

**CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN EL NEHRP PARA EL MUNICIPIO DE
ARECIBO**

Por

Alan Rivera Figueroa

Tesis sometida en cumplimiento parcial
de los requisitos del grado de

MAESTRÍA EN INGENIERÍA

en

Ingeniería Civil

**UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO
RECINTO UNIVERSITARIO DE MAYAGÜEZ
MAYO 2009**

Aprobado por:

Ricardo Ramos Cabeza, Ph.D.
Presidente, Comité Graduado

Fecha

José A. Martínez Cruzado, Ph.D.
Miembro, Comité Graduado

Fecha

Miguel A. Pando López, Ph.D.
Miembro, Comité Graduado

Fecha

Ismael Pagán Trinidad, M.S.C.E.
Director del Departamento de Ingeniería
Civil y Agrimensura

Fecha

Julia M. O'Hallorans Castillo
Representante Escuela Graduada

Fecha

Resumen

Este proyecto es parte de un proyecto de investigación realizada para la oficina del Comisionado de Seguros de Puerto Rico. El proyecto consiste en la generación de mapas de tipos de suelo para el municipio de Arecibo. Los suelos se clasifican según el NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program). El generar estas zonas envuelve la recopilación y organización de información sobre los suelos a ser estudiados. Para suelos tipo F, la evaluación se apoya en aplicar la metodología propuesta por Youd et al. (2002) combinado con el uso del índice potencial de licuación (Liquefaction Potential Index, LPI) propuesto por Iwasaki et al. (1982). Las herramientas utilizadas para la organización de la información y análisis de licuación son los programas LicuadoPR y ARCGIS 9.0. El mapa de clasificación de suelo tipo NEHRP generado incluye los suelos tipo F susceptibles a la licuación.

Abstract

This project is part of a research carried out for the Office of the Commissioner of Insurance of Puerto Rico. It consists of the creation of map of soil types zones for the city of Arecibo. These soil zones are classified using the NEHRP guidelines (National Earthquake Hazard Reduction Program). The creation of soil zones involves the recompilation and organization of information of the soils to be studied. For the soil type F, the evaluation is done applying the methodology proposed by Youd et. al. (2002) and combined with the Liquefaction Potential Index of Iwasaki's et. al. (1982). The tools used for the organization of information and analysis of liquefaction are LicuadoPR and ARGIS 9.0 software. The soil classification map includes those soils type F susceptible to liquefaction.

Agradecimientos

Primera que nada quisiera agradecer a los profesores miembros de mi comité graduado por su apoyo y su ayuda para que este proyecto fuera posible. Me refiero a los profesores Ricardo Ramos, Miguel Pando y José A. Martínez Cruzado. Ellos han sido los que con mucha paciencia y dedicación han puesto sus conocimientos a mi disposición. Los que ellos han sembrado hoy da fruto y seguirá dando fruto a través de mi vida.

También quiero agradecer a las diferentes compañías de suelo que accedieron a proveer los estudios de suelo para la realización de esta investigación.

Gracias a la profesora de español Lydia Pagán y a mi Pastor el Rev. Oscar Correa. Sus oraciones, consejos y apoyo me han dado fuerzas para lograr mis metas. Les agradezco el tiempo que han invertido en la corrección de este proyecto.

Le agradezco muchísimo a mi familia. Ellos han estado conmigo a través de este todo trabajo. En especial quiero agradecer a mi esposa Tania y mi a hijo Adriel. Su amor y paciencia me han motivado a trabajar fuerte.

Finalmente le doy las gracias a Dios quien me ha dado la vida. Todo lo que hago lo hago para Ti. Te amo.

Tabla de Contenido

RESUMEN	II
ABSTRACT	III
AGRADECIMIENTOS	IV
TABLA DE CONTENIDO	V
LISTA DE SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS	X
CAPITULO 1 INTRODUCCIÓN	1
1.1 MOTIVACIÓN	8
1.2 RESUMEN DE CAPÍTULOS	8
CAPITULO 2 REVISIÓN DE LITERATURA.....	9
CAPITULO 3 TRASFONDO TEÓRICO – LICUACIÓN	15
3.1 LICUACIÓN.....	15
3.2 MÉTODO SIMPLIFICADO PARA LA EVALUACIÓN DE RESISTENCIA A LICUACIÓN DE LOS SUELOS (YOU, ET AL., 2001).....	16
3.3 RAZÓN DE ESFUERZO CÍCLICO (CSR) Y RAZÓN DE RESISTENCIA CÍCLICA (CRR)	18
3.3.1 Evaluación de la Razón de Esfuerzo Cíclico (CSR)	18
3.3.2 Evaluación del CRR.....	20
3.4 PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT).....	21
3.4.1 Curva Base para Arena Limpia Basado en la STP	22
3.4.2 Influencia de contenido de finos al CRR	24
3.4.3 Otras correcciones.....	25
3.5 FACTORES DE MAGNITUD DE ESCALA (MSFs)	27
3.6 ACCELERACIÓN PICO EN LA SUPERFICIE	29
3.7 FACTOR DE CORRECCIÓN K_c	30
3.8 FACTOR DE CORRECCIÓN PARA SUELOS CON PENDIENTE K_A	31
CAPITULO 4 METODOLOGÍA.....	33
4.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN.....	33
4.2 NOMENCLATURA PARA IDENTIFICACIÓN DE BARRENOS	37
4.3 CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN NEHRP	38
4.4 ÍNDICE DE POTENCIAL DE LICUACIÓN (LPI).....	40

4.5	DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS BÁSICOS PARA LICUACIÓN.....	43
4.5.1	Aceleración Máxima en la Roca	43
4.5.2	Aceleración Máxima en la Superficie.....	44
4.5.3	Nivel Freático	46
4.6	LOCALIZACIÓN Y GRAFICADO DE BARRENOS	50
4.7	TRAZADO DE CONTORNOS.....	52
4.8	RESULTADOS	54
4.8.1	Contorno de Suelo S_E	54
4.8.2	Contorno de Suelo S_C	55
4.8.3	Contorno de Suelo S_D	55
4.8.4	Contorno de Suelo S_F	56
CAPITULO 5	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	60
5.1	CONCLUSIONES.....	60
5.2	LIMITACIONES	61
5.3	RECOMENDACIONES	62
CAPITULO 6	BIBLIOGRAFÍA.....	63
APÉNDICE A	- INFORMACIÓN SOBRE POZOS USGS PARA ARECIBO	66
APÉNDICE B	- INFORMACIÓN GRAFICADA DE LOS ESTUDIOS DE REFLEXIÓN Y REFRACCIÓN DE ONDA SÍSMICA PARA ARECIBO (ODUM, WILLIAMS, STEPHENSON, VON HILLEBRANDT, ASENCIO, & CAMERON, 2004).....	69
APÉNDICE C	- INFORMACIÓN SOBRE V_s EN EL RADIO TELESCOPIO DE ARECIBO JACA & SIERRA 2002 ...	71
APÉNDICE D	- INFORMACIÓN DETALLADA DE LOS ESTUDIOS DE SUELO	73
APÉNDICE E	- MAPA DE CLASIFICACIÓN DE SUELO SEGÚN NEHRP PARA ARECIBO SECCIONADO	83

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1-1: PUEBLOS DEL MUNICIPIO DE ARECIBO	5
FIGURA 3-1: SAND BOIL PRODUCIDO POR LICUACIÓN DURANTE EL TERREMOTO DE EL CENTRO EN CALIFORNIA EN 1979. (HTTP://WWW.SMATE.WWU.EDU/TECHED/GEOLOGY/EQ-GENERAL.HTML)	16
FIGURA 3-2: COMPARACIÓN DE VALORES DE R_d Y PROFUNDIDAD DESARROLLADO POR SEED E ISDRIS (1971) CON LOS VALORES PROMEDIOS GRAFICADAS DE LAS ECUACIONES (3.3.4)	20
FIGURA 3-3: CURVA PARA STP DE ARENA LIMPIA PARA MAGNITUD DE TERREMOTOS DE 7.5 CONSIDERANDO EL CONTENIDO DE FINOS Y CON INFORMACIÓN DE DIFERENTES LUGARES DONDE FUE O NO FUE OBSERVADA LICUACIÓN	23
FIGURA 4-1: MAPA GEOLÓGICO DEL MUNICIPIO DE ARECIBO (BRIGGS, 1968)	35
FIGURA 4-2: EJEMPLO DEL VALOR F Y W(z).....	42
FIGURA 4-3: ESTIMACIÓN POR INTERPOLACIÓN DE LA ACELERACIÓN EN LA ROCA DE ARECIBO.....	44
FIGURA 4-4: CURVAS PARA LA ESTIMACIÓN DE LA ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA ROCA (PGA) EN LOS MUNICIPIOS DE MAYAGÜEZ Y SAN JUAN (ADAPTADA DE MUELLER, 2004)	45
FIGURA 4-5: INFORMACIÓN SOBRE EL NIVEL FREÁTICO DEL POZO BARRETO DAIRY EN ARECIBO PROVISTA POR EL USGS (USGS WATER RESOURCE, 2009)	47
FIGURA 4-6: POZOS DEL USGS EN EL MUNICIPIO DE ARECIBO Y ESTACIONES SÍSMICAS DEL PROGRAMA DE MOVIMIENTO FUERTE	48
FIGURA 4-7: BARRENOS GRAFICADOS SEGÚN SU CLASIFICACIÓN EN EL PROGRAMA ARCGIS.....	51
FIGURA 4-8: DETERMINACIÓN DE TIPOS DE SUELO SEGÚN EL MAPA GEOLÓGICO DEL USGS.....	53
FIGURA 4-9: DELIMITACIÓN IRREGULAR DE TIPOS DE SUELOS	55
FIGURA 4-10: DELIMITACIÓN DE SUELOS CORREGIDA	56
FIGURA 4-11: ZONA CATALOGADA COMO LICUABLE SOLAPADO SOBRE EL MAPA DE ZONAS INUNDABLES DE FEMA CON LOS BARRENOS CATALOGADOS COMO LICUABLES IDENTIFICADOS.	58
FIGURA 4-12: MAPA FINAL CORREGIDO SEGÚN EL MAPA GEOLÓGICO Y LAS CARRETERAS O CAMINOS.	59
FIGURA B--1: DATOS GRAFICADOS DEL ESTUDIO REALIZADO EN EL AEROPUERTO DE ARECIBO.....	69
FIGURA B--2: DATOS GRAFICADOS EL ESTUDIO REALIZADO EN LA PISTA ATLÉTICA DEL UPR EN ARECIBO	70
FIGURA C--1: VELOCIDADES DE ONDA DE CORTE OBTENIDAS DE LA PRUEBA DOWNHOLE	72
FIGURA E--1: MAPA DE CLASIFICACIÓN DE SUELO SEGÚN NEHRP PARA ARECIBO.....	84
FIGURA E--2: SECCIÓN A-1	85
FIGURA E--3: SECCIÓN A-2	86
FIGURA E--4: SECCIÓN A-3	87
FIGURA E--5: SECCIÓN A-4	88
FIGURA E--6: SECCIÓN A-5	89
FIGURA E--7: SECCIÓN A-6	90
FIGURA E--8: SECCIÓN B-2	91
FIGURA E--9: SECCIÓN B-3	92
FIGURA E--10: SECCIÓN B-4	93
FIGURA E--11: SECCIÓN B-5	94
FIGURA E--12: SECCIÓN B-6	95
FIGURA E--13: SECCIÓN B-7	96
FIGURA E--14: SECCIÓN C-1	97
FIGURA E--15: SECCIÓN C-2	98
FIGURA E--16: SECCIÓN C-3	99

FIGURA E--17: SECCIÓN C-4	100
FIGURA E--18: SECCIÓN C-5	101
FIGURA E--19: SECCIÓN C-6	102
FIGURA E--20: SECCIÓN C-7	103
FIGURA E--21: SECCIÓN D-1.....	104
FIGURA E--22: SECCIÓN D-2.....	105
FIGURA E--23: SECCIÓN D-3.....	106
FIGURA E--24: SECCIÓN D-4.....	107
FIGURA E--25: SECCIÓN D-5.....	108
FIGURA E--26: SECCIÓN D-6.....	109
FIGURA E--27: SECCIÓN D-7.....	110
FIGURA E--28: SECCIÓN E-1	111
FIGURA E--29: SECCIÓN E-2	112
FIGURA E--30: SECCIÓN E-3	113
FIGURA E--31: SECCIÓN E-4	114
FIGURA E--32: SECCIÓN E-5	115
FIGURA E--33: SECCIÓN E-6	116
FIGURA E--34: SECCIÓN E-7	117
FIGURA E--35: SECCIÓN F-1	118
FIGURA E--36: SECCIÓN F-2	119
FIGURA E--37: SECCIÓN F-3	120
FIGURA E--38: SECCIÓN F-4	121
FIGURA E--39: SECCIÓN F-5	122
FIGURA E--40: SECCIÓN F-6	123
FIGURA E--41: SECCIÓN F-7	124
FIGURA E--42: SECCIÓN G-1.....	125
FIGURE E--43: SECCIÓN G-2.....	126
FIGURA E--44: SECCIÓN G-3.....	127
FIGURE E--45: SECCIÓN G-4.....	128
FIGURA E--46: SECCIÓN G-5.....	129
FIGURA E-7: SECCIÓN G-6.....	130

Lista de Tablas

TABLA 3-1: FACTORES DE CORRECCIÓN ADICIONALES APLICADOS A LOS RESULTADOS DE LA STP (SKEMPTON, 1986).....	26
TABLA 3-2: FACTORES DE MAGNITUD DE ESCALA DEFINIDO POR DIFERENTES INVESTIGADORES OBTENIDO DE PRUEBAS DE CAMPO (YOUDE & NOBLE, 1997A)	28
TABLA 4-1: COMPAÑÍAS QUE FACILITARON ESTUDIOS DE SUELOS Y LA CANTIDAD QUE PROVEYERON A LA INVESTIGACIÓN. ADEMÁS, LAS INICIALES UTILIZADAS EN LA NOMENCLATURA.	37
TABLA 4-2: TIPOS DE PERFILES DE SUELO SEGÚN EL NEHRP	38
TABLA 4-3: ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA SUPERFICIE	46
TABLA 4-4: CONTENIDO DE HUMEDAD PARA SUELOS ARENOSOS EN ESTADO SATURADO	49
TABLA 4-5: CLASIFICACIÓN FINAL DE TODOS LOS ESTUDIOS ANALIZADO CON LICUADOPR Y GRAFICADOS EN ARGGIS Y NIVEL DE DAÑO DE LOS BARRENOS CLASIFICADOS COMO LICUABLES.....	50
TABLA 4-6: PRESENTACIÓN DETALLADA DE LOS BARRENOS DENTRO DE LA ZONA CATALOGADA COMO LICUABLE	57
TABLA A--1: INFORMACIÓN DETALLADA DE LOS POZOS DEL USGS EN ARECIBO	66
TABLA C--1: VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE, MODULO DE CORTE Y RAZÓN DE POISSON PARA ARECIBO (DS)	71
TABLA D-1: INFORMACIÓN DE TODOS LOS ESTUDIOS UTILIZADOS EN EL PROYECTO.....	73

Lista de Símbolos y Abreviaturas

$\bar{N}$ = Cantidad de golpes de SPT promedio

$\bar{S}_u$ = Resistencia al corte no drenada promedio

$(N_i)_{60}$ = Cantidad de golpes de SPT corregida

$(N_i)_{60CS}$ = $(N_i)_{60}$ corregido por contenido de finos

$\bar{V}_s$ = Velocidad de onda de corte promedio

A_a = Aceleración pico efectiva

A_C = Aceleración

$a_{\max}$ = Aceleración máxima en la superficie

A_v = Velocidad pico efectiva

BPT = Becker Penetration Test

C_a = Coeficiente sísmico (UBC 97)

C_B = Factor de corrección por diámetro del barreno

C_E = Factor de corrección por razón de energía del martillo

C_N = Factor de corrección por esfuerzos efectivos

CPT = Cone Penetration Test

C_R = Factor de corrección por largo de barra

$CRR_{7.5}$ = Cyclic Resistance Ratio

CRS = Cyclic Stress Ratio

C_s = Factor de corrección de acuerdo al tipo de muestra

d_i = Espesor de la capa de suelo

e min = Razón de vanos mínima

F = Función de Factor de Seguridad

FC = Contenido de finos

FEMA = Federal Emergency Management Agency

FS = Factor de Seguridad

g = aceleración gravitacional

GIS = Geographic Information System

G_s = Gravedad específica

H = Espesor de la capa de suelo estudiada

H_A = Distancia entre el punto de la capa de suelo evaluada y el nivel freático

K_α = Factor de corrección para pendiente del suelo

K_σ = Factor de corrección por esfuerzos de confinamiento

LPI = Liquefaction Potential Index

M_S = Magnitud de onda superficial

MSF = Magnitud Scaling Factor

N = Numero de golpes de SPT

NEHPR = National Earthquake Hazard Research Program

N_i = Cantidad de golpes de SPT de la capa de suelo estudiada

N_m = Cantidad de golpes de SPT medida en el campo

P_a = Presión atmosférica

PI = Índice de plasticidad

PGA = Peak Ground Acceleration

PSA = Aceleración espectral pico

r_d = Coeficiente de reducción de esfuerzo

SPT = Standard Penetration Test

T = Periodo

UBC 97 = Uniform Building Code 1997

USGS = United States Geological Survey

V_p = Velocidad de ondas de compresión

V_s = Velocidad de onda de corte

V_{s30} = Velocidad de onda de corte promedio hasta 30m

w = Contenido de humedad

w(z) = promedio ponderado de la profundidad

Z = Factor de zona sísmica (UBC 97)

z = profundidad del suelo en estudio

α, β = Factores de corrección por contenido de finos

γ_{sat} = Peso unitario del suelo saturado

γ_w = Peso unitario del agua

σ'_{vo} = Esfuerzo efectivo vertical del suelo

σ_{vo} = Esfuerzo total vertical del suelo

CAPITULO 1 Introducción

En Puerto Rico ocurren eventos sísmicos. Estos han ocurrido en el pasado y han de volver a ocurrir. De hecho, Puerto Rico está ubicado en una zona de alta peligrosidad sísmica. Tan cierto es esto que ocurren un promedio de seis sismos diarios. Según la Red Sísmica de Puerto Rico para el año 2007 se registraron 2,253 sismos (2008). En el UBC de 1997 (Uniform Building Code) Puerto Rico tiene un coeficiente de zona sísmica de tres de una escala del cero al cuatro. Se entiende que mientras mayor sea el número mayor es la aceleración efectiva del suelo esperada en un periodo de tiempo dado.

A través de la historia la isla ha experimentado fuertes temblores que han causado pérdida de vidas y daños a la propiedad. Actualmente se tiene conocimiento de cuatro sismos fuertes que han azotado la isla de Puerto Rico. El terremoto de mayor destrucción fue el del 11 de octubre de 1918 el cual tuvo una magnitud de $M_s = 7.3$ y su epicentro fue localizado en el Cañón de la Mona. La intensidad en Aguadilla, según la escala Rossi-Forel utilizada en la época, fue de IX. Esto indica que fue capaz de destruir propiedades (4 millones en daños a la propiedad) y de ocasionar pérdida de vidas (116 fatalidades). Los estudios de campo que se hicieron después del sismo mostraron grietas y ondulaciones en la superficie que explicaban el por qué de tan alta intensidad. La fuerza fue mayor en los terrenos aluviales y se acentuó donde estaba el agua subterránea cerca de la superficie. Desafortunadamente, en Puerto Rico, gran parte de los pueblos están cimentados sobre suelos aluviales lo cual contribuye al aumento en el riesgo sísmico (Red Sísmica de Puerto Rico 2005).

El municipio de Arecibo, el cual sintió una intensidad de VII en el sismo de 1918, también tuvo daños y pérdida de vidas según nos dice su historia. Durante el terremoto del 1918 se destruyó la bóveda, también conocida como ábside, y el campanario de la hoy catedral San Felipe de Arecibo.

Arecibo existe como núcleo poblacional desde el 1533. Toma su nombre de un jefe indio llamado Arazibo. En el 1614, por su crecimiento poblacional, fue ascendida a pueblo. En el 1846 se construye la primera iglesia de mampostería y ladrillos. Esta fue arruinada por sismos en el mismo año y en el 1859. La iglesia fue reconstruida en el 1882 (Ortizal, 2009).

Este Municipio integra 18 barrios (ver Figura 1-1) y la ciudad. Arecibo es uno de los pueblos más grandes de Puerto Rico con 330.2 km² de superficie. Como es de esperarse, es uno de los que tiene mayor población con un total de 100,131 personas según el censo del 2000. Si se compara su población actual con la del 1920, la cual era de 46,578, veremos que esta ha crecido más del doble. Con este aumento en población se espera que si volviera a ocurrir un terremoto como el del 1918 los daños a las propiedades y la pérdida de vidas serían considerablemente mayores.

Arecibo, como el norte de Puerto Rico, es caracterizado principalmente por topografía cárstica. Los principales tipos de características del carso tropical son bien definidas. Siete amplias subdivisiones fisiográficas son reconocidas. Cinco de estas pueden ser relacionadas por diferencias litológicas subyacentes a la caliza en el fondo y depósitos superficiales (Briggs, 1968).

1. *Carso tenue* – En la región suroeste de Arecibo, al sur de La Esperanza y al oeste del Río Tanamá, hay un área pequeña caracterizada por pendientes moderadas, relieve local que raramente excede 60 m y el drenaje interior. Depresiones amplias y profundas, lomas

con forma de domo, bordes irregulares y patrones rudimentarios de quebradas, son típicas en estas regiones cársticas. Los afloramientos son mayormente tiza y marga de la Formación Cibao, pero la región esta subyacida en parte por la Caliza Montebello Miembro del Cibao.

2. *Sumidero Cárstico* – Este tipo de topografía ocurre en una banda de cerca de 4 km de ancho a lo largo de la parte sur Arecibo. Esta subdivisión es interrumpida por el área de cástica subyacente y los valles del Rio Grande de Arecibo y el Rio Tanamá. Los sumideros son separados por varios bordes serrados y torres subpiramidales. Algunos sumideros son de hasta 50 m de profundidad. Algunos de estos se han coligado para formar valles cársticos irregulares, más notable en el área de afloramientos del Miembro Caliza Montebello a lo largo del contacto entre Miembro Montebello y la subyacente Caliza Aguada. Los sumideros cársticos están generalmente restringido a las rocas del Montebello y Aguada. En Montebello los sumideros individuales son de hasta 250 m a lo largo, mientras que en Aguada estos son de hasta 200 m.
3. *Mogote cárstico* – Al norte del sumidero cárstico y excediéndose a lo largo del centro del Arecibo, excepto en el valle del Rio Grande de Arecibo, hay una bien desarrollada topografía cástica de diferentes tipos. Las lomas en forma de domo son llamados mogotes, del que este tipo de topografía toma su nombre. En Arecibo los mogotes suben hasta 50 m y son comúnmente de 100 a 150 m de diámetro en la base. Estos también son observados como los picos bordes rocosos alargados que tiene hasta 70 m de relieve local. Algunos sumideros poco profundos y algunos patrones débiles de drenaje detrítico también son encontrados. El Mogote cárstico se han desarrollado solo de las partes baja y media de la Caliza Aymamón.

4. *Colinas ondulantes y planos irregulares con características cársticas menores* – Esta subdivisión también se extiende a lo largo de Arecibo, con la excepción del área ocupada por el valle del Río Grande de Arecibo. Al sur esta subdivisión se nivela al mogote cárstico. En el lado este es limitado por la Ciénaga Tiburones; en el oeste esta se extiende hasta incluir la escarpa justo al sur de la carretera PR #2. Las colinas de esta subdivisión tienen pendientes de leves a moderadas y el relieve local es generalmente menor de 60 m. Mogotes y bordes irregulares están presentes, pero estos son menos deslumbrantes que los más pronunciados mogotes cársticos más al sur y generalmente tiene un menor relieve local y pendiente más leve. Planos de depósitos de manto ocurren en partes de esta subdivisión, pero las depresiones son poco profundas y el drenaje interior es raro. En algunas pendientes se han desarrollado patrones de drenaje dendrítico aunque no hay corrientes perennes. Las colinas ondulantes y los planos irregulares están mayormente en la Caliza Camuy, pero en la parte sur de la subdivisión contiene aéreas subyacidas por la parte superior de la Caliza Aymamón y en el noroeste contiene áreas subyacidas por dunas cementadas.
5. *Ciénaga Tiburones* – el pantano llamado Ciénaga Tiburones se extiende desde el plano inundable del Río Grande de Arecibo hacia el este de Arecibo con un largo total de 1.5 km. Este es virtualmente plano y consiste de suelo pantanoso y pantano turboso en o cerca del nivel del mar.

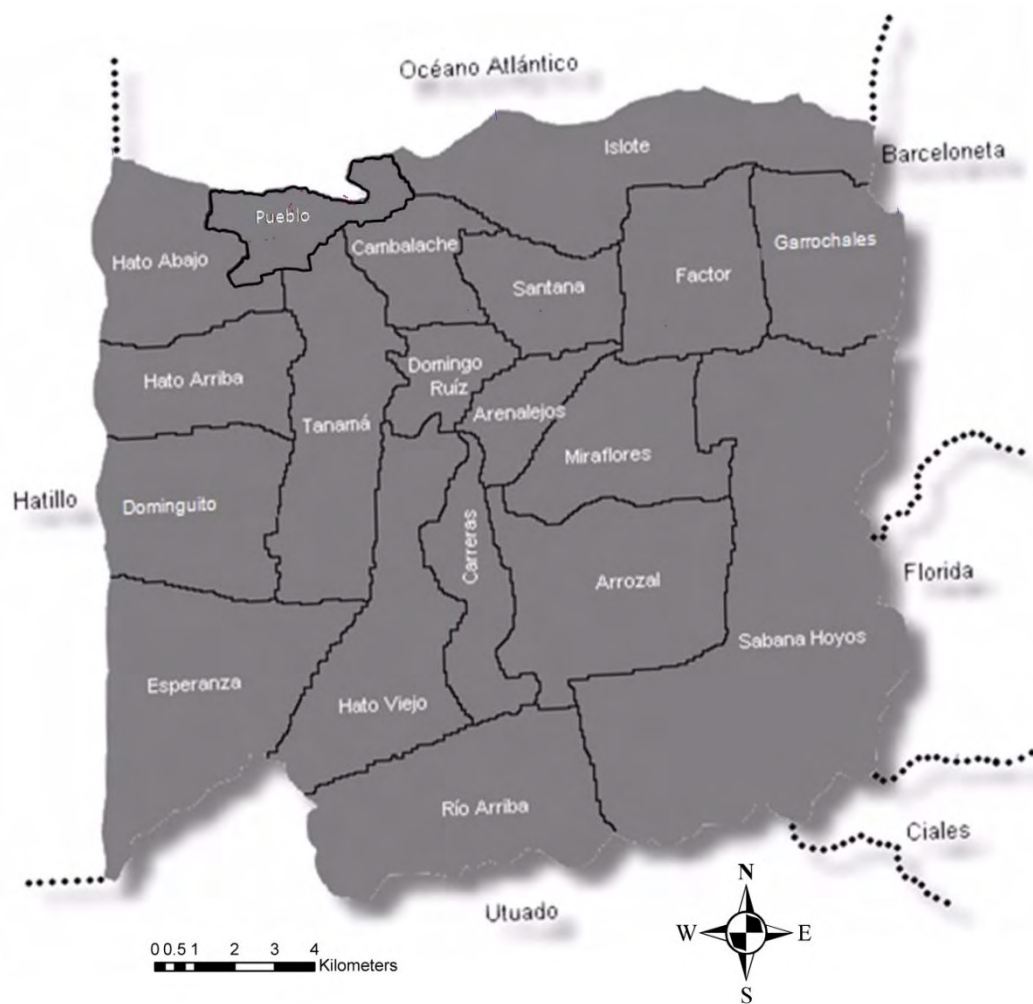


Figura 1-1: Pueblos del Municipio de Arecibo

6. *Tierras bajas costeras ondulantes* – Toda el área de relieve bajo a moderado entre la costa y la Ciénaga Tiburones, el plano inundable del Río Grande de Arecibo, las colinas ondulantes y planos irregulares al sur son parte de las tierras bajas costeras ondulantes. Este subdivisión esta caracterizada por bordes orientas de este a oeste, promontorios y dunas con alturas menores de 20 m sobre el nivel del mar en la mayoría de los lugares. La mayor parte de las pendientes son leves, pero se encuentran pequeños riscos mayormente en la costa. Regiones planas amplias y zanjas ocurren comúnmente entre los puntos más

altos y depresiones ocasionales marcan desarrollos cársticos menores y deflación topográfica. La Caliza Camuy aflora en algunas lugares en esta franja, pero en la mayor parte de los lugares son ocultos por depósitos superficiales. Las dunas cementadas y dunas de arenas forman la mayor parte del relieve moderado en y cerca de la costa.

7. *Valle del rio y planos inundables* – La característica fisiográfica más prominente en Arecibo es el valle del Rio Grande de Arecibo. Murallas casi verticales suben tan alto como 180 m el plano inundable cerca de la esquina sur donde el releve local total es de 250 m. los lados del valle son progresivamente menos inclinados y más bajos en el norte; en el noreste el plano inundable se une con la Ciénaga Tiburones. Bancos irregulares con desarrollo cárstico moderado ocurren en los lados del valle representando transiciones de divisiones fisiográficas adyacentes. El rio serpentea a lo largo del plano inundable que es de 1.2 km de ancho en la esquina sur y se reduce a 0.6 km en San Pedro y se amplía en sus confines bajos a mas de 5 km. En los confines bajos del valle del Rio Grande de Arecibo el espesor promedio de los depósitos aluviales es de 40 m y una paca extensa de arcilla dentro del valle aluvial tiende a separarlo en aguas situadas a nivel superior e inferior. Los depósitos exceden los 90 m en la entrada al rio a hacia un canal estrecho (Renken, Ward, Gill, Gómez, & Rodriguez, 2002).

El Rio Tanamá, que entra en el Rio Grande de Arecibo en el suroeste, tiene murallas bien empinadas, en lugares totalmente verticales, con relieve local en algunos puntos de más de 125 m. El rio ha formado planos inundables en algunos lugares a lo largo su curso; el plano mayor, de cerca de 150 m de ancho, es cerca de 1.5 km al este de La Esperanza.

Investigaciones relacionan al tipo de suelo con la vulnerabilidad de las estructuras (Idriss, 1990). Un ejemplo de esto lo fue el terremoto en México el 19 de septiembre de 1985. Éste ocurrió en la parte central de la costa del pacífico de México; causó 10,000 fatalidades y destruyó un gran número de edificios en el distrito federal. El sismo fue de magnitud 8.1. Según los estudios que se han realizado una de las causas principales de la gran devastación que produjo este sismo se debe a la composición de los suelos en el valle de México. Las arcillas blandas en el terreno amplificaron las ondas en la región central del país y particularmente en la ciudad de México. Esto ocurrió a tal magnitud que se registraron aceleraciones de hasta 17% del valor de la gravedad. Con estas aceleraciones, un periodo fundamental de dos segundos y una duración de varios minutos, las estructuras, especialmente las de 6 a 15 pisos, eran altamente vulnerables. Tal fue la destrucción que unos mil edificios de la ciudad quedaron devastados y más de cinco mil sufrieron daños estructurales.

Durante el terremoto del 1918 en Puerto Rico, pueblos que estaban más lejos del origen del sismo sufrieron daños mayores que pueblos que estaban más cercanos al mismo. Por ejemplo: Aguada, Añasco y Mayagüez, ciudades que están cerca de Rincón, el cual sufrió comparativamente poco daño. Los cuatro pueblos se encuentran en la costa, pero Mayagüez, Añasco y Aguada están cimentados en suelos aluviales a solo cinco o seis metros del nivel del mar y el agua subterránea se encuentra a sólo uno a tres metros de la superficie. La inmunidad relativa de Rincón es explicada por su localización en las rocas y en suelos residuales. Esto mismo sucedió con otros pueblos en la Isla donde la intensidad sentida fue mayor debido al tipo de suelo aluvial.

