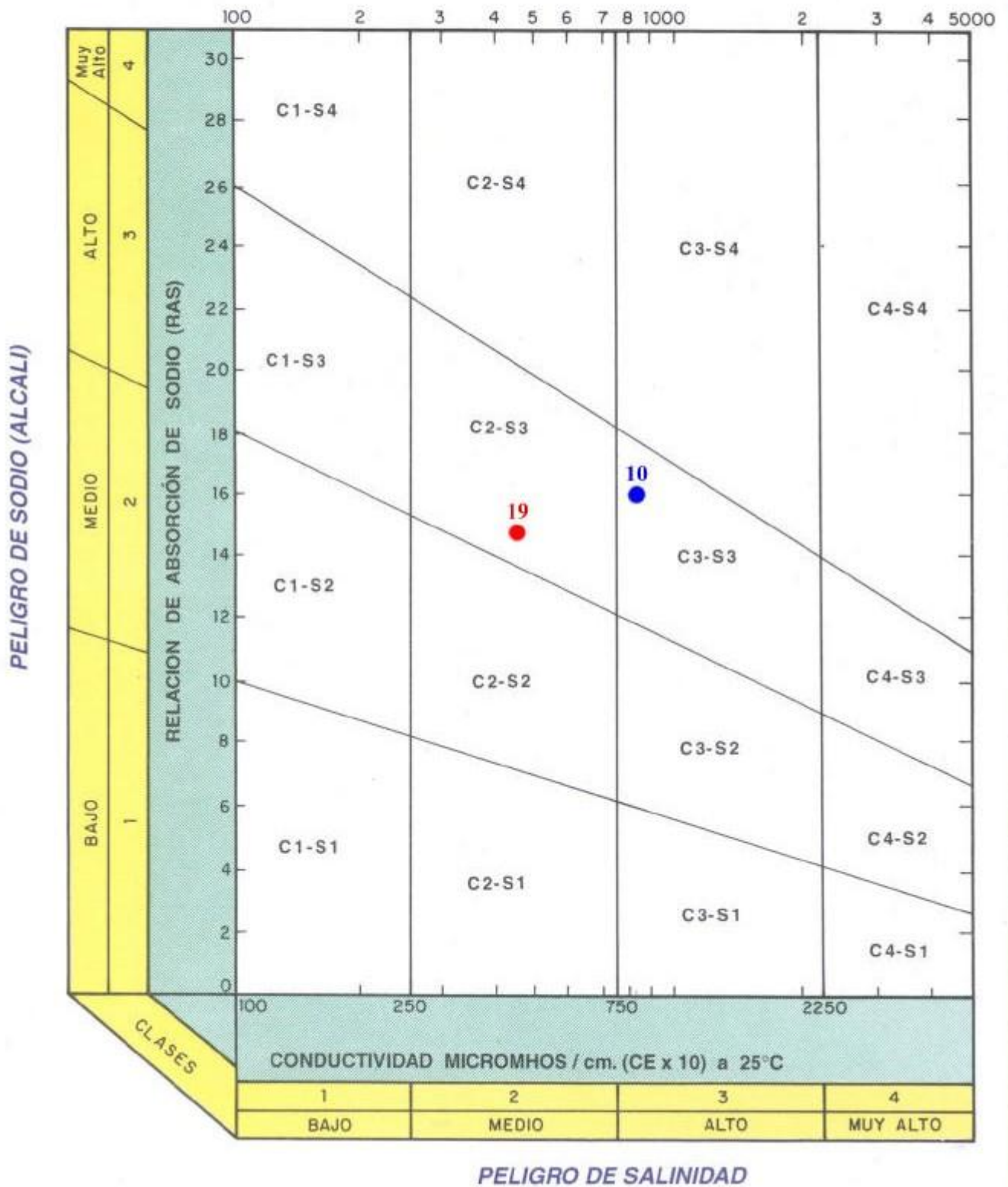
CLASIFICACIÓN DEL AGUA PARA RIEGO

(Figura N° 02)



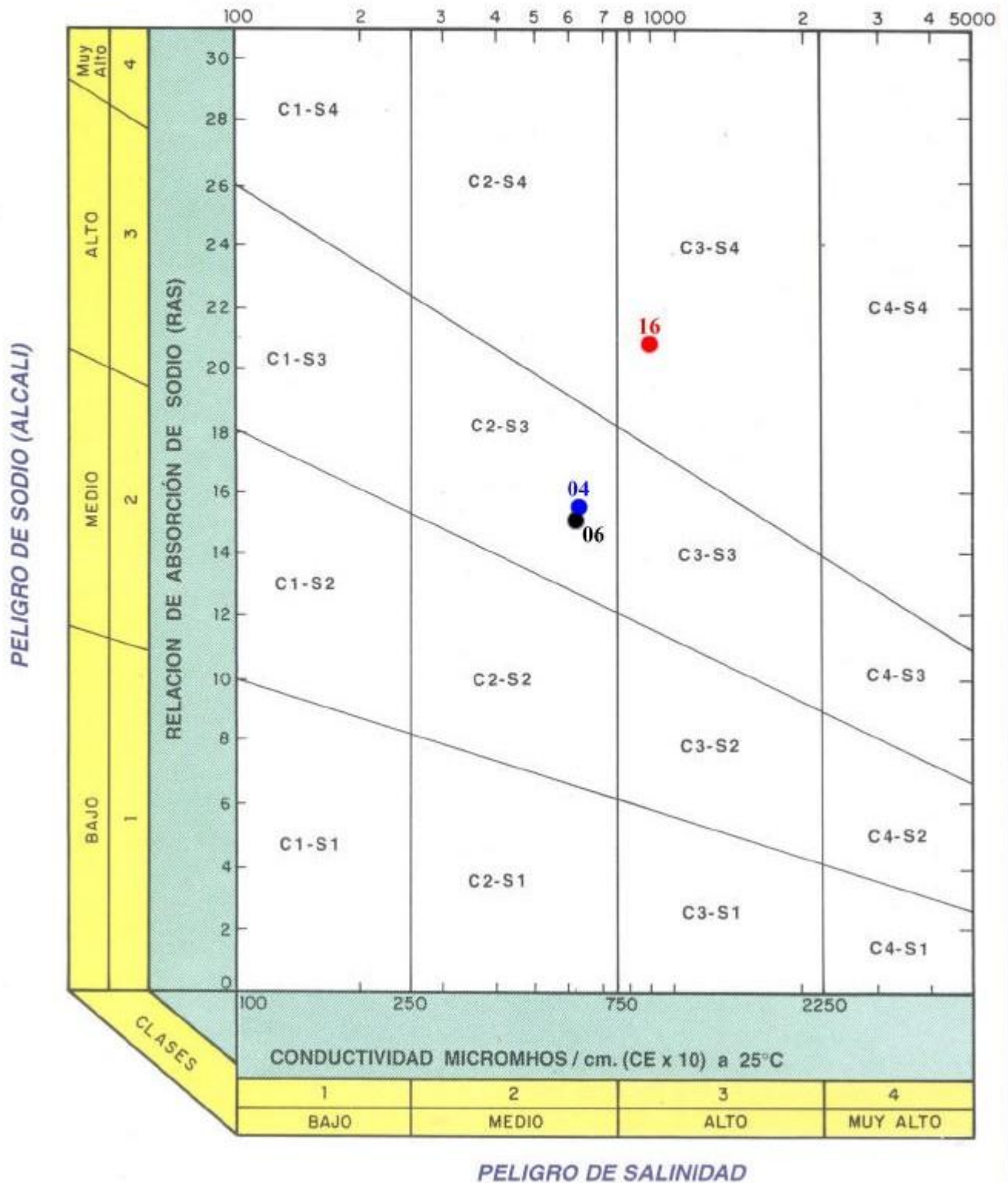
CLASIFICACIÓN DEL AGUA PARA RIEGO

(Figura N° 03)



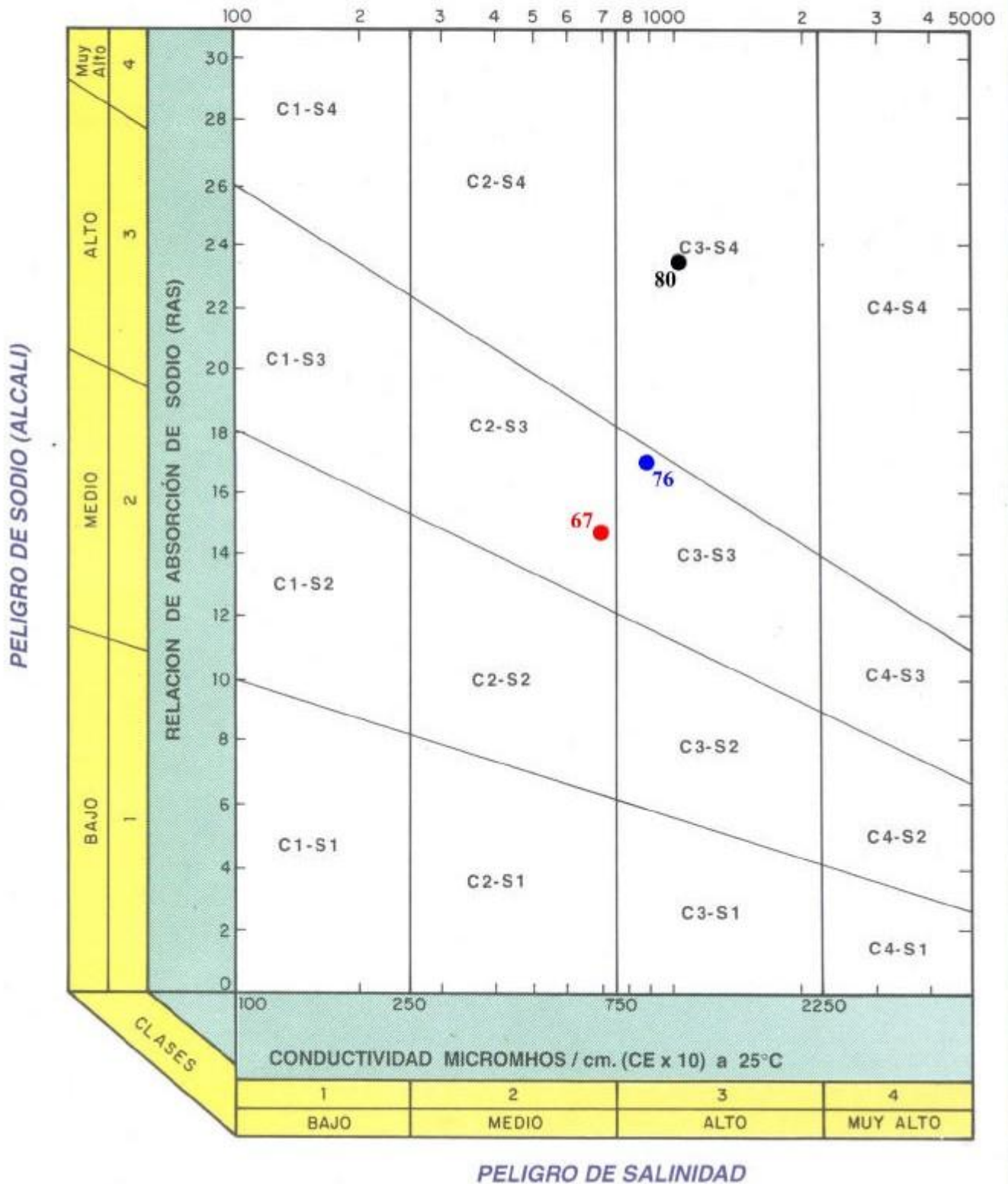
CLASIFICACIÓN DEL AGUA PARA RIEGO

(Figura N° 04)



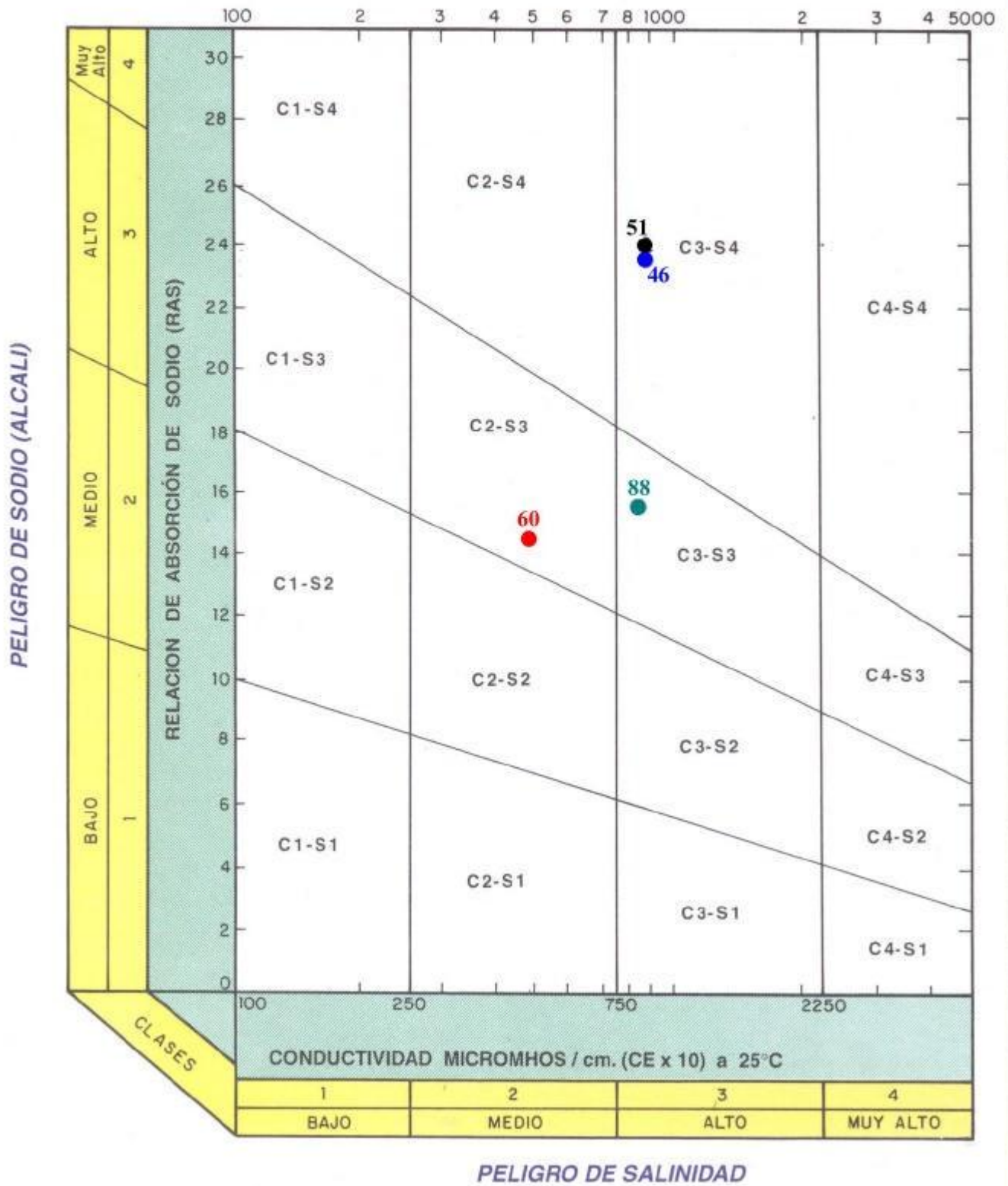
CLASIFICACIÓN DEL AGUA PARA RIEGO

(Figura N° 05)



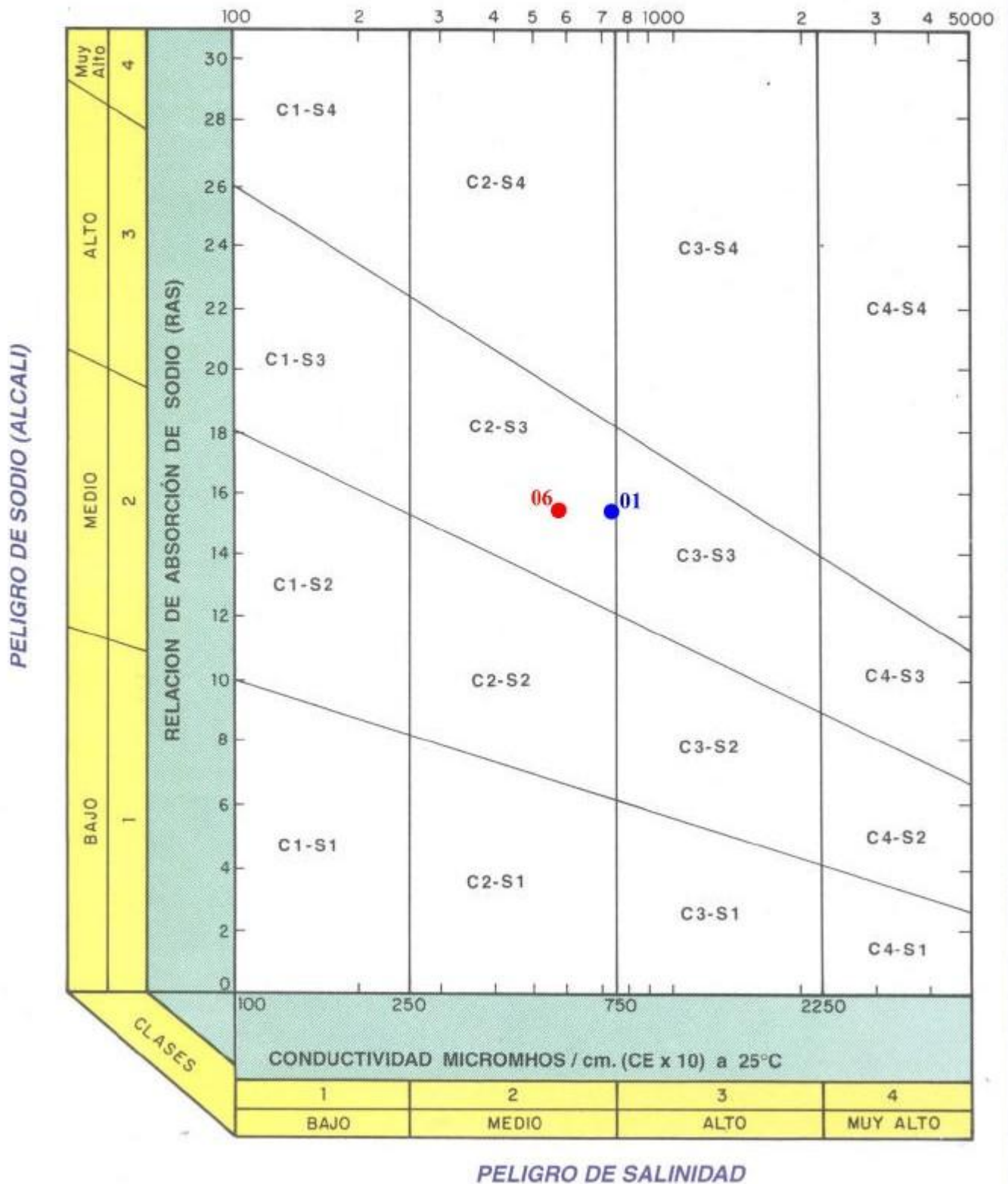
CLASIFICACIÓN DEL AGUA PARA RIEGO

(Figura N° 06)



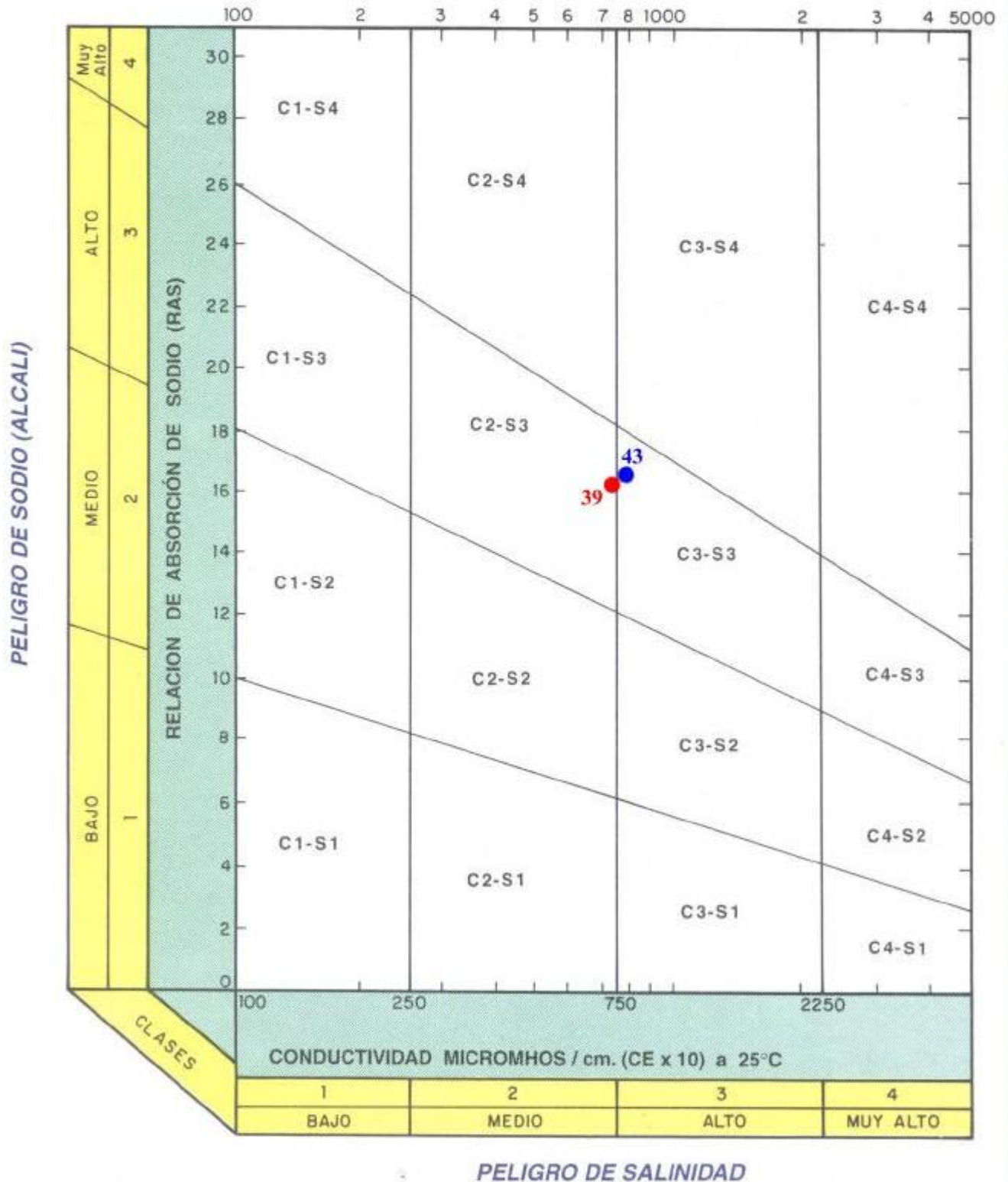
CLASIFICACIÓN DEL AGUA PARA RIEGO

(Figura N° 07)



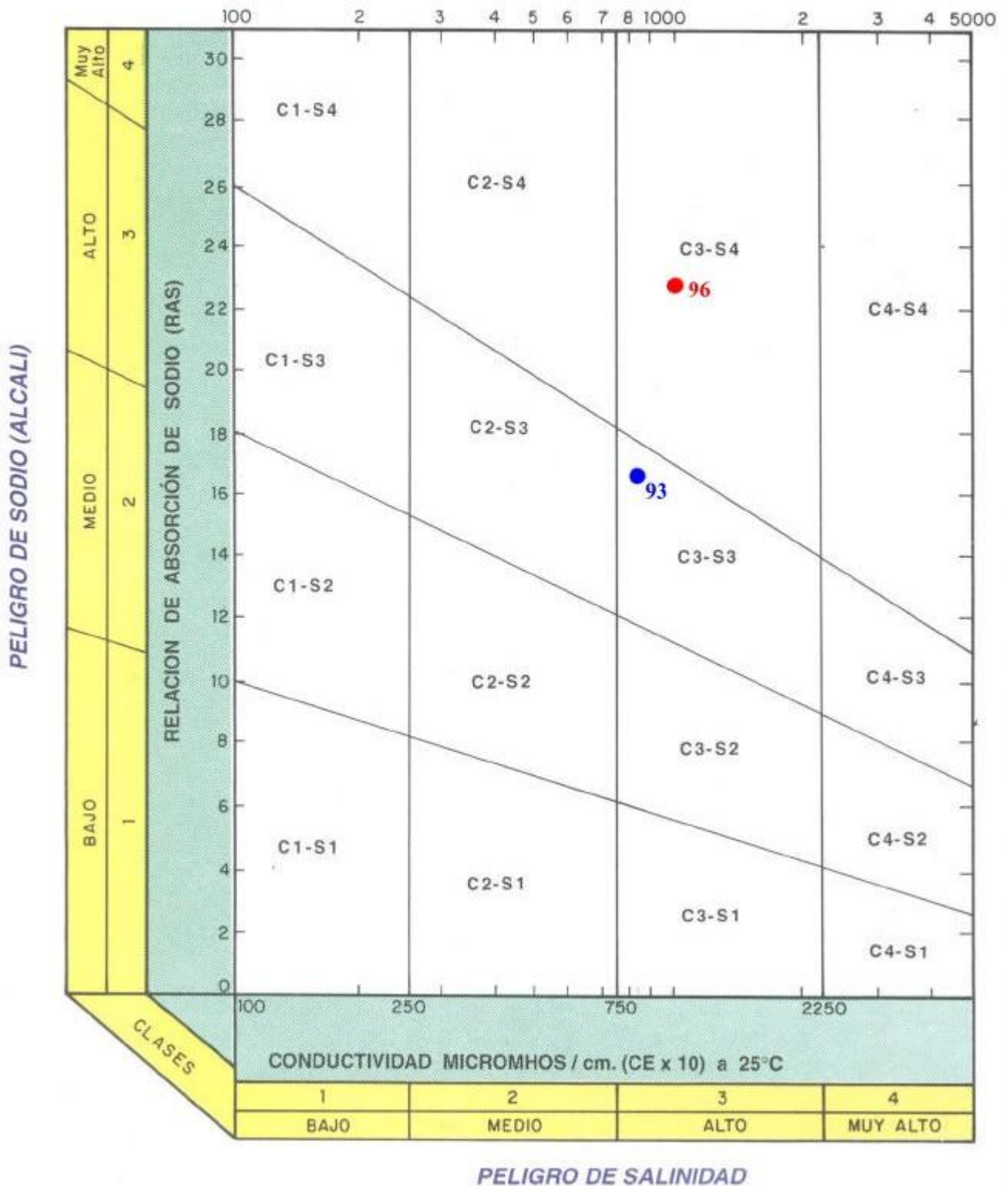
CLASIFICACIÓN DEL AGUA PARA RIEGO

(Figura N° 08)



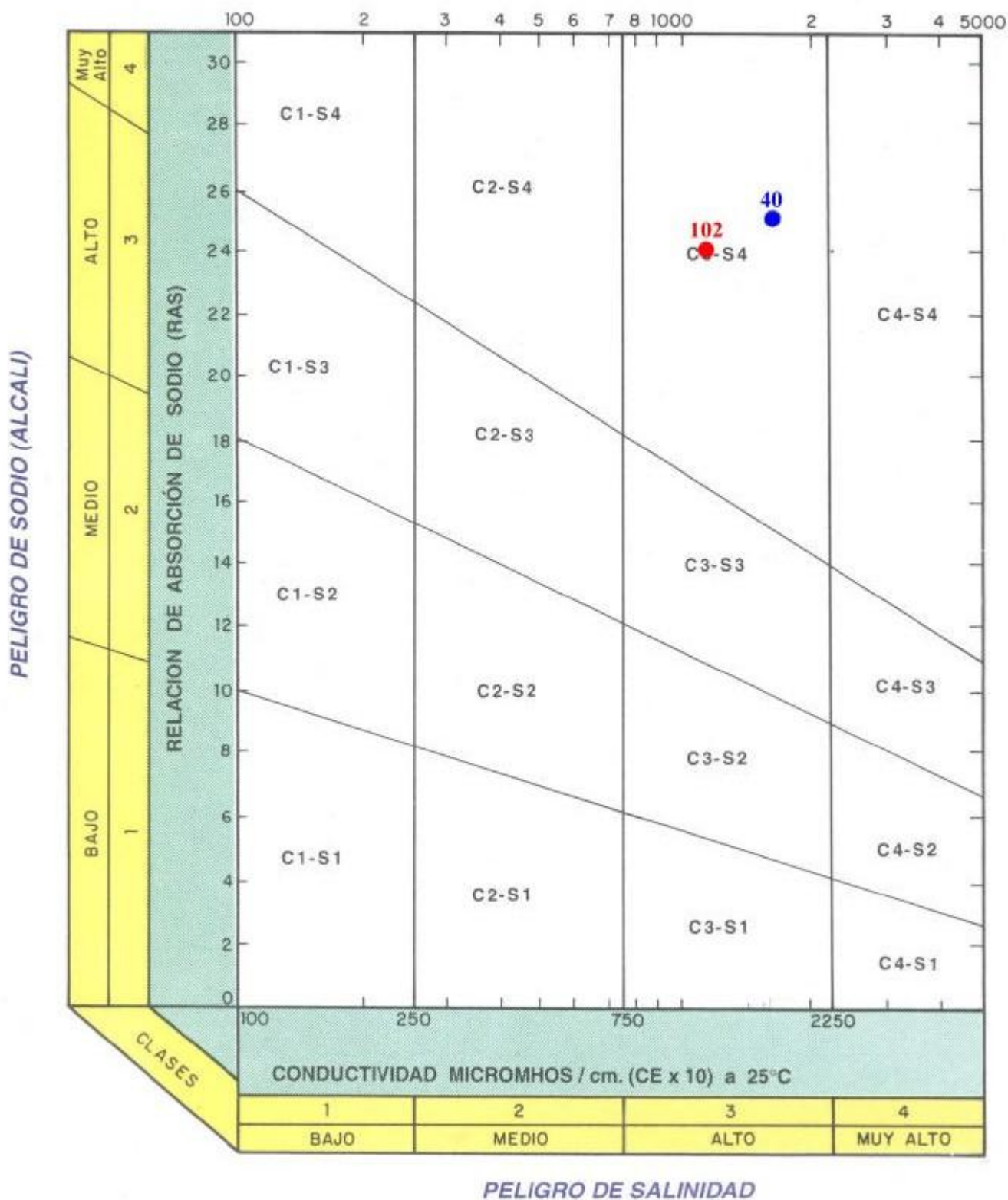
CLASIFICACIÓN DEL AGUA PARA RIEGO

(Figura N° 09)



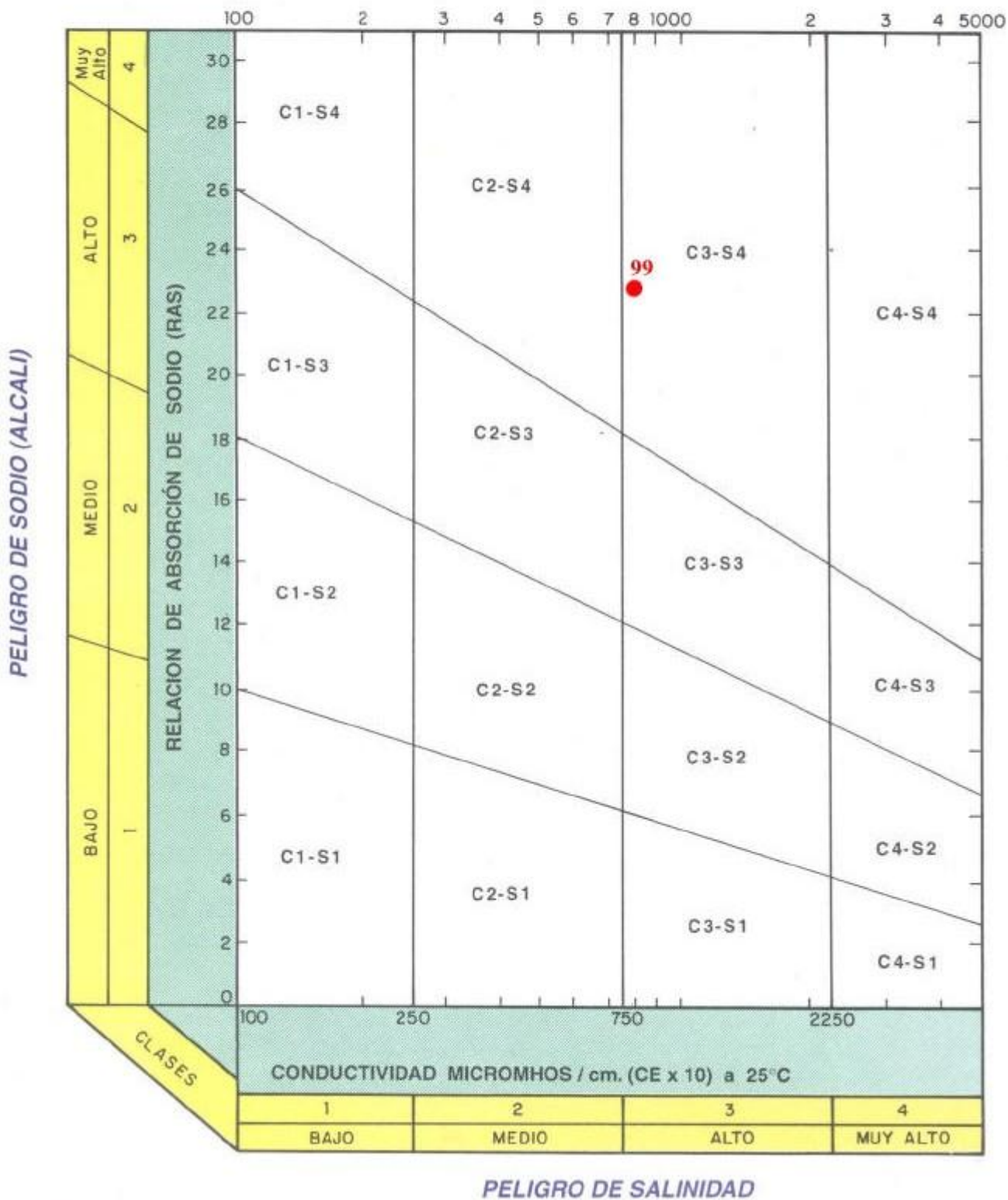
CLASIFICACIÓN DEL AGUA PARA RIEGO

(Figura N° 10)



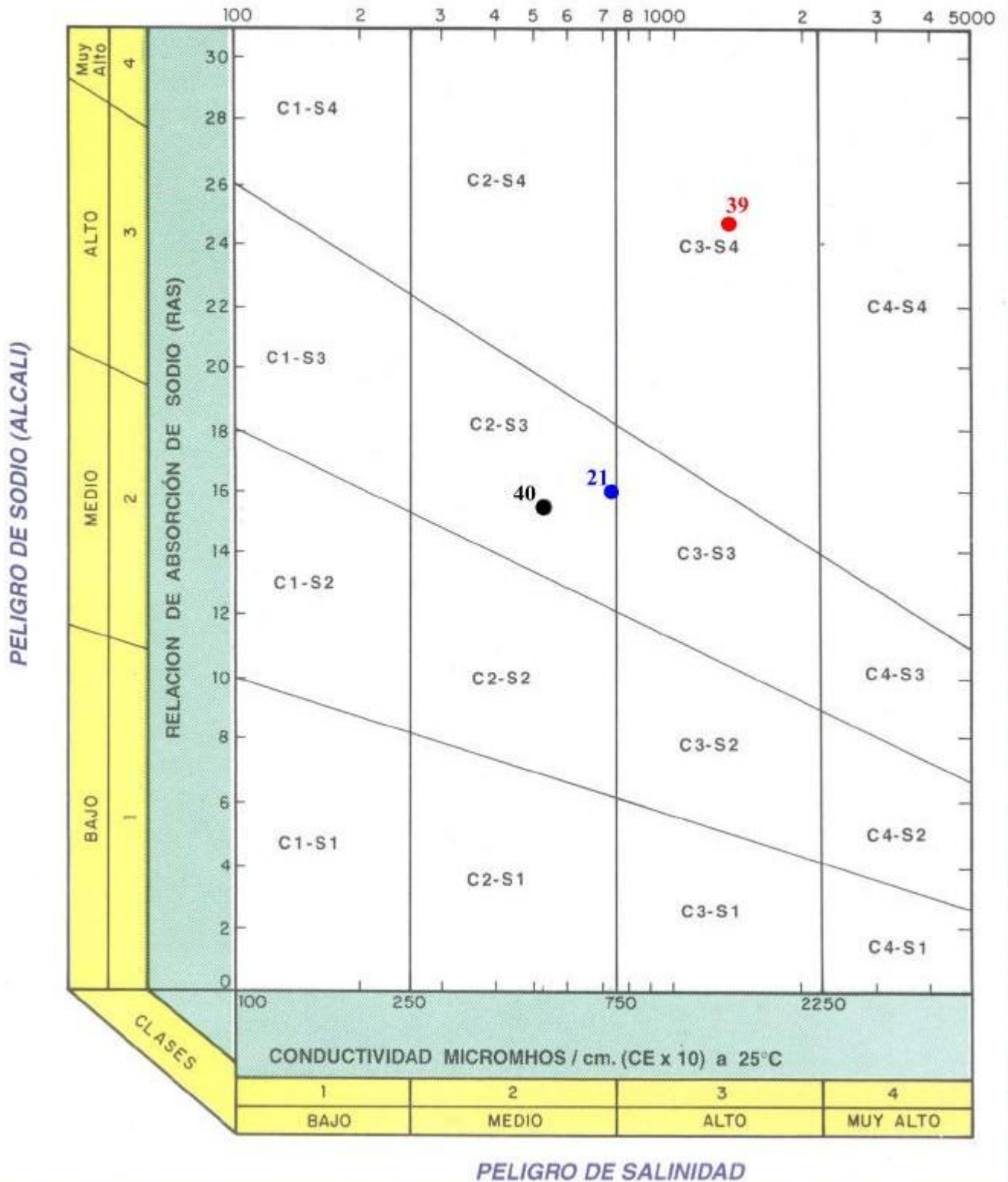
CLASIFICACIÓN DEL AGUA PARA RIEGO

(Figura N° 11)



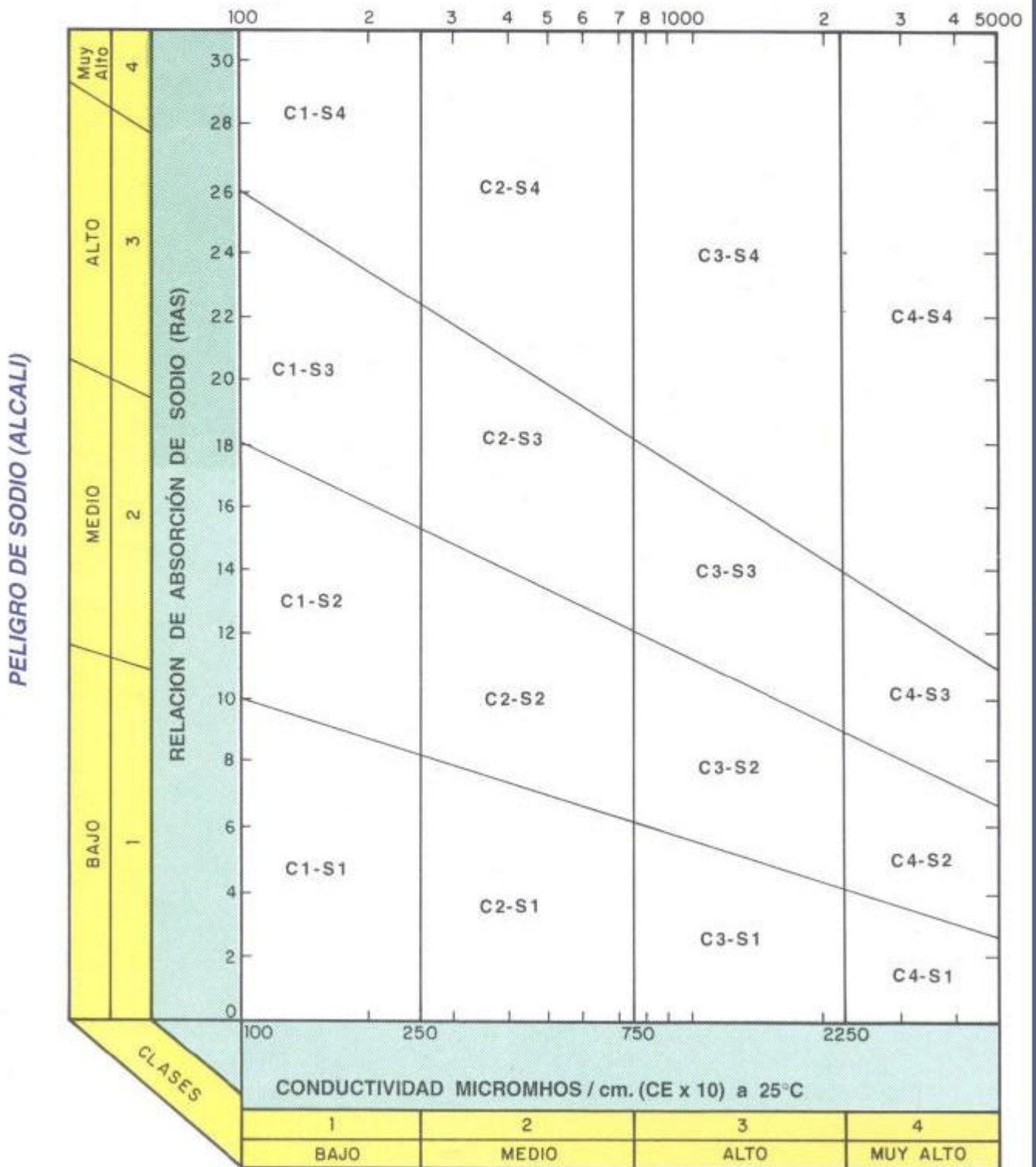
CLASIFICACIÓN DEL AGUA PARA RIEGO

(Figura N° 12)



CLASIFICACIÓN DEL AGUA PARA RIEGO

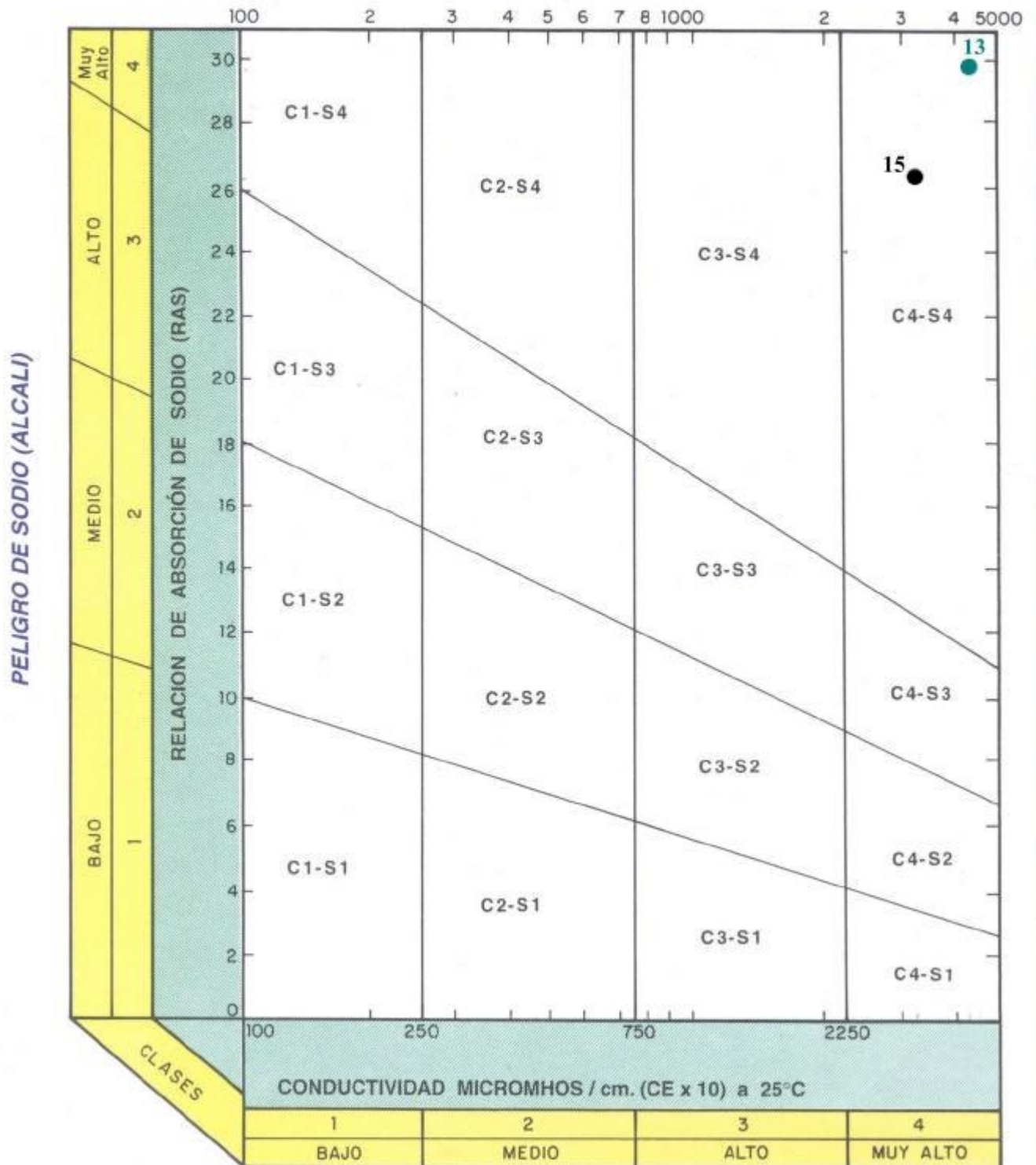
(Figura N° 13)



● Los valores del Pozo IRHS N° 02 / 18 / 09 - 10 no se encuentran dentro de los rangos de este diagrama.

CLASIFICACIÓN DEL AGUA PARA RIEGO

(Figura N° 14)



● Los valores de los pozos IRHS N°s 02/18/09 - 11 y 16 no se encuentran dentro de los rangos de este diagrama

PELIGRO DE SALINIDAD

ESTUDIO DE RIESGO SISMICO PARA EL PUENTE TANGAY

1.1 INTRODUCCIÓN

Este informe se prepara para dar cumplimiento a la exigencia de los TDR de presentar un informe de Riesgo sísmico del estudio, para lo cual se cuenta con la topografía en planta, estudios geológicos, de mecánica de suelos y geotécnicos. Sin embargo, es necesario tener en cuenta que, de acuerdo al reglamento de puentes del MTC, para los casos siguientes podrán utilizarse directamente las fuerzas sísmicas mínimas especificadas en el Título II de este Manual, sin que se requieran estudios especiales de peligro sísmico para el sitio:

- Puentes ubicados en la zona sísmica 1, independientemente de las características de la estructura.
- Puentes de una sola luz, simplemente apoyados en los estribos, independientemente de la zona donde se ubiquen.

El presente estudio corresponde a un puente de una sola luz simplemente apoyado en estribos de concreto armado por lo que se usarán directamente las fuerzas sísmicas mínimas indicadas en el reglamento de puentes del MTC.

1.2 UBICACIÓN

Para acceder al lugar desde Lima, puede utilizarse la carretera Panamericana Norte hasta la ciudad de Chimbote y luego se recorre la carretera de penetración desde la avenida Perú del pueblo joven 2 de mayo hasta el puente tangay mediante una carretera afirmada con una longitud de 2 Km.

1.3 SISMICIDAD Y RIESGO SÍSMICO

Para tal efecto se ha contado con la estadística de los sismos ocurridos desde 1500 hasta la fecha, cuyo inventario se presenta en el anexo de Sismos.

La evaluación del peligro sísmico se ha efectuado por medio del método probabilístico y Determinístico de donde se determinan los niveles sísmicos del movimiento máximo del suelo en el área del proyecto. Además se proponen valores del coeficiente sísmico para el diseño pseudo estático de las estructuras.

En este estudio se describe el entorno tectónico de Perú caracterizado por la colisión y subducción de la Placa de Nazca bajo la Sudamericana. Este proceso que se inicia en

la fosa peruana-chilena, permitió la formación de la Cordillera Andina la deformación continental con la consecuente ocurrencia continua de sismos.

Las características geomorfológicas, geológicas, tectónicas y geofísicas de Perú permiten clasificarlo entre los países de mayor riesgo sísmico en América Latina.

La amenaza de terremotos se constituye como un factor externo del riesgo sísmico al cual se encuentra sometido el Perú. De ahí que los daños que los terremotos provocan dependerán del mayor evento del peligro y la capacidad de respuesta de las estructuras a los diversos grados de aceleración al cual son sometidos cuando ocurre un terremoto (velocidad). La correcta equivalencia entre estos dos factores permitirá reducir los daños causados por este tipo de desastres.

Geográficamente, el Perú está ubicado en la costa Occidental de América del Sur formando parte del denominado Círculo de Fuego del Pacífico. Asimismo, debido a la presencia en el Perú de la Cordillera Andina y a su localización en las zonas tropical y subtropical, permite que frecuentemente se encuentre expuesto a la amenaza de diversos desastres naturales generados por fenómenos geodinámicos internos y externos potencialmente destructivos (sismos, lluvias, aluviones, etc.).

El entorno tectónico que presenta Perú se ve fuertemente afectado por el desplazamiento y la fricción de las placas de Nazca y Sudamericana dentro del proceso conocido como Subducción, el primero que ocasiona una importante deformación cortical produciendo de esta manera una gran cantidad de sismos de diferentes magnitudes a diversos niveles de profundidad.

La distribución espacial de los sismos con foco superficial, permite considerar como principal fuente sismogénica a los sismos que ocurren entre la fosa y el borde oeste de Perú, siendo estos de magnitud elevada y muy fuertes, además de producir un alto grado de destrucción en las ciudades distribuidas a lo largo de la costa de Perú.

En cambio, en el interior del continente la ocurrencia de sismos es poco frecuente, siendo esta la segunda fuente sismogénica que se caracteriza por generar sismos de magnitud menor, pero por ser superficiales son tan dañinos como el debido al proceso de fricción de placas.

Desde este punto de vista, la ocurrencia de los sismos en el Perú conlleva a aceptar a este fenómeno como uno de los principales peligros latentes; por lo tanto, es necesario realizar una adecuada preparación y la puesta en marcha de planes de mitigación de dicho peligro y los daños que estos podrían ocasionar (ver Figura 1).

En este estudio se realiza un análisis general del entorno tectónico con el cual se producen los sismos y la amenaza real que ellos representan para la población peruana.

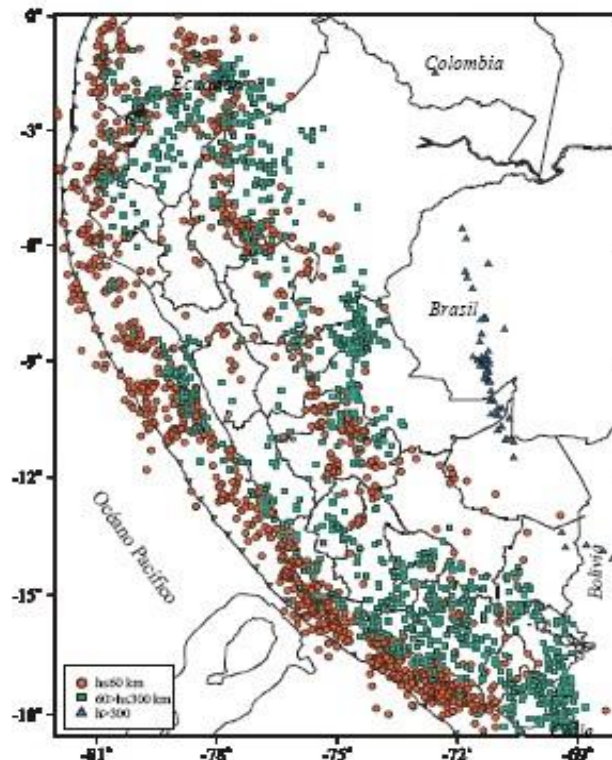


Figura 1. Mapa de la Sismicidad en Perú para el período 1960-1995, $m_b \geq 5$ (NEIC e IGP), distribución de los sismos con foco superficial ($h \geq 60$ Km.) Indicado por los círculos, sismos de foco intermedio ($60 \text{ Km.} < h \leq 300 \text{ Km.}$) indicados con cuadrados y sismos de foco profundo ($300 \text{ Km.} < h$) indicados con triángulos.

1.3.1. Historia sísmica del área de influencia

La información, sobre la sismicidad histórica de Perú data del tiempo de la conquista y colonización del país y se encuentra esparcida en diferentes obras inéditas, manuscritos, crónicas, narraciones, informes administrativos por parte de los clérigos y gobernantes de aquellos años.

Gran parte de esta información ha sido recolectada y publicada por Polo (1904), Barriga (1939), Silgado (1978) y Dorbath et al, (1990). En general, estos autores indican que el sismo más antiguo para el cual se dispone de información data del año 1513

Es importante considerar que la calidad de estos datos dependerá de la distribución y densidad de la población en las regiones afectadas por estos movimientos sísmicos; por lo tanto, existe la posibilidad de que hayan ocurrido sismos importantes en áreas no pobladas o próximas a localidades con las cuales era difícil establecer comunicación. Entre los sismos más importantes ocurridos en la región Norte de Perú se menciona a sismos de 1619 y 1953 (VIII MM), que produjeron muerte y destrucción en Trujillo y Tumbes.

En la región Central sobresalen los sismos ocurridos en 1586 (IX MM), primer gran sismo para el cual se tiene documentación histórica; 1687 (VIII MM) y 1746 (X MM), los mismos que destruyeron casi completamente a la ciudad de Lima.

El sismo de 1746 generó un tsunami con olas de 15-20 metros de altura que inundó totalmente al puerto del Callao. En la región Sur, ocurrieron sismos muy importantes en 1604 (IX MM), 1784 (X MM) y 1868 (X MM) que destruyeron principalmente a las ciudades de Arequipa, Moquegua, Tacna, Puno y Norte de Chile. El terremoto de 1868 habría producido una longitud de ruptura del orden de 500 Km. y un tsunami con olas de 12 a 16 metros de altura.

En el interior del continente, ocurrieron sismos importantes en 1650 (VII MM) 1946 (IX MM) y 1947 (VIII MM) que produjeron muerte destrucción en las ciudades de Cuzco, Huaraz y Satipo respectivamente.

1.3.2. Sismicidad instrumental

Las características de la distribución espacial de la actividad sísmica instrumental ocurrida entre 1960 y 1995 ($m_b \geq 5.0$), puede ser analizada en la Figura 1.

Según Tavera y Bufón (1998), los sismos con foco superficial (círculos) se producen en la zona oceánica y se distribuyen en dirección paralela a la línea de costa.

En esta zona se producen con relativa frecuencia sismos de magnitud elevada como el ocurrido en 1970 ($m_b = 6.4$), el mismo que es considerado como uno de los más catastróficos en el mundo por haber producido la pérdida de 67,000 personas, 250,000 desaparecidos y 180,000 heridos.

La sismicidad esta directamente asociada a la fricción de placas dentro del proceso de subducción de la placa de Nazca bajo la Sudamericana.

Un segundo grupo de sismicidad con foco superficial se localiza en el interior del continente y debería su origen al proceso de subsidencia del escudo brasileño bajo la Cordillera Andina y a la deformación cortical que se produce en la Alta Cordillera, siendo estos sismos menores en magnitud y frecuencia.

El sismo de mayor magnitud ocurrido en el continente y para el cual se cuenta con información, es el de 1991 ($m_b = 6.4$), el mismo que produjo innumerables pérdidas humanas y económicas en las localidades de Moyobamba, Soritor y Rioja.

En general, la sismicidad sobre el territorio peruano muestra las zonas de mayor deformación superficial.

Asimismo, los sismos con foco intermedio (cuadrados) se distribuyen en superficie de manera irregular; sin embargo, es posible identificar tres grupos.

El primero se distribuye paralelo a la línea de costa por debajo de los 9° S y se caracteriza por la frecuente ocurrencia de sismos de magnitud elevada, como los ocurridos en 1983 (6.1) y 1993 (6.3) los mismos que presentan magnitudes mb que varían entre 6.1 y 6.5.

El segundo grupo se localiza en la región Norte y Centro, con sismos que se distribuyen a lo largo de la Cordillera Oriental y la Zona Subandina siguiendo alineamientos Norte-Sur.

El tercer grupo más importante, se distribuye sobre toda la región Sur presentando un mayor índice de sismicidad respecto a las zonas anteriores. Finalmente, los sismos con foco profundo se localizan en la región central cerca del borde Perú-Brasil y en la región Sur en el borde Perú-Bolivia.

Esta actividad sísmica es mayor en la primera región (6° - 11° Sur) y, sigue un aparente alineamiento N-S; mientras que, la segunda es menos numerosa y más dispersa.

1.3.3. Principales fuentes sismo génicas

Se denominan fuentes sismo genéticas aquellas zonas en las que se puede considerar que los terremotos presentan características comunes y por lo tanto se pueden asociar a una misma fuente.

Las herramientas más importantes para establecer los límites de las zonas sismo genéticas son los mapas de distribución espacial de sismos, ya que se debe ser minucioso en la interpretación de los datos geológicos puesto que, las características tectónicas más evidentes sobre el terreno no son generalmente las más activas.

A continuación se describen las principales 3 zonas sismo génicas presentes en el Perú a diversos niveles de profundidad (Figura 2 y 3).

Los sismos de foco superficial, representados por círculos, localizados entre la línea de fosa y la dirección en esta, forman la fuente sismogénica más importante, produciéndose en ella, sismos de magnitud elevada con relativa frecuencia.

Una segunda fuente de sismicidad se localizaría en el interior del continente, siendo los sismos menores en magnitud y frecuencia Estos sismos se distribuyen próximos a los sistemas de fallas de Moyobamba (San Martín), Cordillera Blanca (Ancash), Satipo y Huancayo (Junín) Figura 2.

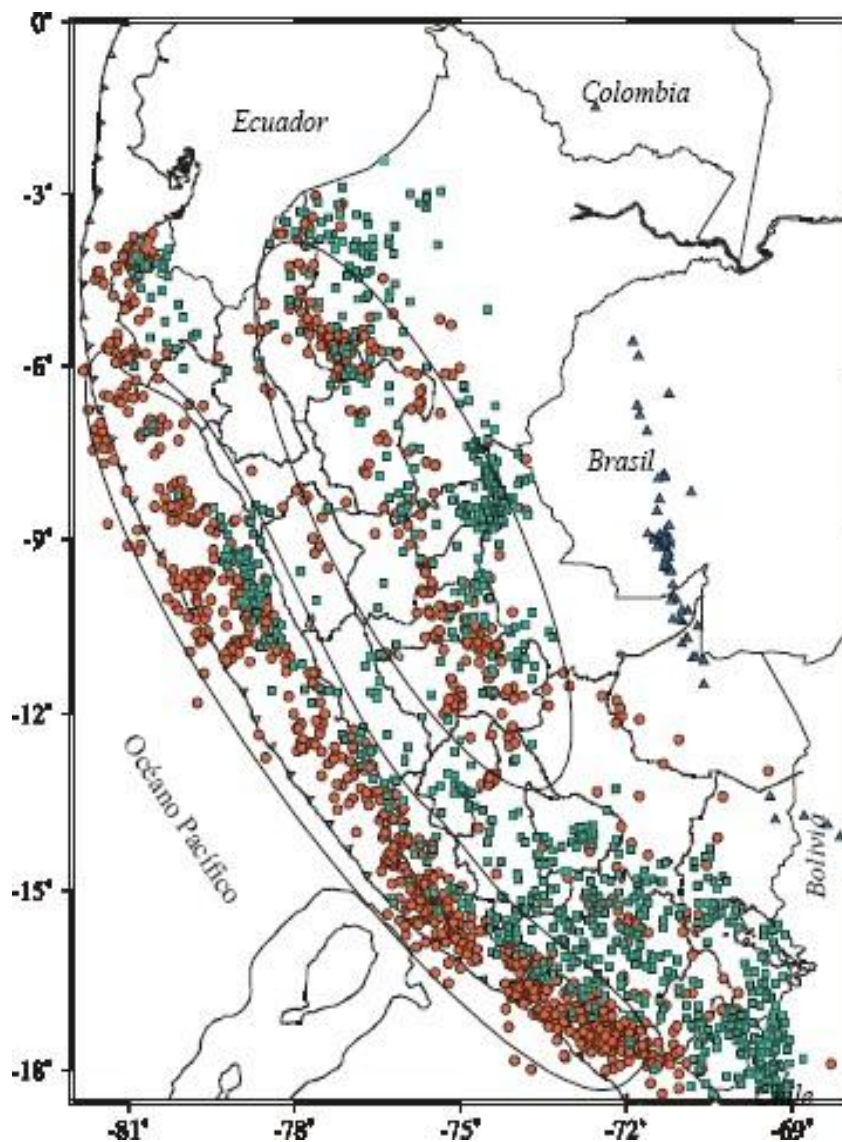


Fig. 2 Mapa de Sismicidad del Perú, para el período 1960-2000 ($M_b \geq 5.0$) las áreas circulares indican las fuentes sismo génicas para sismos con foco superficial representados por círculos.

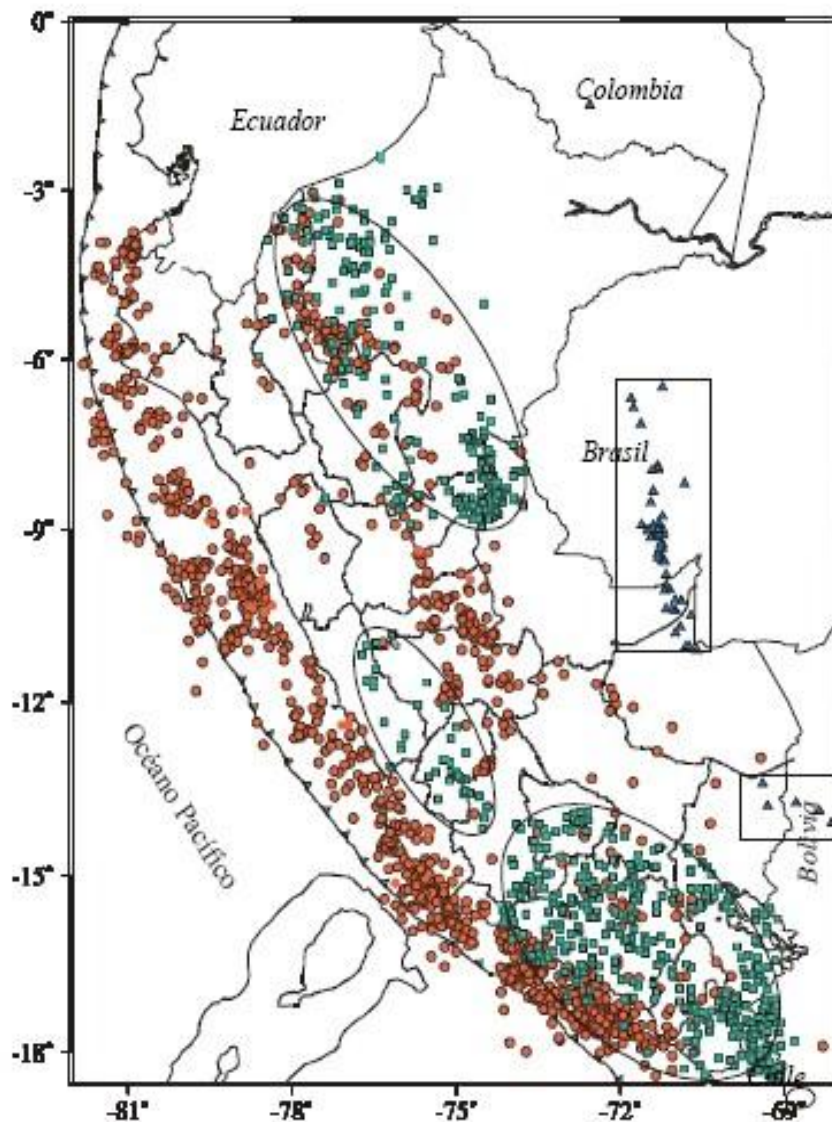


Fig. 3 Mapa de Sismicidad del Perú, para el período 1960-2000 ($M_b \geq 5.0$) las áreas marcadas por los elipsoides indican las principales fuentes sismogénicas para sismos con profundidad intermedia ($60 \leq h \leq 300$) y los cuadrados para sismos con foco profundo ($h \geq 300$).

Los sismos de focos intermedios se producen debido a 3 fuentes sismogénicas simbolizados por cuadrados: la primera es paralela a la línea de costa por debajo de los 9° Sur, la segunda considera a los sismos distribuidos en el Norte y Centro de la Cordillera Oriental y la Zona Subandina.

La tercera fuente abarca finalmente los sismos que se distribuyen solo siendo mayor el número de sismos con respecto a las zonas anteriores. Estas fuentes se muestran en la Figura 3.

Finalmente, los sismos de foco profundo son parte de 2 fuentes sismo génicas indicadas en la Figura 3. La primera en la región Central cerca del borde de Perú Brasil, y la segunda en la región Sur en el borde Perú- Bolivia, triángulos.

Una característica de cada fuente es el valor del coeficiente de relación propuesta por Gutenberg y Richter (1944)

$$\text{Log } N = a - b M$$

Donde:

N = número de terremotos de magnitud igual o mayor que *M*.

a = coeficiente de actividad sísmica

b = indicativo de proporción que hay entre terremotos grandes y pequeños de la zona.

En esta relación, el parámetro *b* es el más importante ya que se le asigna implicancias sísmicas y tectónicas. Según Miyamura (1962), de acuerdo a la variabilidad regional y al desarrollo tectónico de cada región se evidencia que los valores altos de *b* (1.0-1.8), son caracterizados por zonas de bandas circunpácificas y alpinas, los valores intermedios de *b* (0.6-0.7), corresponderían a zonas de deriva y plataformas continental. Asimismo, los valores de *b* por debajo de 0.5 serían propios de estructuras antiguas.

Los valores de *b* estimados para Perú, Bernal (2002), varían entre 1.25-1.29, para sismos de foco superficial; para sismos con foco intermedio, el valor de *b* es de 1.17. En general, si se considera el total de la sismicidad que ocurre en Perú a todos los niveles de profundidad el valor de *b* es 1.22.

Estos valores sugieren que el Perú es un país altamente sísmico debido principalmente a la juventud de todos los procesos geodinámicos que en ella ocurren.

En la Figura 4 se muestra los diferentes gráficos de frecuencia – intensidad elaborada para cada departamento y en ella se observa que para los departamentos localizados en la costa el número de sismos con intensidades altas es mayor con relación a los distribuidos en el interior del continente. Así, el departamento de Lima presenta el mayor número de sismos con intensidades elevadas seguida de Arequipa, Ica y Ancash.

Para los departamentos localizados en la Alta Cordillera, el número de sismos con intensidades altas es menor sobresaliendo el departamento de Junín con 20 I = III MM y 8 con I = IV MM.

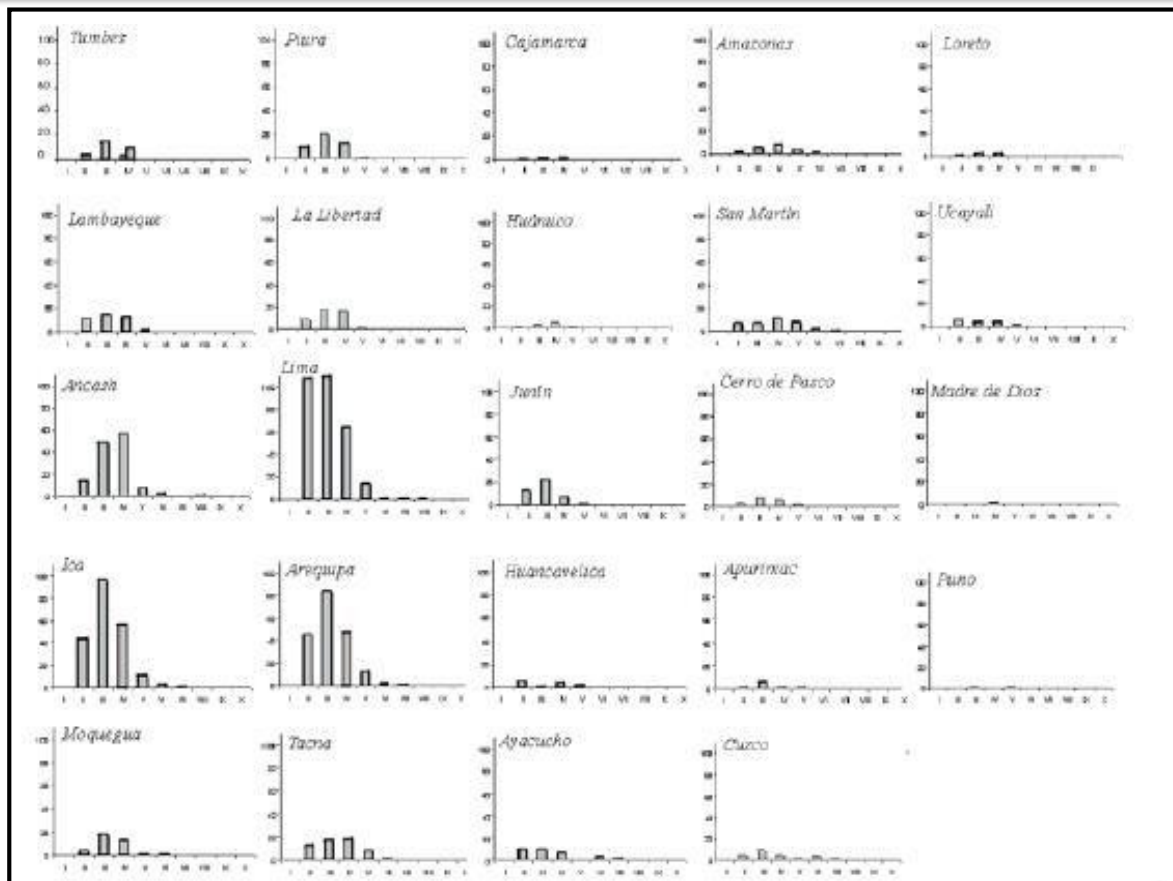


Fig. 4. Gráficos de Frecuencia- intensidad para sismos ocurridos en Perú entre 1964 - 2000.

En la Figura 5 se presenta los resultados obtenidos en el estudio y la propuesta de Zonificación Sísmica Preliminar para el Perú por I. Bernal y F. Tavera del Instituto Geofísico del Perú. De acuerdo a esta figura, los departamentos de Ancash, Lima, Ica y Arequipa son los de mayor susceptibilidad a ser afectados por un mayor número de sismos que generan intensidades mayores o iguales a IV MM.

Los departamentos de Tumbes, Piura, Moquegua y Tacna presentan un nivel de sismicidad media, aunque de manera puntual y poco frecuente, estos han sido afectados por sismos importantes y quizás sea conveniente para su evaluación considerar un periodo mayor de datos.

Los departamentos con nivel de sismicidad media son Lambayeque, La Libertad y San Martín, aunque este último departamento fue afectado por sismos de considerable intensidad en 1990 y 1991 ($I_{max} = VI$ MM). En el resto de los departamentos se observa un nivel de sismicidad baja (Cuzco), excepto Loreto, Ucayali y Puno que son considerados como departamentos con nivel de sismicidad nula.

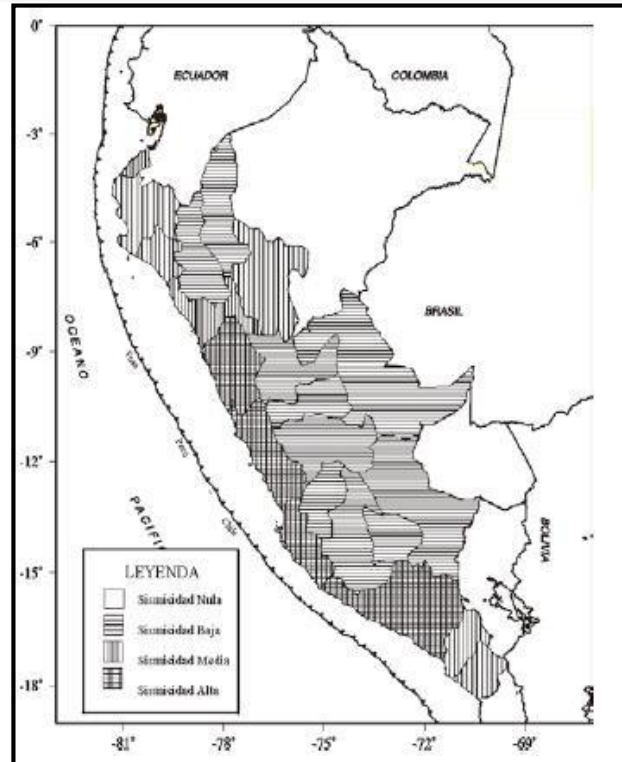


Fig. 5 Mapa de Zonificación Preliminar para el Perú a partir de la frecuencia intensidad de los sismos ocurridos entre 1964 – 2000.

1.3.4. Análisis Espacio – Temporal de la actividad sísmica

El análisis espacio-temporal de la actividad sísmica sea efectuado considerando el tipo y cantidad de información que se encuentra disponible en la actualidad.

Esta información es de dos tipos: el primero corresponde a la información histórica, en la que se tiene narraciones de los efectos de los sismos ocurridos desde el comienzo de la historia escrita y de acuerdo a cómo afectaban los sentimientos de los conquistadores primero y de los colonos después; esto significa que se desconoce lo ocurrido antes de 1513 (Silgado 1978), por otro lado la información que se tiene no es de carácter directo sino inferencial debido a que las narraciones sobre los daños están relacionadas a las poblaciones afectadas. El segundo tipo de información corresponde al siglo pasado y al presente siglo y es fundamentalmente de carácter instrumental, por lo que se puede disponer de la ubicación de epicentros y aún de la magnitud de por lo menos los sismos más importantes. Sin embargo la determinación hipocentral instrumental, que a comienzos del siglo XX fue pobre (errores mayores de un grado), fue mejorando progresivamente conforme aumenta el número de estaciones y mejoraba también el control del tiempo. A partir de agosto de 1963 se comenzó a instalar una red estándar a nivel mundial, que para 1964 aumentó en forma notable la cantidad de estaciones sismológicas, mejorando enormemente la ubicación hipocentral y la determinación de las magnitudes.

Se debe indicar que esta información se encuentra recopilada en el Catálogo Sísmico del proyecto SISRA (1985), actualizado hasta el año 1999 con los datos verificados publicados por el ISC.

Las figuras 2 y 3 muestran el mapa del Perú con las fuentes sismogénicas de los sismos con foco superficial, intermedio y profundo respectivamente.

Los sismos en el área de influencia presentan el mismo patrón general de distribución espacial que el resto del territorio peruano; es decir la mayor actividad sísmica se concentra en el mar, paralelo a la costa. Se aprecia la subducción de la Placa de Nazca, ya que hacia el continente la profundidad focal de los sismos aumenta. También se producen sismos en el continente que son superficiales e intermedios y que estarían relacionados a fallas existentes.

1.3.5. Aceleraciones sísmicas

En el Perú se utilizan los mapas de Isoaceleraciones sísmicas publicados por Alva y Castillo en 1985, las cuales varían entre valores de 0.34 y 0.40 en la zona del proyecto, disminuyendo conforme se avanza hacia el Este.

En la Fig. 6 se muestra el mapa de Isoaceleraciones para un 10% de excedencia en 50 años.

Se ha determinado el peligro sísmico del área del proyecto utilizando la metodología e información pertinente disponibles en la literatura. Se ha usado las fuentes sismogénicas y parámetros de recurrencia definidos por Castillo (1993).

El peligro sísmico se ha determinado por medio de la probabilidad de ocurrencia de un sismo cuya aceleración máxima sea igual o mayor que ciertos valores esperados. También se podrían determinar probabilísticamente las velocidades, los desplazamientos o las intensidades esperadas, utilizando los parámetros de Casaverde y Vargas (1980), que presentan atenuaciones en función de dichos parámetros.

Para efectos de diseño, consideramos una vida útil de 50 años con la probabilidad de ser excedida en un 10%, por lo que utilizando las relaciones propuestas se determina un período de retorno de 475 años. Es usual considerar efectiva en vez de la instrumental pico, del orden del 25 al 30% más baja.

El coeficiente sísmico para el diseño estará expresado en términos del período de la estructura y del período predominante del suelo.

La respuesta estructural de las obras de ingeniería derivada por métodos espectrales deberá considerar a partir de los valores de aceleración propuestos, la amplificación estructural y las reducciones por ductilidad, amortiguamiento y los coeficientes de

seguridad que emplearán en el diseño. Los valores presentados corresponden a suelo firme y no reflejan la ampliación del suelo.

