

**UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN
DE TACNA**



**ESCUELA DE INGENIERÍA
GEOLÓGICA - GEOTECNIA**



CONVENIO UNJBG - INDECI

**ESTUDIO MAPA DE PELIGROS
DE LA CIUDAD DE CANDARAVE**

TACNA, FEBRERO DE 2002

**CONVENIO UNJBG – INDECI
ESTUDIO MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE**

PERSONAL QUE HA PARTICIPADO EN LA ELABORACIÓN DEL ESTUDIO

DIRECTIVOS

DR. HAB. VICENTE CASTAÑEDA CHAVEZ	RECTOR DE LA UNJBG
CONTRALMIRANTE A.P. (r) JUAN PODESTÁ LLOSA	JEFE DEL INDECI Y DIRECTOR NACIONAL DEL PROYECTO PER 98/018
ING. DANTE MORALES CABRERA	DECANO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS (FAIM)
ING. PIO COILA VALDEZ	DIRECTOR DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA GEOLÓGICA-GEOTECNIA
ING. JORGE BARRIGA GAMARRA	COORDINADOR GENERAL DEL CONVENIO

PERSONAL TÉCNICO

ING. OSCAR PAREDES CHACÓN	JEFE DEL ESTUDIO
ING. REYMUNDO JUÁREZ COLQUE	AREA DE GEOTECNIA
ING. MSC. CONRADO BEDOYA JAEN	AREA DE GEOLOGÍA
ING. JORGE ACOSTA ALE	AREA DE GEOLOGÍA
ING. MSC. EDWIN PINO VARGAS	AREA DE HIDROLOGIA
ING. JORGE BARRIGA GAMARRA	SISMICIDAD
BACH. EDWIN CONDORI MAMANI	LABORATORIO DE SUELOS
BACH. ALEXANDER FLORES ROJAS	ASISTENTE EN GEOLOGÍA
BACH. ADÁN PINO ZEBALLOS	ASISTENTE EN GEOMORFOLOGÍA
BACH. WILBER CHAMBI TAPAHUASCO	ASISTENTE EN HIDROLOGIA
SR. MANUEL LARA LINCE	PUBLICACION

TACNA, FEBRERO DE 2002

CONVENIO INDECI - UNJBG
ESTUDIO "MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE"

I N D I C E

1.0.0 GENERALIDADES	
1.1.0 EXPOSICIÓN DE MOTIVOS	
1.2.0 OBJETIVO	
1.3.0 UBICACIÓN Y ACCESIBILIDAD	
2.0.0 INVESTIGACIONES GEONÓSTICAS	
2.1.0 ASPECTOS GEOLÓGICOS LOCALES	
2.1.1 Poblado de Candarave	
2.1.1.1 Unidades Litoestratigráficas	
a. Formación Huaylillas (Nm-hu)	
b. Formación Capillune (Np-ca)	
2.1.2.2 Depósitos Cuaternarios	
a. Depósitos de Escombros de Deslizamientos (Qp-de)	
b. Depósitos Fluvioglaciares (Qp-fg)	
c. Depósitos Aluviales (Qh-al)	
d. Depósitos Antropógenicos (Qh-an-b)	
2.1.2.3 Aspectos Estructurales	
2.2.0 ASPECTOS GEOMORFOLÓGICOS	
2.2.1 Geomorfología del poblado de Candarave	
2.3.0 INVESTIGACIONES EN EL SUELO	
2.3.1 EXPLORACIÓN DE SUELOS	
2.3.2 RECONOCIMIENTO DE CAMPO	
2.3.2.1 FASE DE CAMPO (MUESTREO)	
2.3.3 INVESTIGACIONES EN LABORATORIO	
2.3.3.1 CARACTERIZACIÓN DE SUELOS	
2.3.3.2 PROPIEDADES DE RESISTENCIA DEL SUELO	

2.3.4	CAPACIDAD DE CARGA	
2.3.5	CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA	
2.3.6	DINAMICA DE SUELOS	
2.3.7	CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE EN ROCAS	
3.0.0	CONSIDERACIONES HIDROLÓGICAS	
3.1.0	INTRODUCCIÓN	
3.1.2	OBJETO	
3.1.3	METODOLOGIA	UTILIZADA
3.2.0	CARACTERIZACIÓN DE LAS QUEBRADAS	
3.2.1	Caracterización Climática	
3.2.2	Parámetros físicos de la cuenca	
3.2.2.1	Información Disponible	
3.2.2.2	Parámetros Resultantes	
3.3.0	PRECIPITACIONES	
3.3.1.0	Información Disponible	
3.3.2.0	Análisis Estadístico De La Información Disponible ...	
3.3.3.0	Precipitaciones Diarias Máximas	

3.3.4.0	Intensidad De Precipitaciones	
3.3.5.0	Avenidas	
3.4.0	CONSIDERACIONES HIDROGEOLOGICAS	
4.0.0	SIMICIDAD EN LA CIUDAD DE CANDARAVE- TACNA	
4.1.0	SISMICIDAD HISTÓRICA	
4.2.0	CARACTERÍSTICAS SISMOTECTÓNICAS LOCAL Y REGIONAL	
4.3.0	FRECUENCIA SISMICA DE TACNA	
4.4.0	DESCRIPCIÓN DEL SISMO 23 JUNIO DE 2001	
4.5.0	ANALISIS CIENTÍFICO DEL SISMO 23 JUNIO 2001	
4.6.0	ACELERACIONES	DEL SISMO
.....		
4.7.0	ANALISIS TÉCNICO DEL SISMO 23 JUNIO 2001	
5.0.0	EVALUACION	DE RESULTADOS
.....		
5.1.0	SUELOS	EXPANSIVOS Y COLAPSABLES
.....		
5.1.1	SUELOS EXPANSIVOS	
5.1.2	SUELOS COLAPSABLES	
5.1.2.1		POTENCIAL DE
5.2.0	CON RESPECTO A LOS ASPECTOS GEOLOGICOS Y GEOMORFOLOGICOS (Ilustración N° C-02 y C-03)	
5.3.0	PLANO DE ZONIFICACION DE SUELOS Y CAPACIDAD DE CARGA, Profundidad 1.5m. (Ilustración N° C-04)	
5.4.0	PLANO DE DENSIDADES RELATIVAS. Ilustración N° C-05	
5.5.0	MAPA DE PELIGROS POTENCIALES Ilustración N° C-06.	
5.6.0	MAPA DE VULNERABILIDAD. Ilustración N° C-07	
6.0.0	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	

6.1.0 CONCLUSIONES
6.2.0 RECOMENDACIONES
7.0.0 BIBLIOGRAFIA

FOTOS

TABLAS

N° 01 CUADRO DE RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO
DE MECÁNICA DE SUELOS

N° 02 CAPACIDADES ADMISIBLES MÉTODO VESIC

N° 03 POTENCIAL DE EXPANSIÓN DE SUELOS

FIGURAS

FIG. N° 01 MAPA DE ISOSISTAS PARA EL TERREMOTO DEL 13 DE
AGOSTO DE 1868

FIG. N° 02 MAPA DE ISOSISTAS PARA EL TERREMOTO DE NAZCA DEL
12 DE NOVIEMBRE DE 1999

FIG. N° 03 ZONAS SISMICAS SEGÚN NORMA PERUANA E-030,1997

FIG. N° 04 ACTIVIDAD SÍSMICA DE LOS AÑOS 1997 - 1998

FIG. N° 05 ACTIVIDAD SÍSMICA DE LOS AÑOS 1999 - 2000

REGISTROS DE ACELERACIONES SISMO 07/07/2001 (03)

ILUSTRACIONES

C-01 Mapa de Ubicación del Ámbito de Estudio.

C-02 Mapa Geológico-Geomorfológico

C-03 Plano Geológico-Geomorfológico Detallado

C-04 Zonificación de Suelos y Capacidad de Carga (Prof. a 1.50m.)

C-05 Densidades Relativas

C-06 Mapa de Peligros Potenciales

C-07 Mapa de Vulnerabilidad

C-08 Plano Hidrológico de Candarave

ANEXOS

1.0.0	ENSAYOS DE LABORATORIO	N° Hojas
1.1.0	CUADRO DE CLASIFICACION DE SUELOS.....	01
1.2.0	DENSIDAD IN SITU NORMA ASTM D-1556-00.....	06
1.3.0	GRANULOMETRIA NORMA ASTM D-422-63 (1998).....	08
1.4.0	LIMITES DE CONSISTENCIA NORMA ASTM D-4318-98.....	08
1.5.0	HUMEDAD NATURAL NORMA ASTM D-2216-98.....	08
1.6.0	DENSIDAD MINIMA NORMA ASTM C-29/C29M-97.....	06
1.7.0	PROCTOR MODIFICADO.....	06
1.8.0	CORTE DIRECTO RESIDUAL NORMA ASTM D-3080.....	06
2.0.0	REGISTRO DE CALICATAS	06
3.0.0	POTENCIAL DE DENSIFICACION.....	07
4.0.0	CALCULO DE CAPACIDADES ADMISIBLES EN CONDICIONES ESTATICAS-CORRIDO.....	06
5.0.0	CALCULO DE CAPACIDADES ADMISIBLES EN CONDICIONES ESTATICAS-CUADRADO.....	06
6.0.0	CALCULO DE CAPACIDADES ADMISIBLES EN CONDICIONES PSEUDOESTATICAS MAXIMAS.....	06

CONVENIO INDECI - UNJBG
ESTUDIO "MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE"

1.0.0 GENERALIDADES

1.1.0 EXPOSICIÓN DE MOTIVOS

El terremoto del 23 de Junio del 2001 ha puesto al descubierto la fragilidad de los asentamientos humanos no planificados o realizados sin una adecuada asistencia técnica, despertando el interés de las autoridades involucradas en la defensa civil en identificar los diferentes peligros presentes en una zona que la hacen vulnerable, y no solamente la organización de la población para casos de sismos.

Los peligros naturales, como los recursos naturales, son parte de lo que ofrecen nuestros sistemas naturales; ellos pueden ser considerados como recursos negativos. En todo sentido, los peligros naturales constituyen un elemento de los "problemas ambientales" que actualmente capturan tanta atención pública: alteran los ecosistemas naturales e incrementan el impacto de su degradación, reflejan el daño hecho por los humanos a su medio ambiente y pueden afectar a gran número de personas.

Los desastres causados por los peligros naturales demandan enormes cantidades de capital para reponer lo que es destruido y dañado. La comunidad para el desarrollo debería encarar este aspecto porque proporciona, entre todos los temas ambientales, la más manejable de las situaciones: los riesgos son fácilmente identificados, las medidas de mitigación están disponibles, y los beneficios que resultan de las acciones para la reducción de la vulnerabilidad son altos en relación con los costos.

Por estas razones, el Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI), encargó a la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann de Tacna (UNJBG) la elaboración del "Estudio Mapa de Peligros de la Ciudad de Candarave", en Convenio, lo que motiva el presente documento.

1.2.0 OBJETIVO

EL objetivo del estudio es identificar los potenciales de peligro para la sostenibilidad física de la ciudad de Candarave teniendo en cuenta su entorno geográfico y particularmente las características físicas de los suelos, zona donde necesariamente se asienta o tienen que asentarse las diferentes edificaciones existentes o por construir.

1.3.0 UBICACIÓN Y ACCESIBILIDAD

Candarave está ubicada en el Departamento de Tacna, en el extremo SurOeste del Perú, a una altitud de 3400m.s.n.m. en plena Cordillera Occidental de Los Andes.

Es accesible por una carretera asfaltada de doble vía que parte de Tacna. Luego de Tarata esta carretera continúa como afirmada, uniendo pueblos del Este y Oeste de la misma cadena Occidental de Los Andes.

2.0.0 INVESTIGACIONES GEONÓSTICAS

El pueblo de Candarave se encuentra asentado dentro de un marco geológico que presenta rocas volcánicas, depósitos de escombros antiguos y depósitos del Cuaternario (Ilustración C-02).

Un intento de una breve reconstrucción histórica de la ocurrencia de eventos geológicos a través de la observación de las rocas presentes permite indicar que una vez cubierta el área con depósitos volcánicos de

la formación Huaylillas, en el Terciario Superior la evolución geodinámica de la zona se inició con la socavación de pequeños valles. Posteriormente, los eventos precursores de la Cadena Volcánica del Barroso provocaron un fallamiento en esta zona, fallas por donde fluyeron los magmas que dieron forma a esta cadena volcánica en forma de conos principalmente. La actividad de estos conos, durante el Plioceno, produjo la formación de una serie de flujos detríticos por el calentamiento sucesivo en los eventos volcánicos, que se depositaron en sus partes inferiores, depósitos que han sido reconocidos conformantes de la Formación Capillune. Luego se dieron procesos erosivos producidos por el Río Callazas que socavaron quebradas profundas en la superficie de estos depósitos. Un último evento catastrófico del Cuaternario, producido por tectonismo y la desglaciación en esta zona, causó grandes deslizamientos de extensión regional, que dejó una topografía similar a la que observamos hoy en día lo largo del flanco derecho del Río Callazas. Estos deslizamientos dejaron una topografía irregular que ha sido modelada por la erosión fluvial y la meteorización, rellenando pequeñas depresiones con sedimentos modelando el paisaje que observamos en la actualidad, donde se encuentra el poblado de Candarave.

2.1.0 ASPECTOS GEOLÓGICOS LOCALES

2.1.1 Poblado de Candarave

En el entorno del poblado de Candarave se observan rocas volcánicas, que son las más antiguas, representadas por la Formación Huaylillas y depósitos del Cuaternario, que están compuestos por escombros de deslizamientos y depósitos aluviales (Ilustraciones C-02 y C-03).

2.1.1.1 Unidades Litoestratigráficas

a. Formación Huaylillas (Nm-hu)

Esta Formación aflora, mayormente, en la parte alta de esta región altoandina, observándose afloramientos al Nor-Oeste del poblado de Candarave, en la Loma Jucutiri (Foto 01).

La Formación Huaylillas es de origen volcánico y está compuesta de niveles de tobas e ignimbritas. En el poblado de Candarave, solo se ha podido reconocer los niveles de ignimbrita.

Estas rocas presentan un color rosado salmón, que es característico de los niveles ignimbríticos. Dentro de su composición, contiene un gran porcentaje de cristales bien desarrollados de cuarzo y, en un menor porcentaje, biotita, plagioclasa, pómez y fragmentos líticos dentro de una matriz afanítica.

Debido a lo compacto de este nivel ignimbrítico, estas rocas forman una escarpa con dirección al Sur-Oeste (Ilustración C-02), que puede ser observada desde el poblado de Candarave hasta las inmediaciones del poblado de Quilahuani (Foto 01).

La edad de estas rocas está datada entre los 17.6 – 22.8 millones de años, y se encuentra dentro del Mioceno Inferior. Estratigráficamente, en esta región, se encuentra suprayaciendo a los niveles volcánicos y volcánico-sedimentarios de la Formación Toquepala.

b. Formación Capillune (Np-ca)

La Formación Capillune aflora al Nor-Este del poblado de Candarave, encontrándose predominantemente, en el flanco izquierdo del Río Callazas. En esta Formación se han descrito flujos piroclásticos y lahares (ambos de origen volcánico) expuestos en paquetes, cuyos

espesores van desde el metro hasta los 10 m. Los flujos piroclásticos están compuestos por bloques de pómez dacíticos de diferente diámetro envueltos en una matriz volcánica de color blanco grisáceo. Los lahares (huaycos volcánicos) están compuestos por bloques angulosos, con un diámetro máximo de 1.5 metros, de andesitas suspendidos en una matriz arenosa.

Esta secuencia volcánica-sedimentaria cubre una gran área en las faldas de la cadena volcánica del Barroso, dando forma a una extensa planicie; y se ha depositado sobre una paleotopografía formada por la formación Huaylillas. La edad de esta formación es Plioceno.

2.1.2.2 Depósitos Cuaternarios

a. Depósitos de Escombros de Deslizamientos (Qp-de)

Existen evidencias de un antiguo proceso de deslizamientos de grandes dimensiones en el poblado de Candarave y alrededores, el cual ha afectado a las rocas ignimbríticas de la Formación Huaylillas. Este proceso logró acumular, a lo largo del flanco derecho del río Callazas, un gran volumen de escombros de deslizamiento.

Estos depósitos de escombros están compuestos, evidentemente, por bloques de ignimbrita de diferentes diámetros, hasta de 3 metros, envueltos en una matriz microconglomerádica proveniente de la trituración de la misma roca. La meteorización de estos depósitos, ha formado un suelo superficial que es ocupado por terrenos de cultivo.

Una parte del poblado de Candarave y la mayor parte de la actividad agrícola de la región se ha asentado sobre estos depósitos, donde se puede observar un importante sistema de andenería y riego canalizado

que data de tiempos muy antiguos. (Foto 02)

b. Depósitos Fluvioglaciares (Qp-fg)

Gran parte del poblado de Candarave se halla asentado en este tipo de depósitos. Estos depósitos están relleno una pequeña depresión dejada por los depósitos de escombros y está compuesto en la base por bloques subredondeados de 1-2 m. de la Formación Huaylillas en una matriz gravosa. A continuación los sedimentos son más finos y están compuestos por intercalaciones de arenas limosa gruesas y finas de colores gris claro y beige, respectivamente. (Foto 03). El espesor de estos depósitos es variable, sobre todo en los bordes, sin embargo su espesor máximo puede alcanzar hasta aproximadamente 10 m.

c. Depósitos Aluviales (Qh-al)

Los depósitos aluviales solo han podido ser observados al Norte del poblado de Candarave (Ilustración C-02), formando dos terrazas colgadas en sus flancos. Esta quebrada viene desde el poblado de San Pedro con dirección Sur, la cual cambia al Sur-Este cuando pasa por el poblado de Candarave, desembocando al Río Callazas.

Estos depósitos están compuestos por una intercalación de arenas limosas y conglomerados de matriz arenosa, los cuales alcanzan un espesor de 5 m. aproximadamente. Este material se encuentra sobre los depósitos de escombros de deslizamiento.

El origen de estos depósitos aluviales se debió, principalmente, a la erosión de depósitos de escombros, debido a intensos eventos pluviales de la zona altoandina.

d. Depósitos Antropógenicos (Qh-an-b)

Dentro de este tipo de depósitos están incluidos aquellos depósitos generados por el hombre sin intervención de procesos de transformación industrial.

Estos depósitos se encuentran ubicados en la margen derecha de la quebrada que atraviesa el poblado de Candarave y están formados por basura.

2.1.2.3 Aspectos Estructurales

El poblado de Candarave no presenta rasgos ni evidencias estructurales que manifiesten la presencia de fallamientos. Pero cabe resaltar la existencia de sistemas de fracturamiento que han afectado a las rocas de la Formación Huaylillas provocando su desestabilización, siendo una de las principales causas de la generación de los deslizamientos antiguos en esta zona.

2.2.0 ASPECTOS GEOMORFOLÓGICOS

El poblado de Candarave, al igual que el poblado de Tarata, se encuentra dentro de la gran geoforma conocida como Flanco Occidental Disectado de los Andes.

Los procesos geodinámicos externos y los eventos pluviales han sido los principales agentes que han dado forma a la topografía que actualmente se puede observar en esta zona del departamento de Tacna.

En cuanto al sistema de drenaje, es incipiente y el gran colector de la

pluviosidad se la región es el río Callazas, que se encuentra a varias decenas de metros debajo del poblado de Candarave.

2.2.1 Geomorfología del poblado de Candarave

La topografía actual existente en el poblado de Candarave esta ligada al antiguo proceso de deslizamientos en la Formación Huaylillas, a la acción erosiva y de relleno de depresiones de los eventos pluviales, los cuales son comunes en esta región andina.

Las principales geoformas que se han identificado son: una escarpa de deslizamiento y una superficie de escombros, la cual presenta algunas depresiones rellenadas.

La escarpa de deslizamiento se puede observar en el flanco Este de la Loma Jucutiri, al Nor-Oeste del poblado, llegando a formar paredes de 30° a 40° de inclinación, debido a lo compacto de las rocas de la Formación Huaylillas. Esta escarpa es considerada antigua y se formó durante el proceso de deslizamiento funcionando como plano de despegue o deslizamiento, quedando expuesta al desplazarse pendiente abajo el material existente en su frente.

Actualmente, esta escarpa se encuentra parcialmente cubierta por vegetación agreste, sin mostrar signos de reactivación. (Foto 01)

La generación de deslizamientos ha llevado consigo la acumulación de grandes volúmenes de escombros, los cuales han formado una topografía muy singular que contrasta de sus alrededores, ocupando la mayor parte del área en estudio. (Ver Ilustraciones C-02 y C-03). La superficie de escombros presenta depresiones, que llegan a los 10 metros de profundidad, y elevaciones que forman lomas, dando al

paisaje una forma de superficie irregular. Algunas depresiones, donde se asienta gran parte del Poblado de Candarave, han sido rellenadas por depósitos fluvioglaciares.

El origen de una gran escarpa de 8 a 10 m. entre el Mirador y la parte Oeste del Poblado se debe a un proceso de erosión fluvial ocasionado por la ruptura del borde Sur de esta depresión. De allí, que la quebrada que atraviesa Candarave tenga un cambio brusco de dirección, ya que se desplaza por las zonas más fáciles de socavar (Ilustraciones C-02 y C-03). De esta manera, la escarpa ubicada en la margen derecha de esta quebrada (frente al Mirador) restringe el crecimiento del poblado y pone en riesgo a algunas viviendas que están en sus alrededores, pues el alto ángulo que presenta el talud de la escarpa (80-90 grados) podría ceder en épocas de lluvia.

Sobre la superficie de escombros también se pueden observar bloques aislados de gran diámetro (hasta 2.5 metros). La acción de diferentes agentes erosivos, tales como las lluvias y los vientos, y el desarrollo de la actividad agrícola han logrado suavizar en algún modo esta superficie. (Foto 04)

2.3.0 INVESTIGACIONES EN EL SUELO

2.3.1 EXPLORACIÓN DE SUELOS

La fase de exploración de suelos enmarcado en el firme objetivo de investigar las causas, o la participación del suelo en los desastres producidos por el sismo del último 23 de junio, tuvo etapas que a continuación se explican:

2.3.2 RECONOCIMIENTO DE CAMPO

Esta fase se realizó durante los días 01 y 02 de Diciembre de 2001, y tuvo como objetivo reconocer el terreno en el cual se establecería el estudio, asimismo el grado de dificultad y los inconvenientes posibles en la ejecución de la fase de campo.

2.3.2.1 FASE DE CAMPO (MUESTREO)

La presente etapa es una de las más importantes, pues incluye la apreciación visual de las características del suelo, y el muestreo del terreno, sea en forma alterada o inalterada; dichas muestras serán luego sometidas a pruebas en laboratorio, para determinar las propiedades físicas y mecánicas de los suelos.

Esta fase se realizó durante los días 15 y 16 de Diciembre, se realizaron 07 calicatas ubicadas en toda la ciudad (Ilustración C-04), de profundidades que varían entre 1.50m. y 3.00m., de las cuales 06 fueron en suelos y 01 en material rocoso de grandes bloques de roca de la Formación Huaylillas englobados en materiales finos fuertemente consolidados.

En esta salida se pudo apreciar que gran parte del pueblo de Candarave se encuentra cubierto por depósitos de escombros compuestos por bloques de la Formación Huaylillas englobados en sedimentos más finos pero altamente compactados, que se observan claramente en los alrededores del pueblo.

Hacia el centro de la ciudad se puede apreciar los depósitos fluvio-glaciares compuestos por arenas y arcillas; estas a su vez se

encuentran cubiertas por arenas finas de color oscuro.

2.3.3 INVESTIGACIONES EN LABORATORIO

Se realizaron ensayos de campo in situ y en laboratorio:

Densidad In Situ, Granulometría, Límites de Consistencia, Humedad Natural, Proctor Modificado, Densidad Mínima, Corte Directo Residual.

Estos ensayos permitirán conocer las propiedades del suelo tales como: Características físicas y de resistencia.

2.3.3.1 CARACTERIZACIÓN DE SUELOS:

PESO UNITARIO HÚMEDO (DENSIDAD IN SITU) (γ)

Como parte de las pruebas a realizar, es necesaria la ejecución de este ensayo para evaluar in situ la densidad que presenta el suelo con respecto a estándares internacionales. Se refiere a la determinación del peso húmedo del suelo, en condiciones naturales por unidad del volumen del mismo. Las unidades de medida son g/cm^3 , Kg/m^3 , KN/m^3 . El método utilizado ha sido el del cono de arena, cumpliendo con las recomendaciones de la **Norma ASTM D-1556-00**.

Se realizaron 06 ensayos de densidad in situ, obteniéndose valores que varían de 1.498 a 1.831 g/cm^3 como valores extremos. Los formatos de reportes de Laboratorio se muestran en el Anexo de Suelos correspondiente y los resultados en la Tabla N° 01.

GRANULOMETRIA

El análisis del tamaño de los granos consiste en la separación y clasificación por tamaños de las partículas que conforman el suelo. La

minuciosidad de este ensayo conlleva a que se realice una buena clasificación de suelos, para ello se cumplió las recomendaciones de la **Norma ASTM D-422-63 (1998)**.

Se realizaron 08 ensayos granulométricos mecánicos, y de la observación de las curvas granulométricas se ha determinado que los suelos están en el orden de baja a media gradación.

LIMITES DE CONSISTENCIA

El fin inmediato de este ensayo es encontrar la plasticidad de los suelos. El **límite líquido** es el contenido de agua tal que, para un material dado, fija la división entre el estado casi líquido y el plástico. Los resultados obtenidos varían de 15.00 a 25.40%.

El **límite plástico** es el contenido de agua que limita el estado plástico del estado semisólido resistente. Se han obtenido valores de 15.72 a 21.11%. El índice plástico es la diferencia entre su límite líquido y su límite plástico. Para estas determinaciones se siguió las recomendaciones de la norma **ASTM D-4318-98**.

Posterior a esto, con los resultados de la granulometría y los límites de consistencia se puede obtener la clasificación correcta de los suelos sea por el método **SUCS**, AASHTO, USDA, etc. Los resultados de la clasificación de suelos se resumen en la Tabla N° 01.

HUMEDAD NATURAL

El contenido de humedad o la humedad natural en la muestra de un suelo, es la relación entre el peso de agua contenida en la muestra y el peso de la muestra después de ser secada al horno.

El presente ensayo ha sido desarrollado bajo las recomendaciones de la norma **ASTM C-70**. y los valores encontrados en las muestras se encuentran resumidos en la Tabla N° 01, de los cuales se desprende como valor mínimo 5.10 y como valor máximo se tiene 28.335% ubicado en la calicata CCA N° 02, sito en la calle Tupac Amaru.

DENSIDAD MÍNIMA

Para realizar el presente ensayo se siguió las recomendaciones que brinda la norma **ASTM C-29/C-29M-97**. Específicamente se trata de encontrar la densidad del suelo natural mínimo, es decir en estado suelto.

Para el presente estudio se obtuvo valores como mínimo de 1.165 g/cm³ y máximo de 1.495 g/cm³, mayores detalles se pueden ver en la tabla N° 01 del Anexo de Suelos.

DENSIDAD MÁXIMA (PROCTOR MODIFICADO)

La densidad que se puede obtener en un suelo por medio de un método de compactación dado, depende de su contenido de humedad. El contenido que da el más alto peso unitario en seco (densidad), se le llama contenido óptimo de humedad para aquel método de compactación. En general, esta humedad es menor que la del límite plástico, y decrece al aumentar la compactación.

Para la determinación de la densidad máxima se utilizó el método de compactación más conocido como PROCTOR MODIFICADO y bajo las recomendaciones que brinda la **Norma ASTM D-1557-00(1998)**, en sus dos variantes A y C.

Para el presente estudio se presentan como valores mínimos 1.731g/cm³ y máximo de 1.857g/cm³.

2.3.3.2 PROPIEDADES DE RESISTENCIA DEL SUELO

CORTE DIRECTO RESIDUAL

En la UNJBG se cuenta con equipo de laboratorio para determinar los parámetros de resistencia del suelo como: la cohesión (c), el ángulo de fricción (ϕ), y la resistencia al esfuerzo cortante (τ). En los gráficos de los resultados de los ensayos se representa además, la deformación vertical durante el ensayo. Se han aplicado esfuerzos Normales propios para cada tipo de suelo, calculado en base al peso específico del suelo in situ, representándose así el esfuerzo real de campo. El presente ensayo se rige bajo la norma **ASTM D 3080**.

Los valores de cohesión encontrados fluctúan entre 0.021 y 0.090 Kg/cm², y los valores del ángulo de rozamiento interno (ϕ) están en el rango de 31.70 y 35.10°. Mayores detalles se pueden observar en la Tabla N° 01.

2.3.4 CAPACIDAD DE CARGA

MODOS DE RUPTURA

Los modos de ruptura idealizados para suelos, debido a la aplicación de cargas, se describen brevemente a continuación:

RUPTURA GENERAL, está caracterizada por la existencia de una superficie de deslizamiento continua que va desde el borde de la

zapata hasta el nivel del terreno. La ruptura es repentina, y la carga bien definida. Se observa una considerable protuberancia en la superficie, y la ruptura es acompañada por un tumbamiento de la cimentación.

RUPTURA LOCAL, está definida apenas bajo la base de la cimentación. Presenta algunas características de los otros modos, constituyéndose un caso intermedio.

RUPTURA POR PUNZONAMIENTO O PENETRACIÓN, no es fácil de ser observada. Con la aplicación de la carga, la zapata tiende a hundirse significativamente, debido a la compresión del suelo subyacente. El suelo externo al área cargada prácticamente no es afectada, y no hay movimiento del suelo en la superficie. Los equilibrios vertical y horizontal de la cimentación son mantenidos.

Se puede tomar como relaciones que las *arenas compactas o arcillas muy sobreconsolidadas*, presentan poca diferencia entre las tensiones que llevan a la falla local y la general. Asimismo las *arenas sueltas y arcillas normalmente consolidadas*, muestran trechos más nítidos en la curva de desarrollo de asentamientos en función de la tensión; en estos suelos grandes asentamientos pueden ocurrir antes de que la falla general sea alcanzada. Las *arenas medianamente compactas y arcillas poco consolidadas*, presentan comportamiento intermedio.

TEORÍAS DE RUPTURA

MODELO DE TERZAGHI: la teoría de Terzaghi es uno de los primeros esfuerzos por adaptar a la mecánica de suelos los resultados de la mecánica del medio continuo. Su teoría es propia para tratar de casos de suelos con cohesión y fricción, bajo las 3 siguientes hipótesis:

Cimentaciones Superficiales ($D \leq 2B$);

Cimentaciones Continuas ($L \geq 5B$);

Ruptura de los Suelos se da de forma generalizada (suelos de consistencia rígida a dura y de compactidad muy compacta a compacta).

CIMIENTOS CORRIDOS

$$qu = cN_c + qN_q + \frac{B}{2} \gamma N_\gamma$$

Donde qu = Capacidad de carga última del suelo, en kg/cm^2 o KPa.

c = Cohesión del suelo sin drenar del suelo en kg/cm^2 o KPa.

q = Sobrecarga (tensión geostática, nivel de la base de la cimentación), en unidad de presión. Se calcula multiplicando el peso unitario húmedo del suelo (γ) y la profundidad de desplante del cimiento (D_f) (kg/cm^2 o Kpa).

B = Menor dimensión (ancho o diámetro) de cimentación (cm.)

N_γ , N_q , N_c = Factores de Capacidad de Carga. Son adimensionales y dependen solamente del ángulo de fricción (ϕ).

Terzaghi recomienda para el caso de ruptura local (suelos de consistencia y compactidad media) el uso de la misma ecuación, pero adoptando valores reducidos para el ángulo de fricción (ϕ') y la cohesión (c'): $\tan \phi' = 2/3 \tan \phi$ y $c' = 2/3 c$

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA DE TERZAGHI
(BOWLES 1988)

ϕ	N_q	N_c	N_γ	ϕ	N_q	N_c	N_γ
0	1.00	5.70	0.00	28	17.81	31.61	15.70
2	1.22	6.30	0.20	30	22.46	37.16	19.70
4	1.49	6.97	0.40	32	28.56	44.04	27.90
6	1.81	7.73	0.60	34	36.50	52.64	36.00
8	2.21	8.60	0.90	35	41.44	57.75	42.40
10	2.69	9.60	1.20	36	47.16	63.53	52.00
12	3.29	10.76	1.70	38	61.55	77.50	80.00
14	4.02	12.11	2.30	40	81.27	95.66	100.40
16	4.92	13.68	3.00	42	108.75	119.67	180.00
18	6.04	15.52	3.90	44	147.74	151.95	257.00
20	7.44	17.69	4.90	45	173.29	172.29	297.50
22	9.19	20.27	5.80	46	204.19	196.22	420.00
24	11.40	23.36	7.80	48	287.85	258.29	780.10
26	14.21	27.09	11.7	50	415.15	347.51	1153.2

CIMIENTOS CON FORMA

Terzaghi propone utilizar factores de forma para cimientos cuadrados y circulares:

$$qu = cN_c S_c + qN_q S_q + \frac{B}{2} \gamma N_\gamma S_\gamma$$

donde:

S_c , S_q , S_γ , son factores de corrección por forma, para los cimientos cuadrados y circulares. Cabe mencionar que el factor $S_q = 1$ (Bowles 1988), y así se corrige tan sólo los dos factores de forma restantes.

FACTORES DE CORRECCION POR FORMA DE TERZAGHI

FACTOR	CORRIDO	CUADRADO	CIRCULAR
S_c	1.0	1.3	1.3
S_q	1.0	1.0	1.0

S_γ	1.0	0.8	0.6
----------------------	-----	-----	-----

TEORÍA DE RUPTURA DE VESIC

$$qu = cN_c S_c E_c I_c D_c \beta_c \delta_c + qN_q S_q E_q I_q D_q \beta_q \delta_q + \frac{B}{2} \gamma N_\gamma S_\gamma E_\gamma I_\gamma D_\gamma \beta_\gamma \delta_\gamma$$

Donde qu = Capacidad de carga última del suelo, en kg/cm² o KPa.
 c = Cohesion sin drenar del suelo en kg/cm² o KPa.
 q = Sobrecarga (tensión geostática, nivel de la base de la cimentación), en unidad de presión. Se calcula multiplicando el peso unitario húmedo del suelo (γ) y la profundidad de desplante del cimiento(Df) (kg/cm² o Kpa).
 B = Menor Dimensión (ancho o diámetro) de Cimentación (cm.)

N_γ, N_q, N_c = Factores de Capacidad de Carga. Son adimensionales y depende solamente del ángulo de fricción (φ).

S_c, S_q, S_γ, son factores de corrección por forma.

E_c, E_q, E_γ, son factores de corrección por forma con excentricidad.

I_c, I_q, I_γ, son factores de corrección por forma de carga inclinada.

D_c, D_q, D_γ, son factores de corrección por profundidad de la cimentación.

β_c, β_q, β_γ, son factores de corrección por profundidad de la cimentación.

δ_c, δ_q, δ_γ, son factores de corrección por inclinación de la base.

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA MODELOS DE MEYERHOF, HANSEN Y VESIC

φ	N _φ	N _c	N _q	N _γ		
				MEYERHOF	HANSEN	VESIC
0	1.00	5.14	1.00	0.00	0.00	0.00

2	1.07	5.63	1.20	0.01	0.01	0.15
4	1.15	6.18	1.43	0.04	0.05	0.34
6	1.23	6.81	1.72	0.11	0.11	0.57
8	1.32	7.53	2.06	0.21	0.22	0.86
10	1.42	8.34	2.47	0.37	0.39	1.22
12	1.52	9.28	2.97	0.60	0.63	1.69
14	1.64	10.37	3.59	0.92	0.97	2.29
16	1.76	11.63	4.34	1.37	1.43	3.06
18	1.89	13.10	5.26	2.00	2.08	4.07
20	2.04	14.83	6.40	2.87	2.95	5.39
22	2.20	16.88	7.82	4.07	4.13	7.13
24	2.37	19.32	9.60	5.72	5.75	9.44
26	2.56	22.25	11.85	8.00	7.94	12.54
28	2.77	25.80	14.72	11.19	10.94	16.72
30	3.00	30.14	18.40	15.67	15.07	22.40
32	3.25	35.49	23.18	22.02	20.79	30.21
34	3.54	42.16	29.44	31.15	28.77	41.06
36	3.85	50.59	37.75	44.43	40.05	56.31
38	4.20	61.35	48.93	64.07	56.17	78.02
40	4.60	75.31	64.19	93.69	79.54	109.41
42	5.04	93.71	85.37	139.32	113.95	155.54
44	5.55	118.37	115.31	211.41	165.58	224.63
46	6.13	152.10	158.50	328.73	244.64	330.33
48	6.79	199.26	222.30	526.44	368.88	495.99
50	7.55	266.88	319.05	873.84	568.56	762.85

2.3.5 CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA:

Para el cálculo de la capacidad de carga se utilizará la teoría de Vesic para cimientos corridos, los cálculos se muestran en la tabla N° 02. Tomando un Factor de Seguridad igual a 3.

$$q_u = cN_c S_c E_c I_c D_c \beta_c \delta_c + q N_q S_q E_q I_q D_q \beta_q \delta_q + \frac{B}{2} \gamma N_\gamma S_\gamma E_\gamma I_\gamma D_\gamma \beta_\gamma \delta_\gamma$$

$$q_a = q_u / FS = q_u / 3$$

donde:

q_a = Capacidad de carga o admisible.

q_u = Capacidad de carga última

FS = Factor de seguridad (nuestro caso igual a 3)

Para falla local se corregirá el ángulo de fricción con la siguiente relación $Tg \phi' = (2/3 + Dr - 0.75Dr^2) tg \phi$, asimismo, se trabajará con el peso unitario húmedo de campo.

Para el caso de Candarave se aplicará una ruptura tipo general para los suelos puesto que las densidades relativas calculadas son mayores al 65%.

Asimismo, se realizaron cálculos para **condiciones estáticas** con dos tipos de cimientos tipos clásicos en el Perú como son:

* Cimiento corrido: B=0.4, D=0.80m.

* Cimiento Cuadrado: B=0.8, L=0.80, D=1.20m.

Para cumplir con estos fines se utilizó el software BEARCAP de la EJGE (Electronic Journal of Geotechnical Engineering), que calcula las capacidades admisibles en condiciones estáticas utilizando tres métodos como son: Terzaghi, Meyerhof y Vesic.

Por otro lado se realizaron cálculos en **condiciones pseudoestáticas** simulando fuerzas horizontales propias a las que produce un sismo, calculadas con una aceleración de 0.4g (tomada del sismo del 07/07/2001), y una fuerza producto de una masa de 40 toneladas; la carga que soportará la estructura es de 500 KPa aproximadamente. Para esta simulación se utilizó cimientos corridos de las mismas dimensiones que la anterior condición y para cumplir con estas condiciones nos ayudamos del Software de analisis estructural PROKON de ARQ. ASOCIADOS.

Se han asignado valores a arena limosa(1.5 a 2.0 Kg/cm²), arena arcillosa(2.0 a 2.5 Kg/cm²), arena pobremente graduada con limos(2.5 a 3.0kg/cm²) y los depositos de escombros con valores de 20.00 a 30.00kg/cm². Esto nos da a entender aun las arenas limosas que

tendrían los valores más bajos de capacidad de carga en condiciones pseudoestáticas están aptos para soportar las edificaciones existentes en la zona de Candarave, tomando en consideración que para una casa de un piso se necesita como mínimo una capacidad de carga de $0.1\text{kg}/\text{cm}^2$.

Mayores detalles de los resultados se pueden observar en la ilustración C-04; asimismo, los resultados se muestran en la tabla N° 02 y los cálculos en el anexo de capacidades de carga pseudoestáticas.

2.3.6 DINAMICA DE SUELOS

El estudio de la dinámica de los suelos con fines de cimentación, es esencial para el conocimiento de las fuerzas destructoras de los sismos, o sea, el entendimiento del comportamiento de los suelos sujetos a condiciones de carga dinámica.

Se han desarrollado nuevos criterios de diseño de fundaciones, basado en las evaluaciones analíticas y experimentales. En Das (1982), se encuentran los fundamentos de la dinámica de suelos relacionada al diseño de cimentaciones, presión lateral del suelo en estructuras de retención, licuación de suelos y evaluación del potencial de licuación de suelos y capacidad portante de fundaciones superficiales.

Un estudio de dinámica de suelos, debe proporcionar la suficiente información para la aplicación de las normas de diseño sismo-resistente, considerándose el factor de suelo, S ; y, el período de vibración del suelo, T . obtenidos a partir de las características de los suelos que conforman el perfil estratigráfico. En el caso de cimentaciones sobre arenas saturadas o gravas contenidas en una matriz de arenas saturadas, se deberá analizar las posibilidades de licuación de suelos.

El punto inicial de los métodos que admiten el medio continuo, para el cálculo de las deformaciones inducidas del suelo bajo la fundación, es la solución de las ecuaciones de onda que gobiernan las deformaciones impuestas en cada estrato de suelo o en el semi-espacio elástico. Entre tanto, diversas condiciones de contorno son admitidas en cada solución.

Lamb (1904), estudió el problema de vibración de una masa oscilante actuando en un punto de la superficie del semi-espacio elástico. Este estudio incluyó casos en que la fuerza actúa en la dirección vertical y horizontal. Esta generalización es referida como el "problema de Boussinesq dinámico". Reissner (1936), presentó la solución al problema de vibración vertical de una cimentación de área circular flexible uniformemente cargada y emplazada en un semi-espacio elástico. Esto fué hecho por integración de la solución de Lamb para una carga puntual, basado en el trabajo de Reissner, desplazamiento vertical en el centro de una zapata flexible cargada.

PARAMETROS DE MOVIMIENTO DE LOS SUELOS

Para cuantificar mejor las características del movimiento del terreno se usan los siguientes parámetros:

- * Aceleración de las partículas
- * Velocidad de las partículas
- * Desplazamiento de las partículas
- * Espectros de las vibraciones sísmicas
- * Momento sísmico
- * Duración del movimiento

ACELERACIÓN DE LAS PARTÍCULAS

Los sismógrafos están en función del período natural del aparato (T_0) y período de las ondas sísmicas (T), y se dividen en:

* Disloquímetros: $T_0 \gg T$

* Aparatos que miden velocidad de las partículas: $T_0 \approx T$

* Acelerómetro: $T_0 \ll T$

La aceleración es usada debido a su familiaridad, como la medida de fuerzas laterales sobre sistemas estructurales de alta frecuencia. Para sistemas estructurales de baja a intermedia frecuencia, los datos de velocidad y desplazamiento del terreno son más aplicables.

VELOCIDAD Y DESPLAZAMIENTO MÁXIMO

Ambos parámetros son necesarios para modelar efectos sísmicos sobre sistemas estructurales de baja frecuencia a intermedia.

La velocidad produce ruptura y el desplazamiento debido a su composición espectral de bajas frecuencias no es muy sensible a la dispersión por pequeñas heterogeneidades geológicas.

CONTENIDO ESPECTRAL DE LAS ONDAS SÍSMICAS

Los movimientos dañinos del terreno generalmente están confinados a la faja de frecuencias naturales o de resonancia.

* Para suelos se tiene frecuencias comprendidas entre 1-10Hz.

* Para las rocas se tienen frecuencias menores a 40Hz.

Frecuencia natural es cuando un sistema elástico vibra bajo la acción de fuerzas inherentes al sistema y sin acción de cualquier fuerza externa, se denomina frecuencia natural.

Resonancia ocurre cuando la frecuencia de excitación de las fuerzas externas coincide con cualquiera de las frecuencias del sistema. En esta condición la amplitud de vibración del sistema podrá ser fuertemente ampliada.

DURACIÓN

La duración de la vibración sísmica ha sido reconocida como uno de los más importantes parámetros del movimiento del terreno para causar daño.

CAPACIDAD PORTANTE PSEUDOESTÁTICA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Son tratadas las fundaciones sujetas a cargas de vibración simple, ya sean, en la dirección horizontal o vertical. Las cargas dinámicas en las cimentaciones originadas por las explosiones nucleares principalmente son verticales y, las originadas por los terremotos son comunmente horizontales. Estos tipos de carga pueden inducir grandes deformaciones permanentes en los sistemas de fundación además de los problemas relacionados a la clasificación y, en muchos casos a problemas de licuación de los suelos de cimentación. Sin embargo, para el análisis del movimiento de una fundación sujeta a carga de cimentación, es necesario considerar muchos factores que podrían resumirse en:

- Naturaleza de variación de la magnitud de la carga vibratoria;
- Duración de la vibración y,
- Respuesta de la velocidad de desplazamiento del suelo durante la deformación.

CAPACIDAD PORTANTE PSEUDOESTÁTICA DE ARENAS

Son consideradas todas las hipótesis simplificadoras de la capacidad portante última estática de una cimentación superficial sujeta a carga vertical. La teoría es válida para arenas densas, si la densidad relativa D_R es menor que el 70%, puede ocurrir falla por punzonamiento. Cuando el valor de la densidad relativa varía en el rango de $0 \leq D_R \leq 0.67$, los valores del ángulo de fricción interna ϕ , son modificados por la expresión:

$$\phi = \tan^{-1} \left[\left(0.67 + D_R + 0.75 D_R^2 \right) \tan \phi \right]$$

Los hechos descritos arriba son válidos para la determinación de la capacidad portante de cimentaciones superficiales ($D_f/B \leq 1$). Sin embargo, cuando es aplicada una carga súbitamente a la cimentación, la capacidad portante última varía. Este hecho fue presentado experimentalmente por Vesic *et al.* (1965).

$$q_u = 1/2 \gamma B N_\gamma S_\gamma \quad \text{o} \quad q_u / (1/2 \gamma B) = N_\gamma S_\gamma$$

La variación de $q_u / (1/2 \gamma B)$ con la velocidad de carga para los ensayos de Vesic *et al.* se puede observar, que el valor de $q_u / (1/2 \gamma B)$, decrece gradualmente con la velocidad de carga a un valor mínimo y luego tiende a incrementarse. Esto, en efecto, corresponde a una disminución en el ángulo de fricción del suelo en torno a 2° , cuando la velocidad de carga alcanza un valor de 2×10^{-3} (25,4) mm/s; tal efecto también fue observado por Whitman & Healy (1962).

