



BUAP

BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA

Facultad de Ingeniería

Secretaría de Investigación y Estudios de Posgrado

**CORRELACIÓN EMPÍRICA ENTRE LA VELOCIDAD
DE LA ONDA DE CORTE Y LA RESISTENCIA A LA
PENETRACIÓN ESTÁNDAR EN SUELOS
DE LA CIUDAD DE PUEBLA**

TESIS

Que para obtener el grado de
**MAESTRO EN INGENIERÍA
EN GEOTECNIA**

Presenta:

JORGE VERA CENTENO

Asesor de tesis:

M.I. MIGUEL ANGEL FIGUERAS CORTE

Coasesor:

M.C. ALEJANDRO VERA ALEJANDRE



Oficio No. 2151/2017

C. Jorge Vera Centeno

Pasante de la Maestría en Ingeniería
con opción terminal en Geotecnia
Facultad de Ingeniería, BUAP,
Presente

Por medio del presente, el suscrito M.I. Fernando Daniel Lazcano Hernández, Director de la Facultad de Ingeniería, de acuerdo a su solicitud de aprobación de Tema de Tesis, le autoriza desarrollar el tema intitulado: **Correlación Empírica entre la velocidad de la onda de corte y la resistencia a la penetración estándar en suelos de la ciudad de Puebla**. Para obtener el grado de Maestro en Ingeniería con opción terminal en Geotecnia. Asignándose como Asesor Interno al M.I. Miguel Ángel Figueras Corte y Asesor Externo al M.C. Alejandro Vera Alexandre.

Sin otro particular de momento, reciba un cordial saludo.

Atentamente

"Pensar bien, para vivir mejor"

H. Puebla de Zaragoza, junio 2 de 2017


M.I. Fernando Daniel Lazcano Hernández
Director

C.c.p. M.I. Miguel Ángel Figueras Corte y M.C. Alejandro Vera Alexandre. Asesor Interno y Asesor Externo del Tema de Tesis

C.c.p. Archivo

ABH/AAM/sco*

M. I. Fernando Daniel Lazcano Hernández
Director de la Facultad de Ingeniería, BUAP
P R E S E N T E

En atención a la atenta solicitud de nombrar al que suscribe como asesor de la tesis: **“Correlación empírica entre la velocidad de la onda de corte y la resistencia a la penetración estándar en suelos de la ciudad de Puebla”**, mediante el Oficio No. 2151/2017 que presenta el alumno para obtener el grado de maestro en ingeniería con opción terminal en geotecnia, **C. Jorge Vera Centeno**; me permito informar a usted que después de haber revisado el documento correspondiente, tomando en cuenta las observaciones de los sinodales, no existe inconveniente alguno en **autorizar la impresión** de la misma.

Lo hago de su conocimiento, para los efectos académicos a que haya lugar.

ATENTAMENTE

H. Puebla de Z., a 20 de junio de 2019


M. I. Miguel Angel Figueras Corte
Asesor de Tesis

C. c. p. Mesa de exámenes profesionales
C. c. p. Interesado
C. c. p. Archivo

Ciudad de Puebla a, 20 de junio de 2019

M. I. Fernando Daniel Lazcano Hernández
Director de la Facultad de Ingeniería, BUAP
Presente

Por medio de la presente y en base a la solicitud de ser asignado como Co-asesor de la Tesis **“Correlación empírica entre la velocidad de la onda de corte y la resistencia a la penetración estándar en el suelo de la ciudad de Puebla”**, el alumno C. Jorge Vera Centeno presenta el oficio No. 2151/2017 para adquirir el grado de Maestro en ingeniería con opción terminal en geotecnia, le informo a usted que al hacer una revisión a la tesis antes mencionada, tomando en cuenta las observaciones de los sinodales les hago de su conocimiento que no existe inconveniente en que se realice la impresión de dicho documento:

Sin más por el momento, se extiende la presente para fines del interesado.

Atentamente

M.C. Alejandro Vera Alejandre
Co-asesor de Tesis

DEDICATORIA

A DIOS TODOPODEROSO: por iluminar y proteger cada instante de mi vida, por permitirme la felicidad y satisfacción de haber alcanzado una de mis metas.

Sin duda a las dos primeras personas que debo que agradecer es a mis padres, que sin ellos ni siquiera hubiese llegado a la mitad de este camino

Mi padre Aristeo Vera Bautista (q.p.d.), aunque el tiempo pase los recuerdos quedan en mi corazón.

A mi madre Teresa Centeno Lima, quien con su espíritu apegado al trabajo, por sus enseñanzas, esfuerzo, constancia y ejemplo me motivan a seguir adelante ante cualquier adversidad, con mi agradecimiento y gratitud le debo lo que soy ahora.

A mis hijos Jorge Aristeo, Ángel Santiago, Jesús Dylan, Ian Arturo y Denisse que han sido parte fundamental para realizar este trabajo y motivarlos a superarse cada día.

A mi esposa Janet por su apoyo incondicional y por ser parte de este proyecto de vida.

A mis hermanos Rosa, Martha, Luz Maria, Ramiro, Elyda y Guadalupe por su apoyo en cada instante y por mantener esa unión en los problemas mas difíciles que nos caracteriza como familia.

AGRADECIMIENTOS

Deseo agradecer a todos aquellos que influyeron positivamente durante la realización de mi Tesis de Grado:

En primer lugar al Ing. Alejandro Vera Alejandre, por alentarme y confiar en mi para cursar la maestría en Geotecnia.

A mi asesor de Tesis, M.I. Miguel A. Figueras Corte, quién me guió, apoyo y siempre tuvo la disponibilidad de revisar este trabajo.

Al M.I. Isaac Lagunas Torres por compartir experiencia, conocimiento y la información estudios realizados con el método de Down Hole.

A la empresa Ingeniería Civil en Desarrollo (ICD), S. A. de C. V. y al Ing. José Genaro Azomoza Ponce, por facilitarnos la información geotécnica y geofísica utilizada para desarrollar mi tesis.

A L&R Cia. Ingeniería Geotécnica y al Ing. Eddy Lozada González por darme la oportunidad de utilizar su información geotécnica y geofísica para llevar a cabo este trabajo.

A Corporativo de Desarrollo por brindarme la confianza de ser colaborador de esta empresa y utilizar la información de sus informes geofísicos, así como a mis compañeros de trabajo por brindarme su apoyo Oscar, Filiberto y Giovanni que somos parte de una familia laboral.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	I
OBJETIVO GENERAL	III
OBJETIVOS PARTICULARES	III
ALCANCES	III
CAPITULO. 1 PRUEBA GEOFÍSICA CON LA TÉCNICA DOWN HOLE	1
1.1 DESARROLLO DE LA PRUEBA DOWN HOLE	5
1.2 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	13
CAPITULO. 2 PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR	16
2.1 CORRECCIÓN DE VALORES DE NÚMERO DE GOLPES	19
2.2 CORRELACIONES DE LA VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE CON EL NÚMERO DE GOLPES	27
CAPITULO. 3 CORRELACIÓN EMPÍRICA ENTRE LA VELOCIDAD DE ONDA DE CORTANTE CON EL NÚMERO DE GOLPES	29
3.1 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL ÁREA EN ESTUDIO	30
3.2 TRABAJOS DE CAMPO	32
3.3 MODELOS DE ANÁLISIS	50
3.4 RESULTADOS OBTENIDOS	52
3.5 PERFIL DE VELOCIDADES CALCULADAS	59
3.6 RESULTADO DE MODELO PROPUESTO	77
CONCLUSIONES	85
REFERENCIAS	87

INTRODUCCIÓN

En la ciudad de Puebla ocurren con menor frecuencia temblores que han sido destructivos para la ciudad; los ejemplos más notables son el sismo de Ciudad Serdán del 28 de agosto de 1973 ($M \approx 7.3$), el de Tehuacán del 15 de junio de 1999 ($M \approx 6.7$) y dichos eventos, pero sobre todo el segundo, produjeron graves daños en templos y construcciones antiguas y modernas.

Los dos fenómenos importantes más recientes ocurrieron, el primero, el día 7 de septiembre del año 2017 que conforme al Servicio Sismológico Nacional, tuvo una magnitud M_w 8.2, se presentó a las 23:49:18 horas, con epicentro localizado a 133 km al suroeste de Pijijiapa, Chiapas, con latitud de 14.850 y longitud de -94.110, a una profundidad de 58 km. Este evento tuvo más de 5,000 réplicas.

El segundo, aunque de menor intensidad pero con mayores consecuencias para el Estado de Puebla, fue el 19 de septiembre del mismo año, con una magnitud 7.1, se registró a las 13:14:14 horas, con epicentro ubicado a 12 km al sureste de Axochiapan, Morelos, con latitud 18.40 y longitud -98.720, a una profundidad de 57 km.

Puebla se encuentra ubicada en una zona sísmica, por lo tanto, los eventos antes mencionados suceden de forma recurrente y deberán tomarse en cuenta en los diseños de cualquier estructura.

Después del temblor de 1985 que se registró en la ciudad de México, el gobierno federal pidió que todos los ingenieros y arquitectos del país estuvieran actualizados en cuanto a conocimientos, mediante cursos y reglamentos, con el propósito de construir obras de calidad que estén apegadas a todas las reglamentaciones de construcción.

Dentro de los factores que influyen en la respuesta sísmica de un sitio, se encuentran las características de la fuente de excitación, como la frecuencia y amplitud de la onda incidente, las propiedades dinámicas de las distintas unidades de suelos que conforman en perfil estratigráfico, la geometría de la cuenca y su topografía.

Dentro de estas variables, es la velocidad de onda de corte la que permite estimar las propiedades dinámicas del suelo y ayuda a predecir el comportamiento del mismo frente a un sismo.

Las características del movimiento del suelo en la superficie se evalúan mediante un método simplificado de clasificación del sitio o realizando un riguroso análisis específico de la respuesta del suelo. En todos estos métodos, la velocidad de onda de corte (V_s) es el parámetro más importante que representa la rigidez de las capas del suelo y está relacionada con la amplificación del terreno. El perfil de velocidad de onda de corte se obtiene usualmente realizando ensayos de propagación de ondas en el campo, pero no siempre es económicamente factible llevar a cabo estas pruebas como es el caso de las áreas urbanas debido a la restricción de espacios, en las etapas preliminares de diseño de proyectos o también cuando es necesario caracterizar rápidamente extensiones grandes de terreno, no todos los proyectos justifican estos estudios. Por lo tanto, una correlación empírica fiable entre V_s y el número de golpes de la Prueba de Penetración Estándar (SPT) sería una ventaja considerable.

Este trabajo presenta un estudio de la correlación entre V_s y el número de golpes de la SPT basado en la medición de la velocidad de onda de corte realizada por el método de Down Hole en dieciséis sitios de la ciudad de Puebla.

OBJETIVO GENERAL

Proponer una correlación empírica para determinar las velocidades de cortante a partir de la prueba de penetración estándar.

OBJETIVOS PARTICULARES

- Analizar cada una de las variabilidades de la energía transmitida en la prueba de penetración estándar que influyen en el número de golpes.
- Construir gráficas de velocidades de cortante de cada uno de los sitios en estudio a partir de la correlación empírica de la penetración estándar y la prueba de Down Hole.
- Comparar los resultados obtenidos de las velocidades de cortante V_s a partir de la prueba geofísica Down Hole en cada uno de los sitios en estudio.

ALCANCE

Con base en 16 estudios donde se realizaron pruebas de penetración estándar y prospección sísmica en su modalidad Down Hole, se busca obtener una correlación empírica entre la velocidad de onda de corte y la resistencia de los suelos al ser penetrados.

En el Capítulo 1, se explica la metodología desarrollada en este trabajo para poder llevar a cabo las mediciones con el método mencionado y la estimación de los perfiles de velocidad de ondas de compresión y de corte, así como la interpretación de los resultados obtenidos.

En el Capítulo 2, se describe brevemente el método de exploración directa en suelos con la prueba SPT, se hace hincapié en las diferentes correcciones que se aplican en el número de golpes, además de presentarse algunas correlaciones existentes entre N y la velocidad de onda de cortante.

Dentro del Capítulo 3, se muestran los sitios donde se ejecutaron las pruebas de penetración estándar y Down Hole, así como el análisis y estudio de la correlación entre ambas pruebas para determinar el perfil de velocidad de ondas de corte.

CAPÍTULO 1

PRUEBA GEOFÍSICA TIPO DOWN HOLE

La prueba geofísica se basa en el registro de la propagación de ondas elásticas generadas por pequeñas perturbaciones mecánicas, tales como el efecto de la caída libre de una masa, a través de depósitos de suelo sin alterar las propiedades geotécnicas naturales de los materiales investigados.

Los fenómenos que dan origen a grandes perturbaciones son los sismos, la actividad volcánica, explosiones, colapsos de techos de cavernas, etc. Desde el punto de vista de la ingeniería, los más importantes corresponden a los relacionados con los de origen tectónico asociados con deformaciones a gran escala en la superficie de la tierra.

El movimiento de la superficie del suelo durante un sismo es producido por el desplazamiento de las ondas de esfuerzo que este mismo genera. Las ondas sísmicas emanan de alguna región de la corteza terrestre debido a una pérdida de esfuerzos lo que resulta en un cambio repentino del estado de esfuerzos en equilibrio.

El movimiento máximo se genera en el foco, punto de la corteza terrestre en el cual la vibración produce ondas que viajan en todas direcciones. La energía cinética de las ondas es disipada en la corteza terrestre y la liberación de esa energía causa la propagación de la misma en otras líneas de falla de la región o cercanas a esta. El punto en la superficie de la Tierra que se encuentra directamente sobre el foco es llamado epicentro (Fig. 1.1).

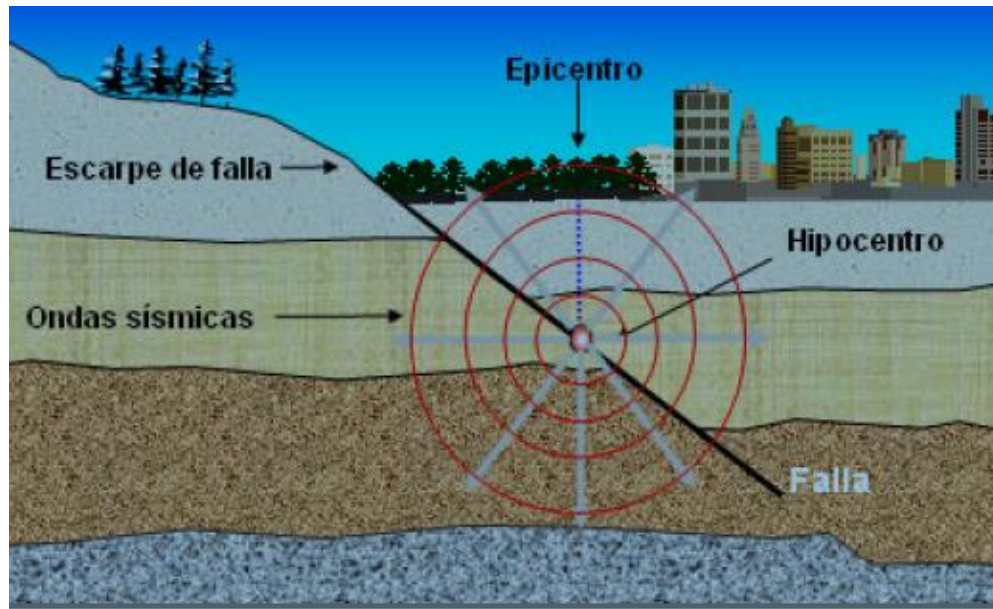


Fig. 1.1 Esquema del foco y epicentro. (Díaz, 2009).

La importancia de todo esto se resume en que las ondas originadas por sismos de magnitud considerable inducen fuerzas dinámicas en las estructuras, torres, puentes, túneles y otras obras de ingeniería, capaces de producir daños a las mismas.

Existen diversos tipos de ondas sísmicas, las que viajan en el interior de la corteza terrestre se les llama de ondas cuerpo y una vez que llegan a la exterior se les denomina superficiales; las de cuerpo se dividen en primarias y secundarias, y las superficiales en Love y Rayleigh.

Las ondas primarias son ondas longitudinales o de compresión, lo cual significa que el suelo es alternadamente comprimido y dilatado en la dirección de la propagación, como puede verse en la Figura 1.2, son simplemente sonoras en el aire con una velocidad (V_p) de 340 m/s y en el agua es de 1,450 m/s. En un material sólido, como lo es un estrato de suelo, la velocidad de onda va a depender del módulo de elasticidad y su densidad. Por ejemplo, en materiales como el granito la velocidad de las ondas P puede llegar a 5,000 m/s. Estas ondas generalmente viajan a una velocidad 1.73 veces más rápido que las ondas S y se propagan a través de cualquier tipo de material (Guevara et al., 2005)

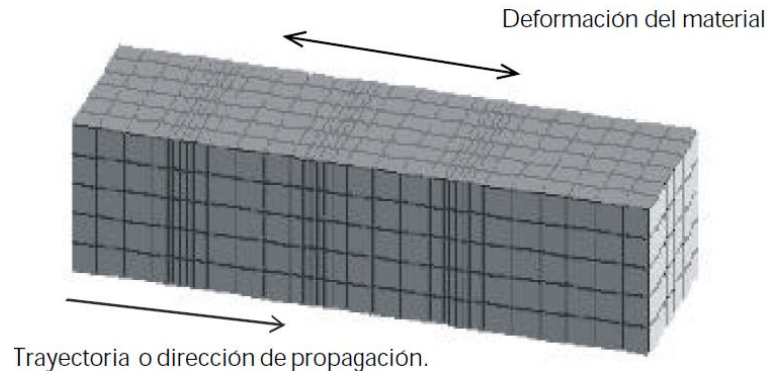


Fig. 1.2 Ondas de compresión P. (Guevara et al., 2005).

Las ondas secundarias (S) (Fig. 1.3) son transversales o de corte, implican movimientos de la tierra de manera perpendicular en la dirección de propagación, alternadamente de un lado y hacia el otro. Viajan sólo a través de sólidos, con una velocidad (V_s) de aproximadamente un 60% de la velocidad de la onda P, por lo que en un registro sísmico éstas llegan después que las ondas primarias (Guevara et al., 2005).

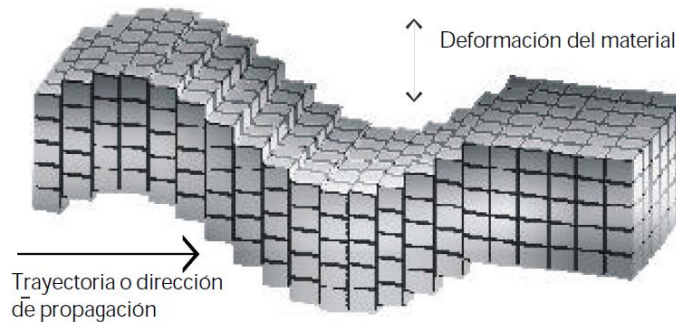


Fig. 1.3 Ondas de corte S. (Guevara et al., 2005).

Cuando un sólido posee una superficie libre, como es el caso de la tierra con la interfaz suelo-aire o suelo-agua, pueden generarse ondas que viajan a lo largo de la superficie de la interface en dirección paralela, con una amplitud decreciente con la distancia y la profundidad (Biot, 1962). A este grupo de ondas se les conoce como superficiales. Debido a su baja frecuencia, las ondas superficiales provocan que las estructuras entren en resonancia con mayor facilidad que las ondas de cuerpo y son por consiguiente las ondas sísmicas más destructivas, éstas son generadas por reflexión de las ondas S y/o P en la superficie libre, encontrándose básicamente de dos tipos: Movimiento elíptico (Ondas de Rayleigh) y Movimiento de lado a lado, perpendicular a la dirección de propagación de la onda (Ondas Love).

Las ondas Love (Fig. 1.4) son netamente superficiales y se generan solo cuando el medio elástico se encuentra estratificado, situación que se cumple en el caso de nuestro planeta. Se difunden con un movimiento de las partículas perpendicular a la dirección de propagación, como las ondas S, sólo que “polarizadas”, es decir, con direcciones alineadas a un plano, como la superficie de la Tierra. La velocidad de estas ondas es cercana a un 90% de las ondas S. El término superficial se debe a que se generan por la presencia de superficies de discontinuidad ya que en un medio elástico infinito no podrían generarse (Espíndola y Jiménez, 1984).

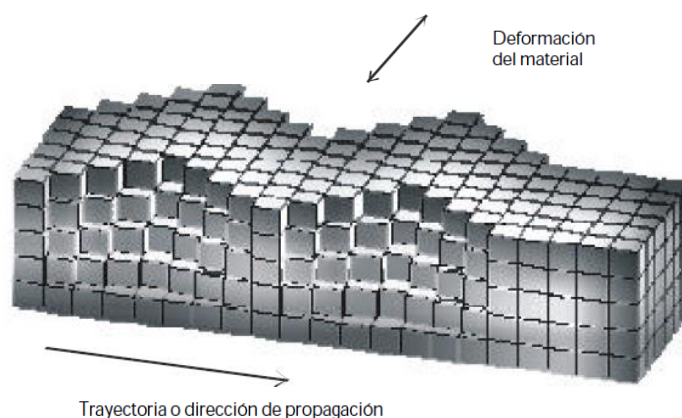


Fig. 1.4 Ondas Love. (Guevara et al., 2005).

Las ondas Rayleigh (Fig. 1.5) son ondas superficiales que producen un movimiento elíptico retrógrado del suelo. Estas son similares a las ondas que se producen en la superficie de un cuerpo de agua (Espíndola y Jiménez, 1984).

En un depósito de suelos perfectamente homogéneo, la onda Rayleigh viajará a una velocidad que es independiente de su longitud de onda. Sin embargo, si en el suelo hay estratos con rigideces, densidades o relaciones de Poisson variables, entonces la velocidad de la onda de Rayleigh dependerá de su longitud de onda. Cuando la velocidad de los componentes de onda depende de la frecuencia, se dice que la onda es dispersiva. Este comportamiento que exhiben las ondas Rayleigh en materiales no uniformes es el principio en el que se fundamentan los diferentes métodos de análisis de onda de superficie (Matthews et al., 1996).

Son ondas más lentas que las ondas internas y su velocidad de propagación es aproximadamente 70 % de la velocidad de las ondas S (Henríquez, 2007). Este trabajo solo se enfocará en las ondas de cortante S para la correlación empírica.

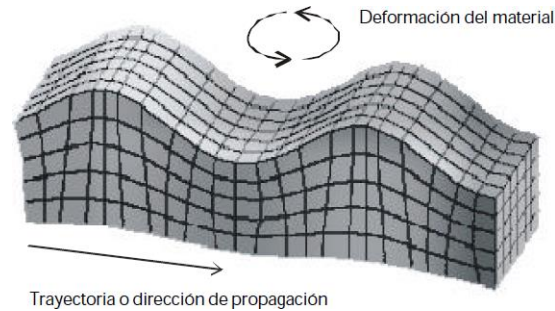


Fig. 1.5 Ondas Rayleigh. (Guevara et al., 2005).

Las partículas de las ondas irrotacionales, es decir, las ondas P, se mueven en dirección de la propagación éstas produciendo un cambio de volumen, éstas son consideradas como ondas planas. Por otra parte el movimiento de las partículas debido a las ondas S, es perpendicular a la dirección de la propagación, permaneciendo el volumen del suelo constante durante la deformación (Santamarina et al., 2001).

Es importante notar que las ondas de cuerpo son independientes una de la otra, es por ello que viajan a velocidades diferentes. La velocidad de las ondas de compresión, V_p , es función del coeficiente de Poisson, valores de dicho coeficiente que puede ser considerado en rocas de $\nu= 0.25$, mientras que en suelos saturados puede tomar un valor cercano a 0.5, lo que implica velocidades altas entre 70% y 140% mayor que de las ondas secundarias S. Por otro lado, la velocidad de las ondas de cortante, V_s , es función únicamente de la rigidez del suelo y es independiente del coeficiente de Poisson. Si el subsuelo se encuentra saturado, los desplazamientos producidos por las ondas P son considerablemente más pequeños que aquellos producidos por las ondas S. De ahí que las ondas que generan los daños más importantes en sedimentos no consolidados son las de cortante (Aponte, 2011).

1.1 Desarrollo de la prueba Down Hole

Los métodos de prospección sísmica se basan en la detección del frente de ondas elásticas producidas por una fuente artificial (martillo), propagadas a través del subsuelo que se investiga y detectadas en superficie mediante sensores (geófonos). Estas técnicas se aplican a investigaciones de alta resolución que permiten obtener una imagen del terreno con base en las propiedades elásticas de los materiales, morfologías del subsuelo, estado de compactación y fracturación de los materiales, medición de parámetros geodinámicos del suelo, entre otros.

Hay varios métodos que permiten la obtención del perfil de velocidades de ondas de corte (Fig. 1.6), con respectivas ventajas y desventajas. Los métodos tradicionales se clasifican en dos tipos, éstos pueden ser métodos activos no invasivos que permiten posicionar la instrumentación en la superficie del terreno y realizar la medición con una fuente activa también ubicada en superficie y los métodos activos e invasivos requieren de una perforación previa para instalar instrumentación a la profundidad de medición requerida.

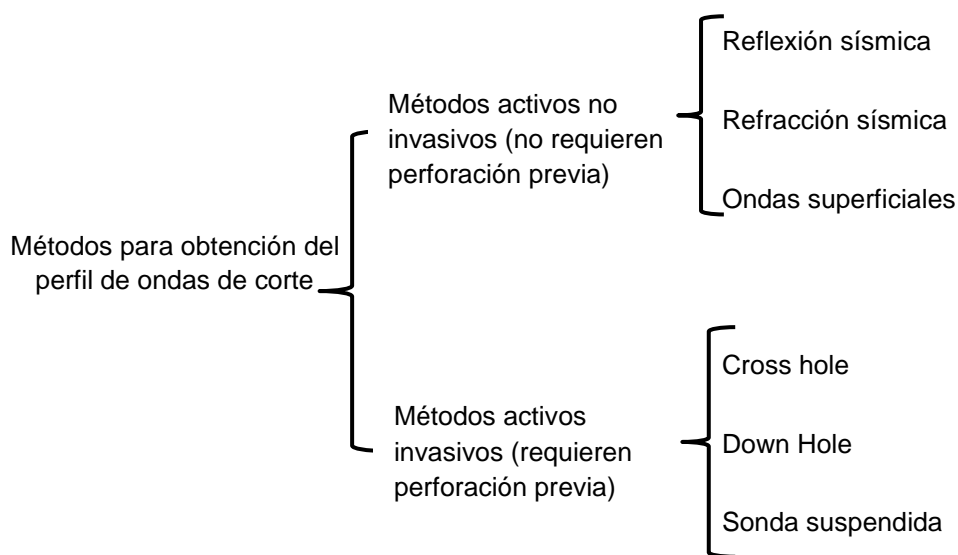


Fig. 1.6 Métodos para obtener el perfil de velocidades de ondas (Elaboración propia)

Dentro de los métodos activos no invasivos se encuentran: reflexión sísmica, refracción sísmica y ondas superficiales, los cuales están orientados a la caracterización 1D ó 2D del subsuelo mediante la determinación de una estructura de velocidad, pero también son de bajo detalle en la estratigrafía del perfil de velocidad de ondas de corte y tienen algunas restricciones para su empleo (González, 2015).

Dentro de los métodos activos e invasivos se encuentran: ensayo Cross Hole, Down Hole, y sonda suspendida. Estos métodos permiten la determinación in situ de velocidad de onda P y S con buena resolución a partir de la propagación y registro de ondas directas mediante perforaciones realizadas a distintas profundidades del subsuelo.

En general, la ventaja de los métodos invasivos mencionados es que las mediciones son realizadas directamente en el medio de estudio mediante perforaciones realizadas a distintas profundidades del subsuelo, mejorando la resolución de los resultados.

En las últimas décadas se han desarrollado métodos geofísicos con base en ondas superficiales con los cuales se obtiene el perfil de velocidades de ondas de corte del suelo con aceptable resolución y a un bajo costo. Entre estos métodos destacan SASW, MASW y ReMi (Ramos, 2012).

En este trabajo se trata únicamente la prueba Down Hole debido a que en la información proporcionada en todos los sitios se utilizó para la medición de perfiles de velocidad de onda de corte in situ para el análisis de la respuesta sísmica en la ciudad de Puebla y con respecto a los demás métodos no se cuenta con suficiente información. Con esta prueba se determinan las velocidades de propagación de ondas de compresión o longitudinales (V_p) y de ondas de cortante o transversales (V_s), en los diferentes estratos del subsuelo de los lugares de interés. A partir de los perfiles de V_p y V_s , así como de los pesos volumétricos de los materiales existentes, se puede caracterizar el terreno en términos de los siguientes parámetros geodinámicos: la relación de Poisson (μ), el Módulo de Rigidez a Cortante (G) y el Módulo de Elasticidad (E) de las diferentes capas que forman el subsuelo.

En este procedimiento existen dos maneras de obtener la velocidad de la onda de corte, según la norma ASTM D 7400-08:

1. Método de tramos de avance: se lleva a cabo el registro del arribo de las ondas en los geófonos a la profundidad deseada y para cada impacto en la superficie.
2. Método de tramos de avance relativo: para cada impacto superficial se realizan dos registros de tiempos de arribo en dos geófonos con una separación constante a lo largo del barreno.

Los principios físicos de este método se basan en la propiedad que tienen los materiales del subsuelo de permitir la transmisión de ondas sísmicas o elásticas.

La teoría de la elasticidad permite analizar el comportamiento de las ondas sísmicas, cuya velocidad de transmisión depende de las constantes elásticas de los materiales en que se propagan. En la práctica uno de los propósitos de esta técnica es conocer la distribución espacial de la velocidad de propagación de las ondas sísmicas o elásticas para zonificar los materiales del subsuelo en función de la velocidad con que se transmiten las ondas sísmicas.

Al hacer tal zonificación es necesario considerar que un contraste de velocidades es indicio de la existencia de un cambio en la litología, o bien, dentro de una misma litología, el contraste de velocidad evidencia un cambio en las propiedades elásticas del material (ASTM D 7400-08).

Cuando este método se realiza en suelos con baja rigidez, la propagación de ondas P es más rápida que la de ondas S, por este motivo, es fácil distinguir el tipo de ondas en los registros. Sin embargo, cuando esta se lleva a cabo en suelos de alta rigidez, ambos tipos de ondas viajan casi a la misma velocidad, debido a esto no es sencillo distinguir a las ondas de compresión de las ondas de corte. Con el uso de una fuente de ondas de cortante horizontal (SH), la prueba Down Hole puede medir la velocidad de propagación de ondas que son similares a las que se presentan en la superficie terrestre a causa de la energía sísmica liberada.

El ensayo de Down Hole es una modalidad del método de prospección sísmica que se basa en la generación de un tren de ondas sísmicas desde la superficie del terreno, registrándolas por medio de un equipo sensor de movimiento denominado Geófono de Sondeo. Este sensor se coloca en el interior de un barreno denominado Sondeo de Registro, a una determinada profundidad y desde ahí envía sus señales a un sismógrafo portátil por medio de un cable multipolar. Se conoce la distancia del punto de tiro al centro del brocal del barreno y el tiempo de arribo de la onda entre el punto de tiro y la sonda; con estos datos, es posible calcular la velocidad de propagación de las ondas en los diversos materiales del subsuelo. Una vez que es conocido el tiempo de arribo de ambos tipos de ondas a diferentes profundidades, se traza una dromocrónica (gráfica tiempo - profundidad), en ella se puede determinar la velocidad de propagación de ondas, a cualquier profundidad deseada, por medio de la pendiente de la curva (ASTM D 7400-08).

En los trabajos de campo, antes de realizar las pruebas geosísmicas se efectúan lo siguiente:

- Primero se adema el sondeo exploratorio de la penetración estándar con tubería de PVC de 7.5 cm. (3") de diámetro y en el extremo inferior se coloca una tapa de este mismo material.
- Una vez instalada la tubería de PVC, el espacio anular que queda entre dicha tubería y las paredes de la perforación se rellena con una lechada formada por cemento, agua y bentonita; posteriormente la tubería se llena de agua.
- Se introduce una sonda constituida por un geófono triaxial en el interior del tubo de PVC con el que se equipó el barreno, la sonda se desplaza a cada metro para conocer las velocidades a esa distancia hasta alcanzar la profundidad máxima de exploración.
- Para cada posición de la sonda instalada en el interior del barreno, se generan impulsos sísmicos en la superficie del terreno mediante el golpe de un marro sobre la placa metálica colocada a la distancia de 3 m del centro del brocal del barreno.
- Para crear la onda longitudinal la placa se coloca en forma horizontal en el fondo de un pequeño nicho, siendo golpeada con el marro.
- La onda transversal se genera apoyando la placa en forma vertical en el extremo del nicho que se realizó a la misma distancia de separación del centro del brocal; la placa como el marro se sincronizan con el sismógrafo que registra después de ejecutar un golpe los diferentes tiempos de arribo de las ondas tanto longitudinales como transversales (Fig. 1.7).

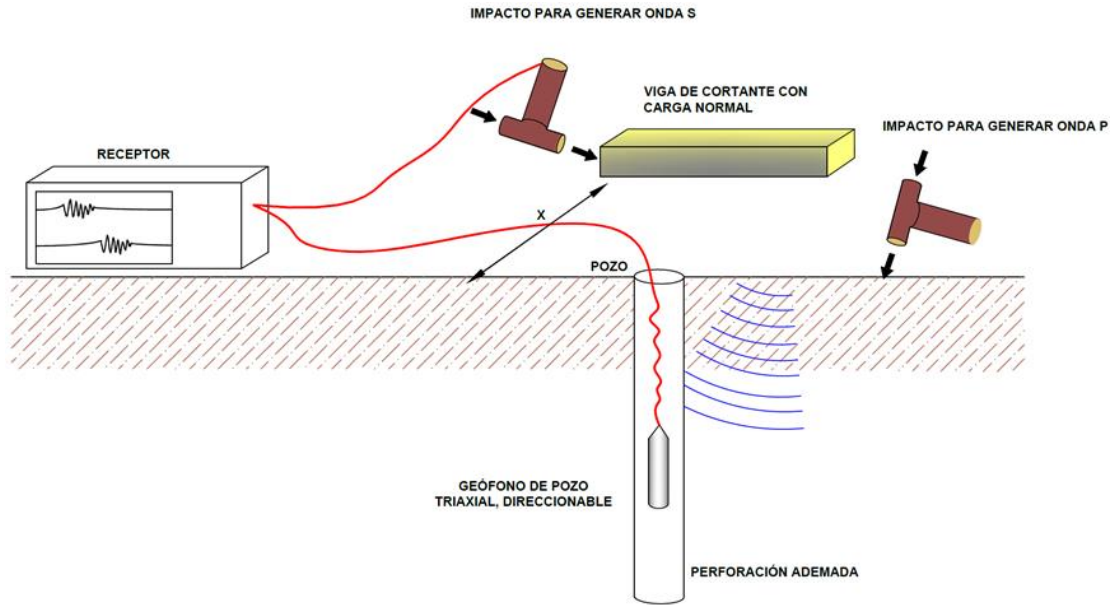


Fig. 1.7 Esquema de la prueba de Down Hole (Carpio, 2019).