1.1 Motivación

Este proyecto está enfocado principalmente en la preparación de un mapa de tipos de suelo basado en el NEHRP y adoptado por UBC 1997 para el municipio de Arecibo y es parte del trabajo realizado para la oficina del Comisionado de Seguros. La Oficina del Comisionado de Seguros de Puerto Rico necesita saber la distribución de los tipos de suelo en las zonas metropolitanas de mayor vulnerabilidad en Puerto Rico (Ponce, Mayagüez, Arecibo, Caguas, Humacao y San Juan). Esta información es básica para conocer el nivel de riesgo que las estructuras corren de sufrir daños en el caso de un terremoto. Como parte integral del mapa de clasificación de suelo se estará determinando cuan susceptibles son estas ciudades para que ocurra el fenómeno de la licuación. Para esto se le calculará un índice potencial de licuación según las propiedades y comportamiento del suelo en el caso de un terremoto fuerte.

1.2 Resumen de Capítulos

En el segundo capítulo se discuten publicaciones previas relacionadas con el tema de este proyecto. El tercer capítulo presenta el trasfondo teórico de esta investigación. Se discuten los procedimientos disponibles para calcular los parámetros que identifican la licuación con sus respectivas fórmulas y tablas según el método simplificado del consenso NCEER. En el cuarto capítulo se discutirá la metodología utilizada para identificar los lugares susceptibles a licuación en el pueblo de Arecibo. Además, se presentan los resultados finales de la investigación. Finalmente, en el quinto capítulo se presentan las conclusiones y recomendaciones.

CAPITULO 2 Revisión de Literatura

El sismo que ha ocasionado mayor daño en Puerto Rico es el del 1918 como se menciona anteriormente. Este sismo ha sido objeto de varias investigaciones (Reid & Taber, 1919). De éstas se ha podido revelar las causas y efectos. En Arecibo y sus alrededores el nivel de intensidad fue de VII (escala Rossie-Forel) lo cual implica que hubo daños significativos en las estructuras. Según Reid y Taber (1919) en algunas iglesias, como la de Arecibo, las columnas de mampostería que sostenían los arcos entre la nave y los pasillos fueron aplastados como si hubiesen sido sujetas a compresiones verticales fuertes. En este municipio, según los investigadores, los movimientos horizontales dominantes parecen haber sido en la dirección este-oeste. La torre de la iglesia de Arecibo fue gravemente agrietada e inclinada hacia el este; una chimenea cerca del Puente de Hierro fue doblada hacia el este; las grietas del techo de ladrillos del edificio municipal iban mayormente en una dirección norte a sur.

En Arecibo la intensidad aparente fue un poco mayor a la de Ponce. La ciudad esta mayormente construida sobre aluvión de río, y el daño a los edificios fue mayor cerca del Río Grande de Arecibo donde hubo caídas de los bancos hacia el río con la formación de grietas en las carreteras aledañas. El techo de aguilon del teatro cubierto de cuatro capas de losa de ladrillo, se esparció y agrietó las paredes laterales cerca del techo. En la central Cambalache, 2 kilometro al sur de Arecibo, una chimenea de ladrillo de 68.5 metros de altura y de 7 metros de diámetro en la base, fue rota a 30 metros sobre el suelo y la porción superior fue tirada al suelo. Grietas fueron formadas en muchos lugares donde hubo suelos aluviales y la intensidad fue cerca de VII (escala Rossie –Forel). Estas parecen haberse originado de dos

formas diferentes. Un tipo lo fueron las grietas paralelas al curso de río cercano y fue causada por la caída de los bancos. El otro tipo de grietas fueron formados en valles donde el nivel freático estaba cerca de la superficie y donde se debió a suelos arenosos. Agua salió de muchas de estas grietas debido a la presión de las ondas y arena salió a la superficie.

Molinelli (1988) realizó un estudio de vulnerabilidad para las regiones de Aguadilla, Arecibo y Ponce. Éste examinó la vulnerabilidad de estos municipios al graficar, por medio de un mapa, la distribución espacial de peligros geológicos, los sismos, la licuación y los derrumbes de tierra. Cada peligro geológico es representado en un mapa de acuerdo a tres niveles de susceptibilidad determinados por características geológicas, hidrológicas y geomorfológicas de cada zona. El estudio concluye que las zonas más vulnerables a la amplificación de movimientos de suelo son el área de estudio de Ponce y la región del valle del Río Grande de Arecibo. De igual forma los rellenos puestos en los depósitos de la costa en la región del puerto de Ponce y, en un menor grado, cerca de Punta Morrillos en Arecibo. Potencial de licuación de moderado a alto está presente en los depósitos aluviales del Río Grande de Arecibo, Culebrinas, Tallaboa, Pastillo, Portugués, Cerrillos, Inabón, Guayo, Jacagues y Quebrada del Agua. De igual forma ocurre en los depósitos de arena saturada cerca de las costas, las dunas y especialmente las playas abandonadas del sur de Ponce. Potencial de derrumbes de moderado a alto está presente en los lados empinados del valle del Río Grande de Arecibo. Aquí el soporte lateral ha sido removido y la erosión lateral de la corriente ha expuesto el estrato más débil por debajo de los más resistentes. En la región de Aguadilla los derrumbes son más susceptibles a ocurrir a lo largo de los riscos costeros de piedra caliza y los afloramientos de materiales geológicos más débiles. En Ponce las zonas más susceptibles son las empinadas pendientes de la sección sur de la Cordillera Central.

Macari et al. (1994) realizaron análisis de licuación para la zona oeste de Puerto Rico. Este trata sobre la creación de una base de datos basados en GIS (Geographic Information System) de propiedades geotécnicas para la región y además evaluó el potencial de licuación según el método del Índice de Potencial de Licuación (LPI). Para el desarrollo de la base de datos diferentes agencias facilitaron estudios de suelo que incluían los resultados de SPT (Standard Penetration Test). El índice LPI se determina utilizando un programa computadorizado para cada uno de los estudios en diferentes escenarios sísmicos. Entre los diferentes escenarios se considera una magnitud de terremoto de 7.5 (M_s) y aceleraciones máximas de suelo de 0.05g, 0.10g y 0.15g. Utilizando toda esta información se crea un mapa de contornos el cual muestra los resultados de LPI sobre la región. Con este mapa se logra identificar regiones de licuación potencial baja, moderada y alta para una magnitud y aceleración pico de suelo dada.

Dames y Moore (1999) realizaron un análisis probabilístico de peligrosidad sísmica (PHSA) en seis ciudades de Puerto Rico: Arecibo, Caguas, Fajardo, Mayagüez, Ponce y San Juan. El propósito principal de esta investigación es estimar los valores revisados de aceleración pico efectiva (A_a) y la velocidad pico efectiva (A_v) para el NEHRP en la roca. Además, proveen valores de 5% de respuesta amortiguada de aceleración espectral (PSA) para siete periodos oscilatorios ($T = 0.0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.5, 1.0$ y 2 segundos) para probabilidades de excedencia de 10% en 50 años y 2% en 50 años. El espectro de 10% es utilizado para obtener los valores de A_a y A_v (0.22 y 0.17 respectivamente para Arecibo) para cada ciudad. Además, estos valores se utilizan para crear espectros de diseños para los pueblos mencionados. El espectro de 2% es generado en caso de que la Comisión de

Terremotos decida seguir las provisiones sísmicas del NEHRP de 1997, NEHRP de 2000 o el IBC del 2000.

Llavona (2004) realizó una investigación sobre clasificación de suelo y determinación del índice potencial de licuación para el municipio de Mayagüez. Con tal propósito se utilizaron estudios de suelo facilitados por diferentes compañías especializadas. Además, con la ayuda de diferentes programas logra realizar la clasificación de suelo al utilizar como guía las provisiones dadas por el UBC 97. Determina así el Índice de Potencial de Licuación (LPI). Para calcular este índice a cada estudio de suelo analizado le asigna un valor entre 0 – 100 de acuerdo a los factores de seguridad contra licuación de cada una de las capas de suelo. Finalmente la información recopilada y los análisis son presentados por medio de un mapa. El mapa se crea con la ayuda del programa ARCVIEW 3.2. En este se muestran las regiones divididas según el tipo de suelo y las regiones que pudieran estar experimentando licuación durante un evento telúrico.

Odum et al.(2004) realizan estudios de refracción y reflexión de ondas sísmicas para determinar velocidades de ondas S y P cerca de la superficie en formaciones geológicas dentro de las regiones urbanas. Según se menciona en el estudio la velocidad de la onda de corte (V_s) afecta grandemente la amplificación en los 30 a 60 metros superiores y duración del movimiento en la superficie en el caso de un terremoto. Utilizando técnicas para perfilar de refracción/reflexión adquieren y determinan V_s y las velocidades de ondas de compresión (V_p) en 14 localizaciones en las que están incluidos los municipios de Arecibo, Mayagüez, Ponce, Humacao, Fajardo y San Juan, al igual que en estaciones de sismógrafos de la red sísmica de Puerto Rico. La información se interpreta utilizando el método intercepto-pendiente descrito por (Mooney, 1984). Basado en los resultados obtenidos de V_s se

construyen perfiles de velocidades V_s y V_p , localizaciones según el UBC, 1997. Los resultados obtenidos en la investigación se utilizan actualmente para calibrar la respuesta del movimiento del suelo en los sismógrafos del Sistema Sísmico Nacional Avanzado y para el desarrollo de las regiones urbanas de Puerto Rico.

En el caso particular de Arecibo se hicieron estudios en el aeropuerto y en la pista atlética del recinto de la Universidad de Puerto Rico en Arecibo. El aeropuerto se encuentra parcialmente en el valle del río. En este lugar la composición del suelo según la profundidad fue:

- 0 - 2.5 metros -- Relleno artificial, aluvión y coluvión ($V_s = 125$ y 260 m/s)
- 2.5 - 23 metros – Blanket deposits, Qtb ($V_s = 455$ m/s)
- 23 - 60 metros – Aymamon Limestone, Tay ($V_s = 630$ m/s)

La V_{s30} para este lugar fue de 433 m/s que corresponde a tipo de suelo S_c según la clasificación de suelos del NEHRP.

La pista atlética de la UPR en Arecibo se encuentra a 9 km al oeste del aeropuerto. La unidad superficial del suelo es Qtb (Quaternary to Tertiary Blanket Deposits, Briggs, 1968). La interpretación de velocidad vs profundidad muestra la siguiente composición:

- 0 - 1 metro – relleno artificial (190 m/s)
- 1 - 3.5 metros – mayormente aluvión y coluvión (300 m/s)
- 3.5 - 16 metros – Blanket deposits sands (375 m/s)
- 16 - 33 metros – Blanket deposits sands (425 m/s)
- 33 - 60 metros – Camuy Limestone (570 m/s)

El V_{s30} , velocidad de onda de corte promedio correspondiente a los primeros 30 m, para este lugar fue de 376 m/s que corresponde a tipo de suelo S_c de la clasificación de suelos del NEHRP. La información graficada de estos estudios se encuentran en el Apéndice B.

Jaca & Sierra (2002) realizaron un estudio de suelo en el Radio Telescopio de Arecibo donde determinan V_s . Con esta información se puede determinar la clasificación del suelo según NEHRP y adoptado por el UBC 97 para este lugar. Barrenaron hasta 25 pies de profundidad encontrando piedra caliza a aproximadamente 5 pies de profundidad. Las velocidades de las ondas de compresión a pseudo-intervalos de 10 pies estuvieron entre los rangos de 2090 – 13,130 pies por segundo y las velocidades de las ondas de corte a pseudo-intervalo de 10 pies estuvieron entre los rangos de 1,070 – 4,080 pies por segundo. El promedio de estas velocidades es de 1817 ft/s que equivale a la clasificación de suelo según el NEHRP de S_c al igual que aquellos realizados por Odum et al., (2004). La información graficada de este estudio se encuentra en el Apéndice C

CAPITULO 3 Trasfondo Teórico – Licuación

3.1 *Licuación*

Licuación es definida como la transformación de material granular de un estado sólido a uno líquido como consecuencia del aumento en las presiones de poro y, por consiguiente, la reducción de esfuerzo efectivo (Marcuson, 1978). La licuación resulta de la tendencia de los suelos a reducir en volumen cuando son sujetos a esfuerzos cortantes. Cuando suelos granulares sueltos y saturados son expuestos a esfuerzos cortantes los granos del suelos tienden a arreglarse en una forma más densa, con menos espacio en los vanos, mientras que el agua en los poros es forzada a salir. Si el drenaje del agua en los poros es impedido, las presiones de poros aumentan progresivamente. Esto lleva a la transferencia de los esfuerzos del esqueleto del suelo al agua en los poros que precipitando una reducción en esfuerzos efectivos y la resistencia al corte del suelo. Si la resistencia al corte llega a ser menos que los esfuerzos estáticos, el suelo puede sufrir grandes deformaciones y se dice que se licua. Este cambio de estado acontece más fácilmente en suelo granular suelto a moderadamente denso con poco drenaje como las arenas arcillosas o arenas y gravas con capas o rastros de sedimento impermeable.

Cuando suelos granulares densos son cargados, el esqueleto del suelo puede comprimirse inicialmente y luego dilatarse mientras las partículas de suelo se mueven hacia arriba y sobre las unas a las otras. Esta tendencia a dilatación en los suelos granulares densos

resulta en aumento en volumen y por consiguiente una reducción en las presiones de poros. Además, resulta en un aumento en el esfuerzo efectivo y el esfuerzo cortante.

La condición de movilidad cíclica o licuación cíclica implica una la acumulación de deformaciones durante la carga cíclica. Esta condición ocurre en suelos densos. Debajo de suelos levemente inclinados a completamente planos, la licuación podría ocasionar movimiento oscilatorio del suelo o esparcimiento lateral como consecuencia de las deformaciones o de la movilidad cíclica. Los suelos sueltos también se compactan durante la licuación creando como consecuencia hundimiento del suelo; “Sand Boils” también podrían surgir como manera de disipar la presión de poros excesiva (Youd, et al., 2001).



Figura 3-1: Sand Boil producido por licuación durante el terremoto de El Centro en California en 1979.
(<http://www.smate.wvu.edu/teched/geology/eq-general.html>)

3.2 Método Simplificado Para la Evaluación de Resistencia a Licuación de los Suelos (Youd, et al., 2001)

En las últimas décadas una metodología conocida como “el método simplificado” se ha estado utilizando comúnmente para la evaluación de la resistencia a la licuación en los

suelos. Este método fue desarrollado creando ecuaciones empíricas basadas en observaciones de campo, información de pruebas de laboratorio y prueba de de campo que se observan después de los terremotos. La evidencia de campo consiste mayormente de observaciones superficiales de los “sand boils”, grietas en el suelo y esparcimiento lateral. La información es recopilada mayormente de lugares con pendientes leves a planas que sustentan sedimento aluvial o fluvial a poca profundidad (<15 m). Este procedimiento fue verificado y es aplicable sólo para este tipo de condiciones (Youd, et al., 2001).

Este método propone el cálculo de un factor de seguridad contra licuación utilizando la siguiente ecuación:

$$FS = \left(\frac{CRR_{7.5}}{CSR} \right) \times (MSF) \times k_{\sigma} \times k_{\alpha} \quad (3.2.1)$$

donde $CRR_{7.5}$ (Cyclic Resistance Ratio) es la razón de la resistencia cíclica correspondiente a un terremoto de magnitud de 7.5, CSR (Cyclic Stress Ratio) es la razón de esfuerzo cíclico. Los demás elementos de la ecuación son: el MSF (Magnitude Scaling Factor) que es un factor de corrección de escala por la magnitud del terremoto, k_{σ} que es un factor de corrección por esfuerzos de confinamiento y k_{α} que es un factor de corrección para lugares con superficie del terreno no horizontal y que tiene un esfuerzo cortante inicial en el plano horizontal. Un factor de seguridad (FS) mayor que uno indica que la resistencia a licuación, representada por el $CRR_{7.5}$, excede la demanda del terremoto (CSR). Dado a que la resistencia es mayor a la demanda no se esperaría que ocurriera licuación.

3.3 Razón de Esfuerzo Cíclico (CSR) y Razón de Resistencia Cíclica (CRR)

El cálculo o estimado de dos variables es requerido para la evaluación de la resistencia de los suelos a la licuación. Estas son la demanda sísmica en la capa de suelo generado por el terremoto expresado en términos de CSR (Cyclic Stress Ratio) y la capacidad de resistir la licuación expresados en términos de CRR (Cyclic Resistance Ratio). Si CSR es mayor que CRR la licuación puede ocurrir.

3.3.1 Evaluación de la Razón de Esfuerzo Cíclico (CSR)

La evaluación del potencial de licuación es realizada comparando diferentes medidas equivalentes de demanda sísmica y de resistencia a la licuación. El enfoque más común de caracterizar las cargas de un terremoto es a través del uso de esfuerzos cortantes cíclicos. Normalizando la amplitud del esfuerzo cortante cíclico por los esfuerzos efectivos verticales iniciales la razón de esfuerzo cíclico (CSR) puede representar el nivel de cargas inducidas a diferentes profundidades en un perfil de suelo por un terremoto. Hay diferentes principios para evaluar los esfuerzos cortantes entre estos se encuentran el análisis de respuesta del suelo o el procedimiento simplificado. Estos pueden ser utilizados para estimar el CSR como función de la aceleración pico en la superficie. De estos se discutirá el procedimiento simplificado.

Seed e Idriss (1971) formularon la siguiente ecuación para calcular la razón de esfuerzo cíclico:

$$CSR = (\tau_{av} / \sigma'_{vo}) = 0.65(a_{\max} / g)(\sigma_{vo} / \sigma'_{vo})r_d \quad (3.3.1)$$

donde a_{max} = aceleración horizontal pico en la superficie del suelo generado por un terremoto (ver sección Aceleración Pico en la Superficie); g = aceleración de la gravedad; r_d = coeficiente de reducción de esfuerzo. Este coeficiente toma en consideración la flexibilidad del perfil de suelo. σ_{vo} y σ'_{vo} = esfuerzos totales y efectivos respectivamente a cierta profundidad z calculados usando las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_{vo} = \sum H_i \gamma_i \quad (3.3.2)$$

$$\sigma'_{vo} = \sum H_i \gamma_i - H_A \gamma_w \quad (3.3.3)$$

donde H_i = espesor de la capa de suelo; H_A = distancia entre el punto evaluado y el nivel freático; γ_w = peso unitario del agua y γ_i = peso unitario del suelo .

Para proyectos no críticos o para práctica rutinaria, las siguientes ecuaciones pueden ser utilizadas para estimar los valores promedios de r_d :

$$r_d = 1.0 - 0.00765z \quad \text{para } z \leq 9.15m \quad (3.3.4.a)$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z \quad \text{para } 9.15m < z \leq 23m \quad (3.3.4.b)$$

donde z = profundidad de la capa de suelo en estudio en metros. Los valores promedios calculados de las ecuaciones (2.3.4) se ubican en graficas en la Figura 3-2. Junto con el rango de valores propuestos por Seed e Idriss (1971). Al utilizarse estas ecuaciones debe entenderse y tomarse en consideración que los valores de r_d calculados sólo dan el valor promedio de un posible rango de valores y que el rango de valores aumenta según aumenta la profundidad. Por consiguiente, la certeza con el que el CRS puede ser calculado disminuye con la profundidad. En adición a la incertidumbre con los valores de r_d este procedimiento no está bien verificado para profundidades mayores de 15m (50ft) como se puede ver en la gráfica de la Figura 3-2.

3.3.2 Evaluación del CRR

Se han desarrollado diferentes métodos para la evaluación de la resistencia a la licuación. Un método recomendable para evaluar el CRR es recuperar y probar especímenes de suelo no perturbados en los laboratorios. Desafortunadamente los

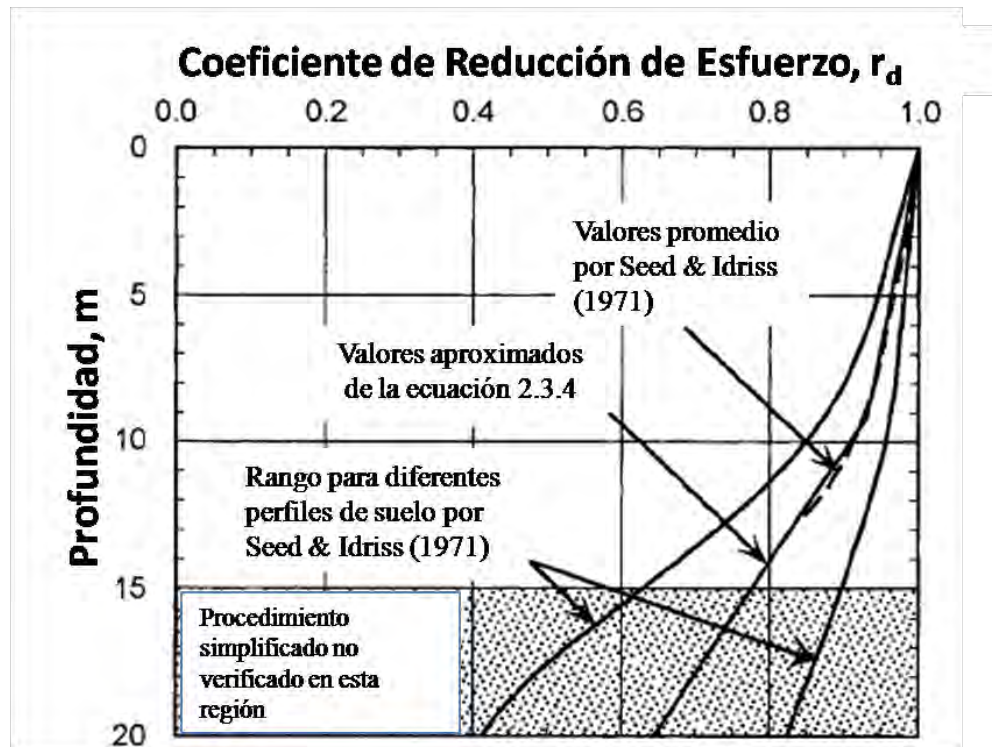


Figura 3-2: Comparación de valores de r_d y profundidad desarrollado por Seed e Idriss (1971) con los valores promedios graficadas de las ecuaciones (3.3.4)

estados de esfuerzos “in situ” nunca son alcanzados en el laboratorio y los especímenes de suelos granulares recuperados con técnicas de barreno y de muestreo actuales quedan demasiado perturbados para llegar a resultados confiables. Sólo por medio de técnicas de muestreo especializados, como el congelamiento del suelo, se pueden obtener especímenes que estén lo suficientemente no perturbados para que los resultados sean representativos. El costo de este tipo de procedimientos es generalmente prohibitivo para la mayoría de los

proyectos. Para evitar problemas asociados con el muestreo y pruebas en el laboratorio, las pruebas de campo son, al presente, las más utilizadas para investigaciones de licuación. Varias pruebas de campo han ganado popularidad para la evaluación de la resistencia a la licuación, incluyendo la prueba de penetración estándar (STP), la prueba de penetración de cono (CPT), medición de velocidad de onda de corte (V_s) y el método de penetración de Becker (BPT por sus siglas en inglés). La STP y la CPT son los preferidos debido a la gran cantidad de estos equipos y por experiencia. Las otras pruebas pueden ser aplicadas en suelos compuestos por sedimentos gravosos donde el acceso de equipo pesado es limitado.

3.4 Prueba de penetración estándar (SPT)

El SPT es la prueba de investigación de suelo más utilizada en los Estados Unidos y Puerto Rico. Éste involucra el penetrar un toma muestra de cuchara plegadiza cilíndrico estándar de 32 pulgadas en el fondo de un barreno. El toma-muestra se penetra un total de 18 pulgadas con un martillo que tiene una peso de 140 libras cayendo 30 pulgadas de altura. La cantidad de golpes requeridos para penetrar el toma muestra tres incrementos sucesivos de 6 pulgadas es contado. El primer incremento no es contado pues se asume que este ha sido afectado por el proceso de barrenado. La cantidad de golpes para penetrar de 6 a 18 pulgadas son sumados para determinar el número de golpes N . Este valor, después de haber sido corregido por factores como sobrecarga, eficiencia del martillo, tipo de toma muestra, etc., es utilizado como base para el diseño de fundaciones y como índice para la resistencia a licuación.

Para la evaluación de la resistencia a la licuación, basados en STP, los criterios han sido bastante robustos al pasar de los años. Estos criterios están incluidos en la gráfica de

CRR versus $(N_i)_{60}$ que se encuentra en la Figura 3-3. $(N_i)_{60}$ es el conteo de golpes del STP normalizado a un esfuerzo efectivo vertical de 100kPa y una razón de energía o eficiencia de martillo de 60%. Además de esta hay otras correcciones para el valor de N y las cuales serán discutidas más adelante. La Figura 3-3 es una gráfica de CSR calculado e información correspondiente de $(N_i)_{60}$ y fue creada con pruebas de campo en lugares donde los efectos de la licuación fueron o no fueron observados luego de terremotos con magnitudes de aproximadamente 7.5. Las curvas de CRR en esta gráfica son conservadoramente posicionadas para separar regiones con información indicativa de no licuación. Las graficas son desarrolladas para suelos granulares con contenido de finos de 5%, 15% y 35% como es mostrada en la Figura. Estas curvas son sólo válidas para magnitudes de terremotos de 7.5.

3.4.1 Curva Base para Arena Limpia Basado en la STP

Con el tiempo se han hecho varias correcciones a la curva original de CRR creada por Seed e Idriss. Una de estas correcciones es el trazar la trayectoria de la curva base de arena limpia a bajos $(N_i)_{60}$ a una intercepto aproximado de 0.05 (Figura 3-3). Esta reforma la curva para alcanzar mayor consistencia con las curvas desarrolladas por los procedimientos de CPT y la velocidad de onda de corte. Seed e Idriss (1982) proyectaron la curvatura original a través del origen, pero había poca información como para limitarla en la parte inferior de la gráfica. Un mejor ajuste para presentar la información empírica es el inclinar la parte inferior de la curva como es indicado en la Figura 3-3.

En la Universidad de Texas, A.F. Rauch (1998), aproxima de la Figura 3-3 la curva base para arena limpia con las correcciones antes mencionadas a una magnitud de terremoto de 7.5:

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_i)_{60}} + \frac{(N_i)_{60}}{135} + \frac{50}{[10 \times (N_i)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (3.4.1)$$

Esta ecuación es válida para $(N_i)_{60} < 30$. Para $(N_i)_{60} \geq 30$ los suelos granulares limpios son demasiado densos para que ocurra licuación y son clasificados como no licuables.

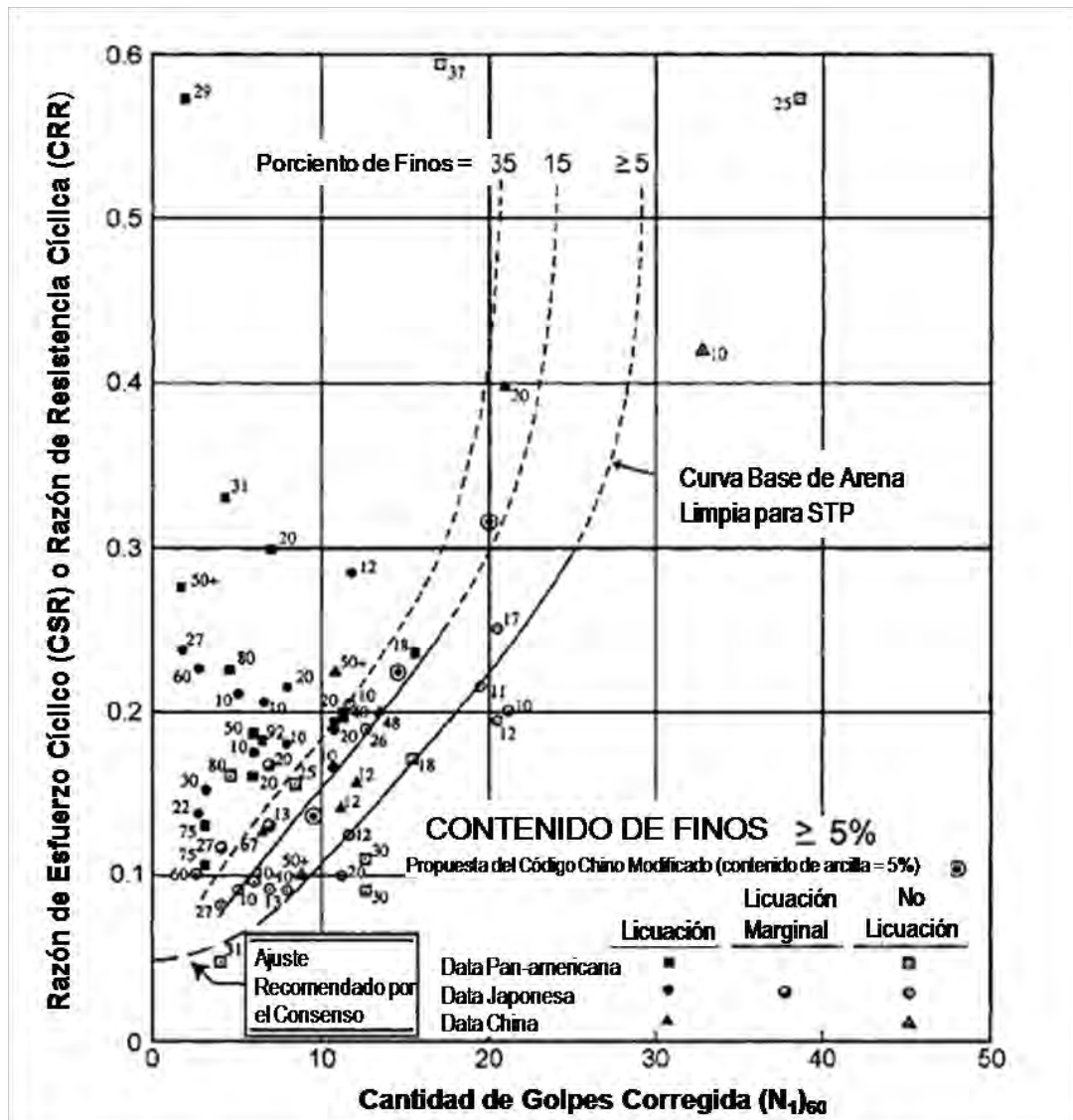


Figura 3-3: Curva para STP de arena limpia para magnitud de terremotos de 7.5 considerando el contenido de finos y con información de diferentes lugares donde fue o no fue observada licuación (Seed, Tokimatsu, Harder, & Chung, 1985)

3.4.2 Influencia de contenido de finos al CRR

Otra de las correcciones realizadas con el pasar del tiempo es la del contenido de finos. En el desarrollo original, Seed et al. (1985) notaron un aparente incremento de CRR con el aumento en el contenido de finos. Si este aumento es causado por un aumento en la resistencia a la licuación o una disminución de la resistencia a la penetración no está claro. Basado en la información empírica disponible, ellos desarrollaron curvas de CRR para varios contenidos de finos. Estos se representan en la Figura 3-3.

Una corrección revisada para contenidos de finos es implementada para ajustar la base de datos empírica y para facilitar los cálculos computarizados y otras ayudas electrónicas. Se han recomendado ecuaciones como correcciones aproximadas por la influencia de contenido de finos. Otras características, como la plasticidad, podrían afectar la resistencia a la licuación al igual que lo hacen finos, pero aún no se han desarrollado correcciones aceptables para estos factores. La ecuación para la corrección de $(N_i)_{60}$ para un valor equivalente de arena limpia $(N_i)_{60cs}$ es:

$$(N_i)_{60cs} = \alpha + \beta (N_i)_{60} \quad (3.4.2)$$

donde β y α = coeficientes determinados de las siguientes ecuaciones:

$$\alpha = 0 \quad \text{para } FC \leq 5\% \quad (3.4.3.a)$$

$$\alpha = \exp\left[1.76 - (190/FC^2)\right] \quad \text{para } 5\% < FC < 35\% \quad (3.4.3.b)$$

$$\alpha = 5.0 \quad \text{para } FC \geq 35\% \quad (3.4.3.c)$$

$$\beta = 1.0 \quad \text{para } FC \leq 5\% \quad (3.4.4.a)$$

$$\beta = \left[0.99 + (FC^{1.5}/1,000)\right] \quad \text{para } 5\% < FC < 35\% \quad (3.4.4.b)$$

$$\beta = 1.2 \quad \text{para } FC \leq 5\% \quad (3.4.4.c)$$

Estas ecuaciones pueden ser utilizadas para cálculos rutinarios para resistencia de licuación.