Basado en estudios de arenas superficiales (Das, 1982), resume:

a.- En una cimentación superficial emplazada sobre arena y sujeta a un nivel de aceleración $a_{\max} \leq 0.13g$, es posible que ocurra en el suelo un tipo de falla de corte general (Héller, 1964).

b.- Para una fundación sobre arena sujeta a un nivel de aceleración de $a_{\max} > 0.13g$, la naturaleza de falla del suelo es por punzonamiento (Héller, 1964).

c.- La diferencia en la naturaleza de falla del suelo es debida a la restricción inercial del suelo envuelto en la ruptura durante la carga dinámica. La restricción tiene aproximadamente un efecto similar a la sobre presión como la observada durante la carga dinámica que causa el tipo de ruptura del punzonamiento del suelo.

d.- El valor mínimo de la capacidad portante dinámica última de cimentaciones superficiales en arenas densas obtenidas entre rangos de carga estática al de impacto puede ser estimada usándose un ángulo de fricción ϕ_{dy} (Vesic, 1973), del modo:

$$\phi_{dy} = \phi - 2^\circ$$

El valor de ϕ_{dy} puede ser sustituido en las ecuaciones de la capacidad portante estática reemplazando a ϕ . Sin embargo, si los parámetros de resistencia del suelo son conocidos con propiedad de los ensayos de laboratorio, ellos deben ser usados en lugar de la ecuación aproximada.

e.- El incremento de la capacidad portante última con altas proporciones de carga es debido al hecho que las partículas del suelo en la zona de ruptura no sigue siempre la trayectoria de resistencia pequeñas. Esto deriva en una alta resistencia al corte del suelo, que

conduce a una alta capacidad portante.

f.- En el caso de cimentaciones emplazadas en arenas sueltas submersas, pueden existir efectos de transición a la licuación (Vesic, 1963). Esto puede conducir a una predicción irreal de la capacidad portante última.

g.- El rápido incremento de la capacidad portante en una arena densa saturada en grandes proporciones de carga, es debido al desarrollo de poro-presiones negativas en el suelo.

CAPACIDAD PORTANTE PSEUDOESTÁTICA ÚLTIMA DE ARCILLAS

Para cimentaciones superficiales emplazadas en arcillas saturadas ($\phi=0$ y $c=c_u$; i.e. en condiciones no-drenadas), se tiene:

$$q_u = c_u N_c S_c d_c + q N_q S_q d_q$$

$N_c=5.14$; $N_q=1$. Los valores de S_c y S_q (Deber, 1970) y d_c y d_q (Brinch Hansen, 1970), son los siguientes:

$$S_c = 1 + (B/L) (N_q / N_c) = 1 + 0.1946(B/L)$$

$$S_q = 1 + \tan \phi = 1$$

$$d_c = 1 + 0.4(D_f/B); \text{ para } D_f/B \leq 1$$

$$d_c = 1 + 0.4[\tan^{-1} D_f/B]; \text{ para } D_f/B > 1$$

$$d_q = 1$$

Resultando:

$$q_u = 5.14 c_u [1 + 0.1946(B/L)] [1 + 0.4(D_f/B)]; \text{ para } D_f/B \leq 1$$

y,

$$q_u = 5.14c_u[1 + 0.1946(B/L)]\{1 + 0.4[\tan^{-1}D_f/B]\} + q; \text{ para } D_f/B > 1$$

El efecto de la velocidad de deformación se considera debido a la carga dinámica en la determinación de la cohesión no-drenada de las arcillas saturadas, y crece con el incremento de la velocidad de desplazamiento, viéndose que los valores de la cohesión no-drenada para velocidades de deformación entre 50% y 25% (que es el rango de las cargas dinámicas), no se diferencian mayormente y pueden ser aproximados a un valor. Carrol (1963) sugirió que $c_{u(dyn)}/c_{u(stat)}$ puede ser aproximado en torno de 1.5. El valor de c_u puede ser obtenido como $\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup}$ de los ensayos triaxiales.

El valor de la velocidad de deformación puede ser aproximado por la relación: $(de/dt) = (1/\Delta t)(\Delta S/2B)$; donde B es el ancho de la cimentación.

Para el presente estudio no se ha simulado capacidades de carga dinámicas puesto que no se han utilizazdo parámetros como duración y otros que se describen lineas arriba; más bien se ha calculado capacidades de carga en condiciones pseudoestáticas y se han asignado valores a arena limosa(1.5 a 2.0 Kg/cm²), arena arcillosa(2.0 a 2.5 Kg/cm²), arena pobremente graduada con limos(2.5 a 3.0kg/cm²) y los depositos de escombros con valores de 20.00 a 30.00kg/cm². Esto nos da a entender aun las arenas limosas que tendrían los valores más bajos de capacidad de carga en condiciones pseudoestáticas están aptos para soportar las edificaciones existentes en la zona de Candarave, tomando en consideración que para una casa de un piso se necesita como mínimo una capacidad de carga de 0.1kg/cm².

Todos los resultados de cálculo de capacidades admisibles se

muestran en la Tabla N° 02.

2.3.7 CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE EN ROCAS

El primer criterio utilizado fué el de Bowles(1971), quien propone que para hallar la capacidad admisible de algunas rocas es necesario multiplicar la resistencia a la compresión simple del material por factores que van de acuerdo al espaciamiento de las discontinuidades:

FACTORES "R" PARA EL CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA

ESPACIAMIENTO DE DISCONTINUIDAD	FACTOR "R"*
> 3m.	0.4
1.0 a 3.0m.	0.25
0.30 a 1.0m.	0.1
* Valido para espaciamiento mayores a 0.30m.	
Ancho de discontinuidades menores a 5cm.	

$$q_a = R q_c$$

donde:

q_a = Presión admisible del macizo rocoso.

R = Factor de acuerdo al espaciamiento de discontinuidades.

q_c =Resistencia a la compresión simple

Se tiene que para un valor de $R=0.1$, considerando espaciamiento de discontinuidades con valores comprendidos entre

0.30m. y 1.0m. y una resistencia a la compresión simple igual a 29.4 Mpa, para la roca de la formación huaylillas.

$$q_a = R q_c$$

$$q_a = 0.1 \times 29.4 = 2.94 \text{ MPa.} = 29.97 \text{ Kg/cm}^2.$$

El segundo criterio utilizado fue el de ruptura de Hoek-Brown (1988)

$$q_a = \{C_{f1} s^{1/2} q_{cr} [1 + (ms^{-1/2} + 1)^{1/2}]\} / F \quad \textit{Inalterado y Alterado}$$

Donde:

m y s: son constantes de Hoek y Brown.

C_{f1}: son factores de corrección por forma de la cimentación.

Para este caso se optó por la zapata de forma cuadrada y luego para zapatas corridas.

q_{cr}: es la resistencia a la compresión simple

q_a: es la capacidad admisible del macizo rocoso.

F: factor de seguridad.

Se utilizó un $q_{cr} = 29.41 \text{ MPa.} = 300 \text{ Kg/cm}^2.$, se utilizó un factor de seguridad igual a 3.0, asimismo se utilizó $C_{f1} = 1.00$ para cimientos corridos, asimismo se utilizó un $m = 2.301$ y $s = 0.00198$ y un RMR de 44, para un medio no disturbado.

$$q_a = \{C_{f1} s^{1/2} q_{cr} [1 + (ms^{-1/2} + 1)^{1/2}]\} / F$$

$$q_a = 3.60 \text{ MPa.} = 36.70 \text{ Kg/cm}^2.$$

El cálculo de esta presión admisible se realizó en la calicata N° CCA-07, ubicada cerca al mirador de Candarave.

En la tabla N° 02 se presentan los resultados de los cálculos de las

capacidades admisibles para la Ciudad de Candarave de acuerdo a la formulación de Vesic(1976) y el cálculo en los depositos de escombros en los cuales predominan los grandes bloques de roca volcanica. Ademas del análisis normal en forma estática se ha realizado un análisis en forma pseudoestática utilizando fuerzas horizontales en la base tratando de simular un sismo de aceleración 0.4g.(peso igual a 40 toneladas) y una carga en el cimientto igual a 500 KPa., mayores detalles en el anexo correspondiente al cálculo de capacidades de carga en forma pseudoestática.

3.0.0 CONSIDERACIONES HIDROLÓGICAS

3.1.0 INTRODUCCIÓN

El estado actual del conocimiento del potencial de los recursos hídricos de escurrimiento superficial de dicha región es parcial concentrándose la mayor parte de la información existente en los puntos de aprovechamiento (captación o regulación) de algunos de los proyectos hidráulicos que se han propuesto, existiendo muchas áreas con poca o ninguna información.

El Estudio Hidrológico se desarrolló conforme a los requerimientos del estudio en lo que se refiere a la zonificación de riesgos. El agua es la sustancia más abundante en la Tierra, es el principal constituyente de todos los seres vivos y es una fuerza importante que constantemente está cambiando la superficie terrestre. También es un factor clave en la climatización de nuestro planeta para la existencia humana y en la influencia en el progreso de la civilización. La Hidrología cubre el estudio de todas las fases del agua en la tierra, es una materia de gran importancia para el ser humano y su ambiente. El papel de la Hidrología aplicada es ayudar a analizar los problemas relacionados

con estas labores y proveer una guía para el planeamiento y el manejo de los recursos hidráulicos.

Los Proyectos Hidráulicos son principalmente de dos tipos:

- a. Los que se refieren al uso del agua.
 - b. Los que se refieren a la defensa contra los daños que ocasiona el agua.
- Los proyectos típicos de uso del agua son los de abastecimiento de agua potable, los de irrigación y los de aprovechamiento hidroeléctrico; comprenden además los de navegación, recreación y otros. Los proyectos típicos de defensa son los de drenaje urbano, drenaje vial y drenaje agrícola; comprenden además, los de encauzamiento de ríos, los de defensa contra inundaciones y otros.

El estudio de nuestros recursos hidrológicos corre por cuenta del estado, siendo su objetivo proporcionar a los ingenieros los elementos para el aprovechamiento y el control del recurso agua. Es importante saber que se denomina ciclo hidrológico al conjunto de cambios que experimenta el agua en la naturaleza, tanto en su estado (sólido, líquido y gaseoso) como en su forma (agua superficial, subterránea, etc).

Es frecuente definir a la Hidrología como la ciencia que se ocupa del estudio del ciclo hidrológico. El ciclo Hidrológico no es nada regular. Todo lo contrario. Una muestra de ello son los períodos de sequías y de inundaciones con los que estamos tan acostumbrados en el país. La Hidrología esta ligada al estudio de fenómenos naturales, de manera que los métodos que emplea no pueden ser rígidos, quedando algunas decisiones al criterio del ingeniero. Pero es necesario hacer notar que la falta de precisión previsible no ocurre únicamente en la Hidrología, sino que es común a toda la ingeniería, como común es la toma de precauciones.

El departamento de Tacna es una de las zonas más áridas del país, por lo que se busca el aprovechamiento alternativo de las aguas subterráneas constituyéndose un uso conjuntivo del recurso hídrico. A su vez, la variabilidad de las descargas de los ríos en región es muy alta, así el río Sama presenta la mayor variabilidad estacional con un rango de descargas de más de 110.00 m³/s. Este comportamiento se refleja a los otros ríos de la región, como se ha reportado para el caso del río Ilabaya.

Por otro lado, se tiene registro no medido de huaycos y avenidas presentados en los poblados de Candarave y Tarata, en el año 1998. Los cálculos y análisis hidrológicos se desarrollaron aprovechando toda la información hidrológica y meteorológica disponible de las observaciones obtenidas por el Proyecto Especial Tacna y SENAMHI Tacna-Moquegua, en la zona de estudio y además abarcando mucha mayor superficie que los propios pueblos de Candarave y Tarata para un análisis regional desde el punto de vista climático e hidrológico.

3.1.2 OBJETO

El Estudio Hidrológico, tiene el propósito de proveer la información para el dimensionamiento de obras de protección contra las avenidas de las quebradas que pueden atravesar algún poblado, las vías de acceso, o la infraestructura de servicios de éstos y de las áreas que gravitan hacia estos.

3.1.3 METODOLOGIA UTILIZADA

En el estudio fueron analizadas las precipitaciones diarias, intensidades de precipitación y avenidas, para diferentes períodos de retorno. Conforme a los criterios de diseño que se adopten, las

avenidas calculadas serán utilizadas para dimensionar las obras de protección contra las avenidas.

En vista de los requerimientos, los trabajos se realizaron con la información hidrológica y meteorológica existente así como con mapas topográficos regionales a partir de los cuales se practicaron los cálculos mencionados. Asimismo, se realizaron cálculos individuales para las quebradas que fueron identificadas y definidas de los respectivos mapas topográficos.

En base de las funciones regionales determinadas de este modo, se posibilitó la determinación de avenidas correspondientes a todas las superficies que gravitan en la zona de estudio.

3.2.0 CARACTERIZACIÓN DE LAS QUEBRADAS

3.2.1 Caracterización Climática

La localidad de **CANDARAVE** se caracteriza por presentar temperaturas medias mensuales de 9,7 °C en promedio; Temperatura máxima media promedio de 15,9 °C principalmente en los meses de enero y febrero; Temperaturas mínimas medias mensuales de 3,5 °C que por lo general se dan en los meses de junio, julio, agosto; Precipitación promedio mensual de 13.5 mm; Presenta también una evaporación promedio total mensual de 88.4 mm; Humedades Relativas Máx. promedios de 53,7 % que ocurren más a menudo en enero, febrero y marzo y velocidad de viento en promedio de 1,54 m/s en dirección SE .

DATOS HIDROLOGICOS TOMADOS DE LA ESTACION CANDARAVE

PRECIPITACION MENSUAL

Promedio : 13,5 mm
Máximas : 174,2 mm (meses de enero, febrero y febrero)
Mínimas : 0,0 mm

TEMPERATURA MEDIA MENSUAL (°C)

Promedio : 9,7 °C
Máxima : 13,0 °C
Mínima : 6,0 °C

TEMPERATURA MAXIMA MENSUAL (°C)

Promedio : 15,9 °C
Máxima : 20,0 °C
Mínima : 12,6 °C

TEMPERATURA MINIMA MENSUAL (°C)

Promedio : 3,5 °C
Máxima : 7,4 °C
Mínima : -2,1 °C

EVAPORACION TOTAL MENSUAL (mm)

Promedio : 88,4 mm
Máxima : 237,7 mm
Mínima : 0,0 mm

HUMEDAD REALTIVA MENSUAL (%)

Promedio : 53,7 %
Máxima : 84,0 % (enero, febrero, marzo).
Mínima : 25,0 %

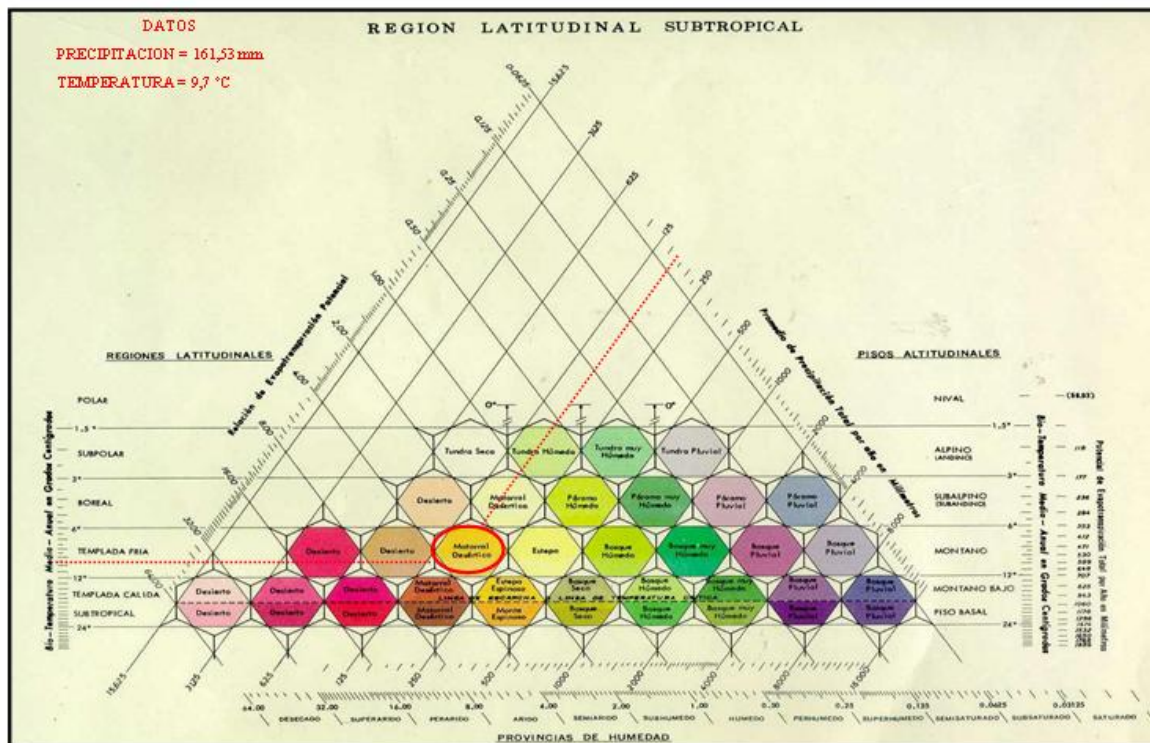
DIRECCION Y VELOCIDAD DE VIENTO (m/s)

Promedio : 1,54 SE

Máxima : 4,00 SE
 Mínima : 0,00 SE

Según el Diagrama Climático de Holdrige, en base a los datos de precipitación promedio anual y la temperatura media, se puede concluir que la zona pertenece a una clasificación MATORRAL DESERTICO.

Diagrama de Holdridge, Poblado Candarave



3.2.2 Parámetros físicos de la cuenca

La caracterización de las cuencas, subcuencas o quebradas se realiza a través de la geomorfología superficial, desarrollada con la finalidad de exponer la terminología e índices con los cuales el hidrólogo define y analiza a una cuenca hidrográfica, para describir sus principales características físicas, que condicionan su comportamiento hidrológico, desarrollando los diversos métodos de cálculo y presentación de resultados.

La morfología comprende el estudio de las formas superficiales y en ese sentido la geomorfología estudia y pretende cuantificar determinados rasgos propios de la superficie terrestre. La cuenca se define como la totalidad del área drenada por una corriente o sistema interconectado de cauces, tales que todo o parte del escurrimiento originado en tal área es descargado a través de una única salida. La delimitación de las cuencas se muestra en el anexo respectivo.

3.2.2.1 Información Disponible

Se trabajó con información topográfica disponible de carta nacional 1/100 000, y planos catastrales a 1/25 000, en los cuales se realizó una serie de cálculos utilizando el software AUTOCAD, el mismo que permitió obtener resultados en forma rápida y eficiente, en cuanto a la geometría de las quebradas o torrenteras. Esto permitió caracterizar las condiciones de escurrimiento de las quebradas a efectos de posibles tormentas.

3.2.2.2 Parámetros Resultantes

POBLADO DE CANDARAVE

QUEBRADA INFERIOR

Área	:	0,846 Km ²
Perímetro	:	6,393 Km
Longitud Cauce	:	2,859 Km
Diferencia de nivel	:	de 3 850 a 3400 m.s.n.m. (450 m)
Pendiente	:	0,157 m/m
Coefficiente de Compacidad	:	1,91

Factor de Forma	:	0,104
Características	:	Presenta tendencia a las crecientes.

QUEBRADA SUPERIOR

Área	:	8,426 Km ²
Perímetro	:	12,664 Km
Longitud Cauce	:	5,130 Km
Diferencia de nivel	:	de 3 400 a 3 900 m.s.n.m. (500 m)
Pendiente	:	0,097
Coefficiente de Compacidad	:	1,23
Factor de Forma	:	0,32
Características	:	Presenta tendencia a las crecientes.

3.3.0 PRECIPITACIONES

3.3.1.0 Información Disponible

En la zona de estudio, según informaciones proporcionadas por el PET, SPCC y el SENAMHI, la observación de precipitaciones diarias se lleva a cabo en las siguientes estaciones pluviométricas: Candarave, Suches, Chuapalca, El Ayro y Paucarani.

En la Tabla 3.3.1, se muestran los datos sobre el funcionamiento de las estaciones pluviométricas, tipo de estación y número de años del registro. Datos utilizados para los cálculos estadísticos y análisis, así como la altitud sobre el nivel del mar de la estación.

TABLA 3.3.1 DATOS BÁSICOS SOBRE ESTACIONES

PLUVIOMÉTRICAS EN LA ZONA DEL PROYECTO

Estación pluviométrica	Tipo De estación	Período de funcionamiento		Número de años para análisis	Altitud de la estación (m.s.n.m.)
		Pluviógrafo	Pluviómetro		
Candarave	Pluviómetro	/	1964-1999	36	3 415
Suches	Pluviómetro	/	1956-1999	44	4 552
Chuapalca	Pluviógrafo + pluviómetro	1994-1997	1964-1997	29	4 250
El Ayro	Pluviógrafo + Pluviómetro	1994-1997	1986-1997	11 (5)	4 250
Paucarani	Pluviómetro	/	1980-1997	18	4 600

3.3.2.0 Análisis Estadístico De La Información Disponible

Las estaciones pluviométricas están ubicadas de manera que con relativa confiabilidad muestran el régimen de precipitaciones en la zona de estudio. En dicha zona hay suficiente información de las observaciones diarias de la precipitación para los análisis estadísticos y los períodos de retorno en el orden de magnitud de 50 hasta 100 como máximo.

Lamentablemente el período de trabajo de los pluviógrafos (Chuapalca y El Ayro) es insuficiente para los análisis estadísticos de la intensidad de precipitaciones. Estos datos, en vista de las características de las áreas drenadas de las quebradas y de los requerimientos que se presentan, son claves para los cálculos realizados. No obstante esto, los datos de la intensidad de precipitaciones registrados en estas estaciones pluviográficas fueron analizados.

Esta información, en varios casos, en el período cuando paralelamente

funcionan el pluviógrafo y el pluviómetro, ha servido para corregir los datos de la precipitación máxima diaria registrada en las estaciones El Ayro y Chuapalca.

La información así corregida (según la observación registrada en pluviógrafo) fué utilizada en los análisis estadísticos. Los datos de las precipitaciones diarias máximas, registrados en la estación El Ayro muestran mayores lluvias que la información registrada en otras dos estaciones; como, por ejemplo, los registros de la precipitación diaria máxima en los años 1 986 (70 mm), 1 987 (87,9 mm), 1 988 (69 mm) y 1 989 (64 mm). En el mismo período, se registraron precipitaciones significativamente menores en las estaciones Chuapalca y Paucarani.

3.3.3.0 Precipitaciones Diarias Máximas

Fueron analizadas las precipitaciones diarias máximas registradas en tres estaciones pluviométricas. Luego de practicar los controles de calidad de la información previos y la comparación de observaciones en el período común (simultáneo) de funcionamiento de las estaciones, se hicieron los análisis estadísticos de datos.

Los análisis estadísticos de precipitaciones diarias máximas se hicieron para toda la información registrada, considerando que en la estación El Ayro fueron registradas precipitaciones diarias bastantes mayores, comparadas con las de las otras dos estaciones.

Fueron aplicadas diferentes distribuciones teóricas (Log-normal, Pearson III, Log-Pearson III y Gumbel). A partir de los criterios adoptados para elegir la distribución (parámetros de distribuciones, prueba de Chi-cuadrado y método de desviación), la mejor adaptación a todos los datos se obtuvo con la distribución Log-normal de tres

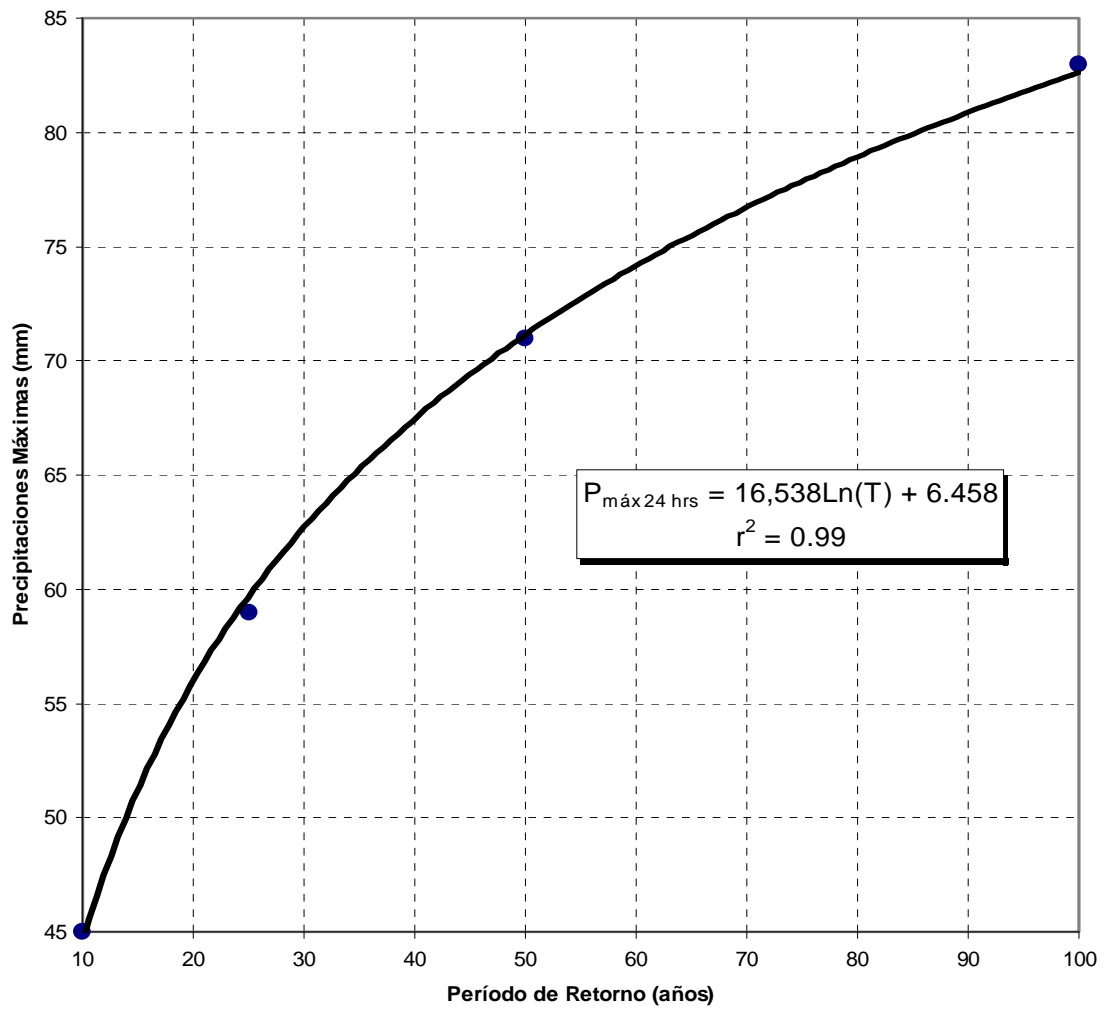
parámetros.

Los resultados de los análisis estadísticos de precipitaciones diarias máximas para la zona de estudio se muestran en la siguiente Tabla.

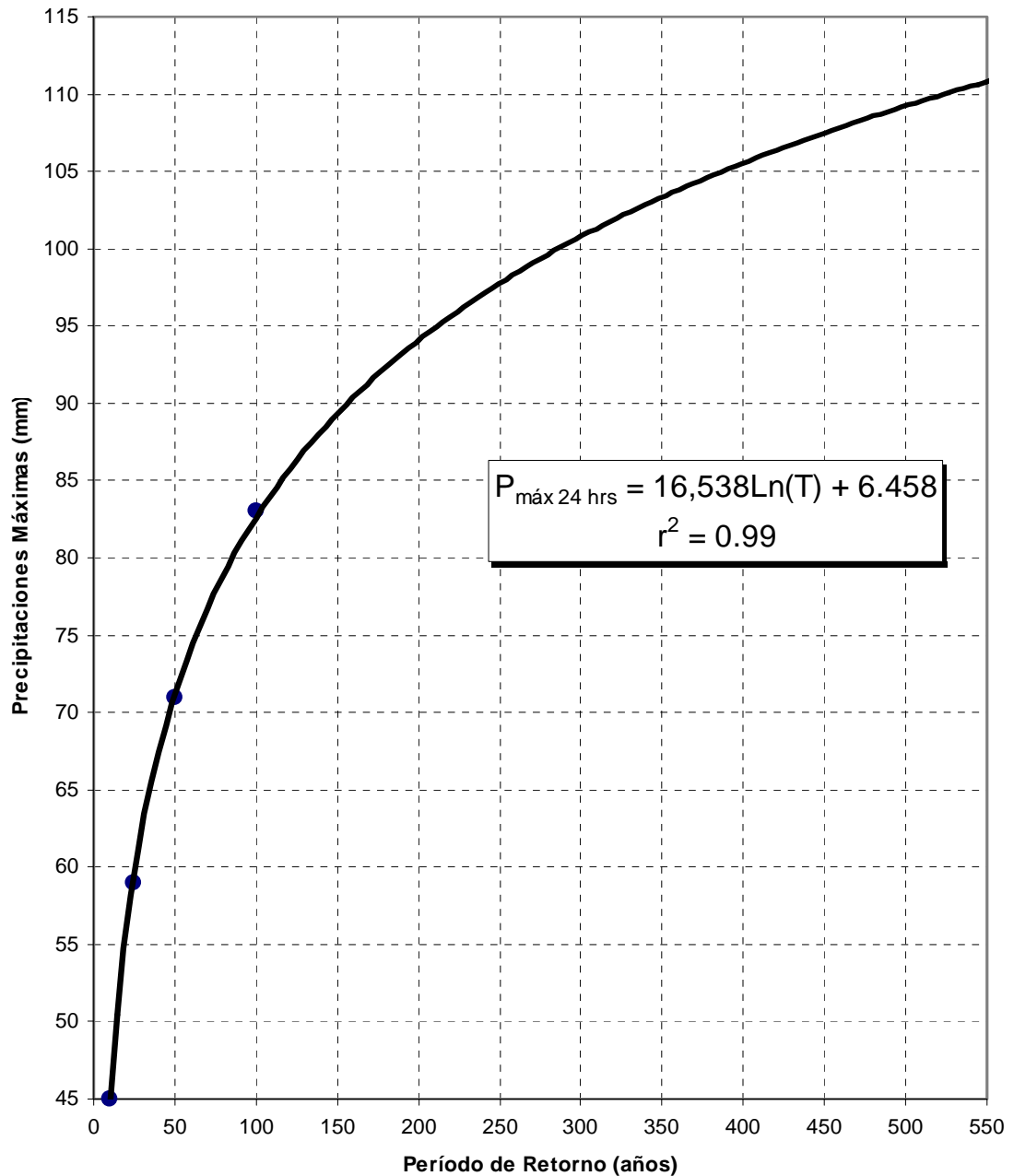
**TABLA 3.3.2 RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE
PRECIPITACIONES**

Período de retorno (años)	Precipitaciones Máxima 24 horas (mm)
10	45
25	59
50	71
100	83

PRECIPITACIONES MAXIMAS EN 24 HORAS



PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS



De acuerdo a la extrapolación del modelo generado, se puede estimar que para un período de retorno de 500 años la precipitación máxima en 24 horas para zona podrá ser de 109,24 mm. Valor que es de magnitud considerable por el escurrimiento superficial y huaycos que se podrían generar en el período de retorno indicado.

3.3.4.0 Intensidad De Precipitaciones

Considerando que, según los requerimientos del estudio, es necesario disponer de la información sobre las intensidades de precipitación para los cálculos de avenidas, se procedió en la siguiente forma:

Fueron utilizadas las características de la distribución de precipitaciones con duración menor de 24 horas, es decir, la relación de precipitaciones diarias y precipitaciones con duración menor de 24 horas (curvas de reducción de precipitaciones) correspondientes a la estación más cercana que cuenta con esta información de buena calidad. Al hacerlo, es preciso tener en cuenta que la estación elegida se encuentre en condiciones orográficas, altitudes, regiones climáticas, etc. iguales/similares con respecto a la zona de estudio.

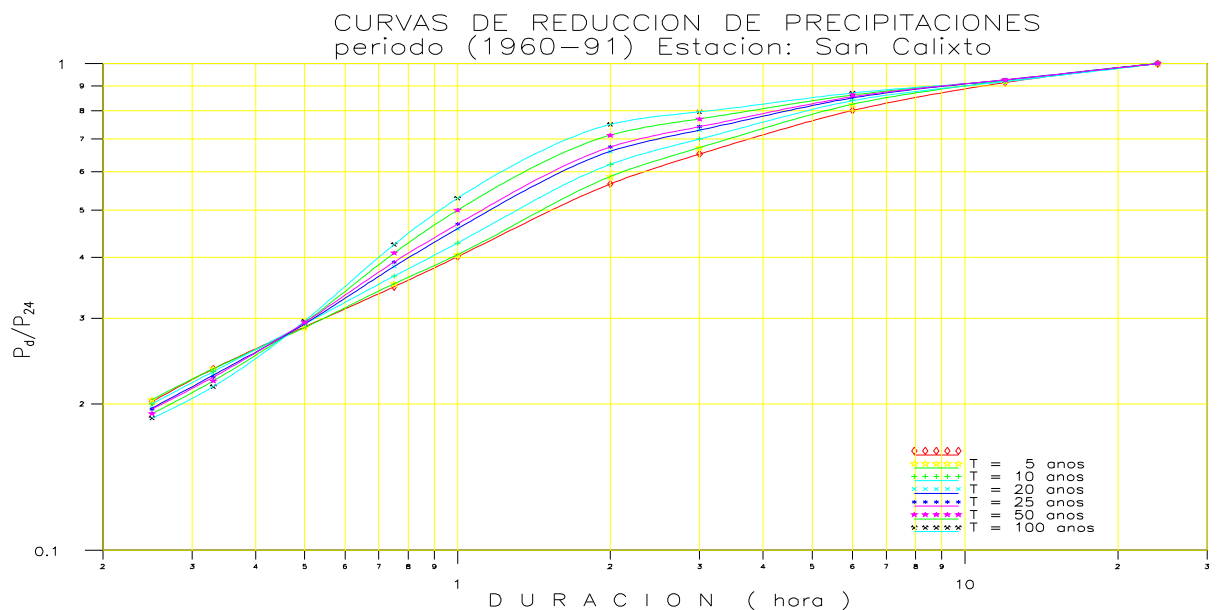
De esta forma, fueron utilizados los datos registrados en la estación San Calixto, en La Paz, Bolivia. Esta estación se ubica a 3 665 m.s.n.m. y dispone de información de buena calidad para intensidad de precipitaciones desde 15 minutos hasta 24 horas, correspondientes al período 1 960-1 991.

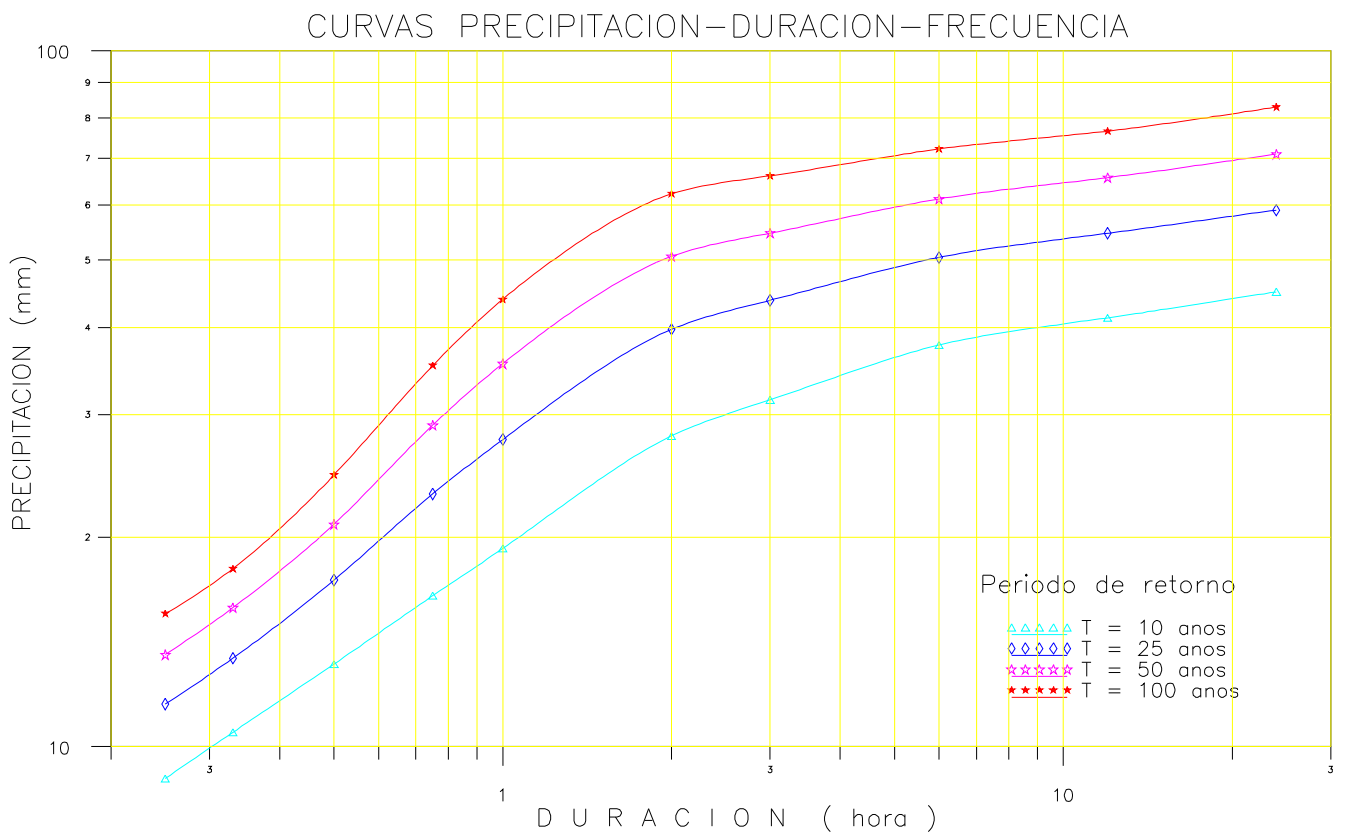
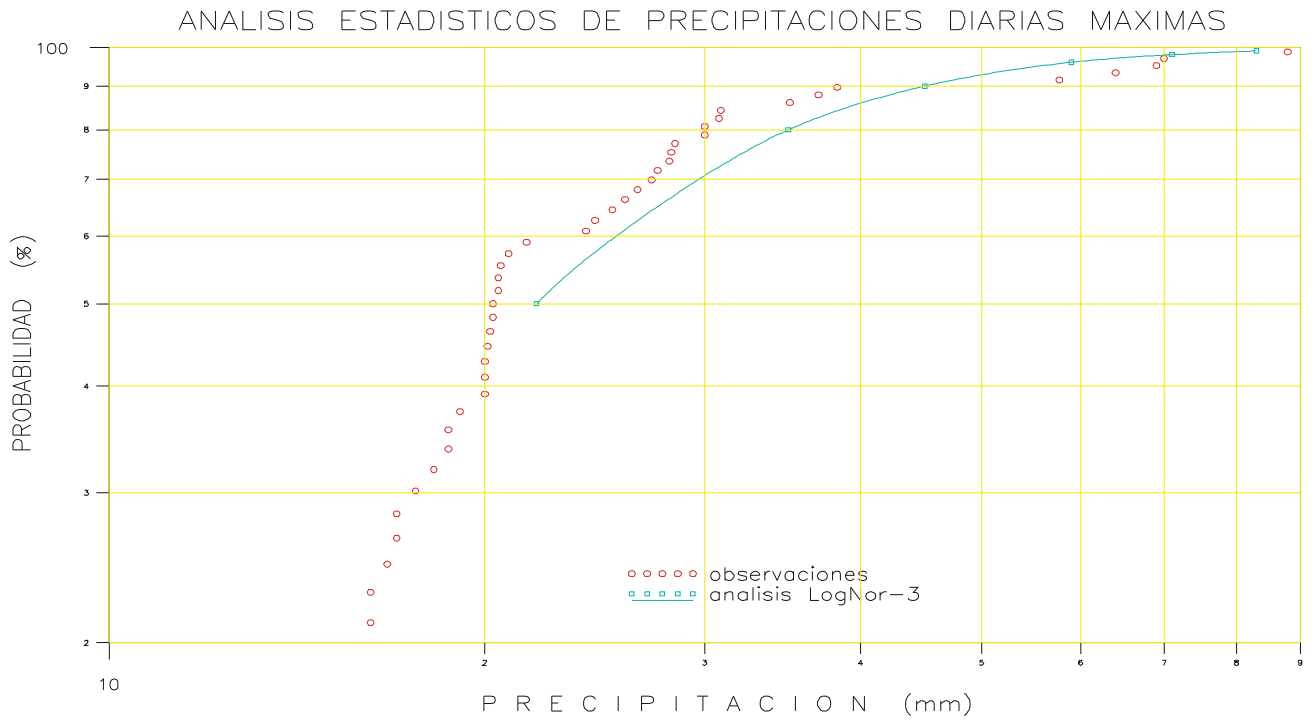
En la Tabla 3.3.3 se muestran los resultados de los análisis estadísticos de diez series de datos analizados, registrados en la estación de San Calixto.

TABLA 3.3.3 RESULTADOS DE ANÁLISIS ESTADÍSTICOS DE PRECIPITACIONES (MM) SAN CALIXTO, LA PAZ. 1960 – 1991

Nº	P.R. (años)	D U R A C I O N									
		15 min	20 min	30 min	45 min	1 hr	2 hr	3 hr	6 hr	12 hr	24 hr
1	2	5.4	6.3	7.7	9.3	10.7	15.1	17.4	21.4	24.4	26.7
2	5	7.1	8.2	10.0	12.3	14.1	20.4	23.4	28.7	32.1	34.8
3	10	8.1	9.4	11.8	14.8	17.3	25.1	28.3	33.9	37.4	40.4
4	20	9.0	10.5	13.4	17.6	21.0	30.0	33.5	39.0	42.5	45.9
5	25	9.3	10.8	14.0	18.6	22.3	32.1	35.3	40.7	44.1	47.6
6	50	10.1	11.8	15.6	21.6	26.5	37.8	40.8	45.7	49.0	53.0
7	100	10.9	12.7	17.3	24.8	30.9	43.8	46.5	50.8	53.9	58.4

De acuerdo a los análisis de precipitaciones diarias mostradas, de la estación San Calixto, se determinaron las curvas intensidad-duración-frecuencia o también denominadas curvas IDF.





3.3.5.0 Avenidas

La alteración de las relaciones del hombre con su medio ocurre principalmente por la presencia de fenómenos que perturban el equilibrio del clima y del medio ambiente en general. El fenómeno de "El Niño" constituye uno de tales eventos que afecta con mayor severidad dicho equilibrio, ya que modifica radicalmente variables como las de temperaturas extremas y las precipitaciones pluviales con su secuela de avalanchas y crecidas que ocasionan inundaciones, erosión del suelo, destrucción de taludes y obras de defensa así como la modificación de los cauces, etc.

La Escorrentía Superficial es el fenómeno más importante desde el punto de vista de ingeniería, y consiste en la ocurrencia y el transporte de agua en la superficie terrestre. La mayoría de estudios hidrológicos están orientados al aprovechamiento del agua superficial y a la protección contra los fenómenos provocados por su movimiento. De la precipitación que alcanza el suelo, parte queda retenida ya sea en depresiones o como película en torno a partículas sólidas. Del excedente de agua retenida, parte se infiltra y parte escurre superficialmente. Se define como exceso de precipitación a la precipitación total caída al suelo menos la retenida e infiltrada.

Los cálculos y análisis de avenidas en la zona de estudio se hicieron para las quebradas que forman parte del área de influencia de la zona de estudio. Fueron analizadas las quebradas en cuyo caso, con los mapas disponibles (a escala 1/100 000), es factible calcular los datos necesarios para el cálculo. Conforme a los requerimientos del estudio, para el cálculo se eligieron avenidas con períodos de retorno de 50 y 100 años.

Por otro lado en la zona existen estaciones hidrológicas en la cuencas con características hidrológico-climáticas similares y con superficies drenadas del tamaño aproximadamente igual, es más existen algunas estaciones hidrológicas como es el caso de la estación Yesera sobre el río Salado y Pallata sobre el río Callazas de manera que es factible llevar a cabo el análisis regional de avenidas y, luego interpretar estos resultados para la zona de estudio. A tal efecto se puede determinar los caudales máximos o extremos de la serie de máximas utilizando las distribuciones teóricas como Log Pearson, Log Normal, Gumbel, etc.

En base a este aspecto, para la estimación de las crecientes en la zona de estudio, se emplearon métodos de pronóstico de crecientes basados en datos de lluvia, especialmente la fórmula racional, al no existir datos de descargas medidos con estaciones limnimétricas o limnigráficas. La fórmula racional utilizada es la siguiente: $Q=C \cdot A$, donde "Q" es el caudal pico de escorrentía superficial debido a una lluvia total sobre la cuenca o quebrada con área de drenaje "A" y "C", es el coeficiente de escorrentía.

En base a toda la información disponible, según la metodología de cálculo mostrada anteriormente, y los resultados del análisis de la intensidad de precipitaciones, se llevaron a cabo los cálculos de avenidas para períodos de retorno de 50 y 100 años.

