



# **UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**Trabajo de Grado**  
Previo a la obtención del título de  
**INGENIERO CIVIL**

**Tema:**  
**“ANÁLISIS Y DISEÑO DE  
CIMENTACIONES PROFUNDAS PARA  
MUELLES EN AMBIENTES  
ESTUARINOS EN LA CIUDAD DE  
GUAYAQUIL”**

**Realizado por:**  
**GUILLERMO ESTUARDO GUERRA DAVILA**

**Director:**  
**ING. VICTOR NUQUES GARCES**

**Guayaquil – Ecuador  
2011**

## **TRABAJO DE GRADO**

**Tema:**

# **“ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS PARA MUELLES EN AMBIENTES ESTUARINOS EN LA CIUDAD DE GUAYAQUIL”**

**Presentado por la Facultad de Ingeniería, Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.**

**Por:**

**GUILLERMO ESTUARDO GUERRA DAVILA**

**Para dar cumplimiento con uno de los requisitos para optar**

**Por el título de:**

**INGENIERO CIVIL**

**Tribunal de Sustentación.**

**Ing. Víctor Nuques Garcés, M.Sc., ME  
DIRECTOR DE TRABAJO DE GRADO**

**Ing. Claudio Luque Rivas, M.Sc., ME  
PROFESOR INVITADO**

**Ing. Lilia Valarezo de Pareja, M.Sc.  
DIRECTORA DE LA ESCUELA**

**Ing. Walter Mera Ortiz, PhD.  
DECANO DE LA FACULTAD**

## **DEDICATORIA**

*Dedico este proyecto de trabajo de grado a Dios y a mis padres. A Dios porque ha estado conmigo a cada paso que he dado, cuidándome y dándome fortaleza para continuar.*

*A mis padres, quienes a lo largo de mi vida han velado por mi bienestar y educación siendo mi apoyo en todo momento, depositando su entera confianza en cada reto que se me presentaba sin dudar ni un solo momento de mi inteligencia y capacidad.*

*Es por ellos que soy lo que soy ahora. Los amo con mi vida.*



## INDICE

### CAPITULO 1

#### OBJETIVOS, ANTECEDENTES Y ALCANCE DEL TRABAJO DE GRADO

1.1 OBJETIVOS.....	2
1.2 ANTECEDENTES.....	3
1.3 ALCANCE.....	4

### CAPITULO 2

#### TIPO DE MUESTREO EN CAMPO Y ENSAYOS DE LABORATORIO, CAPACIDAD DE CARGA EN CIMENTACIONES PROFUNDAS.

2.1 TIPOS DE MUESTREO EN CAMPO Y ENSAYOS DE LABORATORIO.....	7
2.1.1 “SPT” (Standard Penetration Test).....	7
2.1.2 TUBO DE PARED DELGADA.....	12
2.1.3 ENSAYOS DE LABORATORIO.....	13
2.2 CAPACIDAD DE CARGA EN CIMENTACIONES PROFUNDAS.....	14
2.2.1 CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DE UN PILOTE EN SUELO GRANULAR.....	14
2.2.2 RESISTENCIA DE PUNTA LÍMITE.....	16
2.2.3 FRICCIÓN LATERAL DE PILOTES EN SUELOS GRANULARES SIN COHESIÓN.....	18
2.2.4 RESISTENCIA POR FUSTE EN SUELOS COHESIVOS.....	19



### **CAPITULO 3**

#### **GEOLOGÍA EN LA CIUDAD DE GUAYAQUIL, CARACTERIZACIÓN Y PARÁMETROS GEOTÉCNICOS**

3.1 GEOLOGÍA DE AMBIENTES ESTUARINOS DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL.....	24
3.2 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SITIO.....	28
3.2.1 INVESTIGACION DE CAMPO.....	28
3.2.2 RESUMEN DE PARÁMETROS OBTENIDOS MEDIANTE PERFORACIONES Y RELACIONES EMPÍRICAS.....	29
3.2.3 CARACTERIZACIÓN DEL SUELO.....	30
3.2.4 PARÁMETROS PARA LA OBTENCION DE CURVAS p-y.....	33

### **CAPITULO 4**

#### **TIPO DE ESTRUCTURA DEL MUELLE, DIMENSIONES Y PROPIEDADES DE LOS PILOTES, ANÁLISIS Y MODELACION EN PROGRAMAS COMPUTACIONALES.**

4.1 TIPO DE ESTRUCTURA DEL MUELLE.....	47
4.1.1 CÁLCULOS DE ENERGÍA DE ATRAQUE.....	48
4.2 DIMENSIONES Y PROPIEDADES DE LOS PILOTES.....	49
4.3 ANÁLISIS Y MODELACION EN PROGRAMAS COMPUTACIONALES.....	50
4.3.1 TIPO DE PROGRAMA COMPUTACIONAL UTILIZADO.....	50
4.3.2 INGRESO DE DATOS.....	52
4.3.3 RESULTADOS DEL ANALISIS COMPUTACIONAL BAJO CARGA ESTÁTICA.....	54
4.3.4 RESULTADOS DEL ANÁLISIS COMPUTACIONAL BAJO CARGA SÍSMICA.....	56

### **CAPITULO 5**

<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>61</b>
<b>RECOMENDACIONES.....</b>	<b>63</b>



<b>ANEXO A: CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA Y PERFILES IDEALIZADOS.....</b>	<b>64</b>
<b>ANEXO B: CÁLCULO DE ENERGÍA DE ATRAQUE.....</b>	<b>71</b>
<b>ANEXO C: RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS.....</b>	<b>75</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>132</b>



## **CAPITULO 1**

# **OBJETIVOS, ANTECEDENTES Y ALCANCE DEL TRABAJO DE GRADO**



# **CAPITULO 1**

## **INTRODUCCION**

### **CAPITULO 1.**

#### **1.1 OBJETIVOS.**

En el presente trabajo de grado se mostrará de forma simplificada una metodología de análisis y diseño de cimentaciones profundas (pilotes) de hormigón reforzado, los mismos que serán hincados hasta llegar a un estrato denso de suelo granular, presentando la determinación de la capacidad de carga, asentamientos y cálculo de deformaciones. Todo esto se llevara a cabo mediante el empleo de programas computacionales basados en teorías clásicas para el diseño de cimentaciones profundas (pilotes) para muelles en Ambientes Estuarino.



Cabe recalcar que este análisis y diseño, a realizarse en una cimentación con pilotes, pertenece a un tipo de muelle, correspondiente a una estructura de Duque de Atrache y Amarre (Duque de Alba).

## 1.2 ANTECEDENTES.

Las cimentaciones profundas o pilotes, son un tipo de sub-estructura en el cual estos se extienden desde la superestructura continuamente bajo el suelo.

Estas estructuras son usadas para resistir las fuerzas axiales y laterales producidas por cargas muertas, vivas, de viento, de sismo y de impacto, teniendo en cuenta que su respuesta es altamente dependiente de la interacción suelo-estructura-pilote.

El uso de pilotes es una de las técnicas más antiguas del hombre para superar las dificultades de la cimentación de estructuras en suelos blandos. Antes del siglo XIX, el tipo de cimentación más común en los edificios eran zapatas continuas, y sólo si el terreno era incapaz de soportar las presiones que ejercían las zapatas, se usaban pilotes.