El equipo utilizado para llevar a cabo la prueba de Down Hole es el siguiente:

- Sismógrafo de 12 canales, modelo ES-3000 (Fig. 1.8) conectado a la computadora portátil, en la cual se visualiza la información registrada y analiza, en forma inmediata, el tiempo de viaje de los arribos tanto de las ondas longitudinales como transversales.



Fig. 1.8 Sismógrafo de 12 canales acoplado a computadora (Cortesía de Corporativo de Desarrollo 2014).

- Geófono direccional, modelo BHG-3 de 14 Hz. (Fig. 1.8), el cual es comúnmente empleado en este tipo de estudios. La longitud del cable de la sonda es de 80 m, lo que permite realizar trabajos de exploración hasta esa profundidad.



Fig. 1.9 Geófono direccional, modelo BHG-3.

- Un marro de 12 libras (Fig. 1.10), adaptado a un switch de inicio de registro, el cual es utilizado como fuente generadora de ondas al golpear una placa metálica en la superficie del terreno.



Fig. 1.10 Ejecución de impacto con marro a la placa en posición vertical y horizontal.

- Una batería de 12 volts (Fig. 1.11) como fuente de poder para el sismógrafo.

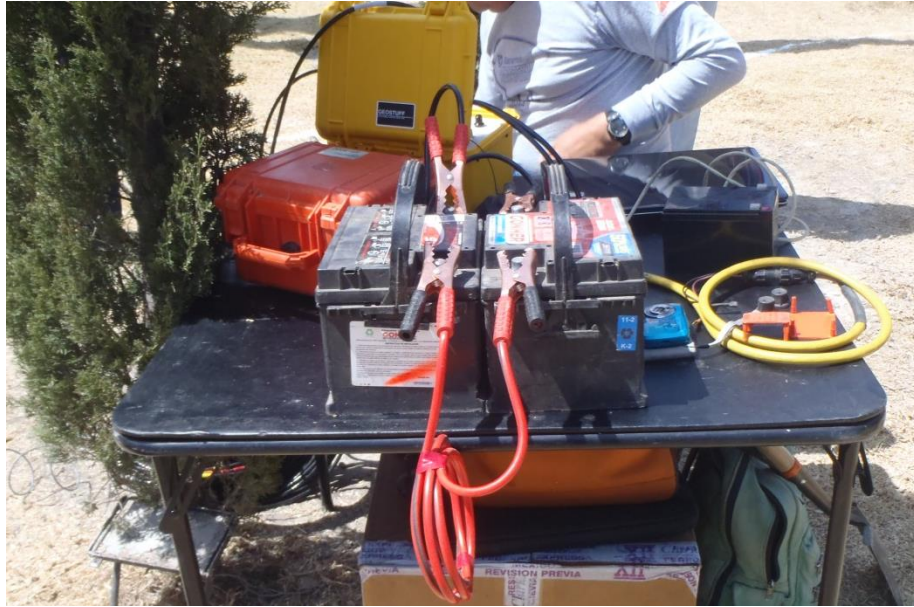


Fig. 1.11 Fuente de poder para alimentar a Sismógrafo y computadora.

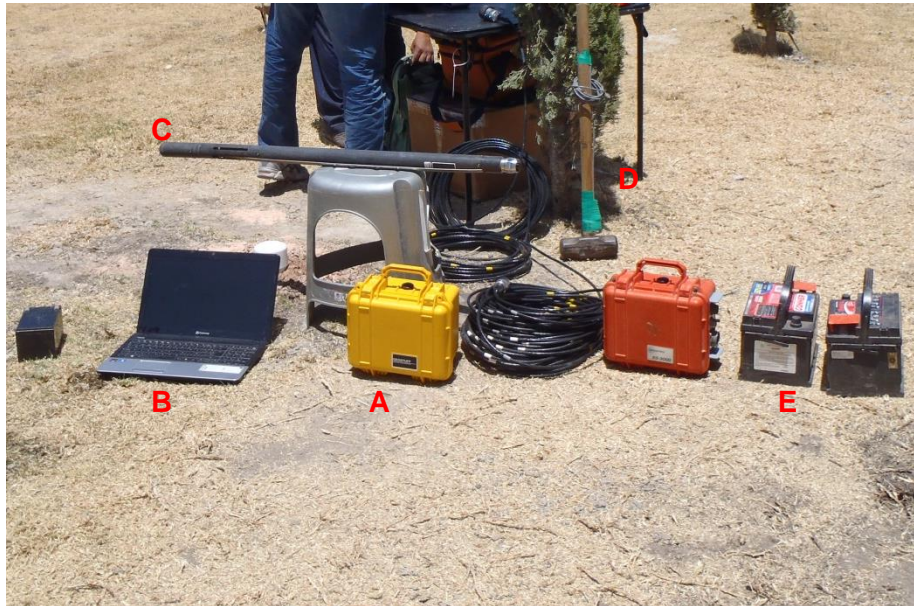


Fig. 1.12 Vista del equipo para la prueba de Down Hole, A) sismógrafo portátil, B) computadora, C) geófono direccionable, D) marro de 12 libras y E) batería de 12 volts.

1.2 Interpretación de resultados

Una vez obtenidos los sismogramas en campo mediante el sismógrafo digital, éstos son grabados en una computadora portátil que cuenta con un software para visualizar en pantalla la información registrada y poder analizar en forma inmediata el tiempo de viaje de los primeros arribos tanto de las ondas longitudinales como transversales (Fig. 1.13). En gabinete se procesa la información de las lecturas de los tiempos de llegada a partir de los registros obtenidos de la ubicación tanto del punto de tiro como del geófono y con ello se elaboran las gráficas tiempo-distancia (dromocrónicas) donde quedan reconocidos los tiempos de registro empleados en milisegundos, tiempos de retraso, contador de golpes (a mayor número de golpes mayor apilamiento de la señal) y utilización de filtros.

Hacia la derecha de los sismogramas aparecen tres columnas la primera indica los canales que fueron utilizados, la segunda muestra el valor de los factores de corrección a la cual tuvieron que ser ajustadas las señales para lograr una clara diferenciación con el ruido existente en la zona de estudio y, finalmente, la tercera columna expone el valor del tamaño de la traza, la cual se ajusta para poder asegurar la claridad de los arribos tanto de las ondas de compresión como de corte.

Los tiempos de arribo son corregidos en su componente vertical para cada intervalo de medición y con esta información se genera la curva ya mencionada (Fig. 1.14), tanto para la onda longitudinal como para la transversal. La interpretación se realiza a través de estas gráficas que permiten calcular las velocidades V_p y V_s a cualquier profundidad deseada (Fig. 1.15).



Fig. 1.13 Sismogramas registrados en el sismógrafo portátil.

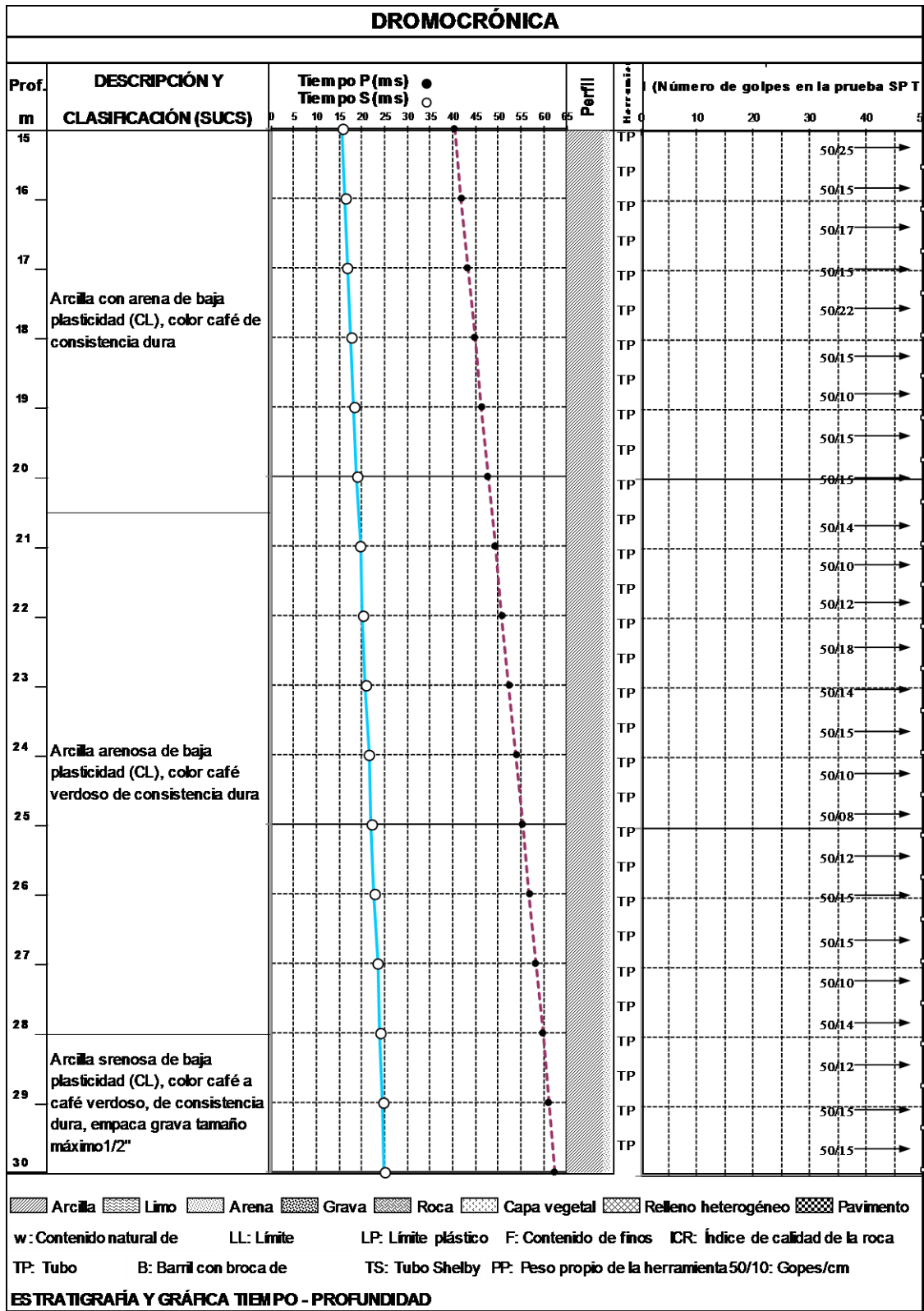


Fig. 1.14 Gráfica tiempo profundidad resultado de un ensayo Down Hole
(Cortesía de Corporativo de Desarrollo, 2014)

Una vez obtenidos los datos de velocidad de cortante a su respectiva profundidad se puede determinar la velocidad media de corte (β_s) para el sitio y la profundidad explorada.

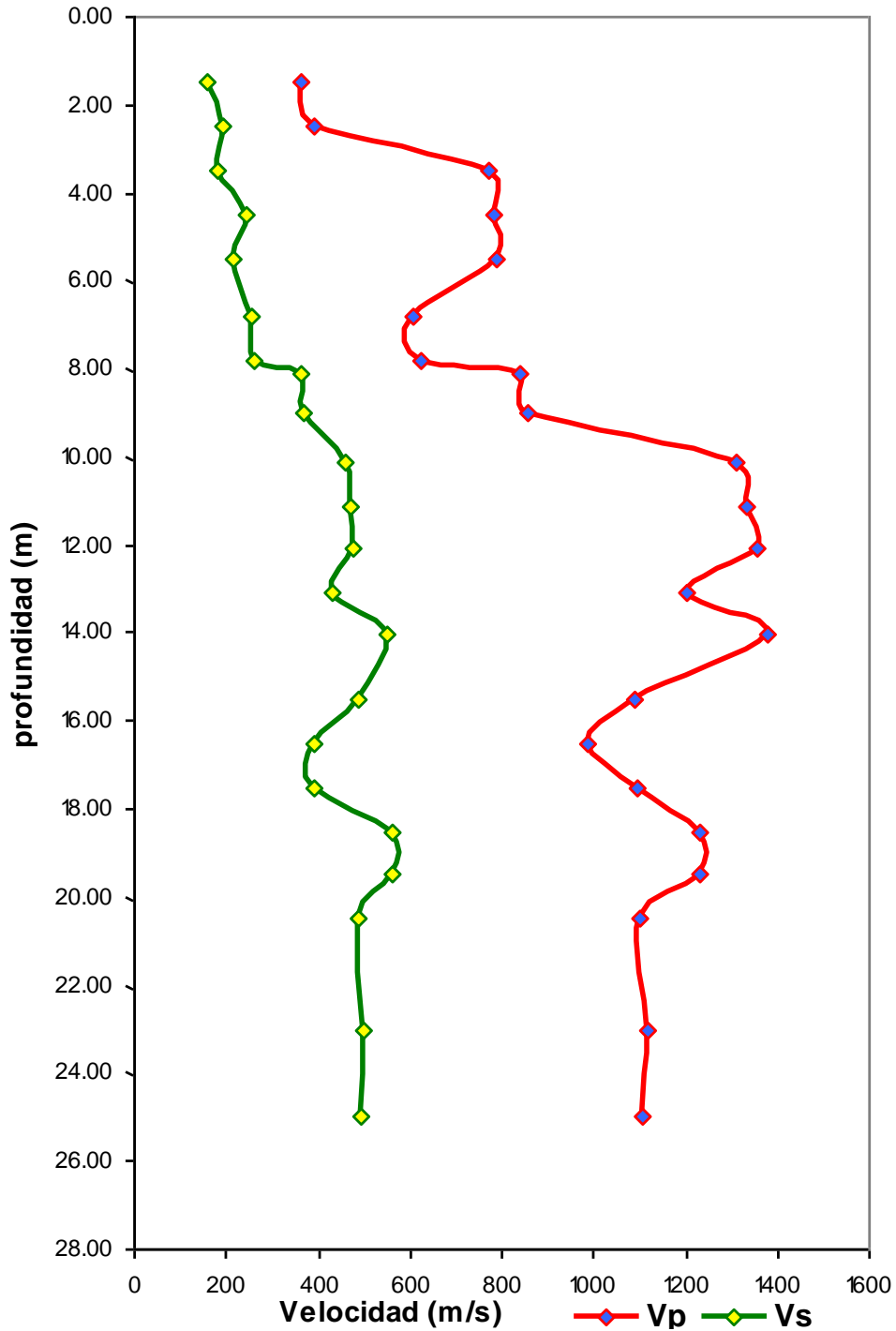


Fig. 1.15 Gráfica de velocidades con respecto a la profundidad
(Cortesía de Corporativo de Desarrollo, 2014)

CAPÍTULO 2

PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR

La prueba de penetración estándar SPT (Standard Penetration Test) o ensayo de penetración estándar, es un tipo de prueba de penetración dinámica, empleada para realizar ensayos en terrenos donde se requiere efectuar un reconocimiento geotécnico.

Como referencia a los antecedentes de los ensayos in situ que dieron origen a la mecánica de suelos, se debe mencionar que el ingeniero Charles R. Gow, propietario fundador de la compañía Gow Construction Co. en Boston, 1899, inició las perforaciones exploratorias ocupando muestreadores hincados de 1" de diámetro, utilizando golpes repetidos de un martillo de 110 lb para contribuir en la estimación de costos para la instalación de pilotes y con ello desarrolló la práctica de hincar en el suelo un tubo para obtener muestras verificando así la ubicación de los mantos de suelos compactos (Osorio, 2012).

Durante los trabajos de la estructura de Tremont Street para el metro de Boston a finales de la década de 1890, en la Comisión de Tránsito, Gow aprendió sobre el comportamiento de los distintos tipos de suelo encontrados y determinó que las diferentes capas de suelo exhibían dramáticamente variación en la capacidad para soportar las cargas estructurales, lo que hoy conoce como capacidad de carga (Osorio, 2012).

Alrededor del año 1902, Gow comenzó a tomar "muestras secas" con un muestreador del tipo 'chopping bit' (punta cortadora) en busca de la capa dura. Este fue el inicio de la práctica de la toma de muestras hincadas para detectar los cambios notables en el tipo de suelo. En el año 1922 Raymond Concrete Pile adquirió la compañía Gow Construction Co, la cual difundió esta metodología para estimar la resistencia del material y densificación del suelo empleando una cuchara partida de 2" de diámetro exterior que se hincaba en el terreno a distintas profundidades y que luego en la superficie se podía abrir, quedando la muestra de suelos recuperada para su revisión ocular (Osorio, 2012).

En el año 1929 se conocen las primeras reglamentaciones del procedimiento de hinca de esta cuchara partida para medir la resistencia a la penetración de los suelos y se establece que el pisón para la hinca tendrá un peso de 140 libras (63,5 kg) que será

lanzado desde una altura de 30 pulgadas (76,2 cm) y se medirán los golpes para que la cuchara penetre 12 pulgadas (30 cm) en el terreno virgen. La primera publicación al respecto se hace mediante un artículo titulado: “Exploration of soil conditions and sampling operations” (H.A.Mohr) de la Universidad de Harvard en 1937 donde se resumen los ensayos ejecutados por la Raymond Concrete Pile (Osorio, 2012)

Finalmente, en el libro de “Soil Mechanics in Practical Engineering” de Terzaghi – Peck en 1948 se hace referencia por primera vez al “Ensayo Normal de Penetración” ENP.

En el año 1958 la American Standard Testing Method (ASTM) publicó el documento denominado “Tentative method for penetration test and split barrel sampling of soils” (Osorio, 2012).

Actualmente el ensayo de penetración estándar (SPT) es uno de los más utilizados en ingeniería geotécnica (Aponte, 2011). De forma resumida, determina la resistencia que ofrece el suelo a la penetración de un muestreador circular de acero, que a la vez, permite recuperar una muestra alterada para fines de identificación. Los resultados de la resistencia a la penetración, en casi todo el mundo, se correlacionan empíricamente con las propiedades físicas in situ del terreno. La gran mayoría de datos y correlaciones corresponden a terrenos arenosos.

La presencia de gravas complica la interpretación, cuando no impide su realización. Por lo tanto, el ensayo resulta apropiado para terrenos en los que predomina la porción de arena, con una incertidumbre mayor cuando la proporción de la fracción limo-arcilla o de la grava es superior (Flores y Muñiz, 2013).

El fundamento de la prueba consiste en dejar caer un martillo de 63,5 kg de peso (Fig. 2.1), este puede ser el martillo tipo Safety y el martillo tipo Donut (Fig. 2.2), sobre una cabeza de hincas desde una altura de 76 cm, las fuerzas aplicadas con el peso son transferidas al penetrómetro de dimensiones estándar que consta de tres elementos: zapata, tubo partido y cabeza de acoplamiento (Fig. 2.3), usando una serie de barras metálicas en el medio.

El izado del martillo típicamente se realiza mediante un mecate o cable manila de $\frac{3}{4}$ ” de diámetro, con dos vueltas alrededor del tambor del malacate, impactos máximos de aplicación de 30 golpes por minuto, es decir, un golpe cada 2 segundos (De Marco P, 2002).

En cada caída del martillo se transfiere una cantidad de energía potencial (E^*) para el peso, teóricamente equivalente a 475J (48.26 kg/m). Se conoce como “N” al número de golpes necesarios con el martillo para lograr la penetración de 30 cm de un total de 45 cm; éste es indicador de la resistencia del material muestreado que se reporta como resistencia a la penetración NSPT.

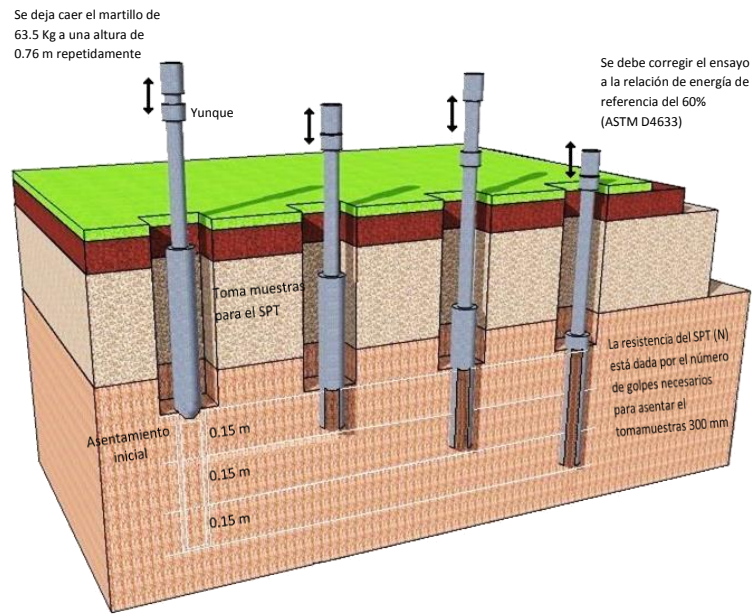


Figura 2.1. Ejecución de la prueba SPT Modificada de (Flores y Muñiz, 2013)



Figura 2.2. Martillo tipo Safety y Donut empleado en la prueba de SPT (Archivo propio, 2014)



Figura 2.3. Penetrometro (tubo partido) de la prueba de SPT
(Archivo propio, 2014)

2.1 Corrección de valores de número de golpes

De acuerdo a la simpleza de la prueba SPT, se puede decir que es la que más se ha utilizado a nivel mundial durante muchos años, con lo cual se dispone de una enorme base de datos de suelos investigados por medio de esta técnica. Con esta información, investigadores de todo el mundo y de instituciones realizaron correlaciones entre parámetros de corte y/o de deformación, que son de mucha utilidad para el ingeniero geotécnico. Conforme a lo anterior es importante que se haga una consideración especial sobre los resultados de los ensayos de SPT y que se tome en cuenta al momento de su aplicación.

Cuando el SPT se va a correlacionar con los parámetros del suelo necesarios para el análisis y diseño de las cimentaciones, se requiere considerar procedimientos de campo usados para penetrar el tubo partido en el terreno, por motivo de que la energía para hincarlo transmitida resulta afectada por el tipo de martillo, el procedimiento para golpear entre otros factores. Estudios como los realizados por Schmertman (1978) y, Kovacs y Salomone (1982) fueron orientados a medir las variables que controlan la energía transmitida al tubo partido.

Hay varios factores que pueden influir en sus resultados, atendiendo esta situación, se detallan a continuación las variables más destacadas y las incidencias de las mismas, evaluadas por distintos especialistas.

De acuerdo con Divicenzi y Frank (2004) los principales factores intrínsecos del sistema que afectan el valor de N son:

- a) Preparación y calidad del sondeo
- b) Longitud del varillaje
- c) Diámetro del sondeo
- d) Pandeo del varillaje
- e) Dispositivo de golpeo

- a) Preparación y calidad del sondeo

El sondeo se debe limpiar y mantener básicamente inalterado hasta la profundidad del ensayo y sin gradiente ascendente de la presión de agua.

Cuando se utilicen brocas, la descarga debe realizarse por los laterales y no con descarga de fondo, desde una distancia suficiente hasta la profundidad del ensayo.

El nivel del fluido de perforación dentro del sondeo o del barreno se mantendrá en o por encima del nivel de agua subterránea del sitio en todo momento durante la perforación, movimiento de barras de perforación y muestreo (ASTM D1586).

- b) Longitud del varillaje

La longitud del varillaje incide en el hecho de que el peso del elemento percutido aumenta con la profundidad al añadir varillaje.

La relación entre peso percutiente y el percutido disminuye con la profundidad del ensayo, lo que en un suelo homogéneo debería traducirse en un aumento en el parámetro N. La relación de peso es, no obstante, una fuente de error poco importante (Cassan, 1982).

Skempton (1986) propone factores de corrección (λ) al valor de N medido de acuerdo a la profundidad del ensayo (Tabla 2.1).

Tabla 2.1 Factores de corrección en arenas debido a la longitud del varillaje (Skempton, 1986).

Longitud del varillaje debajo del yunque (m)	Factor de corrección λ
>10	1
6 a 10	0.95
4 a 6	0.85
3 a 4	0.75

c) Diámetro del sondeo

Estas correcciones se refieren principalmente a suelos granulares (Skempton, 1986). En suelos cohesivos la influencia del diámetro del sondeo es despreciable (Tabla 2.2).

Tabla 2.2 Factores de corrección en arenas debido al diámetro del sondeo (Skempton, 1986).

Diámetro del sondeo (mm)	Factor de corrección
65 a 115	1
150	1.05
200	1.15

d) Pandeo del varillaje

Las varillas deben tener una rigidez que evite su pandeo durante el hincado. Las varillas son de 3.05 m de largo de diámetro AW (4.44 cm exterior y 3.09 cm interior) con peso de 6.53 kg/m para perforaciones de hasta 15 m de profundidad, y las BW (5.40 cm. exterior y 4.45 cm. interior) con peso de 6.22 kg/m, para perforaciones de más de 15 m de profundidad (Manual de exploración geotécnica, 1988).

e) Dispositivo de golpeo

Las pérdidas de energía del conjunto de golpeo son debidas al rozamiento que tienen como consecuencia de que la velocidad de la masa en el momento del impacto sea inferior a la velocidad en caída libre. Otras pérdidas de energía son debidas al impacto sobre el yunque dependiendo de su peso y de otras características como el tipo de máquina, la habilidad del operario y diferentes factores como el número de vueltas de la cuerda en el malacate, el estado de la cuerda y humedad de esta.

Hay un consenso mundial donde los valores de NSPT deben ser normalizados a una energía estándar; lo anterior se estableció desde que Schmertmann y Palacios (1979) probaron que los valores del número de golpes son inversamente proporcionales a la energía de entrega, es decir si en un mismo suelo y a la misma profundidad se efectúan dos ensayos de SPT con dos equipos que entregan en el golpeo energías diferentes, se deberá cumplir la siguiente igualdad:

$$\frac{N_1}{N_2} = \frac{ER_2}{ER_1} \quad (\text{Ec. 2.1})$$

Donde:

ER_1 = Relación de energía de entrega del 60% de la teórica por caída libre

ER_2 = Relación de energía de entrega a la cual se quiere conocer el valor de N

N_1 = Valor de N para una energía ER_1

N_2 = Valor conocido de N para la energía ER_2

La mayoría de los investigadores proponen que para propósitos de comparación, una energía de entrega del 60% de la teórica por caída libre debe ser considerada como referencia (N_{60}), por lo tanto para ajustar a la relación de energía de referencia del 60 % se hace mediante la siguiente expresión.

$$N_{60} = \frac{ER}{60} N \quad (\text{Ec. 2.2})$$

Donde:

N= Número de golpes contados

ER= Relación de energía de equipo de ensayo específico

En la Tabla 2.3 se presenta un ejemplo de las relaciones de energía del equipo utilizadas comúnmente en diferentes países y los correspondientes factores de corrección para la relación normalizada de ER= 60%.

Tabla 2.3 Relaciones de energía del equipo (Flores y Muñiz, 2013).

País	Masa	Retirada	ER (%)	ER/60
América del Norte y del Sur	Anillo	Dos vueltas al cable	45	0.75
	Seguridad	Dos vueltas al cable	55	0.92
	Automático	Banda	55 a 83	0.92 a 1.38
Japón	Anillo	Dos vueltas al cable	65	1.08
	Anillo	Auto-disparo	78	1.3
China	Anillo	Dos vueltas al cable	50	0.83
	Automático	Banda	60	1
Reino Unido	Seguridad	Dos vueltas al cable	50	0.83
	Automático	Banda	60	1
Italia	Anillo	Banda	65	1.08

Los factores de variabilidad en el número de golpes son dependientes del sistema de hincado. Existen otros factores independientes del propio sistema que influyen en el valor de N, como:

1. El nivel freático
2. Presión de confinamiento

Para el primer caso, en arenas gruesas o con gravas, la saturación del terreno no afecta los resultados, en arenas finas y limos bajo el nivel freático, Terzaghi y Peck (1948) recomiendan corregir el valor obtenido si $N > 15$, con la ecuación:

$$N_{corr} = 15 + \frac{N-15}{2} \quad (\text{Ec. 2.3})$$

Donde:

N_{corr} = Número de golpes corregidos

La corrección trata de representar el debilitamiento de la resistencia al corte ya que la baja permeabilidad de la arena fina no permite la inmediata disipación del exceso hidrostático generado por los golpes del martinete, el agua toma parte de esa energía, siendo que la resistencia a la penetración para la misma arena cuando está seca será menor si está sumergida (Terzaghi y Peck, 1948).

En cuanto a la presión de confinamiento, la resistencia a la penetración en arcillas es poco afectada por el incremento de la presión de sobrecarga debido a la profundidad. Esto se interpreta cuando se tiene un perfil de suelo cohesivo en estado natural, la presión de confinamiento que se genera a medida que incrementa la profundidad y aumenta el valor de “z” en un suelo cohesivo, homogéneo e isótropo, el módulo de elasticidad del mismo no varía con la profundidad “z”, es decir, que para distintas profundidades la presión de confinamiento se mantiene constante (Fig. 2.4) (Leoni, 2016).

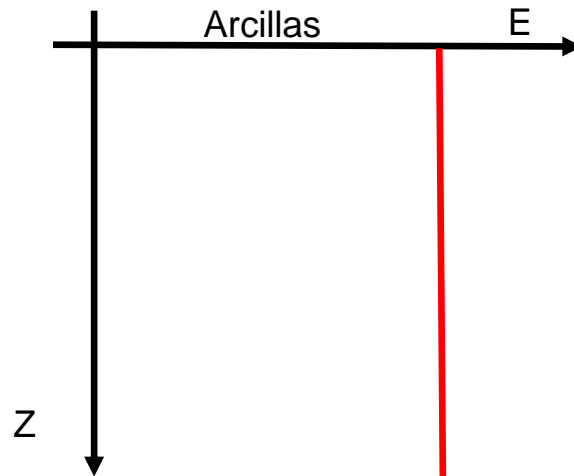


Fig. 2.4. Variación de la rigidez del suelo en profundidad para suelos cohesivos (Leoni, 2016).

En cambio si se analiza un manto homogéneo de arena con la misma densidad relativa en profundidad, el módulo de elasticidad del manto irá en aumento a medida que se avance y aumente la presión de confinamiento (Fig. 2.5).

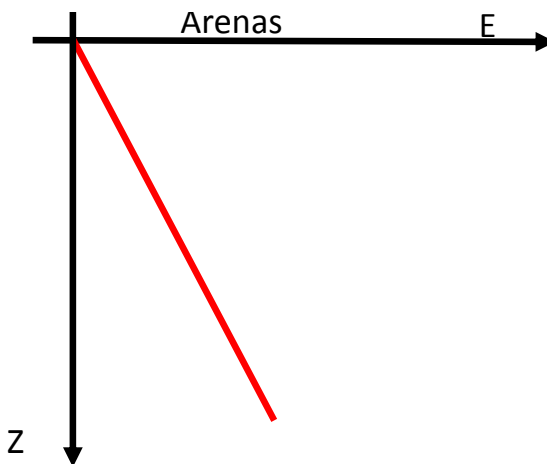


Fig. 2.5. Variación de la rigidez del suelo en profundidad para arenas (Leoni, 2016)

El valor de N está influenciado por las sobrecargas debidas al peso de los suelos (Gibbs y Holtz, 1957) y se puede normalizar refiriéndolo a un valor unitario de la presión vertical efectiva $\sigma'_{vo} = 1 \text{ kg/cm}^2$ a fin de comparar ensayos realizados a diferentes profundidades:

$$N_{corr} = C_N N \quad (\text{Ec.2.4})$$

Donde:

C_N = es el coeficiente de corrección, función de σ'_{vo}

Se han propuesto diferentes expresiones de C_N básicamente similares entre sí. Liao y Whitman (1985) resumen los datos publicados hasta esa fecha y analizan cada una de ellas. Proponen una expresión más simple de C_N :

$$C_N = \frac{1}{(\sigma_{vo})^n} \text{ ó } \sqrt{\frac{1}{\sigma_{vo}}} \quad (\text{Ec. 2.5})$$

Donde:

$n = 0.5$

Skempton (1986), a su vez, propone diversas expresiones de C_N según el tamaño de las partículas (Tabla 2.4).

Tabla 2.4 Factores de corrección para distintos tipos de suelos (Skempton, 1986)

C_N	Tipo de arena
$\frac{2}{(1 + \sigma_{vo})}$	Arenas finas y medias, sueltas
$\frac{3}{(2 + \sigma_{vo})}$	Arenas gruesas, Densas
$\frac{1.7}{(0.7 + \sigma_{vo})}$	Arenas finas

Las fórmulas para el cálculo del factor de corrección C_N son diversas. En la tabla 2.5 se presentan las más comunes de acuerdo a la literatura técnica.

Tabla 2.5 Factores de corrección C_N propuesta por diversos autores (Meyerhof, Skempton, Peck, Schmertmann, y Liao-Witmann)

C_N	Autor	Año
$0.77 \log \left(\frac{20}{\frac{\sigma_{vo}}{Pa}} \right)$	Peck y Hansen	1974
$\frac{1.7}{0.7 + \frac{\sigma_{vo}}{Pa}}$	Meyerhof-Ishihara	1975
$\frac{32.5}{12 + 20.5 \frac{\sigma_{vo}}{Pa}}$	Schmertmann	1983
$\frac{2}{1 + \frac{\sigma_{vo}}{Pa}}$	Skempton	1986
$\frac{\sqrt{Pa}}{\sqrt{\sigma_{vo}}}$	Liao - Witmann	1986

Leoni (2016) recomienda que los valores de corrección de C_N deban estar comprendidos entre 2 y 1.5. Las expresiones de Liao – Withmann, Meyerhof – Ishihara y Schmertmann deben ser limitadas a un valor máximo de 2 por la variación respecto al promedio como se muestra en la Figura 2.6.