POBLADO	QUEDRADA	AREA (Km ²)	CAUDAL (m ³ /s)	
			50 años	100 años
Candarave	Inferior	0,846	0,556	0,650
	Superior	8,426	5,542	6,478

3.4.0 CONSIDERACIONES HIDROGEOLOGICAS

El pueblo de Candarave se encuentra asentado sobre depósitos de grandes deslizamientos del Cuaternario al pie de la cadena volcánica del Grupo Barroso y ligados a su actividad eruptiva, junto con la pluviosidad y proceso de desglaciación actuales.

De esta manera, la superficie de escombros sobre la cual se ha desarrollado, es una geoforma muy reciente que a su vez está siendo erosionada por los nuevos torrentes en desarrollo y cortada por el río principal de la zona, el Callazas; estando el pueblo a varias decenas de metros de altitud por sobre éste.

Así, no se aprecia la existencia de una zona acuífera de flujo en medio poroso que contenga saturación de agua de manera que sea explotable, pero sí importante humedad en los alrededores del pueblo en sí, en época lluviosa.

En las partes altas se pueden notar algunos manantiales asociados a fracturamiento de las rocas volcánicas conformantes del contorno, que dan lugar a pequeños quebradas que los drenan, y que se pierden en el camino, sin constituir en la zona del pueblo mismo, un acuífero.

De esta manera, geotécnicamente las aguas subterráneas no constituyen un problema en términos generales aunque en algunos lugares focalizados pueden presentarse, pero de forma aislada y por ello, tampoco constituyen un problema, pues serían fácilmente drenables.

4.0.0 SISMICIDAD EN LA CIUDAD DE CANDARAVE- TACNA

4.1.0 SISMICIDAD HISTÓRICA

La latitud de América comprendida fundamentalmente entre Arica y Tacna, durante el decenio de 1990 al 2000, fue declarada por la ONU como zona de laboratorio sísmico, en razón que desde hace 134 años no ha experimentado un sismo devastador similar al del 13 de Agosto de 1868 con magnitud de Mw. 9.1, que afectó seriamente a la infraestructura de los pueblos desde Antofagasta en Chile a Arequipa en Perú. El efecto de este evento natural se muestra en las isosistas de la figura N° 1, que muestra las intensidades para Tacna con valores de VIII a IX grados en la escala Modificada de Mercalli. El evento fue seguido de un tsunami que dañó seriamente a los puertos del sur peruano y norte chileno.

Estudios realizados por especialistas sobre el período de retorno de estos mega eventos sísmicos indican que es de 150 a 250 años. La historia sísmica de la costa peruana en las tres últimas décadas, demuestra que los epicentros vienen migrando de Norte a Sur; en 1970 ocurrió frente a la costa de Chimbote, 1986 frente a Lima, 12 de Noviembre de 1996 frente a Nazca y el 23 de Junio del 2001 frente a Ocoña; los sismos indicados ha tenido magnitudes superiores a 7.5 Mw. En la figura N°. 02 se muestran las isosistas para el sismo de Nazca.

Analizando la secuencia sísmica indicada, los eventos vienen sucediendo de Norte a Sur, con una frecuencia de 6 a 10 años. Añadiendo a esta conclusión el período de retorno del sismo de 1868 (150 a 250 años), prácticamente este sector de América se encuentra a puertas de un mega sismo, que probablemente ocurra en los próximos 10 años, con una magnitud superior al ocurrido el presente año.

4.2.0 CARACTERÍSTICAS SISMOTECTÓNICAS LOCAL Y REGIONAL

La actividad sísmica que el Instituto de Investigación Sísmica de la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann, viene monitoreando en el Sur del Perú, indica que el 90 % de los sismos tienen distancias epicentrales a más de 150 kilómetros de la ciudad de Tacna, además que el 80 % de su actividad sísmica corresponde a la interacción de las placas de Nazca con la Continental, cuyos epicentros están ubicados en el fondo marino. Las profundidades hipocentrales en su generalidad son menores de 50 kilómetros.

Los sismos continentales intraplaca estarían relacionados con el sistema de fallamiento, Incapuquio. Además de los indicados, deben existir otros de menor dimensión, aunque la distribución de los epicentros no guarda ningún alineamiento simétrico con las referidas estructuras.

El estudio de Riesgo Sísmico de Tacna de Jorge Alva Hurtado 1986, en su capítulo de neo tectonismo indica la existencia de una falla activa denominada Chulibaya, ubicada cerca del pueblo de Curibaya, zona en la cual aún no se ha registrado ningún epicentro en los últimos años, además brigadas de geólogos de la UNJBG que salieron en su búsqueda, no tuvieron éxito en ubicarla.

La tercera fuente sísmica de Tacna se debe al volcanismo, manifiesto por la actividad fumarólica del volcán Tutupaca e intensa actividad hidrotermal de los volcanes Yucamani, que después del sismo del 23 06 01 sus aguas se tornaron de color blanco lechoso (versión de los pobladores de la zona). De alguna manera estos volcanes tienen una actividad sísmica muy local, cuya actividad micro sísmica estarían influenciando en la geodinámica externa de Los pueblos de Camilaca, Carani, Pallata y otros en la provincia; poniendo en riesgo a la

poblador del lugar.

En el Estudio de **Zonificación Sísmica del Perú** realizado por Casaverde y Vargas (1980), identifican a Tarata como zona F5 codificación realizada relacionando las profundidades hipocentrales mayores o igual a 70 Km.

4.3.0 FRECUENCIA SISMICA DE TACNA

La alta sismicidad que tiene la Costa Sur de América Latina, ha creado la necesidad de que las universidades o instituciones como el Instituto Geofísico del Perú, estén obligados a implementar observatorios para monitorear estos fenómenos naturales. Con este propósito la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann, ha logrado la instalación de una estación sísmica analógica de componente vertical, cuyo monitoreo ha iniciado el año de 1984. La información analizada de los cuatro últimos años, ha permitido determinar que la frecuencia sísmica para Tacna es de 3 a 5 sismos instrumentales diarios y de 3 a 5 sismos sentidos durante el mes; las intensidades determinadas en su generalidad son menores de III grados en la escala modificada de Mercalli, con distancias epicentrales superiores a 150 Km de la estación sísmica ubicada en el Campus Universitario de la UNJBG. Las figuras 4 y 5, muestran la estadística sísmica de 1997 al 2000.

4.4.0 DESCRIPCIÓN DEL SISMO 23 JUNIO DE 2001

Este sismo ocurrió el 23 - 06 - 01 a las 15 horas y 36 minutos; se inició con un ruido suave y movimiento lento, después de 10 segundos la energía eléctrica se cortó, instante en que se incremento el ruido y el movimiento, es cuando la mayoría de la gente corre desesperadamente a las calles, a los 18 segundos aproximadamente aumentó el

movimiento y el ruido fué ensordecedor. Después de 35 a 40 segundos de iniciado el movimiento, se experimentó el movimiento más fuerte, y es cuando las paredes de los edificios se movían a manera de un péndulo invertido cual amenazante para venirse encima de la población atemorizada, y la gente del campo al observar como en las quebradas los derrubes provocaban una nube de polvo. Los agricultores en campo imploraban micericordia a dios.

La tierra tembló por espacio de 100 a 120 segundos y fué un tiempo de toda una eternidad, durante ese instante el comportamiento humano fué de diferentes maneras, el patrón general en la población fué ganar las calles y los del campo retornar desesperadametne a casa. La reacción de la gente en campo fue sobre un aexplicación de castigo divino. De esa manera las reacciones fueron múltiples.

4.5.0 ANALISIS CIENTÍFICO DEL SISMO 23 JUNIO 2001

El análisis de los registros de ancha banda del Instituto Geofísico del Perú, ha permitido identificar hasta tres eventos sísmicos continuados, el primero duró 06 seg, con epicentro ubicado a 35 Km de Ocoña, el segundo sismo ocurrió a los 39 segundos siendo ubicado a 15 Km al SE del primero y el tercero fué ubicado a 100 Km al sur del primero, frente a Camaná, de esta manera el tiempo total del sismo fué de 100 a 120 segundos (reporte del IGP).

Los sismogramas obtenidos en el Instituto de Investigación Sísmica de la Universidad, se encontraban muy saturados durante los dos primeros días, siendo la frecuencia sísmica de 2 sismos por minuto durante la primera hora, disminuyendo progresivamente a 30 por hora, para en el segundo día, ser de 20 sismos en las 24 horas; logrando recuperar su frecuencia sísmica a fines del mes de Julio con

8 a 15 simos en 24 horas como muestran los gráficos estadísticos (fig 4 y 5)

4.6.0 ACELERACIONES DEL SISMO

El acelerógrafo del CISMID que viene operando en la UNJBG, ha registrado las aceleraciones del sismo ocurrido el 7 de Julio (Réplica del 23 06 01), cuya máxima alcanzada fué de 0.38g para un suelo como el de Tacna, lo cual debe ser similar para Candarave por las características físicas del mismo. La figura No 06 muestra el registro de las acelraciones indicadas.

4.7.0 ANALISIS TÉCNICO DEL SISMO 23 JUNIO 2001

Los efectos del sismo principal del 23-06-01, causaron mucha alarma y desesperación en la población candaraveña. Los mayores efectos fueron ubicados en el entorno de la Av. Tacna con la Calle Santa Barbara, zona fundamentalmente donde el efecto de sitio del sismo fue drástico por el tipo del suelo

Fuera de la zona antes indicada, las viviendas no han sufrido mayores daños pese a que la mayoría de las viviendas son de adobe, debido al buen comportamiento dinámico del suelo. Los de material noble no han sufrido daños de consideración.

Las intensidades determinadas para Candarave fueron de VI a VII grados como muestra el mapa de isosistas elaborado por el IGP. Fig. 3.

A continuación presentamos el cuadro comparativo de los daños a las personas y viviendas causados por el sismo.

PROVINCIAS AFECTADAS	POBLACIÓN				VIVIENDAS
	DAMNIFIC.	HERIDOS	FALLECIDOS	AFECTADAS	DESTRUIDAS
TACNA	58,135	252	10	14,404	3,772
CANDARAVE	8,703	28	3	220	1,874
TARATA	2,445	15	0	453	441
JORGE BASADRE	5,484	68	1	430	889
TOTAL	74,767	363	14	15,507	6,976

Fuente: INDECI

5.0.0 EVALUACION DE RESULTADOS

5.1.0 SUELOS EXPANSIVOS Y COLAPSABLES

5.1.1 SUELOS EXPANSIVOS

Los suelos expansivos consisten en arcillas plásticas y esquistos de arcilla. Algunos de estos suelos, los suelos arcillosos residuales especialmente secos, pueden moverse con esfuerzos bajos (presión aplicada baja), pero pueden derrumbarse bajo la presión más alta. Otros suelos pueden derrumbarse inicialmente, para luego levantarse después. Las estimaciones del esfuerzo para levantar potencialmente estas tierras son necesarias para la consideración en el plan de la fundación.

El grado de potencial expansivo puede identificarse como sigue:

POTENCIAL EXPANSIVO (Snethen, Johnson, y Patrick 1977)

GRADO DE EXPANSIÓN	LIMITE LIQUIDO (LL) (%)	INDICE PLASTICO (IP) (%)
Alto	>60	>35
Medio	50-60	25-35
Bajo	<50	<25

Los suelos con Límite Líquido(LL)<35 e Índice Plástico (IP)<12, no tiene ningún potencial de expansión y está demostrado con pruebas en laboratorio.

El potencial verdadero de expansión de suelos puede determinarse mediante pruebas de consolidación y está regido bajo la norma **ASTM D4546**. Asimismo, para el presente estudio se estimó dicho potencial de expansión utilizando el criterio de Snethen, Johnson, y Patrick 1977 (descrito en el anterior párrafo); el cual indica que ninguno de los suelos muestreados que cubren Candarave tienen potencial de expansión; dichos resultados se encuentran en la Tabla N° 03.

5.1.2 SUELOS COLAPSABLES

Los suelos colapsables se pueden definir como aquellos que sin saturarse producen un reacomodo radical de las partículas y una gran pérdida de volumen por remojo con o sin carga. La existencia de estos suelos en el mundo y las dificultades ocasionadas a las edificaciones sobre ellos han sido reconocidos ampliamente.

Los suelos pueden poseer cementantes que mejoren las propiedades de resistencia del suelo, estos pueden encontrarse parcialmente saturados o no. Si estos cementantes son solubles, como los precipitados químicos que suelen acumularse en climas semiáridos, pueden destruirse por una inmersión prolongada en agua. En cuanto a los cementantes si estos son minerales arcillosos o sustancias amorfas parecidas a las arcillas pueden absorber agua y debilitarse cuando se encuentre sumergido.

5.1.2.1 POTENCIAL DE DENSIFICACION

Ante la carga de un sismo sobre suelos aparentemente compactos, en especial en las arenas, producen en estos últimos fenómenos de densificación. La densificación se refiere al reacomodo de las partículas componentes del suelo ante la vibración que producen los sismos.

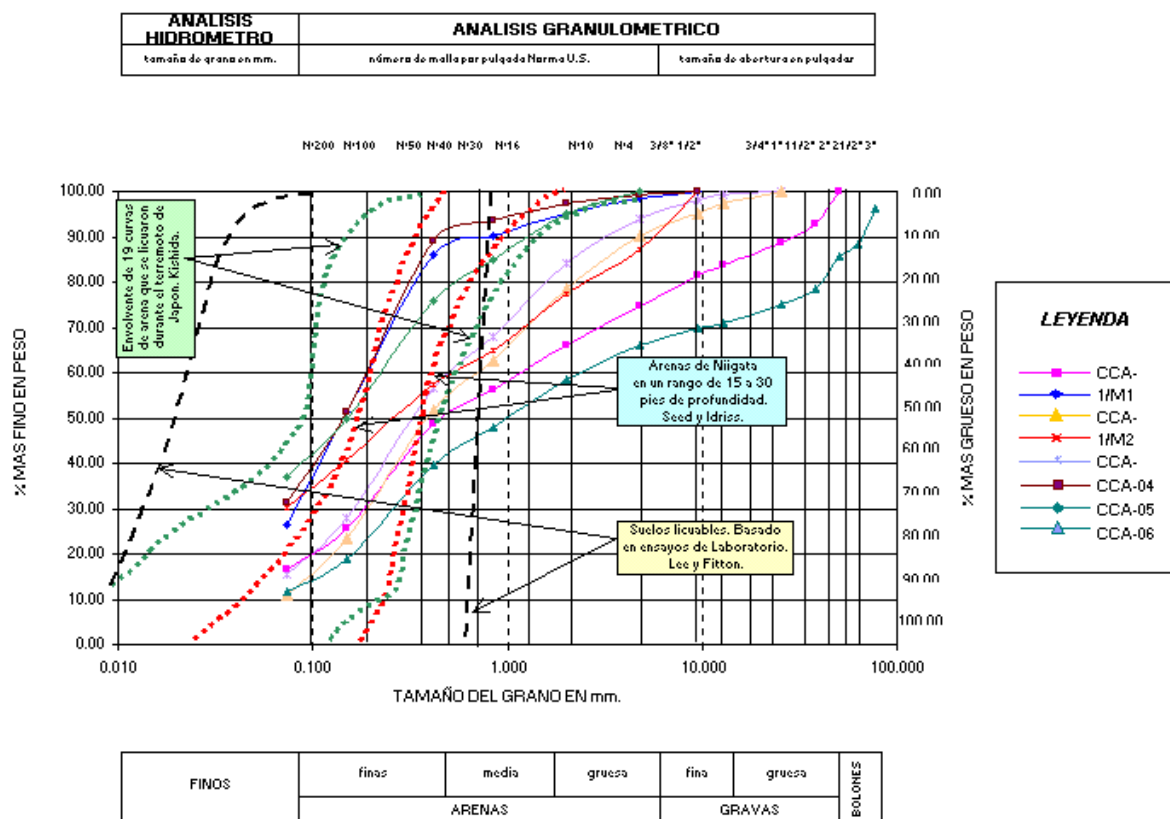
A partir de los fenómenos de densificación producidos en Niigata, Japón durante el terremoto de 1964, se realizan esfuerzos múltiples para investigar dicho fenómeno. Actualmente existen relaciones para estimar el potencial de densificación a partir de densidades relativas, de valores de SPT, así como de análisis del tamaño de las partículas realizadas con ensayos granulométricos.

Para el presente estudio se ha estimado el potencial de densificación a partir de densidades relativas (Adaptado de Seed e Idriss) y a partir de curvas granulométricas de los suelos (Adaptado de Shannon et. al).

POTENCIAL DE DENSIFICACIÓN RELACIONADO CON DENSIDAD RELATIVA (Adaptado de Seed e Idriss)

Máxima Aceleración del Suelo	Densificación Muy Probable	Densificación Depende del Tipo de Suelo y Magnitud del Sismo	Densificación No Probable
0.10g	Dr<33%	33%<Dr<54%	Dr>54%
0.15g	Dr<48%	48%<Dr<73%	Dr>73%
0.20g	Dr<60%	60%<Dr<85%	Dr>85%
0.25g	Dr<70%	70%<Dr<92%	Dr>92%

POTENCIAL DE DENSIFICACION RELACIONADO AL TAMAÑO DE PARTICULAS
 (Adaptado de Shannon et. al.)



Del gráfico anterior se desprende que en las calicatas CCA-01(muestra 02), CCA-04 y CCA-05 de acuerdo al análisis de Shannon se encuentran suelos con potencial de densificación, tener especial consideración con estos tipos de suelos puesto que para efectos sísmicos estos pueden sufrir un proceso de reacomodo y así se pueden producir asentamientos diferenciales en algunas zonas de Candarave. Los gráficos mejor representados se encuentran en el anexo de densificación de suelos.

Para contrarrestar esta posible densificación en las zonas de Candarave es indispensable que antes de cimentar compacten el terreno a un 100% de compactación, estamos hablando de densidades como mínimo de alrededor de 1.75 g/cm³.

5.2.0 CON RESPECTO A LOS ASPECTOS GEOLOGICOS Y GEOMORFOLOGICOS (Ilustración N° C-02 y C-03)

Gran parte donde se ha asentado el poblado de Candarave, corresponde a depósitos fluvioglaciares de 8–10m. de espesor, los cuales descansan sobre una gran plataforma de depósitos de escombros (Foto 03).

El resto del del poblado de Candarave y la zona agrícola, se asienta sobre una gran plataforma de depósitos de escombros de deslizamiento que presentan una superficie irregular, la cual ha sido suavizada por la influencia de agentes erosivos. Esta plataforma tiene una ligera inclinación con dirección al Río Callazas (Sur-Este).

A diferencia de otras zonas donde existe el mismo tipo de depósito de escombros, en el poblado de Candarave estos depósitos se mantienen estables, sin presentar algún signo de reactivación actual de deslizamientos, debido a que su superficie presenta una amplia zona de pendiente suave (Foto 15). Sin embargo, la ladera de la superficie de escombros donde se desarrolla la zona agrícola (margen derecha del Río Callazas) presenta una pendiente más elevada (aproximadamente 40°), condición que puede poner en riesgo de deslizamiento de los terrenos de cultivo que se desarrollan allí.

Es importante resaltar la presencia de una quebrada de escorrentía que viene del poblado de San Pedro, que atraviesa Candarave con dirección Sur-Este. A su entrada al poblado, tiene una profundidad de 2 m. (Foto 05), y a su paso por el pueblo en sí, forma una escarpa de 10 m. de altura aproximadamente al pie del mirador de Candarave, (extremo Sur-Este del poblado) (Foto 06) desembocando finalmente en el Río Callazas. Tal como se ha podido observar, esta quebrada puede llevar considerables volúmenes de agua, como lo evidencia la

presencia de bloques de regular tamaño (0.50-1.0 m. de diámetro) en su cauce, lo que demuestra su poder de transporte. (Foto 05). El temporal de lluvias que se presentó en esta región en el primer trimestre del año 2001 provocó un desborde que inundó al Colegio Estatal Fortunato Zora Carvajal, causando daños en su infraestructura. De igual forma, por esa misma fecha, otra pequeña quebrada que atraviesa la carretera Candarave-Cairani, ubicada al Oeste del poblado, hizo su entrada a Candarave con volúmenes de agua que inundaron el cementerio y el estadio.

5.3.0 PLANO DE ZONIFICACION DE SUELOS Y CAPACIDAD DE CARGA, Profundidad 1.5m. (Ilustración N° C-04)

Ilustración preparada para mostrar la distribución geográfica de los tipos de suelos de acuerdo al sistema de clasificación SUCS, a la profundidad requerida para el desplante de cimentaciones, en base a la información obtenida de las calicatas excavadas, pues la caracterización de la distribución en superficie, no es la que necesariamente se mantendrá en profundidad para las cimentaciones.

Se puede observar que los suelos predominantes en el area de estudio son arenas limosas (SM), arenas arcillosas (SC), arenas pobremente graduadas con limo (SP-SM), y grandes bloques de roca volcánica deslizada, conocidos en este estudio como depósitos de escombros.

De la observación de la ilustración C-04 se desprende que gran parte de la ciudad se encuentra asentada sobre arena limosa, definido muy bien por las calicatas CCA-01, CCA-02 y CC-03.

A ambos lados de la arena se observan los grandes bloques deslizados de roca volcánica. Hacia el centro de los depósitos de escombros y la arena limosa se identifica un horizonte de arena pobremente graduada

y limo (SP-SM), esto es, hacia el Norte del colegio Fortunato Zora Carbajal, siguiendo aguas arriba de la quebrada que pasa por el mismo colegio, convirtiéndose esta zona en una de peligro.

Mas hacia el Norte del plano se nota la presencia de otro horizonte de arena limosa(SM) pero en la zona de reubicación de la población; esta calicata CCA-04 así como en la CCA-01 y CCA-05 se ha identificado potencial de densificación que puede dar lugar a asentamiento de edificaciones ante un sismo.

En este mismo plano se muestra la distribución de los valores calculados de capacidad admisible asignados para Candarave que son:

- * ARENA LIMOSA (SM) (1.5 a 2.0 Kg/cm²)
- * ARENA ARCILLOSA (SC) (2.00 a 2.50 Kg/cm²)
- * ARENA POBREMENTE GRADADA CON LIMOS (SP-SM) (2.50 a 3.00 Kg/cm²)
- * DEPOSITOS DE ESCOMBROS (20.00 a 30.00 Kg/cm²)

De acuerdo a estos valores, se puede afirmar que todo Candarave se encuentra asentada sobre terrenos con capacidades de carga aceptables, aunque se debe tener cuidado con los materiales areno limosos (SM) en especial las calicatas CCA-01, CCA-04 y CCA-05, donde se ha identificado potencial de densificación de los suelos, que los tornan peligrosos ante un evento sísmico, por lo que en ellos se debe compactar al máximo en la cimentación de edificios.

Es muy probable que con el ultimo sismo del 23 de junio del 2001 estas arenas limosas hayan asentado algunos cm. y que al densificar el terreno haya vibrado con más fuerza produciendo así los daños en las viviendas de gran parte de Candarave.

5.4.0 PLANO DE DENSIDADES RELATIVAS. Ilustración N° C-05

Ilustración preparada como una herramienta a utilizar con la finalidad de evaluar el riesgo sísmico en el suelo de la zona de estudio, a partir de la interpretación del potencial de densificación de los suelos granulares como las arenas, ante la excitación de un movimiento sísmico, que produce reacomodo de las partículas; lo cual finalmente producirá asentamientos de los suelos, que a su vez producen daños en las edificaciones.

Esta herramienta de trabajo ha sido utilizada exitosamente en el Japón a raíz de los fenómenos de densificación de los suelos producidos en Niigata luego del sismo de 1964, complementada con la observación de las curvas granulométricas.

De este modo, para la interpretación, los valores bajos de densidades relativas conllevan el mayor potencial de densificación de los suelos, y opuestamente, los más altos, menor potencial, representando por tanto indirectamente, mayor y menor riesgo sísmico respectivamente.

Según el criterio de Seed e Idriss, que analiza como máximo potenciales de densificación para una aceleración máxima del suelo de 0.25g, se tiene que la densificación es muy probable con densidades relativas menores a 70% y la densificación dependerá del tipo de suelo y de la magnitud del mismo para densidades relativas que se encuentran entre los 70% y 92%.

En el plano se puede apreciar que las arenas arcillosas que se encuentran entre la calle Tacnay La Merced están susceptibles a densificación muy probable y gran parte de la ciudad cubierta con arena limosa(SM) con un sismo de aceleración 0.25g estaría propenso a

densificar, en especial los suelos de las calicatas CCA-01, CCA-04 y CCA-05, los cuales de acuerdo al criterio de Shannon de comparación de curvas granulométricas se encuentran dentro del rango de arenas que históricamente ya han densificado.

Asimismo estas tres calicatas problema se encuentran en el futuro Instituto Tecnológico, en la Cochera de la Municipalidad y entre la intersección de la calle Santa Barbara y Tupac Amaru, tener especial consideración para estas zonas. En sí compactar al 100% toda la zona que se encuentra cubierta por arena limosa obviamente antes de cimentar las futuras edificaciones de la ciudad de Candarave.

5.5.0 MAPA DE PELIGROS POTENCIALES Ilustración N° C-06.

En el poblado de Candarave se han identificado cinco peligros potenciales: sísmicos, reactivaciones de deslizamientos, huaycos y avenidas, caídas de rocas, derrumbes e inundaciones (Ver Ilustración C-06)

5.5.1 Peligro sísmico

Candarave, como en la mayor parte de los poblados altoandinos, el mayor porcentaje de las viviendas han sido construidas a base de adobe y quincha. Los depósitos de escombros y de relleno de depresiones, sobre el cual se encuentra el poblado, es considerado como estable, por lo cual, sólo el material de construcción de las viviendas es el principalmente motivo por lo cual son vulnerables ante un movimiento sísmico.

5.5.2 Reactivación de deslizamientos

Estos peligros se caracterizan por estar ubicados en las laderas de depósitos de escombros de deslizamiento y de relleno de depresiones. Son superficies, que por su pendiente, alta humedad (debido a la alta pluviosidad) y gravedad tienden a deslizarse.

En Candarave se puede identificar este peligro en algunas viviendas cercanas a la escarpa más profunda de la margen derecha de la quebrada que atravieza el poblado (frente al Mirador). Así mismo, los terrenos de cultivo ubicados en la margen derecha del Río Callazos están en riesgo a un posible deslizamiento.

5.5.3 Huaycos y avenidas

Los eventos pluviales que se presentan en esta zona en los meses de Enero, Febrero y Marzo, generalmente, suelen generar flujos de barro, los cuales pueden dañar viviendas, obras de ingeniería (carreteras, puentes, etc) y sistemas de riego de los terrenos de cultivo.

En Candarave el fenómeno particular, ya que al poblado ingresan dos quebradas por donde podrían discurrir avenidas de lodo, presentándose en dos direcciones. Una avenida entraría al poblado con dirección Nor-Oeste Sur, desde el poblado de San Pedro. La otra avenida ingresaría con dirección Oeste-Este desde la escarpa antigua de deslizamientos en la Formación Huaylillas. Estos peligros latentes, sobre todo en periodos de lluvia, ponen en grave peligro al poblado de Candarave. De igual forma, el Río Callazas podría aumentar su volumen y transportar gran cantidad de detritos y bloques desde sus nacientes y transportar grandes avenidas y huaycos que arrasarian los sistemas de riego de los terrenos de cultivo ubicados en sus márgenes.

5.5.4 Caídas de rocas y derrumbes

En la parte alta, al Oeste del poblado de Candarave, se pudo notar caídas de bloques de la escarpa antigua de deslizamiento de la Formación Huaylillas debido a la fuerte pendiente que presenta.

5.5.5 Inundaciones

Las inundaciones se producen en los meses de Enero-Marzo debido a la alta pluviosidad. Estos peligros ponen en riesgo las viviendas e infraestructura instalada en el poblado. Como muestra de ello, en el año 2001 se inundó el cementerio, estadio, colegio estatal y alrededores, debido a las dos quebradas que convergen en el poblado (desde el Nor-Oeste y el Oeste). Este fenómeno causó daños sólo a a la infraestructura.

La presencia de material inorgánico (basura) y bloques de roca dentro del cauce de quebrada principal que atraviesa el poblado de Candarave, facilitaría el incremento del volumen y densidad de una posible avenida en época de lluvias (Foto 06).

5.6.0 MAPA DE VULNERABILIDAD. Ilustración N° C-07.

Para la elaboración del Mapa de Vulnerabilidad de Candarave (Ilustración 07) se empezó por identificar las zonas susceptibles a sufrir daños por alguna amenaza natural. Las componentes geomorfológicas consideradas para la evaluación de su vulnerabilidad, en cada caso, fueron: zonas de laderas, planicies, lomas y terrazas.

Con la ayuda del Mapa de Peligros (Ilustración 06) se elaboró una matriz de: componentes geomorfológicas versus peligros naturales para

Candarave:

- a. Sísmico
- b. Huaycos y avenidas
- c. Reactivación de deslizamientos
- d. Inundaciones
- e. Caída de rocas y derrumbes

A continuación se identificaron los peligros para cada componente y se le ponderó a cada uno como: Severo (S), Intenso (I), Algunos Daños (AD) y Ningún Daño (ND). En este análisis también se considera la evaluación de la zona agrícola de Candarave, ya que constituye su fuente de sostenimiento económico que cual ocupa gran extensión, donde se haya instalado un sistema de riego importante.

De esta manera se pudo determinar la vulnerabilidad frente algún peligro para cada componente geomorfológica, en donde se determinaron 3 zonas de vulnerabilidad.

En el poblado de Candarave se determinaron tres zonas de vulnerabilidad. Las zonas de BAJA vulnerabilidad corresponden a una loma y laderas de escombros de deslizamiento al norte y oeste de Candarave respectivamente. En la loma se ha extendido parte del poblado de Candarave (Urb. La Victoria) y en las laderas se encuentra parte de la zona agrícola con su sistema de riego canalizado. El peligro que les afecta es el sísmico. La zona de ALTA vulnerabilidad está delimitada a los depósitos fluvioglaciares en la cual se asienta gran parte del poblado de Candarave. En esta zona se conjugan la mayor parte de los peligros naturales, como ser: sísmicos, avenidas e inundaciones y reactivación de deslizamientos. Las zonas de vulnerabilidad MEDIA están representadas por el depósito aluvial, la

plataforma y las laderas del depósito de escombros. En estas zonas se desarrolla el resto del poblado de Candarave, así como la zona agrícola junto con su sistema de riego. En estas zonas el peligro sísmico es intenso, mientras que los demás peligros se disipan o están ausentes.

6.0.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1.0 CONCLUSIONES

1.- El pueblo de Candarave se encuentra asentado en un depósito de escombros de deslizamiento sobre rocas volcánicas de la Formación Huaylillas hacia la margen derecha del río Callazas, asociado a la actividad volcánica de la zona que produjo sucesivos calentamientos con el consiguiente derritimiento de las nieves de las partes altas y períodos lluviosos de la época actual de desglaciación.

2.- Geomorfológicamente forma parte de la gran geoforma regional denominada Flanco Disectado de los Andes Occidentales, donde localmente se produjo un gran deslizamiento ya estabilizado, en el cual se asentó el poblado.

3.- Para el estudio se han realizado 07 calicatas con profundidades de 1.10m. a 3.10m. que han permitido zonificar los suelos a 1.50m. de profundidad con la clasificación SUCS, de la siguiente manera:

* Arena Limosa (SM) con capacidad de carga 1.50Kg/cm² á 2.00kg/cm² en toda la zona Suroeste desde la Plaza Sta. Rosa, colegio Fortunato Zora Carbajal, a la calle San Francisco y José Olaya al sur.

* Arena Arcillosa (SC) con capacidad de carga 2.00Kg/cm² á 2.50Kg/cm², en un lente pequeño entre la plaza Bolognesi y el pasaje 28 de julio con la calle La Merced.

* Arena pobremente gradada con limos(SP-SM) con capacidad de carga de 2.50 Kg/cm² a 3.00 Kg/cm² al NW del poblado, relacionado con la quebrada

que por allí ingresa y cruza las calles Fortunato Zora Carabajal y Andrés Cusicanqui.

* Depósitos de escombros, con capacidades de carga de 20.00Kg/cm² a 30.00 Kg/cm², rodeando el pueblo.

4.- Las principales características de los suelos varían en los rangos de:

Densidad mínima: 1.165g/cm³-1.495g/cm³.

Densidad máxima: 1.731 g/cm³-1.857g/cm³

Cohesión: 0.021Kg/cm²-0.090Kg/cm²

Angulo de Fricción: 31.70°-35.10°.

5.- De acuerdo al análisis estadístico de precipitaciones diarias máximas, se tiene que para períodos de retorno de 50 años y 100 años, las precipitaciones máximas esperadas en 24 horas son del orden de 71mm. Y 83 mm. Respectivamente.

Asimismo, de acuerdo al análisis de intensidad de precipitaciones para el mismo período de retorno de 50 y 100 años, se esperan avenidas con caudales de 5.54m³/s y 6.48m³/s respectivamente para la quebrada superior "A" que cruza el pueblo por la parte Sur.

6.- Se ha identificado potencial de densificación de suelos, que puede dar lugar a asentamientos en la calicata 01, explanada a espaldas de la calle 25 de junio; 04 al extremo Norte del pueblo; y 05 al frente de la plaza Bolognesi.

7.- Se han identificado cuatro potenciales de peligros: sísmico, avenidas, inundaciones y posible reactivación de deslizamientos; definiéndose alta vulnerabilidad en toda la parte del pueblo de la margen derecha del río que atraviesa la ciudad, por peligros sísmicos, avenidas e inundaciones y vulnerabilidad media en los alrededores del pueblo, zona de lomas.

6.2.0 RECOMENDACIONES

1.- En las zonas donde se ha identificado potencial de densificación se suelos de la conclusión 6, para realizar edificaciones, se debe compactar el terreno al 100% siendo recomendable alcanzar una compactación mínima de 1.75g/cm^3 .

7.0.0 BIBLIOGRAFIA

- * III CONGRESO NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS. **"Cimentaciones en la Región de la Costa"**. Lima-Perú, 1978.
- * BOWLES, Joseph. **"Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil"**. Editorial McGRAW HILL Latinoamericana S.A.. Lima-Perú 1978.
- * BOWLES, Joseph. **"Foundation analysis and design"**, 5th edition, McGraw-Hill, New York, N.Y., U.S.A., 1996.
- * BROWN & ROOT, INC. **"Manual de Laboratorio de Suelos"**. INC para Dirección de Caminos. Lima-Perú 1997.
- * CASAGRANDE, Arthur. **"Classification and Identification of Soil"**. Transactions of the American Society of Civil Engineers, vol.113, 1948.
- * CODUTO, D. P. **"Foundation design; principles and practices"**, 2nd edition, Prentice Hall, Upper Saddle River, N.J., U.S.A., 2001.
- * DOWRICK, David J. **"Earthquake Resistant Design"**, 2nd edition, John Wiley & Sons. Great Britain, 1987.
- * HOEK, Evert. **"Rock Engineering"**. Grupo de Ingeniería de Rocas. Ontario, 2000.
- * HOEK, E. & BROWN, E.: **"Underground Excavations in Rock"**, The Institution of Mining and Metallurgy. London, 1980.
- * INSTITUTO TECNOLÓGICO GEOMINERO DE ESPAÑA(ITGE) y EPTISA. **"Manual de Ingeniería de Taludes"**. Madrid, 1986.
- * Jayawickrama, Priyantha W. **"Geotechnical Engineering Design"**. Department of Civil Engineering. Texas Tech University. Texas, 1999.
- * JUAREZ C., Reymundo. **"Modelo Geotécnico en la Presa Angostura"**. Tesis para optar Título Profesional de Ingeniero Geólogo-Geotécnico. Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann. Tacna, Agosto 2000.
- * MAROCCO, R.; DELFAUD, J.; LAVENU, O.. **"Ambiente Deposicional de una Cuenca Intramontaña Andina: El Grupo Moquegua (Sur del Perú)"**. Boletín Sociedad Geológica del Perú N° 75 Nov. 1985.
- * MARTINEZ V., Alberto. **"Aporte sobre Huaycos e Inundaciones en el"**

- Perú**". U.N.I. – Facultad de Ing° Civil. Lima, 2000.
- * MARTINEZ V., Alberto. **"Geotecnia Para Ingenieros"**. U.N.I. – Facultad de Ing° Civil. Lima, 1990.
 - * MEZA A., Pablo R. **"Consideraciones Geotécnicas con Fines de Cimentación"**. Tesis para optar Título Profesional de Ingeniero Geólogo. Universidad Nacional San Agustín. Arequipa, Julio 1998.
 - * Ministerio de Transportes y Comunicaciones. **"Suelos y Cimentaciones"**. Norma Técnica Peruana E-020. Lima, 1997.
 - * Ministerio de Transportes y Comunicaciones. **"Diseño Sismoresistente"**. Norma Técnica Peruana E-030. Lima, 1997.
 - * PAREDES CH., Oscar F. **"Estudio Geofísico-Geotécnico de los Túneles y Presa-Proyecto Angostura"**. SIGMA – Asociación Harza-Misti. Arequipa, Junio 1998.
 - * RICO RODRIGUEZ, Alfonso; DEL CASTILLO, Hermilio. **"La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres"**. México, 1980.
 - * SJOBERG, Jonny. **"Estimating Rock Mass Strenght Using The Hoek-Brown Failure Criterion and Rock Mass Classification"**. Lulea University of Technology. Lulea Agosto de 1997.
 - * SJOBERG, Jonny. **"Analysis of Large Scale Rock Slopes"**. Tesis Doctoral. Department of Civil and Minning Engineering, Division of Rock Mechanics. Lulea University of Technology. Lulea Agosto de 1999.
 - * Terzaghi, K. **"Theoretical soil mechanics"**, John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y., U.S.A., 1943.
 - * U.S. ARMY CORPS OF ENGINEER. **"Bearing Capacity of Soils"**. Washington, DC 20314-1000, Octubre 1992.
 - * U.S. ARMY CORPS OF ENGINEER. **"Settlement Analysis"**. Washington, DC 20314-1000, Setiembre 1990.
 - * U.S. ARMY CORPS OF ENGINEER. **"Rock Foundations"**. Washington, DC 20314-1000, Noviembre 1994.
 - * VESIC, A. S. **"Bearing capacity of shallow foundations"**, Chapter 3

FOTOS



Foto 01.- Vista al flanco este del cerro Jucutiri donde se puede observar, en la parte superior, el nivel ignimbrítico de la Formación Huaylillas que forma una escarpa de 30° a 40° de inclinación. Actualmente, esta escarpa se encuentra parcialmente cubierta por vegetación.



Foto 02.- Vista panorámica al poblado de Candarave, el cual se encuentra sobre un depósito de escombros, el mismo que es utilizado para el desarrollo agrícola de la zona mediante el uso de un sistema de andenería que data de la época incaica.



Foto 03.- Vista en al poblado de Candarave, en el flanco izquierda de la quebrada se puede observar el depósito fluvioglacial sobre el cual se encuentra parte deel poblado.



Foto 04.- Superficie de escombros que se extiende sobre una gran área, sobre la cual se puede apreciar al poblado de Candarave. Esta superficie tiene un aspecto irregular, con depresiones y elevaciones. El desarrollo de la actividad agrícola y la acción de agentes erosivos han logrado suavizar en cierto grado esta superficie.



Foto 05.- Lado oeste del poblado de Candarave por donde atraviesa la quebrada que viene desde San Pedro. Se puede observar, dentro de su cauce, bloques de gran diámetro, lo cual demuestra la fuerza de transporte de las aguas que discurren por esta quebrada en época de lluvias.



Foto 06.- Quebrada que atraviesa el centro del poblado de Candarave que avanza con dirección al Mirador, haciéndose más incisiva hasta formar una escarpa de hasta 10 m.

TABLAS

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN DE TACNA
 ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA-GEOTECNIA

CAPACIDADES ADMISIBLES - METODO VESIC
TABLA N° 02

CIUDAD DE CANDARAVE

CIMIENTO CORRIDO B=0.40 mt., D=0.80 mt.

CALICATA	COORDENADAS UTM		MUESTRA	qa (ESTATICO)			DENSIDAD IN SITU gr/cm3	CLASIF.
	ESTE	NORTE		KPa	KPa/3	Kg/cm2		
CCA-01	367180,0	8090413,9	M-01					SM
			M-02	725,28	241,760	2,464	1,619	SM
CCA-02	367203,9	8090247,0	M-01					SP-SM
			M-02	795,43	265,143	2,703	1,722	SM
CCA-03	366913,9	8090415,9	M-01	721,11	240,370	2,450	1,655	SM
CCA-04	367069,9	8091028,0	M-01	798,9	266,300	2,715	1,729	SM
CCA-05	367298,9	8090689,9	M-01	870,04	290,013	2,956	1,498	SC
CCA-06	367373,9	8090391,9	M-01	1059,66	353,220	3,601	1,831	SP-SM
CCA-07	367374,0	8090392,0	M-01	8820	2940,000	29,969		ROCA

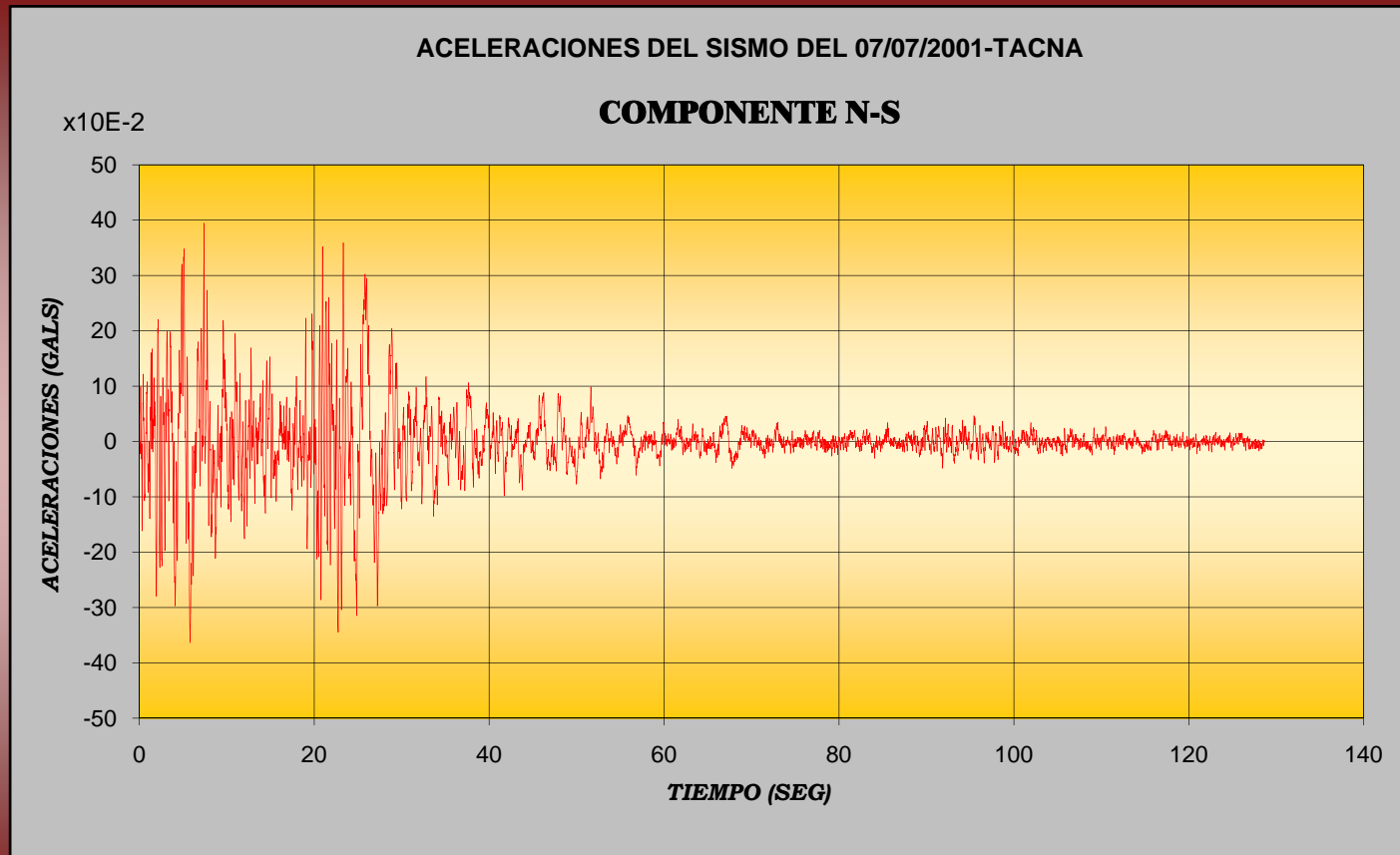
CIMIENTO CORRIDO B=0.40 mt., D=0.80 mt.