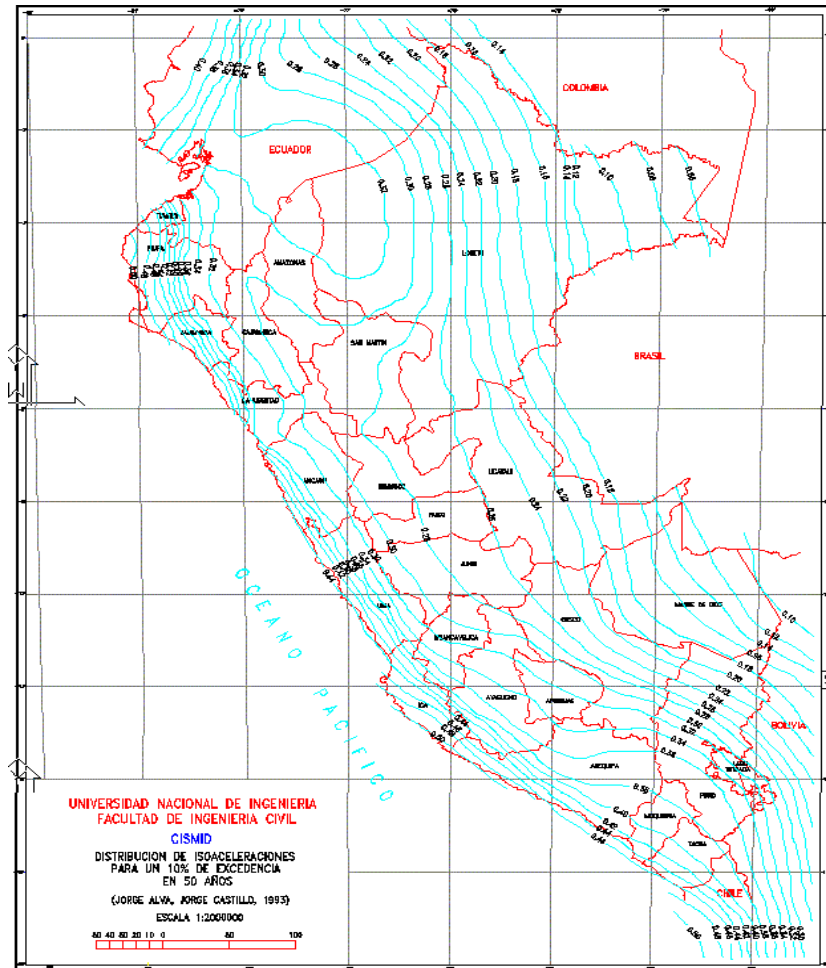


FIG N° 6. Mapa de Isoaceleraciones para un 10% de excedencia en 50 años

UNIVERSIDAD NACIONAL DE **INGENIERÍA**

FACULTAD DE **INGENIERÍA** CIVIL

**MAPA DEL POTENCIAL DE
LICUACIÓN DE SUELOS EN
CHIMBOTE MEDIANTE
EL MÉTODO GRADO –3 DEL TC-4**

JORGE E. ALVA HURTADO

Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres
Av. Túpac Amaru N° 1150 - Lima 25. Apartado Postal 31-250, Lima 31
Teléfonos (51-1) 482-0777, 482-0804 Fax 481-0170
e-mail:director@uni.edu.pe <http://www.cismid-uni.org>

**MAPA DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN
DE SUELOS EN CHIMBOTE MEDIANTE
EL MÉTODO GRADO -3 DEL TC-4**

Primera edición digital

Abril, 2011

Lima - Perú

© Jorge E Alva Hurtado

**PROYECTO LIBRO DIGITAL
PLD 0004**

Editor: Víctor López Guzmán



<http://www.guzlop-editoras.com/>
guzlopster@gmail.com
guzlopnano@gmail.com
[facebook.com/guzlop](https://www.facebook.com/guzlop)
twitter.com/guzlopster
428 4071 - 999 921 348
Lima - Perú

PROYECTO LIBRO DIGITAL (PLD)

El proyecto libro digital propone que los apuntes de clases, las tesis y los avances en investigación (papers) de las profesoras y profesores de las universidades peruanas sean convertidos en libro digital y difundidos por internet en forma gratuita a través de nuestra página web. Los recursos económicos disponibles para este proyecto provienen de las utilidades nuestras por los trabajos de edición y publicación a terceros, por lo tanto, son limitados.

Un libro digital, también conocido como e-book, eBook, ecolibro o libro electrónico, es una versión electrónica de la digitalización y diagramación de un libro que originariamente es editado para ser impreso en papel y que puede encontrarse en internet o en CD-ROM. Por, lo tanto, *no reemplaza al libro impreso*.

Entre las ventajas del libro digital se tienen:

- su accesibilidad (se puede leer en cualquier parte que tenga electricidad),
- su difusión globalizada (mediante internet nos da una gran independencia geográfica),
- su incorporación a la carrera tecnológica y la posibilidad de disminuir la brecha digital (inseparable de la competición por la influencia cultural),
- su aprovechamiento a los cambios de hábitos de los estudiantes asociados al internet y a las redes sociales (siendo la oportunidad de difundir, de una forma diferente, el conocimiento),
- su realización permitirá disminuir o anular la percepción de nuestras élites políticas frente a la supuesta incompetencia de nuestras profesoras y profesores de producir libros de alta calidad en los contenidos, y, que su existencia no está circunscrita solo a las letras.

Algunos objetivos que esperamos alcanzar:

- Que el estudiante, como usuario final, tenga el curso que está llevando desarrollado como un libro (con todas las características de un libro impreso) en formato digital.
- Que las profesoras y profesores actualicen la información dada a los estudiantes, mejorando sus contenidos, aplicaciones y ejemplos; pudiendo evaluar sus aportes y coherencia en los cursos que dicta.
- Que las profesoras y profesores, y estudiantes logren una familiaridad con el uso de estas nuevas tecnologías.
- El libro digital bien elaborado, permitirá dar un buen nivel de conocimientos a las alumnas y alumnos de las universidades nacionales y, especialmente, a los del interior del país donde la calidad de la educación actualmente es muy deficiente tanto por la infraestructura física como por el personal docente.
- El personal docente jugará un rol de tutor, facilitador y conductor de proyectos

de investigación de las alumnas y alumnos tomando como base el libro digital y las direcciones electrónicas recomendadas.

- Que este proyecto ayude a las universidades nacionales en las acreditaciones internacionales y mejorar la sustentación de sus presupuestos anuales en el Congreso.

En el aspecto legal:

- Las autoras o autores ceden sus derechos para esa edición digital, sin perder su autoría, permitiendo que su obra sea puesta en internet como descarga gratuita.
- Las autoras o autores pueden hacer nuevas ediciones basadas o no en esta versión digital.

Lima - Perú, enero del 2011

“El conocimiento es útil solo si se difunde y aplica”

Víctor López Guzmán
Editor



**MAPA DEL POTENCIAL DE
LICUACIÓN DE SUELOS EN
CHIMBOTE MEDIANTE EL
MÉTODO GRADO –3 DEL TC-4**

JORGE E. ALVA HURTADO

Guzlop editoras



Mapa del Potencial de Licuación de Suelos en Chimbote mediante el Método Grado –3 del TC-4

J.E. Alva-Hurtado

CISMID, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú

RESUMEN: El propósito de este artículo es presentar la evaluación del potencial de licuación de suelos en la ciudad de Chimbote, ubicada en la costa norte del Perú, utilizando el método Grado-3 propuesto por el TC-4 (ISSMGE, 1999). Los resultados de la evaluación se comparan con los daños producidos por licuación durante el sismo del 31 de Mayo de 1970. La ciudad de Chimbote se localiza mayormente sobre depósitos aluviales del río Lacramarca. Se ejecutó un programa de exploración de suelos mediante ensayos de penetración estándar y cono holandés, para complementar la información existente sobre el subsuelo de Chimbote. Se obtuvo una buena correlación entre el mapa de potencial de licuación de suelos y el mapa de daños ocasionados por el sismo de 1970.

INTRODUCCION

Se presenta la aplicación del Manual de Zonificación de Amenazas Geotécnicas Sísmicas, preparado por el Comité Técnico de Ingeniería Geotécnica Sísmica TC-4 de la ISSMGE (1999), a la evaluación del potencial de licuación de suelos en la ciudad de Chimbote, Perú.

Uno de los casos mejor documentados sobre la ocurrencia del fenómeno de licuación de suelos en el Perú es el caso de Chimbote, durante el sismo del 31 de Mayo de 1970. Chimbote está localizado a 400 km al norte de Lima, la capital del Perú (Alva- Hurtado, 1983).

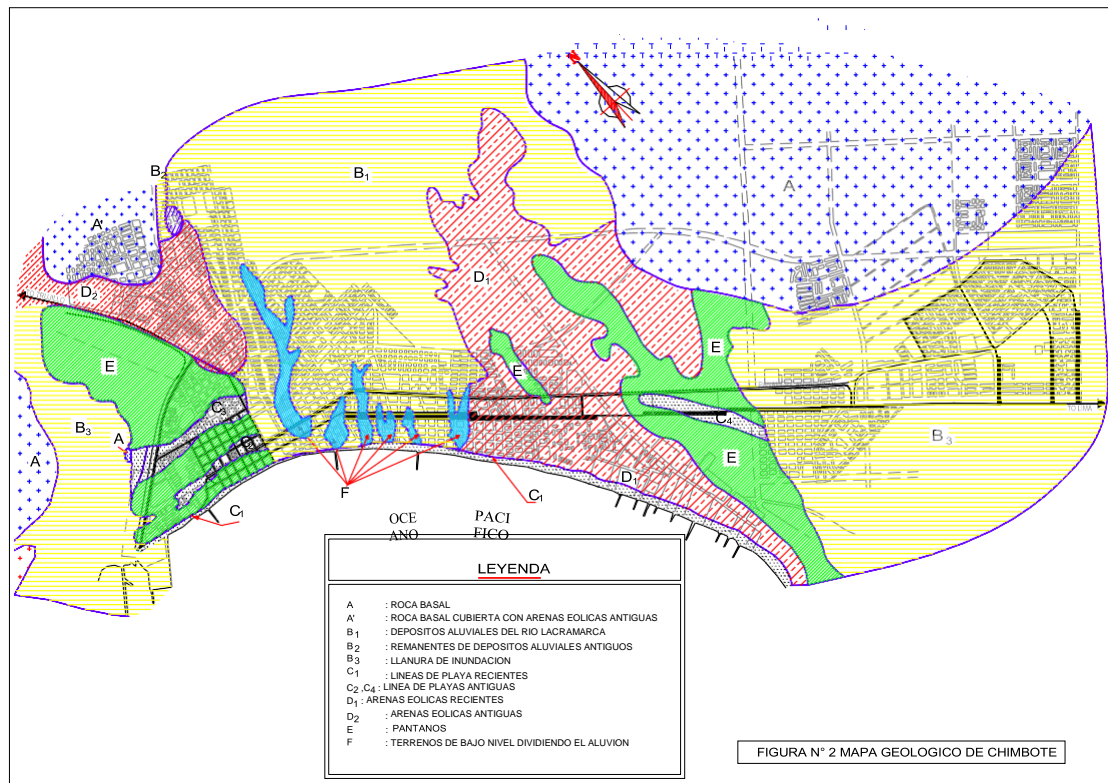
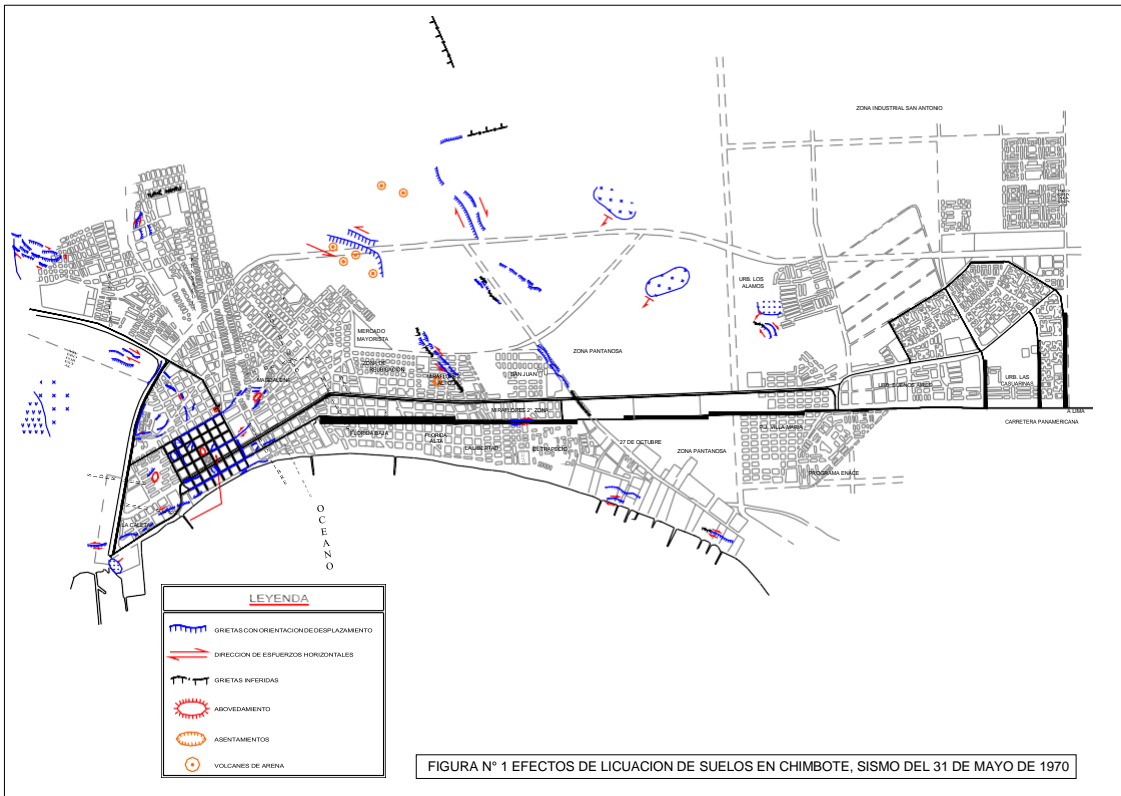
El 31 de Mayo de 1970, un sismo de magnitud $M_s=7.8$ ocurrió en el mar, a 50 km de la costa y tuvo una profundidad focal de 45 km. En la ciudad de Lima se registró una aceleración horizontal máxima de 0.11g. La máxima intensidad sísmica epicentral fue de IX grados en la escala de Mercalli Modificada. No se obtuvieron registros de acelerógrafos en Chimbote (Alva-Hurtado, 1999).

LICUACION DE SUELOS EN CHIMBOTE

Se presenta un breve resumen de los efectos de licuación de suelos en Chimbote debido al sismo del 31 de Mayo de 1970.

Ericksen et al (1970) y Plafker et al (1971) indicaron que en Casma, Puerto Casma y en zonas cerca del litoral en Chimbote se produjo desplazamiento lateral del terreno causado por la licuación de depósitos deltaicos y de playa, ocasionando grietas en el terreno que derrumbaron las estructuras que las cruzaron. La zona central de Chimbote fue evidentemente un área de licuación de suelos, así como de compactación diferencial de la cimentación. En Chimbote, Casma y a lo largo de la Carretera Panamericana, se notaron subsidencias superficiales producto de la licuación.

Cluff (1971) reportó fallas del terreno en Chimbote debido a la existencia de depósitos de playa saturados y sueltos. En muchas áreas se produjeron volcanes de arena y eyección de aguas subterráneas por existir nivel freático alto. Berg y Husid (1973) indicaron evidencia de licuación de suelos en la cimentación del Colegio Mundo Mejor, en Chimbote.



Carrillo (1970) indicó descensos en los terraplenes de acceso de casi todos los puentes de la Carretera Panamericana y subsidencia en las plataformas del Terminal Marítimo de Chimbote. También presentó evidencias del fenómeno de licuación en los depósitos de arenas saturadas de la calle Elías Aguirre, en Chimbote.

Morimoto et al (1971) describieron la ocurrencia del fenómeno de licuación de suelos y prepararon un mapa de distribución de grietas en el terreno y volcanes de arena en Chimbote (Fig. No. 1) En la zona pantanosa y tierras bajas en depósito aluvial se produjo licuación generalizada, con grietas debido a compactación diferencial; y en la zona aluvial, licuación subsuperficial con grietas, volcanes de arena y daño a pozos.

CARACTERISTICAS GEOTECNICAS DE CHIMBOTE

La geología del área está compuesta por roca basal y depósitos cuaternarios. La roca está formada por derrames andesíticos y riolíticos con lutitas y areniscas, así como roca granítica intrusiva. Los depósitos cuaternarios son aluviales, líneas de playa, arenas eólicas y pantanos. Al norte y sureste de la ciudad existen cerros cubiertos parcialmente por arena eólica. Por el sur limita con el abanico aluvional, descendiendo gradualmente a pantanos y lagunas. La ciudad de Chimbote se ubica en la llanura aluvional del río Lacramarca (Fig. No. 2).

El subsuelo de Chimbote consiste de un depósito potente de arena con niveles superficiales de agua, que es susceptible de sufrir licuación y densificación bajo acción sísmica. En la mayor parte de la ciudad la arena tiene una compacidad media a densa, con valores de N de 10 a 30, suprayaciendo arena más densa o grava hasta la roca basal; sin embargo, en algunas zonas el valor de N es inferior a 10, con nivel freático superficial.

La zona norte de Chimbote comprende San Pedro, Pensacola, Casco Urbano, La Caleta y La Siderúrgica. En San Pedro existe arena suelta a medio densa, con nivel freático a 5.0 metros. En La Siderúrgica existen depósitos de arena fina a media con lentes de limo y gravilla, cubiertos por material orgánico de relleno, con

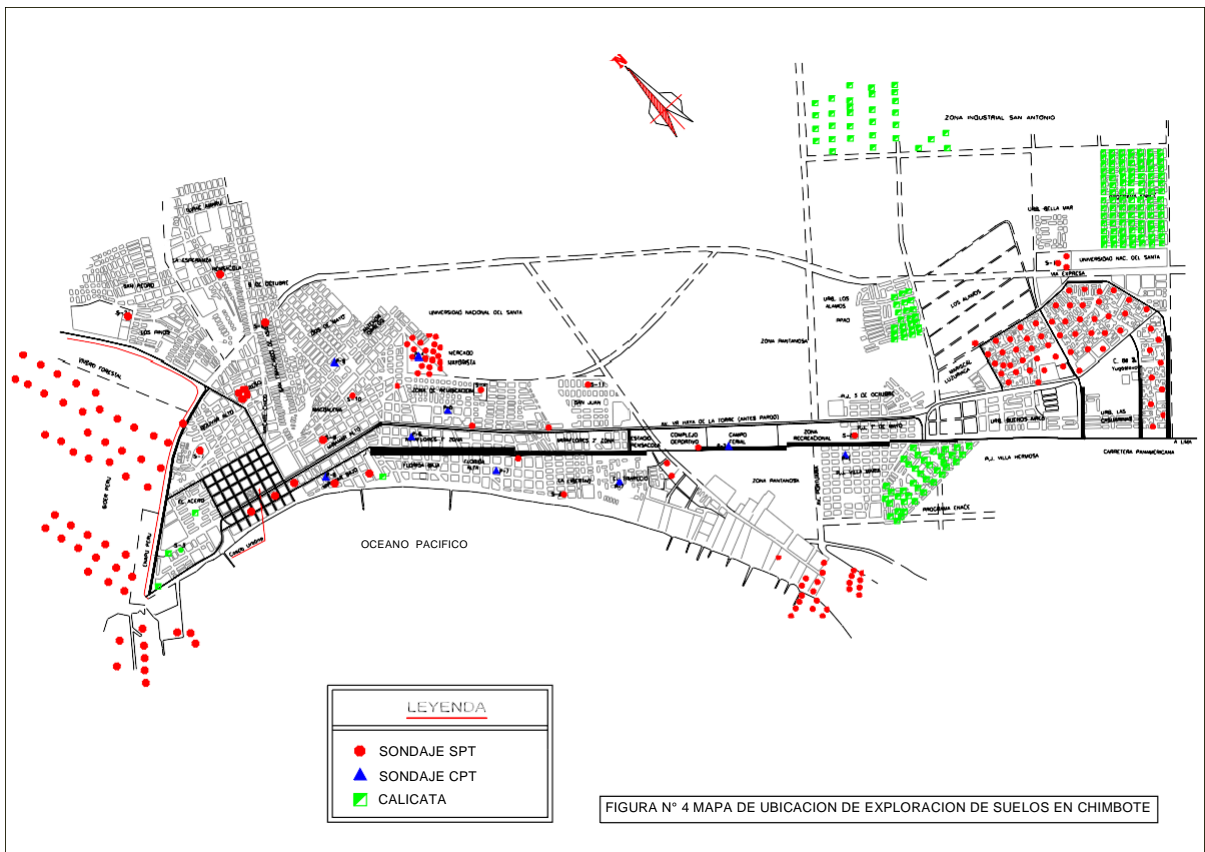
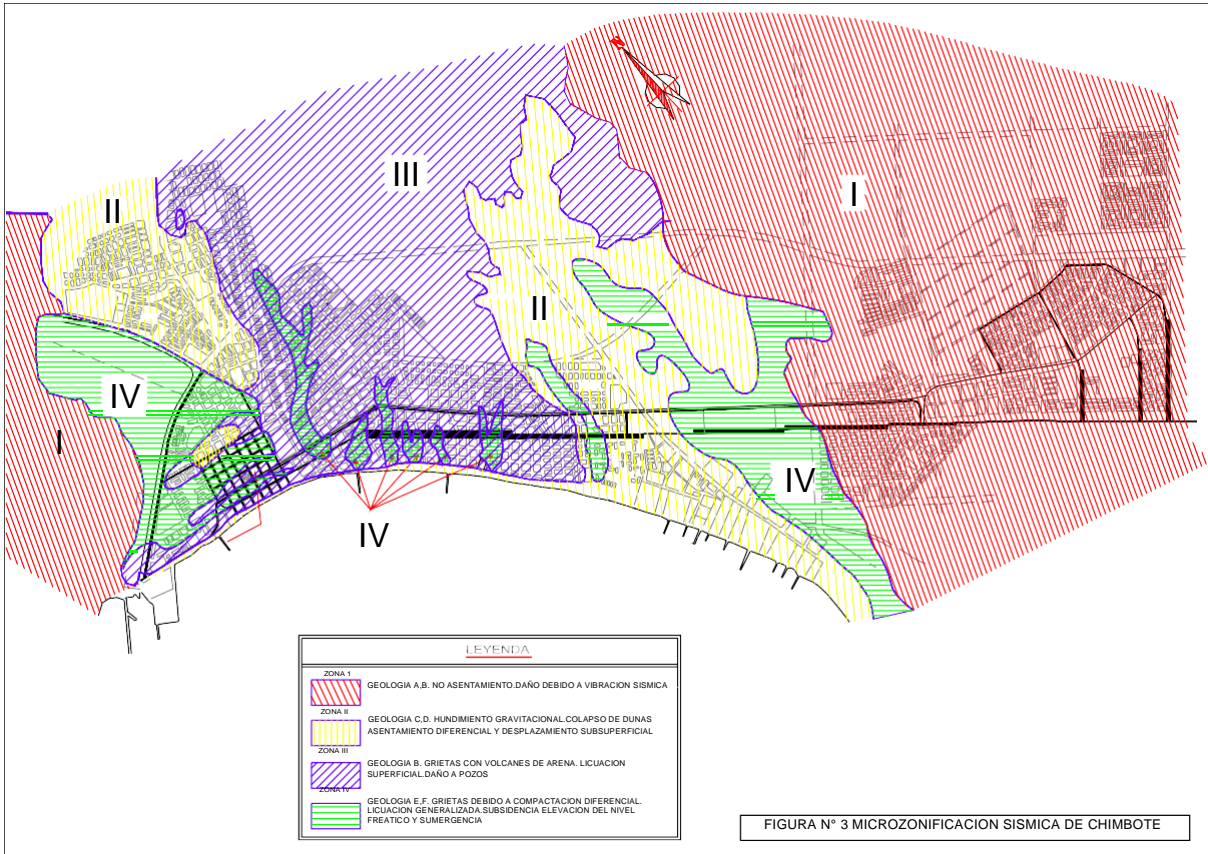
nivel freático de 0.5 a 1 metros. Los valores de N son de 5 a 10 en la superficie, aumentando con la profundidad. El Casco Urbano está constituido por estratos de arena fina a media con lentes de caliche y grava, con nivel freático a 1.50 metros. En la superficie los valores de N son menores de 10 golpes/pie, aumentando con la profundidad hasta llegar a 50 a los 5 metros. La Caleta y El Puerto están formados por suelos limo-arenosos sueltos con materia orgánica, de espesor 1.5 a 4 metros, suprayaciendo arenas medianamente compactas y gravas.

La zona central está comprendida entre la Urbanización 21 de Abril y Pueblo Libre, hasta Villa María Baja, incluyendo Miraflores, Miramar Alto y Bajo, Florida Alta y Baja, La Libertad y Trapecio. En Miramar Bajo existe material orgánico en la superficie; por debajo arena fina a media hasta los 10 metros, luego arena limosa hasta los 20 metros y después grava. El nivel freático oscila entre 0.70 y 1.40 metros. En Miraflores los valores de N son de 8 a 12 a los 2 metros, superando los 40 golpes/pie a los 4 metros. En Trapecio existen arenas finas y limosas con conchuelas, de 4 a 6 metros de espesor, suprayaciendo un estrato de arena densa con lentes de arcilla y gravilla. En 27 de Octubre existe arena fina con nivel freático a 1 metro. En Villa María Baja existe en la superficie un material fino de relleno, suprayaciendo arenas sueltas a medias, con nivel freático superficial.

La zona sur incluye a Villa María Alta, Buenos Aires, Nuevo Chimbote, Casuarinas y Canalones. El nivel freático en esta zona se encuentra por debajo de los 16 metros. La mayor parte del subsuelo está constituido por arena fina a gruesa con presencia de grava. En Buenos Aires el estrato de arena fina a gruesa tiene 20 metros de espesor, mientras que en Nuevo Chimbote tiene un espesor de 4 metros, suprayaciendo arenas finas a medias con arcilla hasta los 16 metros. Los ensayos de penetración estándar indican valores de N mayores que 12 al metro de profundidad, creciendo rápidamente a mayores profundidades (Parra, 1990).

MICROZONIFICACION SISMICA DE CHIMBOTE

La microzonificación sísmica de Chimbote fue realizada por Morimoto et al (1971), en base a la geología,



ensayos de penetración estándar, evaluación de daños durante el sismo de 1970, medición de microtrepidaciones y réplicas, ensayos de refracción sísmica y análisis de amplificación de ondas sísmicas. En la microzonificación sísmica de Chimbote se distinguen cuatro zonas (Fig. No. 3).

Zona I El subsuelo consiste de gravas densas o roca; el nivel freático está a más de 10 metros. Las elevaciones topográficas son mayores de 10 m.s.n.m. Existen pocas posibilidades de asentamiento en edificios o subsidencia del terreno. Se esperan mayores fuerzas sísmicas, debido a la iteracción suelo-estructura.

Zona II Está cubierta por arena suelta a medianamente densa con varios metros de potencia. Por debajo existen arenas densas o cementadas. En la mayor parte el nivel freático se encuentra a 5 metros de profundidad. No se esperan asentamientos en edificios de hasta dos pisos, excepto en los bordes exteriores de las dunas. Se recomienda cimentar los edificios mayores de dos pisos por pilotes en la arena densa. La construcción en las dunas requerirá vibroflotación.

Zona III El suelo consiste de arena cubierta con una capa delgada de suelo agrícola. Las gravas se encuentran por debajo de los 10 metros. El nivel freático se encuentra a poca profundidad. La arena fina suelta que se encuentra a distintas profundidades se licuará durante un sismo. Sin embargo, debido a su profundidad, no ocurrirán asentamientos apreciables en los edificios, excepto casos especiales.

Zona IV Tiene un nivel freático muy alto, la mayor parte está cubierta por agua o pantanos. La elevación promedio de la zona es menor de 5 m.s.n.m. El subsuelo consiste de arenas saturadas cubiertas de capas delgadas de limo orgánico. El daño a las edificaciones será principalmente por asentamiento y parcialmente por amplificación. En algunos lugares la arena se licuará hasta la superficie ante la ocurrencia de un sismo severo. Se recomienda cimentar por pilotes hasta la arena densa, o mejorar el terreno con vibroflotación.

INVESTIGACION GEOTECNICA

Barrón (1984) recopiló sondajes con ensayos de penetración estándar y calicatas realizados en Chimbote

por instituciones públicas y privadas después del sismo del 31 de Mayo de 1970. Adicionalmente, se ejecutó un programa de investigación geotécnica en Chimbote (Alva-Hurtado y Parra, 1991).

El programa de investigación de campo comprendió la realización de 11 sondajes con ensayos de penetración estándar y 9 ensayos de cono holandés distribuidos en Chimbote, para complementar la información existente del subsuelo. Los ensayos de SPT utilizaron el método de lavado con entubado. Los ensayos de penetración se ejecutaron a cada metro hasta profundidades variables de 4 a 11 metros. En los sondajes se extrajeron muestras alteradas para ejecutar ensayos de clasificación de suelos. Los ensayos de CPT se realizaron con un equipo portátil de 2 toneladas de capacidad. La penetración cónica se registró cada 0.20 m hasta profundidades de 6 metros. Al costado de los ensayos de cono holandés se ejecutaron exploraciones con posteadora manual, para recuperar muestras para ejecutar ensayos de clasificación de suelos en el laboratorio.

En la Fig. No. 4 se presenta la ubicación y el tipo de los sondajes recopilados y ejecutados en la ciudad de Chimbote, que fueron utilizados en este estudio.

EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUACION

La evaluación del potencial de licuación de suelos de Chimbote se realizó mediante la aplicación del método Grado-3 de la Zonificación de Licuación del TC4 (ISSMGE, 1999).

Un sismo de diseño con una magnitud de $M_s=7.5$ y una aceleración máxima superficial de 0.3 g fue utilizada en la evaluación. Los resultados de los ensayos de cono holandés fueron convertidos a valores de N, de acuerdo a Robertson y Campanella (1983, 1985). La corrección por sobrecarga utilizada fue la Propuesta por Liao y Whitman (1986).

Fue empleado el método simplificado de evaluación del potencial de licuación de suelos, con la información de los perfiles de suelos y el sismo de diseño. Los métodos propuestos por Seed et al (1983) y Seed y De Alba (1986) fueron utilizados con los sondajes SPT y CPT. El criterio de Ishihara (1985) para el daño superficial con la presencia de una capa superficial no licuable

también fue incluido en la evaluación. La Fig. No. 5 presenta el potencial de daño en la superficie por licuación para un sismo con una aceleración máxima igual a 0.30 g.

La licuación de suelos ocurrirá en la parte central de Chimbote: Dos de Mayo, La Victoria, Alto Perú, Zona de Reubicación, Miraflores Alto, Miraflores Primera y Tercera Zona y parte de Florida Baja. Estas áreas se ubican en el depósito aluvial del río Lacramarca. El perfil de suelo presenta una capa superficial delgada (limo y arcilla) sobre arena suelta que aumenta de compacidad en profundidad y tiene lentes delgadas de arcilla. El nivel freático es superficial.

También ocurrirá licuación en las áreas de San Juan, Urbanización Trapecio, en el sur de Barrio Magisterial y en parte de Miraflores Segunda Zona. En estos lugares existen arenas eólicas sueltas en la superficie, aumentando en densidad con la profundidad. El nivel freático se encuentra de 1.5 a 2 metros. En la parte norte, en Miramar Bajo y La Caleta, ocurrirá licuación. El perfil del suelo presenta arenas finas y limosas con alto nivel freático. La zona pantanosa que existe al norte y al sur de Chimbote también licuará (Alva-Hurtado y Parra, 1997).

La Fig. No. 5 presenta el mapa de Chimbote que muestra los resultados de la evaluación del potencial de licuación de suelos para el perfil de suelos y el sismo de diseño, siguiendo el método Grado-3 del TC-4. La comparación de los lugares con potencial de licuación y los daños causados por el sismo del 31 de Mayo de 1970 (Fig. No. 1) presentan una buena correlación.

CONCLUSIONES

Se ha documentado el fenómeno de licuación de suelos que ocurrió en la ciudad de Chimbote durante el sismo de 31 de Mayo de 1970.

Los sondajes de exploración de suelos realizados por instituciones públicas y privadas después del sismo fueron recopilados. También se ejecutó un programa adicional de exploración de suelos para complementar la información recopilada. Se ejecutaron ensayos de penetración estándar y de cono holandés en Chimbote. Se ha establecido un importante banco de datos de sondajes de exploración en Chimbote.

Se utilizó la ciudad de Chimbote como un caso de estudio del Manual de Zonificación de Amenazas Geotécnicas Sísmicas propuesto por el Comité Técnico TC-4 de la ISSMGE. Se obtuvo una buena correlación entre las áreas con potencial de licuación en Chimbote y los daños reales producidos por el sismo del 31 de Mayo de 1970.

REFERENCIAS

- Alva-Hurtado J.E. (1983), "Breve Historia del Fenómeno de Licuación de Suelos en el Perú", IV Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Lima, Peru.
- Alva-Hurtado J.E. (1999) "Soil Liquefaction in Peru", Earthquake Geotechnical Engineering Sêco e Pinto (ed), Balkema, Vol. 3, pp. 1035-1042
- Alva-Hurtado J.E. y Parra D. (1991), "Evaluación del Potencial de Licuación de Suelos en Chimbote, Perú", IX Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Viña del Mar, Chile.
- Alva-Hurtado J.E. y Parra D. (1997), "Liquefaction Potential Map for Chimbote, Peru", Seismic Behavior of Ground and Geotechnical Structures, Sêco e Pinto (ed), Balkema, pp 25-31.
- Barrón H. (1984), "Vulnerabilidad Sísmica de Chimbote", Tesis de Grado, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú
- Berg G.V. y Husid R. (1973), "Structural Behavior in the 1970 - Peru Earthquake", 5th World Conference in Earthquake Engineering, Rome, Italy.
- Carrillo Gil A. (1970), "Algunas Apreciaciones del Comportamiento del Suelo en la Zona del Sismo de Ancash", II Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Lima, Perú.
- Cluff L.S. (1971), "Perú Earthquake of May 31, 1970; Engineering Geology Observations", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol 61, N° 3, pp. 511-534.



Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres
Av. Túpac Amaru N° 1150 - Lima 25. Apartado Postal 31-250, Lima 31
Teléfonos (51-1) 482-0777, 482-0804 Fax 481-0170
e-mail:director@uni.edu.pe

<http://www.cismid-uni.org>

ESTUDIO DE TRÁFICO

OBJETIVO DEL ESTUDIO

El objetivo del presente estudio es la elaboración del Estudio definitivo de Ingeniería para la Construcción del Puente Tangay en base a las consideraciones técnicas establecidas, con las mejoras del caso y la actualización del Estudio del perfil del proyecto.

PLANIFICACION DE LOS TRABAJOS DE CAMPO

Reconocimiento de campo.

Para conocer la demanda del transporte del puente en estudio se realizó primeramente un recorrido a todo lo largo de la ruta desde el distrito de Chimbote hasta el puente Tangay para determinar la ubicación de la estación de Conteo y clasificación del tráfico.

Ubicación de la estación de conteo

En el puente Tangay se colocó La Estación E-1.

Conteo y Clasificación vehicular

En este tramo, en la Estación E-1; se realizaron conteos y clasificación durante (7) siete días consecutivos las 24 horas del día, obteniendo de esta forma un Promedio diario de la semana. Los trabajos de conteo se realizaron desde el día 02 al 08 de abril del 2018.

LABORES DE GABINETE

Estudio Volumétrico

El estudio volumétrico se realizó en la estación la cual ha sido previamente seleccionada y aprobada.

Metodología.

El cálculo del Índice Medio Diario Anual I.M.D.A. en la Estación de 7 días se ha efectuado con la siguiente fórmula:

$$I.M.D.A. = \frac{(V_{DL1} + V_{DL2} + V_{DL3} + V_{DL4} + V_{DL5} + v_{Dsab} + v_{DDom})}{7} \times FCE$$

Donde:

V_{DL1} + V_{DL2} + V_{DL3} + V_{DL4} son los volúmenes de tráfico registrados en los días laborables

V_{Dsab} es el volumen de tráfico registrado sábado

V_{DDom} es el volumen de tráfico registrado domingo

FCE es el factor de corrección estacional

2.3.1.2 Factores De Corrección

Los volúmenes de tráfico varían cada mes debido a las estaciones del año, estas variaciones son ocasionadas por las cosechas, festividades, viajes de recreo etc., por eso es necesario afectar los valores calculados, durante una época, por un factor de corrección que lleve estos al Promedio Diario Anual.

RESULTADOS OBTENIDOS

Ejecución del trabajo

Habiéndose efectuado en gabinete la consolidación y consistencia de la información recogida de los conteos se han obtenido resultados de los volúmenes de tráfico para cada día.

En los cuadros del Anexo "A" se muestran los cuadros de los conteos de tráfico diarios, las variaciones horarias vehiculares por sentido de circulación y la clasificación horaria y total para cada día de la semana

En el cuadro siguiente se resumen los recuentos de tráfico y la clasificación diaria para cada sentido y total en ambos sentidos.

TRAMO: VARIACION DE LA CLASIFICACION DIARIA POR SENTIDO

DIA	SENTIDO	LIGEROS				BUS	CAM UNIT	CAM ACOP	TOTAL
		AUTOS	CMTA	CR	MICRO				
DOMINGO	IDA	0	0	0	0	0	25	0	25
	VUELTA	0	0	0	0	0	23	0	23
	SENTIDO:AMBOS	0	0	0	0	0	48	0	48
LUNES	IDA	0	0	0	0	0	23	0	23
	VUELTA	0	0	0	0	0	22	0	22
	SENTIDO:AMBOS	0	0	0	0	0	45	0	45
MARTES	IDA	0	0	0	0	0	18	0	18
	VUELTA	0	0	0	0	0	24	0	24
	SENTIDO:AMBOS	0	0	0	0	0	42	0	42
MIERCOLES	IDA	0	0	0	0	0	21	0	21
	VUELTA	0	0	0	0	0	21	0	21
	SENTIDO:AMBOS	0	0	0	0	0	42	0	42
JUEVES	IDA	0	0	0	0	0	17	0	17
	VUELTA	0	0	0	0	0	23	0	23
	SENTIDO:AMBOS	0	0	0	0	0	40	0	40
VIERNES	IDA	0	0	0	0	0	18	0	18
	VUELTA	0	0	0	0	0	28	0	28
	SENTIDO:AMBOS	0	0	0	0	0	46	0	46
SABADO	IDA	0	0	0	0	0	24	0	24
	VUELTA	0	0	0	0	0	24	0	24
	SENTIDO:AMBOS	0	0	0	0	0	48	0	48

IMDa En El Tramo:

El promedio de la semana multiplicado por el factor de corrección del mes de FEBRERO del cuadro 1.2 da el **ÍNDICE MEDIO DIARIO ANUAL**:

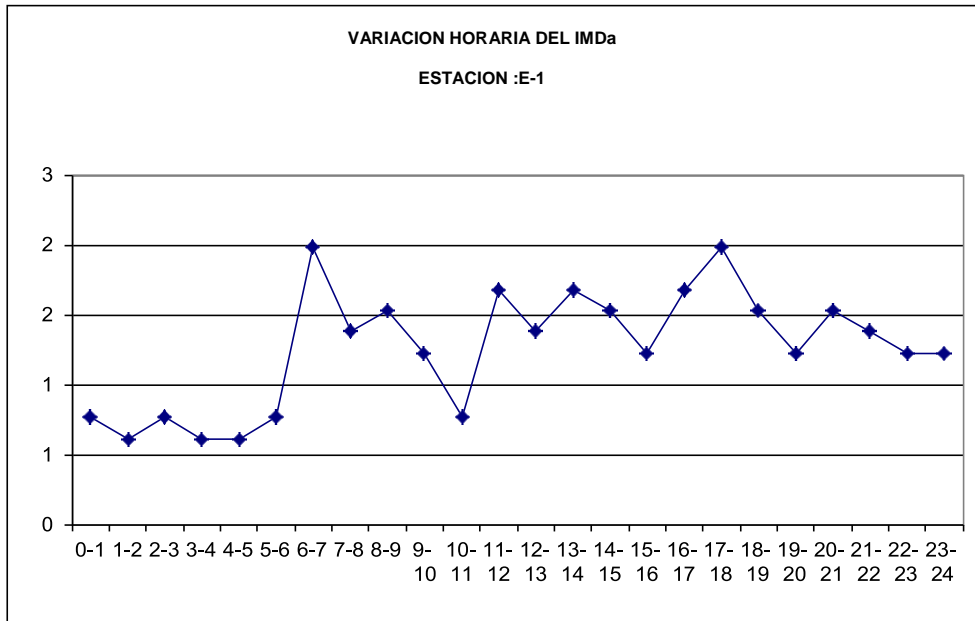
IMDa EN EL TRAMO

	SENTIDO	VEHICULOS LIGEROS				BUS			CAMUNIT			CAMIONES ACOPLADOS				TOTAL				
		Autos	Pickup	C.R.	Micros	B2	B3-1	B4	C2	C3	C4	2S2	T2S3	T3S2	T3S3		2T2	2T3	3T2	3T3
IMD	IDA	0	0	0	0	0	0	0	22	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	22
FC	VUELTA	0	0	0	0	0	0	0	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	25
1.069606	SENTIDO:AMBOS	0	0	0	0	0	0	0	47	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	47
	clasif vehicular	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%

Clasificación Vehicular Promedio

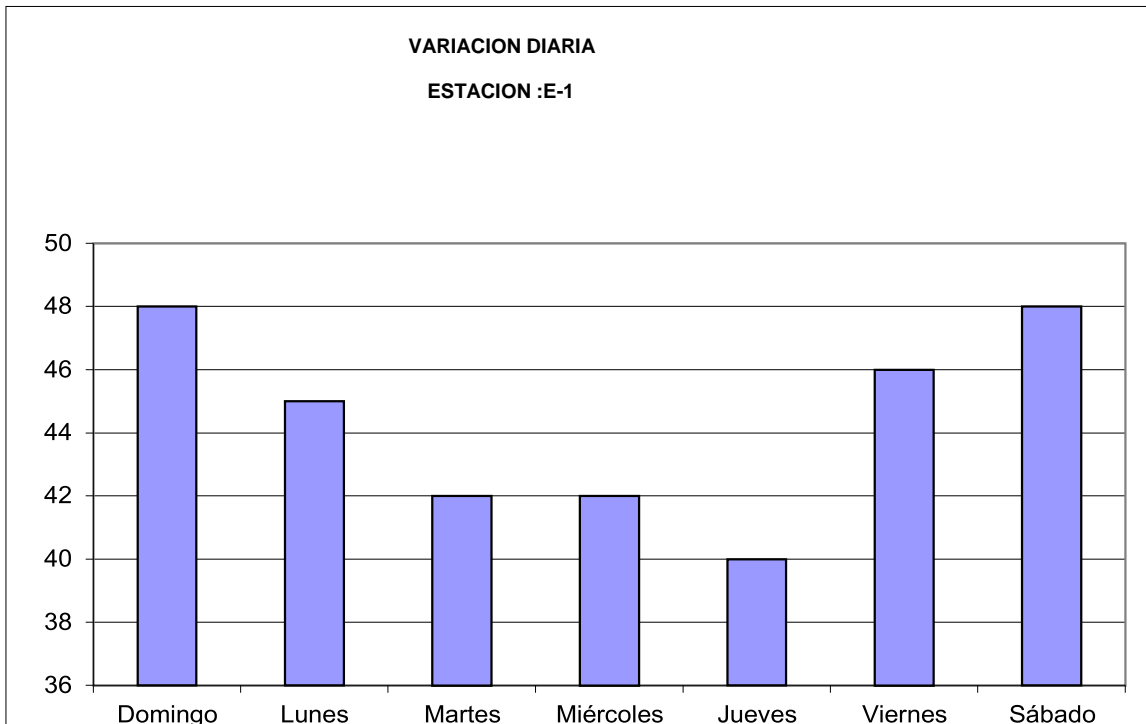
TIPO DE VEHICULO	%
LIGEROS	0.0%
MICROS	0.0%
BUS	0.0%
C2	100.0%
C3	0.0%
C4	0.0%
ACOPLA D	0.0%
TOTAL	100.0%

Análisis De La Variación Horaria



El volumen horario empieza a incrementar a las 6 horas y a disminuir a las 20 horas, la hora punta se presenta de 6:00-1800 horas

Análisis De La Variación Diaria



El mayor volumen de tráfico se presenta los días sábados y domingos con 48 vehículos y el menor el día jueves con 40 vehículos.

PROYECCIONES DE TRÁFICO

Revisadas las estadísticas del MTC, se ha podido comprobar que no existe información histórica de tráfico para la carretera en estudio, por lo que se ha descartado la posibilidad de tomar la tasa de crecimiento del tráfico basada en series históricas y se ha efectuado la proyección en base a las variables socioeconómicas representadas por las tasas de crecimiento del PBI y de la población.

Metodología

Debido a que no existe información oficial de tráfico de la carretera, se estimó razonable, para las proyecciones del tráfico de los vehículos, utilizar un método de uso generalizado en estudios como el presente y su formulación matemática está basada en el método de las tasas de generación de viajes. Este método considera las estructuras de flujos de transporte entre pares de zonas aplicándose la siguiente expresión exponencial por tipo de vehículo:

$$T_m = T_0 \left(1 + \frac{\sum_{ij} (R_{ij} \times T_{ijt})}{\sum_{ij} T_{ijt}} \times \frac{1}{100} \right)^n$$

Donde:

- T_m = Tráfico en el tramo T, en el año n.
- T_0 = Tráfico en el tramo T, en el año base.
- T_{ijt} = Tráfico entre las zonas i y j, que utiliza el tramo T.
- R_{ij} = Tasa de generación de viajes.

Las Tasas de generación de viajes entre pares de zonas, se obtuvieron con la relación:

$$R_{ij} = \frac{R_i + R_j}{2}$$

Donde:

- R_i = Tasa de generación de viajes de la zona i.
- R_j = Tasa de generación de viajes de la zona j.

Las tasas de crecimiento del tráfico por tramos y tipo de vehículo, estarán dadas por:

$$\sum_{ij} (R_{ij} \times T_{ijt})$$

$$R_t = \frac{\sum_i T_{ijt}}{n}$$

$$\sum_i T_{ijt}$$

Las tasas de crecimiento del tráfico obtenidas, se aplicaron a todos los tramos del proyecto.

Tasas de crecimiento del tráfico

Como se ha explicado anteriormente, las tasas de crecimiento del tráfico por tipo de vehículo, constituyen el promedio ponderado de las tasas de generación de viajes entre pares de zonas (ponderadas por los volúmenes de tráfico correspondientes).

El Siguiete Cuadro nos muestra las tasas de crecimiento del tráfico, por tipo de vehículo, para ser empleadas en los dos tramos del proyecto, tal como se mencionara durante el desarrollo de la metodología.

TASA DE CRECIMIENTO

AUTOS	1.30
CAMIONETA	1.30
MICRO	1.30
OMNIBUS	1.30
CAMIONES	9.00
C RURAL	1.30

Resultados

Efectuadas las estimaciones del tráfico en la carretera y aplicadas las tasas de crecimiento anual con las fórmulas descritas anteriormente, se obtuvieron los resultados en el siguiente Cuadro. En los mismo que se muestran los Índices Medios Diarios anuales, sus respectivas proyecciones, para cada tramo y tipo de vehículo. Las proyecciones han sido calculadas para el año 2027 una vez concluida la carretera se generará un 20% de tráfico, esto se ha tomado en base a experiencias de otras carreteras que se han mejorado bajo las mismas circunstancias.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El volumen de tráfico y la composición vehicular a lo largo de la carretera varía muy poco entre un tramo y otro. Actualmente se observa que debido al mal estado de la carretera y a la reducida velocidad que puede desarrollarse, los tiempos de recorrido son muy largos encareciendo los precios del transporte; generalmente el tráfico se realiza en forma local entre los poblados más cercanos y centros agrícolas. En el Estudio de tráfico, se ha considerado un volumen de tráfico generado teniendo en cuenta que al afirmarse y mejorarse la carretera harán uso 15 % mas vehículos que los actuales.

ANO	IMD
2018	48
2027	104

ESTUDIO DE TRANSITO

FORMULARIO N° 1

ESTUDIO DE CLASIFICACION VEHICULAR

TRAMO DE LA CARRETERA	SALIDA	ESTACION
SENTIDO	TAUGAY	DIA
UBICACION		FECHA

HORA	MOTOS	AUTO	STATION WAGON	PICK UP	CAMIONETAS		MICRO	BUS		CAMION			SEMI TRAYLER			TRAYLER			TOTAL			
					RURAL Combi	PANEL		2 E	3 E	2 E	3 E	4 E	2S1/2S2	2S3	3S1/3S2	>= 3S3	2T2	2T3		3T2	3T3	
0-1																						
1-2																						
2-3																						
3-4																						
4-5																						
5-6	1	3																				
6-7	2	3																				4
7-8	1																					6
8-9	1																					1
9-10																						
10-11		3																				3
11-12																						
12-13																						
13-14																						
14-15																						
15-16																						
16-17	3																					2
17-18	3	3																				7
18-19																						8
19-20																						8
20-21																						2
21-22																						2
22-23																						
23-24																						
TOTALES	12	12	2	6																		40

ENCUESTADOR: Palmyra Campos Haza

JEFE DE BRIGADA: _____

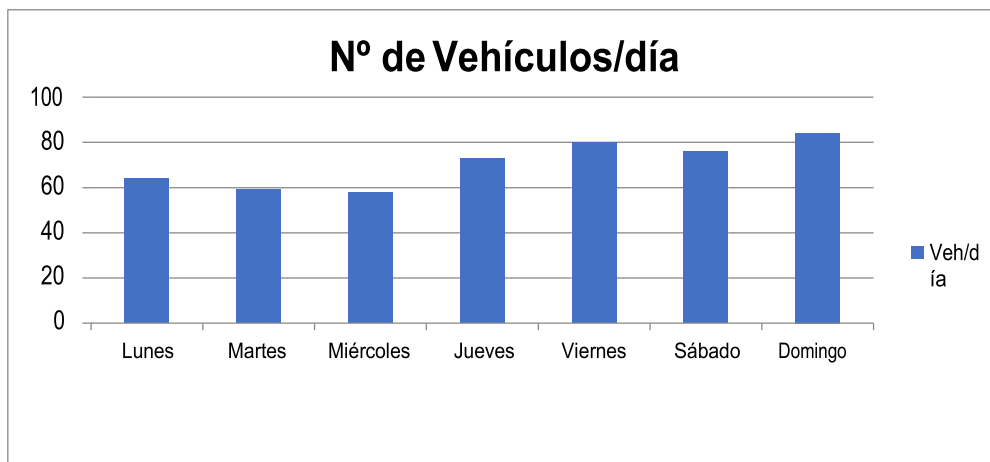
ING. RESPON.: _____

SUPERV. MTCC: _____

Resultados del conteo de tráfico:

Mes: **Abril**

Tipo de Vehículo	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo
Motos	19	17	19	23	26	28	31
Automoviles	14	14	15	18	19	22	25
Station Wagon	4	4	4	4	4	4	4
Camioneta	14	12	12	13	17	6	8
Camion 2E	6	6	4	8	7	8	8
Semi Trayler 3S2	7	6	4	7	7	8	8
TOTAL	64	59	58	73	80	76	84



MEMORIA DESCRIPTIVA

A. DATOS GENERALES:

PROYECTO: “Diseño del puente Tangay prolongación de la avenida Perú del Distrito de Chimbote y su influencia en el Desarrollo Económico del Centro Poblado Tangay, Áncash - 2018”

UBICACIÓN:

Localidad : **Tangay**
Distrito : **Chimbote**
Provincia : **Santa**
Departamento : **Ancash**

MODALIDAD DE EJECUCION SUGERIDA: LA MODALIDAD DE EJECUCION SERA POR CONTRATA

B. MEMORIA DESCRIPTIVA:

B.1. GENERALIDADES

Ubicación Geográfica:

El proyecto de construcción “DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH – 2018” pertenece al distrito de Chimbote, provincia de Santa departamento de Áncash.

Clima:

La zona del puente en estudio presenta un clima moderado. Las temperaturas en el área varían entre (23°C a 27°C) en promedio durante los ese de verano (noviembre a abril) y una temperatura promedio mínima de 14 ° C durante los meses de invierno (Mayo a Octubre), el promedio de temperatura en verano es de 24°C y el promedio en invierno es de 19°C.

MEMORIA DESCRIPTIVA

La cuenca del río Lacramarca tiene su origen en la parte occidental de la Cordillera Negra y comprende parte de los distritos de Macate y Chimbote, ambos en la provincia de Santa, departamento de Ancash. Limita por el norte y el este con la cuenca del río Santa, por el sur con la del río Nepeña y, por el oeste, con el océano Pacífico. El área total de la cuenca es de 841.48 km², con una altura media de 1,126 m.s.n.m.

Topografía y tipo de suelo:

El suelo predominante es arena limosa mal graduada (SP) con presencia de granos de forma largada y sub redonda, y finos de baja plasticidad, se nota en general estabilidad del suelo poco permeable con presencia de humedad: semi suelto y húmedo. La topografía de la zona es plana.

Economía:

La zona cuenta con escasos recursos económicos, las actividades económicas principales son la agricultura como trabajo eventual en los terrenos productores de caña, arroz, maíz y otros productos de exportación, la producción avícola y la venta de productos de pan llevar local y de tránsito.

Vivienda:

Las viviendas son principalmente de material rustico, adobe o tapial.

Justificación:

Sabemos que las vías de comunicación constituyen los ejes de desarrollo de nuestra sociedad, por lo que se hace indispensable que las autoridades inviertan recursos materiales y humanos para su mantenimiento y conservación. Por otro lado, las fuertes lluvias, de carácter inusual, que se han presentado en los últimos años hacen que las actividades de conservación de vías se vuelvan un trabajo cotidiano y de carácter urgente. Por estas razones, yo, Palmira Sonia campos maza como tesista eh creído conveniente prioridad como obras de emergencia la construcción del puente tangay.

Objetivos:

- Construcción del puente vehicular para garantizar la continuidad del tránsito vehicular de los pueblos que une Chimbote y nuevo Chimbote como tercera vía principal del distrito de Chimbote.
- Promover la comunicación entre pueblos.
- Promover mejor desarrollo económico a los pobladores de tangay.

B.2. OBRAS PROYECTADAS:

1. SUPER ESTRUCTURA

1.1. Losa:

El puente del presente estudio, serán de dos vías con un ancho de losa de 9.00 metros y con una luz libre de 40 metros, la calzada será de 7.20 metros de ancho. El espesor de la losa será de 0.20 metros y tendrá una longitud total de 40m.

1.2. Vereda:

Será de concreto armado con un ancho de 0.75 m. y un espesor de 0.20 m. Las veredas que son en un número de dos descansarán sobre los extremos de la losa del puente.

1.3. Baranda:

Será de acero con una altura de 1.00 m. a partir de la vereda será de tubo galvanizado de 3" en toda la longitud del puente.

1.4. Vigas:

Constará de 4 vigas laterales de Acero $f_y' = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

2. SUB ESTRUCTURA

Estará constituida por dos estribos ubicados en los extremos y tres pilares centrales tipo neopreno. Estos elementos de la subestructura soportarán a la superestructura.

2.1. Estribos:

Se construirán dos estribos de concreto armado de similares características en ambas márgenes del río. Los estribos serán de concreto armado de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$.

C. PLAZO DE EJECUCIÓN: Ciento Ochenta (180) días.

D. COSTO TOTAL DE OBRA: La obra materia de la presente memoria presenta la siguiente estructura de costos:

810	Página:	1
Hoja resumen		
Obra	0202004	DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018
Localización	021801	ANCASH - SANTA - CHIMBOTE
Fecha Al	16/06/2018	
Presupuesto base		
001	OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMINARES, SEGURIDAD Y SALUD	51,460.82
002	ESTRUCTURAS	624,396.39
003	VARIOS	66,200.70
	(CD) Si.	742,057.91
	COSTO DIRECTO	742,057.91
	GASTOS GENERALES 26.7944%	198,829.96
	UTILIDAD 10%	74,205.79
	SUBTOTAL	1,015,093.66
	IMPUESTO (IGV18%)	182,716.86
		=====
Descompueto del costo directo		
	MANO DE OBRA	5/. 229,850.57
	MATERIALES	5/. 420,297.77
	EQUIPOS	5/. 80,732.92
	SUBCONTRATOS	5/. 11,150.00
	Total descompueto costo directo	5/. 742,031.26
Nota : Los precios de los recursos no incluyen I.G.V. son vigentes al : 16/06/2018		

D. CONCLUSIONES:

- Con la construcción de este puente se logrará contribuir a elevar el intercambio económico de la población beneficiada.
- Con la construcción del puente habrá mejor comunicación en transitabilidad y en comercio, beneficiando a los pobladores de Tangay y Chimbote.
- La construcción del puente lograra que la población mejore económicamente sus ingresos económicos en la producción agrícola siendo más rentable para el comercio.

ESPECIFICACIONES TECNICAS

1.00 INTRODUCCIÓN

0.01 GENERALIDADES

Este documento técnico ha sido elaborado teniendo en consideración los siguientes criterios:

A. Consideraciones Generales

Conllevan a tomar y asumir criterios dirigidos al aspecto netamente constructivo al nivel de indicación, materiales y metodología de dosificación, procedimientos constructivos y otros, los cuales por su carácter general capacita el documento a constituirse como auxiliar técnico en el proceso de construcción.

B. Consideraciones Particulares

Como su nombre lo indica, incluyen la gama de variaciones en cuanto a tratamiento y aplicación de las partidas, por su naturaleza son susceptibles a cambios debido a que:

1. El nivel estratigráfico y las distintas variaciones del mismo de acuerdo a una localización geográfica determinada, sugieren técnicas diversas en cuanto al tratamiento.
2. El clima y las variaciones atmosféricas inciden notablemente en el comportamiento de los materiales encauzando a un tratamiento especial en cuanto al proceso constructivo y dosificaciones en sí.
3. La factibilidad de recursos en cuanto al campo de las instalaciones, sean éstas: sanitarias, eléctricas, y/o especiales, que en cada una de las zonas de trabajo producen variaciones en cuanto a captación de servicios, razón por la cual es necesario adicionar a las especificaciones de instalaciones interiores lo referente a instalaciones exteriores.
4. Las observaciones y experiencias obtenidas "in situ", en el transcurso de las obras, debidamente implementadas, completarán el presente documento, previamente avaladas por el INFES.

C. Compatibilización y Complementos

El objetivo de las especificaciones técnicas es dar las pautas generales a seguirse en cuanto a calidades, procedimientos y acabados durante la ejecución de la obra, como complemento de los planos, memorias y metrados. Todos los materiales deberán cumplir con las normas ITINTEC correspondientes.

El contenido técnico vertido en el desarrollo de las especificaciones técnicas del sistema, es compatible con los siguientes documentos:

- Decreto Ley N° 17752 (24/07/69), Ley General de Aguas.
- Decreto Ley N° 17505 (18/03/69), Código Sanitario del Perú.
- Decreto Supremo del 07 – Enero – 1996 (07/01/66), Reglamento de Normas Sanitarias para el Diseño de Tanques Sépticos, Campos de Percolación y Pozos de Absorción.
- Resolución Ministerial N° 293-91/VC-9600 (23/10/91), Infraestructura Sanitaria para Poblaciones Urbanas (ININVI).
- Resolución N° 589-2003-MTC/2.
- Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú (RNE). Junio 2006
- Normas Peruanas de Estructuras
- Normas del A.C.I.(Instituto Americano de Concreto)
- Normas de A.S.T.M.(Sociedad Americana de Pruebas y Cargas)
- Código Nacional de Electricidad del Perú.
- Ley de Concesiones Eléctricas y normas complementarias emitidas por la Dirección General de Electricidad (MEM)

01.01 OBRAS PROVISIONALES Y TRABAJOS PRELIMINARES

01.01.01 OBRAS PROVISIONALES

01.01.01.01 CONSTRUCCION PROVISIONAL DE LA OBRA

De acuerdo a las necesidades de la obra se incluye y contempla la construcción de casetas para:

- Oficina.
- Almacén.
- Guardianía.
- SS.HH.

FORMA DE PAGO:

El pago de estos trabajos se hará en forma global de acuerdo a los precios que se encuentran definidos en el presupuesto y de acuerdo al avance verificado por la Inspección.

01.01.01.02 CARTEL DE IDENTIFICACION DE LA OBRA

DESCRIPCION

Comprende la colocación en un lugar visible, en el frontis del área de trabajo, de un cartel de madera de 4.80 x 3.60 m.

Primeramente se realizarán las excavaciones de los cimientos de los parantes, para proceder luego al izaje del cartel previamente confeccionado y acondicionado,

Después del aplome respectivo se procederá al vaciado del concreto de los cimientos de los parantes.

MÉTODO DE MEDICIÓN

El trabajo efectuado se medirá por unidad (Und), de acuerdo al modelo y medidas que establezca la Entidad.

FORMA DE PAGO

La forma de pago, se realizará por unidad (Und)

01.01.01.03 ALQUILER DE SS.HH PROVISIONALES

DESCRIPCIÓN

Comprende el alquiler de los SSHH portátiles durante la duración la ejecución de la obra.

MÉTODO DE MEDICIÓN

La unidad de medida es por Mes (Mes).

FORMA DE PAGO

El pago se efectuará, previa autorización del Ing. Supervisor por la unidad ejecutada.

Los trabajos descritos en esta partida serán pagadas según las cantidades medidas, señaladas en el párrafo anterior y de acuerdo a la unidad de medida del precio unitario del contrato.

01.01.01.04 MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS Y HERRAMIENTAS.

DESCRIPCIÓN.-

Esta partida consiste en el traslado de maquinaria y equipo; que sean necesarios al lugar en que se desarrollara la obra antes de iniciar y al finalizar los trabajos.

MÉTODO DE MEDICIÓN.-

El trabajo ejecutado se medirá de manera global (glb) de la estructura trazada y replanteada y aprobado por el Residente de obra de acuerdo a lo especificado.

BASE DE PAGO.-

El pago se efectuará de manera global (glb); entendiéndose que dicho precio y pago constituirá compensación total para la realización de esta partida.

01.01.02 INSTALACIONES PROVISIONALES

01.01.02.01 INSTALACION PROVISIONAL DE AGUA

- AGUA

DESCRIPCIÓN

Comprende la obtención del servicio, el abastecimiento y distribución del agua potable necesaria para la construcción de la obra. Se obtiene de la red pública o de algún punto existente en la obra abonando una cantidad en forma regular durante el periodo de la construcción.

MÉTODO DE MEDICIÓN

La Unidad de medición es por EST (GLB).

FORMA DE PAGO:

Los trabajos descritos en esta partida serán pagadas según las cantidades medidas, señaladas en el párrafo anterior y de acuerdo a la unidad de medida del precio unitario del contrato.

01.01.03 TRAZOS, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR

DESCRIPCION

La limpieza y descolamación del río se ejecutara con maquinaria pesada de acuerdo al perfil indicado en la lámina el material se colocará en ambas márgenes del río.

MÉTODO DE MEDICIÓN

El trabajo efectuado se medirá por m²

FORMA DE PAGO:

El pago de estos trabajos se hará por m², cuyos precios unitarios se encuentran definidos en el presupuesto. El Supervisor velará por que ella se ejecute durante el desarrollo de la obra.

01.01.03.02 TRAZO Y REPLANTEO CON HERRAMIENTAS MANUALES

DESCRIPCION

Comprende el replanteo de los planos en el terreno y nivelado fijando los ejes de referencia y las estacas de nivelación.

Se marcará los ejes y a continuación se marcará las líneas del ancho de las cimentaciones en armonía con los planos, estos ejes deberán ser aprobados por el Ingeniero Supervisor, antes que se inicie con las excavaciones

MÉTODO DE MEDICIÓN

El trabajo efectuado se medirá por m2

FORMA DE PAGO:

El pago de estos trabajos se hará por m2, cuyos precios unitarios se encuentran definidos en el presupuesto. El Supervisor velará por que ella se ejecute permanentemente durante el desarrollo de la obra, hasta su culminación.

01.02 SEGURIDAD Y SALUD

01.02.01 ELABORACION, IMPLEMENTACION Y ADMINISTRACION DEL PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD EN EL TRABAJO

01.02.02 equipo de protección individual

01.02.02 equipo de protección colectiva

01.02.03 señalización temporal de seguridad

01.02.04 capacitación en seguridad y salud

DESCRIPCIÓN

Comprende las partidas de Elaboración, implementación y administración del plan de seguridad y salud en el trabajo. Así como los equipos de protección tanto individual como colectiva, recursos para respuestas ante emergencias y salud durante el trabajo, señalización y educación en temas de seguridad y salud. Estas partidas estarán acorde a las normas de Seguridad durante la Construcción GE.050.

MÉTODO DE MEDICIÓN

La unidad de medición es Global (glb) para las partidas correspondientes a Seguridad y Salud en el Trabajo.

FORMA DE PAGO

Los trabajos descritos en esta partida serán pagadas según las cantidades medidas, señaladas en el párrafo anterior y de acuerdo a la unidad de medida del precio unitario del contrato.

2.0 ESTRUCTURAS

02.01 MOVIMIENTO DE TIERRAS

2.01.01 EXCAVACION MASIVA

DESCRIPCION

Las excavaciones para zapatas de los estribos y alas del puente serán del tamaño exacto al diseño de estas estructuras, se quitarán los moldes laterales cuando la compactación del terreno lo permita y no exista riesgo y peligro de derrumbes.

Antes del procedimiento de vaciado, se deberá aprobar la excavación; asimismo no se permitirá ubicar zapatas y cimientos sobre material de relleno sin una consolidación adecuada, de acuerdo a la maquinaria o implementos.

Para la tarea se estima capas como máximo de 20 cm.

El fondo de toda excavación para cimentación debe quedar limpio y parejo, se deberá retirar el material suelto, si el Contratista se excede en la profundidad de la excavación, no se permitirá el relleno con material suelto, lo deberá hacer con una mezcla de concreto ciclópeo 1:12 como mínimo.

MÉTODO DE MEDICIÓN

El trabajo efectuado se medirá por m³.

FORMA DE PAGO:

El pago de estos trabajos se hará por m³, cuyos precios unitarios se encuentran definidos en el presupuesto. El Supervisor velará por que ella se ejecute durante el desarrollo de la obra.

02.01.02 RELLENO CON MATERIAL PROPIO

DESCRIPCION

Antes de ejecutar el relleno de una zona se limpiará la superficie del terreno eliminando las plantas, raíces u otras materias orgánicas. El material del relleno estará libre de material orgánico y de cualquier otro material comprimible.

Podrá emplearse el material excedente de las excavaciones siempre que cumpla con los requisitos indicados.

El hormigón que se extraiga se empleará preferentemente para los rellenos, los que se harán en capas sucesivas no mayores de 20 cm. de espesor, debiendo ser bien compactadas y regadas en forma homogénea, a humedad óptima, para que el material empleado alcance su máxima densidad seca.

Todo esto deberá ser aprobado por el Ingeniero Supervisor de la obra, requisito fundamental.

El Contratista deberá tener muy en cuenta que el proceso de compactación eficiente garantiza un correcto trabajo de los elementos de cimentación y que una deficiente compactación repercutirá en el total de elementos estructurales.

MÉTODO DE MEDICIÓN

El trabajo efectuado se medirá por m³

FORMA DE PAGO:

El pago de estos trabajos se hará por m³, cuyos precios unitarios se encuentran definidos en el presupuesto. El Supervisor velará por que ella se ejecute durante el desarrollo de la obra.

02.01.03 ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE

DESCRIPCION

El Contratista, una vez terminada la obra deberá dejar el terreno completamente limpio de desmonte u otros materiales que interfieran los trabajos de jardinería u otras obras.

La eliminación de desmonte deberá ser periódica, no permitiendo que permanezca en la obra más de un mes, salvo lo que se va a usar en los rellenos.

FORMA DE PAGO:

El pago de estos trabajos se hará por m³, cuyos precios unitarios se encuentran definidos en el presupuesto. El Supervisor velará por que ella se ejecute permanentemente durante el desarrollo de la obra, hasta su culminación.

02.02 OBRAS DE CONCRETO ARMADO

02.02.01 ZAPATAS

02.02.01.01 CONCRETO F´C=280 KG/CM

- MATERIALES PARA LA OBTENCION DEL CONCRETO

Cemento

Se debe usar cemento Pórtland ASTM (Tipo I) de una misma marca.

Es recomendable que todo el cemento a usarse en concreto expuesto en una obra sea de la producción de un mismo día.

Agregados

El agregado grueso debe tener una gradación continua. La mala gradación ocasiona defectos tales como cangrejas y transparencias del agregado.

El concreto con bajo contenido de agua ayuda a la eliminación de variaciones de color y de burbujas en la superficie del concreto terminado. Para lograr una buena trabajabilidad es recomendable que el tamaño del agregado grueso sea el máximo permitido por la sección y el espaciamiento del refuerzo del elemento por llenar.

El agregado fino debe ser en lo posible arena natural y de color uniforme.

La granulometría del agregado fino debe estar entre los límites siguientes:

Tamaño de Tamiz ASTM	Porcentaje que pasa (en peso)	Porcentaje de desviación permisible de la muestra
3 in.	100	
4	90 - 100	
8	60 - 100	
16	30 - 100	
30	15 - 80	
50	- 10	
100	- 10	

RESISTENCIA

La resistencia y las características del concreto estaban en estricto acuerdo a lo indicado en los planos estructurales y en las especificaciones correspondientes.

-TRANSPORTE Y COLOCACIÓN

Los principales puntos que se deben vigilar son:

Evitar segregación de la mezcla.

Evitar contaminación con materias extrañas.

Evitar pérdida de trabajabilidad por evaporación del agua.

La trabajabilidad y contenido de agua de la mezcla en el momento de la compactación tiene influencia en el olor del concreto y en la aparición de defectos

en la superficie. Es esencial por lo tanto que estos dos factores son mantenidos constantes.

-COMPACTACIÓN.

En estas recomendaciones se ha asumido que el concreto será compactado por vibración. La compactación manual no da resultados satisfactorios.

La vibración debe aplicarse preferentemente por vibradores de inmersión.

La vibración debe ser continua durante el llenado. El concreto de ser colocado lo más cerca posible al vibrador y de allí debe fluir hacia las caras del encofrado.

Es recomendable que el vibrador se coloque al fondo del encofrado y que se vaya subiendo a medida que sube el nivel del concreto.

La práctica de insertar el vibrador cuando ya se ha llenado 70 100 cm. De concreto no es satisfactoria ya que la parte superior del concreto se compacta primero impidiendo el escape de las burbujas de aire de las capas más profundas.

- ENSAYOS DE RESISTENCIA

El muestreo del concreto se hará de acuerdo a ASTM C 172. (Norma ITINTEC 339.036). La elaboración de la probeta debe comenzar no más tarde de 10 minutos después del muestreo y en una zona libre de vibraciones.

Las probetas serán moldeadas de acuerdo a la Norma ITINTEC 339.033 y siguiendo el siguiente procedimiento:

Se llena el molde con Concreto fresco hasta una altura aproximada de 1/3 de la total, compactando a continuación enérgicamente con la barra compactadora mediante 25 golpes uniformemente repartidos en forma de espiral comenzando por los bordes y terminando en el centro, golpeando en la misma dirección del eje del molde.

Las pruebas de compresión se regirán por ASTM C-39.

Se hará 4 ensayos por cada 50 m³. ejecutado diariamente.

Dos ensayos se probarán a los siete días y los otros dos a los 28 días.

Se hará por lo menos un ensayo por día de trabajo el mismo que se probará a los 28 días con ensayos de probeta o cilindros.

El concreto será una mezcla de agua, cemento, arena y piedra preparada en mezcladora mecánica, con la resistencia especificada en los planos y en proporción especificada en análisis de costos unitarios correspondientes, dentro de la cual se dispondrá las armaduras de acero de acuerdo a planos de estructuras.

El f'c usado será de 280Kg/cm². de acuerdo a planos.

DOSIFICACION DE MEZCLA DE CONCRETO

Para la calidad del concreto se deberá tener en cuenta lo indicado en el capítulo 4 de la Norma E.060 Concreto Armado del RNE.

La selección de las proporciones de los materiales que intervienen en la mezcla deberá permitir que el concreto alcance la resistencia en compresión promedio determinada en la sección 4.3.2. (ver RNE). El concreto será fabricado de manera de reducir al mínimo el número de valores de resistencia por debajo del $f'c$ especificado.

La verificación del cumplimiento de los requisitos para $f'c$ se basará en los resultados de probetas de concreto preparadas y ensayadas de acuerdo a las Normas ITINTEC 339.036, 339.033, 339.034.

El valor de $f'c$ se tomará de resultados de ensayos a los 28 días de moldeadas las probetas. Si se requiere resultados a otra edad, deberá ser indicada en los planos o en las especificaciones técnicas.

Los resultados de los ensayos de resistencia a la flexión o a la tracción por compresión diametral del concreto no deberán ser utilizados como criterio para la aceptación del mismo.

02.02.01.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

DESCRIPCIÓN.-

El contratista deberá realizar el correcto y seguro diseño de los encofrados, tanto en sus espesores como en el apilamiento, de manera que no existan deflexiones que causen desalineamientos, elementos fuera de plomo ni peligro en el momento que sea vaciado el concreto.

Los encofrados deben ceñirse a la forma, límites y dimensiones indicadas en los planos.

En el diseño de los encofrados se deberá tener en cuenta los siguientes factores:

A).- Velocidad y sistema del vaciado del concreto.

B).- Cargas de materiales, equipos, personal, incluyendo fuerzas horizontales, verticales y de impacto.

C).- Resistencia del material usado en las formas, sus deformaciones y la rigidez de uniones que forman los elementos del encofrado.

No se permitirá cargas producidas por el trabajo de construcción que excedan las cargas de diseño consideradas para cualquier elemento de la estructura.

Tampoco se permitirá que ningún elemento de la estructura en construcción sea cargado ni sus puntales removidos a no ser que dicho elemento en combinación con el resto de encofrado y resto de puntales tengan la suficiente resistencia para absorber las cargas de peso propio y de las de trabajo constructivo. Esta resistencia debe demostrarse por medio de ensayos de probetas y de un análisis estructural que tome en cuenta dicha resistencia y la del encofrado.

Las formas se deberán de tal manera que quede garantizada la seguridad de toda estructura. Las operaciones de desencofrar se harán gradualmente, quedando totalmente prohibido golpear, forzar o causar trepidación.

Las tuberías y conductos empotrados en el concreto, cumplirán con las recomendaciones del Art. 703 del “Concreto Armado y Ciclópeo” del Reglamento Nacional de Construcciones.

El Contratista deberá cumplir con lo especificado en los planos en cuanto a dimensiones, calidad y posición de tuberías para no debilitar la resistencia de los elementos estructurales.

Las juntas de construcción cumplirán con Art. 704 del “Concreto Armado y Ciclópeo” del Reglamento Nacional de Construcciones.

Las juntas de construcciones de indicadas en los planos que el Contratista propaga, serán sometidas a la aprobación del Ingeniero Inspector y se ubicaran de tal manera que no disminuyen significativamente la resistencia de la estructura.

MÉTODO DE MEDICIÓN.-

Se medirá en metros cuadrado (m²) de encofrado y desencofrado, con aproximación de un decimal.

BASE DE PAGO.-

Para el pago se determinarán en obras directamente las cantidades, de acuerdo a lo indicado en el proyecto y las órdenes del Ingeniero Inspector (o Supervisor). El pago se efectuará en metros cuadrado (m²).

02.02.01.03 ACERO DE REFUERZO F´Y=4200 KG/CM2

DESCRIPCIÓN

Esta partida comprenderá el aprovisionamiento, almacenamiento, corte, doblado y colocación de las varillas de acero para el refuerzo en estructuras de concreto armado, de acuerdo a la sección 9 “Reinforcing Steel” de la división II de la norma AASHTO, a la sección 615 “Acero de Refuerzo” de las Especificaciones Técnicas

Generales para Construcción de Carreteras EG-2000, a estas especificaciones técnicas, a los planos o a las indicaciones del Supervisor.

MATERIAL

Las varillas para el refuerzo del concreto estructural, deberán estar de acuerdo con los requisitos AASHTO, designación M-31 y deberán ser probadas de acuerdo con AASHTO, M-137 en lo que respecta a las varillas N° 3 a N° 11 o conforme a las especificaciones del acero producido por SIDERPERU o ACEROS AREQUIPA del acero grado 60, según corresponda. El alambre N° 16, para efectuar el atortolamiento, del acero de refuerzo deberá ser del tipo negro recocido.

REQUISITOS PARA LA CONSTRUCCION

SUMINISTRO Y ALMACENAMIENTO

Las varillas corrugadas a usar deberán tener impresas en forma clara las siglas o emblema de la empresa de la cual proceden, así como el grado a que corresponden y el diámetro nominal. Adicionalmente deberán contar con etiquetas que indiquen el lote correspondiente.

No se aceptarán las varillas que no estén identificadas o que presenten oxidación excesiva, grietas, corrosión o que al doblarse a temperatura ambiente (16 °C) se agrieten o rompan en la parte exterior de la zona doblada.

El acero de refuerzo deberá ser almacenado en forma ordenada y por encima del nivel del terreno, ya sea sobre plataformas, largueros u otros soportes adecuados, de manera que se encuentre protegido contra daños mecánicos y deterioro superficial por efectos de la intemperie y ambiente corrosivos entre otros.

Asimismo, el acero no deberá estar expuesto a fenómenos atmosféricos, principalmente precipitación pluvial.

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. El costo de los traslapes y uniones adicionales será 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.

CALIDAD DEL ACERO

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.

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.

METODO DE MEDICION

Las varillas de refuerzo deberán ser medidas por peso, en función del número teórico de kilogramos de material entregado y colocado en la obra, de conformidad con los planos del proyecto, las presentes especificaciones y lo ordenado por el Supervisor.