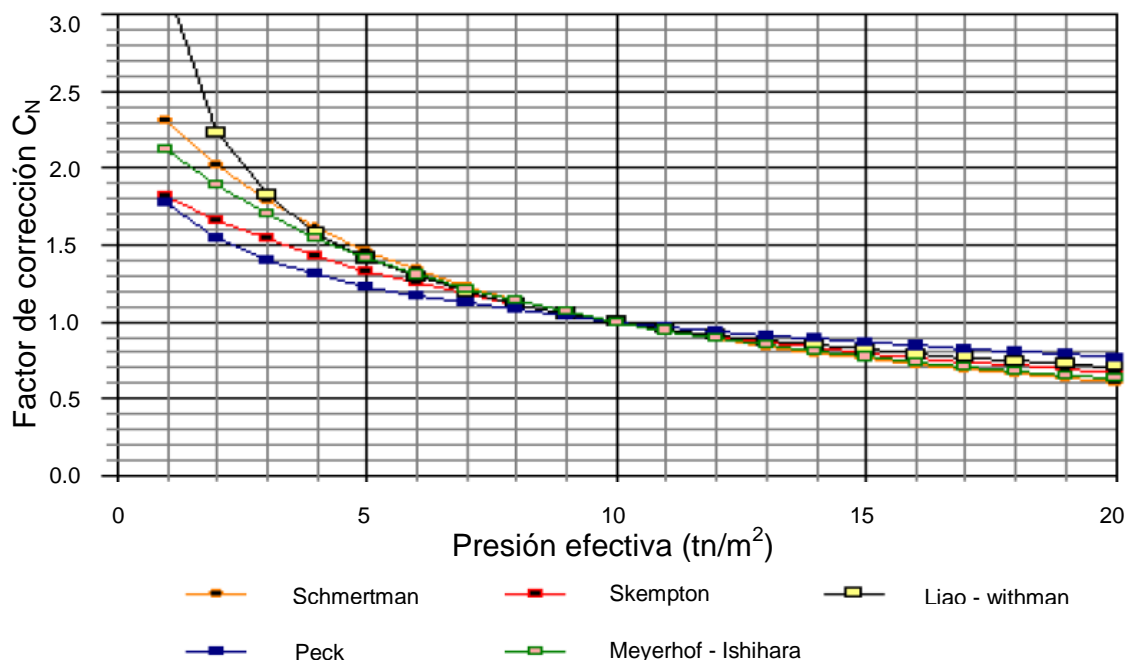


Fig. 2.6. Variación de “ C_N ” según los distintos autores mencionados (Leoni, 2016)

Si se aplican todos los factores correctores correspondientes a este método de ensayo para un cálculo basado en una relación de energía del 60%, se debe obtener el siguiente valor de recuento final de golpes, sin incluir el factor corrector debido al diámetro del sondeo:

$$N_{60} = \frac{(ER)}{60} \lambda C_N N \quad (\text{Ec. 2.6})$$

Donde:

ER= Relación de energía de equipo de ensayo específico

λ = Factor de corrección de las pérdidas de energía debidas a la longitud de las varillas en arenas

C_N = Factor de corrección debido a la presión efectiva de sobrecarga en arena

N = Número de golpes contado

2.2 Correlaciones de la velocidad de onda de corte con el número de golpes.

Se sabe que el daño causado por un sismo es generalmente más grande sobre los sedimentos blandos que sobre los afloramientos firmes del lecho de roca. Esto es particularmente importante porque la mayoría de los asentamientos urbanos se han producido a lo largo de valles fluviales sobre depósitos de suelos blandos. Debido a esta razón, se presta especial atención al efecto de las condiciones locales del sitio cuando se evalúan las características del movimiento del suelo para el diseño sísmico de edificios y otras estructuras (Maheshwari, et al., 2010).

El módulo de corte, la relación de amortiguación y los perfiles de velocidad de la onda de corte son parámetros de entrada importantes en el análisis de respuesta del sitio. La predicción de la respuesta de los movimientos de la corteza terrestre en los sitios del suelo requiere un conocimiento de la rigidez del material, expresada en términos de velocidad de onda de corte (V_s), que se mide a niveles de tensión mediante métodos sísmicos in situ.

Los resultados de la prueba de penetración estándar son ampliamente utilizados para establecer correlaciones con el ángulo de fricción del material (ϕ), la densidad relativa (D_r), el peso unitario (γ), la resistencia al corte sin drenar (S_u) e incluso para estimar el módulo esfuerzo-deformación (E_s).

También existen numerosas correlaciones empíricas entre V_s y la resistencia a la penetración estándar. Debe entenderse claramente que estas relaciones son aproximadas y su uso resulta más adecuado cuando mayor sea la experiencia de quien las utiliza. Se presenta en la Tabla 2.5 una recopilación de correlaciones existentes de V_s y la resistencia a la penetración estándar de diferentes investigadores.

Tabla 2.5 Correlaciones existentes entre V_s (m/s) y valores de N de la SPT

No.	Autor	Todos los suelos	Arenas	Arcillas
1	kanai (1966)	$V_s=19N^{0.6}$		
2	Ohba y Toriumi (1970)	$V_s=84N^{0.31}$		
3	Shibata (1970)		$V_s=32N^{0.5}$	
4	Imai y Yoshimura (1970)	$V_s=76N^{0.33}$		
5	Fujiwara (1972)	$V_s=92.1N^{0.337}$		
6	Ohta et al (1972)		$V_s=87N^{0.36}$	
7	Ohsaki y Iwasaki(1973)	$V_s=82N^{0.39}$		
8	Imai y Yoshimura (1975)	$V_s=92N^{0.329}$		
9	Imai (1977)	$V_s=91N^{0.337}$	$V_s=80.6N^{0.331}$	$V_s=80.2N^{0.292}$
10	Otha y Goto (1978)	$V_s=85.35N^{0.348}$	$V_s=88N^{0.34}$	
11	JRA (1980)		$V_s=80N^{0.33}$	$V_s=100N^{0.33}$
12	Seed y Idriss (1981)	$V_s=61N^{0.5}$		
13	Imai y Tonouchi (1982)	$V_s=97N^{0.314}$		
14	Sykora y Stoke (1983)		$V_s=100.5N^{0.29}$	
15	Jinan (1987)	$V_s=116.1(N+0.3185)^{0.202}$		
16	Okamoto et al. (1989)		$V_s=125N^{0.3}$	
17	Lee (1990)		$V_s=57.4N^{0.49}$	$V_s=114.43N^{0.31}$
18	Sisman (1995)	$V_s=32.8N^{0.51}$		
19	Athanasopoulos (1995)	$V_s=107.6N^{0.36}$		$V_s=76.55N^{0.445}$
20	Iyisan (1996)	$V_s=51.5N^{0.516}$		
21	Jafari et al. (1997)	$V_s=22N^{0.85}$		
22	Kiku et al. (2001)	$V_s=68.3N^{0.292}$		
23	Jafari et al. (2002)			$V_s=27N^{0.73}$
26	Japan Road Association (2002)		$V_s=80N^{0.333}$	$V_s=100N^{0.333}$
24	Hasancebi y Ulusay (2007)	$V_s=90N^{0.308}$	$V_s=90.82N^{0.319}$	$V_s=97.89N^{0.269}$
27	Alfaro (2007)			$V_s=91.44N^{0.298}$
25	Maheshwari et al. (2010)	$V_s=95.64N^{0.301}$	$V_s=100.53N^{0.265}$	$V_s=89.30N^{0.358}$
28	Tsiambaos and Sabatakakis (2011)	$V_s = 105.7N^{0.327}$	$V_s = 79.7N^{0.365}$	$V_s = 88.8N^{0.370}$
29	Anbazhagan et al (2012)	$V_s = 68.96N^{0.51}$	$V_s = 60.17N^{0.56}$	$V_s = 106.63N^{0.39}$

CAPÍTULO 3

CORRELACIÓN EMPÍRICA ENTRE LA VELOCIDAD DE ONDA DE CORTANTE CON EL NÚMERO DE GOLPES

La velocidad de la onda de corte (V_s) es una de las características fundamentales del suelo para la ingeniería geotécnica bajo cargas dinámicas, este parámetro se obtiene generalmente realizando un análisis de respuesta considerando solo las ondas de corte que se propagan hacia arriba; V_s es importante para representar la rigidez de las capas de suelo.

El suelo de cada sitio representa un papel significativo en la amplificación de las ondas sísmicas que se generan a partir de los sismos. Este hecho ha sido demostrado por los diversos movimientos telúricos que se presentaron durante el siglo pasado, por ejemplo los terremotos de Guerrero (1985) en la ciudad de México, Spitak (1988) en Leninakan, Loma Prieta (1989) en San Francisco, Kobe (1995) en Japón. Una de las posibles causas de los graves daños es la presencia de los sedimentos recientemente depositados, suelos blandos y suelos sueltos.

En los últimos años se ha desarrollado la construcción de edificios de más de diez niveles al sur- poniente de la ciudad de Puebla. Es común que en proyectos importantes como los mencionados se mida la V_s en los estudios de geotécnicos, además para este tipo de construcciones el código Reglamentario Municipal (2017) recomienda su realización e interpretación.

En la actualidad existen diversas correlaciones entre valores de N y V_s propuestas por muchos investigadores como se presentó en el capítulo anterior, donde ellos mismos concluyen que éstas son derivadas de un conjunto de datos locales y que no deben usarse para aproximar V_s directamente de los valores de NSPT para diferentes sitios. Por lo tanto, estas relaciones deben usarse con precaución en la ingeniería geotécnica y contrastarse con los V_s medidos.

3.1 Caracterización geotécnica del área de estudio

En la ciudad existen diversos afloramientos de rocas ígneas y sedimentarias, así como depósitos de suelos tobáceos, aluviales y lacustres. Está rodeada por la Malinche, como representante del periodo más antiguo del volcanismo en Puebla; el Iztaccíhuatl en un periodo posterior, y el pico de Orizaba y el Popocatepetl, que corresponden al plioceno medio de las eras geológicas (Azomoza, et al., 1998).

Estructuralmente, se presentan fallas geológicas importantes en la ciudad capital (Fig. 3.1), una en dirección E-W, que une entre sí los cerros de Loreto y Guadalupe, San Juan (La Paz) y Amalucan y, otra, en dirección prácticamente normal, que corre aproximadamente de los balnearios “Agua Azul” a “Rancho Colorado” (Azomoza, et al., 1998).

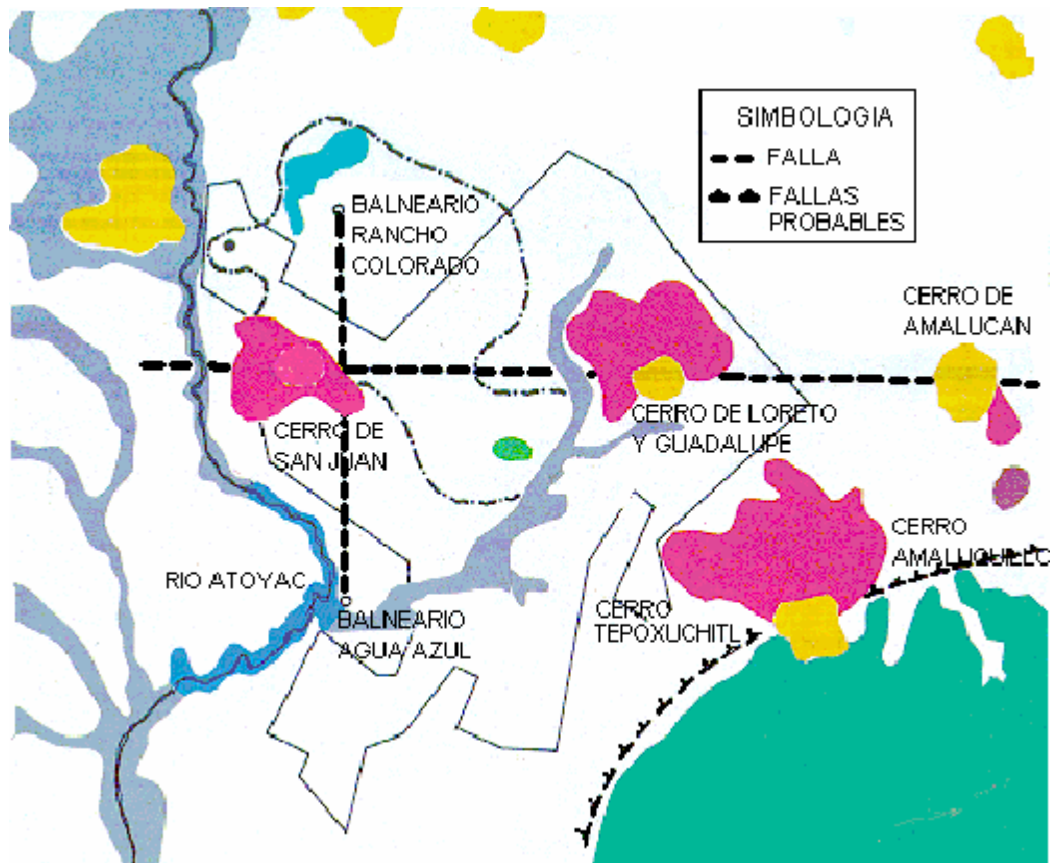


Fig. 3.1 Fallas geológicas en el área urbana

Geotécnicamente predominan en la ciudad las formaciones de suelos tobáceos, tobas y rocas andesíticas y basálticas, sobre las que yacen depósitos de materiales de orígenes fluvial, aluvial y lacustre. Como último suceso, se encuentran mantos de travertino y tufa calcárea, de origen hidrotermal, que se intercalan de manera importante en dichas formaciones, principalmente en las zonas de fallas geológicas estructurales, constituyendo, en algunos casos, manantiales de aguas sulfurosas templadas (Azomoza, et al., 1998). De acuerdo a la zonificación geotécnica para el área urbana del valle de Puebla (Fig. 3.2), se tienen ocho unidades estratigráficas que se mencionan en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 Unidades estratigráficas

Unidad	Depósito	Unidad	Depósito
1	Eólicos de origen volcánico	5	Aluvial
2	Aluvio-palustre-lacustre	6	Calizas
3	Hidrotermales	7	Basaltos y andesitas
4	Arcillas expansivas	8	Escorias basálticas

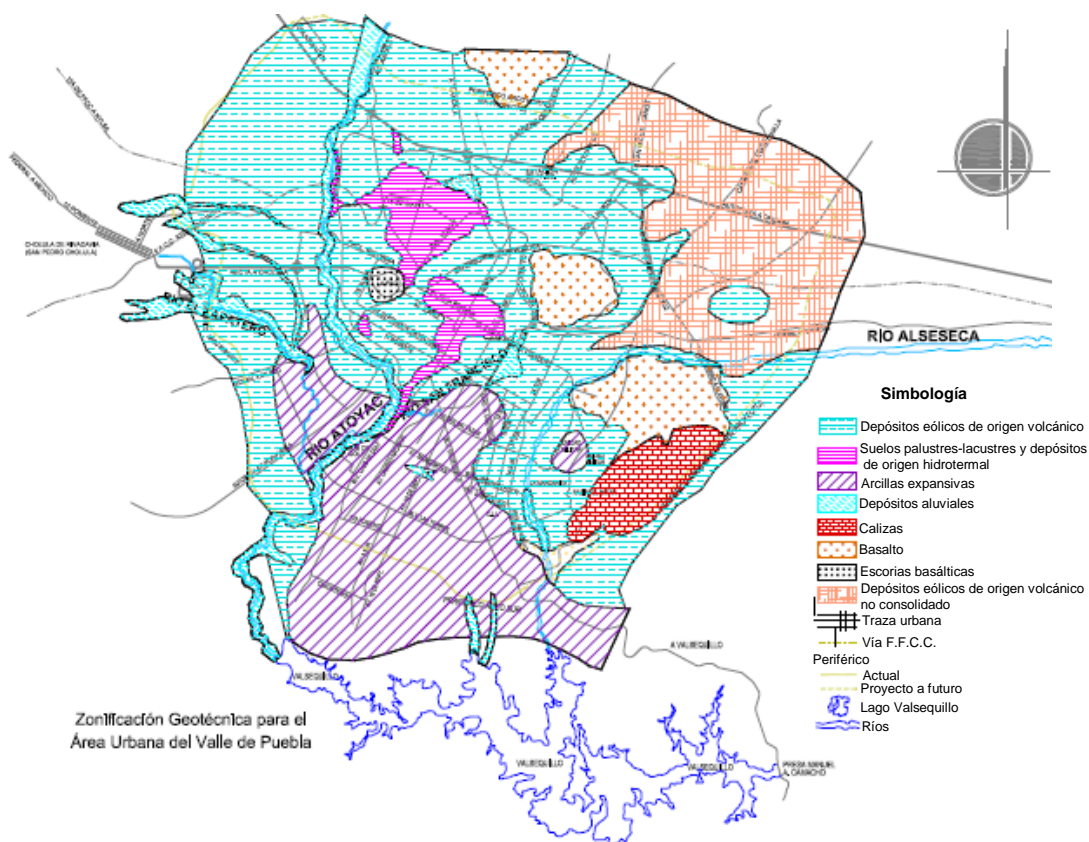


Fig. 3.2 Zonificación geotécnica para el área urbana del valle de Puebla

3.2 Trabajos de campo

Para este trabajo se consideraron 16 estudios que se llevaron a cabo en diferentes lugares del sur poniente de la ciudad de Puebla; en cada sitio se realizó la prueba de penetración estándar (SPT) para determinar los parámetros de resistencia del suelo y se utilizó la perforación de este método para medir la velocidad de la onda de cortante usando el método de Down Hole. En la Tabla 3.2 y Fig. 3.3 se muestra la ubicación de los sitios.

Tabla 3.2 Ubicación de los sitios donde se realizó SPT y Down Hole

No	Ubicación	No	Ubicación
1	Ciudad judicial 1	9	Vía Atlixcáyotl y Río Atoyac
2	Ciudad judicial 2	10	Lomas de Angelopolis 2 V
3	Lomas de Angelopolis 1	11	Granjas del Atoyac
4	Lomas de Angelopolis 2	12	Bulevar Las Torres y Río Atoyac
5	Vía Atlixcáyotl y Bulevar Las Torres 1	13	Tlaxcalancingo
6	Vía Atlixcáyotl y Bulevar Las Torres 2	14	Reserva Territorial Atlixcáyotl
7	Vía Atlixcáyotl y Bulevar del Niño Poblano	15	Cuatlancingo
8	Vía Atlixcáyotl y Periférico	16	Bulevar del Niño Poblano y Bulevar Atlixco

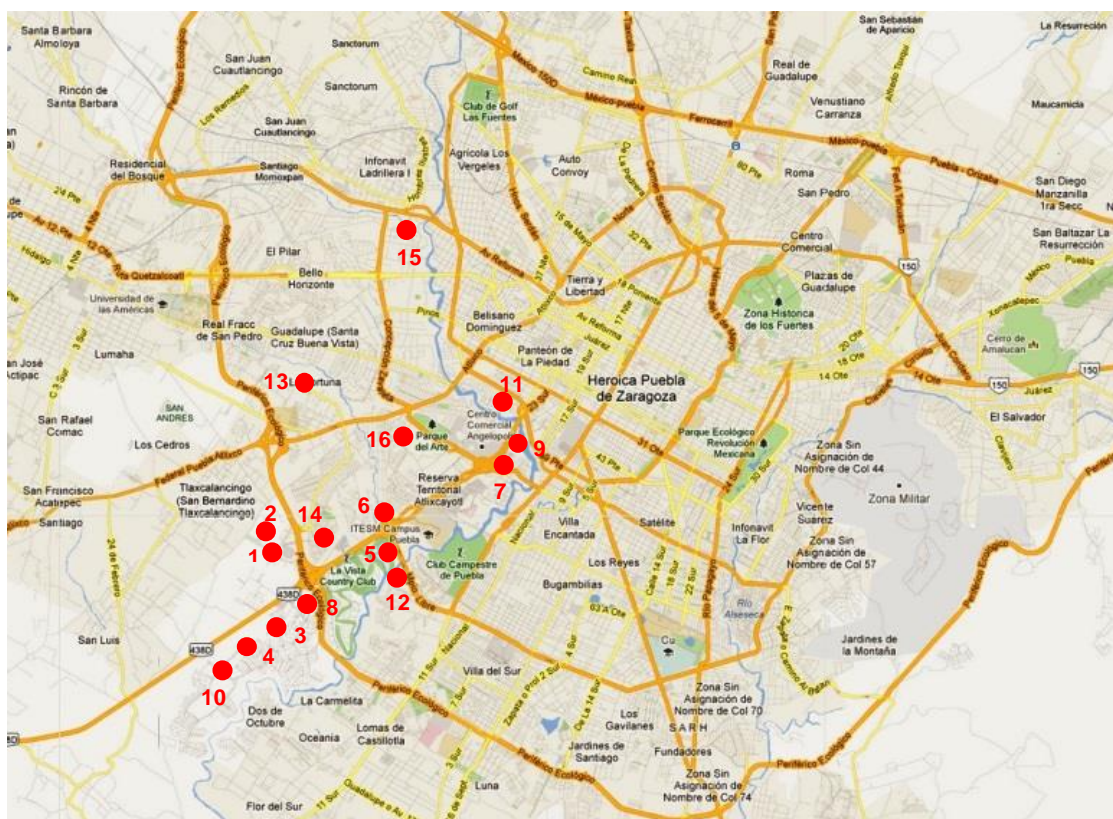


Fig. 3.3 Ubicación de sitios en estudio.

La prueba de penetración estándar se realizó a lo largo de perforaciones con intervalos de 0.60 m y se recuperaron muestras alteradas con el tubo partido para posteriormente mandarlas al laboratorio y determinar sus propiedades índice de cada uno de los diferentes estratos. La resistencia del suelo es representado por el valor NSPT.

Después de la ampliación de la perforación donde se ejecutó la prueba SPT, se instaló la tubería de PVC y posteriormente se llevó a cabo la prueba sísmica Down Hole de acuerdo a lo descrito en el capítulo uno. La velocidad de la onda de corte se midió en intervalos de 1.0 m.

En las figuras 3.4 a la 3.19 se muestran los perfiles estratigráficos de cada uno de los sitios explorados así como el número de golpes registrado en la prueba SPT y las velocidades V_s registradas con la prueba geosísmica Down Hole.