3.4.3 Otras correcciones

Varios factores, en adición el contenido de fino y las características del suelo, afectan los resultados del STP como es mostrado en la Tabla 3-1. La siguiente ecuación toma en consideración estas correcciones:

$$(N_i)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S \quad (3.4.5)$$

donde N_m = resistencia a penetración estándar medida; C_N = factor para normalizar N_m a un esfuerzo efectivo vertical de referencia común; C_E = corrección por la razón de energía del martillo; C_R = factor de corrección por el largo de la vara; y C_S = corrección por equipo con o sin “liners”. El valor de N_m como función de la profundidad debe ser corregido debido al esfuerzo efectivo vertical. Una vez rectificado el valor de N debe mantenerse relativamente constante cuando no ha cambiado el tipo de suelo. Este factor es comúnmente calculado utilizando la siguiente ecuación:

$$C_N = (P_a / \sigma'_{vo})^{0.5} \quad (3.4.6)$$

donde P_a es un valor de referencia de 100kPa y σ'_{vo} es el esfuerzo efectivo vertical a la profundidad donde fue realizada la prueba. Cuando se multiplica el valor de N por el factor de corrección C_N se obtiene un valor de referencia correspondiente a un esfuerzo efectivo vertical σ'_{vo} de 100 kPa (1 atm). C_N no debe exceder un valor de 1.7. La siguiente ecuación formulada por Kayen et al. (1992) limitan el valor a 1.7 y ajusta mejor a las curvas originales especificadas por Seed e Idriss (1982):

$$C_N = 2.2 / (1.2 + \sigma'_{vo} / P_a) \quad (3.4.7)$$

Ambas ecuaciones pueden utilizarse para aplicaciones rutinarias.

Tabla 3-1: Factores de corrección adicionales aplicados a los resultados de la STP (Skempton, 1986)

Factor	Equipo	Término	Corrección
Esfuerzos Verticales		C_N	$(P_a / \sigma'_{vo})^{0.5}$ $CN \leq 1.7$
Razón de Energía	Donut Hammer Safety Hammer Automatic-Trip-Donut- Type Hammer	C_E	0.5 - 1.0 0.7 - 1.2 0.8 - 1.3
Diámetro Barreno	65 mm - 115 mm 150 mm 200 mm	C_B	1 1.05 1.15
Largo de Barra	< 3 m 3 m - 4 m 4 m - 6 m 6 m - 10 m 10 m - 30 m	C_R	0.75 0.80 0.85 0.95 1
Método de Muestreo	Standard Sampler Sample without liners	C_s	1 1.1 - 1.3

El esfuerzo efectivo vertical σ'_{vo} utilizado en las ecuaciones debe ser el que está presente a la profundidad y en las condiciones actuales de la capa de suelo estudiada. Aunque un mayor nivel de agua subterránea podría utilizarse conservadoramente en los cálculos de la resistencia a la licuación, el factor C_N debe ser basado en esfuerzos presentes en el momento de las pruebas.

Un factor importante es la energía transferida desde un martillo al toma muestra de SPT. Varias investigaciones se han realizado para medir la energía transferida y han encontrado una alteración considerable. Debido a esta variabilidad en la eficiencia de los diferentes martillos Seed et. al. (1985) sugieren que el valor de N fuera corregido a un valor

de referencia de 60% de la energía teórica del martillo. Este valor de referencia fue adoptado debido a que la mayoría de las pruebas que fueron realizadas en ese tiempo indicaban un valor aproximado de 60% de la energía teórica de la SPT. Algunos de los factores de corrección para diferentes tipos de martillo se encuentran en la Tabla 3-1.

Otros factores de corrección que están relacionados con las características del equipo que se utiliza para tomar las muestras, son recomendados. Estos son los factores de corrección para el largo de las barras utilizadas (<10 metros), diámetros de perforación fuera de los intervalos recomendados (65-125mm), y toma muestra sin “liners”. Los rangos de estos factores se mencionan en la Tabla 3-1. Un C_R de 0.75 debe ser utilizado para los cálculos de resistencia a licuación y largos de barra menores de 3 metros. A pesar que la aplicación de los factores de corrección debido al largo de barra presentados en la Tabla 3-1 resulta en valores de $(N_i)_{60}$, estas correcciones pueden ser despreciadas para cálculos de resistencia a licuación para largos entre 3 a 10 metros. Esto se debe a que estas correcciones no fueron aplicadas en STP a estas profundidades. Así que las correcciones del largo de barra están implícitamente incorporadas al procedimiento empírico del STP.

3.5 Factores de Magnitud de escala (MSFs)

La curva base para arena limpia o las curvas de CRR aplican sólo para magnitudes de terremoto de 7.5. Para ajustar estas curvas a magnitudes mayores o menores que 7.5, Seed e Idriss (1982) introducen factores de corrección de magnitud. Actualmente este factor es definido por diferentes investigadores. Estos se encuentran en la Tabla 3-2. Estos ajustes a la magnitud son utilizados para normalizar las curvas de CRR vs $(N_1)_{60}$, q_{c1N} o V_{s1} a la magnitud de 7.5. Por el contrario, los factores de ponderación de magnitud, los cuales son el

inverso de los mencionados anteriormente, pueden ser aplicados para corregir CRS.

Cualquiera de estos factores de corrección lleva al mismo resultado final.

Tabla 3-2: Factores de Magnitud de Escala definido por diferentes Investigadores obtenido de pruebas de campo (Youd & Noble, 1997a)

Magnitud M	Seed & Idriss (1982)	Idriss	Ambraseys (1988)	Arango (1996)		Andrus & Stokoe (1997)	Youd & Noble (1997b)		
				Basado en distancia	Basado en energía		P _L < 20%	P _L < 32%	P _L < 50%
5.5	1.43	2.2	2.86	3	2.2	2.8	2.86	3.42	4.44
6	1.32	1.76	2.2	2	1.65	2.1	1.93	2.35	2.92
6.5	1.19	1.44	1.69	1.6	1.4	1.6	1.34	1.66	1.99
7	1.08	1.19	1.3	1.25	1.1	1.25	1	1.2	1.39
7.5	1	1	1	1	1	1			1
8	0.94	0.84	0.67	0.75	0.85	0.8?			0.73?

Nota: ? = resultados inciertos

En este proyecto el factor utilizado está basado en recomendaciones provistas por Youd et al. Donde:

$$MSF = \frac{MSF_{Andrus-Stokoe} + MSF_{Idriss}}{2} \quad \text{para } M_w \leq 7.5 \quad (3.5.1)$$

$$MSF = MSF_{Idriss} \quad \text{para } M_w > 7.5 \quad (3.5.2)$$

donde;

$$MSF_{Andrus-Stokoe} = \left[\frac{M_w}{7.5} \right]^{-3.3} \quad (3.5.3)$$

$$MSF_{Idriss} = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}} \quad (3.5.4)$$

3.6 *Aceleración Pico en la Superficie*

En el procedimiento simplificado, la aceleración pico horizontal a_{max} en la superficie generado por un terremoto es utilizado para caracterizar la intensidad del movimiento del suelo. Para determinar este valor se pueden utilizar tres métodos:

1. A través de correlaciones empíricas de a_{max} con la magnitud del terremoto, la distancia de la fuente de energía del sismo y de las condiciones actuales del lugar. (Este método es preferido sobre los otros.)
2. Por medio de análisis de respuesta. Esto es, a través de programas computarizados como SHAKE o DESRA o algún otro método de análisis de respuesta. Este método requiere que se suministre a los programas información de movimientos de suelo ya grabados.
3. Por medio de razones de amplificación como aquellos desarrollados por Idriss (1990, 1991) y Seed et al. (1994). Como la razón de amplificación es influenciada por el nivel de deformación, magnitud de terremoto y el contenido de frecuencias ésta se debe utilizar con extremo cuidado y, por consiguiente, lo hacen del método el menos preferido. Por la falta de la información requerida para usar los métodos anteriores, este fue el método utilizado en este proyecto (ver sección 4.5.2 *Aceleración Máxima en la Superficie*).

Hay tres tipos de aceleración pico que se podrían medir:

1. La aceleración máxima horizontal
2. El promedio geométrico (la raíz cuadrada del producto) de los dos componentes horizontales máximos.

3. La combinación vectorial de las aceleraciones horizontales.

De acuerdo a I.M. Idriss, en lugares donde información sobre los movimientos estuvieran disponibles, el mayor de los dos componentes horizontales de la aceleración pico puede ser utilizado. Allí los valores grabados no están disponibles, el cual era la circunstancia para la mayoría de los lugares, la aceleración pico puede ser estimada por las relaciones de atenuación basado en los promedios geométricos. En casi todas las ocasiones que los movimientos grabados son utilizados, los picos de las dos grabaciones horizontales eran aproximadamente igual. Así que en donde un solo pico fue utilizado, el pico y el promedio geométrico de los dos picos eran casi el mismo valor.

Basado en esta información, el uso del promedio geométrico es consistente con el desarrollo del procedimiento y es preferido para la práctica. Sin embargo, el uso de la mayor de las dos aceleraciones pico ortogonales lleva a un sobrestimado de a_{max} el cual es conservador y es permitido. La aceleración vectorial es raramente calculada y no debería utilizarse. Las aceleraciones pico verticales son generalmente mas muchas menores que las horizontales y son ignoradas para el cálculo de la resistencia a licuación.

En este proyecto la aceleración máxima utilizada es basada en recomendaciones propuestas por Mueller et al. (2004) (ver sección 4.5.1 *Aceleración Máxima en la Roca*)

3.7 Factor de Corrección K_σ

Muestras de laboratorio cargadas cíclicamente indican que la resistencia a la licuación aumenta cuando aumenta el esfuerzo de confinamiento. Sin embargo, este aumento no es lineal. Para tomar en consideración la no linealidad entre el CRR y la presión efectiva de sobrecarga Seed (1983) introduce el factor de corrección K_σ . El factor extrapola el

procedimiento simplificado a capas de suelo con presiones de sobrecarga mayores de 100Kpa (1atm). Hynes y Olsen (1999) compilan y analizan información y llegan a la siguiente ecuación para calcular este factor:

$$K_{\sigma} = \left(\sigma'_{vo} / P_{\alpha} \right)^{(f-1)} \quad (3.7.1)$$

donde σ'_{vo} es la presión de sobrecarga efectiva; P_{α} es la presión atmosférica en las mismas unidades que la presión de sobrecarga; f es un exponente que es función de las condiciones del suelo, incluyendo la densidad relativa. Los valores de f recomendados son los siguientes:

- $f = 0.7 - 0.8$ para densidad relativa 40% - 60%
- $f = 0.6 - 0.7$ para densidad relativa 60% - 80%

Estos valores aplican para arenas limpias, arenas arcillosas y para gravas.

3.8 Factor de Corrección para suelos con pendiente K_{α}

La resistencia a licuación de suelos que se dilatan (suelos granulares moderadamente densos a densos bajo poco esfuerzo de confinamiento) aumenta según aumenta el esfuerzo cortante estático. Por el contrario, la resistencia a licuación de suelos que se contraen (suelos sueltos y suelos moderadamente densos bajo altos esfuerzos de confinamiento) disminuyen bajo un esfuerzo cortante estático. Para incorporar el efecto de los esfuerzos efectivos estáticos en la resistencia a licuación Seed (1983) introduce el factor de corrección K_{α} . Para generar valores para este factor Seed normaliza el esfuerzo cortante estático τ_{st} actuando en un plano con respecto al esfuerzo efectivo vertical σ'_{vo} resultando en el parámetro α , donde:

$$\alpha = \tau_{st} / \sigma'_{vo} \quad (3.8.1)$$

Pruebas de compresión triaxial de cargas cíclicas fueron usadas para determinar empíricamente los valores de corrección de K_α como función de α .

Harder y Boulanger (1997) notan que un gran rango de valores de K_α fueron propuestos en publicaciones pasadas. Esto indicaba la falta de convergencia y la necesidad para continuar la investigación. En el taller de la NCEER se concluye que a pesar de que habían desarrollado curvas para determinar el factor estas no deberían ser utilizadas por no especialistas en ingeniería geotécnica de terremotos o en prácticas de ingeniería rutinarias.

CAPITULO 4 Metodología

El generar los contornos de los tipos de suelo envuelve la recopilación y organización de información detallada relacionada a datos geotécnicos, datos y estudios geológicos, pruebas geofísicas, zonas inundables, mapas de suelo de agricultura, información topográfica, hidrología y agua subterránea. Toda la información recopilada fue organizada utilizando el programa ARCVIEW GIS.

El mapa de clasificación de suelo es generado en este proyecto. Como parte integral se determina y se incluye en el mapa el tipo de suelo licuable. La evaluación se apoya en aplicar la metodología propuesta por Youd et al. (2002) combinado con el uso del índice potencial de licuación (LPI) propuesto por Iwasaki et al. (1982).

En este capítulo se discutirá detalladamente todo lo relacionado al procedimiento utilizado para realizar los análisis y mapas mencionados para el pueblo de Arecibo. Esto incluye la recopilación de información, metodología y herramientas utilizadas.

4.1 Recopilación de Información

Recopilar la información que ayuda a determinar la topografía y geología de los suelos en el municipio de Arecibo, es el primer paso en este estudio. A continuación se presentan las fuentes de información de este estudio:

1. **Compañías de Suelo** - Para comenzar se contactan diferentes compañías de suelos las cuales voluntariamente facilitan para fotocopiar, estudios de suelos realizados en diferentes regiones de Arecibo. Un total de 10 compañías facilitaron la información recopilada. Estas se presentan en la Tabla 4-1. Los estudios fueron realizados en lugares

donde edificios, carreteras, puentes o alguna otra edificación estructural fuera a ser construida. Por cuestión de confidencialidad no se fotocopiaron conclusiones, análisis o recomendaciones de las compañías en los estudios. La porción de los estudios obtenidos proveen una descripción de la composición de las capas de suelo encontradas en el lugar del barreno a sus respectivas profundidades y la dirección, en algunos casos las coordenadas, donde el estudio se realiza. Además, proveen la profundidad a la que se encuentra el nivel freático.

2. **Nivel Freático.** La localización del nivel freático es de mucha importancia ya que la licuación no solo depende del tipo de suelo, sino que también de que el suelo este saturado. Esto ocurre cuando el suelo se encuentra en o por debajo del nivel freático. En algunos estudios no se precisaba si el nivel de agua subterránea no fue encontrado o no fue determinado por lo que se tuvo que buscar más información al respecto utilizando otras fuentes. Esto será explicado más adelante.
3. **Mapa geológico de Arecibo** (Briggs, 1968). Un mapa geológico muestra la distribución de características geológicas como lo son el tipo de unidad geológica, líneas de contorno estratigráficas y líneas de falla, entre otras. Estas características exhibidas por medio de colores, líneas y símbolos especiales. Cada símbolo con su color correspondiente tiene una explicación al indicar la edad, el nombre y el tipo de roca de la unidad geológica. La Figura 4-1 muestra el mapa geológico del municipio de Arecibo.

Se utiliza el mapa geológico para complementar la información obtenida por medio de los estudios de suelos. En el caso donde no se encuentran estudios de suelo para regiones específicas, este se utiliza como fuente principal de información sobre el suelo.

Además, este se emplea como guía para delinear los contornos de los diferentes tipos de suelo determinados.

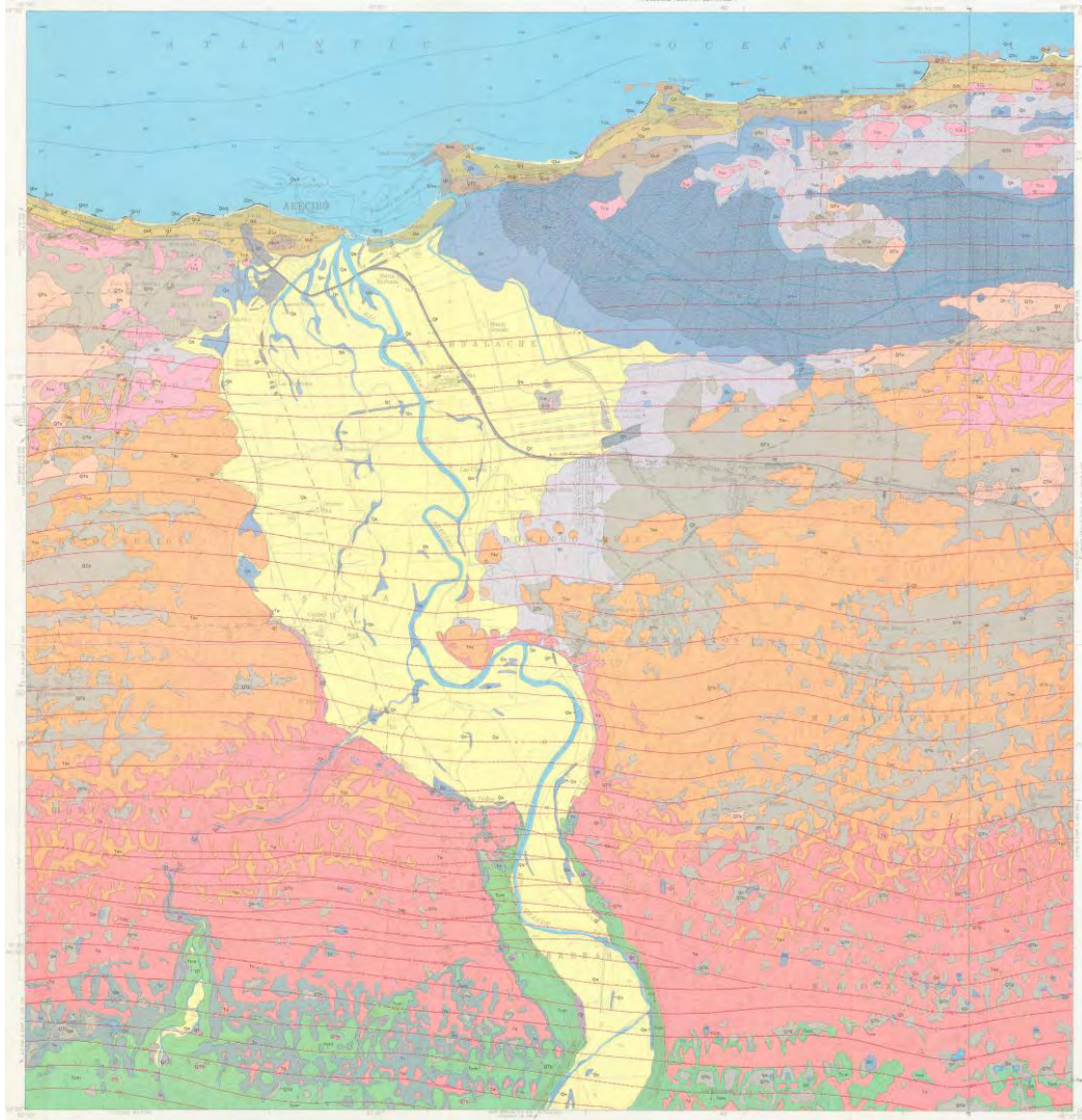


Figura 4-1: Mapa geológico del municipio de Arecibo (Briggs, 1968)

4. **Mapa Topográfico del USGS** - Uno de los factores que afecta la determinación de la clasificación del suelo es la topografía del suelo. El método aplicado en este proyecto se limita a suelos donde la pendiente sea menos de 5%. Para poder determinar la pendiente

y ver la topografía se manejan los cuadrángulos o mapas topográficos del USGS (Departement of the Interior, 1964, revised in 1984). Estos muestran por medio de líneas de contorno la altura de todo el municipio. Además, estos mapas exponen las carreteras que ayudan a delinear los contornos finales de las regiones de suelos determinadas. El mapa final de este proyecto es delineado sobrepuesto sobre este mapa.

5. **Catastro de Suelos** - Otra fuente de información acogida es lo que se conoce como el Catastro de Suelos para la región de Arecibo (United States Department of Agriculture Soil Conservation Services, 1969). Esta publicación del NRCS (National Resources and Conservation Service) contiene información sobre propiedades físicas, químicas y de ingeniería al igual que fotos aéreas, descripción sobre los diferentes tipos de suelo. Toda esta información sirve de evidencia tanto para el agricultor como para el ingeniero para saber el uso que se le podría dar a la misma. En nuestro caso se logra corroborar el nivel freático en lugares donde había incertidumbre. Esta publicación provee la profundidad del nivel freático hasta seis pies.
6. **Pozos del USGS** - El USGS tiene en la Isla una serie de pozos que son monitoreados para medir el nivel de agua subterránea. Esta información provista por el USGS tiene validez para corroborar la información sobre los niveles freáticos en los lugares donde hubo incertidumbre.
7. **Mapas de zonas inundables de FEMA** – la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias tiene una serie de mapas donde presentan, por medio de contornos, las regiones susceptibles a inundaciones a una lluvia de uno y dos años. Este mapa nos ayuda a verificar zonas donde el nivel freático este cerca de la superficie.

4.2 Nomenclatura para Identificación de Barrenos

Una vez recopilada la información necesaria se procede a trabajar con los estudios de suelo. Para este proyecto se utilizaron una cantidad de 84 estudios de suelo que contiene una total de 372 “boring logs”. Estos tuvieron que ser identificados de una forma ordenada y lógica. Con este propósito de adopta la siguiente nomenclatura como se presenta en la Tabla 4-1:

Tabla 4-1: Compañías que facilitaron estudios de suelos y la cantidad que proveyeron a la investigación. Además, las iniciales utilizadas en la nomenclatura.

Compañía	Iniciales	Estudios Provistos	Ejemplo de Nomenclatura
Iván Usero Pérez	ARIV	1	ARIV001
Despiau Associates	ARDS	2	ARDS006
Terra Tech	ARTT	1	ARTT009
Suelos Inc.	ARSI	3	ARSI010
Jaca & Sierra Testing Laboratories	ARJS	49	ARJS024
Advance Soil Engineering	ARAS	20	ARAS085
Geo Cim	ARGC	4	ARGC064
Geo Practica Inc.	ARGP	2	ARGP 002
SoilTech	ARST	1	ARST067
Geo Tech	ARGT	1	ARGT068
Total de estudios =		84	
Total de Boring logs =		372	

- Las primeras dos letras son una abreviación del pueblo. (Arecibo – AR)
- Las próximas letras corresponden a una abreviación de la compañía de suelo que facilitara los estudios.
- Luego se colocó un número de tres dígitos que corresponden al número de estudio que se tiene hasta el momento.

- Finalmente se le puso una letra en orden alfabético que indica la cantidad de “boring logs” que hay en un mismo estudio.

4.3 Clasificación de Suelos Según NEHRP

En el próximo paso se clasifican los suelos descritos en los estudios de suelo según el código NEHRP y adoptado por el UBC 97. Este código ordena los suelos en seis tipos diferentes como se puede apreciar en la Tabla 4-2. Estos están clasificados desde S_A hasta la S_F , donde la rigidez del suelo es mayor cuando el suelo es tipo S_A y menor cuando es S_E . La segunda columna de la tabla presenta una descripción genérica de la dureza del suelo.

Tabla 4-2: Tipos de perfiles de suelo según el NEHRP

Tipo	Descripción	Velocidad de onda de Corte (V_s)	Prueba de penetración estándar, N	Resistencia al corte no drenada, (S_u)
S_A	Roca dura	>5,000 ft/s (>1500 m/s)	-	-
S_B	Roca	2,500 a 5,000 ft/s (760 a 1500 m/s)	-	-
S_C	Suelo denso y roca suave	1,200 a 2,500 ft/s (360 a 760 m/s)	>50	>2000 psf (>100 kPa)
S_D	Suelo rígido	600 a 1,200 ft/s (180 a 360 m/s)	15 a 50	1000 a 2000 psf (50 a 100 kPa)
S_E	Suelo suave	<600 ft/s (<180 m/s)	<15	<1000 psf (<50 kPa)
S_F	Suelo que requiere evaluación específica			

Existen tres parámetros que nos permiten determinar el tipo de perfil del suelo. Estos son: la velocidad de onda de corte promedio (V_s), la prueba de penetración estándar (N) y la resistencia al corte no drenada (S_u). El parámetro más recomendado para clasificación de suelo es el de velocidad de onda de corte promedio (V_s) ya que los métodos utilizados para realizar las mediciones correspondientes no alteran la condición existente del suelo

obteniendo así una clasificación más precisa. Sin embargo, este parámetro rara vez se calcula en estudios de suelo en Puerto Rico. Por ende, el parámetro que se utiliza para este proyecto es el valor promedio de N .

El código recomienda promediar el valor de N hasta una profundidad de 100 pies (30 m) de profundidad.. Normalmente una profundidad de los barrenos de los estudios de suelos realizados en Puerto Rico no llega a 100 pies (30m). Para ello se presume que el valor (N) obtenido en la capa más profunda se extenderá hasta los 100 pies de profundidad. La desventaja de este parámetro es que sólo tiene rango de valores de N para la clasificación de suelos desde S_C hasta el S_E por lo que no se pudo clasificar ningún suelo como S_A , S_B o S_F . Para poder clasificar un suelo como S_A o S_B tiene que utilizarse la velocidad de onda de corte, ya que como se observa en la Tabla 4-2 es el único parámetro que puede ser utilizado para identificar esta categoría. Según el UBC 97 para clasificar un suelo como S_F se necesita una evaluación más específica y detallada. Los suelos que podrían ser agrupados como S_F según el código deben tener las siguientes características:

1. Suelos vulnerables a fallas potenciales o colapso debido a cargas sísmicas entre los cuales se encuentran los suelos licuables, arcillas altamente sensitivas y suelos débiles y cementosos colapsables.
2. Limos y/o arcillas altamente orgánicas, cuando su espesor excede 10 pies (3,048 mm).
3. Arcillas con un índice de plasticidad alto, $PI > 75$, cuando su espesor excede 25 pies (7,620 mm).
4. Arcillas rígidas y suaves a medianamente suaves cuando su espesor excede 120 pies (36, 576 mm).

En este caso se cataloga todo tipo de suelo que sea licuable como S_F .

Para poder calcular el valor de N promedio se utiliza la siguiente fórmula provista por el UBC 97 en la sección 1636.2.2:

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad (4.3.1)$$

Donde d_i es el espesor de la capa de suelo i y N_i es la resistencia a la penetración estándar de la capa de suelo tomada en consideración. Para calcular este parámetro se utiliza el programa WINGEO desarrollado en el Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura del Recinto Universitario de Mayagüez.

4.4 Índice de Potencial de Licuación (LPI)

Se determina el factor de seguridad y el potencial de licuación de todos los estudios de suelos clasificados y estudiados en la parte anterior. Para hacer esto se emplea el método propuesto por Iwasaki et al (1982). Este método fue originado en Japón para poder estimar el potencial de que ocurra licuación y daño que tendría la fundación de una estructura en un lugar. En este método se calcula lo que se conoce como el LPI. El índice presume que la severidad de la licuación es proporcional al:

- a) espesor de la capa de suelo afectada por la licuación
- b) proximidad de la capa a la superficie
- c) cantidad por la cual el factor de seguridad (FS) es menos de 1, donde FS es la razón de resistencia a licuación a la carga demandada por un terremoto. (Ver

Sección 3.2 “Método Simplificado Para la Evaluación de Resistencia a Licuación de los Suelos” ecuación 3.2.1)

Se computa como una integración ponderada de los factores de seguridad contra licuación para cada capa de suelo hasta una profundidad de 65 pies (20m). Este factor se encuentra entre un rango de valores que va de 0 a 100. Un índice de cero indica que no ocurrirá licuación y un valor de 100 que el factor de seguridad es cero en el rango completo de los 65 pies (20m). Los niveles de daños, según el LPI, son como sigue:

- 0 – Ningún Daño
- 1-5 – Daños menores
- 6-15 – Daños moderados
- >15 – Daños mayores

Las ecuaciones utilizadas para determinar el índice potencial de licuación son las siguientes:

$$LPI = \int_0^{20m} F \cdot w(z) dz \quad (4.4.1)$$

$$F = \begin{cases} 1 - FS & FS < 1.0 \\ 0 & FS \geq 1.0 \end{cases} \quad (4.4.2)$$

$$w(z) = 10 - 0.5z \quad (4.4.3)$$

donde z es la profundidad del suelo en metros, $w(z)$ es el promedio ponderado de la profundidad, FS es el factor de seguridad para licuación y LPI es el índice de Potencial de licuación. En la Figura 4-2 hay un ejemplo de los valores de factor de seguridad y de profundidad ponderada.

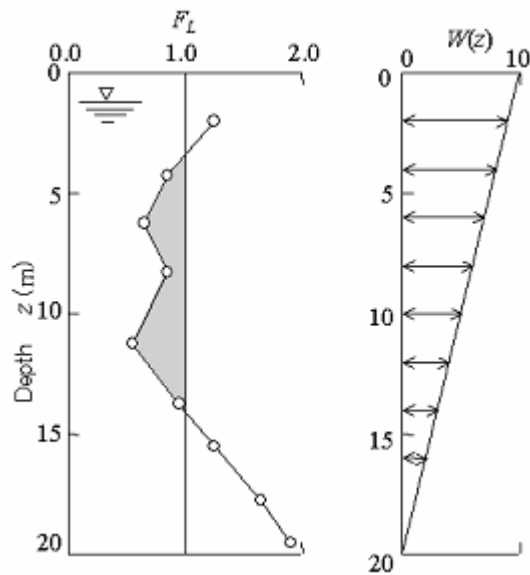


Figura 4-2: Ejemplo del valor F y $W(z)$

Para determinar este índice se utiliza el programa LicuadoPR.xls (Sosa & Pando). Este programa fue desarrollado en el Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura en el Recinto Universitario de Mayagüez. Éste requiere que se le integre toda la información de clasificación de suelo, valores de N y densidad de suelo por capa. Además, se debe insertar los parámetros básicos para la determinación del índice de licuación. Estos son:

- 1) aceleración máxima en la roca y en la superficie,
- 2) la profundidad del barreno
- 3) la magnitud del terremoto
- 4) nivel freático
- 5) factores de corrección para el valor de N
- 6) Factores de corrección por magnitud
- 7) Información del perfil de suelo obtenido de SPT

4.5 Determinación de Parámetros Básicos para Licuación

El programa licuadoPR necesita los parámetros mencionados anteriormente para realizar el análisis de licuación. En esta sección se mencionará como se determinaron los mismos.

4.5.1 Aceleración Máxima en la Roca

La estimación de la aceleración máxima en la roca fue basada en un periodo de recurrencia de 250 años. Los valores de diseño de la aceleración pico horizontal para el municipio se estima a base de las presentaciones provistas por Mueller et al. (2004). Estas recomendaciones se basan en presumir un terremoto de diseño con magnitud de $M_w = 7.0$. Mueller et. al. produce graficas para estimar los valores de la aceleración máxima en la roca de suelos competentes (suelos de tipo S_B) como función de la probabilidad deseada de ocurrencia y el tipo de fuente sísmica. Un ejemplo de una de estas graficas realizadas para el municipio de Mayagüez y San Juan se encuentran en la Figura 4-4. Usando esta gráfica se obtiene la aceleración para un período de 250 años de recurrencia ($\text{Exceedance/Years} = 0.004$) en la curva que considera todos las fuentes sísmicas que afectan la región. En el caso de Mayagüez esta aceleración tiene un valor de 0.20 g y en el caso de San Juan es de 0.18g. Esta metodología es aplicada de forma similar en otros pueblos.

En las ciudades donde no se realizan graficas, como es el caso de Arecibo, se utiliza una interpolación lineal. Esta interpolación está basada en las aceleraciones y las distancias de los municipios más cercanos que tienen información graficada. Para Arecibo se interpola utilizando la aceleración de Mayagüez, 0.20 g, y la aceleración de San Juan, 0.18g. La distancia lineal aproximada entre Mayagüez y San Juan es de 114 km. Desde esa línea entre

Mayagüez y San Juan se dibuja un segmento perpendicular hasta Arecibo. El segmento divide la distancia entre San Juan y Mayagüez en dos partes de la cuales la distancia desde Mayagüez hasta la perpendicular es de aproximadamente 50 km. Con estas medidas se procede a hacer la interpolación lineal de la cual se determina que la aceleración es 0.19 para Arecibo. La metodología se presenta gráficamente en la Figura 4-3.

$$\frac{0.20 - 0.18}{114 \text{ km}} = \frac{0.20 - A_c}{50 \text{ km}} \quad (4.5.1)$$

$$A_c = 0.19$$



Figura 4-3: Estimación por interpolación de la aceleración en la roca de Arecibo

4.5.2 Aceleración Máxima en la Superficie

Una vez se obtiene el valor de la aceleración máxima en la roca se determina la aceleración en la superficie. Para esto se considera el hecho que la aceleración es amplificada según sea la composición de los suelos, de manera que los suelos blandos amplifican más que los suelos rígidos. La aceleración en la superficie se determina utilizando el coeficiente sísmico C_a que se encuentra en la tabla 16-Q del “Uniform Building

Code”(1997). Con la aceleración en la roca, que en la tabla es representado por el factor de zona sísmica Z y el tipo de suelo analizado, se busca en la tabla la aceleración de la superficie. En nuestro caso la aceleración de la roca es de 0.19 por lo que se tuvo que hacer una interpolación como se muestra en la Tabla 4-3.