FORMA DE PAGO

El acero de refuerzo $F'y=4,200$ kg/cm², medido en la forma estipulada y colocada de acuerdo con esta especificación y a entera satisfacción del Supervisor, se pagará por kilogramo (kg) colocado al precio unitario del contrato para la partida correspondiente, cuyo precio y pago constituye compensación total por el abastecimiento, almacenamiento, corte, dobladura y colocación de las varillas, las mermas, desperdicios, empalmes, traslapes, alambres y soportes empleados en su colocación y sujeción, limpieza y por toda mano de obra, beneficios sociales, herramientas, equipo, ensayos de calidad de requerirse e imprevistos necesarios para completar el trabajo, a entera satisfacción del Supervisor.

02.02.02 COLUMNAS

02.02.02.01 CONCRETO $F'C=280$ KG/CM²

MATERIALES PARA LA OBTENCION DEL CONCRETO

Cemento

Se debe usar cemento Pórtland ASTM (Tipo I) de una misma marca.

Es recomendable que todo el cemento a usarse en concreto expuesto en una obra

sea de la producción de un mismo día.

Agregados

El agregado grueso debe tener una gradación continua. La mala gradación ocasiona defectos tales como cangrejas y transparencias del agregado.

El concreto con bajo contenido de agua ayuda a la eliminación de variaciones de color y de burbujas en la superficie del concreto terminado. Para lograr una buena trabajabilidad es recomendable que el tamaño del agregado grueso sea el máximo permitido por la sección y el espaciamiento del refuerzo del elemento por llenar.

El agregado fino debe ser en lo posible arena natural y de color uniforme.

La granulometría del agregado fino debe estar entre los límites siguientes.

Tamiz ASTM	Porcentaje que pasa (en peso)	Porcentaje de desviación permisible de la muestra
3 in.	100	
4	91 - 100	
8	61 - 100	
16	31 - 100	
30	16 - 80	
50	- 10	
100	- 10	

PRO

- RESISTENCIA

La resistencia y las características del concreto estaban en estricto acuerdo a lo indicado en los planos estructurales y en las especificaciones correspondientes.

-TRANSPORTE Y COLOCACIÓN

Los principales puntos que se deben vigilar son:

Evitar segregación de la mezcla.

Evitar contaminación con materias extrañas.

Evitar pérdida de trabajabilidad por evaporación del agua.

-COMPACTACIÓN.

En estas recomendaciones se ha asumido que el concreto será compactado por

vibración. La compactación manual no da resultados satisfactorios.

La vibración debe aplicarse preferentemente por vibradores de inmersión.

La vibración debe ser continua durante el llenado. El concreto de ser colocado lo más cerca posible al vibrador y de allí debe fluir hacia las caras del encofrado.

Es recomendable que el vibrador se coloque al fondo del encofrado y que se vaya subiendo a medida que sube el nivel del concreto.

La práctica de insertar el vibrador cuando ya se ha llenado 70 100 cm. De concreto no es satisfactoria ya que la parte superior del concreto se compacta primero impidiendo el escape de las burbujas de aire de las capas más profundas.

- ENSAYOS DE RESISTENCIA

El muestreo del concreto se hará de acuerdo a ASTM C 172. (Norma ITINTEC 339.036). La elaboración de la probeta debe comenzar no más tarde de 10 minutos después del muestreo y en una zona libre de vibraciones.

Las probetas serán moldeadas de acuerdo a la Norma ITINTEC 339.033 y siguiendo el siguiente procedimiento:

Si después de realizar la compactación, la superficie presenta huecos, estos deberán cerrarse golpeando suavemente las paredes del molde con la misma barra o con un martillo de goma.

Este proceso se repite en las capas siguientes cuidando que los golpes solo los reciba la capa en formación hasta lograr el llenado completo del molde. En la última capa se coloca material en exceso, de tal manera que después de la compactación pueda enrasarse a tope con el borde superior del molde sin necesidad de añadir más material.

02.02.02.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNAS

DESCRIPCIÓN

Esta partida comprende el suministro e instalación de todos los encofrados, las formas de madera y/o metal, necesarias para confinar y dar forma al concreto; en el vaciado del concreto de los diferentes elementos que conforman las estructuras y el retiro del encofrado en el lapso que se establece más adelante.

MATERIALES

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.

Los alambres que se empleen para amarrar los encofrados, no deberán atravesar las caras del concreto que queden expuestas en la obra terminada. En general, se deberá unir los encofrados por medio de pernos que puedan ser retirados posteriormente.

Encofrado de superficies no visibles

Los encofrados de superficie no visibles pueden ser contruidos con madera en bruto, pero sus juntas deberán ser convenientemente calafateadas para evitar fugas de la pasta.

Encofrado de superficie visible

Los encofrados de superficie visibles hechos de madera laminada, planchas duras de fibras prensadas, madera machihembrada, aparejada y cepillada o metal, en la superficie en contacto con el concreto, las juntas deberán ser cubiertas con cintas, aprobadas por el Ingeniero Supervisor.

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.

Método de construcción

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).

El diseño y seguridad de las estructuras provisionales, andamiajes y encofrados serán de responsabilidad única del Contratista. Se deberá cumplir con la norma ACI

Los encofrados deberán ser diseñados y construidos en tal forma que resistan plenamente, sin deformarse, el empuje del concreto al momento del vaciado y el peso de la estructura mientras esta no sea autoportante. El Contratista deberá proporcionar planos de detalle de todos los encofrados al Supervisor, para su aprobación.

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. Para estructuras delgadas, donde los encofrados estén especialmente diseñados para resistir la vibración, se podrán emplear vibradores externos de encofrado.

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.

Las juntas de unión serán calafateadas, a fin de impedir la fuga de la lechada de cemento, debiendo cubrirse con cintas de material adhesivo para evitar la formación de rebabas.

Los encofrados serán convenientemente humedecidos antes de depositar el concreto y sus superficies interiores debidamente lubricadas para evitar la adherencia del mortero.

Antes de efectuar los vaciados de concreto, el Supervisor inspeccionará los encofrados con el fin de aprobarlos, prestando especial atención al recubrimiento del acero de refuerzo, los amarres y los arriostres.

Los orificios que dejen los pernos de sujeción deberán ser llenados con mortero, una vez retirado estos.

Remoción de los encofrados

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

Dada

que las operaciones de campo son controladas por ensayos de resistencias de cilindros de concreto, la remoción de encofrados y demás soportes se podrán efectuar al lograrse las resistencias fijadas en el diseño. Los cilindros de ensayos deberán ser curados bajo condiciones iguales a las más desfavorables de la estructura que representan.

Excepcionalmente 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 vigas	14 días
Soportes bajo losas planas	14 días
Losas de piso	14 días
Placa superior en alcantarillas de cajón.....	14 días
Superficies de muros verticales	48 horas
Columnas	48 horas
Lados de vigas	24 horas
Cabezales alcantarillas TMC.....	24 horas
Muros, estribos y pilares.....	3 días

En el caso de utilizarse aditivos, previa autorización del Supervisor, los plazos podrán reducirse de acuerdo al tipo y proporción del acelerante que se emplee; en todo caso, el tiempo de desencofrado se fijará de acuerdo a las pruebas de resistencia efectuadas en muestras de concreto.

Todo encofrado, para volver a ser usado no deberá presentar alabeos ni deformaciones y deberá ser limpiado cuidadosamente antes de ser colocado nuevamente.

No se deberá colocar concreto dentro de corrientes de agua y los encofrados diseñados para retenerlo bajo el agua, deberán ser impermeables

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.

MEDICIÓN

El método de medición será el área en metros cuadrados (m²), cubierta por los

encofrados, medida según los planos comprendiendo el metrado así obtenido, las estructuras de sostén y andamiajes que fueran necesarias para el soporte de la estructura.

FORMA DE PAGO

El número de metros cuadrados, obtenidos en la forma anteriormente descrita, se pagará el precio unitario por (M2) correspondiente a la partida ENCOFRADO Y DESENCOFRADO de los elementos estructurales, cuyo precio y pago constituye compensación completa del suministro de materiales y accesorios para los encofrados y la obra falsa y su construcción y remoción, mano de obra, herramientas necesarias, así como los imprevistos necesarios para completar la partida.

Item de pago	Unidad de pago
01.03 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA ELEMENTOS DE SUPERESTRUCTURA	Metro cuadrado (M2)

02.02.02.03 ACERO DE REFUERZO F^Y=4200 KG/CM²

DESCRIPCIÓN

Esta partida comprenderá el aprovisionamiento, almacenamiento, corte, doblado y colocación de las varillas de acero para el refuerzo en estructuras de concreto armado, de acuerdo a la sección 9 “Reinforcing Steel” de la división II de la norma AASHTO, a la sección 615 “Acero de Refuerzo” de las Especificaciones Técnicas Generales para Construcción de Carreteras EG-2000, a estas especificaciones técnicas, a los planos o a las indicaciones del Supervisor.

MATERIAL

Las varillas para el refuerzo del concreto estructural, deberán estar de acuerdo con los requisitos AASHTO, designación M-31 y deberán ser probadas de acuerdo con AASHTO, M-137 en lo que respecta a las varillas N° 3 a N° 11 o conforme a las especificaciones del acero producido por SIDERPERU o ACEROS AREQUIPA del acero grado 60, según corresponda. El alambre N° 16, para efectuar el atortolamiento, del acero de refuerzo deberá ser del tipo negro recocido.

REQUISITOS PARA LA CONSTRUCCION

SUMINISTRO Y ALMACENAMIENTO

Las varillas corrugadas a usar deberán tener impresas en forma clara las siglas o emblema de la empresa de la cual proceden, así como el grado a que corresponden y el diámetro nominal. Adicionalmente deberán contar con etiquetas que indiquen el

lote correspondiente.

No se aceptarán las varillas que no estén identificadas o que presenten oxidación excesiva, grietas, corrosión o que al doblarse a temperatura ambiente (16 °C) se agrieten o rompan en la parte exterior de la zona doblada.

El acero de refuerzo deberá ser almacenado en forma ordenada y por encima del nivel del terreno, ya sea sobre plataformas, largueros u otros soportes adecuados, de manera que se encuentre protegido contra daños mecánicos y deterioro superficial por efectos de la intemperie y ambiente corrosivos entre otros.

Asimismo, el acero no deberá estar expuesto a fenómenos atmosféricos, principalmente precipitación pluvial.

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. El costo de los traslapes y uniones adicionales será 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.

CALIDAD DEL ACERO

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.

CALIDAD DEL PRODUCTO TERMINADO

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

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

AREA

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.

METODO DE MEDICION

Las varillas de refuerzo deberán ser medidas por peso, en función del número teórico de kilogramos de material entregado y colocado en la obra, de conformidad con los planos del proyecto, las presentes especificaciones y lo ordenado por el Supervisor.

FORMA DE PAGO

El acero de refuerzo $F_y=4,200$ kg/cm², medido en la forma estipulada y colocada de acuerdo con esta especificación y a entera satisfacción del Supervisor, se pagará por kilogramo (kg) colocado al precio unitario del contrato para la partida correspondiente, cuyo precio y pago constituye compensación total por el abastecimiento, almacenamiento, corte, dobladura y colocación de las varillas, las mermas, de desperdicios, empalmes, traslapes, alambres y soportes empleados en su colocación y sujeción, limpieza y por toda mano de obra, beneficios sociales, herramientas, equipo, ensayos de calidad de requerirse e imprevistos necesarios para completar el trabajo, a entera satisfacción del Supervisor.

02.02.03 VIGAS EXTERIORES

02.02.03.01 CONCRETO $F'_C=280$ KG/CM²

MATERIALES PARA LA OBTENCION DEL CONCRETO

Cemento

Se debe usar cemento Pórtland ASTM (Tipo I) de una misma marca.

Es recomendable que todo el cemento a usarse en concreto expuesto en una obra sea de la producción de un mismo día.

Agregados

El agregado grueso debe tener una gradación continua. La mala gradación ocasiona defectos tales como cangrejas y transparencias del agregado.

El concreto con bajo contenido de agua ayuda a la eliminación de variaciones de color y de burbujas en la superficie del concreto terminado. Para lograr una buena

trabajabilidad es recomendable que el tamaño del agregado grueso sea el máximo permitido por la sección y el espaciamiento del refuerzo del elemento por llenar. El agregado fino debe ser en lo posible arena natural y de color uniforme.

La granulometría del agregado fino debe estar entre los límites siguientes:

Tamiz ASTM	Porcentaje que pasa (en peso)	Porcentaje de desviación permisible de la muestra
3 in.	100	
4	92 - 100	
8	62 - 100	
16	32 - 100	
30	17 - 80	
50	- 10	
100	- 10	

RESISTENCIA

La resistencia y las características del concreto estaban en estricto acuerdo a lo indicado en los planos estructurales y en las especificaciones correspondientes.

-TRANSPORTE Y COLOCACIÓN

Los principales puntos que se deben vigilar son:

Evitar segregación de la mezcla.

Evitar contaminación con materias extrañas.

Evitar pérdida de trabajabilidad por evaporación del agua.

-COMPACTACIÓN.

En estas recomendaciones se ha asumido que el concreto será compactado por vibración. La compactación manual no da resultados satisfactorios.

La vibración debe aplicarse preferentemente por vibradores de inmersión.

La vibración debe ser continua durante el llenado. El concreto de ser colocado lo más cerca posible al vibrador y de allí debe fluir hacia las caras del encofrado.

Es recomendable que el vibrador se coloque al fondo del encofrado y que se vaya subiendo a medida que sube el nivel del concreto.

La práctica de insertar el vibrador cuando ya se ha llenado 70 - 100 cm. De concreto no es satisfactoria ya que la parte superior del concreto se compacta primero

impidiendo el escape de las burbujas de aire de las capas más profundas.

- ENSAYOS DE RESISTENCIA

El muestreo del concreto se hará de acuerdo a ASTM C 172. (Norma ITINTEC 339.036). La elaboración de la probeta debe comenzar no más tarde de 10 minutos después del muestreo y en una zona libre de vibraciones.

Las probetas serán moldeadas de acuerdo a la Norma ITINTEC 339.033 y siguiendo el siguiente procedimiento:

Se llena el molde con Concreto fresco hasta una altura aproximada de 1/3 de la total, compactando a continuación enérgicamente con la barra compactadora mediante 25 golpes uniformemente repartidos en forma de espiral comenzando por los bordes y terminando en el centro, golpeando en la misma dirección del eje del molde.

Si después de realizar la compactación, la superficie presenta huecos, estos deberán cerrarse golpeando suavemente las paredes del molde con la misma barra o con un martillo de goma.

Este proceso se repite en las capas siguientes cuidando que los golpes solo los reciba la capa en formación hasta lograr el llenado completo del molde. En la última capa se coloca material en exceso, de tal manera que después de la compactación pueda enrasarse a tope con el borde superior del molde sin necesidad de añadir más material.

- CONSOLIDACIÓN Y FRAGUADO

Se hará mediante vibraciones, su funcionamiento y velocidad será a recomendaciones de los fabricantes.

El Ingeniero chequeará el tiempo suficiente para la adecuada consolidación que se manifiesta cuando una delgada película de mortero aparece en la superficie del concreto y todavía se alcanza a ver el agregado grueso rodeado de mortero.

La consolidación correcta requerirá que la velocidad de vaciado no sea mayor que la vibración.

El vibrador debe ser tal que embeba en concreto todas las barras de refuerzo y que llegue a todas las esquinas, que queden embebidos todos los anclajes, sujetadores, etc., y que se elimine las burbujas de aire por los vacíos que puedan quedar y no produzca cangrejas.

La distancia entre puntos de aplicación del vibrador será 45 a 75 cm., y en cada punto se mantendrá entre 5 y 10 segundos de tiempo.

Se deberá tener vibradores de reserva en estado eficiente de funcionamiento.

Se preverán puntos de nivelación con referencia al encofrado para así vaciar la cantidad exacta de concreto y obtener una superficie nivelada, según lo indique los planos estructurales respectivos.

Se deberá seguir las Normas A.C.I. 306 y A.C.I. 695, respecto a condiciones ambientales que influyen en el vaciado.

Durante el fraguado en tiempo frío el concreto fresco deberá estar bien protegido contra las temperaturas por debajo de 4 ° C. a fin de que la resistencia no sea mermada.

En el criterio de dosificación deberá estar incluido el concreto de variación de fragua debido a cambios de temperatura.

02.02.03.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA VIGAS

02.02.03.03 ACERO DE REFUERZO F´Y=4200 KG/CM2

DESCRIPCIÓN

Esta partida comprenderá el aprovisionamiento, almacenamiento, corte, doblado y colocación de las varillas de acero para el refuerzo en estructuras de concreto armado, de acuerdo a la sección 9 “Reinforcing Steel” de la división II de la norma AASHTO, a la sección 615 “Acero de Refuerzo” de las Especificaciones Técnicas Generales para Construcción de Carreteras EG-2000, a estas especificaciones técnicas, a los planos o a las indicaciones del Supervisor.

MATERIAL

Las varillas para el refuerzo del concreto estructural, deberán estar de acuerdo con los requisitos AASHTO, designación M-31 y deberán ser probadas de acuerdo con AASHTO, M-137 en lo que respecta a las varillas N° 3 a N° 11 o conforme a las especificaciones del acero producido por SIDERPERU o ACEROS AREQUIPA del acero grado 60, según corresponda. El alambre N° 16, para efectuar el atortolamiento, del acero de refuerzo deberá ser del tipo negro recocado.

REQUISITOS PARA LA CONSTRUCCION

SUMINISTRO Y ALMACENAMIENTO

Las varillas corrugadas a usar deberán tener impresas en forma clara las siglas o emblema de la empresa de la cual proceden, así como el grado a que corresponden

y el diámetro nominal. Adicionalmente deberán contar con etiquetas que indiquen el lote correspondiente.

No se aceptarán las varillas que no estén identificadas o que presenten oxidación excesiva, grietas, corrosión o que al doblarse a temperatura ambiente (16 °C) se agrieten o rompan en la parte exterior de la zona doblada.

El acero de refuerzo deberá ser almacenado en forma ordenada y por encima del nivel del terreno, ya sea sobre plataformas, largueros u otros soportes adecuados, de manera que se encuentre protegido contra daños mecánicos y deterioro superficial por efectos de la intemperie y ambiente corrosivos entre otros.

Asimismo, el acero no deberá estar expuesto a fenómenos atmosféricos, principalmente precipitación pluvial.

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. El costo de los traslapes y uniones adicionales será 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.

CALIDAD DEL ACERO

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.

CALIDAD DEL PRODUCTO TERMINADO

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

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

AREA

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.

METODO DE MEDICION

Las varillas de refuerzo deberán ser medidas por peso, en función del número teórico de kilogramos de material entregado y colocado en la obra, de conformidad con los planos del proyecto, las presentes especificaciones y lo ordenado por el Supervisor.

FORMA DE PAGO

El acero de refuerzo $F'y=4,200 \text{ kg/cm}^2$, medido en la forma estipulada y colocada de acuerdo con esta especificación y a entera satisfacción del Supervisor, se pagará por kilogramo (kg) colocado al precio unitario del contrato para la partida correspondiente, cuyo precio y pago constituye compensación total por el abastecimiento, almacenamiento, corte, dobladura y colocación de las varillas, las mermas, de desperdicios, empalmes, traslapes, alambres y soportes empleados en su colocación y sujeción, limpieza y por toda mano de obra, beneficios sociales, herramientas, equipo, ensayos de calidad de requerirse e imprevistos necesarios para completar el trabajo, a entera satisfacción del Supervisor.

02.02.04 VIGAS PRINCIPALES

02.02.04.01 CONCRETO $F'c=280 \text{ KG/CM}^2$

MATERIALES PARA LA OBTENCION DEL CONCRETO

Cemento

Se debe usar cemento Pórtland ASTM (Tipo I) de una misma marca.

Es recomendable que todo el cemento a usarse en concreto expuesto en una obra sea de la producción de un mismo día.

Agregados

El agregado grueso debe tener una gradación continua. La mala gradación ocasiona defectos tales como cangrejas y transparencias del agregado.

El concreto con bajo contenido de agua ayuda a la eliminación de variaciones de color y de burbujas en la superficie del concreto terminado. Para lograr una buena trabajabilidad es recomendable que el tamaño del agregado grueso sea el máximo permitido por la sección y el espaciamiento del refuerzo del elemento por llenar.

El agregado fino debe ser en lo posible arena natural y de color uniforme.

La granulometría del agregado fino debe estar entre los límites siguientes:

Amiz STM	Porcentaje que pasa (en peso)	Porcentaje de desviación permisible de la muestra
3 in.	100	
4	93 - 100	
8	63 - 100	
16	33 - 100	
30	18 - 80	
50	- 10	
100	- 10	

COLOCACION DE LA ARMADURA

Si

- RESISTENCIA

La resistencia y las características del concreto estaban en estricto acuerdo a lo indicado en los planos estructurales y en las especificaciones correspondientes.

-TRANSPORTE Y COLOCACIÓN

Los principales puntos que se deben vigilar son:

Evitar segregación de la mezcla.

Evitar contaminación con materias extrañas.

Evitar pérdida de trabajabilidad por evaporación del agua.

El llenado debe ser una operación continua y de ritmo constante que en elementos

verticales exceda dos metros por hora.

Siempre que sea posible un elemento debe llenarse en una sola operación. Los llenados de hasta 3 metros de altura en columnas y muros son beneficiosos para la apariencia del concreto. No es recomendable el uso de ventanas en el encofrado de las caras que son expuestas. En lo posible no debe colocarse el concreto debe fluir hacia éstas por vibración con el objeto de reducir el número de burbujas que se acumulan en las caras.

La trabajabilidad y contenido de agua de la mezcla en el momento de la compactación tiene influencia en el olor del concreto y en la aparición de defectos en la superficie. Es esencial por lo tanto que estos dos factores son mantenidos constantes.

-COMPACTACIÓN.

En estas recomendaciones se ha asumido que el concreto será compactado por vibración. La compactación manual no da resultados satisfactorios.

La vibración debe aplicarse preferentemente por vibradores de inmersión.

La vibración debe ser continua durante el llenado. El concreto de ser colocado lo más cerca posible al vibrador y de allí debe fluir hacia las caras del encofrado.

Es recomendable que el vibrador se coloque al fondo del encofrado y que se vaya subiendo a medida que sube el nivel del concreto.

La práctica de insertar el vibrador cuando ya se ha llenado 70 100 cm. De concreto no es satisfactoria ya que la parte superior del concreto se compacta primero impidiendo el escape de las burbujas de aire de las capas más profundas.

- ENSAYOS DE RESISTENCIA

El muestreo del concreto se hará de acuerdo a ASTM C 172. (Norma ITINTEC 339.036). La elaboración de la probeta debe comenzar no más tarde de 10 minutos después del muestreo y en una zona libre de vibraciones.

Las probetas serán moldeadas de acuerdo a la Norma ITINTEC 339.033 y siguiendo el siguiente procedimiento:

Se llena el molde con Concreto fresco hasta una altura aproximada de 1/3 de la total, compactando a continuación enérgicamente con la barra compactadora mediante 25 golpes uniformemente repartidos en forma de espiral comenzando por los bordes y terminando en el centro, golpeando en la misma dirección del eje del molde.

Si después de realizar la compactación, la superficie presenta huecos, estos deberán cerrarse golpeando suavemente las paredes del molde con la misma barra

o con un martillo de goma.

Este proceso se repite en las capas siguientes cuidando que los golpes solo los reciba la capa en formación hasta lograr el llenado completo del molde. En la última capa se coloca material en exceso, de tal manera que después de la compactación pueda enrasarse a tope con el borde superior del molde sin necesidad de añadir más material.

Las probetas de concreto se curarán antes del ensayo conforme a ASTM C-31.

Las pruebas de compresión se registrarán por ASTM C-39.

Se hará 4 ensayos por cada 50 m³. ejecutado diariamente.

Dos ensayos se probarán a los siete días y los otros dos a los 28 días.

Se hará por lo menos un ensayo por día de trabajo el mismo que se probará a los 28 días con ensayos de probeta o cilindros.

El concreto será una mezcla de agua, cemento, arena y piedra preparada en mezcladora mecánica, con la resistencia especificada en los planos y en proporción especificada en análisis de costos unitarios correspondientes, dentro de la cual se dispondrá las armaduras de acero de acuerdo a planos de estructuras.

El f'c usado será de 175-210 -280Kg/cm². de acuerdo a planos

- ALMACENAMIENTO DE MATERIALES

Los materiales deben almacenarse en obra de manera de evitar su deterioro o contaminación por agentes exteriores.

A.CEMENTO

No se aceptará en obra bolsas de cemento cuya envoltura esté deteriorada o perforada.

Se cuidará que el cemento almacenado en bolsas no esté en contacto con el suelo o el agua libre que pueda correr por el mismo.

Se recomienda que se almacene en un lugar techado fresco, libre de humedad y contaminación.

Se almacenará en pilas de hasta 10 bolsas y se cubrirá con material plástico u otros medios de protección.

El cemento a granel se almacenará en silos metálicos u otros elementos similares aprobados por la Inspección, aislándolo de una posible humedad o contaminación.

B. AGREGADOS

Se almacenarán o apilarán en forma tal que se prevenga una segregación

(separación de las partes gruesas de las finas) o contaminación excesiva con otros materiales o agregados de otras dimensiones.

El control de estas condiciones lo hará el Ingeniero Supervisor, mediante muestras periódicas realizarán ensayos de rutina, en lo que se refiere a limpieza y granulometría.

C.ACERO

Las varillas de acero de refuerzo, alambre, perfiles y planchas de acero se almacenarán en un lugar seco, aislado y protegido de la humedad, tierra, sales, aceites o grasas.

D. ADITIVOS

Los aditivos no deben ser almacenados en obra por un período mayor de 06 meses desde la fecha del último ensayo, los aditivos cuya fecha de vencimiento se ha cumplido no serán utilizados.

Se sugiere que el lugar destinado al almacén, guarde medidas de seguridad que garanticen la conservación de los materiales sea del medio ambiente, como de causas extremas.

- ADMIXTURAS Y ADITIVOS

Se permitirá el uso de admixturas tales como acelerantes de fragua, reductores de agua, densificadores, plastificantes, anticongelantes, impermeabilizantes etc., siempre que sean de calidad reconocida y comprobada, acorde con lo detallado en el Expediente Técnico. Su empleo no autoriza a modificar el contenido de cemento de la mezcla.

El Ingeniero Supervisor debe aprobar previamente el uso de determinado aditivo, no se permitirá el uso de cloruro de calcio, nitratos o productos que lo contengan.

Las proporciones a usar deberán ser las recomendadas por el fabricante.

Los aditivos deberán cumplir con las especificaciones A.S.T. M. C260, A.S.T.M. C494.

El contratista hará diseños y ensayos, los cuales deberán estar respaldados por un laboratorio competente, en ellos se indicará además de los ensayos resistentes, las proporciones, tipo y granulometría, de los agregados, la cantidad de cemento a usarse, el tipo, marca, fábrica y otros, así como la relación agua-cemento usada. Los gastos que demanden dichos estudios correrán por cuenta del Contratista.

El contratista deberá trabajar de acuerdo a los resultados de laboratorio, asimismo deberá usar los implementos y medios adecuados, para poder dosificar el aditivo.

El Ingeniero se reserva la aprobación del sistema de medida usado.

El contratista almacenará los aditivos de acuerdo, a recomendaciones del fabricante de manera que prevenga contaminaciones o que éstos se malogren.

Se controlará el tiempo de expiración del producto para evitar su uso en condiciones desfavorables.

En los aditivos usados en forma de suspensiones inestables, el Contratista deberá usar equipo especial que provea la agitación adecuada y que garantice una distribución homogénea de los ingredientes.

Los aditivos líquidos deberán protegerse de la congelación y otros cambios de temperatura que pueda variar las características y propiedades del elemento.

De igual manera de indicarlo el Estudio de Suelos se permitirá el uso de geomembranas impermeabilizantes, de acuerdo a la calidad recomendada por el Especialista a fin de evitar que el agua o la presencia excesiva de sulfatos del suelo dañe la cimentación, su colocación deberá ceñirse estrictamente a lo indicado por el fabricante.

- DOSIFICACION DE MEZCLA DE CONCRETO

Para la calidad del concreto se deberá tener en cuenta lo indicado en el capítulo 4 de la Norma E.060 Concreto Armado del RNE.

La selección de las proporciones de los materiales que intervienen en la mezcla deberá permitir que el concreto alcance la resistencia en compresión promedio determinada en la sección 4.3.2. (ver RNE). El concreto será fabricado de manera de reducir al mínimo el número de valores de resistencia por debajo del $f'c$ especificado.

La verificación del cumplimiento de los requisitos para $f'c$ se basará en los resultados de probetas de concreto preparadas y ensayadas de acuerdo a las Normas ITINTEC 339.036, 339.033, 339.034.

El valor de $f'c$ se tomará de resultados de ensayos a los 28 días de moldeadas las probetas. Si se requiere resultados a otra edad, deberá ser indicada en los planos o en las especificaciones técnicas.

Los resultados de los ensayos de resistencia a la flexión o a la tracción por compresión diametral del concreto no deberán ser utilizados como criterio para la aceptación del mismo.

- MEZCLADO DE CONCRETO

Antes de iniciar cualquier preparación el equipo, deberá estar completamente limpio, el agua que haya estado guardada en depósitos desde el día anterior será eliminada, llenándose los depósitos con agua fresca y limpia.

El equipo deberá estar en perfecto estado de funcionamiento, esto garantizará uniformidad de mezcla en el tiempo prescrito.

El equipo deberá contar con una tolva cargadora, tanque de almacenamiento de agua; asimismo el dispositivo de descarga será el conveniente para evitar la segregación de los agregados.

Si se emplea algún aditivo líquido será incorporado y medido automáticamente, la solución deberá ser considerada como parte del agua de mezclado, si fuera en polvo será medido o pesado por volumen, esto de acuerdo a las recomendaciones del fabricante, si se van a emplear dos o más aditivos deberán ser incorporados separadamente a fin de evitar reacciones químicas que puedan afectar la eficiencia de cada una de ellos.

El concreto deberá ser mezclado sólo en la cantidad que se vaya a usar de inmediato, el excedente será eliminado. En caso de agregar una nueva carga la mezcladora deberá ser descargada.

Se prohibirá la adición indiscriminada de agua que aumente el Slump.

El mezclado deberá continuarse por lo menos durante 1 1/2 minuto, después que todos los materiales estén dentro del tambor, a menos que se muestre que un tiempo menor es satisfactorio.

- COLOCACIÓN DE CONCRETO

Es requisito fundamental el que los encofrados hayan sido concluidos, éstos deberán ser mojados y/o aceitados.

El refuerzo de fierro deberá estar libre de óxidos, aceites, pinturas y demás sustancias extrañas que puedan dañar el comportamiento.

Toda sustancia extraña adherida al encofrado deberá eliminarse.

El encofrado no deberá tener exceso de humedad.

Para el caso de techo aligerado, se deberá humedecer los ladrillos previamente al vaciado del concreto. El Supervisor deberá revisar el encofrado, refuerzo y otros, con el fin de que el elemento se construya en óptimas condiciones, asimismo evitar omisiones en la colocación de redes de agua, desagüe, electricidad, especiales, etc.

El Ingeniero deberá hacer cambiar antes del vaciado los ladrillos defectuosos.

En general para evitar planos débiles, se deberá llegar a una velocidad y

sincronización que permita al vaciado uniforme, con esto se garantiza integración entre el concreto colocado y el que se está colocando, especialmente el que está entre barras de refuerzo; no se colocará al concreto que esté parcialmente endurecido o que esté contaminado.

Los separadores temporales colocados en las formas deberán ser removidos cuando el concreto haya llegado a la altura necesaria y por lo tanto haga que dichos implementos sean innecesarios. Podrán quedarse cuando son de metal o concreto y si previamente ha sido aprobada su permanencia.

Deberá evitarse la segregación debida al manipuleo excesivo, las proporciones superiores de muro y columnas deberán ser llenados con concreto de asentamiento igual al mínimo permisible.

Deberá evitarse el golpe contra las formas con el fin de no producir segregaciones. Lo correcto es que caiga en el centro de la sección, usando para ello aditamento especial.

En caso de tener columnas muy altas o muros delgados y sea necesario usar un "CHUTE" , el proceso del chuceado deberá evitar que el concreto golpee contra la cara opuesta del encofrado, este podrá producir segregaciones.

Cuando se tenga elementos de concreto de diferentes resistencias y que deben ser ejecutados solidariamente, caso de vigas y viguetas, se colocará primero el que tenga mayor resistencia (vigas), dejando un exceso de éste en las zonas donde irá el concreto de menor resistencia (viguetas); se deberá tener en cuenta para la ejecución solidaria que el concreto anterior esté todavía plástico y que no haya comenzado a fraguar.

A menos que se tome una adecuada protección el concreto no deberá ser colocado durante lluvias fuertes, ya que el incremento de agua desvirtuaría el cabal comportamiento del mismo.

El vertido de concreto de losas de techos deberá efectuarse evitando la concentración de grandes masas en áreas reducidas.

En general el vaciado se hará siguiendo las normas del Reglamento Nacional de Construcciones del Perú, en cuanto a calidad y colocación del material.

Se ha procurado especificar lo referente al concreto armado de una manera general, ya que las indicaciones particulares respecto a cada uno de los elementos estructurales, se encuentran detalladas y especificadas en los planos respectivos.

- CONSOLIDACIÓN Y FRAGUADO

Se hará mediante vibraciones, su funcionamiento y velocidad será a recomendaciones de los fabricantes.

El Ingeniero chequeará el tiempo suficiente para la adecuada consolidación que se manifiesta cuando una delgada película de mortero aparece en la superficie del concreto y todavía se alcanza a ver el agregado grueso rodeado de mortero.

La consolidación correcta requerirá que la velocidad de vaciado no sea mayor que la vibración.

El vibrador debe ser tal que embeba en concreto todas las barras de refuerzo y que llegue a todas las esquinas, que queden embebidos todos los anclajes, sujetadores, etc., y que se elimine las burbujas de aire por los vacíos que puedan quedar y no produzca cangrejas.

La distancia entre puntos de aplicación del vibrador será 45 a 75 cm., y en cada punto se mantendrá entre 5 y 10 segundos de tiempo.

Se deberá tener vibradores de reserva en estado eficiente de funcionamiento.

Se preverán puntos de nivelación con referencia al encofrado para así vaciar la cantidad exacta de concreto y obtener una superficie nivelada, según lo indique los planos estructurales respectivos.

Se deberá seguir las Normas A.C.I. 306 y A.C.I. 695, respecto a condiciones ambientales que influyen en el vaciado.

Durante el fraguado en tiempo frío el concreto fresco deberá estar bien protegido contra las temperaturas por debajo de 4 ° C. a fin de que la resistencia no sea mermada.

En el criterio de dosificación deberá estar incluido el concreto de variación de fragua debido a cambios de temperatura.

02.02.04.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA VIGAS

02.02.04.03 ACERO DE REFUERZO $F'Y=4200$ KG/CM²

DESCRIPCIÓN

Esta partida comprenderá el aprovisionamiento, almacenamiento, corte, doblado y colocación de las varillas de acero para el refuerzo en estructuras de concreto armado, de acuerdo a la sección 9 "Reinforcing Steel" de la división II de la norma AASHTO, a la sección 615 "Acero de Refuerzo" de las Especificaciones Técnicas Generales para Construcción de Carreteras EG-2000, a estas especificaciones

técnicas, a los planos o a las indicaciones del Supervisor.

MATERIAL

Las varillas para el refuerzo del concreto estructural, deberán estar de acuerdo con los requisitos AASHTO, designación M-31 y deberán ser probadas de acuerdo con AASHTO, M-137 en lo que respecta a las varillas N° 3 a N° 11 o conforme a las especificaciones del acero producido por SIDERPERU o ACEROS AREQUIPA del acero grado 60, según corresponda. El alambre N° 16, para efectuar el atortolamiento, del acero de refuerzo deberá ser del tipo negro recocido.

REQUISITOS PARA LA CONSTRUCCION

SUMINISTRO Y ALMACENAMIENTO

Las varillas corrugadas a usar deberán tener impresas en forma clara las siglas o emblema de la empresa de la cual proceden, así como el grado a que corresponden y el diámetro nominal. Adicionalmente deberán contar con etiquetas que indiquen el lote correspondiente.

No se aceptarán las varillas que no estén identificadas o que presenten oxidación excesiva, grietas, corrosión o que al doblarse a temperatura ambiente (16 °C) se agrieten o rompan en la parte exterior de la zona doblada.

El acero de refuerzo deberá ser almacenado en forma ordenada y por encima del nivel del terreno, ya sea sobre plataformas, largueros u otros soportes adecuados, de manera que se encuentre protegido contra daños mecánicos y deterioro superficial por efectos de la intemperie y ambiente corrosivos entre otros.

Asimismo, el acero no deberá estar expuesto a fenómenos atmosféricos, principalmente precipitación pluvial.

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. El costo de los traslapes y uniones adicionales será 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.

CALIDAD DEL ACERO

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.

CALIDAD DEL PRODUCTO TERMINADO

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

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

AREA

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.

METODO DE MEDICION

Las varillas de refuerzo deberán ser medidas por peso, en función del número teórico de kilogramos de material entregado y colocado en la obra, de conformidad con los planos del proyecto, las presentes especificaciones y lo ordenado por el Supervisor.

FORMA DE PAGO

El acero de refuerzo $F_y=4,200$ kg/cm², medido en la forma estipulada y colocada de acuerdo con esta especificación y a entera satisfacción del Supervisor, se pagará por kilogramo (kg) colocado al precio unitario del contrato para la partida correspondiente, cuyo precio y pago constituye compensación total por el abastecimiento, almacenamiento, corte, dobladura y colocación de las varillas, las mermas, de desperdicios, empalmes, traslapes, alambres y soportes empleados en su colocación y sujeción, limpieza y por toda mano de obra, beneficios sociales, herramientas, equipo, ensayos de calidad de requerirse e imprevistos necesarios para completar el trabajo, a entera satisfacción del Supervisor.

02.02.05 VIGAS DE ARRIOSTRE

02.02.05.01 CONCRETO F´C=280 KG/CM2

MATERIALES PARA LA OBTENCION DEL CONCRETO

Cemento

Se debe usar cemento Pórtland ASTM (Tipo I) de una misma marca.

Es recomendable que todo el cemento a usarse en concreto expuesto en una obra sea de la producción de un mismo día.

Agregados

El agregado grueso debe tener una gradación continua. La mala gradación ocasiona defectos tales como cangrejas y transparencias del agregado.

El concreto con bajo contenido de agua ayuda a la eliminación de variaciones de color y de burbujas en la superficie del concreto terminado. Para lograr una buena trabajabilidad es recomendable que el tamaño del agregado grueso sea el máximo permitido por la sección y el espaciamiento del refuerzo del elemento por llenar.

El agregado fino debe ser en lo posible arena natural y de color uniforme.

La granulometría del agregado fino debe estar entre los límites siguientes:

Amiz ASTM	Porcentaje que pasa (en peso)	Porcentaje de desviación permisible de la muestra
3 in.	100	
4	94 - 100	
8	64 - 100	
16	34 - 100	
30	19 - 80	
50	- 10	
100	- 10	

RESISTENCIA

La resistencia y las características del concreto estaban en estricto acuerdo a lo indicado en los planos estructurales y en las especificaciones correspondientes.

-TRANSPORTE Y COLOCACIÓN

Los principales puntos que se deben vigilar son:

Evitar segregación de la mezcla.

Evitar contaminación con materias extrañas.

Evitar pérdida de trabajabilidad por evaporación del agua.

El llenado debe ser una operación continua y de ritmo constante que en elementos verticales exceda dos metros por hora.

Siempre que sea posible un elemento debe llenarse en una sola operación. Los llenados de hasta 3 metros de altura en columnas y muros son beneficiosos para la apariencia del concreto. No es recomendable el uso de ventanas en el encofrado de las caras que son expuestas. En lo posible no debe colocarse el concreto debe fluir hacia éstas por vibración con el objeto de reducir el número de burbujas que se acumulan en las caras.

La trabajabilidad y contenido de agua de la mezcla en el momento de la compactación tiene influencia en el olor del concreto y en la aparición de defectos en la superficie. Es esencial por lo tanto que estos dos factores son mantenidos constantes.

-COMPACTACIÓN.

En estas recomendaciones se ha asumido que el concreto será compactado por vibración. La compactación manual no da resultados satisfactorios.

La vibración debe aplicarse preferentemente por vibradores de inmersión.

La vibración debe ser continua durante el llenado. El concreto de ser colocado lo más cerca posible al vibrador y de allí debe fluir hacia las caras del encofrado.

Es recomendable que el vibrador se coloque al fondo del encofrado y que se vaya subiendo a medida que sube el nivel del concreto.

La práctica de insertar el vibrador cuando ya se ha llenado 70 100 cm. De concreto no es satisfactoria ya que la parte superior del concreto se compacta primero impidiendo el escape de las burbujas de aire de las capas más profundas.

- ENSAYOS DE RESISTENCIA

El muestreo del concreto se hará de acuerdo a ASTM C 172. (Norma ITINTEC 339.036). La elaboración de la probeta debe comenzar no más tarde de 10 minutos después del muestreo y en una zona libre de vibraciones.

02.02.05.03 ACERO DE REFUERZO $F^Y=4200$ KG/CM²

DESCRIPCIÓN

Esta partida comprenderá el aprovisionamiento, almacenamiento, corte, doblado y colocación de las varillas de acero para el refuerzo en estructuras de concreto

armado, de acuerdo a la sección 9 “Reinforcing Steel” de la división II de la norma AASHTO, a la sección 615 “Acero de Refuerzo” de las Especificaciones Técnicas Generales para Construcción de Carreteras EG-2000, a estas especificaciones técnicas, a los planos o a las indicaciones del Supervisor.

MATERIAL

Las varillas para el refuerzo del concreto estructural, deberán estar de acuerdo con los requisitos AASHTO, designación M-31 y deberán ser probadas de acuerdo con AASHTO, M-137 en lo que respecta a las varillas N° 3 a N° 11 o conforme a las especificaciones del acero producido por SIDERPERU o ACEROS AREQUIPA del acero grado 60, según corresponda. El alambre N° 16, para efectuar el atortolamiento, del acero de refuerzo deberá ser del tipo negro recocido.

REQUISITOS PARA LA CONSTRUCCION

SUMINISTRO Y ALMACENAMIENTO

Las varillas corrugadas a usar deberán tener impresas en forma clara las siglas o emblema de la empresa de la cual proceden, así como el grado a que corresponden y el diámetro nominal. Adicionalmente deberán contar con etiquetas que indiquen el lote correspondiente.

No se aceptarán las varillas que no estén identificadas o que presenten oxidación excesiva, grietas, corrosión o que al doblarse a temperatura ambiente (16 °C) se agrieten o rompan en la parte exterior de la zona doblada.

El acero de refuerzo deberá ser almacenado en forma ordenada y por encima del nivel del terreno, ya sea sobre plataformas, largueros u otros soportes adecuados, de manera que se encuentre protegido contra daños mecánicos y deterioro superficial por efectos de la intemperie y ambiente corrosivos entre otros.

Asimismo, el acero no deberá estar expuesto a fenómenos atmosféricos, principalmente precipitación pluvial.

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. El costo de los traslapes y uniones adicionales será 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.

CALIDAD DEL ACERO

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.

CALIDAD DEL PRODUCTO TERMINADO

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

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

AREA

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.

METODO DE MEDICION

Las varillas de refuerzo deberán ser medidas por peso, en función del número teórico de kilogramos de material entregado y colocado en la obra, de conformidad con los planos del proyecto, las presentes especificaciones y lo ordenado por el Supervisor.

FORMA DE PAGO

El acero de refuerzo $F_y=4,200$ kg/cm², medido en la forma estipulada y colocada de acuerdo con esta especificación y a entera satisfacción del Supervisor, se pagará por kilogramo (kg) colocado al precio unitario del contrato para la partida correspondiente, cuyo precio y pago constituye compensación total por el abastecimiento, almacenamiento, corte, dobladura y colocación de las varillas, las mermas, de desperdicios, empalmes, traslapes, alambres y soportes empleados en su colocación y sujeción, limpieza y por toda mano de obra, beneficios sociales,

herramientas, equipo, ensayos de calidad de requerirse e imprevistos necesarios para completar el trabajo, a entera satisfacción del Supervisor.

02.02.03 VIGAS CABEZAL

02.02.06.03 ACERO DE REFUERZO F'Y=4200 KG/CM2

DESCRIPCIÓN

Esta partida comprenderá el aprovisionamiento, almacenamiento, corte, doblado y colocación de las varillas de acero para el refuerzo en estructuras de concreto armado, de acuerdo a la sección 9 "Reinforcing Steel" de la división II de la norma AASHTO, a la sección 615 "Acero de Refuerzo" de las Especificaciones Técnicas Generales para Construcción de Carreteras EG-2000, a estas especificaciones técnicas, a los planos o a las indicaciones del Supervisor.

MATERIAL

Las varillas para el refuerzo del concreto estructural, deberán estar de acuerdo con los requisitos AASHTO, designación M-31 y deberán ser probadas de acuerdo con AASHTO, M-137 en lo que respecta a las varillas N° 3 a N° 11 o conforme a las especificaciones del acero producido por SIDERPERU o ACEROS AREQUIPA del acero grado 60, según corresponda. El alambre N° 16, para efectuar el atortolamiento, del acero de refuerzo deberá ser del tipo negro recocado.

REQUISITOS PARA LA CONSTRUCCION

SUMINISTRO Y ALMACENAMIENTO

Las varillas corrugadas a usar deberán tener impresas en forma clara las siglas o emblema de la empresa de la cual proceden, así como el grado a que corresponden y el diámetro nominal. Adicionalmente deberán contar con etiquetas que indiquen el lote correspondiente.

No se aceptarán las varillas que no estén identificadas o que presenten oxidación excesiva, grietas, corrosión o que al doblarse a temperatura ambiente (16 °C) se agrieten o rompan en la parte exterior de la zona doblada.

El acero de refuerzo deberá ser almacenado en forma ordenada y por encima del nivel del terreno, ya sea sobre plataformas, largueros u otros soportes adecuados, de manera que se encuentre protegido contra daños mecánicos y deterioro superficial por efectos de la intemperie y ambiente corrosivos entre otros.

Asimismo, el acero no deberá estar expuesto a fenómenos atmosféricos, principalmente precipitación pluvial.

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. El costo de los traslapes y uniones adicionales será 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.

CALIDAD DEL ACERO

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.

CALIDAD DEL PRODUCTO TERMINADO

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

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
---	-------

AREA

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.

METODO DE MEDICION

Las varillas de refuerzo deberán ser medidas por peso, en función del número teórico de kilogramos de material entregado y colocado en la obra, de conformidad con los planos del proyecto, las presentes especificaciones y lo ordenado por el Supervisor.

FORMA DE PAGO

El acero de refuerzo $F'y=4,200$ kg/cm², medido en la forma estipulada y colocada de acuerdo con esta especificación y a entera satisfacción del Supervisor, se pagará por kilogramo (kg) colocado al precio unitario del contrato para la partida correspondiente, cuyo precio y pago constituye compensación total por el abastecimiento, almacenamiento, corte, dobladura y colocación de las varillas, las mermas, de desperdicios, empalmes, traslapes, alambres y soportes empleados en su colocación y sujeción, limpieza y por toda mano de obra, beneficios sociales, herramientas, equipo, ensayos de calidad de requerirse e imprevistos necesarios para completar el trabajo, a entera satisfacción del Supervisor.

02.02.07 ESTRIBO

02.02.07.01 CIMENTACION DEL ESTRIBO

02.02.07.01.01 CONCRETO F'C=280 KG/CM2

DESCRIPCIÓN

Este trabajo consiste en el suministro de materiales, fabricación, colocación, vibrado, curado y acabados de los concretos de cemento Portland, utilizados para la construcción de estructuras de drenaje, muros de contención, cabezales de alcantarillas, cajas de captación, aletas, sumideros y estructuras en general, de acuerdo con los planos del proyecto, las especificaciones y las instrucciones del Supervisor.

CEMENTO

El cemento utilizado será Portland Tipo I o normal, el cual deberá cumplir lo especificado en la Norma Técnica Peruana NTP 334.009, NTP 334.090, Norma AASHTO M85 o la Norma ASTM-C150.

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 C289, se obtienen los siguientes resultados:

$SiO_2 > R$ cuando $R \geq 70$

$SiO_2 > 35 + 0,5 R$ cuando $R < 70$

GRANULOMETRÍA

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

MIZ (MM)	PORCENTAJE QUE PASA
9,5 mm (3 /8")	100
4,75 mm (N° 4)	95-100
2,36 mm (N° 8)	80-100
1,18 mm (N° 16)	50-85
600 mm (N° 30)	25-60
300 mm (N° 50)	10-30
150 mm (N° 100)	0

En ningún caso, el agregado fino podrá tener más de cuarenta y cinco por ciento (45%) de material retenido entre dos tamices consecutivos. El Modulo de Finura se encontrará entre 2.3 y 3.1.

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

02.02.07.01.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

DESCRIPCIÓN.-

El contratista deberá realizar el correcto y seguro diseño de los encofrados, tanto en sus espesores como en el apilamiento, de manera que no existan deflexiones que causen desalineamientos, elementos fuera de plomo ni peligro en el momento que sea vaciado el concreto.

Los encofrados deben ceñirse a la forma, límites y dimensiones indicadas en los planos.

En el diseño de los encofrados se deberá tener en cuenta los siguientes factores:

- A).- Velocidad y sistema del vaciado del concreto.
- B).- Cargas de materiales, equipos, personal, incluyendo fuerzas horizontales, verticales y de impacto.
- C).- Resistencia del material usado en las formas, sus deformaciones y la rigidez de uniones que forman los elementos del encofrado.

No se permitirá cargas producidas por el trabajo de construcción que excedan las cargas de diseño consideradas para cualquier elemento de la estructura.

Tampoco se permitirá que ningún elemento de la estructura en construcción sea cargado ni sus puntales removidos a no ser que dicho elemento en combinación con

el resto de encofrado y resto de puntales tengan la suficiente resistencia para absorber las cargas de peso propio y de las de trabajo constructivo. Esta resistencia debe demostrarse por medio de ensayos de probetas y de un análisis estructural que tome en cuenta dicha resistencia y la del encofrado.

Las formas se deberán de tal manera que quede garantizada la seguridad de toda estructura. Las operaciones de desencofrar se harán gradualmente, quedando totalmente prohibido golpear, forzar o causar trepidación.

Las tuberías y conductos empotrados en el concreto, cumplirán con las recomendaciones del Art. 703 del “Concreto Armado y Ciclópeo” del Reglamento Nacional de Construcciones.

El Contratista deberá cumplir con lo especificado en los planos en cuanto a dimensiones, calidad y posición de tuberías para no debilitar la resistencia de los elementos estructurales.

Las juntas de construcción cumplirán con Art. 704 del “Concreto Armado y Ciclópeo” del Reglamento Nacional de Construcciones.

Las juntas de construcciones de indicadas en los planos que el Contratista propaga, serán sometidas a la aprobación del Ingeniero Inspector y se ubicarán de tal manera que no disminuyen significativamente la resistencia de la estructura.

MÉTODO DE MEDICIÓN.-

Se medirá en metros cuadrado (m²) de encofrado y desencofrado, con aproximación de un decimal.

BASE DE PAGO.-Para el pago se determinarán en obras directamente las cantidades, de acuerdo a lo indicado en el proyecto y las órdenes del Ingeniero Inspector (o Supervisor). El pago se efectuará en metros cuadrado (m²).

02.02.07.01.03 ACERO DE REFUERZO F^Y=4200 KG/CM²

DESCRIPCIÓN

Esta partida comprenderá el aprovisionamiento, almacenamiento, corte, doblado y colocación de las varillas de acero para el refuerzo en estructuras de concreto armado, de acuerdo a la sección 9 “Reinforcing Steel” de la división II de la norma AASHTO, a la sección 615 “Acero de Refuerzo” de las Especificaciones Técnicas Generales para Construcción de Carreteras EG-2000, a estas especificaciones técnicas, a los planos o a las indicaciones del Supervisor.

MATERIAL

Las varillas para el refuerzo del concreto estructural, deberán estar de acuerdo con los requisitos AASHTO, designación M-31 y deberán ser probadas de acuerdo con AASHTO, M-137 en lo que respecta a las varillas N° 3 a N° 11 o conforme a las especificaciones del acero producido por SIDERPERU o ACEROS AREQUIPA del acero grado 60, según corresponda. El alambre N° 16, para efectuar el atortolamiento, del acero de refuerzo deberá ser del tipo negro recocido.

REQUISITOS PARA LA CONSTRUCCION

SUMINISTRO Y ALMACENAMIENTO

Las varillas corrugadas a usar deberán tener impresas en forma clara las siglas o emblema de la empresa de la cual proceden, así como el grado a que corresponden y el diámetro nominal. Adicionalmente deberán contar con etiquetas que indiquen el lote correspondiente.

No se aceptarán las varillas que no estén identificadas o que presenten oxidación excesiva, grietas, corrosión o que al doblarse a temperatura ambiente (16 °C) se agrieten o rompan en la parte exterior de la zona doblada.

El acero de refuerzo deberá ser almacenado en forma ordenada y por encima del nivel del terreno, ya sea sobre plataformas, largueros u otros soportes adecuados, de manera que se encuentre protegido contra daños mecánicos y deterioro superficial por efectos de la intemperie y ambiente corrosivos entre otros.

Asimismo, el acero no deberá estar expuesto a fenómenos atmosféricos, principalmente precipitación pluvial.

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. El costo de los traslapes y uniones adicionales será 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.

CALIDAD DEL ACERO

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.

CALIDAD DEL PRODUCTO TERMINADO

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

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

AREA

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.

METODO DE MEDICION

Las varillas de refuerzo deberán ser medidas por peso, en función del número teórico de kilogramos de material entregado y colocado en la obra, de conformidad con los planos del proyecto, las presentes especificaciones y lo ordenado por el Supervisor.

FORMA DE PAGO

El acero de refuerzo $F'y=4,200$ kg/cm², medido en la forma estipulada y colocada de acuerdo con esta especificación y a entera satisfacción del Supervisor, se pagará por kilogramo (kg) colocado al precio unitario del contrato para la partida correspondiente, cuyo precio y pago constituye compensación total por el abastecimiento, almacenamiento, corte, dobladura y colocación de las varillas, las mermas, de desperdicios, empalmes, traslapes, alambres y soportes empleados en su colocación y sujeción, limpieza y por toda mano de obra, beneficios sociales, herramientas, equipo, ensayos de calidad de requerirse e imprevistos necesarios para completar el trabajo, a entera satisfacción del Supervisor.

02.02.07.02 PANTALLA DEL ESTRIBO

02.02.07.02.01 CONCRETO $F'C=280$ KG/CM²

DESCRIPCIÓN

Este trabajo consiste en el suministro de materiales, fabricación, colocación, vibrado, curado y acabados de los concretos de cemento Portland, utilizados para la construcción de estructuras de drenaje, muros de contención, cabezales de alcantarillas, cajas de captación, aletas, sumideros y estructuras en general, de acuerdo con los planos del proyecto, las especificaciones y las instrucciones del Supervisor.

CEMENTO

El cemento utilizado será Portland Tipo I o normal, el cual deberá cumplir lo especificado en la Norma Técnica Peruana NTP 334.009, NTP 334.090, Norma AASHTO M85 o la Norma ASTM-C150.

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 C289, se obtienen los siguientes resultados:

SiO₂ > R cuando R ≥ 70

SiO₂ > 35 + 0,5 R cuando R < 70

GRANULOMETRÍA

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

MIZ (MM)	PORCENTAJE QUE PASA
9,5 mm (3 /8")	100
4,75 mm (N° 4)	95-100
2,36 mm (N° 8)	80-100
1,18 mm (N° 16)	50-85
600 mm (N° 30)	25-60
300 mm (N° 50)	10-30
150 mm (N° 100)	0

En ningún caso, el agregado fino podrá tener más de cuarenta y cinco por ciento (45%) de material retenido entre dos tamices consecutivos. El Modulo de Finura se encontrará entre 2.3 y 3.1.

Durante el período de construcción no se permitirán variaciones mayores de 0.2 en

el Módulo de Finura con respecto al valor correspondiente a la curva adoptada para la fórmula de trabajo.

02.02.07.02.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

DESCRIPCIÓN.-

El contratista deberá realizar el correcto y seguro diseño de los encofrados, tanto en sus espesores como en el apilamiento, de manera que no existan deflexiones que causen desalineamientos, elementos fuera de plomo ni peligro en el momento que sea vaciado el concreto.

Los encofrados deben ceñirse a la forma, límites y dimensiones indicadas en los planos.

En el diseño de los encofrados se deberá tener en cuenta los siguientes factores:

A).- Velocidad y sistema del vaciado del concreto.

B).- Cargas de materiales, equipos, personal, incluyendo fuerzas horizontales, verticales y de impacto.

C).- Resistencia del material usado en las formas, sus deformaciones y la rigidez de uniones que forman los elementos del encofrado.

No se permitirá cargas producidas por el trabajo de construcción que excedan las cargas de diseño consideradas para cualquier elemento de la estructura.

Tampoco se permitirá que ningún elemento de la estructura en construcción sea cargado ni sus puntales removidos a no ser que dicho elemento en combinación con el resto de encofrado y resto de puntales tengan la suficiente resistencia para absorber las cargas de peso propio y de las de trabajo constructivo. Esta resistencia debe demostrarse por medio de ensayos de probetas y de un análisis estructural que tome en cuenta dicha resistencia y la del encofrado.

Las formas se deberán de tal manera que quede garantizada la seguridad de toda estructura. Las operaciones de desencofrar se harán gradualmente, quedando totalmente prohibido golpear, forzar o causar trepidación.

Las tuberías y conductos empotrados en el concreto, cumplirán con las recomendaciones del Art. 703 del "Concreto Armado y Ciclópeo" del Reglamento Nacional de Construcciones.

El Contratista deberá cumplir con lo especificado en los planos en cuanto a dimensiones, calidad y posición de tuberías para no debilitar la resistencia de los elementos estructurales.

Las juntas de construcción cumplirán con Art. 704 del “Concreto Armado y Ciclópeo” del Reglamento Nacional de Construcciones.

Las juntas de construcciones de indicadas en los planos que el Contratista propaga, serán sometidas a la aprobación del Ingeniero Inspector y se ubicaran de tal manera que no disminuyen significativamente la resistencia de la estructura.

MÉTODO DE MEDICIÓN.-

Se medirá en metros cuadrado (m²) de encofrado y desencofrado, con aproximación de un decimal.

BASE DE PAGO.-

Para el pago se determinarán en obras directamente las cantidades, de acuerdo a lo indicado en el proyecto y las órdenes del Ingeniero Inspector (o Supervisor). El pago se efectuará en metros cuadrado (m²).

02.02.07.02.03 ACERO DE REFUERZO F^Y=4200 KG/CM²

DESCRIPCIÓN

Esta partida comprenderá el aprovisionamiento, almacenamiento, corte, doblado y colocación de las varillas de acero para el refuerzo en estructuras de concreto armado, de acuerdo a la sección 9 “Reinforcing Steel” de la división II de la norma AASHTO, a la sección 615 “Acero de Refuerzo” de las Especificaciones Técnicas Generales para Construcción de Carreteras EG-2000, a estas especificaciones técnicas, a los planos o a las indicaciones del Supervisor.

MATERIAL

Las varillas para el refuerzo del concreto estructural, deberán estar de acuerdo con los requisitos AASHTO, designación M-31 y deberán ser probadas de acuerdo con AASHTO, M-137 en lo que respecta a las varillas N° 3 a N° 11 o conforme a las especificaciones del acero producido por SIDERPERU o ACEROS AREQUIPA del acero grado 60, según corresponda. El alambre N° 16, para efectuar el atortolamiento, del acero de refuerzo deberá ser del tipo negro recocado.

REQUISITOS PARA LA CONSTRUCCION

SUMINISTRO Y ALMACENAMIENTO

Las varillas corrugadas a usar deberán tener impresas en forma clara las siglas o emblema de la empresa de la cual proceden, así como el grado a que corresponden y el diámetro nominal. Adicionalmente deberán contar con etiquetas que indiquen el lote correspondiente.

No se aceptarán las varillas que no estén identificadas o que presenten oxidación

excesiva, grietas, corrosión o que al doblarse a temperatura ambiente (16 °C) se agrieten o rompan en la parte exterior de la zona doblada.

El acero de refuerzo deberá ser almacenado en forma ordenada y por encima del nivel del terreno, ya sea sobre plataformas, largueros u otros soportes adecuados, de manera que se encuentre protegido contra daños mecánicos y deterioro superficial por efectos de la intemperie y ambiente corrosivos entre otros.

Asimismo, el acero no deberá estar expuesto a fenómenos atmosféricos, principalmente precipitación pluvial.

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. El costo de los traslapes y uniones adicionales será 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.

CALIDAD DEL ACERO

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.

CALIDAD DEL PRODUCTO TERMINADO

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

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

AREA

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.

METODO DE MEDICION

Las varillas de refuerzo deberán ser medidas por peso, en función del número teórico de kilogramos de material entregado y colocado en la obra, de conformidad con los planos del proyecto, las presentes especificaciones y lo ordenado por el Supervisor.

FORMA DE PAGO

El acero de refuerzo $F_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$, medido en la forma estipulada y colocada de acuerdo con esta especificación y a entera satisfacción del Supervisor, se pagará por kilogramo (kg) colocado al precio unitario del contrato para la partida correspondiente, cuyo precio y pago constituye compensación total por el abastecimiento, almacenamiento, corte, dobladura y colocación de las varillas, las mermas, de desperdicios, empalmes, traslapes, alambres y soportes empleados en su colocación y sujeción, limpieza y por toda mano de obra, beneficios sociales, herramientas, equipo, ensayos de calidad de requerirse e imprevistos necesarios para completar el trabajo, a entera satisfacción del Supervisor.

02.02.07.03 CONTRAFUERTE DEL ESTRIBO

02.02.07.03.01 CONCRETO $F'c=280 \text{ KG/CM}^2$

DESCRIPCIÓN

Este trabajo consiste en el suministro de materiales, fabricación, colocación, vibrado, curado y acabados de los concretos de cemento Portland, utilizados para la construcción de estructuras de drenaje, muros de contención, cabezales de alcantarillas, cajas de captación, aletas, sumideros y estructuras en general, de acuerdo con los planos del proyecto, las especificaciones y las instrucciones del Supervisor.

CEMENTO

El cemento utilizado será Portland Tipo I o normal, el cual deberá cumplir lo especificado en la Norma Técnica Peruana NTP 334.009, NTP 334.090, Norma AASHTO M85 o la Norma ASTM-C150.

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 C289, se obtienen los siguientes resultados:

SiO₂ > R cuando R ≥ 70

SiO₂ > 35 + 0,5 R cuando R < 70

GRANULOMETRÍA

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

MIZ (MM)	PORCENTAJE QUE PASA
9,5 mm (3 /8")	100
4,75 mm (N° 4)	95-100
2,36 mm (N° 8)	80-100
1,18 mm (N° 16)	50-85
600 mm (N° 30)	25-60
300 mm (N° 50)	10-30
150 mm (N° 100)	0

En ningún caso, el agregado fino podrá tener más de cuarenta y cinco por ciento (45%) de material retenido entre dos tamices consecutivos. El Modulo de Finura se encontrará entre 2.3 y 3.1.

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

02.02.07.03.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

DESCRIPCIÓN.-

El contratista deberá realizar el correcto y seguro diseño de los encofrados, tanto en sus espesores como en el apilamiento, de manera que no existan deflexiones que causen des alineamientos, elementos fuera de plomo ni peligro en el momento que sea vaciado el concreto.

Los encofrados deben ceñirse a la forma, límites y dimensiones indicadas en los

planos.

En el diseño de los encofrados se deberá tener en cuenta los siguientes factores:

A).- Velocidad y sistema del vaciado del concreto.

B).- Cargas de materiales, equipos, personal, incluyendo fuerzas horizontales, verticales y de impacto.

C).- Resistencia del material usado en las formas, sus deformaciones y la rigidez de uniones que forman los elementos del encofrado.

No se permitirá cargas producidas por el trabajo de construcción que excedan las cargas de diseño consideradas para cualquier elemento de la estructura.

Tampoco se permitirá que ningún elemento de la estructura en construcción sea cargado ni sus puntales removidos a no ser que dicho elemento en combinación con el resto de encofrado y resto de puntales tengan la suficiente resistencia para absorber las cargas de peso propio y de las de trabajo constructivo. Esta resistencia debe demostrarse por medio de ensayos de probetas y de un análisis estructural que tome en cuenta dicha resistencia y la del encofrado.

Las formas se deberán de tal manera que quede garantizada la seguridad de toda estructura. Las operaciones de desencofrar se harán gradualmente, quedando totalmente prohibido golpear, forzar o causar trepidación.

Las tuberías y conductos empotrados en el concreto, cumplirán con las recomendaciones del Art. 703 del "Concreto Armado y Ciclópeo" del Reglamento Nacional de Construcciones.

El Contratista deberá cumplir con lo especificado en los planos en cuanto a dimensiones, calidad y posición de tuberías para no debilitar la resistencia de los elementos estructurales.

Las juntas de construcción cumplirán con Art. 704 del "Concreto Armado y Ciclópeo" del Reglamento Nacional de Construcciones.

Las juntas de construcciones de indicadas en los planos que el Contratista propaganda, serán sometidas a la aprobación del Ingeniero Inspector y se ubicaran de tal manera que no disminuyen significativamente la resistencia de la estructura.

MÉTODO DE MEDICIÓN.-

Se medirá en metros cuadrado (m²) de encofrado y desencofrado, con aproximación de un decimal.

BASE DE PAGO.-

Para el pago se determinarán en obras directamente las cantidades, de acuerdo a lo indicado en el proyecto y las órdenes del Ingeniero Inspector (o Supervisor). El pago se efectuará en metros cuadrado (m²).

02.02.07.03.03 ACERO DE REFUERZO F^Y=4200 KG/CM²

DESCRIPCIÓN

Esta partida comprenderá el aprovisionamiento, almacenamiento, corte, doblado y colocación de las varillas de acero para el refuerzo en estructuras de concreto armado, de acuerdo a la sección 9 “Reinforcing Steel” de la división II de la norma AASHTO, a la sección 615 “Acero de Refuerzo” de las Especificaciones Técnicas Generales para Construcción de Carreteras EG-2000, a estas especificaciones técnicas, a los planos o a las indicaciones del Supervisor.

MATERIAL

Las varillas para el refuerzo del concreto estructural, deberán estar de acuerdo con los requisitos AASHTO, designación M-31 y deberán ser probadas de acuerdo con AASHTO, M-137 en lo que respecta a las varillas N° 3 a N° 11 o conforme a las especificaciones del acero producido por SIDERPERU o ACEROS AREQUIPA del acero grado 60, según corresponda. El alambre N° 16, para efectuar el atortolamiento, del acero de refuerzo deberá ser del tipo negro recocido.

REQUISITOS PARA LA CONSTRUCCION

SUMINISTRO Y ALMACENAMIENTO

Las varillas corrugadas a usar deberán tener impresas en forma clara las siglas o emblema de la empresa de la cual proceden, así como el grado a que corresponden y el diámetro nominal. Adicionalmente deberán contar con etiquetas que indiquen el lote correspondiente.

No se aceptarán las varillas que no estén identificadas o que presenten oxidación excesiva, grietas, corrosión o que al doblarse a temperatura ambiente (16 °C) se agrieten o rompan en la parte exterior de la zona doblada.

El acero de refuerzo deberá ser almacenado en forma ordenada y por encima del nivel del terreno, ya sea sobre plataformas, largueros u otros soportes adecuados, de manera que se encuentre protegido contra daños mecánicos y deterioro superficial por efectos de la intemperie y ambiente corrosivos entre otros.

Asimismo, el acero no deberá estar expuesto a fenómenos atmosféricos, principalmente precipitación pluvial.

TRASLAPES Y UNIONES

FORMA DE PAGO

El acero de refuerzo $F_y=4,200$ kg/cm², medido en la forma estipulada y colocada de acuerdo con esta especificación y a entera satisfacción del Supervisor, se pagará por kilogramo (kg) colocado al precio unitario del contrato para la partida correspondiente, cuyo precio y pago constituye compensación total por el abastecimiento, almacenamiento, corte, dobladura y colocación de las varillas, las mermas, desperdicios, empalmes, traslapes, alambres y soportes empleados en su colocación y sujeción, limpieza y por toda mano de obra, beneficios sociales, herramientas, equipo, ensayos de calidad de requerirse e imprevistos necesarios para completar el trabajo, a entera satisfacción del Supervisor.

02.02.07.04 VIGA DE APOYO DEL ESTRIBO

02.02.07.04.01 CONCRETO $F'c=280$ KG/CM²

DESCRIPCIÓN

Este trabajo consiste en el suministro de materiales, fabricación, colocación, vibrado, curado y acabados de los concretos de cemento Portland, utilizados para la construcción de estructuras de drenaje, muros de contención, cabezales de alcantarillas, cajas de captación, aletas, sumideros y estructuras en general, de acuerdo con los planos del proyecto, las especificaciones y las instrucciones del Supervisor.

CEMENTO

El cemento utilizado será Portland Tipo I o normal, el cual deberá cumplir lo especificado en la Norma Técnica Peruana NTP 334.009, NTP 334.090, Norma AASHTO M85 o la Norma ASTM-C150.

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 C289, se obtienen los siguientes resultados:

SiO₂ > R cuando $R \geq 70$

SiO₂ > $35 + 0,5 R$ cuando $R < 70$

GRANULOMETRÍA

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

MIZ (MM)	PORCENTAJE QUE PASA
9,5 mm (3 /8")	100
4,75 mm (N° 4)	95-100
2,36 mm (N° 8)	80-100
1,18 mm (N° 16)	50-85
600 mm (N° 30)	25-60
300 mm (N° 50)	10-30
150 mm (N° 100)	0

En ningún caso, el agregado fino podrá tener más de cuarenta y cinco por ciento (45%) de material retenido entre dos tamices consecutivos. El Modulo de Finura se encontrará entre 2.3 y 3.1.

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

DESCRIPCIÓN

Este trabajo consiste en el suministro de materiales, fabricación, colocación, vibrado, curado y acabados de los concretos de cemento Portland, utilizados para la construcción de estructuras de drenaje, muros de contención, cabezales de alcantarillas, cajas de captación, aletas, sumideros y estructuras en general, de acuerdo con los planos del proyecto, las especificaciones y las instrucciones del Supervisor.

CEMENTO

El cemento utilizado será Portland Tipo I o normal, el cual deberá cumplir lo especificado en la Norma Técnica Peruana NTP 334.009, NTP 334.090, Norma AASHTO M85 o la Norma ASTM-C150.

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 C289, se obtienen los siguientes resultados:

SiO₂ > R cuando R ≥ 70

SiO₂ > 35 + 0,5 R cuando R < 70

GRANULOMETRÍA

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

MIZ (MM)	PORCENTAJE QUE PASA
9,5 mm (3 /8")	100
4,75 mm (N° 4)	95-100
2,36 mm (N° 8)	80-100
1,18 mm (N° 16)	50-85
600 mm (N° 30)	25-60
300 mm (N° 50)	10-30
150 mm (N° 100)	0

En ningún caso, el agregado fino podrá tener más de cuarenta y cinco por ciento (45%) de material retenido entre dos tamices consecutivos. El Modulo de Finura se encontrará entre 2.3 y 3.1.

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

02.02.07.04.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

DESCRIPCIÓN.-

El contratista deberá realizar el correcto y seguro diseño de los encofrados, tanto en sus espesores como en el apilamiento, de manera que no existan deflexiones que causen desalineamientos, elementos fuera de plomo ni peligro en el momento que sea vaciado el concreto.

Los encofrados deben ceñirse a la forma, límites y dimensiones indicadas en los planos.

En el diseño de los encofrados se deberá tener en cuenta los siguientes factores:

- A).- Velocidad y sistema del vaciado del concreto.
- B).- Cargas de materiales, equipos, personal, incluyendo fuerzas horizontales, verticales y de impacto.
- C).- Resistencia del material usado en las formas, sus deformaciones y la rigidez de uniones que forman los elementos del encofrado.

No se permitirá cargas producidas por el trabajo de construcción que excedan las

cargas de diseño consideradas para cualquier elemento de la estructura.

Tampoco se permitirá que ningún elemento de la estructura en construcción sea cargado ni sus puntales removidos a no ser que dicho elemento en combinación con el resto de encofrado y resto de puntales tengan la suficiente resistencia para absorber las cargas de peso propio y de las de trabajo constructivo. Esta resistencia debe demostrarse por medio de ensayos de probetas y de un análisis estructural que tome en cuenta dicha resistencia y la del encofrado.

Las formas se deberán de tal manera que quede garantizada la seguridad de toda estructura. Las operaciones de desencofrar se harán gradualmente, quedando totalmente prohibido golpear, forzar o causar trepidación.

Las tuberías y conductos empotrados en el concreto, cumplirán con las recomendaciones del Art. 703 del “Concreto Armado y Ciclópeo” del Reglamento Nacional de Construcciones.

El Contratista deberá cumplir con lo especificado en los planos en cuanto a dimensiones, calidad y posición de tuberías para no debilitar la resistencia de los elementos estructurales.

Las juntas de construcción cumplirán con Art. 704 del “Concreto Armado y Ciclópeo” del Reglamento Nacional de Construcciones.

Las juntas de construcciones de indicadas en los planos que el Contratista propaganda, serán sometidas a la aprobación del Ingeniero Inspector y se ubicaran de tal manera que no disminuyen significativamente la resistencia de la estructura.

MÉTODO DE MEDICIÓN.-

Se medirá en metros cuadrado (m²) de encofrado y desencofrado, con aproximación de un decimal.

BASE DE PAGO.-

Para el pago se determinarán en obras directamente las cantidades, de acuerdo a lo indicado en el proyecto y las órdenes del Ingeniero Inspector (o Supervisor). El pago se efectuará en metros cuadrado (m²).

02.02.07.04.03 ACERO DE REFUERZO F^Y=4200 KG/CM²

DESCRIPCIÓN

Esta partida comprenderá el aprovisionamiento, almacenamiento, corte, doblado y colocación de las varillas de acero para el refuerzo en estructuras de concreto armado, de acuerdo a la sección 9 “Reinforcing Steel” de la división II de la norma

AASHTO, a la sección 615 “Acero de Refuerzo” de las Especificaciones Técnicas Generales para Construcción de Carreteras EG-2000, a estas especificaciones técnicas, a los planos o a las indicaciones del Supervisor.

MATERIAL

Las varillas para el refuerzo del concreto estructural, deberán estar de acuerdo con los requisitos AASHTO, designación M-31 y deberán ser probadas de acuerdo con AASHTO, M-137 en lo que respecta a las varillas N° 3 a N° 11 o conforme a las especificaciones del acero producido por SIDERPERU o ACEROS AREQUIPA del acero grado 60, según corresponda. El alambre N° 16, para efectuar el atortolamiento, del acero de refuerzo deberá ser del tipo negro recocido.

REQUISITOS PARA LA CONSTRUCCION

SUMINISTRO Y ALMACENAMIENTO

Las varillas corrugadas a usar deberán tener impresas en forma clara las siglas o emblema de la empresa de la cual proceden, así como el grado a que corresponden y el diámetro nominal. Adicionalmente deberán contar con etiquetas que indiquen el lote correspondiente.

No se aceptarán las varillas que no estén identificadas o que presenten oxidación excesiva, grietas, corrosión o que al doblarse a temperatura ambiente (16 °C) se agrieten o rompan en la parte exterior de la zona doblada.

El acero de refuerzo deberá ser almacenado en forma ordenada y por encima del nivel del terreno, ya sea sobre plataformas, largueros u otros soportes adecuados, de manera que se encuentre protegido contra daños mecánicos y deterioro superficial por efectos de la intemperie y ambiente corrosivos entre otros.

Asimismo, el acero no deberá estar expuesto a fenómenos atmosféricos, principalmente precipitación pluvial.

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. El costo de los traslapes y uniones adicionales será 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.

CALIDAD DEL ACERO

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.

CALIDAD DEL PRODUCTO TERMINADO

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

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

AREA

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.

METODO DE MEDICION

Las varillas de refuerzo deberán ser medidas por peso, en función del número teórico de kilogramos de material entregado y colocado en la obra, de conformidad con los planos del proyecto, las presentes especificaciones y lo ordenado por el Supervisor.

FORMA DE PAGO

El acero de refuerzo $F_y=4,200$ kg/cm², medido en la forma estipulada y colocada de acuerdo con esta especificación y a entera satisfacción del Supervisor, se pagará por kilogramo (kg) colocado al precio unitario del contrato para la partida correspondiente, cuyo precio y pago constituye compensación total por el abastecimiento, almacenamiento, corte, dobladura y colocación de las varillas, las mermas, de desperdicios, empalmes, traslapes, alambres y soportes empleados en su colocación y sujeción, limpieza y por toda mano de obra, beneficios sociales, herramientas, equipo, ensayos de calidad de requerirse e imprevistos necesarios

para completar el trabajo, a entera satisfacción del Supervisor.

02.02.07.05 TRABA SISMICA

02.02.07.05.01 CONCRETO F´C=280 KG/CM2

DESCRIPCIÓN

Este trabajo consiste en el suministro de materiales, fabricación, colocación, vibrado, curado y acabados de los concretos de cemento Portland, utilizados para la construcción de estructuras de drenaje, muros de contención, cabezales de alcantarillas, cajas de captación, aletas, sumideros y estructuras en general, de acuerdo con los planos del proyecto, las especificaciones y las instrucciones del Supervisor.

CEMENTO

El cemento utilizado será Portland Tipo I o normal, el cual deberá cumplir lo especificado en la Norma Técnica Peruana NTP 334.009, NTP 334.090, Norma AASHTO M85 o la Norma ASTM-C150.