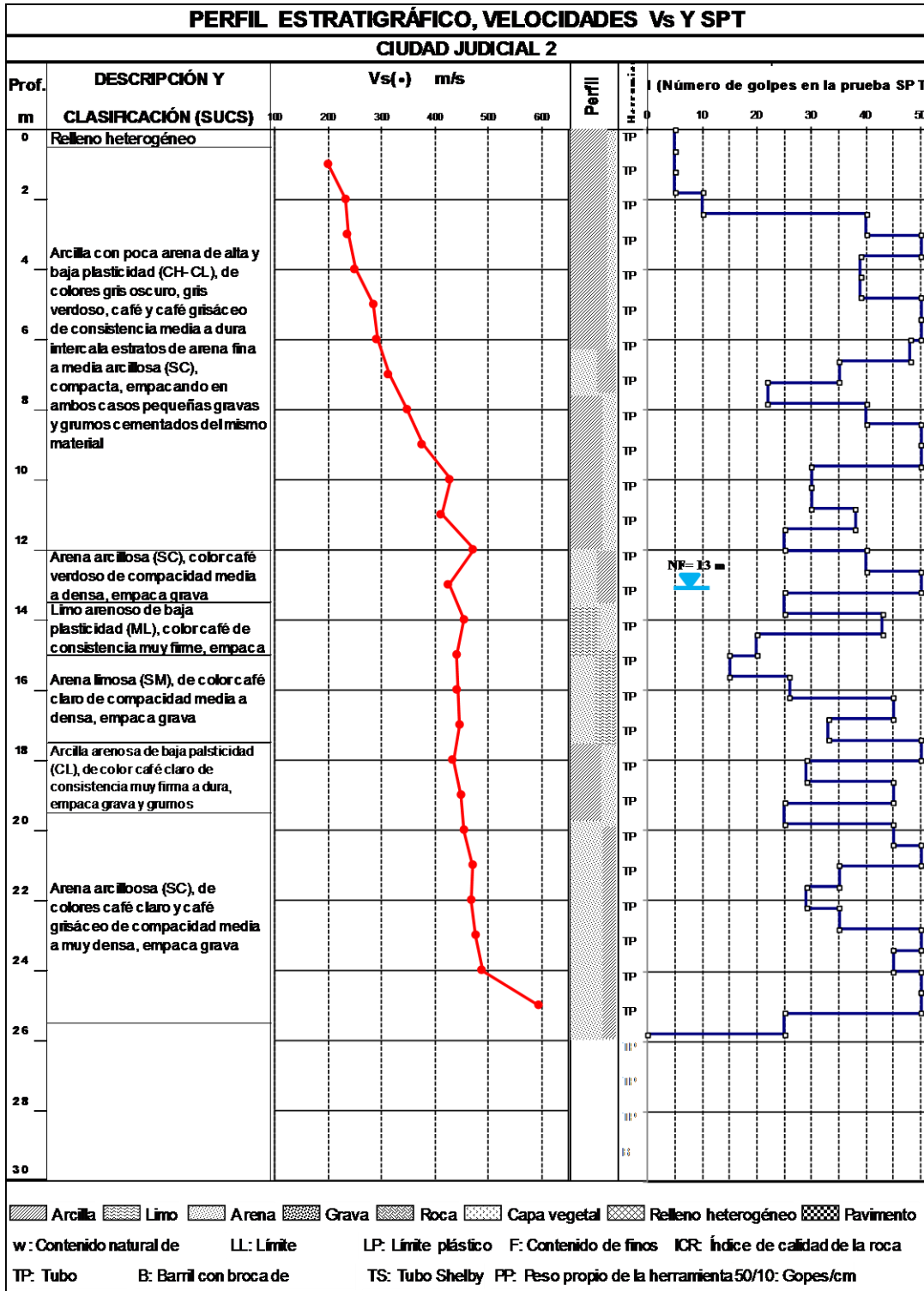


Fig. 3.5 Sitio No. 2

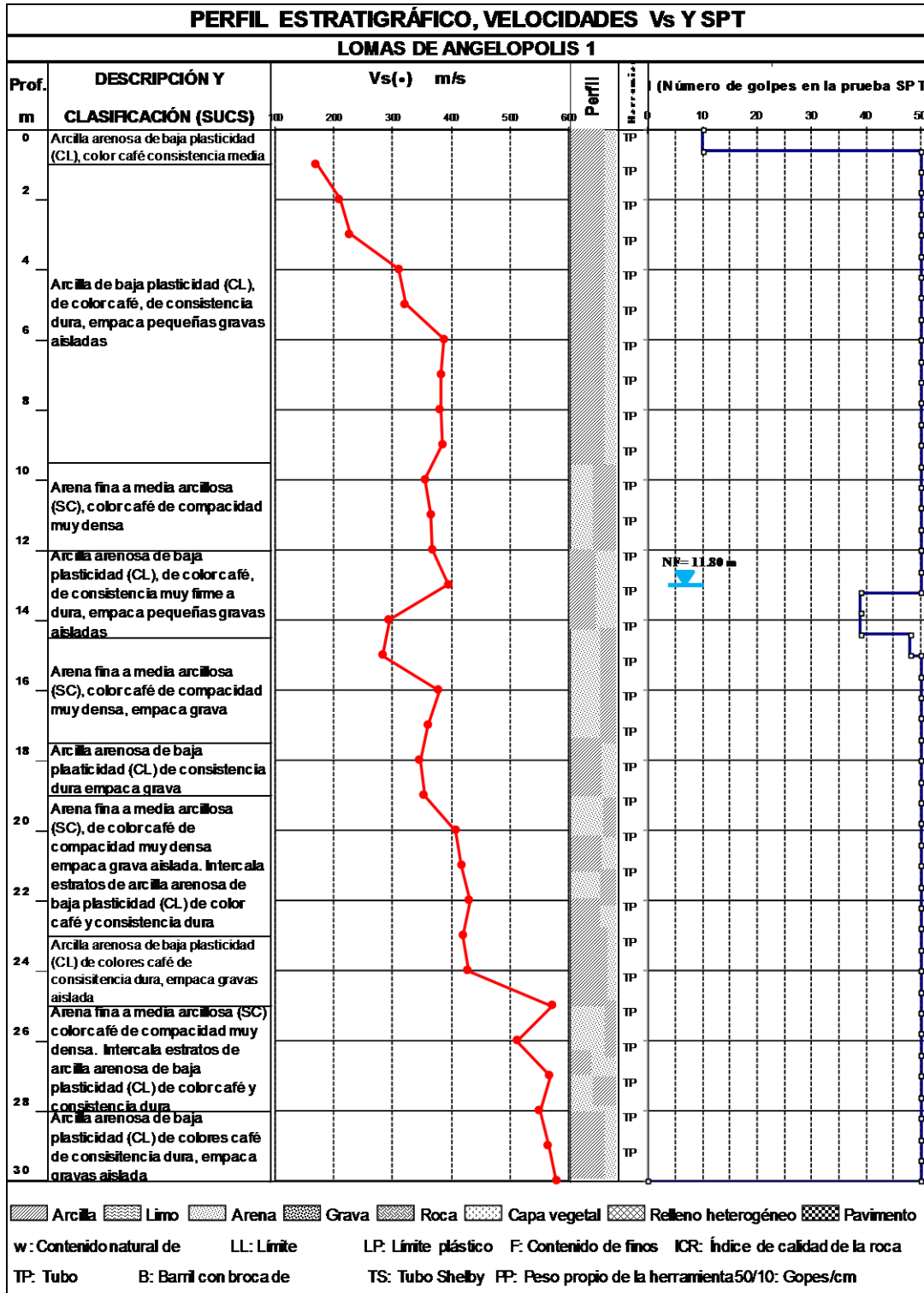


Fig. 3.6 Sitio No. 3

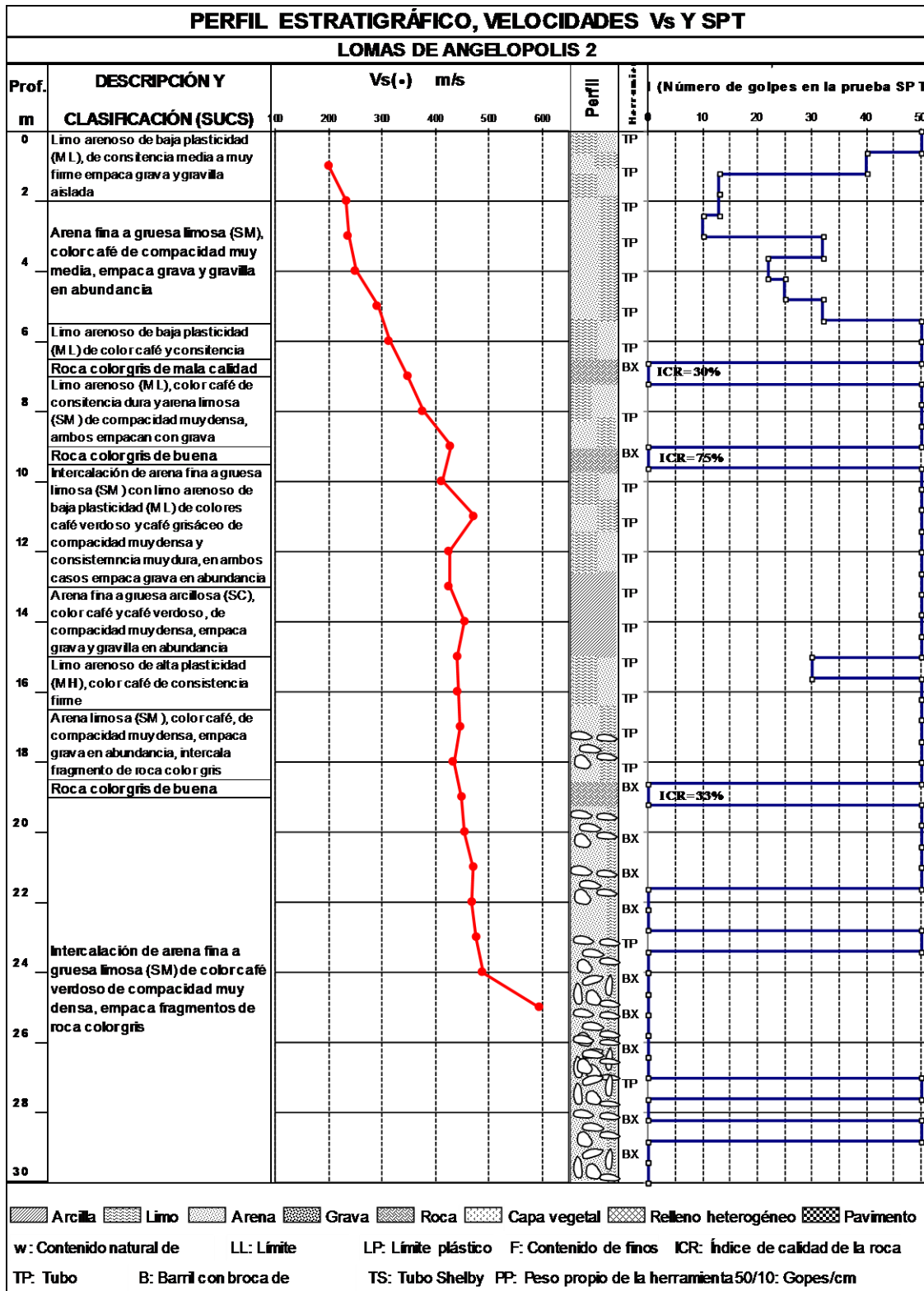


Fig. 3.7 Sitio No. 4

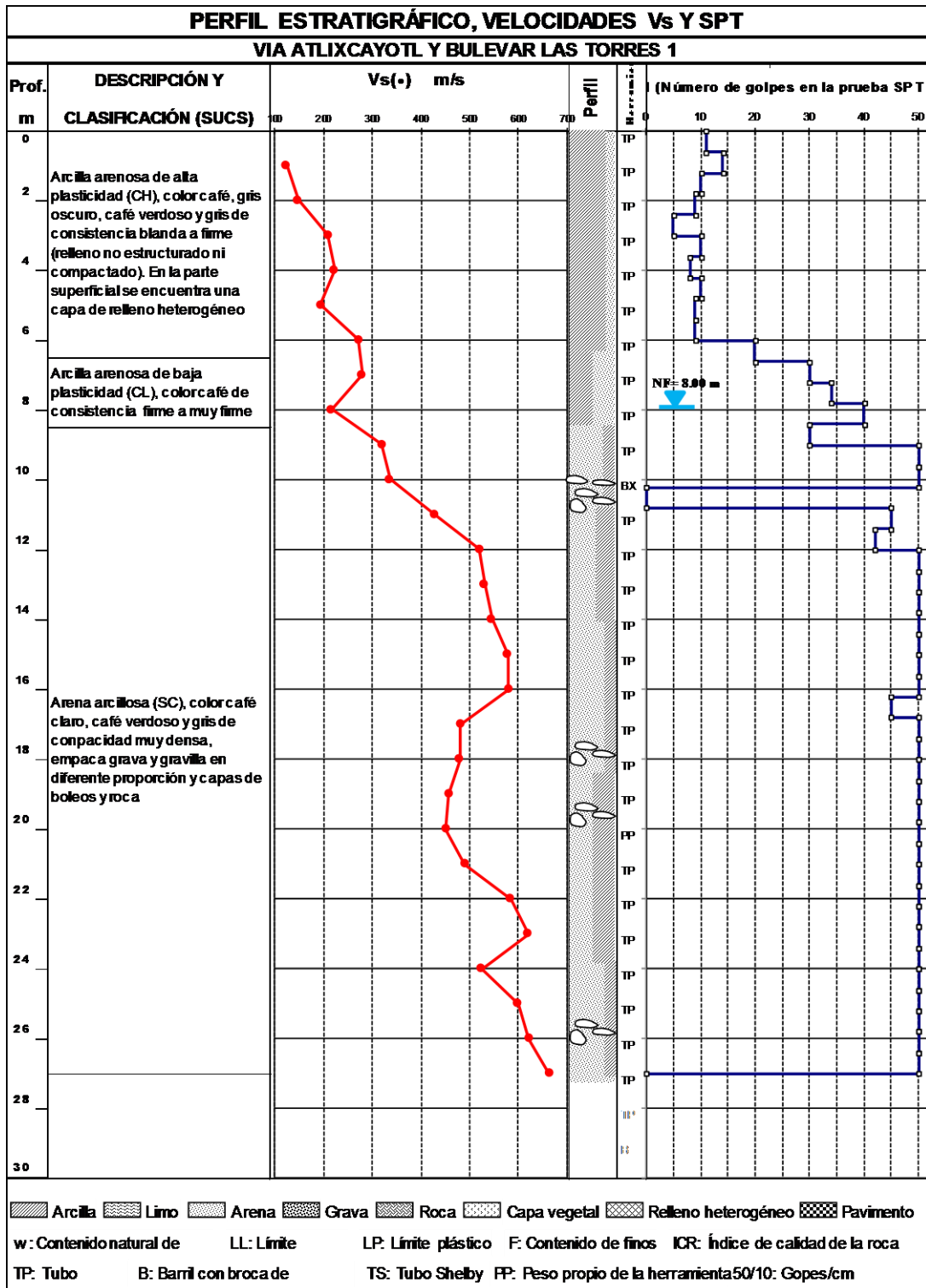


Fig. 3.8 Sitio No. 5

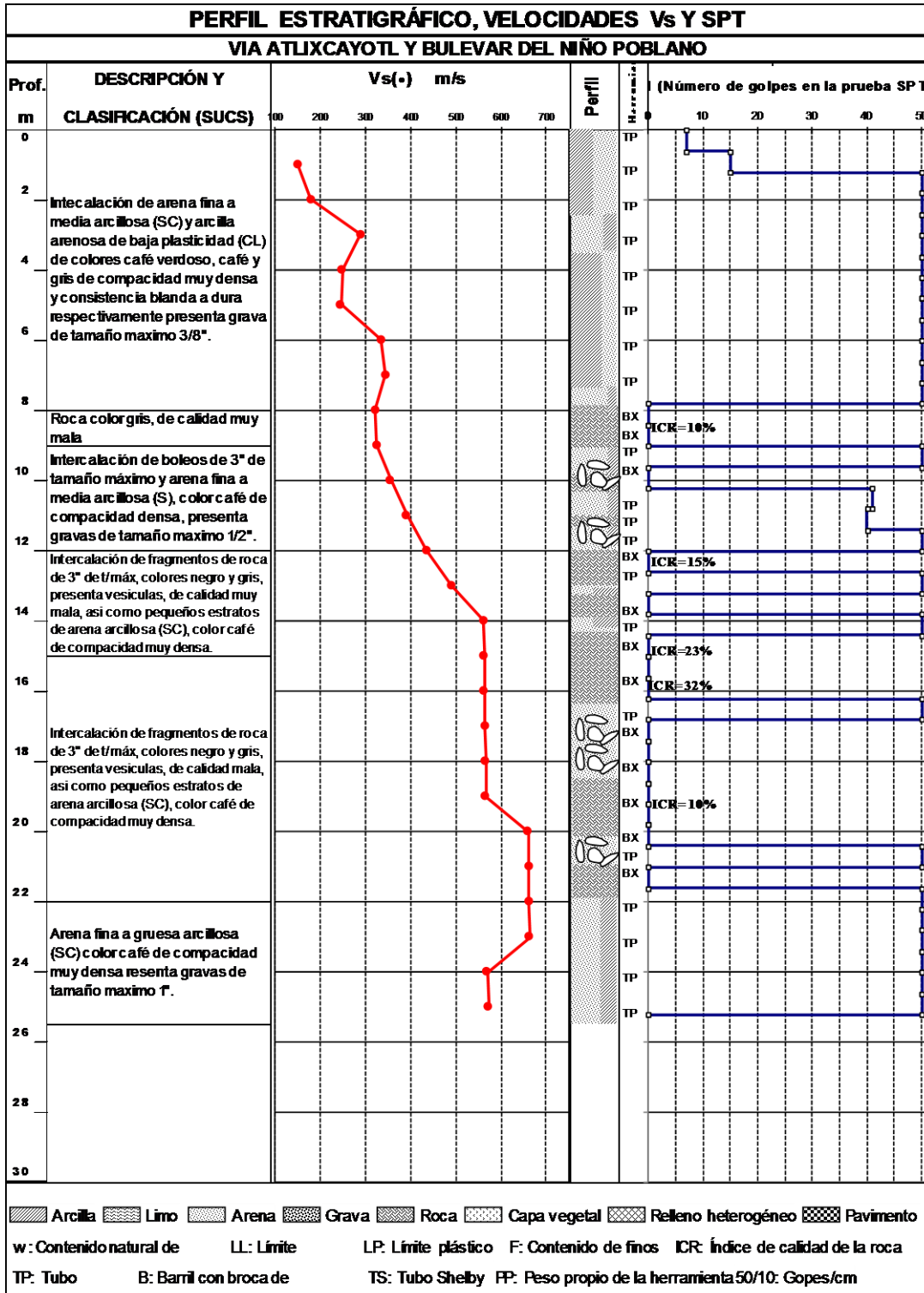


Fig. 3.10 Sitio No. 7

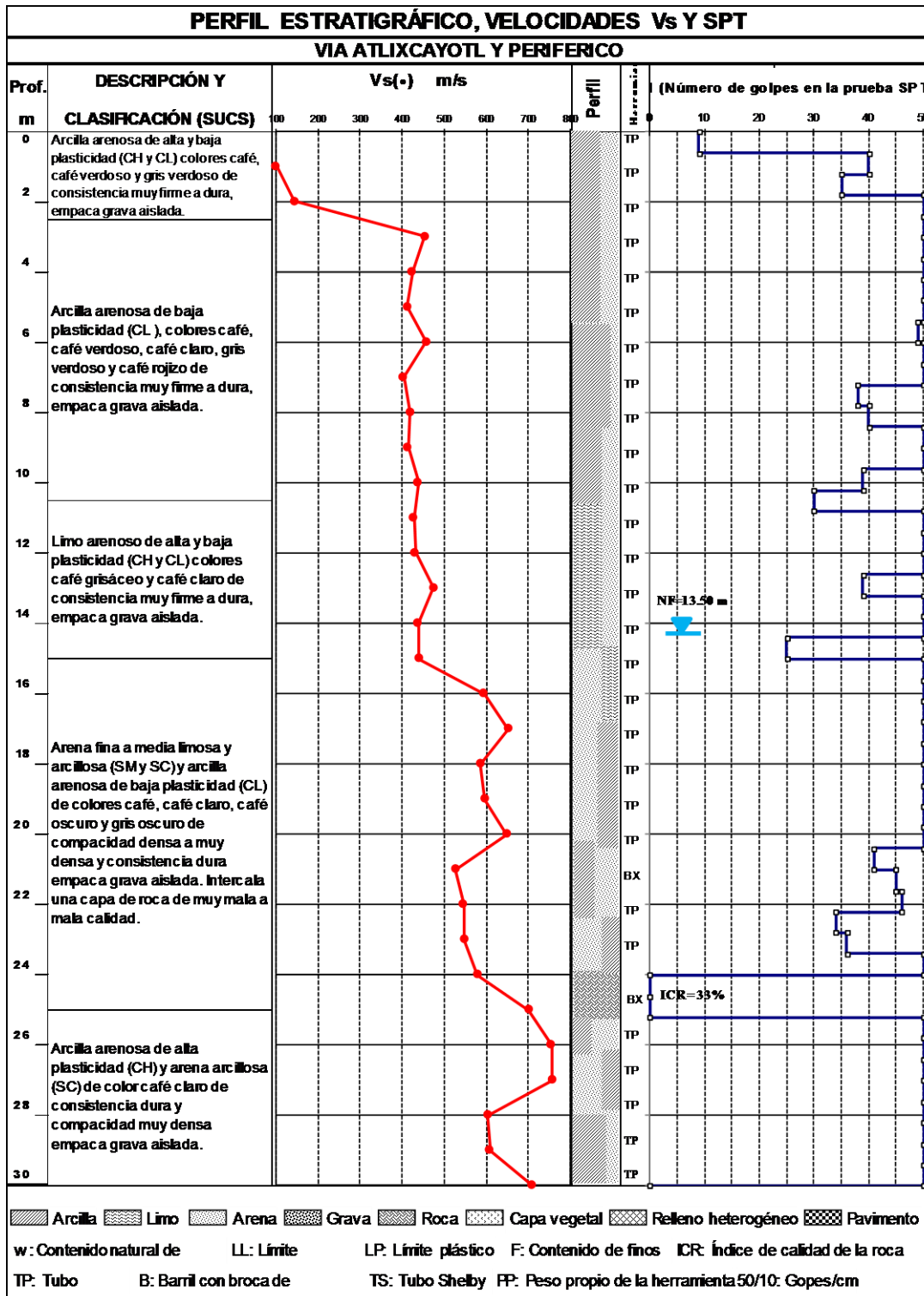


Fig. 3.11 Sitio No. 8

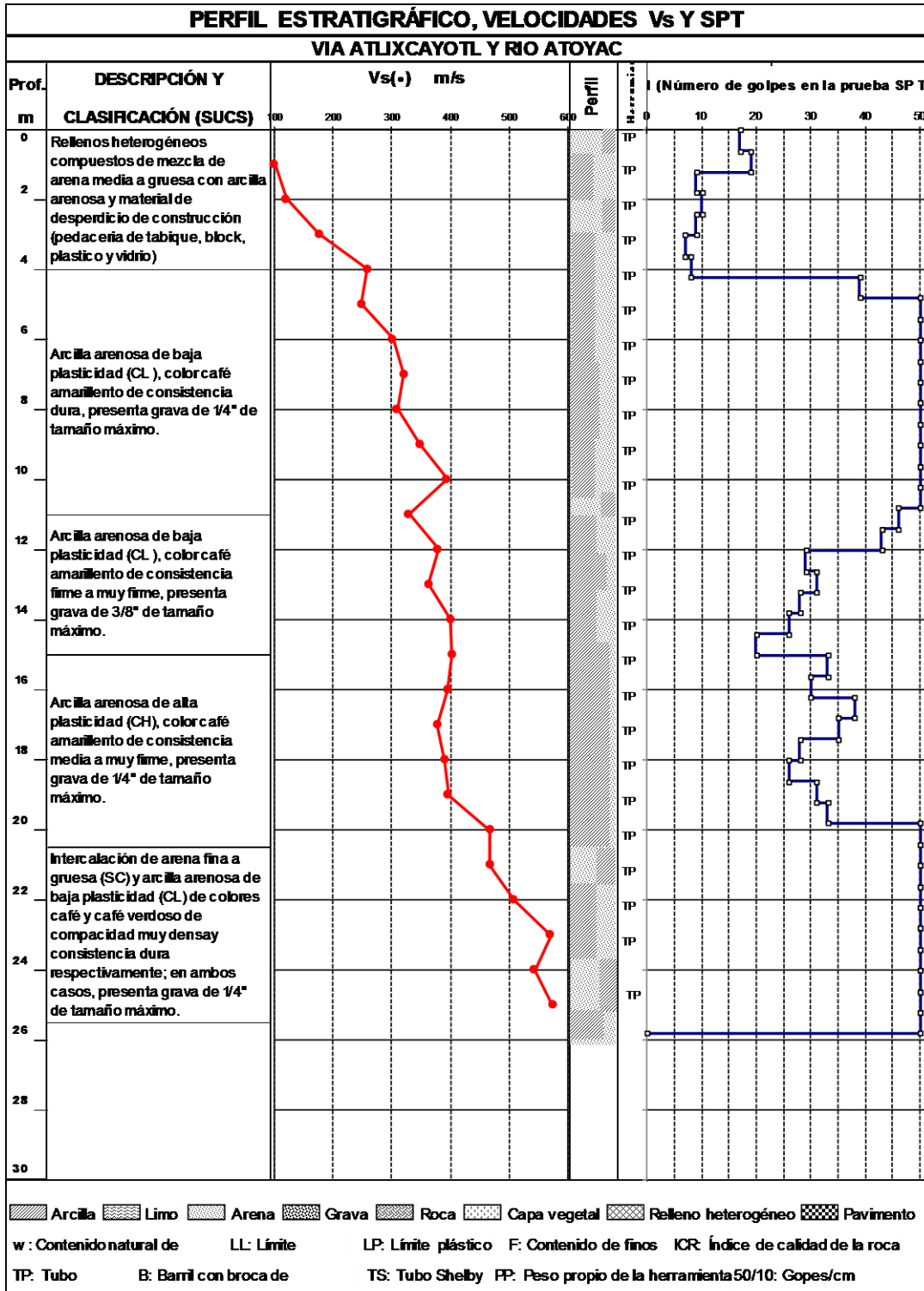


Fig. 3.12 Sitio No. 9

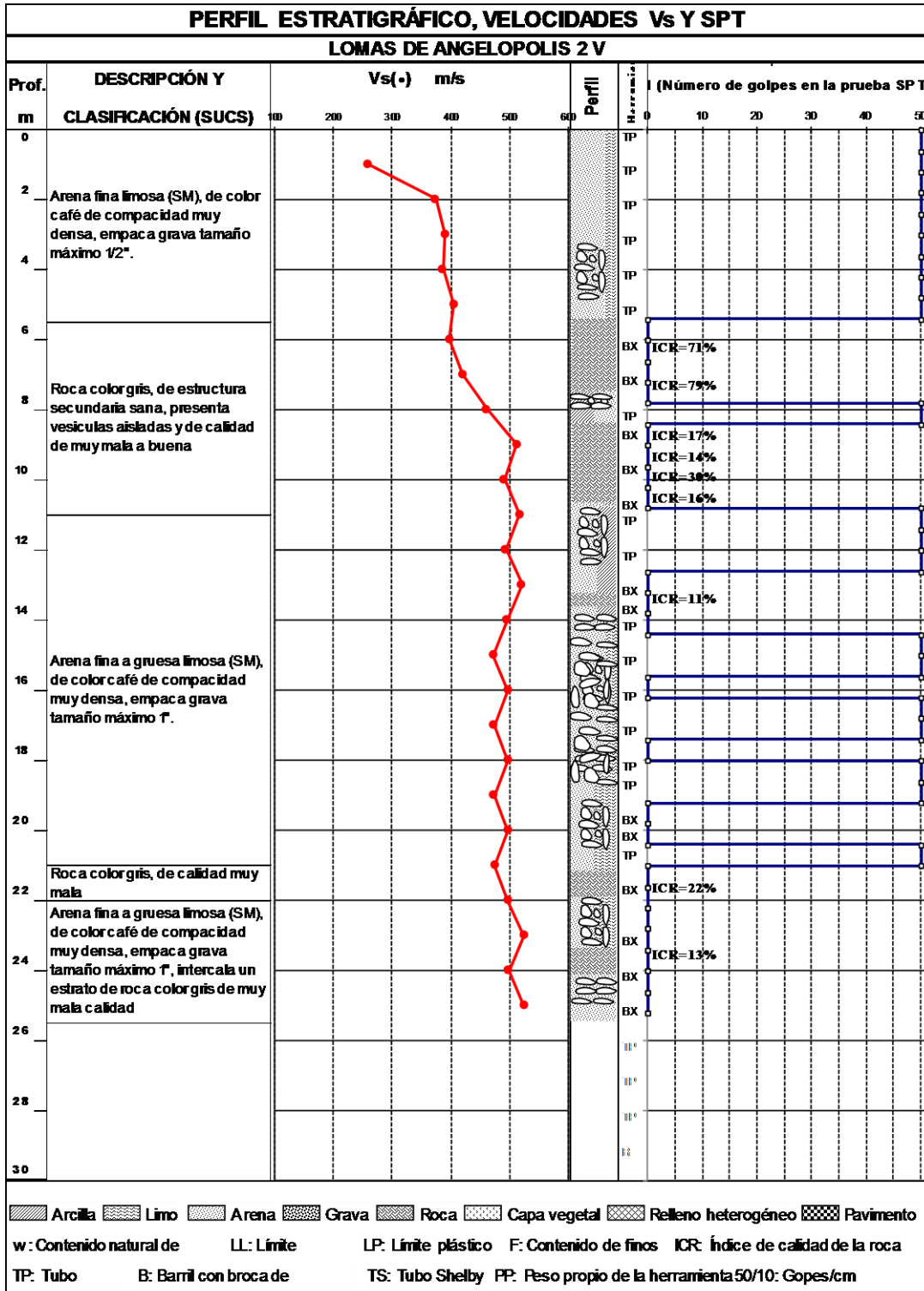


Fig. 3.13 Sitio No. 10

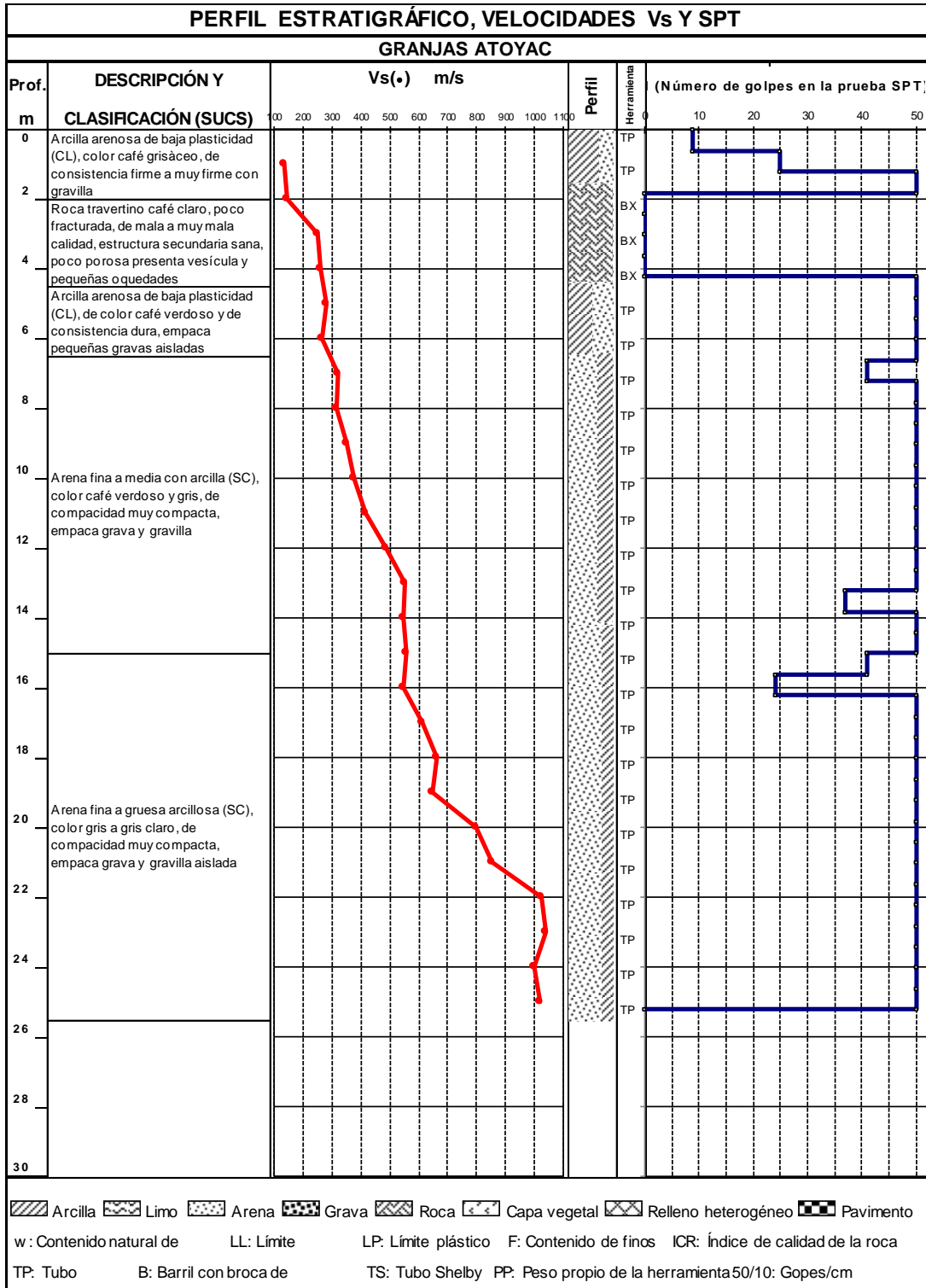


Fig. 3.14 Sitio No. 11

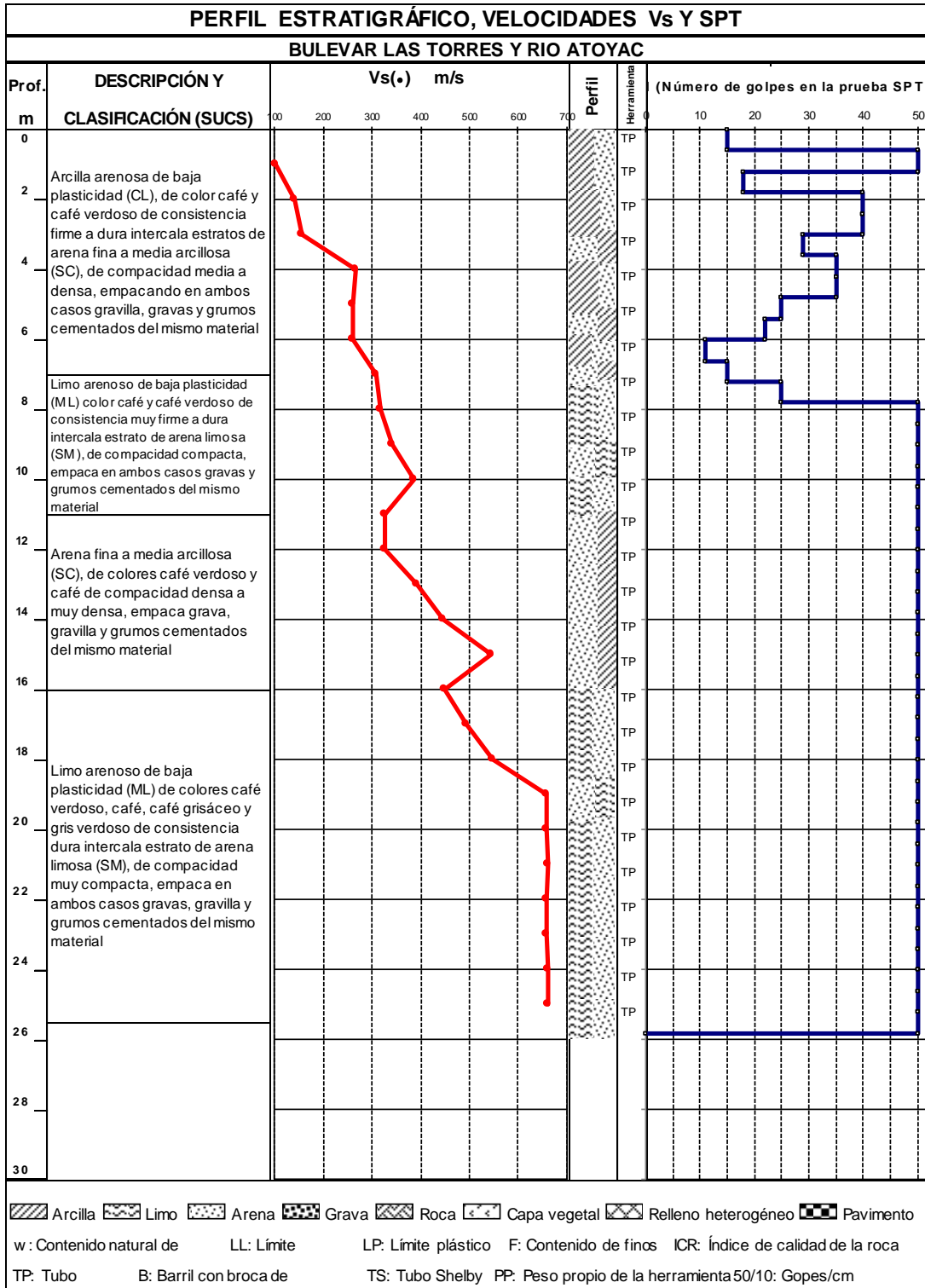


Fig. 3.15 Sitio No. 12

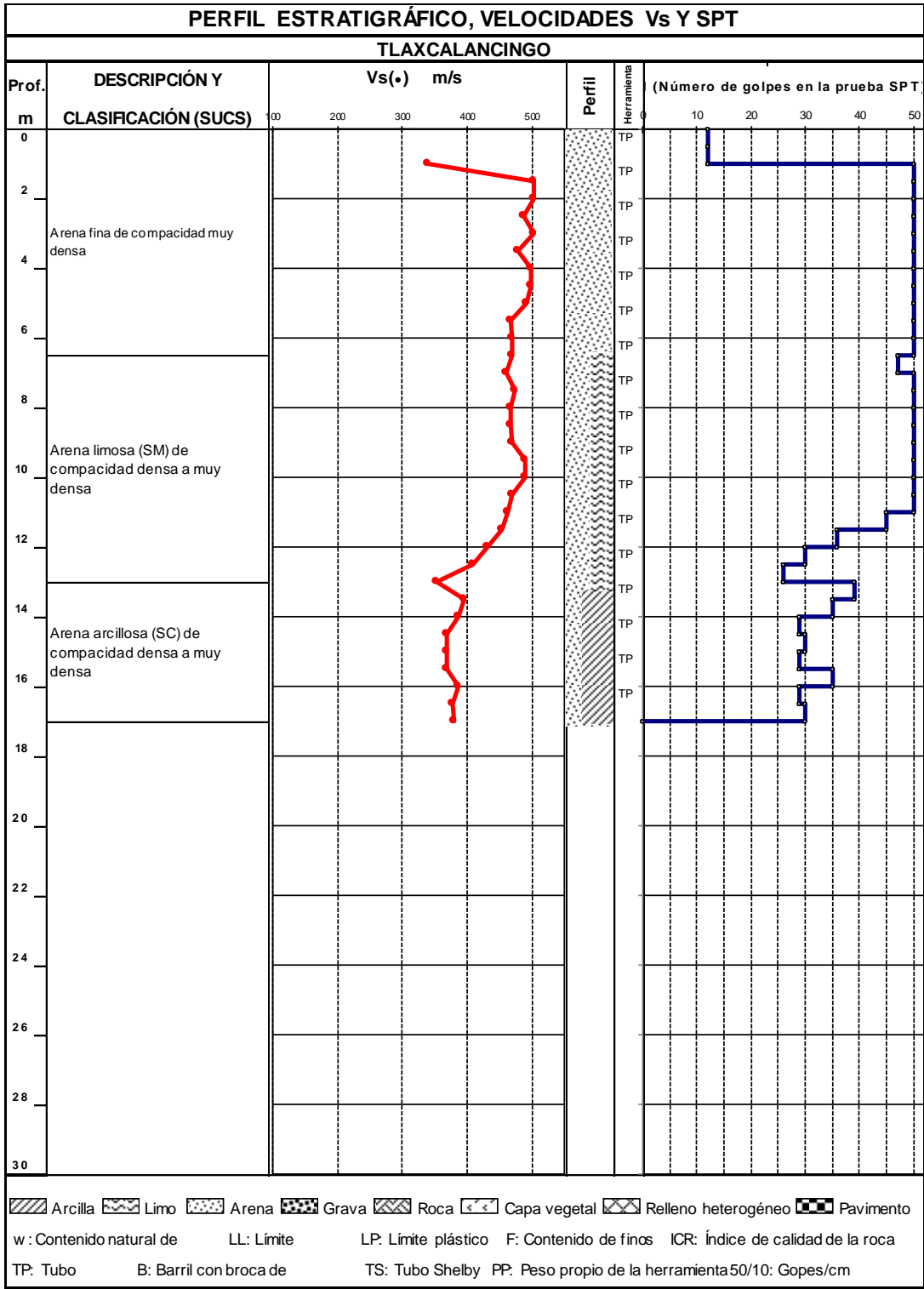


Fig. 3.16 Sitio No. 13

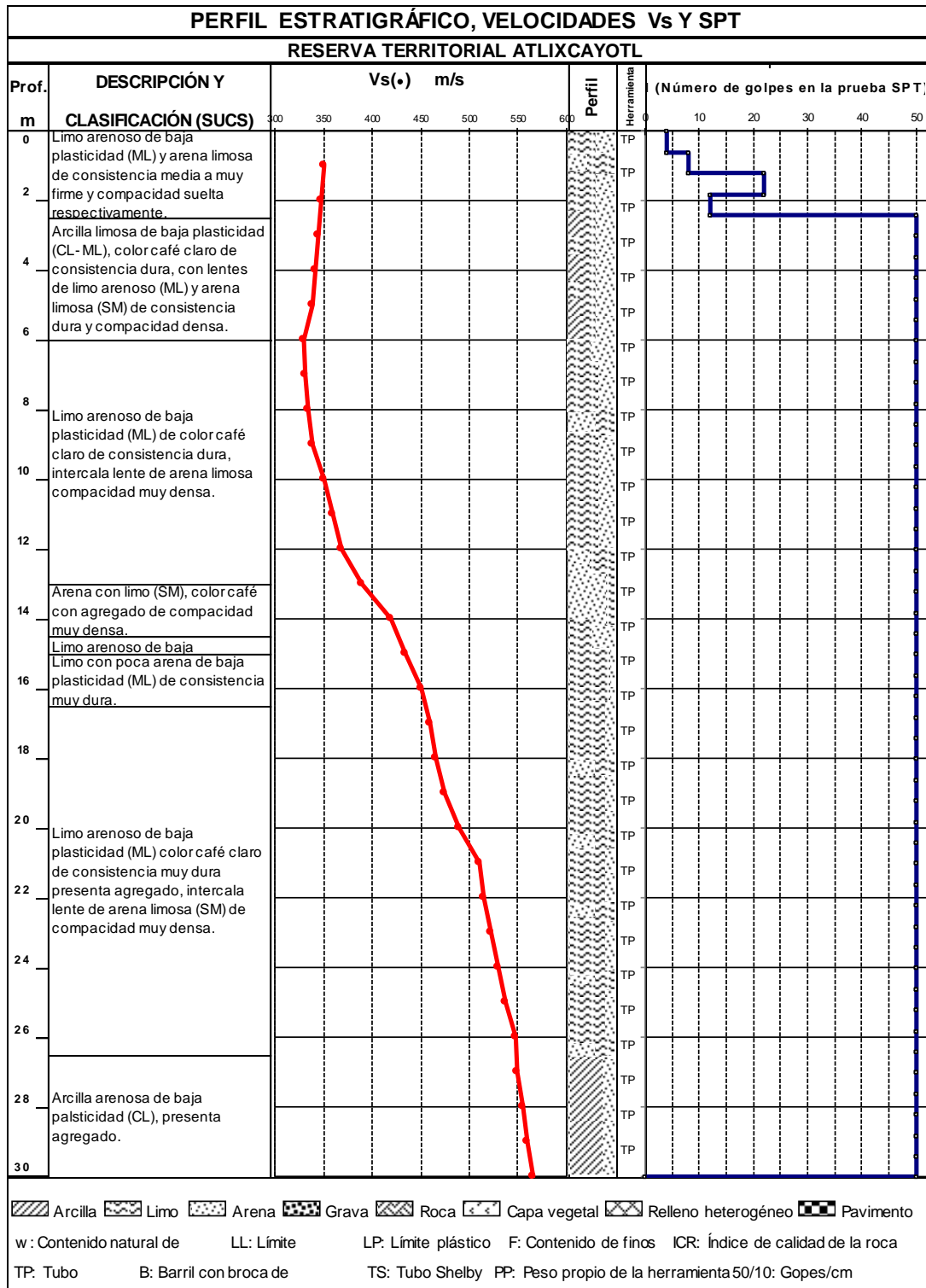


Fig. 3.17 Sitio No. 14

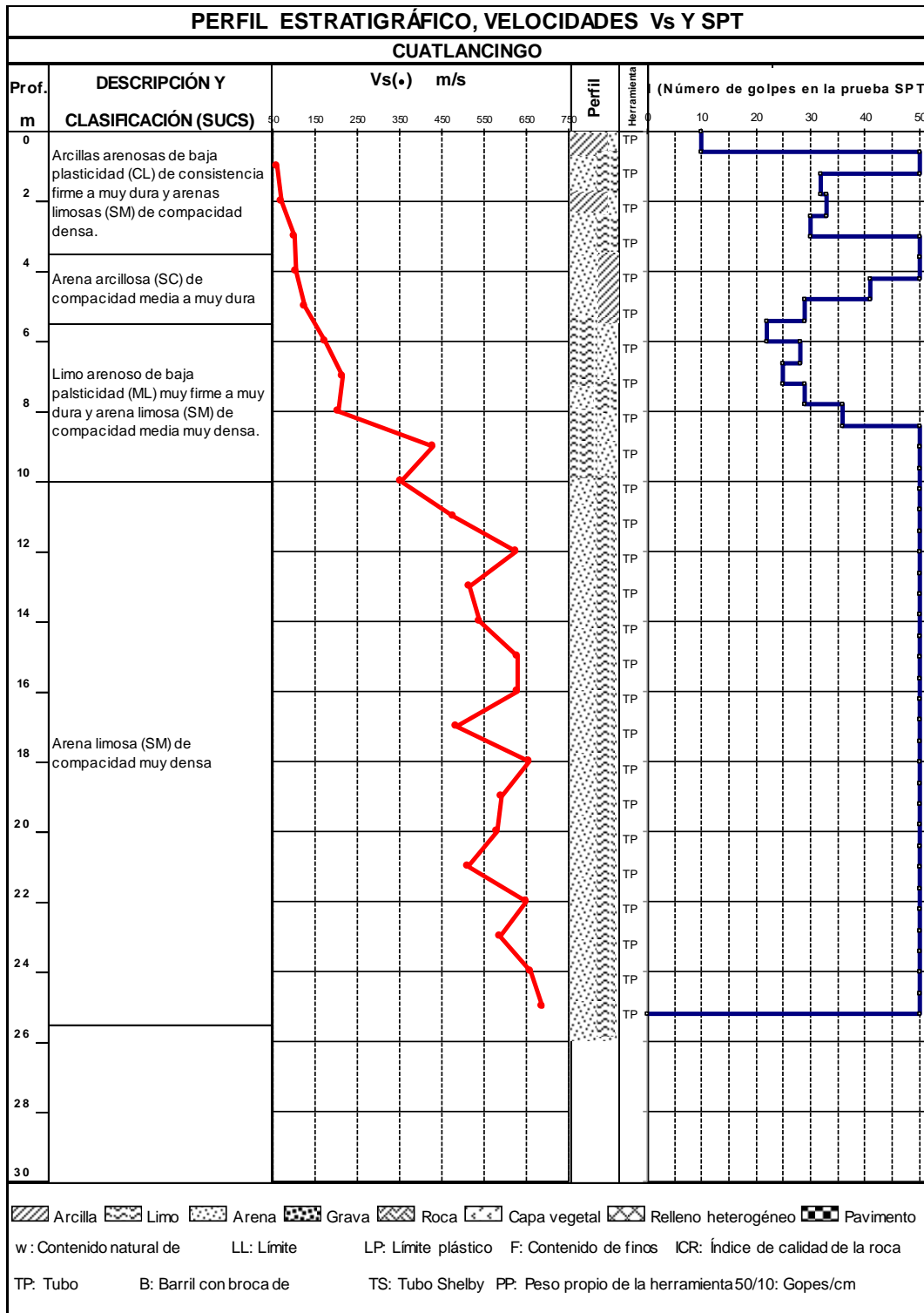


Fig. 3.18 Sitio No. 15

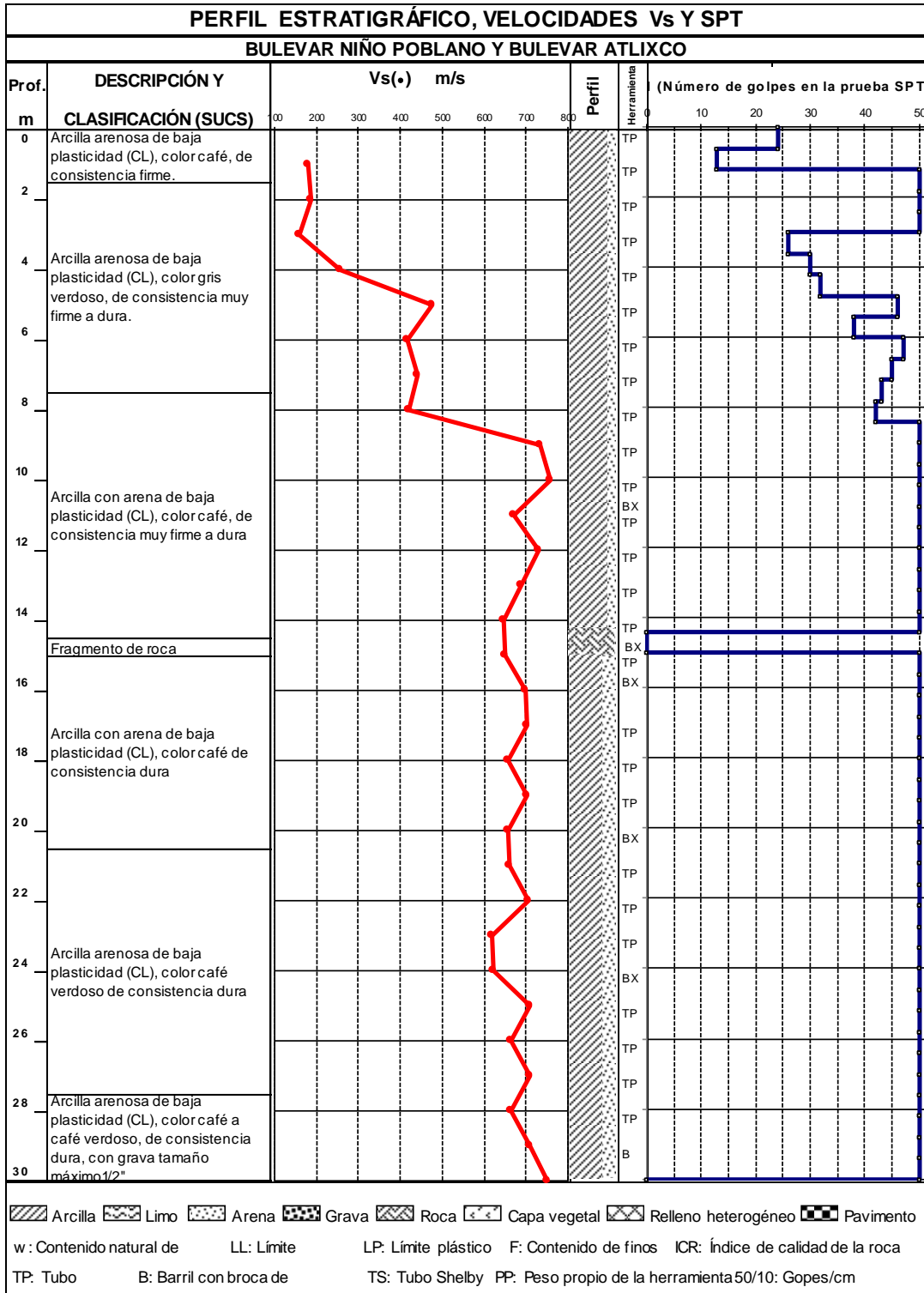


Fig. 3.19 Sitio No. 16

3.3 Modelos de análisis

Se ha publicado un número significativo de correlaciones en función del número de golpes de SPT y V_s por varios investigadores para diferentes tipos de suelo, como arena, limo y arcilla; la mayoría de esas ecuaciones se basan en valores N no corregidos y empleando diferentes métodos geosísmicos para determinar la velocidad de la onda S, sin embargo en este trabajo se utilizó la prueba de Down Hole para medir dicha velocidad.

Cada uno de los investigadores tomaron en cuenta variables dependientes diferentes, su influencia fue considerable en sus resultados en la velocidad de onda de corte, cada una genera distintas opiniones.

- Tipo de suelo
- Profundidad
- Edad geológica
- SPT N corregido

Tipo de suelo: se considera su naturaleza como no lineales, las correlaciones existentes son utilizadas en sitios particulares sin tomar en cuenta la separación de los diferentes estratos, la razón es que los materiales arenosos y los cohesivos no se pueden separar en cada perforación. Sykora y Stokoe (1983) sugirieron que el tipo de suelo no son parámetros importantes para determinar V_s , mientras que el valor de NSPT es de primordial importancia. Los resultados de Iyisan (1996) mostraron que, a excepción de las gravas, las ecuaciones de correlación desarrolladas para todos los suelos, arena y arcilla producen valores de V_s aproximadamente similares.

Profundidad: Holzer et al. (2005) de sus investigaciones concluye que la profundidad basadas en los esfuerzos de carga es despreciable, Iyisan (1996) obtuvo resultados similares.

Edad geológica: algunos geólogos declararon que la influencia de la edad geológica es considerable, lo que se indica indirectamente por la variación del conteo de golpes. Andrus et al. (2009) probó esta afirmación utilizando datos de campo de cinco países como alternativa para estimar la edad geológica del depósito de suelo. Sykora y Stokoe (1983) sugirieron que la edad geológica no es parámetro importante para determinar V_s .

N-SPT corregido: Maheswari et al. (2010) informaron que los valores de N corregidos y no corregidos muestran una ligera variación en el análisis estadístico que indica que las correlaciones no corregidas y corregidas de energía pueden predecir la velocidad de la onda de corte con la misma precisión.

La presente investigación muestra el desarrollo de una correlación empírica entre las resistencias obtenidas de SPT y la velocidad de onda de corte para los suelos del área sur poniente de la ciudad de Puebla.

La mayoría de las correlaciones propuestas en la literatura se definieron usando un estudio de regresión simple para la base de datos existente. El análisis desarrolla una ecuación de estimación, es decir, una expresión matemática que relaciona la variable conocida con la que se desea conocer. Luego de obtener el patrón, se aplica la correlación para determinar el grado de relación que hay entre los valores.

Una técnica estadística que establece una ecuación para estimar el valor desconocido de una variable, a partir del valor conocido de otra, se denomina “análisis de regresión simple” como se muestra en la Fig. 3.20.

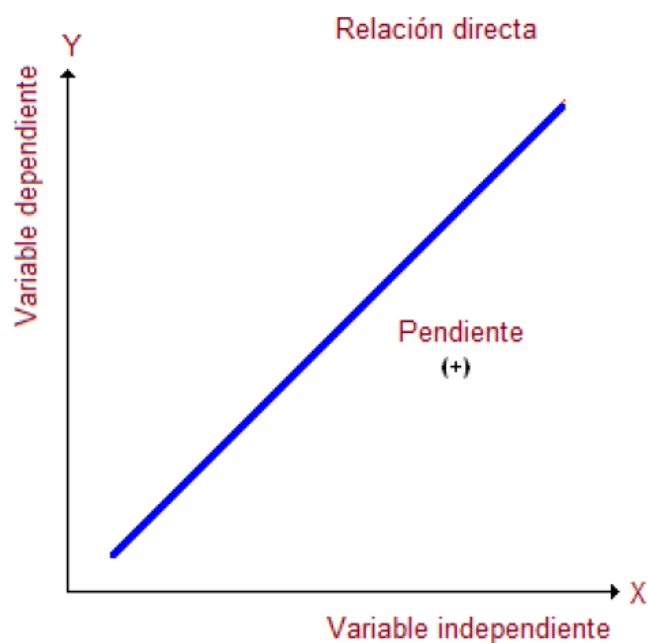


Fig. 3.20 Proceso general de una regresión simple

La forma funcional que más se practica para las correlaciones propuestas en la literatura es $V_s = AN_{SPT}^B$. Donde A es una constante que controla la amplitud y B tiene el impacto sobre la curvatura de la relación, y están determinadas por la regresión estadística de un conjunto de datos, este es el modelo del análisis empleado.

3.4 Resultados obtenidos