En sus inicios, los pilotes eran todos de madera por su abundancia y su fácil maniobrabilidad, sin embargo debido al desarrollo de la industria se genera una demanda de estructuras pesadas en lugares de terrenos blandos; surge entonces el pilote de concreto reforzado como una solución que supera largamente al pilote de madera, debido a que podía ser fabricado en dimensiones iguales que el pilote hecho de madera, pero capaz de soportar flexo compresiones mucho mayores. Además que puede moldearse en cualquier forma estructural de acuerdo a las solicitaciones de carga y del tipo de suelo sobre el que se hinca.

Debido a su gran importancia, hasta mediados del siglo XX, el análisis del comportamiento y diseño de pilotes bajo distintas cargas, se encontraba limitado a criterios empíricos y carecía de un firme sustento teórico.

En la actualidad existen programas computacionales capaces de resolver esta interacción suelo-estructura-pilote de manera eficiente y rápida, permitiendo investigar la influencia de una variedad de parámetros en la estimación de la



deformación y esfuerzos máximos, corte y momentos del pilote, aspectos que predominan el diseño geotécnico y estructural de la cimentación bajo las distintas cargas.

Para poder obtener el objetivo propuesto, este documento se estandariza por prioridades, generando capítulos que se describen de modo resumido a continuación:

- Capítulo 2, presenta una descripción de la metodología más empleada en la exploración geotécnica, ensayos de campo y de laboratorio. Así, como también, teorías clásicas necesarias para el cálculo del análisis y posterior diseño de los pilotes.
- Capítulo 3, muestra un resumen sobre la geología del sitio, el mismo que corresponde al complejo Deltaico- Estuarino de la Ría Guayas, en la Ciudad de Guayaquil. Por otro lado, se da lugar a la caracterización y obtención de parámetros geotécnicos, los mismos que darán lugar a una mejor interpretación de los estratos del suelo, para realizar el análisis de interacción suelo-estructura-pilote.
- Capítulo 4, se da a conocer a manera de resumen el tipo de estructura del muelle, se realiza una breve descripción del cálculo de la energía de ataque, que después se transforma en fuerza, para el análisis de la cimentación profunda. Por otro lado, se dan a conocer las propiedades y características del pilote que se va a utilizar, y, por ultimo, se realiza el análisis y modelación en el programa computacional mencionado con anterioridad (AllPile).
- Capítulo 5, se refiere a las conclusiones y recomendaciones propuestas, para el presente trabajo de grado.

### **1.3 ALCANCE DEL TRABAJO DE GRADO.**

El presente Trabajo de grado tiene como alcance dar a conocer, realizar un análisis y diseño de pilotes para muelles portuarios en ambientes Deltaicos – Estuarino. Teniendo en cuenta que dichos ambientes geológicos se encuentran en zonas

---



costeras de nuestro país, se utilizaron datos generados, al Sur de Guayaquil situado en las esclusas, hacia la Ría.

Los datos obtenidos a partir de ensayos y pruebas de campo generadas, servirán para la realización de los perfiles estratigráficos idealizados, y la modelación en el programa computacional AllPile, para la posterior evaluación de los análisis.

Las modelaciones se orientaron principalmente a la predicción y cálculo de las deformaciones, así como la determinación de la capacidad de carga y asentamiento de los pilotes de hormigón reforzado prefabricados hincados hasta llegar a los suelos granulares.



## **CAPITULO 2**

# **TIPOS DE MUESTREOS EN CAMPO Y ENSAYOS DE LABORATORIO, CAPACIDAD DE CARGA EN CIMENTACIONES PROFUNDAS.**



## **CAPITULO 2**

# **TIPOS DE MUESTREOS EN CAMPO Y ENSAYOS DE LABORATORIO, CAPACIDAD DE CARGA EN CIMENTACIONES PROFUNDAS.**

### **2.1 TIPOS DE MUESTREOS EN CAMPO Y ENSAYOS DE LABORATORIO.**

#### **2.1.1 “SPT” (Standard Penetration Test).**

El método de penetración estándar SPT (**Standard Penetration Test**) es una de las pruebas más antiguas y frecuentemente usadas para la exploración geotécnica. Es útil en una amplia variedad de suelos, desde arcillas blandas y arenas sueltas hasta arcillas duras y arenas densas.



Este indica una medida de resistencia de los suelos a la penetración, a través del número de golpes " $N_{SPT}$ ", y una muestra de suelo perturbada que puede ser usada para la clasificación e indicación de las propiedades índices del suelo.

El SPT ha sido usado ampliamente como exploración preliminar y muy usado en correlaciones que se han establecido entre el número de golpes " $N_{SPT}$ " y las propiedades del suelo, ejecución de cimentaciones y susceptibilidad a la licuefacción.

En los últimos años, algunos ingenieros han desarrollado varias "correcciones" del valor " $N_{SPT}$ " para evaluar sus efectos: usando diferentes tipos de martillos, el efecto de sobrecarga de presión, y varios otros factores de menos importancia.

Se presenta un método aproximado de evaluación de los parámetros efectivos de resistencia  $c'$  y  $\phi'$ , mediante el empleo de los datos de SPT ( $N_{SPT}$  en golpes/cm).

Aunque el método provee valores estimados, se obtienen resultados razonables útiles iniciales, especialmente para materiales granulares o intermedios, siendo menos aproximados para materiales cohesivos.

El valor normalizado de penetración  $N_{SPT}$  es para 12" (1 pie  $\approx$  30cm), se expresa en golpes/cm y es la suma de los dos últimos valores registrados. El ensayo se dice que muestra "rechazo" si:

(a)  $N_{SPT}$  es mayor de 50 golpes/15cm, (b) No hay avance luego de 10 golpes.

Sin embargo el número de golpes ( $N_{SPT}$ ) en las aplicaciones de la ingeniería geotécnica, estos deben ser ajustados según los efectos de la energía del martillo, sobrecarga de presión, y, en algunos casos, varios otros factores que influyen en menor grado en los resultados.

Las medidas del número de golpes pueden ser normalizadas a  $N_{60}$  o  $(N_1)_{60}$  donde  $N_{60}$  es el número de golpes corregido al 60% de la energía de caída libre teórica del martillo y  $(N_1)_{60}$  el número de golpes corregido a 1 atm de la sobrecarga de presión y el 60 % de la energía de caída libre teórica del martillo.



La ecuación más general para el  $N_{60}$  y  $(N_1)_{60}$  son las siguientes:

$$N_{60} = N_{SPT} * C_E * C_R * C_B * C_S * C_A * C_{BF} * C_C$$
$$(N_1)_{60} = C_N * N_{60}$$

Dónde:

$N_{60}$  = el número de golpes corregidos al 60 % de la energía de caída libre teórica del Martillo.

$(N_1)_{60}$  = el número de golpes corregidos de 1 atm de la sobrecarga de presión y el 60 % de energía de caída libre teórica del martillo.

$N_{SPT}$  = número de golpes medidos en el campo.

$C_N$  = factor de corrección de sobrecarga.