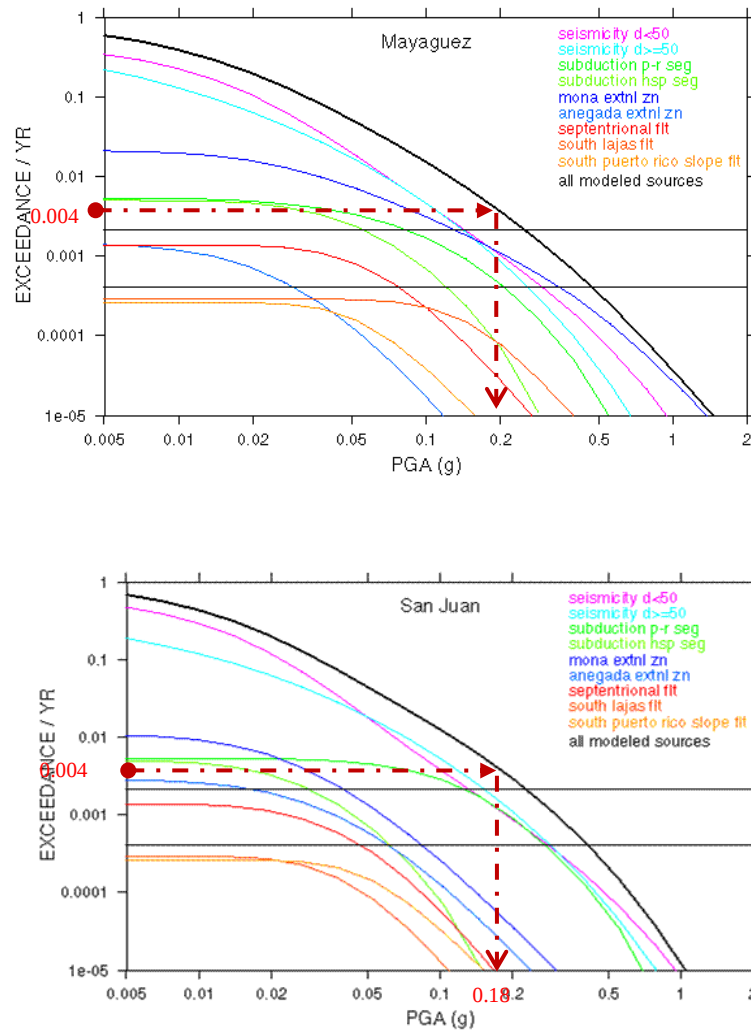


Figura 4-4: Curvas para la estimación de la aceleración máxima en la roca (PGA) en los municipios de Mayagüez y San Juan (adaptada de Mueller, 2004)

Tabla 4-3: Aceleración máxima en la superficie

PERFIL DE SUELO	FACTOR DE ZONA SISMICA, Z		
	0.15	0.19	0.20
Sa	0.12	0.15	0.16
Sb	0.15	0.19	0.20
Sc	0.18	0.23	0.24
Sd	0.22	0.27	0.28
Se	0.30	0.33	0.34
Sf	Requiere análisis		

4.5.3 Nivel Freático

El nivel de agua subterráneo, o nivel freático, es uno de los parámetros más importantes para determinar el índice potencial de licuación. En los estudios de suelos presentados hay casos donde el nivel freático no es provisto y estos no especifican si no se encuentra o simplemente no se busca. Para resolver esta situación se realizan las siguientes pasos:

1. **Presumir que el nivel freático de estos estudios se encuentra en la superficie.** Esto se lleva a cabo en manera de prueba para observar como afecta a los estudios. Una vez realizada esta prueba se observa que esta presunción afectaba considerablemente el LPI de estos estudios. Este se debe a que el tipo de suelo encontrado en gran parte del valle del Rio Grande de Arecibo es favorable para que ocurra la licuación. Obviamente, la presunción es demasiado conservadora como para tomarla como hecho.
2. **Utilización de información provista por el Catastro de Suelos del Municipio de Arecibo.** Como se menciona anteriormente, este documento contiene información sobre el suelo que puede ser empleado para los agricultores y los ingenieros. En nuestro caso sólo se buscaba el nivel freático y este documento lo facilita únicamente si se encuentra en los primeros seis pies de profundidad. Este no nos proveyó ninguna información

adicional ya que el nivel freático de los suelos se encontraba a una profundidad mayor de los 6 pies.

3. **Pozos del USGS.** El USGS tiene una serie de pozos en Puerto Rico con los cuales investiga la ocurrencia, cantidad, calidad, distribución y los movimientos de las aguas subterráneas. Esta información generada por estos análisis está disponible para el público a través de su página en internet (USGS Water Resource, 2009). Un ejemplo se muestra en la Figura 4-5. En nuestro caso nos interesa el nivel freático de los pozos encontrados en el municipio de Arecibo junto con sus coordenadas y elevación de la superficie. La localización de estos pozos son graficados para relacionar los estudios sin información sobre el agua subterránea con el pozo más cercano como es mostrado en la Figura 4-6. En el caso en que los estudios de suelo no estén cerca de pozos se hizo una interpolación lineal al tomar en cuenta la distancia del pozo y la diferencia en altura. Una lista de todos los pozos utilizados se presentados en el Apéndice A según su número de identificación mostrado en la Figura 4-6.

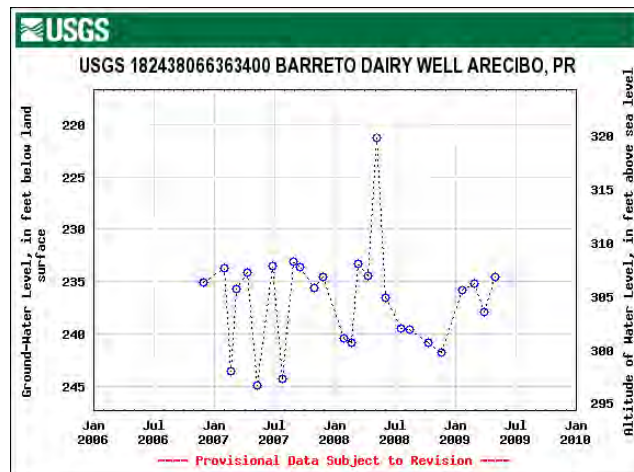


Figura 4-5: Información sobre el nivel freático del pozo Barreto Dairy en Arecibo provista por el USGS (USGS Water Resource, 2009)

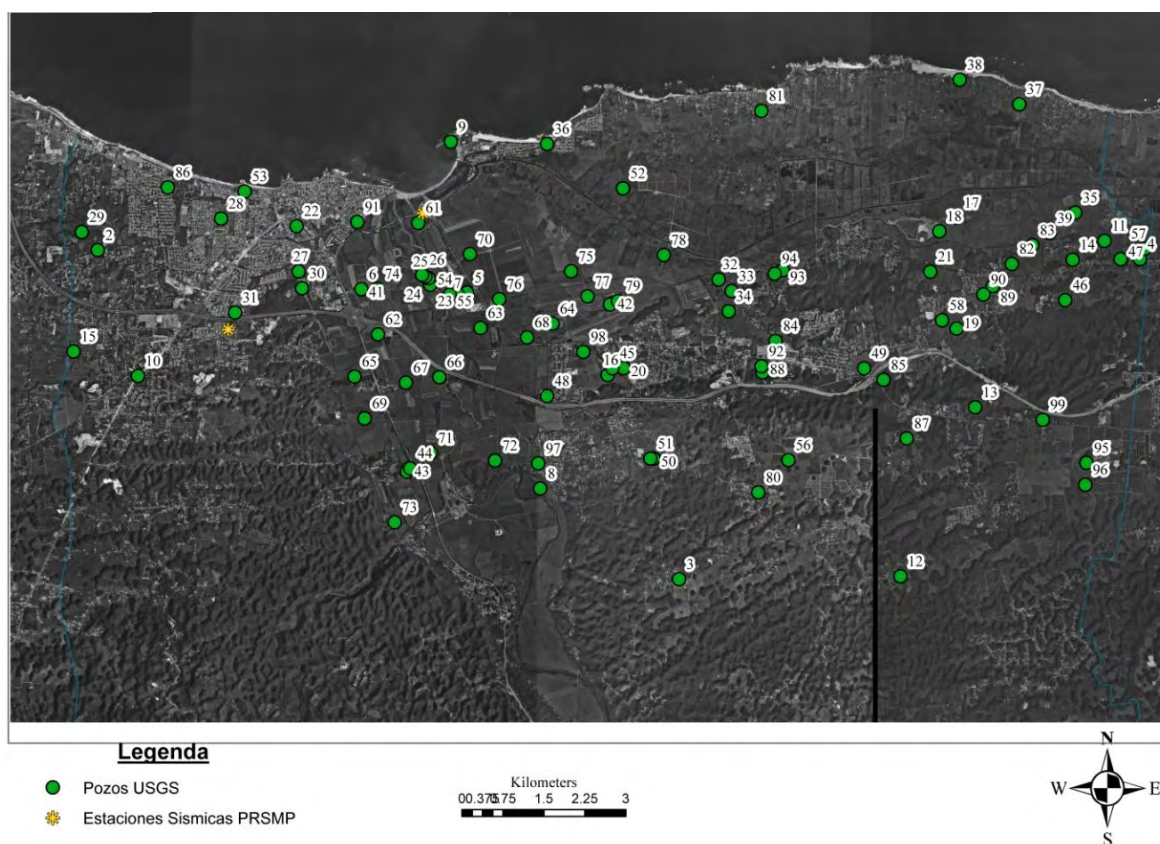


Figura 4-6: Pozos del USGS en el municipio de Arecibo y estaciones sísmicas del Programa de Movimiento Fuerte

4. **Contenido de humedad.** Como último recurso se considera el contenido de humedad de las muestras de suelo provistas en los estudios como indicativo de que el suelo está saturado y por consiguiente en o por debajo del nivel freático. Se crea una tabla relacionando, por medio de la fórmula 3.5.1, el contenido de humedad (w) de una muestra saturada con su gravedad específica (G_s), razón de vacíos mínima (e_{min}) y densidad relativa (D_r) como es mostrado en la Tabla 4-4. Para la determinación de la humedad los valores de gravedad específica, razón de vacíos mínima y la densidad relativa son presumidos utilizando valores típicos para suelos arenosos. La gravedad específica para la arena se encuentra alrededor del 2.65 – 2.68. De la misma forma la

densidad relativa de la arena suelta se encuentra desde 15% - 50% (Das, 2002). Finalmente la razón de vanos mínima para la arena suelta se encuentra alrededor de 0.40 y de arena densa de 0.80 De esta tabla se determina, conservadoramente, que cualquier suelo que tuviera un contenido de humedad de más de 20% está en estado saturado.

$$Se = wG_s \quad S = 100\% \rightarrow e = wG_s$$

$$w = \frac{e}{G_s} \quad (4.5.2)$$

Tabla 4-4: Contenido de humedad para suelos arenosos en estado saturado

Dr = 25%		
Gs	e min	w%
2.65	0.635	23.96%
2.65	0.65	24.53%
2.65	0.7	26.42%
2.65	0.75	28.30%
2.65	0.6	22.64%
2.65	0.575	21.70%
2.65	0.8	30.19%
2.65	0.495	18.68%
2.68	0.635	23.69%
2.68	0.65	24.25%
2.68	0.7	26.12%
2.68	0.75	27.99%
2.68	0.6	22.39%
2.68	0.575	21.46%
2.68	0.8	29.85%
2.68	0.495	18.47%

Dr = 50%		
Gs	e min	w%
2.65	0.7775	29.34%
2.65	0.725	27.36%
2.65	0.85	32.08%
2.65	0.925	34.91%
2.65	0.75	28.30%
2.65	0.7625	28.77%
2.65	1	37.74%
2.65	0.6725	25.38%
2.68	0.7775	29.01%
2.68	0.725	27.05%
2.68	0.85	31.72%
2.68	0.925	34.51%
2.68	0.75	27.99%
2.68	0.7625	28.45%
2.68	1	37.31%
2.68	0.6725	25.09%

- Mapas de zonas inundables de FEMA** – este mapa nos ayuda a determinar regiones donde hay más probabilidad donde el nivel freático se encuentre cerca de la superficie. Para el caso de Arecibo parte de casco urbano cerca de la desembocadura del Rio Grande de Arecibo se encuentra en zona inundable.

Tabla 4-5: Clasificación final de todos los estudios analizado con LicuadoPR y graficados en ARGGIS y nivel de daño de los barrenos clasificados como licuables.

Suelo	Descripción	S _A	S _B	S _C	S _D	S _E	S _F
Qa	Floodplan alluvium - arena, grava, limo y arcilla	0	0	2	9	7	4
Qb	Beach Deposits	0	0	0	5	1	0
Qbq	Beach Deposits - arena de cuarzo	0	0	0	0	0	5
Qbr	Beach Deposits - rocas de playa, arena cementada	0	0	0	1	2	0
Qc	Lagoonal deposits - arcilla arenosa y limosa	0	0	3	18	2	1
Qcd	Cemented dunes - piedras de arena	0	0	0	1	1	0
Qd	Dune Sand - arena	0	0	0	0	2	4
Qdt	Dune Sand - depósitos transicionales	0	0	0	2	6	4
QTb	Blanket Deposits - arena de cuarzo arcillas	0	0	36	99	9	5
Qts	Blanket Deposits - arena de cuarzo	0	0	2	49	12	0
Ta	Aguada Limestone - caliza	0	0	11	11	5	0
Tay	Aymamón Limestone - caliza	0	0	8	29	2	0
Tc	Cibao Formation - tiza y marga	0	0	0	1	2	0
Tca	Camuy Limestone - caliza	0	0	1	4	0	2
Tcm	Cibao Formation - caliza	0	0	0	2	1	0

0 0 63 231 52 25

Nivel de Daño	#
Ningún Daño	1
Daños Menores	7
Daños Moderados	10
Daños Mayores	7

4.6 Localización y Graficado de Barrenos

Todos los estudios de suelo se grafican en un mapa utilizando el programa ARCGIS. Al programa se le provee las coordenadas (NAD 27) de cada barreno y este los grafica. En el caso donde lote tenga más de un estudio de suelo se toma conservadoramente el estudio con el suelo menos rígido. Los diferentes estudios de suelo son representados con punto de

diferentes colores que exponen su clasificación. En la Figura 4-5 se muestra la clasificación de todos los barrenos analizados. Los suelos fueron identificados de la siguiente manera:

- S_C - punto azul
- S_D - punto verde
- S_E - punto amarillo
- S_F - punto rojo

El graficar el resultado de los estudio de suelo permite el análisis y el punto de partida para poder desarrollar los contornos. Todos los barrenos utilizados y graficados se encuentran en la Figura 4-8.

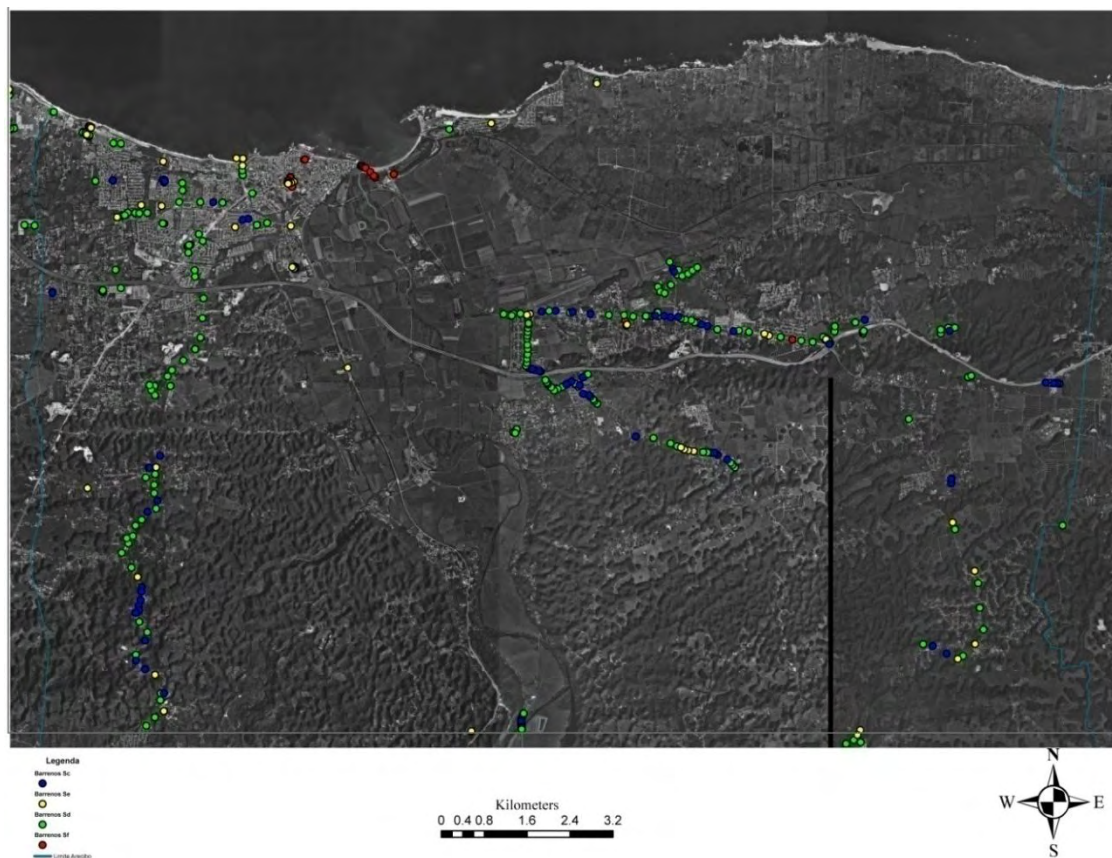


Figura 4-7: Barrenos graficados según su clasificación en el programa ARCGIS

4.7 Trazado de Contornos

Una vez se tiene graficada la localización y clasificación de cada estudio de suelo se procede a trazar los contornos de tipos de suelo. Para detallar el mapa se utiliza el programa ARCGIS. Este programa se emplea para visualizar, manejar, crear y analizar información geográfica.

Con el propósito de delinear las diferentes zonas y trazar los contornos se maneja la información de cada barreno en conjunto con el mapa geológico de USGS y el mapa topográfico. El procedimiento utilizado para el trazado es el siguiente:

1. Se busca la forma en que están agrupados los diferentes tipos de suelos en cada barreno para ver si existe una tendencia a un tipo en particular en lugares específicos. Por ejemplo, cerca de la costa se puede notar una tendencia a que la mayoría de los barrenos son color amarillo, o sea, tipo de suelo S_E como se muestra en la Figura 4-8. Sabemos, entonces, que la costa debe estar delineada dentro de la zona S_E la cual se compone mayormente de arenas.
2. Se identifican relaciones existentes entre tipos de suelo de los barrenos y tipos de suelos según el mapa geológico. Esto nos ayuda a saber hasta dónde se extienden los límites de los diferentes tipos de suelo. Además, si no hay barrenos en alguna región podemos identificar tipos de suelo según la tendencia reconocida (Figura 4-8). Un ejemplo de esta situación lo es el centro del municipio donde no había barrenos como se muestra en la Figura 4-7.
3. Se corrigen los contornos. En ocasiones los contornos originales, esto es según el mapa geológico, dividen urbanizaciones, carreteras y hasta estructuras, irregularmente. Para

simplificar la identificación a la oficina del Comisionado de Seguros se utilizan carreteras, caminos y ríos como límites de los diferentes contornos. La Figura 4-9 muestra los contornos irregulares creados con las tendencias observadas y el mapa geológico mientras que la Figura 4-10 muestra los contornos corregidos utilizando el procedimiento mencionado.

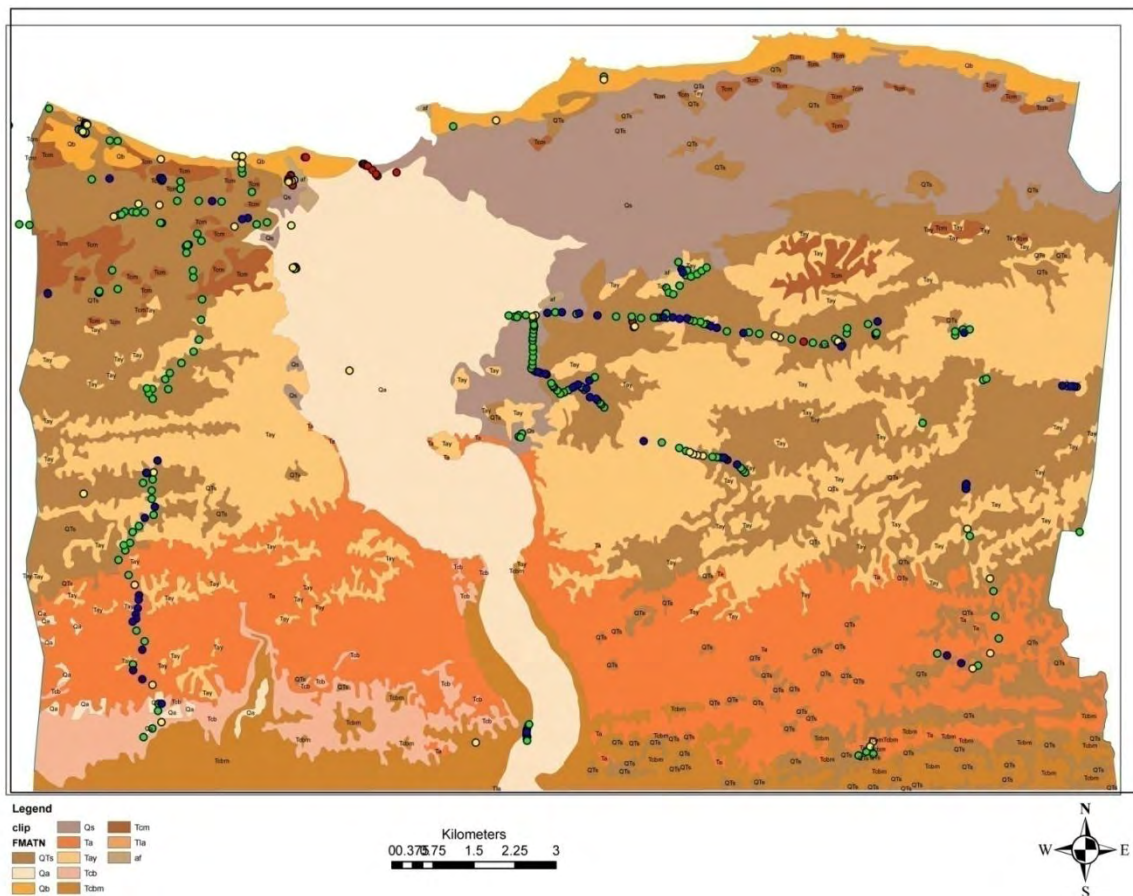


Figura 4-8: Determinación de tipos de suelo según el mapa geológico del USGS

Al utilizar este procedimiento se logran separar todas las regiones del municipio de Arecibo en los perfiles de suelo según el UBC sin incluir el S_F . Para dividir el tipo de suelo S_E del S_F se hace análisis más detallado de los barrenos en lugares susceptibles a la

licuación. Estos debían tener las condiciones adecuadas para considerarlos como licuables. Suelos arenosos por debajo del nivel freático y pendientes del terreno de menos de 5% fueron las características tomadas en consideración. El total de las características son analizadas por el programa LicuadoPR. Estas características fueron encontradas en una pequeña región de la costa como se muestra en la Figura 4-7

. Después de trazar todos los contornos de los diferentes tipos de suelo, se realizaron visitas de campo al municipio de Arecibo. Esto se llevó a cabo con el propósito de hacer una inspección visual y corroborar que lo establecido en los mapas es razonable.

4.8 Resultados

4.8.1 Contorno de Suelo S_E

Al analizar las tendencias observadas se determinan las regiones de los diferentes tipos de suelos según el NEHRP. En la costa y en el valle del Río Grande de Arecibo se logra observar una tendencia general a que la mayoría de los barrenos eran de tipo S_E. Con esta información y utilizando el mapa geológico se identifica que todo tipo de suelo rotulado como Qb y Qa (dunas de arena y aluvial) se considera como suelo S_E como se muestra en la Figura 4-8 y Figura 4-9. Una vez trazados los contornos se corrige, según mencionado anteriormente como se presenta en la Figura 4-10.

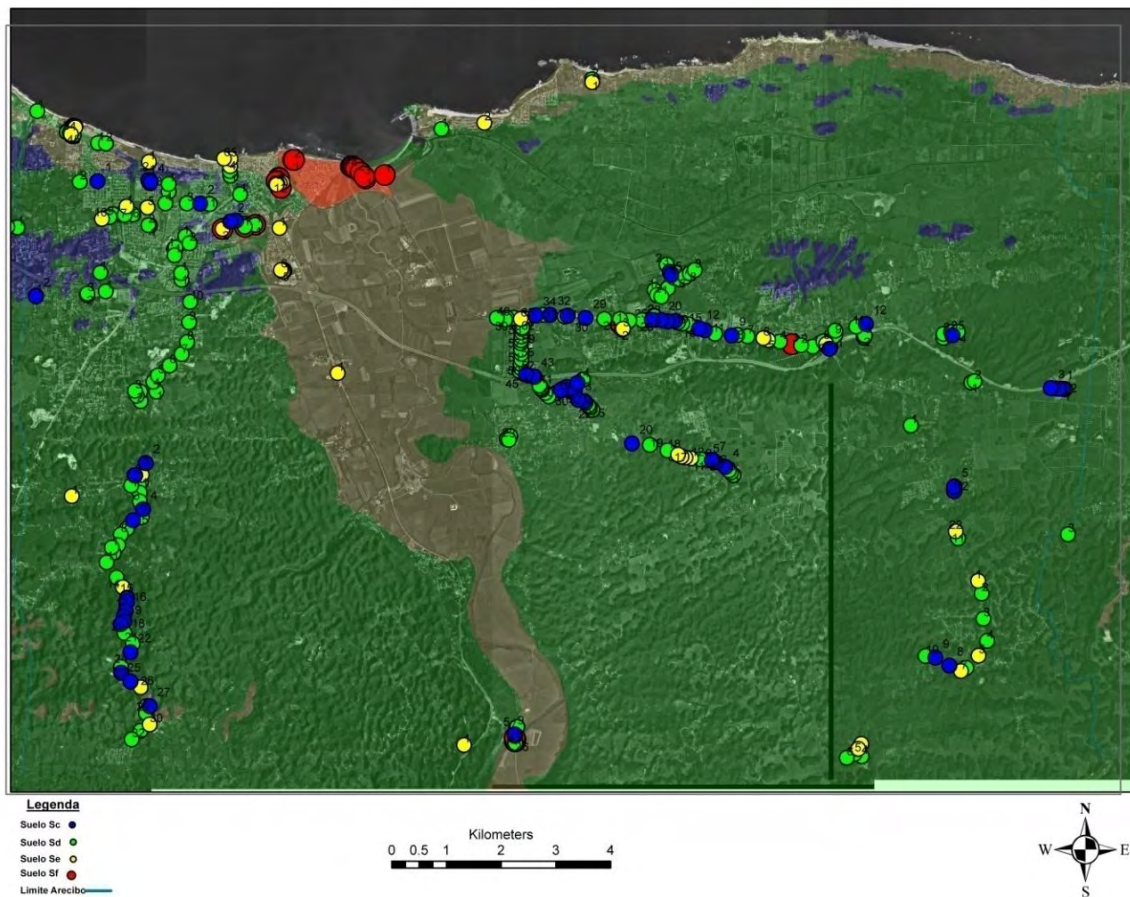


Figura 4-9: Delimitación irregular de tipos de suelos

4.8.2 Contorno de Suelo S_C

De esta misma manera se logra llevar a cabo el estudio con el tipo de suelo S_C . Allí se puede distinguir una tendencia. Esta es que todo tipo de suelo identificado como Tcm (formación Cibao – mayormente piedra caliza) en el mapa geológico es tipo S_C .

4.8.3 Contorno de Suelo S_D

Para determinar regiones de tipo de suelo S_D se localizan tendencias. Donde hay incertidumbre, pues no se podía identificar ninguna tendencia, se determina tipo de suelo S_D

que es lo que recomienda el código UBC 97. Es por esto gran parte de Arecibo está delimitado dentro del tipo del suelo S_D . Además a mayor parte de los barrenos fueron clasificados como S_D (ver Tabla 4-5).

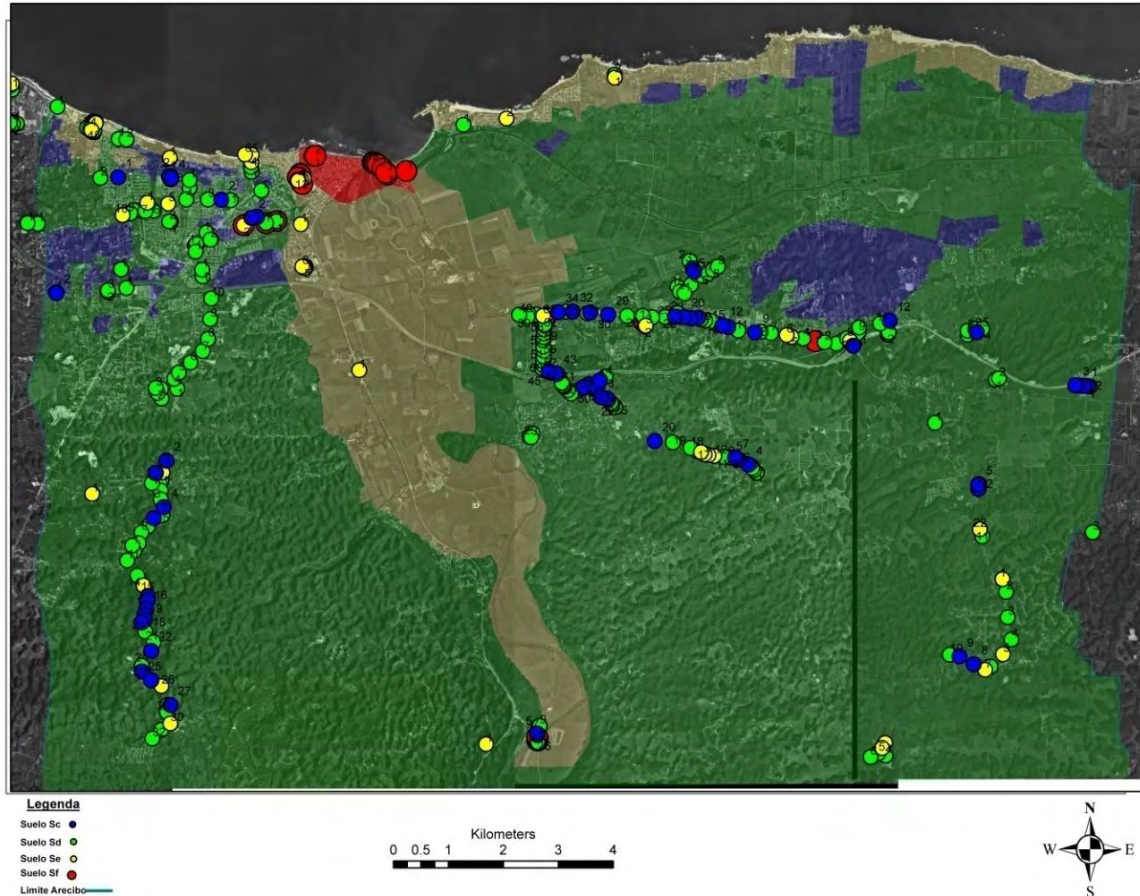


Figura 4-10: Delimitación de suelos corregida

4.8.4 Contorno de Suelo S_F

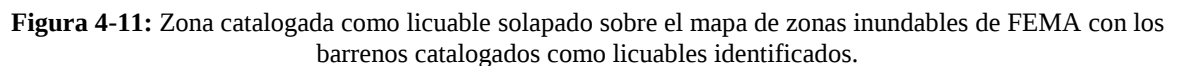
Solo una pequeña parte del valle del Río de Arecibo, cerca de la costa, fue delimitada como licuable (Figura 4-11). Esta pertenece, según la tendencias establecidas observadas por los barrenos graficados, al tipo de suelo S_E , pero dado a que las condiciones son adecuadas para

que ocurra la licuación, se decide ubicarla como zona licuable. Esta región pertenece a la parte del casco urbano del Arecibo que coincide con el valle y desembocadura del Río Grande de Arecibo. Esta región tiene el nivel freático cerca de la superficie y está compuesto mayormente por arenas sueltas. De hecho gran parte del área considerada como licuable se encuentra dentro de la zona inundable según el mapa de FEMA lo que confirma que el nivel freático de esta región está cerca de la superficie (Figura 4-11). La composición de estas arenas es mayormente de cuarzo (Qa, Qdt, Qd, Qbq). El método simplificado solo aplica para arenas compuesta de cuarzo por lo que conocer esto es pertinente.