De los 16 sitios estudiados se recabo la información de cada uno, en cada informe se hizo la prueba de SPT para conocer su resistencia a la penetración por medio del número de golpes, se recuperaron muestras alteradas para conocer la estratigrafía de cada uno de los sitios, las observaciones geotécnicas y la clasificación de los suelos con el método SUCS, de las cuales se concluye que predomina la arcilla arenosa continuando con arenas arcillosas, arena limosa, limo arenoso, a su vez estos empaican grava, boleos y en algunos sitios se intercalan estratos de roca como se presenta con mayor detalle en los perfiles estratigráficos. Esta información indica la heterogeneidad del suelo, por lo que esta estratigrafía son las más representativas dentro de la zona en estudio.

Algunos sitios presentan variación entre la grava aislada o en abundancia, lo que ocasiona la incertidumbre en los números de golpes altos en la prueba SPT.

De los diferentes estudios proporcionados se procesó la información en forma de gráfica en lo que respecta a las velocidades de onda de corte y valores de resistencia de penetración estándar. En la Figura 3.21 se presentan los perfiles de los valores SPT en sitio, mientras que en la Figura 3.22 se presenta la variación de la velocidad de onda de corte medida con respecto a la profundidad en el mismo registro de perforación. Debido a la no homogeneidad de la naturaleza de los suelos en la zona en estudio, se observa que la variación de los valores de NSPT se obtuvo en una gran variedad así como las velocidades de la onda de corte con respecto a la profundidad, en la Tabla 3.3 se muestra esta variación.

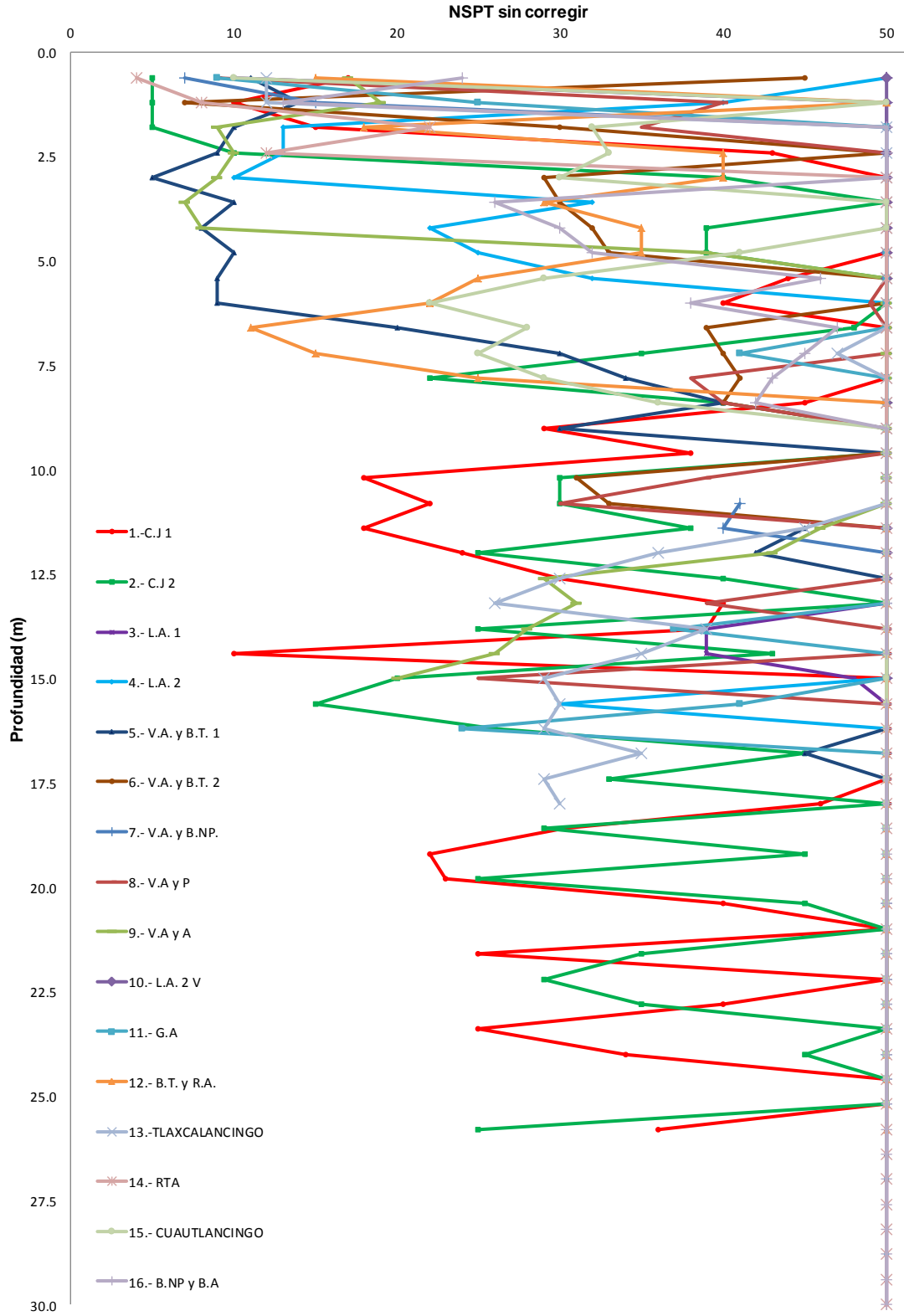


Fig. 3.21 Variación de NSPT no corregida en la zona de estudio

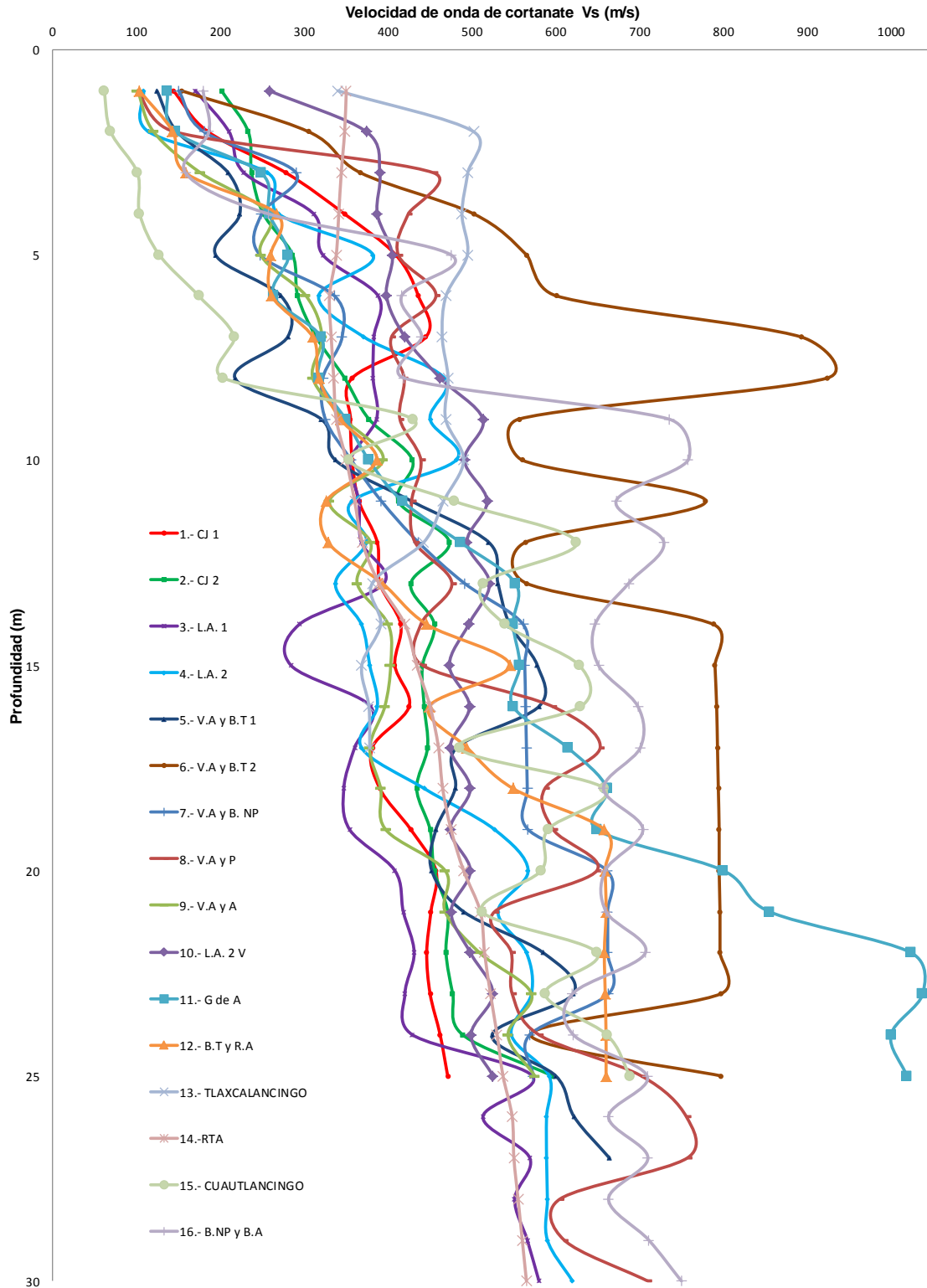


Fig. 3.22 Variación de la velocidad de la onda de corte en la zona de estudio

Tabla 3.3 Variación de los valores de NSPT y V_s con respecto a la profundidad en los sitios en estudio

Prof. (m)	Número de golpes (N)	V_s (m/s)
0 - 5	5 - 50	61 - 565
5 - 10	9 - 50	127 - 924
10 - 15	10 - 50	284 - 790
15 - 20	15 - 50	284 - 795
20 - 25	25 - 50	408 - 1038
25 - 30	25 - 50	513 - 750

Para la definición de esta correlación empírica no se tomaron en cuenta la edad geológica, profundidad, el valor del número de golpes corregido y el tipo de suelo, considerando las opiniones expuestas por los diferentes investigadores y la variación estratigráfica de los suelos en los sitios. Se dispuso de 435 pares de datos representativos de los sondeos con profundidades que varían de los 25 a 30 m para realizar el análisis de regresión simple para la base de datos existentes, con esto se desarrolló la correlación entre el valor de NSPT no corregido y V_s para todos los tipos de suelos que prevalecen en la zona en estudio.

En la figura 3.23 se muestran 20 correlaciones empíricas para todo tipo de suelos de la forma $V_s = AN_{SPT}^B$ desarrolladas en diferentes países, éstas presentan variaciones en sus resultados que probablemente sean ocasionados por las diferentes condiciones geotécnicas de cada sitio.

Con la información proporcionada se desarrollaron cuatro correlaciones tomando las siguientes consideraciones: en cuatro de los perfiles estratigráficos (4, 6, 7 y 10) se presentaron estratos de roca con mayores espesores en los que no se generó un número de golpes, en estos casos se propuso un número de golpes de 100 y se obtuvo la primera correlación figura 3.24.

$$V_s = 63.751N^{0.4965} \quad (\text{Ec. 3.1})$$

La segunda correlación consideró para estos estratos de roca un número de golpes de 50 como se presenta en la figura 3.25.

$$V_S = 40.945N^{0.6227} \quad (\text{Ec. 3.2})$$

La tercera correlación no tomó en cuenta estos estratos como indica la figura 3.26.

$$V_S = 42.149N^{0.6126} \quad (\text{Ec. 3.3})$$

La cuarta correlación se definió considerando números de golpes menor de 50 en cada uno de los diferentes sitios figura 3.27.

$$V_S = 77.116N^{0.4015} \quad (\text{Ec. 3.4})$$

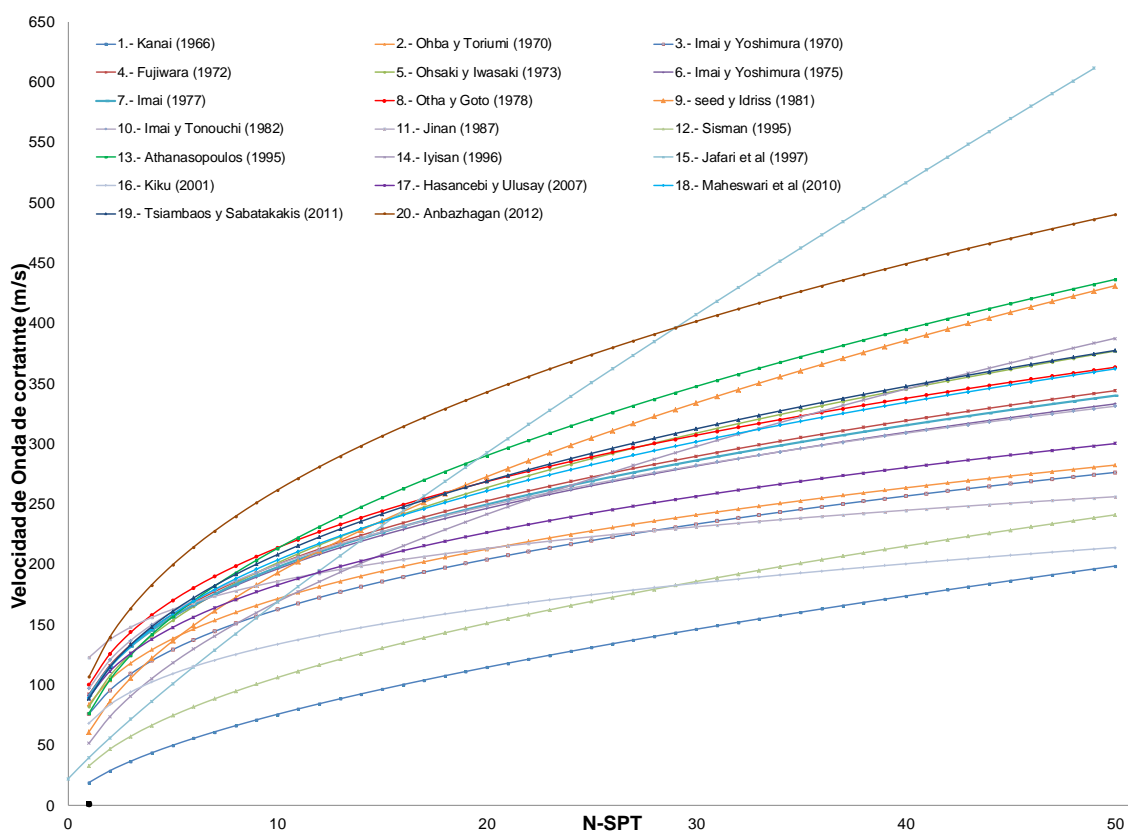


Fig. 3.23 Correlaciones publicadas para todos los tipos de suelo

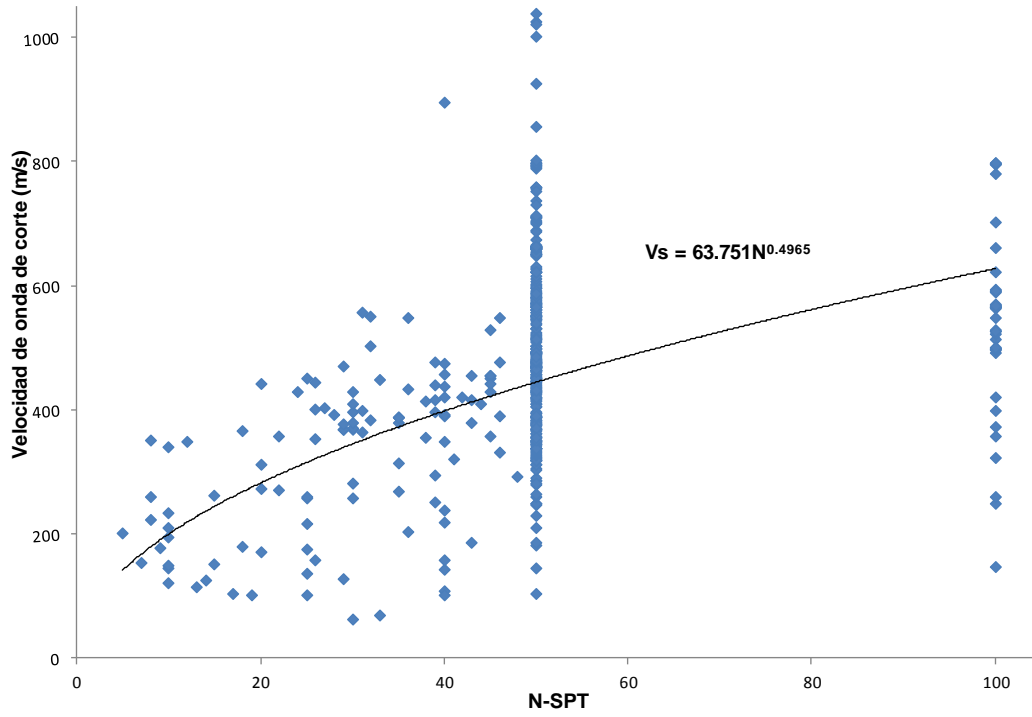


Fig. 3.24 Correlación considerando un número de golpes de 100 en roca

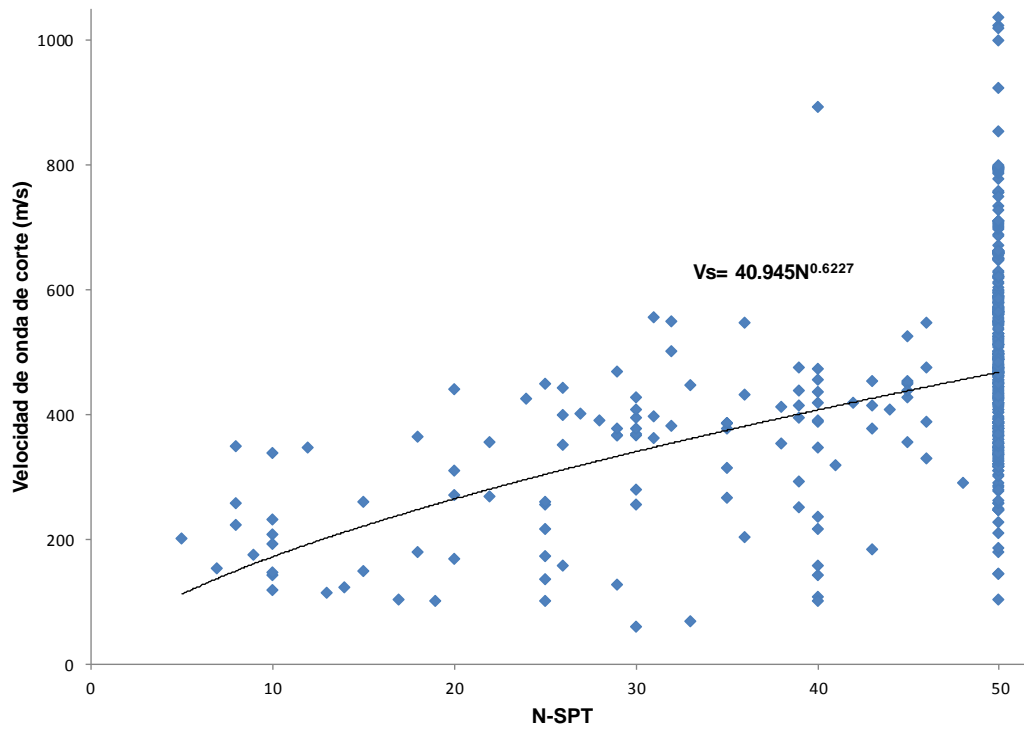


Fig. 3.25 Correlación considerando un número de golpes de 50 en roca

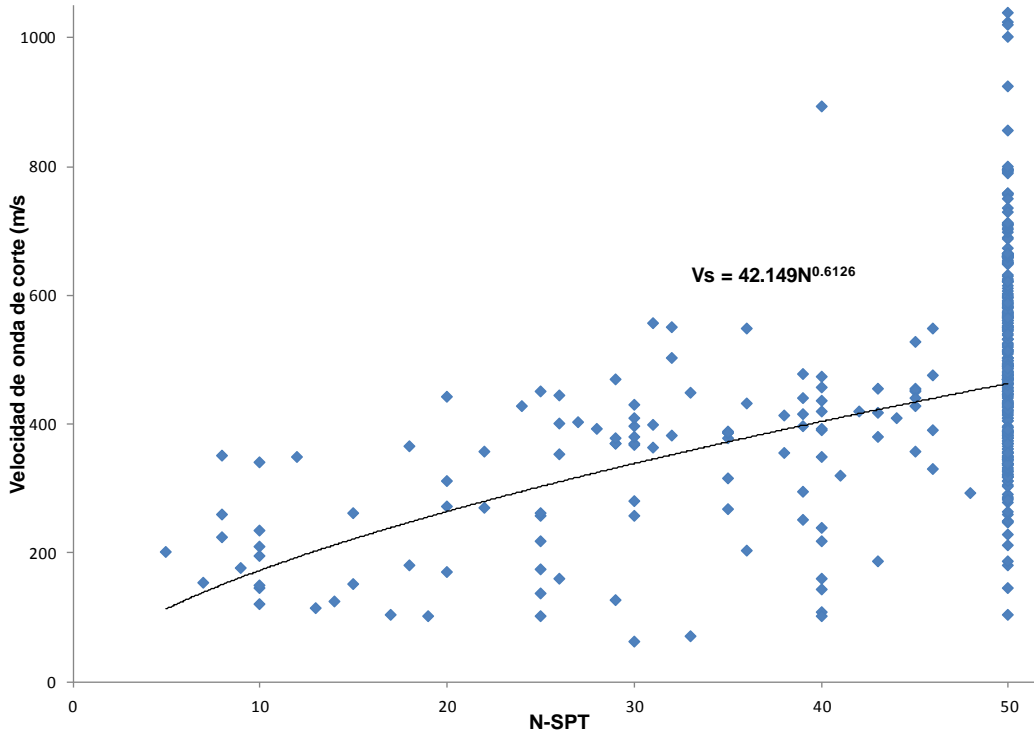


Fig. 3.26 Correlación considerando que no existen estratos de roca

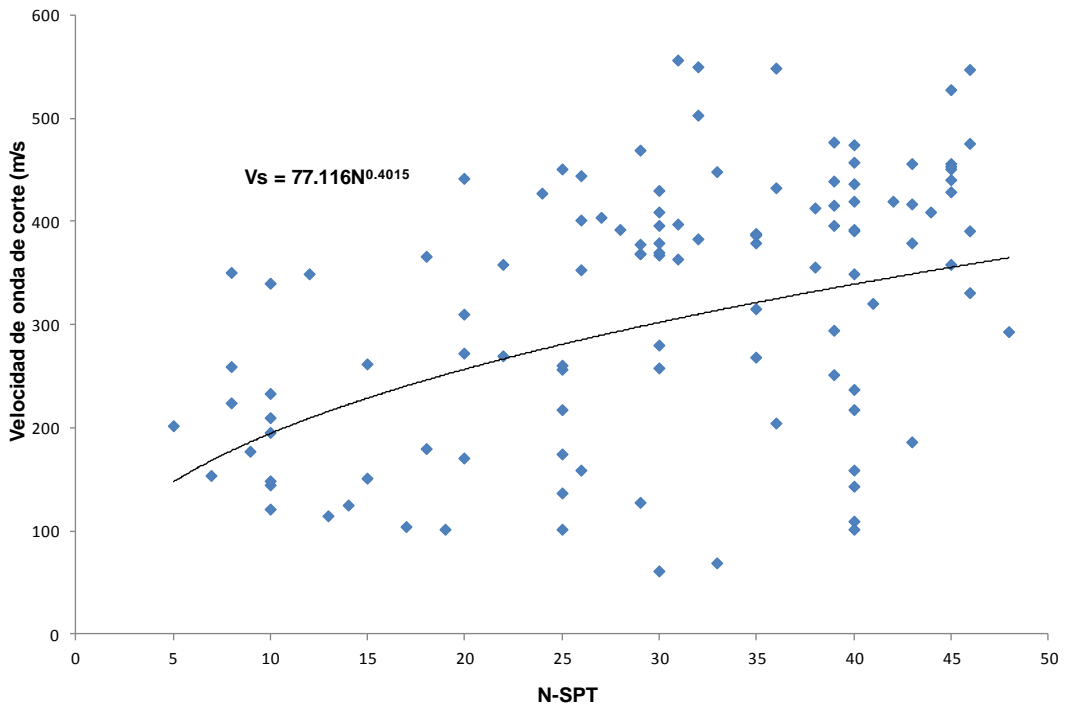


Fig. 3.27 Correlación considerando número de golpes menor de 50

3.5 Perfil de velocidades calculadas

Se hace una comparativa de las correlaciones desarrolladas en este trabajo con las ecuaciones propuestas por varios investigadores. Se observa en la gráfica que las ecuaciones propuestas para todos los tipos de suelos tienden a valores de la mayoría de las correlaciones. Jafari (1997) y Anbazhagan (2012) dan valores altos de V_s y todas se incrementan conforme aumenta N-SPT; Kanai (1966), Imai y Yoshimura (1970), Ohba y Toriumi (1970), Jinan (1987), Sisman (1995), Kiku et al. (2001) y Hasancebi y Ulusay (2007) arrojan valores bajos de V_s .