$C_E$  = factor de corrección de energía

$C_R$  = factor de corrección de longitud de varilla

$C_B$  = factor de corrección del diámetro del agujero

$C_S$  = factor de corrección del revestimiento

$C_A$  = factor de corrección del barreno

$C_{BF}$  = factor de corrección de la frecuencia de número de golpes

$C_C$  = factor de corrección del amortiguamiento del martillo.

Para más aplicaciones geotécnicas, los últimos 6 factores de corrección enlistados arriba, en algunos casos, pueden ser usados para proporcionar mejores datos (Seed et al. 1985).

En la mayoría de los casos  $N_{60}$  y  $(N_1)_{60}$  son definidos como:

$$N_{60} = N_{SPT} * C_E$$
$$(N_1)_{60} = C_N * N_{60}$$

La resistencia a la penetración de materiales no cohesivos depende fuertemente de la presión de confinamiento. Para las mismas arenas, una ejecución del SPT a profundidades superficiales tendrá un número de golpes más bajo que para la ejecución del SPT a grandes profundidades.



Multiplicando  $N_{60}$  por  $C_N$ , los efectos de la presión de confinamiento son compensados. Los Valores recomendados del  $C_N$  son resumidos en la siguiente tabla. Sin embargo la relación más comúnmente propuesta por otros autores es la de Liao Whitman (1986).

Referencia	Factor de corrección, $C_N$	Unidades del Esfuerzo Efectivo
Peck y Bezaraa (1969)	$C_N = \begin{cases} \frac{4}{1 + 2\sigma'_v} & \sigma'_v \leq 1.5 \\ \frac{4}{3.25 + 0.5\sigma'_v} & \sigma'_v > 1.5 \end{cases}$	ksf
Peck et al.(1974)	$C_N = 0.77 \log_{10} \frac{20}{\sigma'_v}$	Kg/cm <sup>2</sup> o tsf
Tokimatsu y Yoshimi (1983)	$C_N = \frac{1.7}{0.7 + \sigma'_v}$	Kg/cm <sup>2</sup> o tsf
Liao y Withman, (1986)	$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma'_v}}$	Kg/cm <sup>2</sup> o tsf
Skempton, (1986)	$C_N = \begin{cases} \frac{2}{1 + \sigma'_v} & \text{Para arenas finas o de densidad relativa media} \\ \frac{3}{2 + \sigma'_v} & \text{Para arenas densas. Normalmente consolidadas} \\ \frac{1.7}{0.7 + \sigma'_v} & \text{Para arenas finas preconsolidadas} \end{cases}$	Kg/cm <sup>2</sup> o tsf

FIGURA #1: FACTORES DE CORRECCION DE SOBRECARGA ( $C_N$ ) (SEGÚN CARTER AND BENTLEY, 1991).

- **Factor de corrección de energía –  $C_E$ .**

Una de las correcciones más importantes a ser usadas para el  $N_{SPT}$  de campo es por la energía liberada del martillo. Teóricamente, un martillo de 140 lb cayendo 30 pulg debería producir 4200 pulg-lbs. de energía.

El factor de corrección es definido como:

$$C_E = \frac{E_R}{60}$$

Donde:

$C_E$  = factor de corrección de energía del martillo.

$E_R$ = sistema de energía del martillo expresada como un porcentaje de la energía teórica de un martillo de 140 lbs. Cayendo 30 pulg.



Cada tipo de martillo tiene un valor de  $C_E$ , como se muestra en una tabla continuación:

TIPO DE MARTILLO	$E_R$ (%)	$C_E$
ANULAR (“Donut”)	45	0.75
DE SEGURIDAD	60	1.00
AUTOMATICO	100	1.67

TABLA #1: FACTOR DE CORRECCION DE ENERGIA ( $C_E$ ) (De Seed et al., 1985)

Dicha energía podría ser medida directamente siguiendo los procedimientos en **ASTM 6066-96**, Práctica Estandarizada para la determinación de la resistencia a la penetración de las arenas para la evaluación de la licuefacción potencial.

Sin embargo este ensayo se lo realiza con la finalidad de obtener un parámetro que define a los materiales granulares, el ángulo de fricción,  $\phi$  y para los suelos cohesivos la resistencia al corte no drenado **Su**, siendo este ultimo menos aproximado.

Entonces podría definirse de la siguiente manera:

- Para los Suelos Granulares Peck, Hanson y Thornburn (1974) dan una correlación entre  $(N_1)_{60}$  y  $\Phi$  en forma gráfica, que puede aproximarse por la Ecuación (Wolf 1989):

$$\phi(\text{grados}) = 27.1 + 0.30(N_1)_{60} - 0.00054((N_1)_{60})^2$$

Sin embargo se debería tomar en cuenta una corrección en función de la dilatancia presentada en la siguiente ecuación:

Para arena fina o arena limosa debajo del nivel freático y  $N_{60} > 15$ .

$$N_{60}(\alpha) = 15 + 0.5(N_{60} - 15)$$

En la siguiente figura, se muestran intervalos de compacidad relativa con respecto a intervalos de ángulos de fricción. (Según el Departamento de la marina de USA, 1971)

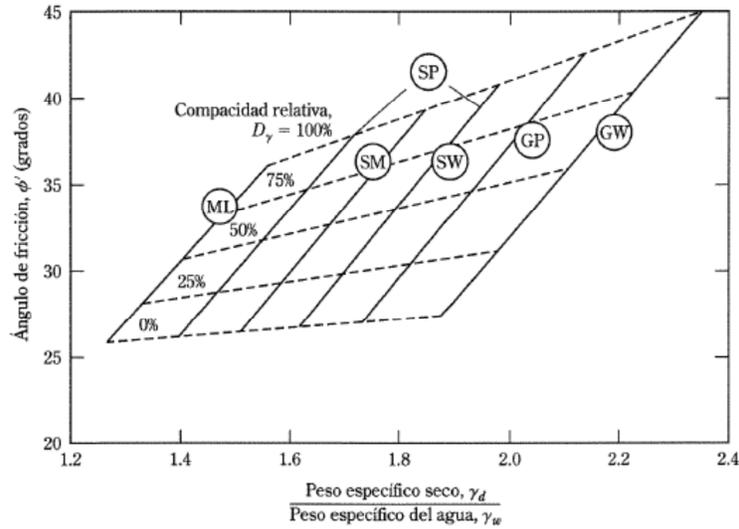


FIGURA #2: INTERVALOS DE COMPACIDAD RELATIVA E INTERVALOS DEL ANGULO DE FRICCIÓN (Según el departamento de Marina de los Estados Unidos, 1971).

También, Terzaghi, 1944, presenta una correlación para los suelos cohesivos ( $S_u$ ), a partir de los números de Golpes ( $N_{60}$ ).

Número $N_{60}$ de penetración estándar	Consistencia	Resistencia a la compresión no confinada, $q_u$	
		kN/m <sup>2</sup>	lb/pies <sup>2</sup>
0-2	Muy blanda	0-25	0-500
2-5	Blanda	25-50	500-1 000
5-10	Medio firme	50-100	1 000-2 100
10-20	Firme	100-200	2 100-4 200
20-30	Muy firme	200-400	4 200-8 400
>30	Dura	>400	>8 400

FIGURA #3: CONSISTENCIA DE LAS ARCILLAS Y CORRELACION APROXIMADA CON EL NUMERO  $N_{60}$  DE LA PENETRACION ESTANDAR (Terzaghi, 1944).