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 C289, se obtienen los siguientes resultados:

SiO₂ > R cuando R ≥ 70

SiO₂ > 35 + 0,5 R cuando R < 70

GRANULOMETRÍA

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

MIZ (MM)	PORCENTAJE QUE PASA
9,5 mm (3 /8")	100
4,75 mm (N° 4)	95-100
2,36 mm (N° 8)	80-100
1,18 mm (N° 16)	50-85
600 mm (N° 30)	25-60
300 mm (N° 50)	10-30
150 mm (N° 100)	0

En ningún caso, el agregado fino podrá tener más de cuarenta y cinco por ciento (45%) de material retenido entre dos tamices consecutivos. El Módulo de Finura se encontrará entre 2.3 y 3.1.

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

02.02.06.05.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

DESCRIPCIÓN.-

El contratista deberá realizar el correcto y seguro diseño de los encofrados, tanto en sus espesores como en el apilamiento, de manera que no existan deflexiones que causen desalineamientos, elementos fuera de plomo ni peligro en el momento que sea vaciado el concreto.

Los encofrados deben ceñirse a la forma, límites y dimensiones indicadas en los planos.

En el diseño de los encofrados se deberá tener en cuenta los siguientes factores:

A).- Velocidad y sistema del vaciado del concreto.

B).- Cargas de materiales, equipos, personal, incluyendo fuerzas horizontales, verticales y de impacto.

C).- Resistencia del material usado en las formas, sus deformaciones y la rigidez de uniones que forman los elementos del encofrado.

No se permitirá cargas producidas por el trabajo de construcción que excedan las cargas de diseño consideradas para cualquier elemento de la estructura.

Tampoco se permitirá que ningún elemento de la estructura en construcción sea cargado ni sus puntales removidos a no ser que dicho elemento en combinación con el resto de encofrado y resto de puntales tengan la suficiente resistencia para absorber las cargas de peso propio y de las de trabajo constructivo. Esta resistencia debe demostrarse por medio de ensayos de probetas y de un análisis estructural que tome en cuenta dicha resistencia y la del encofrado.

Las formas se deberán de tal manera que quede garantizada la seguridad de toda estructura. Las operaciones de desencofrar se harán gradualmente, quedando totalmente prohibido golpear, forzar o causar trepidación.

Las tuberías y conductos empotrados en el concreto, cumplirán con las recomendaciones del Art. 703 del “Concreto Armado y Ciclópeo” del Reglamento Nacional de Construcciones.

El Contratista deberá cumplir con lo especificado en los planos en cuanto a dimensiones, calidad y posición de tuberías para no debilitar la resistencia de los elementos estructurales.

Las juntas de construcción cumplirán con Art. 704 del “Concreto Armado y Ciclópeo” del Reglamento Nacional de Construcciones.

Las juntas de construcciones de indicadas en los planos que el Contratista propaga, serán sometidas a la aprobación del Ingeniero Inspector y se ubicarán de tal manera que no disminuyen significativamente la resistencia de la estructura.

MÉTODO DE MEDICIÓN.-

Se medirá en metros cuadrado (m²) de encofrado y desencofrado, con aproximación de un decimal.

BASE DE PAGO.-

Para el pago se determinarán en obras directamente las cantidades, de acuerdo a lo indicado en el proyecto y las órdenes del Ingeniero Inspector (o Supervisor). El pago se efectuará en metros cuadrado (m²).

02.02.06.05.03 ACERO DE REFUERZO F^Y=4200 KG/CM²

DESCRIPCIÓN

Esta partida comprenderá el aprovisionamiento, almacenamiento, corte, doblado y colocación de las varillas de acero para el refuerzo en estructuras de concreto armado, de acuerdo a la sección 9 “Reinforcing Steel” de la división II de la norma AASHTO, a la sección 615 “Acero de Refuerzo” de las Especificaciones Técnicas Generales para Construcción de Carreteras EG-2000, a estas especificaciones técnicas, a los planos o a las indicaciones del Supervisor.

MATERIAL

Las varillas para el refuerzo del concreto estructural, deberán estar de acuerdo con los requisitos AASHTO, designación M-31 y deberán ser probadas de acuerdo con AASHTO, M-137 en lo que respecta a las varillas N° 3 a N° 11 o conforme a las especificaciones del acero producido por SIDERPERU o ACEROS AREQUIPA del acero grado 60, según corresponda. El alambre N° 16, para efectuar el atortolamiento, del acero de refuerzo deberá ser del tipo negro recocado.

REQUISITOS PARA LA CONSTRUCCION

SUMINISTRO Y ALMACENAMIENTO

Las varillas corrugadas a usar deberán tener impresas en forma clara las siglas o emblema de la empresa de la cual proceden, así como el grado a que corresponden y el diámetro nominal. Adicionalmente deberán contar con etiquetas que indiquen el lote correspondiente.

No se aceptarán las varillas que no estén identificadas o que presenten oxidación excesiva, grietas, corrosión o que al doblarse a temperatura ambiente (16 °C) se agrieten o rompan en la parte exterior de la zona doblada.

El acero de refuerzo deberá ser almacenado en forma ordenada y por encima del nivel del terreno, ya sea sobre plataformas, largueros u otros soportes adecuados, de manera que se encuentre protegido contra daños mecánicos y deterioro superficial por efectos de la intemperie y ambiente corrosivos entre otros.

Asimismo, el acero no deberá estar expuesto a fenómenos atmosféricos, principalmente precipitación pluvial.

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. El costo de los traslapes y uniones adicionales será 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.

CALIDAD DEL ACERO

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.

CALIDAD DEL PRODUCTO TERMINADO

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

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

AREA

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.

METODO DE MEDICION

Las varillas de refuerzo deberán ser medidas por peso, en función del número teórico de kilogramos de material entregado y colocado en la obra, de conformidad con los planos del proyecto, las presentes especificaciones y lo ordenado por el Supervisor.

FORMA DE PAGO

El acero de refuerzo $F_y=4,200$ kg/cm², medido en la forma estipulada y colocada de acuerdo con esta especificación y a entera satisfacción del Supervisor, se pagará por kilogramo (kg) colocado al precio unitario del contrato para la partida correspondiente, cuyo precio y pago constituye compensación total por el abastecimiento, almacenamiento, corte, dobladura y colocación de las varillas, las mermas, de desperdicios, empalmes, traslapes, alambres y soportes empleados en su colocación y sujeción, limpieza y por toda mano de obra, beneficios sociales, herramientas, equipo, ensayos de calidad de requerirse e imprevistos necesarios para completar el trabajo, a entera satisfacción del Supervisor.

02.02.08 LOSA

02.02.08.01 CONCRETO $F_c=280$ KG/CM²

. DESCRIPCIÓN

Este trabajo consiste en el suministro de materiales, fabricación, colocación, vibrado, curado y acabados de los concretos de cemento Portland, utilizados para la construcción de estructuras de drenaje, muros de contención, cabezales de alcantarillas, cajas de captación, aletas, sumideros y estructuras en general, de acuerdo con los planos del proyecto, las especificaciones y las instrucciones del Supervisor.

CEMENTO

El cemento utilizado será Portland Tipo I o normal, el cual deberá cumplir lo especificado en la Norma Técnica Peruana NTP 334.009, NTP 334.090, Norma AASHTO M85 o la Norma ASTM-C150.

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 C289, se obtienen los siguientes resultados:

SiO₂ > R cuando R ≥ 70

SiO₂ > 35 + 0,5 R cuando R < 70

GRANULOMETRÍA

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

MIZ (MM)	PORCENTAJE QUE PASA
9,5 mm (3 /8")	100
4,75 mm (N° 4)	95-100
2,36 mm (N° 8)	80-100
1,18 mm (N° 16)	50-85
600 mm (N° 30)	25-60
300 mm (N° 50)	10-30
150 mm (N° 100)	0

En ningún caso, el agregado fino podrá tener más de cuarenta y cinco por ciento (45%) de material retenido entre dos tamices consecutivos. El Modulo de Finura se encontrará entre 2.3 y 3.1.

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

METODO DE MEDICION

El volumen de concreto que será pagado será el número de metros cúbicos (m³), aproximado al décimo de metro cúbico, medido in situ y aceptado para el tipo de

concreto estipulado. Al medir el volumen de concreto para propósitos de pago, las dimensiones a ser usadas deberán ser indicadas en los planos u ordenadas por escrito por el Supervisor. No se hará deducciones en el volumen de concreto, por agujeros de drenaje u otros dispositivos empotrados en el concreto.

FORMA DE PAGO

Los volúmenes de concreto descritos en la forma anterior se pagarán al precio unitario establecido en el contrato, 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, las instrucciones del Supervisor.

<i>Ítem</i>	<i>Unidad de pago</i>
03.01.03 CONCRETO F'C= 280 KG/CM2 EN SUPERESTRUCTURA	Metro cúbico (M3)
03.01.03 CONCRETO F'C= 280 KG/CM2 EN SUPERESTRUCTURA	Metro cúbico (M3)

02.02.08.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA LOSAS

02.02.08.03 ACERO DE REFUERZO F^Y=4200 KG/CM²

DESCRIPCIÓN

Esta partida comprenderá el aprovisionamiento, almacenamiento, corte, doblado y colocación de las varillas de acero para el refuerzo en estructuras de concreto armado, de acuerdo a la sección 9 “Reinforcing Steel” de la división II de la norma AASHTO, a la sección 615 “Acero de Refuerzo” de las Especificaciones Técnicas Generales para Construcción de Carreteras EG-2000, a estas especificaciones técnicas, a los planos o a las indicaciones del Supervisor.

MATERIAL

Las varillas para el refuerzo del concreto estructural, deberán estar de acuerdo con los requisitos AASHTO, designación M-31 y deberán ser probadas de acuerdo con AASHTO, M-137 en lo que respecta a las varillas N° 3 a N° 11 o conforme a las especificaciones del acero producido por SIDERPERU o ACEROS AREQUIPA del acero grado 60, según corresponda. El alambre N° 16, para efectuar el atortolamiento, del acero de refuerzo deberá ser del tipo negro recocido.

REQUISITOS PARA LA CONSTRUCCION

SUMINISTRO Y ALMACENAMIENTO

Las varillas corrugadas a usar deberán tener impresas en forma clara las siglas o emblema de la empresa de la cual proceden, así como el grado a que corresponden y el diámetro nominal. Adicionalmente deberán contar con etiquetas que indiquen el lote correspondiente.

No se aceptarán las varillas que no estén identificadas o que presenten oxidación excesiva, grietas, corrosión o que al doblarse a temperatura ambiente (16 °C) se agrieten o rompan en la parte exterior de la zona doblada.

El acero de refuerzo deberá ser almacenado en forma ordenada y por encima del nivel del terreno, ya sea sobre plataformas, largueros u otros soportes adecuados, de manera que se encuentre protegido contra daños mecánicos y deterioro superficial por efectos de la intemperie y ambiente corrosivos entre otros.

Asimismo, el acero no deberá estar expuesto a fenómenos atmosféricos, principalmente precipitación pluvial.

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.

por kilogramo (kg) colocado al precio unitario del contrato para la partida correspondiente, cuyo precio y pago constituye compensación total por el abastecimiento, almacenamiento, corte, dobladura y colocación de las varillas, las mermas, de desperdicios, empalmes, traslapes, alambres y soportes empleados en su colocación y sujeción, limpieza y por toda mano de obra, beneficios sociales, herramientas, equipo, ensayos de calidad de requerirse e imprevistos necesarios para completar el trabajo, a entera satisfacción del Supervisor.

02.02.09 VEREDAS Y CARPETA ASFALTICAS

02.02.09.01 CONCRETO F´C=175 KG/CM2

DESCRIPCIÓN

Este trabajo consiste en el suministro de materiales, fabricación, colocación, vibrado, curado y acabados de los concretos de cemento Portland, utilizados para la construcción de estructuras de drenaje, muros de contención, cabezales de alcantarillas, cajas de captación, aletas, sumideros y estructuras en general, de acuerdo con los planos del proyecto, las especificaciones y las instrucciones del Supervisor.

CEMENTO

El cemento utilizado será Portland Tipo I o normal, el cual deberá cumplir lo especificado en la Norma Técnica Peruana NTP 334.009, NTP 334.090, Norma AASHTO M85 o la Norma ASTM-C150.

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 C289, se obtienen los siguientes resultados:

SiO₂ > R cuando R ≥ 70

SiO₂ > 35 + 0,5 R cuando R < 70

GRANULOMETRÍA

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

MIZ (MM)	PORCENTAJE QUE PASA
9,5 mm (3 /8")	100
4,75 mm (N° 4)	95-100
2,36 mm (N° 8)	80-100

MIZ (MM)	PORCENTAJE QUE PASA
1,18 mm (N° 16)	50-85
600 mm (N° 30)	25-60
300 mm (N° 50)	10-30
150 mm (N° 100)	0

En ningún caso, el agregado fino podrá tener más de cuarenta y cinco por ciento (45%) de material retenido entre dos tamices consecutivos. El Modulo de Finura se encontrará entre 2.3 y 3.1.

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

02.02.09.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VEREDAS

DESCRIPCIÓN.-

El contratista deberá realizar el correcto y seguro diseño de los encofrados, tanto en sus espesores como en el apilamiento, de manera que no existan deflexiones que causen desalineamientos, elementos fuera de plomo ni peligro en el momento que sea vaciado el concreto.

Los encofrados deben ceñirse a la forma, límites y dimensiones indicadas en los planos.

En el diseño de los encofrados se deberá tener en cuenta los siguientes factores:

- A).- Velocidad y sistema del vaciado del concreto.
- B).- Cargas de materiales, equipos, personal, incluyendo fuerzas horizontales, verticales y de impacto.
- C).- Resistencia del material usado en las formas, sus deformaciones y la rigidez de uniones que forman los elementos del encofrado.

No se permitirá cargas producidas por el trabajo de construcción que excedan las cargas de diseño consideradas para cualquier elemento de la estructura.

Tampoco se permitirá que ningún elemento de la estructura en construcción sea cargado ni sus puntales removidos a no ser que dicho elemento en combinación con el resto de encofrado y resto de puntales tengan la suficiente resistencia para absorber las cargas de peso propio y de las de trabajo constructivo. Esta resistencia

debe demostrarse por medio de ensayos de probetas y de un análisis estructural que tome en cuenta dicha resistencia y la del encofrado.

Las formas se deberán de tal manera que quede garantizada la seguridad de toda estructura. Las operaciones de desencofrar se harán gradualmente, quedando totalmente prohibido golpear, forzar o causar trepidación.

Las tuberías y conductos empotrados en el concreto, cumplirán con las recomendaciones del Art. 703 del “Concreto Armado y Ciclópeo” del Reglamento Nacional de Construcciones.

El Contratista deberá cumplir con lo especificado en los planos en cuanto a dimensiones, calidad y posición de tuberías para no debilitar la resistencia de los elementos estructurales.

Las juntas de construcción cumplirán con Art. 704 del “Concreto Armado y Ciclópeo” del Reglamento Nacional de Construcciones.

Las juntas de construcciones de indicadas en los planos que el Contratista propaganda, serán sometidas a la aprobación del Ingeniero Inspector y se ubicaran de tal manera que no disminuyen significativamente la resistencia de la estructura.

MÉTODO DE MEDICIÓN.-

Se medirá en metros cuadrado (m²) de encofrado y desencofrado, con aproximación de un decimal.

BASE DE PAGO.-

Para el pago se determinarán en obras directamente las cantidades, de acuerdo a lo indicado en el proyecto y las órdenes del Ingeniero Inspector (o Supervisor). El pago se efectuará en metros cuadrado (m²).

02.02.09.03 CARPETA ASFALTICA EN CALIENTE 2”

DESCRIPCIÓN

Este trabajo consistirá en la colocación de una capa asfáltica bituminosa fabricada en caliente y, construida sobre una superficie debidamente preparada e imprimada, de acuerdo con la presente especificación. Las mezclas bituminosas para empleo en pavimentación en caliente se compondrán desagregados minerales gruesos, finos, filler mineral y material bituminoso.

MÉTODO DE MEDICIÓN.-

Se medirá en metros (m²) con aproximación de un decimal.

BASE DE PAGO.-

Para el pago se determinarán en obras directamente las cantidades, de acuerdo a lo indicado en el proyecto y las órdenes del Ingeniero Inspector (o Supervisor). El pago se efectuará en metros (m2).

03. VARIOS

03.01 PLACA DE NEOPRENO

DESCRIPCIÓN.-

Comprende los trabajos de construcción de los apoyos fijo. Los dispositivos de Apoyo Móvil, se realizarán de acuerdo a los planos y sus detalles respectivos; la placa de acero cumplirá con las especificaciones técnicas del fabricante, el caucho sintético Neoprene también debe cumplir con las especificaciones técnicas del fabricante y deben cumplir con la geometría y los cálculos del proyectista.

MÉTODO DE MEDICIÓN.-

Este trabajo efectuado será medido en Unidad (und).

BASES DE PAGO:

El pago se efectuará al precio unitario por Unidad y dicho pago constituirá la compensación total por la mano de obra, herramientas, equipos y materiales necesarios para la partida de "Apoyo de Neopreno".

03.02 BARANDA DE Fe GALVANIZADO 3"

DESCRIPCIÓN.-

Esta partida comprende la instalación de barandas galvanizadas las cuales sirven de protección ante cualquier accidente

MÉTODO DE MEDICIÓN.-

Se medirá en metros (m) con aproximación de un decimal.

BASE DE PAGO.-

Para el pago se determinarán en obras directamente las cantidades, de acuerdo a lo indicado en el proyecto y las órdenes del Ingeniero Inspector (o Supervisor). El pago se efectuará en metros (m).

03.03 IMPRIMACION ASFALTICA

DESCRIPCIÓN

Bajo este ítem, el Contratista debe suministrar y aplicar material bituminoso a una base granular, preparada con anterioridad, de acuerdo con las Especificaciones y de conformidad con los planos o como indique el Supervisor. Consiste en la incorporación de asfalto a la superficie de una base, a fin de prepararla para recibir una capa de pavimento asfáltico.

MÉTODO DE MEDICIÓN.-

El método de medición se hará en dos formas y por separado:

La Superficie imprimada y aprobada por el Supervisor en metros cuadrados (m²), teniendo en cuenta los anchos indicados en los planos y la longitud realmente regada.

Los litros (lt) de asfalto líquido MC-30 empleados en la imprimación, se obtendrán por la diferencia de volúmenes inicial y final, medidos antes y después de efectuar la aplicación del riego, utilizando una varilla graduada, se tomarán medidas de las alturas del líquido en el tanque espaciador. Como alternativa, si el Contratista lo desea y tiene elementos para hacerlo, puede pesar el equipo antes y después, empleando para ello básculas de capacidad suficiente. En todos los casos se tomará la temperatura del asfalto antes y después de ser aplicado

BASE DE PAGO.-

De acuerdo a lo indicado anteriormente, se pagará con la partida imprimación los metros cuadrados de superficie imprimada y aceptada por el Supervisor. Este precio incluirá compensación total por todo el trabajo especificado en esta partida, humedecimiento de la base, aplicación de material de secado (arenado), mano de obra, beneficios sociales, herramientas, equipos, transporte del asfalto líquido, del material de secado (arena), del agua eventualmente e imprevistos necesarios para completar el trabajo a entera satisfacción del Supervisor.

Item	Unidad de Pago
. Imprimación Asfáltica	Metro Cuadrado(m ²)

PLANILLA DE METRADOS

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	METRADO
PROYECTO : "DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACION DE LA AVENIDA PERU DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO ECONOMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ANCASH-2018" UBICACION : CHIMBOTE - SANTA - ANCASH FECHA : JUNIO DEL 2018			
01	OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMINARES, SEGURIDAD Y SALUD		
01.01	OBRAS PROVISIONALES Y TRABAJOS PRELIMINARES		
01.01.01	OBRAS PROVISIONALES		
01.01.01.01	CONSTRUCCION PROVISIONAL PARA OFICINA, ALMACEN, CASETA DE GUARDIANIA	M2	68.00
01.01.01.02	CARTEL DE IDENTIFICACION DE LA OBRA 4.80mx3.60m	UND	1.00
01.01.01.03	ALQUILER DE SS.HH. PROVISIONALES	DIA	150.00
01.01.01.04	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	GLB	1.00
01.01.02	INSTALACIONES PROVISIONALES		
01.01.02.01	INSTALACION PROVISIONAL DE AGUA Y LUZ	EST	1.00
01.01.03	TRAZOS, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR		
01.01.03.01	LIMPIEZA MANUAL DEL TERRENO MANUAL	M2	500.00
01.01.03.02	TRAZO Y REPLANTEO CON HERRAMIENTAS MANUALES	M2	500.00
01.02	SEGURIDAD Y SALUD		
01.02.01	ELABORACION, IMPLEMENTACION Y ADMINISTRACION DEL PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD EN EL TRABAJO	GLB	1.00
01.02.02	EQUIPO DE PROTECCION INDIVIDUAL	UND	25.00
01.02.03	EQUIPO DE PROTECCION COLECTIVA	GLB	1.00
01.02.04	SEÑALIZACION TEMPORAL DE SEGURIDAD	GLB	1.00
01.02.05	CAPACITACION EN SEGURIDAD Y SALUD	GLB	1.00
02	ESTRUCTURAS		
02.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
02.01.01	EXCAVACION MASIVA	M3	1432.38
02.01.02	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	M3	1288.69
02.01.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	M3	143.69
02.02	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
02.02.01	ZAPATAS		
02.02.01.01	CONCRETO F'c = 280 kg/cm2	M3	25.20
02.02.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	23.60
02.02.01.03	ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	KG	564.86
02.02.02	COLUMNAS		
02.02.02.01	CONCRETO F'c = 280 kg/cm2	M3	10.56
02.02.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA COLUMNAS	M2	52.78
02.02.02.03	ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	KG	2416.83
02.02.03	VIGAS EXTERIORES		
02.02.03.01	CONCRETO F'c = 280 kg/cm2	M3	69.70
02.02.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA VIGAS	M2	200.30
02.02.03.03	ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	KG	5778.21
02.02.04	VIGAS PRINCIPALES		
02.02.04.01	CONCRETO F'c = 280 kg/cm2	M3	69.70
02.02.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA VIGAS	M2	192.60
02.02.04.03	ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	KG	6686.93
02.02.05	VIGAS DE ARRIOSTRE		
02.02.05.01	CONCRETO F'c = 280 kg/cm2	M3	8.10
02.02.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA VIGAS	M2	72.90
02.02.05.03	ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	KG	617.88
02.02.06	VIGA CABEZAL		
02.02.06.01	CONCRETO F'c = 280 kg/cm2	M3	2.80
02.02.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA VIGAS	M2	12.96
02.02.06.03	ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	KG	389.84
02.02.07	ESTRIBO		
02.02.07.01	CIMENTACION DEL ESTRIBO		
02.02.07.01.01	CONCRETO F'c = 280 kg/cm2	M3	65.44
02.02.07.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	48.51
02.02.07.01.03	ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	KG	6746.83
02.02.07.02	PANTALLA DE ESTRIBO		
02.02.07.02.01	CONCRETO F'c = 280 kg/cm2	M3	64.26
02.02.07.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	422.07
02.02.07.02.03	ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	KG	4152.35
02.02.07.03	CONTRA FUERTE DE ESTRIBO		
02.02.07.03.01	CONCRETO F'c = 280 kg/cm2	M3	37.68
02.02.07.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	334.64
02.02.07.03.03	ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	KG	3048.60
02.02.07.04	VIGA DE APOYO DEL ESTRIBO		
02.02.07.04.01	CONCRETO F'c = 280 kg/cm2	M3	6.24
02.02.07.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA VIGA DE APOYO	M2	96.52
02.02.07.04.03	ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	KG	2578.65
02.02.07.05	TRABA SISMICA		
02.02.07.05.01	CONCRETO F'c = 280 kg/cm2	M3	0.30
02.02.07.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA TRABA SISMICA	M2	0.96
02.02.07.05.03	ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	KG	132.79
02.02.08	LOSA		
02.02.08.01	CONCRETO F'c = 280 kg/cm2	M3	69.60
02.02.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA LOSAS	M2	284.58
02.02.08.03	ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm2	KG	8076.40
02.02.09	VEREDAS Y CARPETA ASFALTICA		
02.02.09.01	CONCRETO F'c = 175 kg/cm2	M3	10.74
02.02.09.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VEREDAS	M2	32.60
02.02.09.03	CARPETA ASFALTICA EN CALIENTE 2"	M2	288.00
03	VARIOS		
03.01	PLACA DE NEOPRENO	UND	8.00
03.02	BARANDA DE Fe GALVANIZADO 3"	ML	194.43
03.03	IMPRIMACION ASFALTICA	M2	288.00

Análisis de Precios Unitarios Afectado por el Metrado

Presupuesto **0202004** DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL

DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018

Subpresupuesto **001** OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMINARES, SEGURIDAD Y SALUD Fecha presupuesto **16/06/2018**

Partida **01.01.01.01** CONSTRUCCION PROVISIONAL PARA OFICINA, ALMACEN, CASETA DE GUARDIANIA

Rendimiento **m2/DIA** MO. **8.0000** EQ. **8.0000** Costo afectado por el metrado (68.00) **13,571.24**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	6.8000	25.15	171.02
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	136.0000	20.96	2,850.56
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	136.0000	16.99	2,310.64
0101010005	PEON	hh	4.0000	272.0000	15.29	4,158.88
						9,491.10

Materiales

0204120001	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA	kg		1.0200	3.68	3.75
0231010001	MADERA TORNILLO (LARGA)	p2		115.6000	6.96	804.58
02310500010007	TRIPLAY DE 1.20X2.40 m X 12 mm				und	4.8280
72.00	347.62					
0234030001	PLANCHA DE FIBRACEMIENTO	m2		10.8800	53.90	586.43
						1,742.38

Equipos

0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	9,491.10	474.56
						474.56

Subpartidas

010105011203	CONCRETO FALSO PISO MEZCLA 1:8 CEMENTO-HORMIGON			m2	68.0000	27.40
1,863.20	e=4"					
						1,863.20

Partida **01.01.01.02** CARTEL DE IDENTIFICACION DE OBRA 4.80 x 3.60M.

Rendimiento **und/DIA** MO. **1.0000** EQ. **1.0000** Costo afectado por el metrado (1.00) **2,208.36**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.2000	1.6000	25.15	40.24
0101010003	OPERARIO	hh	4.0000	32.0000	20.96	670.72
0101010005	PEON	hh	1.0000	8.0000	15.29	122.32
						833.28

Materiales

02041200010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"kg			0.8500	3.68	0.8500
3.13						
0207030001	HORMIGON	m3		0.3600	38.00	13.68
0211010001	arandela 5/8"	und		15.0000	0.80	12.00
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		1.0500	19.57	20.55
0218020002	PERNO 5/8" x 10" CON TUERCA	und		15.0000	4.20	63.00
0231010003	MADERA TORNILLO	p2		70.0000	6.96	487.20
0240020016	PINTURA ESMALTE SINTETICO STANDAR	gal		0.2500	42.88	10.72
0290010003	GIGANTOGRAFIA SEGUN DISEÑO	m2		17.3000	41.80	723.14
						1,333.42

Equipos

0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	833.28	41.66
						41.66

Partida **01.01.01.03** ALQUILER DE SS.HH. PROVISIONALES

Rendimiento **día/DIA** MO. **1.0000** EQ. **1.0000** Costo afectado por el metrado (150.00) **3,300.00**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Subcontratos						
0400030004	SC ALQUILER DE BAÑOS PORTATILES LTs.	glb		300.0000	11.00	3,300.00
						3,300.00

Análisis de Precios Unitarios Afectado por el Metrado

Presupuesto **0202004** DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU
INFLUENCIA EN EL
 Subpresupuesto **001** DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018
16/06/2018 OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMIRAS, SEGURIDAD Y SALUD Fecha presupuesto

Partida **01.01.01.04** MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS Y HERRAMIENTOS

Rendimiento **glb/DIA** MO. **1.0000** EQ. **1.0000** Costo afectado por el metrado (1.00) **10,593.22**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
0304010003	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION Equipos	glb		1.0000	10,593.22	10,593.22 10,593.22

Partida **01.01.02.01** INSTALACION PROVINCIONAL DE AGUA Y LUZ

Costo afectado por el metrado (1.00) **5,000.00**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
0101040002	MANO DE OBRA Mano de Obra	%pu	20.0000	5,000.00	1,000.00 1,000.00
0231220002	MADERA NACIONAL Materiales	%pu	10.0000	5,000.00	500.00
0242040001	MATERIALES DIVERSOS	%pu	40.0000	5,000.00	2,000.00 2,500.00
0301500001	EQUIPOS DIVERSOS Equipos	%pu	30.0000	5,000.00	1,500.00 1,500.00

Partida **01.01.03.01** LIMPIEZA DEL TERRENO MANUAL

Rendimiento **m2/DIA** MO. **40.0000** EQ. **40.0000** Costo afectado por el metrado (500.00) **1,869.53**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
0101010002	CAPATAZ Mano de Obra	hh	0.1000	10.0000	25.15	251.50
0101010005	PEON	hh	1.0000	100.0000	15.29	1,529.00 1,780.50
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES Equipos	%mo		5.0000	1,780.50	89.03 89.03

Partida **01.01.03.02** TRAZO Y REPLANTEO CON HERRAMIENTAS MANUALES

Rendimiento **m2/DIA** MO. **400.0000** EQ. **400.0000** Costo afectado por el metrado (500.00) **1,753.06**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
0101010004	OFICIAL Mano de Obra	hh	1.0000	10.0000	16.99	169.90
0101010005	PEON	hh	3.0000	30.0000	15.29	458.70
0101030000	TOPOGRAFO	hh	1.0000	10.0000	21.48	214.80 843.40
0204120005	CLAVOS 3'' Materiales	kg		2.5000	3.68	9.20
0213030003	YESO (20 KG)	kg		12.5000	15.34	191.75
0231010001	MADERA TORNILLO (LARGA)	p2		13.0000	6.96	90.48
0240010001	PINTURA LATEX	gal		1.5000	35.32	52.98
0276010015	WINCHA	und		0.5000	25.00	12.50 356.91
0301000010	GPS Equipos	he	1.0000	10.0000	37.98	379.80

Análisis de Precios Unitarios Afectado por el Metrado

Presupuesto **0202004** DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL

DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018

Subpresupuesto **001** OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMIRAS, SEGURIDAD Y SALUD Fecha presupuesto **16/06/2018**

03010000110001		TEODOLITO DE PRECISION 7 día	1.0000	1.2500		
88.48	110.60					
0301000014	MIRA TOPOGRAFICA	h	1.0000	16.0000	1.66	16.60
0301000015	JALONES	día	2.0000	2.5000	1.43	3.58
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	843.40	42.17
						552.75

Partida **01.02.01** ELABORACIÓN, IMPLEMENTACIÓN Y ADMINISTRACIÓN DEL PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD EN EL TRABAJO

Rendimiento **glb/DIA** MO. **1.0000** EQ. **1.0000** Costo afectado por el metrado (1.00) **3,500.00**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Subcontratos					
0428010001	SC ELABORACION DEL PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD EN EL TRABAJO			glb	1.0000	3,500.00
3,500.00						3,500.00

Partida **01.02.02** EQUIPOS DE PROTECCIÓN INDIVIDUAL

Rendimiento **und/DIA** MO. **1.0000** EQ. **1.0000** Costo afectado por el metrado (1.00) **301.00**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Materiales					
0267010004	CASCO DE SEGURIDAD	und		1.0000	6.50	6.50
0267020009	LENTE DE SEGURIDAD	und		1.0000	6.50	6.50
0267030008	PROTECTOR DE OIDOS TIPO TAPON	und		1.0000	1.80	1.80
0267040005	MASCARILLA DE 1 VIA	und		1.0000	18.50	18.50
0267050001	GUANTES DE CUERO	par		1.0000	17.50	17.50
0267070005	BOTAS DE CAUCHO	par		1.0000	52.00	52.00
0267080021	ARNES TIPO PARACAIDISTA DE TRES ANILLOS	und		1.0000	198.20	198.20
						301.00

Partida **01.02.03** EQUIPOS DE PROTECCIÓN COLECTIVA

Rendimiento **glb/DIA** MO. **1.0000** EQ. **1.0000** Costo afectado por el metrado (1.00) **2,256.80**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Materiales					
0210030003	MALLA RASCHEL al 90% Rollo de 100mx4.20m	ril		1.0000	780.00	780.00
02560300010003	DUCHAS DE SEGURIDAD	und			2.0000	54.00
108.00						
0264010001	VARANDAS	und		2.0000	15.60	31.20
0267100001	EXTINTOR DE POLVO QUIMICO SECO (PQS)	und		10.0000	75.00	750.00
0267110022	CONO DE SEÑALIZACION	und		10.0000	37.50	375.00
02901300040003	LAVA OJOS DE SEGURIDAD	und			2.0000	41.30
82.60						
0290140003	CINTAS DE SEGURIDAD	ril		2.0000	65.00	130.00
						2,256.80

Partida **01.02.04** SEÑALIZACIÓN TEMPORAL DE SEGURIDAD

Rendimiento **glb/DIA** MO. **1.0000** EQ. **1.0000** Costo afectado por el metrado (1.00) **2,755.00**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Materiales					
0267110004	SEÑALES DE OBLIGACION, PREVENCION, PROHIBICION E INFORMACION SURTIDA			und	10.0000	45.00
450.00						

Análisis de Precios Unitarios Afectado por el Metrado

Presupuesto **0202004** DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL

DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018

Subpresupuesto **001** OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMIRAS, SEGURIDAD Y SALUD Fecha presupuesto **16/06/2018**

02671100040001		SEÑALES INTERNAS Y EXTERNAS	est	10.0000	
40.00	400.00				
02671100040004		SEÑAL PREVENTIVA DE MADERA (INCLUYE POSTE DE	und		
10.0000	60.00	600.00			
	MADERA)				
02671100040006		SEÑAL PREVENTIVA 75 X 75 cmund	10.0000	80.00	
800.00					
0267110023	CONOS DE SEÑALIZACION		und	10.0000	37.50
0290140003	CINTAS DE SEGURIDAD		roll	2.0000	65.00
					2,755.00

Partida **01.02.05** CAPACITACIÓN EN SEGURIDAD Y SALUD

Rendimiento **g/b/DIA** MO. **1.0000** EQ. **1.0000** Costo afectado por el metrado (1.00) **4,350.00**

Código	Descripción Recurso Subcontratos	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
0428010002	SC PREVENCIÓNISTA DE SEGURIDAD	día		30.0000	145.00	4,350.00
						4,350.00

Análisis de Precios Unitarios Afectado por el Metrado

Presupuesto **0202004** DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL

DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018

Subpresupuesto **002** ESTRUCTURAS Fecha presupuesto
16/06/2018

Partida **02.01.01** EXCAVACION MASIVA

Rendimiento **m3/DIA** MO. **300.0000** EQ. **300.0000** Costo afectado por el metrado (1,432.38) **11,585.71**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	3.8674	25.15	97.27
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	38.2445	16.99	649.77
0101010005	PEON	hh	4.0000	152.8349	15.29	2,336.85
3,083.89						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	3,083.89	154.19
03011600010003	CARGADOR SOBRE LLANTAS DE 125-135 HP 3 yd3	hm				
1.0000	38.2445	218.27	8,347.63			
8,501.82						

Partida **02.01.02** RELLENO CON MATERIAL PROPIO

Rendimiento **m3/DIA** MO. **25.0000** EQ. **25.0000** Costo afectado por el metrado (1,288.69) **40,147.43**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	41.2381	25.15	1,037.14
0101010005	PEON	hh	2.0000	824.7616	15.29	12,610.60
01010100060003	OPERADOR DE EQUIPO MEDIANO	hh				1.0000
412.3808	20.96	8,643.50				
22,291.24						
Materiales						
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3		154.6428	6.82	1,054.66
1,054.66						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	22,291.24	1,114.56
0301100001	COMPACTADORA VIBRATORIA TIPO PLANCHA 7 HP	hm	1.0000	412.3808	38.04	15,686.97
16,801.53						

Partida **02.01.03** ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE

Rendimiento **m3/DIA** MO. **345.0000** EQ. **345.0000** Costo afectado por el metrado (143.69) **5,019.38**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	0.3305	25.15	8.31
0101010005	PEON	hh	2.0000	6.6672	15.29	101.94
110.25						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	110.25	3.31
03011600010003	CARGADOR SOBRE LLANTAS DE 125-135 HP 3 yd3	hm				
1.0000	3.3336	218.27	727.62			
0301220009	CAMION VOLQUETE 6X4 330 HP 15 M3	hm	4.0000	13.3344	313.34	4,178.20
4,909.13						

Partida **02.02.01.01** CONCRETO f'c=280kg/cm2

Rendimiento **m3/DIA** MO. **30.0000** EQ. **30.0000** Costo afectado por el metrado (25.20) **9,870.23**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.2000	1.3432	25.15	33.78
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	13.4392	20.96	281.69
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	13.4392	16.99	228.33

Fecha : 26/06/2018 05:21:33p.m.

Análisis de Precios Unitarios Afectado por el Metrado

Presupuesto **0202004** DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL

DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018

Subpresupuesto **002** ESTRUCTURAS Fecha presupuesto
16/06/2018

0101010005	PEON	hh	8.0000	53.7592	15.29	821.98
01010100060003					hh	2.0000
13.4392	20.96					281.69
						1,647.47

Materiales

0201010022	ACEITE MULTIGRADO	gal		0.1008	58.99	5.95
0201020001	GRASA MULTIPROPOSITO	kg		0.0907	12.78	1.16
02010300010001					gal	7.5600
87.92						11.63
02070100010002						PIEDRA CHANCADA 1/2"
782.69					m3	12.8520
02070200010002						ARENA GRUESA
513.14					m3	11.3400
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3		4.7628	6.82	32.48
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		336.1680	19.57	6,578.81
0231010004	REGLA DE MADERA	p2		1.5120	6.80	10.28
						8,012.43

Equipos

0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	1,647.47	82.37
03012900010002					hm	1.0000
6.7208	6.34					42.61
03012900030004						MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18 HP 11-12 P3
1.0000	6.7208					12.70
					85.35	
						210.33

Partida **02.02.01.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO**

Rendimiento **m2/DIA** MO. **14.0000** EQ. **14.0000** Costo afectado por el metrado (23.60) **1,537.25**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	1.3476	25.15	33.89
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	13.4850	20.96	282.65
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	13.4850	16.99	229.11
						545.65
Materiales						
0204120005	CLAVOS 3''	kg		3.5400	3.68	13.03
0231010001	MADERA TORNILLO (LARGA)	p2		95.1080	6.96	661.95
						674.98
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	545.65	27.28
						27.28
Subpartidas						
010106050108	DESENCOFRADO ZAPATAS	m2		23.6000	12.26	289.34
						289.34

Partida **02.02.01.03 ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2**

Rendimiento **kg/DIA** MO. **200.0000** EQ. **200.0000** Costo afectado por el metrado (564.86) **3,027.83**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	2.2594	25.15	56.82
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	22.5944	20.96	473.58
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	22.5944	16.99	383.88
						914.28
Materiales						
02040100020001						ALAMBRE NEGRO N° 16
39.43					kg	11.2972
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		593.1030	2.86	1,696.27
						1,735.70

Fecha : 26/06/2018 05:21:33p.m.

Análisis de Precios Unitarios Afectado por el Metrado

Presupuesto **0202004** DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL

DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018

Subpresupuesto **002** ESTRUCTURAS Fecha presupuesto
16/06/2018

Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	5.0000	914.28	45.71
0301330008	CIZALLA	und	56.4860	5.88	332.14
					377.85

Partida **02.02.02.01** CONCRETO f'c=280kg/cm2

Rendimiento **m3/DIA** MO. **30.0000** EQ. **30.0000** Costo afectado por el metrado (10.56) **4,136.09**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.2000	0.5628	25.15	14.15
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	5.6316	20.96	118.04
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	5.6316	16.99	95.68
0101010005	PEON	hh	8.0000	22.5276	15.29	344.45
01010100060003	OPERADOR DE EQUIPO MEDIANO	hh				2.0000
5.6316	20.96			118.04		
						690.36

Materiales						
0201010022	ACEITE MULTIGRADO	gal		0.0422	58.99	2.49
0201020001	GRASA MULTIPROPOSITO	kg		0.0380	12.78	0.49
02010300010001	GASOLINA 84	gal			3.1680	11.63
36.84						
02070100010002	PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3			5.3856	60.90
327.98						
02070200010002	ARENA GRUESA	m3			4.7520	45.25
215.03						
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3		1.9958	6.82	13.61
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		140.8704	19.57	2,756.83
0231010004	REGLA DE MADERA	p2		0.6336	6.80	4.31
						3,357.58

Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	690.36	34.52
03012900010002	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm				1.0000
2.8164	6.34			17.86		
03012900030004	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18 HP 11-12 P3	hm				
1.0000	2.8164			12.70	35.77	
						88.15

Partida **02.02.02.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA COLUMNAS

Rendimiento **m2/DIA** MO. **8.0000** EQ. **8.0000** Costo afectado por el metrado (52.78) **1,495.11**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	5.2780	25.15	132.74
0101010003	OPERARIO	hh	0.5000	26.3900	20.96	553.13
0101010004	OFICIAL	hh	0.5000	26.3900	16.99	448.37
						1,134.24

Materiales						
0201030002	AGENTES DEMOLDANTES	l		1.5834	5.69	9.01
0204010008	TORRE ANDAMIO METALICO	m3		5.2780	9.92	52.36
0272040053	MOLDE CILINDRICO REUTILIZABLE DE PERSIANAS METALICAS	m2			0.5278	460.00
242.79						
						304.16

Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	1,134.24	56.71
						56.71

Partida **02.02.02.03** ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2

Análisis de Precios Unitarios Afectado por el Metrado

Presupuesto **0202004** DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL

DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018

Subpresupuesto **002** ESTRUCTURAS Fecha presupuesto
16/06/2018

Rendimiento **kg/DIA** MO. **200.0000** EQ. **200.0000** Costo afectado por el metrado (2,416.83) **12,955.00**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	9.6673	25.15	243.13
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	96.6732	20.96	2,026.27
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	96.6732	16.99	1,642.48
3,911.88						
Materiales						
02040100020001			ALAMBRE NEGRO N° 16	kg	48.3366	3.49
168.69						
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		2,537.6715	2.86	7,257.74
7,426.43						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	3,911.88	195.59
0301330008	CIZALLA	und		241.6830	5.88	1,421.10
1,616.69						

Partida **02.02.03.01** CONCRETO f'c=280kg/cm2

Rendimiento **m3/DIA** MO. **30.0000** EQ. **30.0000** Costo afectado por el metrado (69.70) **27,299.77**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.2000	3.7150	25.15	93.43
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	37.1710	20.96	779.10
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	37.1710	16.99	631.54
0101010005	PEON	hh	8.0000	148.6910	15.29	2,273.49
01010100060003	OPERADOR DE EQUIPO MEDIANO	hh				2.0000
37.1710	20.96			779.10		
4,556.66						
Materiales						
0201010022	ACEITE MULTIGRADO	gal		0.2788	58.99	16.45
0201020001	GRASA MULTIPROPOSITO	kg		0.2509	12.78	3.21
02010300010001	GASOLINA 84	gal			20.9100	11.63
243.18						
02070100010002	PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3			35.5470	60.90
2,164.81						
02070200010002	ARENA GRUESA	m3			31.3650	45.25
1,419.27						
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3		13.1733	6.82	89.84
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		929.7980	19.57	18,196.15
0231010004	REGLA DE MADERA	p2		4.1820	6.80	28.44
22,161.35						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	4,556.66	227.83
03012900010002	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm				1.0000
18.5890	6.34			117.85		
03012900030004	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18 HP 11-12 P3	hm				
1.0000	18.5890			12.70	236.08	
581.76						

Partida **02.02.03.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA VIGAS

Rendimiento **m2/DIA** MO. **8.0000** EQ. **8.0000** Costo afectado por el metrado (200.30) **28,202.46**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	20.0300	25.15	503.75
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	200.3000	20.96	4,198.29
0101010005	PEON	hh	2.0000	400.6000	15.29	6,125.17

Fecha : 26/06/2018 05:21:33p.m.

Análisis de Precios Unitarios Afectado por el Metrado

Presupuesto **0202004** DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL

DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018

Subpresupuesto **002** ESTRUCTURAS Fecha presupuesto
16/06/2018

							10,827.21
Materiales							
02040100010001				ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg	60.0900	3.49
209.71							
0204120005	CLAVOS 3''			kg	50.0750	3.68	184.28
0231010001	MADERA TORNILLO (LARGA)			p2	2,003.0000	6.96	13,940.88
02310500010005				TRIPLAY DE 1.20X2.40 m X 18 mm		und	8.6930
96.00	834.53						
							15,169.40
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES			%mo	5.0000	10,827.21	541.36
							541.36
Subpartidas							
010106050107	DESENCOFRADO VIGAS			m2	200.3000	8.31	1,664.49
							1,664.49
Partida	02.02.03.03	ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2					
Rendimiento	kg/DIA	MO. 200.0000	EQ. 200.0000	Costo afectado por el metrado (5,778.21)			30,973.11
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
	Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ			hh	0.1000	23.1128	25.15
0101010003	OPERARIO			hh	1.0000	231.1284	20.96
0101010004	OFICIAL			hh	1.0000	231.1284	16.99
							9,352.61
Materiales							
02040100020001				ALAMBRE NEGRO N° 16	kg	115.5642	3.49
403.32							
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60			kg	6,067.1205	2.86	17,351.96
							17,755.28
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES			%mo	5.0000	9,352.61	467.63
0301330008	CIZALLA			und	577.8210	5.88	3,397.59
							3,865.22
Partida	02.02.04.01	CONCRETO f'c=280kg/cm2					
Rendimiento	m3/DIA	MO. 30.0000	EQ. 30.0000	Costo afectado por el metrado (69.70)			27,299.77
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
	Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ			hh	0.2000	3.7150	25.15
0101010003	OPERARIO			hh	2.0000	37.1710	20.96
0101010004	OFICIAL			hh	2.0000	37.1710	16.99
0101010005	PEON			hh	8.0000	148.6910	15.29
01010100060003	OPERADOR DE EQUIPO MEDIANO			hh			2.0000
37.1710	20.96			779.10			
							4,556.66
Materiales							
0201010022	ACEITE MULTIGRADO			gal		0.2788	58.99
0201020001	GRASA MULTIPROPOSITO			kg		0.2509	12.78
02010300010001	GASOLINA 84			gal		20.9100	11.63
243.18							
02070100010002	PIEDRA CHANCADA 1/2"			m3		35.5470	60.90
2,164.81							
02070200010002	ARENA GRUESA			m3		31.3650	45.25
1,419.27							
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA			m3		13.1733	6.82
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)			bol		929.7980	19.57
0231010004	REGLA DE MADERA			p2		4.1820	6.80
							28.44

Análisis de Precios Unitarios Afectado por el Metrado

Presupuesto **0202004** DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU
INFLUENCIA EN EL
 Subpresupuesto **002** DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018
16/06/2018 ESTRUCTURAS Fecha presupuesto

22,161.35

Equipos

0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	5.0000	4,556.66	227.83
03012900010002	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm			1.0000
18.5890	6.34			117.85	
03012900030004	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18 HP 11-12 P3	hm			
1.0000	18.5890	12.70	236.08		

581.76

Partida **02.02.04.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA VIGAS**

Rendimiento **m2/DIA** MO. **8.0000** EQ. **8.0000** Costo afectado por el metrado (192.60) **27,118.30**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	19.2600	25.15	484.39
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	192.6000	20.96	4,036.90
0101010005	PEON	hh	2.0000	385.2000	15.29	5,889.71
						10,411.00

Materiales

02040100010001		ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8		kg	57.7800	3.49
201.65						
0204120005	CLAVOS 3''	kg		48.1500	3.68	177.19
0231010001	MADERA TORNILLO (LARGA)	p2		1,926.0000	6.96	13,404.96
02310500010005	TRIPLAY DE 1.20X2.40 m X 18 mm	und			8.3588	
96.00	802.44					

14,586.24

Equipos

0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	5.0000	10,411.00	520.55
					520.55

Subpartidas

010106050107	DESENCOFRADO VIGAS	m2		192.6000	8.31	1,600.51
						1,600.51

Partida **02.02.04.03 ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2**

Rendimiento **kg/DIA** MO. **200.0000** EQ. **200.0000** Costo afectado por el metrado (6,686.93) **35,844.14**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	26.7477	25.15	672.70
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	267.4772	20.96	5,606.32
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	267.4772	16.99	4,544.44
						10,823.46

Materiales

02040100020001		ALAMBRE NEGRO N° 16		kg	133.7386	3.49
466.75						
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		7,021.2765	2.86	20,080.85
						20,547.60

Equipos

0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	5.0000	10,823.46	541.17	
0301330008	CIZALLA	und		668.6930	5.88	3,931.91
						4,473.08

Partida **02.02.05.01 CONCRETO f'c=280kg/cm2**

Rendimiento **m3/DIA** MO. **30.0000** EQ. **30.0000** Costo afectado por el metrado (8.10) **3,172.58**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					

Análisis de Precios Unitarios Afectado por el Metrado

Presupuesto **0202004** DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL

DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018

Subpresupuesto **002** ESTRUCTURAS Fecha presupuesto
16/06/2018

0101010002	CAPATAZ	hh	0.2000	0.4317	25.15	10.86
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	4.3197	20.96	90.54
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	4.3197	16.99	73.39
0101010005	PEON	hh	8.0000	17.2797	15.29	264.21
01010100060003	OPERADOR DE EQUIPO MEDIANO	hh				2.0000
4.3197	20.96					90.54

529.54

Materiales

0201010022	ACEITE MULTIGRADO	gal		0.0324	58.99	1.91
0201020001	GRASA MULTIPROPOSITO	kg		0.0292	12.78	0.37
02010300010001	GASOLINA 84	gal			2.4300	11.63
28.26						
02070100010002	PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3			4.1310	60.90
251.58						
02070200010002	ARENA GRUESA	m3			3.6450	45.25
164.94						
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3		1.5309	6.82	10.44
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		108.0540	19.57	2,114.62
0231010004	REGLA DE MADERA	p2		0.4860	6.80	3.30

2,575.42

Equipos

0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	529.54	26.48
03012900010002	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm				1.0000
2.1603	6.34					
03012900030004	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18 HP 11-12 P3	hm				
1.0000	2.1603			12.70	27.44	

67.62

Partida **02.02.05.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA VIGAS**

Rendimiento **m2/DIA** MO. **8.0000** EQ. **8.0000** Costo afectado por el metrado (72.90) **10,264.00**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	7.2900	25.15	183.34
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	72.9000	20.96	1,527.98
0101010005	PEON	hh	2.0000	145.8000	15.29	2,229.28

3,940.60

Materiales

02040100010001	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg				21.8700
76.33						
0204120005	CLAVOS 3"	kg		18.2250	3.68	67.07
0231010001	MADERA TORNILLO (LARGA)	p2		729.0000	6.96	5,073.84
02310500010005	TRIPLAY DE 1.20X2.40 m X 18 mm	und				3.1639
96.00	303.73					

5,520.97

Equipos

0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	3,940.60	197.03
------------	-----------------------	-----	--	--------	----------	--------

197.03

Subpartidas

010106050107	DESENCOFRADO VIGAS	m2		72.9000	8.31	605.80
--------------	--------------------	----	--	---------	------	--------

605.80

Partida **02.02.05.03 ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2**

Rendimiento **kg/DIA** MO. **200.0000** EQ. **200.0000** Costo afectado por el metrado (617.88) **3,312.04**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	2.4715	25.15	62.16
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	24.7152	20.96	518.03

Fecha : 26/06/2018 05:21:33p.m.

Análisis de Precios Unitarios Afectado por el Metrado

Presupuesto **0202004** DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL

DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018

Subpresupuesto **002** ESTRUCTURAS Fecha presupuesto
16/06/2018

0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	24.7152	16.99	419.91
						1,000.10
	Materiales					
02040100020001		ALAMBRE NEGRO N° 16	kg	12.3576		3.49
43.13						
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	648.7740	2.86		1,855.49
						1,898.62
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	5.0000	1,000.10		50.01
0301330008	CIZALLA	und	61.7880	5.88		363.31
						413.32

Partida **02.02.06.01** CONCRETO f'c=280kg/cm2

Rendimiento **m3/DIA** MO. **30.0000** EQ. **30.0000** Costo afectado por el metrado (2.80) **1,096.69**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.2000	0.1492	25.15	3.75
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	1.4932	20.96	31.30
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	1.4932	16.99	25.37
0101010005	PEON	hh	8.0000	5.9732	15.29	91.33
01010100060003	OPERADOR DE EQUIPO MEDIANO	hh				2.0000
1.4932	20.96	31.30				183.05
	Materiales					
0201010022	ACEITE MULTIGRADO	gal		0.0112	58.99	0.66
0201020001	GRASA MULTIPROPOSITO	kg		0.0101	12.78	0.13
02010300010001	GASOLINA 84	gal			0.8400	11.63
02070100010002	PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3			1.4280	60.90
86.97						
02070200010002	ARENA GRUESA	m3			1.2600	45.25
57.02						
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.5292	6.82	3.61
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		37.3520	19.57	730.98
0231010004	REGLA DE MADERA	p2		0.1680	6.80	1.14
						890.28
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	183.05	9.15
03012900010002	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm				1.0000
0.7468	6.34	4.73				
03012900030004	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18 HP 11-12 P3	hm				
1.0000	0.7468	12.70	9.48			23.36

Partida **02.02.06.02** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA VIGAS

Rendimiento **m2/DIA** MO. **8.0000** EQ. **8.0000** Costo afectado por el metrado (12.96) **1,824.79**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	1.2960	25.15	32.59
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	12.9600	20.96	271.64
0101010005	PEON	hh	2.0000	25.9200	15.29	396.32
						700.55
	Materiales					
02040100010001	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg				3.8880
13.57						3.49
0204120005	CLAVOS 3"	kg		3.2400	3.68	11.92
0231010001	MADERA TORNILLO (LARGA)	p2		129.6000	6.96	902.02

Análisis de Precios Unitarios Afectado por el Metrado

Presupuesto **0202004** DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL

DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018

Subpresupuesto **002** ESTRUCTURAS Fecha presupuesto
16/06/2018

02310500010005	TRIPLAY DE 1.20X2.40 m X 18 mm	und	0.5625	
96.00	54.00			981.51

Equipos

0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	5.0000	700.55	35.03
					35.03

Subpartidas

010106050107	DESENCOFRADO VIGAS	m2	12.9600	8.31	107.70
					107.70

Partida **02.02.06.03** ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2

Rendimiento	kg/DIA	MO. 200.0000	EQ. 200.0000	Costo afectado por el metrado (389.84)	2,089.68
-------------	--------	--------------	--------------	--	-----------------

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	1.5594	25.15	39.22
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	15.5936	20.96	326.84
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	15.5936	16.99	264.94
						631.00

Materiales

02040100020001	ALAMBRE NEGRO N° 16	kg	7.7968	3.49	
27.21					
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	409.3320	2.86	1,170.69
					1,197.90

Equipos

0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	5.0000	631.00	31.55
0301330008	CIZALLA	und	38.9840	5.88	229.23
					260.78

Partida **02.02.07.01.01** CONCRETO f'c=280kg/cm2

Rendimiento	m3/DIA	MO. 30.0000	EQ. 30.0000	Costo afectado por el metrado (65.44)	25,631.24
-------------	--------	-------------	-------------	---------------------------------------	------------------

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.2000	3.4880	25.15	87.72
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	34.8992	20.96	731.49
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	34.8992	16.99	592.94
0101010005	PEON	hh	8.0000	139.6032	15.29	2,134.53
01010100060003	OPERADOR DE EQUIPO MEDIANO	hh				2.0000
34.8992	20.96					731.49
						4,278.17

Materiales

0201010022	ACEITE MULTIGRADO	gal	0.2618	58.99	15.44
0201020001	GRASA MULTIPROPOSITO	kg	0.2356	12.78	3.01
02010300010001	GASOLINA 84	gal		19.6320	11.63
228.32					
02070100010002	PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3		33.3744	60.90
2,032.50					
02070200010002	ARENA GRUESA	m3		29.4480	45.25
1,332.52					
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3		12.3682	6.82
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		872.9696	19.57
0231010004	REGLA DE MADERA	p2		3.9264	6.80
					20,806.86

Equipos

0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	5.0000	4,278.17	213.91
03012900010002	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm			1.0000
17.4528	6.34				110.65

Análisis de Precios Unitarios Afectado por el Metrado

Presupuesto **0202004** DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL

DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018

Subpresupuesto **002**
16/06/2018

ESTRUCTURAS Fecha presupuesto

03012900030004		MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18 HP 11-12 P3		hm
1.0000	17.4528	12.70	221.65	546.21

Partida **02.02.07.01.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO**

Rendimiento	m2/DIA	MO. 15.0000	EQ. 15.0000	Costo afectado por el metrado (48.54)	3,083.21
-------------	--------	-------------	-------------	---------------------------------------	-----------------

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	2.5872	25.15	65.07
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	25.8864	20.96	542.58
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	25.8864	16.99	439.81
1,047.46						
Materiales						
0204120005	CLAVOS 3''	kg		7.2810	3.68	26.79
0231010001	MADERA TORNILLO (LARGA)	p2		195.6162	6.96	1,361.49
1,388.28						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	1,047.46	52.37
52.37						
Subpartidas						
010106050109	DESENCOFRADO DEL ESTRIBO	m2		48.5400	12.26	595.10
595.10						

Partida **02.02.07.01.03 ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2**

Rendimiento	kg/DIA	MO. 200.0000	EQ. 200.0000	Costo afectado por el metrado (6,746.83)	36,165.24
-------------	--------	--------------	--------------	--	------------------

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	26.9873	25.15	678.73
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	269.8732	20.96	5,656.54
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	269.8732	16.99	4,585.15
10,920.42						
Materiales						
02040100020001				ALAMBRE NEGRO N° 16	kg	134.9366
470.93						3.49
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		7,084.1715	2.86	20,260.73
20,731.66						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	10,920.42	546.02
0301330008	CIZALLA	und		674.6830	5.88	3,967.14
4,513.16						

Partida **02.02.07.02.01 CONCRETO f'c=280kg/cm2**

Rendimiento	m3/DIA	MO. 30.0000	EQ. 30.0000	Costo afectado por el metrado (64.26)	25,169.06
-------------	--------	-------------	-------------	---------------------------------------	------------------

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.2000	3.4251	25.15	86.14
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	34.2699	20.96	718.30
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	34.2699	16.99	582.25
0101010005	PEON	hh	8.0000	137.0859	15.29	2,096.04
01010100060003	OPERADOR DE EQUIPO MEDIANO	hh				2.0000
34.2699	20.96			718.30		
4,201.03						
Materiales						
0201010022	ACEITE MULTIGRADO	gal		0.2570	58.99	15.16

Fecha : 26/06/2018 05:21:33p.m.

Análisis de Precios Unitarios Afectado por el Metrado

Presupuesto **0202004** DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL

DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018

Subpresupuesto **002** ESTRUCTURAS Fecha presupuesto
16/06/2018

0201020001	GRASA MULTIPROPOSITO	kg	0.2313	12.78	2.96
02010300010001	GASOLINA 84	gal		19.2780	11.63
224.20					
02070100010002	PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3		32.7726	60.90
1,995.85					
02070200010002	ARENA GRUESA	m3		28.9170	45.25
1,308.49					
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3	12.1451	6.82	82.83
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol	857.2284	19.57	16,775.96
0231010004	REGLA DE MADERA	p2	3.8556	6.80	26.22
					20,431.67

Equipos

0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	5.0000	4,201.03	210.05
03012900010002	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm			1.0000
17.1381	6.34				
03012900030004	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18 HP 11-12 P3	hm			
1.0000	17.1381		12.70	217.65	
					536.36

Partida **02.02.07.02.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO**

Rendimiento **m2/DIA** MO. **15.0000** EQ. **15.0000** Costo afectado por el metrado (422.07) **29,247.68**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	22.4963	25.15	565.78
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	225.0899	20.96	4,717.88
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	225.0899	16.99	3,824.28
						9,107.94

Materiales

0204120005	CLAVOS 3"	kg		63.3105	3.68	232.98
0231010001	MADERA TORNILLO (LARGA)	p2		1,700.9421	6.96	11,838.56
02310500010008	TRIPLAY DE 19 MM	und			24.4801	99.60
2,438.22						
						14,509.76

Equipos

0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	9,107.94	455.40
						455.40

Subpartidas

010106050109	DESENCOFRADO DEL ESTRIBO	m2		422.0700	12.26	5,174.58
						5,174.58

Partida **02.02.07.02.03 ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2**

Rendimiento **kg/DIA** MO. **200.0000** EQ. **200.0000** Costo afectado por el metrado (4,152.35) **22,257.97**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	16.6094	25.15	417.73
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	166.0940	20.96	3,481.33
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	166.0940	16.99	2,821.94
						6,721.00

Materiales

02040100020001	ALAMBRE NEGRO N° 16	kg		83.0470		3.49
289.83						
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		4,359.9675	2.86	12,469.51
						12,759.34

Equipos

0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	6,721.00	336.05
0301330008	CIZALLA	und		415.2350	5.88	2,441.58
						2,777.63

Fecha : 26/06/2018 05:21:33p.m.

Análisis de Precios Unitarios Afectado por el Metrado

Presupuesto **0202004** DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU
INFLUENCIA EN EL
DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018
 Subpresupuesto **002** **ESTRUCTURAS** Fecha presupuesto
16/06/2018

Partida **02.02.07.03.01 CONCRETO f'c=280kg/cm2**

Rendimiento **m3/DIA** MO. **30.0000** EQ. **30.0000** Costo afectado por el metrado (37.68) **14,758.31**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.2000	2.0083	25.15	50.51
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	20.0947	20.96	421.18
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	20.0947	16.99	341.41
0101010005	PEON	hh	8.0000	80.3827	15.29	1,229.05
01010100060003	OPERADOR DE EQUIPO MEDIANO	hh				2.0000
20.0947	20.96			421.18		
						2,463.33
Materiales						
0201010022	ACEITE MULTIGRADO	gal		0.1507	58.99	8.89
0201020001	GRASA MULTIPROPOSITO	kg		0.1356	12.78	1.73
02010300010001	GASOLINA 84	gal			11.3040	11.63
131.47						
02070100010002	PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3			19.2168	60.90
1,170.30						
02070200010002	ARENA GRUESA	m3			16.9560	45.25
767.26						
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3		7.1215	6.82	48.57
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		502.6512	19.57	9,836.88
0231010004	REGLA DE MADERA	p2		2.2608	6.80	15.37
						11,980.47
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	2,463.33	123.17
03012900010002	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm				1.0000
10.0493	6.34				63.71	
03012900030004	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18 HP 11-12 P3	hm				
1.0000	10.0493			12.70	127.63	
						314.51

Partida **02.02.07.03.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO**

Rendimiento **m2/DIA** MO. **15.0000** EQ. **15.0000** Costo afectado por el metrado (334.64) **23,189.13**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	17.8363	25.15	448.58
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	178.4635	20.96	3,740.59
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	178.4635	16.99	3,032.09
						7,221.26
Materiales						
0204120005	CLAVOS 3''	kg		50.1960	3.68	184.72
0231010001	MADERA TORNILLO (LARGA)	p2		1,348.5992	6.96	9,386.25
02310500010008	TRIPLAY DE 19 MM	und			19.4091	99.60
1,933.15						
						11,504.12
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	7,221.26	361.06
						361.06
Subpartidas						
010106050109	DESENCOFRADO DEL ESTRIBO	m2		334.6400	12.26	4,102.69
						4,102.69

Partida **02.02.07.03.03 ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2**

Rendimiento **kg/DIA** MO. **200.0000** EQ. **200.0000** Costo afectado por el metrado (3,048.60) **16,341.51**

Fecha : 26/06/2018 05:21:33p.m.

Análisis de Precios Unitarios Afectado por el Metrado

Presupuesto **0202004** DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU
INFLUENCIA EN EL
DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018
 Subpresupuesto **002** **ESTRUCTURAS** Fecha presupuesto
16/06/2018

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	12.1944	25.15	306.69
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	121.9440	20.96	2,555.95
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	121.9440	16.99	2,071.83
4,934.47						
Materiales						
02040100020001	ALAMBRE NEGRO N° 16	kg		60.9720		3.49
212.79						
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		3,201.0300	2.86	9,154.95
9,367.74						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	4,934.47	246.72
0301330008	CIZALLA	und		304.8600	5.88	1,792.58
2,039.30						

Partida **02.02.07.04.01 CONCRETO f'c=280kg/cm2**

Rendimiento **m3/DIA** MO. **30.0000** EQ. **30.0000** Costo afectado por el metrado (6.24) **2,444.06**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.2000	0.3326	25.15	8.36
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	3.3278	20.96	69.75
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	3.3278	16.99	56.54
0101010005	PEON	hh	8.0000	13.3118	15.29	203.54
01010100060003	OPERADOR DE EQUIPO MEDIANO	hh				2.0000
3.3278	20.96			69.75		
407.94						
Materiales						
0201010022	ACEITE MULTIGRADO	gal		0.0250	58.99	1.47
0201020001	GRASA MULTIPROPOSITO	kg		0.0225	12.78	0.29
02010300010001	GASOLINA 84	gal			1.8720	11.63
21.77						
02070100010002	PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3		3.1824		60.90
193.81						
02070200010002	ARENA GRUESA	m3		2.8080		45.25
127.06						
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3		1.1794	6.82	8.04
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		83.2416	19.57	1,629.04
0231010004	REGLA DE MADERA	p2		0.3744	6.80	2.55
1,984.03						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	407.94	20.40
03012900010002	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm				1.0000
1.6642	6.34			10.55		
03012900030004	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18 HP 11-12 P3	hm				
1.0000	1.6642			12.70	21.14	
52.09						

Partida **02.02.07.04.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA VIGA DE APOYO**

Rendimiento **m2/DIA** MO. **9.0000** EQ. **9.0000** Costo afectado por el metrado (96.52) **6,104.51**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	8.5806	25.15	215.80
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	85.7966	20.96	1,798.30
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	85.7966	16.99	1,457.68
3,471.78						

Fecha : 26/06/2018 05:21:33p.m.

Análisis de Precios Unitarios Afectado por el Metrado

Presupuesto **0202004** DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL

DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018

Subpresupuesto **002** ESTRUCTURAS Fecha presupuesto
16/06/2018

Materiales						
02040100010001		ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg	7.7216		3.49
26.95						
0204120004	CLAVOS 2''	kg	14.4780	4.08		59.07
0204120005	CLAVOS 3''	kg	28.9560	3.68		106.56
0231010001	MADERA TORNILLO (LARGA)	p2	210.4136	6.96		1,464.48
						1,657.06
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	5.0000	3,471.78		173.59
						173.59
Subpartidas						
010106050107	DESENCOFRADO VIGAS	m2	96.5200	8.31		802.08
						802.08

Partida **02.02.07.04.03 ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2**

Rendimiento **kg/DIA** MO. **200.0000** EQ. **200.0000** Costo afectado por el metrado (2,578.65) **13,822.42**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	10.3146	25.15	259.41
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	103.1460	20.96	2,161.94
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	103.1460	16.99	1,752.45
						4,173.80

Materiales						
02040100020001		ALAMBRE NEGRO N° 16	kg	51.5730		3.49
179.99						
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	2,707.5825	2.86		7,743.69
						7,923.68

Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	5.0000	4,173.80		208.69
0301330008	CIZALLA	und	257.8650	5.88		1,516.25
						1,724.94

Partida **02.02.07.05.01 CONCRETO f'c=280kg/cm2**

Rendimiento **m3/DIA** MO. **30.0000** EQ. **30.0000** Costo afectado por el metrado (0.30) **117.03**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	0.1600	20.96	3.35
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	0.1600	16.99	2.72
0101010005	PEON	hh	8.0000	0.6400	15.29	9.79
01010100060003	OPERADOR DE EQUIPO MEDIANO	hh				2.0000
0.1600	20.96	3.35				
						19.21

Materiales						
02010300010001		GASOLINA 84	gal	0.0900		11.63
02070100010002		PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3	0.1530		60.90
02070200010002		ARENA GRUESA	m3	0.1350		45.25
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3	0.0567	6.82		0.39
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol	4.0020	19.57		78.32
0231010004	REGLA DE MADERA	p2	0.0180	6.80		0.12
						95.31

Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	5.0000	19.61		0.98
03012900010002	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm				1.0000
0.0800	6.34	0.51				
03012900030004	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18 HP 11-12 P3	hm				
1.0000	0.0800	12.70	1.02			
						2.51

Fecha : 26/06/2018 05:21:33p.m.

Análisis de Precios Unitarios Afectado por el Metrado

Presupuesto **0202004** DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU
INFLUENCIA EN EL
 Subpresupuesto **002** DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018
16/06/2018 ESTRUCTURAS Fecha presupuesto

Partida **02.02.07.05.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA TRABA SISMICA**

Rendimiento **m2/DIA** MO. **14.0000** EQ. **14.0000** Costo afectado por el metrado (0.96) **50.77**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0548	25.15	1.38
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.5485	20.96	11.50
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.5485	16.99	9.32
22.20						
Materiales						
0204120005	CLAVOS 3''	kg		0.1440	3.68	0.53
0231010001	MADERA TORNILLO (LARGA)	p2		3.8688	6.96	26.93
27.46						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	22.20	1.11
1.11						

Partida **02.02.07.05.03 ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2**

Rendimiento **kg/DIA** MO. **200.0000** EQ. **200.0000** Costo afectado por el metrado (132.79) **711.80**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	0.5312	25.15	13.36
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	5.3116	20.96	111.33
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	5.3116	16.99	90.24
214.93						
Materiales						
02040100020001		ALAMBRE NEGRO N° 16	kg		2.6558	3.49
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		139.4295	2.86	398.77
408.04						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	214.93	10.75
0301330008	CIZALLA	und		13.2790	5.88	78.08
88.83						

9.27

Partida **02.02.08.01 CONCRETO f'c=280kg/cm2**

Rendimiento **m3/DIA** MO. **30.0000** EQ. **30.0000** Costo afectado por el metrado (69.60) **27,260.60**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.2000	3.7097	25.15	93.30
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	37.1177	20.96	777.99
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	37.1177	16.99	630.63
0101010005	PEON	hh	8.0000	148.4777	15.29	2,270.22
01010100060003	OPERADOR DE EQUIPO MEDIANO	hh				2.0000
37.1177	20.96			777.99		
4,550.13						
Materiales						
0201010022	ACEITE MULTIGRADO	gal		0.2784	58.99	16.42
0201020001	GRASA MULTIPROPOSITO	kg		0.2506	12.78	3.20
02010300010001	GASOLINA 84	gal			20.8800	11.63
242.83						
02070100010002	PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3			35.4960	60.90
2,161.71						
02070200010002	ARENA GRUESA	m3			31.3200	45.25
1,417.23						

Análisis de Precios Unitarios Afectado por el Metrado

Presupuesto **0202004** DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL

DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018

Subpresupuesto **002** ESTRUCTURAS Fecha presupuesto
16/06/2018

0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3		13.1544	6.82	89.71
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		928.4640	19.57	18,170.04
0231010004	REGLA DE MADERA	p2		4.1760	6.80	28.40
						22,129.54

Equipos

0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	4,550.13	227.51
03012900010002	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm				1.0000
18.5623	6.34			117.68		
03012900030004	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18 HP 11-12 P3	hm				
1.0000	18.5623			12.70	235.74	
						580.93

Partida **02.02.08.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA LOSAS**

Rendimiento **m2/DIA** MO. **8.0000** EQ. **8.0000** Costo afectado por el metrado (284.58) **37,704.35**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	28.4580	25.15	715.72
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	284.5800	20.96	5,964.80
0101010005	PEON	hh	2.0000	569.1600	15.29	8,702.46
						15,382.98

Materiales

02040100010001		ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8			kg	85.3740	3.49
297.96							
0204120005	CLAVOS 3''	kg		71.1450	3.68	261.81	
0231010001	MADERA TORNILLO (LARGA)	p2		2,845.8000	6.96	19,806.77	
02310500010005		TRIPLAY DE 1.20X2.40 m X 18 mm			und	12.3508	
96.00	1,185.68						
						21,552.22	

Equipos

0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	15,382.98	769.15
						769.15

Partida **02.02.08.03 ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2**

Rendimiento **kg/DIA** MO. **200.0000** EQ. **200.0000** Costo afectado por el metrado (8,076.40) **43,292.16**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	32.3056	25.15	812.49
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	323.0560	20.96	6,771.25
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	323.0560	16.99	5,488.72
						13,072.46

Materiales

02040100020001		ALAMBRE NEGRO N° 16		kg	161.5280	3.49
563.73						
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		8,480.2200	2.86	24,253.43
						24,817.16

Equipos

0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	13,072.46	653.62
0301330008	CIZALLA	und		807.6400	5.88	4,748.92
						5,402.54

Partida **02.02.09.01 CONCRETO fc' 175 kg/cm2**

Rendimiento **m3/DIA** MO. **160.0000** EQ. **160.0000** Costo afectado por el metrado (10.74) **420.93**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						

Análisis de Precios Unitarios Afectado por el Metrado

Presupuesto **0202004** DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL

DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018

Subpresupuesto **002** ESTRUCTURAS Fecha presupuesto
16/06/2018

0101010002	CAPATAZ	hh	0.2000	0.1074	25.15	2.70
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	1.0740	20.96	22.51
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	1.0740	16.99	18.25
0101010005	PEON	hh	6.0000	3.2220	15.29	49.26
						92.72

Materiales

02070200010001	ARENA FINA	m3	0.1396		30.00	4.19
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3	0.7303	6.82	4.98	
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol	1.0740	19.57	21.02	
02190100010024	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=140 kg/cm2m3				1.1599	
250.00	289.98					

320.17

Equipos

0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	5.0000	92.72	4.64	
03012900010002	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm			1.0000	
0.5370	6.34		3.40			

8.04

Partida **02.02.09.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VEREDAS**

Rendimiento **m2/DIA** MO. **14.0000** EQ. **14.0000** Costo afectado por el metrado (32.60) **2,123.49**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	1.8615	25.15	46.82
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	18.6276	20.96	390.43
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	18.6276	16.99	316.48
						753.73

Materiales

0204120005	CLAVOS 3''	kg		4.8900	3.68	18.00
0231010001	MADERA TORNILLO (LARGA)	p2		131.3780	6.96	914.39
						932.39

Equipos

0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	5.0000	753.73	37.69	
						37.69

Subpartidas

010106050109	DESENCOFRADO DEL ESTRIBO	m2		32.6000	12.26	399.68
						399.68

Partida **02.02.09.03 CARPETA ASFALTICA EN CALIENTE DE 2"**

Rendimiento **m2/DIA** MO. **2,500.0000** EQ. **2,500.0000** Costo afectado por el metrado (288.00) **6,215.96**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	1.0000	0.9216	25.15	23.18
0101010004	OFICIAL	hh	3.0000	2.7648	16.99	46.97
0101010005	PEON	hh	10.0000	9.2160	15.29	140.91
						211.06

Materiales

0201050005	MEZCLA ASFALTICA	m3		18.0000	240.00	4,320.00
02030300010003	TRANSPORTE DE MEZCLA ASFALTICA	m3				18.0000
79.00	1,422.00					

5,742.00

Equipos

0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	5.0000	211.06	10.55	
03011000040002	RODILLO NEUMATICO AUTOPREPULSADO 81-100HP 5.5-20TON	hm			68.60	
1.0000	0.9216		63.22			
03011000050001	RODILLO TANDEM EST 8-10 ton	hm		1.0000	0.9216	
44.53	41.04					

Fecha : 26/06/2018 05:21:33p.m.