En la Fig. 3.28 se aprecia que existen diferencias de valores de V_s entre las correlaciones existentes y las empíricas propuestas, que se deben probablemente a las distintas condiciones geotécnicas de las zonas en revisión.

A continuación se presentan los perfiles de las velocidades calculadas a partir del número de golpes con las ecuaciones de este trabajo y las velocidades medidas in situ con el método Down Hole en cada uno de los sitios en la figura 3.29 a la 3.44

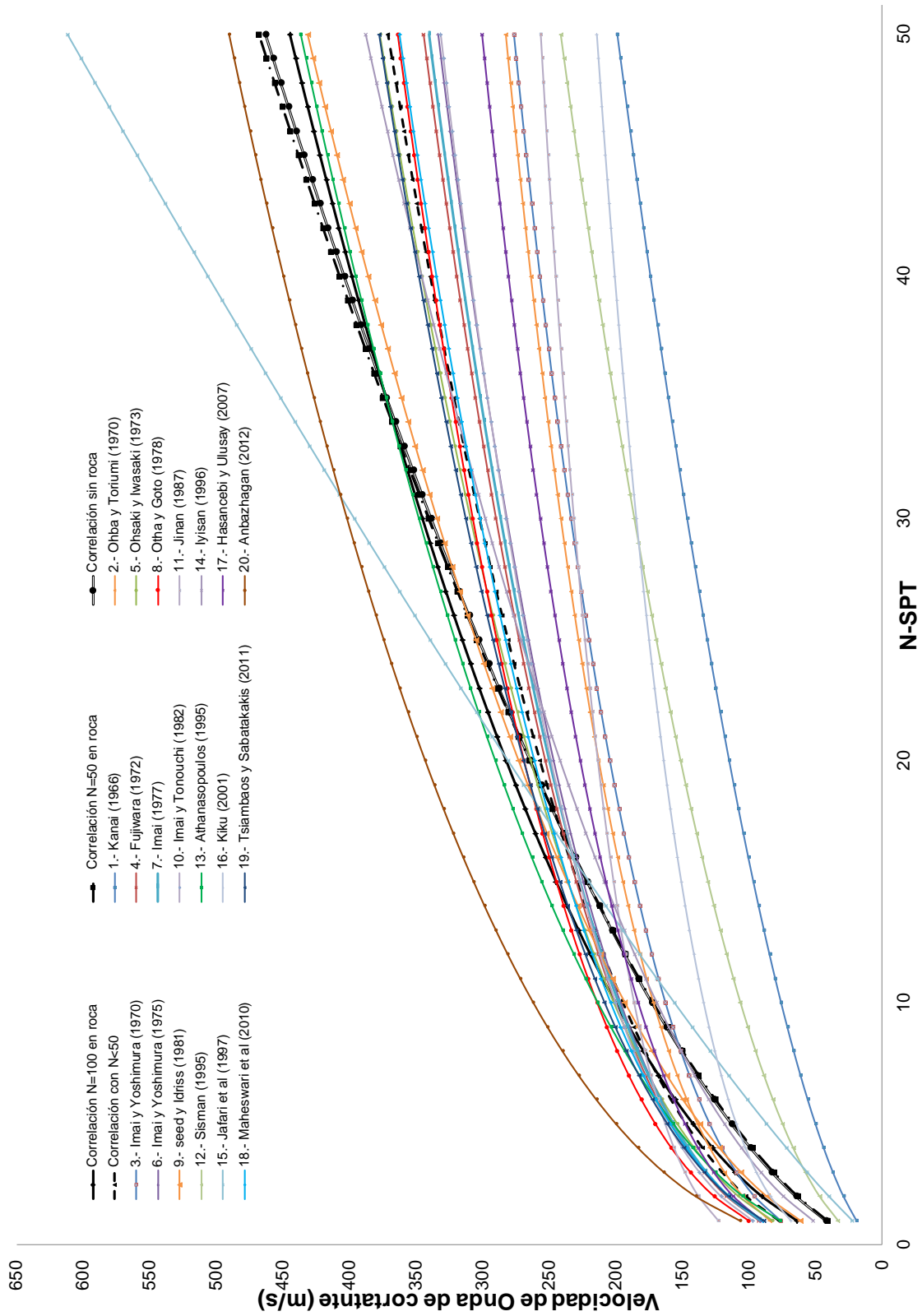


Fig. 3.28 Comparación de correlaciones desarrolladas con las existentes

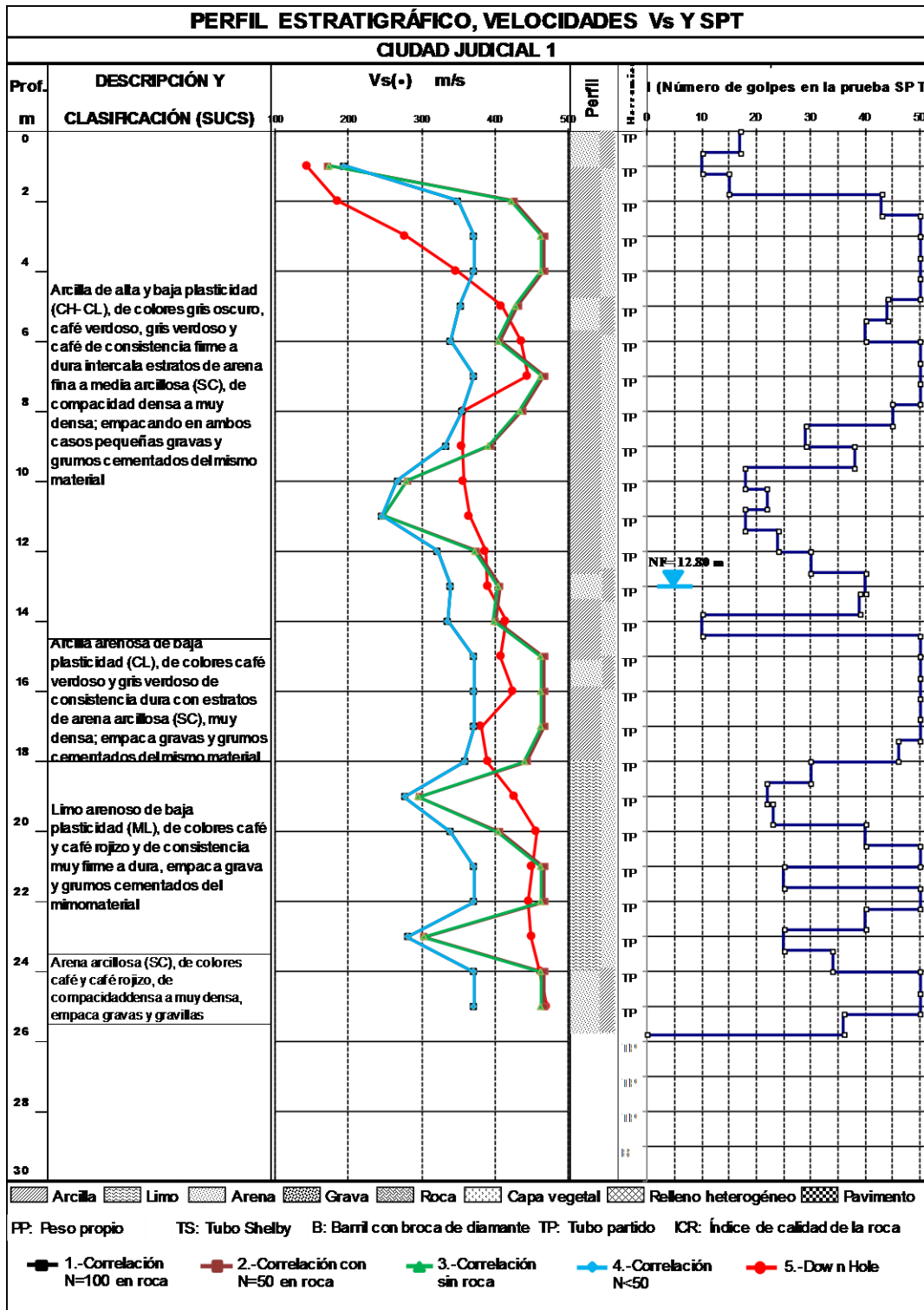


Fig. 3.29 Correlaciones desarrolladas y velocidades con el método Down Hole, sitio No. 1

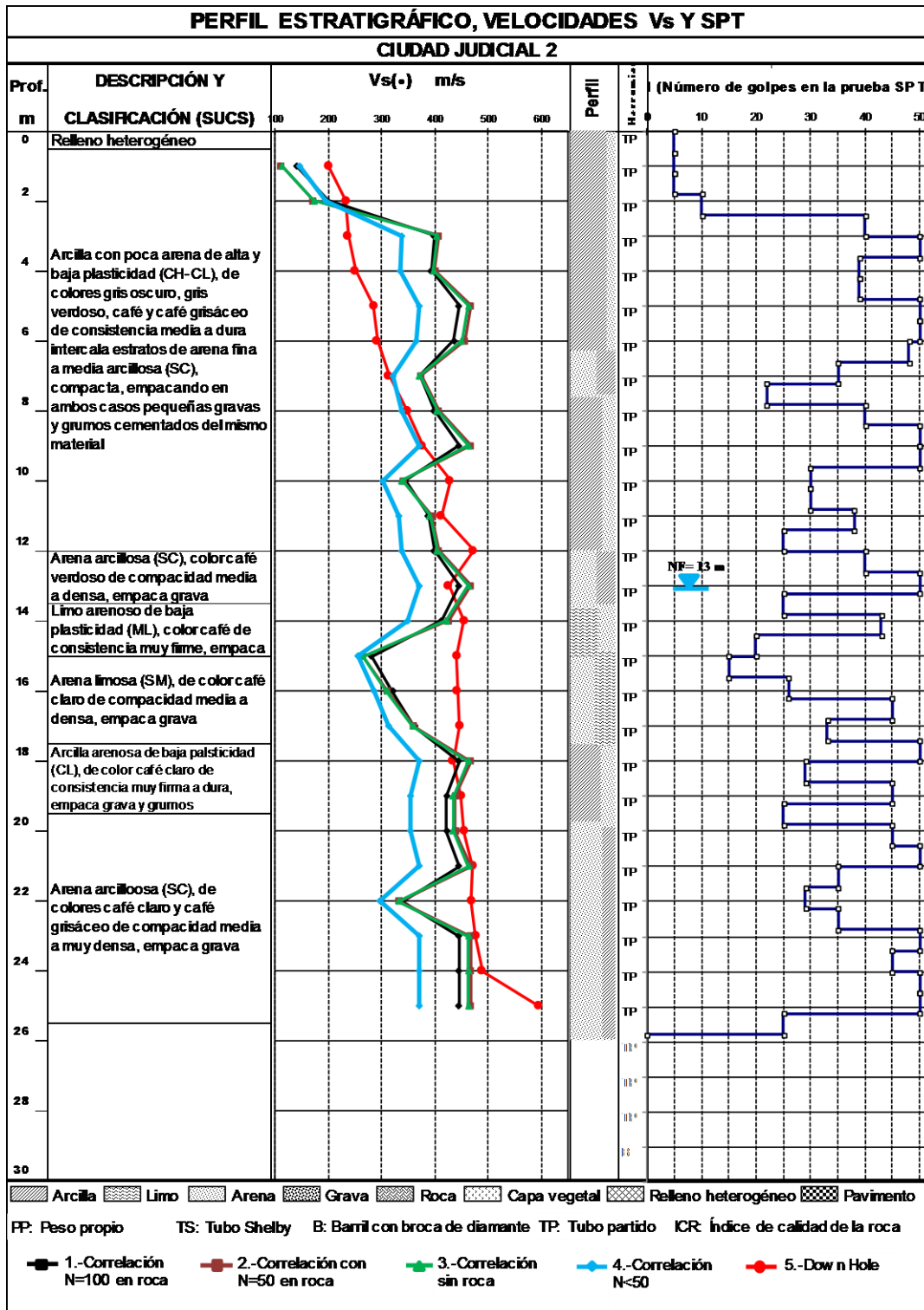


Fig. 3.30 Correlaciones desarrolladas y velocidades con el método Down Hole, sitio No. 2

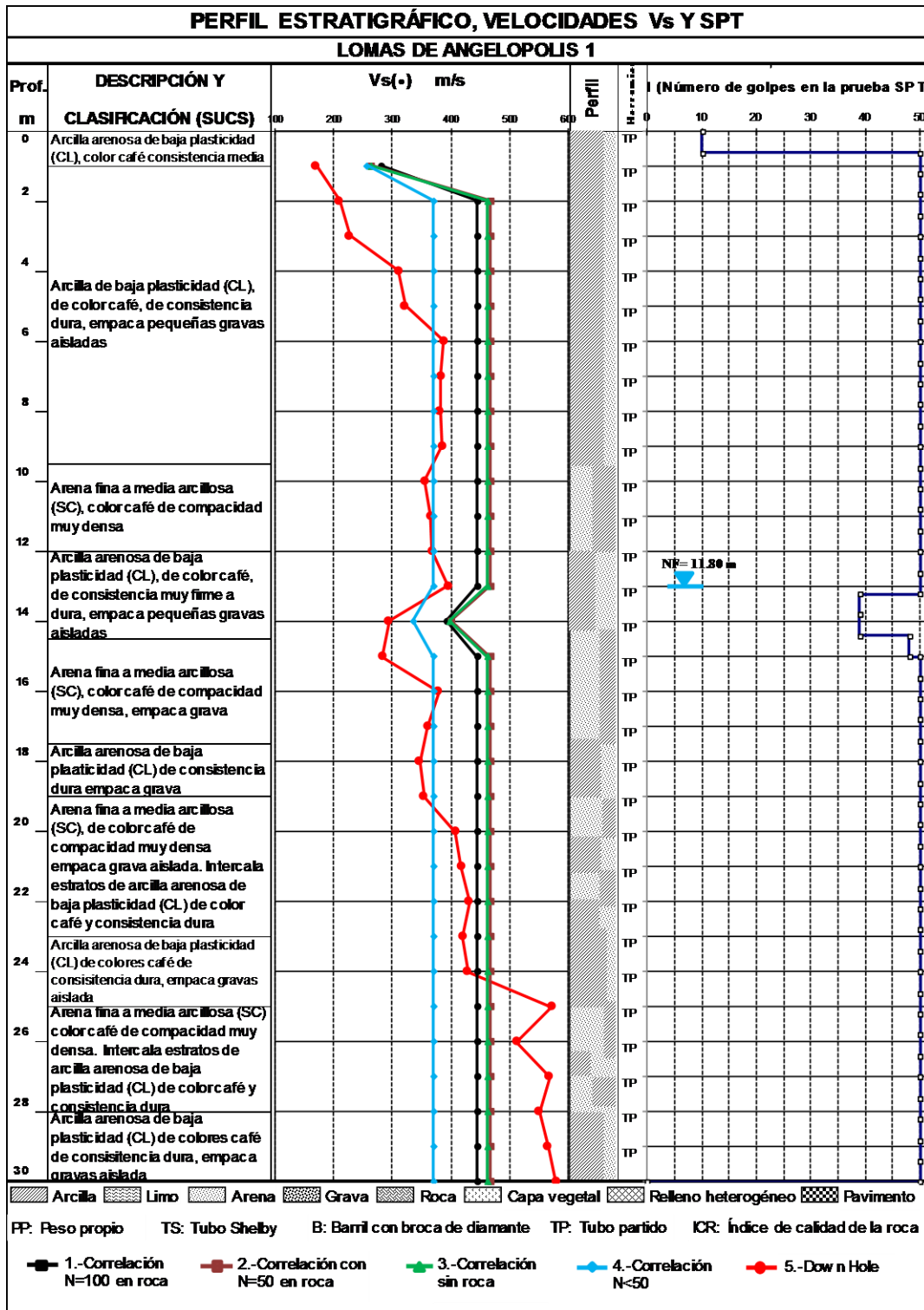


Fig. 3.31 Correlaciones desarrolladas y velocidades con el método Down Hole, sitio No. 3

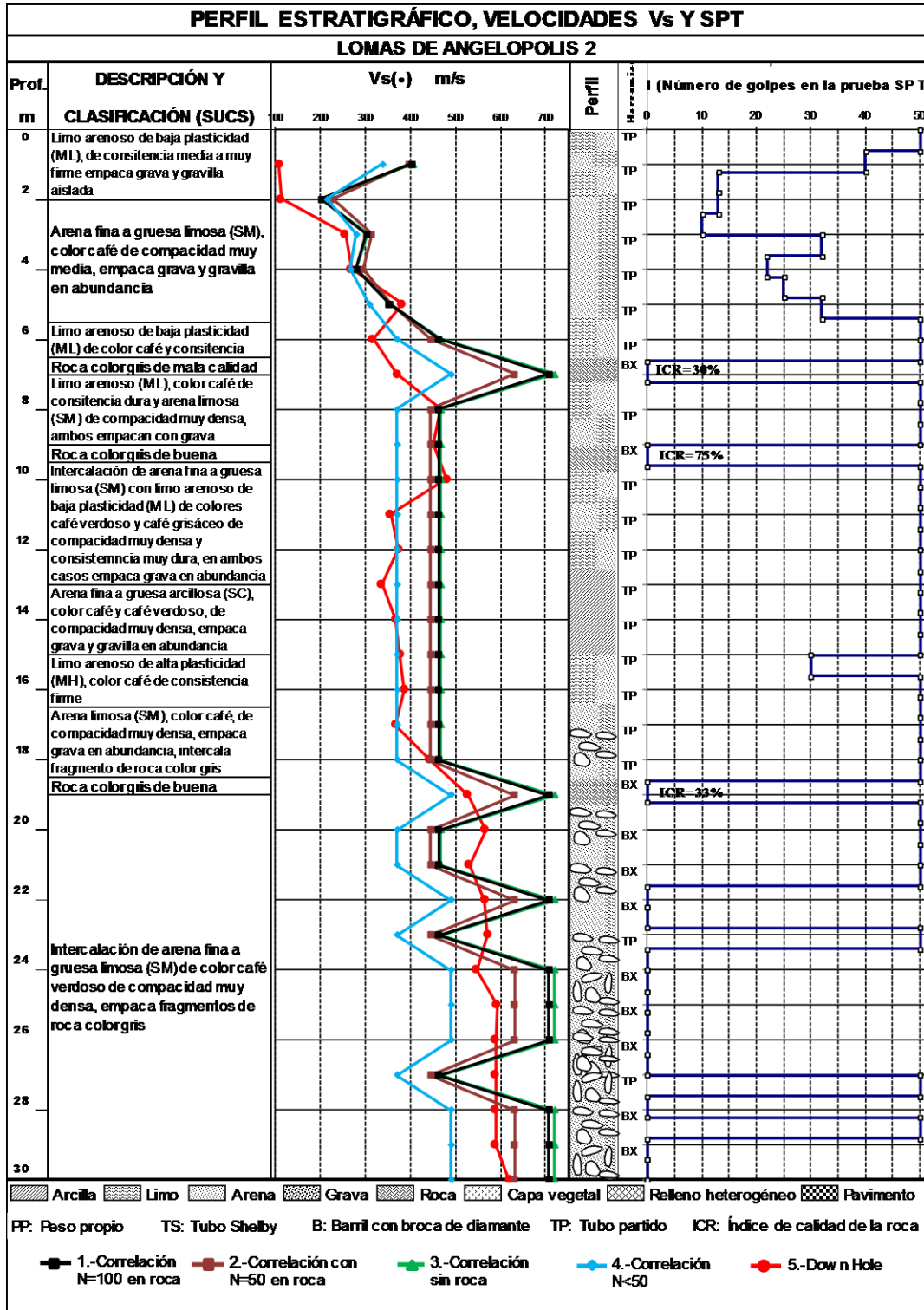


Fig. 3.32 Correlaciones desarrolladas y velocidades con el método Down Hole, sitio No. 4

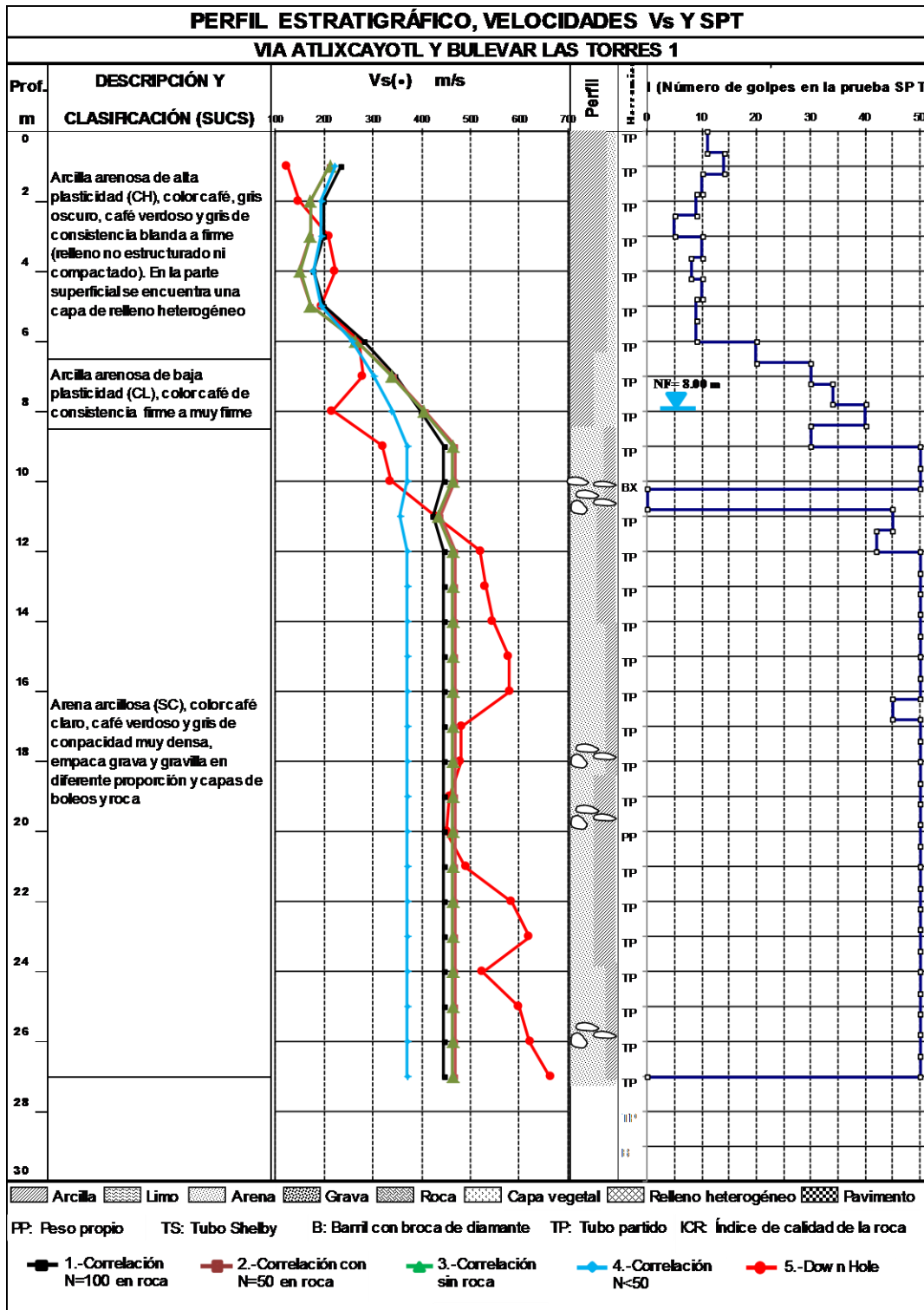


Fig. 3.33 Correlaciones desarrolladas y velocidades con el método Down Hole, sitio No. 5

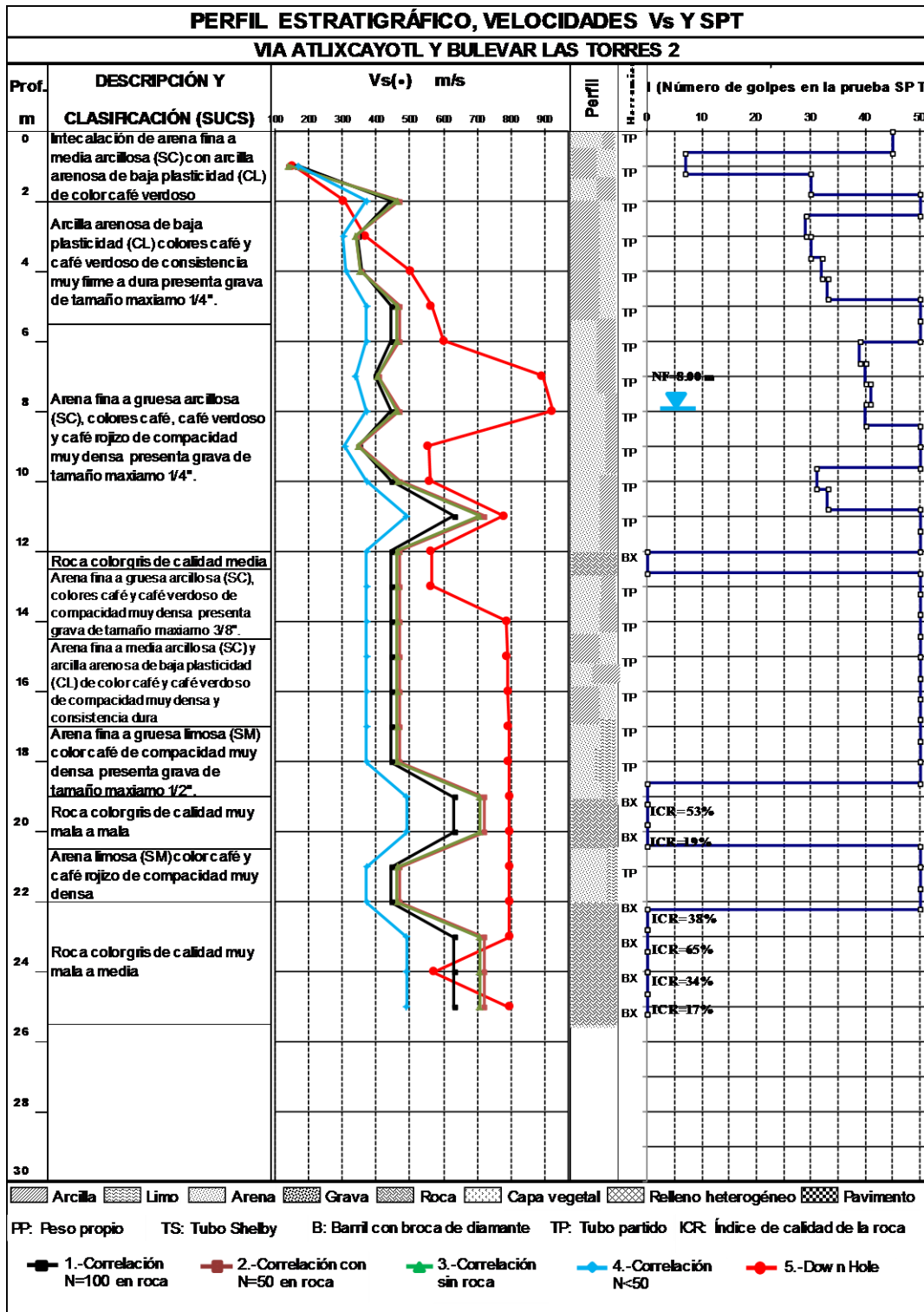


Fig. 3.34 Correlaciones desarrolladas y velocidades con el método Down Hole, sitio No. 6

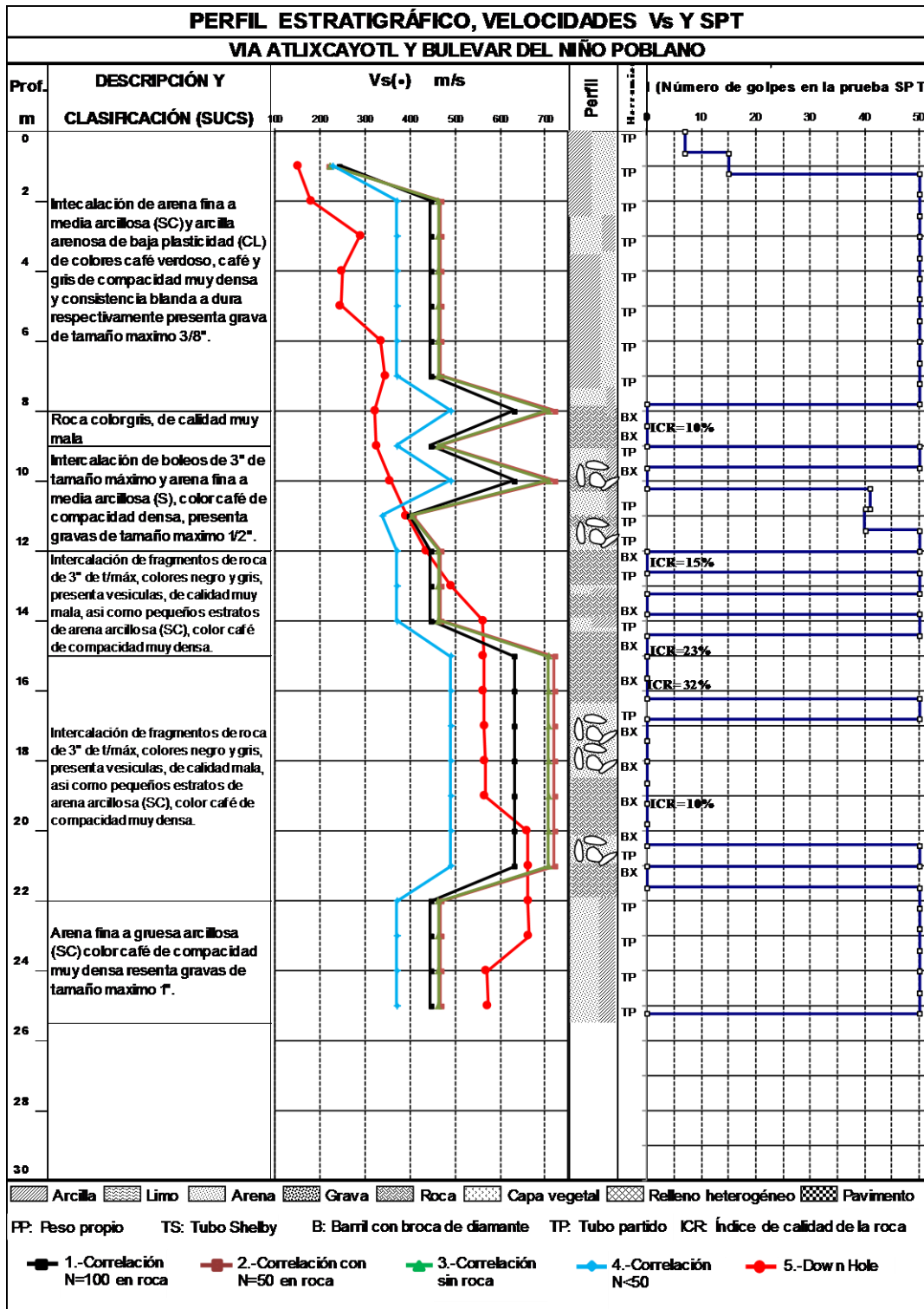


Fig. 3.35 Correlaciones desarrolladas y velocidades con el método Down Hole, sitio No. 7