Tabla 4-6: Presentación detallada de los barrenos dentro de la zona catalogada como licuable

ID	Estudio	Boring	Coordenadas UTM NAD 27 Zona 19		Profundidad Barreno (pies)	N	Nivel Freático (pies)	LPI
			Easting	Northing				
76	8	1	2044108	741688	127	11	0	12
77	8	2	2044109	741716	156	6	0	7
78	8	3	2044080	7417441	234	5	0	29
79	8	4	2044070	741778	230	9	0	33
89	10	1	2043889	711958	156	14	2.17	2
90	10	2	2043996	741866	125	1	3	27
91	10	3	2043922	741932	125	1	2.5	31
92	11	1	2043903	740372	56	18	10	15
93	11	2	2043891	740373	56	10	10	13
118	19	1	2044229	740629	10	25	7.5	48
119	19	2	2044229	740647	20	17	3	1
192	27	1	2043840	740330	25	13	3	37
193	27	2	2043834	740328	25	10	14	52
270	64	1	2043952	742305	125	2	1.67	10

Una vez todos los contornos de suelo han sido identificados y graficados se une toda la información en el mapa final. El mapa final de la investigación es presentado en la Figura 4-12. Este mapa es presentado en el Apéndice E en secciones.



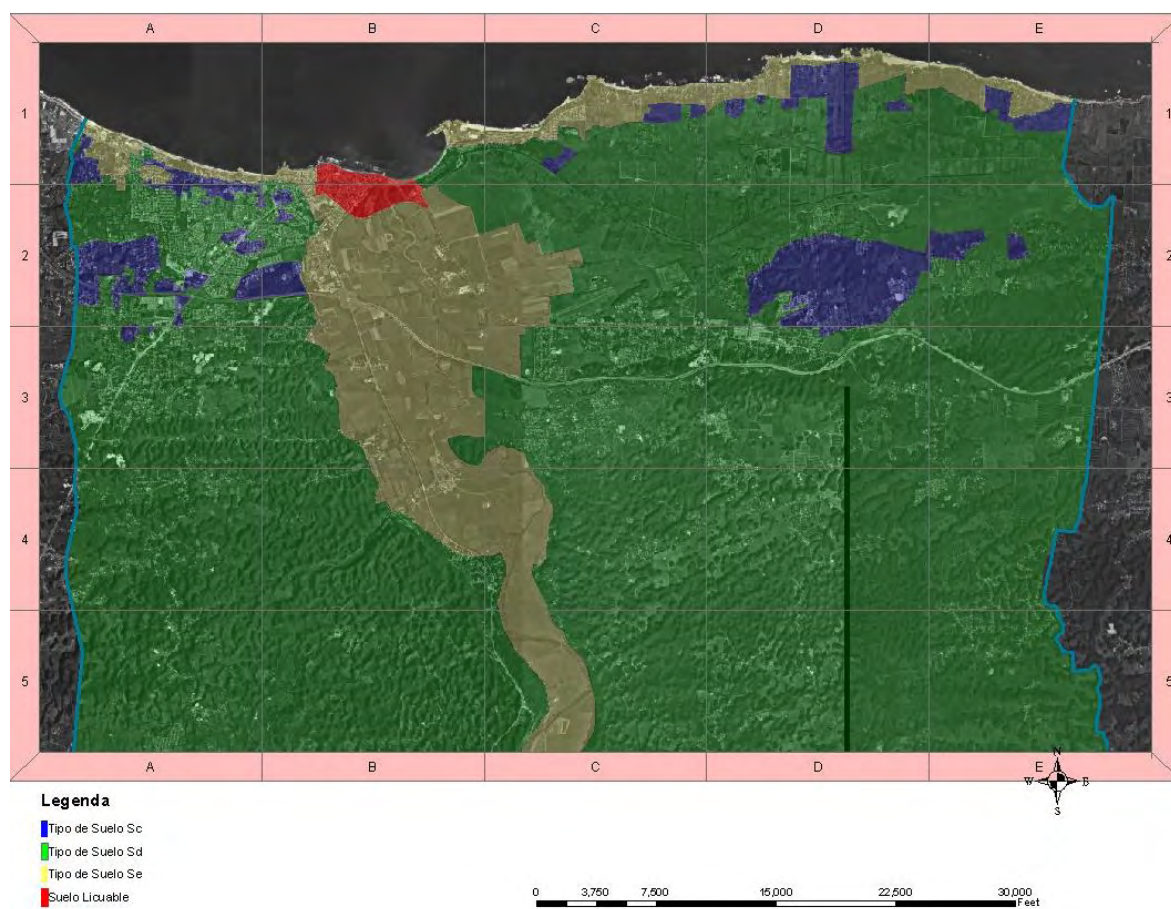


Figura 4-12: Mapa final corregido según el mapa geológico y las carreteras o caminos.

CAPITULO 5 Conclusiones y Recomendaciones

5.1 Conclusiones

Esta investigación de análisis de clasificación de suelo según NEHRP en el Municipio de Arecibo está basada en información de barrenos suplida por las diferentes compañías de geotecnia que utilizan la prueba de penetración estándar. Esta información fue analizada y luego utilizada para generar el mapa de contornos de tipos de suelo. El mapa de contornos de suelo fue generado según lo establecido en el NEHRP. Se calculó el LPI de cada uno de los barrenos para así determinar cuan susceptibles eran estos a la licuación. Se observan tendencias generales en el Municipio de Arecibo con referente a los tipos de suelo.

1. La parte costera y el valle del Río Grande de Arecibo están compuestos por suelos mayormente arenosos y blandos. Estos son determinados como tipo de suelo S_E .
2. En algunas regiones más al interior se encuentra un suelo suficientemente rígido y fue considerado según sus características como S_C . Este está compuesto mayormente por piedra caliza. Esta tendencia se puede observar en regiones montañosas y algunas veces cerca de las costas. Esto se debe a que la altura del municipio aumenta rápidamente.
3. Más adentro del municipio se observan tipos de suelo mayormente S_D . De hecho, gran parte de Arecibo es determinado con tipo de suelo S_D ya sea por tendencias observadas o por incertidumbre.

4. Finalmente, solo se determina una pequeña zona licuable en la costa y el valle del río. Esta zona cruza parte del casco urbano de Arecibo.

5.2 Limitaciones

Este proyecto se enfrenta varias limitaciones que podrían ser corregidas en futuros trabajos. Estas, en cierta medida, pueden haber afectado los resultados obtenidos. Algunas de estas son:

1. El nivel freático en muchos de los estudios no especifica si no aflora o simplemente no lo buscaron. Este es uno de los parámetros más importantes y por lo tanto debe estar bien definido. Además, sería conveniente actualizar la información suplida por los pozos del USGS ya que la información provista por algunos de estos no es reciente. Tampoco se toma en consideración la fluctuación del mismo.
2. La profundidad de la mayoría de los estudios de suelo analizados no llega a los 100 pies. El código UBC97 establece que para determinar los diferentes perfiles de suelo el barrenado debe tener esta profundidad como mínimo. Se tiene que asumir que la capa de suelo hasta los 100 pies es igual a la última analizada.
3. Hay muchas regiones en el pueblo de Arecibo donde no existen estudios de suelo. Para poder determinar los tipos de suelo en estas regiones se utiliza el mapa geológico.
4. Hay poca o ninguna información del equipo usado en los barrenos. Los factores de corrección por el equipo tiene que llevarse a cabo conservadoramente para poder compensar por esta falta de información.

5. En ocasiones no se identifica el sistema que se usa para calcular las coordenadas de los barrenos. En varias ocasiones se encontraron barrenos desplazados del lugar en que se supone que estuvieran.
6. Todos los estudios de suelo recopilados presentan resultados de pruebas de SPT. Para corroborar esta información provista por este método se pondría utilizar otro método como el CPT y de esa manera definir con mayor certeza los perfiles de suelo.

5.3 Recomendaciones

Este proyecto puede ser el base para futuras investigaciones por lo que se recomienda:

1. Utilización de otros métodos para poder identificar suelos con mayor rigidez. Según el NEHRP para identificar suelos como S_A y S_B se requiere la medición de velocidad de onda de corte. Este podría ser medido utilizando lo que se conoce como “Ambient Vibrations”.
2. Realizar una investigación en la región catalogada como licuable. Esto para corroborar y confirmar la extensión de esta zona.
3. Utilizar esta investigación para estimar el comportamiento de las estructuras cimentadas en las diferentes regiones.

CAPITULO 6 Bibliografía

1. Ambraseys, N. N. (1988). Engineering Seismology. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 17, 1-105.
2. Arango, I. (1996). Magnitude scaling factor for soil liquefaction evaluations . *J. Geotech. Engineering, ASCE*, 122(11), 929-936.
3. Briggs, R. (1968). *Geologic Map of the Arecibo Quadrangle*. United States Geological Survey: Department of the Interior. .
4. Dames, & Moore. (1999). *Probabilistic Seismic Hazards Analysis Of Puerto Rico And Recomendations Revisions To The Seismic Coefficient Of The ANSI/ASCE 7-95 Standard*. Seattle, Washington 98121: Submitted to Puerto Rico Earthquake Comission.
5. Das, B. M. (2002). *Principles of Geotechnical Engineering 5th Ed*. Pacific Grove, CA 93950 USA: Brooks/Cole.
6. Departement of the Interior. (1964, revised in 1984). Arecibo Quadrangle 7.5 Minutes Series (Topographic) USGS. United States Geological Survey.
7. Harder, L. F., & Boulanger, R. W. (1997). Application of K and Ka correction factors. *Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res State Univ. of New York at Buffalo*, 167-190.
8. Hynes, M. E., & Olsen, R. S. (1999). Influence of cconfining stress on liquefaction resistance. *Proc., Int. Workshop on Phys. and Mech. of Soil Liquefaction, Balkema, Rotterdam, The Netherlands*, 145-152.
9. Idriss, I. M. (1990). *Response of Soft Soil Sites During Earthquakes, Volume 2,*. Unversity of California Berkley.
10. International Conference of Bulding Officials. (1997). *Uniform Building Code*. CA:ICBO: Whittier.
11. Iwasaki, T. T. (1982). Micronization for Soil Liquefaction Potential Using Simplified Methods. *Procedings fo the Third International Conference on Seismic Zonation, Seattle, Washington*, 1319-1330, v. 3.
12. Kayen, R. E., Mitchel, J. K., Seed, R. B., Lodge, A., Nishio, S., & Coutinho, R. (1992). Evaluation of SRP-, CTP-, and shear wave-based methods for liquefaction potential assessment using Loma Prieta data. *Proc., 4th Japan-U.S. Workshop on Earthquake-Resistant Des. of LifelineFac. and Countermeasures ofr Soil Liquefaction, Vol1*, 177-204.

13. Llavona, A. C. (2004). *Mapas de Tipos de Suelo y Potencial de Licuación para el Municipio de Mayagüez, Puerto Rico*. Mayagüez, Puerto Rico: Universidad de Puerto Rico, Recinto Universitario de Mayagüez.
14. Macari, J. E. (1994). *Earthquake Hazard Assesment of Western Puerto Rico*. Atlanta, GA 30332-0355: Georgia Institute of technology School of Civil Engineering.
15. Marcuson, W. F. (1978). Definition of terms related to liquefaction. *J. Geotech Enginnering. Div., ASCE*, 104(9), 1197-1200.
16. Mollineli, J. (1988). *Earthquake Vulnerability Study For The Areas of Ponce, Arecibo and Aguadilla Puerto Rico*. San Juan, Puerto Rico: A Study Prepared For The Department of Natural Resources.
17. Mueller, C. F. (2004). *Documentation for 2003 USGS Seismic Hazard Maps for Puerto Rico and the U.S*. Golden, CO., Open File Report 03-379: U.S. Geological Survey.
18. Odum, J. K., Williams, R. A., Stephenson, W. J., von Hillebrandt, C., Asencio, E., & Cameron, A. (2004). *Near Surface S- and P- Wave velocities of Geological Formations Within Urban Areas and PRSN At Stations*. Puerto Rico: USGS Earthquake Hazard Program. Open File Report.
19. Rauch, A. F. (1998). Personal Communication. (as cited in Youd et al. "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 127(10), 817-833.
20. Red Sísmica de Puerto Rico, R. U. (2005). *Terremoto del 1918*.: <http://redsismica.uprm.edu/spanish/informacion/terr1918.php>
21. Red Sísmica de Puerto Rico, U. (2008). *Informe Anual 2007*. Recuperado el 26 de enero de 2009, de Red Sísmica de Puerto Rico: http://redsismica.uprm.edu/spanish/sismos/reportes/2008/media/Informe_Anual_2007.pdf
22. Reid, H. F., & Taber, S. (1919). The Porto Rico Earthquakes fo October-November 1918. *The Bulletin of the Seismological Society of America* Vol. IX, 95-127.
23. Renken, R. A., Ward, W. C., Gill, I. P., Gómez, F., & Rodriguez, J. (2002). *Geology and Hidrgeology of the Caribbean Island Aquifer System of the Commonwealth of Puerto Rico and the U.S. Virgin Islands*. Reston, Virginia: U.S. Geological Survey professional paper 1419.
24. Seed, H. B. (1983). Earthquake-resistant design of earth dams. *Proc., Symp. Seismic Des. of Earth Dams and Caverns, ASCE, New York*, 41-64.

25. Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F., & Chung, R. M. (1985). The Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluation. *J. Geotech Engineering, ASCE* 111(12), 1425-1445.
26. Seed, R. B., & Idriss, I. M. (1982). *Ground motions and soil liquefaction during earthquakes*. Oakland, California: Earthquake Engineering Research Institute Monograph.
27. Seed, R. B., & Idriss, I. M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *J. Geotech Engineering Div., ASCE*, 97(9), 1249-1273.
28. Sierra Del Llano, C. R. (2002). *Report on the Geotechnical Exploration Performed at Six Seismic Stations Sites for the Downhole and Direct Seismic Investigation Project, Puerto Rico*. Jaca & Sierra Testing Laboratories.
29. Skempton, A. K. (1986). Standard penetration test procedures and the effects in sand and overburden pressure, relative density, particle size, aging an overconsolidation. *Geotechnique, London*, 36(3), 425-447.
30. Sosa, E., & Pando, M. *LicuadaoPR: Programa para Estimar la Suceptibilidad de Licuación Utilizando las Recomendaciones de NCEER Reporte GEO-03-001*. Mayaguez: Programa de Movimientos Fuertes, Universidad de Puerto Rico.
31. United States Department of Agriculture Soil Conservation Services. (1969). *Soil Survey of Arecibo Area Northern of Puerto Rico*. Puerto Rico: University of Puerto Rico College of Agricultural Sciences.
32. USGS Water Resource. (28 de enero de 2009). *Ground-water levels for Puerto Rico*. Recuperado el 28 de enero de 2009, de National Water Information System: Web Interface: <http://nwis.waterdata.usgs.gov/pr/nwis/gwlevels>
33. Youd, T. L., & Noble, S. K. (1997b). Liquefaction criteria based on statistical and probabilistic analyses. *Proc. NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Nat. Ctr. for Earthquake enegrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo*, 201-215.
34. Youd, T. L., & Noble, S. K. (1997a). Magnitude scaling factors. *Proc. NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Nat. Ctr. for Earthquake enegrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo*, 149-165.
35. Youd, T. L., Idriss, M. L., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christia, J. T., y otros. (2001). Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. *Journal of Geotechnical and Goeenvironmental Engineering*, 817-833.

Apéndice A - Información Sobre Pozos USGS para Arecibo

Tabla A-1: Información detallada de los pozos del USGS en Arecibo

ID	Localización	Nivel Freático (pies)	Muestras	Fecha (muestra más reciente)	Coordenadas (UTM NAD27 Zona 19)	
					Northing	Easting
1	Observation Well	308	5	1987	2030130.65	737390.27
2	Barreto 1 Well	221.22	52	2009	2043037.31	736226.6
3	Biafara well	299.8	1	1959	2037015.5	746871.11
4	C. Rojas Well	37.5	1	1959	2042873.27	755313.02
5	Cambalache 1 well	7	1	1955	2042258.51	742988.6
6	Canbalache 2 Well	10	1	1959	2042322.57	741053.98
7	Central Cambalache well	9	1	1954	2042158.52	742613.67
8	Consejo Well	22.75	1	1976	2038674.55	744329.48
9	Core 5 Well	6	1	1940	2045020.42	742692.82
10	Cunetas Well	187.7	14	1969	2040734.84	736964.28
11	E. Cruz Well	28	1	1944	2043207.87	754662.74
12	El Espino Ar 25 Well	220	1	1959	2037068.2	750927.21
13	Encantado Well	311.78	79	2004	2040162.07	752295.88
14	F. Reyes Well	75	1	1951	2042861.75	754080.25
15	Familia Rodriguez Well	110	1	1953	2041181.59	735784.59
16	Finca Lopez Well	32.3	1	1963	2040751.12	745565.28
17	G. Rivera 4 Well	10.42	1	1959	2043633.35	751956.51
18	G Rivera 5 Well	10.8	1	1959	2043383.06	751636.92
19	G Rivera 6 Well	105	1	1959	2041603.23	751953.93
20	Geronimo Well	7	1	1962	2040877.9	745857.22
21	Gilberto Rivera Well	51.5	150	2004	2042642.66	751470.54
22	Ginorio Well	35	1	1955	2043477.58	739865.35
23	Grace Paper 1 Well	5.75	1	1960	2042403.53	742314
24	Grace Paper 2 Well	13.8	1	1960	2042523.91	742284.26
25	Grace Paper 3 Well	17.89	1	1960	2042553.92	742225.17
26	Grace Paper 4 Well	19.58	1	1960	2042583.93	742166.09
27	Hato Abajo 2 Well	13	1	1960	2042647.66	739905.13
28	Hato Abajo 3 Well	188	1	1949	2043614.06	738484.14
29	Hato Abajo Well	250	1	1959	2043367.07	735933.72
30	Hato Arriba Well	29.2	1	1963	2042340.88	739967.69
31	Hermanos Cabrera Well	110	1	1963	2041894.92	738740.44
32	Hermanos Marquez 1 Well	10	1	1959	2042499.78	747597.6

ID	Localización	Nivel Freático (pies)	Muestras	Fecha (muestra más reciente)	Coordenadas (UTM NAD27 Zona 19)	
					Northing	Easting
33	Hermanos Marquez 2 Well	10	1	1959	2042287.56	747835.19
34	Hermanos Marquez 3 Well	10	1	1986	2041917.76	747781.27
35	J. Camara Well	16	1	1949	2043723.65	754127.49
36	Jarealito well	9	1	1950	2044981.4	744454.3
37	Jose Campos 1 Well	9.9	1	1960	2045709.38	753103.11
38	Juan Rojas Well	3.37	1	1960	2046156.31	752011.23
39	L. Ríos Spring	13.85	3	1986	2043348.35	753662.81
40	La Esperanza Well	25	1	1952	2033983.45	738163.72
41	Las Mercedes Well	10	1	1959	2042323.8	741053.96
42	Lizas Well	14.65	15	1987	2042043.48	745607.39
43	Los Canos New Well	11.6	1	1984	2038981.87	741888.78
44	Los Canos Old Well	18.92	1	1984	2039044.11	741946.71
45	Luis Garcia Well	43	1	1962	2040875.27	745651.76
46	M. Torres Well	109.18	8	1987	2042121.71	753943.31
47	Marquez-Garrochales Well	34.31	1	1964	2042873.49	754960.75
48	Master Concrete Well	26.64	3	1986	2040367.8	744454.64
49	Miguel Delgado Well	70	1	1959	2040873.53	750260.81
50	Miguel Marquez 1 Well	150	1	1960	2039224.07	746406.94
51	Miguel Marquez 2 Well	140	1	1960	2039223.31	746348.23
52	McGuiness 114 Well	40	1	1946	2044168.8	745844.21
53	McGuiness 116 Well	37	1	1946	2044111.59	738918.18
54	McGuiness 83 Well	6	1	1928	2042223.1	742816.45
55	McGuiness 86 Well	12	1	1943	2042221.24	742669.7
56	Natez Well	260	1	1960	2039194.48	748873.51
57	P. Rivera Well	15.27	3	1986	2043063.9	755398.53
58	Pedro Santos Well	27	1	1959	2041753.51	751687.74
59	Perez Reyes 1 Well	278.4	8	1987	2032936.84	754858.14
60	Perez Reyes 2 Well	298.7	1	1984	2033485.73	754498.42
61	Piezometer 1	3.48	10	1982	2043536.49	742095.31
62	Piezometer 10	6.95	11	1982	2041497.21	741357.94
63	Piezometer 11	7.39	10	1982	2041613.29	743235.16
64	Piezometer 12	3.39	10	1982	2041691.64	744555.13
65	Piezometer 14	2.34	9	1982	2040722.86	740927.38
66	Piezometer 15	6.7	12	1982	2040711.78	742483.39
67	Piezometer 15A	11.16	11	1982	2040611.71	741868.17
68	Piezometer 17	8.96	12	1982	2041439.63	744088.67
69	Piezometer 19	4.86	9	1982	2039956.29	741113.18
70	Piezometer 2	1.67	10	1982	2042964.14	743041.84
71	Piezometer 24	9.45	1	1982	2039325.71	742324.8
72	Piezometer 25	29.8	11	1982	2039186.86	743500.9

ID	Localización	Nivel Freático (pies)	Muestras	Fecha (muestra más reciente)	Coordenadas (UTM NAD27 Zona 19)	
					Northing	Easting
73	Piezometer 26	9.19	1	1982	2038056.35	741665.6
74	Piezometer 3	9.12	11	1982	2042327.51	741347.45
75	Piezometer 4	2.45	11	1982	2042649.48	744895.11
76	Piezometer 7	4.32	10	1982	2042140.56	743580.7
77	Piezometer 8	6.03	9	1982	2042191.96	745194.52
78	Piezometer 9A	1.93	9	1982	2042948.16	746593.77
79	Piezometer Molino USGS	9.52	1	1984	2042106.87	745753.34
80	PRASA 2 Well	347	1	1965	2038602.93	748323.36
81	Quintin Nieves Well	20	1	1950	2045585.75	748379.35
82	R. Rosa 1 Well	80	1	1963	2042785.44	752965.77
83	R. Rosa 3 Well	45	1	1964	2043128.79	753342.83
84	Ramon Diaz 1 Well	89	1	1949	2041375.26	748639.64
85	Roehrs Well	148	5	1986	2040662.87	750615.86
86	Rubio Well	140	1	1960	2044186.29	737508.45
87	Sabana Hoyos	250	1	1958	2039591.9	751040.93
88	Santana 1 Well	100.3	48	2005	2040800.05	748400.52
89	Sector Palmas Well	103	1	1965	2042380.98	752618.85
90	SUCN. Marquez Well	90	1	1964	2042224.88	752444.78
91	Sureda Well	6.73	1	1961	2043553.13	740979.74
92	Swan Well	100	1	1964	2040910.56	748381.47
93	Terraza 1 Well	12.35	1	1962	2042668.8	748769.58
94	Terraza 2 Well	27	4	1986	2042605.38	748623.63
95	Upjohn Well	304	1	1972	2039143.26	754335.21
96	Upjohn new Well	216.58	6	1986	2038743.07	754311.16
97	Valencia	36.95	4	1986	2039135.46	744294.24
98	Vicente Ruiz	19.27	1	1984	2041176	745119.49
99	Wallcot Well	325	1	1953	2039932.34	753532

Apéndice B – Información Graficada de los estudios de Reflexión y Refracción de Onda Sísmica para Arecibo
(Odum, Williams, Stephenson, von Hillebrandt, Asencio, & Cameron, 2004)

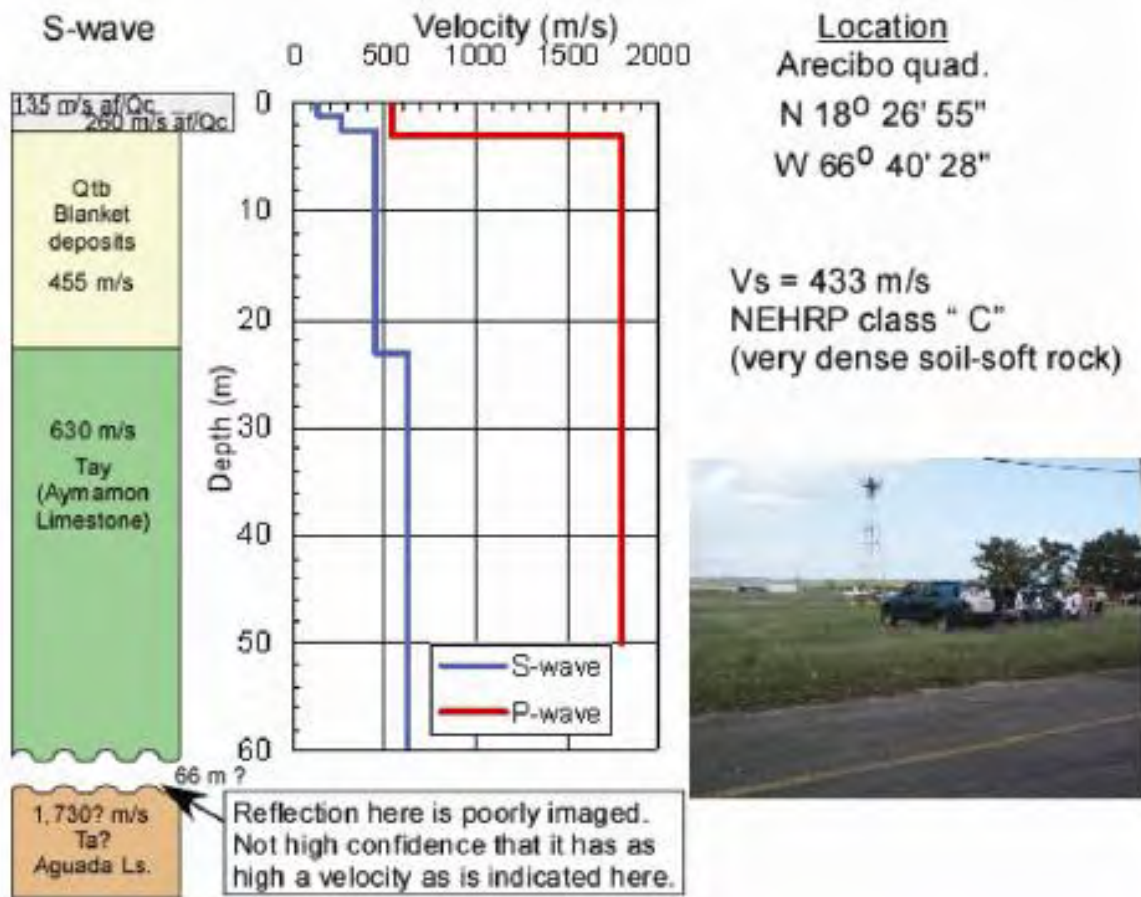


Figura B-1: Datos graficados del estudio realizado en el Aeropuerto de Arecibo

(11) Arecibo College Track

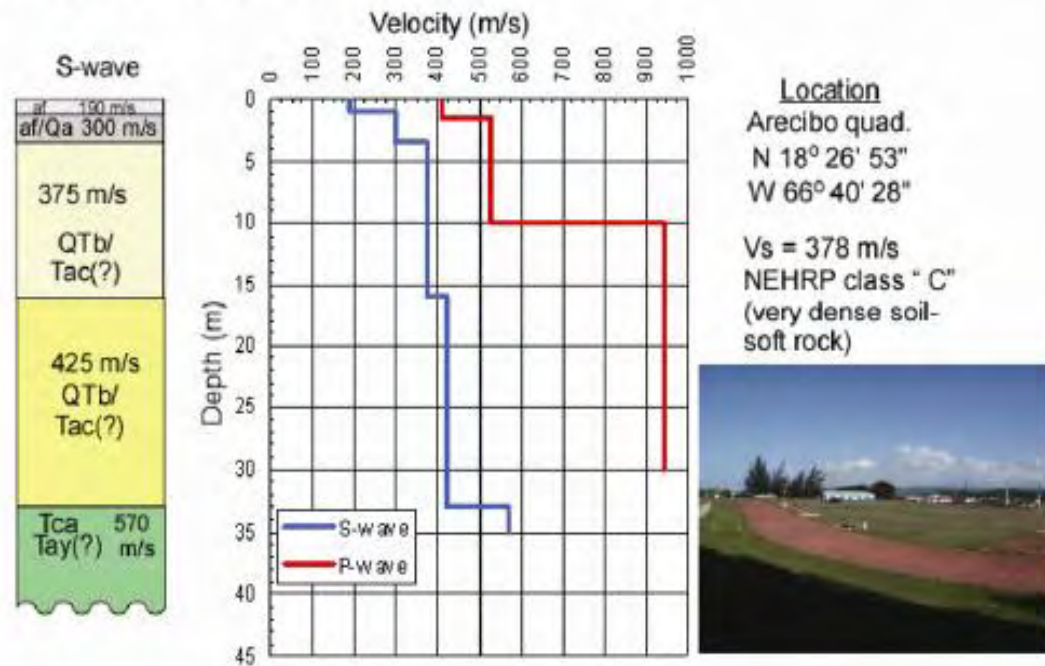


Figura B-2: Datos graficados el estudio realizado en la pista atlética del UPR en Arecibo

Apéndice C – Información Sobre V_S en el Radio Telescopio de Arecibo Jaca & Sierra 2002

Tabla C-1: Velocidad de Onda de Corte, Modulo de Corte y Razón de Poisson para Arecibo (DS)

Interval Start (ft below ground level)	Interval End (ft below ground level)	Center of Interval (ft)	Direct Shear Wave Velocity (ft/s)	Pseudo-Interval Shear Wave Velocity (ft/s)	Soil or Rock Unit Weight (pcf)	Shear Modulus G (psf * 10^6)	Poisson's Ratio
0.00	2.33	1.16	1,070	1,070	140	5.0	0.32
0.00	7.33	3.66	1,240	1,240	140	6.7	0.26
4.33	9.33	6.83	730	1,110	140	5.4	---
9.33	14.33	11.83	1,060	3,570	145	57.4	0.46
9.33	19.33	14.33	1,290	4,080	145	75.0	0.43