Análisis de Precios Unitarios Afectado por el Metrado

Presupuesto **0202004** DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU
 INFLUENCIA EN EL
 Subpresupuesto **002** DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018
16/06/2018 ESTRUCTURAS Fecha presupuesto

03013900020002		PAVIMENTADORA SOBRE ORUGAS 69 HP 10-16'	hm
1.0000	0.9216	160.69 148.09	262.90

Análisis de Precios Unitarios Afectado por el Metrado

Presupuesto **0202004** DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL

DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018

Subpresupuesto **003** | **VARIOS** Fecha presupuesto
16/06/2018

Partida **03.01** **APOYOS DE NEOPRENO**

Rendimiento **und/DIA** MO. **1.0000** EQ. **1.0000** Costo afectado por el metrado (8.00) **11,202.45**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ	hh	0.5000	32.0000	25.15	804.80	
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	64.0000	20.96	1,341.44	
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	64.0000	16.99	1,087.36	
0101010005	PEON	hh	1.0000	64.0000	15.29	978.56	
4,212.16							
Materiales							
02010500030003				NEOPRENO SHORE 70° 50X50X2CM	und	8.0000	
847.46	6,779.68						6,779.68
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	4,212.16	210.61	
210.61							

Partida **03.02** **BARANDA DE Fe GALVANIZADO 3"**

Rendimiento **m/DIA** MO. **10.0000** EQ. **10.0000** Costo afectado por el metrado (194.43) **54,212.27**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	15.5544	25.15	391.19	
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	155.5440	20.96	3,260.20	
0101010005	PEON	hh	3.0000	466.6320	15.29	7,134.80	
10,786.19							
Materiales							
0201010023	ACETILENO	m3		38.8860	65.58	2,550.14	
0204180006	PLANCHA DE ACERO	kg		11.2381	776.13	8,722.23	
0240020001	PINTURA ESMALTE	gal		29.1645	33.45	975.55	
0240070001	PINTURA ANTICORROSIVA	gal		29.1645	33.45	975.55	
02400800150001		SOLVENTE XILOL		gal	29.1645	52.65	
1,535.51							
0255060001	OXIGENO	m3		116.6580	23.70	2,764.79	
02550800140002		SOLDADURA (AWS E6011)		kg	486.0750	13.10	
6,367.58							
0265060002	TUBO DE Fe GALVANIZADO 3 "	mll		204.1515	87.56	17,875.51	
41,766.86							
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.0000	10,786.19	539.31	
0301120002	EQUIPO DE PINTURA	hm	1.0000	155.5440	1.59	247.31	
0301310002	SOLDADORA ELECTRICA TRIFASICA	hm	1.0000	155.5440	5.61	872.60	
1,659.22							

Partida **03.03** **IMPRIMACION ASFALTICA**

Rendimiento **m2/DIA** MO. **2,000.0000** EQ. **2,000.0000** Costo afectado por el metrado (288.00) **779.12**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ	hh	1.0000	1.1520	25.15	28.97	
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	1.1520	16.99	19.57	
0101010005	PEON	hh	6.0000	6.9120	15.29	105.68	
154.22							
Materiales							
0201040002	KEROSENE INDUSTRIAL	gal		12.9600	7.02	90.98	
02010500010001		ASFALTO RC-250		gal	73.4400	4.66	
342.23							

Análisis de Precios Unitarios Afectado por el Metrado

Presupuesto **0202004** DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL
 Subpresupuesto **003** DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018
16/06/2018 VARIOS Fecha presupuesto

						433.21
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	5.0000	154.22		7.71
03012200080002		CAMION IMPRIMADOR 6X2 178-210 HP 1,800 glhm			1.0000	1.0000
1.1520	122.05	140.60				
0301390008	COCINA DE ASFALTO	hm	1.0000	1.1520	37.66	43.38
						191.69

Fórmula Polinómica

Presupuesto 0202004 DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018

Fecha Presupuesto 16/06/2018

Moneda NUEVOS SOLES

Ubicación Geográfica 021801 ANCASH - SANTA - CHIMBOTE

$$K = 0.113*(Hr / Ho) + 0.326*(Mr / Mo) + 0.242*(Ar / Ao) + 0.125*(Mr / Mo) + 0.194*(Cr / Co)$$

Monomio	Factor	(%) Símbolo	Indice	Descripción
1	0.113	100.000 H	37	HERRAMIENTA MANUAL
2	0.326	100.000 M	47	MANO DE OBRA INC. LEYES SOCIALES
3	0.242	100.000 A	03	ACERO DE CONSTRUCCION CORRUGADO
4	0.125	100.000 M	43	MADERA NACIONAL PARA ENCOF. Y CARPINT.
5	0.194	100.000 C	21	CEMENTO PORTLAND TIPO I

Fórmula Polinómica

Presupuesto 0202004 DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018

Fecha Presupuesto 16/06/2018

Moneda NUEVOS SOLES

Ubicación Geográfica 021801 ANCASH - SANTA - CHIMBOTE

$$K = 0.113*(Hr / Ho) + 0.326*(Mr / Mo) + 0.242*(Ar / Ao) + 0.125*(Mr / Mo) + 0.194*(Cr / Co)$$

Monomio	Factor	(%) Símbolo	Indice	Descripción
1	0.113	100.000 H	37	HERRAMIENTA MANUAL
2	0.326	100.000 M	47	MANO DE OBRA INC. LEYES SOCIALES
3	0.242	100.000 A	03	ACERO DE CONSTRUCCION CORRUGADO
4	0.125	100.000 M	43	MADERA NACIONAL PARA ENCOF. Y CARPINT.
5	0.194	100.000 C	21	CEMENTO PORTLAND TIPO I

Gastos generales

Presupuesto 0202004 DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018

Fecha 16/06/2018

Moneda 01 NUEVOS SOLES

GASTOS VARIABLES**159,410.00****MANO DE OBRA INDIRECTA**

Código	Descripción	Unidad	Personas	%Particip.	Tiempo	Sueldo/Jornal	Parcial
14001	INGENIERO RESIDENTE DE OBRA	mes	1.00	100.00	5.00	6,000.00	30,000.00
14002	INGENIERO ASISTENTE DE OBRA	mes	1.00	100.00	5.00	3,000.00	15,000.00
14003	INGENIERO METRADOS Y VALORIZACIONES	mes	1.00	30.00	5.00	3,000.00	4,500.00
14004	ADMINISTRADOR DE OBRA	mes	1.00	100.00	5.00	2,800.00	14,000.00
14005	TECNICO LABORATORIO	mes	1.00	20.00	5.00	2,500.00	2,500.00
14006	ALMACENERO	mes	1.00	100.00	5.00	1,000.00	5,000.00
14008	GUARDIAN	mes	3.00	100.00	5.00	600.00	9,000.00
Subtotal							80,000.00

MANO DE OBRA INDIRECTA(OFICINA CENTRAL)

Código	Descripción	Unidad	Personas	%Particip.	Tiempo	Sueldo/Jornal	Parcial
16001	INGENIERO GERENTE DE OBRA	mes	1.00	100.00	5.00	6,000.00	30,000.00
16002	CONTADOR	mes	1.00	100.00	5.00	2,000.00	10,000.00
16003	SECRETARIA	mes	1.00	100.00	5.00	1,000.00	5,000.00
16004	GUARDIAN	mes	1.00	100.00	5.00	600.00	3,000.00
Subtotal							48,000.00

ALIMENTACION

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Parcial
19001	PERSONAL PROFESIONAL	mes	4.00	750.00	3,000.00
19002	PERSONAL TECNICO	mes	2.00	600.00	1,200.00
Subtotal					4,200.00

VEHICULOS

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tiempo	Costo	Parcial
20001	CAMIONETA 4X4/ PRODUCCION	mes	1.00	5.00	3,500.00	17,500.00
Subtotal						17,500.00

MATERIALES DE LIMPIEZA

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Parcial
21001	MATERIALES DE LIMPIEZA	mes	1.00	210.00	210.00
Subtotal					210.00

MATERIALES, SERVICIOS Y EQUIPOS

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Parcial
22001	COMPUTADORAS E IMPRESORAS (ALQUILER)	gib	2.00	3,500.00	7,000.00
22002	MATERIALES DE OFICINA Y COPIAS EN GENERAL	mes	1.00	2,500.00	2,500.00
Subtotal					9,500.00

GASTOS FIJOS**39,420.00****SEGUROS**

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tiempo	Costo	Parcial
26001	ACCIDENTE DE PERSONAL (1.00% del monto asegurado)	gib	5.00	1.00	1,164.00	5,820.00
26003	RESPONSABILIDAD FRENTE A TERCEROS		5.00	1.00	1,420.00	7,100.00

Fecha : 26/06/2018 05:24:13p.m.

glb

(0.20% DEL MONTO ASEGURADO)

Gastos generales

Presupuesto **0202004 DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018**

Fecha **16/06/2018**

Moneda **01 NUEVOS SOLES**

Subtotal 12,920.00

GASTOS DIVERSOS

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Parcial
28001	MOVILIDAD PARA OFICINA	glb	1.00	500.00	500.00
28002	CONTROLES DE CALIDAD DE CONCRETO Y OTROS	glb	5.00	2,500.00	12,500.00
28003	GASTOS DE LICITACION	glb	1.00	10,000.00	10,000.00
28004	GASTOS LEGALES	glb	1.00	3,500.00	3,500.00

Subtotal 26,500.00

Total gastos generales 198,830.00

Precios y cantidades de recursos requeridos

Obra **0202004** DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018

Fecha **01/06/2018**

Lugar **021801** ANCASH - SANTA - CHIMBOTE

Código	Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
MANO DE OBRA					
0101010002	CAPATAZ	hh	437.6000	25.15	11,005.73
0101010003	OPERARIO	hh	3,612.0100	20.96	75,707.75
0101010004	OFICIAL	hh	3,067.9400	16.99	52,124.36
0101010005	PEON	hh	4,993.6300	15.29	76,352.60
01010100060003	OPERADOR DE EQUIPO MEDIANO	hh	641.4800	20.96	13,445.33
0101030000	TOPOGRAFO	hh	10.0000	21.48	214.80
0101040002	MANO DE OBRA	%pu			1,000.00
					229,850.57
MATERIALES					
0201010022	ACEITE MULTIGRADO	gal	1.7200	58.99	101.36
0201010023	ACETILENO	m3	38.8900	65.58	2,550.14
0201020001	GRASA MULTIPROPOSITO	kg	1.5500	12.78	19.77
0201030001	GASOLINA	gal	2.7200	9.69	26.36
02010300010001	GASOLINA 84	gal	128.8700	11.63	1,498.79
0201030002	AGENTES DEMOLDANTES	l	1.5800	5.69	9.01
0201040002	KEROSENE INDUSTRIAL	gal	12.9600	7.02	90.98
02010500010001	ASFALTO RC-250	gal	73.4400	4.66	342.23
02010500030003	NEOPRENO SHORE 70° 50X50X2CM	und	8.0000	847.46	6,779.68
0201050005	MEZCLA ASFALTICA	m3	18.0000	240.00	4,320.00
02030300010003	TRANSPORTE DE MEZCLA ASFALTICA	m3	18.0000	79.00	1,422.00
02040100010001	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg	236.7200	3.49	826.17
02040100020001	ALAMBRE NEGRO N° 16	kg	823.8000	3.49	2,875.07
0204010008	TORRE ANDAMIO METALICO	m3	5.2800	9.92	52.36
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	43,249.6800	2.86	123,694.08
0204120001	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA	kg	1.0200	3.68	3.75
02041200010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg	0.8500	3.68	3.13
0204120004	CLAVOS 2"	kg	14.4800	4.08	59.07
0204120005	CLAVOS 3"	kg	351.6500	3.68	1,294.08
0204180006	PLANCHA DE ACERO	kg	11.2400	776.13	8,722.23
02070100010002	PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3	219.0900	60.90	13,342.33
02070200010001	ARENA FINA	m3	0.1400	30.00	4.19
02070200010002	ARENA GRUESA	m3	193.3100	45.25	8,747.34
0207030001	HORMIGON	m3	8.0400	38.00	305.67
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3	237.7200	6.82	1,621.23
0210030003	MALLA RASCHEL al 90% Rollo de 100mx4.20m	rl	1.0000	780.00	780.00
0211010001	arandela 5/8"	und	15.0000	0.80	12.00
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol	5,766.7200	19.57	112,854.75
0213030003	YESO (20 KG)	kg	12.5000	15.34	191.75
0218020002	PERNO 5/8" x 10" CON TUERCA	und	15.0000	4.20	63.00
02190100010024	CONCRETO PREMEZCLADO F'c=140 kg/cm2	m3	1.1600	250.00	289.98
0231010001	MADERA TORNILLO (LARGA)	p2	11,447.9300	6.96	79,677.58
0231010003	MADERA TORNILLO	p2	70.0000	6.96	487.20
0231010004	REGLA DE MADERA	p2	25.7700	6.80	175.27
02310500010005	TRIPLAY DE 1.20X2.40 m X 18 mm	und	33.1300	96.00	3,180.38
02310500010007	TRIPLAY DE 1.20X2.40 m X 12 mm	und	4.8300	72.00	347.62
02310500010008	TRIPLAY DE 19 MM	und	43.8900	99.60	4,371.37
0231220002	MADERA NACIONAL	%pu			500.00
0234030001	PLANCHA DE FIBRACEMENTO	m2	10.8800	53.90	586.43
0240010001	PINTURA LATEX	gal	1.5000	35.32	52.98
0240020001	PINTURA ESMALTE	gal	29.1600	33.45	975.55
0240020016	PINTURA ESMALTE SINTETICO STANDAR	gal	0.2500	42.88	10.72
0240070001	PINTURA ANTICORROSIVA	gal	29.1600	33.45	975.55
02400800150001	SOLVENTE XILOL	gal	29.1600	52.65	1,535.51
0242040001	MATERIALES DIVERSOS	%pu			2,000.00
0255060001	OXIGENO	m3	116.6600	23.70	2,764.79
02550800140002	SOLDADURA (AWS E6011)	kg	486.0800	13.10	6,367.58
02560300010003	DUCHAS DE SEGURIDAD	und	2.0000	54.00	108.00
0264010001	VARANDAS	und	2.0000	15.60	31.20
0265060002	TUBO DE Fe GALVANIZADO 3 "	ml	204.1500	87.56	17,875.51
0267010004	CASCO DE SEGURIDAD	und	1.0000	6.50	6.50
0267020009	LENTES DE SEGURIDAD	und	1.0000	6.50	6.50
0267030008	PROTECTOR DE OIDOS TIPO TAPON	und	1.0000	1.80	1.80
0267040005	MASCARILLA DE 1 VIA	und	1.0000	18.50	18.50
0267050001	GUANTES DE CUERO	par	1.0000	17.50	17.50

0267070005	BOTAS DE CAUCHO	par	1.0000	52.00	52.00
0267080021	ARNES TIPO PARACAIDISTA DE TRES ANILLOS	und	1.0000	198.20	198.20

Precios y cantidades de recursos requeridos

Obra **0202004** DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018

Fecha **01/06/2018**

Lugar **021801** ANCASH - SANTA - CHIMBOTE

Código	Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
0267100001	EXTINTOR DE POLVO QUIMICO SECO (PQS)	und	10.0000	75.00	750.00
0267110004	SEÑALES DE OBLIGACION, PREVENCIÓN, PROHIBICIÓN E INFORMACIÓN SURTIDA	und	10.0000	45.00	450.00
02671100040001	SEÑALES INTERNAS Y EXTERNAS	est	10.0000	40.00	400.00
02671100040004	SEÑAL PREVENTIVA DE MADERA (INCLUYE POSTE DE MADERA)	und	10.0000	60.00	600.00
02671100040006	SEÑAL PREVENTIVA 75 X 75 cm	und	10.0000	80.00	800.00
0267110022	CONO DE SEÑALIZACIÓN	und	10.0000	37.50	375.00
0267110023	CONOS DE SEÑALIZACIÓN	und	10.0000	37.50	375.00
0272040053	MOLDE CILINDRICO REUTILIZABLE DE PERSIANAS METÁLICAS	m2	0.5300	460.00	242.79
0276010015	WINCHA	und	0.5000	25.00	12.50
0290010003	GIGANTOGRAFÍA SEGUN DISEÑO	m2	17.3000	41.80	723.14
02901300040003	LAVA OJOS DE SEGURIDAD	und	2.0000	41.30	82.60
0290140003	CINTAS DE SEGURIDAD	rl	4.0000	65.00	260.00
					420,297.77
EQUIPOS					
0301000010	GPS	he	10.0000	37.98	379.80
03010000110001	TEODOLITO DE PRECISIÓN 7	día	1.2500	88.48	110.60
0301000014	MIRATAPOGRAFICA	h	10.0000	1.66	16.60
0301000015	JALONES	día	2.5000	1.43	3.58
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo			11,108.53
03010600020007	REGLA DE MADERA PINO 2" X 6" X 10'	und	0.3400	18.20	6.19
0301100001	COMPACTADORA VIBRATORIA TIPO PLANCHA 7 HP	hm	412.3800	38.04	15,686.97
03011000040002	RODILLO NEUMÁTICO AUTOPREPULSADO 81-100HP 5.5-20TON	hm	0.9200	68.60	63.22
03011000050001	RODILLO TANDEM EST 8-10 ton	hm	0.9200	44.53	41.04
0301120002	EQUIPO DE PINTURA	hm	155.5400	1.59	247.31
03011600010003	CARGADOR SOBRE LLANTAS DE 125-135 HP 3 yd3	hm	41.5800	218.27	9,075.25
03012200080002	CAMIÓN IMPRIMADOR 6X2 178-210 HP 1,800 gl	hm	1.1500	122.05	140.60
0301220009	CAMIÓN VOLQUETE 6X4 330 HP 15 M3	hm	13.3300	313.34	4,178.20
03012900010002	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	115.1000	6.34	729.76
03012900030001	MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)	hm	4.5400	24.94	113.12
03012900030004	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18 HP 11-12 P3	hm	114.5700	12.70	1,455.03
0301310002	SOLDADORA ELÉCTRICA TRIFÁSICA	hm	155.5400	5.61	872.60
0301330008	CIZALLA	und	4,119.0200	5.88	24,219.83
03013900020002	PAVIMENTADORA SOBRE ORUGAS 69 HP 10-16'	hm	0.9200	160.69	148.09
0301390008	COCINA DE ASFALTO	hm	1.1500	37.66	43.38
0301500001	EQUIPOS DIVERSOS	%pu			1,500.00
0304010003	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN	glb	1.0000	10,593.22	10,593.22
					80,732.92
SUBCONTRATOS					
0400030004	SC ALQUILER DE BAÑOS PORTÁTILES LTs.	glb	300.0000	11.00	3,300.00
0428010001	SC ELABORACIÓN DEL PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD EN EL TRABAJO	glb	1.0000	3,500.00	3,500.00
0428010002	SC PREVENCIÓNISTA DE SEGURIDAD	día	30.0000	145.00	4,350.00
					11,150.00
				TOTAL	S/.
					742,031.26

Presupuesto

Presupuesto 0202004 DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018

Subpresupuesto 001 OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMINARES, SEGURIDAD Y SALUD

Cliente MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE SANTA

Costo al 16/06/2018

Lugar ANCASH - SANTA - CHIMBOTE

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMINARES, SEGURIDAD Y SALUD				51,460.82
01.01	OBRAS PROVISIONALES Y TRABAJOS PRELIMINARES				38,298.02
01.01.01	OBRAS PROVISIONALES				29,673.02
01.01.01.01	CONSTRUCCION PROVISIONAL PARA OFICINA, ALMACEN, CASETA DE GUARDIANIA	m2	68.00	199.58	13,571.44
01.01.01.02	CARTEL DE IDENTIFICACION DE OBRA 4.80 x 3.60M.	und	1.00	2,208.36	2,208.36
01.01.01.03	ALQUILER DE SS.HH. PROVISIONALES	día	150.00	22.00	3,300.00
01.01.01.04	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS Y HERRAMIENTOS	glb	1.00	10,593.22	10,593.22
01.01.02	INSTALACIONES PROVISIONALES				5,000.00
01.01.02.01	INSTALACION PROVICIONAL DE AGUA Y LUZ	est	1.00	5,000.00	5,000.00
01.01.03	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR				3,625.00
01.01.03.01	LIMPIEZA DEL TERRENO MANUAL	m2	500.00	3.74	1,870.00
01.01.03.02	TRAZO Y REPLANTEO CON HERRAMIENTAS MANUALES	m2	500.00	3.51	1,755.00
01.02	SEGURIDAD Y SALUD				13,162.80
01.02.01	ELABORACIÓN, IMPLEMENTACIÓN Y ADMINISTRACIÓN DEL PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD EN EL TRABAJO	glb	1.00	3,500.00	3,500.00
01.02.02	EQUIPOS DE PROTECCIÓN INDIVIDUAL	und	1.00	301.00	301.00
01.02.03	EQUIPOS DE PROTECCIÓN COLECTIVA	glb	1.00	2,256.80	2,256.80
01.02.04	SEÑALIZACIÓN TEMPORAL DE SEGURIDAD	glb	1.00	2,755.00	2,755.00
01.02.05	CAPACITACIÓN EN SEGURIDAD Y SALUD	glb	1.00	4,350.00	4,350.00
	COSTORIDERCTO				51,460.82
	GASTOS GENERALES 26.7944%				
	UTILIDADES 10%				514,608.20
	SUBTOTAL				566,069.02
	IMPUESTO (IGV 18%)				101,892.42
	TOTAL PRESUPUESTO				101,892.42

SON : CIENTO UNO MIL OCHOCIENTOS NOVENTIDOS Y 42/100 NUEVOS SOLES

Presupuesto

Presupuesto	0202004	DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018		
Subpresupuesto	002	ESTRUCTURAS		
Cliente	MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE SANTA		Costo al	16/06/2018
Lugar	ANCASH - SANTA - CHIMBOTE			

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
02	ESTRUCTURAS				624,396.38
02.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS				56,762.62
02.01.01	EXCAVACION MASIVA	m3	1,432.38	8.09	11,587.95
02.01.02	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m3	1,288.69	31.16	40,155.58
02.01.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	143.69	34.93	5,019.09
02.02	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				567,633.77
02.02.01	ZAPATAS				14,435.78
02.02.01.01	CONCRETO f'c=280kg/cm2	m3	25.20	391.69	9,870.59
02.02.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	23.60	65.15	1,537.54
02.02.01.03	ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2	kg	564.86	5.36	3,027.65
02.02.02	COLUMNAS				18,586.28
02.02.02.01	CONCRETO f'c=280kg/cm2	m3	10.56	391.69	4,136.25
02.02.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA COLUMNAS	m2	52.78	28.34	1,495.79
02.02.02.03	ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2	kg	2,416.83	5.36	12,954.21
02.02.03	VIGAS EXTERIORES				86,476.24
02.02.03.01	CONCRETO f'c=280kg/cm2	m3	69.70	391.69	27,300.79
02.02.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA VIGAS	m2	200.30	140.81	28,204.24
02.02.03.03	ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2	kg	5,778.21	5.36	30,971.21
02.02.04	VIGAS PRINCIPALES				90,262.74
02.02.04.01	CONCRETO f'c=280kg/cm2	m3	69.70	391.69	27,300.79
02.02.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA VIGAS	m2	192.60	140.81	27,120.01
02.02.04.03	ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2	kg	6,686.93	5.36	35,841.94
02.02.05	VIGAS DE ARRIOSTRE				16,749.58
02.02.05.01	CONCRETO f'c=280kg/cm2	m3	8.10	391.69	3,172.69
02.02.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA VIGAS	m2	72.90	140.81	10,265.05
02.02.05.03	ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2	kg	617.88	5.36	3,311.84
02.02.06	VIGA CABEZAL				5,011.17
02.02.06.01	CONCRETO f'c=280kg/cm2	m3	2.80	391.69	1,096.73
02.02.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA VIGAS	m2	12.96	140.81	1,824.90
02.02.06.03	ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2	kg	389.84	5.36	2,089.54
02.02.07	ESTRIBO				219,094.10
02.02.07.01	CIMENTACION DEL ESTRIBO				64,878.48
02.02.07.01.01	CONCRETO f'c=280kg/cm2	m3	65.44	391.69	25,632.19
02.02.07.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	48.54	63.52	3,083.26
02.02.07.01.03	ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2	kg	6,746.83	5.36	36,163.01
02.02.07.02	PANTALLA DEL ESTRIBO				76,676.05
02.02.07.02.01	CONCRETO f'c=280kg/cm2	m3	64.26	391.69	25,170.00
02.02.07.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	422.07	69.30	29,249.45
02.02.07.02.03	ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2	kg	4,152.35	5.36	22,256.60
02.02.07.03	CONTRAFUERTE DEL ESTRIBO				54,289.93
02.02.07.03.01	CONCRETO f'c=280kg/cm2	m3	37.68	391.69	14,758.88
02.02.07.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	334.64	69.30	23,190.55
02.02.07.03.03	ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2	kg	3,048.60	5.36	16,340.50
02.02.07.04	VIGA DE APOYO DEL ESTRIBO				22,369.63
02.02.07.04.01	CONCRETO f'c=280kg/cm2	m3	6.24	391.69	2,444.15
02.02.07.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA VIGA DE APOYO	m2	96.52	63.24	6,103.92
02.02.07.04.03	ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2	kg	2,578.65	5.36	13,821.56
02.02.07.05	TRABA SISMICA				880.03
02.02.07.05.01	CONCRETO f'c=280kg/cm2	m3	0.30	391.69	117.51
02.02.07.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA TRABA SISMICA	m2	0.96	52.89	50.77
02.02.07.05.03	ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2	kg	132.79	5.36	711.75
02.02.08	LOSA				108,257.97
02.02.08.01	CONCRETO f'c=280kg/cm2	m3	69.60	391.69	27,261.62
02.02.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA LOSAS	m2	284.58	132.50	37,706.85
02.02.08.03	ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2	kg	8,076.40	5.36	43,289.50
02.02.09	VEREDAS Y CARPETA ASFALTICA				8,759.94

Presupuesto

Presupuesto **0202004** DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018

Subpresupuesto **002** ESTRUCTURAS

Ciente MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE SANTA

Costo al **16/06/2018**

Lugar **ANCASH - SANTA - CHIMBOTE**

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
02.02.09.01	CONCRETO fc' 175 kg/cm2	m3	10.74	39.20	421.01
02.02.09.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE VEREDAS	m2	32.60	65.15	2,123.89
02.02.09.03	CARPETA ASFALTICA EN CALIENTE DE 2"	m2	288.00	21.58	6,215.04
Costo Directo					624,396.39

SON : SEISCIENTOS VEINTICUATRO MIL TRESCIENTOS NOVENTISEIS Y 39/100 NUEVOS SOLES

Presupuesto

Presupuesto **0202004** DISEÑO DEL PUENTE TANGAY PROLONGACIÓN DE LA AVENIDA PERÚ DEL DISTRITO DE CHIMBOTE Y SU INFLUENCIA EN EL DESARROLLO ECONÓMICO DEL CENTRO POBLADO TANGAY, ÁNCASH - 2018

Subpresupuesto **003** VARIOS

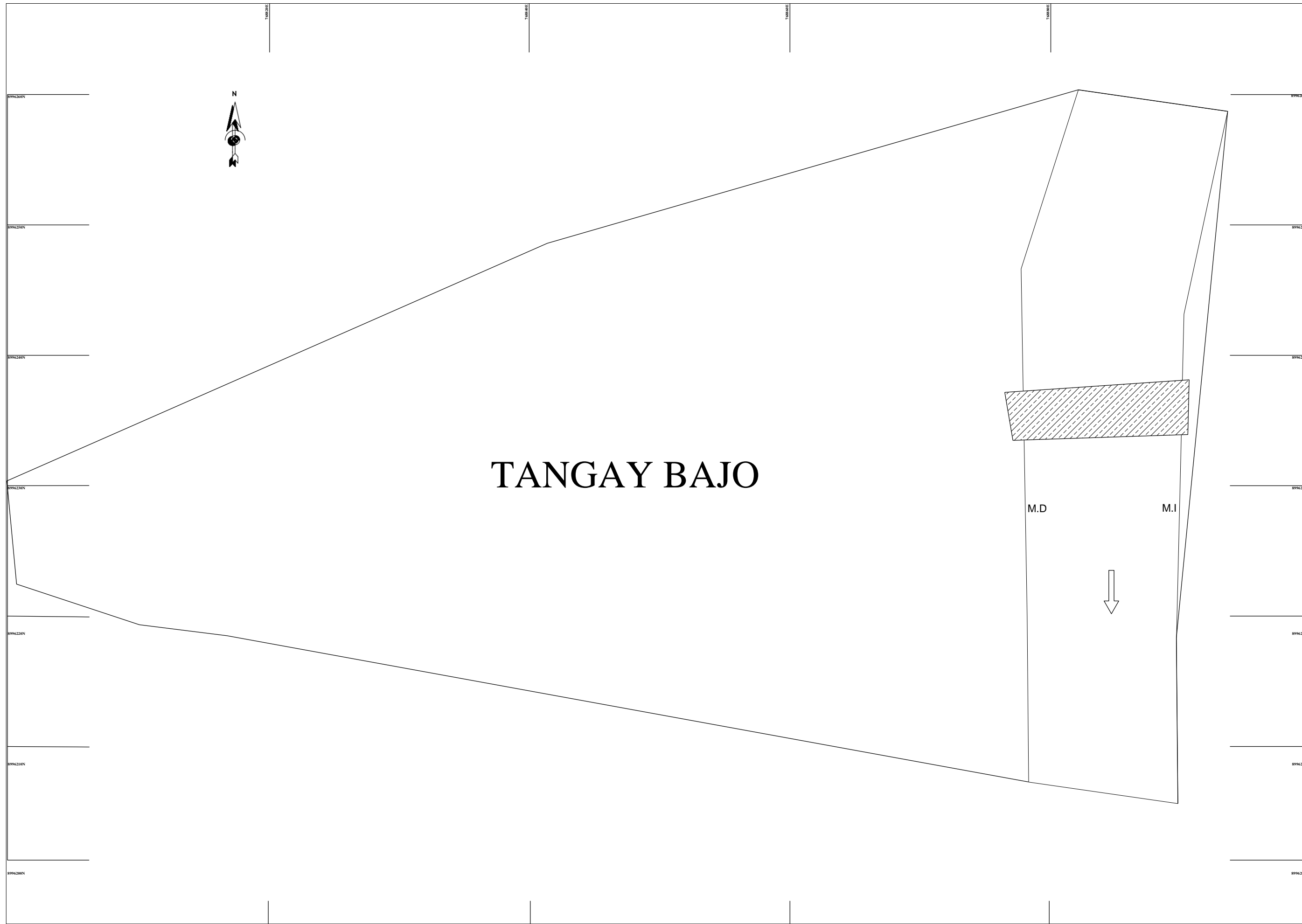
Cliente **MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE SANTA**

Costo al **16/06/2018**

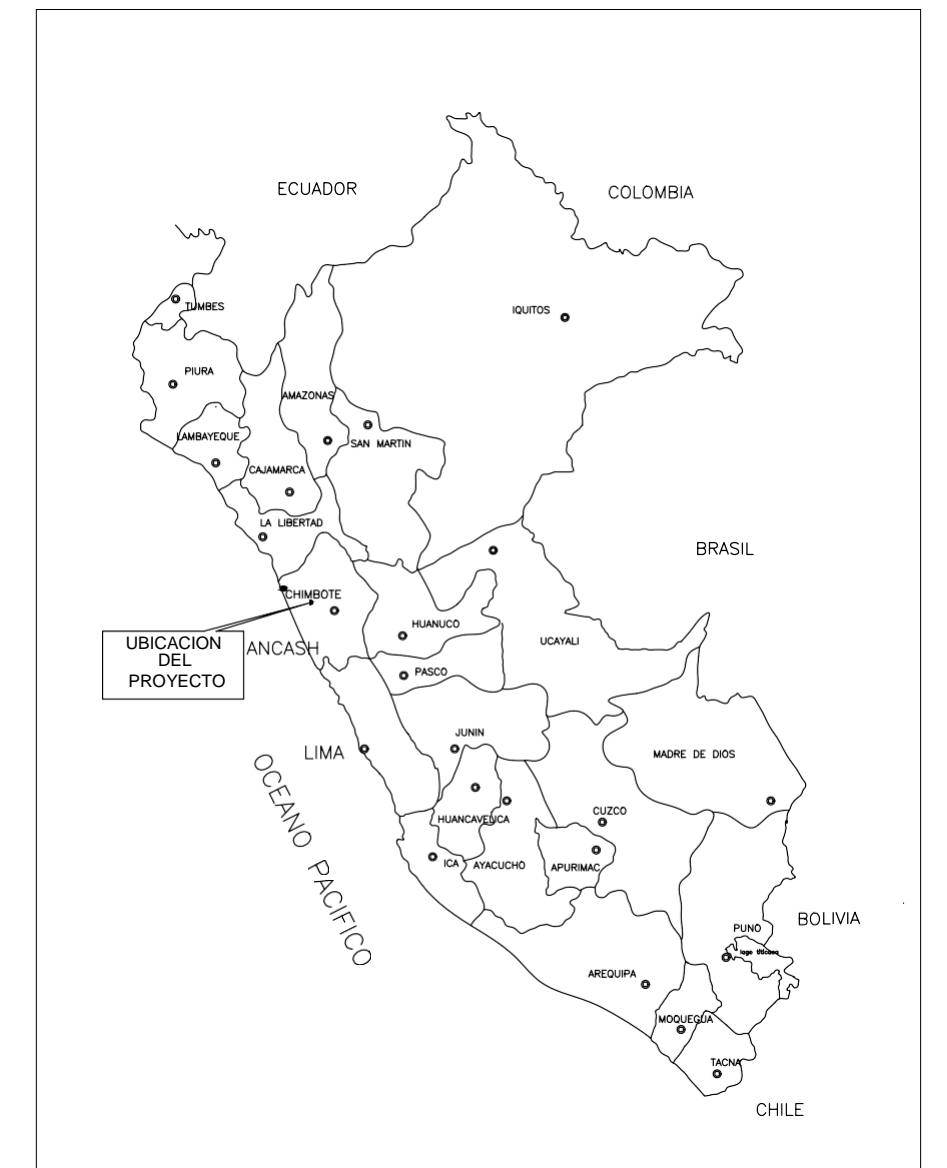
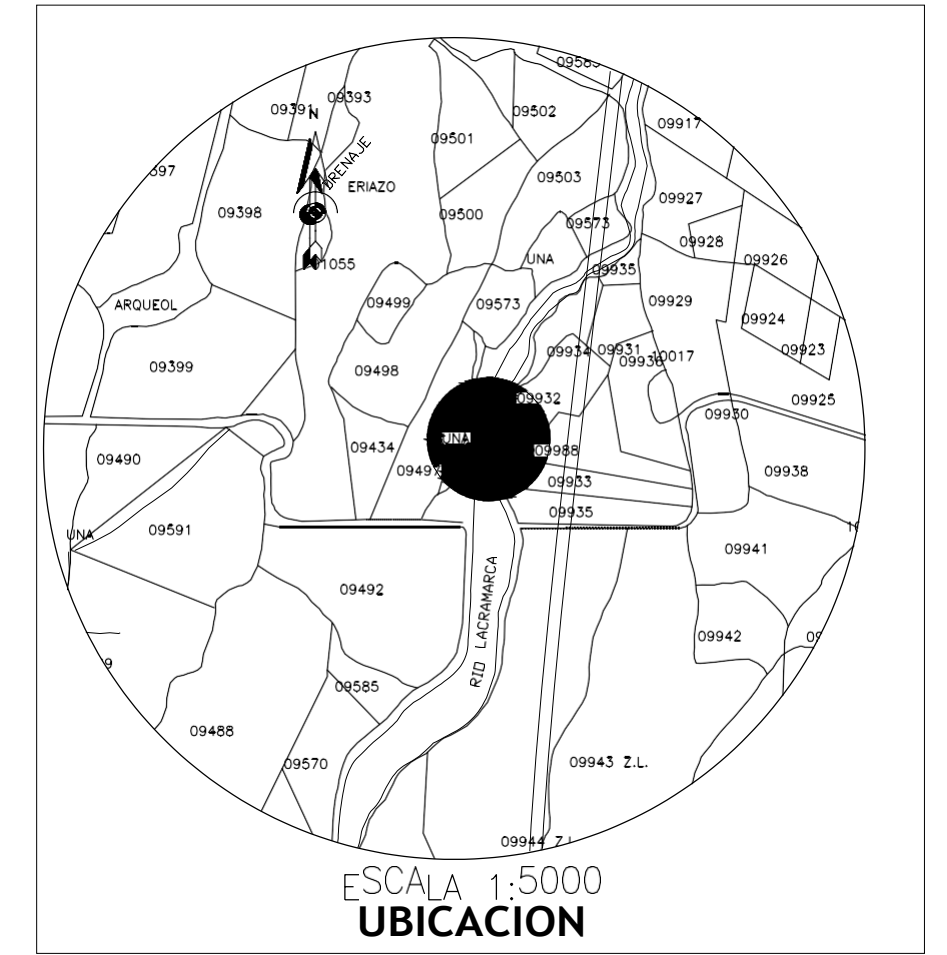
Lugar **ANCASH - SANTA - CHIMBOTE**

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
03	VARIOS				66,200.70
03.01	APOYOS DE NEOPRENO	und	8.00	1,400.31	11,202.48
03.02	BARANDA DE Fe GALVANIZADO 3"	m	194.43	278.84	54,214.86
03.03	IMPRIMACION ASFALTICA	m2	288.00	2.72	783.36
	Costo Directo				66,200.70

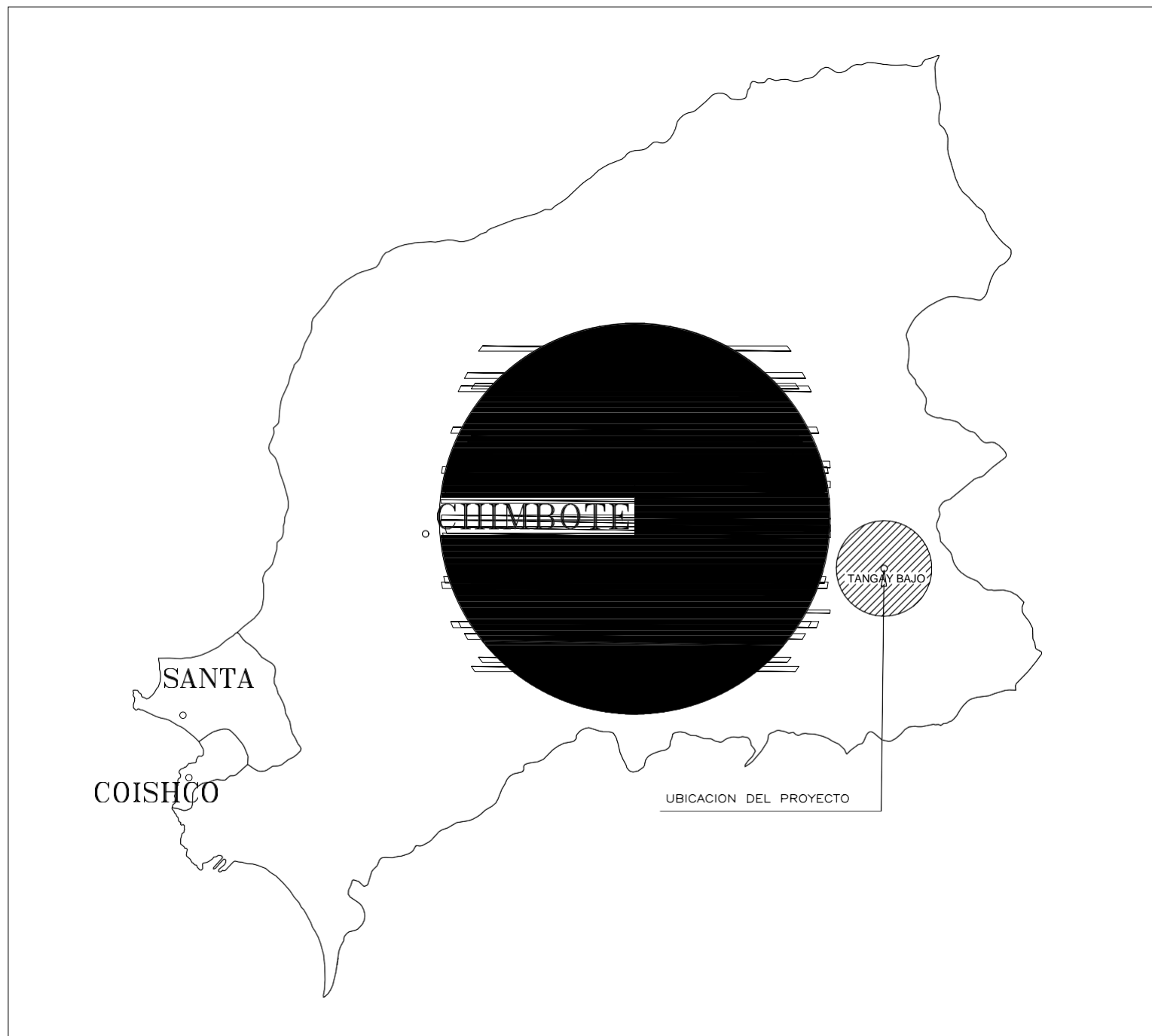
SON : SESENTISEIS MIL DOSCIENTOS Y 70/100 NUEVOS SOLES



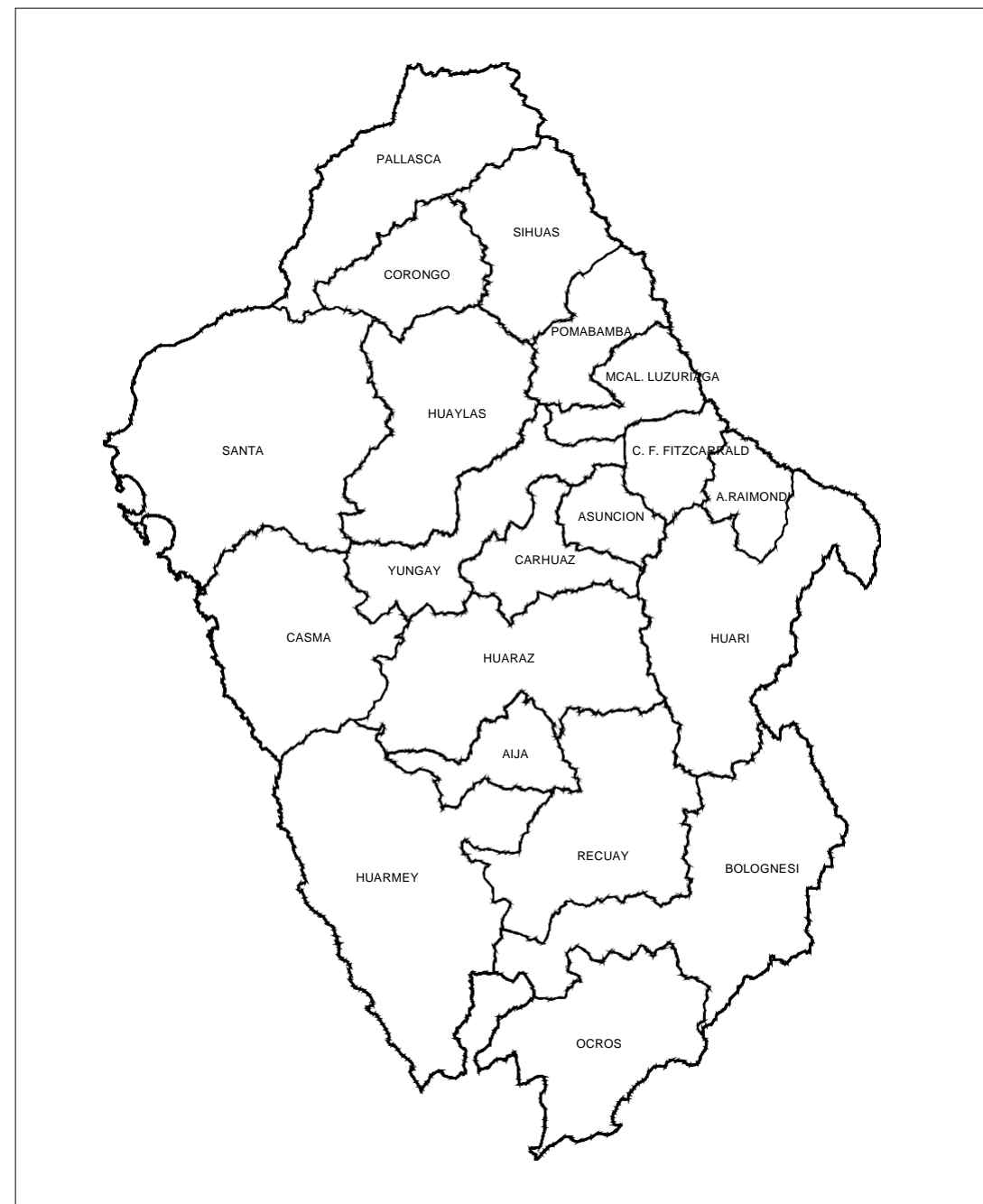
LOCALIZACIÓN
ESCALA 1:250



 <small>UNIVERSIDAD CAYMA</small> FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL CHIMBOTE	Proyecto: "Diseño del puente Tangay prolongación de la avenida Perú del distrito de Chimbote y su influencia en el Desarrollo Económico del Centro Poblado Tangay - Ancash - 2018"	Nº de Lámina
	TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL	A-01
	Plano: UBICACION Y LOCALIZACION	Escala:
	Autor: Palmira Sonia Campos Maza	Asesor: Bach. Marco A. Vásquez Sánchez Director: Dr. Rigoberto Cama Chavez



MAPA DE UBICACION DEL CENTRO POBLADO TANGAY BAJO
ESC-SIN ESCALA



MAPA DE UBICACION DE LA PROVINCIA DEL SANTA
ESC-SIN ESCALA



MAPA DE UBICACION DEL DEP. DE ANCASH
ESC-SIN ESCALA



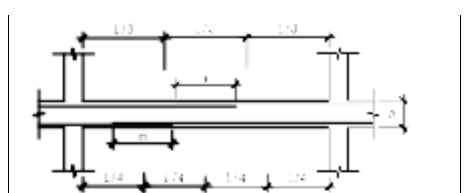
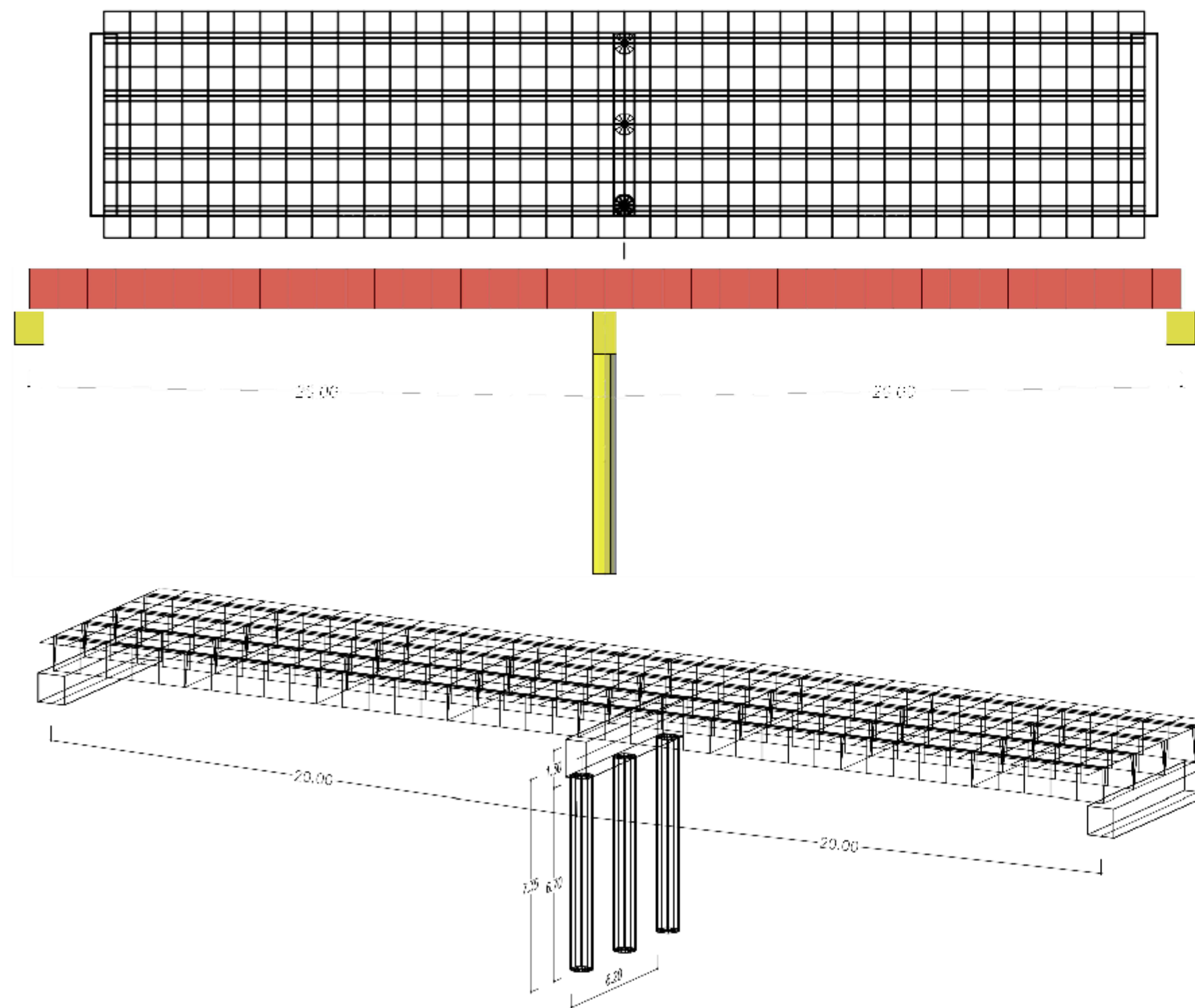
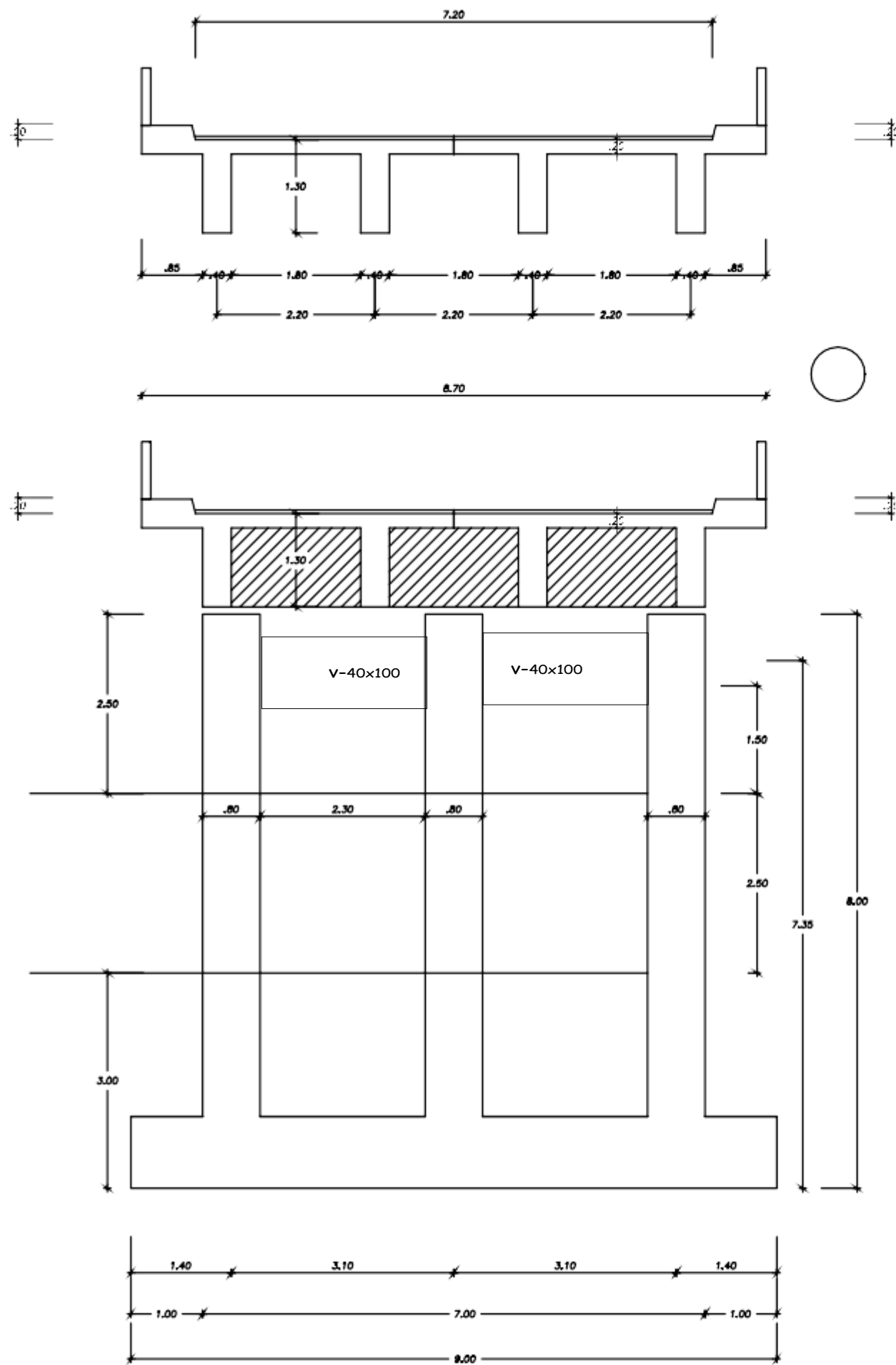
MAPA DE UBICACION DEL DIST. DE CHIMBOTE
ESC-SIN ESCALA

	LÍMITE DE DISTRITO
	AREA DE INFLUENCIA DIRECTA
	AREA DE INFLUENCIA INDIRECTA
	DISTRITOS

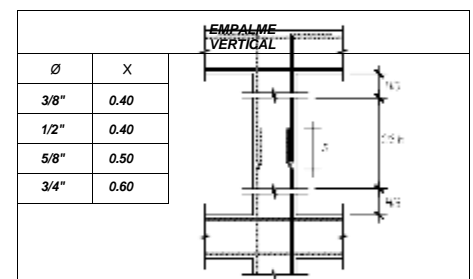
 FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL CHIMBOTE	Proyecto: "Diseño del puente Tangay prolongación de la avenida Perú del distrito de Chimbote y su influencia en el Desarrollo Económico del Centro Poblado Tangay - Ancash - 2018"	Nº de Lámina PI-01
	Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil	
	Plano: INFLUENCIA DIRECTA E INDIRECTA	Escala: 1/200
	Autor: Palmira Sonia Campos Maza	Asesor: Bach. Marco A. Vásquez Sánchez
	Docente: Dr. Rigoberto Cerma Chavez	Fecha: 2018

PUENTE CARRETERO

SUPERESTRUCTURA & SUBESTRUCTURA



Ø	VALORES DE m		
	REFUERZO INFERIOR h CUALQUIERA	h <	h >
3/8"	0.40	0.30	0.30
1/2"	0.40	0.40	0.45
5/8"	0.50	0.45	0.50
3/4"	0.60	0.55	0.75
1"	1.15	1.00	1.30



Ø	X
3/8"	0.40
1/2"	0.40
5/8"	0.50
3/4"	0.60

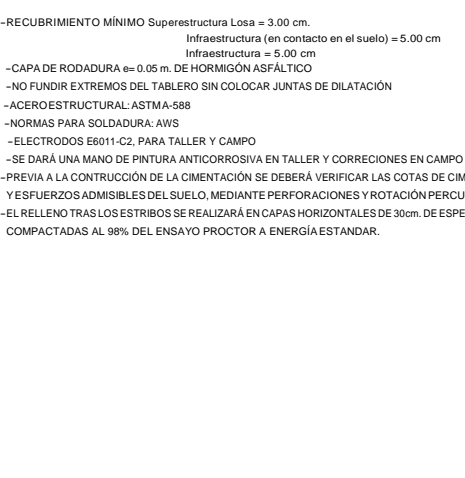
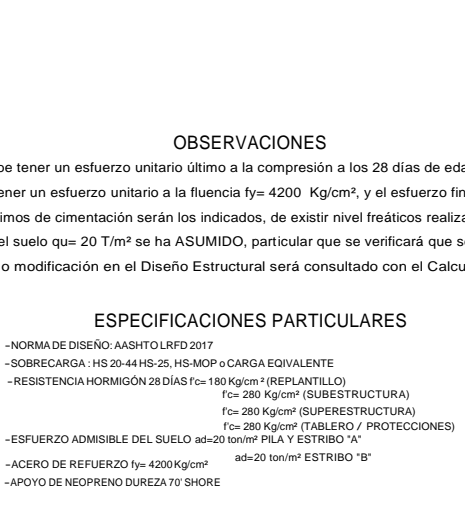
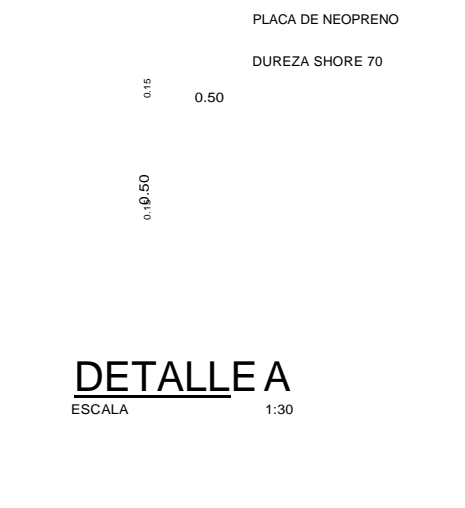
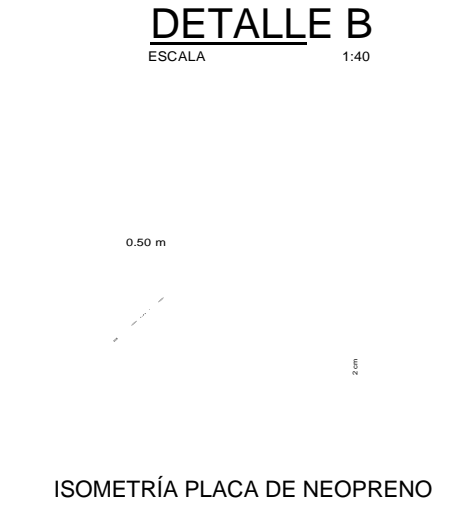
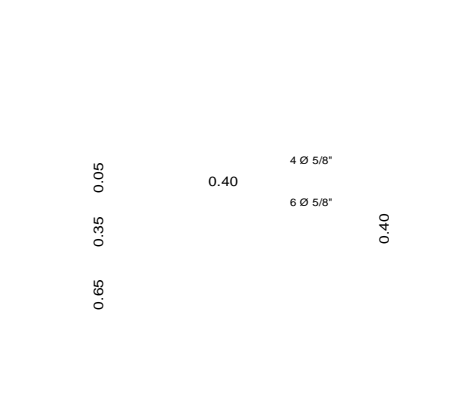
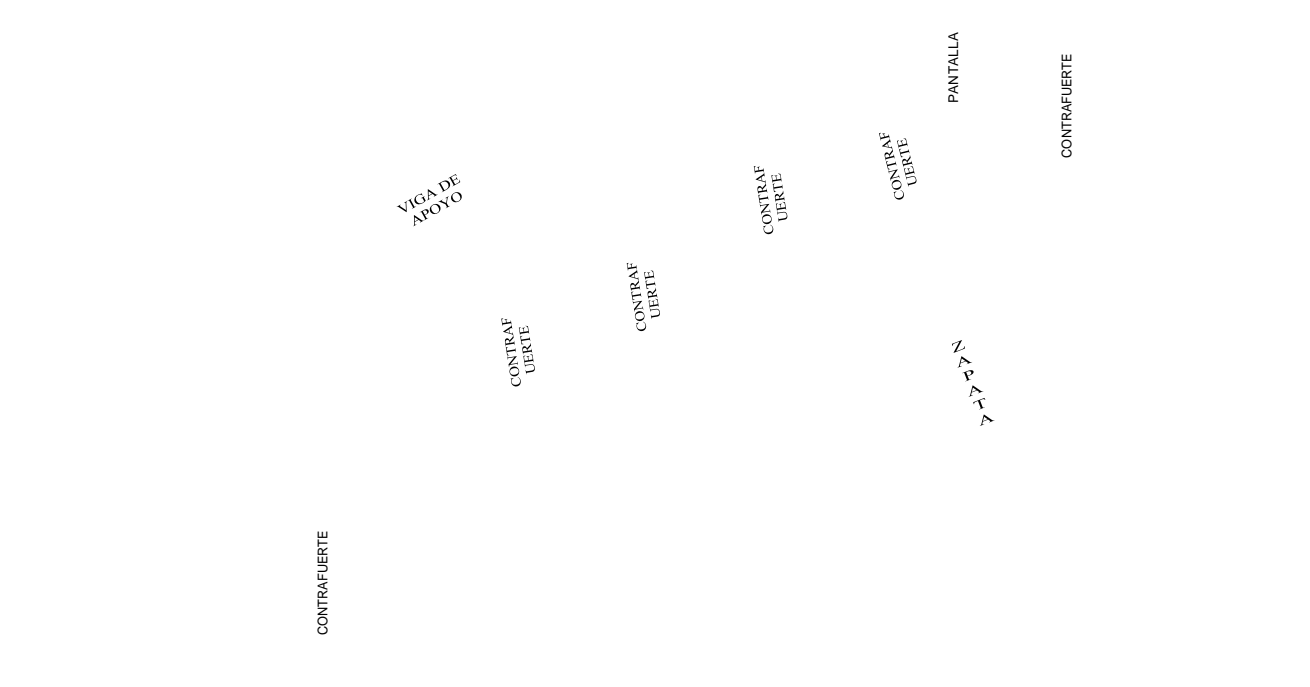
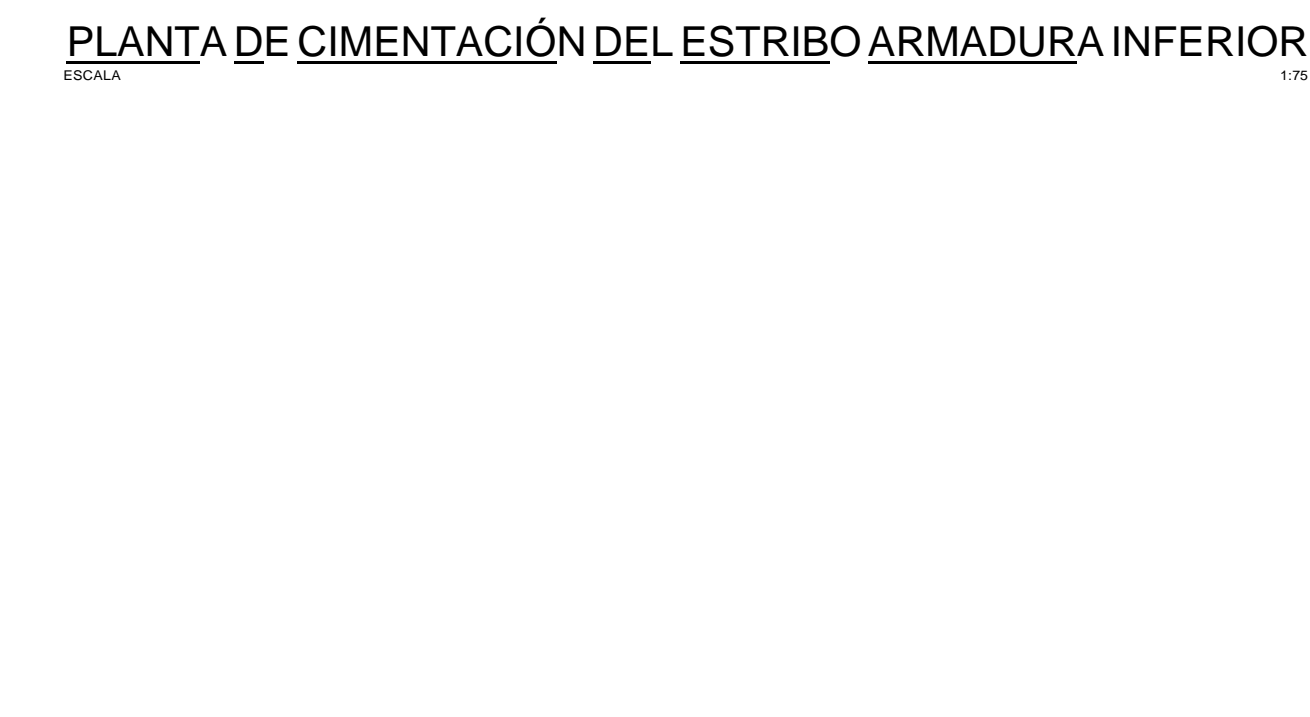
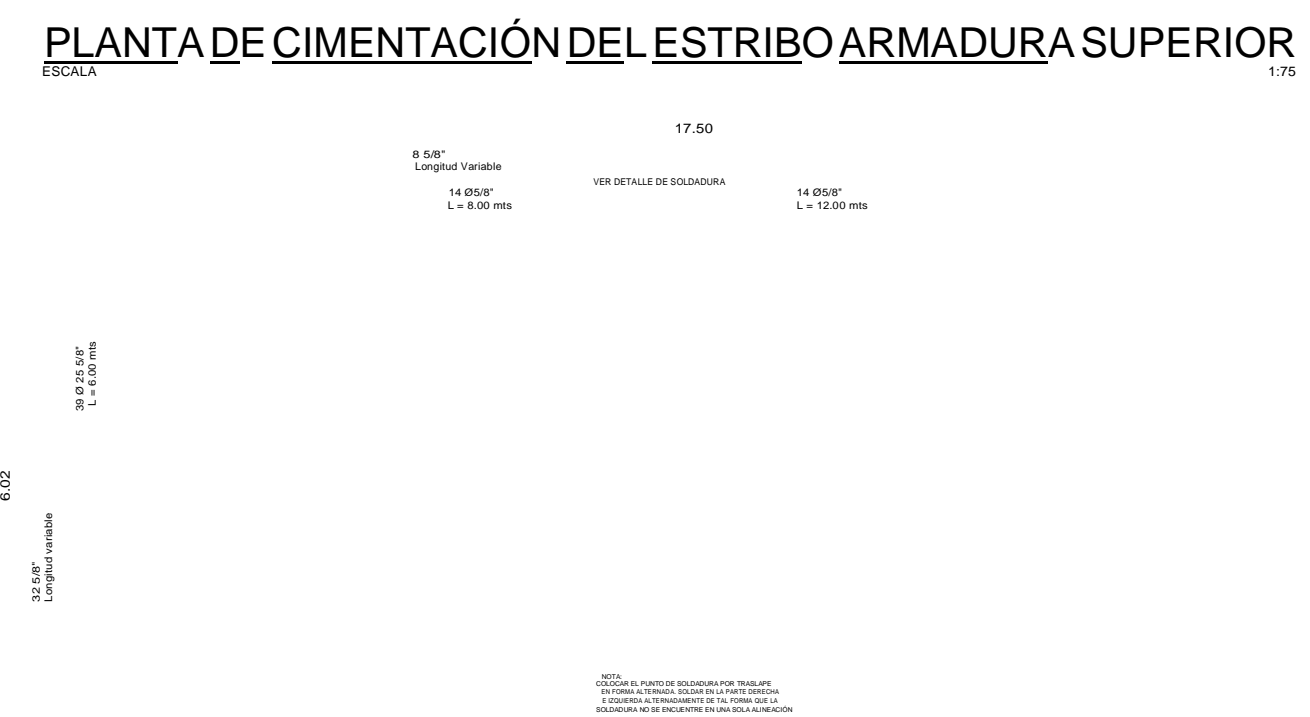
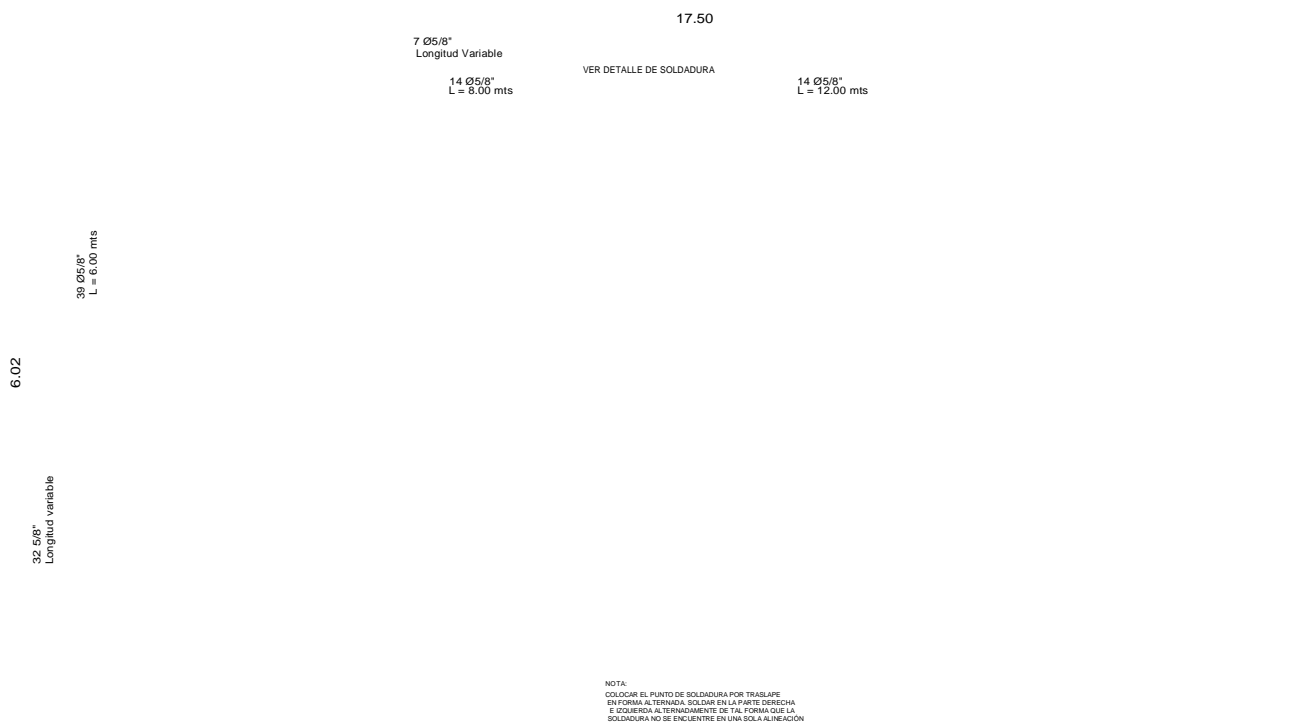
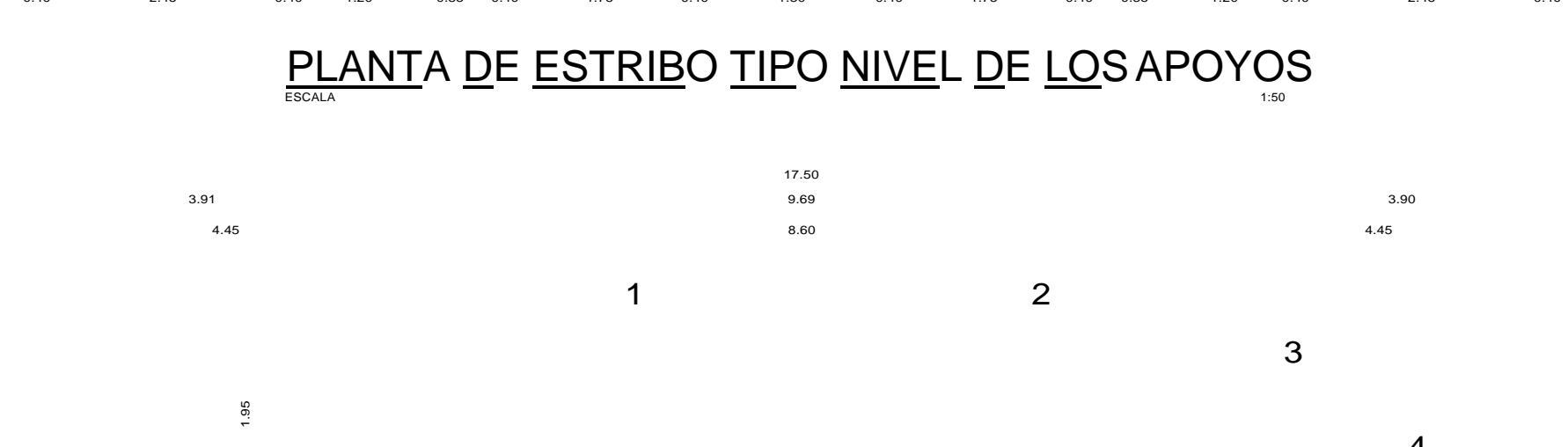
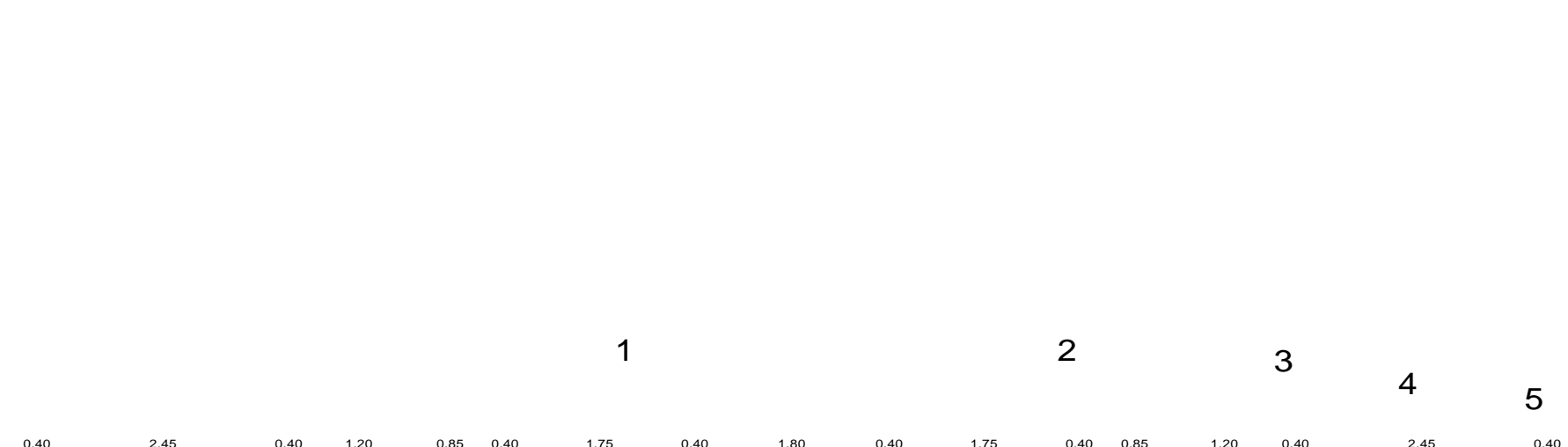
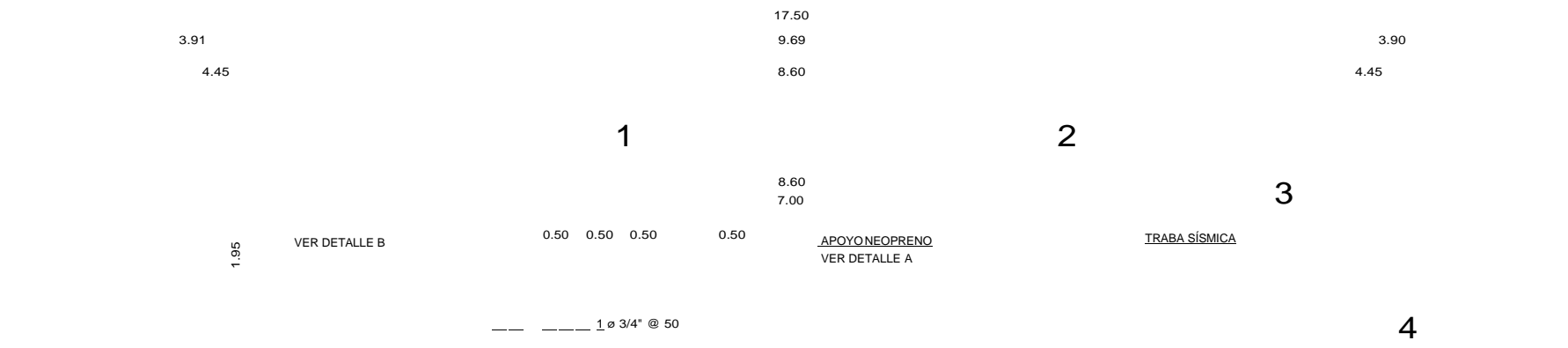
ESPECIFICACIONES TECNICAS ESTRUCTURAS I	
1.- CONCRETO	
CONCRETO	: $f_c = 280$
ARMADO	Kg/cm^2
Column	: $f_c = 280$
as	Kg/cm^2
Vigas	
Elementos de	
2.- ACERO DE	
REFUERZO	: $f_y =$
Fierro	60Ksi
Corrugado 3.-	
RECUBRIMIENTO	: 4cm
S	: 2.5cm
Column	: 2.5cm
as	: 2.5cm

NOTAS:
 Longitud de la Superestructura: 40.00m (2 tramos de 20.00m c/u)
 Ancho de la Calzada: 7.20m
 Espesor de las de concreto: 0.20m
 Espesor del Adalzo: 0.05m
 Separación entre vigas principales: 2.20m
 Ancho de vigas: 0.40m Altura de Vigas Principales: 1.30m
 Separación de vigas diafragmas: 5.00m
 Ancho de vigas diafragma: 0.25m Altura de Vigas Diafragma: 1.00m
 Ancho de vigas Cabezal: 0.80m Altura de Vigas Diafragma: 1.30m
 Los Berrandes son Metálicos de 80cm de altura de dos filas de Tubos D=1.5" sch40 y separación de postes cada 1.00m

PLANO DE PUENTE CARRETERO
 ESCALA 1:50

<p>FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL CHIMBOTE</p>	Proyecto: "Diseño del puente Tangay prolongacion de la avenida Perú del Distrito de Chimbote y su influencia en el Desarrollo Economico del Centro Poblado Tangay - Ancash - 2018"	Nº de Lámina
	TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL	
	Plano: ESTRUCTURA	Escala: 1/200
	Autor: Palmira Sonia Campos Maza	Asesor: Bach. Marco A. Vásquez Sánchez Docente: Dr. Rigoberto Cerna Chavez