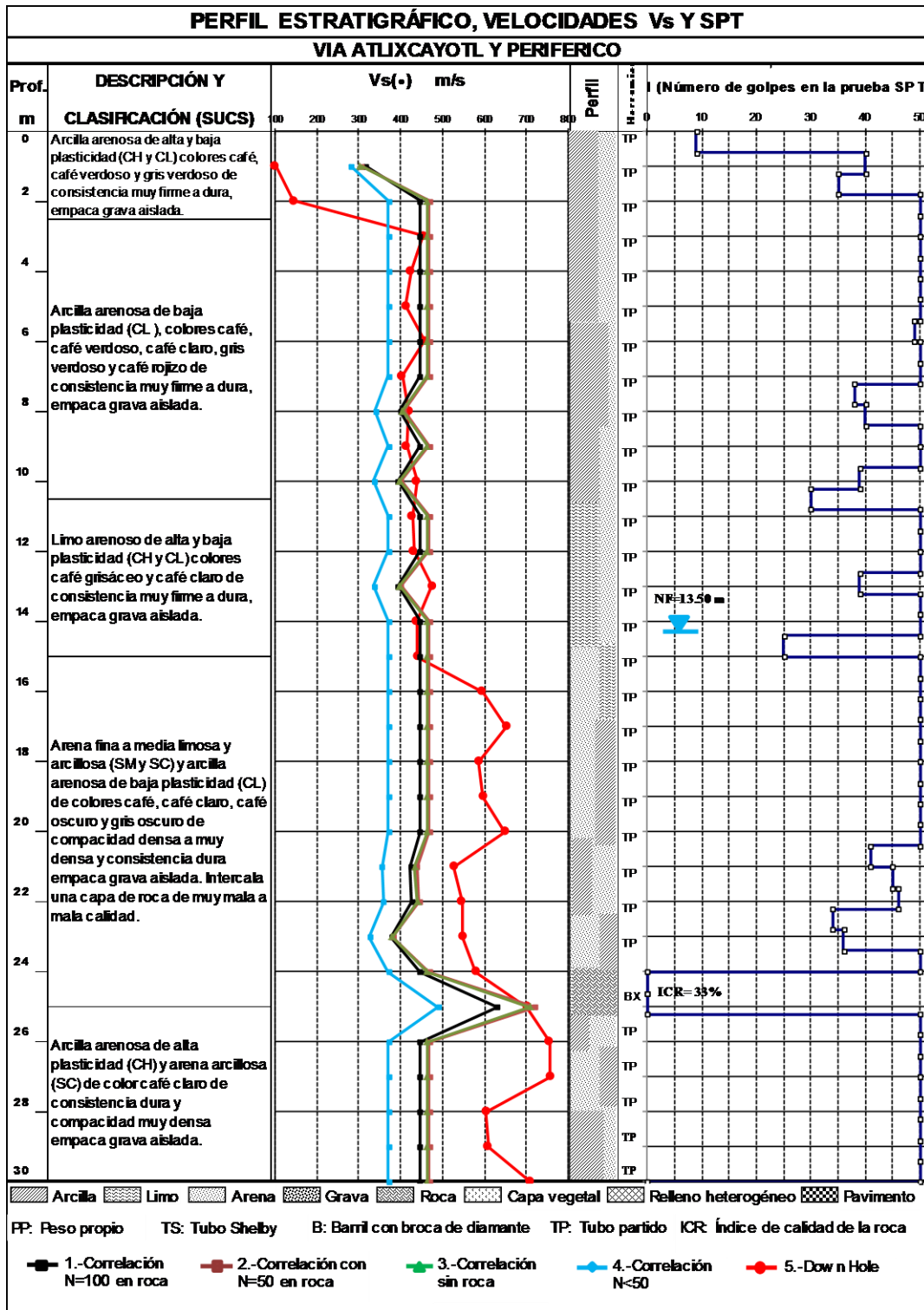


Fig. 3.36 Correlaciones desarrolladas y velocidades con el método Down Hole, sitio No. 8

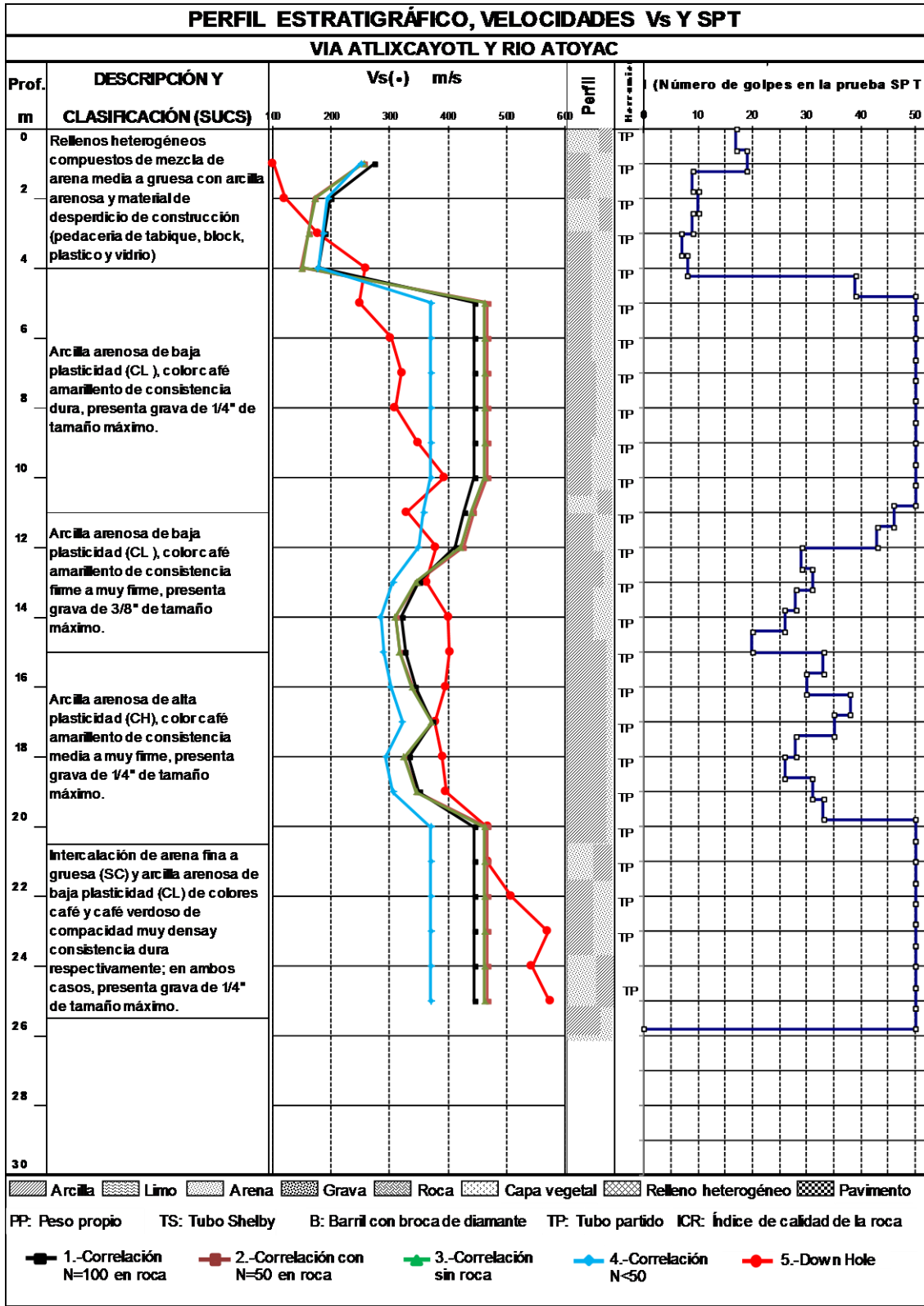


Fig. 3.37 Correlaciones desarrolladas y velocidades con el método Down Hole, sitio No. 9

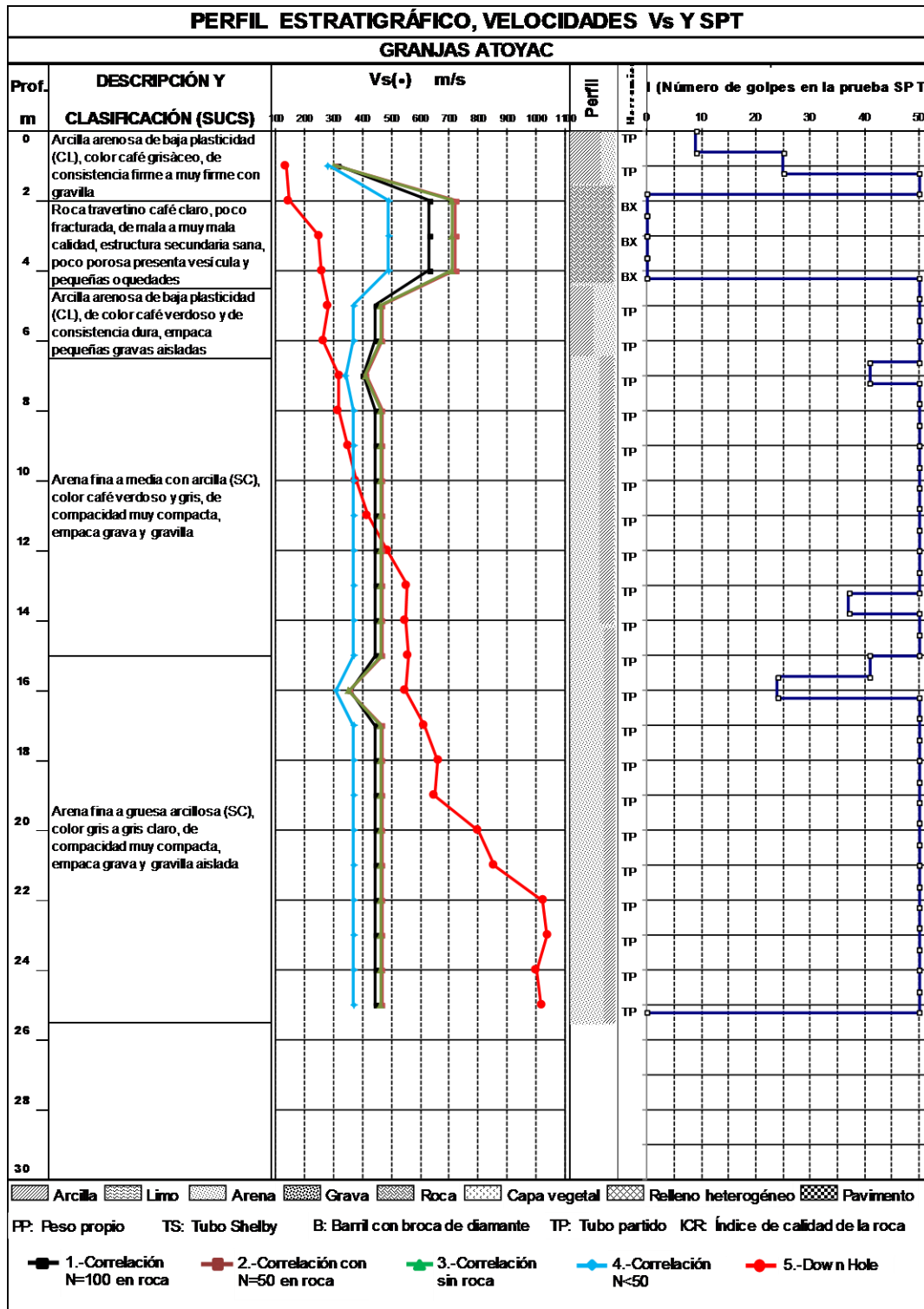


Fig. 3.39 Correlaciones desarrolladas y velocidades con el método Down Hole, sitio No. 11

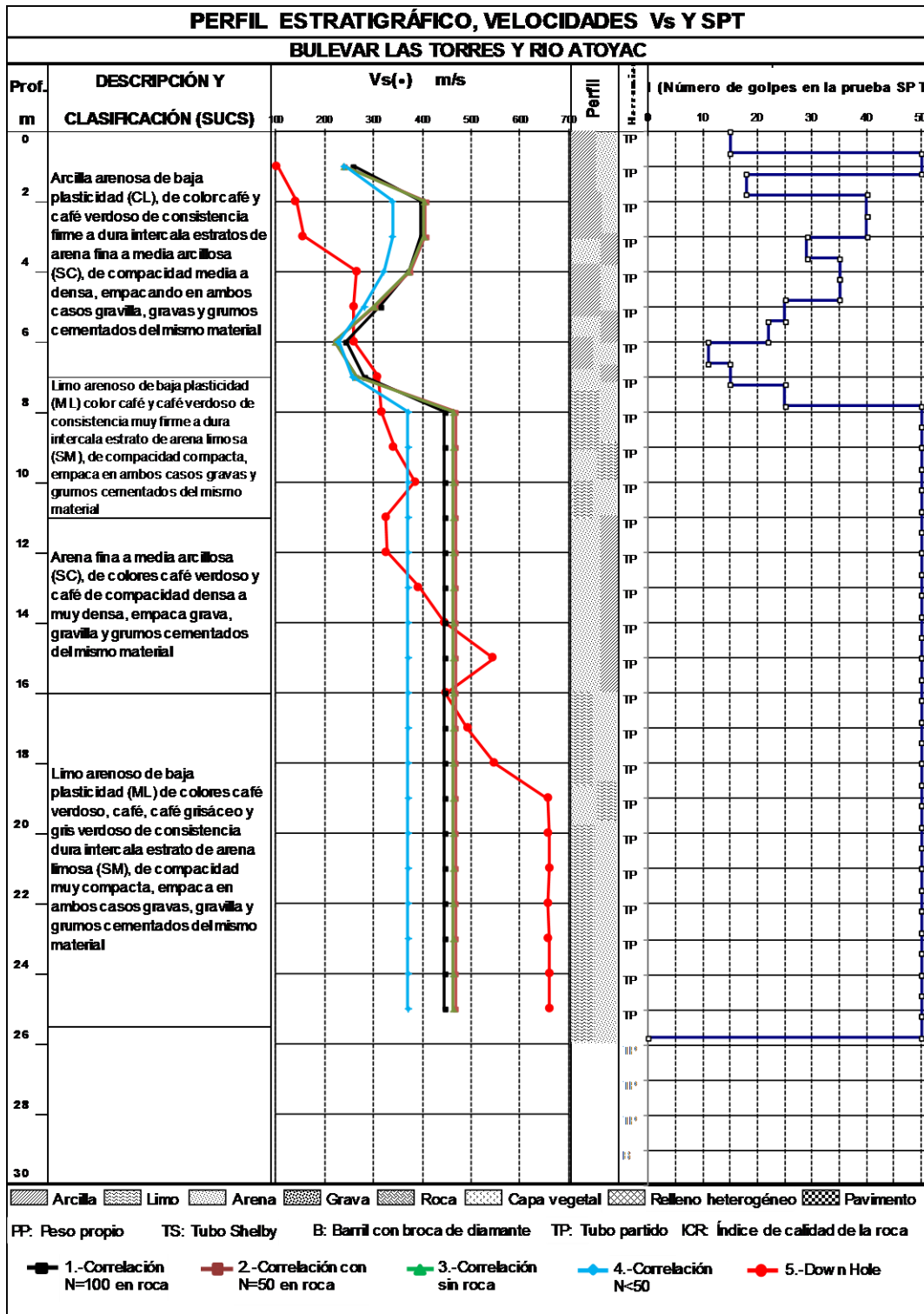


Fig. 3.40 Correlaciones desarrolladas y velocidades con el método Down Hole, sitio No. 12

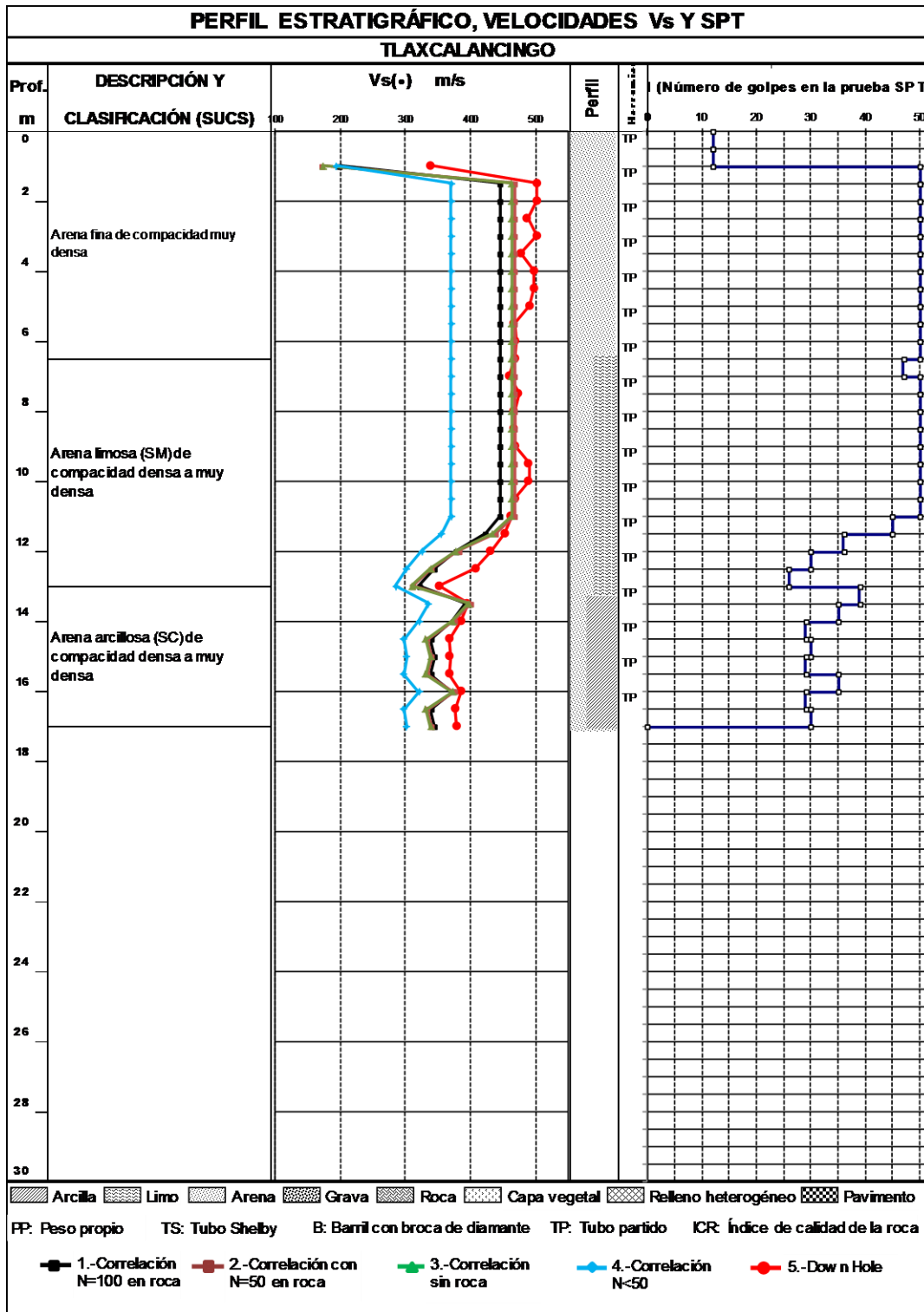


Fig. 3.41 Correlaciones desarrolladas y velocidades con el método Down Hole, sitio No. 13

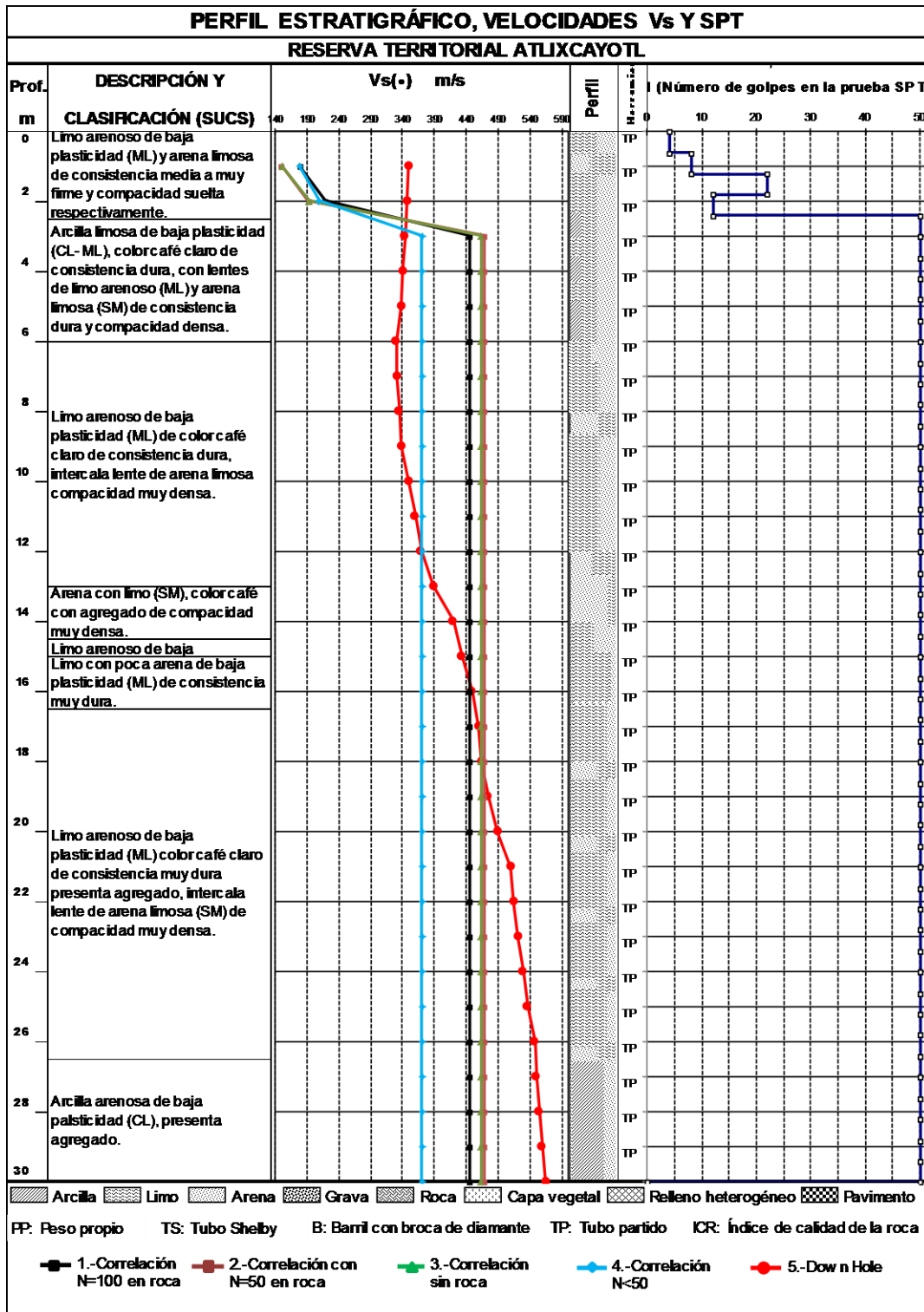


Fig. 3.42 Correlaciones desarrolladas y velocidades con el método Down Hole, sitio No. 14

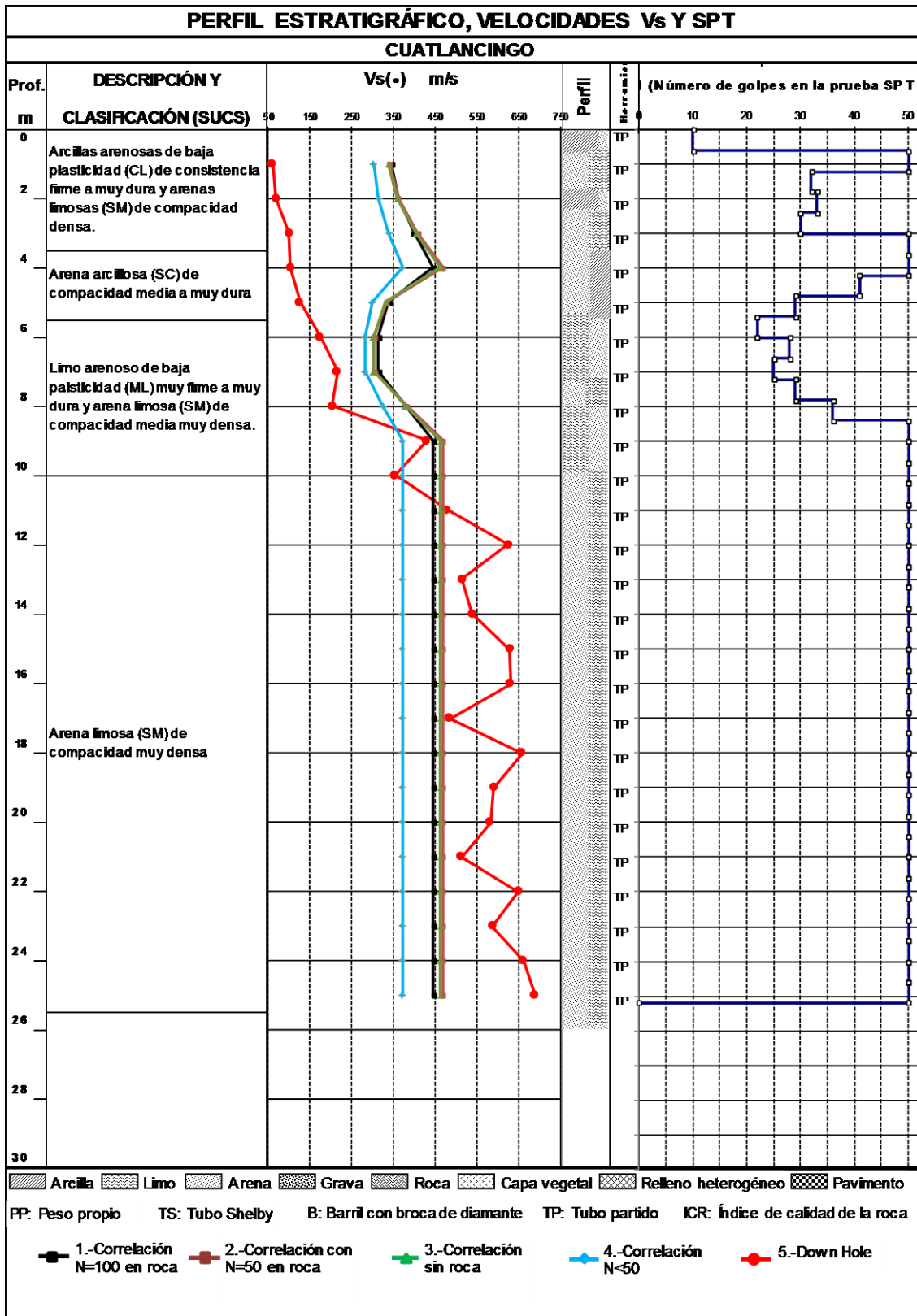


Fig. 3.43 Correlaciones desarrolladas y velocidades con el método Down Hole, sitio No. 15

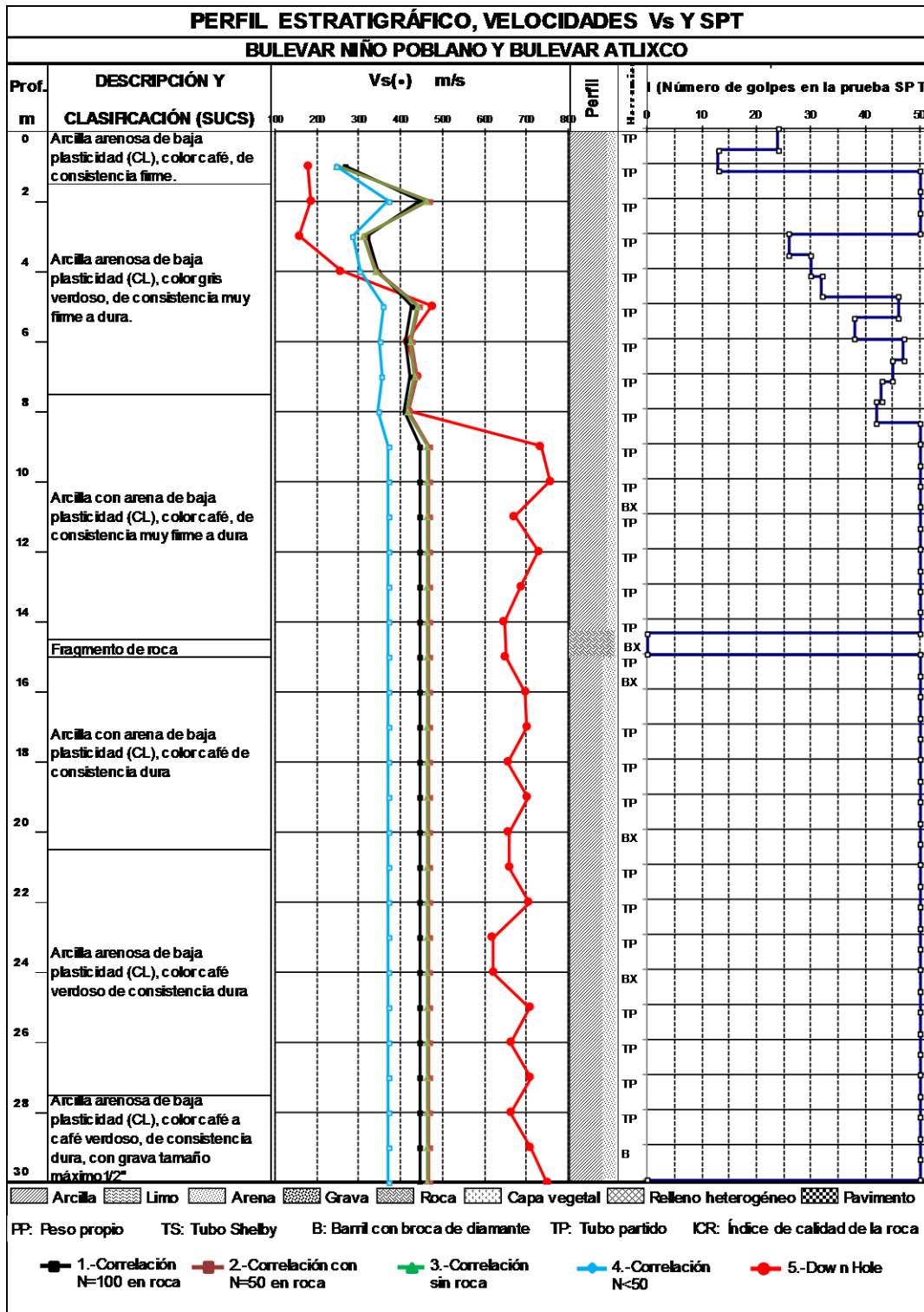


Fig. 3.44 Correlaciones desarrolladas y velocidades con el método Down Hole, sitio No. 16

3.6 Resultado de modelo propuesto

Se llevó a cabo el desarrollo de un análisis simple de regresión para determinar una relación entre la velocidad de onda de corte y el número de golpes de la resistencia de penetración estándar con la finalidad de poder predecir la velocidad secundaria V_s y así analizar el comportamiento sísmico de depósitos de suelos de la zona sur poniente de la ciudad de Puebla.

La veracidad de las correlaciones definidas se comparó con otros investigadores por medio de gráficas para las condición de todo los tipos de suelo. Se observa que las correlaciones propuestas están dentro de los valores desarrollados por los autores para esos tipos de suelos.

Estas correlaciones empíricas también se compararon con cada uno de los sitios donde se midió V_s in situ con la prueba de Down Hole y se identificó aproximación aceptable a partir de la primera medición hasta los 15 m de profundidad en los sitios 2, 3, 4, 5, 7, 8, 9, 10, 12 y 13 teniendo alguna variación en la máxima profundidad explorada por la presencia de roca y grava en abundancia de algunos sitios, eso genera que las correlaciones tengan sus limitaciones en cuanto a qué valor se le asigna a N cuando se detecten estratos de roca.

Existen reglamentos para la clasificaciones de los tipos de suelo con respecto a la velocidad media (V_{s30}), esto debido a que Kiku et al. (2001) afirmaron que los 30 m superiores del estrato del suelo son el factor fundamental que influye en los movimientos del suelo, en las Tablas 3.4, 3.5 y 3.6 se muestra la clasificación sísmica del suelo del Manual de diseño por sismo de la Comisión Federal de Electricidad, de NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program) y Eurocódigo 8 (Reglamento de diseño de estructuras sismoresistentes en la Unión Europea).