### 2.1.2 TUBO DE PARED DELGADA.

Los tubos de pared delgada llamados *tubos Shelby*, están hechos de acero sin costura y se usan comúnmente para obtener suelos arcillosos inalterados. Los más comúnmente usados tienen diámetros exteriores de 50.8 mm (2 pulg.) y 76.2 mm (3 pulg.). El extremo inferior del tubo esta biselado. Los tubos pueden unirse a barras perforadoras (figura). La barra perforadora con el tubo muestreador unido a ella se lleva al fondo del barreno y el tubo muestreador se introduce en el suelo. Entonces se extrae la muestra del suelo



dentro del tubo. Los dos extremos del tubo se sellan con parafina y este se envía al laboratorio para las pruebas correspondientes.

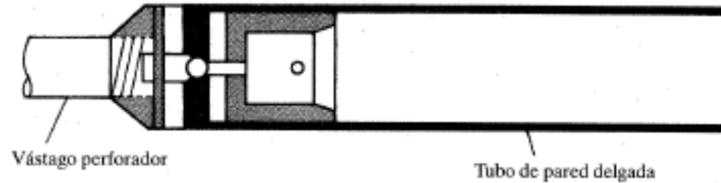


FIGURA #4: TUBO DE PARED DELGADA, *TUBO SHELBY*.

Con este ensayo de campo se obtienen muestras inalteradas de suelo cohesivo, con el fin de obtener en laboratorio su resistencia no drenada ( $S_u$ ), mediante el ensayo de compresión simple o triaxiales, dependiendo del tipo de proyecto el cual lo requiera.

### 2.1.3 ENSAYOS DE LABORATORIO.

Dentro de los ensayos que se realizaron, todos y cada uno de ellos corresponden a la **norma ASTM**. Cada uno de ellos se describe de manera simplificada a continuación:

- **Granulometría, ASTM-D-1140**
- **Contenido de Humedad, ASTM-D-2216; ASTM-D-2974**
- **Gravedad Específica, ASTM-D-854**
- **Límites de Atterberg, ASTM-D-4318**
- **Compresión Simple, ASTM-D-2216**
- **Penetrómetro de bolsillo.**

Los primeros dos ensayos de la tabla se los realizan tanto a suelos cohesivos como a suelos no cohesivos. Los límites de Atterberg, compresión simple y penetrómetro de mano, solamente se efectúan a suelos cohesivos.

Para la clasificación de suelos se empleó el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), según la norma ASTM-D-2487.



## 2.2 CAPACIDAD DE CARGA EN CIMENTACIONES PROFUNDAS (Pilotes) <sup>1</sup>.

El primer paso en el diseño de pilotes hincados de hormigón reforzado, es calcular la capacidad de carga última de pilotes individuales. Después de calculada la capacidad de carga última, deberá determinarse la capacidad de carga admisible del pilote.

La capacidad portante de un grupo de pilotes puede no ser igual a la suma de las capacidades portantes de todos los pilotes en el grupo, por lo que debe considerarse el comportamiento del grupo como un todo.

### 2.2.1 Capacidad de Carga Última de un Pilote en Suelo Granular <sup>1</sup>

En el caso de pilotes hincados (gran desplazamiento) en suelos granulares, una de las alternativas para determinar la resistencia de base, es mediante un enfoque estático.

Al considerar la ecuación completa de capacidad portante, resulta sencillo verificar como se anula el término de la cohesión y como para los anchos de base corrientes en los pilotes, el término de peso unitario y ancho (cuyo factor es  $N\gamma$ ) contribuye menos de un 10% a la capacidad portante, por lo cual para efectos prácticos se puede ignorar.

$$Q_{bu} = c(Nc) + q'_v(Nq) + B(N\gamma)$$

Por lo tanto la ecuación se simplifica y la expresión para calcular la capacidad portante última de punta es:

$$Q_{bu} = q'_v(Nq)$$

En donde  $q'_v$  es la presión vertical efectiva de sobre-capa al nivel de la profundidad crítica y  $Nq$  es el factor de capacidad portante.

Se ha señalado que existe una gran variación entre los valores teóricos de  $Nq$  determinados por varios investigadores, pero los de Berezantzev et al. (1961) parece ajustarse mejor a los resultados disponibles de pruebas de carga, además involucra la incidencia de la relación profundidad vs. Ancho del pilote.

Varios tratadistas consideran a Berezantzev como los más aceptables para pilotes con sus bases profundamente instaladas en mantos arenosos relativamente homogéneos.



Berezantzev propone utilizar siempre que sea posible una penetración de la base del pilote de 5 o más diámetros (5d) del fuste en el estrato portante granular.

En la Tabla a continuación se comparan valores de  $N_q$  según Berezantzev, Caquot – Kerisel y la Ecuación B -  $N_q = 10^{(2.6+0.01(\phi-30)\tan\phi)}$ , que sería tomada como una mediana entre los valores propuestos por Berezantzev, Caquot – Kerisel.

$\Phi$	25°	30°	35°	40°
<b>Berezantzev</b>	15	30	70	183
<b>Caquot – Kerisel</b>	18	36	78	184
<b>Ecuación B</b>	15	32	72	184

TABLA #2: Valores de  $N_q$  según varias expresiones.

Prakash y Sharma (1990) invocan resultados de ensayos de carga sobre pilotes, presentados por Meyerhof (1976) y Coyle – Costello (1981), para proponer los valores de  $N_q$ , deducidos de Meyerhof, como utilizables para el diseño.

Los valores de esta tabla son de magnitud similar a los recomendados en el manual NAVFAC DM-72, 1982.

Con respecto al factor de seguridad, NAVFAC DM-72, 1982, recomienda que para determinar la capacidad de carga admisible, se debería de usar un FS=2, para cargas transitorias, y FS=3 para cargas permanentes.

$\Phi$	20°	25°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°
<b><math>N_q</math> hincado</b>	8	12	20	25	35	45	60	80	120
<b><math>N_q</math> Perforado</b>	4	5	8	12	17	22	30	40	60

Tomado de gráficos de Meyerhof (1976).

TABLA #3: Valore del factor  $N_q$  en función de  $\Phi$  para pilotes hincados y prebarrenados.