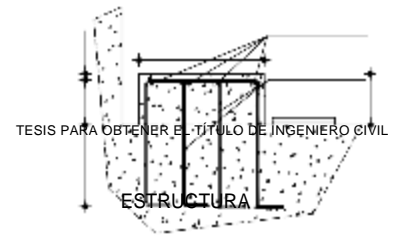
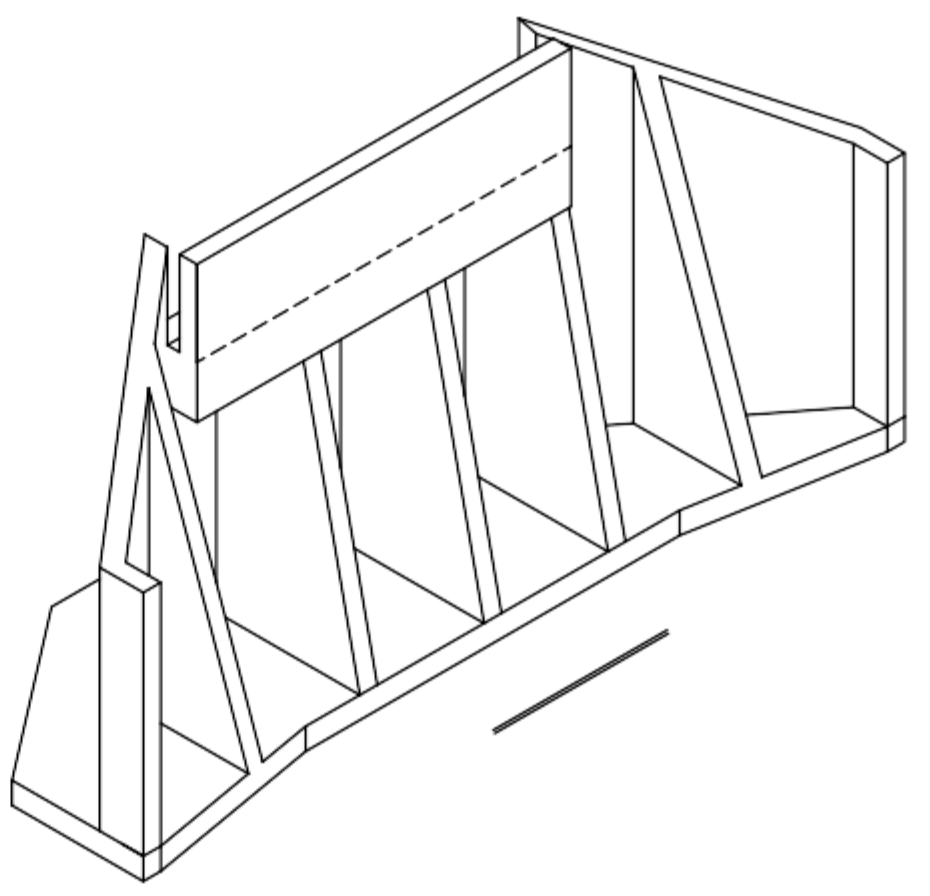
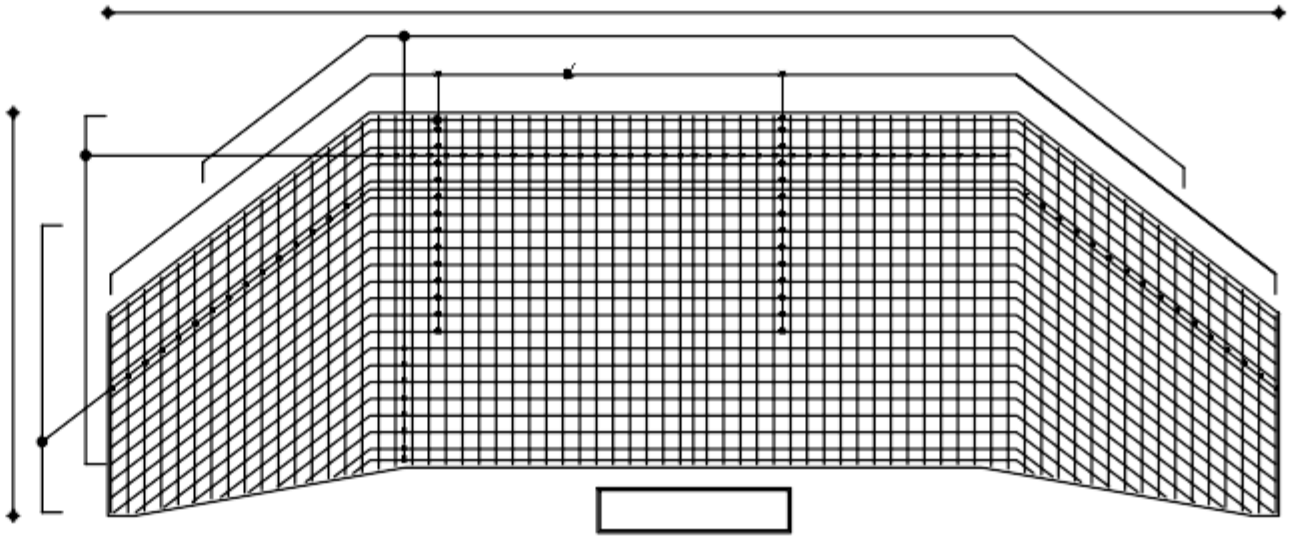
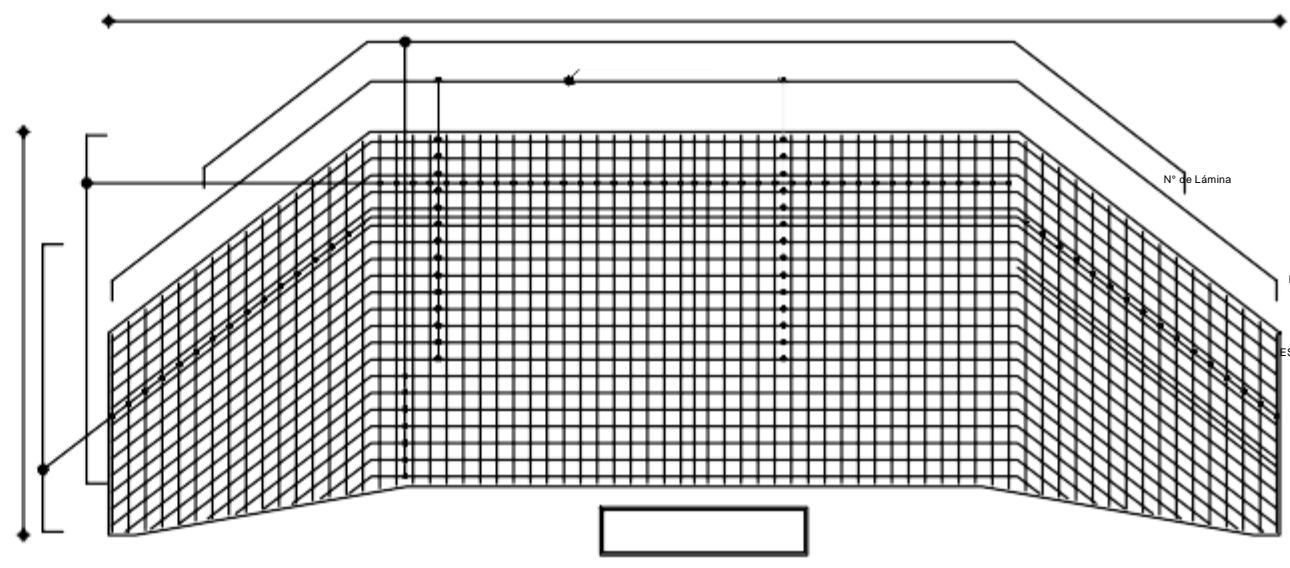
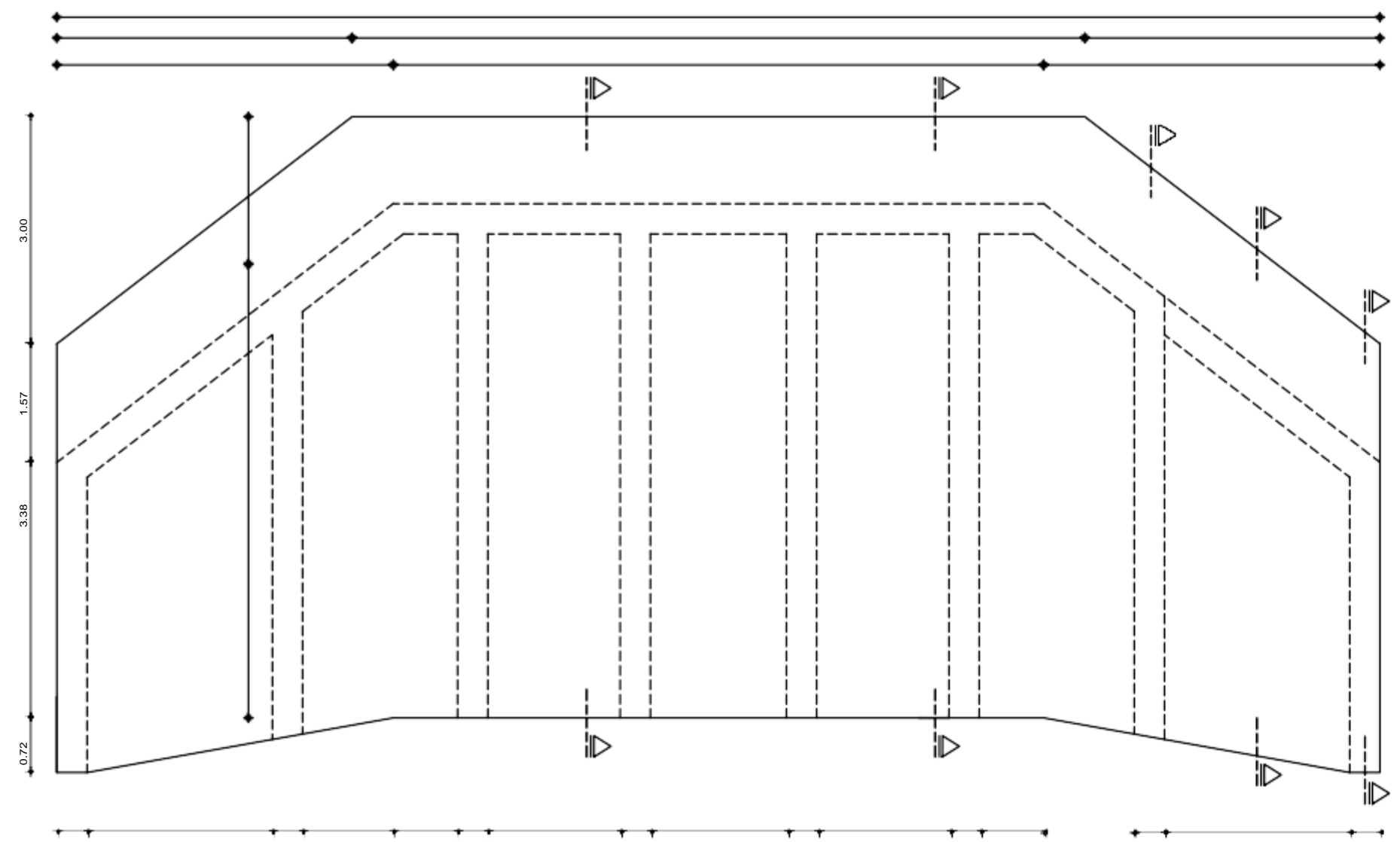
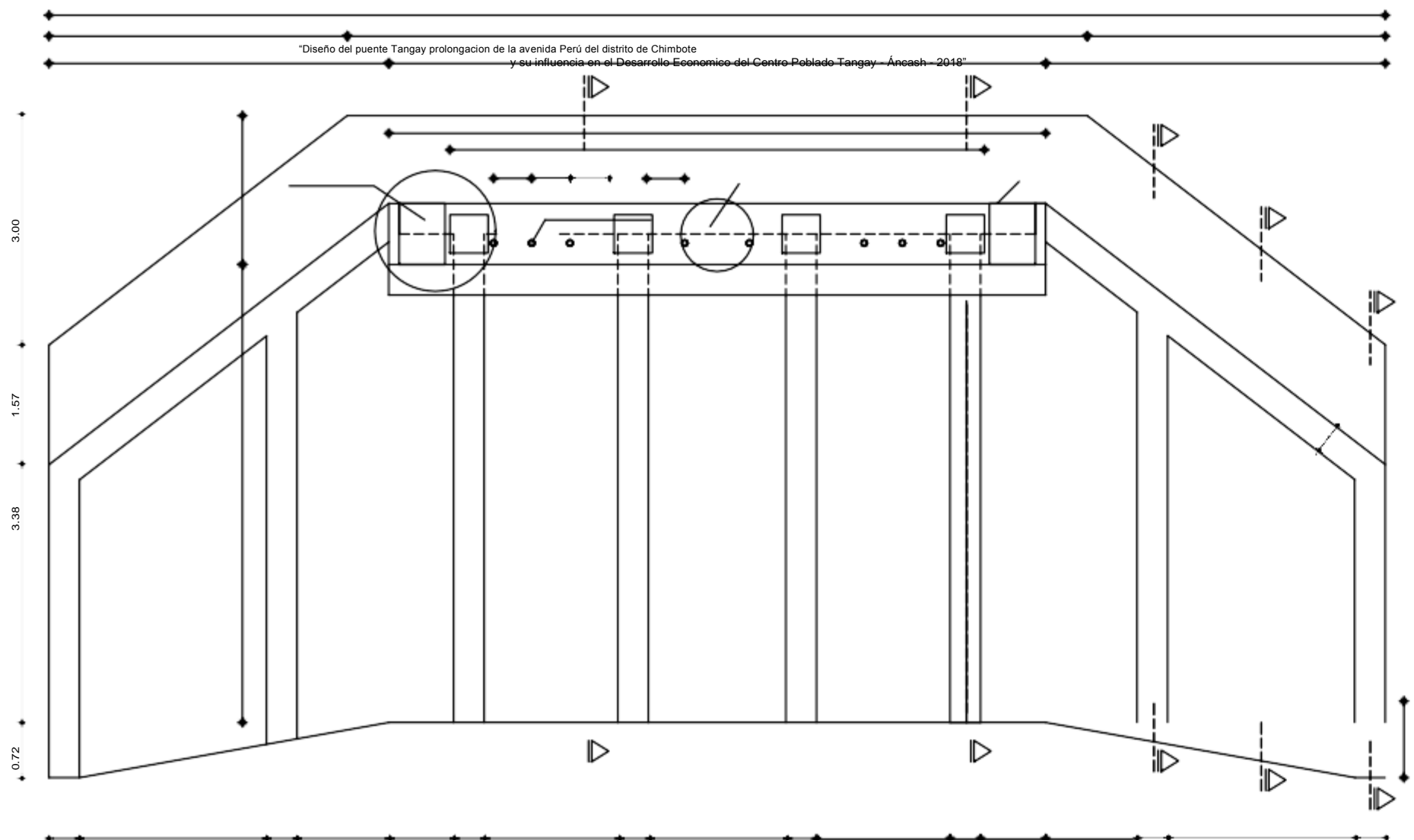
E-01



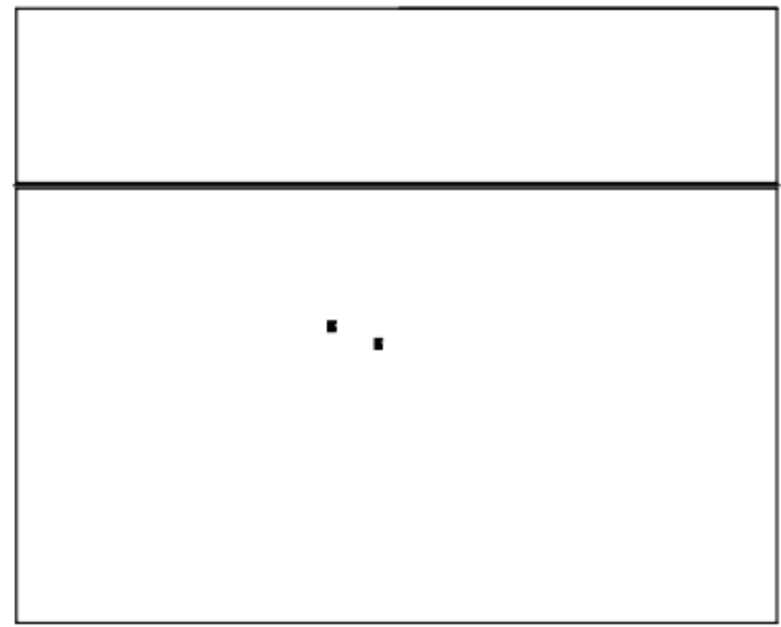
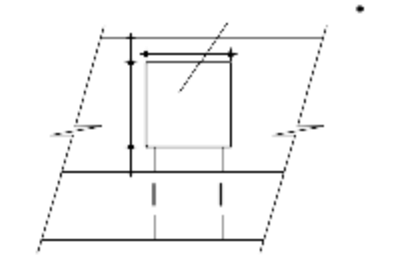
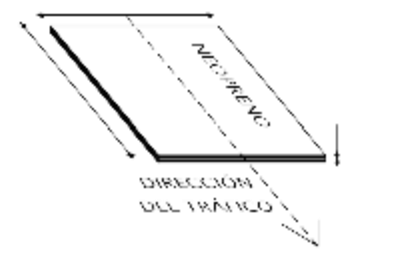
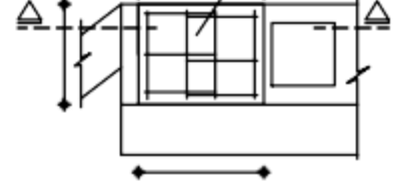
- OBSERVACIONES**
- 1.- El hormigón debe tener un esfuerzo unitario último a la compresión a los 28 días de edad $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$.
 - 2.- El acero debe tener un esfuerzo unitario a la fluencia $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, y el esfuerzo final $f_u = 6400 \text{ Kg/cm}^2$.
 - 3.- Los niveles mínimos de cimentación serán los indicados, de existir nivel freáticos realizar un estudio de suelo.
 - 4.- La capacidad del suelo $q_u = 20 \text{ T/m}^2$ se ha ASUMIDO, particular que se verificará que se cumpla en el sitio.
 - 5.- Cualquier cambio o modificación en el Diseño Estructural será consultado con el Calculista por escrito.

- ESPECIFICACIONES PARTICULARES**
- NORMA DE DISEÑO: AASHTO LRFD 2017
 - SOBRECARGA: HS 20-44 HS-25, HS-MCP o CARGA EQUIVALENTE
 - RESISTENCIA HORMIGÓN 28 DÍAS $f_c = 180 \text{ Kg/cm}^2$ (REPLANTILLO)
 - $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ (SUBESTRUCTURA)
 - $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ (SUPERESTRUCTURA)
 - $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ (TABLERO / PROTECCIONES)
 - ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO $q_{ad} = 20 \text{ ton/m}^2$ PILA Y ESTRIBO "A"
 - ACERO DE REPLUZO $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ $q_{ad} = 20 \text{ ton/m}^2$ ESTRIBO "B"
 - APOYO DE NEOPRENO DUREZA 70 SHORE
 - RECUBRIMIENTO MÍNIMO Superestructura Losa = 3.00 cm.
 - Infraestructura (en contacto con el suelo) = 5.00 cm
 - Infraestructura = 5.00 cm
 - CAPA DE RODADURA $m = 0.05 \text{ m}$ DE HORMIGÓN ASFÁLTICO
 - NO FUNDIR EXTREMOS DEL TABLERO SIN COLOCAR JUNTAS DE DILATACIÓN
 - ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-588
 - NORMAS PARA SOLDADURA AWS
 - ELECTRODOS E6011-C2 PARA TALLER Y CAMPO
 - SE DARÁ UNA MANO DE PINTURA ANTICORROSIVA EN TALLER Y CORRECCIONES EN CAMPO
 - PREVIAMENTE A LA CONTRUCCIÓN DE LA CIMENTACIÓN SE DEBERÁ VERIFICAR LAS COTAS DE CIMENTACIÓN Y ESFUERZOS ADMISIBLES DEL SUELO, MEDIANTE PERFORACIONES Y ROTACIÓN PERCUCIÓN
 - EL RELLENO TRAS LOS ESTRIBOS SE REALIZARÁ EN CAPAS HORIZONTALES DE 30cm. DE ESPESOR COMPACTADAS AL 98% DEL ENSAYO PROCTOR A ENERGÍA ESTÁNDAR.

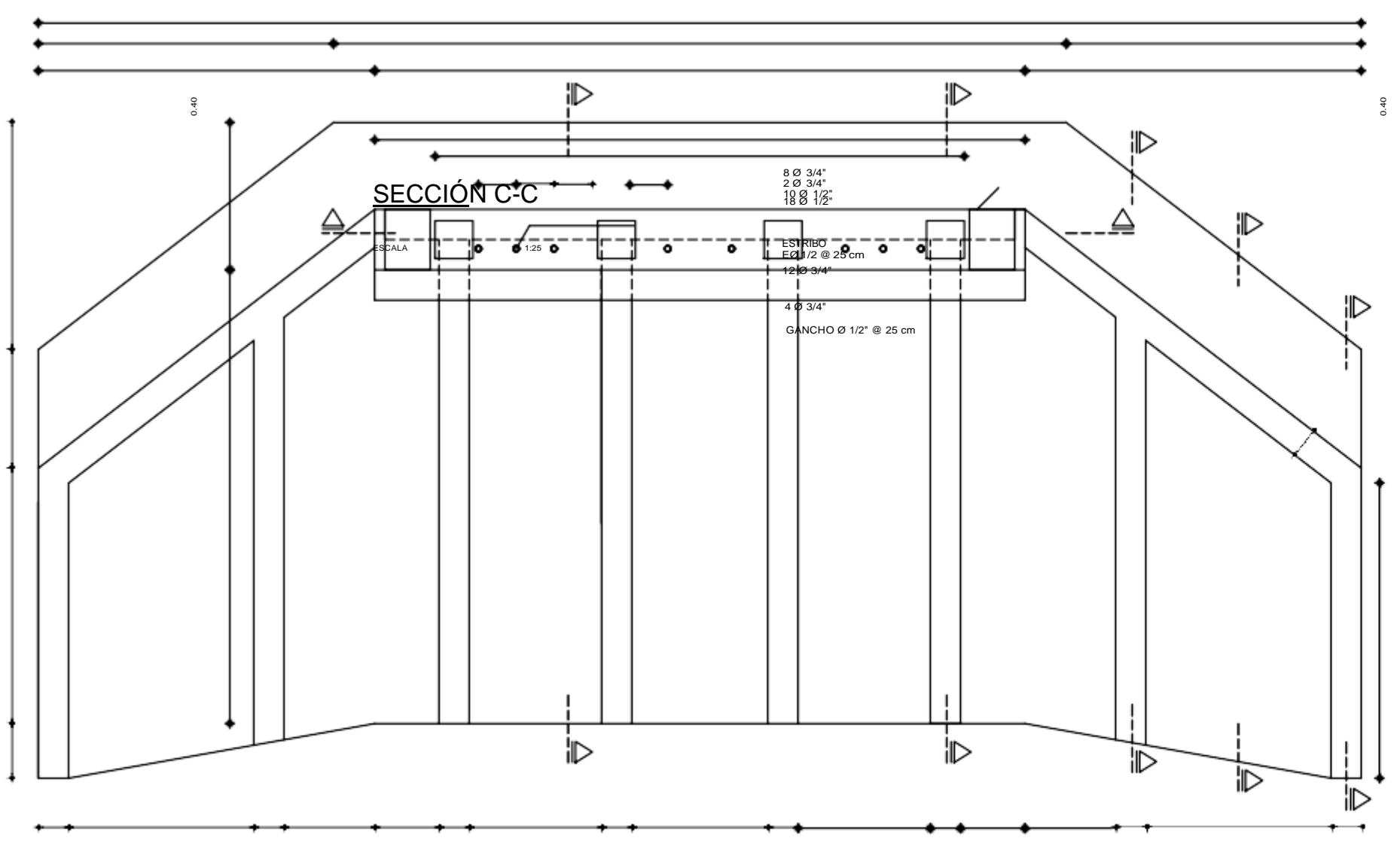
"Diseño del puente Tangay prolongación de la avenida Perú del distrito de Chimbote y su influencia en el Desarrollo Económico del Centro Poblado Tangay - Areash - 2018"



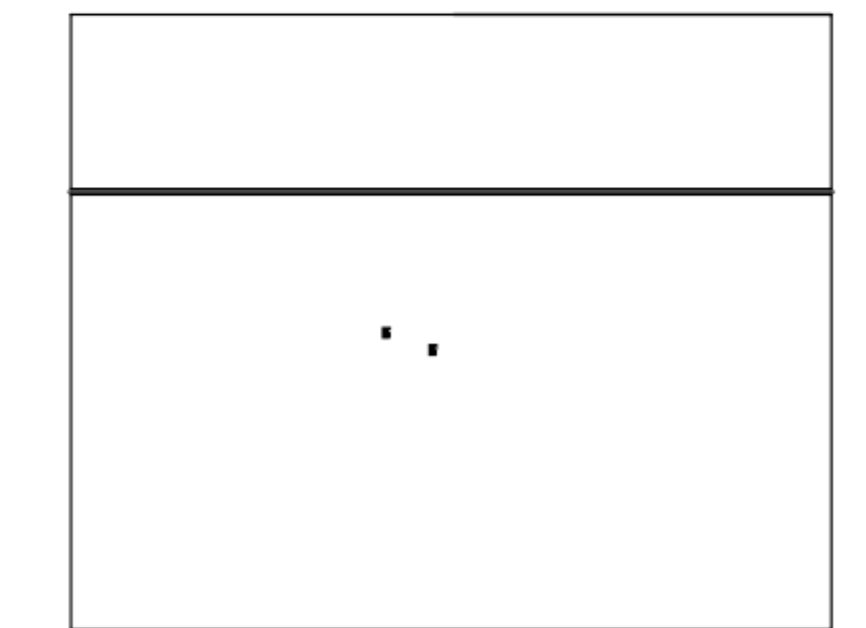
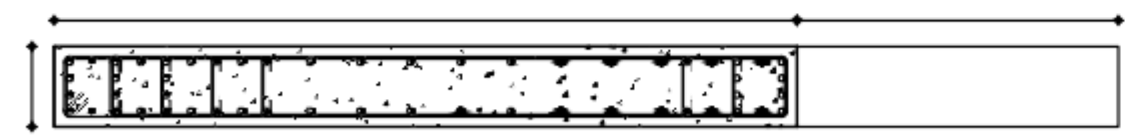
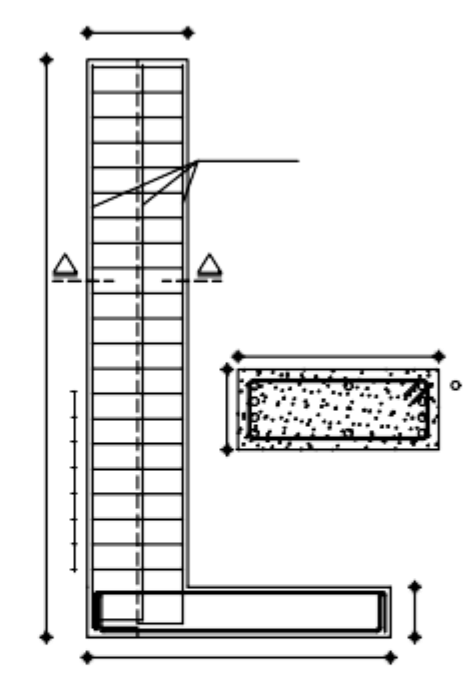
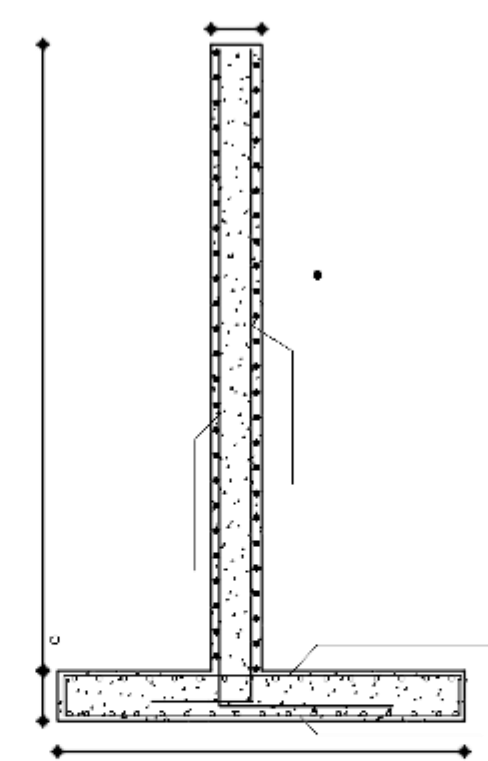
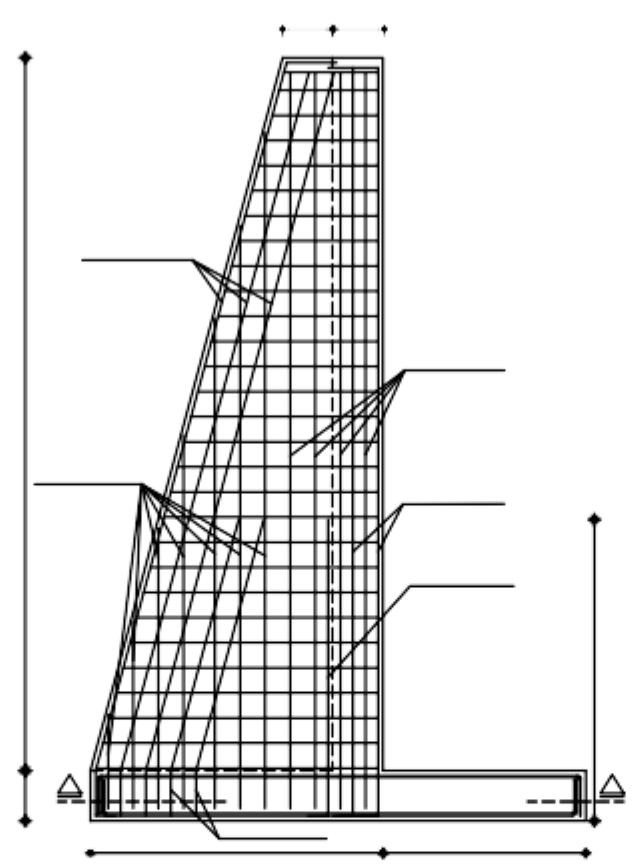
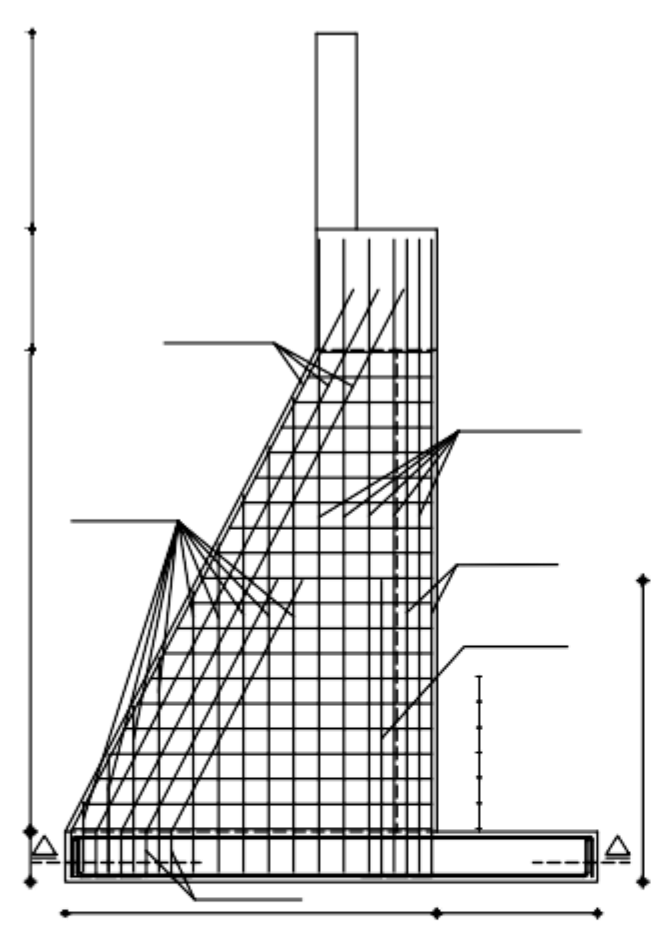
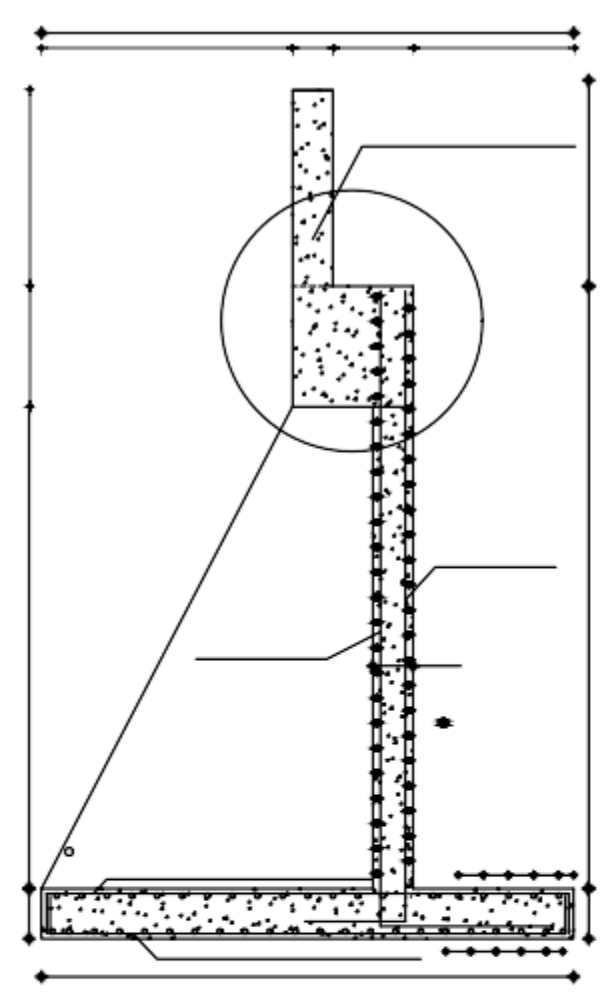
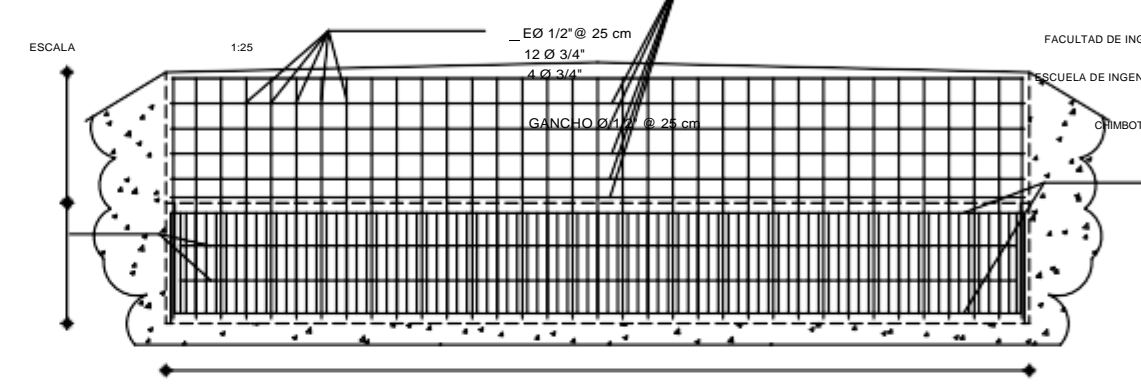
TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
 FACULTAD DE INGENIERIA Plano:
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Autor:
 CHIMBOTE Bach. Marco A. Vásquez Sánchez Fecha: 2018
 Palmira Sonia Campos Maza Docente: Dr. Rigoberto Cerna Chavez



		E-02



SECCIÓN D-D



NORMA TÉCNICA E.020
CARGAS

INDICE

CAPÍTULO 1	
GENERALIDADES.....	07
1.1 ALCANCE	07
1.2 DEFINICIONES	07
CAPÍTULO 2	
CARGA MUERTA.....	08
2.1 MATERIALES.....	08
2.2 DISPOSITIVOS DE SERVICIO Y EQUIPOS.....	08
2.3 TABIQUES	08
CAPÍTULO 3	
CARGA VIVA.....	09
3.1 CARGA VIVA DEL PISO	09
3.2 CARGA VIVA DEL TECHO	12
3.3 CARGA VIVA PARA ACERAS, PISTAS, BARANDAS, PARAPETOS Y COLUMNAS EN ZONAS DE ESTACIONAMIENTO.....	12
3.4 CARGAS VIVAS MÓVILES	14
3.5 REDUCCIÓN DE CARGAS VIVAS.....	15
3.6 CARGAS DE NIEVES.....	17
3.7 CARGAS DEBIDAS AL VIENTO	19
CAPÍTULO 4	
OTRAS CARGAS.....	22
4.1 PRESIONES DE TIERRA	22
4.2 CARGAS DE CONSTRUCCIÓN	22
4.3 FUERZAS TÉRMICAS.....	22
4.4 CONTRACCIÓN	22
CAPÍTULO 5	
DISTRIBUCIÓN Y COMBINACIÓN DE CARGAS	23
5.1 DISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS VERTICALES.....	23

5.2	DISTRIBUCIÓN DE CARGAS HORIZONTALES EN COLUMNAS, PÓRTICOS Y MUROS	23
5.3	COMBINACIÓN DE CARGAS PARA DISEÑOS POR ESFUERZOS ADMISIBLES	23
CAPÍTULO		6
	ESTABILIDAD	25
6.1	GENERALIDADES	25
6.2	VOLTEO	25
6.3	DESLIZAMIENTO	25
CAPÍTULO		7
	RIGIDEZ.....	26
7.1	MÉTODO DE CALCULO	26
7.2	DESPLAZAMIENTO LATERALES	26
7.3	FLECHAS.....	26
7.4	ACUMULACIÓN DE AGUAS.....	27
ANEXO 1		
	PESOS UNITARIOS.....	28
ANEXO 2		
	MAPA EÓLICO DEL PERÚ	32

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1.1 ALCANCE

Las edificaciones y todas sus partes deberán ser capaces de resistir las cargas que se les imponga como consecuencia de su uso previsto. Estas actuarán en las combinaciones prescritas y no deben causar esfuerzos ni deformaciones que excedan los señalados para cada material estructural en su Norma de diseño específica.

En ningún caso las cargas asumidas serán menores que los valores mínimos establecidos en esta Norma.

Las cargas mínimas establecidas en esta Norma, están dadas en condiciones de servicio.

Esta Norma se complementa con la NTE E.030 Diseño Sismorresistente y con las Normas propias de diseño de los diversos materiales estructurales.

1.2 DEFINICIONES

Carga: Fuerza u otras acciones que resulten del peso de los materiales de construcción, ocupantes y sus pertenencias, efectos del medio ambiente, movimientos diferenciales y cambios dimensionales restringidos.

Carga Muerta: Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que sean permanentes o con una variación en su magnitud, pequeña en el tiempo.

Carga Viva: Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos móviles soportados por la edificación.

CAPÍTULO 2 CARGA MUERTA

2.1 MATERIALES

Se considerará el peso real de los materiales que conforman y de los que deberá soportar la edificación, calculados en base a los pesos unitarios que aparecen en el Anexo 1, pudiéndose emplear pesos unitarios menores cuando se justifique debidamente.

El peso real se podrá determinar por medio de análisis o usando los datos indicados en los diseños y catálogos de los fabricantes.

2.2 DISPOSITIVOS DE SERVICIO Y EQUIPOS

Se considerará el peso de todos los dispositivos de servicio de la edificación, incluyendo las tuberías, ductos, equipos de calefacción y aire acondicionado, instalaciones eléctricas, ascensores, maquinaria para ascensores y otros dispositivos fijos similares. El peso de todo este material se incluirá en la carga muerta.

El peso de los equipos con los que se amueble una zona dada, será considerado como carga viva.

2.3 TABIQUES

Se considerará el peso de todos los tabiques, usando los pesos reales en las ubicaciones que indican los planos. Cuando exista tabiquería móvil, se aplicará lo indicado en 3.1.3.

CAPÍTULO 3 CARGA VIVA

3.1 CARGA VIVA DEL PISO

3.1.1 Carga Viva Mínima Repartida.

Se usará como mínimo los valores que se establecen en la Tabla 3.1.1 para los diferentes tipos de ocupación o uso, valores que incluyen un margen para condiciones ordinarias de impacto. Su conformidad se verificará de acuerdo a las disposiciones de 3.1.4.

3.1.1.1 Cuando la ocupación o uso de un espacio no sea conforme con ninguno de los que figuran en la Tabla 3.1.1, el proyectista determinará la carga viva justificándola ante las autoridades competentes.

3.1.1.2 Las cargas vivas de diseño deberán estar claramente indicadas en los planos del proyecto.

TABLA 3.1.1
CARGAS VIVAS MÍNIMAS REPARTIDAS

OCUPACIÓN O USO	CARGAS REPARTIDAS kPa (kgf/m ²)
<u>Almacenaje</u>	5,0 (500) Ver 3.1.4
<u>Baños</u>	Igual a la carga principal del resto del área, sin que sea necesario que exceda de 3,0 (300)
<u>Bibliotecas</u>	Ver 3.1.4
Salas de lectura	3,0 (300)
Salas de almacenaje con estantes fijos (no apilables)	7,5 (750)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
<u>Centros de Educación</u>	
Aulas	2,5 (250)
Talleres	3,5 (350) Ver 3.1.4
Auditorios, gimnasios, etc.	De acuerdo a lugares de asambleas
Laboratorios	3,0 (300) Ver 3.1.4
Corredores y escaleras	4,0 (400)

<u>Garajes</u>	
Para parqueo exclusivo de vehículos de pasajeros, con altura de entrada menor de 2,40 m	2,5 (250)
Para otros vehículos	Ver 3.4.3
<u>Hospitales</u>	
Salas de operación, laboratorios y zonas de servicio	3,0 (300)
Cuartos	2,0 (200)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
<u>Hoteles</u>	
Cuartos	2,0 (200)
Salas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Almacenaje y servicios	5,0 (500)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
<u>Industria</u>	
	Ver 3.1.4
<u>Instituciones Penales</u>	
Celdas y zona de habitación	2,0 (200)
Zonas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Corredores y escaleras	4,0 (400)
<u>Lugares de Asamblea</u>	
Con asientos fijos	3,0 (300)
Con asientos móviles	4,0 (400)
Salones de baile, restaurantes, museos, gimnasios y vestíbulos de teatros y cines.	4,0 (400)
Graderías y tribunas	5,0 (500)
Corredores y escaleras	5,0 (500)
<u>Oficinas(*)</u>	
Exceptuando salas de archivo y computación	2,5 (250)
Salas de archivo	5,0 (500)
Salas de computación	2,5 (250) Ver 3.1.4
Corredores y escaleras	4,0 (400)

<u>Teatros</u>	
Vestidores	2,0 (200)
Cuarto de proyección	3,0 (300) Ver 3.1.4
Escenario	7,5 (750)
Zonas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
<u>Tiendas</u>	
Corredores y escaleras	5,0 (500) Ver 3.1.4
<u>Viviendas</u>	
Corredores y escaleras	2,0 (200)

(*) Estas cargas no incluyen la posible tabiquería móvil

3.1.2 Carga Viva Concentrada

3.1.2.1 Los pisos y techos que soporten cualquier tipo de maquinaria u otras cargas vivas concentradas en exceso de 5,0 kN (500 kgf) (incluido el peso de los apoyos o bases), serán diseñados para poder soportar tal peso como una carga concentrada o como grupo de cargas concentradas.

3.1.2.2 Cuando exista una carga viva concentrada, se puede omitir la carga viva repartida en la zona ocupada por la carga concentrada.

3.1.3 Tabiquería Móvil

El peso de los tabiques móviles se incluirá como carga viva equivalente uniformemente repartida por metro cuadrado, con un mínimo de 0,50 kPa (50 kgf/m²), para divisiones livianas móviles de media altura y de 1,0 kPa (100 kgf/m²) para divisiones livianas móviles de altura completa.

Cuando en el diseño se contemple tabiquerías móviles, deberá colocarse una nota al respecto, tanto en los planos de arquitectura como en los de estructuras.

3.1.4 Conformidad

Para determinar si la magnitud de la carga viva real es conforme con la carga viva mínima repartida, se hará una aproximación de la carga viva repartida real promediando la carga total que en efecto se aplica sobre una región rectangular representativa de 15 m² que no tenga ningún lado menor a 3,00 m.

3.2 CARGA VIVA DEL TECHO

Se diseñarán los techos y las marquesinas tomando en cuenta las cargas vivas, las de sismo, viento y otras prescritas a continuación.

3.2.1 Carga Viva.- Las cargas vivas mínimas serán las siguientes:

3.2.1.1 Para los techos con una inclinación hasta de 3° con respecto a la horizontal, 1,0 kPa (100 kgf/m²).

3.2.1.2 Para techos con inclinación mayor de 3° , con respecto a la horizontal 1,0 kPa (100 kgf/m²) reducida en 0,05 kPa (5 kgf/m²), por cada grado de pendiente por encima de 3° , hasta un mínimo de 0,50 kPa (50 kgf/m²).

3.2.1.3 Para techos curvos, 0,50 kPa (50 kgf/m²).

3.2.1.4 Para techos con coberturas livianas de planchas onduladas o plegadas, calaminas, fibrocemento, material plástico, etc., cualquiera sea su pendiente, 0,30 kPa (30 kgf/m²), excepto cuando en el techo pueda haber acumulación de nieve en cuyo caso se aplicará lo indicado en 3.6.

3.2.1.5 Cuando se trate de malecones o terrazas, se aplicará la carga viva correspondiente a su uso particular, según se indica en la Tabla 3.1.1

3.2.1.6 Cuando los techos tengan jardines, la carga viva mínima de diseño de las porciones con jardín será de 1,0 kPa (100 kgf/m²). Excepto cuando los jardines puedan ser de uso común ó público, en cuyo caso la sobrecarga de diseño será de 4,0 kPa (400 kgf/m²).

El peso de los materiales del jardín será considerado como carga muerta y se hará este cómputo sobre la base de tierra saturada.

Las zonas adyacentes a las porciones con jardín serán consideradas como áreas de asamblea, a no ser que haya disposiciones específicas permanentes que impidan su uso.

3.2.1.7 Cuando se coloque algún anuncio o equipo en un techo, el diseño tomará en cuenta todas las acciones que dicho anuncio o equipo ocasionen

3.3 CARGA VIVA PARA ACERAS, PISTAS, BARANDAS, PARAPETOS Y COLUMNAS EN ZONAS DE ESTACIONAMIENTO

3.3.1 Aceras y Pistas

3.3.1.1 Todas las aceras y pistas o porciones de las mismas que no se apoyen sobre el suelo se diseñarán para una carga viva mínima repartida de 5,0 kPa (500 kgf/m²).

Cuando estén sujetas a la carga de rueda de camiones, intencional o accidental, se diseñarán tales tramos de aceras o pistas para la carga vehicular máxima que se pueda imponer. Ver 3.4.3.

3.3.1.2 Los registros de inspección, las tapas de registro y las rejillas, serán diseñados para las cargas prescritas en el inciso anterior.

3.3.2 Barandas y Parapetos

3.3.2.1 Las barandas y parapetos se diseñarán para las fuerzas indicadas en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente, las cargas de viento cuando sean aplicables y las que se indican a continuación.

3.3.2.2 Las barandas y parapetos serán diseñados para resistir la aplicación simultánea ó no de las fuerzas indicadas en la Tabla 3.3.2.2, ambas aplicadas en su parte superior, tomándose la combinación más desfavorable.

En ningún caso, la fuerza horizontal y la fuerza vertical total, serán menores de 1,0 kN (100 kgf).

TABLA 3.3.2.2

Barandas y Parapetos	Carga Horizontal kN/m (kgf/m)	Carga Vertical kN/m (kgf/m)
Pozo para escaleras, balcones y techos en general	0,60 (60)	0,60 (60)
Viviendas unifamiliares	0,30 (30)	0,30 (30)
Balcones de teatros y lugares de asamblea	0,75 (75)	1,50 (150)

3.3.2.3 Cuando las barandas y parapetos soporten equipos o instalaciones se tomarán en cuenta las cargas adicionales que éstos impongan.

3.3.2.4 Las barandas, parapetos o topes que se usan en zonas de estacionamiento para resistir el impacto de los vehículos de pasajeros en movimiento serán diseñados para soportar una carga horizontal de 5,0 kN (500 kgf) por metro lineal, aplicada por lo menos a 0,60 m encima de la pista; pero en ningún caso la carga total será inferior a 15,0 kN (1500 kgf).

3.3.3 Columnas en Zonas de Estacionamiento

A no ser que se les proteja de manera especial, las columnas en las zonas de estacionamiento o que estén expuestas a impacto de vehículos de pasajeros en movimiento, serán diseñadas para resistir una carga lateral mínima debida

al impacto de 15,0 kN (1500 kgf), aplicada por lo menos a 0,60 m encima de la pista.

3.4 CARGAS VIVAS MÓVILES

3.4.1 Generalidades

Se considerará que las cargas establecidas en las Secciones 3.1.1 y 3.2.1, incluyen un margen para las condiciones ordinarias de impacto.

3.4.2 Automóviles

Las zonas que se usen para el tránsito o estacionamiento de automóviles y que estén restringidas a este uso por limitaciones físicas se diseñaran para la carga repartida pertinente a las zonas de estacionamiento de tales vehículos, como se determina en la Tabla 3.1.1, aplicada sin impacto.

3.4.3 Camiones

Las cargas mínimas, su distribución y el diseño de barandas y topes, cumplirán con los requisitos aplicables a puentes carreteros.

3.4.4 Ferrocarriles

Las cargas mínimas y su distribución cumplirán con los requisitos aplicables a puentes ferrocarrileros.

3.4.5 Puentes – Grúa

3.4.5.1 Cargas Verticales

La carga vertical será la máxima real sobre rueda cuando la grúa esté izando a capacidad plena. Para tomar en cuenta el impacto, la carga izada se aumentará en 25 % o la carga sobre rueda se aumentará en 15 %, la que produzca mayores condiciones de esfuerzo.

3.4.5.2 Cargas Horizontales

La carga transversal total, debida a la traslación del carro del puente-grúa, será el 20% de la suma de la capacidad de carga y el peso del carro, aplicada en la parte superior de cada riel. Esta fuerza se supondrá colocada en la parte superior de los rieles, actuando en ambos sentidos perpendicularmente a la vía de rodadura y debe ser distribuida proporcionalmente a la rigidez lateral de la estructura que soporta los rieles.

La carga longitudinal debida a la traslación de la grúa, será el 10% de la reacción máxima total sin incluir el impacto, aplicada en la parte superior del riel y actuando en ambos sentidos paralelamente a la vía de rodadura.

3.4.6 Tecles Monorrieles

3.4.6.1 Cargas Verticales

La carga vertical será la suma de la capacidad de carga y el peso del tecele. Para tomar en cuenta el impacto, la carga vertical se aumentará en 10 % para tecles manuales y en 25 % para tecles eléctricos.

3.4.6.2 Cargas Horizontales

La carga transversal será el 20 % de la suma de la capacidad de carga y el peso del tecele.

3.4.7 Ascensores, Montacargas y Escaleras Mecánicas

Se aplicarán las cargas reales determinadas mediante análisis o usando los datos indicados en los diseños y especificaciones técnicas del fabricante.

3.4.8 Motores

Para tomar en cuenta el impacto, las reacciones de las unidades a motor de explosión se aumentarán por lo menos en 50 % y las de unidades a motor eléctrico se aumentarán por lo menos en 25 %. Adicionalmente se deberá considerar las vibraciones que estos puedan producir en las estructuras, para ello se tomarán en cuenta las especificaciones del fabricante.

3.5 REDUCCIÓN DE CARGA VIVA

Las cargas vivas mínimas repartidas indicadas en la Tabla 3.1.1, podrán reducirse para el diseño, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$L_r = L_o \left[0,25 + \frac{4,6}{\sqrt{A_i}} \right]$$

Donde:

L_r = Intensidad de la carga viva reducida.

L_o = Intensidad de la carga viva sin reducir (Tabla 3.1.1).

A_i = Área de influencia del elemento estructural en m^2 , que se calculará mediante:

$$A_i = k A_t$$

A_t = Área tributaria del elemento en m^2 .

k = Factor de carga viva sobre el elemento (Ver Tabla 3.5).

TABLA 3.5
Factor de Carga Viva sobre el Elemento

ELEMENTO	FACTOR k
Columnas y muros	2
Vigas interiores	2
Vigas de borde	2
Vigas en volado	1
Vigas de borde que soportan volados	1
Tijerales principales que soportan techos livianos	1
Losas macizas o nervadas en dos sentidos	1
Losas macizas o nervadas en un sentido	1
Vigas prefabricadas aisladas o no conectadas monolíticamente a otros elementos paralelos	1
Vigas de acero o de madera no conectadas por corte al diafragma de piso	1
Vigas isostáticas	1

Las reducciones en la sobrecarga estarán sujetas a las siguientes limitaciones:

- a) El área de influencia (A_i) deberá ser mayor de 40 m^2 , en caso contrario no se aplicará ninguna reducción.
- b) El valor de la sobrecarga reducida (L_r) no deberá ser menor de $0,5 L_o$.
- c) Para elementos (columnas, muros) que soporten más de un piso deben sumarse las áreas de influencia de los diferentes pisos.
- d) No se permitirá reducción alguna de carga viva para el cálculo del esfuerzo de corte (punzonamiento) en el perímetro de las columnas en estructuras de losas sin vigas.
- e) En estacionamientos de vehículos de pasajeros, no se permitirá reducir la sobrecarga, salvo para los elementos (columnas, muros) que soporten dos o más pisos para los cuales la reducción máxima será del 20%.
- f) En los lugares de asamblea, bibliotecas, archivos, depósitos y almacenes, industrias, tiendas, teatros, cines y en todos aquellos en los cuales la sobrecarga sea de 5 kPa (500 kgf/m^2) o más, no se permitirá reducir la sobrecarga, salvo para los elementos (columnas, muros) que soporten dos o más pisos para los cuales la reducción máxima será del 20%.
- g) El valor de la sobrecarga reducida (L_r), para la carga viva de techo especificada en 3.2, no será menor que $0,50 L_o$.
- h) Para losas en un sentido, el área tributaria (A_t) que se emplee en la determinación de A_i no deberá exceder del producto del claro libre por un ancho de 1,5 veces el claro libre.

3.6 CARGAS DE NIEVE

3.6.1 GENERALIDADES

La estructura y todos los elementos de techo, que estén expuestos a la acción de carga de nieve, serán diseñados para resistir las cargas producidas por la posible acumulación de la nieve en el techo. La sobrecarga de nieve en una superficie cubierta es el peso de la nieve que, en las condiciones climatológicas más desfavorables puede acumularse sobre ella.

En zonas en la cuales exista posibilidad de nevadas importantes, deberá prestarse especial atención en la selección apropiada de las pendientes de los techos.

La carga de nieve debe considerarse como carga viva. No será necesario incluir en el diseño el efecto simultáneo de viento y carga de nieve.

3.6.2 CARGA BÁSICA DE NIEVE SOBRE EL SUELO (Q_s)

Para determinar este valor, deberá tomarse en cuenta las condiciones geográficas y climáticas de la región donde se ubicará la estructura. La carga básica se establecerá de un análisis estadístico de la información disponible en la zona, para un período medio de retorno de 50 años (probabilidad anual del 2% de ser excedida).

El valor mínimo de la carga básica de nieve sobre el suelo (Q_s) será de 0,40 kPa (40 kgf/m²) que equivalen a 0,40 m de nieve fresca (peso específico de 1 kN/m³ (100 kgf/m³) ó a 0,20 m de nieve compactada (peso específico de 2 kN/m³ (200 kgf/m³)).

3.6.3 CARGA DE NIEVE SOBRE LOS TECHOS (Q_t)

- a) Para techos a una o dos aguas con inclinaciones menores o iguales a 15° (pendiente $\leq 27\%$) y para techos curvos con una relación flecha/luz $\leq 0,1$ o ángulo vertical menor o igual a 10° (calculado desde el borde hasta el centro) la carga de diseño (Q_t), sobre la proyección horizontal, será:

$$Q_t = Q_s$$

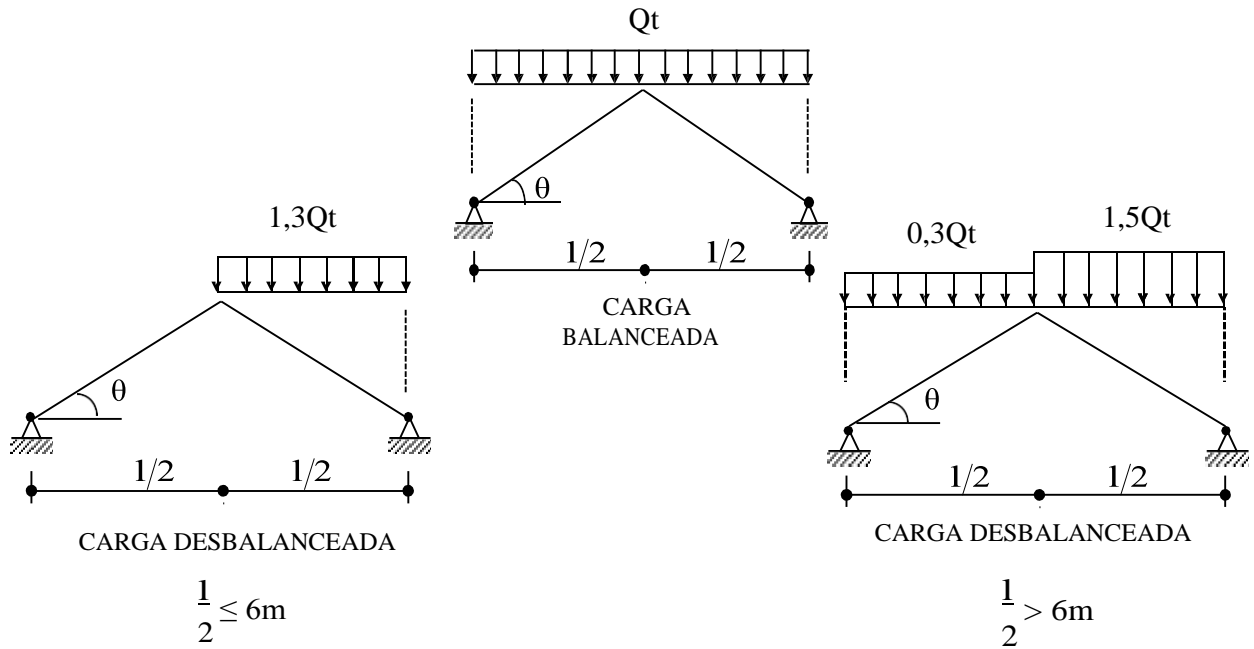
- b) Para techos a una o dos aguas con inclinaciones comprendidas entre 15° y 30° la carga de diseño (Q_t), sobre la proyección horizontal, será:

$$Q_t = 0,80 Q_s$$

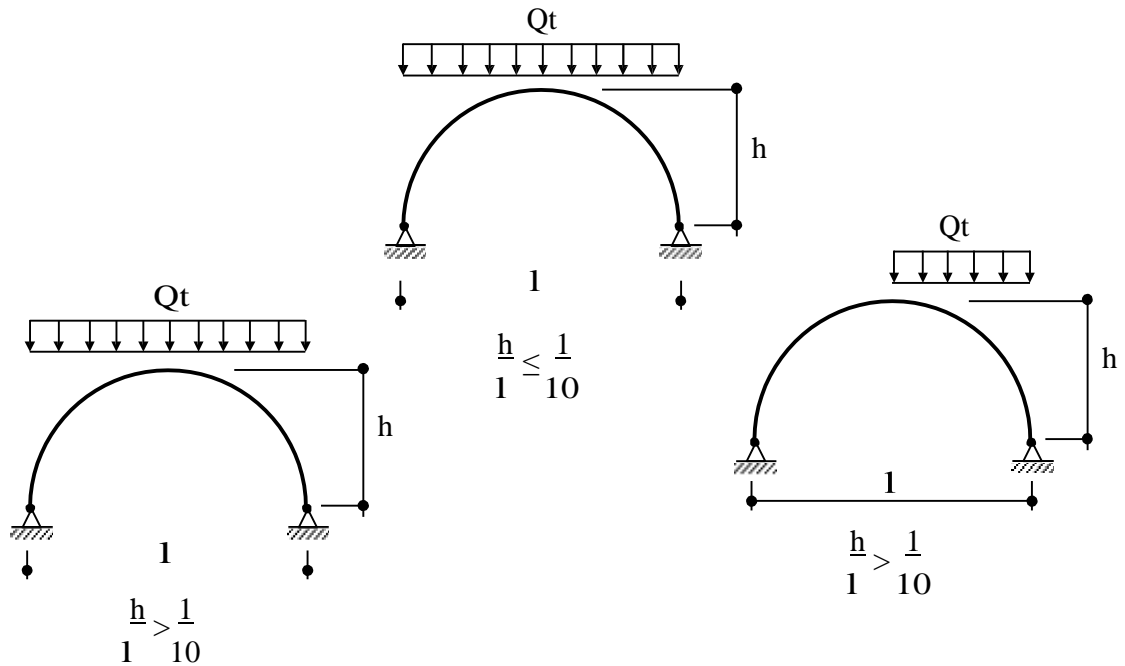
- c) Para techos a una o dos aguas con inclinaciones mayores de 30° la carga de diseño (Q_t), sobre la proyección horizontal, será:

$Q_t = C_s (0,80Q_s)$ donde $C_s = 1 - 0,025(\theta^\circ - 30^\circ)$, siendo C_s , un factor adimensional.

- d) Para los techos a dos aguas con inclinaciones mayores a 15° deberán investigarse los esfuerzos internos para las condiciones de carga balanceada y desbalanceada como se indica a continuación:



- e) Para los techos curvos, dependiendo de la relación h/l , deberán investigarse los esfuerzos internos para las condiciones de cargas balanceada y desbalanceada, que se indica a continuación:



3.7 CARGAS DEBIDAS AL VIENTO

3.7.1 GENERALIDADES

La estructura, los elementos de cierre y los componentes exteriores de todas las edificaciones expuestas a la acción del viento, serán diseñados para resistir las cargas (presiones y succiones) exteriores e interiores debidas al viento, suponiendo que éste actúa en dos direcciones horizontales perpendiculares entre sí. En la estructura la ocurrencia de presiones y succiones exteriores serán consideradas simultáneamente.

3.7.2 CLASIFICACIÓN DE LAS EDIFICACIONES

Tipo 1. Edificaciones poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento, tales como edificios de poca altura o esbeltez y edificaciones cerradas con cobertura capaz de soportar las cargas sin variar su geometría. Para este tipo de edificaciones, se aplicará lo dispuesto en 3.7.3 y 3.7.4.

Tipo 2. Edificaciones cuya esbeltez las hace sensibles a las ráfagas, tales como tanques elevados y anuncios y en general estructuras con una dimensión corta en el sentido del viento. Para este tipo de edificaciones la carga exterior especificada en 3.7.4 se multiplicará por 1,2.

Tipo 3. Edificaciones que representan problemas aerodinámicos especiales tales como domos, arcos, antenas, chimeneas esbeltas y cubiertas colgantes. Para este tipo de edificaciones las presiones de diseño se determinarán a partir de procedimientos de análisis reconocidos en ingeniería, pero no serán menores que las especificadas para el Tipo 1.

3.7.3 VELOCIDAD DE DISEÑO

La velocidad de diseño del viento hasta 10 m de altura será la velocidad máxima adecuada a la zona de ubicación de la edificación (Ver Anexo 2) pero no menos de 75 Km/h. La velocidad de diseño del viento en cada altura de la edificación se obtendrá de la siguiente expresión.

$$V_h = V(h|10)^{0,22}$$

donde:

V_h : velocidad de diseño en la altura h en Km/h

V : velocidad de diseño hasta 10 m de altura en Km/h

h : altura sobre el terreno en metros

3.7.4 CARGA EXTERIOR DE VIENTO

La carga exterior (presión o succión) ejercida por el viento se supondrá estática y perpendicular a la superficie sobre la cual se actúa. Se calculará mediante la expresión:

$$P_h = 0,005 C V_h^2$$

donde:

P_h : presión o succión del viento a una altura h en Kgf/m^2

C : factor de forma adimensional indicado en la Tabla 3.7.4

V_h : velocidad de diseño a la altura h , en Km/h definida en 3.7.3

TABLA 3.7.4
FACTORES DE FORMA (C) *

CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios	+0,8	-0,6
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento	+1,5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0,7	
Tanques de agua, chimeneas, y otros de sección cuadrada o rectangular	+2,0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45°	$\pm 0,8$	-0,5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0,3 -0,7	-0,6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0,7 -0,3	-0,6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0,8	-0,6
Superficies verticales ó inclinadas(planas ó curvas) paralelas a la dirección del viento	-0,7	-0,7
* El signo positivo indica presión y el negativo succión.		

3.7.5 CARGA INTERIOR DE VIENTO

Para el diseño de los elementos de cierre, incluyendo sus fijaciones y anclajes, que limitan en cualquier dirección el nivel que se analiza, tales como paneles de vidrio, coberturas, alféizares y elementos de cerramiento, se adicionará a las cargas exteriores calculadas según 3.7.4, las cargas interiores (presiones y succiones) calculadas con los factores de forma para presión interior de la Tabla 3.7.5

TABLA 3.7.5
FACTORES DE FORMA PARA DETERMINAR CARGAS ADICIONALES EN
ELEMENTOS DE CIERRE (C)

A B E R T U R A S		
Uniforme en lados a barlovento y sotavento	Principales en lado a barlovento	Principales en lado a sotavento o en los costados
$\pm 0,3$	+0,8	-0,6

CAPÍTULO 4 OTRAS CARGAS

4.1 PRESIONES DE TIERRA

- 4.1.1 Todo muro de contención será diseñado para resistir, en adición a las cargas verticales que actúan sobre él, la presión lateral del suelo y sobrecargas, más la presión hidrostática correspondiente al máximo nivel freático probable.
- 4.1.2 Se considerarán las subpresiones causadas por la presión hidrostática
- 4.1.3 Para el cálculo de la magnitud y ubicación de las presiones laterales del suelo se podrá emplear cualquiera de los métodos aceptados en la Mecánica de Suelos.
- 4.1.4 Cuando la presión lateral del suelo se opone a la acción estructural de otras fuerzas (ej. cisternas enterradas), no se tomará en cuenta en esta combinación de cargas, pero sí se debe considerar su acción en el diseño.

4.2 CARGAS DE CONSTRUCCIÓN

Previo al inicio de obra el profesional responsable de obra, evaluará las cargas reales que pueda producirse durante el proceso constructivo y verificará que no exceda de las cargas vivas de uso, indicado en los documentos del proyecto. Si las cargas reales en el proceso constructivo excedieran de las cargas vivas de uso, deberá consultar con el proyectista.

4.3 FUERZAS TERMICAS

El diseño de edificaciones tomará en cuenta las fuerzas y los movimientos que resulten de un cambio mínimo de temperatura de 20° C para construcciones de concreto y/o albañilería y 30°C para construcciones de metal.

4.4 CONTRACCIÓN

En el diseño de estructuras de concreto armado, cuando se prevea que la contracción pueda originar esfuerzos importantes, se tomará en consideración las fuerzas y movimientos resultantes de la contracción del concreto en un cantidad 0,00025 veces la distancia entre juntas.

CAPÍTULO 5 DISTRIBUCION Y COMBINACIÓN DE CARGAS

5.1 DISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS VERTICALES

La distribución de las cargas verticales a los elementos de soporte se establecerá sobre la base de un método reconocido de análisis o de acuerdo a sus áreas tributarias.

Se tendrá en cuenta el desplazamiento instantáneo y diferido de los soportes cuando ellos sean significativos.

5.2 DISTRIBUCIÓN DE CARGAS HORIZONTALES EN COLUMNAS, PÓRTICOS Y MUROS

5.2.1 Se supondrá que las cargas horizontales sobre la estructura son distribuidas a columnas, pórticos y muros por los sistemas de pisos y techo que actúan como diafragmas horizontales. La proporción de la carga horizontal total que resistirá cualquier columna, pórtico ó muro se determinará sobre la base de su rigidez relativa, considerando la excentricidad natural y accidental de la carga aplicada.

5.2.2 Cuando la existencia de aberturas, la excesiva relación largo/ancho en las losas de piso ó techo o la flexibilidad del sistema de piso ó techo no permitan su comportamiento como diafragma rígido, la rigidez de cada columna y muro estructural tomará en cuenta las deflexiones adicionales de piso mediante algún método reconocido de análisis.

5.3 COMBINACIÓN DE CARGAS PARA DISEÑOS POR ESFUERZOS ADMISIBLES

Excepto en los casos indicados en las normas propias de los diversos materiales estructurales, todas las cargas consideradas en la presente Norma se considerará que actúan en las siguientes combinaciones, la que produzca los efectos más desfavorables en el elemento estructural considerando, con las reducciones, cuando sean aplicables, indicadas en 3.5.

- (1) D
- (2) D + L
- (3) D + (W ó 0,70 E)
- (4) D + T
- (5) $\alpha [D + L + (W \text{ ó } 0,70 E)]$
- (6) $\alpha [D + L + T]$
- (7) $\alpha [D + (W \text{ ó } 0,70 E) + T]$
- (8) $\alpha [D + L + (W \text{ ó } 0,70 E) + T]$

Donde:

D = Carga muerta, según 2.0

L = Carga viva, según 3.0

W = Carga de viento, según 3.7

E = Carga de sismo, según NTE E.030 Diseño Sismorresistente

T = Acciones por cambios de temperatura, contracciones y/o deformaciones diferidas en los materiales componentes, asentamientos de apoyos o combinaciones de ellos.

α = Factor que tendrá un valor mínimo de 0,75 para las combinaciones (5), (6) y (7); y de 0,67 para la combinación (8). En estos casos no se permitirá un aumento de los esfuerzos admisibles.

CAPÍTULO 6 ESTABILIDAD

6.1 GENERALIDADES

- 6.1.1 La estabilidad requerida será suministrada sólo por las cargas muertas más la acción de los anclajes permanentes que se provean.
- 6.1.2 El peso de la tierra sobre las zapatas o cimentaciones, calculado con el peso unitario mínimo de la tierra, puede ser considerado como parte de las cargas muertas.

6.2 VOLTEO

La edificación o cualquiera de sus partes, será diseñada para proveer un coeficiente de seguridad mínimo de 1,5 contra la falla por volteo.

6.3 DESLIZAMIENTO

- 6.3.1 La edificación o cualquiera de sus partes será diseñada para proveer un coeficiente de seguridad mínimo de 1,25 contra la falla por deslizamiento.
- 6.3.2 Los coeficientes de fricción que se asuman serán establecidos por el proyectista a partir de valores usuales empleados en ingeniería.

CAPÍTULO 7 RIGIDEZ

7.1 METODO DE CÁLCULO

El cálculo de las deformaciones de la estructura o de sus componentes será efectuado por métodos aceptados en ingeniería.

7.2 DESPLAZAMIENTOS LATERALES

En edificaciones el máximo desplazamiento relativo entre pisos, causado por las fuerzas de viento, será del 1% de la altura del piso.

En el caso de fuerzas de sismo el máximo desplazamiento será el indicado en los numerales pertinentes de la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

7.3 FLECHAS

7.3.1 Excepto en los casos expresamente cubiertos en las Normas propias de los diversos materiales estructurales, la flecha de cualquier elemento estructural no excederá los valores indicados en la Tabla 7.3.1, excepto cuando soporte paneles de vidrio en cuyo caso se aplicará lo indicado en 7.3.2.

TABLA 7.3.1
FLECHAS MAXIMAS PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES

TIPO DE ELEMENTO	FLECHA PRODUCIDA POR LA CARGA VIVA	FLECHA PRODUCIDA POR LA CARGA VIVA MÁS LAS FLECHAS DIFERIDAS
Pisos	L/360	L/240*
Techos	L/180	-

L: Luz del elemento. Para volados se tomará como L, el doble de la longitud del elemento.
Flecha diferida: Se establece en función de cada material de acuerdo a su Norma respectiva. La flecha diferida se calculará para las cargas permanentes más la fracción de sobrecarga que actúa permanentemente.

* No aplicable a estructuras metálicas.

7.3.2 Excepto en los casos expresamente cubiertos en las Normas propias de los diversos materiales estructurales, la flecha para carga viva mas la parte correspondiente a las flechas diferidas, de elementos estructurales que soportan paneles de vidrio no excederá en ningún caso 20 mm.

7.4 ACUMULACIÓN DE AGUA

Todos los techos tendrán suficiente pendiente o contraflecha para asegurar el drenaje adecuado del agua, después de que ocurran las deformaciones diferidas. Alternativamente serán diseñados para soportar adicionalmente la posible acumulación de agua debido a la deflexión.

El límite de deflexión para techos indicados en la Tabla 7.3.1, no garantiza que no se produzca acumulación de agua debida a la deflexión.

ANEXO 1
PESOS UNITARIOS

MATERIALES	PESO kN/m ³ (Kgf/m ³)
Aislamientos de:	
Corcho	2,0 (200)
Fibra de vidrio	3,0 (300)
Fibrocemento	6,0 (600)
Poliuretano y poliestireno	2,0 (200)
Albañilería de:	
Adobe	16,0 (1600)
Unidades de arcilla cocida sólidas	18,0 (1800)
Unidades de arcilla cocida huecas	13,0 (1350)
Concreto Simple de:	
Cascote de ladrillo	18,0 (1800)
Grava	23,0 (2300)
Pómez	16,0 (1600)
Concreto Armado	Añadir 1,0 (100) al peso del concreto simple.
Enlucido o Revoque de:	
Mortero de cemento	20,0 (2000)
Mortero de cal y cemento	18,5 (1850)
Mortero de cal	17,0 (1700)
Yeso	10,0 (1000)
Líquidos:	
Aceites	9,3 (930)
Ácido Muriático	12,0 (1200)
Ácido Nítrico	15,0 (1500)
Ácido Sulfúrico	18,0 (1800)
Agua dulce	10,0 (1000)

Agua de mar	10,3 (1030)
Alcohol	8,0 (800)
Gasolina	6,7 (670)
Kerosene	8,7 (870)
Petróleo	8,7 (870)
Soda Cáustica	17,0 (1700)
Maderas:	
Coníferas	7,5 (750)
Grupo A*	11,0 (1100)
Grupo B*	10,0 (1000)
Grupo C*	9,0 (900)
* NTE E.101 Agrupamiento de Madera para Uso Estructural	
Mampostería de:	
Bloques de Vidrio	10,0 (1000)
Caliza	24,0 (2400)
Granito	26,0 (2600)
Mármol	27,0 (2700)
Pómez	12,0 (1200)
Materiales almacenados:	
Azúcar	7,5 (750)
Basuras Domésticas	6,6 (660)
Briquetas de carbón de piedra	17,5 (1750)
Carbón de piedra	15,5 (1550)
Cebada	6,5 (650)
Cemento	14,5 (1450)
Coke	12,0 (1200)
Frutas	6,5 (650)
Harinas	7,0 (700)
Hielo	9,2 (920)
Leña	6,0 (600)
Lignito	12,5 (1250)
Papas	7,0 (700)

Papel	10,0 (1000)
Pastos secos	4,0 (400)
Sal	10,0 (1000)
Trigo, frijoles, pallares, arroz	7,5 (750)
Turba	6,0 (600)
Materiales amontonados:	
Arena húmeda	18,0 (1800)
Caliza molida	16,0 (1600)
Carburo	9,0 (900)
Coke	5,2 (520)
Escorias de altos hornos	15,0 (1500)
Escorias de carbón	10,0 (1000)
Grava y arena secas	16,0 (1600)
Nieve fresca	1,0 (100)
Piedra pómez	7,0 (700)
Tierra seca	16,0 (1600)
Tierra saturada	18,0 (1800)
Metales:	
Acero	78,5 (7850)
Aluminio	27,5 (2750)
Bronce	85,0 (8500)
Cobre	89,0 (8900)
Estaño	74,0 (7400)
Fundición	72,5 (7250)
Hierro dulce	78,0 (7800)
Latón	85,0 (8500)
Mercurio	136,0 (13600)
Níquel	90,0 (9000)
Plomo	114,0 (11400)
Zinc	69,0 (6900)
Otros:	
Acrílicos	12,0 (1200)

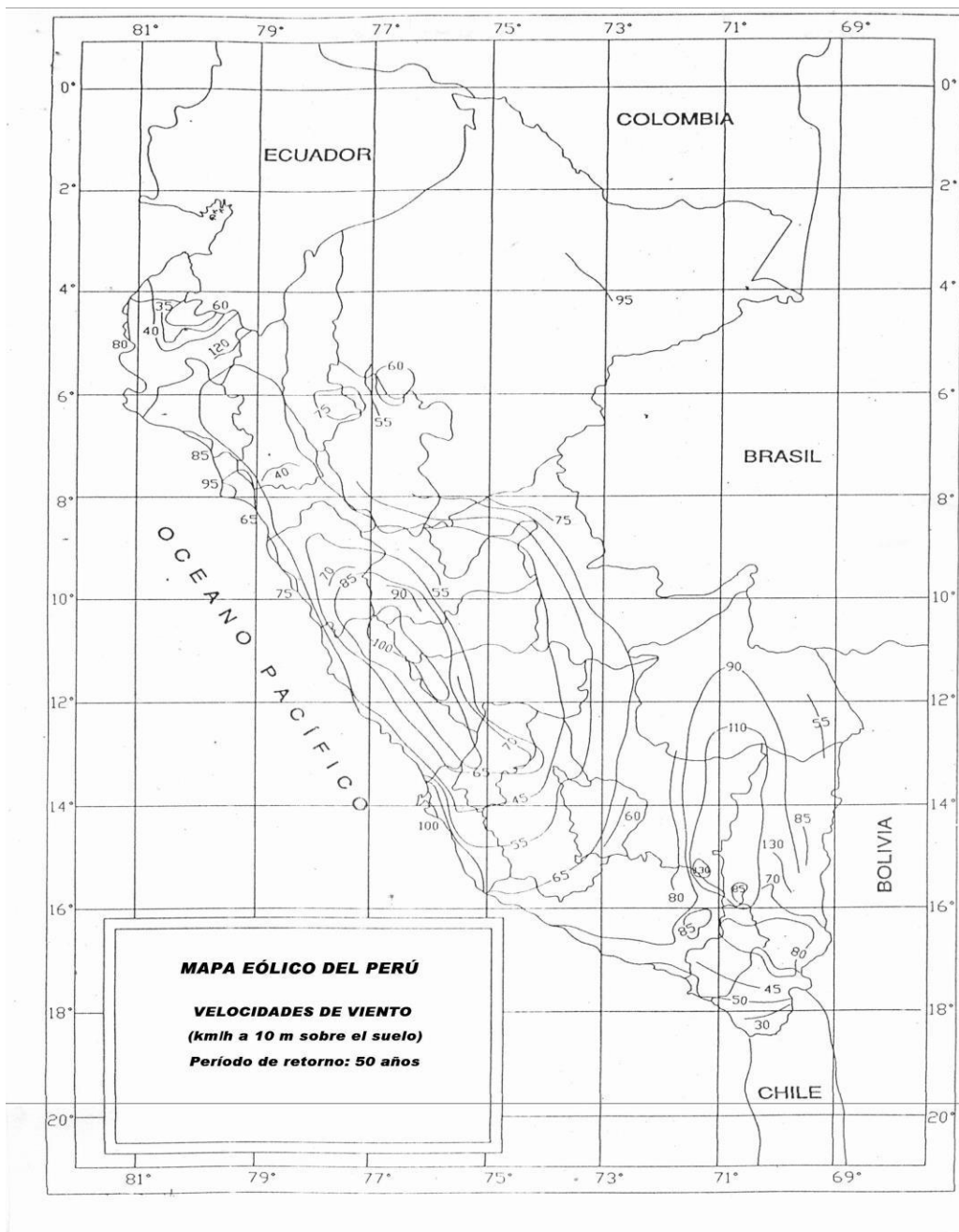
Cartón bituminado	6,0 (600)
Concreto asfáltico	24,0 (2400)
Ladrillo pastelero	16,0 (1600)
Losetas	24,0 (2400)
Teja artesanal	16,0 (1600)
Teja industrial	18,0 (1800)
Vidrios	25,0 (2500)

Losas aligeradas armadas en una sola dirección de Concreto Armado		
Con vigueta 0,10 m de ancho y 0,40 m entre ejes.		
Espesor del aligerado (m)	Espesor de losa superior en metros	Peso propio kPa (kgf/m²)
0,17	0,05	2,8 (280)
0,20	0,05	3,0 (300)
0,25	0,05	3,5 (350)
0,30	0,05	4,2 (420)

ANEXO 2 MAPA EÓLICO DEL PERÚ

Este mapa sirve de guía, para establecer las velocidades básicas del viento en la zona donde se ubica la estructura, sin embargo; se debe tener en cuenta la variabilidad debida a las condiciones locales (topográficas, climáticas).