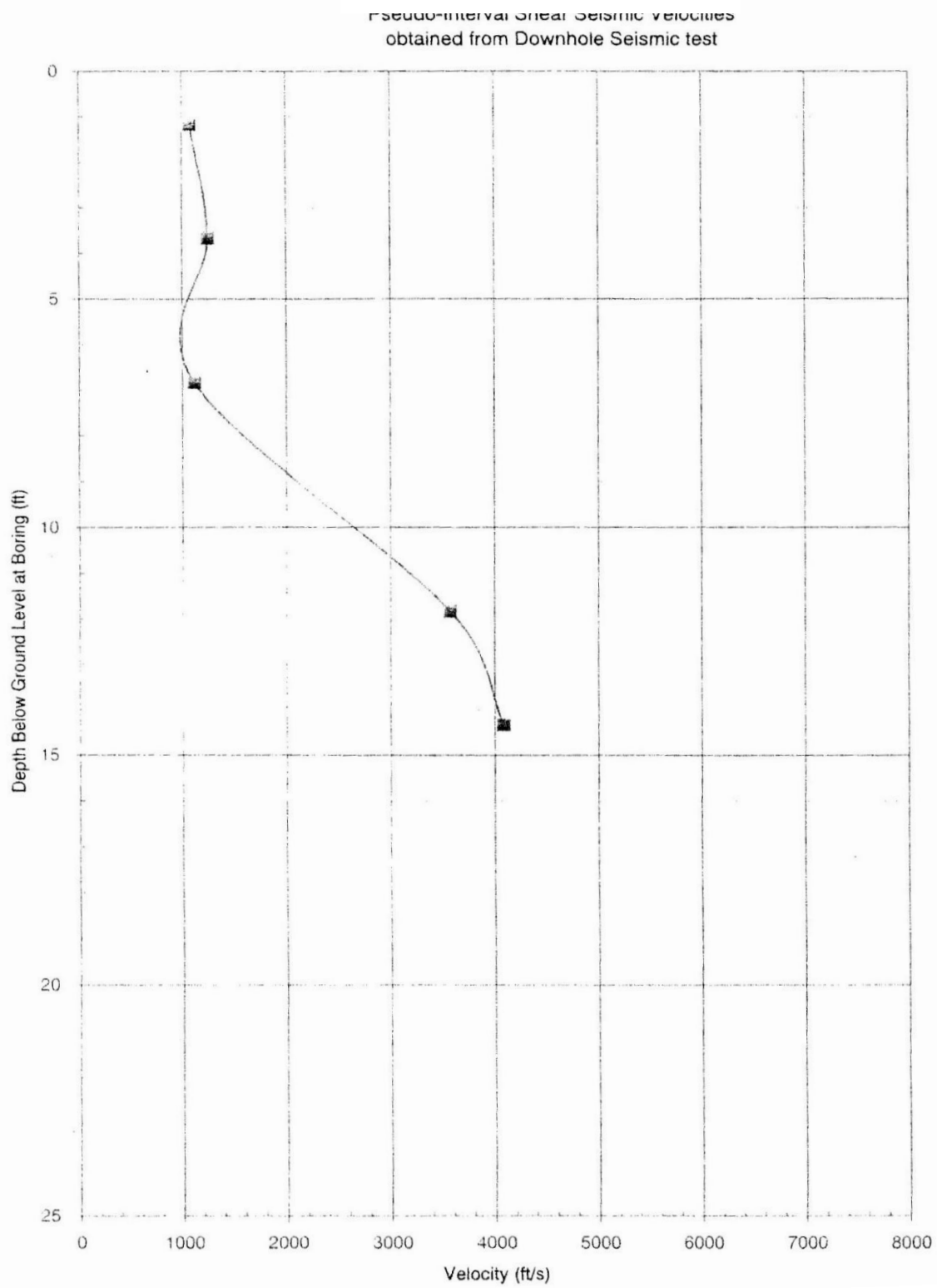


Figura C-1: Velocidades de Onda de Corte obtenidas de la prueba Downhole

Apéndice D – Información Detallada de los Estudios de Suelo

Tabla D-1: Información de todos los estudios utilizados en el proyecto

Estudio	Barreno	Coordenadas UTM NAD27 Zona 19		Profundidad del Barreno (pies)	N	Tipo Suelo NEHPR	Nivel Freático (pies)	LPI	Suelo según Mapa Geológico
		Easting	Northing						
1	1	2038337	737847	15	28.52	Sd	No aflora	N/A	Qtb
1	2	2038137	737829	15	35.54	Sd	No aflora	N/A	Qtb
1	3	2037980	737829	15	33.26	Sd	No aflora	N/A	Qtb
1	4	2037837	737887	15	66.9	Sc	No aflora	N/A	Tay
1	5	2037690	737863	17	44.94	Sd	No aflora	N/A	Tay
1	6	2037634	737704	13	52.33	Sc	No aflora	N/A	Tay
1	7	2037484	737596	13	30.62	Sd	No aflora	N/A	Qtb
1	8	2037375	737480	13	24.38	Sd	No aflora	N/A	Qtb
1	9	2037179	737431	15	22.79	Sd	No aflora	N/A	Tay
1	10	2037040	737347	15	39.47	Sd	No aflora	N/A	Qtb
1	11	2036864	737222	15	39.87	Sd	No aflora	N/A	Qtb
1	12	2036588	737405	15	35.17	Sd	No aflora	N/A	Ta
1	13	2036411	737519	15	8.29	Se	No aflora	N/A	Ta
1	14	2036221	737597	15	53.13	Sc	No aflora	N/A	Ta
1	15	2036138	737591	6	57.62	Sc	No aflora	N/A	Ta
1	16	2035981	737572	12	57.45	Sc	No aflora	N/A	Ta
1	17	2035870	737538	6	60.3	Sc	No aflora	N/A	Ta
1	18	2035788	737545	6	65.19	Sc	No aflora	N/A	Ta
1	19	2035738	737481	6	61.18	Sc	No aflora	N/A	Ta
1	20	2035572	737549	15	19.52	Sd	3	N/A	Ta
1	21	2035377	737700	15	16.41	Sd	No aflora	N/A	Ta
1	22	2035222	737657	15	67.35	Sc	No aflora	N/A	Ta
1	23	2034954	737487	15	42.88	Sd	No aflora	N/A	Tay
1	24	2034847	737489	15	93.35	Sc	No aflora	N/A	Ta
1	25	2034685	737658	15	66.16	Sc	No aflora	N/A	Ta
1	26	2034580	737844	15	6.81	Se	No aflora	N/A	Tc
1	27	2034234	738010	15	59.09	Sc	No aflora	N/A	Qtb
1	28	2034234	737952	15	17.64	Sd	No aflora	N/A	Qtb
1	29	2034106	737943	15	26.09	Sd	No aflora	N/A	Qtb
1	30	2033899	738008	15	12.11	Se	No aflora	N/A	Tc
1	31	2033784	737841	15	29.9	Sd	No aflora	N/A	Qtb
1	32	2033626	737680	15	43.21	Sd	No aflora	N/A	Tc
4	1	2040812	750130	10	45.97	Sd	No aflora	N/A	QTb
4	2	2040836	749917	6	19.67	Sd	No aflora	N/A	QTb

Estudio	Barreno	Coordenadas UTM NAD27 Zona 19		Profundidad del Barreno (pies)	N	Tipo Suelo NEHPR	Nivel Freático (pies)	LPI	Suelo según Mapa Geológico
		Easting	Northing						
4	3	2040856	749751	10	18.44	Very Low	6.42	0	Qtb
4	4	2040904	749530	10	46.4	Sd	3.92	N/A	Qts
4	5	2040932	749315	6	9.14	Se	No aflora	N/A	Qtb
4	6	2040967	749227	6	12.4	Se	No aflora	N/A	Qtb
4	7	2041000	748938	6	24.29	Sd	No aflora	N/A	Qtb
4	8	2041026	748750	30	38.62	Sd	No aflora	N/A	Qtb
4	9	2041015	748649	15	64.59	Sc	No aflora	N/A	Qtb
4	10	2041048	748346	30	33.62	Sd	No aflora	N/A	Qtb
4	11	2041110	748162	30	53.53	Sc	No aflora	N/A	Qtb
4	12	2041140	748052	10	77.04	Sc	No aflora	N/A	Tay
4	13	2041170	747987	6	33.15	Sd	No aflora	N/A	Tay
4	14	2041179	747923	40	33.67	Sd	No aflora	N/A	Tay
4	15	2041219	747862	30	41.51	Sd	No aflora	N/A	Qtb
4	16	2041234	747744	10	22.49	Sd	No aflora	N/A	Qtb
4	17	2041254	747664	10	43.99	Sd	No aflora	N/A	Qtb
4	18	2041282	747617	10	65.62	Sc	No aflora	N/A	Qtb
4	19	2041275	747479	30	64.7	Sc	No aflora	N/A	Qtb
4	20	2041299	747357	25	53.02	Sc	No aflora	N/A	Qtb
4	21	2041299	747247	25	46.47	Sd	No aflora	N/A	Qtb
4	22	2041302	747190	25	60.9	Sc	No aflora	N/A	Qtb
4	23	2041295	747118	25	37.51	Sd	No aflora	N/A	Qtb
4	24	2041298	747051	25	41.53	Sd	No aflora	N/A	Qtb
4	25	2041297	747014	25	47.46	Sd	No aflora	N/A	Qtb
4	26	2041289	746776	6	30.9	Sd	No aflora	N/A	Qtb
4	27	2041315	746606	10	28.68	Sd	No aflora	N/A	Qtb
4	28	2041316	746321	6	32.69	Sd	No aflora	N/A	Qtb
4	29	2041337	745978	30	75.68	Sc	No aflora	N/A	Qtb
4	30	2041377	745646	15	79.07	Sc	No aflora	N/A	Qc
4	31	2041363	745597	25	35.25	Sd	12.83	N/A	Qc
4	32	2041394	745328	6	88.59	Sc	No aflora	N/A	Qc
4	33	2041395	745208	30	35.84	Sd	10.25	N/A	Qtb
4	34	2041383	745064	15	62.2	Sc	No aflora	N/A	Qtb
4	35	2041337	744847	6	14.94	Se	No aflora	N/A	Qc
4	36	2041342	744670	10	28.92	Sd	4.83	N/A	Qc
4	37	2041342	744536	30	44.31	Sd	2	N/A	Qa
4	38	2041314	744460	15	43.21	Sd	No aflora	N/A	Qa
4	39	2041306	744508	10	24.94	Sd	No aflora	N/A	Qa
4	40	2041335	744356	6	15.05	Sd	No aflora	N/A	Qa
7	1	2043801	738016	15	93.72	Sc	15	N/A	Qtb

Estudio	Barreno	Coordenadas UTM NAD27 Zona 19		Profundidad del Barreno (pies)	N	Tipo Suelo NEHPR	Nivel Freático (pies)	LPI	Suelo según Mapa Geológico
		Easting	Northing						
7	2	2043852	738017	15	103.98	Sc	15	N/A	Qtb
7	3	2043853	737985	15	103.98	Sc	No aflora	N/A	Qtb
7	4	2043823	738028	5	76.51	Sc	No aflora	N/A	Qtb
8	1	2044108	741688	126.5	10.62	Moderate	0	12	Qbq
8	2	2044109	741716	155.6	5.84	Low	0	7	Qbq
8	3	2044080	741741	233.5	4.92	Very High	0	29	Qbq
8	4	2044070	741778	229.5	8.96	Very High	0	33	Qbq
9	1	2033560	744694	37	19.96	Sd	20	N/A	Qa
9	2	2033588	744688	70	27.78	Very Low	1	1	Qa
9	3	2033628	744695	30	38.9	Very Low	0	1	Qa
9	4	2033659	744682	70	49.59	Very Low	0	5	Qa
9	5	2033689	744685	39	78.88	Sc	2	N/A	Qa
9	6	2033719	744681	53	54.07	Sc	14	N/A	Qa
9	7	2033767	744690	15	36.62	Sd	No aflora	N/A	Qa
9	8	2033835	744714	15	25.62	Sd	No aflora	N/A	Qa
9	9	2033857	744729	15	17.75	Sd	No aflora	N/A	Qa
10	1	2043889	741958	156	14.26	Very Low	2.17	2	Qd
10	2	2043996	741866	125	1.03	Very High	3	27	Qbd
10	3	2043922	741932	125	1.49	Very High	2.5	31	Qd
11	1	2043903	740372	55.5	18.43	High	10	15	Qdt
11	2	2043891	740373	55.5	10.38	High	10	13	Qdt
12	1	2040971	751067	25	27.6	Sd	No aflora	N/A	Qtb
12	2	2041008	751063	25	22.93	Sd	No aflora	N/A	Qtb
12	3	2041018	751082	25	23.37	Sd	No aflora	N/A	Qtb
13	1	2038257	752724	30	33.96	Sd	No aflora	N/A	Qtb
13	2	2038168	752718	20.5	72.28	Sc	No aflora	N/A	Qtb
13	3	2038231	752721	20.5	35.92	Sd	No aflora	N/A	Qtb
13	4	2038211	752713	25.5	28.18	Sd	No aflora	N/A	Qtb
13	5	2038248	752716	25.5	51.02	Sc	No aflora	N/A	Qtb
13	6	2038168	752712	25.5	34.46	Sd	No aflora	N/A	Qtb
14	1	2041747	735927	26	34	Sd	No aflora	N/A	Qtb
14	2	2041732	735931	21	79	Sc	No aflora	N/A	Qtb
16	1	2042603	738452	21	45	Sd	No aflora	N/A	Qtb
16	2	2042632	738505	21	44	Sd	No aflora	N/A	Qts
16	3	2042616	738480	25	39	Sd	No aflora	N/A	Qts
16	4	2042628	738482	21	48	Sd	No aflora	N/A	Qtb
16	5	2042626	738479	26	35	Sd	No aflora	N/A	Qtb
17	1	2043813	740436	10	9	Se	No aflora	N/A	Qdt
17	2	2043797	740388	10	9	Se	No aflora	N/A	Qdt

Estudio	Barreno	Coordenadas UTM NAD27 Zona 19		Profundidad del Barreno (pies)	N	Tipo Suelo NEHPR	Nivel Freático (pies)	LPI	Suelo según Mapa Geológico
		Easting	Northing						
17	3	2043787	740363	10	15	Sd	No aflora	N/A	Qdt
17	4	2043794	740342	10	11	Se	No aflora	N/A	Qdt
17	5	2043776	740331	10	8	Se	No aflora	N/A	Qdt
17	6	2043793	740319	10	15	Sd	10	N/A	Qdt
18	1	2043734	740392	30	11	Low	8.6	7.28	Tca
18	2	2043716	740407	30	7	Moderate	8.1	12.76	Tca
19	1	2044229	740629	25	10	Very High	7.5	48	Qd
19	2	2044229	740647	20	17	Very Low	3	1	Qd
20	1	2039989	738132	20	33	Sd	No aflora	N/A	QTb
21	1	2042992	735594	20	42	Sd	No aflora	N/A	Tca
22	1	2044193	737997	20	11	Se	No aflora	N/A	Qdt
23	1	2043649	738357	25	20	Sd	No aflora	N/A	QTb
24	1	2038463	748679	20	18	Sd	No aflora	N/A	QTb
24	2	2038509	748634	20	45	Sd	No aflora	N/A	QTb
24	3	2038548	748598	20	48	Sd	No aflora	N/A	QTb
24	4	2038610	748534	20	58	Sc	No aflora	N/A	Tay
24	5	2038694	748354	20	70	Sc	No aflora	N/A	QTb
24	6	2038732	748306	20	53	Sc	No aflora	N/A	QTb
24	7	2038736	748287	20	55	Sc	No aflora	N/A	QTb
24	8	2038736	748234	20	26	Sd	No aflora	N/A	QTb
24	9	2038744	748161	20	45	Sd	No aflora	N/A	QTb
24	10	2038743	748164	20	23	Sd	No aflora	N/A	QTb
24	11	2038750	748083	20	21	Sd	No aflora	N/A	QTb
24	12	2038768	747908	20	7	Se	No aflora	N/A	QTb
24	13	2038783	747803	20	11	Se	No aflora	N/A	QTb
24	14	2038799	747732	20	14	Se	No aflora	N/A	Tay
24	15	2038814	747701	20	45	Sd	No aflora	N/A	Tay
24	16	2038837	747668	20	11	Se	No aflora	N/A	Tay
24	17	2038858	747597	20	45	Sd	No aflora	N/A	Tay
24	18	2038912	747475	25	25	Sd	No aflora	N/A	Tay
24	19	2039014	747155	25	49	Sd	No aflora	N/A	QTb
24	20	2039040	746825	25	55	Sc	No aflora	N/A	QTb
24	21	2039656	746102	20	46	Sd	No aflora	N/A	QTb
24	22	2039705	746052	20	36	Sd	No aflora	N/A	QTb
24	23	2039734	746028	20	26	Sd	No aflora	N/A	QTb
24	24	2039786	745978	20	28	Sd	No aflora	N/A	QTb
24	25	2039812	745956	20	67	Sc	No aflora	N/A	QTb
24	26	2039976	745744	20	34	Sd	No aflora	N/A	QTb
24	27	2040017	745695	20	23	Sd	No aflora	N/A	QTb

Estudio	Barreno	Coordenadas UTM NAD27 Zona 19		Profundidad del Barreno (pies)	N	Tipo Suelo NEHPR	Nivel Freático (pies)	LPI	Suelo según Mapa Geológico
		Easting	Northing						
24	28	2040023	745697	20	26	Sd	No aflora	N/A	QTb
24	29	2040034	745687	20	33	Sd	No aflora	N/A	QTb
24	30	2040073	745628	20	59	Sc	No aflora	N/A	QTb
24	31	2040035	745557	20	41	Sd	No aflora	N/A	QTb
24	32	2040018	745527	20	53	Sc	No aflora	N/A	QTb
24	33	2039970	745450	25	37	Sd	No aflora	N/A	QTb
24	34	2039931	745366	25	31	Sd	No aflora	N/A	QTb
24	35	2039901	745302	25	37	Sd	No aflora	N/A	QTb
24	36	2039902	745301	25	30	Sd	No aflora	N/A	QTb
24	37	2039965	745243	25	40	Sd	No aflora	N/A	QTb
24	38	2040023	745182	25	29	Sd	No aflora	N/A	QTb
24	39	2040030	745181	25	38	Sd	No aflora	N/A	QTb
24	40	2040053	745159	25	26	Sd	No aflora	N/A	QTb
24	41	2040098	745137	20	16	Sd	No aflora	N/A	QTb
24	42	2040258	745049	20	31	Sd	No aflora	N/A	QTb
24	43	2040269	745027	25	60	Sc	No aflora	N/A	QTb
24	44	2040284	744943	25	33	Sd	No aflora	N/A	Tay
24	45	2040303	744892	25	58	Sc	No aflora	N/A	Qc
24	46	2040304	744864	25	39	Sd	No aflora	N/A	Qc
24	47	2040331	744817	30	43	Sd	No aflora	N/A	Qc
24	48	2040358	744777	30	18	Sd	No aflora	N/A	Qc
24	49	2040367	744771	30	21	Sd	No aflora	N/A	Qc
24	50	2040420	744791	30	20	Sd	No aflora	N/A	Qc
24	51	2040496	744792	30	24	Sd	No aflora	N/A	Qc
24	52	2040579	744803	30	37	Sd	19	N/A	Qc
24	53	2040694	744802	30	30	Sd	27	N/A	Qc
24	54	2040682	744803	30	36	Sd	24	N/A	Qc
24	55	2040759	744799	30	20	Sd	26	N/A	Qc
24	56	2040874	744794	30	27	Sd	24	N/A	Qc
24	57	2040929	744797	30	31	Sd	23	N/A	Qc
24	58	2040997	744805	30	27	Sd	21	N/A	Qc
24	59	2041073	744812	30	15	Sd	14	N/A	Qc
24	60	2041136	744821	30	20	Sd	22	N/A	Qc
24	61	2041161	744820	30	21	Sd	10	N/A	Qc
24	62	2041240	744806	30	20.64	Low	9	6.26	Qc
24	63	2041318	744793	30	12	Se	9	N/A	Qc
25	1	2044823	736648	20	14	Se	No aflora	N/A	Qb
25	2	2044836	736608	20	16	Sd	No aflora	N/A	Qb
25	3	2044856	736609	20	16	Sd	No aflora	N/A	Qb

Estudio	Barreno	Coordenadas UTM NAD27 Zona 19		Profundidad del Barreno (pies)	N	Tipo Suelo NEHPR	Nivel Freático (pies)	LPI	Suelo según Mapa Geológico
		Easting	Northing						
25	4	2044841	736651	20	15	Sd	No aflora	N/A	Qb
25	5	2044849	736632	20	16	Sd	No aflora	N/A	Qb
27	1	2043840	740330	25	13	Very High	3	37	Qdt
27	2	2043834	740328	25	10	Very High	14	52	Qdt
28	1	2042224	740453	30	4	Se	10	N/A	Qa
28	2	2042207	740466	30	6	Se	10	N/A	Qa
28	3	2042194	740469	30	4	Se	19	N/A	Qa
28	4	2042218	740433	30	5	Se	19	N/A	Qa
28	5	2042187	740442	30	4	Se	10	N/A	Qa
28	6	2042213	740409	30	4	Se	No aflora	N/A	Qa
29	1	2043596	739662	60	20	Sd	No aflora	N/A	QTb
30	1	2038076	736584	20	13	Se	No aflora	N/A	QTb
31	1	2044794	743342	20	19	Sd	20	N/A	Qcd
31	2	2044906	744126	20	10	Se	17.7	N/A	Qd
32	1	2043041	739939	31	19	Moderate	8	9	QTb
32	2	2042964	739341	31	27	Very Low	11	2	QTb
32	3	2043003	739748	31	21	Very Low	12	4	QTb
33	1	2043041	739939	10	48.89	Sd	No aflora	N/A	QTb
33	2	2042964	739341	10	7.94	Se	No aflora	N/A	QTb
33	3	2043003	739748	15	19.21	Sd	No aflora	N/A	QTb
34	1	2043839	737057	20	53.68	Sc	No aflora	N/A	Qtb
36	1	2042035	738592	20	37.95	Sd	No aflora	N/A	Qa
37	1	2042982	740382	20	6.01	Se	19	N/A	Qcd
38	1	2045649	746098	20	6.01	Se	7	N/A	Qd
38	2	2045703	746096	20	28.56	Sd	19	N/A	QTs
40	1	2045506	735109	20	15.5	Sd	No aflora	N/A	QTs
40	2	2045517	735106	20	10.43	Se	No aflora	N/A	QTs
40	3	2045522	735106	20	13	Se	No aflora	N/A	QTs
40	4	2045530	735105	23	13.82	Se	No aflora	N/A	QTs
40	5	2045535	735118	20	6.87	Se	No aflora	N/A	QTs
40	6	2045542	735118	20	14.69	Se	No aflora	N/A	QTs
41	1	2045432	735125	25	24.38	Sd	No aflora	N/A	QTs
42	1	2042163	737107	25	20.27	Sd	No aflora	N/A	QTs
43	1	2042483	738465	25	42.8	Sd	6	N/A	QTs
44	1	2038273	737672	20	23.85	Sd	No aflora	N/A	QTb
45	1	2041880	747477	25	48.45	Sd	No aflora	N/A	Tay
45	2	2041882	747482	25	30.23	Sd	No aflora	N/A	Tay
47	1	2040003	745777	15	59.83	Sc	No aflora	N/A	QTb
47	2	2039841	745841	15	54.72	Sc	No aflora	N/A	QTb

Estudio	Barreno	Coordenadas UTM NAD27 Zona 19		Profundidad del Barreno (pies)	N	Tipo Suelo NEHPR	Nivel Freático (pies)	LPI	Suelo según Mapa Geológico
		Easting	Northing						
47	3	2040147	745832	15	57.63	Sc	No aflora	N/A	QTb
47	4	2040208	745929	15	31.34	Sd	No aflora	N/A	QTb
49	1	2041224	746620	25	2.21	Low	8.17	7	QTb
49	2	2041122	746646	20	5	Se	8	N/A	QTb
49	3	2041137	746661	20	5.02	Se	8.33	N/A	QTb
50	1	2041844	747239	25.5	25.92	Sd	No aflora	N/A	Tay
50	2	2041755	747282	25.5	23.84	Sd	No aflora	N/A	Tay
51	1	2044889	735040	50.5	33.84	Sd	No aflora	N/A	QTs
51	2	2044800	735158	50.5	22.88	Sd	No aflora	N/A	QTs
51	3	2044813	735213	50.5	29.94	Sd	No aflora	N/A	QTs
51	4	2044812	735142	50.5	24.19	Sd	No aflora	N/A	QTs
51	5	2044828	735086	50.5	19.93	Sd	No aflora	N/A	QTs
52	1	2043003	735406	14	41.21	Sd	No aflora	N/A	Tcm
53	1	2041752	736869	30.5	19.41	Sd	No aflora	N/A	QTs
53	2	2041766	736858	30.5	16.34	Sd	No aflora	N/A	QTs
53	3	2041781	736870	30.5	23.37	Sd	No aflora	N/A	QTs
54	1	2037305	752788	50.5	30.42	Sd	No aflora	N/A	Tay
54	2	2037433	752743	50.5	33.79	Sd	No aflora	N/A	QTs
55	1	2033524	743754	20	9.26	Se	No aflora	N/A	Tcm
56	1	2040032	754740	40	42.86	Sd	No aflora	N/A	Tay
56	2	2040038	754707	40	52.54	Sc	No aflora	N/A	QTs
56	3	2040043	754664	40	36.18	Sd	No aflora	N/A	Tay
57	1	2040040	754633	40	50.19	Sc	No aflora	N/A	Tay
57	2	2040046	754572	40	16.26	Sd	No aflora	N/A	QTs
57	3	2040052	754480	40	52.11	Sc	No aflora	N/A	QTs
58	1	2037305	752788	30.5	27.97	Sd	No aflora	N/A	Tay
58	2	2037433	752743	50	8.1	Se	No aflora	N/A	QTs
58	3	2037377	754797	30	22.32	Sd	No aflora	N/A	QTs
59	1	2041822	737207	35.5	20.47	Sd	No aflora	N/A	QTs
61	1	2042313	747460	15	48.7	Sd	No aflora	N/A	Qs
61	2	2042180	747515	15	50.42	Sc	No aflora	N/A	QTb
61	3	2042121	747543	10	78.13	Sc	No aflora	N/A	QTb
61	4	2042075	747592	15	23.22	Sd	No aflora	N/A	QTb
61	5	2042162	747621	15	35.95	Sd	No aflora	N/A	Tay
61	6	2042047	747691	15	35.46	Sd	No aflora	N/A	QTb
61	7	2042090	747802	15	49.19	Sd	No aflora	N/A	QTb
61	8	2042153	747884	15	49.61	Sd	No aflora	N/A	QTb
61	9	2042211	747974	15	48.03	Sd	No aflora	N/A	QTb
62	1	2041726	747364	25.5	29.94	Sd	No aflora	N/A	QTb

Estudio	Barreno	Coordenadas UTM NAD27 Zona 19		Profundidad del Barreno (pies)	N	Tipo Suelo NEHPR	Nivel Freático (pies)	LPI	Suelo según Mapa Geológico
		Easting	Northing						
63	1	2042832	738662	30.5	41.66	Sd	No aflora	N/A	QTb
63	2	2042702	738737	30.5	23.84	Sd	No aflora	N/A	QTb
64	1	2043952	742305	125	1.59	Moderate	1.67	10	Qa
65	1	2033546	751018	25	11.66	Se	No aflora	N/A	Ta
65	2	2033454	750964	25	11.42	Se	No aflora	N/A	Ta
65	3	2033382	750963	25	21.82	Sd	No aflora	N/A	Ta
65	4	2033317	751025	25	20.35	Sd	No aflora	N/A	Tcbm
65	5	2033359	750896	25	26.54	Sd	No aflora	N/A	Ta
65	6	2033289	750753	25	21.58	Sd	No aflora	N/A	Ta
66	1	2038467	737863	10	10.54	Se	No aflora	N/A	QTb
66	2	2038682	737936	10	55.11	Sc	No aflora	N/A	Tay
66	3	2039813	737845	10	16.51	Sd	No aflora	N/A	QTb
66	4	2040170	738077	10	25.35	Sd	No aflora	N/A	Tay
66	5	2040284	738160	10	20.23	Sd	No aflora	N/A	Tay
66	6	2040466	738373	10	29.68	Sd	No aflora	N/A	QTb
66	7	2040677	738594	10	20.43	Sd	No aflora	N/A	Tay
66	8	2040895	738693	15	48.66	Sd	No aflora	N/A	QTb
66	9	2041258	738731	20	25.48	Sd	No aflora	N/A	QTb
66	10	2041631	738750	15	27.16	Sd	No aflora	N/A	Tca
67	1	2040772	750437	26.5	56.65	Sc	No aflora	N/A	QTb
67	2	2040799	750456	26.5	44.74	Sd	No aflora	N/A	QTs
67	3	2040850	750366	60	34.16	Sd	No aflora	N/A	QTs
67	4	2040840	750413	50	45.14	Sd	No aflora	N/A	QTs
67	5	2040862	750380	35	14.79	Se	No aflora	N/A	QTs
67	6	2040852	750419	35	30.27	Sd	No aflora	N/A	QTs
67	7	2040882	750369	31.5	32.42	Sd	No aflora	N/A	QTs
67	8	2040907	750325	40	23.25	Sd	No aflora	N/A	QTs
67	9	2041010	750537	20	41.32	Sd	No aflora	N/A	QTs
67	10	2041105	750544	22	24.48	Sd	No aflora	N/A	QTs
67	11	2041178	750926	26	32.4	Sd	No aflora	N/A	QTb
67	12	2041226	751102	26	67.27	Sc	No aflora	N/A	QTb
68	1	2043421	739105	20	17.8	Sd	No aflora	N/A	QTb
68	2	2043429	738934	20	59.63	Sc	No aflora	N/A	QTb
68	3	2043432	738690	20	15.09	Sd	No aflora	N/A	QTs
68	4	2043433	738296	20	15.33	Sd	No aflora	N/A	QTb
68	5	2043358	737969	20	14.9	Se	No aflora	N/A	QTs
68	6	2043228	737699	20	21.64	Sd	No aflora	N/A	QTs
68	7	2043231	737474	20	17.11	Sd	No aflora	N/A	QTs
68	8	2043235	737334	20	15.11	Sd	No aflora	N/A	QTs

Estudio	Barreno	Coordenadas UTM NAD27 Zona 19		Profundidad del Barreno (pies)	N	Tipo Suelo NEHPR	Nivel Freático (pies)	LPI	Suelo según Mapa Geológico
		Easting	Northing						
68	9	2043175	737232	20	19.8	Sd	No aflora	N/A	QTs
68	10	2043148	737137	20	8.25	Se	No aflora	N/A	QTs
68	11	2043184	737278	20	15.09	Sd	No aflora	N/A	QTs
68	12	2043221	737551	20	37.66	Sd	No aflora	N/A	QTb
69	1	2043938	739485	20	31.33	Sd	No aflora	N/A	QTb
69	2	2044025	739475	20	19.57	Sd	No aflora	N/A	QTb
69	3	2044114	739479	20	14.49	Se	No aflora	N/A	Qdt
69	4	2044230	739470	20	19.52	Sd	No aflora	N/A	Qbr
69	5	2044248	739487	20	11.08	Se	No aflora	N/A	Qbr
69	6	2044254	739365	20	11.48	Se	No aflora	N/A	Qbr
70	1	2038459	737729	25	62.03	Sc	No aflora	N/A	QTb
70	2	2038451	737745	30	30.24	Sd	No aflora	N/A	QTb
70	3	2038459	737744	25	64.29	Sc	No aflora	N/A	QTb
70-2	1	2036525	753155	5	8.25	Se	No aflora	N/A	QTs
70-2	2	2036296	753220	5	17.55	Sd	No aflora	N/A	Ta
70-2	3	2035833	753251	5	16.07	Sd	No aflora	N/A	Ta
70-2	4	2035428	753318	5	18.51	Sd	No aflora	N/A	Ta
70-2	5	2035158	753163	5	10.23	Se	No aflora	N/A	Ta
70-2	6	2034933	752937	5	37.21	Sd	No aflora	N/A	Ta
70-2	7	2034878	752839	5	11.06	Se	No aflora	N/A	Ta
70-2	8	2034977	752629	5	51.02	Sc	No aflora	N/A	Ta
70-2	9	2035119	752372	5	57.38	Sc	No aflora	N/A	Ta
70-2	10	2035153	752193	5	16.86	Sd	No aflora	N/A	Ta
71	1	2044678	736570	20	15.72	Sd	No aflora	N/A	QTs
71	2	2044698	736570	20	12.81	Se	No aflora	N/A	QTs
71	3	2044661	736596	25	15.65	Sd	No aflora	N/A	QTs
71	4	2044662	736615	20	19.37	Sd	No aflora	N/A	QTs
71	5	2044685	736620	20	17.06	Sd	No aflora	N/A	QTs
72	1	2039990	737837	20	44.19	Sd	No aflora	N/A	Tay
72	2	2039913	737774	20	21.41	Sd	No aflora	N/A	QTb
72	3	2040003	737741	10	48.88	Sd	No aflora	N/A	Tay
73	1	2041357	747220	20	22.7	Sd	No aflora	N/A	QTb
73	2	2041377	747229	9	31	Sd	No aflora	N/A	QTb
73	3	2041365	747235	20	25.44	Sd	No aflora	N/A	QTb
74	1	2040156	753032	18	21.47	Sd	No aflora	N/A	QTs
74	2	2040179	753091	6	35.63	Sd	No aflora	N/A	QTs
75	1	2045121	735953	15	44.62	Sd	No aflora	N/A	Qb
76	1	2039369	751925	20	28.34	Sd	No aflora	N/A	QTs
78	1	2043796	2043894	20	61.77	Sc	No aflora	N/A	Tay