<sup>1</sup> Resumen de Ingeniería de Cimentaciones, M. Delgado Vargas., 1999

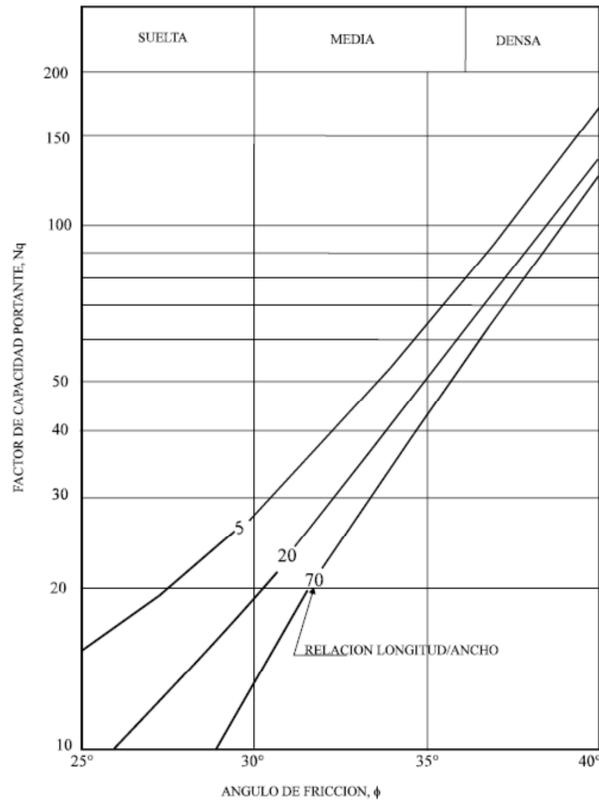


FIGURA #5: Factor de Capacidad Portante de Berezantzev,  $N_q$

### 2.2.2 Resistencia de Punta Límite.

La capacidad de carga de punta de un pilote en arena generalmente crece con la profundidad de empotramiento en el estrato de apoyo y alcanza un valor máximo para una relación de empotramiento de  $L_b/D$ . Observe que en un suelo homogéneo  $L_b$  es igual a la longitud real  $L$  de penetración del pilote (ver figura a). Sin embargo si el pilote penetra en un estrato de apoyo,  $L_b < L$  (ver figura b). Más allá de la relación de empotramiento crítico  $(L_b/D)_{cr}$  el valor de  $Q_p$  permanece constante ( $Q_p = Q_l$ ). Para el caso de un suelo homogéneo  $L = L_b$ , como se muestra en la figura a.

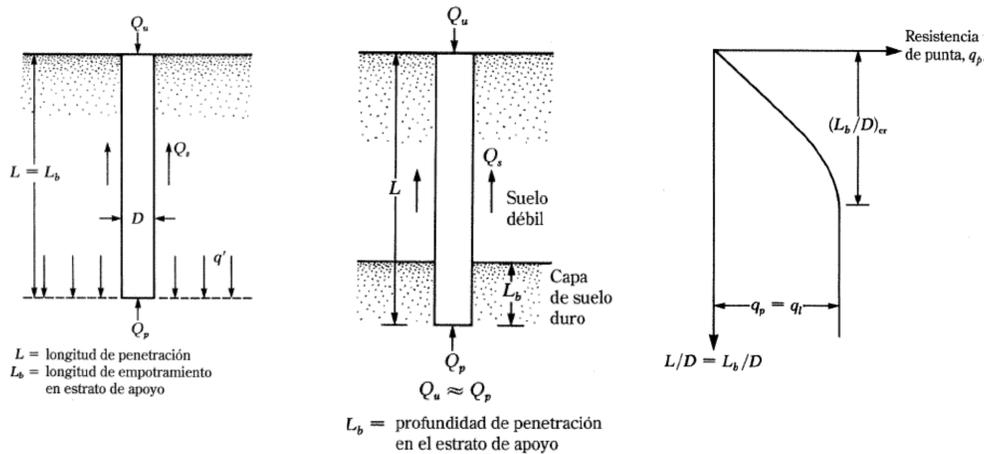


FIGURA #6: Resistencia de Punta Limite

La resistencia de punta límite es:

$$Ql = 0.5 * Pa * Nq * \tan\Phi$$

Donde  $Pa =$  presión atmosférica ( $100 \text{ KN/m}^2$ ).

$\Phi =$  ángulo efectivo de fricción del suelo del estrato de apoyo.

Como una condición Meyerhof (1976), plante que,  $Q_p$  no debe exceder el valor de  $Ap * Ql$ , es decir:

$$Qp = Ap * \sigma'_{vo} * Nq \leq Ap * Ql$$

Con base en observaciones de campo, Meyerhof (1976) también sugirió que la resistencia de punta última  $Q_p$  en el suelo granular homogéneo, puede obtenerse a partir de números de penetración estándar como:

$$Ql = 0.4 * Pa(N_1)_{60} * \left(\frac{L}{D}\right) \leq 4 * Pa(N_1)_{60}$$



### 2.2.3 Fricción Lateral de pilotes en suelos granulares sin cohesión <sup>1</sup>.

La fricción lateral de pilotes en suelos granulares sin cohesión se puede determinar por medio de la siguiente expresión genera:

$$f_{su} = K_s q'_v * \tan \delta$$

**K<sub>s</sub>** es un coeficiente de empuje lateral de tierra y **δ** es el ángulo de fricción entre la interface suelo – pilote. **K<sub>s</sub>** depende principalmente del método de instalación del pilote y de la densidad inicial de la arena.

Das (1984) supone que **K<sub>s</sub>** varía con la profundidad. En la parte superior del pilote es aproximadamente igual al coeficiente pasivo de Rankine de presión lateral de tierra **K<sub>p</sub>**, y puede llegar a ser menor que **K<sub>o</sub>** en la base del pilote, proponiendo lo siguiente:

- **Para pilotes hincados con pequeños desplazamientos:**

$K_s = K_o$ , como valor inferior.

$K_s = 1.4K_o$ , como valor superior.

- **Para pilotes hincados con gran desplazamientos:**

$K_s = K_o$ , como valor inferior.

$K_s = 1.8K_o$ , como valor superior.

Fleming, Randolph (1985) sugieren relacionar **K<sub>s</sub>** con el factor **N<sub>q</sub>** de capacidad portante, para pilotes de gran desplazamiento, por medio de la siguiente expresión:

$$K_s = \frac{N_q}{50}$$

En pilotes hincados en sitio, es prudente reducir el valor de **K<sub>s</sub>** pertinente a un pilote de gran desplazamiento, para tener en cuenta la reducción en el esfuerzo normal, de quien depende de los detalles de proceso constructivo empleado en el tipo de pilote.

Entre las correlaciones empíricas tradicionales, Tomlinson (1986) recomienda a Broms (1966), quien ha relacionado valores de **K<sub>s</sub>** y **δ** con el ángulo efectivo de resistencia al corte del suelo granular para diferentes materiales de pilotes y densidades relativas.



Material del Pilote	$\delta$	Valores de Ks	
		Baja densidad relativa.	Alta densidad relativa.
Acero	20°	0.5	1.0
Concreto	3/4°	1.0	2.0
Madera	2/3°	1.5	4.0

TABLA #4: Valores de Ks, según Broms (1966).

Broms utilizó el ángulo efectivo de resistencia al corte en lugar del ángulo no drenado, tal como aparece en la tabla, pero para fines prácticos  $\Phi$  se puede deducir de las correlaciones con resultados de SPT descritos por Peck, Hanson y Thornburn (1974).

#### 2.2.4 Resistencia por Fuste en Suelos Cohesivos (método $\alpha$ ).

Para pilotes instalados en arcilla, un método tradicionalmente utilizado, ha sido el de definir un factor de adherencia  $\alpha$ , como la relación entre la adherencia **Ca** y la resistencia al cortante no drenado **Su**. Para esto se han realizado varias tentativas para identificar esta tendencia por medio de correlaciones entre  $\alpha$  y **Su**.