CALICATA	COORDENADAS UTM		MUESTRA	qa (PSEUDOESTATICO)			DENSIDAD IN SITU gr/cm3	CLASIF.
	ESTE	NORTE		KPa	KPa/3	Kg/cm2		
CCA-01	367180,0	8090413,9	M-01					SM
			M-02	532,38	177,460	1,809	1,619	SM
CCA-02	367203,9	8090247,0	M-01					SP-SM
			M-02	579,47	193,157	1,969	1,722	SM
CCA-03	366913,9	8090415,9	M-01	533,38	177,793	1,812	1,655	SM
CCA-04	367069,9	8091028,0	M-01	580,26	193,420	1,972	1,729	SM
CCA-05	367298,9	8090689,9	M-01	667,91	222,637	2,269	1,498	SC
CCA-06	367373,9	8090391,9	M-01	771,81	257,270	2,623	1,831	SP-SM

FIGURAS

UNIVERSIDAD NACIONAL "JORGE BASADRE GROHMANN"
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA-GEOTECNICA
INSTITUTO DE INVESTIGACION SISMICA-GEOTECNICA

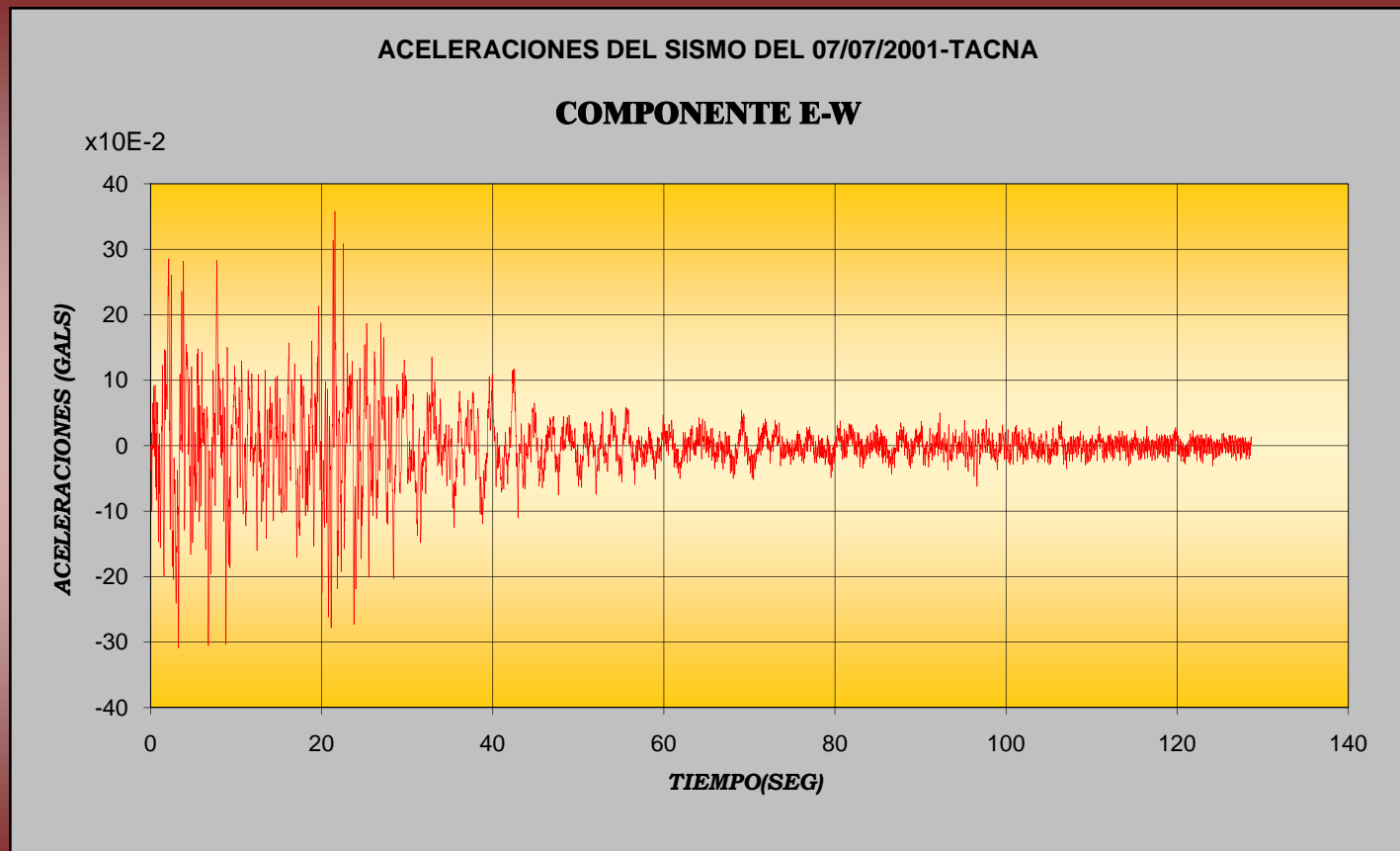
ESTUDIO : "MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE"



FUENTE: CISMID

UNIVERSIDAD NACIONAL "JORGE BASADRE GROHMANN"
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA-GEOTECNICA
INSTITUTO DE INVESTIGACION SISMICA-GEOTECNICA

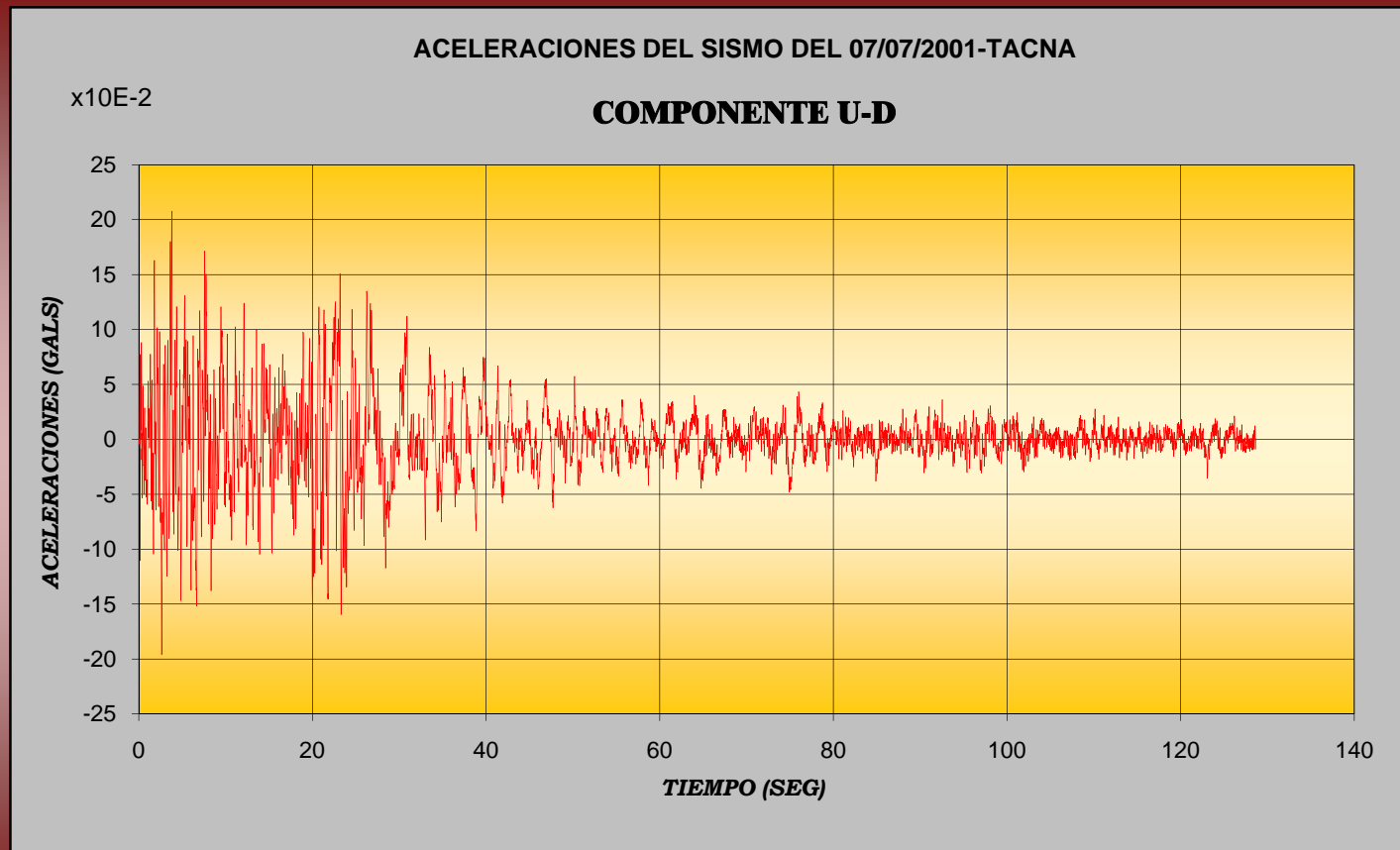
ESTUDIO : MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE



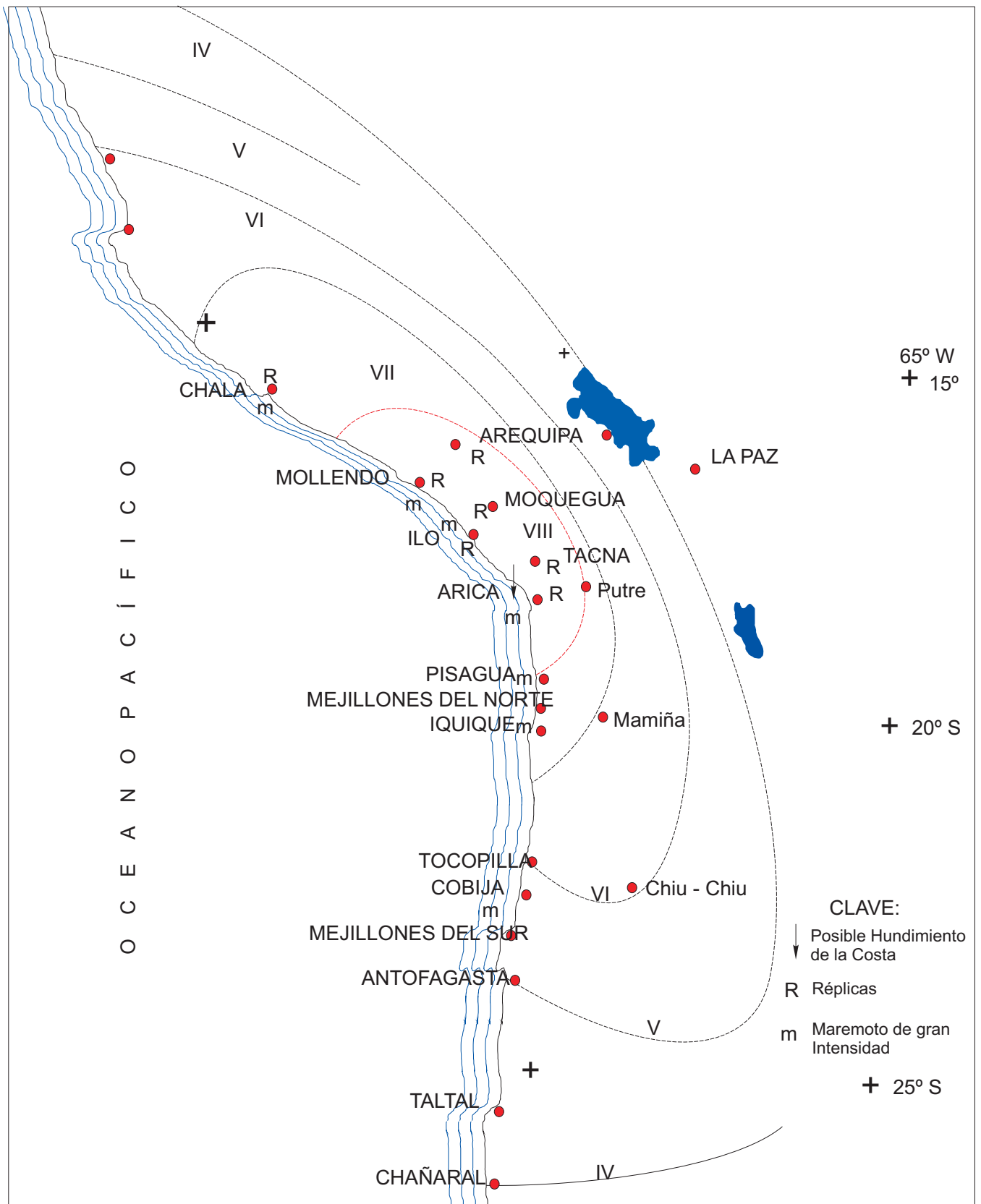
FUENTE: CISMID

UNIVERSIDAD NACIONAL "JORGE BASADRE GROHMANN"
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA-GEOTECNICA
INSTITUTO DE INVESTIGACION SISMICA-GEOTECNICA

ESTUDIO : MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE

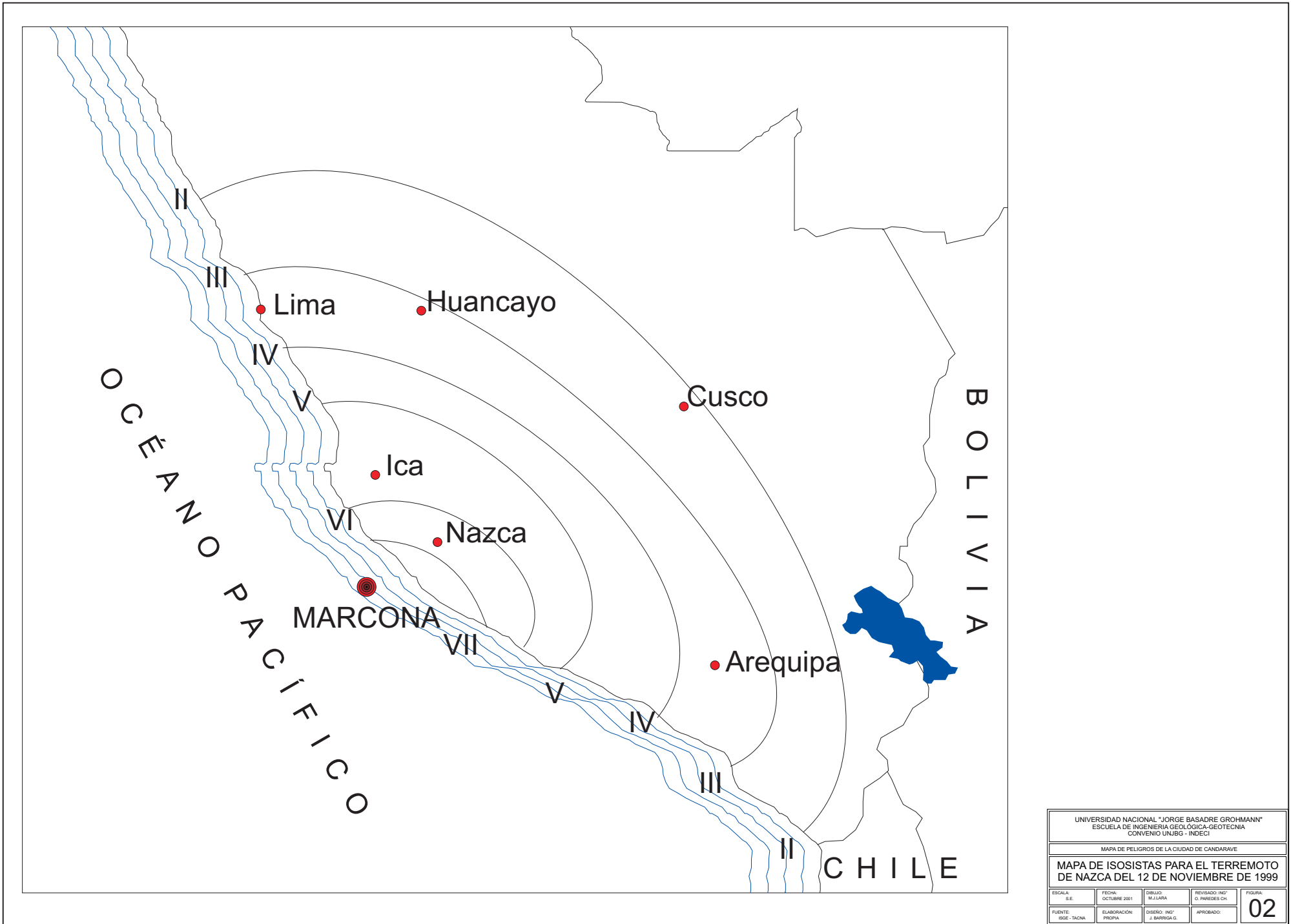


FUENTE: CISMID



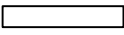
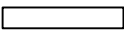
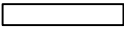
Sismo del 13 de Agosto de 1868 $M = 8 \frac{1}{2}$; $M_i = 9$; $M_w = 9.1$ curvas isosistas según Mercalli Modificada (Kausel, 1985)

UNIVERSIDAD NACIONAL "JORGE BASADRE GROHMANN" ESCUELA DE INGENIERIA GEOLÓGICA-GEOTECNIA CONVENIO UNJBG - INDECI				
MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE				
MAPA DE ISOSISTAS PARA EL TERREMOTO DEL 13 DE AGOSTO DE 1868				
ESCALA: S.E.	FECHA: OCTUBRE 2001	DIBUJO: M.J.LARA	REVISADO: ING° O. PAREDES CH.	FIGURA: 01
FUENTE: ISGE - TACNA	ELABORACIÓN: PROPIA	DISEÑO: ING° J. BARRIGA G.	APROBADO:	



UNIVERSIDAD NACIONAL "JORGE BASADRE GROHMANN"				
ESCUELA DE INGENIERIA GEOLÓGICA-GEOTECNIA				
CONVENIO UNJBG - INDECI				
MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE				
MAPA DE ISOSISTAS PARA EL TERREMOTO DE NAZCA DEL 12 DE NOVIEMBRE DE 1999				
ESCALA:	FECHA:	DIBUJO:	REVISADO IN2:	FIGURA:
S.E.	OCTUBRE 2001	M.J. LARA	O. PAREDES CH.	02
FUENTE:	ELABORACIÓN:	DISEÑO: IN2:	APROBADO:	
BDG - TACNA	PROPIA	J. BARRIGA G.		



FACTORES DE ZONA		
ZONA	SIMBOLOGIA	FACTOR DE ZONA - Z (g)
3		0.40
2		0.30
1		0.16

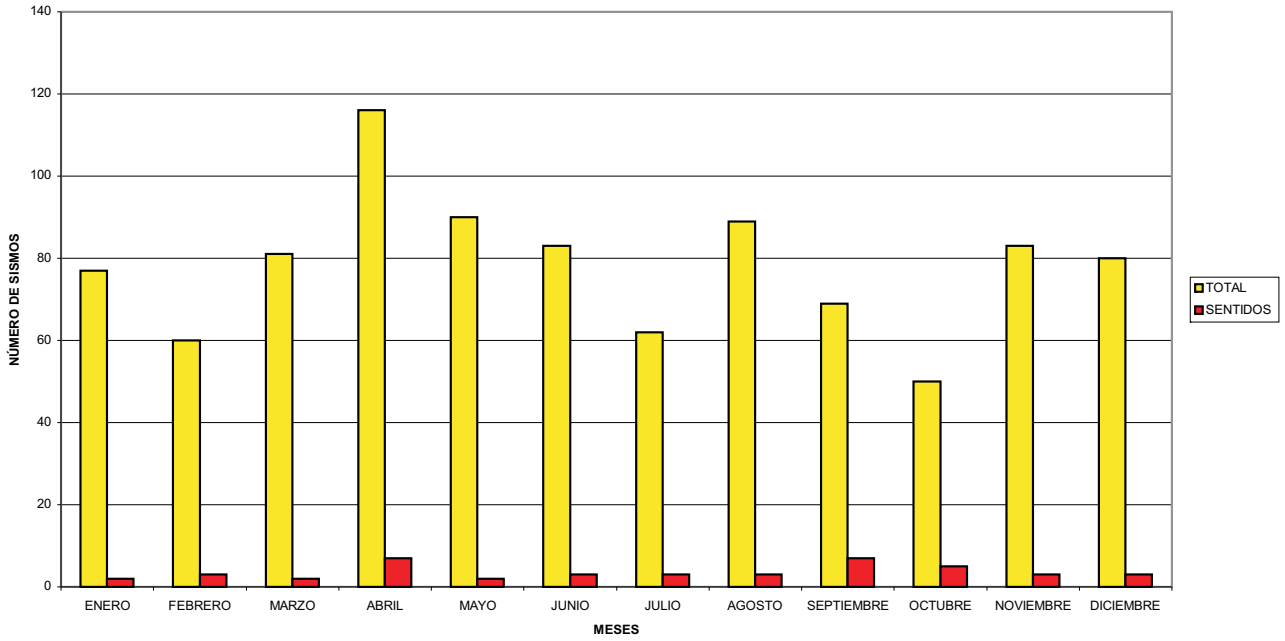
UNIVERSIDAD NACIONAL "JORGE BASADRE GROHMANN"-TACNA
 ESCUELA DE INGENIERIA GEOLOGICA-GEOTECNIA
 CONVENIO UNJBG - INDECI

MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE

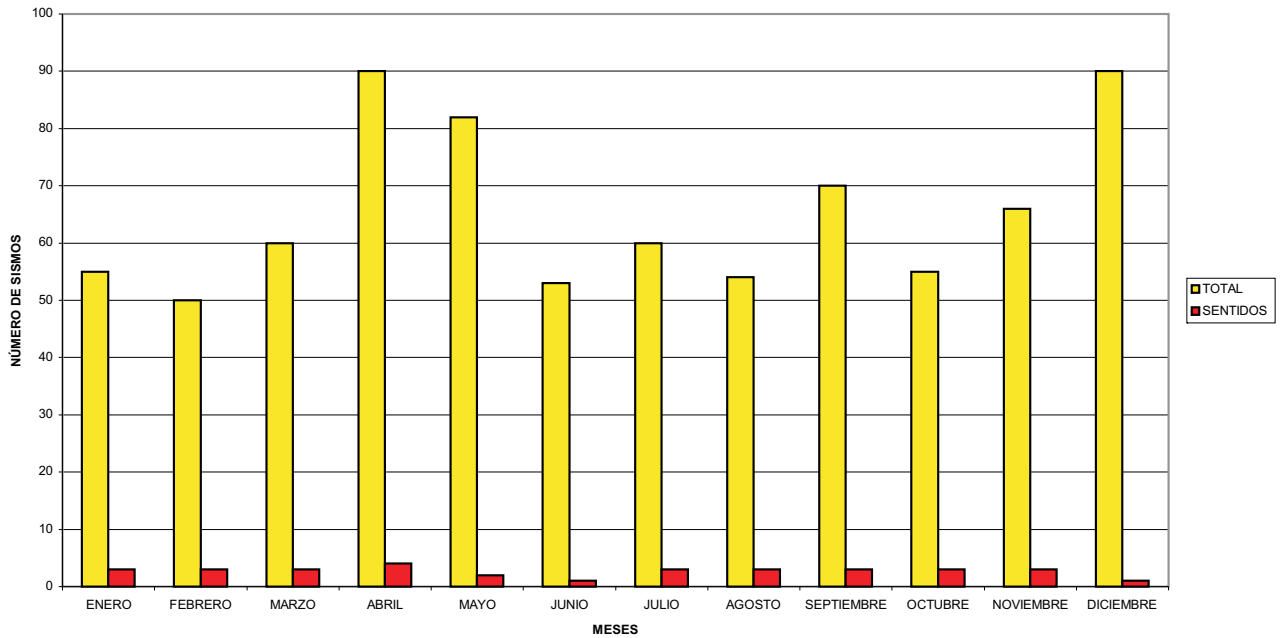
**ZONAS SISMICAS SEGÚN
 NORMA PERUANA E-030,1997**

ESCALA: GRAFICA	FECHA: OCTUBRE 2001	DIBUJO CAD: L. LOYOLA C.	REVISADO: ING° O. PAREDES CH.	FIGURA: 03
FUENTE: M.T.C.	ELABORACIÓN: PROPIA	DISEÑO: ING° R. JUÁREZ C.	APROBADO:	

SISMICIDAD 1997



SISMICIDAD 1998



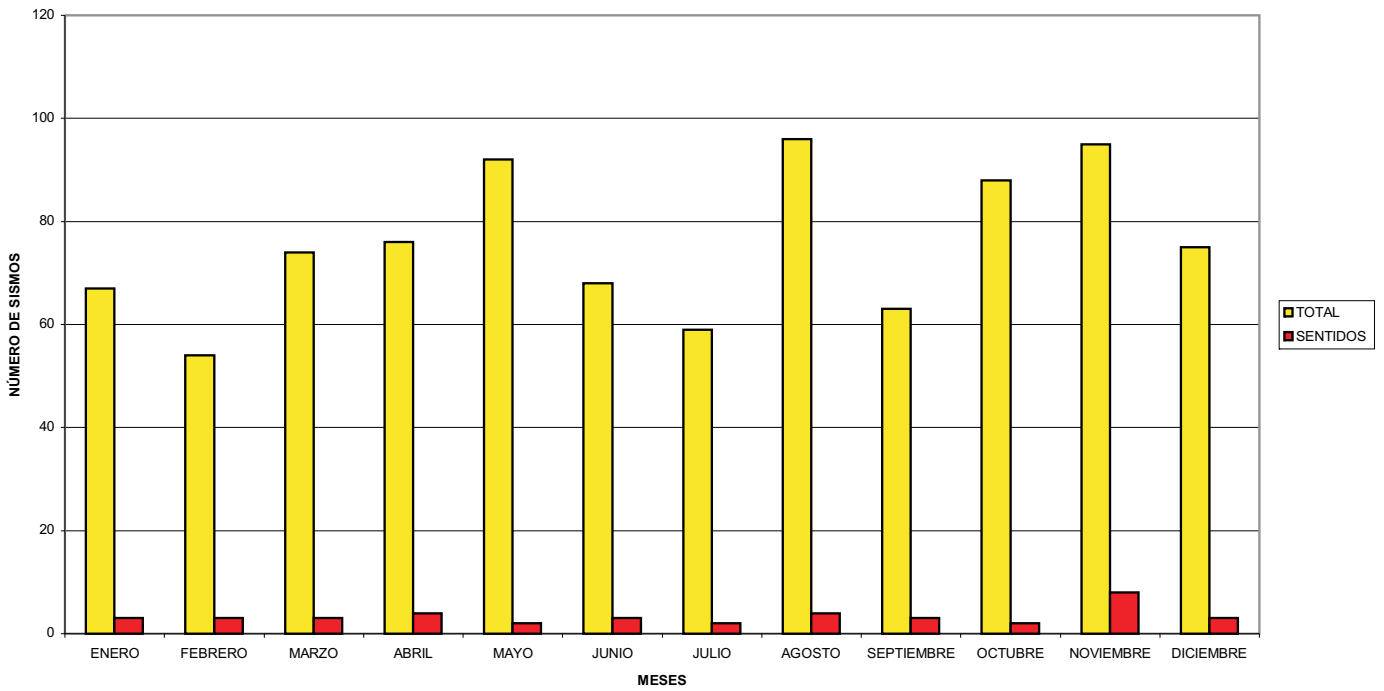
UNIVERSIDAD NACIONAL "JORGE BASADRE GROHMANN"
 ESCUELA DE INGENIERIA GEOLÓGICA-GEOTECNIA
 CONVENIO UNJBG - INDECI - PROYECTO PNUD PER 98/018

MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE TACNA

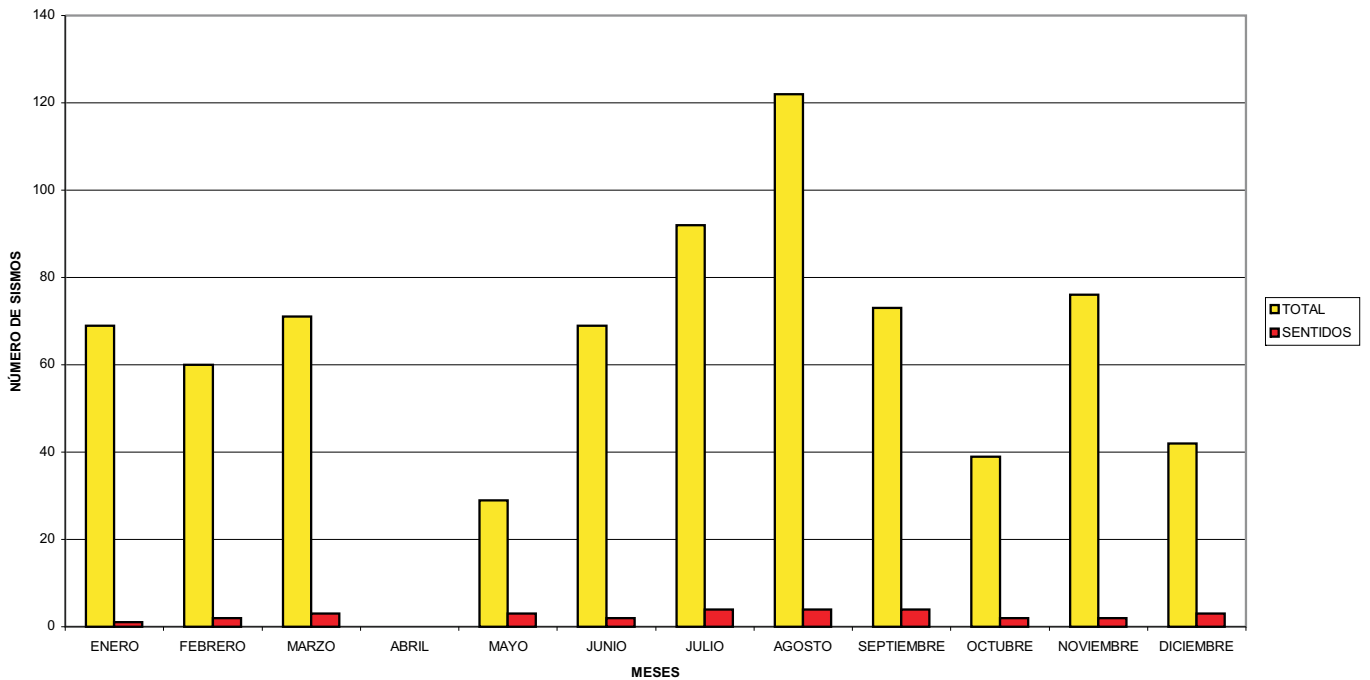
ACTIVIDAD SÍSMICA DE LOS AÑOS
 1997 - 1998

ESCALA: S.E.	FECHA: OCTUBRE 2001	DIBUJO: M.J.LARA	REVISADO: ING° O. PAREDES CH.	FIGURA: 04
FUENTE: ISGE - TACNA	ELABORACIÓN: PROPIA	DISEÑO: ING° J.BARRIGA G.	APROBADO:	

SISMICIDAD 1999



SISMICIDAD 2000



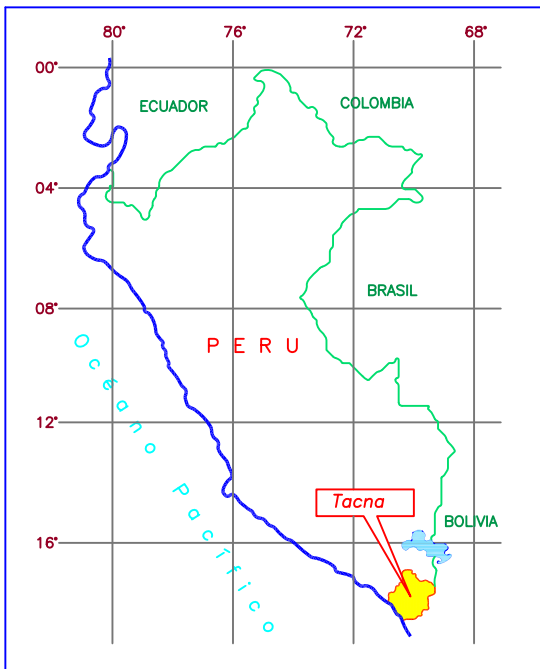
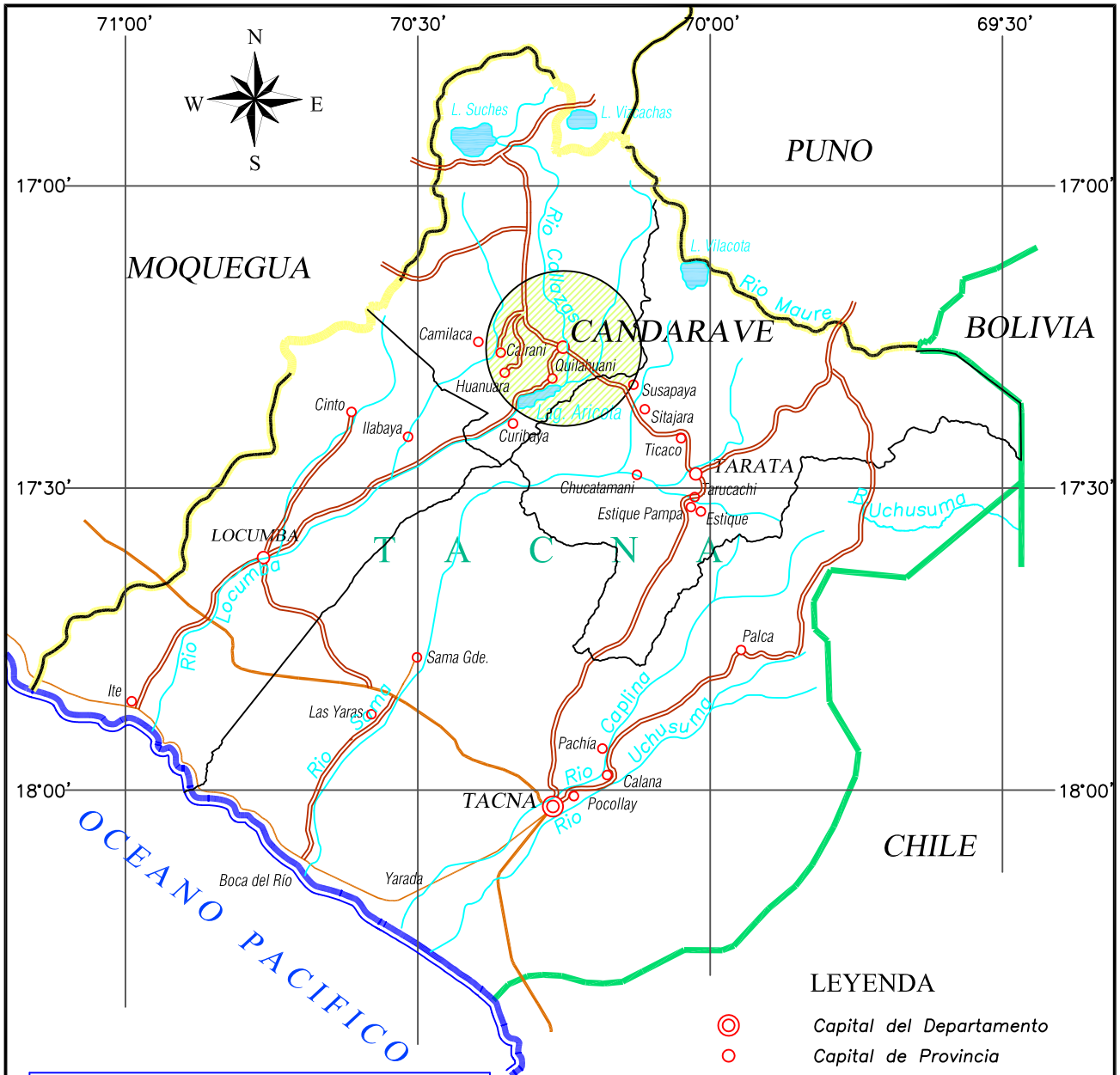
UNIVERSIDAD NACIONAL "JORGE BASADRE GROHMANN"
 ESCUELA DE INGENIERIA GEOLÓGICA-GEOTECNIA
 CONVENIO UNJBG - INDECI - PROYECTO PNUD PER 98/018

MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE TACNA

**ACTIVIDAD SÍSMICA DE LOS AÑOS
 1999 - 2000**

ESCALA: S.E.	FECHA: OCTUBRE 2001	DIBUJO: M.J.LARA	REVISADO: ING° O. PAREDES CH.	FIGURA: 05
FUENTE: ISGE - TACNA	ELABORACIÓN: PROPIA	DISEÑO: ING° J. BARRIGA G.	APROBADO:	

ILUSTRACIONES



LEYENDA

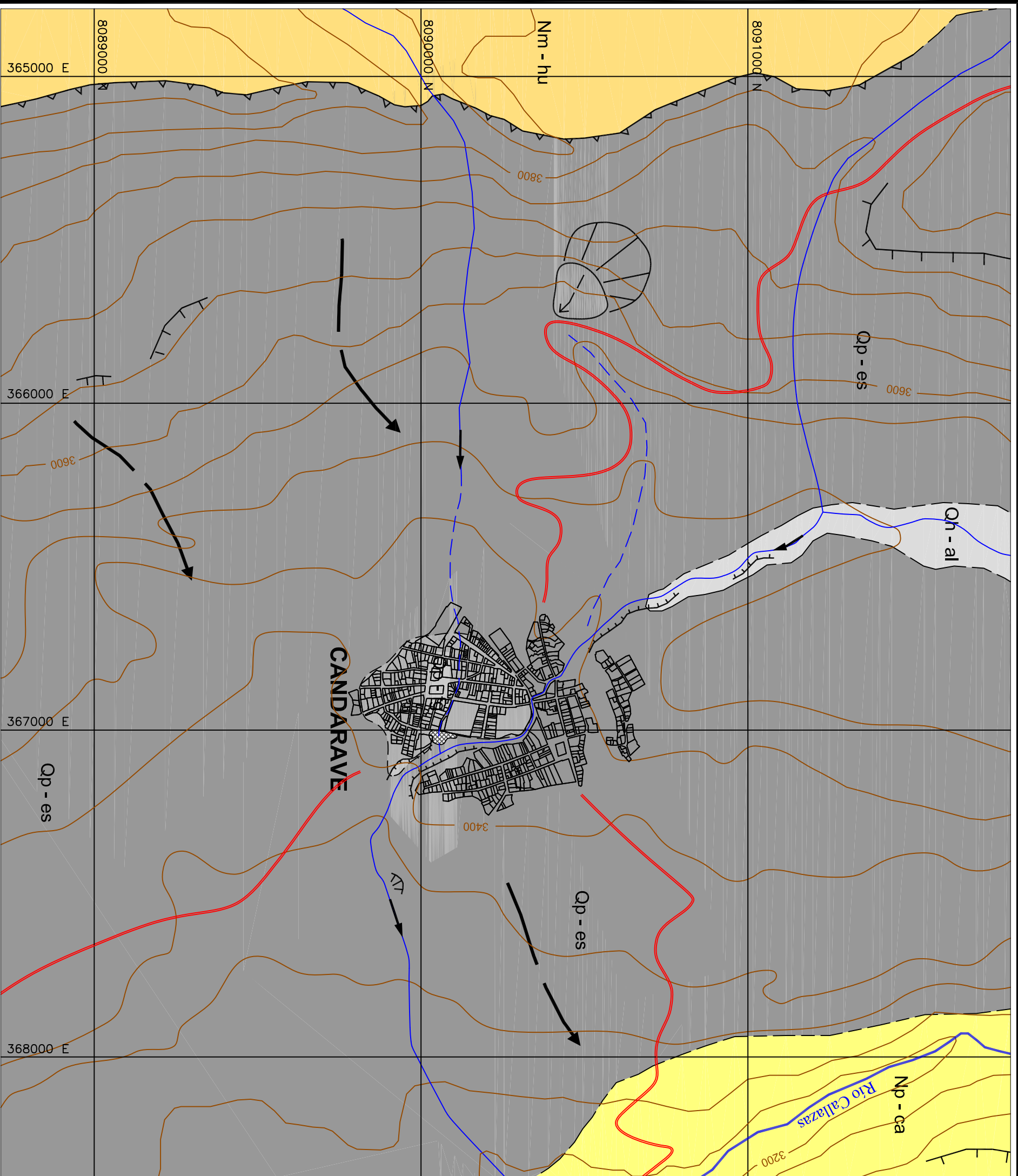
-  Capital del Departamento
-  Capital de Provincia
-  Capital de Distrito
-  Limite Internacional
-  Limite Departamental
-  Limite Provincial
-  Carretera Panamericana
-  Carretera Asfaltada
-  Carretera Afirmada
-  Zona de estudio

UNIVERSIDAD NACIONAL "JORGE BASADRE GROHMANN"-TACNA
 ESCUELA DE INGENIERIA GEOLOGICA-GEOTECNIA
 CONVENIO UNJBG - INDECI

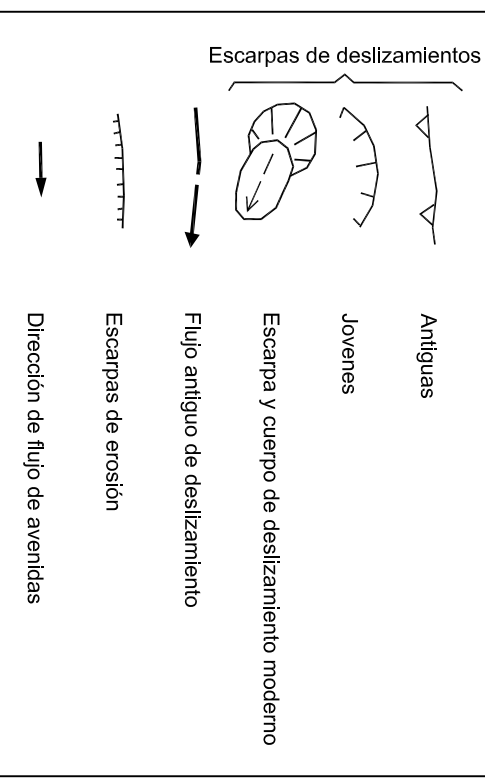
MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE

UBICACION DEL AMBITO DE ESTUDIO

ESCALA: 1:30'000,000	FECHA: OCTUBRE 2001	DIBUJO CAD: R. ZEVALLOS R.	REVISADO: ING° O. PAREDES CH.	ILUSTRACION: C-01
BASE TOPOG.: IGN	ELABORACION: PROPIA	DISEÑO: ISGE/UNJBG	APROBADO: ING°	



SIMBOLOGIA



LEYENDA

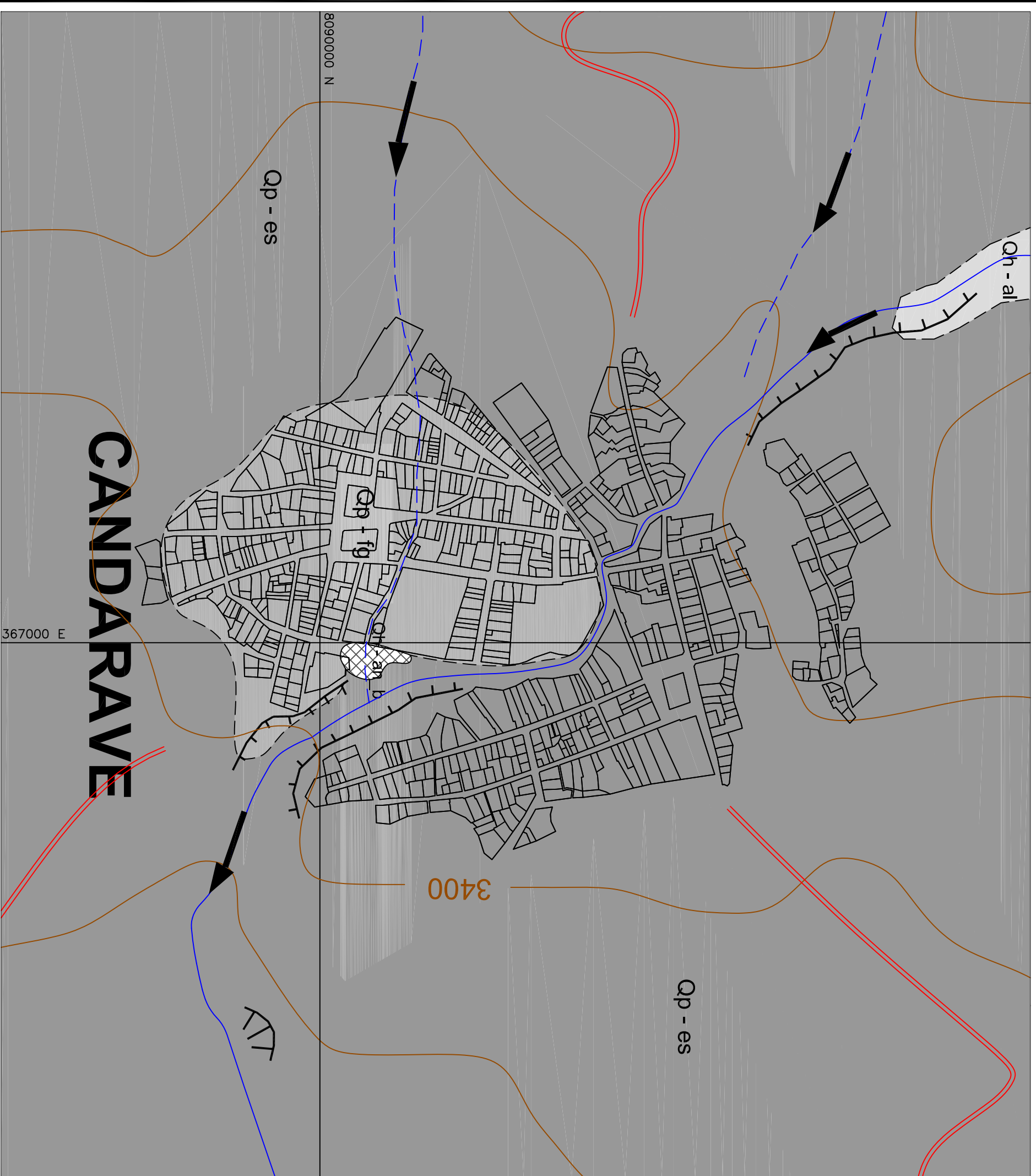
CENOZOICO		NEOGENO		CUATERNARIO	
					HOLOCENO
					PLEISTOCENO
			PLIOCENO		
			MIOCENO		
					Qh - al
					Qp - fg
					Qp - es
					Np - ca
					Nm - hu
					Depósitos aluviales
					Depósitos fluvio-glaciares
					Depósitos de escombros
					Formación Capillune
					Formación Huayillas

UNIVERSIDAD NACIONAL "JORGE BASADRE GROHMANN"-TACNA
 ESCUELA DE INGENIERIA GEOLOGICA-GEOTECNIA
 CONVENIO UNJBG - INDECI

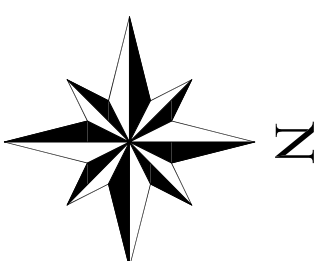
MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE

MAPA GEOLOGICO - GEOMORFOLOGICO

ESCALA: 1/12,500	FECHA: FEBRERO 2002	DIGITALIZACION: O. PAREDES	ILUSTRACION: C-02
BASE TOPOGRAFICA: I.G.N.	ELABORACION: PROPIA	DISEÑO: A. FLORES R. A. PINO Z.	APROBADO:



CANDARAVE



SIMBOLOGIA	
	Escarpa de deslizamiento moderno
	Escarpas de erosión
	Dirección de flujo de avenidas

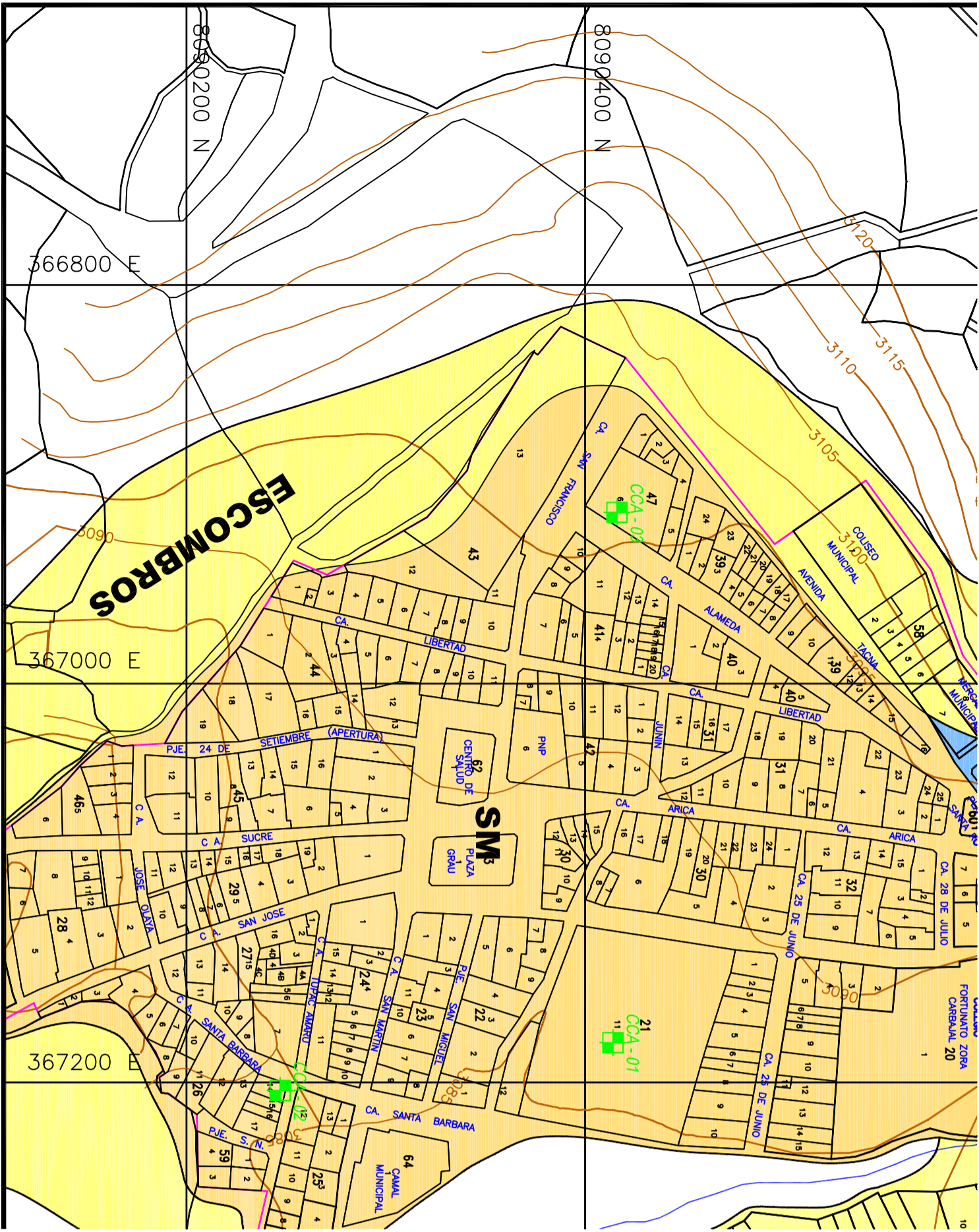
LEYENDA		
CENOZOICO		
CUATERNARIO		
Holoceno		Unidades litocentrífugas
Pleistoceno		Depósitos aluviales
		Depósitos fluvio-glaciares
		Depósitos de escombros

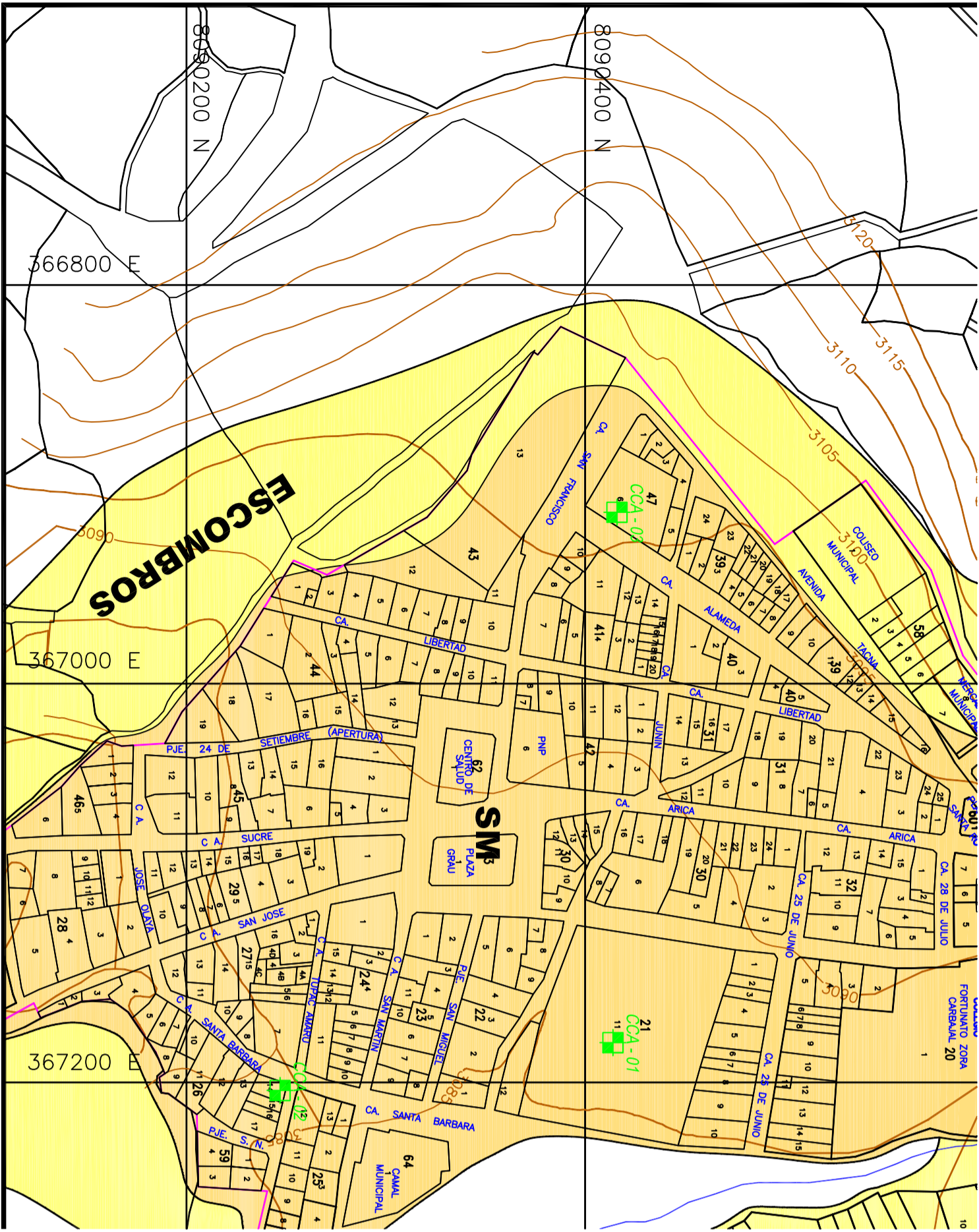
UNIVERSIDAD NACIONAL "JORGE BASADRE GROHMANN"-TACNA
 ESCUELA DE INGENIERIA GEOLOGICA-GEOTECNIA
 CONVENIO UNIBG - INDECI

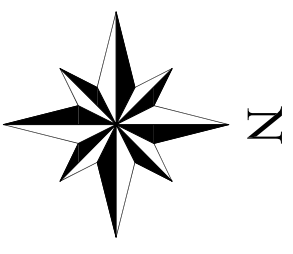
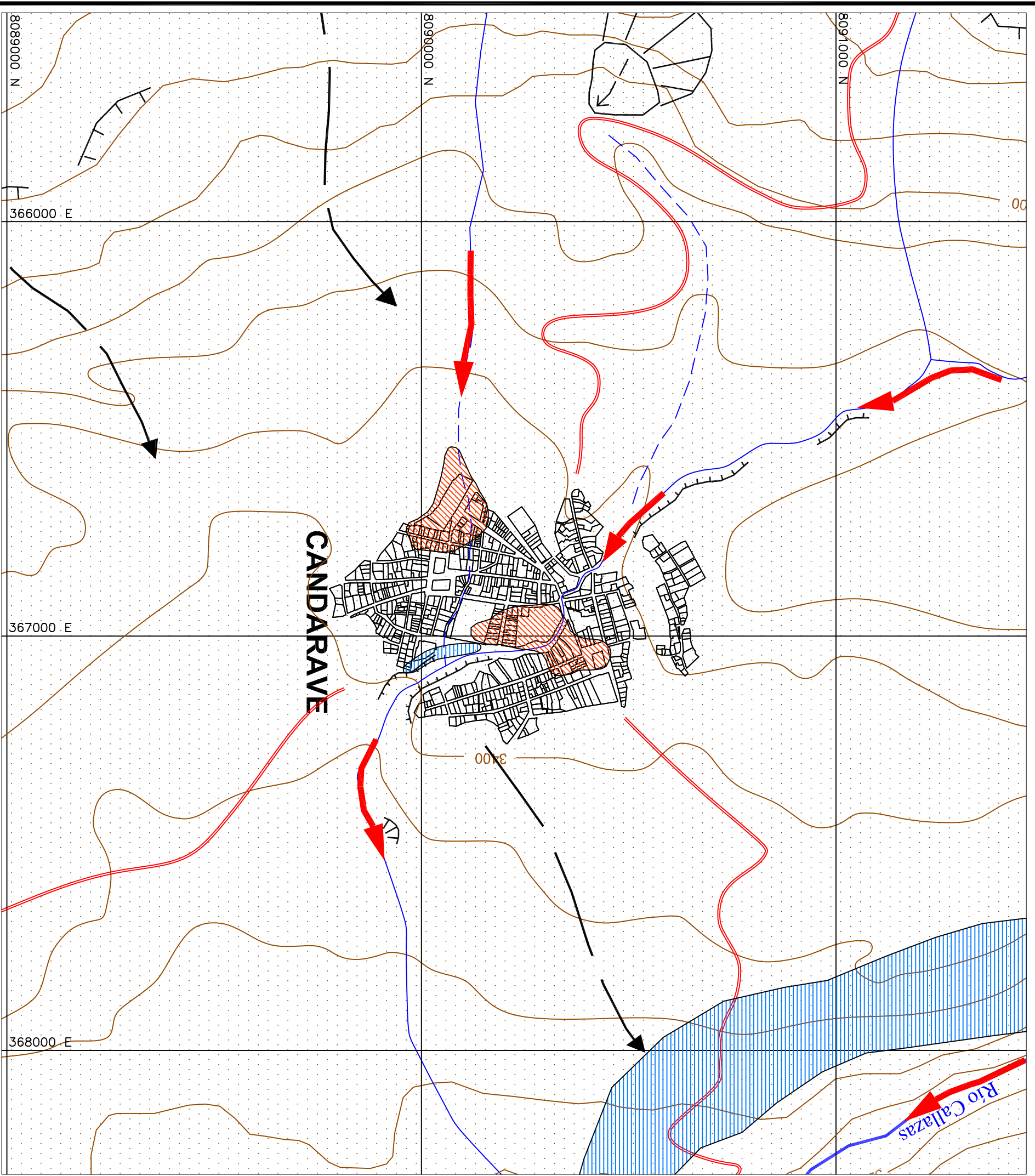
MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE

PLANO GEOLOGICO - GEOMORFOLOGICO DETALLADO

ESCALA: 1/5,000	FECHA: FEBRERO 2002	DIGITALIZACION: O. PAREDES	ILUSTRACION: C-03
BASE TOPOGRAFICA: I.G.N.	ELABORACION: PROPIA	DISEÑO: J. ACOSTA A. A. PINO Z.	APROBADO:







SIMBOLOGIA

Escarpas de deslizamientos	
	Antiguas
	Jovenes
	Escarpa y cuerpo de deslizamiento moderno
	Flujo antiguo de deslizamiento
	Escarpas de erosión

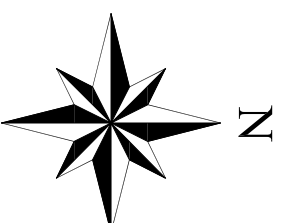
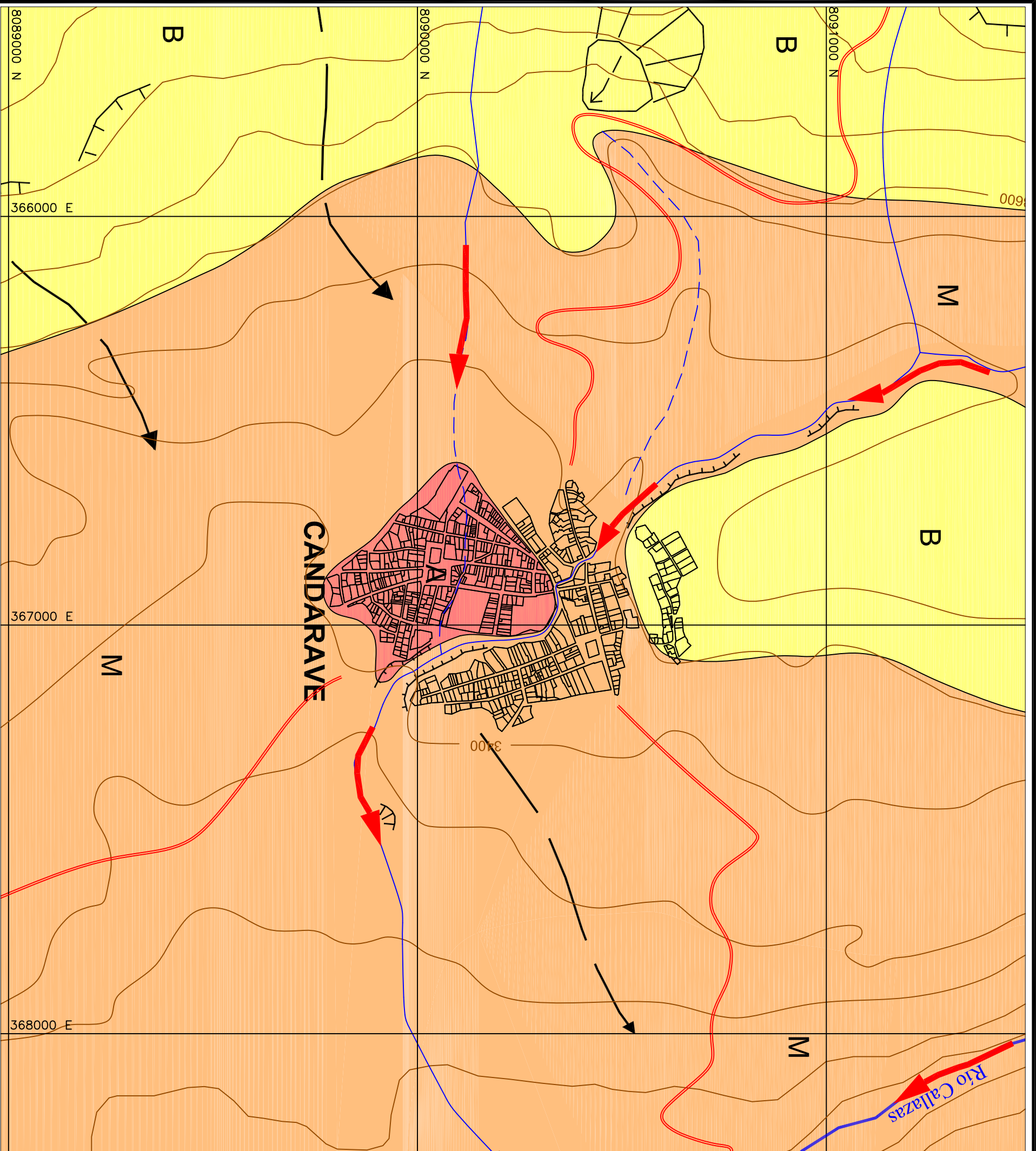
POTENCIAL DE PELIGRO		
LEYENDA	OBSERVACIONES	
	Sismico	Daños de viviendas
	Avenidas	Flujos de lodo
	Inundaciones	Daños en viviendas
	Posible reactivación de deslizamientos	Reactivación por exceso de humedad y gravedad

UNIVERSIDAD NACIONAL "JORGE BASADRE GROHMANN"-TACNA
 ESCUELA DE INGENIERIA GEOLOGICA-GEOTECNIA
 CONVENIO UNJBG - INDECI

MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE

MAPA DE PELIGROS POTENCIALES

ESCALA: 1/10,000	FECHA: FEBRERO 2002	DIGITALIZACION: O. PAREDES	REVISADO: O. PAREDES	ILUSTRACION: C-06
BASE TOPOGRAFICA: I.G.N.	ELABORACION: PROPIA	DISENO: J. ACOSTA A. A. FLORES R. A. PINO Z.	APROBADO:	



SIMBOLOGIA

Escarpas de deslizamientos

- Antiguas (Symbol: dashed line with triangles)
- Jovenes (Symbol: dashed line with triangles)
- Escarpa y cuerpo de deslizamiento moderno (Symbol: dashed line with triangles and a shaded area)
- Flujo antiguo de deslizamiento (Symbol: dashed line with arrows)
- Escarpas de erosión (Symbol: dashed line with triangles)
- Avenidas (Symbol: red arrow)

LEYENDA

NIVEL DE VULNERABILIDAD	PELIGROS			
	Sismico	Avenidas	Inundaciones	Reactivación Deslizamientos
A ALTA	S	I	I	AD
M MEDIA	I	AD/ND	AD/ND	S/ND
B BAJA	AD	ND	ND	ND

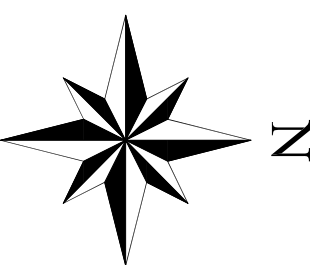
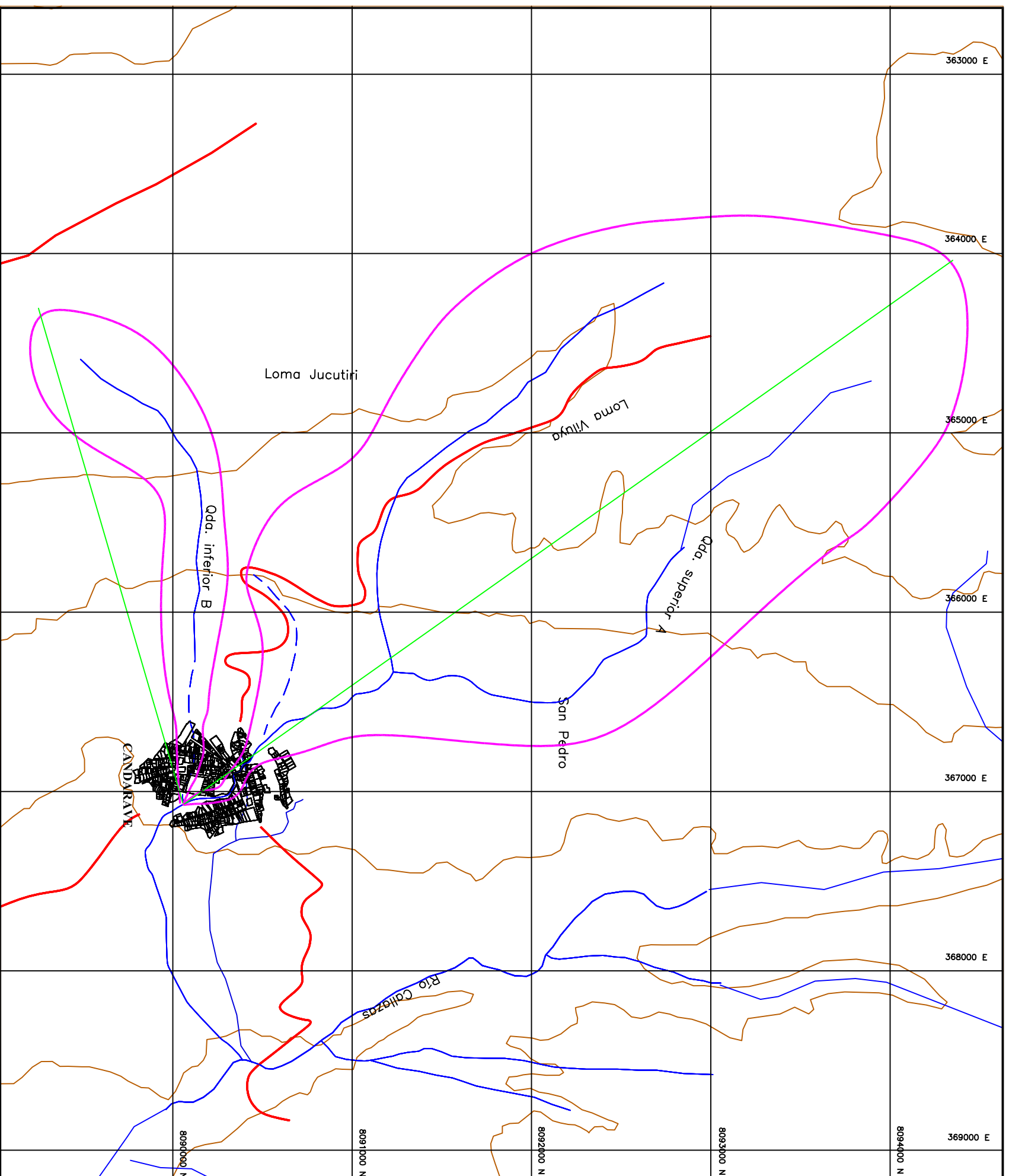
S: Severo
I: Intenso
AD: Algunos daños
ND: Ningun daño

UNIVERSIDAD NACIONAL "JORGE BASADRE GROHMANN"-TACNA
 ESCUELA DE INGENIERIA GEOLOGICA-GEOTECNIA
 CONVENIO UNBG - INDECI

MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE

MAPA DE VULNERABILIDAD

ESCALA: 1/10,000	FECHA: FEBRERO 2002	DIGITALIZACION: O. PAREDES	REVISADO: O. PAREDES	ILUSTRACION: C-07
BASE TOPOGRAF.: I.G.N.	ELABORACION: PROPIA	DISENO: J. ACOSTA A., A. FLORES R., A. PINO Z.	APROBADO:	



SIMBOLOGIA

	Cause de río
	Cause de Quebrada
	Limite del área de quebrada
	Longitud axial de la Quebrada
	Curvas de nivel
	Carretera

UNIVERSIDAD NACIONAL "JORGE BASADRE GROHMANN"-TACNA				
ESCUELA DE INGENIERIA GEOLOGICA-GEOTECNIA				
CONVENIO UNJBG - INDECI				
MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE				
PLANO HIDROLOGICO DE LA CIUDAD DE CANDARAVE				
ESCALA: 1/25,000	FECHA: FEBRERO 2002	DIGITALIZACION:	REVISADO: O. PAREDES	ILUSTRACION:
BASE TOPOGRAF.: UNJBG	ELABORACION: PROPIA	DISENO: W. CHAMBI T.	APROBADO:	C-08

ANEXOS

ENSAYOS DE LABORATORIO

UNIVERSIDAD NACIONAL "JORGE BASADRE GROHMANN" DE TACNA

Proyecto : "Mapa de Peligros de la Ciudad de Tacna"
 Ubicación : Tacna
 Distritos : Alto de la Alianza y Ciudad Nueva (Cono Norte) y la Ciudad de Tacna
 Convenio : Universidad Nacional "Jorge Basadre Grohmann" - INDEC

4TAS EJECUTADAS EN TACNA

CALICATA	UBICACIÓN DE MUESTRAS COORDENADA NORTE ESTE		MUESTRA	ENSAYOS REALIZADOS							CLASIFICACION SUIC								
				PROF. (m)	ANULO-METODO DE CONSISTENCIA			DENSIDAD IN SITU (g/cm ³)	HUMEDAD NATURAL (%)	ESPECIFICO (g/cm ³)		DENSIDAD MINIMA (g/cm ³)	PROCTOR				CORTE DIRECTO		
					L.L. (%)	L.P. (%)	I.P. (%)			REGADO GRUESO	REGADO FINO		D.M.S. (g/cm ³)	H.O. (%)	(C)	(°)			
C - 1		C.E. Mariscal Caceres s/n (Ciudad Nueva)	M-01	2,50	X	13,70	NP	NP	1,24	6,07		2,454	1,174	1,570	11,00	0,054	33,4	SM	
C - 2		C.E. Mariscal Caceres s/n (Ciudad Nueva)	M-01	2,50	X	22,50	NP	NP	1,36	9,95		2,511	1,313	1,613	9,40	0,162	28,1	SM	
C - 3		Frente a la Mz. 43 lote # 3 (Ciudad Nueva)	M-01	2,50	X	24,50	NP	NP	1,33	7,58		2,539	1,244	1,667	11,63	0,001	38,3	SM	
C - 4		Cruce de la Av. Internacional / la Av. Los Proceres (Ciudad Nueva)	M-01	2,50	X	17,60	17,30	0,30	1,42	8,28		2,547	1,253	1,648	16,60	0,140	27,5	SM	
C - 5		Av. Los precursores, Comité # 33 (Asoc. Villa El Triunfo, Ciudad Nueva)	M-01	2,50	X	23,77	NP	NP	1,48	3,90		2,451	1,429	1,640	10,85			SM	
C - 6		Cancha deportiva del Comité # 1 (Villa El Triunfo)	M-01	2,50	X	29,12	28,77	0,28	1,51	2,12		2,556	1,412	1,621	11,90			SM	
C - 7		Frente al domicilio Mz. 6 lote # 10 (cancha de tierra)	M-01	2,60	X	24,40	23,76	0,64	1,36	0,66		2,555	1,297	1,630	8,70	0,091	31,2	SM	
C - 8		C.E. Victor Raúl Haya de la Torre (Alto de la Alianza)	M-01	1,40	X	26,20	NP	NP	1,38	5,18		2,411	1,315	1,550	9,80	0,062	34,4	SM	
C - 9		C.E. Guillermo Auzá Arce - Av. El Sol (Alto de la Alianza)	M-01	1,20	X	25,60	25,01	0,59	1,35	8,84		2,413	1,276	1,600	10,90			SM	
C - 10		Comité # 18 (Ciudad Nueva)	M-01	3,00	X	NL	NP	NP	1,32	1,13		2,522	1,257	1,610	9,40	0,055	32,8	SM	
C - 11		Asoc. 28 de Agosto (Ciudad Nueva)	M-01	2,50	X	24,70	NP	NP	1,49	4,95		2,579	1,412	1,620	10,00	0,020	36,6	SM	
C - 12		Comité # 02 (Ciudad Nueva)	M-01	3,50	X	20,42	NP	NP	1,46	1,30		2,562	1,419	1,630	9,60			SM	
C - 13		Asoc. Simón Bolívar (Ciudad Nueva)	M-01	2,50	X	25,52	25,40	0,12	1,60	1,62		2,535	1,512	1,620	9,10	0,000	34,7	SM	
C - 14		Villa El Triunfo, comité # 1 Mz. 340 lote # 16 (Ciudad Nueva)	M-01	2,30	X	12,92	NP	NP	1,60	1,08		2,519	1,482	1,688	13,20	0,006	35,6	SM	
C - 15		Asoc. Simón Bolívar Mz. 160 (Ciudad Nueva)	M-01	2,10	X	29,85	NP	NP	1,52	1,29		2,529	1,417			0,000	41,1	SM	
C - 16		C.E. Don José de San Martín (Alto de la Alianza)	M-01	2,30	X	30,00	NP	NP		7,82	2,65	2,619						SM	
			M-02	1,55	X	24,82	NP	NP	1,48	2,80		2,570	1,402	1,660	9,60	0,024	35,3	SM	
C - 17		Calle Mateo Silva s/n Plaza del comité # 29 (Ciudad Nueva)																	
C - 18		Comedor Mun. Alto de la Alianza, Av. G. Albaracín (Asoc. Mariscal Miller)	M-01	0,50	X	27,74	NP	NP		6,81		2,594	1,101					SM	
			M-02	2,10	X	27,75	27,13	0,62	1,19	6,60		2,324		1,520	15,80			SM	
C - 19		Intersección Av. Yapeyu con Calle Etias Aguirre (Alto de la Alianza)	M-01	2,20	X	23,30	22,21	1,09	1,46	7,16		2,513	1,291	1,670	17,40	0,074	36,3	SM	
C - 20		Plaza Juan Velasco Alvarado (Alto de la Alianza)																	
C - 21		Av. Circunvalación (frente a la ladrillera Martorell)																	
C - 22		Intersección de Av. El Sol / Av. Alcides Carrión (Ciudad Nueva)	M-01	2,50	X	26,89	NP	NP	1,37	1,80		2,555	1,342	1,556	11,00	0,000	38,3	SM	
C - 23		Asoc. Alberto Fujimori, Av. Milton Carbajal s/n. (Alto de la Alianza)																	
C - 24		Tecnológico Francisco de Paula Gonzales Vigil (Alto de la Alianza)																	
C - 25		C.E. Fortunato Zora Carbajal (Alto de la Alianza)	M-01	1,80	X	28,00	27,79	0,21	1,44	13,77		2,480	1,352	1,595	11,70	0,019	38,5	SM	
C - 26		Comité # 12, Mz. 35 lote # 1 (Ciudad Nueva)	M-01	2,20															
C - 27		C. E. Cohaila Tamayo (Ciudad Nueva)	M-01	2,20	X	29,80	NP	NP		2,33		2,512	1,266					SM	
			M-02	3,10	X	27,00	NP	NP	1,36	4,32		2,541		1,630	8,90	0,000	35,6	SM	
C - 28		J. V. Tupac Amaru, en la plataforma deportiva (Alto de la Alianza)																	
C - 29		Asoc. Ramon Copaja Mz. A lote # 29 (Alto de la Alianza)	M-01	1,70	X	30,60	29,75	0,85		6,58		2,506	1,243	1,604	8,70	0,074	36,3	SM	
			M-02	2,20	X	19,80	15,77	4,03	1,36	8,66		2,378						ML	

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

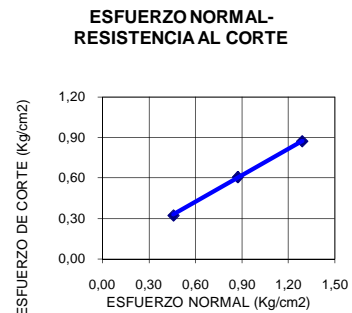
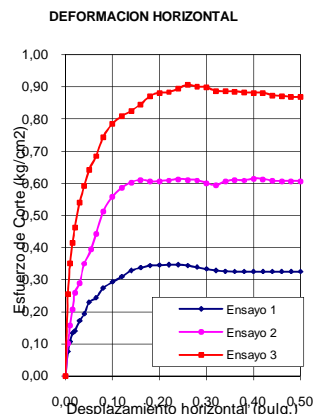
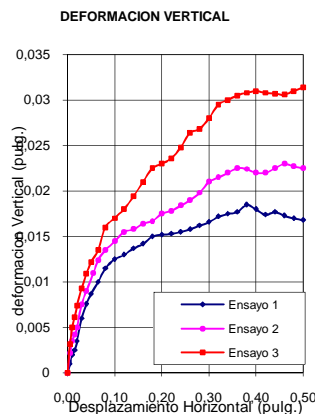
PROYECTO: MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE
UBICACION: INSTITUTO SUPERIOR TECNOLOGICO
SOLIC. POR: INDECI

CALICATA: CCA-01/M-2
PROFUND.: 1.00 m.
FECHA: enero-02

CORTE DIRECTO RESIDUAL

ASTM D-3080

CONTENIDO DE HUMEDAD				
ESPECIMEN N°		1	2	3
I	RECIPIENTE Nro.	1	2	3
N	PESO SUELO HUMEDO + TARA (gr.)	34,20	35,78	34,56
I	PESO SUELO SECO + TARA (gr.)	31,95	33,35	32,30
C	PESO DE LA TARA (gr.)	15,30	15,25	15,3
I	PESO DE AGUA (gr.)	2,25	2,43	2,26
A	PESO DE SUELO SECO (gr.)	16,65	18,10	17,00
L	PORCENTAJE DE HUMEDAD (%)	13,51	13,43	13,29
F	RECIPIENTE Nro.	4	5	6
F	PESO SUELO HUMEDO + TARA (gr.)	24,56	28,94	27,12
I	PESO SUELO SECO + TARA (gr.)	23,45	27,36	25,75
N	PESO DE LA TARA (gr.)	15,20	15,25	15,15
A	PESO DE AGUA (gr.)	1,11	1,58	1,37
L	PESO DE SUELO SECO (gr.)	8,25	12,11	10,60
L	PORCENTAJE DE HUMEDAD (%)	13,45	13,05	12,92
APLICACIONES DE CARGA				
VELOCIDAD DE CARGA (mm/min)		1,00	1,00	1,00
CARGA NORMAL (kg)		14,35	27,35	40,35
ESFUERZO NORMAL (kg/cm ²)		0,46	0,87	1,29
ESFUERZO TANGENCIAL (Kg / cm ²)		0,33	0,61	0,87
PESO DE LA SEMI-CAJA SUPERIOR (kg)		0,861	0,861	0,861
PESO DEL PISTON DE CARGA (Kg)		0,484	0,484	0,484
DESCRIPCION DE LA MUESTRA				
CARACTERISTICAS			TIPO DE MUESTRA	
DIAMETRO	6.31 cm	AREA	31.3 cm ²	NATURAL
ALTURA	2.1 cm	VOLUMEN	65.7 cm ³	COMPACTADA(DENS. NAT.)
				X



COHESION	ANGULO DE FRICCION
Kg/cm ²	GRADOS
0,029	33,3

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN DE TACNA
 FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA - GEOTECNIA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO: MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE TACNA
UBICACION: C. E. MARISCAL CACERES S/N (CIUDAD NUEVA)
SOLIC. POR: INDECI

CALICATA: CT - 01
PROFUND.: 2.50 m.
MUESTRA:

MUESTREADO POR: ARTURO RAMOS	REALIZADO POR: ING. LUIS MAMANI TITO
REV. POR: ING. PIO COILA VALDEZ	FECHA: 20/08/2001

CORTE DIRECTO						
CARACTERISTICAS DE LA MUESTRA			CONTENIDO DE HUMEDAD			
			RECIPIENTE Nro.	1	2	
DIAMETRO (cm)	6,32		PESO SUELO HUMEDO + TARA	58,69		61,25
AREA (cm ²)	31,30		PESO SUELOS SECO + TARA	56,23		59,62
ALTURA (cm)	2,10		PESO DE LA TARA	15,20		15,68
PESO (grs)	65		PESO DE AGUA	2,46		1,63
VOLUMEN (cm ³)	65,7		PESO DE SUELO SECO	41,03		43,94
DENSIDAD SECA (grs/cm ³)	0,99		CONTENIDO DE AGUA (%)	6,00		3,71
TIPO DE MUESTRA			APLICACIONES DE CARGA			
NATURAL	x		DIAMETRO DEL ANILLO			6,35
COMPACTADA			VELOCIDAD DE CARGA (mm/min)			1,00
W OPT			CARGA NORMAL (kg)			14,345
DENSIDAD MAX.			ESFUERZO NORMAL (kg/cm ²)			0,46
% DE COMPACTACION			PESO DE LA SEMI-CAJA SUPERIOR (kg)			0,861
			PESO DEL PISTON DE CARGA (kg)			0,484
DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL		DEFORMACION VERTICAL		DEFORMACION HORIZONTAL		ESFUERZO DE CORTE
DIAL	Pulg.	DIAL	Pulg.	DIAL	kgF	kgF/cm ²
0	0,00	0	0	0	0,0	0,00
5	0,01	10	0,0010	60	2,4	0,08
10	0,01	20	0,0020	84	3,4	0,11
15	0,02	25	0,0025	105	4,2	0,13
20	0,02	35	0,0035	110	4,4	0,14
30	0,03	60	0,0060	135	5,4	0,17
40	0,04	76	0,0076	152	6,1	0,19
50	0,05	87	0,0087	180	7,2	0,23
65	0,07	100	0,0100	191	7,6	0,24
80	0,08	115	0,0115	215	8,6	0,27
100	0,10	125	0,0125	230	9,2	0,29
120	0,12	130	0,0130	243	9,7	0,31
140	0,14	137	0,0137	258	10,3	0,33
160	0,16	142	0,0142	265	10,6	0,34
180	0,18	150	0,0150	270	10,8	0,35
200	0,20	152	0,0152	271	10,8	0,35
220	0,22	153	0,0153	272	10,9	0,35
240	0,24	155	0,0155	272	10,9	0,35
260	0,26	158	0,0158	270	10,8	0,35
280	0,28	162	0,0162	266	10,6	0,34
300	0,30	166	0,0166	262	10,5	0,33
320	0,32	172	0,0172	258	10,3	0,33
340	0,34	175	0,0175	256	10,2	0,33
360	0,36	177	0,0177	255	10,2	0,33
380	0,38	185	0,0185	255	10,2	0,33
400	0,40	180	0,0180	255	10,2	0,33
420	0,42	174	0,0174	255	10,2	0,33
440	0,44	177	0,0177	255	10,2	0,33
460	0,46	173	0,0173	255	10,2	0,33
480	0,48	170	0,0170	255	10,2	0,33
500	0,50	168	0,0168	255	10,2	0,33

Ing. Luis Mamani Tito
 Laboratorio de Suelos

Ing. Pio Coila Valdez
 Responsable

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN
 FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS
 ESCUELA DE INGENIERIA GEOLOGICA - GEOTECNIA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO: #jREF!
 UBICACION: #jREF!
 SOLIC. POR: #jREF!

CALICATA: #jREF!
 PROFUND.: #jREF!
 MUESTRA: #jREF!

MUESTREADO POR: #jREF! REALIZADO POR: #jREF!
 REV. POR: #jREF! FECHA: #jREF!

CORTE DIRECTO

CARACTERISTICAS DE LA MUESTRA		CONTENIDO DE HUMEDAD				
		RECIPIENTE Nro.		1	2	
DIAMETRO (cm)	6,32	PESO SUELO HUMEDO + TARA		58,69		61,25
AREA (cm ²)	31,3	PESO SUELOS SECO + TARA		56,23		59,62
ALTURA (cm)	2,82	PESO DE LA TARA		15,20		15,68
PESO (grs)	65	PESO DE AGUA		2,46		1,63
VOLUMEN (cm ³)	88,3	PESO DE SUELO SECO		41,03		43,94
DENSIDAD SECA (grs/cm ³)	0,74	CONTENIDO DE AGUA (%)		6,00		3,71
TIPO DE MUESTRA		APLICACIONES DE CARGA				
NATURAL	x	DIAMETRO DEL ANILLO				6,35
COMPACTADA		VELOCIDAD DE CARGA (mm/min)				1,00
W OPT	#jREF!	CARGA NORMAL (kg)				27,345
DENSIDAD MAX.	#jREF!	ESFUERZO NORMAL (kg/cm ²)				0,87
% DE COMPACTACION	#jREF!	PESO DE LA SEMI-CAJA SUPERIOR (kg)				0,861
		PESO DEL PISTON DE CARGA				0,484
DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL		DEFORMACION VERTICAL		DEFORMACION HORIZONTAL		ESFUERZO DE CORTE
DIAL	Pulg.	DIAL	Pulg.	DIAL	kgF	kgF/cm ²
0	0,00	0	0	0	0,0	0,00
5	0,01	22	0,0022	79	3,2	0,10
10	0,01	35	0,0035	124	5,0	0,16
15	0,02	42	0,0042	163	6,5	0,21
20	0,02	50	0,0050	203	8,1	0,26
30	0,03	75	0,0075	227	9,1	0,29
40	0,04	90	0,0090	274	11,0	0,35
55	0,06	110	0,0110	309	12,4	0,39
65	0,07	124	0,0124	347	13,9	0,44
80	0,08	135	0,0135	401	16,0	0,51
100	0,10	145	0,0145	437	17,5	0,56
120	0,12	155	0,0155	459	18,4	0,59
140	0,14	158	0,0158	472	18,9	0,60
160	0,16	164	0,0164	478	19,1	0,61
180	0,18	167	0,0167	474	19,0	0,61
200	0,20	175	0,0175	475	19,0	0,61
220	0,22	178	0,0178	477	19,1	0,61
240	0,24	184	0,0184	480	19,2	0,61
260	0,26	190	0,0190	478	19,1	0,61
280	0,28	198	0,0198	477	19,1	0,61
300	0,30	210	0,0210	470	18,8	0,60
320	0,32	215	0,0215	465	18,6	0,59
340	0,34	220	0,0220	474	19,0	0,61
360	0,36	225	0,0225	478	19,1	0,61
380	0,38	224	0,0224	477	19,1	0,61
400	0,40	220	0,0220	481	19,2	0,61
420	0,42	220	0,0220	480	19,2	0,61
440	0,44	225	0,0225	476	19,0	0,61
460	0,46	230	0,0230	475	19,0	0,61
480	0,48	227	0,0227	475	19,0	0,61
500	0,50	225	0,0225	475	19,0	0,61

Ing. Luis Mamani Tito
 Laboratorio de Suelos

Ing. Pio Coila Valdez
 Responsable

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN
 FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS
 ESCUELA DE INGENIERIA GEOLOGICA - GEOTECNIA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO: #jREF!
 UBICACION: #jREF!
 SOLIC. POR: #jREF!

CALICATA: #jREF!
 PROFUND.: #jREF!
 MUESTRA: #jREF!

MUESTREADO POR: #jREF! REALIZADO POR: #jREF!
 REVIZADO POR: #jREF! FECHA: #jREF!

CORTE DIRECTO

CARACTERISTICAS DE LA MUESTRA		CONTENIDO DE HUMEDAD				
		RECIPIENTE Nro.	1		2	
DIAMETRO (cm)	6,35	PESO SUELO HUMEDO + TARA	58,69	61,25		
AREA (cm2)	31,3	PESO SUELOS SECO + TARA	56,23	59,62		
ALTURA (cm)	2,82	PESO DE LA TARA	15,20	15,68		
PESO (grs)	65	PESO DE AGUA	2,46	1,63		
VOLUMEN (cm3)	88,3	PESO DE SUELO SECO	41,03	43,94		
DENSIDAD SECA (grs/cm3)	0,74	CONTENIDO DE AGUA (%)	6,00	3,71		
TIPO DE MUESTRA		APLICACIONES DE CARGA				
NATURAL	x	DIAMETRO DEL ANILLO	6,35			
COMPACTADA		VELOCIDAD DE CARGA (mm/min)	1,00			
W OPT	#jREF!	CARGA NORMAL (kg)	40,345			
DENSIDAD MAX.	#jREF!	ESFUERZO NORMAL (kg/cm2)	1,29			
% DE COMPACTACION	#jREF!	PESO DE LA SEMI-CAJA SUPERIOR (kg)	0,861			
		PESO DEL PISTON DE CARGA	0,484			
DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL		DEFORMACION VERTICAL		DEFORMACION HORIZONTAL		ESFUERZO DE CORTE
DIAL	Pulg.	DIAL	Pulg.	DIAL	kgF	kgF/cm2
0	0,00	0	0	0	0,0	0,00
5	0,01	32	0,0032	200	8,0	0,26
10	0,01	50	0,0050	274	11,0	0,35
15	0,02	61	0,0061	325	13,0	0,42
20	0,02	74	0,0074	362	14,5	0,46
30	0,03	93	0,0093	423	16,9	0,54
40	0,04	109	0,0109	463	18,5	0,59
50	0,05	122	0,0122	502	20,1	0,64
65	0,07	135	0,0135	536	21,4	0,68
80	0,08	160	0,0160	582	23,3	0,74
100	0,10	170	0,0170	615	24,6	0,79
120	0,12	180	0,0180	633	25,3	0,81
140	0,14	194	0,0194	646	25,8	0,83
160	0,16	210	0,0210	662	26,5	0,85
180	0,18	225	0,0225	682	27,3	0,87
200	0,20	230	0,0230	690	27,6	0,88
220	0,22	236	0,0236	692	27,7	0,88
240	0,24	248	0,0248	700	28,0	0,89
260	0,26	264	0,0264	710	28,4	0,91
280	0,28	268	0,0268	705	28,2	0,90
300	0,30	280	0,0280	703	28,1	0,90
320	0,32	295	0,0295	695	27,8	0,89
340	0,34	300	0,0300	694	27,8	0,89
360	0,36	305	0,0305	693	27,7	0,89
380	0,38	308	0,0308	691	27,6	0,88
400	0,40	310	0,0310	690	27,6	0,88
420	0,42	308	0,0308	690	27,6	0,88
440	0,44	307	0,0307	684	27,4	0,87
460	0,46	306	0,0306	682	27,3	0,87
480	0,48	310	0,0310	680	27,2	0,87
500	0,50	314	0,0314	680	27,2	0,87

Ing. Luis Mamani Tito
 Laboratorio de Suelos

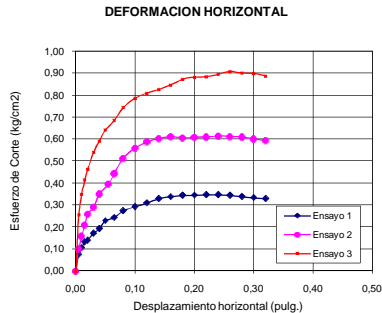
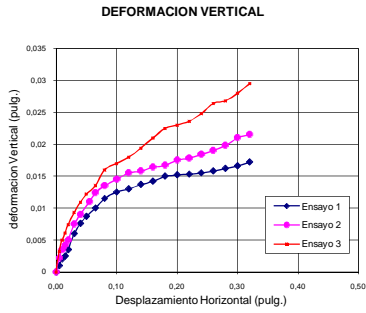
Ing. Pio Coila Valdez
 Responsable

UNIVERSIDAD NACIONAL "JORGE BASADRE GROHMANN" DE TACNA
 FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS
 ESCUELA DE INGENIERIA GEOLOGICA - GEOTECNIA
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO: ##### CALICATA: #####
 UBICACION: ##### PROFUND.: #####
 SOLIC. POR: ##### MUESTRA: #REF!