Si hubiera mediciones confiables en la zona en cuestión, podrán adoptarse la velocidad proveniente del estudio.



NORMA TÉCNICA E.030
DISEÑO SISMO RESISTENTE

INDICE

	Pag.
CAPÍTULO 1. GENERALIDADES	03
Artículo 1 Nomenclatura.....	09
Artículo 2 Alcances.....	4
Artículo 3 Filosofía y Principios del diseño sismorresistente	4
Artículo 4 Presentación del Proyecto (Disposición transitoria).....	5
CAPÍTULO 2. PARÁMETROS DE SITIO	6
Artículo 5 Zonificación.....	6
Artículo 6 Condiciones Locales.....	7
Artículo 7 Factor de Amplificación Sísmica.....	10
CAPÍTULO 3 REQUISITOS GENERALES	11
Artículo 8 Aspectos Generales	11
Artículo 9 Concepción Estructural Sismorresistente	11
Artículo 10 Categoría de las Edificaciones.....	12
Artículo 11 Configuración Estructural.....	13
Artículo 12 Sistemas Estructurales.....	14
Artículo 13 Categoría, Sistema Estructural y Regularidad de las Edificaciones... 15	
Artículo 14 Procedimientos de Análisis	16
Artículo 15 Desplazamientos Laterales	16
CAPÍTULO 4 ANÁLISIS DE EDIFICIOS.	18
Artículo 16 Generalidades	18
Artículo 17 Análisis Estático.....	20
Artículo 18 Análisis Dinámico.....	22
CAPÍTULO 5. CIMENTACIONES.....	29
Artículo 19 Generalidades	25
Artículo 20 Capacidad Portante.....	25
Artículo 21 Momento de Volteo.....	25
Artículo 22 Zapatas aisladas y cajones.....	25
CAPÍTULO 6 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, APÉNDICES Y EQUIPO	26
Artículo 23 Generalidades	32
CAPÍTULO 7 EVALUACIÓN, REPARACIÓN Y REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS	27
Artículo 24 Generalidades	33
CAPÍTULO 8 INSTRUMENTACIÓN	28
Artículo 25 Registradores Acelerográficos.....	28
Artículo 26 Ubicación.....	28
Artículo 27 Mantenimiento.....	28
Artículo 28 Disponibilidad de Datos.....	28
Artículo 29 Requisitos para la Finalización de Obra.....	28
ANEXO.....	35
ANEXO N° 1 Zonificación Sísmica	36

CAPÍTULO 1. GENERALIDADES

Artículo 1 Nomenclatura

Para efectos de la presente norma, se consideran las siguientes nomenclaturas:

C	Coefficiente de amplificación sísmica
C_T	Coefficiente para estimar el periodo predominante de un edificio
D_i	Desplazamiento elástico lateral del nivel “i” relativo al suelo
e	Excentricidad accidental
F_a	Fuerza horizontal en la azotea F_i
Fuerza	horizontal en el nivel “i” g
	Aceleración de la gravedad
h_i	Altura del nivel “i” con relación al nivel del terreno
h_{ei}	Altura del entrepiso “i”
h_n	Altura total de la edificación en metros
M_{i1}	Momento torsor accidental en el nivel “i”
m	Número de modos usados en la combinación modal
n	Número de pisos de edificio
N_i	Sumatoria de los pesos sobre el nivel “i”
P	Peso total de la edificación
P_i	Peso del nivel “i”
R	Coefficiente de reducción de solicitaciones sísmicas
r	Respuesta estructural máxima elástica esperada
r_i	Respuestas elásticas correspondientes al modo “i”
S	Factor de suelo
S_a	Aceleración espectral
T	Periodo fundamental de la estructura para el análisis estático o periodo de un modo en el análisis dinámico
T_P	Periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo. U
	Factor de uso e importancia
V	Fuerza cortante en la base de la estructura
V_i	Fuerza cortante en el entrepiso “i”
Z	Factor de zona
Q	Coefficiente de estabilidad para efecto P-delta global
Δ_i	Desplazamiento relativo del entrepiso “i”

Artículo 2

Alcances

Esta Norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas según sus requerimientos tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios señalados en el Artículo 3.

Se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, a la evaluación y reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultaren dañadas por la acción de los sismos.

Para el caso de estructuras especiales tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas, plantas nucleares y todas aquellas cuyo comportamiento difiera del de las edificaciones, se requieren consideraciones adicionales que complementen las exigencias aplicables de la presente Norma.

Además de lo indicado en esta Norma, se deberá tomar medidas de prevención contra los desastres que puedan producirse como consecuencia del movimiento sísmico: fuego, fuga de materiales peligrosos, deslizamiento masivo de tierras u otros.

Artículo 3

Filosofía y Principios del diseño sismorresistente

La filosofía del diseño sismorresistente consiste en:

- a. Evitar pérdidas de vidas
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos
- c. Minimizar los daños a la propiedad.

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. En concordancia con tal filosofía se establecen en esta Norma los siguientes principios para el diseño:

- a. La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio.

- b. La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables.

Artículo 4

Presentación del Proyecto (Disposición transitoria)

Los planos, memoria descriptiva y especificaciones técnicas del proyecto estructural, deberán llevar la firma de un ingeniero civil colegiado, quien será el único autorizado para aprobar cualquier modificación a los mismos.

Los planos del proyecto estructural deberán contener como mínimo la siguiente información:

- a. Sistema estructural sismorresistente
- b. Parámetros para definir la fuerza sísmica o el espectro de diseño.
- c. Desplazamiento máximo del último nivel y el máximo desplazamiento relativo de entrepiso.

Para su revisión y aprobación por la autoridad competente, los proyectos de edificaciones con más de 70 m de altura deberán estar respaldados con una memoria de datos y cálculos justificativos.

El empleo de materiales, sistemas estructurales y métodos constructivos diferentes a los indicados en esta Norma, deberán ser aprobados por la autoridad competente nombrada por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, y debe cumplir con lo establecido en este artículo y demostrar que la alternativa propuesta produce adecuados resultados de rigidez, resistencia sísmica y durabilidad.

CAPÍTULO 2. PARÁMETROS DE SITIO

Artículo 5 Zonificación

El territorio nacional se considera dividido en tres zonas, como se muestra en la Figura N° 1. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en información neotectónica. En el Anexo N° 1 se indican las provincias que corresponden a cada zona.



FIGURA N° 1

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla N°1. Este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años.

Tabla N°1 FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
3	0,4
2	0,3
1	0,15

Artículo 6

Condiciones Locales

6.1

Microzonificación Sísmica y Estudios de Sitio

a. Microzonificación Sísmica

Son estudios multidisciplinarios, que investigan los efectos de sismos y fenómenos asociados como licuefacción de suelos, deslizamientos, tsunamis y otros, sobre el área de interés. Los estudios suministran información sobre la posible modificación de las acciones sísmicas por causa de las condiciones locales y otros fenómenos naturales, así como las limitaciones y exigencias que como consecuencia de los estudios se considere para el diseño, construcción de edificaciones y otras obras.

Será requisito la realización de los estudios de microzonificación en los siguientes casos:

- Áreas de expansión de ciudades.
- Complejos industriales o similares.
- Reconstrucción de áreas urbanas destruidas por sismos y fenómenos asociados.

Los resultados de estudios de microzonificación serán aprobados por la autoridad competente, que puede solicitar informaciones o justificaciones complementarias en caso lo considere necesario.

b. Estudios de Sitio

Son estudios similares a los de microzonificación, aunque no necesariamente en toda su extensión. Estos estudios están limitados al lugar del proyecto y suministran información sobre la posible

modificación de las acciones sísmicas y otros fenómenos naturales por las condiciones locales. Su objetivo principal es determinar los parámetros de diseño.

No se considerarán parámetros de diseño inferiores a los indicados en esta Norma.

6.2

Condiciones Geotécnicas

Para los efectos de esta Norma, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el período fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte. Los tipos de perfiles de suelos son cuatro:

a. Perfil tipo S_1 : Roca o suelos muy rígidos.

A este tipo corresponden las rocas y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte similar al de una roca, en los que el período fundamental para vibraciones de baja amplitud no excede de 0,25 s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Roca sana o parcialmente alterada, con una resistencia a la compresión no confinada mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm²).
- Grava arenosa densa.
- Estrato de no más de 20 m de material cohesivo muy rígido, con una resistencia al corte en condiciones no drenadas superior a 100 kPa (1 kg/cm²), sobre roca u otro material con velocidad de onda de corte similar al de una roca.
- Estrato de no más de 20 m de arena muy densa con $N > 30$, sobre roca u otro material con velocidad de onda de corte similar al de una roca.

b. Perfil tipo S_2 : Suelos intermedios.

Se clasifican como de este tipo los sitios con características intermedias entre las indicadas para los perfiles S_1 y S_3 .

c. Perfil tipo S₃: Suelos flexibles o con estratos de gran espesor.

Corresponden a este tipo los suelos flexibles o estratos de gran espesor en los que el período fundamental, para vibraciones de baja amplitud, es mayor que 0,6 s, incluyéndose los casos en los que el espesor del estrato de suelo excede los valores siguientes:

Suelos Cohesivos	Resistencia al Corte típica en condición no drenada (kPa)	Espesor del estrato (m) (*)
Blandos	< 25	20
Medianamente compactos	25 - 50	25
Compactos	50 - 100	40
Muy compactos	100 - 200	60
Suelos Granulares	Valores N típicos en ensayos De penetración estándar (SPT)	Espesor del estrato (m) (*)
Sueltos	4 - 10	40
Medianamente densos	10 - 30	45
Densos	Mayor que 30	100

(*) Suelo con velocidad de onda de corte menor que el de una roca.

d. Perfil Tipo S₄: Condiciones excepcionales.

A este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables.

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores de T_p y del factor de amplificación del suelo S , dados en la Tabla N°2.

En los sitios donde las propiedades del suelo sean poco conocidas se podrán usar los valores correspondientes al perfil tipo S₃. Sólo será necesario considerar un perfil tipo S₄ cuando los estudios geotécnicos así lo determinen.

Tabla N°2			
Parámetros del Suelo			
Tipo	Descripción	T _p (s)	S
S ₁	Roca o suelos muy rígidos	0,4	1,0
S ₂	Suelos intermedios	0,6	1,2
S ₃	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0,9	1,4
S ₄	Condiciones excepcionales	*	*

(*) Los valores de T_p y S para este caso serán establecidos por el especialista, pero en ningún caso serán menores que los especificados para el perfil tipo S₃.

Artículo 7 Factor de Amplificación Sísmica

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por la siguiente expresión:

$$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T} \right)^{\alpha} ; C \leq 2,5$$

T es el período según se define en el Artículo 17 (17.2) ó en el Artículo 18 (18.2 a)

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto de la aceleración en el suelo.

CAPÍTULO 3

REQUISITOS GENERALES

Artículo 8

Aspectos Generales.

Toda edificación y cada una de sus partes serán diseñadas y construidas para resistir las solicitaciones sísmicas determinadas en la forma pre-escrita en esta Norma.

Deberá considerarse el posible efecto de los elementos no estructurales en el comportamiento sísmico de la estructura. El análisis, el detallado del refuerzo y anclaje deberá hacerse acorde con esta consideración.

Para estructuras regulares, el análisis podrá hacerse considerando que el total de la fuerza sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales. Para estructuras irregulares deberá suponerse que la acción sísmica ocurre en la dirección que resulte más desfavorable para el diseño de cada elemento o componente en estudio.

Se considera que la fuerza sísmica vertical actúa en los elementos simultáneamente con la fuerza sísmica horizontal y en el sentido más desfavorable para el análisis.

No es necesario considerar simultáneamente los efectos de sismo y viento.

Cuando sobre un sólo elemento de la estructura, muro o pórtico, actúa una fuerza de 30 % o más del total de la fuerza cortante horizontal en cualquier entrepiso, dicho elemento deberá diseñarse para el 125 % de dicha fuerza.

Artículo 9

Concepción Estructural Sismorresistente

El comportamiento sísmico de las edificaciones mejora cuando se observan las siguientes condiciones:

- Simetría, tanto en la distribución de masas como en las rigideces.
- Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- Resistencia adecuada.
- Continuidad en la estructura, tanto en planta como en elevación.

- Ductilidad.
- Deformación limitada.
- Inclusión de líneas sucesivas de resistencia.
- Consideración de las condiciones locales.
- Buena práctica constructiva e inspección estructural rigurosa.

Artículo 10 Categoría de las Edificaciones

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla N° 3. El coeficiente de uso e importancia (U), definido en la Tabla N° 3 se usará según la clasificación que se haga.

Tabla N° 3 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, como hospitales, centrales de comunicaciones, cuarteles de bomberos y policía, subestaciones eléctricas, reservorios de agua. Centros educativos y edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. También se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, como grandes hornos, depósitos de materiales inflamables o tóxicos.	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas como teatros, estadios, centros comerciales, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos, bibliotecas y archivos especiales. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes, cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia como viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios, fugas de contaminantes, etc.	1,0
D Edificaciones Menores	Edificaciones cuyas fallas causan pérdidas de menor cuantía y normalmente la probabilidad de causar víctimas es baja, como cercos de menos de 1,50m de altura, depósitos temporales, pequeñas viviendas temporales y construcciones similares.	(*)

(*) En estas edificaciones, a criterio del proyectista, se podrá omitir el análisis por fuerzas sísmicas, pero deberá proveerse de la resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales.

Artículo 11

Configuración Estructural

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares con el fin de determinar el procedimiento adecuado de análisis y los valores apropiados del factor de reducción de fuerza sísmica (Tabla N° 6).

a. Estructuras Regulares. Son las que no tienen discontinuidades significativas horizontales o verticales en su configuración resistente a cargas laterales.

b. Estructuras Irregulares. Se definen como estructuras irregulares aquellas que presentan una o más de las características indicadas en la Tabla N°4 o Tabla N° 5.

Tabla N° 4 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	
Irregularidades de Rigidez – Piso blando	En cada dirección la suma de las áreas de las secciones transversales de los elementos verticales resistentes al corte en un entrepiso, columnas y muros, es menor que 85 % de la correspondiente suma para el entrepiso superior, o es menor que 90 % del promedio para los 3 pisos superiores. No es aplicable en sótanos. Para pisos de altura diferente multiplicar los valores anteriores por (h_i/h_d) donde h_d es altura diferente de piso y h_i es la altura típica de piso.
Irregularidad de Masa	Se considera que existe irregularidad de masa, cuando la masa de un piso es mayor que el 150% de la masa de un piso adyacente. No es aplicable en azoteas
Irregularidad Geométrica Vertical	La dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 130% de la correspondiente dimensión en un piso adyacente. No es aplicable en azoteas ni en sótanos.
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes.	Desalineamiento de elementos verticales, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento de magnitud mayor que la dimensión del elemento.

Tabla N° 5 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	
Irregularidad Torsional	Se considerará sólo en edificios con diafragmas rígidos en los que el desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda del 50% del máximo permisible indicado en la Tabla N°8 del Artículo 15 (15.1). En cualquiera de las direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio, es mayor que 1,3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento relativo que simultáneamente se obtiene en el extremo opuesto.
Esquinas Entrantes	La configuración en planta y el sistema resistente de la estructura, tienen esquinas entrantes, cuyas dimensiones en ambas direcciones, son mayores que el 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.
Discontinuidad del Diafragma	Diafragma con discontinuidades abruptas o variaciones en rigidez, incluyendo áreas abiertas mayores a 50% del área bruta del diafragma.

Artículo 12 Sistemas Estructurales

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección tal como se indica en la Tabla N°6.

Según la clasificación que se haga de una edificación se usará un coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R). Para el diseño por resistencia última las fuerzas sísmicas internas deben combinarse con factores de carga unitarios. En caso contrario podrá usarse como (R) los valores establecidos en Tabla N°6 previa multiplicación por el factor de carga de sismo correspondiente.

Tabla N° 6 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente de Reducción, R Para estructuras regulares (*) (**)
Acero	
Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos.	9,5
Otras estructuras de acero:	
Arriostres Excéntricos.	6,5
Arriostres en Cruz.	6,0
Concreto Armado	
Pórticos ⁽¹⁾ .	8
Dual ⁽²⁾ .	7
De muros estructurales ⁽³⁾ .	6
Muros de ductilidad limitada ⁽⁴⁾ .	4
Albañilería Armada o Confinada ⁽⁵⁾ .	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

1. Por lo menos el 80% del cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos que cumplan los requisitos de la NTE E.060 Concreto Armado. En caso se tengan muros estructurales, estos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.
 2. Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. Los pórticos deberán ser diseñados para tomar por lo menos 25% del cortante en la base. Los muros estructurales serán diseñados para las fuerzas obtenidas del análisis según Artículo 16 (16.2)
 3. Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 80% del cortante en la base.
 4. Edificación de baja altura con alta densidad de muros de ductilidad limitada.
 5. Para diseño por esfuerzos admisibles el valor de R será 6
- (*) Estos coeficientes se aplicarán únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.
- (**) Para estructuras irregulares, los valores de R deben ser tomados como $\frac{3}{4}$ de los anotados en la Tabla.
Para construcciones de tierra referirse a la NTE E.080 Adobe. Este tipo de construcciones no se recomienda en suelos S₃, ni se permite en suelos S₄.

Artículo

Edificaciones

De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse observando las características de regularidad y empleando el sistema estructural que se indica en la Tabla N° 7.

Tabla N° 7			
CATEGORÍA Y ESTRUCTURA DE LAS EDIFICACIONES			
Categoría de la Edificación.	Regularidad Estructural	Zona	Sistema Estructural
A (*) (**)	Regular	3	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual
		2 y 1	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual, Madera
B	Regular o Irregular	3 y 2	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual, Madera
		1	Cualquier sistema.
C	Regular o Irregular	3, 2 y 1	Cualquier sistema.

(*) Para lograr los objetivos indicados en la Tabla N°3, la edificación será especialmente estructurada para resistir sismos severos.

(**) Para pequeñas construcciones rurales, como escuelas y postas médicas, se podrá usar materiales tradicionales siguiendo las recomendaciones de las normas correspondientes a dichos materiales.

Artículo 14 Procedimientos de Análisis

14.1 Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos referidos en el Artículo 18.

14.2 Las estructuras clasificadas como regulares según el artículo 10 de no más de 45 m de altura y las estructuras de muros portantes de no más de 15 m de altura, aún cuando sean irregulares, podrán analizarse mediante el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes del Artículo 17.

Artículo 15 Desplazamientos Laterales

15.1 Desplazamientos Laterales Permisibles

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el Artículo 16 (16.4), no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso que se indica en la Tabla N° 8.

Tabla N° 8	
LÍMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO	
Estos límites no son aplicables a naves industriales	
Material Predominante	($\Delta_i / h_{e,i}$)
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010

15.2 Junta de Separación sísmica(s)

Toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas una distancia mínima s para evitar el contacto durante un movimiento sísmico.

Esta distancia mínima no será menor que los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes ni menor que:

$$s = 3 + 0,004 \cdot (h - 500) \quad (h \text{ y } s \text{ en centímetros})$$

$$s > 3 \text{ cm}$$

donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar s.

El Edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores que $2/3$ del desplazamiento máximo calculado según Artículo 16 (16.4) ni menores que $s/2$.

15.3

Estabilidad del Edificio

Deberá considerarse el efecto de la excentricidad de la carga vertical producida por los desplazamientos laterales de la edificación, (efecto P-delta) según se establece en el Artículo 16 (16.5).

La estabilidad al volteo del conjunto se verificará según se indica en el Artículo 21.

CAPÍTULO 4 ANÁLISIS DE EDIFICIOS

Artículo 16 Generalidades

16.1 Solicitaciones Sísmicas y Análisis

En concordancia con los principios de diseño sismorresistente del Artículo 3, se acepta que las edificaciones tendrán incursiones inelásticas frente a solicitaciones sísmicas severas. Por tanto las solicitaciones sísmicas de diseño se consideran como una fracción de la solicitación sísmica máxima elástica.

El análisis podrá desarrollarse usando las solicitaciones sísmicas reducidas con un modelo de comportamiento elástico para la estructura.

16.2 Modelos para Análisis de Edificios

El modelo para el análisis deberá considerar una distribución espacial de masas y rigidez que sean adecuadas para calcular los aspectos más significativos del comportamiento dinámico de la estructura.

Para edificios en los que se pueda razonablemente suponer que los sistemas de piso funcionan como diafragmas rígidos, se podrá usar un modelo con masas concentradas y tres grados de libertad por diafragma, asociados a dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una rotación. En tal caso, las deformaciones de los elementos deberán compatibilizarse mediante la condición de diafragma rígido y la distribución en planta de las fuerzas horizontales deberá hacerse en función a las rigideces de los elementos resistentes. Deberá verificarse que los diafragmas tengan la rigidez y resistencia suficientes para asegurar la distribución mencionada, en caso contrario, deberá tomarse en cuenta su flexibilidad para la distribución de las fuerzas sísmicas.

Para los pisos que no constituyan diafragmas rígidos, los elementos resistentes serán diseñados para las fuerzas horizontales que directamente les corresponde.

16.3

Peso de la Edificación

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la Edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- a. En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50% de la carga viva.
- b. En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25% de la carga viva.
- c. En depósitos, el 80% del peso total que es posible almacenar.
- d. En azoteas y techos en general se tomará el 25% de la carga viva.
- e. En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100% de la carga que puede contener.

16.4

Desplazamientos Laterales

Los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de C/R indicados en el Artículo 17 (17.3) ni el cortante mínimo en la base especificado en el Artículo 18 (18.2 d).

16.5

Efectos de Segundo Orden (P-Delta)

Los efectos de segundo orden deberán ser considerados cuando produzcan un incremento de más del 10 % en las fuerzas internas.

Para estimar la importancia de los efectos de segundo orden, podrá usarse para cada nivel el siguiente cociente como índice de estabilidad:

$$Q = \frac{N_i \cdot \Delta_i}{V_i \cdot h_{e_i} \cdot R}$$

Los efectos de segundo orden deberán ser tomados en cuenta cuando $Q > 0,1$

16.6 Solicitaciones Sísmicas Verticales

Estas sollicitaciones se considerarán en el diseño de elementos verticales, en elementos post o pre tensados y en los voladizos o salientes de un edificio.

Artículo 17 Análisis Estático

17.1 Generalidades

Este método representa las sollicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación.

Debe emplearse sólo para edificios sin irregularidades y de baja altura según se establece en el Artículo 14 (14.2).

17.2 Período Fundamental

a. El período fundamental para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

donde :

$C_T = 35$ para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente pórticos.

$C_T = 45$ para edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean pórticos y las cajas de ascensores y escaleras.

$C_T = 60$ para estructuras de mampostería y para todos los edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean fundamentalmente muros de corte.

b. También podrá usarse un procedimiento de análisis dinámico que considere las características de rigidez y distribución de masas en la estructura. Como una forma sencilla de este procedimiento puede usarse la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot 2}{g \cdot \sum_{i=1}^n F_i}}$$

Cuando el procedimiento dinámico no considere el efecto de los elementos no estructurales, el periodo fundamental deberá tomarse como el 0,85 del valor obtenido por este método.

17.3

Fuerza Cortante en la Base

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{P^R}$$

debiendo considerarse para C/R el siguiente valor mínimo:

$$\frac{C}{R} \geq 0,125$$

17.4

Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura

Si el período fundamental T, es mayor que 0,7 s, una parte de la fuerza cortante V, denominada F_a, deberá aplicarse como fuerza concentrada en la parte superior de la estructura. Esta fuerza F_a se determinará mediante la expresión:

$$F_a = 0,07 \cdot T \cdot V \leq 0,15 \cdot V$$

donde el período T en la expresión anterior será el mismo que el usado para la determinación de la fuerza cortante en la base.

El resto de la fuerza cortante, es decir (V - F_a) se distribuirá entre los distintos niveles, incluyendo el último, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{P_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot h_j} (V - F_a)$$

17.5 Efectos de Torsión

Se supondrá que la fuerza en cada nivel (F_i) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además el efecto de excentricidades accidentales como se indica a continuación.

Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel (e_i), se considerará como 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la de la acción de las fuerzas.

En cada nivel además de la fuerza actuante, se aplicará el momento accidental denominado M_{t_i} que se calcula como:

$$M_{t_i} = \pm F_i e_i$$

Se puede suponer que las condiciones más desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el mismo signo en todos los niveles. Se considerarán únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales no así las disminuciones.

17.6 Fuerzas Sísmicas Verticales

La fuerza sísmica vertical se considerará como una fracción del peso. Para las zonas 3 y 2 esta fracción será de $2/3 Z$. Para la zona 1 no será necesario considerar este efecto.

Artículo 18 Análisis Dinámico

18.1 Alcances

El análisis dinámico de las edificaciones podrá realizarse mediante procedimientos de combinación espectral o por medio de análisis tiempo-historia.

Para edificaciones convencionales podrá usarse el procedimiento de combinación espectral; y para edificaciones especiales deberá usarse un análisis tiempo-historia.

18.2 Análisis por combinación modal espectral .

a. Modos de Vibración

Los periodos naturales y modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas de la estructura.

b. Aceleración Espectral

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_{\ddot{a}} = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

c. Criterios de Combinación

Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

La respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i) podrá determinarse usando la siguiente expresión.

$$r = 0,25 \cdot \sum_{i=1}^m |r_i| + 0,75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo.

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

c. Fuerza Cortante Mínima en la Base

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado según el Artículo 17 (17.3) para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

e. Efectos de Torsión

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable.

18.3

Análisis Tiempo-Historia

El análisis tiempo historia se podrá realizar suponiendo comportamiento lineal y elástico y deberán utilizarse no menos de cinco registros de aceleraciones horizontales, correspondientes a sismos reales o artificiales. Estos registros deberán normalizarse de manera que la aceleración máxima corresponda al valor máximo esperado en el sitio.

Para edificaciones especialmente importantes el análisis dinámico tiempo-historia se efectuará considerando el comportamiento inelástico de los elementos de la estructura.

CAPÍTULO 5 CIMENTACIONES

Artículo 19 Generalidades

Las suposiciones que se hagan para los apoyos de la estructura deberán ser concordantes con las características propias del suelo de cimentación.

El diseño de las cimentaciones deberá hacerse de manera compatible con la distribución de fuerzas obtenida del análisis de la estructura.

Artículo 20 Capacidad Portante

En todo estudio de mecánica de suelos deberán considerarse los efectos de los sismos para la determinación de la capacidad portante del suelo de cimentación. En los sitios en que pueda producirse licuefacción del suelo, debe efectuarse una investigación geotécnica que evalúe esta posibilidad y determine la solución más adecuada.

Para el cálculo de las presiones admisibles sobre el suelo de cimentación bajo acciones sísmicas, se emplearán los factores de seguridad mínimos indicados en la NTE E.050 Suelos y Cimentaciones.

Artículo 21 Momento de Volteo

Toda estructura y su cimentación deberán ser diseñadas para resistir el momento de volteo que produce un sismo. El factor de seguridad deberá ser mayor o igual que 1,5.

Artículo 22 Zapatas aisladas y cajones

Para zapatas aisladas con o sin pilotes en suelos tipo S_3 y S_4 y para las zonas 3 y 2 se proveerá elementos de conexión, los que deben soportar en tracción o compresión, una fuerza horizontal mínima equivalente al 10% de la carga vertical que soporta la zapata.

Para el caso de pilotes y cajones deberá proveerse de vigas de conexión o deberá tenerse en cuenta los giros y deformaciones por efecto de la fuerza horizontal diseñando pilotes y zapatas para estas solicitaciones. Los pilotes tendrán una armadura en tracción equivalente por lo menos al 15% de la carga vertical que soportan.

CAPÍTULO 6

ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, APÉNDICES Y EQUIPO

Artículo 23

Generalidades

- Se consideran como elementos no-estructurales, aquellos que estando o no conectados al sistema resistente a fuerzas horizontales, su aporte a la rigidez del sistema es despreciable.
- En el caso que los elementos no estructurales estén aislados del sistema estructural principal, estos deberán diseñarse para resistir una fuerza sísmica (V) asociada a su peso (P) tal como se indica a continuación.

$$V = Z \cdot U \cdot C_1 \cdot P$$

Los valores de U corresponden a los indicados en el Capítulo 3 y los valores de C_1 se tomarán de la Tabla N°9.

- Elementos que al fallar puedan precipitarse fuera de la edificación en la cual la dirección de la fuerza es perpendicular a su plano. - Elementos cuya falla entrañe peligro para personas u otras estructuras.	1,3
- Muros dentro de una edificación (dirección de la fuerza perpendicular a su plano).	0,9
- Cercos.	0,6
- Tanques, torres, letreros y chimeneas conectados a una parte del edificio considerando la fuerza en cualquier dirección.	0,9
- Pisos y techos que actúan como diafragmas con la dirección de la fuerza en su plano.	0,6

- Para elementos no estructurales que estén unidos al sistema estructural principal y deban acompañar la deformación de la misma, deberá asegurarse que en caso de falla, no causen daños personales.
- La conexión de equipos e instalaciones dentro de una edificación debe ser responsabilidad del especialista correspondiente. Cada especialista deberá garantizar que estos equipos e instalaciones no constituyan un riesgo durante un sismo y, de tratarse de instalaciones esenciales, deberá garantizar la continuación de su operatividad.

CAPÍTULO 7

EVALUACIÓN, REPARACIÓN Y REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS

Artículo 24

Generalidades

- Las estructuras dañadas por efectos del sismo deben ser evaluadas y reparadas de tal manera que se corrijan los posibles defectos estructurales que provocaron la falla y recuperen la capacidad de resistir un nuevo evento sísmico, acorde con los objetivos del diseño sismorresistente anotada en el Capítulo 1.
- Ocurrido el evento sísmico la estructura deberá ser evaluada por un ingeniero civil, quien deberá determinar si el estado de la edificación hace necesario el reforzamiento, reparación o demolición de la misma. El estudio deberá necesariamente considerar las características geotécnicas del sitio.
- La reparación deberá ser capaz de dotar a la estructura de una combinación adecuada de rigidez, resistencia y ductilidad que garantice su buen comportamiento en eventos futuros.
- El proyecto de reparación o reforzamiento incluirá los detalles, procedimientos y sistemas constructivos a seguirse.
- Para la reparación y el reforzamiento sísmico de edificaciones existentes se podrá emplear otros criterios y procedimientos diferentes a los indicados en esta Norma, con la debida justificación y aprobación de la autoridad competente.

CAPÍTULO 8 INSTRUMENTACIÓN

Artículo 25 Registradores Acelerográficos

En todas las zonas sísmicas los proyectos de edificaciones con un área igual o mayor de 10,000 m², deberán instrumentarse con un registrador acelerográfico triaxial.

Los registradores acelerográficos triaxiales deberán ser provistos por el propietario, con especificaciones técnicas aprobadas por el Instituto Geofísico del Perú.

Artículo 26 Ubicación

Los instrumentos deberán colocarse en una habitación de por lo menos 4 m² ubicado en el nivel inferior del edificio teniendo en cuenta un acceso fácil para su mantenimiento; y una apropiada iluminación, ventilación, suministro de energía eléctrica, y seguridad física y deberá identificarse claramente en el plano de arquitectura.

Artículo 27 Mantenimiento

El mantenimiento operativo, partes y componentes, material fungible y servicio de los instrumentos deberán ser provistos por los propietarios del edificio bajo control del Instituto Geofísico del Perú. La responsabilidad se mantendrá por 10 años.

Artículo 28 Disponibilidad de Datos

Los acelerogramas registrados por los instrumentos, serán procesados por el Instituto Geofísico del Perú e integrados al Banco Nacional de Datos Geofísicos. Esta información es de dominio público y estará disponible a los usuarios a pedido.

Artículo 29 Requisitos para la Finalización de Obra

Para obtener el certificado de finalización de obra, y bajo responsabilidad del funcionario competente, el propietario deberá presentar un certificado de instalación, expedido por el Instituto Geofísico del Perú y además un contrato de servicio de mantenimiento operativo de los instrumentos.

ANEXO

ANEXO N° 1
ZONIFICACIÓN SÍSMICA

Las zonas sísmicas en que se divide el territorio peruano, para fines de esta Norma se muestran en la Figura 1 del Artículo 5.

A continuación se especifican las provincias de cada zona.

Zona 1

1. Departamento de Loreto. Provincias de Mariscal Ramón Castilla, Maynas y Requena.
2. Departamento de Ucayali. Provincia de Purús.
3. Departamento de Madre de Dios. Provincia de Tahuamanú.

Zona 2

1. Departamento de Loreto. Provincias de Loreto, Alto Amazonas y Ucayali .
2. Departamento de Amazonas. Todas las provincias.
3. Departamento de San Martín. Todas las provincias.
4. Departamento de Huánuco. Todas las provincias.
5. Departamento de Ucayali. Provincias de Coronel Portillo, Atalaya y Padre Abad.
6. Departamento de Pasco. Todas las provincias.
7. Departamento de Junín. Todas las provincias.
8. Departamento de Huancavelica. Provincias de Acobamba, Angaraes, Churcampa, Tayacaja y Huancavelica.
9. Departamento de Ayacucho. Provincias de Sucre, Huamanga, Huanta y Vilcashuaman.
10. Departamento de Apurímac. Todas las provincias.
11. Departamento de Cusco. Todas las provincias.
12. Departamento de Madre de Dios. Provincias de Tambopata y Manú.
13. Departamento de Puno. Todas las provincias.

Zona 3

1. Departamento de Tumbes. Todas las provincias.
2. Departamento de Piura. Todas las provincias.
3. Departamento de Cajamarca. Todas las provincias.
4. Departamento de Lambayeque. Todas las provincias.
5. Departamento de La Libertad. Todas las provincias.
6. Departamento de Ancash. Todas las provincias.
7. Departamento de Lima. Todas las provincias.
8. Provincia Constitucional del Callao.
9. Departamento de Ica. Todas las provincias.
10. Departamento de Huancavelica. Provincias de Castrovirreyna y Huaytará.
11. Departamento de Ayacucho. Provincias de Cangallo, Huanca Sancos, Lucanas, Víctor Fajardo, Parinacochas y Paucar del Sara Sara.
12. Departamento de Arequipa. Todas las provincias.
13. Departamento de Moquegua. Todas las provincias.
14. Departamento de Tacna. Todas las provincias.

ESPECIFICACIONES NORMATIVAS PARA DISEÑO SISMORRESISTENTE EN EL CASO DE EDIFICACIONES DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA (EMDL)

1. DEFINICIONES Y LIMITACIONES

- 1.1 Los EMDL se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad en las dos direcciones está dada por muros de concreto armado que no pueden desarrollar desplazamientos inelásticos importantes. En este sistema los muros son de espesores reducidos, se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola hilera. Los sistemas de piso son losas macizas o aligeradas que cumplen la función de diafragma rígido.

El máximo número de pisos que se puede construir con este sistema es de 7.

- 1.2 Cuando se emplee este sistema en edificios de mayor altura, los pisos inferiores por debajo de los 6 últimos niveles, deberán estar necesariamente estructurados en base a muros de concreto armado con espesores mayores o iguales a 0,15m, que permitan confinar sus extremos con estribos. Para el análisis y diseño sísmico del edificio se deberá usar $R = 4$ ó $R = 4 \times \frac{3}{4}$ si el edificio fuera irregular.

2. MODELO PARA ANÁLISIS DE LOS EMDL

- 2.1 Para lograr una aceptable representación de la rigidez del edificio y de la distribución de las solicitaciones internas, se deberá desarrollar un modelo que tome en cuenta la interacción entre muros de direcciones perpendiculares. Para tal efecto, será necesario compatibilizar las deformaciones verticales en las zonas comunes de los muros en ambas direcciones, tanto para solicitaciones sísmicas como para cargas de gravedad.

Como alternativa de análisis se puede emplear modelos pseudo tridimensionales de pórticos planos, considerando la contribución de los muros perpendiculares. La longitud de la aleta contribuyente a cada lado del alma deberá ser el menor valor entre el 10% de la altura total del muro y la mitad de la distancia al muro adyacente paralelo.

3. DESPLAZAMIENTOS LATERALES PERMISIBLES

- 3.1 El máximo desplazamiento relativo de entrepiso (calculado según el artículo 16.4 de la NTE E.030 Diseño Sismorresistente), dividido entre la altura de entrepiso, no deberá exceder de 0,005.
- 3.2 Cuando para controlar los desplazamientos laterales se recurra a vigas de acoplamiento entre muros, éstas deben diseñarse para desarrollar comportamiento dúctil y deben tener un espesor mínimo de 0,15m.

4. IRREGULARIDADES EN ALTURA Y REQUISITOS DE DISEÑO

- 4.1 Cuando el edificio tenga muros discontinuos, se deberá cumplir con las siguientes exigencias:
- a Para evitar la existencia de un piso blando, en cualquier entrepiso, el área transversal de los muros en cada dirección no podrá ser menor que el 90% del área correspondiente al entrepiso inmediato superior.
 - b El 50% de los muros deberá ser continuo con un área mayor o igual al 50% del área total de los muros en la dirección considerada.

- c. La resistencia y rigidez del entrepiso donde se produce la discontinuidad, así como los entrepisos inmediato superior e inmediato inferior deberán estar

proporcionada exclusivamente por los muros que son continuos en todos los niveles.

- d El sistema de transferencia (parrilla, losa y elementos verticales de soporte) se deberá diseñar empleando un factor de reducción de fuerzas sísmicas (RST) igual al empleado en el edificio, R dividido entre 1,5, es decir, $RST = R/1,5$.
- e Excepcionalmente se permitirá densidades de muros continuos inferiores a la indicada en (b), sólo para los entrepisos de sótanos. En este caso se podrá recurrir a sistemas de transferencia en el nivel correspondiente al techo del sótano debiéndose desarrollar un diseño por capacidad, de acuerdo a lo indicado en el acápite 4.2 de la especificaciones normativas para concreto armado en el caso de EMDL, y satisfaciendo adicionalmente lo indicado en (d).

El proyectista deberá presentar una memoria y notas de cálculo incluyendo los detalles del diseño para el sistema de transferencia y de los principales muros con responsabilidad sísmica.

NORMA E.050

SUELOS Y CIMENTACIONES

CAPÍTULO 1 GENERALIDADES

Artículo 1 OBJETIVO

El objetivo de esta Norma es establecer los requisitos para la ejecución de Estudios de Mecánica de Suelos* (**EMS**), con fines de cimentación, de edificaciones y otras obras indicadas en esta Norma. Los **EMS** se ejecutarán con la finalidad de asegurar la estabilidad y permanencia de las obras y para promover la utilización racional de los recursos.

Artículo 2 ÁMBITO DE APLICACIÓN

El ámbito de aplicación de la presente Norma comprende todo el territorio nacional.

Las exigencias de esta Norma se consideran mínimas.

La presente Norma no toma en cuenta los efectos de los fenómenos de geodinámica externa y no se aplica en los casos que haya presunción de la existencia de ruinas arqueológicas; galerías u oquedades subterráneas de origen natural o artificial. En ambos casos deberán efectuarse estudios específicamente orientados a confirmar y solucionar dichos problemas.

Artículo 3 OBLIGATORIEDAD DE LOS ESTUDIOS

3.1 Casos donde existe obligatoriedad

Es obligatorio efectuar el **EMS** en los siguientes casos:

- a) Edificaciones en general, que alojen gran cantidad de personas, equipos costosos o peligrosos, tales como: colegios, universidades, hospitales y clínicas, estadios, cárceles, auditorios, templos, salas de espectáculos, museos, centrales telefónicas, estaciones de radio y televisión, estaciones de bomberos, archivos y registros públicos, centrales de generación de electricidad, sub-estaciones eléctricas, silos, tanques de agua y reservorios.

* Ver Glosario

- b) Cualquier edificación no mencionada en a) de uno a tres pisos, que ocupen individual o conjuntamente más de 500 m² de área techada en planta.
- c) Cualquier edificación no mencionada en a) de cuatro o más pisos de altura, cualquiera que sea su área.
- d) Edificaciones industriales, fábricas, talleres o similares.
- e) Edificaciones especiales cuya falla, además del propio colapso, represente peligros adicionales importantes, tales como: reactores atómicos, grandes hornos, depósitos de materiales inflamables, corrosivos o combustibles, paneles de publicidad de grandes dimensiones y otros de similar riesgo.
- f) Cualquier edificación que requiera el uso de pilotes, pilares o plateas de fundación.
- g) Cualquier edificación adyacente a taludes o suelos que puedan poner en peligro su estabilidad.

En los casos en que es obligatorio efectuar un **EMS**, de acuerdo a lo indicado en esta Sección, el informe del **EMS** correspondiente deberá ser firmado por un **Profesional Responsable (PR)***.

En estos mismos casos deberá incluirse en los planos de cimentación una transcripción literal del “Resumen de las Condiciones de Cimentación” del **EMS** (Ver Artículo 12 (12.1a)).

3.2 Casos donde no existe obligatoriedad

Sólo en caso de lugares con condiciones de cimentación conocida, debidas a depósitos de suelos uniformes tanto vertical como horizontalmente, sin problemas especiales, con áreas techadas en planta menores que 500 m² y altura menor de cuatro pisos, podrán asumirse valores de la Presión Admisible del Suelo, profundidad de cimentación y cualquier otra consideración concerniente a la Mecánica de Suelos, las mismas que deberán figurar en un recuadro en el plano de cimentación con la firma del **PR** que efectuó la estimación, quedando bajo su responsabilidad la información proporcionada. La estimación efectuada deberá basarse en no menos de 3 puntos de investigación hasta la profundidad mínima “p” indicada en el Artículo 11 (11.2c).

El **PR** no podrá delegar a terceros dicha responsabilidad. En caso que la estimación indique la necesidad de usar cimentación especial, profunda o por platea, se deberá efectuar un **EMS**.

* Ver Glosario

Artículo 4 ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS (*EMS*)

Son aquellos que cumplen con la presente Norma, que están basados en el metrado de cargas estimado para la estructura y que cumplen los requisitos para el Programa de Investigación descrito en el Artículo 11.

Artículo 5 ALCANCE DEL EMS

La información del **EMS** es válida solamente para el área y tipo de obra indicadas en el informe.

Los resultados e investigaciones de campo y laboratorio, así como el análisis, conclusiones y recomendaciones del **EMS**, sólo se aplicarán al terreno y edificaciones comprendidas en el mismo. No podrán emplearse en otros terrenos, para otras edificaciones, o para otro tipo de obra.

Artículo 6 RESPONSABILIDAD PROFESIONAL POR EL EMS

Todo **EMS** deberá ser firmado por el **PR**, que por lo mismo asume la responsabilidad del contenido y de las conclusiones del informe. El **PR** no podrá delegar a terceros dicha responsabilidad.

Artículo 7 RESPONSABILIDAD POR APLICACIÓN DE LA NORMA

Las entidades encargadas de otorgar la ejecución de las obras y la Licencia de Construcción son las responsables de hacer cumplir esta Norma. Dichas entidades no autorizarán la ejecución de las obras, si el proyecto no cuenta con un **EMS**, para el área y tipo de obra específico.

Artículo 8 RESPONSABILIDAD DEL SOLICITANTE*

Proporcionar la información indicada en el Artículo 9 y garantizar el libre acceso al terreno para efectuar la investigación del campo.

CAPÍTULO 2 ESTUDIOS

Artículo 9 INFORMACIÓN PREVIA

* Ver Glosario

Es la que se requiere para ejecutar el **EMS**. Los datos indicados en los Artículos 9 (9.1, 9.2a, 9.2b y 9.3) serán proporcionados por quien solicita el **EMS** (El Solicitante) al **PR** antes de ejecutarlo. Los datos indicados en las Secciones restantes serán obtenidos por el **PR**.

9.1 Del terreno a investigar

- a) Plano de ubicación y accesos
- b) Plano topográfico con curvas de nivel. Si la pendiente promedio del terreno fuera inferior al 5%, bastará un levantamiento planimétrico. En todos los casos se harán indicaciones de linderos, usos del terreno, obras anteriores, obras existentes, situación y disposición de acequias y drenajes. En el plano deberá indicarse también, la ubicación prevista para las obras. De no ser así, el programa de Investigación (Artículo 11), cubrirá toda el área del terreno.
- c) La situación legal del terreno.

9.2 De la obra a cimentar

- a) Características generales acerca del uso que se le dará, número de pisos, niveles de piso terminado, área aproximada, tipo de estructura, número de sótanos, luces y cargas estimadas.
- b) En el caso de edificaciones especiales (que transmitan cargas concentradas importantes, que presenten luces grandes, alberguen maquinaria pesada o que vibren, que generen calor o frío o que usen cantidades importantes de agua), deberá contarse con la indicación de la magnitud de las cargas a transmitirse a la cimentación y niveles de piso terminado, o los parámetros dinámicos de la máquina, las tolerancias de las estructuras a movimientos totales o diferenciales y sus condiciones límite de servicio y las eventuales vibraciones o efectos térmicos generados en la utilización de la estructura.
- c) Los movimientos de tierras ejecutados y los previstos en el proyecto.
- d) Para los fines de la determinación del Programa de Investigación Mínimo (**PIM**)* del **EMS** (Artículo 11 (11.2)), las edificaciones serán calificadas, según la Tabla N° 1, donde **A**, **B** y **C** designan la importancia relativa de la estructura desde el punto de vista de la investigación de suelos necesaria para cada tipo de edificación, siendo el **A** más exigente que el **B** y éste que el **C**.

* Ver Artículo 11 (11.2)

TABLA N° 1 TIPO DE EDIFICACIÓN					
CLASE DE ESTRUCTURA	DISTANCIA MAYOR ENTRE APOYOS* (m)	NÚMERO DE PISOS (Incluidos los sótanos)			
		≤ 3	4 a 8	9 a 12	> 12
APORTICADA DE ACERO	< 12	C	C	C	B
PÓRTICOS Y/O MUROS DE CONCRETO	< 10	C	C	B	A
MUROS PORTANTES DE ALBAÑILERÍA	< 12	B	A	---	---
BASES DE MÁQUINAS Y SIMILARES	Cualquiera	A	---	---	---
ESTRUCTURAS ESPECIALES	Cualquiera	A	A	A	A
OTRAS ESTRUCTURAS	Cualquiera	B	A	A	A
<ul style="list-style-type: none"> • Cuando la distancia sobrepasa la indicada, se clasificará en el tipo de edificación inmediato superior. 					
TANQUES ELEVADOS Y SIMILARES		≤ 9 m de altura	> 9 m de altura		
		B	A		

9.3 Datos generales de la zona

El **PR** recibirá del Solicitante los datos disponibles del terreno sobre:

- Usos anteriores (terreno de cultivo, cantera, explotación minera, botadero, relleno sanitario, etc.).
- Construcciones antiguas, restos arqueológicos u obras semejantes que puedan afectar al **EMS**.

9.4 De los terrenos colindantes

Datos disponibles sobre **EMS** efectuados

9.5 De las edificaciones adyacentes

Números de pisos incluidos sótanos, tipo y estado de las estructuras. De ser posible tipo y nivel de cimentación.

9.6 Otra información

Cuando el **PR** lo considere necesario, deberá incluir cualquier otra información de carácter técnico, relacionada con el **EMS**, que pueda afectar la capacidad portante, deformabilidad y/o la estabilidad del terreno.

Artículo 10 TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN

10.1 Técnicas de Investigación de Campo

Las Técnicas de Investigación de Campo aplicables en los **EMS** son las indicadas en la Tabla N° 2.

TABLA N° 2	
TÉCNICA	NORMA APLICABLE*
Método de ensayo de penetración estándar SPT	NTP 339.133 (ASTM D 1586)
Método para la clasificación de suelos con propósitos de ingeniería (sistema unificado de clasificación de suelos SUCS)	NTP 339.134 (ASTM D 2487)
Densidad in-situ mediante el método del cono de arena **	NTP 339.143 (ASTM D1556)
Densidad in-situ mediante métodos nucleares (profundidad superficial)	NTP 339.144 (ASTM D2922)
Ensayo de penetración cuasi-estática profunda de suelos con cono y cono de fricción	NTP 339.148 (ASTM D 3441)
Descripción e identificación de suelos (Procedimiento visual – manual)	NTP 339.150 (ASTM D 2488)
Método de ensayo normalizado para la capacidad portante del suelo por carga estática y para cimientos aislados	NTP 339.153 (ASTM D 1194)
Método normalizado para ensayo de corte por veleta de campo de suelos cohesivos	NTP 339.155 (ASTM D 2573)
Método de ensayo normalizado para la auscultación con penetrómetro dinámico ligero de punta cónica (DPL)	NTE 339.159 (DIN4094)
Norma práctica para la investigación y muestreo de suelos por perforaciones con barrena	NTP 339.161 (ASTM D 1452)
Guía normalizada para caracterización de campo con fines de diseño de ingeniería y construcción	NTP 339.162 (ASTM D 420)
Método de ensayo normalizado de corte por veleta en miniatura de laboratorio en suelos finos arcillosos saturados.	NTP 339.168 (ASTM D 4648)
Práctica normalizada para la perforación de núcleos de roca y muestreo de roca para investigación del sitio.	NTP 339.173 (ASTM D 2113)
Densidad in-situ mediante el método del reemplazo con agua en un pozo de exploración **	NTP 339.253 (ASTM D5030)
Densidad in-situ mediante el método del balón de jebe **	ASTM D2167
<i>Cono Dinámico Superpesado (DPSH)</i>	<i>UNE 103-801:1994</i>
<i>Cono Dinámico Tipo Peck</i>	<i>UNE 103-801:1994***</i>

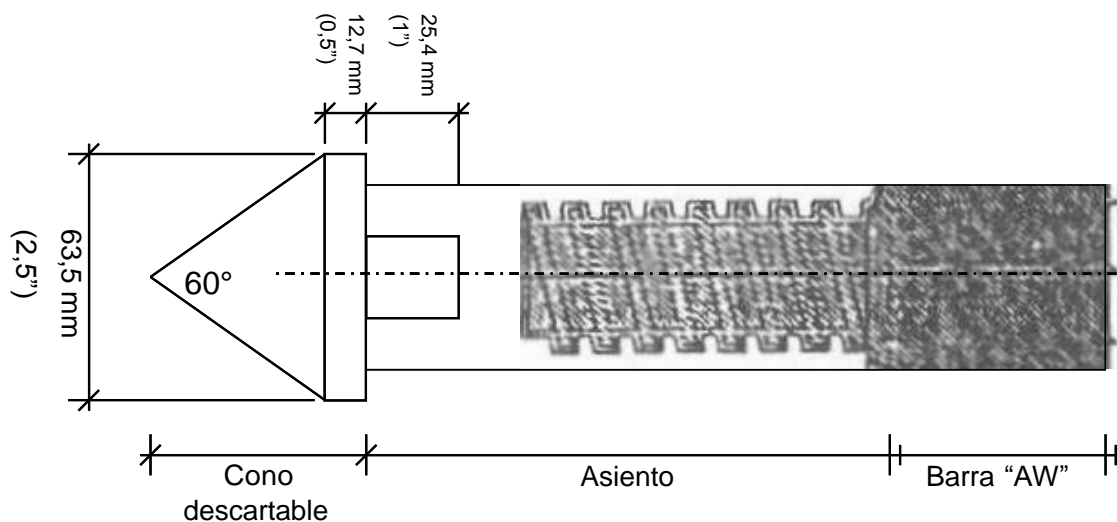
* En todos los casos se utilizará la última versión de la Norma.

** Estos ensayos solo se emplearán para el control de la compactación de rellenos Controlados o de Ingeniería.

*** Se aplicará lo indicado en la Norma UNE 103-801:1994* (peso del martillo, altura de caída, método de ensayo, etc.) con excepción de lo siguiente: Las Barras serán reemplazadas por las "AW", que son las usadas en el ensayo SPT, NTP339.133 (ASTM D1586) y la punta cónica se reemplazará por un cono de 6,35 cm (2.5 pulgadas) de diámetro y 60° de ángulo en la punta según se muestra en la Figura 1. El número de golpes se registrará cada 0,15 m y se graficará cada 0,30 m. C_n es la suma de golpes por cada 0,30 m

NOTA: Los ensayos de densidad de campo, no podrán emplearse para determinar la densidad relativa y la presión admisible de un suelo arenoso.

FIGURA N° 1



10.2

A

Aplicación de las Técnicas de Investigación

La investigación de campo se realizará de acuerdo a lo indicado en el presente Capítulo, respetando las cantidades, valores mínimos y limitaciones que se indican en esta Norma y adicionalmente, en todo aquello que no se contradiga, se aplicará la "Guía normalizada para caracterización de campo con fines de diseño de ingeniería y construcción" NTP 339.162 (ASTM D 420).

a) Pozos o Calicatas y Trincheras

Son excavaciones de formas diversas que permiten una observación directa del terreno, así como la toma de muestras y la realización de ensayos in situ que no requieran confinamiento. Las calicatas y

• Ver Anexo II

trincheras serán realizadas según la NTP 339.162 (ASTM D 420). El **PR** deberá tomar las precauciones necesarias a fin de evitar accidentes.

b) Perforaciones Manuales y Mecánicas

Son sondeos que permiten reconocer la naturaleza y localización de las diferentes capas del terreno, así como extraer muestras del mismo y realizar ensayos in situ.

La profundidad recomendable es hasta 10 metros en perforación manual, sin limitación en perforación mecánica.

Las perforaciones manuales o mecánicas tendrán las siguientes limitaciones:

b-1) Perforaciones mediante Espiral Mecánico

Los espirales mecánicos que no dispongan de un dispositivo para introducir herramientas de muestreo en el eje, no deben usarse en terrenos donde sea necesario conocer con precisión la cota de los estratos, o donde el espesor de los mismos sea menor de 0,30 m.

b-2) Perforaciones por Lavado con Agua.

Se recomiendan para diámetros menores a 0,100 m. Las muestras procedentes del agua del lavado no deberán emplearse para ningún ensayo de laboratorio.

c) Método de Ensayo de Penetración Estándar (SPT) NTP 339.133 (ASTM D 1586)

Los Ensayos de Penetración Estándar (**SPT**) son aplicables, según se indica en la Tabla N° 3

No se recomienda ejecutar ensayos **SPT** en el fondo de calicatas, debido a la pérdida de confinamiento.

d) Ensayo de Penetración Cuasi-Estática Profunda de Suelos con Cono y Cono de Fricción (CPT) NTP339.148 (ASTM D 3441)

Este método se conoce también como el cono Holandés. Véase aplicación en la Tabla N° 3.

e) Cono Dinámico Superpesado (DPSH) UNE 103-801:1994

Se utiliza para auscultaciones dinámicas que requieren investigación adicional de suelos para su interpretación y no sustituyen al Ensayo de Penetración Estándar.

No se recomienda ejecutar ensayos **DPSH** en el fondo de calicatas, debido a la pérdida de confinamiento.

Para determinar las condiciones de cimentación sobre la base de auscultaciones dinámicas, debe conocerse previamente la estratigrafía del terreno obtenida mediante la ejecución de calicatas, trincheras o perforaciones.

Véase aplicación en la Tabla N° 3.

f) Cono Dinámico Tipo Peck UNE 103-801:1994 ver tabla (2)

Se utiliza para auscultaciones dinámicas que requieren investigación adicional de suelos para su interpretación y no sustituyen al Ensayo de Penetración Estándar.

No se recomienda ejecutar ensayos **Tipo Peck** en el fondo de calicatas, debido a la pérdida de confinamiento.

Para determinar las condiciones de cimentación sobre la base de auscultaciones dinámicas, debe conocerse previamente la estratigrafía del terreno obtenida mediante la ejecución de calicatas, trincheras o perforaciones.

Véase aplicación en la Tabla N° 3.

g) Método de ensayo normalizado para la auscultación con penetrómetro dinámico ligero de punta cónica (DPL) NTP339.159 (DIN 4094)

Las auscultaciones dinámicas son ensayos que requieren investigación adicional de suelos para su interpretación y no sustituyen al Ensayo de Penetración Estándar.

No se recomienda ejecutarse ensayos **DPL** en el fondo de calicatas, debido a la pérdida de confinamiento.

Para determinar las condiciones de cimentación sobre la base de auscultaciones dinámicas, debe conocerse previamente la estratigrafía del terreno obtenida mediante la ejecución de calicatas, trincheras o perforaciones. Véase aplicación en la Tabla N° 3.

h) Método Normalizado para Ensayo de Corte con Veleta de Campo en Suelos Cohesivos NTP 339.155 (ASTM D 2573)

Este ensayo es aplicable únicamente cuando se trata de suelos cohesivos saturados desprovistos de arena o grava, como complemento de la información obtenida mediante calicatas o perforaciones. Su aplicación se indica en la Tabla N° 3.

i) Método de Ensayo Normalizado para la Capacidad Portante del Suelo por Carga Estática y para Cimientos Aislados NTP 339.153 (ASTM D 1194)

Las pruebas de carga deben ser precedidas por un **EMS** y se recomienda su uso únicamente cuando el suelo a ensayar es

tridimensionalmente homogéneo, comprende la profundidad activa de la cimentación y es semejante al ubicado bajo el plato de carga. Las aplicaciones y limitaciones de estos ensayos, se indican en la Tabla N° 3.

**TABLA N° 3
APLICACIÓN Y LIMITACIONES DE LOS ENSAYOS**

Ensayos In Situ	Norma Aplicabl e	Aplicación Recomendada			Aplicación Restringida		Aplicación No Recomendada	
		Técnica de Investigaci ón	Tipo de Suelo ⁽¹⁾	Parámetro a obtener ⁽²⁾	Técnica de Investigaci ón	Tipo de Suelo ⁽¹⁾	Técnica de Investigaci ón	Tipo de Suelo ⁽¹⁾
SPT	NTP 339.133 (ASTM D1586)	Perforación	SW, SP, SM, SC-SM	N	Perforación	CL, ML, SC, MH, CH	Calicata	Lo restant e
DPSH	UNE 103 801:199 4	Auscultaci ón	SW, SP, SM, SC-SM	N ₂₀	Auscultaci ón	CL, ML, SC, MH, CH	Calicata	Lo restant e
Cono tipo	UNE 801:199 4 ⁽⁴⁾	n	SW, SP, SC-SM		n	CL, ML, MH, CH		Lo e
CPT	NTP 339.148 (ASTM D3441)	Auscultaci ón	Todos except o gravas	q _c , f _c	Auscultaci ón	---	Calicata	Grava s
DPL	NTP 339.159 (DIN 4094)	Auscultaci ón	SP	n	Auscultaci ón	SW, SM	Calicata	Lo restant e
Veleta de Campo ⁽³⁾	NTP 339.155 (ASTM D2573)	Perforación / Calicata	CL, ML, CH, MH	C _u , St	---	---	---	Lo restant e
Prueba de carga	NTP 339.153 (ASTM D1194)	---	Suelo s granul a-res y rocas blandas	Asentamie nto vs. Presión	---	---	---	---

(1) Según Clasificación **SUCS**, cuando los ensayos son aplicables a suelos de doble simbología, ambos están incluidos.

(2) Leyenda:

C_u = Cohesión en condiciones no drenadas.

N = Número de golpes por cada 0,30 m de penetración en el ensayo estándar de penetración.

N_{20} = Número de golpes por cada 0,20 m de penetración mediante auscultación con DPSH

C_n = Número de golpes por cada 0,30 m de penetración mediante auscultación con Cono Tipo Peck.

n = Número de golpes por cada 0,10 m de penetración mediante auscultación con DPL.

q_c = Resistencia de punta del cono en unidades de presión.

f_c = Fricción en el manguito.

St = Sensitividad.

(3) Sólo para suelos finos saturados, sin arenas ni gravas.

(4) Ver Tabla 3.

Nota. Ver títulos de las Normas en la Tabla 2.

10.3 Correlación entre ensayos y propiedades de los suelos

En base a los parámetros obtenidos en los ensayos “in situ” y mediante correlaciones debidamente comprobadas, el **PR** puede obtener valores de resistencia al corte no drenado, ángulo de fricción interna, relación de preconsolidación, relación entre asentamientos y carga, coeficiente de balasto, módulo de elasticidad, entre otros.

10.4 Tipos de Muestras

Se considera los cuatro tipos de muestras que se indican en la Tabla N° 4, en función de las exigencias que deberán atenderse en cada caso, respecto del terreno que representan.

TABLA N° 4				
TIPO DE MUESTRA	NORMA APLICABLE	FORMAS DE OBTENER Y TRANSPORTAR	ESTADO DE LA MUESTRA	CARACTERÍSTICAS
Muestra inalterada en bloque (Mib)	NTP 339.151 (ASTM D4220) Prácticas Normalizadas para la Preservación y Transporte de Muestras de Suelos	Bloques	Inalterada	Debe mantener inalteradas las propiedades físicas y mecánicas del suelo en su estado natural al momento del muestreo (Aplicable solamente a

Muestra inalterada en tubo de pared delgada (Mit)	NTP 339.169 (ASTM D1587) Muestreo Geotécnico de Suelos con Tubo de Pared Delgada	Tubos de pared delgada		suelos cohesivos, rocas blandas o suelos granulares finos suficientemente cementados para permitir su obtención).
Muestra alterada en bolsa de plástico (Mab)	NTP 339.151 (ASTM D4220) Prácticas Normalizadas para la Preservación y Transporte de Muestras de Suelos	Con bolsas de plástico	Alterada	Debe mantener inalterada la granulometría del suelo en su estado natural al momento del muestreo.
Muestra alterada para humedad en lata sellada (Mah)	NTP 339.151 (ASTM D4220) Prácticas Normalizadas para la Preservación y Transporte de Muestras de Suelos	En lata sellada	Alterada	Debe mantener inalterado el contenido de agua.

10.5 Ensayos de Laboratorio

Se realizarán de acuerdo con las normas que se indican en la Tabla N° 5

TABLA N° 5	
ENSAYOS DE LABORATORIO	
ENSAYO	NORMA APLICABLE
Contenido de Humedad	NTP 339.127 (ASTM D2216)
Análisis Granulométrico	NTP 339.128 (ASTM D422)
Límite Líquido y Límite Plástico	NTP 339.129 (ASTM D4318)
Peso Específico Relativo de Sólidos	NTP 339.131 (ASTM D854)
Clasificación Unificada de Suelos (SUCS)	NTP 339.134 (ASTM D2487)
Densidad Relativa *	NTP 339.137 (ASTM D4253) NTP 339.138 (ASTM D4254)
Peso volumétrico de suelo cohesivo	NTP 339.139 (BS 1377)
Límite de Contracción	NTP 339.140 (ASTM D427)
Ensayo de Compactación Proctor Modificado	NTP 339.141 (ASTM D1557)
Descripción Visual-Manual	NTP 339.150 (ASTM D2488)
Contenido de Sales Solubles Totales en Suelos y Agua Subterránea	NTP 339.152 (BS 1377)
Consolidación Unidimensional	NTP 339.154 (ASTM D2435)
Colapsibilidad Potencial	NTP 339.163 (ASTM D5333)
Compresión Triaxial no Consolidado no Drenado	NTP 339.164 (ASTM D2850)
Compresión Triaxial Consolidado no Drenado	NTP 339.166 (ASTM D4767)

Compresión no Confinada	NTP 339.167 (ASTM D2166)
Expansión o Asentamiento Potencial Unidimensional de Suelos Cohesivos	NTP 339.170 (ASTM D4546)
Corte Directo	NTP 339.171 (ASTM D3080)
Contenido de Cloruros Solubles en Suelos y Agua Subterránea	NTP 339.177 (AASHTO T291)
Contenido de Sulfatos Solubles en Suelos y Agua Subterránea	NTP 339.178 (AASHTO T290)

* Debe ser usada únicamente para el control de rellenos granulares.

10.6 Compatibilización de perfiles estratigráficos

En el laboratorio se seleccionarán muestras típicas para ejecutar con ellas ensayos de clasificación. Como resultado de estos ensayos, las muestras se clasificarán, en todos los casos de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos – SUCS NTP 339.134 (ASTM D 2487) y los resultados de esta clasificación serán comparados con la descripción visual – manual NTP 339.150 (ASTM D 2488) obtenida para el perfil estratigráfico de campo, procediéndose a compatibilizar las diferencias existentes a fin de obtener el perfil estratigráfico definitivo, que se incluirá en el informe final.

Artículo 11 PROGRAMA DE INVESTIGACIÓN

11.1 Generalidades

Un programa de investigación de campo y laboratorio se define mediante:

- a) Condiciones de frontera.
- b) Número n de puntos a investigar.
- c) Profundidad p a alcanzar en cada punto.
- d) Distribución de los puntos en la superficie del terreno.
- e) Número y tipo de muestras a extraer.
- f) Ensayos a realizar “In situ” y en el laboratorio.

Un **EMS** puede plantearse inicialmente con un **PIM (Programa de Investigación Mínimo)**, debiendo aumentarse los alcances del programa en cualquiera de sus partes si las condiciones encontradas así lo exigieran.

11.2 Programa de Investigación Mínimo - PIM

El Programa de Investigación aquí detallado constituye el programa mínimo requerido por un **EMS**, siempre y cuando se cumplan las condiciones dadas en el Artículo 11 (11.2a).

De no cumplirse las condiciones indicadas, el **PR** deberá ampliar el programa de la manera más adecuada para lograr los objetivos del **EMS**.

a) Condiciones de Frontera

Tienen como objetivo la comprobación de las características del suelo, supuestamente iguales a las de los terrenos colindantes ya edificados. Serán de aplicación cuando se cumplan simultáneamente las siguientes condiciones:

- a-1)** No existen en los terrenos colindantes grandes irregularidades como afloramientos rocosos, fallas, ruinas arqueológicas, estratos erráticos, rellenos o cavidades.
- a-2)** No existen edificaciones situadas a menos de 100 metros del terreno a edificar que presenten anomalías como grietas o desplomes originados por el terreno de cimentación.
- a-3)** El tipo de edificación (Tabla N° 1) a cimentar es de la misma o de menor exigencia que las edificaciones situadas a menos de 100 metros.
- a-4)** El número de plantas del edificio a cimentar (incluidos los sótanos), la modulación media entre apoyos y las cargas en éstos son iguales o inferiores que las correspondientes a las edificaciones situadas a menos de 100 metros.
- a-5)** Las cimentaciones de los edificios situados a menos de 100 metros y la prevista para el edificio a cimentar son de tipo superficial.
- a-6)** La cimentación prevista para el edificio en estudio no profundiza respecto de las contiguas más de 1,5 metros.

b) Número “n” de puntos de Investigación

El número de puntos de investigación se determina en la Tabla N° 6 en función del tipo de edificación y del área de la superficie a ocupar por éste.

TABLA N° 6 NÚMERO DE PUNTOS DE INVESTIGACION	
Tipo de edificación	Número de <i>puntos de investigación</i> (n)
A	1 cada 225 m ²
B	1 cada 450 m ²
C	1 cada 800 m ²
Urbanizaciones para Viviendas Unifamiliares de hasta 3 pisos	3 por cada Ha. de terreno habilitado

(n) nunca será menor de 3.

Cuando se conozca el emplazamiento exacto de la estructura, **n** se determinará en función del área en planta de la misma; cuando no se conozca dicho emplazamiento, **n** se determinará en función del área total del terreno.

c) Profundidad “p” mínima a alcanzar en cada punto de Investigación

c-1) Cimentación Superficial

Se determina de la siguiente manera:

EDIFICACIÓN SIN SÓTANO:

$$p = D_f + z$$

EDIFICACIÓN CON SÓTANO:

$$p = h + D_f + z$$

Donde:

D_f = En una edificación sin sótano, es la distancia vertical desde la superficie del terreno hasta el fondo de la cimentación. En edificaciones con sótano, es la distancia vertical entre el nivel de piso terminado del sótano y el fondo de la cimentación.

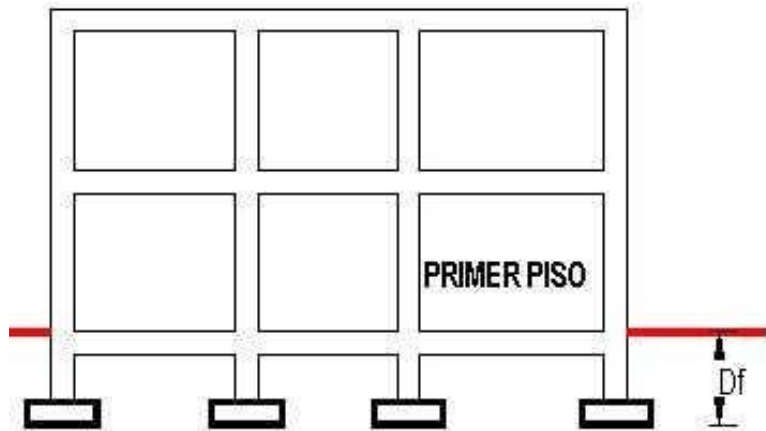
h = Distancia vertical entre el nivel de piso terminado del sótano y la superficie del terreno natural.

z = 1,5 **B** ; siendo **B** el ancho de la cimentación prevista de mayor área.

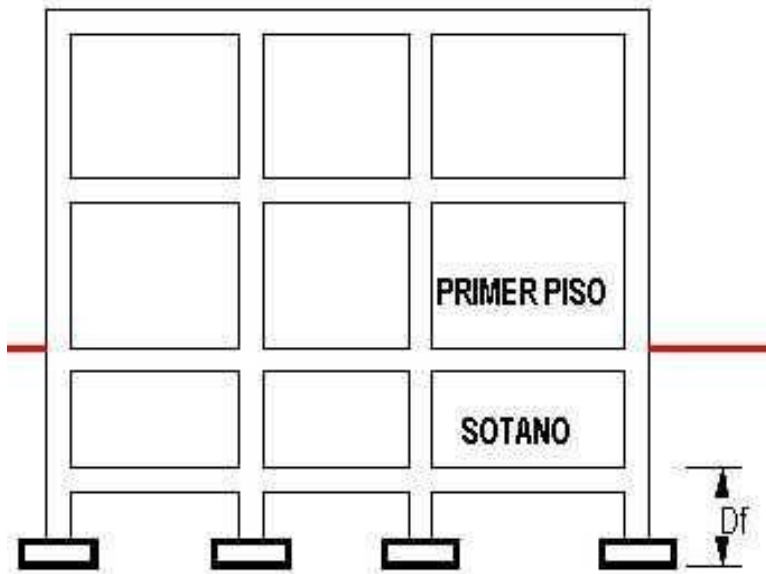
En el caso de ser ubicado dentro de la profundidad activa de cimentación el estrato resistente típico de la zona, que normalmente se utiliza como plano de apoyo de la cimentación, a juicio y bajo responsabilidad del **PR**, se podrá adoptar una profundidad **z** menor a 1,5 **B** . En este caso la profundidad mínima de investigación será la profundidad del estrato resistente más una profundidad de verificación no menor a 1 m.

En ningún caso **p** será menor de 3 m, excepto si se encontrase roca antes de alcanzar la profundidad **p** , en cuyo caso el **PR** deberá llevar a cabo una verificación de su calidad por un método adecuado.

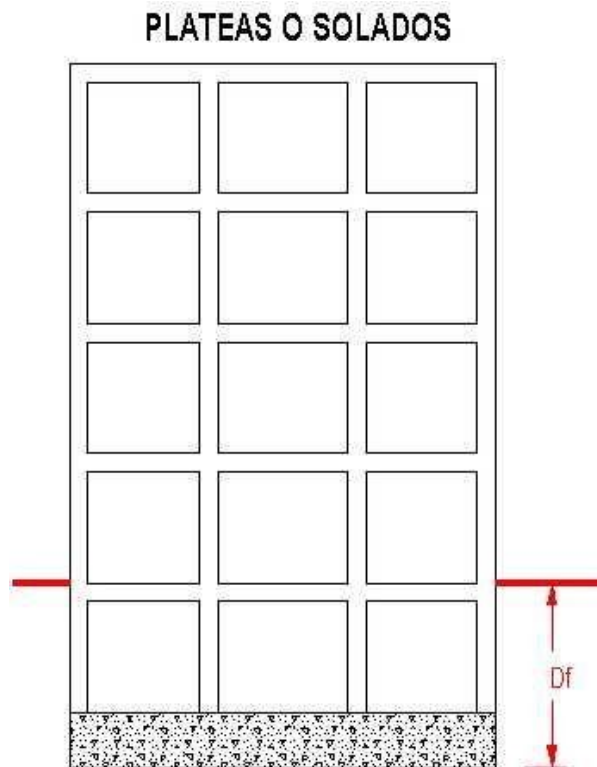
FIGURA Nº 2 (C1)



PROFUNDIDAD DE CIMENTACION (D_f) EN ZAPATAS SUPERFICIALES



PROFUNDIDAD DE CIMENTACION (D_f) EN ZAPATAS BAJO SÓTANOS



PROFUNDIDAD DE CIMENTACION (D_f) EN PLATEAS O SOLADOS

c-2) Cimentación Profunda

La profundidad mínima de investigación, corresponderá a la longitud del elemento que transmite la carga a mayores profundidades (pilote, pilar, etc.), más la profundidad z .

$$p = h + D_f + z$$

Donde:

D_f = En una edificación sin sótano, es la distancia vertical desde la superficie del terreno hasta el extremo de la cimentación profunda (pilote, pilares, etc.). En edificaciones con sótano, es la distancia vertical entre el nivel de piso terminado del sótano y el extremo de la cimentación profunda.

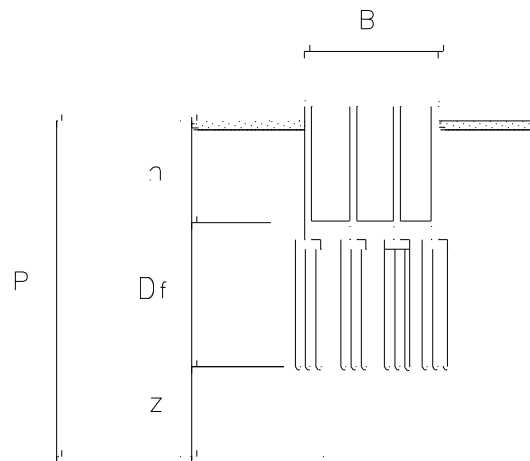
h = Distancia vertical entre el nivel de piso terminado del sótano y la superficie del terreno natural.

z = 6,00 metros, en el 80 % de los sondeos.

= 1,5 B , en el 20 % de los sondeos, siendo B el ancho de la cimentación, delimitada por los puntos de todos los pilotes o las bases de todos los pilares.

En el caso de ser conocida la existencia de un estrato de suelo resistente que normalmente se utiliza como plano de apoyo de la cimentación en la zona, a juicio y bajo responsabilidad del **PR**, se podrá adoptar para **p**, la profundidad del estrato resistente más una profundidad de verificación, la cual en el caso de cimentaciones profundas no deberá ser menor de 5 m . Si se encontrase roca antes de alcanzar la profundidad **p**, el **PR** deberá llevar a cabo una verificación de su calidad, por un método adecuado, en una longitud mínima de 3m.