Tabla 3.4 Clasificación del suelo de CFE

Tipología de suelo	Número de golpes (SPT)	V_s (m/s)	γ (t/m^3)
Roca	-	> 720	2.0
Suelo firme y denso	>50	360	1.8
Suelo medio	15-50	180	1.5
Suelo blando	<15	90	1.3

Tabla 3.5 Clasificación del suelo NEHRP

Tipología de material	V_{S30} (m/s)	Descripción V_S en los 30 m superiores (m/s)
A	> 1,500	Roca dura
B	760 – 1,500	Roca
C	360 – 760	Roca blanda y suelo muy denso
D	180 – 360	Suelo rígido $15 \leq N_{SPT} \leq 50$ o $50 \text{ kPa} \leq CU \leq 100 \text{ kPa}$
E	< 180	Perfil con más de 3 m de arcilla blanda con $IP > 20$ $\omega > 40 \%$ y $CU < 25 \text{ kPa}$
F		<ol style="list-style-type: none"> Suelos susceptibles de rotura o colapso bajo carga sísmica tales como suelos licuables, arcillas sensitivas o suelos débilmente cementados Turba/ arcillas orgánicas de potencia mayor a 3 m Arcillas de alta plasticidad con una potencia mayor a 3 y un $IP > 75$ Arcillas de rigidez blanda a media de potencia $> 36 \text{ m}$

Tabla 3.6 Clasificación del suelo Eurocódigo 8

Tipo de suelo	Descripción	V_{S30} (m/s)	N_{SPT}	Cu [kpa]
A	Roca u otra formación con al menos 5 m de material meteorizado en superficie	> 800		
B	Depósitos de arena densa, grava o arcilla muy dura de varios m de potencia caracterizada por un incremento de sus propiedades mecánicas en profundidad	360-800	>50	>250
C	Depósitos profundos de arena densa a medio densa, grava o arcilla dura con potencias de varias decenas a centenares de m	180-360	15-50	70-250
D	Depósitos de suelos sueltos a medio cohesivos (con o sin niveles cohesivos blandos) o bien suelos cohesivos blandos a duros predominantemente.	<180	<15	<70
E	Perfil de suelo que consiste en un nivel aluvial en la superficie con valores $V_{s,30}$ de la clase C o D y potencia variable entre 5 y 20 m situados sobre un material más duro de $V_{s,30} > 800 \text{ m/s}$			
S1	Depósitos que consisten en arcillas o limos con un índice de plasticidad alto (> 40) y un alto contenido en agua			10-20
S2	Depósitos formados por suelos licuables, arcillas sensitivas o cualquier otro tipo de perfil incluido en las clases A, E o S1			

En los diferentes estudios donde se midió V_s se obtuvo una velocidad máxima en roca de 797 m/s, con este valor se clasifica como roca en el Manual de Diseño por Sismo de CFE, mientras que en NEHRP y Eurocódigo 8 como tipo B

De acuerdo a lo anterior, para las correlaciones publicadas por los diferentes investigadores y las desarrolladas en esta tesis se requiere un cierto número de golpes para correlacionar NSPT y satisfacer la velocidad máxima en roca detectada (V_s), en la Tabla 3.7 se muestran los números de golpes requeridos tomando en cuenta la correlación de Kanai (1966) como el valor más bajo y la de Jafari et al. (1997) como el más alto.

Tabla 3.7 Número de golpes para correlacionar la velocidad máxima detectada en roca

Autor	Ecuación	N-SPT	V_s (m/s)
Kanai (1966)	$V_s=19N^{0.6}$	508	798
Jafari et al. (1997)	$V_s=22N^{0.85}$	68	794
Correlacion-1	$V_s = 63.751N^{0.4965}$	160	798
Correlacion-2	$V_s = 40.945N^{0.6227}$	118	799
Correlacion-3	$V_s = 42.149N^{0.6126}$	121	796
Correlacion-4	$V_s = 77.116N^{0.4015}$	335	796

En las Figuras 3.45 a la 3.49 se muestra los perfiles donde se encontró roca durante la exploración y se dio un valor de 100 y 50 a NSPT.

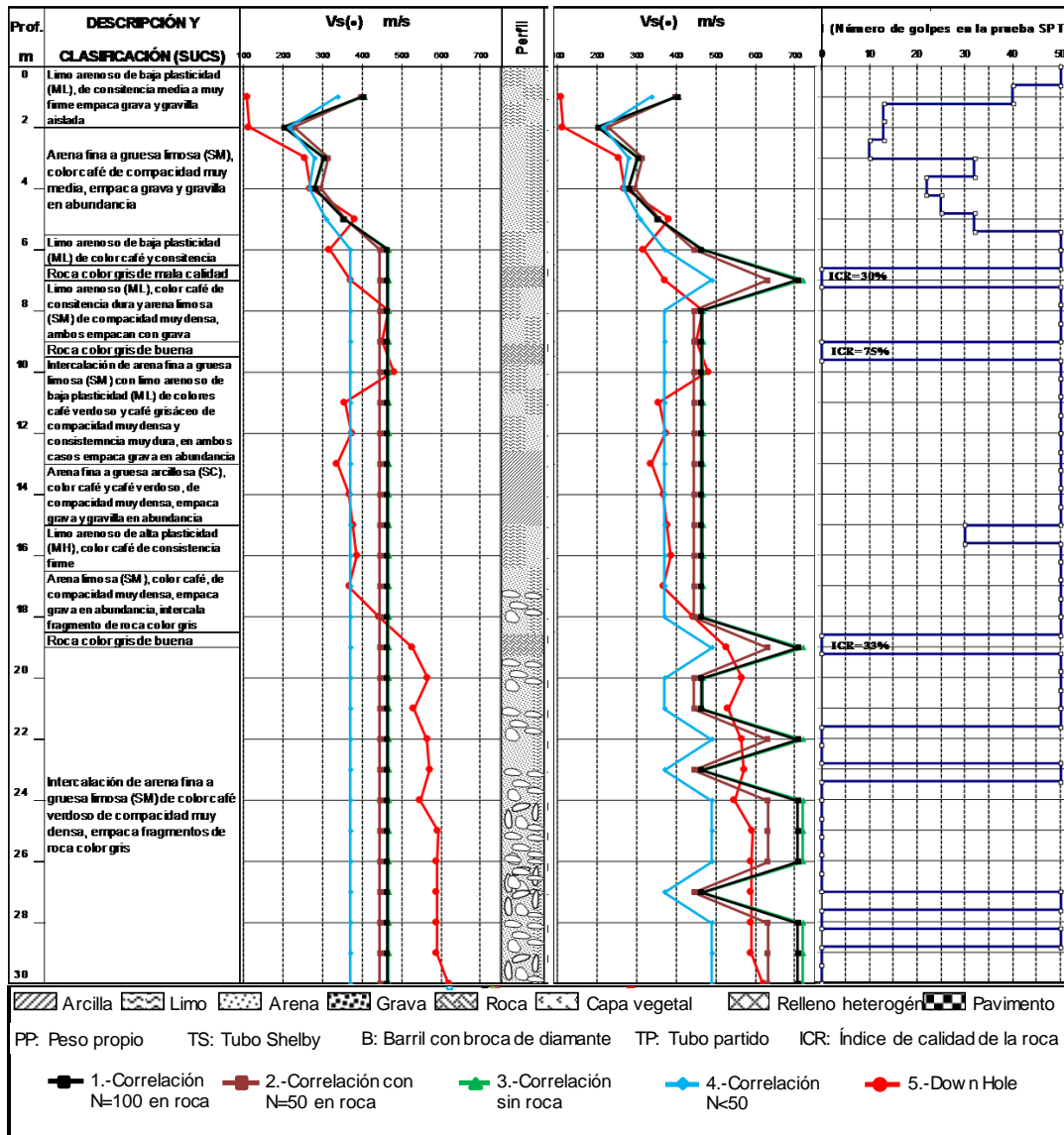


Fig. 3.45 Correlaciones empíricas con valores de N de 100 y 50 para la roca, sitio No. 4

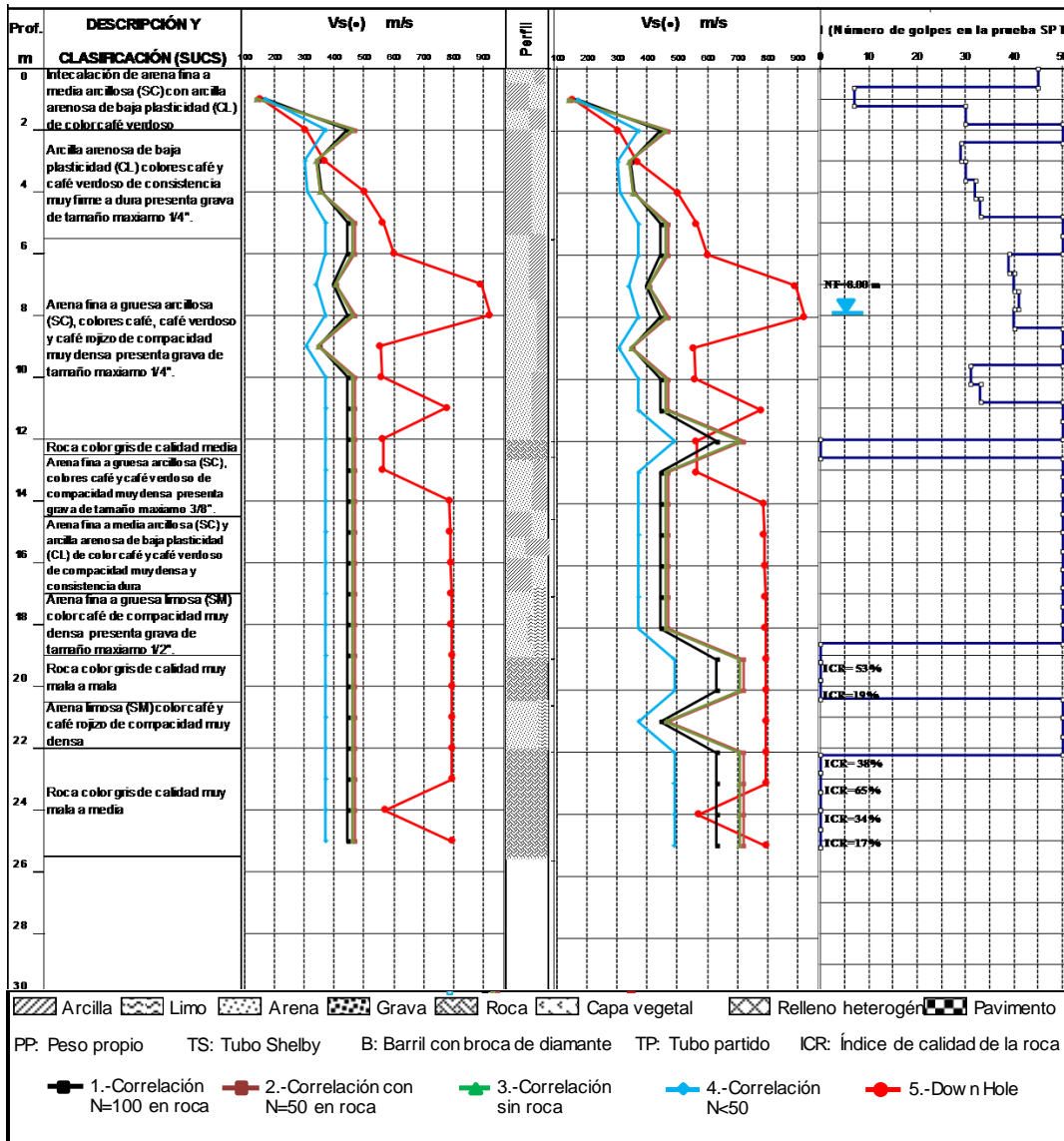


Fig. 3.46 Correlaciones empíricas con valores de N de 100 y 50 para la roca, sitio No. 6

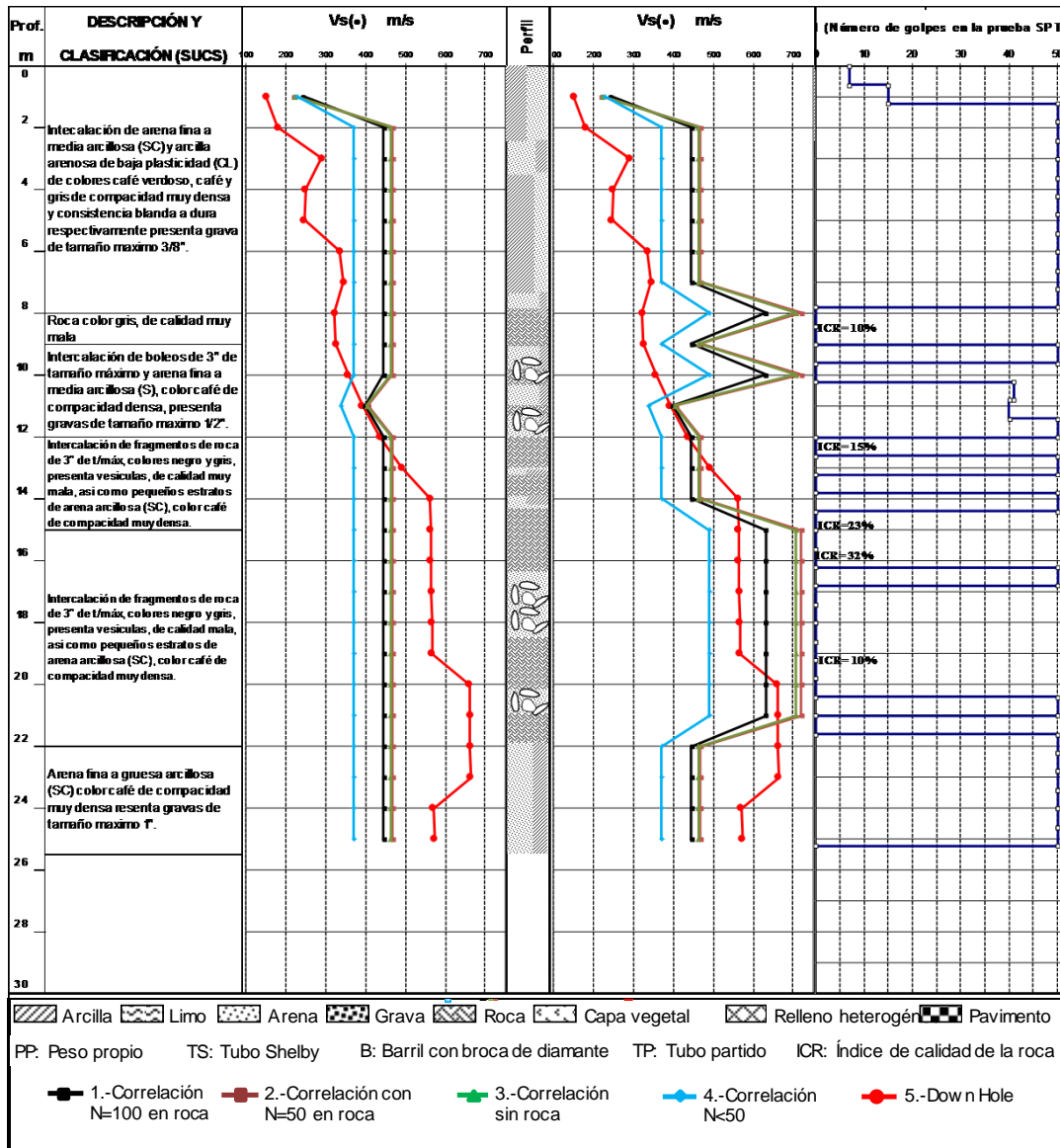


Fig. 3.47 Correlaciones empíricas con valores de N de 100 y 50 para la roca, sitio No. 7

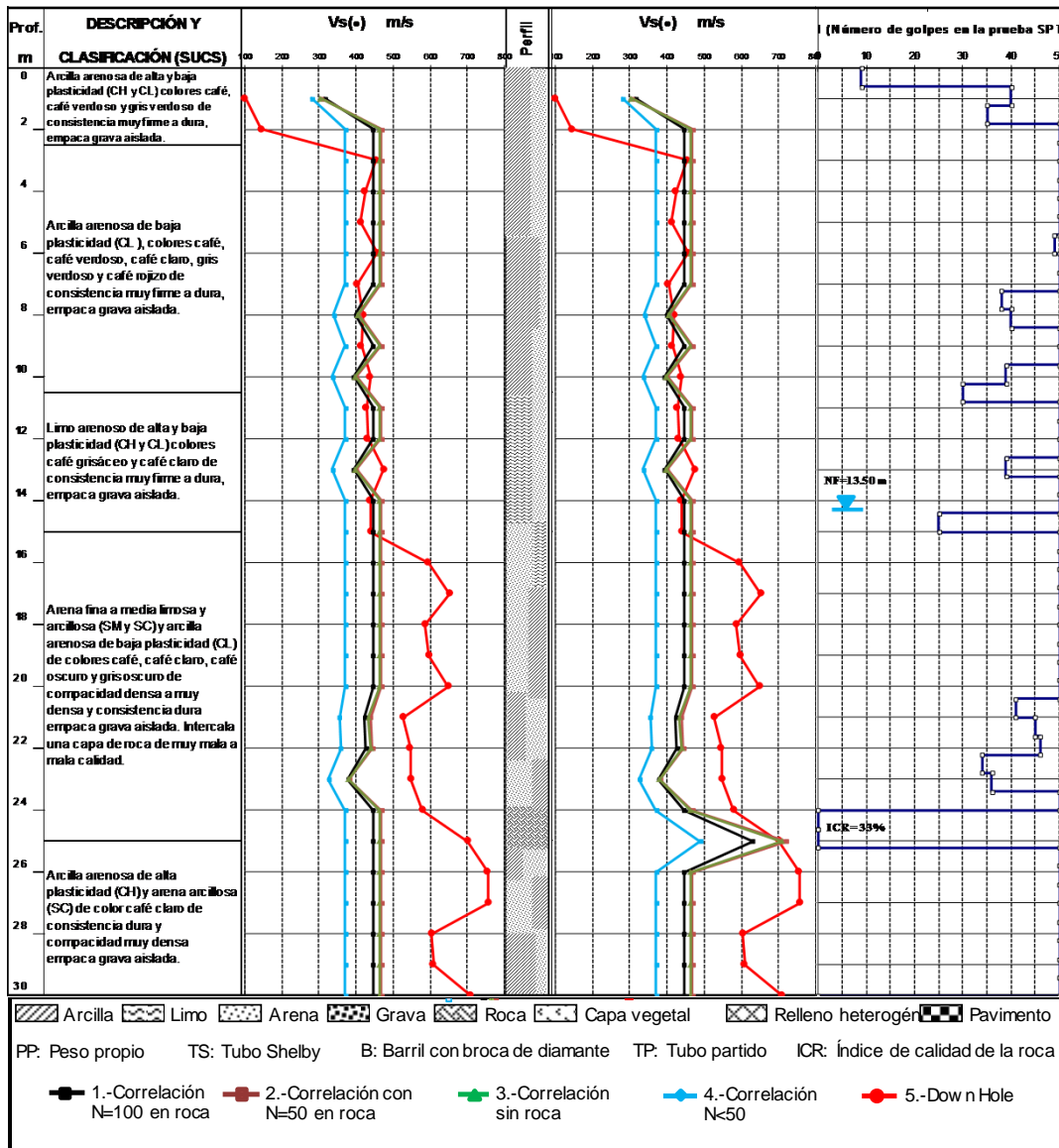


Fig. 3.48 Correlaciones empíricas con valores de N de 100 y 50 para la roca, sitio No. 8

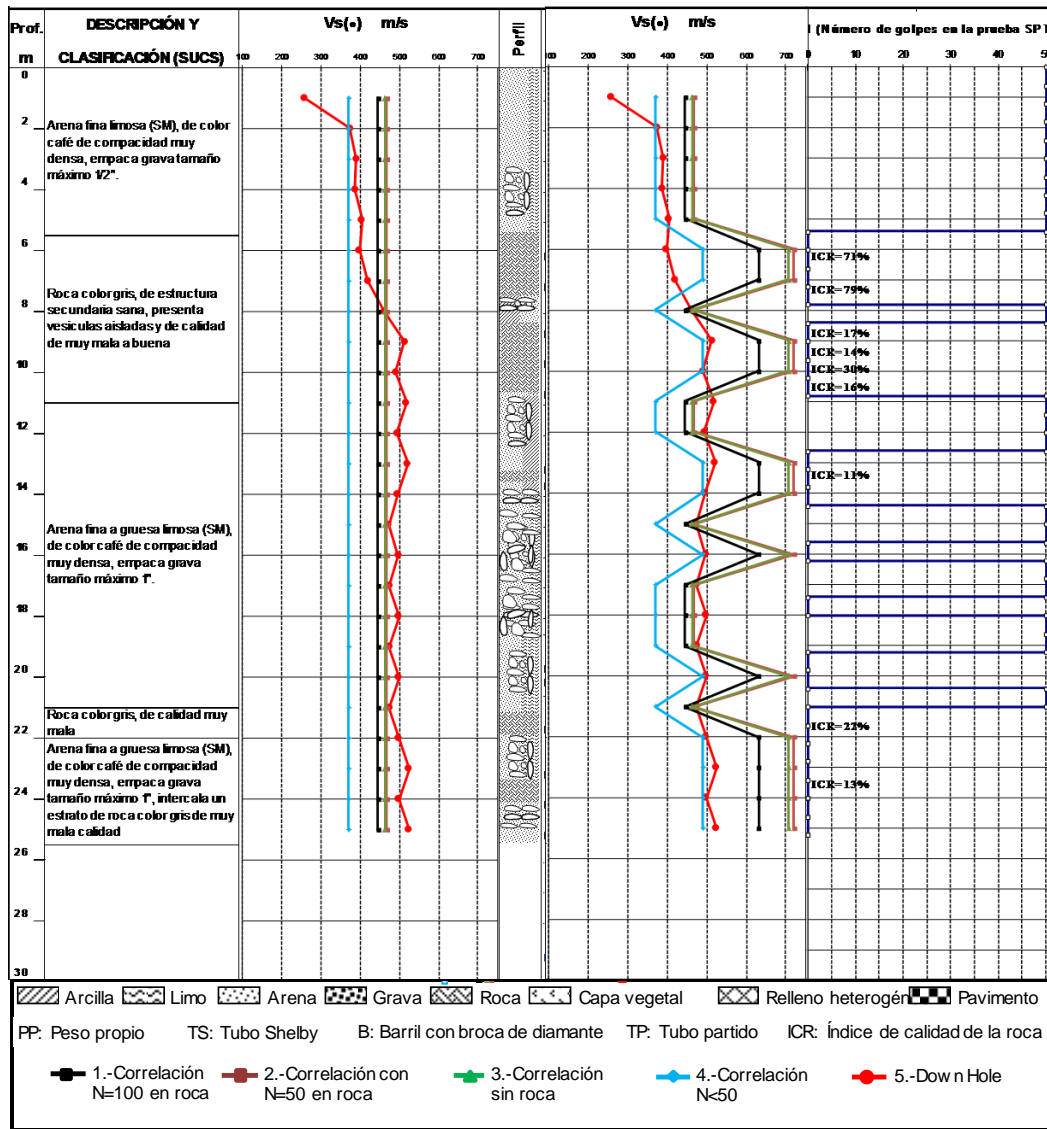


Fig. 3.49 Correlaciones empíricas con valores de N de 100 y 50 para la roca, sitio No. 10

Se observa en los perfiles que para número de golpes de 50 asignado a la roca en las correlaciones la velocidad se mantiene constante hasta la máxima profundidad que fue de 30 m, únicamente en el sitio No. 10 la velocidad medida in situ se mantuvo sin variaciones presentando una diferencia mínima con las correlaciones, mientras que en los otros la velocidad presenta variaciones a mayor profundidad.

Mientras que para los valores de N de 100 se llega a obtener velocidades similares a las de la roca que fueron medidas in situ, esto con cada una de las correlaciones sin mostrar predominio por alguna en específico. La causa puede ser por el tipo de roca, su calidad, su resistencia y su discontinuidad de la misma.

CONCLUSIONES

Como se mostró en el documento en la zona sur poniente de la ciudad de Puebla en los últimos años se incrementó la construcción de edificios de gran altura y se sabe que no en todos los proyectos se lleva a cabo un estudio geosísmico, situación que se debe considerar debido a la actividad sísmica.

La estratigrafía que se identificó en esta zona de acuerdo a la base de datos de la exploración que se proporciono es muy heterogénea, donde predomina la arcilla arenosa continuando con arenas arcillosas, arena limosa, limo arenoso, a su vez estos empaacan grava, boleos y en algunos sitios se intercalan estratos de roca.

Debido a lo anterior y los cambios de un material a otro en espesores pequeños se decidió por el desarrollo de cuatro correlaciones empíricas usando un estudio de regresión simple de la forma funcional $V_s = AN_{SPT}^B$, enfocada para todos los tipos de suelo, cada una con diferentes consideraciones y resultados.

La primera correlación contempló un número de golpes de 100 para los estratos de roca, la segunda se consideró un número de golpes de 50, la tercera no tomó en cuenta estos estratos y la cuarta se definió tomando en cuenta números de golpes menor de 50 en cada uno de los diferentes sitios que reportaron este valor. Además, en el análisis no se consideró la edad geológica, la variación de la profundidad, el valor del número de golpes corregido y el tipo de suelo.

De los resultados se derivan las conclusiones siguientes:

La comparación de las correlaciones desarrolladas con las ecuaciones existentes para todos los suelos muestra una tendencia uniforme de la velocidad secundaria V_s y solo difieren con algunas de las ecuaciones.

La medición de las velocidades in situ con el método de Down Hole también se compararon con las obtenidas empíricamente donde se detectó que con valores de NSPT de 50 se correlaciona una V_s constante para cada una de las ecuaciones, mientras que la obtenidas directamente se manifiestan ascendentes lo que indica que sí influya la variación de la profundidad en la velocidad.

Las correlaciones analizadas en algún punto llegan a obtenerse las mismas velocidades entre los N 7 y 35, mientras que para N=50 presentan una V_s máxima de 468 m/s y una mínima de 371 m/s lo que da una diferencia aproximada de un 30% entre la ecuación 2 y 4, esta variación en las velocidades es mínima ya que con esos valores se clasifica como suelo firme y denso para el Manual de Diseño por Sismo de CFE, para el reglamento de NEHRP como un tipo C y como tipo como B para EUROCODIGO 8.

Las nuevas correlaciones presentadas al compararlas con los perfiles de V_s medidos, al menos para los registros sísmicos empleados, en los primeros metros de profundidad revisados se obtuvo una buena aproximación para las cuatro correlaciones, las variaciones que llegan a manifestarse pueden ser por la presencia de grava en diversas proporciones, boleos y estratos de roca que se reportó durante la exploración y la recuperación de muestras alteradas, además de que la base de datos proporcionada pertenece a diferentes empresas que utilizaron diferentes equipos tanto para la perforación como para el registro de las velocidades de las ondas.

Los resultados reportados en este trabajo fueron analizados para las formaciones y características de suelo de los sitios del 1 al 16 ubicados en la ciudad de Puebla. No se recomienda ser utilizados para otros sitios debido a que las relaciones propuestas no son un sustituto preciso de las mediciones geofísicas, y la incertidumbre en las predicciones debe ser considerada al usar las relaciones, incluso con condiciones de terreno similares, ya que los valores de NSPT pueden variar incluso para condiciones de suelo idénticas debido a las técnicas de operación y el equipo.

REFERENCIAS

- Anbazhagan, P., Parihar, A., y Rashimi, H.N. (2012) *Review of correlations between SPT N and shear modulus: A new correlation applicable to any region*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 36, 52-69.
- Andrus, R.D., Hayati, H. y Mohanan, N.P. (2009). *Correcting liquefaction resistance for aged sands using measured to estimated velocity ratio*, J. Geotech. Geoenviron. Eng., 135 (6), 735-744.
- Aponte, J. (2011). *Evaluación de métodos no convencionales de caracterización geotécnica*, Tesis para optar al grado de Maestro en Ingeniería Geotécnica, Facultad de Ingeniería, Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá D.C.
- Azomoza, G., Vera, A. y Reyes, L. (1998). *Zonificación geotécnica para el área urbana del Valle de Puebla*. Memorias XIX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Publicación SMMS, Puebla, Pue.
- Biot, M.A. (1962). *Mechanics of deformation and acoustic propagation in porous media*. Journal of Applied Physics.
- Carpio, R. (2019). Geofísica exploraciones. Recuperado el 20 de Febrero de 2019, de <http://geofisicaexploraciones.com/>
- Cassan, M. (1982). *Los ensayos in situ en la mecánica del suelo. Tomo I. Su ejecución e interpretación*. Barcelona: Editores Técnicos Asociados, S.A.
- De Marco P. (2002). *Corrección del índice de resistencia a la penetración (SPT) considerando la eficiencia energética del equipo*. Caracas, Venezuela: Universidad Central de Venezuela. Facultad de Ingeniería, Departamento Minas, Escuela de Geología, Minas y Geofísica.
- Devincenzi, M. y Frank, N. (2004). *Ensayos geotécnicos in situ: Su ejecución e interpretación*. Girona: Editorial: Igeotest.
- Díaz, G. T. (2009). *Sismógrafo digital de movimiento trepidatorio*. Tesis que para optar el título de Ingeniero en Comunicaciones y Electrónica, Escuela Superior de Ingeniería Mecánica y Eléctrica, Unidad Culhuacán, Instituto Politécnico Nacional, México, D.F.

- Espíndola, J.M. y Jiménez, Z. (1984). *Terremotos y ondas sísmicas, cuadernos del Instituto de Geofísica, No. 1*. México: UNAM.
- Eurocódigo 8, (2004). *Design of structures for earthquake resistance, Part 1*.
- Flores, J. L. y Muñiz, G. (2013). *Diseño de una cimentación superficial en suelo friccionante*. Tesis que para obtener el título de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, División de Ingenierías Civil y Geomática. Universidad Nacional Autónoma de México. México, D.F.
- Gibbs, H.J. y Holtz, W.G. (1957). *Research on determining the desnsity of sands by spoon penetration testing*. London: ICSMFE, 1957. 2v.
- González, F. A., (2015). *Estimación de velocidades de onda de corte*. Tesis que para optar al grado de Magister en Ciencias, mención Geofísica, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Geofísica. Universidad de Chile. Santiago de Chile.
- Guevara, E., Gutiérrez, C., Muriá, D., Ordaz M., Quaas, R., y Singh, S. K. (2005). *Fascículo sismos*. CENAPRED, 5a. Edición, 2005, 24 pp.
- Hasancebi, N., y R. Ulusay. (2007). Empirical correlations between shear wave velocity and penetration resistance for ground shaking assessments, *Bull. Eng. Geol. Environ.*, 66, 203-213.
- Henríquez C., (2007). *Mejora de terrenos potencialmente licuables con inyecciones de compactación*. Tesis Doctoral para la obtención del título de Doctor en Ingeniería, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, España.
- Holzer, T.L., Bennett, M.J., Noce, T.E., Tinsley, J.C. (2005). *Shear-wave velocity of surficial geologic sediments in northern California: statistical distributions and depth dependence*. *Earthq Spectra*. 21:161–177.
- Imai, T., y Yoshimura, Y. (1970). *Elastic wave velocity and soil properties in soft soil*, *Tsuchito-Kiso*, 18 (1),17-22 (in Japanese).

- Iyisan, R. (1996). *Correlations between shear wave velocity and insitu penetration test results (in Turkish)*, Chamber of civil engineers of Turkey, Teknik Dergi, Vol 2, 1996, pp. 1187- 1199.
- Jafari, M.K., Asghari, A., y Rahmani, I. (1997). *Empirical correlation between shear wave velocity (V_s) and SPT-N value for south of Tehran soils*. proceedings of the 4th International Conference on Civil Engineering; Tehran, Iran. Persian.
- Jinan, Z. (1987). *Correlation between seismic wave velocity and the number of blow of SPT and depth*, Selected papers from the Chinese Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 92–100
- Kanai, K. (1966). *Conf. on cone penetrometer the ministry of public works and settlement (Ankara, Turkey)*, (presented by y Sakai 1968).
- Kiku, H., Yoshida, N., Yasuda, S., Irisawa, T., Nakazawa, H., Shimizu, Y., Ansal, A., y Erkan, A. (2001). In si-tu penetration tests and soil profiling in Adapazari, Turkey. In: Proceedings of the ICSMGE/TC4 satellite conference on lessons learned from recent strong earthquakes, pp 259–265
- Kovacs, W.D., Salomone, L.A. (1982). *SPT hammer energy measurement*. Jour. Geotech. Eng. Div. ASCE, Vol. 108, N´GT-4.
- Leoni, A.J., (2016). *Parametrización de suelos*. La Plata, Buenos Aires. Argentina: Universidad Nacional de La Plata.
- Liao, S.S.C y Whitman, R.V. (1985). Overburden correction factors for SPT in sand. En: JGED –ASCE (1986), vol. 112, no. 3, pp. 373-377.
- Maheswari, U., Boominathan R. A. y Dodagoudar, G.R. (2010). *Use of surface waves in statistical correlations of shear wave velocity and penetration resistances of Chennai Soils*, Geotechnical and Geology Engineering, 28(2):119-137.
- Matthews M.C., Hope V.S. y Clayton C.R.I. (1996). *The use of surface waves in the determination of ground stiffness profiles*, Proc. Institute of Civil Engineers, Geotechnical Engineering, London.
- México, Secretaria General de Obras del Departamento del Distrito Federal, (1988). *Manual de exploración geotécnica*.

- NEHRP, (2018). *National Earthquake Hazards Reduction Program*.
- Norma ASTM D1586, *Standard test method for standard penetration Test (SPT) and split-barrel sampling of soils*.
- Norma ASTM D 7400-08. *Standard test methods for down hole seismic testing*.
- Ohba, S., y Toriumi, I. (1970). *Dynamic response characteristics of Osaka Plain*, Proceedings of the Annual Meeting, A. I. J. (in Japanese).
- Osorio, S. (2012). *Apuntes de geotecnia con énfasis en laderas [en línea]*. Disponible en Internet: <URL: <http://geotecniasor.blogspot.com/2012/04/historia-de-la-geotecnia-terzaghi-y-el.html>>.
- Ramos, C. I. (2012). *Correlación entre el perfil de velocidad de propagación de ondas de corte y el espectro de respuesta en suelos*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago de Chile, Chile
- Santamarina, J.C., Klein, K. and Fam, M. (2001). *Soils and waves: Particulate materials behavior, characterization and process monitoring*, J. Wiley and Sons.
- Schmertmann, J.H., (1978). *Guidelines for cone penetration test, performance and design*.” U.S. FHWA, Report TS-78-209.
- Schmertmann J.H. y Palacios A., (1979). *Energy dynamics of SPT*. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, 105(GT 8).
- Sisman, H. (1995). An investigation on relationships between shear wave velocity, and SPT and pressuremeter test results, Master of Science Thesis, Ankara University, Turkey.
- Skempton, A. (1986). *Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure relative density, particle size, ageing and overconsolidation*. Geotechnique 36, No. 3.
- Sykora, D.E. y Stokoe, K.H. (1983). *Correlations of in-situ measurements in sands of shear wave velocity*. Soil dynamic earthquake engineering, Vol. 20 1983, pp. 125–136.

Terzaghi, K. y Peck, R.B. (1948). *Soil mechanics in engineering practice*.

Vera, J. (2007). *Prueba down hole y su aplicación en la ingeniería sísmica*. Tesis que para obtener el título de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Benemérita Universidad Autónoma de Puebla, Puebla, México.