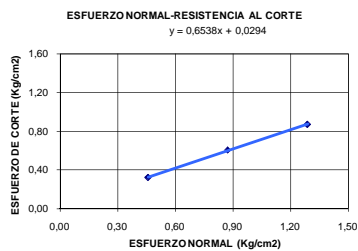
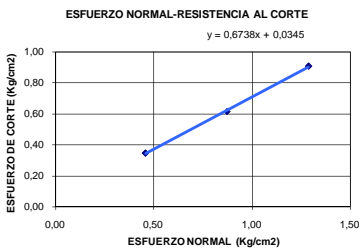
MUESTREADO POR: ##### REALIZADO POR: #####
 REVIZADO POR: ##### FECHA: #####

GRAFICO DE CORTE DIRECTO



0,35 0,61 0,91
 0,33 0,61 0,87

RELACION ESFUERZO NORMAL - ESFUERZO CORTANTE



PARA LOS GRAFICOS

X	Y	X	Y	X	ecua	X	ecua
0,46	0,35	0,46	0,33	0,46	0,35	0,46	0,33
0,87	0,61	0,87	0,61	0,87	0,62	0,87	0,60
1,29	0,91	1,29	0,87	1,29	0,88	1,29	0,87

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
-0,29	0,05	-0,31	0,02	-0,3	0,05	-0,30	0,029
-0,62	0,00	-0,55	0,06	-0,56	0,05	-0,57	0,029
0,643	0,571	0,677	0,5951	0,646	0,5737	0,65	0,58
0,705	0,614	0,631	0,5627	0,646	0,5737	0,65	0,58
32,7	34,09			32,87	33,18		
35,2	32,24			32,87	33,18		



Cohesión (C) = 0,026 0,036 0,051 **COHESION** 0,029
 Angulo de fricción (O) = 34,0 33,2 32,9 **Angulo** 33,2

Ing. Luis Mamani Tito
 Laboratorio de Suelos

Ing. Pio Coila Valdez
 Responsable

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

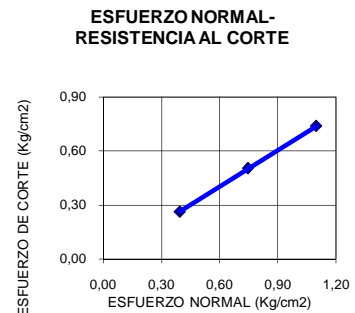
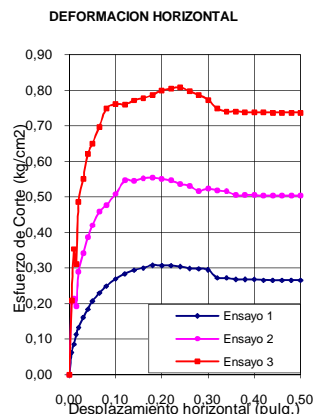
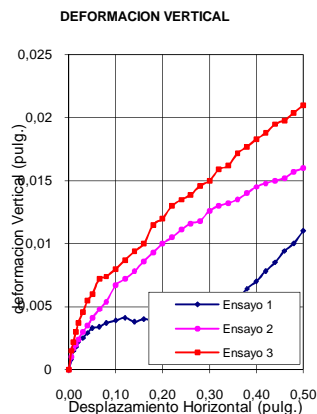
PROYECTO: MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE
UBICACION: CALLE TUPAC AMARU
SOLIC. POR: INDECI

CALICATA: CCA-02
PROFUND.: 1.80 m.
FECHA: enero-02

CORTE DIRECTO RESIDUAL

ASTM D-3080

CONTENIDO DE HUMEDAD				
ESPECIMEN N°		1	2	3
I	RECIPIENTE Nro.	1	2	3
N	PESO SUELO HUMEDO + TARA (gr.)	35,80	36,5	34
I	PESO SUELO SECO + TARA (gr.)	31,30	31,85	29,90
C	PESO DE LA TARA (gr.)	15,30	15,25	15,2
I	PESO DE AGUA (gr.)	4,50	4,65	4,10
A	PESO DE SUELO SECO (gr.)	16,00	16,60	14,70
L	PORCENTAJE DE HUMEDAD (%)	28,13	28,01	27,89
F	RECIPIENTE Nro.	4	5	6
I	PESO SUELO HUMEDO + TARA (gr.)	24,00	29,3	27,4
N	PESO SUELO SECO + TARA (gr.)	22,10	26,25	24,8
I	PESO DE LA TARA (gr.)	15,25	15,20	15,15
A	PESO DE AGUA (gr.)	1,90	3,05	2,60
L	PESO DE SUELO SECO (gr.)	6,85	11,05	9,65
L	PORCENTAJE DE HUMEDAD (%)	27,74	27,60	26,94
APLICACIONES DE CARGA				
VELOCIDAD DE CARGA (mm/min)		1,00	1,00	1,00
CARGA NORMAL (kg)		12,35	23,35	34,35
ESFUERZO NORMAL (kg/cm ²)		0,39	0,75	1,10
ESFUERZO TANGENCIAL (Kg / cm ²)		0,27	0,50	0,74
PESO DE LA SEMI-CAJA SUPERIOR (kg)		0,861	0,861	0,861
PESO DEL PISTON DE CARGA (Kg)		0,484	0,484	0,484
DESCRIPCION DE LA MUESTRA				
CARACTERISTICAS			TIPO DE MUESTRA	
DIAMETRO	6.31 cm	AREA	31.3 cm ²	NATURAL
ALTURA	2.1 cm	VOLUMEN	65.7 cm ³	COMPACTADA(DENS. NAT.)
				X



COHESION	ANGULO DE FRICCION
Kg/cm ²	GRADOS
0,024	34,0

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN DE TACNA
 FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA - GEOTECNIA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO:
 UBICACION:
 SOLIC. POR:

CALICATA:
 PROFUND.:
 MUESTRA:

MUESTREADO POR:	REALIZADO POR:
REV. POR:	FECHA:

CORTE DIRECTO						
CARACTERISTICAS DE LA MUESTRA			CONTENIDO DE HUMEDAD			
			RECIPIENTE Nro.	1	2	
DIAMETRO (cm)	6,35		PESO SUELO HUMEDO + TARA	58,69	61,25	
AREA (cm ²)	31,30		PESO SUELOS SECO + TARA	56,23	59,62	
ALTURA (cm)	2,10		PESO DE LA TARA	15,20	15,68	
PESO (grs)	65		PESO DE AGUA	2,46	1,63	
VOLUMEN (cm ³)	65,7		PESO DE SUELO SECO	41,03	43,94	
DENSIDAD SECA (grs/cm ³)	0,99		CONTENIDO DE AGUA (%)	6,00	3,71	
TIPO DE MUESTRA			APLICACIONES DE CARGA			
NATURAL	x		DIAMETRO DEL ANILLO	6,35		
COMPACTADA			VELOCIDAD DE CARGA (mm/min)	1,00		
W OPT			CARGA NORMAL (kg)	12,345		
DENSIDAD MAX.			ESFUERZO NORMAL (kg/cm ²)	0,39		
% DE COMPACTACION			PESO DE LA SEMI-CAJA SUPERIOR (kg)	0,861		
			PESO DEL PISTON DE CARGA (kg)	0,484		
DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL		DEFORMACION VERTICAL		DEFORMACION HORIZONTAL		ESFUERZO DE CORTE
DIAL	Pulg.	DIAL	Pulg.	DIAL	kgF	kgF/cm ²
0	0,00	0	0	0	0,0	0,00
5	0,01	8	0,0008	49	2,0	0,06
10	0,01	15	0,0015	67	2,7	0,09
15	0,02	18	0,0018	89	3,6	0,11
20	0,02	22	0,0022	104	4,2	0,13
30	0,03	25	0,0025	126	5,0	0,16
40	0,04	29	0,0029	144	5,8	0,18
50	0,05	33	0,0033	162	6,5	0,21
65	0,07	34	0,0034	180	7,2	0,23
80	0,08	37	0,0037	195	7,8	0,25
100	0,10	39	0,0039	211	8,4	0,27
120	0,12	41	0,0041	222	8,9	0,28
140	0,14	38	0,0038	230	9,2	0,29
160	0,16	40	0,0040	235	9,4	0,30
180	0,18	39	0,0039	241	9,6	0,31
200	0,20	37	0,0037	240	9,6	0,31
220	0,22	36	0,0036	240	9,6	0,31
240	0,24	39	0,0039	238	9,5	0,30
260	0,26	42	0,0042	234	9,4	0,30
280	0,28	43	0,0043	233	9,3	0,30
300	0,30	45	0,0045	231	9,2	0,30
320	0,32	47	0,0047	213	8,5	0,27
340	0,34	50	0,0050	213	8,5	0,27
360	0,36	55	0,0055	210	8,4	0,27
380	0,38	64	0,0064	210	8,4	0,27
400	0,40	70	0,0070	210	8,4	0,27
420	0,42	78	0,0078	208	8,3	0,27
440	0,44	85	0,0085	208	8,3	0,27
460	0,46	94	0,0094	208	8,3	0,27
480	0,48	100	0,0100	208	8,3	0,27
500	0,50	110	0,0110	208	8,3	0,27

Laboratorio de Suelos

Ing. Pio Coila Valdez
 Responsable

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN
 FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS
 ESCUELA DE INGENIERIA GEOLOGICA - GEOTECNIA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO: #jREF!
 UBICACION: #jREF!
 SOLIC. POR: #jREF!

CALICATA: #jREF!
 PROFUND.: #jREF!
 MUESTRA: #jREF!

MUESTREADO POR: #jREF! REALIZADO POR: #jREF!
 REV. POR: #jREF! FECHA: #jREF!

CORTE DIRECTO

CARACTERISTICAS DE LA MUESTRA		CONTENIDO DE HUMEDAD		
		RECIPIENTE Nro.	1	2
DIAMETRO (cm)	6,32	PESO SUELO HUMEDO + TARA	58,69	61,25
AREA (cm2)	31,3	PESO SUELOS SECO + TARA	56,23	59,62
ALTURA (cm)	2,82	PESO DE LA TARA	15,20	15,68
PESO (grs)	65	PESO DE AGUA	2,46	1,63
VOLUMEN (cm3)	88,3	PESO DE SUELO SECO	41,03	43,94
DENSIDAD SECA (grs/cm3)	0,74	CONTENIDO DE AGUA (%)	6,00	3,71

TIPO DE MUESTRA		APLICACIONES DE CARGA	
NATURAL	x	DIAMETRO DEL ANILLO	6,35
COMPACTADA		VELOCIDAD DE CARGA (mm/min)	1,00
W OPT	#jREF!	CARGA NORMAL (kg)	23,345
DENSIDAD MAX.	#jREF!	ESFUERZO NORMAL (kg/cm2)	0,75
% DE COMPACTACION	#jREF!	PESO DE LA SEMI-CAJA SUPERIOR (kg)	0,861
		PESO DEL PISTON DE CARGA	0,484

DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL		DEFORMACION VERTICAL		DEFORMACION HORIZONTAL		ESFUERZO DE CORTE
DIAL	Pulg.	DIAL	Pulg.	DIAL	kgF	kgF/cm2
0	0,00	0	0	0	0,0	0,00
5	0,01	10	0,0010	161	6,4	0,21
10	0,01	17	0,0017	168	6,7	0,21
15	0,02	20	0,0020	151	6,0	0,19
20	0,02	24	0,0024	227	9,1	0,29
30	0,03	30	0,0030	268	10,7	0,34
40	0,04	35	0,0035	303	12,1	0,39
50	0,05	41	0,0041	329	13,2	0,42
65	0,07	48	0,0048	359	14,4	0,46
80	0,08	54	0,0054	374	15,0	0,48
100	0,10	67	0,0067	398	15,9	0,51
120	0,12	72	0,0072	428	17,1	0,55
140	0,14	78	0,0078	427	17,1	0,55
160	0,16	86	0,0086	433	17,3	0,55
180	0,18	93	0,0093	434	17,4	0,55
200	0,20	100	0,0100	431	17,2	0,55
220	0,22	105	0,0105	428	17,1	0,55
240	0,24	111	0,0111	420	16,8	0,54
260	0,26	116	0,0116	416	16,6	0,53
280	0,28	118	0,0118	405	16,2	0,52
300	0,30	126	0,0126	410	16,4	0,52
320	0,32	130	0,0130	406	16,2	0,52
340	0,34	132	0,0132	404	16,2	0,52
360	0,36	135	0,0135	396	15,8	0,51
380	0,38	140	0,0140	396	15,8	0,51
400	0,40	145	0,0145	396	15,8	0,51
420	0,42	148	0,0148	395	15,8	0,50
440	0,44	150	0,0150	395	15,8	0,50
460	0,46	152	0,0152	395	15,8	0,50
480	0,48	157	0,0157	395	15,8	0,50
500	0,50	160	0,0160	395	15,8	0,50

Laboratorio de Suelos

Ing. Pio Coila Valdez
Responsable

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN
 FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS
 ESCUELA DE INGENIERIA GEOLOGICA - GEOTECNIA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO: #jREF!
 UBICACION: #jREF!
 SOLIC. POR: #jREF!

CALICATA: #jREF!
 PROFUND.: #jREF!
 MUESTRA: #jREF!

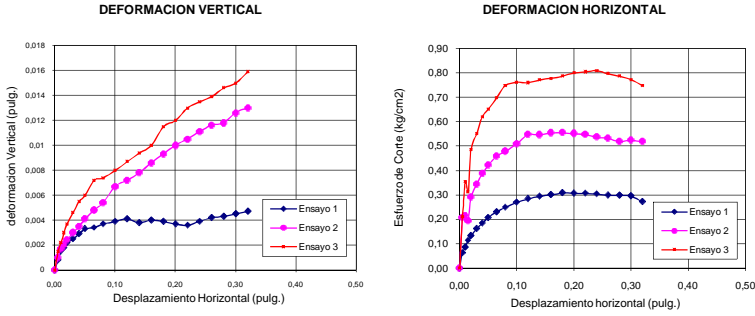
MUESTREADO POR: #jREF!		REALIZADO POR: #jREF!				
REVIZADO POR: #jREF!		FECHA: #jREF!				
CORTE DIRECTO						
CARACTERISTICAS DE LA MUESTRA		CONTENIDO DE HUMEDAD				
		RECIPIENTE Nro.	1	2		
DIAMETRO (cm)	6,32	PESO SUELO HUMEDO + TARA	58,69	61,25		
AREA (cm2)	31,3	PESO SUELOS SECO + TARA	56,23	59,62		
ALTURA (cm)	2,82	PESO DE LA TARA	15,20	15,68		
PESO (grs)	65	PESO DE AGUA	2,46	1,63		
VOLUMEN (cm3)	88,3	PESO DE SUELO SECO	41,03	43,94		
DENSIDAD SECA (grs/cm3)	0,74	CONTENIDO DE AGUA (%)	6,00	3,71		
TIPO DE MUESTRA		APLICACIONES DE CARGA				
NATURAL	x	DIAMETRO DEL ANILLO	6,35			
COMPACTADA		VELOCIDAD DE CARGA (mm/min)	1,00			
W OPT	#jREF!	CARGA NORMAL (kg)	34,345			
DENSIDAD MAX.	#jREF!	ESFUERZO NORMAL (kg/cm2)	1,10			
% DE COMPACTACION	#jREF!	PESO DE LA SEMI-CAJA SUPERIOR (kg)	0,861			
		PESO DEL PISTON DE CARGA	0,484			
DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL		DEFORMACION VERTICAL		DEFORMACION HORIZONTAL		ESFUERZO DE CORTE
DIAL	Pulg.	DIAL	Pulg.	DIAL	kgF	kgF/cm2
0	0,00	0	0	0	0,0	0,00
5	0,01	15	0,0015	164	6,6	0,21
10	0,01	22	0,0022	277	11,1	0,35
15	0,02	30	0,0030	244	9,8	0,31
20	0,02	37	0,0037	381	15,2	0,49
30	0,03	46	0,0046	432	17,3	0,55
40	0,04	55	0,0055	486	19,4	0,62
50	0,05	60	0,0060	509	20,4	0,65
65	0,07	72	0,0072	546	21,8	0,70
80	0,08	74	0,0074	586	23,4	0,75
100	0,10	80	0,0080	596	23,8	0,76
120	0,12	87	0,0087	595	23,8	0,76
140	0,14	94	0,0094	604	24,2	0,77
160	0,16	100	0,0100	609	24,4	0,78
180	0,18	115	0,0115	616	24,6	0,79
200	0,20	120	0,0120	626	25,0	0,80
220	0,22	130	0,0130	630	25,2	0,81
240	0,24	135	0,0135	633	25,3	0,81
260	0,26	139	0,0139	624	25,0	0,80
280	0,28	146	0,0146	616	24,6	0,79
300	0,30	150	0,0150	605	24,2	0,77
320	0,32	159	0,0159	586	23,4	0,75
340	0,34	162	0,0162	580	23,2	0,74
360	0,36	172	0,0172	580	23,2	0,74
380	0,38	177	0,0177	578	23,1	0,74
400	0,40	183	0,0183	578	23,1	0,74
420	0,42	188	0,0188	578	23,1	0,74
440	0,44	195	0,0195	577	23,1	0,74
460	0,46	198	0,0198	577	23,1	0,74
480	0,48	204	0,0204	577	23,1	0,74
500	0,50	210	0,0210	577	23,1	0,74

Ing. Pio Coila Valdez

PROYECTO: #### CALICATA: ####
 UBICACION: #### PROFUND.: ####
 SOLIC. POR: #### MUESTRA: #jREFI

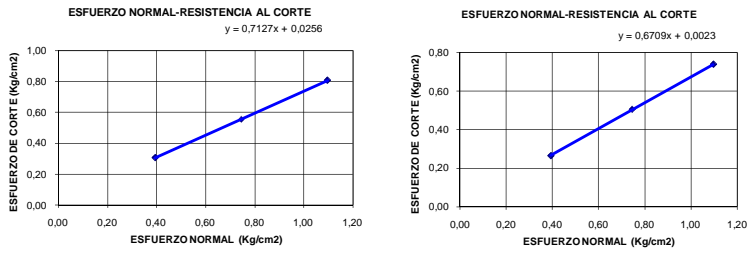
MUESTREADO POR: #### REALIZADO POR: ####
 REVIZADO POR: #### FECHA: ####

GRAFICO DE CORTE DIRECTO



0.31 0.55 0.81
 0.27 0.50 0.74

RELACION ESFUERZO NORMAL - ESFUERZO CORTANTE



	max	resid	ecua	ecua
	max	resid	max	resid
0,39	0,31	0,39	0,27	0,39
0,75	0,55	0,75	0,50	0,75
1,10	0,81	1,10	0,74	1,10
-0,28	0,03	-0,27	0,00	-0,28
-0,54	0,01	-0,49	0,01	-0,53
0,702	0,612	0,68	0,5972	0,713
0,724	0,626	0,662	0,5846	0,713
35,1	34,22			35,48
35,9	33,5			35,48
				33,86



Cohesión (C) = 0,023 0,00 0,026 0,024
 Angulo de fricción $\phi(O)$ = 35,5 33,9 35,5 34,0

Ing. Luis Mamani Tito
 Laboratorio de Suelos

Ing. Pio Coila Valdez
 Responsable

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO: MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE
UBICACION: CALLE ALAMEDA
SOLIC. POR: INDECI

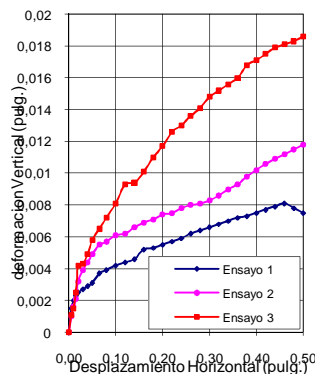
CALICATA: CCA-03
PROFUND.: 1.10 m.
FECHA: enero-02

CORTE DIRECTO RESIDUAL

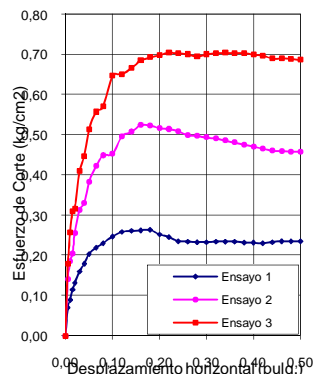
ASTM D-3080

CONTENIDO DE HUMEDAD				
ESPECIMEN N°		1	2	3
I	RECIPIENTE Nro.	1	2	3
N	PESO SUELO HUMEDO + TARA (gr.)	35,20	35,55	33,303
I	PESO SUELO SECO + TARA (gr.)	33,36	33,69	31,65
C	PESO DE LA TARA (gr.)	15,20	15,25	15,3
I	PESO DE AGUA (gr.)	1,84	1,86	1,65
A	PESO DE SUELO SECO (gr.)	18,16	18,44	16,35
L	PORCENTAJE DE HUMEDAD (%)	10,13	10,09	10,11
RECIPIENTE Nro.		4	5	6
F	PESO SUELO HUMEDO + TARA (gr.)	23,78	28,45	27,4
I	PESO SUELO SECO + TARA (gr.)	23,00	27,30	26,3
N	PESO DE LA TARA (gr.)	15,15	15,20	15,25
A	PESO DE AGUA (gr.)	0,78	1,15	1,10
L	PESO DE SUELO SECO (gr.)	7,85	12,10	11,05
	PORCENTAJE DE HUMEDAD (%)	9,94	9,50	9,95
APLICACIONES DE CARGA				
VELOCIDAD DE CARGA (mm/min)		1,00	1,00	1,00
CARGA NORMAL (kg)		12,35	23,35	34,35
ESFUERZO NORMAL (kg/cm ²)		0,39	0,75	1,10
ESFUERZO TANGENCIAL (Kg / cm ²)		0,24	0,45	0,57
PESO DE LA SEMI-CAJA SUPERIOR (kg)		0,861	0,861	0,861
PESO DEL PISTON DE CARGA (Kg)		0,484	0,484	0,484
DESCRIPCION DE LA MUESTRA				
CARACTERISTICAS			TIPO DE MUESTRA	
DIAMETRO	6.31 cm	AREA	31.3 cm ²	NATURAL
ALTURA	2.1 cm	VOLUMEN	65.7 cm ³	COMPACTADA(DENS. NAT.)
				X

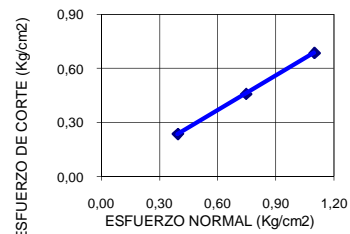
DEFORMACION VERTICAL



DEFORMACION HORIZONTAL



ESFUERZO NORMAL-RESISTENCIA AL CORTE



COHESION	ANGULO DE FRICCION
Kg/cm ²	GRADOS
0,035	32,7

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN DE TACNA
 FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA - GEOTECNIA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO:
UBICACION:
SOLIC. POR:

CALICATA:
PROFUND.:
MUESTRA:

MUESTREADO POR:	REALIZADO POR:
REV. POR: ING. PIO COILA VALDEZ	FECHA:

CORTE DIRECTO						
CARACTERISTICAS DE LA MUESTRA			CONTENIDO DE HUMEDAD			
			RECIPIENTE Nro.	1	2	
DIAMETRO (cm)	6,35		PESO SUELO HUMEDO + TARA	58,69	61,25	
AREA (cm ²)	31,30		PESO SUELOS SECO + TARA	56,23	59,62	
ALTURA (cm)	2,10		PESO DE LA TARA	15,20	15,68	
PESO (grs)	65		PESO DE AGUA	2,46	1,63	
VOLUMEN (cm ³)	65,7		PESO DE SUELO SECO	41,03	43,94	
DENSIDAD SECA (grs/cm ³)	0,99		CONTENIDO DE AGUA (%)	6,00	3,71	
TIPO DE MUESTRA			APLICACIONES DE CARGA			
NATURAL	x		DIAMETRO DEL ANILLO	6,35		
COMPACTADA			VELOCIDAD DE CARGA (mm/min)	1,00		
W OPT			CARGA NORMAL (kg)	12,345		
DENSIDAD MAX.			ESFUERZO NORMAL (kg/cm ²)	0,39		
% DE COMPACTACION			PESO DE LA SEMI-CAJA SUPERIOR (kg)	0,861		
			PESO DEL PISTON DE CARGA (kg)	0,484		
DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL		DEFORMACION VERTICAL		DEFORMACION HORIZONTAL		ESFUERZO DE CORTE
DIAL	Pulg.	DIAL	Pulg.	DIAL	kgF	kgF/cm ²
0	0,00	0	0	0	0,0	0,00
5	0,01	15	0,0015	55	2,2	0,07
10	0,01	20	0,0020	70	2,8	0,09
15	0,02	23	0,0023	90	3,6	0,12
20	0,02	25	0,0025	103	4,1	0,13
30	0,03	27	0,0027	125	5,0	0,16
40	0,04	29	0,0029	140	5,6	0,18
50	0,05	31	0,0031	159	6,4	0,20
65	0,07	37	0,0037	171	6,8	0,22
80	0,08	39	0,0039	180	7,2	0,23
100	0,10	42	0,0042	193	7,7	0,25
120	0,12	44	0,0044	202	8,1	0,26
140	0,14	46	0,0046	204	8,2	0,26
160	0,16	52	0,0052	205	8,2	0,26
180	0,18	53	0,0053	206	8,2	0,26
200	0,20	55	0,0055	197	7,9	0,25
220	0,22	57	0,0057	192	7,7	0,25
240	0,24	59	0,0059	184	7,4	0,24
260	0,26	62	0,0062	183	7,3	0,23
280	0,28	64	0,0064	182	7,3	0,23
300	0,30	66	0,0066	182	7,3	0,23
320	0,32	68	0,0068	183	7,3	0,23
340	0,34	70	0,0070	183	7,3	0,23
360	0,36	72	0,0072	183	7,3	0,23
380	0,38	73	0,0073	181	7,2	0,23
400	0,40	75	0,0075	181	7,2	0,23
420	0,42	77	0,0077	180	7,2	0,23
440	0,44	79	0,0079	182	7,3	0,23
460	0,46	81	0,0081	184	7,4	0,24
480	0,48	78	0,0078	184	7,4	0,24
500	0,50	75	0,0075	184	7,4	0,24

Ing. Luis Mamani Tito
 Laboratorio de Suelos

Ing. Pio Coila Valdez
 Responsable

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN
 FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS
 ESCUELA DE INGENIERIA GEOLOGICA - GEOTECNIA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO: #jREF!
 UBICACION: #jREF!
 SOLIC. POR: #jREF!

CALICATA: #jREF!
 PROFUND.: #jREF!
 MUESTRA: #jREF!

MUESTREADO POR: #jREF! REALIZADO POR: #jREF!
 REV. POR: #jREF! FECHA: #jREF!

CORTE DIRECTO

CARACTERISTICAS DE LA MUESTRA		CONTENIDO DE HUMEDAD				
		RECIPIENTE Nro.	1	2		
DIAMETRO (cm)	6,35	PESO SUELO HUMEDO + TARA	58,69	61,25		
AREA (cm2)	31,3	PESO SUELOS SECO + TARA	56,23	59,62		
ALTURA (cm)	2,82	PESO DE LA TARA	15,20	15,68		
PESO (grs)	65	PESO DE AGUA	2,46	1,63		
VOLUMEN (cm3)	88,3	PESO DE SUELO SECO	41,03	43,94		
DENSIDAD SECA (grs/cm3)	0,74	CONTENIDO DE AGUA (%)	6,00	3,71		
TIPO DE MUESTRA		APLICACIONES DE CARGA				
NATURAL	x	DIAMETRO DEL ANILLO	6,35			
COMPACTADA		VELOCIDAD DE CARGA (mm/min)	1,00			
W OPT	#jREF!	CARGA NORMAL (kg)	23,345			
DENSIDAD MAX.	#jREF!	ESFUERZO NORMAL (kg/cm2)	0,75			
% DE COMPACTACION	#jREF!	PESO DE LA SEMI-CAJA SUPERIOR (kg)	0,861			
		PESO DEL PISTON DE CARGA	0,484			
DESPLAZAMIENTO		DEFORMACION		DEFORMACION		ESFUERZO DE CORTE
HORIZONTAL		VERTICAL		HORIZONTAL		
DIAL	Pulg.	DIAL	Pulg.	DIAL	kgF	kgF/cm2
0	0,00	0	0	0	0,0	0,00
5	0,01	10	0,0010	110	4,4	0,14
10	0,01	16	0,0016	145	5,8	0,19
15	0,02	21	0,0021	160	6,4	0,20
20	0,02	32	0,0032	200	8,0	0,26
30	0,03	39	0,0039	245	9,8	0,31
40	0,04	44	0,0044	258	10,3	0,33
50	0,05	49	0,0049	300	12,0	0,38
65	0,07	55	0,0055	330	13,2	0,42
80	0,08	57	0,0057	351	14,0	0,45
100	0,10	61	0,0061	354	14,2	0,45
120	0,12	62	0,0062	388	15,5	0,50
140	0,14	66	0,0066	397	15,9	0,51
160	0,16	69	0,0069	410	16,4	0,52
180	0,18	71	0,0071	409	16,4	0,52
200	0,20	74	0,0074	404	16,2	0,52
220	0,22	75	0,0075	402	16,1	0,51
240	0,24	78	0,0078	398	15,9	0,51
260	0,26	80	0,0080	390	15,6	0,50
280	0,28	81	0,0081	389	15,6	0,50
300	0,30	83	0,0083	386	15,4	0,49
320	0,32	86	0,0086	384	15,4	0,49
340	0,34	90	0,0090	380	15,2	0,49
360	0,36	93	0,0093	376	15,0	0,48
380	0,38	98	0,0098	372	14,9	0,48
400	0,40	102	0,0102	368	14,7	0,47
420	0,42	106	0,0106	364	14,6	0,47
440	0,44	109	0,0109	360	14,4	0,46
460	0,46	112	0,0112	359	14,4	0,46
480	0,48	115	0,0115	358	14,3	0,46
500	0,50	118	0,0118	358	14,3	0,46

Ing. Luis Mamani Tito

Ing. Pio Coila Valdez

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN
 FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS
 ESCUELA DE INGENIERIA GEOLOGICA - GEOTECNIA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO: #jREF!
 UBICACION: #jREF!
 SOLIC. POR: #jREF!

CALICATA: #jREF!
 PROFUND.: #jREF!
 MUESTRA: #jREF!

MUESTREADO POR: #jREF!	REALIZADO POR: #jREF!
REVIZADO POR: #jREF!	FECHA: #jREF!

CORTE DIRECTO

CARACTERISTICAS DE LA MUESTRA		CONTENIDO DE HUMEDAD		
		RECIPIENTE Nro.	1	2
DIAMETRO (cm)	6,32	PESO SUELO HUMEDO + TARA	58,69	61,25
AREA (cm ²)	31,3	PESO SUELOS SECO + TARA	56,23	59,62
ALTURA (cm)	2,82	PESO DE LA TARA	15,20	15,68
PESO (grs)	65	PESO DE AGUA	2,46	1,63
VOLUMEN (cm ³)	88,3	PESO DE SUELO SECO	41,03	43,94
DENSIDAD SECA (grs/cm ³)	0,74	CONTENIDO DE AGUA (%)	6,00	3,71

TIPO DE MUESTRA		APLICACIONES DE CARGA	
NATURAL	x	DIAMETRO DEL ANILLO	6,35
COMPACTADA		VELOCIDAD DE CARGA (mm/min)	1,00
W OPT	#jREF!	CARGA NORMAL (kg)	34,345
DENSIDAD MAX.	#jREF!	ESFUERZO NORMAL (kg/cm ²)	1,10
% DE COMPACTACION	#jREF!	PESO DE LA SEMI-CAJA SUPERIOR (kg)	0,861
		PESO DEL PISTON DE CARGA	0,484

DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL		DEFORMACION VERTICAL		DEFORMACION HORIZONTAL		ESFUERZO DE CORTE
DIAL	Pulg.	DIAL	Pulg.	DIAL	kgF	kgF/cm ²
0	0,00	0	0	0	0,0	0,00
5	0,01	11	0,0011	140	5,6	0,18
10	0,01	15	0,0015	201	8,0	0,26
15	0,02	25	0,0025	243	9,7	0,31
20	0,02	42	0,0042	248	9,9	0,32
30	0,03	43	0,0043	321	12,8	0,41
40	0,04	49	0,0049	350	14,0	0,45
50	0,05	58	0,0058	402	16,1	0,51
65	0,07	65	0,0065	436	17,4	0,56
80	0,08	72	0,0072	446	17,8	0,57
100	0,10	81	0,0081	506	20,2	0,65
120	0,12	93	0,0093	509	20,4	0,65
140	0,14	94	0,0094	521	20,8	0,67
160	0,16	101	0,0101	536	21,4	0,68
180	0,18	110	0,0110	542	21,7	0,69
200	0,20	117	0,0117	546	21,8	0,70
220	0,22	126	0,0126	551	22,0	0,70
240	0,24	130	0,0130	550	22,0	0,70
260	0,26	136	0,0136	548	21,9	0,70
280	0,28	141	0,0141	544	21,8	0,70
300	0,30	148	0,0148	548	21,9	0,70
320	0,32	152	0,0152	550	22,0	0,70
340	0,34	156	0,0156	551	22,0	0,70
360	0,36	160	0,0160	550	22,0	0,70
380	0,38	168	0,0168	550	22,0	0,70
400	0,40	171	0,0171	547	21,9	0,70
420	0,42	175	0,0175	545	21,8	0,70
440	0,44	179	0,0179	540	21,6	0,69
460	0,46	181	0,0181	540	21,6	0,69
480	0,48	183	0,0183	539	21,6	0,69
500	0,50	186	0,0186	537	21,5	0,69

Ing. Luis Mamani Tito

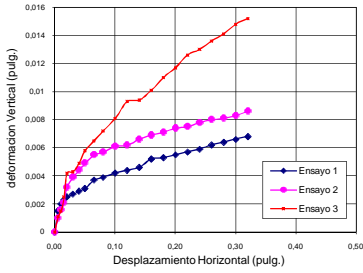
Ing. Pio Coila Valdez

PROYECTO: ##### CALICATA: #####
 UBICACION: ##### PROFUND.: #####
 SOLIC. POR: ##### MUESTRA: #jREFI

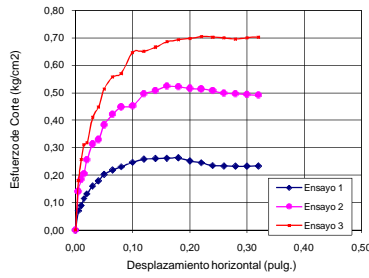
MUESTREADO POR: ##### REALIZADO POR: #####
 REVIZADO POR: ##### FECHA: #####

GRAFICO DE CORTE DIRECTO

DEFORMACION VERTICAL



DEFORMACION HORIZONTAL



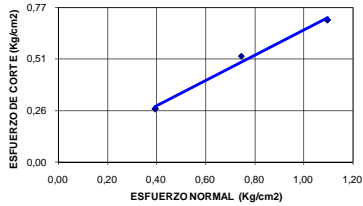
0.26 0.52 0.70

0.24 0.46 0.69

RELACION ESFUERZO NORMAL - ESFUERZO CORTANTE

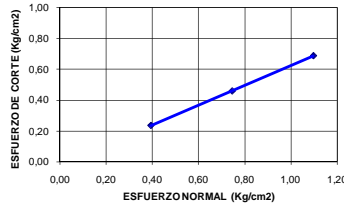
ESFUERZO NORMAL-RESISTENCIA AL CORTE

$$y = 0.6273x + 0.0293$$



ESFUERZO NORMAL-RESISTENCIA AL CORTE

$$y = 0.6418x - 0.0191$$



	max	resid	ecua	ecua
	max	resid	max	resid
0,39	0,26	0,39	0,24	0,39
0,75	0,52	0,75	0,46	0,75
1,10	0,70	1,10	0,69	1,10
-0,29	-0,03	-0,25	-0,01	-0,22
-0,38	0,14	-0,49	-0,03	-0,41
				0,16
				0,16
0,742	0,638	0,633	0,5641	0,55
0,513	0,474	0,651	0,577	0,55
				0,5028
				0,64
				0,57
36,6		32,32		28,81
27,1		33,06		28,81
				32,69



Cohesión (C) = 0,056 ##### 0,162 0,035
 Angulo de fricción $\phi(O)$ = 31,9 32,7 28,8 32,7

Ing. Luis Mamani Tito
 Laboratorio de Suelos

Ing. Pio Coila Valdez
 Responsable

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

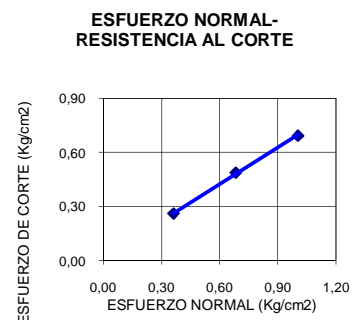
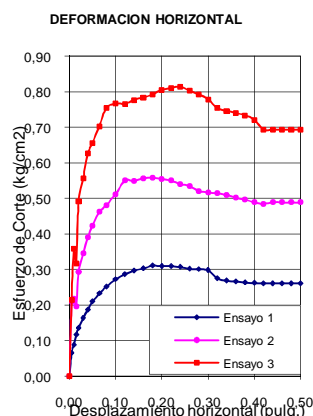
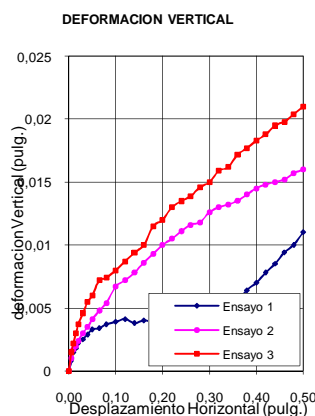
PROYECTO: MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE
UBICACION: AREA DE EXPANSION URBANA
SOLIC. POR: INDECI

CALICATA: CCA-04
PROFUND.: 1.70 m.
FECHA: enero-02

CORTE DIRECTO RESIDUAL

ASTM D-3080

CONTENIDO DE HUMEDAD				
ESPECIMEN N°		1	2	3
I	RECIPIENTE Nro.	1	2	3
N	PESO SUELO HUMEDO + TARA (gr.)	34,50	35,2	32,5
I	PESO SUELO SECO + TARA (gr.)	32,91	33,56	31,08
C	PESO DE LA TARA (gr.)	15,25	15,3	15,2
I	PESO DE AGUA (gr.)	1,59	1,64	1,42
A	PESO DE SUELO SECO (gr.)	17,66	18,26	15,88
L	PORCENTAJE DE HUMEDAD (%)	9,00	8,98	8,94
RECIPIENTE Nro.		4	5	6
F	PESO SUELO HUMEDO + TARA (gr.)	26,00	27,1	26,4
I	PESO SUELO SECO + TARA (gr.)	25,12	26,12	25,5
N	PESO DE LA TARA (gr.)	15,25	15,15	15,2
A	PESO DE AGUA (gr.)	0,88	0,98	0,90
L	PESO DE SUELO SECO (gr.)	9,87	10,97	10,30
	PORCENTAJE DE HUMEDAD (%)	8,92	8,93	8,74
APLICACIONES DE CARGA				
VELOCIDAD DE CARGA (mm/min)		1,00	1,00	1,00
CARGA NORMAL (kg)		11,35	21,35	31,35
ESFUERZO NORMAL (kg/cm ²)		0,36	0,68	1,00
ESFUERZO TANGENCIAL (Kg / cm ²)		0,26	0,49	0,69
PESO DE LA SEMI-CAJA SUPERIOR (kg)		0,861	0,861	0,861
PESO DEL PISTON DE CARGA (Kg)		0,484	0,484	0,484
DESCRIPCION DE LA MUESTRA				
CARACTERISTICAS			TIPO DE MUESTRA	
DIAMETRO	6.31 cm	AREA	31.3 cm ²	NATURAL
ALTURA	2.1 cm	VOLUMEN	65.7 cm ³	COMPACTADA(DENS. NAT.)
				X



COHESION	ANGULO DE FRICCION
Kg/cm ²	GRADOS
0,021	34,2

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN DE TACNA
 FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA - GEOTECNIA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO:
 UBICACION:
 SOLIC. POR:

CALICATA:
 PROFUND.:
 MUESTRA:

MUESTREADO POR:	REALIZADO POR:
REV. POR:	FECHA:

CORTE DIRECTO						
CARACTERISTICAS DE LA MUESTRA			CONTENIDO DE HUMEDAD			
			RECIPIENTE Nro.	1	2	
DIAMETRO (cm)	6,35		PESO SUELO HUMEDO + TARA	58,69	61,25	
AREA (cm ²)	31,30		PESO SUELOS SECO + TARA	56,23	59,62	
ALTURA (cm)	2,10		PESO DE LA TARA	15,20	15,68	
PESO (grs)	65		PESO DE AGUA	2,46	1,63	
VOLUMEN (cm ³)	65,7		PESO DE SUELO SECO	41,03	43,94	
DENSIDAD SECA (grs/cm ³)	0,99		CONTENIDO DE AGUA (%)	6,00	3,71	
TIPO DE MUESTRA			APLICACIONES DE CARGA			
NATURAL	x		DIAMETRO DEL ANILLO	6,35		
COMPACTADA			VELOCIDAD DE CARGA (mm/min)	1,00		
W OPT			CARGA NORMAL (kg)	11,345		
DENSIDAD MAX.			ESFUERZO NORMAL (kg/cm ²)	0,36		
% DE COMPACTACION			PESO DE LA SEMI-CAJA SUPERIOR (kg)	0,861		
			PESO DEL PISTON DE CARGA (kg)	0,484		
DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL		DEFORMACION VERTICAL		DEFORMACION HORIZONTAL		ESFUERZO DE CORTE
DIAL	Pulg.	DIAL	Pulg.	DIAL	kgF	kgF/cm ²
0	0,00	0	0	0	0,0	0,00
5	0,01	8	0,0008	51	2,0	0,07
10	0,01	15	0,0015	69	2,8	0,09
15	0,02	18	0,0018	91	3,6	0,12
20	0,02	22	0,0022	106	4,2	0,14
30	0,03	25	0,0025	128	5,1	0,16
40	0,04	29	0,0029	146	5,8	0,19
50	0,05	33	0,0033	164	6,6	0,21
65	0,07	34	0,0034	182	7,3	0,23
80	0,08	37	0,0037	197	7,9	0,25
100	0,10	39	0,0039	213	8,5	0,27
120	0,12	41	0,0041	224	9,0	0,29
140	0,14	38	0,0038	232	9,3	0,30
160	0,16	40	0,0040	237	9,5	0,30
180	0,18	39	0,0039	243	9,7	0,31
200	0,20	37	0,0037	242	9,7	0,31
220	0,22	36	0,0036	242	9,7	0,31
240	0,24	39	0,0039	240	9,6	0,31
260	0,26	42	0,0042	236	9,4	0,30
280	0,28	43	0,0043	235	9,4	0,30
300	0,30	45	0,0045	233	9,3	0,30
320	0,32	47	0,0047	215	8,6	0,27
340	0,34	50	0,0050	210	8,4	0,27
360	0,36	55	0,0055	208	8,3	0,27
380	0,38	64	0,0064	206	8,2	0,26
400	0,40	70	0,0070	205	8,2	0,26
420	0,42	78	0,0078	204	8,2	0,26
440	0,44	85	0,0085	204	8,2	0,26
460	0,46	94	0,0094	204	8,2	0,26
480	0,48	100	0,0100	204	8,2	0,26
500	0,50	110	0,0110	204	8,2	0,26

Laboratorio de Suelos

Ing. Pio Coila Valdez
 Responsable

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN
 FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS
 ESCUELA DE INGENIERIA GEOLOGICA - GEOTECNIA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO: #jREF!
 UBICACION: #jREF!
 SOLIC. POR: #jREF!

CALICATA: #jREF!
 PROFUND.: #jREF!
 MUESTRA: #jREF!

MUESTREADO POR: #jREF!	REALIZADO POR: #jREF!
REV. POR: #jREF!	FECHA: #jREF!