Estudio	Barreno	Coordenadas UTM NAD27 Zona 19		Profundidad del Barreno (pies)	N	Tipo Suelo NEHPR	Nivel Freático (pies)	LPI	Suelo según Mapa Geológico
		Easting	Northing						
78	2	2043827	736732	20	32.25	Sd	No aflora	N/A	Tay
79	1	2043029	738017	20	38.71	Sd	No aflora	N/A	QTb
79	2	2043033	737987	20	38.12	Sd	No aflora	N/A	QTb
80	1	2043118	739586	15	50.88	Sc	No aflora	N/A	QTb
80	2	2043099	739483	15	62.52	Sc	No aflora	N/A	Tca
81	1	2042156	738584	20	46.5	Sd	No aflora	N/A	Tca
82	1	2036102	734750	29	19.86	Sd	No aflora	N/A	Tay
82	2	2036097	734753	29	34.12	Sd	No aflora	N/A	Tay
83	1	2040329	741445	15	2.18	Se	No aflora	N/A	Qa
84	1	2040973	752521	20	45.91	Sd	No aflora	N/A	QTs
84	2	2041044	752521	20	45.91	Sd	No aflora	N/A	Tay
84	3	2041080	752661	20	43.79	Sd	No aflora	N/A	QTs
84	4	2041020	752685	20	69.67	Sc	No aflora	N/A	Tay
84	5	2041081	752784	20	43.11	Sd	No aflora	N/A	Tay
85	1	2044536	737065	30	27.5	Sd	No aflora	N/A	QTs
85	2	2044528	737209	25	19.85	Sd	No aflora	N/A	QTs
86	1	2044747	736497	20	23.82	Sd	No aflora	N/A	QTs
86	2	2044745	736533	20	37.25	Sd	No aflora	N/A	QTs
86	3	2044735	736494	20	30.83	Sd	No aflora	N/A	QTs
86	4	2044725	736545	20	32.67	Sd	No aflora	N/A	QTs
87	1	2043787	738356	25	39.47	Sd	No aflora	N/A	Tca
88	1	2043376	737587	20	10.54	Se	No aflora	N/A	QTs
89	1	2039174	744600	20	39.65	Sd	No aflora	N/A	QTb
89	2	2039119	744540	20	30.56	Sd	No aflora	N/A	QTb
89	3	2039107	744574	20	48.37	Sd	No aflora	N/A	QTb
90	1	2037136	737316	20	43.46	Sd	No aflora	N/A	Tay