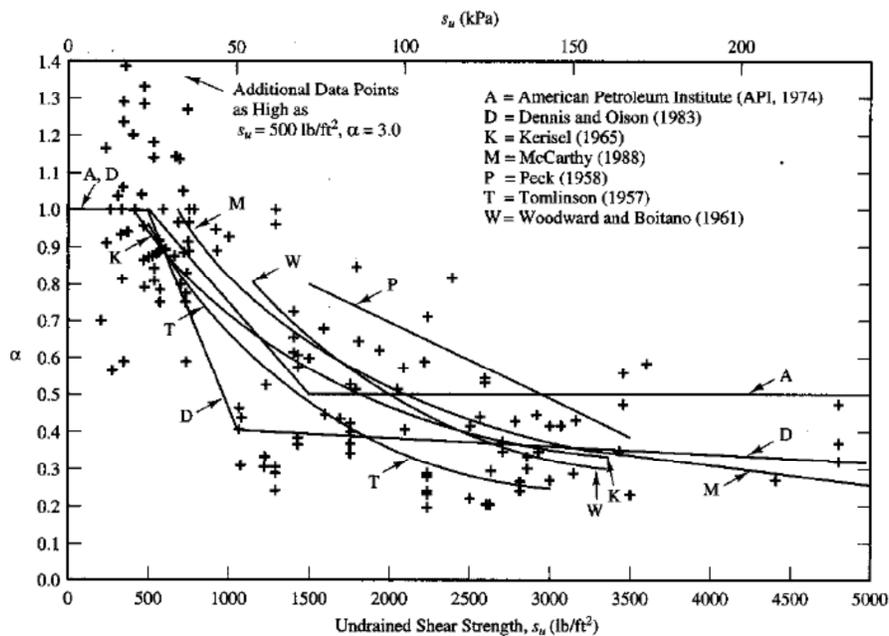


FIGURA #7: VARIACION DEL COEFICIENTE DE ADHERENCIA vs. RESISTENCIA AL CORETANTE NO DRENADO.

<sup>1</sup> Resumen de Ingeniería de Cimentaciones, M. Delgado Vargas., 1999



A partir de este factor o coeficiente de adherencia,  $\alpha$ , se calcula la resistencia por fricción lateral por medio de la expresión:

$$P_s = \sum (\alpha S_u p \Delta L)$$

- **Factor de adherencia en pilotes hincados con desplazamiento.**

El pilote hincado en suelo cohesivo produce cambios radicales en la resistencia al corte y fenómenos tales como la alteración y ablandamiento por deformación, esto incide en la adherencia desarrollada entre el pilote y el contacto con el suelo.

Entre los numerosos esfuerzos por correlacionar la adherencia con la cohesión no drenada, Peck ocupa la parte alta entre ellas y corresponde a las siguientes expresiones para  $\alpha$ , deducidas por él, de valores propuestos para la adherencia por Sowers y Sowers (1970).

$$\alpha = 0.9 \quad S_u \leq 0.5 \text{ Kg/cm}^2$$
$$\alpha = \frac{0.3}{S_u} + 0.294 \quad S_u > 0.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Trabajos de Tomlinson (1957, 1970, 1971) han clarificado notablemente los conceptos relativos a factores de adherencia en pilotes hincados en arcilla.

Simons et al. (1977) señala las siguientes conclusiones importantes de los trabajos de Tomlinson (1970, 1971).

- **CASO 1:** Cuando los pilotes se hincan a través de suelo granular y penetran en suelos cohesivos firme a muy firme. Esto genera un recubrimiento alrededor del fuste del pilote, confiriendo una alta capacidad friccional al contacto suelo – estructura – pilote.
- **CASO 2:** Cuando el hincado se hace a través de suelo arcilloso o limos blandos y se avanza en suelos cohesivos firmes a muy firmes, formándose un recubrimiento blando, con tendencia a debilitar considerablemente la resistencia friccional.
- **CASO 3:** Si el hincado se realiza desde la superficie del terreno en suelos cohesivos firme a muy firme, se forma una separación del suelo alrededor de la parte superior del fuste, en la cual no se puede contar con resistencia por adherencia.

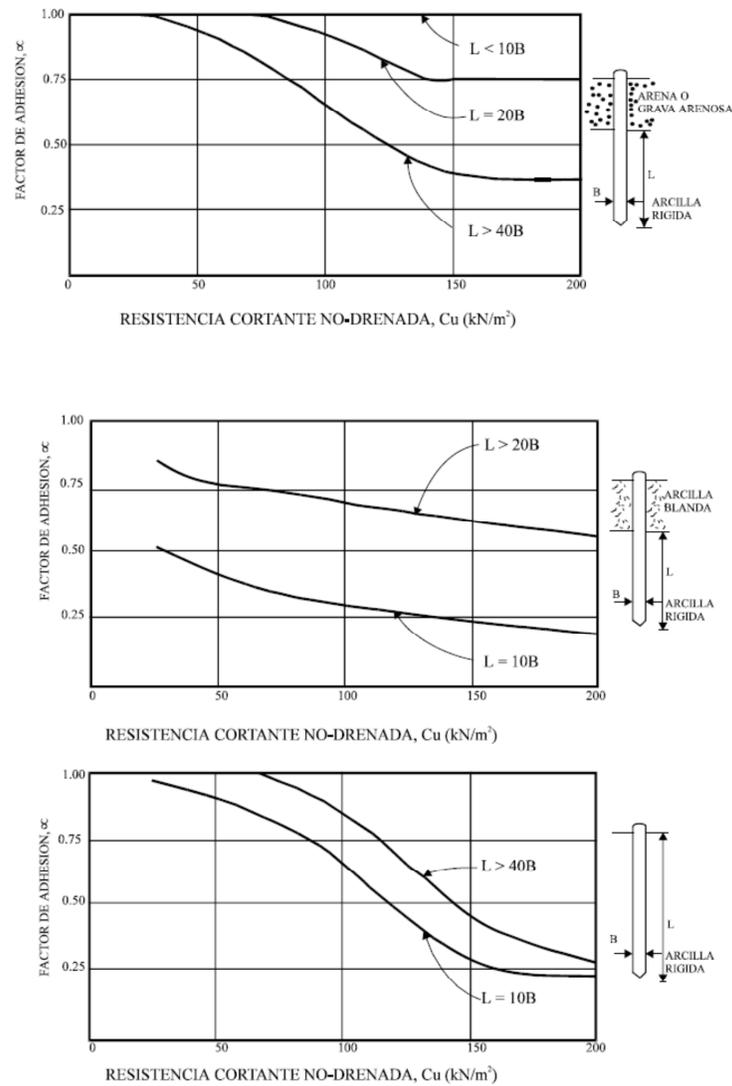


FIGURA #8: Trabajos de Tomlinson (1957, 1970, 1971).

Por otro lado, en el caso de que los pilotes deban soportar pesadas cargas, como en el caso de plataformas petroleras marítimas, puede ser necesario hincarlos muy profundamente en los mantos portantes.