CORTE DIRECTO

CARACTERISTICAS DE LA MUESTRA		CONTENIDO DE HUMEDAD		
		RECIPIENTE Nro.	1	2
DIAMETRO (cm)	6,32	PESO SUELO HUMEDO + TARA	58,69	61,25
AREA (cm2)	31,3	PESO SUELOS SECO + TARA	56,23	59,62
ALTURA (cm)	2,82	PESO DE LA TARA	15,20	15,68
PESO (grs)	65	PESO DE AGUA	2,46	1,63
VOLUMEN (cm3)	88,3	PESO DE SUELO SECO	41,03	43,94
DENSIDAD SECA (grs/cm3)	0,74	CONTENIDO DE AGUA (%)	6,00	3,71

TIPO DE MUESTRA		APLICACIONES DE CARGA	
NATURAL	x	DIAMETRO DEL ANILLO	6,35
COMPACTADA		VELOCIDAD DE CARGA (mm/min)	1,00
W OPT	#jREF!	CARGA NORMAL (kg)	21,345
DENSIDAD MAX.	#jREF!	ESFUERZO NORMAL (kg/cm2)	0,68
% DE COMPACTACION	#jREF!	PESO DE LA SEMI-CAJA SUPERIOR (kg)	0,861
		PESO DEL PISTON DE CARGA	0,484

DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL		DEFORMACION VERTICAL		DEFORMACION HORIZONTAL		ESFUERZO DE CORTE
DIAL	Pulg.	DIAL	Pulg.	DIAL	kgF	kgF/cm2
0	0,00	0	0	0	0,0	0,00
5	0,01	10	0,0010	163	6,5	0,21
10	0,01	17	0,0017	170	6,8	0,22
15	0,02	20	0,0020	153	6,1	0,20
20	0,02	24	0,0024	229	9,2	0,29
30	0,03	30	0,0030	270	10,8	0,35
40	0,04	35	0,0035	305	12,2	0,39
50	0,05	41	0,0041	331	13,2	0,42
65	0,07	48	0,0048	361	14,4	0,46
80	0,08	54	0,0054	376	15,0	0,48
100	0,10	67	0,0067	400	16,0	0,51
120	0,12	72	0,0072	430	17,2	0,55
140	0,14	78	0,0078	429	17,2	0,55
160	0,16	86	0,0086	435	17,4	0,56
180	0,18	93	0,0093	436	17,4	0,56
200	0,20	100	0,0100	433	17,3	0,55
220	0,22	105	0,0105	430	17,2	0,55
240	0,24	111	0,0111	422	16,9	0,54
260	0,26	116	0,0116	418	16,7	0,53
280	0,28	118	0,0118	407	16,3	0,52
300	0,30	126	0,0126	404	16,2	0,52
320	0,32	130	0,0130	402	16,1	0,51
340	0,34	132	0,0132	398	15,9	0,51
360	0,36	135	0,0135	392	15,7	0,50
380	0,38	140	0,0140	388	15,5	0,50
400	0,40	145	0,0145	382	15,3	0,49
420	0,42	148	0,0148	379	15,2	0,48
440	0,44	150	0,0150	382	15,3	0,49
460	0,46	152	0,0152	382	15,3	0,49
480	0,48	157	0,0157	382	15,3	0,49
500	0,50	160	0,0160	382	15,3	0,49

Laboratorio de Suelos

Ing. Pio Coila Valdez
Responsable

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN
FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS
ESCUELA DE INGENIERIA GEOLOGICA - GEOTECNIA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO: #jREF!
UBICACION: #jREF!
SOLIC. POR: #jREF!

CALICATA: #jREF!
PROFUND.: #jREF!
MUESTRA: #jREF!

MUESTREADO POR: #jREF!		REALIZADO POR: #jREF!				
REVIZADO POR: #jREF!		FECHA: #jREF!				
CORTE DIRECTO						
CARACTERISTICAS DE LA MUESTRA		CONTENIDO DE HUMEDAD				
		RECIPIENTE Nro.				
DIAMETRO (cm)	6,32	PESO SUELO HUMEDO + TARA	1 58,69 61,25			
AREA (cm ²)	31,3	PESO SUELOS SECO + TARA	2 56,23 59,62			
ALTURA (cm)	2,82	PESO DE LA TARA	15,20 15,68			
PESO (grs)	65	PESO DE AGUA	2,46 1,63			
VOLUMEN (cm ³)	88,3	PESO DE SUELO SECO	41,03 43,94			
DENSIDAD SECA (grs/cm ³)	0,74	CONTENIDO DE AGUA (%)	6,00 3,71			
TIPO DE MUESTRA		APLICACIONES DE CARGA				
NATURAL	x	DIAMETRO DEL ANILLO	6,35			
COMPACTADA		VELOCIDAD DE CARGA (mm/min)	1,00			
W OPT	#jREF!	CARGA NORMAL (kg)	31,345			
DENSIDAD MAX.	#jREF!	ESFUERZO NORMAL (kg/cm ²)	1,00			
% DE COMPACTACION	#jREF!	PESO DE LA SEMI-CAJA SUPERIOR (kg)	0,861			
		PESO DEL PISTON DE CARGA	0,484			
DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL		DEFORMACION VERTICAL		DEFORMACION HORIZONTAL		ESFUERZO DE CORTE
DIAL	Pulg.	DIAL	Pulg.	DIAL	kgF	kgF/cm ²
0	0,00	0	0	0	0,0	0,00
5	0,01	15	0,0015	168	6,7	0,21
10	0,01	22	0,0022	281	11,2	0,36
15	0,02	30	0,0030	248	9,9	0,32
20	0,02	37	0,0037	385	15,4	0,49
30	0,03	46	0,0046	436	17,4	0,56
40	0,04	55	0,0055	490	19,6	0,63
50	0,05	60	0,0060	513	20,5	0,66
65	0,07	72	0,0072	550	22,0	0,70
80	0,08	74	0,0074	590	23,6	0,75
100	0,10	80	0,0080	600	24,0	0,77
120	0,12	87	0,0087	599	24,0	0,77
140	0,14	94	0,0094	608	24,3	0,78
160	0,16	100	0,0100	613	24,5	0,78
180	0,18	115	0,0115	620	24,8	0,79
200	0,20	120	0,0120	630	25,2	0,81
220	0,22	130	0,0130	634	25,4	0,81
240	0,24	135	0,0135	637	25,5	0,81
260	0,26	139	0,0139	628	25,1	0,80
280	0,28	146	0,0146	620	24,8	0,79
300	0,30	150	0,0150	609	24,4	0,78
320	0,32	159	0,0159	590	23,6	0,75
340	0,34	162	0,0162	584	23,4	0,75
360	0,36	172	0,0172	579	23,2	0,74
380	0,38	177	0,0177	574	23,0	0,73
400	0,40	183	0,0183	564	22,6	0,72
420	0,42	188	0,0188	543	21,7	0,69
440	0,44	195	0,0195	542	21,7	0,69
460	0,46	198	0,0198	542	21,7	0,69
480	0,48	204	0,0204	542	21,7	0,69
500	0,50	210	0,0210	542	21,7	0,69

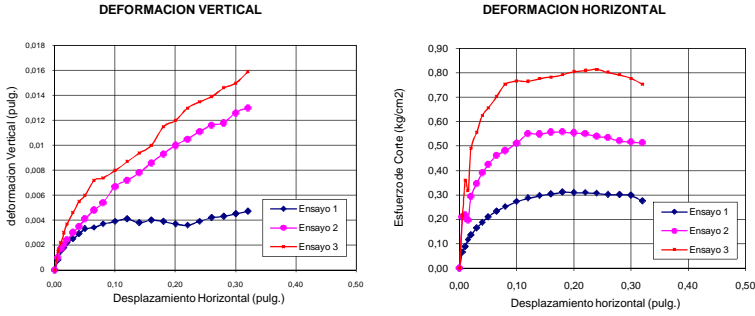
Laboratorio de Suelos

Ing. Pio Coila Valdez
Responsable

PROYECTO: ##### CALICATA: #####
 UBICACION: ##### PROFUND.: #####
 SOLIC. POR: ##### MUESTRA: #jREFI

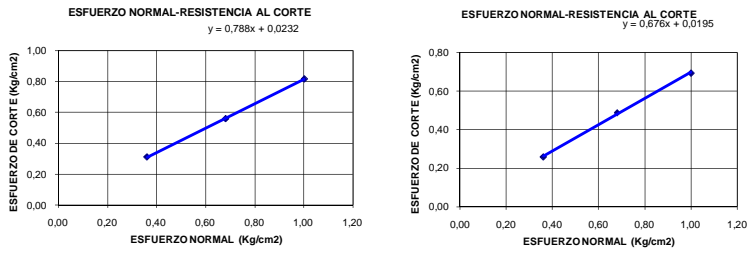
MUESTREADO POR: ##### REALIZADO POR: #####
 REVIZADO POR: ##### FECHA: #####

GRAFICO DE CORTE DIRECTO



0.31 0.56 0.81
 0.26 0.49 0.69

RELACION ESFUERZO NORMAL - ESFUERZO CORTANTE



	max	resid	ecua	ecua
	0,36	0,31	0,36	0,26
	0,68	0,56	0,68	0,48
	1,00	0,81	1,00	0,70
	-0,28	0,03	-0,26	0,00
	-0,55	0,01	-0,44	0,05
	0,772	0,657	0,712	0,6187
	0,804	0,677	0,64	0,5693
	37,7	35,45	28,81	34,06
	38,8	32,62	28,81	34,06



Cohesión (C) = 0,020 0,03 0,162 0,021
 Angulo de fricción $\phi(O)$ = 38,2 34,0 28,8 34,2

Ing. Luis Mamani Tito
 Laboratorio de Suelos

Ing. Pio Coila Valdez
 Responsable

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO: MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE
UBICACION: AREA DE DESARROLLO EDUCATIVO (A.D.E.)
SOLIC. POR: INDECI

CALICATA: CCA-05
PROFUND.: 1.60 m.
FECHA: 18/09/2001

CORTE DIRECTO RESIDUAL

ASTM D-3080

CONTENIDO DE HUMEDAD

ESPECIMEN N°		1	2	3
I	RECIPIENTE Nro.	1	2	3
N	PESO SUELO HUMEDO + TARA (gr.)	34,50	36,00	33,8
I	PESO SUELO SECO + TARA (gr.)	31,00	32,27	30,45
C	PESO DE LA TARA (gr.)	15,20	15,25	15,3
I	PESO DE AGUA (gr.)	3,50	3,73	3,35
A	PESO DE SUELO SECO (gr.)	15,80	17,02	15,15
L	PORCENTAJE DE HUMEDAD (%)	22,15	21,92	22,11
F	RECIPIENTE Nro.	4	5	6
I	PESO SUELO HUMEDO + TARA (gr.)	24,20	28,25	27,21
N	PESO SUELO SECO + TARA (gr.)	22,60	25,95	25,05
A	PESO DE LA TARA (gr.)	15,25	15,20	15,15
I	PESO DE AGUA (gr.)	1,60	2,30	2,16
L	PESO DE SUELO SECO (gr.)	7,35	10,75	9,90
L	PORCENTAJE DE HUMEDAD (%)	21,77	21,40	21,82

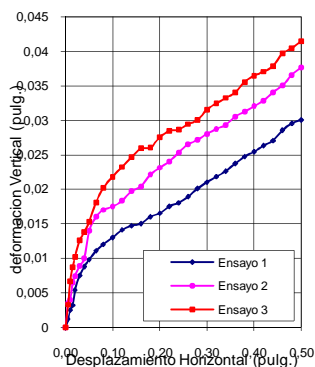
APLICACIONES DE CARGA

	1	2	3
VELOCIDAD DE CARGA (mm/min)	1,00	1,00	1,00
CARGA NORMAL (kg)	13,35	25,35	37,35
ESFUERZO NORMAL (kg/cm ²)	0,43	0,81	1,19
ESFUERZO TANGENCIAL (Kg / cm ²)	0,31	0,52	0,72
PESO DE LA SEMI-CAJA SUPERIOR (kg)	0,861	0,861	0,861
PESO DEL PISTON DE CARGA (Kg)	0,484	0,484	0,484

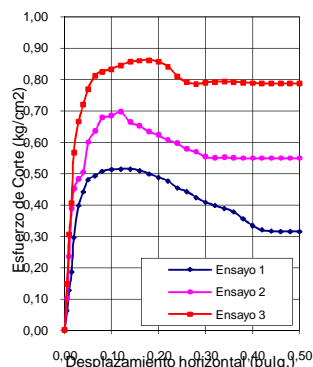
DESCRIPCION DE LA MUESTRA

CARACTERISTICAS				TIPO DE MUESTRA	
DIAMETRO	6.31 cm	AREA	31.3 cm ²	NATURAL	
ALTURA	2.1 cm	VOLUMEN	65.7 cm ³	COMPACTADA(DENS. NAT.)	X

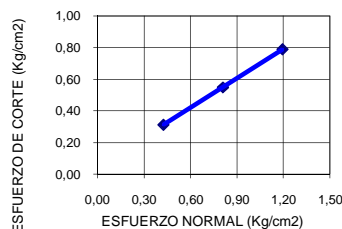
DEFORMACION VERTICAL



DEFORMACION HORIZONTAL



ESFUERZO NORMAL-RESISTENCIA AL CORTE



COHESION	ANGULO DE FRICCION
Kg/cm ²	GRADOS
0,090	31,7

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN DE TACNA
 FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA - GEOTECNIA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO: MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE
UBICACION: AREA DE DESARROLLO EDUCATIVO (A.D.E.)
SOLIC. POR: INDECI

CALICATA: CCA-05
PROFUND.: 1.50 m.
MUESTRA: M - 2

MUESTREADO POR: ARTURO RAMOS	REALIZADO POR: ING. LUIS MAMANI TITO
REV. POR: ING. PIO COILA VALDEZ	FECHA: 18/09/2001

CORTE DIRECTO						
CARACTERISTICAS DE LA MUESTRA			CONTENIDO DE HUMEDAD			
			RECIPIENTE Nro.	1	2	
DIAMETRO (cm)	6,32		PESO SUELO HUMEDO + TARA	58,69	61,25	
AREA (cm ²)	31,30		PESO SUELOS SECO + TARA	56,23	59,62	
ALTURA (cm)	2,10		PESO DE LA TARA	15,20	15,68	
PESO (grs)	65		PESO DE AGUA	2,46	1,63	
VOLUMEN (cm ³)	65,7		PESO DE SUELO SECO	41,03	43,94	
DENSIDAD SECA (grs/cm ³)	0,99		CONTENIDO DE AGUA (%)	6,00	3,71	
TIPO DE MUESTRA			APLICACIONES DE CARGA			
NATURAL	x		DIAMETRO DEL ANILLO	6,35		
COMPACTADA			VELOCIDAD DE CARGA (mm/min)	1,00		
W OPT			CARGA NORMAL (kg)	13,345		
DENSIDAD MAX.			ESFUERZO NORMAL (kg/cm ²)	0,43		
% DE COMPACTACION			PESO DE LA SEMI-CAJA SUPERIOR (kg)	0,861		
			PESO DEL PISTON DE CARGA (kg)	0,484		
DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL		DEFORMACION VERTICAL		DEFORMACION HORIZONTAL		ESFUERZO DE CORTE
DIAL	Pulg.	DIAL	Pulg.	DIAL	kgF	kgF/cm ²
0	0,00	0	0	0	0,0	0,00
5	0,01	12	0,0012	48	1,9	0,06
10	0,01	25	0,0025	99	4,0	0,13
15	0,02	32	0,0032	145	5,8	0,19
20	0,02	54	0,0054	231	9,2	0,30
30	0,03	75	0,0075	311	12,4	0,40
40	0,04	88	0,0088	345	13,8	0,44
50	0,05	98	0,0098	375	15,0	0,48
65	0,07	111	0,0111	385	15,4	0,49
80	0,08	120	0,0120	396	15,8	0,51
100	0,10	130	0,0130	401	16,0	0,51
120	0,12	141	0,0141	402	16,1	0,51
140	0,14	147	0,0147	402	16,1	0,51
160	0,16	150	0,0150	398	15,9	0,51
180	0,18	160	0,0160	390	15,6	0,50
200	0,20	165	0,0165	381	15,2	0,49
220	0,22	175	0,0175	372	14,9	0,48
240	0,24	180	0,0180	355	14,2	0,45
260	0,26	189	0,0189	346	13,8	0,44
280	0,28	201	0,0201	331	13,2	0,42
300	0,30	210	0,0210	319	12,8	0,41
320	0,32	218	0,0218	311	12,4	0,40
340	0,34	226	0,0226	304	12,2	0,39
360	0,36	237	0,0237	295	11,8	0,38
380	0,38	247	0,0247	278	11,1	0,36
400	0,40	254	0,0254	261	10,4	0,33
420	0,42	263	0,0263	250	10,0	0,32
440	0,44	270	0,0270	247	9,9	0,32
460	0,46	285	0,0285	246	9,8	0,31
480	0,48	295	0,0295	246	9,8	0,31
500	0,50	300	0,0300	246	9,8	0,31

Ing. Luis Mamani Tito
 Laboratorio de Suelos

Ing. Pio Coila Valdez
 Responsable

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN
 FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS
 ESCUELA DE INGENIERIA GEOLOGICA - GEOTECNIA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO: MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE **CALICATA:** CCA-05
UBICACION: AREA DE DESARROLLO EDUCATIVO (A.D.E.) **PROFUND.:** #jREF!
SOLIC. POR: #jREF! **MUESTRA:** #jREF!

MUESTREADO POR: #jREF! **REALIZADO POR:** #jREF!
REV. POR: #jREF! **FECHA:** #jREF!

CORTE DIRECTO

CARACTERISTICAS DE LA MUESTRA		CONTENIDO DE HUMEDAD				
		RECIPIENTE Nro.		1	2	
DIAMETRO (cm)	6,32	PESO SUELO HUMEDO + TARA		58,69		61,25
AREA (cm2)	31,3	PESO SUELOS SECO + TARA		56,23		59,62
ALTURA (cm)	2,82	PESO DE LA TARA		15,20		15,68
PESO (grs)	65	PESO DE AGUA		2,46		1,63
VOLUMEN (cm3)	88,3	PESO DE SUELO SECO		41,03		43,94
DENSIDAD SECA (grs/cm3)	0,74	CONTENIDO DE AGUA (%)		6,00		3,71
TIPO DE MUESTRA		APLICACIONES DE CARGA				
NATURAL	x	DIAMETRO DEL ANILLO				6,35
COMPACTADA		VELOCIDAD DE CARGA (mm/min)				1,00
W OPT	#jREF!	CARGA NORMAL (kg)				25,345
DENSIDAD MAX.	#jREF!	ESFUERZO NORMAL (kg/cm2)				0,81
% DE COMPACTACION	#jREF!	PESO DE LA SEMI-CAJA SUPERIOR (kg)				0,861
		PESO DEL PISTON DE CARGA				0,484
DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL		DEFORMACION VERTICAL		DEFORMACION HORIZONTAL		ESFUERZO DE CORTE
DIAL	Pulg.	DIAL	Pulg.	DIAL	kgF	kgF/cm2
0	0,00	0	0	0	0,0	0,00
5	0,01	35	0,0035	79	3,2	0,10
10	0,01	40	0,0040	184	7,4	0,24
15	0,02	65	0,0065	303	12,1	0,39
20	0,02	74	0,0074	353	14,1	0,45
30	0,03	89	0,0089	377	15,1	0,48
40	0,04	100	0,0100	394	15,8	0,50
50	0,05	140	0,0140	469	18,8	0,60
65	0,07	160	0,0160	497	19,9	0,64
80	0,08	170	0,0170	530	21,2	0,68
100	0,10	175	0,0175	535	21,4	0,68
120	0,12	183	0,0183	545	21,8	0,70
140	0,14	197	0,0197	519	20,8	0,66
160	0,16	204	0,0204	510	20,4	0,65
180	0,18	221	0,0221	496	19,8	0,63
200	0,20	231	0,0231	487	19,5	0,62
220	0,22	240	0,0240	475	19,0	0,61
240	0,24	253	0,0253	466	18,6	0,60
260	0,26	265	0,0265	452	18,1	0,58
280	0,28	271	0,0271	445	17,8	0,57
300	0,30	280	0,0280	433	17,3	0,55
320	0,32	287	0,0287	430	17,2	0,55
340	0,34	293	0,0293	431	17,2	0,55
360	0,36	305	0,0305	430	17,2	0,55
380	0,38	312	0,0312	429	17,2	0,55
400	0,40	320	0,0320	429	17,2	0,55
420	0,42	328	0,0328	429	17,2	0,55
440	0,44	340	0,0340	429	17,2	0,55
460	0,46	350	0,0350	429	17,2	0,55
480	0,48	365	0,0365	429	17,2	0,55
500	0,50	376	0,0376	429	17,2	0,55

Ing. Luis Mamani Tito
 Laboratorio de Suelos

Ing. Pio Coila Valdez
 Responsable

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN
FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS
ESCUELA DE INGENIERIA GEOLOGICA - GEOTECNIA

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO: MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE
UBICACION: AREA DE DESARROLLO EDUCATIVO (A.D.E.)
SOLIC. POR: #jREF!

CALICATA: CCA-05
PROFUND.: #jREF!
MUESTRA: #jREF!

MUESTREADO POR:	#jREF!	REALIZADO POR:	#jREF!
REVIZADO POR:	#jREF!	FECHA:	#jREF!

CORTE DIRECTO

CARACTERISTICAS DE LA MUESTRA		CONTENIDO DE HUMEDAD		
		RECIPIENTE Nro.	1	2
DIAMETRO (cm)	6,32	PESO SUELO HUMEDO + TARA	58,69	61,25
AREA (cm2)	31,3	PESO SUELOS SECO + TARA	56,23	59,62
ALTURA (cm)	2,1	PESO DE LA TARA	15,20	15,68
PESO (grs)	65	PESO DE AGUA	2,46	1,63
VOLUMEN (cm3)	65,7	PESO DE SUELO SECO	41,03	43,94
DENSIDAD SECA (grs/cm3)	0,99	CONTENIDO DE AGUA (%)	6,00	3,71

TIPO DE MUESTRA		APLICACIONES DE CARGA		
NATURAL	x	DIAMETRO DEL ANILLO	6,35	
COMPACTADA		VELOCIDAD DE CARGA (mm/min)	1,00	
W OPT	#jREF!	CARGA NORMAL (kg)	37,345	
DENSIDAD MAX.	#jREF!	ESFUERZO NORMAL (kg/cm2)	1,19	
% DE COMPACTACION	#jREF!	PESO DE LA SEMI-CAJA SUPERIOR (kg)	0,861	
		PESO DEL PISTON DE CARGA	0,484	

DESPLAZAMIENTO		DEFORMACION		DEFORMACION		ESFUERZO
HORIZONTAL		VERTICAL		HORIZONTAL		DE CORTE
DIAL	Pulg.	DIAL	Pulg.	DIAL	kgF	kgF/cm2
0	0,00	0	0	0	0,0	0,00
5	0,01	33	0,0033	116	4,6	0,15
10	0,01	67	0,0067	238	9,5	0,30
15	0,02	87	0,0087	317	12,7	0,41
20	0,02	102	0,0102	444	17,8	0,57
30	0,03	126	0,0126	521	20,8	0,67
40	0,04	138	0,0138	563	22,5	0,72
50	0,05	153	0,0153	602	24,1	0,77
65	0,07	181	0,0181	636	25,4	0,81
80	0,08	202	0,0202	645	25,8	0,82
100	0,10	218	0,0218	652	26,1	0,83
120	0,12	232	0,0232	661	26,4	0,84
140	0,14	246	0,0246	670	26,8	0,86
160	0,16	259	0,0259	673	26,9	0,86
180	0,18	260	0,0260	674	27,0	0,86
200	0,20	275	0,0275	670	26,8	0,86
220	0,22	284	0,0284	658	26,3	0,84
240	0,24	286	0,0286	634	25,4	0,81
260	0,26	294	0,0294	619	24,8	0,79
280	0,28	300	0,0300	615	24,6	0,79
300	0,30	315	0,0315	618	24,7	0,79
320	0,32	324	0,0324	620	24,8	0,79
340	0,34	332	0,0332	621	24,8	0,79
360	0,36	340	0,0340	620	24,8	0,79
380	0,38	355	0,0355	618	24,7	0,79
400	0,40	364	0,0364	617	24,7	0,79
420	0,42	370	0,0370	616	24,6	0,79
440	0,44	378	0,0378	616	24,6	0,79
460	0,46	396	0,0396	616	24,6	0,79
480	0,48	404	0,0404	616	24,6	0,79
500	0,50	414	0,0414	616	24,6	0,79

Ing. Luis Mamani Tito
Laboratorio de Suelos

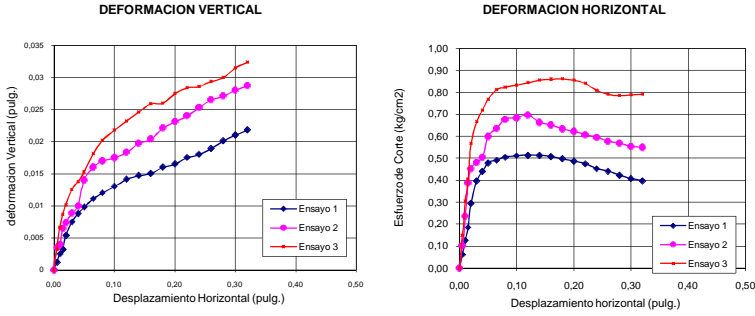
Ing. Pio Coila Valdez
Responsable

UNIVERSIDAD NACIONAL "JORGE BASADRE GROHMANN" DE TACNA
 FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS
 ESCUELA DE INGENIERIA GEOLOGICA - GEOTECNIA
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO: #### CALICATA: ####
 UBICACION: #### PROFUND.: ####
 SOLIC. POR: #### MUESTRA: #jREFI

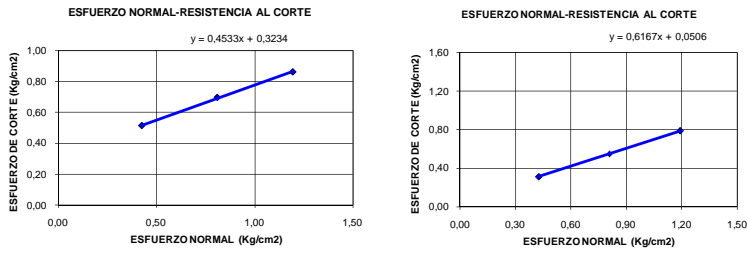
MUESTREADO POR: #### REALIZADO POR: ####
 REVIZADO POR: #### FECHA: ####

GRAFICO DE CORTE DIRECTO



0.51 0.70 0.86
 0.31 0.55 0.79

RELACION ESFUERZO NORMAL - ESFUERZO CORTANTE



	max	resid	ecua	ecua
	max	resid	max	resid
0,43	0,51	0,43	0,31	0,43
0,81	0,70	0,81	0,55	0,81
1,19	0,86	1,19	0,79	1,19
-0,2	0,31	-0,26	0,05	-0,19
-0,35	0,35	-0,5	0,04	-0,37
0,477	0,445	0,61	0,5477	0,453
0,43	0,406	0,623	0,5574	0,453
25,5	31,38			24,38
23,3	31,94			24,38
				31,66



Cohesión (C) = 0,329 0,05 0,323 0,051
 Angulo de fricción $\phi(O)$ = 24,4 31,7 24,4 31,7

Ing. Luis Mamani Tito
 Laboratorio de Suelos

Ing. Pio Coila Valdez
 Responsable

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

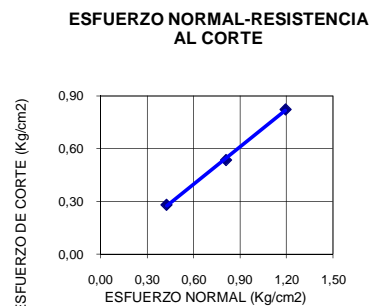
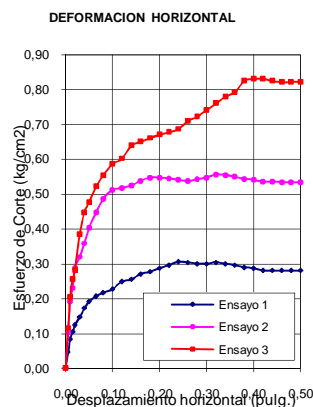
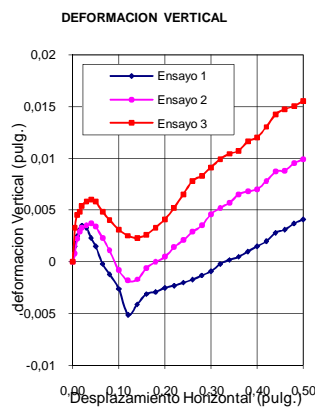
PROYECTO: MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE
UBICACION: CALLE FORTUNATO ZORA CARBAJAL
SOLIC. POR: INDECI

CALICATA: CCA-06
PROFUND.: 1.50 m.
FECHA: enero-02

CORTE DIRECTO RESIDUAL

ASTM D-3080

CONTENIDO DE HUMEDAD					
ESPECIMEN N°		1	2	3	
I	RECIPIENTE Nro.	1	2	3	
N	PESO SUELO HUMEDO + TARA (gr.)	33,10	34,97	33,30	
I	PESO SUELO SECO + TARA (gr.)	32,25	34,04	32,45	
C	PESO DE LA TARA (gr.)	15,30	15,25	15,2	
I	PESO DE AGUA (gr.)	0,85	0,93	0,85	
A	PESO DE SUELO SECO (gr.)	16,95	18,79	17,25	
L	PORCENTAJE DE HUMEDAD (%)	5,01	4,95	4,93	
RECIPIENTE Nro.		4	5	6	
F	PESO SUELO HUMEDO + TARA (gr.)	23,50	28,49	27	
I	PESO SUELO SECO + TARA (gr.)	23,11	27,90	26,45	
N	PESO DE LA TARA (gr.)	15,25	15,15	15,2	
A	PESO DE AGUA (gr.)	0,39	0,59	0,55	
L	PESO DE SUELO SECO (gr.)	7,86	12,75	11,25	
	PORCENTAJE DE HUMEDAD (%)	4,96	4,63	4,89	
APLICACIONES DE CARGA					
VELOCIDAD DE CARGA (mm/min)		1,00	1,00	1,00	
CARGA NORMAL (kg)		13,35	25,35	37,35	
ESFUERZO NORMAL (kg/cm ²)		0,43	0,81	1,19	
ESFUERZO TANGENCIAL (Kg / cm ²)		0,27	0,52	0,66	
PESO DE LA SEMI-CAJA SUPERIOR (kg)		0,861	0,861	0,861	
PESO DEL PISTON DE CARGA (Kg)		0,484	0,484	0,484	
DESCRIPCION DE LA MUESTRA					
CARACTERISTICAS				TIPO DE MUESTRA	
DIAMETRO	6.31 cm	AREA	31.3 cm ²	NATURAL	
ALTURA	2.1 cm	VOLUMEN	65.7 cm ³	COMPACTADA(DENS. NAT.)	X



COHESION	ANGULO DE FRICCION
Kg/cm ²	GRADOS
0,040	35,2

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN DE TACNA
 FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA - GEOTECNIA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO: MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE
UBICACION: CALLE FORTUNATO ZORA CARBAJAL
SOLIC. POR: INDECI

CALICATA: CCA-06
PROFUND.: 1.50 m.
MUESTRA: enero-02

MUESTREADO POR:	REALIZADO POR:
REV. POR: ING. PIO COILA VALDEZ	FECHA:

CORTE DIRECTO						
CARACTERISTICAS DE LA MUESTRA			CONTENIDO DE HUMEDAD			
			RECIPIENTE Nro.	1	2	
DIAMETRO (cm)	6,35		PESO SUELO HUMEDO + TARA	58,69	61,25	
AREA (cm ²)	31,30		PESO SUELOS SECO + TARA	56,23	59,62	
ALTURA (cm)	2,10		PESO DE LA TARA	15,20	15,68	
PESO (grs)	65		PESO DE AGUA	2,46	1,63	
VOLUMEN (cm ³)	65,7		PESO DE SUELO SECO	41,03	43,94	
DENSIDAD SECA (grs/cm ³)	0,99		CONTENIDO DE AGUA (%)	6,00	3,71	
TIPO DE MUESTRA			APLICACIONES DE CARGA			
NATURAL	x		DIAMETRO DEL ANILLO	6,35		
COMPACTADA			VELOCIDAD DE CARGA (mm/min)	1,00		
W OPT			CARGA NORMAL (kg)	13,345		
DENSIDAD MAX.			ESFUERZO NORMAL (kg/cm ²)	0,43		
% DE COMPACTACION			PESO DE LA SEMI-CAJA SUPERIOR (kg)	0,861		
			PESO DEL PISTON DE CARGA (kg)	0,484		
DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL		DEFORMACION VERTICAL		DEFORMACION HORIZONTAL		ESFUERZO DE CORTE
DIAL	Pulg.	DIAL	Pulg.	DIAL	kgF	kgF/cm ²
0	0,00	0	0	0	0,0	0,00
5	0,01	15	0,0015	36	1,4	0,05
10	0,01	25	0,0025	65	2,6	0,08
15	0,02	31	0,0031	82	3,3	0,10
20	0,02	35	0,0035	97	3,9	0,12
30	0,03	33	0,0033	115	4,6	0,15
40	0,04	23	0,0023	135	5,4	0,17
50	0,05	15	0,0015	150	6,0	0,19
65	0,07	-2	-0,0002	162	6,5	0,21
80	0,08	-12	-0,0012	170	6,8	0,22
100	0,10	-26	-0,0026	178	7,1	0,23
120	0,12	-51	-0,0051	195	7,8	0,25
140	0,14	-41	-0,0041	200	8,0	0,26
160	0,16	-31	-0,0031	212	8,5	0,27
180	0,18	-29	-0,0029	217	8,7	0,28
200	0,20	-25	-0,0025	225	9,0	0,29
220	0,22	-23	-0,0023	232	9,3	0,30
240	0,24	-20	-0,0020	240	9,6	0,31
260	0,26	-17	-0,0017	238	9,5	0,30
280	0,28	-13	-0,0013	235	9,4	0,30
300	0,30	-9	-0,0009	235	9,4	0,30
320	0,32	-2	-0,0002	238	9,5	0,30
340	0,34	2	0,0002	235	9,4	0,30
360	0,36	5	0,0005	232	9,3	0,30
380	0,38	10	0,0010	227	9,1	0,29
400	0,40	15	0,0015	225	9,0	0,29
420	0,42	20	0,0020	220	8,8	0,28
440	0,44	28	0,0028	220	8,8	0,28
460	0,46	31	0,0031	220	8,8	0,28
480	0,48	37	0,0037	220	8,8	0,28
500	0,50	41	0,0041	220	8,8	0,28

Ing. Luis Mamani Tito
 Laboratorio de Suelos

Ing. Pio Coila Valdez
 Responsable

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN
 FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS
 ESCUELA DE INGENIERIA GEOLOGICA - GEOTECNIA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO: MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE **CALICATA:** #jREF!
UBICACION: CALLE FORTUNATO ZORA CARBAJAL **PROFUND.:** #jREF!
SOLIC. POR: #jREF! **MUESTRA:** #jREF!

MUESTREADO POR: #jREF! **REALIZADO POR:** #jREF!
REV. POR: #jREF! **FECHA:** #jREF!

CORTE DIRECTO

CARACTERISTICAS DE LA MUESTRA		CONTENIDO DE HUMEDAD				
		RECIPIENTE Nro.	1		2	
DIAMETRO (cm)	6,32	PESO SUELO HUMEDO + TARA	58,69	61,25		
AREA (cm ²)	31,3	PESO SUELOS SECO + TARA	56,23	59,62		
ALTURA (cm)	2,1	PESO DE LA TARA	15,20	15,68		
PESO (grs)	65	PESO DE AGUA	2,46	1,63		
VOLUMEN (cm ³)	65,7	PESO DE SUELO SECO	41,03	43,94		
DENSIDAD SECA (grs/cm ³)	0,99	CONTENIDO DE AGUA (%)	6,00	3,71		
TIPO DE MUESTRA		APLICACIONES DE CARGA				
NATURAL	x	DIAMETRO DEL ANILLO	6,35			
COMPACTADA		VELOCIDAD DE CARGA (mm/min)	1,00			
W OPT	#jREF!	CARGA NORMAL (kg)	25,345			
DENSIDAD MAX.	#jREF!	ESFUERZO NORMAL (kg/cm ²)	0,81			
% DE COMPACTACION	#jREF!	PESO DE LA SEMI-CAJA SUPERIOR (kg)	0,861			
		PESO DEL PISTON DE CARGA	0,484			
DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL		DEFORMACION VERTICAL		DEFORMACION HORIZONTAL		ESFUERZO DE CORTE
DIAL	Pulg.	DIAL	Pulg.	DIAL	kgF	kgF/cm ²
0	0,00	0	0	0	0,0	0,00
5	0,01	8	0,0008	80	3,2	0,10
10	0,01	22	0,0022	150	6,0	0,19
15	0,02	29	0,0029	180	7,2	0,23
20	0,02	33	0,0033	225	9,0	0,29
30	0,03	35	0,0035	250	10,0	0,32
40	0,04	37	0,0037	280	11,2	0,36
50	0,05	34	0,0034	315	12,6	0,40
65	0,07	23	0,0023	350	14,0	0,45
80	0,08	11	0,0011	380	15,2	0,49
100	0,10	-8	-0,0008	400	16,0	0,51
120	0,12	-18	-0,0018	405	16,2	0,52
140	0,14	-17	-0,0017	410	16,4	0,52
160	0,16	-6	-0,0006	421	16,8	0,54
180	0,18	0	0,0000	428	17,1	0,55
200	0,20	5	0,0005	428	17,1	0,55
220	0,22	14	0,0014	426	17,0	0,54
240	0,24	21	0,0021	423	16,9	0,54
260	0,26	29	0,0029	420	16,8	0,54
280	0,28	35	0,0035	425	17,0	0,54
300	0,30	46	0,0046	428	17,1	0,55
320	0,32	52	0,0052	435	17,4	0,56
340	0,34	57	0,0057	434	17,4	0,55
360	0,36	65	0,0065	430	17,2	0,55
380	0,38	68	0,0068	425	17,0	0,54
400	0,40	70	0,0070	423	16,9	0,54
420	0,42	78	0,0078	419	16,8	0,54
440	0,44	87	0,0087	419	16,8	0,54
460	0,46	88	0,0088	418	16,7	0,53
480	0,48	95	0,0095	418	16,7	0,53
500	0,50	99	0,0099	418	16,7	0,53

Laboratorio de Suelos

Ing. Pio Coila Valdez
Responsable

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN
 FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS
 ESCUELA DE INGENIERIA GEOLOGICA - GEOTECNIA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO: MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE
UBICACION: CALLE FORTUNATO ZORA CARBAJAL
SOLIC. POR: #jREF!

CALICATA: #jREF!
PROFUND.: #jREF!
MUESTRA: #jREF!

MUESTREADO POR:	#jREF!	REALIZADO POR:	#jREF!
REVIZADO POR:	#jREF!	FECHA:	#jREF!

CORTE DIRECTO

CARACTERISTICAS DE LA MUESTRA		CONTENIDO DE HUMEDAD		
		RECIPIENTE Nro.	1	2
DIAMETRO (cm)	6,32	PESO SUELO HUMEDO + TARA	58,69	61,25
AREA (cm ²)	31,3	PESO SUELOS SECO + TARA	56,23	59,62
ALTURA (cm)	2,82	PESO DE LA TARA	15,20	15,68
PESO (grs)	65	PESO DE AGUA	2,46	1,63
VOLUMEN (cm ³)	88,3	PESO DE SUELO SECO	41,03	43,94
DENSIDAD SECA (grs/cm ³)	0,74	CONTENIDO DE AGUA (%)	6,00	3,71

TIPO DE MUESTRA		APLICACIONES DE CARGA	
NATURAL	x	DIAMETRO DEL ANILLO	6,35
COMPACTADA		VELOCIDAD DE CARGA (mm/min)	1,00
W OPT	#jREF!	CARGA NORMAL (kg)	37,345
DENSIDAD MAX.	#jREF!	ESFUERZO NORMAL (kg/cm ²)	1,19
% DE COMPACTACION	#jREF!	PESO DE LA SEMI-CAJA SUPERIOR (kg)	0,861
		PESO DEL PISTON DE CARGA	0,484

DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL		DEFORMACION VERTICAL		DEFORMACION HORIZONTAL		ESFUERZO DE CORTE
DIAL	Pulg.	DIAL	Pulg.	DIAL	kgF	kgF/cm ²
0	0,00	0	0	0	0,0	0,00
5	0,01	33	0,0033	90	3,6	0,12
10	0,01	45	0,0045	160	6,4	0,20
15	0,02	48	0,0048	200	8,0	0,26
20	0,02	54	0,0054	220	8,8	0,28
30	0,03	58	0,0058	300	12,0	0,38
40	0,04	60	0,0060	350	14,0	0,45
50	0,05	58	0,0058	373	14,9	0,48
65	0,07	48	0,0048	408	16,3	0,52
80	0,08	40	0,0040	433	17,3	0,55
100	0,10	31	0,0031	459	18,4	0,59
120	0,12	25	0,0025	471	18,8	0,60
140	0,14	23	0,0023	500	20,0	0,64
160	0,16	26	0,0026	509	20,4	0,65
180	0,18	33	0,0033	517	20,7	0,66
200	0,20	41	0,0041	525	21,0	0,67
220	0,22	52	0,0052	530	21,2	0,68
240	0,24	65	0,0065	537	21,5	0,69
260	0,26	78	0,0078	555	22,2	0,71
280	0,28	83	0,0083	565	22,6	0,72
300	0,30	91	0,0091	580	23,2	0,74
320	0,32	99	0,0099	595	23,8	0,76
340	0,34	104	0,0104	610	24,4	0,78
360	0,36	107	0,0107	620	24,8	0,79
380	0,38	116	0,0116	645	25,8	0,82
400	0,40	120	0,0120	650	26,0	0,83
420	0,42	130	0,0130	650	26,0	0,83
440	0,44	142	0,0142	645	25,8	0,82
460	0,46	147	0,0147	643	25,7	0,82
480	0,48	150	0,0150	643	25,7	0,82
500	0,50	155	0,0155	643	25,7	0,82

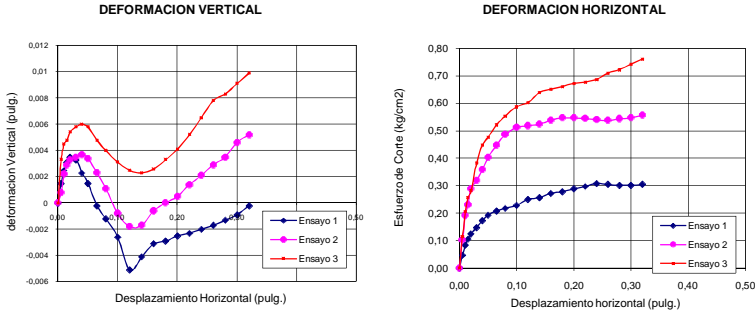
Ing. Luis Mamani Tito

Ing. Pio Coila Valdez

PROYECTO: ##### CALICATA: #####
 UBICACION: ##### PROFUND.: #####
 SOLIC. POR: ##### MUESTRA: #jREFI

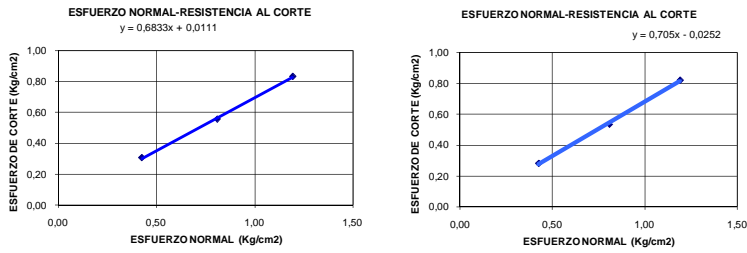
MUESTREADO POR: ##### REALIZADO POR: #####
 REVIZADO POR: ##### FECHA: #####

GRAFICO DE CORTE DIRECTO



0.31 0.56 0.83
 0.28 0.53 0.82

RELACION ESFUERZO NORMAL - ESFUERZO CORTANTE



	max	resid	ecua	ecua
	max	resid	max	resid
0,43	0,31	0,43	0,28	0,43
0,81	0,56	0,81	0,53	0,81
1,19	0,83	1,19	0,82	1,19
-0,28	0,03	-0,28	0,00	-0,27
-0,58	-0,02	-0,61	-0,07	-0,51
0,65	0,576	0,66	0,5834	0,633
0,717	0,622	0,75	0,6435	0,633
33,0	33,42		32,35	35,18
35,6	36,87		32,35	35,18



Cohesión (C) = 0,003 ##### 0,036 0,025
 Angulo de fricción $\phi(O)$ = 34,3 35,1 32,3 35,2 35,1

Ing. Luis Mamani Tito
 Laboratorio de Suelos

Ing. Pio Coila Valdez
 Responsable

REGISTRO DE CALICATAS

UNIVERSIDAD NACIONAL "JORGE BASADRE GROHMANN" DE TACNA

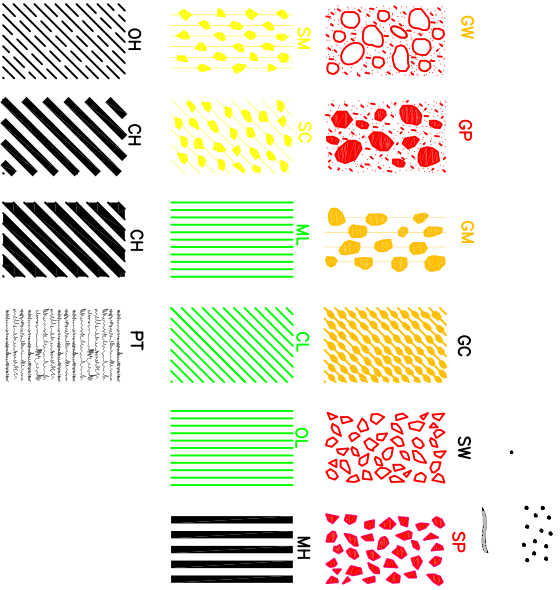
ESCUELA DE INGENIERIA GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA

REGISTRO DE CALICATA CCA-01

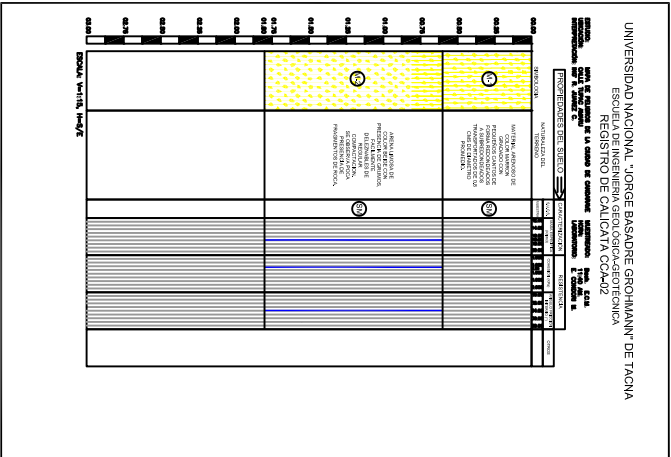
ESTUDIO: MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE MUESTREADO: Bach. E.C.M.
 UBICACIÓN: INSTITUTO SUPERIOR TECNOLÓGICO (1ra. ETAPA) HORA: 11:30 AM.
 INTERPRETACIÓN: ING° R. JUAREZ C. LABORATORIO: BACH. E. CONDORI M.