**Apéndice E – Mapa De Clasificación de Suelo Según NEHRP
Para Arecibo Seccionado**

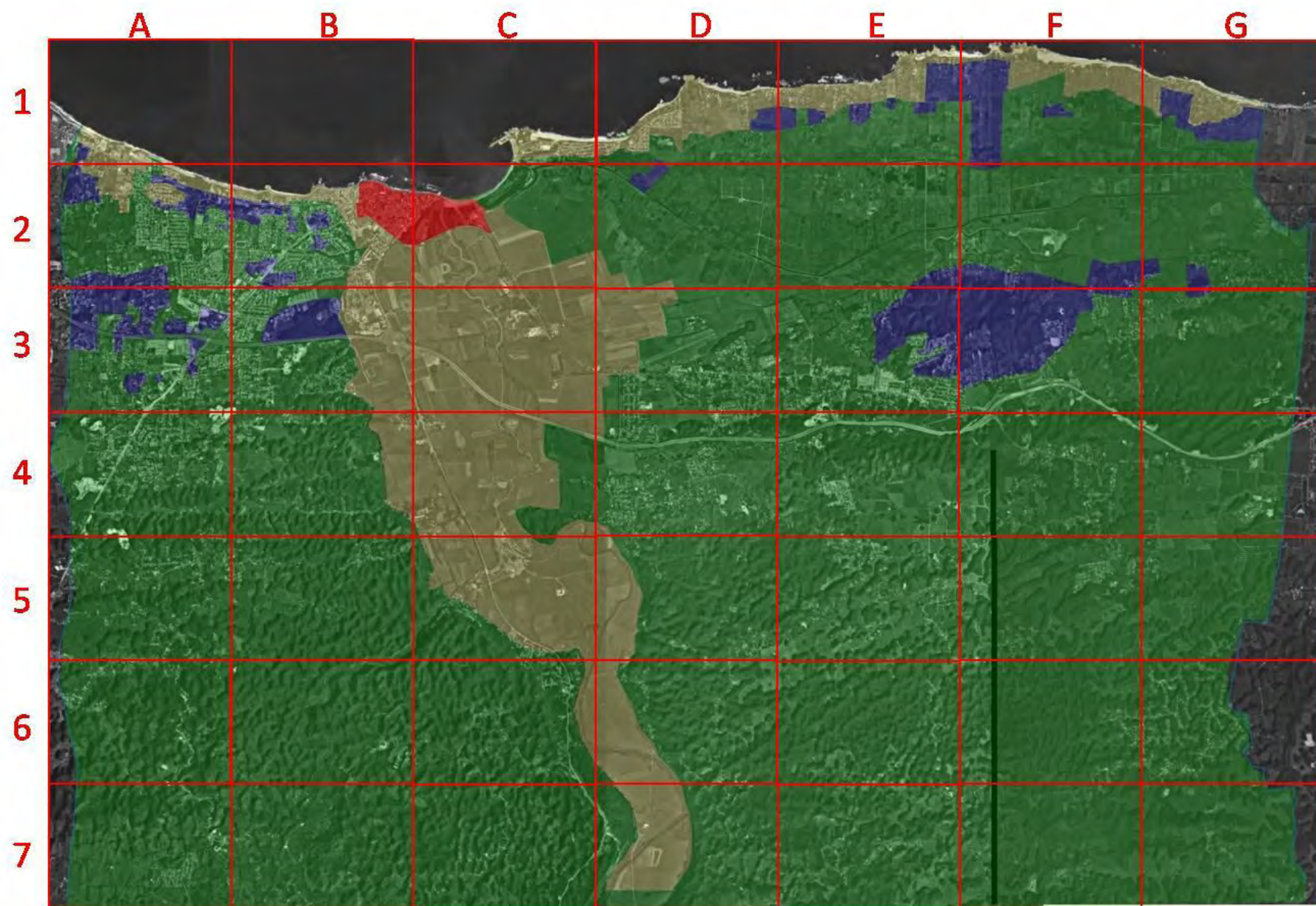


Figura E-1: Mapa de Clasificación de suelo según NEHRP para Arecibo



Figura E-2: Sección A-1

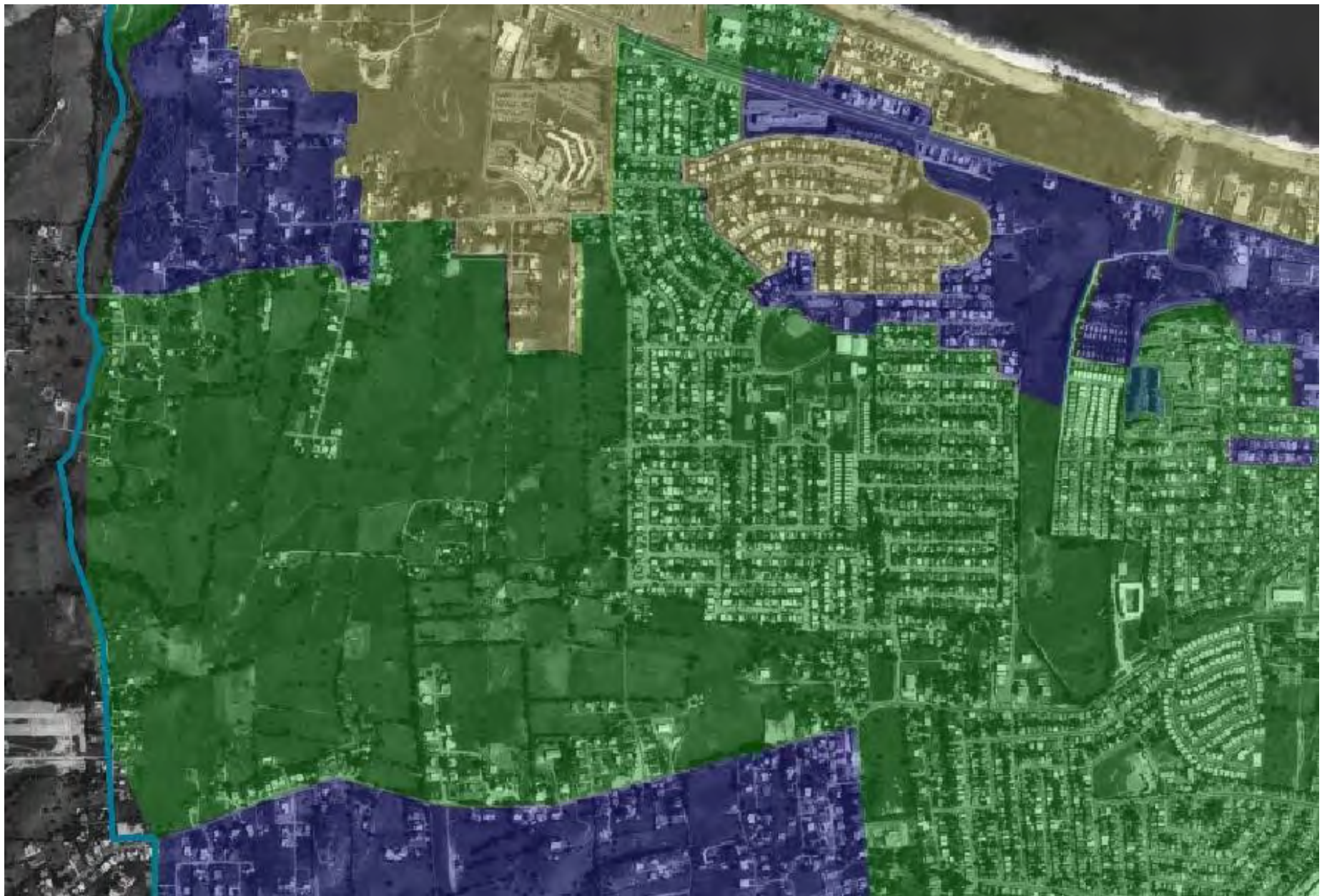


Figura E-3: Sección A-2



Figura E-4: Sección A-3

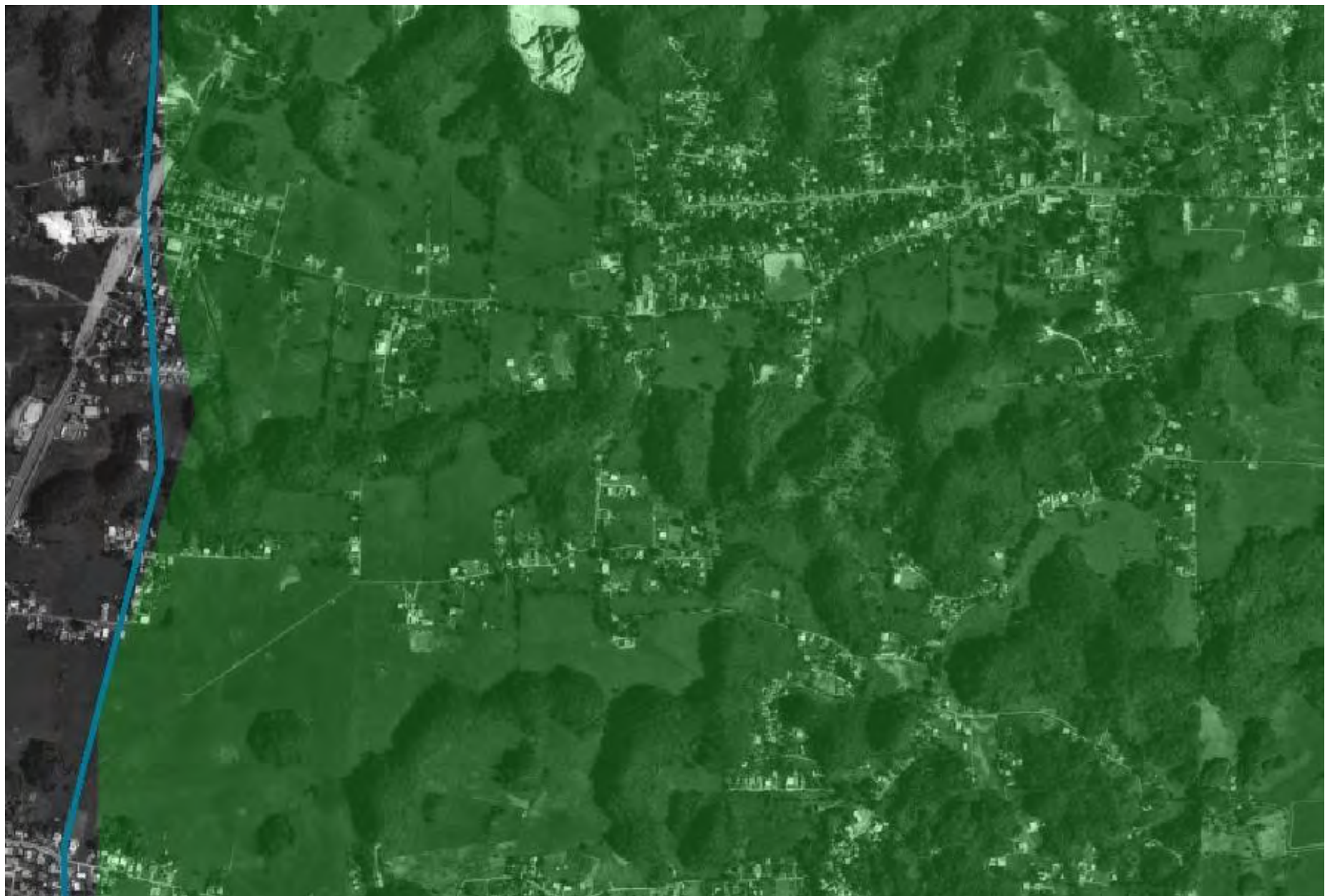


Figura E-5: Sección A-4

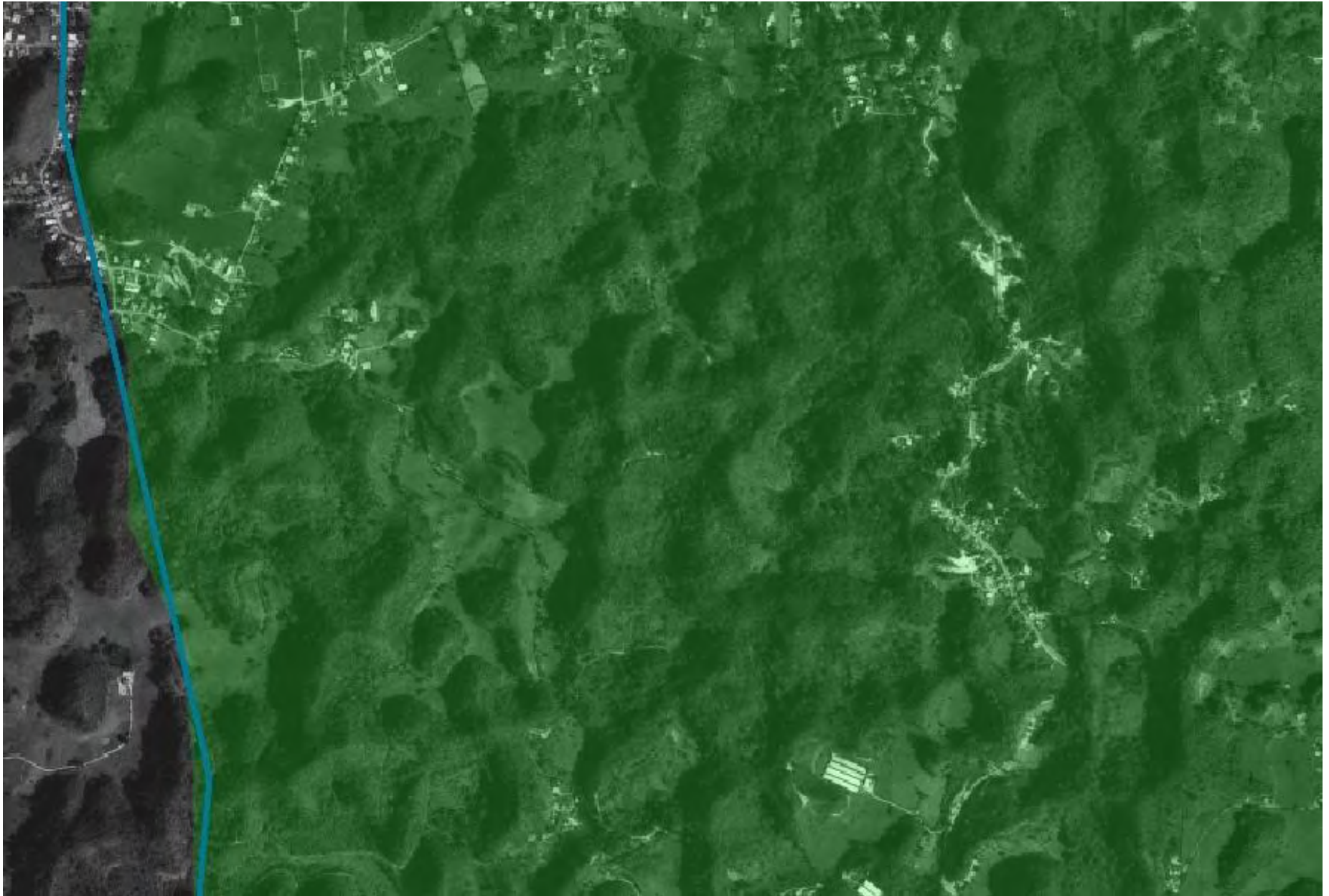


Figura E--6: Sección A-5



Figura E--7: Sección A-6



Figura E--8: Sección B-2



Figura E--9: Sección B-3



Figura E-10: Sección B-4

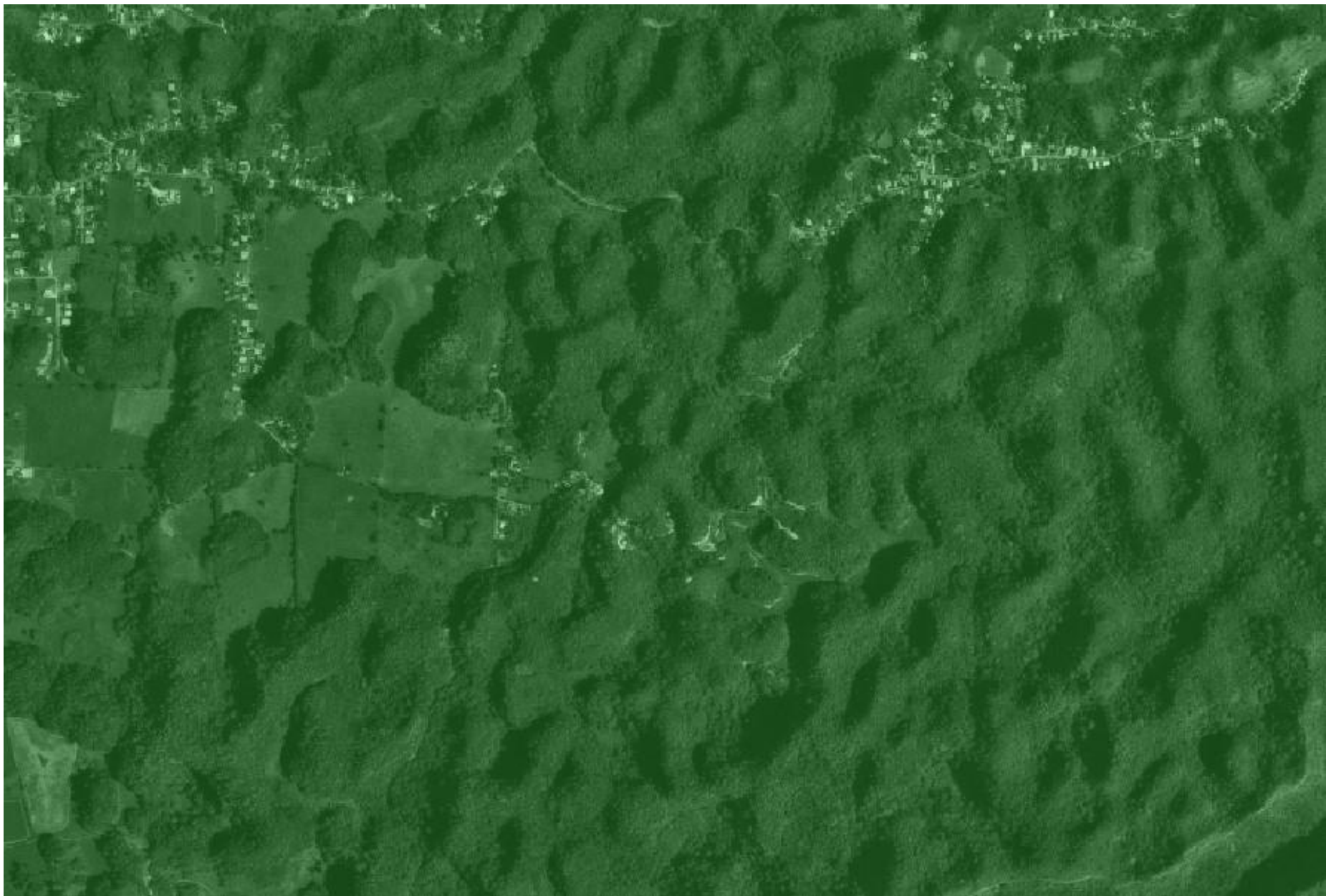


Figura E-11: Sección B-5

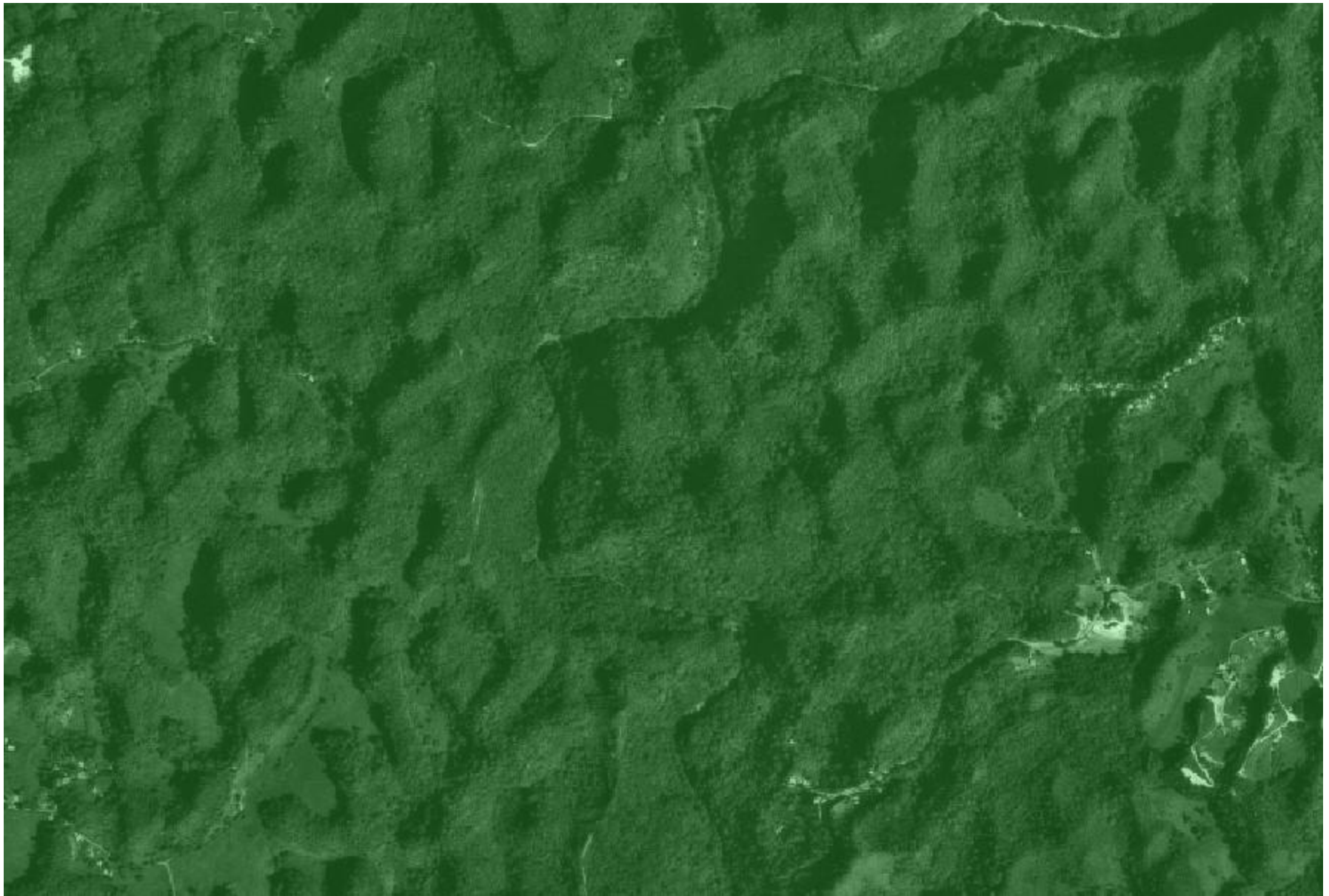


Figura E-12: Sección B-6



Figura E-13: Sección B-7



Figura E-14: Sección C-1



Figura E-15: Sección C-2



Figura E-16: Sección C-3



Figura E-17: Sección C-4



Figura E-18: Sección C-5

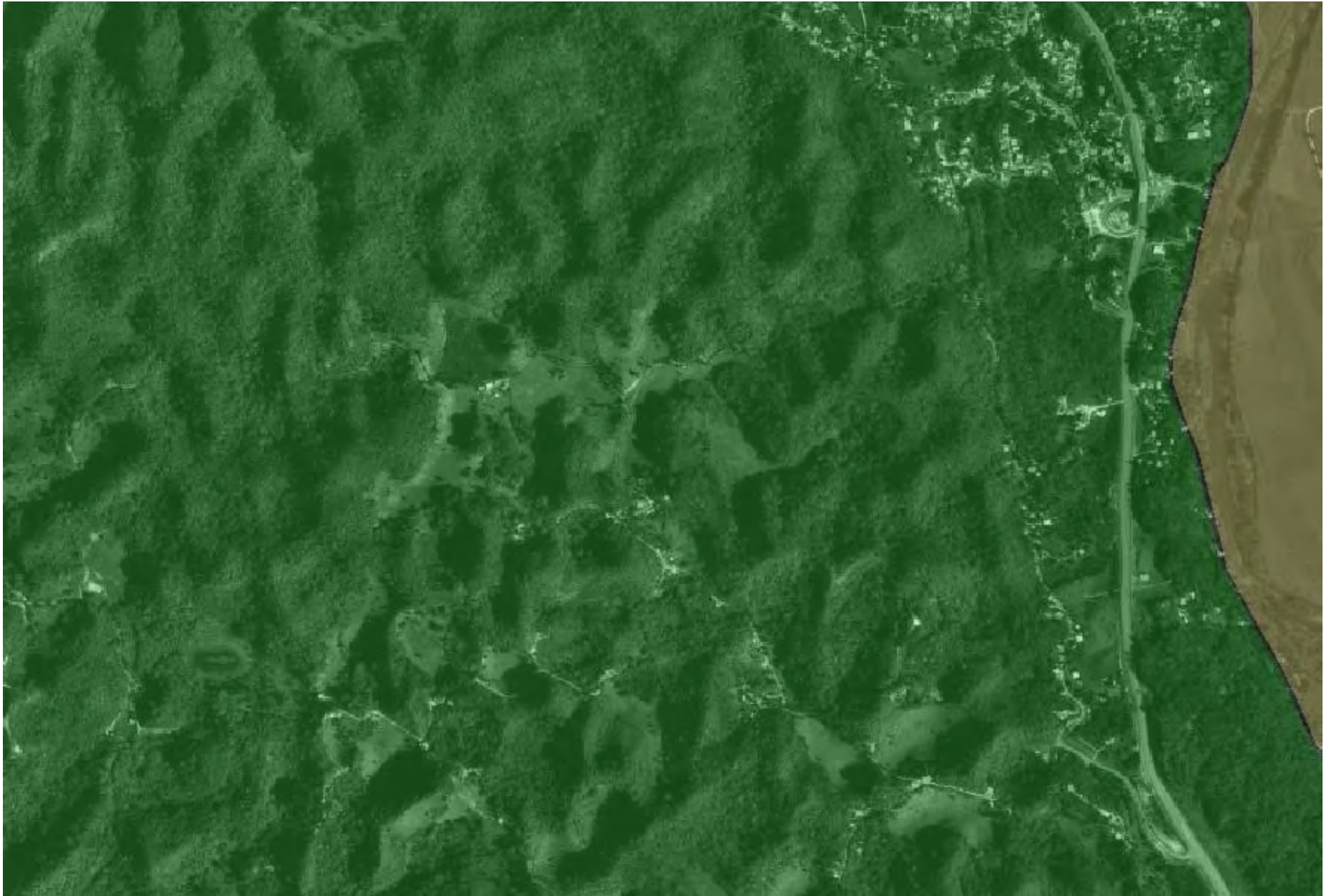


Figura E-19: Sección C-6

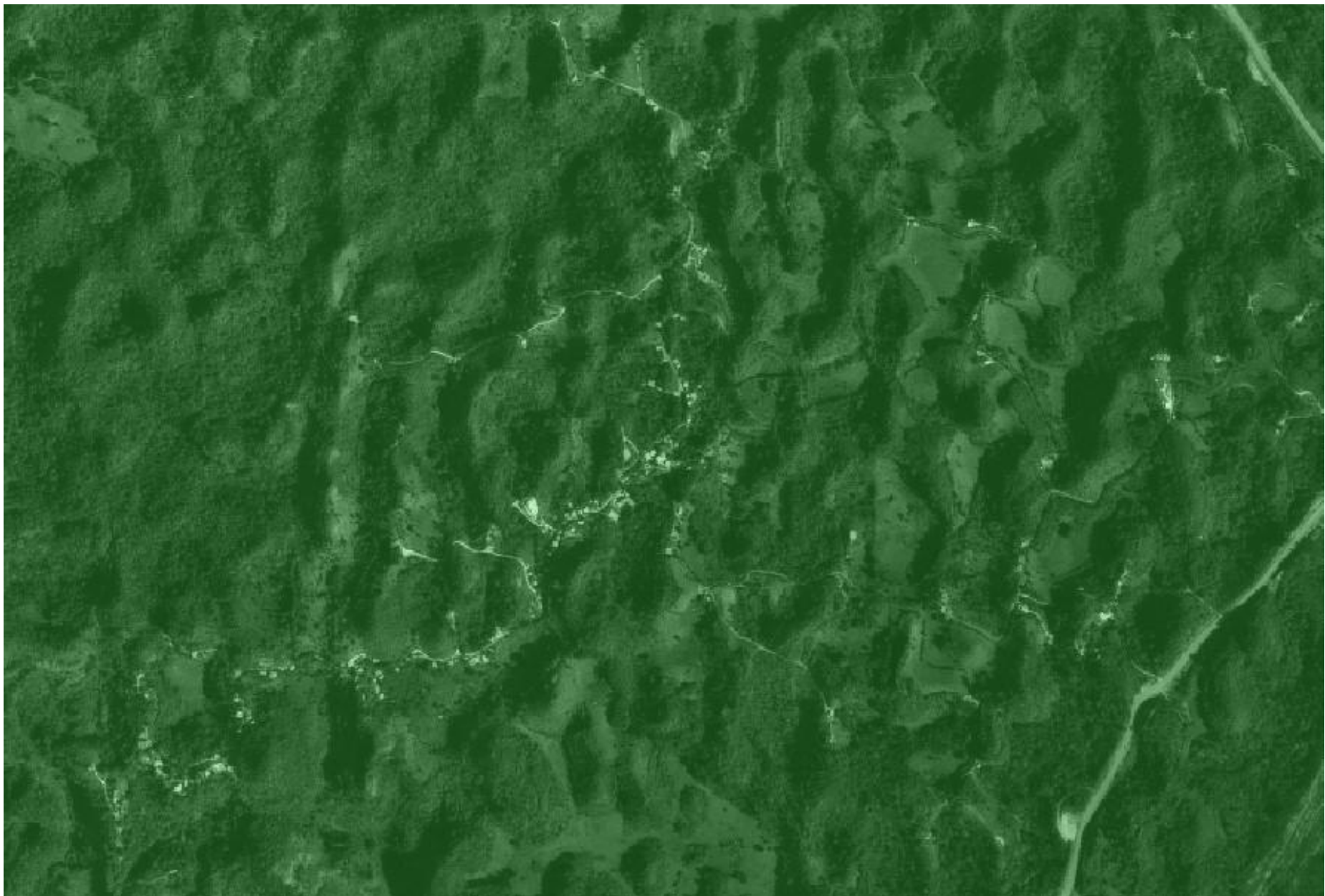


Figura E-20: Sección C-7



Figura E-21: Sección D-1



Figura E-22: Sección D-2



Figura E-23: Sección D-3



Figura E-24: Sección D-4



Figura E-25: Sección D-5



Figura E-26: Sección D-6



Figura E-27: Sección D-7

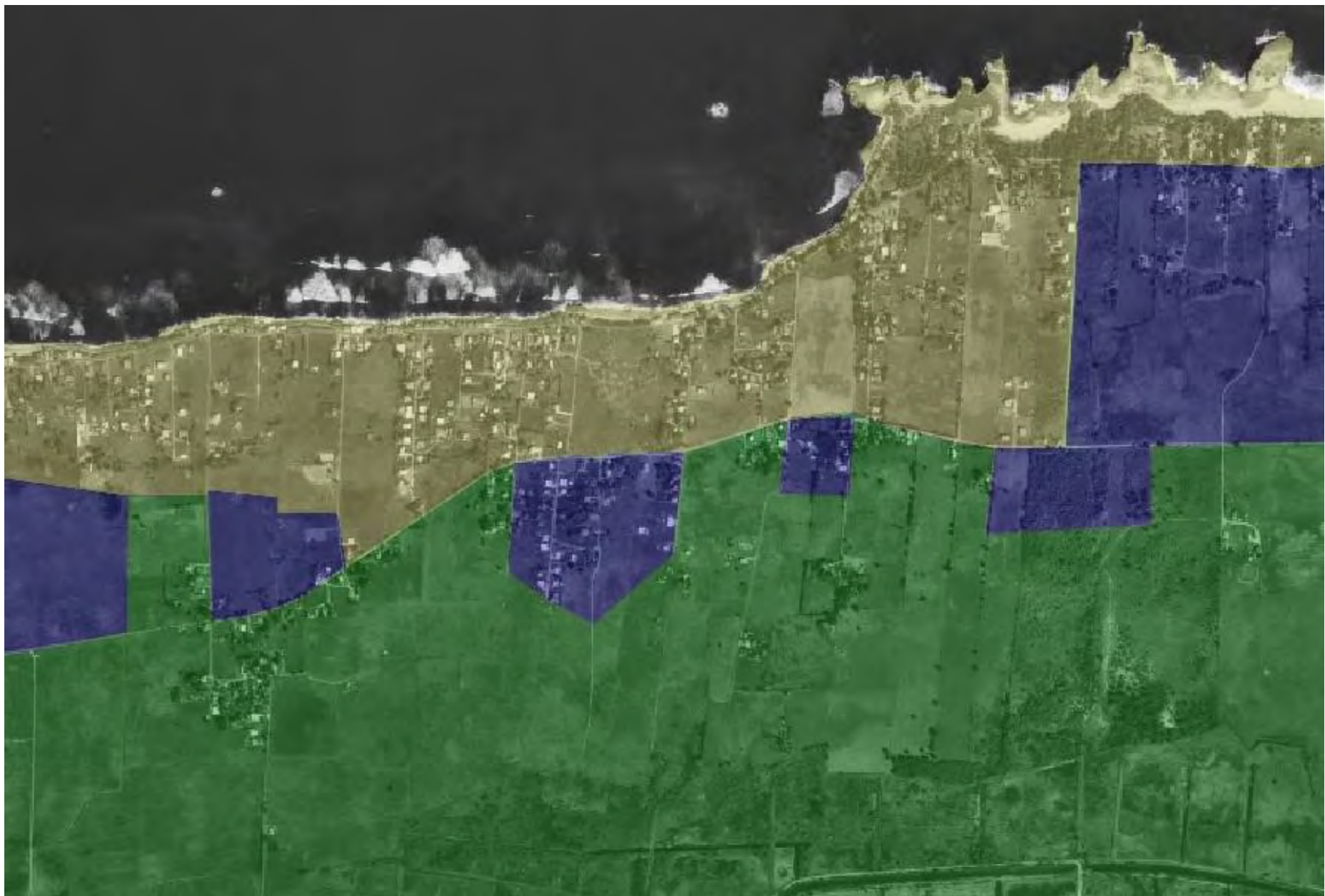


Figura E-28: Sección E-1



Figura E-29: Sección E-2



Figura E-30: Sección E-3



Figura E-31: Sección E-4

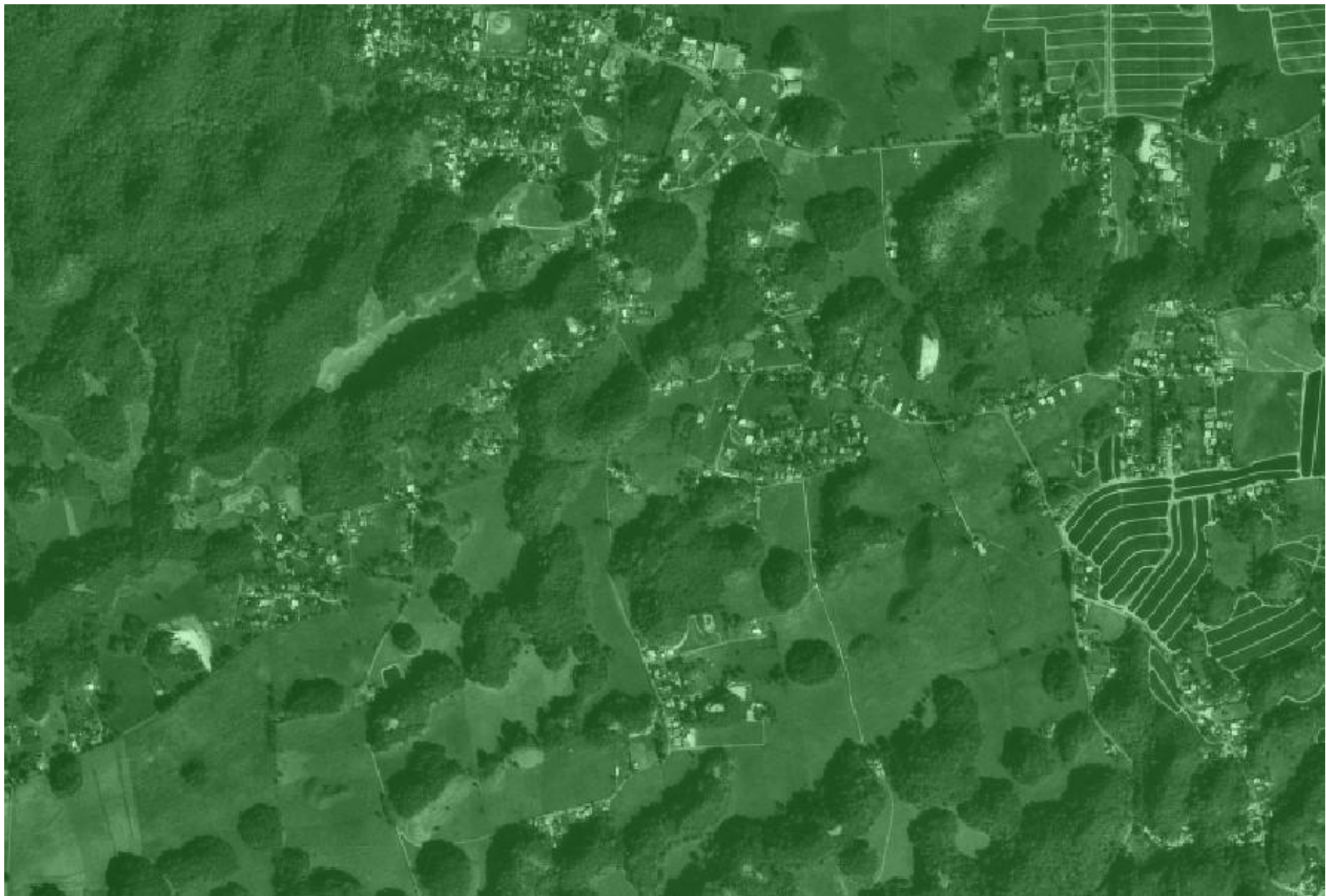


Figura E-32: Sección E-5

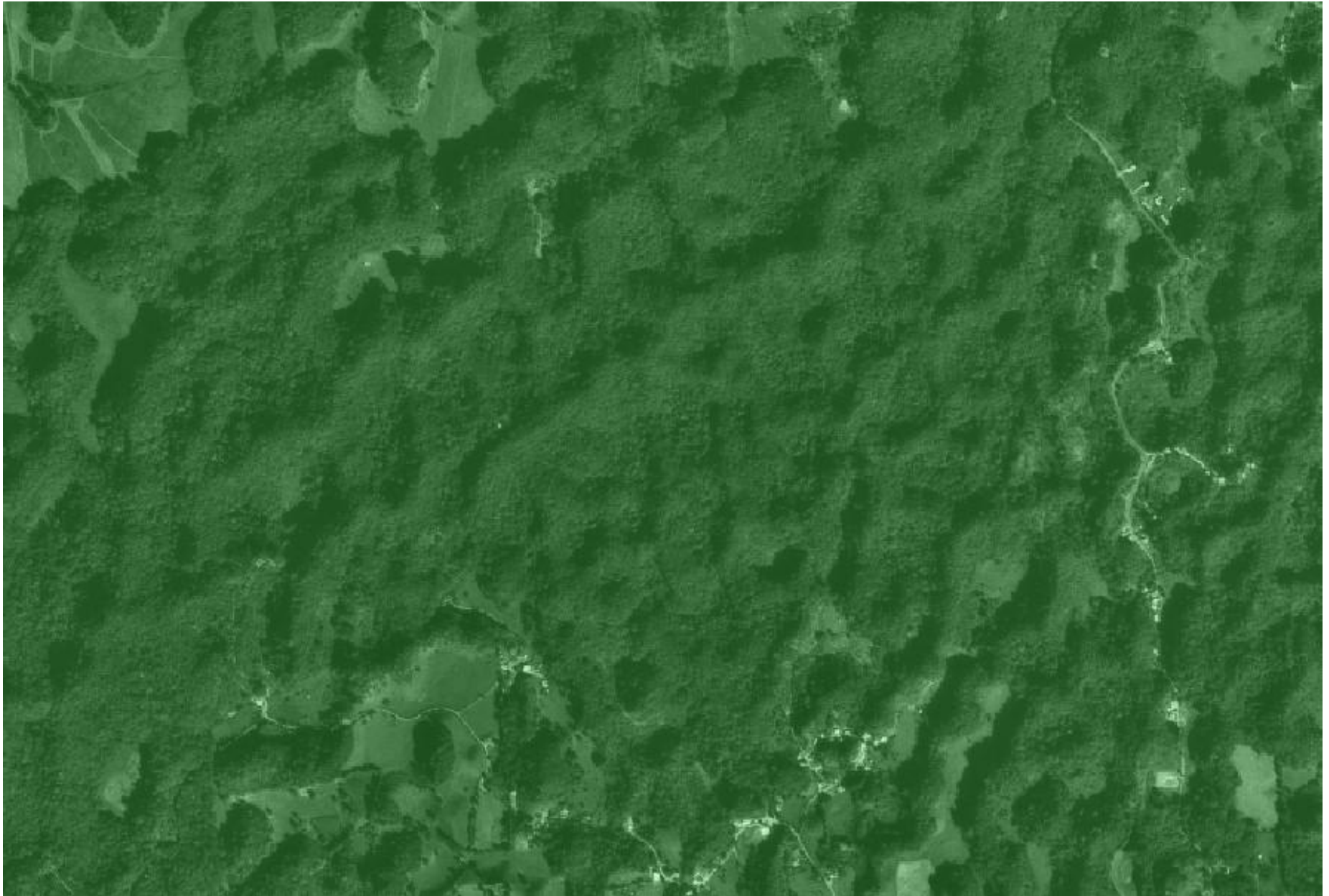


Figura E-33: Sección E-6



Figura E-34: Sección E-7



Figura E-35: Sección F-1



Figura E-36: Sección F-2



Figura E-37: Sección F-3

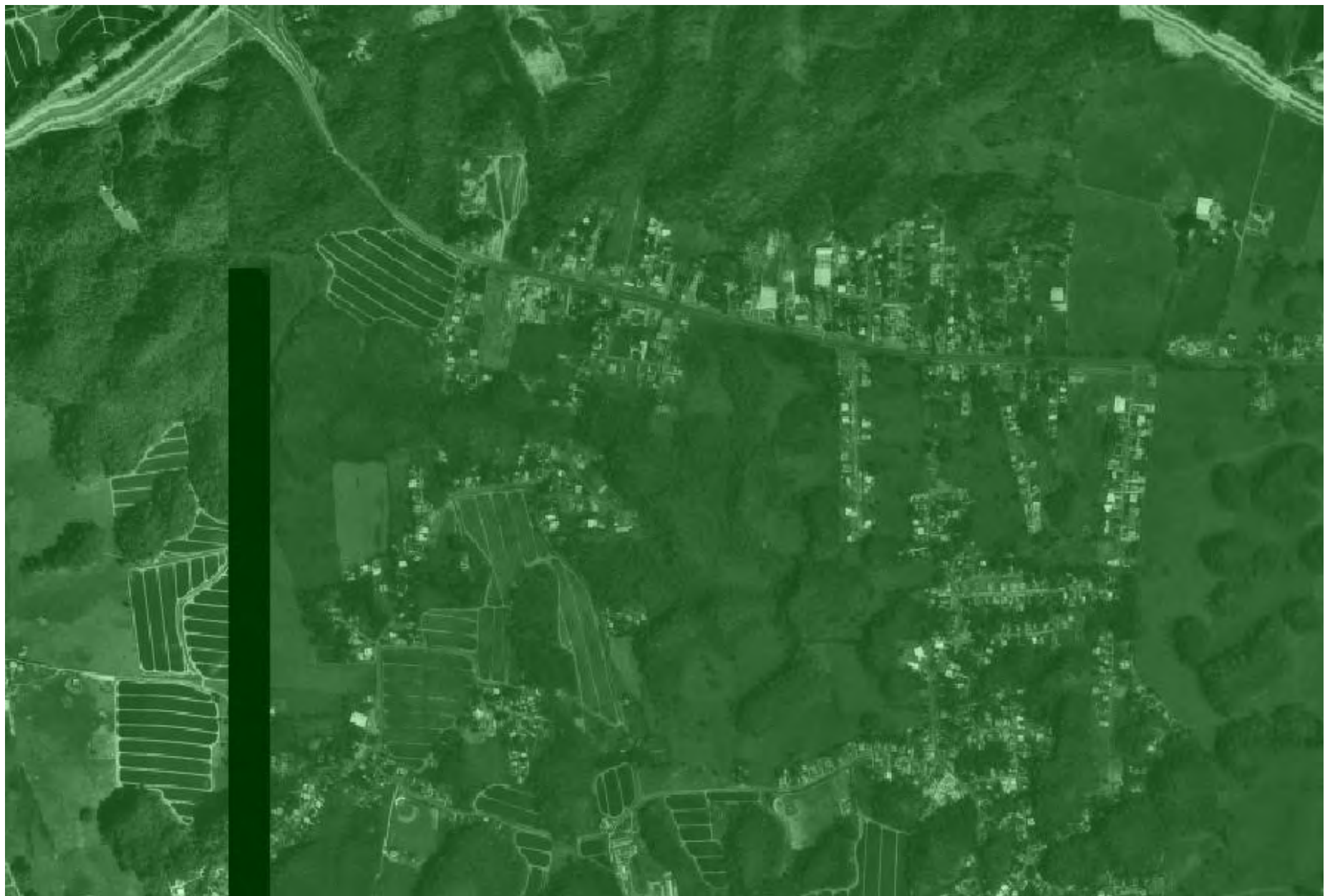


Figura E-38: Sección F-4



Figura E-39: Sección F-5

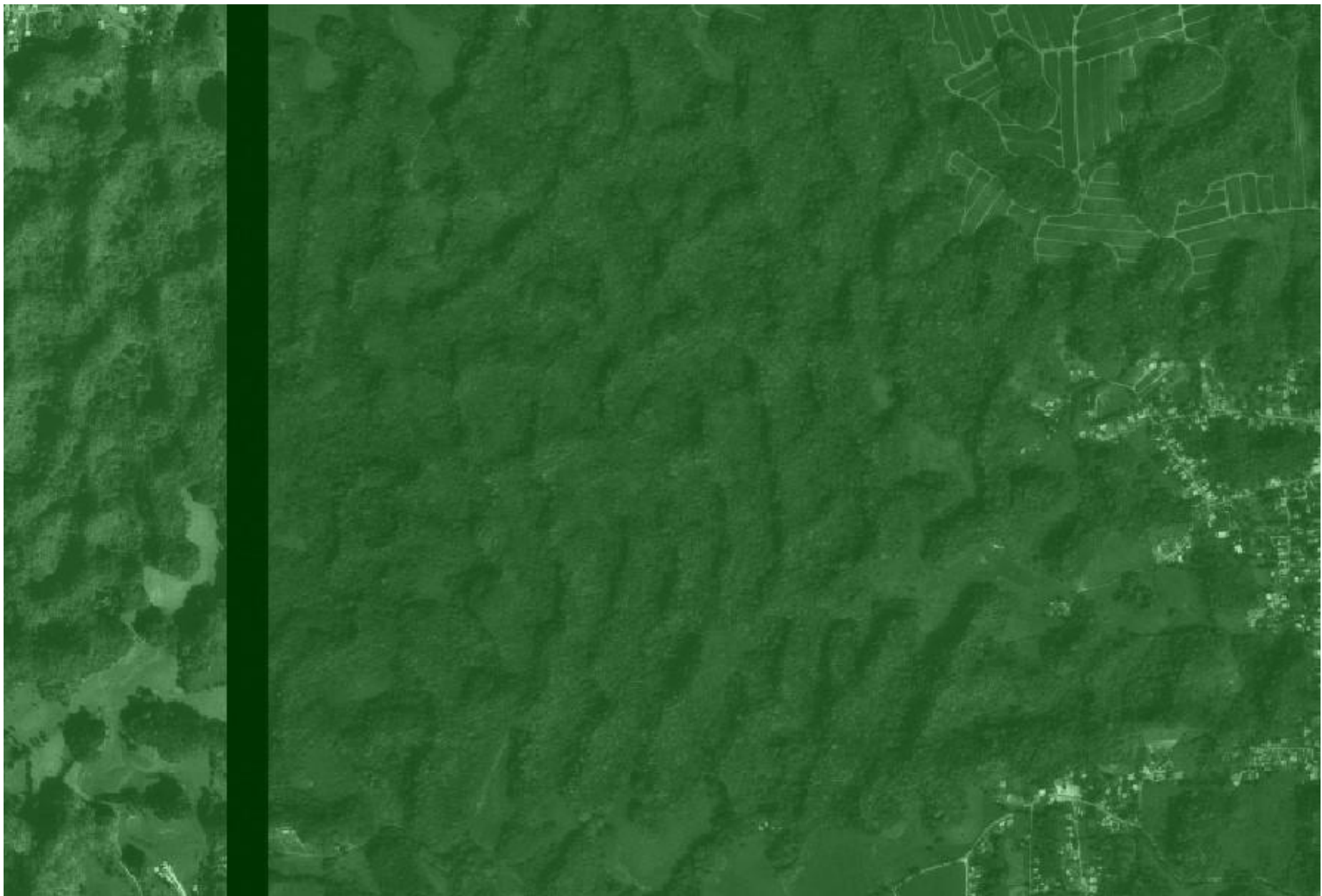


Figura E-40: Sección F-6

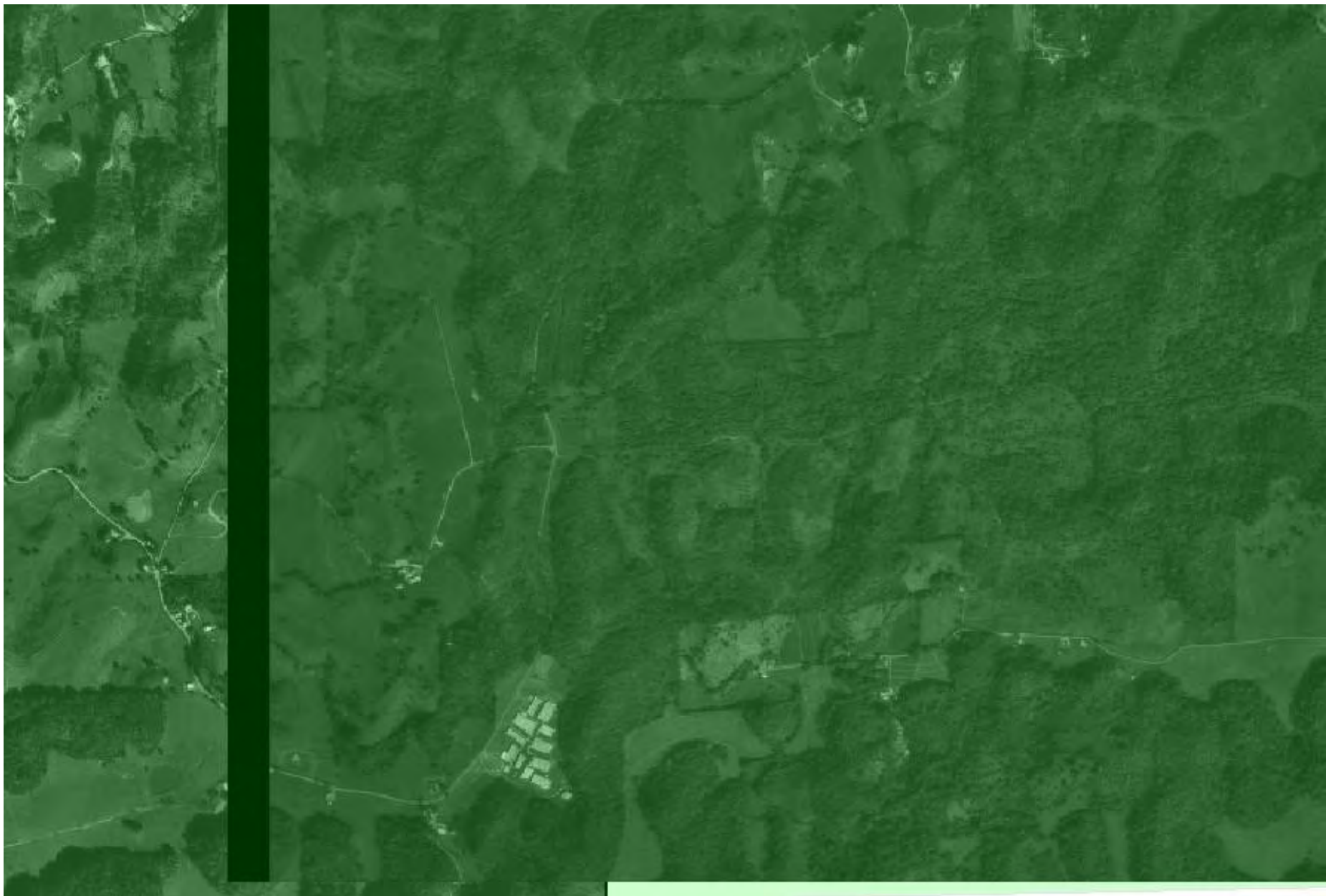


Figura E-41: Sección F-7



Figura E-42: Sección G-1

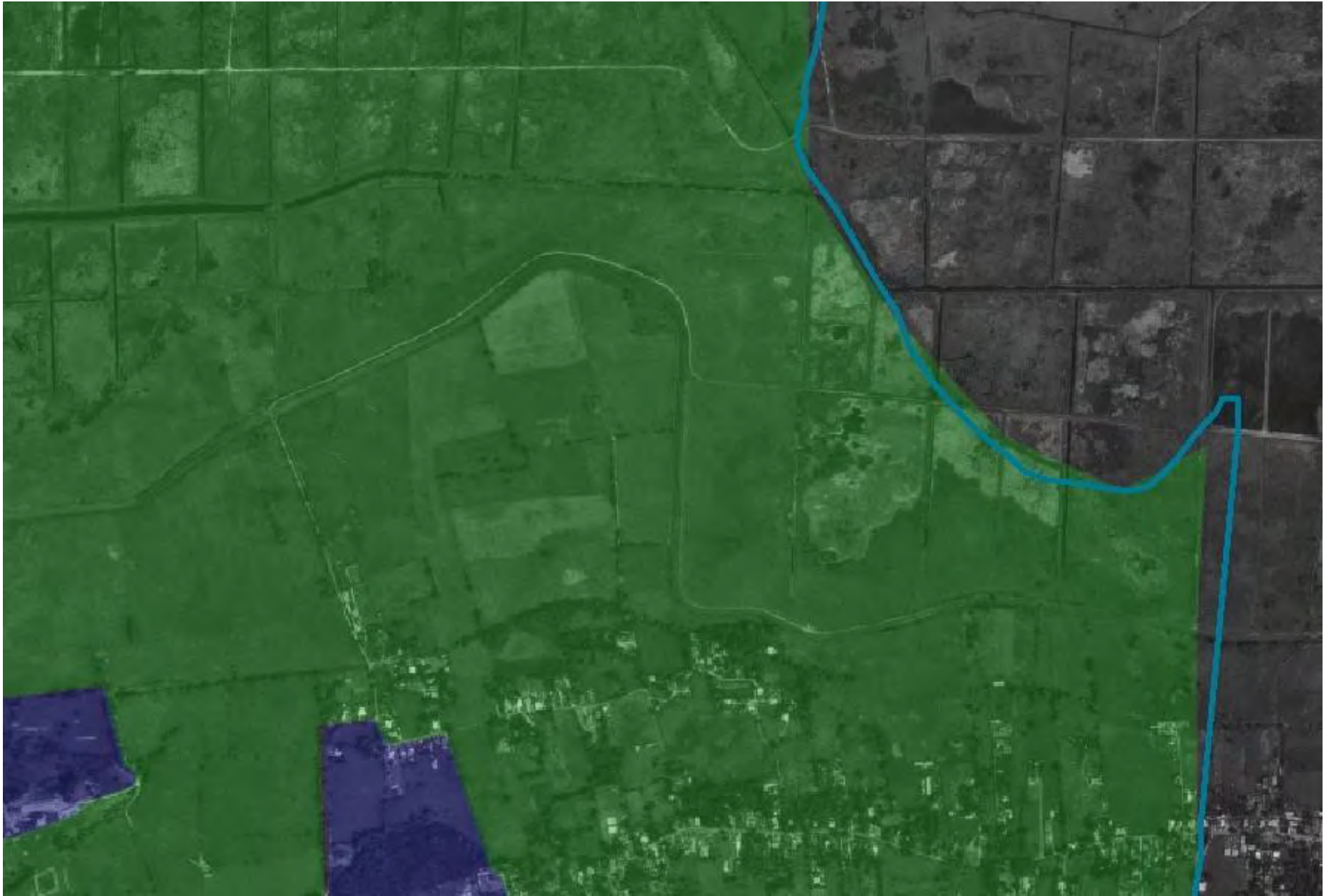


Figure E-43: Sección G-2

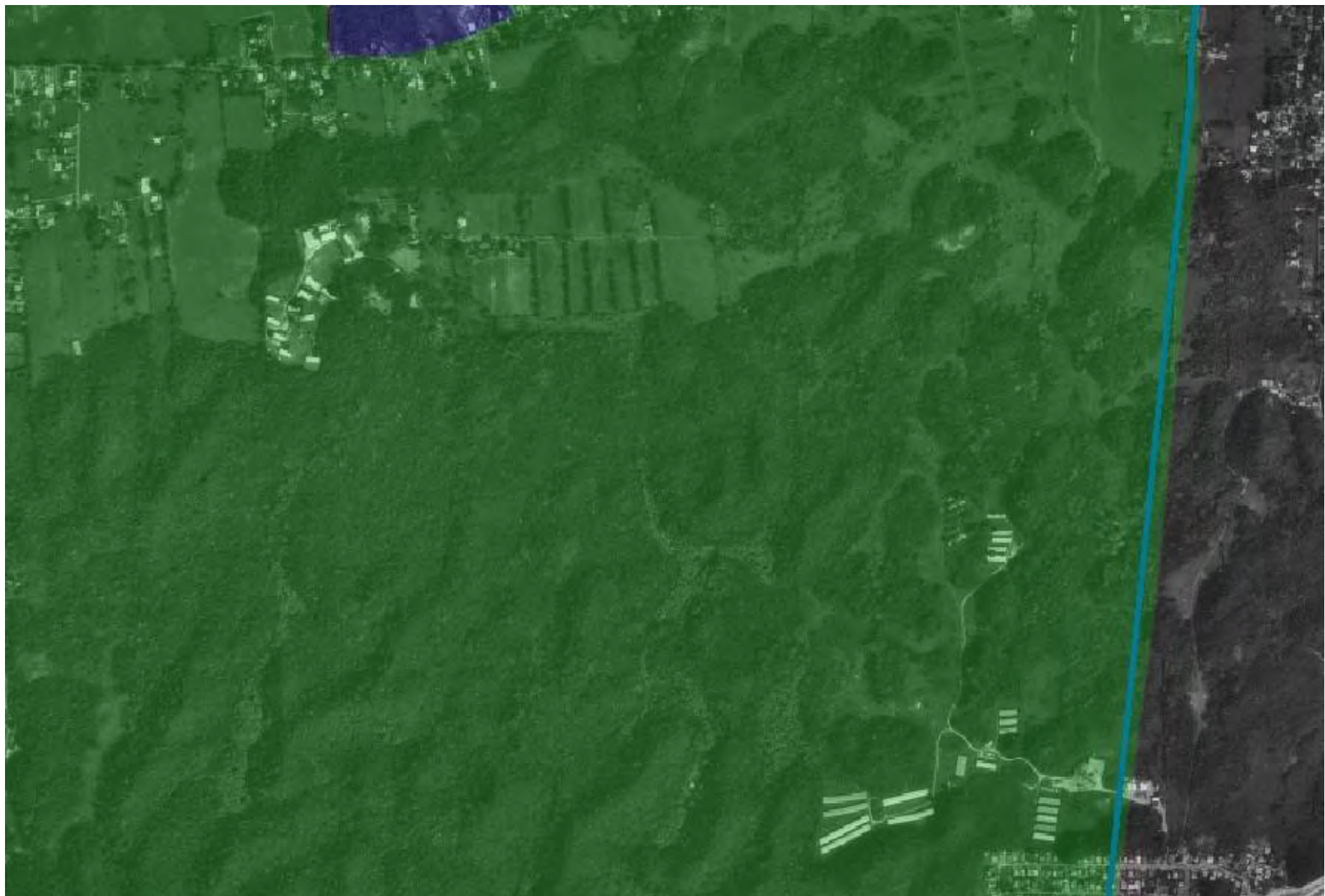


Figura E-44: Sección G-3



Figure E-45: Sección G-4



Figura E-46: Sección G-5



Figura E-47: Sección G-6