Investigaciones orientadas a seguir, teóricamente, la historia completa de esfuerzos de elementos del suelo, en la vecindad de pilotes hincados, han demostrado que el valor apropiado de fricción depende no solo de la resistencia cortante del suelo, sino también de la historia pasada de esfuerzos y de la relación de sobre-consolidación.

El código del Instituto Americano de Petróleo recomienda las siguientes ecuaciones:

$$\alpha = \frac{0.5}{\left(\frac{Su}{\sigma'_{vo}}\right)^{1/2}} \quad \text{Si, } \left(\frac{Su}{\sigma'_{vo}}\right) \leq 1.0$$
$$\alpha = \frac{0.5}{\left(\frac{Su}{\sigma'_{vo}}\right)^{1/4}} \quad \text{Si, } \left(\frac{Su}{\sigma'_{vo}}\right) > 1.0$$



## CAPITULO 3

# **GEOLOGIA DE AMBIENTES ESTUARINOS EN LA CIUDAD DE GUAYAQUIL<sup>2</sup>, CARACTERIZACION Y PARAMETROS GEOTECNICOS.**

<sup>2</sup> Resumen del Estudio Geológico de la Ciudad de Guayaquil (Stalin Benítez, 2005).



## **CAPITULO 3**

# **GEOLOGIA DE AMBIENTES ESTUARINOS EN LA CIUDAD DE GUAYAQUIL<sup>2</sup>, CARACTERIZACION Y PARAMETROS GEOTECNICOS.**

### **3.1 GEOLOGIA DE AMBIENTES ESTUARINOS EN LA CIUDAD DE GUAYAQUIL.<sup>2</sup>**

#### **3.1.1 Introducción.**

La Geología es la ciencia aplicada al estudio y solución de los problemas de la ingeniería y del medio ambiente.



La Ingeniería Geológica tiene como objeto, asegurar que los factores condicionantes de las obras de ingeniería sean tenidos en cuenta e interpretados adecuadamente, así como mitigar las consecuencias de los riesgos.

Los estudios geológicos en áreas urbanas se vienen realizando desde hace varias décadas en las principales ciudades del mundo. Su objetivo es el de proporcionar los conocimientos básicos del suelo y subsuelo de las ciudades, sirviendo de base a nuevas investigaciones cuyo objetivo sea la reducción de *riesgos naturales*.

### **3.1.2 Geomorfología.**

En un marco regional geológico, la ciudad de Guayaquil presenta tres zonas geológicas:

Estas zonas Geológicas son las siguientes:

1. La llanura aluvial de los ríos Daule y Babahoyo.
2. **El complejo Deltaico- Estuarino de la Ría Guayas.**
3. Las colinas de la Cordillera Chongón-Colonche.

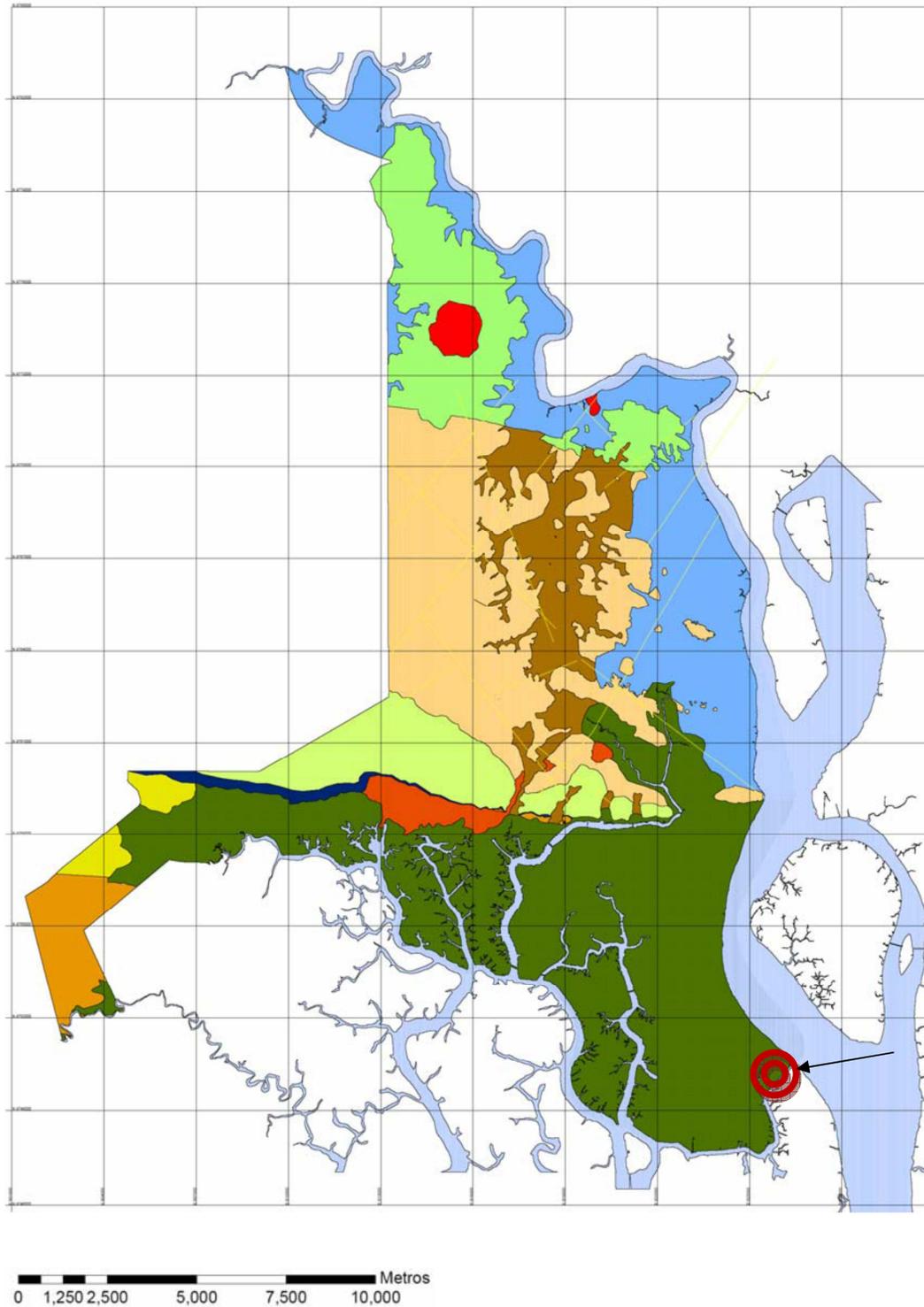


FIGURA #9: Mapa geológico de la Ciudad de Guayaquil resultante de la "Investigación y Estudio del Comportamiento Dinámico del Subsuelo y Microzonificación Sísmica de la ciudad de Guayaquil".



FIGURA #10: UBICACIÓN DEL PROYECTO (N 9749600, E 625800)  
EN EL MAPA GEOLOGICO DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL.

Con el fin de mantener la linealidad del tema previsto, procederé a realizar énfasis en la segunda Zona Geológica nombrada con anterioridad.