	PROPIEDADES DEL SUELO		CARACTERIZACIÓN				RESISTENCIA												
	SIMBOLOGIA	NATURALEZA DEL TERRENO	S.U.C.S.	MASA ESPECIFICA (KN/m ³)			COHESIÓN (KPa)		ANGULO FRICCIÓN INTERNO (°)			OTROS							
			MUESTRA	10.00	12.00	14.00	16.00	18.00	0.000	2.000			2.800	4.000	6.000	8.000	30.00	32.00	34.00
00.00		MATERIAL ARENOSO DE COLOR MARRON CON POCA CANTIDAD DE PEQUEÑOS CLASTOS DE APROX. 2.5 CMS DE DIAMETRO, PROMEDIO.	(M-1)	(SM)															
00.25			00.50	00.75	01.00	01.25	01.50	01.75	02.00	02.25	02.50	02.75	03.00						
		ARENA LIMOSA DE COLOR MARRON CON PRESENCIA DE GRUMOS, Y NOTORIO CONTENIDO DE HUMEDAD. PRESENTA BAJA COMPACTACION.	(M-2)	(SM)															

ESCALA: V=1:15, H=S/E

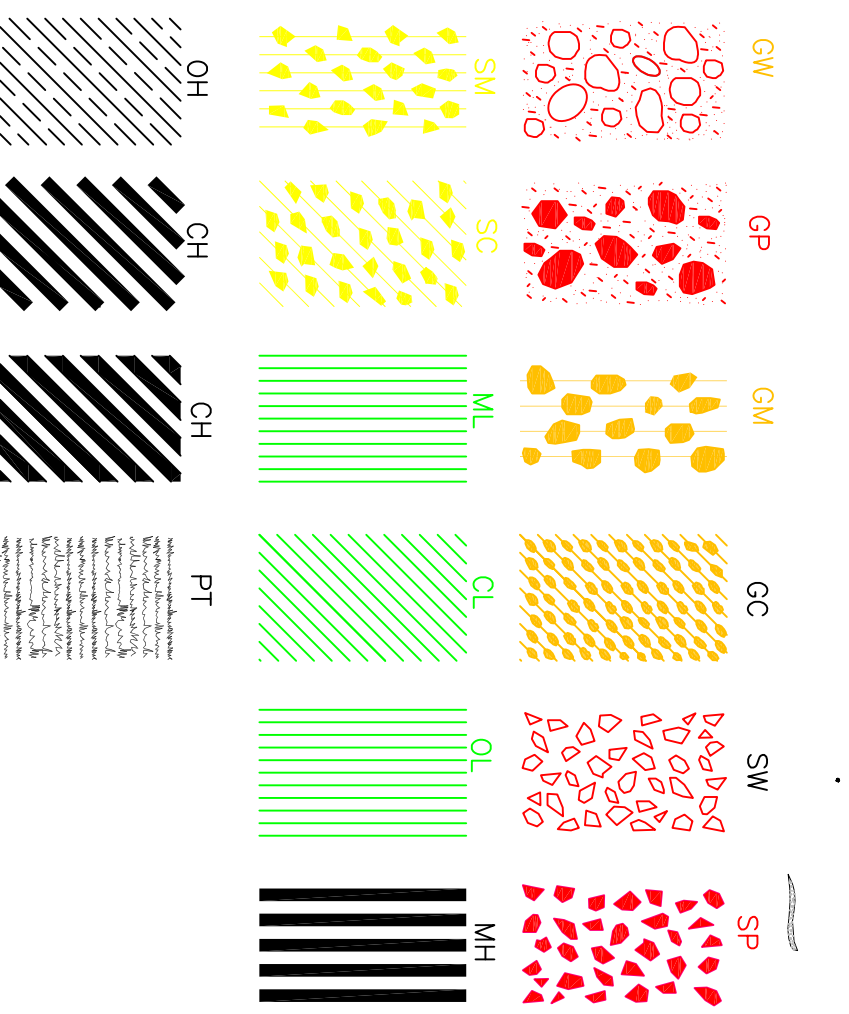
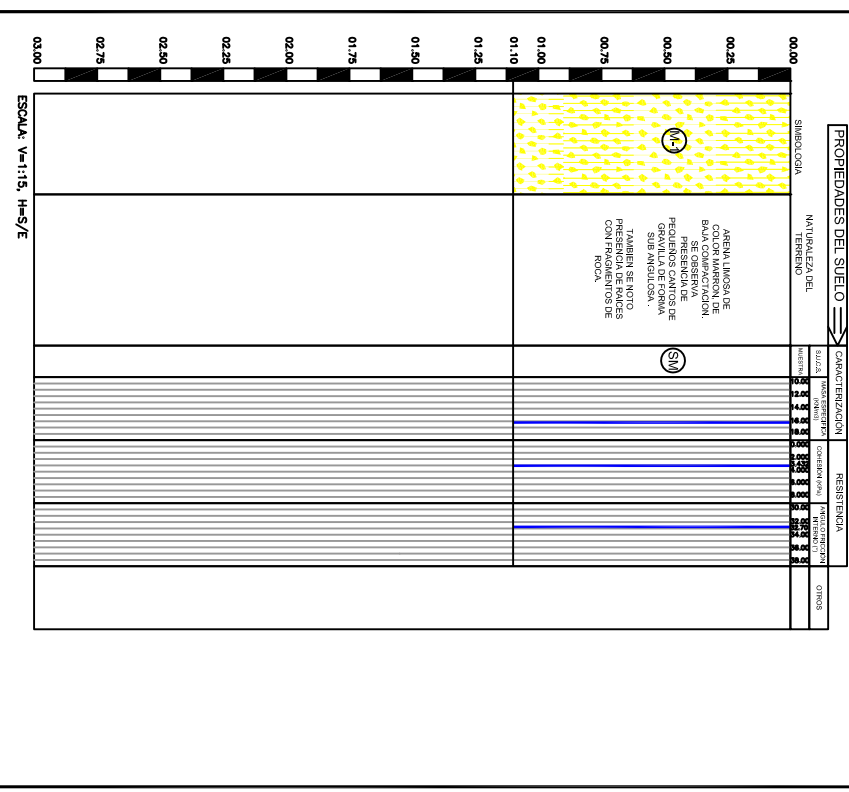


PT
 This symbol is used for the presence of a particular soil property. The symbol is placed in the soil profile where the property is present. The symbol is placed in the soil profile where the property is present.



UNIVERSIDAD NACIONAL "JORGE BASADRE GROHMANN" DE TACNA
 ESCUELA DE INGENIERIA GEOLOGICA-GEOTECNICA
 REGISTRO DE CALICATA CCA-03

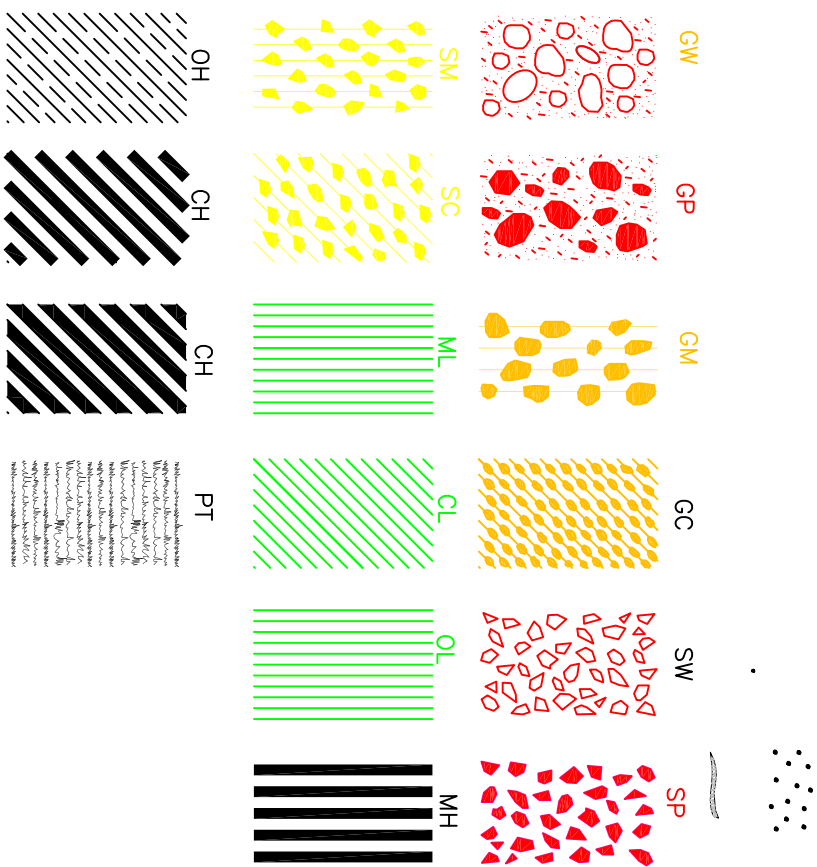
ESTUDIO: LOMA DE LAS PUEBLOS DE LA CIUDAD DE CANDAVE
 AUTOR: ING. R. JIMENEZ C.
 INTERVENCIÓN: MSTR. R. JIMENEZ C.
 MAESTRO: BACH. E.C.M.
 LABORATORIO: BACH. E. CONDORI M.



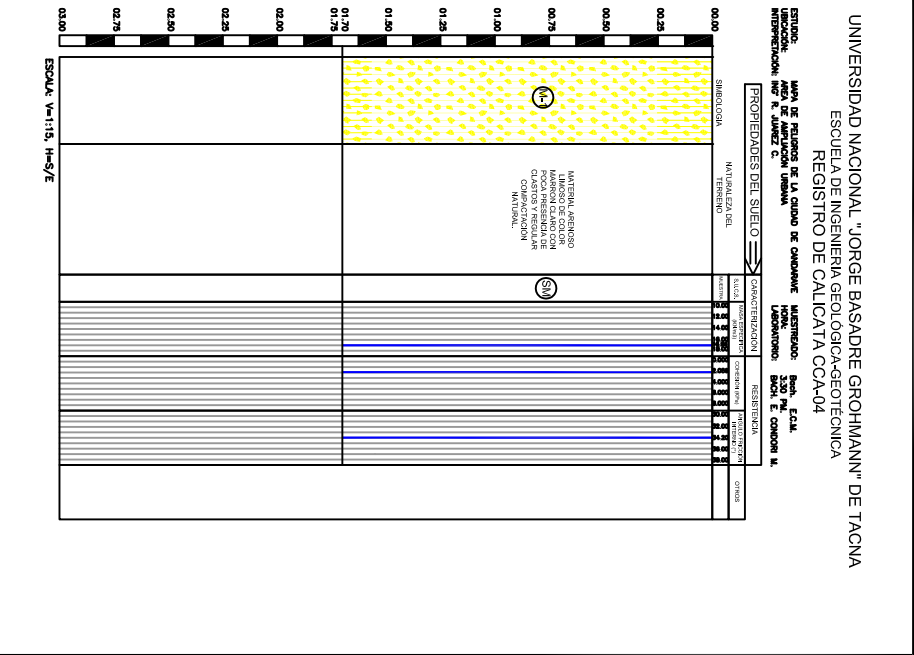
PT

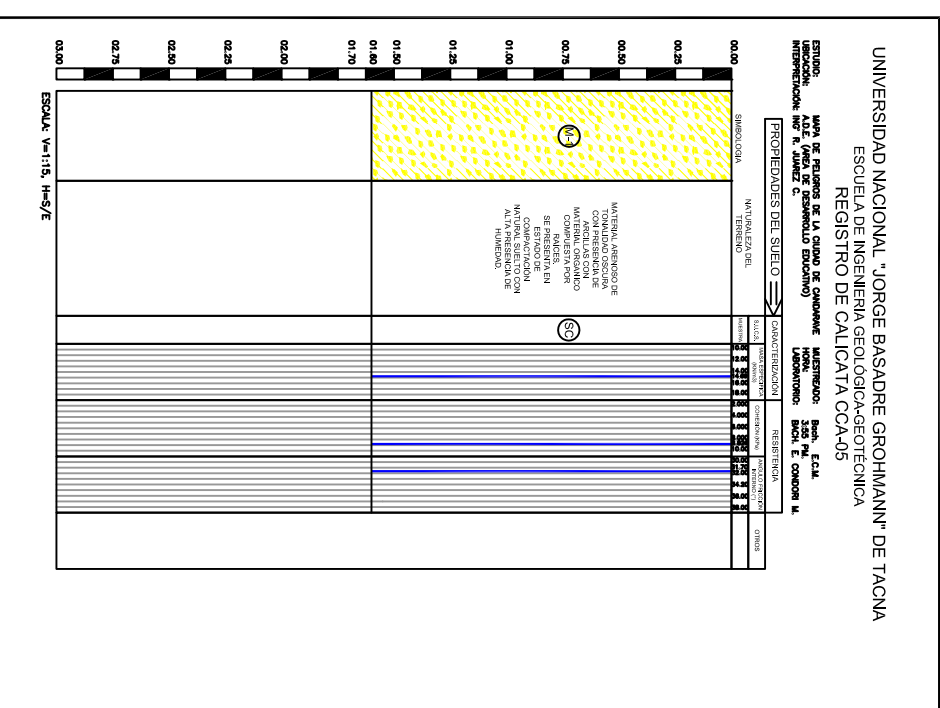
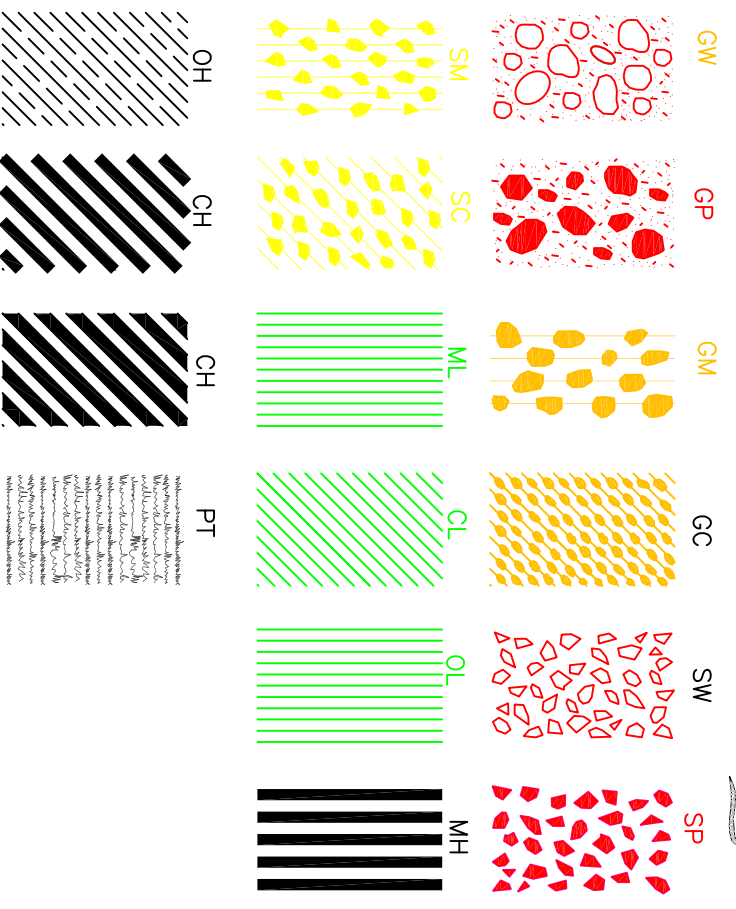
Peat

ESCALA: V=1:15, H=S/E



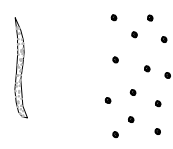
Nota: Este símbolo se utiliza para representar los suelos que pertenecen a la categoría de suelos orgánicos, es decir, aquellos que contienen materia orgánica en su composición.





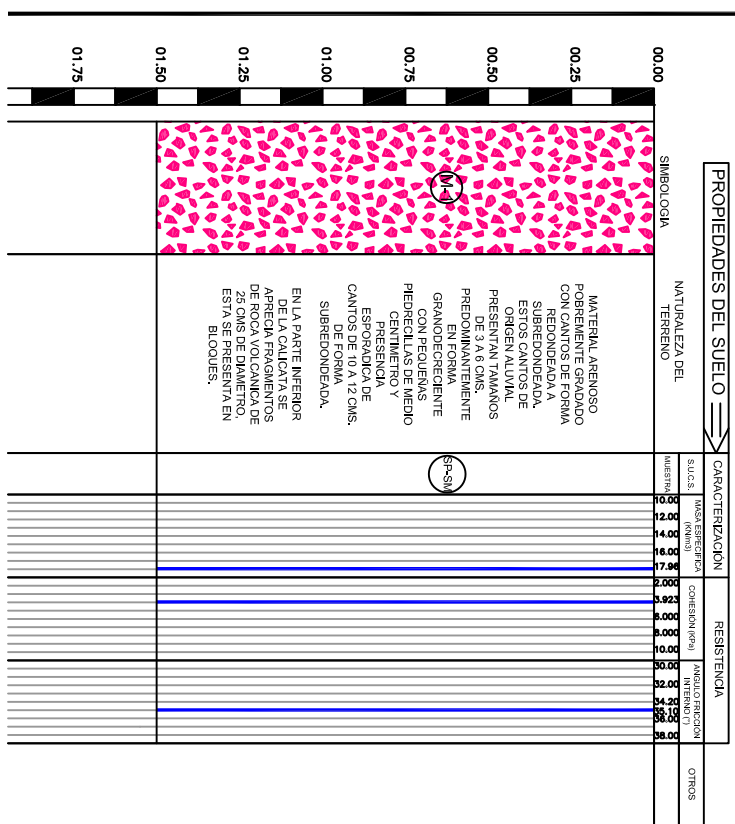
UNIVERSIDAD NACIONAL "JORGE BASADRE GROHMANN" DE TACNA
 ESCUELA DE INGENIERIA GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA
 REGISTRO DE CALICATA CCA-06

ESTUDIO: MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE MUESTREO: Bach, E.C.M.
 UBICACION: CALLE FORTUNATO ZORA CARBALLO HORA: 4:35 PM.
 INTERPRETACION: ING° R. JUAREZ C. LABORATORIO: BACH, E. CONDORI M.



Legend for soil types and symbols:

- GM: Yellow pebbles on a light background.
- GC: Yellow pebbles in a grid pattern.
- SW: Red angular pebbles.
- SP: Red angular pebbles.
- ML: Green horizontal lines.
- CL: Green diagonal lines.
- OL: Green horizontal lines.
- MH: Black vertical bars.



POTENCIAL DE DENSIFICACION

**ESTUDIO: "MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE"
CONVENIO UNJBG - INDECI**

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN

FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA GEOLÓGICA - GEOTECNIA

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO	: MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE TACNA	CALICATA	: CT-01
UBICACIÓN	: C.E. Andres A. Cáceres Av. Internacional s/n	PROFUNDIDAD	: 2.50 m.
SOLICIT.	: INDECI	FECHA	: agosto-01

GRANULOMETRIA

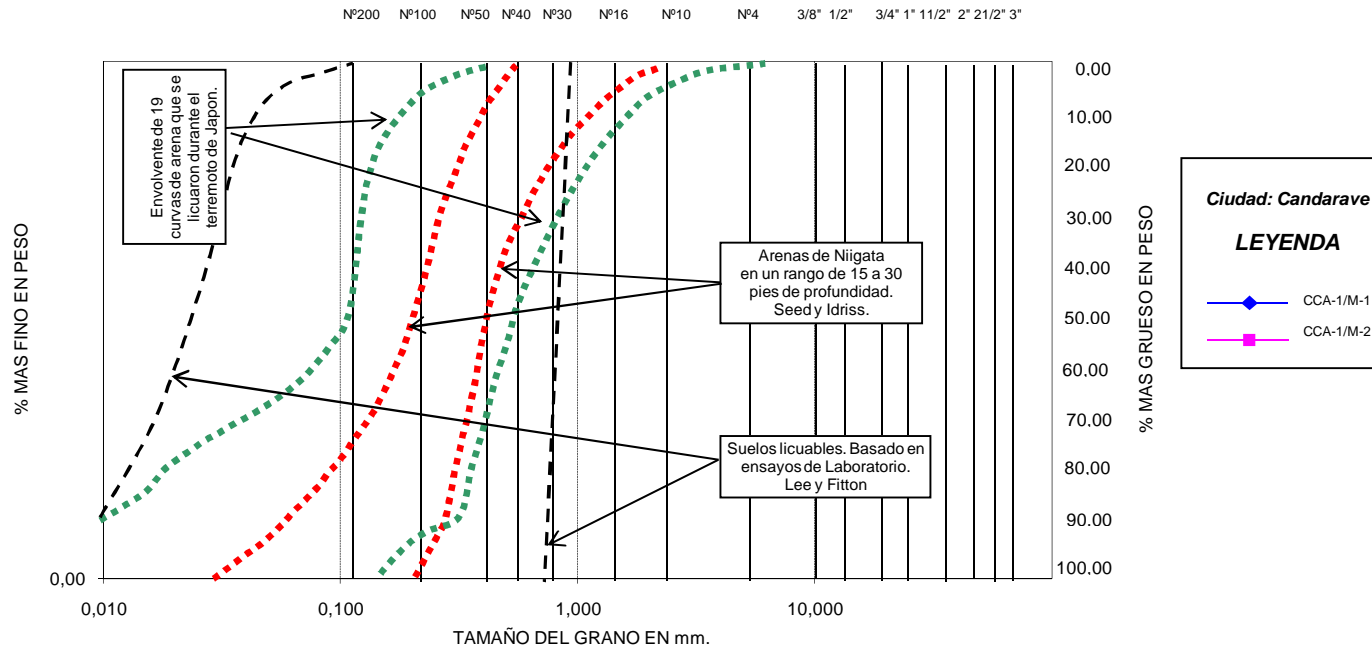
NORMA ASTM D-422-63(1998)

TAMIZ ASTM	ABERT. mm	PESO RETENIDO	RETENIDO %	RETENIDO ACUMUL.	%QUE PASA	DESCRIPCION DE LA MUESTRA	ABERT. mm
3"	76,200						3"
2 1/2"	63,500						2 1/2"
2"	50,800						2"
1 1/2"	38,100						1 1/2"
1"	25,400						1"
1/2"	12,700						1/2"
3/8"	9,525				100,00		3/8"
# 4	4,760	9,80	1,63	1,63	98,37		# 4
# 10	2,000	21,00	3,50	5,13	94,87		# 10
# 20	0,840	28,20	4,70	9,83	90,17		# 20
# 40	0,420	30,60	5,10	14,93	85,07		# 40
# 100	0,149	130,00	21,67	36,60	63,40		# 100
# 200	0,074	188,00	31,33	67,93	32,07		# 200
< # 200		113,80	18,97	86,90	13,10	<u>Observaciones</u>	< # 200
FRACCION PESO INICIAL		600,0					

**ESTUDIO: "MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE"
CONVENIO UNJBG - INDECI**

**POTENCIAL DE DENSIFICACION RELACIONADO AL TAMAÑO DE PARTICULAS
(Adaptado de Shannon *et. al.*)**

ANALISIS HIDROMETRO	ANALISIS GRANULOMETRICO	
tamaño de grano en mm.	número de malla por pulgada Norma U.S.	tamaño de abertura en pulgadas

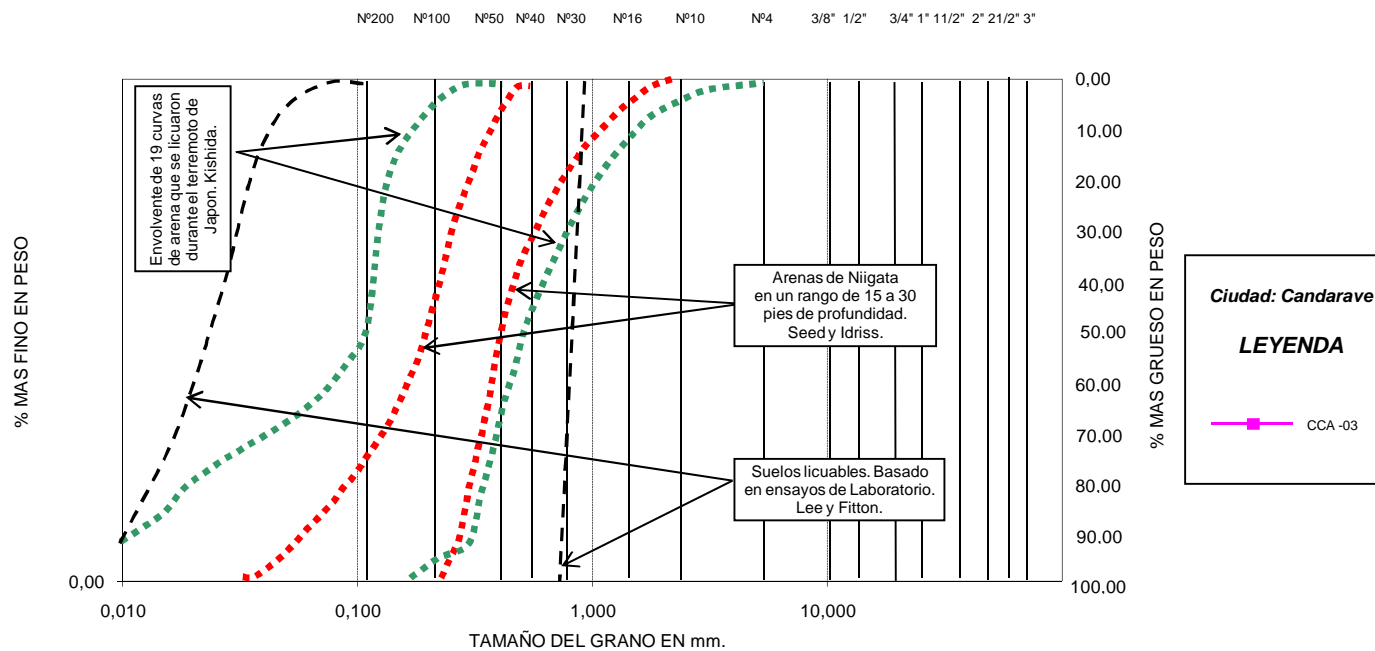


FINOS	finas	media	gruesa	finas	gruesa	BOLONES
	ARENAS			GRAVAS		

**ESTUDIO: "MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE"
CONVENIO UNJBG - INDECI**

**POTENCIAL DE DENSIFICACION RELACIONADO AL TAMAÑO DE PARTICULAS
(Adaptado de Shannon *et. al.*)**

ANALISIS HIDROMETRO	ANALISIS GRANULOMETRICO	
tamaño de grano en mm.	número de malla por pulgada Norma U.S.	tamaño de abertura en pulgadas

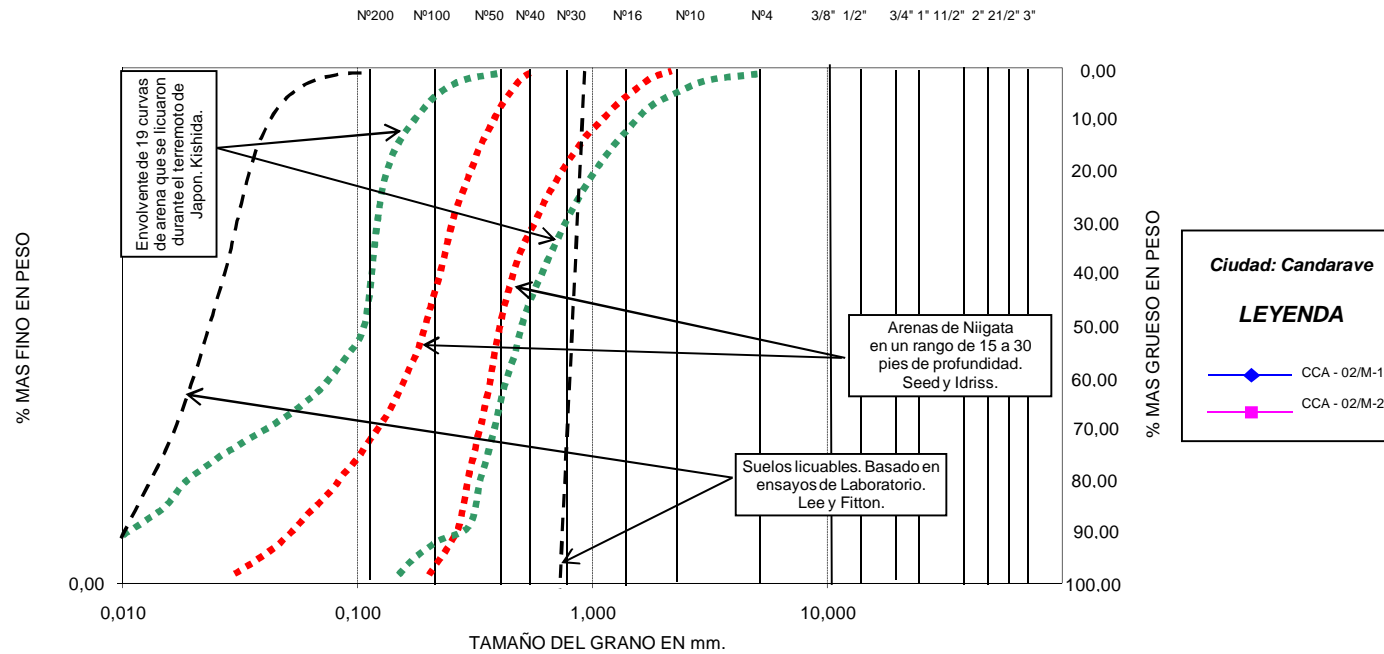


FINOS	finas	media	gruesa	finas	gruesas	BOLONES
	ARENAS			GRAVAS		

ESTUDIO: "MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE"
CONVENIO UNJBG - INDECI

POTENCIAL DE DENSIFICACION RELACIONADO AL TAMAÑO DE PARTICULAS
(Adaptado de Shannon *et. al.*)

ANALISIS HIDROMETRO	ANALISIS GRANULOMETRICO	
tamaño de grano en mm.	número de malla por pulgada Norma U.S.	tamaño de abertura en pulgadas

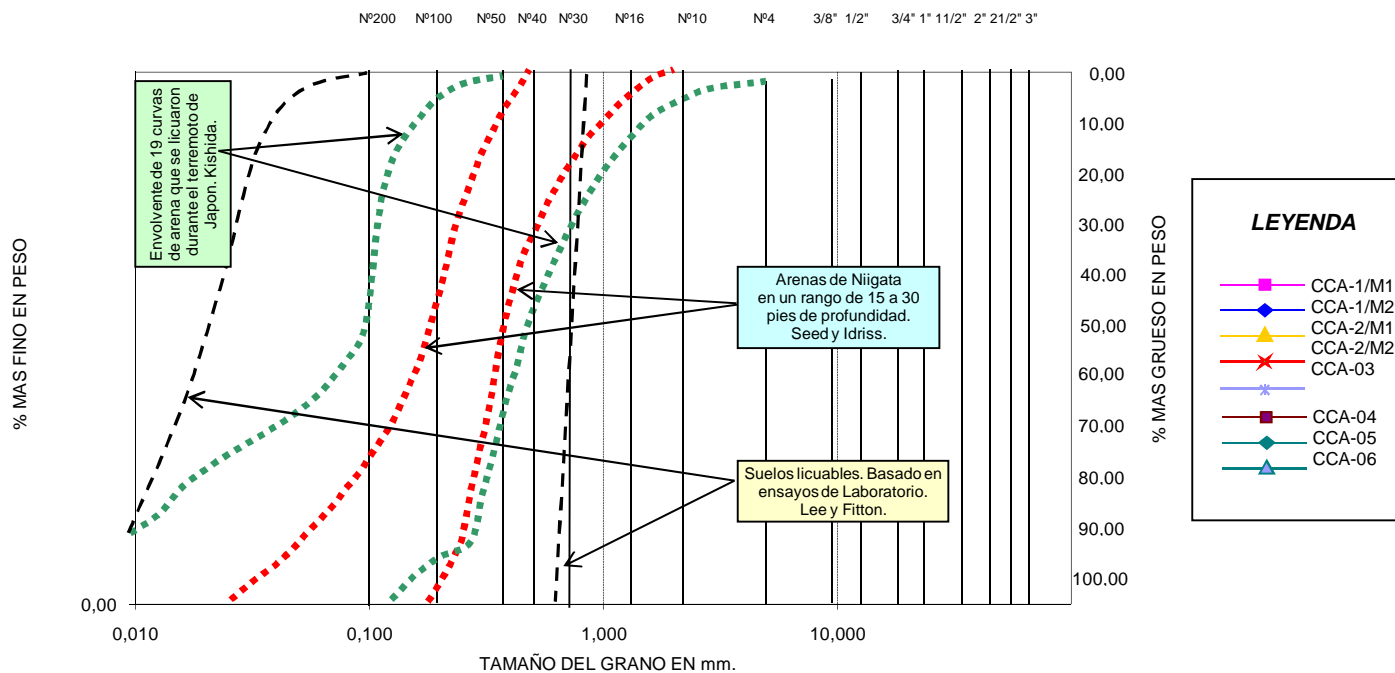


FINOS	finas	media	gruesa	finas	gruesas	BOLONES
	ARENAS			GRAVAS		

ESTUDIO: "MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE"
CONVENIO UNJBG - INDECI

POTENCIAL DE DENSIFICACION RELACIONADO AL TAMAÑO DE PARTICULAS
(Adaptado de Shannon *et. al.*)

ANALISIS HIDROMETRO	ANALISIS GRANULOMETRICO	
tamaño de grano en mm.	número de malla por pulgada Norma U.S.	tamaño de abertura en pulgadas

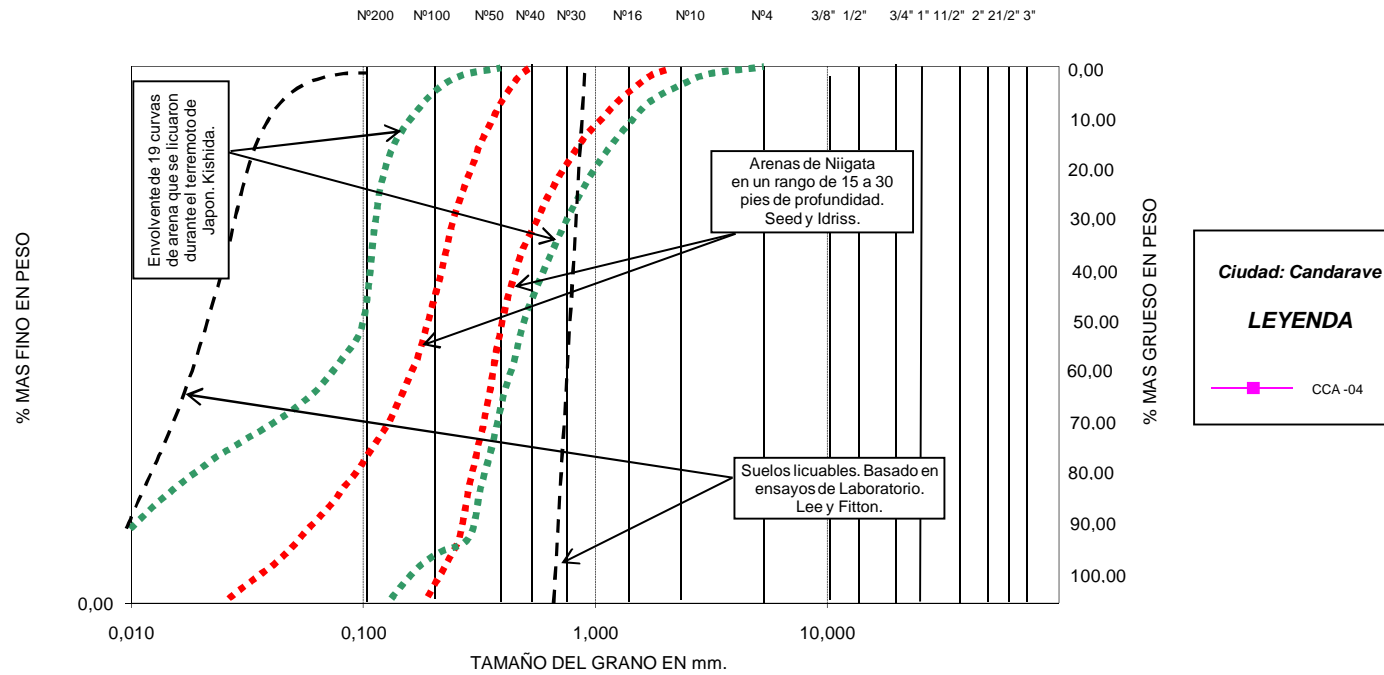


FINOS	finas	media	gruesa	fina	gruesa	BOLONES
	ARENAS			GRAVAS		

ESTUDIO: "MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE"
CONVENIO UNJBG - INDECI

POTENCIAL DE DENSIFICACION RELACIONADO AL TAMAÑO DE PARTICULAS
(Adaptado de Shannon *et. al.*)

ANALISIS HIDROMETRO	ANALISIS GRANULOMETRICO	
tamaño de grano en mm.	número de malla por pulgada Norma U.S.	tamaño de abertura en pulgadas

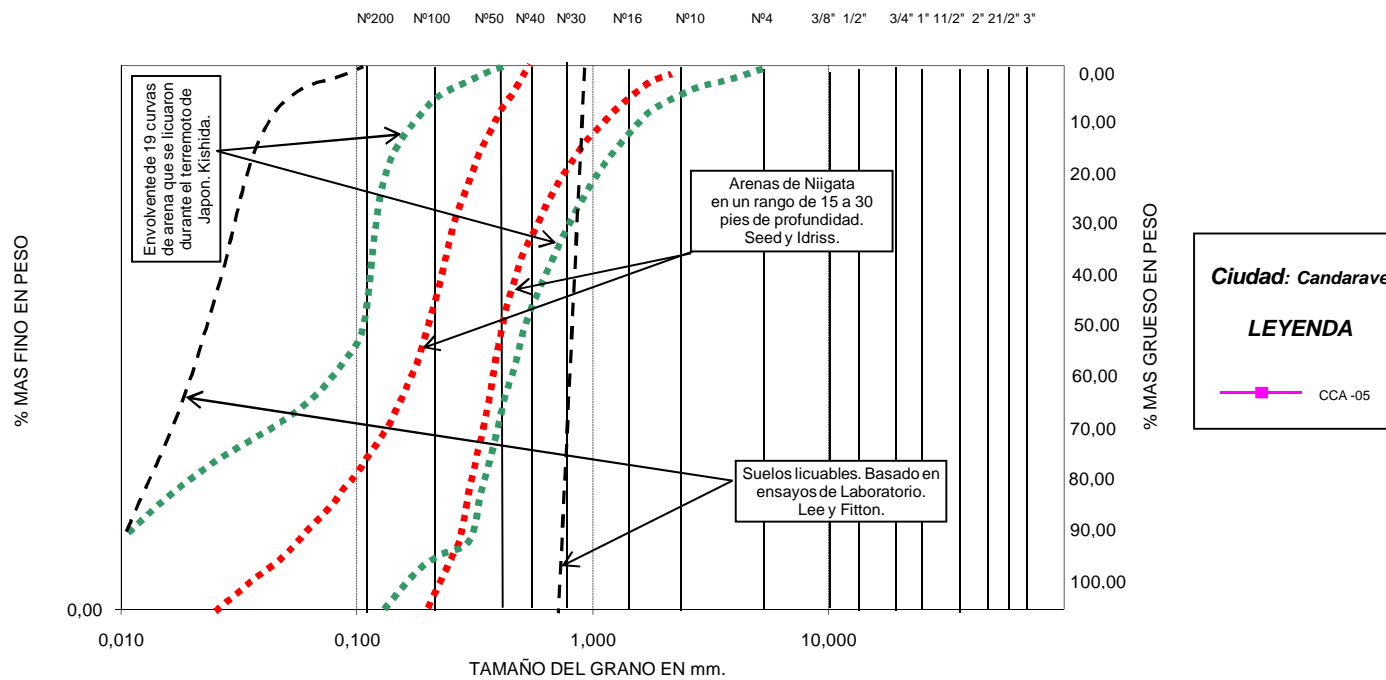


FINOS	finas	media	gruesa	finas	gruesas	BOLONES
	ARENAS			GRAVAS		

ESTUDIO: "MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE"
CONVENIO UNJBG - INDECI

POTENCIAL DE DENSIFICACION RELACIONADO AL TAMAÑO DE PARTICULAS
(Adaptado de Shannon *et. al.*)

ANALISIS HIDROMETRO	ANALISIS GRANULOMETRICO	
tamaño de grano en mm.	número de malla por pulgada Norma U.S.	tamaño de abertura en pulgadas

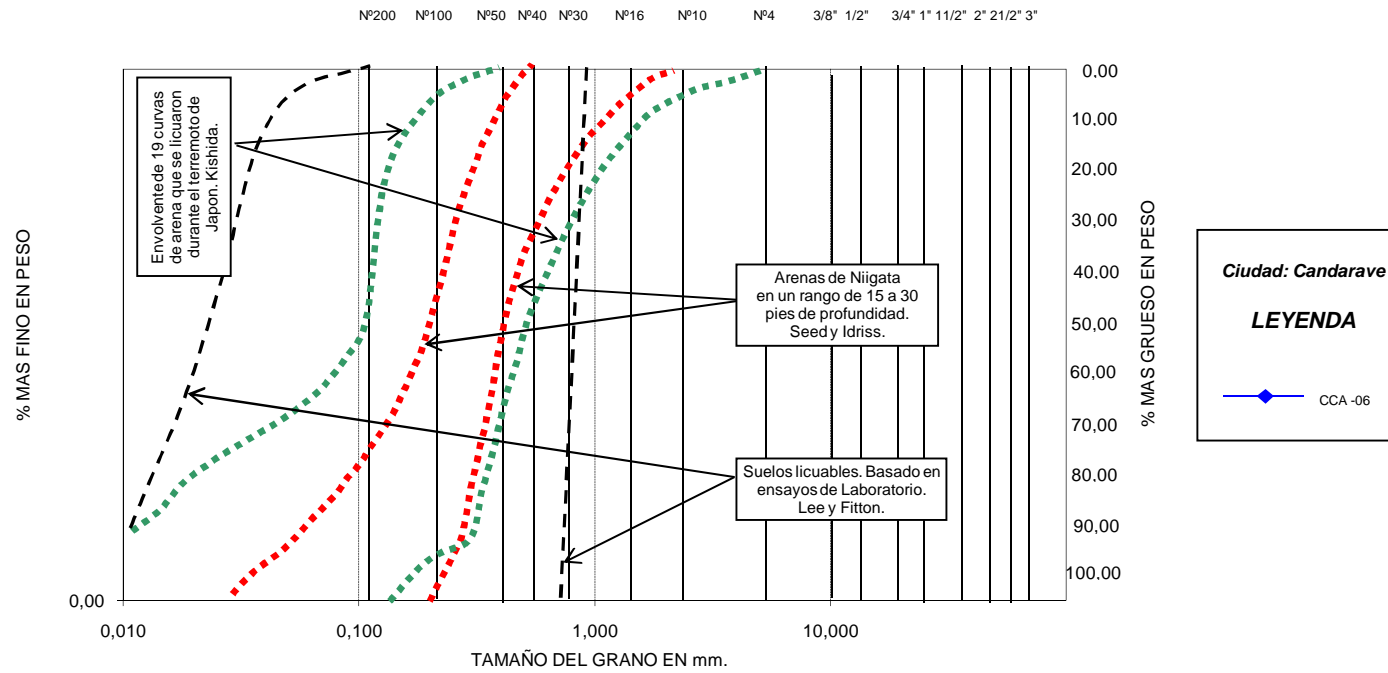


FINOS	finas	media	gruesa	finas	gruesas	BOLONES
	ARENAS			GRAVAS		

ESTUDIO: "MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE CANDARAVE"
CONVENIO UNJBG - INDECI

POTENCIAL DE DENSIFICACION RELACIONADO AL TAMAÑO DE PARTICULAS
 (Adaptado de Shannon *et. al.*)

ANALISIS HIDROMETRO	ANALISIS GRANULOMETRICO	
tamaño de grano en mm.	número de malla por pulgada Norma U.S.	tamaño de abertura en pulgadas



FINOS	finas	media	gruesa	finas	gruesas	BOLONES
	ARENAS			GRAVAS		