Figura N° 3 (c-2)



d) Distribución de los puntos de Investigación

Se distribuirán adecuadamente, teniendo en cuenta las características y dimensiones del terreno así como la ubicación de las estructuras previstas cuando éstas estén definidas.

e) Número y tipo de muestras a extraer

Cuando el plano de apoyo de la cimentación prevista no sea roca, se tomará en cada sondaje una muestra tipo **Mab*** por estrato, o al menos una cada 2 metros de profundidad hasta el plano de apoyo de la cimentación prevista D_f y a partir de éste una muestra tipo **Mib** o **Mit** cada metro, hasta alcanzar la profundidad **p**, tomándose la primera muestra en el propio plano de la cimentación.

Cuando no sea posible obtener una muestra tipo **Mib** o **Mit**, ésta se sustituirá por un ensayo "in situ" y una muestra tipo **Mab**.

f) Ensayos a realizar "in situ" y en laboratorio

* Ver Tabla 4

Se realizarán, sobre los estratos típicos y/o sobre las muestras extraídas según las Normas indicadas en las Tabla N° 3 y Tabla N° 5. Las determinaciones a realizar, así como lo mínimo de muestras a ensayar será determinado por el **PR**.

Artículo 12 INFORME DEL EMS

El informe del **EMS** comprenderá:

- Memoria Descriptiva
- Planos de Ubicación de las Obras y de Distribución de los Puntos de Investigación.
- Perfiles de Suelos
- Resultados de los Ensayos “in situ” y de Laboratorio

12.1 Memoria Descriptiva

a) Resumen de las Condiciones de Cimentación

Descripción resumida de todos y cada uno de los tópicos principales del informe:

- Tipo de cimentación.
- Estrato de apoyo de la cimentación.
- Parámetros de diseño para la cimentación (Profundidad de la Cimentación, Presión Admisible, Factor de Seguridad por Corte y Asentamiento Diferencial o Total).
- Agresividad del suelo a la cimentación..
- Recomendaciones adicionales.

b) Información Previa

Descripción detallada de la información recibida de quien solicita el **EMS** y de la recolectada por el **PR** de acuerdo al Artículo 9.

c) Exploración de Campo

Descripción de los pozos, calicatas, trincheras, perforaciones y auscultaciones, así como de los ensayos efectuados, con referencia a las Normas empleadas.

d) Ensayos de Laboratorio

Descripción de los ensayos efectuados, con referencia a las Normas empleadas.

e) Perfil del Suelo

Descripción de los diferentes estratos que constituyen el terreno investigado indicando para cada uno de ellos: origen, nombre y símbolo del grupo del suelo, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos - SUCS, NTP 339.134 (ASTM D 2487), plasticidad de los finos, consistencia o densidad relativa, humedad, color, tamaño máximo y angularidad de las partículas, olor, cementación y otros comentarios (raíces, cavidades, etc.), de acuerdo a la NTP 339.150 (ASTM D 2488).

f) Nivel de la Napa Freática

Ubicación de la napa freática, indicando la fecha de medición y comentarios sobre su variación en el tiempo.

g) Análisis de la Cimentación

Descripción de las características físico – mecánicas de los suelos que controlan el diseño de la cimentación. Análisis y diseño de solución para cimentación. Se incluirá memorias de cálculo en cada caso, en la que deberán indicarse todos los parámetros utilizados y los resultados obtenidos. En esta Sección se incluirá como mínimo:

- Memoria de cálculo.
- Tipo de cimentación y otras soluciones si las hubiera.
- Profundidad de cimentación (D_f).
- Determinación de la carga de rotura al corte y factor de seguridad (FS).
- Estimación de los asentamientos que sufriría la estructura con la carga aplicada (diferenciales y/o totales).
- Presión admisible del terreno.
- Indicación de las precauciones especiales que deberá tomar el diseñador o el constructor de la obra, como consecuencia de las características particulares del terreno investigado (efecto de la napa freática, contenido de sales agresivas al concreto, etc.)
- Parámetros para el diseño de muros de contención y/o calzada.
- Otros parámetros que se requieran para el diseño o construcción de las estructuras y cuyo valor dependa directamente del suelo.

h) Efecto del Sismo

En concordancia con la NTE E.030 Diseño Sismorresistente, el **EMS** proporcionará como mínimo lo siguiente:

- El Factor de Suelo (S) y
- El Período que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo ($T_p(S)$).



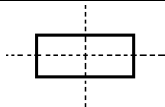

Para una condición de suelo o estructura que lo amerite, el **PR** deberá recomendar la medición “in situ” del Período Fundamental del Suelo, a partir del cual se determinarán los parámetros indicados.

En el caso que se encuentren suelos granulares saturados sumergidos de los tipos: arenas, limos no plásticos o gravas contenidas en una matriz de estos materiales, el **EMS** deberá evaluar el potencial de licuefacción de suelos, de acuerdo al Artículo 32.

12.2 Planos y Perfiles de Suelos

a) Plano de Ubicación del Programa de Exploración

Plano topográfico o planimétrico (ver el Artículo 9 (9.1)) del terreno, relacionado a una base de referencia y mostrando la ubicación física de la cota (o **BM**) de referencia utilizada. En el plano de ubicación se empleará la nomenclatura indicada en la Tabla N° 7.

TABLA N° 7 TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN		
TÉCNICA DE INVESTIGACIÓN	SÍMBOLO	
Pozo o Calicata	C - n	
Perforación	P - n	
Trincheras	T - n	
Auscultación	A - n	

n – número correlativo de sondaje.




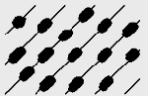
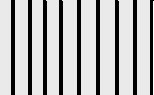


b) Perfil Estratigráfico por Punto Investigado

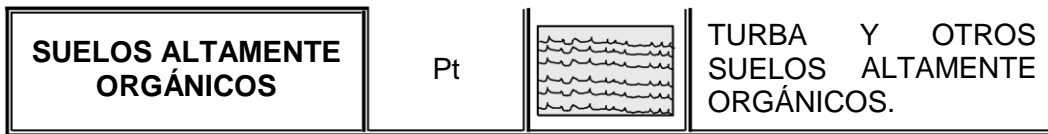
Debe incluirse la información del Perfil del Suelo indicada en el Artículo 12 (12.1e), así como las muestras obtenidas y los resultados de los ensayos “in situ”. Se sugiere incluir los símbolos gráficos indicados en la Figura N° 4.

12.3 Resultados de los Ensayos de Laboratorio

Se incluirán todos los gráficos y resultados obtenidos en el Laboratorio según la aplicación de

FIGURA N° 4
Simbología de Suelos (Referencial)

DIVISIONES MAYORES		SÍMBOLO		DESCRIPCIÓN	
		SUCS	GRÁFICO		
SUELOS GRANULARES	GRAVA Y SUELOS GRAVOSOS	GW		GRAVA GRADUADA BIEN	
		GP		GRAVA GRADUADA MAL	
		GM		GRAVA LIMOSA	
		GC		GRAVA ARCILLOSA	
	ARENA Y SUELOS ARENOSOS	SW		ARENA GRADUADA BIEN	
		SP		ARENA GRADUADA MAL	
		SM		ARENA LIMOSA	
		SC		ARENA ARCILLOSA	
	SUELOS FINOS	LIMOS Y ARCILLAS (LL < 50)	ML		LIMO INORGÁNICO DE BAJA PLASTICIDAD
			CL		ARCILLA INORGÁNICA DE BAJA PLASTICIDAD
			OL		LIMO ORGÁNICO O ARCILLA ORGÁNICA DE BAJA PLASTICIDAD
		LIMOS Y ARCILLAS (LL > 50)	MH		LIMO INORGÁNICO DE ALTA PLASTICIDAD
CH				ARCILLA INORGÁNICA DE ALTA PLASTICIDAD	
OH				LIMO ORGÁNICO O ARCILLA ORGÁNICA DE ALTA PLASTICIDAD	



CAPÍTULO 3 ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

Artículo 13 CARGAS A UTILIZAR

Para la elaboración de las conclusiones del **EMS**, y en caso de contar con la información de las cargas de la edificación, se deberán considerar:

- a) Para el cálculo del factor de seguridad de cimentaciones: se utilizarán como cargas aplicadas a la cimentación, las Cargas de Servicio que se utilizan para el diseño estructural de las columnas del nivel más bajo de la edificación.
- b) Para el cálculo del asentamiento de cimentaciones apoyadas sobre suelos granulares: se deberá considerar la máxima carga vertical que actúe (Carga Muerta más Carga Viva más Sismo) utilizada para el diseño de las columnas del nivel más bajo de la edificación.
- c) Para el cálculo de asentamientos en suelos cohesivos: se considerará la Carga Muerta más el 50% de la Carga Viva, sin considerar la reducción que permite la Norma Técnica de Edificación E .020 Cargas.
- d) Para el cálculo de asentamientos, en el caso de edificaciones con sótanos en las cuales se empleé plateas o losas de cimentación, se podrá descontar de la carga total de la estructura (carga muerta más sobrecarga más el peso de losa de cimentación) el peso del suelo excavado para la construcción de los sótanos.

Artículo 14 ASENTAMIENTO TOLERABLE

En todo **EMS** se deberá indicar el asentamiento tolerable que se ha considerado para la edificación o estructura motivo del estudio. El Asentamiento Diferencial (Figura N° 5) no debe ocasionar una distorsión angular mayor que la indicada en la Tabla N° 8.

En el caso de suelos granulares el asentamiento diferencial se puede estimar como el 75% del asentamiento total.

FIGURA N° 5
Asentamiento Diferencial

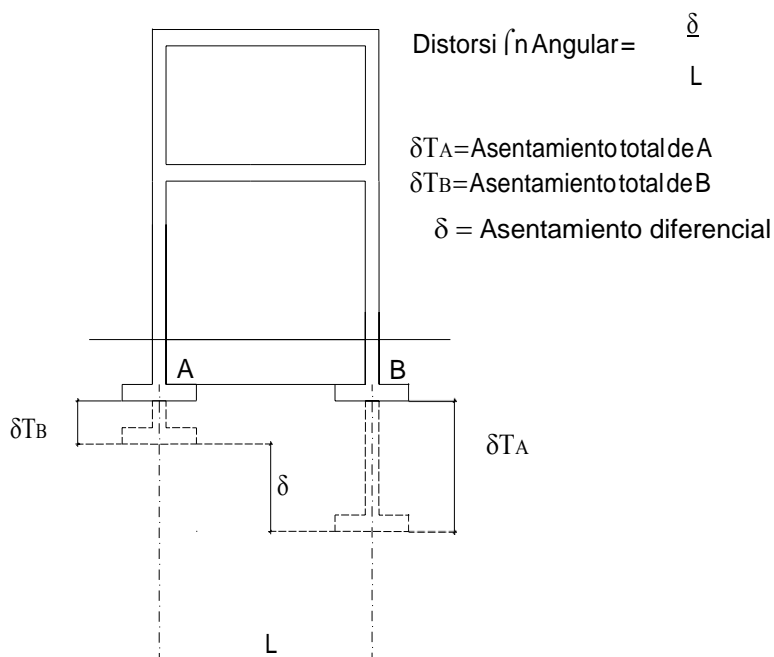


TABLA N° 8 DISTORSIÓN ANGULAR = α	
$\alpha = \delta/L$	DESCRIPCIÓN
1/150	Límite en el que se debe esperar daño estructural en edificios convencionales.
1/250	Límite en que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible.
1/300	Límite en que se debe esperar dificultades con puentes grúas.
1/300	Límite en que se debe esperar las primeras grietas en paredes.
1/500	Límite seguro para edificios en los que no se permiten grietas.
1/500	Límite para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas.
1/650	Límite para edificios rígidos de concreto cimentados sobre un solado con espesor aproximado de 1,20 m.
1/750	Límite donde se esperan dificultades en maquinaria sensible a asentamientos.

Artículo 15 CAPACIDAD DE CARGA

La capacidad de carga es la presión última o de falla por corte del suelo y se determina utilizando las fórmulas aceptadas por la mecánica de suelos.

En suelos cohesivos (arcilla, arcilla limosa y limo-arcillosa), se empleará un ángulo de fricción interna (ϕ) igual a cero.

En suelos friccionantes (gravas, arenas y gravas-arenosas), se empleará una cohesión (c) igual a cero.

Artículo 16 FACTOR DE SEGURIDAD FRENTE A UNA FALLA POR CORTE

Los factores de seguridad mínimos que deberán tener las cimentaciones son los siguientes:

- a) Para cargas estáticas: 3,0
- b) Para sollicitación máxima de sismo o viento (la que sea más desfavorable): 2,5

Artículo 17 PRESIÓN ADMISIBLE

La determinación de la Presión Admisible, se efectuará tomando en cuenta los siguientes factores:

- a) Profundidad de cimentación.
- b) Dimensión de los elementos de la cimentación.
- c) Características físico – mecánicas de los suelos ubicados dentro de la zona activa de la cimentación.
- d) Ubicación del Nivel Freático, considerando su probable variación durante la vida útil de la estructura.
- e) Probable modificación de las características físico – mecánicas de los suelos, como consecuencia de los cambios en el contenido de humedad.
- f) Asentamiento tolerable de la estructura.

La presión admisible será la menor de la que se obtenga mediante:

- a) La aplicación de las ecuaciones de capacidad de carga por corte afectada por el factor de seguridad correspondiente (Ver el Artículo 16).
- b) La presión que cause el asentamiento admisible.

CAPÍTULO 4 CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Artículo 18 DEFINICIÓN

Son aquellas en las cuales la relación Profundidad / ancho (D_f/B) es menor o igual a cinco (5), siendo D_f la profundidad de la cimentación y B el ancho o diámetro de la misma.

Son cimentaciones superficiales las zapatas aisladas, conectadas y combinadas; las cimentaciones continuas (cimientos corridos) y las plateas de cimentación.

Artículo 19 PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN

La profundidad de cimentación de zapatas y cimientos corridos, es la distancia desde el nivel de la superficie del terreno a la base de la cimentación, excepto en el caso de edificaciones con sótano, en que la profundidad de cimentación estará referida al nivel del piso del sótano. En el caso de plateas o losas de cimentación la profundidad será la distancia del fondo de la losa a la superficie del terreno natural.

La profundidad de cimentación quedará definida por el **PR** y estará condicionada a cambios de volumen por humedecimiento-secado, hielo- deshielo o condiciones particulares de uso de la estructura, no debiendo ser menor de 0,80 m en el caso de zapatas y cimientos corridos.

Las plateas de cimentación deben ser losas rígidas de concreto armado, con acero en dos direcciones y deberán llevar una viga perimetral de concreto armado cimentado a una profundidad mínima de 0,40 m, medida desde la superficie del terreno o desde el piso terminado, la que sea menor. El espesor de la losa y el peralte de la viga perimetral serán determinados por el Profesional Responsable de las estructuras, para garantizar la rigidez de la cimentación.

Si para una estructura se plantean varias profundidades de cimentación, deben determinarse la carga admisible y el asentamiento diferencial para cada caso. Deben evitarse la interacción entre las zonas de influencia de los cimientos adyacentes, de lo contrario será necesario tenerla en cuenta en el dimensionamiento de los nuevos cimientos.

Cuando una cimentación quede por debajo de una cimentación vecina existente, el **PR** deberá analizar el requerimiento de calzar la cimentación vecina según lo indicado en los Artículos 33 (33.6).

No debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra vegetal, relleno de desmonte o rellenos sanitario o industrial, ni rellenos No Controlados. Estos materiales inadecuados deberán ser removidos en su totalidad, antes de construir la edificación y ser reemplazados con materiales que cumplan con lo indicado en el Artículo 21 (21.1).

Artículo 20 PRESIÓN ADMISIBLE

Se determina según lo indicado en el Capítulo 3.

Artículo 21 CIMENTACIÓN SOBRE RELLENOS

Los rellenos son depósitos artificiales que se diferencian por su naturaleza y por las condiciones bajo las que son colocados.

Por su naturaleza pueden ser:

- a) **Materiales seleccionados:** todo tipo de suelo compactable, con partículas no mayores de 7,5 (3"), con 30% o menos de material retenido en la malla $\frac{3}{4}$ " y sin elementos distintos de los suelos naturales.
- b) **Materiales no seleccionados:** todo aquél que no cumpla con la condición anterior.

Por las condiciones bajo las que son colocados:

- a) Controlados.
- b) No controlados.

21.1 Rellenos Controlados o de Ingeniería

Los Rellenos Controlados son aquellos que se construyen con Material Seleccionado, tendrán las mismas condiciones de apoyo que las cimentaciones superficiales. Los métodos empleados en su conformación, compactación y control, dependen principalmente de las propiedades físicas del material.

El Material Seleccionado con el que se debe construir el Relleno Controlado deberá ser compactado de la siguiente manera:

- a) Si tiene más de 12% de finos, deberá compactarse a una densidad mayor o igual del 90% de la máxima densidad seca del método de ensayo Proctor Modificado, NTP 339.141 (ASTM D 1557), en todo su espesor.
- b) Si tiene igual o menos de 12% de finos, deberá compactarse a una densidad no menor del 95% de la máxima densidad seca del método de ensayo Proctor Modificado, NTP 339.141 (ASTM D 1557), en todo su espesor.

En todos los casos deberán realizarse controles de compactación en todas las capas compactadas, a razón necesariamente, de un control por cada 250 m² con un mínimo de tres controles por capa. En áreas pequeñas (igual o menores a 25 m²) se aceptará un ensayo como mínimo. En cualquier caso, el espesor máximo a controlar será de 0,30 m de espesor.

Cuando se requiera verificar la compactación de un Relleno Controlado ya construido, este trabajo deberá realizarse mediante cualquiera de los siguientes métodos:

- a) Un ensayo de Penetración Estándar NTP 339.133 (ASTM D 1586) por cada metro de espesor de Relleno Controlado. El resultado de este ensayo debe ser mayor a $N_{60} = 25$, golpes por cada 0,30m de penetración.
- b) Un ensayo con Cono de Arena, NTP 339.143 (ASTM D1556) ó por medio de métodos nucleares, NTP 339.144 (ASTM D2922), por cada 0,50 m de espesor. Los resultados deberán ser: mayores a 90% de la máxima densidad seca del ensayo Proctor Modificado, si tiene más de 12% de finos; o mayores al 95% de la máxima densidad seca del ensayo Proctor Modificado si tiene igual o menos de 12% de finos.

21.2 Rellenos no Controlados

Los rellenos no controlados son aquellos que no cumplen con el Artículo 21.1. Las cimentaciones superficiales no se podrán construir sobre estos rellenos no controlados, los cuales deberán ser reemplazados en su totalidad por materiales seleccionados debidamente compactados, como se indica en el Artículo 21 (21.1), antes de iniciar la construcción de la cimentación.

Artículo 22 CARGAS EXCÉNTRICAS

En el caso de cimentaciones superficiales que transmiten al terreno una carga vertical Q y dos momentos M_x y M_y que actúan simultáneamente según los ejes x e y respectivamente, el sistema formado por estas tres solicitaciones será estáticamente equivalente a una carga vertical excéntrica de valor Q , ubicada en el punto (e_x, e_y) siendo:

$$e_x = \frac{M_x}{Q} \qquad e_y = \frac{M_y}{Q}$$

El lado de la cimentación, ancho (B) o largo (L), se corrige por excentricidad reduciéndolo en dos veces la excentricidad para ubicar la carga en el centro de gravedad del "área efectiva = $B'L$ "

$$B' = B - 2e_x \qquad L' = L - 2e_y$$

El centro de gravedad del “área efectiva” debe coincidir con la posición de la carga excéntrica y debe seguir el contorno más próximo de la base real con la mayor precisión posible. Su forma debe ser rectangular, aún en el caso de cimentaciones circulares. (Ver Figura N° 6).

Artículo 23 CARGAS INCLINADAS

La carga inclinada modifica la configuración de la superficie de falla, por lo que la ecuación de capacidad de carga debe ser calculada tomando en cuenta su efecto.

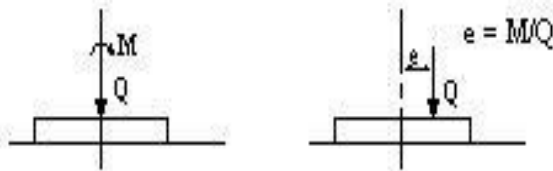
Artículo 24 CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN TALUDES

En el caso de cimientos ubicados en terrenos próximos a taludes o sobre taludes o en terreno inclinado, la ecuación de capacidad de carga debe ser calculada teniendo en cuenta la inclinación de la superficie y la inclinación de la base de la cimentación, si la hubiera.

Adicionalmente debe verificarse la estabilidad del talud, considerando la presencia de la estructura.

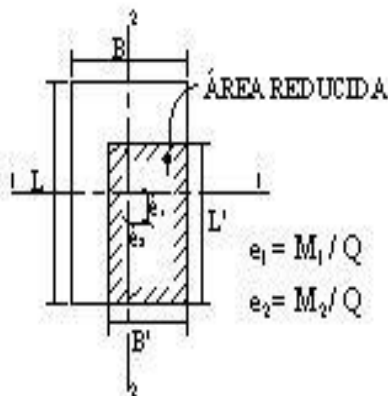
El factor de seguridad mínimo del talud, en consideraciones estáticas debe ser 1,5 y en condiciones sísmicas 1,25.

Figura N° 6
Cimientos cargados excéntricamente



La fuerza resultante actúa en el centroide del área reducida.

(A) CARGAS EQUIVALENTES

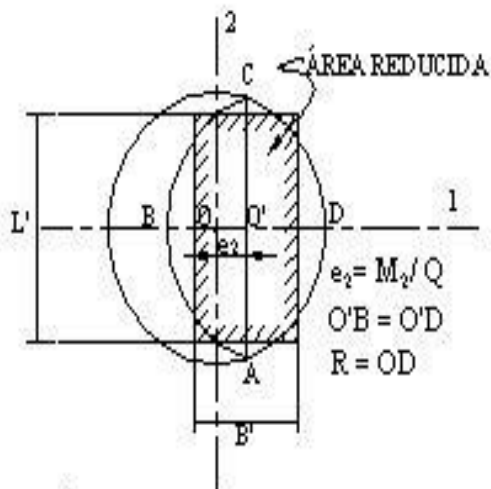


Para cimientos rectangulares se reducen las dimensiones así:

$$L' = L - 2e_1 \quad e_1 = M_1 / Q$$

$$B' = B - 2e_2 \quad e_2 = M_2 / Q$$

(B) ÁREA REDUCIDA - CIMIENTO RECTANGULAR



Para un cimiento circular de radio R, el área efectiva + 2x(área del segmento circular ADC), considerar A'e como un rectángulo con $L'/B' = AC/BD$

$$e = M / Q$$

$$A'_c = S = B'L'$$

$$L' = \sqrt{\left(\sum \sqrt{\frac{R+e_2}{R-e_2}} \right)}$$

$$B' = L' \sqrt{\frac{R-e_2}{R+e_2}}$$

$$S = \frac{\pi R^2}{2} \cdot \left[e_2 \sqrt{R^2 - e_2^2} + R^2 \sin^{-1} \left(-\frac{e_2}{R} \right) \right]$$

(C) ÁREA REDUCIDA - CIMIENTO CIRCULAR

CAPITULO 5

CIMENTACIONES PROFUNDAS

Artículo 25 DEFINICIÓN

Son aquellas en las que la relación profundidad /ancho (**Df/B**) es mayor a cinco (5), siendo **Df** la profundidad de la cimentación y B el ancho o diámetro de la misma.

Son cimentaciones profundas: los pilotes y micropilotes, los pilotes para densificación, los pilares y los cajones de cimentación.

La cimentación profunda será usada cuando las cimentaciones superficiales generen una capacidad de carga que no permita obtener los factores de seguridad indicados en el Artículo 16 o cuando los asentamientos generen asentamientos diferenciales mayores a los indicados en el Artículo 14. Las cimentaciones profundas se pueden usar también para anclar estructuras contra fuerzas de levantamiento y para colaborar con la resistencia de fuerzas laterales y de volteo. Las cimentaciones profundas pueden además ser requeridas para situaciones especiales tales como suelos expansivos y colapsables o suelos sujetos a erosión.

Algunas de las condiciones que hacen que sea necesaria la utilización de cimentaciones profundas, se indican a continuación:

- a) Cuando el estrato o estratos superiores del suelo son altamente compresibles y demasiado débiles para soportar la carga transmitida por la estructura. En estos casos se usan pilotes para transmitir la carga a la roca o a un estrato más resistente.
- b) Cuando están sometidas a fuerzas horizontales, ya que las cimentaciones con pilotes tienen resistencia por flexión mientras soportan la carga vertical transmitida por la estructura.
- c) Cuando existen suelos expansivos, colapsables, licuables o suelos sujetos a erosión que impiden cimentar las obras por medio de cimentaciones superficiales.
- d) Las cimentaciones de algunas estructuras, como torres de transmisión, plataformas en el mar, y losas de sótanos debajo del nivel freático, están sometidas a fuerzas de levantamiento. Algunas veces se usan pilotes para resistir dichas fuerzas.

Artículo 26 CIMENTACIÓN POR PILOTES

Los pilotes son elementos estructurales hechos de concreto, acero o madera y son usados para construir cimentaciones en los casos en que sea necesario

apoyar la cimentación en estratos ubicados a una mayor profundidad que el usual para cimentaciones superficiales.

26.1 Programa de exploración para pilotes

El programa de exploración para cimentaciones por pilotes se sujetará a lo indicado en el Artículo 11.

26.2 Estimación de la longitud y de la capacidad de carga del pilote

Los pilotes se dividen en dos categorías principales, dependiendo de sus longitudes y del mecanismo de transferencia de carga al suelo, como se indica en los siguientes a continuación:

- a) Si los registros de la perforación establecen la presencia de roca a una profundidad razonable, los pilotes se extienden hasta la superficie de la roca. En este caso la capacidad última de los pilotes depende por completo de la capacidad de carga del material subyacente.
- b) Si en vez de roca se encuentra un estrato de suelo bastante compacto y resistente a una profundidad razonable, los pilotes se prolongan unos cuantos metros dentro del estrato duro. En este caso, la carga última del pilote se expresa como:

$$Q_u = Q_p + \sum Q_f$$

- donde:
- Q_u = capacidad última del pilote.
 - Q_p = capacidad última tomada por la punta del pilote.
 - $\sum Q_f$ = capacidad última tomada por la fricción superficial desarrollada en los lados del pilote, por los estratos que intervienen en el efecto de fricción.

Si $\sum Q_f$ es muy pequeña:

$$Q_u = Q_p$$

En este caso, la longitud requerida de pilote se estima con mucha precisión si se dispone de los registros de exploración del subsuelo.

- c) Cuando no se tiene roca o material resistente a una profundidad razonable, los pilotes de carga de punta resultan muy largos y antieconómicos. Para este tipo de condición en el subsuelo, los pilotes

se hincan a profundidades específicas. La carga última de esos pilotes se expresa por la ecuación:

$$Q_u = Q_p + \sum Q_f$$

donde: Q_u = capacidad última del pilote.
 Q_p = capacidad última tomada por la punta del pilote.
 $\sum Q_f$ = capacidad última tomada por la fricción superficial desarrollada en los lados del pilote, por los estratos que intervienen en el efecto de fricción.

Sin embargo, si el valor de Q_p es pequeño:

$$Q_u = \sum Q_f$$

Éstos se denominan pilotes de fricción porque la mayor parte de la resistencia se deriva de la fricción superficial. La longitud de estos pilotes depende de la resistencia cortante del suelo, de la carga aplicada y del tamaño del pilote. Los procedimientos teóricos para dicho cálculo se presentan más adelante.

26.3 Consideraciones en el cálculo de capacidad de carga

Dentro de los cálculos de la capacidad de carga de los pilotes no se deben considerar los estratos licuables, aquellos de muy baja resistencia, suelos orgánicos ni turbas.

26.4 Capacidad de carga del grupo de pilotes

- En el caso de un grupo de pilotes de fricción en arcilla, deberá analizarse el efecto de grupo.
- En el caso de pilotes de punta apoyados sobre un estrato resistente de poco espesor, debajo del cual se tiene un suelo menos resistente, debe analizarse la capacidad de carga por punzonamiento de dicho suelo.

a) Factores de seguridad

- Para el cálculo de la capacidad de carga admisible, mediante métodos estáticos, a partir de la carga última, se utilizarán los factores de seguridad estipulados en el Artículo 16.

- Para el cálculo mediante métodos dinámicos, se utilizará el factor de seguridad correspondiente a la fórmula utilizada. En ningún caso el factor de seguridad en los métodos dinámicos será menor de 2.

b) Espaciamiento de pilotes

- El espaciamiento mínimo entre pilotes será el indicado en la Tabla 9.

TABLA 9 ESPACIAMIENTO MÍNIMO ENTRE PILOTES	
LONGITUD (m)	ESPACIAMIENTO ENTRE EJES
$L < 10$	$3b$
$10 \leq L < 25$	$4b$
$L \geq 25$	$5b$

Donde **b** = diámetro o mayor dimensión del pilote.

- Para el caso de pilotes por fricción, este espaciamiento no podrá ser menor de 1,20 m.

c) Fricción negativa

- La fricción negativa es una fuerza de arrastre hacia abajo ejercida sobre el pilote por el suelo que lo rodea, la cual se presenta bajo las siguientes condiciones:
 - Si un relleno de suelo arcilloso se coloca sobre un estrato de suelo granular en el que se hincó un pilote, el relleno se consolidará gradualmente, ejerciendo una fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote durante el período de consolidación.
 - Si un relleno de suelo granular se coloca sobre un estrato de arcilla blanda, inducirá el proceso de consolidación en el estrato de arcilla y ejercerá una fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote.
 - Si existe un relleno de suelo orgánico por encima del estrato donde está hincado el pilote, el suelo orgánico se consolidará gradualmente, debido a la alta compresibilidad propia de este material, ejerciendo una fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote.
 - El descenso del nivel freático incrementará el esfuerzo vertical efectivo sobre el suelo a cualquier profundidad, lo que inducirá

asentamientos por consolidación en la arcilla. Si un pilote se localiza en el estrato de arcilla, quedará sometido a una fuerza de arrastre hacia abajo.

- Este efecto incrementa la carga que actúa en el pilote y es generado por el desplazamiento relativo hacia abajo del suelo con respecto al pilote; deberá tomarse en cuenta cuando se efectúa pilotaje en suelos compresibles.

d) Análisis del efecto de la fricción negativa

- Para analizar el efecto de la fricción superficial negativa se utilizarán los métodos estáticos, considerando únicamente en ellos la fricción lateral suelo – pilote, actuando hacia abajo.
- La fricción negativa debe considerarse como una carga adicional a la que transmite la estructura.

26.5

Asentamientos

- a)** Se estimará primero el asentamiento tolerable por la estructura y luego se calculará el asentamiento del pilote aislado o grupo de pilotes para luego compararlos.
- b)** En el cálculo del asentamiento del pilote aislado se considerarán: el asentamiento debido a la deformación axial del pilote, el asentamiento generado por la acción de punta y el asentamiento generado por la carga transmitida por fricción.
- c)** En el caso de pilotes en suelos granulares, el asentamiento del grupo está en función del asentamiento del pilote aislado.
- d)** En el caso de pilotes en suelo cohesivo, el principal componente del asentamiento del grupo proviene de la consolidación de la arcilla. Para estimar el asentamiento, en este caso, puede reemplazarse al grupo de pilotes por una zapata imaginaria ubicada a $\frac{2}{3}$ de la profundidad del grupo de pilotes, de dimensiones iguales a la sección del grupo y que aplica la carga transmitida por la estructura.

26.6

Consideraciones durante la ejecución de la obra

Durante la ejecución de la obra deberán efectuarse pruebas de carga y la capacidad de carga deberá ser verificada por una fórmula dinámica confiable según las condiciones de la hinca.

a) Pruebas de carga

- Se deberán efectuar pruebas de carga según lo indicado en la Norma ASTM D 1143.
- El número de pruebas de carga será de una por cada lote o grupos de pilotes, con un mínimo de una prueba por cada cincuenta pilotes.
- Las pruebas se efectuarán en zonas con perfil de suelo conocido como más desfavorables.

b) Ensayos diversos

Adicionalmente a la prueba de carga, se recomiendan los siguientes ensayos en pilotes ya instalados:

- Verificación del buen estado físico.
- Prueba de carga estática lateral, de acuerdo a las solicitudes.
- Verificación de la inclinación.

Artículo 27 CIMENTACIÓN POR PILARES

Los pilares son elementos estructurales de concreto vaciados “in situ” con diámetro mayor a 1,00 m, con o sin refuerzo de acero y con o sin fondo ampliado.

27.1 Capacidad de carga

La capacidad de carga de un pilar deberá ser evaluada de acuerdo a los mismos métodos estáticos utilizados en el cálculo de pilotes. Se tomará en cuenta los efectos por punta y fricción.

27.2 Factor de seguridad

La capacidad admisible se obtendrá dividiendo la capacidad última por el factor de seguridad. Se utilizarán los factores estipulados en el Artículo 16.

27.3 Acampanamiento en la base del pilar

Se podrá acampanar el pilar en el ensanchamiento de la base a fin de incrementar la capacidad de carga del pilar, siempre y cuando no exista peligro de derrumbes.

27.4 Aflojamiento del suelo circundante

El aflojamiento del suelo circundante deberá controlarse mediante:

- a) Una rápida excavación del fuste y vaciado del concreto.
- b) El uso de un forro en la excavación del fuste.
- c) La aplicación del Método del Lodo Bentonítico.

27.5 Asentamientos

- a) Una vez comprobada la capacidad de carga del suelo, deberá estimarse el grado de deformación que se producirá al aplicar las cargas. El asentamiento podrá ser un factor de limitación en el proyecto estructural del pilar.
- b) Se calculará el asentamiento debido a la deformación axial del pilar, el asentamiento generado por la acción de punta y el asentamiento generado por la carga transmitida por fricción.

Artículo 28 CAJONES DE CIMENTACIÓN

Los cajones de cimentación son elementos estructurales de concreto armado que se construyen sobre el terreno y se introducen en el terreno por su propio peso al ser excavado el suelo ubicado en su interior. El **PR** deberá indicar el valor la fricción lateral del suelo para determinar el peso requerido por el cajón para su instalación.

28.1 Capacidad de carga

La capacidad de carga de un cajón de cimentación deberá ser evaluada de acuerdo a los mismos métodos estáticos utilizados en el cálculo de zapatas o pilares y dependerá de la relación profundidad /ancho (D_f/B) si es menor o igual a cinco (5) se diseñará como cimentación superficial, si es mayor a cinco (5) se diseñará como un pilar.

28.2 Factor de seguridad

La capacidad admisible se obtendrá dividiendo la capacidad última por el factor de seguridad. Se utilizarán los factores estipulados en el Artículo 16.

28.3 Asentamientos

- a) Una vez comprobada Una vez comprobada la capacidad de carga del suelo, se deberá calcular el asentamiento que se producirá al aplicar las cargas.

- b) Se calculará el asentamiento debido a la deformación axial del cajón, el asentamiento generado por la acción de punta y el asentamiento generado por la carga transmitida por fricción.

CAPÍTULO 6 PROBLEMAS ESPECIALES DE CIMENTACIÓN

Artículo 29 SUELOS COLAPSABLES

Son suelos que cambian violentamente de volumen por la acción combinada o individual de las siguientes acciones:

- a) al ser sometidos a un incremento de carga o
b) al humedecerse o saturarse

29.1 Obligatoriedad de los Estudios

En los lugares donde se conozca o sea evidente la ocurrencia de hundimientos debido a la existencia de suelos colapsables, el **PR** deberá incluir en su **EMS** un análisis basado en la determinación de la plasticidad del suelo NTP 339.129 (ASTM D4318), del ensayo para determinar el peso volumétrico NTP 339.139 (BS 1377), y del ensayo de humedad NTP 339.127 (ASTM D2216), con la finalidad de evaluar el potencial de colapso del suelo en función del Límite Líquido (LL) y del peso volumétrico seco (γ_d). La relación entre los colapsables y no colapsables y los parámetros antes indicados se muestra en la gráfica siguiente:

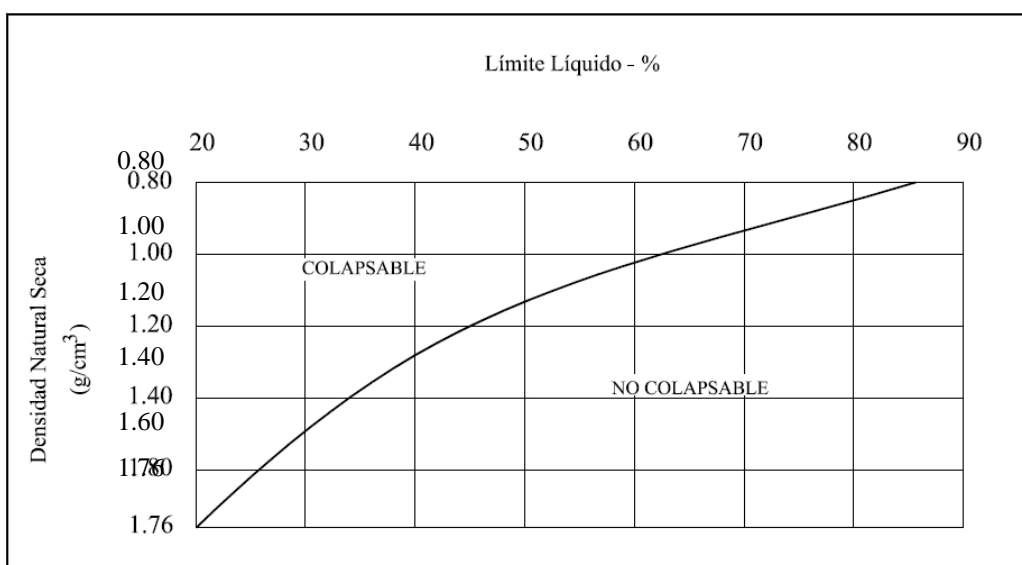


FIGURA 7

FIGURA 6.1.2

CRITERIOS DEL POTENCIAL DE COLAPSO

29.2

E valuación del Potencial de Colapso

Quando el **PR** encuentre evidencias de la existencia de suelos colapsables deberá sustentar su evaluación mediante los resultados del ensayo de ensayo

de Colapsabilidad Potencial según NTP 339.163 (ASTM D 5333). Las muestras utilizadas para la evaluación de colapsabilidad deberán ser obtenidas de pozos a cielo abierto, en condición inalterada, preferentemente del tipo **Mib**.

El potencial de colapso (CP) se define mediante la siguiente expresión:

$$CP(\%) = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \times 100 \quad \text{o} \quad CP(\%) = \frac{\Delta H_c}{H_0}$$

Δe = Cambio en la relación de vacíos debido al colapso bajo humedecimiento.

e_0 = Relación de vacíos inicial.

ΔH_c = Cambio de altura de la muestra.

H_0 = Altura inicial de la muestra.

El **PR** establecerá la severidad del problema de colapsabilidad mediante los siguientes criterios:

CP (%)	Severidad del problema
0 a 1	No colapsa
1 a 5	Colapso moderado
5 a 10	Colapso
10 a 20	Colapso severo
>20	Colapso muy severo

De manera complementaria, pueden utilizarse pruebas de carga en estado seco y humedecido ASTM1194. El objetivo de las mismas será realizar un análisis comparativo del comportamiento del suelo en su condición natural, con relación a su comportamiento en condición húmeda.

En caso se verifique la colapsabilidad del suelo, el **PR** deberá formular las recomendaciones correspondientes a fin de prevenir su ocurrencia.

29.3 Cimentaciones en áreas de suelos colapsables.

Las cimentaciones construidas sobre suelos que colapsan (**CP>5**) están sometidas a grandes fuerzas causadas por el hundimiento violento del suelo, el cual provoca asentamiento, agrietamiento y ruptura, de la cimentación y de la estructura. Por lo tanto no está permitido cimentar directamente sobre suelos colapsables. La cimentación y los pisos deberán apoyarse sobre suelos no colapsables. Los pisos no deberán apoyarse directamente sobre suelos colapsables.

29.4 Reemplazo de un suelo colapsable

Cuando se encuentren suelos que presentan colapso moderado y a juicio del **PR**, poco profundos, éstos serán retirados en su totalidad antes de iniciar las obras de construcción y serán reemplazados por Rellenos Controlados compactados adecuadamente de acuerdo al Artículo 21 (21.1). Rellenos controlados o de ingeniería de la presente Norma.

Artículo 30 ATAQUE QUIMICO POR SUELOS Y AGUAS SUBTERRANEAS

30.1 Generalidades

Las aguas subterráneas son más agresivas que los suelos al estado seco; sin embargo el humedecimiento de un suelo seco por riego, filtraciones de agua de lluvia, fugas de conductos de agua o cualquier otra causa, puede activar a las sales solubles.

Esta Norma solo considera el ataque externo por suelos y aguas subterráneas y no toma en cuenta ningún otro tipo de agresión.

30.2 Obligatoriedad de los Estudios

En los lugares con Napa Freática en la zona activa de la cimentación o donde se conozca o sea evidente la ocurrencia de ataque químico al concreto de cimentaciones y superestructuras, el **PR** deberá incluir en su **EMS** un análisis basado en ensayos químicos del agua o del suelo en contacto con ellas, para descartar o contrarrestar tal evento.

30.3 Ataque Químico por Suelos y Aguas Subterráneas

a) Ataque Ácido

En caso del Ph sea menor a 4,0 el **PR**, deberá proponer medidas de protección adecuado, para proteger el concreto del ataque ácido.

b) Ataque por Sulfatos

La mayor parte de los procesos de destrucción causados por la formación de sales son debidos a la acción agresiva de los sulfatos. La corrosión de los sulfatos se diferencia de la causada por las aguas blandas, en que no tiene lugar una lixiviación, sino que la pasta endurecida de cemento, a consecuencia de un aumento de volumen, se desmorona y expansiona, formándose grietas y el ablandamiento del concreto.

En la Tabla 4.4.3 de la NTE E.060 Concreto Armado se indican los grados de ataque químico por sulfatos en aguas y suelos subterráneos y la medida correctiva a usar en cada caso.

En el caso que se desea usar un material sintético para proteger la cimentación, esta deberá ser geomembrana o geotextil cuyas características deberán ser definidas por **PR**. Las propiedades de estos materiales estarán de acuerdo a las NTP.

La determinación cuantitativa de sulfatos en aguas y suelos se hará mediante las Normas Técnicas ASTM D 516, NTP 400.014, respectivamente.

c) Ataque por Cloruros

Los fenómenos corrosivos del ión cloruro a las cimentaciones se restringe al ataque químico al acero de refuerzo del concreto armado.

Cuando el contenido de ión cloro sea determinado mediante la NTP 400.014, sea mayor 0,2 %, o cuando el contenido de ión cloro en contacto cimentación en el agua se ha determinado por NTP 339.076 (sea mayor de 1000 ppm) el **PR** debe recomendar las medidas de protección necesaria.

La determinación cuantitativa de cloruros en aguas y suelos se hará mediante las NTP 339.076 y 400.014, respectivamente.

Artículo 31 SUELOS EXPANSIVOS

Son suelos cohesivos con bajo grado de saturación que aumentan de volumen al humedecerse o saturarse.

31.1 Obligatoriedad de los Estudios

En las zonas en las que se encuentren suelos cohesivos con bajo grado de saturación y plasticidad alta ($LL \geq 50$), el **PR** deberá incluir en su **EMS** un análisis basado en la determinación de la plasticidad del suelo NTP 339.129 (ASTM D4318) y ensayos de granulometría por sedimentación NTP 339.128 (ASTM D 422) con la finalidad de evaluar el potencial de expansión del suelo cohesivo en función del porcentaje de partículas menores a $2\mu m$, del índice de plasticidad (IP) y de la actividad (A) de la arcilla. La relación entre la Expansión Potencial (Ep) y los parámetros antes indicados se muestra en la gráfica siguiente:

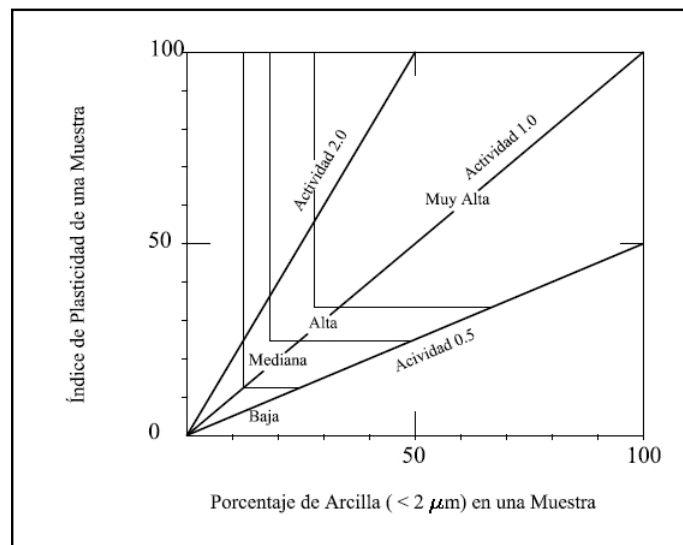


GRÁFICO 8.1

CLASIFICACIÓN DE CAMBIO DE POTENCIAL DE VOLUMEN PARA SUELOS ARCILLOSOS

$$Actividad (A) = \frac{IP}{\% < 2 \mu m}$$

31.2 Evaluación del Potencial de Expansión

Cuando el **PR** encuentre evidencias de la existencia de suelos expansivos deberá sustentar su evaluación mediante los resultados del ensayo para la Determinación del Hinchamiento Unidimensional de suelos cohesivos según NTP 339.170 (ASTM D 4648). Las muestras utilizadas para la evaluación del hinchamiento deberán ser obtenidas de pozos a cielo abierto, en condición inalterada, preferentemente del tipo **Mib**.

Tabla 10
CLASIFICACIÓN DE SUELOS EXPANSIVOS

<i>Potencial de expansión</i>	<i>Expansión en consolidómetro, bajo presión vertical de 7 kPa (0,07 kgf/cm²)</i>	<i>Índice de plasticidad</i>	<i>Porcentaje de partículas menores que dos micras</i>
%	%	%	%
Muy alto	> 30	> 32	> 37
Alto	20 – 30	23 – 45	18 – 37
Medio	10 – 20	12 – 34	12 – 27
Bajo	< 10	< 20	< 17

31.3 Cimentaciones en áreas de suelos expansivos

Las cimentaciones construidas sobre arcillas expansivas están sometidas a grandes fuerzas causadas por la expansión, las cuales provocan levantamiento, agrietamiento y ruptura de la cimentación y de la estructura. Por lo tanto no está permitido cimentar directamente sobre suelos expansivos. La cimentación deberá apoyarse sobre suelos no expansivos o con potencial de expansión bajo. Los pisos no deberán apoyarse directamente sobre suelos expansivos y deberá dejarse un espacio libre suficientemente holgado para permitir que el suelo bajo el piso se expanda y no lo afecte.

31.4 Reemplazo de un suelo expansivo

Cuando se encuentren suelos medianamente expansivos y a juicio de **PR**, poco profundos, éstos serán retirados en su totalidad antes de iniciar las obras de construcción y serán reemplazados por Rellenos Controlados compactados adecuadamente de acuerdo al Artículo 21 (21.1). Rellenos controlados o de ingeniería de la presente Norma.

Artículo 32 LICUACIÓN DE SUELOS

32.1 Generalidades

En suelos granulares finos ubicados bajo la Napa Freática y algunos suelos cohesivos, las sollicitaciones sísmicas pueden originar el fenómeno denominado licuación, el cual consiste en la pérdida momentánea de la resistencia al corte del suelo, como consecuencia de la presión de poros que se genera en el agua contenida en sus vacíos originada por la vibración que produce el sismo. Esta pérdida de resistencia al corte genera la ocurrencia de grandes asentamientos en las obras sobreyacentes.

Para que un suelo granular sea susceptible de licuar durante un sismo, debe presentar simultáneamente las características siguientes:

- Debe estar constituido por arena fina, arena limosa, arena arcillosa, limo arenoso no plástico o grava empacada en una matriz constituida por alguno de los materiales anteriores.
- Debe encontrarse sumergido.

En estos casos deben justificarse mediante el Análisis del Potencial de Licuación, (Ver Artículo 32 (32.3)) la ocurrencia o no del fenómeno de licuación.

32.2 Investigación de campo

Cuando las investigaciones preliminares o la historia sísmica del lugar hagan sospechar la posibilidad de ocurrencia de licuación, el **PR** debe efectuar un trabajo de campo que abarque toda el área comprometida por la estructura de acuerdo a lo indicado en la Tabla 6.

Los sondeos deberán ser perforaciones por la técnica de lavado o rotativas y deben llevarse a cabo Ensayos Estándar de Penetración SPT NTP 339.133 (ASTM D 1586) espaciados cada 1 m. Las muestras que se obtengan el penetrómetro utilizado para el ensayo SPT deberán recuperarse para poder efectuar con ellas ensayos de clasificación en el laboratorio.

Si dentro de la profundidad activa se encuentran los suelos indicados en el Artículo 32 (32.1), deberá profundizarse la investigación de campo hasta encontrar un estrato no licuable de espesor adecuado en el que se pueda apoyar la cimentación.

El Ensayo de DPSH puede ser usado para investigaciones preliminares, o como auscultaciones complementarias de los ensayos SPT, previa calibración La misma exigencia procede para el Ensayo de Penetración Dinámica Ligera (DPL), pero hasta una profundidad máxima de 8 m.

32.3 Análisis del Potencial de Licuación

En el caso de suelos arenosos que presentan las tres características indicadas en el Artículo 32 (32.1), se deberá realizar el análisis del potencial de licuación utilizando el método propuesto por Seed e Idriss. Este método fue desarrollado en base a observaciones in-situ del comportamiento de depósitos de arenas durante sismos pasados. El procedimiento involucra el uso de la resistencia a la penetración estándar **N** (Número de golpes del ensayo **SPT**). El valor de **N** obtenido en el campo deberá corregirse por: energía, diámetro de la perforación, longitud de las barras para calcular a partir de ese valor el potencial de licuación de las arenas.

La aceleración máxima requerida para el análisis del potencial de licuación será estimada por el **PR**, la cual será congruente con los valores empleados en el diseño estructural correspondiente, para lo cual el **PR** efectuara las coordinaciones pertinentes con los responsables del diseño sismo resistente de la obra.

Este método permite calcular, el esfuerzo cortante inducido por el sismo en el lugar y a partir de la resistencia a la penetración estándar normalizada (**N₁**)₆₀, el esfuerzo cortante límite para la ocurrencia del fenómeno de licuación.

También es posible determinar el factor de seguridad frente a la ocurrencia de la licuación y la aceleración máxima de un sismo que la causaría.

32.4 Licuación de suelos finos cohesivos

Si se encuentran suelos finos cohesivos que cumplan simultáneamente con las siguientes condiciones:

- Porcentaje de partículas más finas que 0,005 m \leq 15% .
- Límite líquido (LL) \leq 35.
- Contenido de humedad (w) $>$ 0,9 LL.

Estos suelos pueden ser potencialmente licuables, sin embargo no licuan si se cumple cualquiera de las siguientes condiciones:

- Si el contenido de arcilla (partículas más finas que 0,005 m) es mayor que 20%, considerar que el suelo no es licuable, a menos que sea extremadamente sensitiva.
- Si el contenido de humedad de cualquier suelo arcilloso (arcilla, arena arcillosa, limo arcilloso, arcilla arenosa, etc.) es menor que 0,9 W_L , considerar que el suelo no es licuable.

Artículo 33 SOSTENIMIENTO DE EXCAVACIONES

33.1 Generalidades

Las excavaciones verticales de más de 2,00 m de profundidad requeridas para alcanzar los niveles de los sótanos y sus cimentaciones, no deben permanecer sin sostenimiento, salvo que el estudio realizado por el **PR** determine que no es necesario efectuar obras de sostenimiento.

La necesidad de construir obras de sostenimiento, su diseño y construcción son responsabilidad del contratista de la obra.

33.2 Estructura de Sostenimiento

Dependiendo de las características de la obra se presentan las siguientes alternativas para el sostenimiento de las paredes de excavación:

- Proyectar obras y estructuras de sostenimiento temporal y luego, al finalizar los trabajos de corte, construir las estructuras de sostenimiento definitivas.
- Proyectar estructuras de sostenimiento definitivas que se vayan construyendo o a medida se avance con los trabajos de corte.

Existen diversos tipos de obras para el sostenimiento temporal y definitivo de los taludes de corte, entre los cuales podemos mencionar las pantallas ancladas, tablestacas, pilotes continuos, muros diafragma, calzaduras, nailings, entre otros.

Las calzaduras son estructuras provisionales que se diseñan y construyen para sostener las cimentaciones vecinas y el suelo de la pared expuesta, producto de las excavaciones efectuadas. Tienen por función prevenir las fallas por inestabilidad o asentamiento excesivo y mantener la integridad del

terreno colindante y de las obras existentes en él, hasta entre en funcionamiento las obras de sostenimiento definitivas. Las calzaduras están constituidas por paños de concreto que se construyen alternada y progresivamente. El ancho de las calzaduras debe ser inicialmente igual al ancho del cimiento por calzar y deberá irse incrementando con la profundidad. Las calzaduras deben ser diseñadas para las cargas verticales de la estructura que soportan y para poder tomar las cargas horizontales que le induce el suelo y eventualmente los sismos.

33.3 Parámetros a ser proporcionados en el EMS

El informe del **EMS** deberá incluir los parámetros de suelos requeridos para el diseño de las obras de sostenimiento de las edificaciones, muros perimetrales, pistas y terrenos vecinos, considerando que estos puedan ser desestabilizados como consecuencia directa de las excavaciones que se ejecuten para la construcción de los sótanos directa de las excavaciones que se ejecuten para la construcciones de los sótanos.

Para cumplir lo anterior el **PR**, deberá proveer toda la información referente al perfil de suelos en toda la profundidad de excavación, el nivel freático, las características físicas de los suelos, el peso unitario, el valor de la cohesión y el ángulo de la fricción interna de los diferentes estratos, según se aplique. Estos mismos parámetros deben ser proporcionados por el **PR** del **EMS** para el caso de una eventual saturación del suelo.

En caso de ser requerido el bombeo o abatimiento de la Napa Freática durante la excavación y la construcción de las obras de sostenimiento y/o calzaduras, el **PR** deberá proponer los coeficientes de permeabilidad horizontal y vertical del terreno, aplicables al cálculo del caudal de agua a extraer y deberá prevenir cualquier consecuencia negativa que pueda coaccionar a la obra o a las edificaciones existente, el acto de bombear o abatir la Napa Freática.

33.4 Consideraciones para el Diseño y Construcción de Obras de Sostenimiento

En el proyecto de las estructuras de sostenimiento el Contratista de la Obras deberá considerar los siguientes aspectos como mínimo:

- Los empujes del suelo.
- Las cargas de las edificaciones vecinas.
- Las variaciones en la carga hidrostática (saturación, humedecimiento y secado).
- Las sobrecargas dinámicas (sismos y vibraciones causadas artificialmente).
- La ejecución de accesos para la construcción.
- La posibilidad de realizar anclajes en los terrenos adyacentes (de ser aplicable).
- La excavación, socavación o erosión delante de las estructuras de sostenimiento.
- La perturbación del terreno debido a las operaciones de hinca o de sondeos.
- La disposición de los apoyos o puntales temporales (de ser requeridos).
- La posibilidad de excavación entre puntales.
- La capacidad del muro para soportar carga vertical.

- El acceso para el mantenimiento del propio muro y cualquier medida de drenaje.

En el caso de las calzaduras el Contratista de la Obra no deberá permitir que éstas permanezcan sin soporte horizontal, por un tiempo tal que permita la aparición de grietas de tensión y fuerzas no previstas en el cálculo de las calzaduras (permanentes o eventuales) y que puedan producir el colapso de las calzaduras (permanentes o eventuales) y que pueda producir el colapso de las mismas.

33.5 Efectos de de Sismo

De producirse un sismo con una magnitud mayor o igual a 3,5 grados de la Escala Richter, el Contratista a cargo de las excavaciones, deberá proceder de inmediato, bajo su responsabilidad y tomando las precauciones del caso, a sostener cualquier corte de más de 2,00 m de profundidad, salvo que un estudio realizado por un especialista determine que no es necesario.

33.6 Excavaciones sin Soporte

No se permitirán excavaciones sin soporte, si las mismas reducen la capacidad de carga o producen inestabilidad en las cimentaciones vecinas.

El **PR** deberá determinar, si procede, la profundidad máxima o altura crítica (H_c) a la cual puede llegar la excavación sin requerir soporte.

ANEXO I GLOSARIO

ASENTAMIENTO DIFERENCIAL.- Máxima diferencia de nivel entre dos cimentaciones adyacentes de una misma estructura.

ASENTAMIENTO DIFERENCIAL TOLERABLE.- Máximo asentamiento diferencial entre dos elementos adyacentes a una estructura, que al ocurrir no produce daños visibles ni causa problemas.

CAJÓN (CAISSON).- Elemento prefabricado de cimentación, que teniendo dimensiones exteriores de un elemento macizo, se construye inicialmente hueco (como una caja), para ser relleno después de colocado en su posición final.

CAPACIDAD DE CARGA.- Presión requerida para producir la falla de la cimentación por corte (sin factor de seguridad).

CARGA ADMISIBLE.- Sinónimo de presión admisible.

CARGA DE SERVICIO.- Carga viva más carga muerta, sin factores de ampliación.

CARGA DE TRABAJO.- Sinónimo de presión admisible.

CARGA MUERTA.- Ver NTE E.020 Cargas .

CARGA VIVA.- Ver NTE E.020 Cargas

CIMENTACIÓN.- Parte de la edificación que transmite al subsuelo las cargas de la estructura.

CIMENTACIÓN CONTINUA.- Cimentación superficial en la que el largo (L) es igual o mayor que diez veces el ancho (B).

CIMENTACIÓN POR PILARES.- Cimentación profunda, en la cual la relación Profundidad / Ancho (D_f/B) es mayor o igual que 5, siendo D_f la profundidad enterrada y B el ancho enterrada del pilar. El pilar es excavado y vaciado en el sitio.

CIMENTACIÓN POR PILOTES.- Cimentación profunda en la cual la relación Profundidad / Ancho (d/b) es mayor o igual a 10, siendo d la profundidad enterrada del pilote y b el ancho o diámetro del pilote.

CIMENTACIÓN POR PLATEA DE CIMENTACIÓN.- Cimentación constituida por una losa sobre la cual se apoyan varias columnas y cuya área se aproxima sensiblemente al área total de la estructura soportada.

CIMENTACIÓN PROFUNDA.- Aquella que transmite cargas a capas del suelo mediante pilotes o pilares.

CIMENTACIÓN SUPERFICIAL.- Aquella en la cual la relación Profundidad/Ancho (D_f/B) es menor o igual a 5, siendo D_f la profundidad de la cimentación y B el ancho o diámetro de la misma.

ESTRATO TÍPICO.- Estrato de suelo con características tales que puede ser representativo de otros iguales o similares en un terreno dado.

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS (EMS).- Conjunto de exploraciones e investigaciones de campo, ensayos de laboratorio y análisis de gabinete que tienen por objeto estudiar el comportamiento de los suelos y sus respuestas ante las sollicitaciones estáticas y dinámicas de una edificación.

GEODINÁMICA EXTERNA.- Conjunto de fenómenos geológicos de carácter dinámico, que pueden actuar sobre el terreno materia del Estudio de Mecánica de Suelos, tales como: erupciones volcánicas, inundaciones, huaycos, avalanchas, tsunamis, activación de fallas geológicas.

LICUEFACCIÓN Ó LICUACIÓN.- Fenómeno causado por la vibración de los sismos en los suelos granulares saturados y que produce el incremento de la presión del agua dentro del suelo con la consecuente reducción de la tensión efectiva. La licuación reduce la capacidad de carga y la rigidez del suelo. Dependiendo del estado del suelo granular saturado al ocurrir la licuación se produce el hundimiento y colapso de las estructuras cimentadas sobre dicho suelo.

NIVEL FREÁTICO.- Nivel superior del agua subterránea en el momento de la exploración. El nivel se puede dar respecto a la superficie del terreno o a una cota de referencia.

PILOTE.- Elemento de cimentación profunda en el cual la relación Profundidad/Ancho (D_f/B) es mayor o igual a 10.

PILOTES DE CARGA MIXTA.- Aquellos que transmiten la carga, parte por punta y parte por fricción.

PILOTES DE CARGA POR FRICCIÓN.- Aquellos que transmiten la carga a lo largo de su cuerpo por fricción con el suelo que los circunda.

PILOTES DE CARGA POR PUNTA.- Aquellos que transmiten la carga a un estrato resistente ubicado bajo la punta.

PILOTES DE DENSIFICACIÓN.- Aquellos que se instalan para densificar el suelo y mejorar las condiciones de cimentación.

PRESIÓN ADMISIBLE.- Máxima presión que la cimentación puede transmitir al terreno sin que ocurran asentamientos excesivos (mayores que el admisible) ni el factor de seguridad frente a una falla por corte sea menor que el valor indicado en el Artículo 17.

PRESIÓN ADMISIBLE POR ASENTAMIENTO.- Presión que al ser aplicada por la cimentación adyacente a una estructura, ocasiona un asentamiento diferencial igual al asentamiento admisible. En este caso no es aplicable el concepto de factor de seguridad, ya que se trata de asentamientos.

PRESIÓN DE CONTACTO.- Carga transmitida por las estructuras al terreno en el nivel de cimentación incluyendo el peso propio del cimientto.

PRESIÓN DE TRABAJO.- Sinónimo de presión admisible.

PROFESIONAL RESPONSABLE.- Ingeniero Civil, registrado en el Colegio de Ingenieros del Perú.

PROFUNDIDAD ACTIVA.- Zona del suelo ubicada entre el nivel de cimentación y la isobara (línea de igual presión) correspondiente al 10% de la presión aplicada a la cimentación

TIPO DE SECCIÓN	CRITERIO
CUADRADA	2B
CONTINUA	6,4B

PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN.- Profundidad a la que se encuentra el plano o desplante de la cimentación de una estructura. Plano a través del cual se aplica la carga, referido al nivel del terreno de la obra terminada.

PROPIETARIO.- Persona natural o jurídica que ejerce o ejercerá derecho de propiedad sobre la edificación material del Estudio de Mecánica de Suelos.

RELLENO.- Depósitos artificiales descritos en el Artículo 21.

ROCA.- Material que a diferencia del suelo, no puede ser disgregado o excavado con herramientas manuales.

SOLICITANTE.- Persona natural o jurídica con quien el **PR** contrata el **EMS**.

SUELO COLAPSABLE.- Suelos que al ser humedecidos sufren un asentamiento o colapso relativamente rápido, que pone en peligro a las estructuras cimentadas sobre ellos.

SUELO EXPANSIVO.- Suelos que al ser humedecidos sufren una expansión que pone en peligro a las estructuras cimentadas sobre ellos.

SUELO ORGANICO.- Suelo de color oscuro que presenta una variación mayor al 25% entre los límites líquidos de la muestra secada al aire y la muestra secada al horno a una temperatura de $110\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 5\text{ }^{\circ}\text{C}$ durante 24 horas.

TIERRA DE CULTIVO.- Suelo sometido a labores de labranza para propósitos agrícolas.

ANEXO II
NORMA ESPAÑOLA – UNE 103-801-94

GEOTÉCNIA
PRUEBA DE PENETRACIÓN DINÁMICA SUPERPESADA

1. OBJETIVO

Esta norma tiene por objeto describir el procedimiento para la realización de la denominada prueba de penetración dinámica superpesada. Con esta prueba se determina la resistencia del terreno a la penetración de un cono cuando es golpeado según el procedimiento establecido.

2. CAMPO DE APLICACIÓN

La prueba de penetración dinámica está especialmente indicada para suelos granulares ⁽¹⁾

Su utilización permite:

- Determinar la resistencia a la penetración dinámica de un terreno.
- Evaluar la compacidad de un suelo granular. Cuando el suelo contenga partículas de tamaños tales ⁽²⁾ que obstaculicen la penetración del cono en el terreno el resultado de la prueba puede no ser representativo.
- Investigar la homogeneidad o anomalías de una capa de suelo.
- Comprobar la situación en profundidad de una capa cuya existencia se conoce.

3. SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS

D.P.S.H. Abreviatura de la prueba de penetración dinámica en su procedimiento superpesado, que proviene de su denominación de inglés (DPSH).

N_{20} = Número de golpes necesarios para una penetración del cono en el terreno de 20 cm de profundidad.

R = Anotación a incluir cuando el número de golpes requerido para una penetración de 20 cm es superior a 100 golpes.

4. APARATOS Y MATERIAL NECESARIO

- 4.1 **Cono:** Es una pieza de acero cilíndrica que termina en forma cónica con un ángulo de 90°. El cono podrá ser perdido o recuperable con las configuraciones respectivas que se reflejan en la figura 9.

(1) La ejecución de pruebas de penetración dinámica debe ser precedida por un reconocimiento mediante sondeos que permita identificar las capas de suelos en el área investigada.

(2) La existencia de partículas con tamaño superior a 6 mm puede obstaculizar el avance del cono sin que ello suponga un incremento de compacidad.

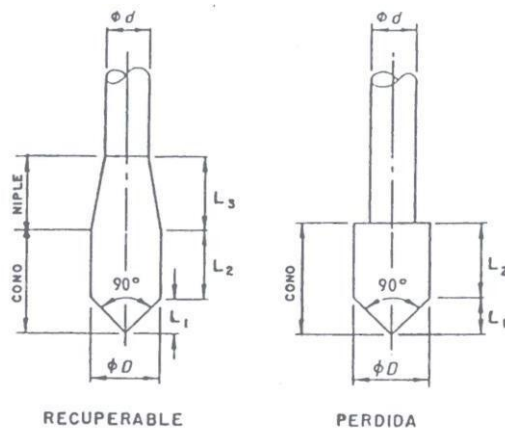


FIG. 9 - Alternativas de cono

- 4.2 **Varillaje:** Conjunto de varillas de acero macizas que se utilizan para transmitir la energía de golpeo desde la cabeza del varillaje hasta el cono.
- 4.3 **Maza:** Cuerpo de acero de $63,5 \text{ kg} \pm 0,5 \text{ kg}$ de masa.
- 4.4 **Cabeza de impacto:** Cuerpo de acero que recibe el impacto de la maza y que queda unido solidariamente a la parte superior de varillaje, sin que durante el golpeo pueda existir desplazamiento relativo entre ambos.
- 4.5 **Guiadera:** Elemento de acero que guía suavemente la maza durante su caída.
- 4.6 **Sistema de elevación y escape:** Mecanismo mediante el cual se eleva la maza a una altura de $760 \text{ mm} \pm 10 \text{ mm}$, se libera y se permite su caída libre por la guiadera hasta la cabeza de impacto. La velocidad de la maza cuando se libere será nula.
- 4.7 **Dispositivos de golpeo:** Conjunto de elementos que comprende la maza, la cabeza de impacto, la guiadera y el sistema de elevación y escape.
- 4.8 **Martillo de seguridad:** Dispositivo de golpeo automático en el que la maza, la cabeza de impacto, la guiadera, y el sistema de elevación y escape están integrados en un mismo elemento. Permite izar la maza y liberarla siempre a la misma altura sin producir movimientos sobre el varillaje de forma que la caída por la guiadera sea totalmente libre y la energía transferida a la cabeza de impacto sea la misma en todos los golpes. El martillo de seguridad permite igualmente establecer una frecuencia de golpeo uniforme ⁽³⁾.
- 4.9 **Guía soporte:** Pieza que asegura la verticalidad y el soporte lateral en el tramo del varillaje que sobresale del suelo.

5. DIMENSIONES Y MASAS

En el procedimiento descrito en la Norma los aparatos definidos en el capítulo 4 tendrán las siguientes dimensiones y masas.

Cono

(3) Utilización de otros dispositivos de golpeo que no cumplan las especificaciones descritas en esta norma implica que pueda obtenerse un número de golpes diferente de N_{20}

- A = Área nominal de la sección 20 cm²
- D = Diámetro 50,5 mm ± 0,5 mm.
- L₁ = Longitud parte cónica 25 mm ± 0,2 mm.
- L₂ = Longitud parte cilíndrica 50 mm ± 0,5 mm.
- L₃ = Longitud parte troncocónica < 50 mm.

Varillaje

- d = Diámetro – 33 mm ± 2 mm.
- Masa (máx.) – 8kg/m.
- Deflexión (máx.) – 0,2 % ⁽⁴⁾
- Excentricidad en las conexiones (máx.) – 0,2 mm.

Dispositivo de golpeo

- Maza: Masa – 63,5 kg ± 0,5 kg.
Relación altura L_m al diámetro D_m – $1 \leq L_m/D_m \leq 2$
- Altura de caída: 760 mm ± 10 mm.
- Cabeza de impacto: Diámetro d_c – 100 mm < d_c < 0,5 D_m.
- Masa total dispositivos de golpeo ≤ 115 kg.

6. INSTRUMENTOS DE MEDIDA

- 6.1 **Contador de golpes:** El dispositivo de golpeo utilizado, deberá disponer de un contador automático de golpes.
- 6.2 **Referencia de profundidad:** el equipo de penetración deberá incluir una escala de profundidad de avance marcada de forma indeleble y visible.
- 6.3 **Medidor de par:** Permitirá la medida en N-m del par necesario para girar el varillaje. La capacidad de medida no será inferior a 200 N-m con una graduación de 10 N-m. Su exactitud será comprobada periódicamente.
- 6.4 **Referencia de Verticalidad:** Inclinómetro que permitirá observar en grados o en tanto por ciento la desviación de verticalidad del varillaje durante la ejecución de la prueba.

7. PROCEDIMIENTO OPERATIVO

- 7.1 **Selección del punto de ensayo:** Con el fin de que no haya habido perturbaciones en el punto de ensayo este debe distanciarse por lo menos metro y medio de cualquier otro punto ya ensayado y en el caso de existir sondeos previos, la separación deberá ser como mínimo de veinticinco diámetros.
- 7.2 **Emplazamiento y conexiones:** En el punto seleccionado se emplazará el dispositivo de golpeo de tal forma que el soporte guía y el eje de la guidera queden perfectamente verticales y centrados sobre el punto ⁽⁵⁾.

El cono ya acoplado (perdido) o enroscado (recuperable) a un extremo del primer tramo de varillaje, se situara sobre el punto elegido a través del soporte guía,

(4) Deflexión medida entre extremos de una misma varilla y entre los puntos medios de dos adyacentes.

(5) Debe comprobarse que durante el proceso de golpeo el dispositivo no se desplaza de su posicionamiento inicial. Si

es necesario se dispondrán anclajes o soportes.

conectando posteriormente el otro extremo de varillaje al dispositivo de golpeo. Una vez efectuada esta conexión se comprobara que:

- El varillaje y la guiadera quedan coaxiales.
- Las desviaciones de la verticalidad del primer tramo de varillaje no supera el 2%.
- La longitud libre de varillaje entre el soporte guía y la conexión al dispositivo de golpeo no supera 1,2 m.

7.3 **Golpeo y penetración:** El golpeo se efectuará con una frecuencia comprendida entre 15 golpes y 30 golpes por minuto registrando el número de golpes necesario para introducir en el terreno el cono cada intervalo de 20 cm. Este número de golpes se anota como N_{20} .

Cuando sea necesario añadir una varilla debe asegurarse que al retirar el dispositivo de golpeo no se introduce movimientos de ascenso o rotación en el varillaje. Se comprobara cuando se añade la varilla que esta queda enroscada a tope y la desviación de su inclinación frente a la vertical no excede de 5%. El tramo que sobresalga a partir del soporte guía no será superior 1,2 m.

Deberán anotarse todas las introducciones mayores de 15 minutos durante todo el proceso de penetración.

7.4 **Rotación:** Cada metro de penetración debe medirse y anotarse el par necesario para girar el tren de varillaje una vuelta y media ⁽⁶⁾. Se considerará que el rozamiento no es significativo por debajo del valor de 10 N.m.

7.5 **Finalización de la prueba:** La prueba se dará por finalizada cuando se satisfagan algunas de las siguientes condiciones:

- Se alcance la profundidad que previamente se haya establecido.
- Se supere los 100 golpes para una penetración de 20 cm. Es decir $N_{20} > 100$.
- Cuando tres valores consecutivos de N_{20} sean iguales o superiores a 75 golpes.
- El valor del par de rozamiento supere los 200 N.m.

8. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

De cada prueba realizada con arreglo a esta norma se presentará un grafico como el de la figura 2 en el que se incluyan los siguientes puntos:

Comprobaciones antes de la prueba

- Tipo de cono utilizado. Dimensiones y masa
- Longitud de cada varilla. Masa por metro de varillaje, incluidos nicles de unión.
- Masa de dispositivos de golpeo.
- Fecha y hora de la prueba. Tiempo de duración.

Comprobaciones después de la prueba

- Diámetros del cono.

(6) El par de rozamiento medido debe ser originado exclusivamente por el cono y tren de varillas introducidos en el terreno.

- Excentricidad y deflexiones del varillaje.

Observaciones

- Interrupciones superiores a 5 min. Perdidas de verticalidad superiores al 5%. Penetraciones sin golpeo. Obstrucciones temporales, etc.

9. CORRESPONDENCIA CON OTRAS NORMAS

Para la redacción de esta norma se han consultado los documentos y normas que a continuación se relacionan:

- Report of the ISSMFE Technical Comitee on Penetration Testing of Soils 16 with Reference Test Procedures for Dynamic probing super heavy DPSH. Swedish Geotechnical, Linkoping, June 1989.
- NFP 94 – 115.(December 1990). Sondage an penetometre dynamique type B.
- BS 1377: Part 9 (1990) : Dynamic probing super heavy (DPSH).

**PRUEBA DE PENETRACIÓN DINÁMICA DPSH
EFECTUADA SEGÚN LA NORMA UNE 103-801-93**

LUGAR: _____

PUNTO: _____

TIPO DE CONO: RECUPERABLE: MASA Kg
 PERDIDO:

FECHA: _____

VARILLAJE: DIÁMETRO MASA Kg/m
 LONGITUD

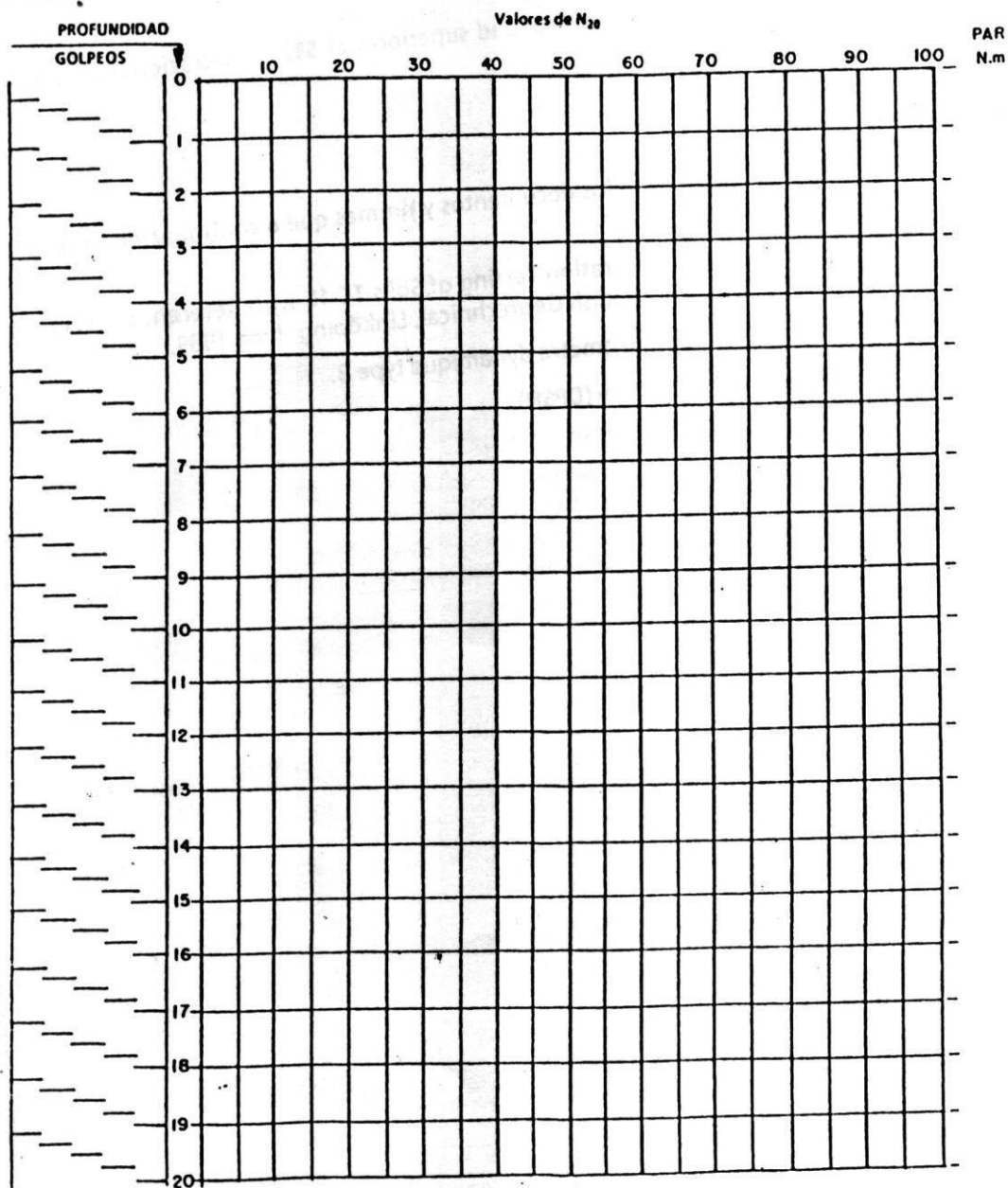
HORA: _____

TIEMPO: _____

DISPOSITIVO GOLPEO MASA Kg

DURACIÓN: _____

COTA: _____



OBSERVACIONES _____

Fig. 10