Simbología

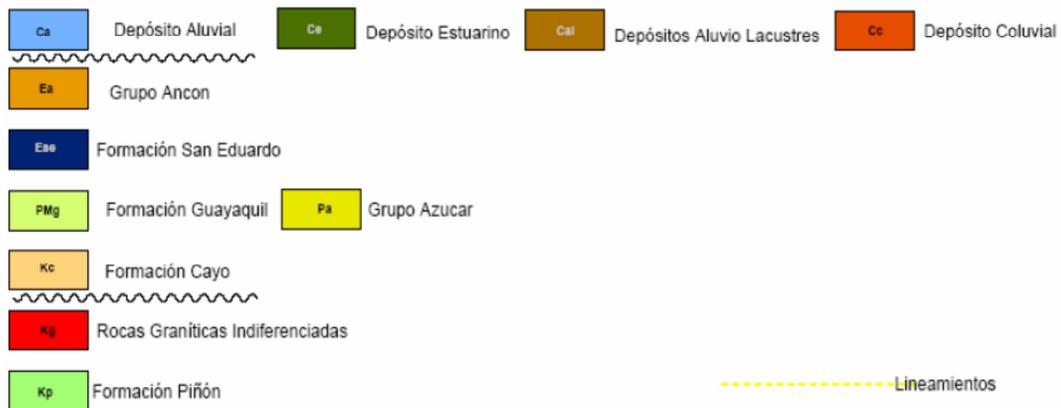


FIGURA #11: SIMBOLOGIA DEL MAPA GEOLOGICO DE LA  
CIUDAD DE GUAYAQUIL

El proyecto está ubicado dentro de la zona geológica 2, en el Complejo Deltaico – Estuarino de la ría Guayas, hacia el sur oeste (Canal de las Esclusas; N 9749600, E 625800) de la ciudad de Guayaquil, cerca del estero Cobina, el mismo que desemboca en el río Guayas.

Estos denominados “Esteros” y las islas de Guayaquil, conforman un sistema de sedimentación activo de características muy especiales donde el principal elemento



constructor es el bosque de manglar constituido por aguas salobres de poca profundidad con fondo arcillo-limoso.

El sistema está conectado al Estuario del Guayas por varios canales de dirección E-O (Entre ellos el Canal de las Esclusas). Antiguamente en el área urbana de Guayaquil existían los esteros de las calles Loja, Roca y Av. Olmedo y otros que conectaban a la ría Guayas con el Estero Salado y que fueron rellenados paulatinamente por el empuje del desarrollo urbano. Las islas presentan, en general, una zonificación concéntrica donde se encuentran, desde el centro hacia la periferia.

### **3.2 CARACTERIZACION GEOTECNICA DEL SITIO.**

De manera general, el subsuelo del sitio donde se realizaron las perforaciones está constituido por sedimentos aluviales, siendo sus principales características geotécnicas la alta compresibilidad y la baja resistencia no drenada de los estratos superiores.

Por consiguiente se lleva a cabo un resumen de la investigación de campo realizada y la caracterización geotécnica del sitio del proyecto.

#### **3.2.1 INVESTIGACION DE CAMPO.**

En el sitio se realizaron 6 perforaciones que están entre los 13 y 35 metros de profundidad, denominadas P1, P2, P3, P4, P5, P6, donde se tienen 2 perforaciones en tierra (P1, P2) y 4 perforaciones en agua (P3, P4, P5, P6). El tipo de perforación que se desarrollo fue de *lavado y percusión*, la toma de muestra y ensayos de campo se realizaron cada 0.50 m a *percusión* y 0.50 m de *lavado*.

Las muestras tomadas fueron inalteradas y alteradas, dependiendo del tipo de suelo.

- En los *suelos cohesivos blandos* se obtuvo muestras inalteradas con tubos Shelby de 3" de diámetro según la norma ASTM-D-1587.
- En los *suelos granulares y cohesivos rígidos* previo a la obtención de las muestras se realizó el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) utilizando un martillo tipo Seguro, acorde los procedimientos recomendados por la norma



ASTM-D-1586. Posteriormente, se realizó la toma de muestras alteradas con la cuchara partida.

El manipuleo, guardado y transporte de las muestras fue realizado según las especificaciones técnicas de la ASTM, para reducir al máximo la alteración de las mismas.

### 3.2.2 RESUMEN DE PARAMETROS OBTENIDOS MEDIANTE PERFORACIONES Y RELACIONES EMPIRICAS.

La obtención de los parámetros de resistencia para estos estratos idealizados se realizó básicamente promediándolos entre cada capa de perforación.

Dentro de estos parámetros se encuentra el ángulo de fricción  $\Phi$  para suelos no cohesivos, obtenido mediante el ensayo de penetración estándar como ya se nombro con anterioridad y calculado mediante la Ecuación de Wolf (1989).

$$\phi(\text{grados}) = 27.1 + 0.30(N_1)_{60} - 0.00054((N_1)_{60})^2$$

Se obtuvieron datos de laboratorio tanto de ensayos de compresión simple como de penetrómetro de bolsillo ( $q_u$ ), estos datos sirvieron en su mayoría para el cálculo de los primeros metros de estrato de suelo cohesivo, con base a la determinación de su relación OCR (relación de pre consolidación).

Sin embargo, se cálculo la resistencia al corte no drenada  $S_u$  de los estratos normalmente consolidados, a manera de comprobar, utilizando la fórmula de Skempton, 1957.

$$S_u/\sigma'_{v0} = 0.11 + 0.0037 * (IP\%)$$

También, se utilizo la formula propuesta por Ladd y sus colaboradores (1981), la misma que ayudaría a definir la relación de pre consolidación OCR.

$$\left(\frac{S_u}{\sigma'_{v0}}\right) = S * (OCR)^m$$



Donde  $S = S_u / \sigma'_{vo}$  para arcillas normalmente consolidadas, y el exponente “m” varia entre 0.80 y 1.25.

Por otro lado, se relacionaron parámetros índice como porcentaje de humedad (**w%**), Limite liquido (**LL%**) y Limite plástico (**LP%**), con el fin de verificar el estado de consolidación del los suelos cohesivos, como también se utilizan valores del **IP**, el mismo que relaciona los dos limites nombrados anteriormente (**IP= LL-LP**). Del mismo modo, se utilizo el Índice de Liquidez (**IL%**),  $IL = (W-LP) / (LL-LP)$ , teniendo en cuenta que, si el índice de liquidez tiende a cero, el suelo está en el límite plástico; si es negativo está en el rango sólido (SC); si el índice está entre cero y uno, el suelo está en el rango plástico, y en el caso de que el índice de liquidez sea igual a uno, el suelo esta normalmente consolidado (NC). El índice de liquidez es una excelente medida de la consistencia de un suelo cohesivo.

### 3.2.3 CARACTERIZACION DEL SUELO.

Las comparaciones entre las estratigrafías de las perforaciones P1, P2, (en tierra), P3, P4, P5, P6 (en agua), (gráficos a continuación) indican que hay pequeñas variaciones en el perfil de suelo del sitio. Gran concordancia en la distribución estratigráfica presentaron las perforaciones P1, P4 y P3, al igual que las perforaciones P2, P6 y P5.

- **Perforaciones en tierra.**

PERFORACION	COTA DEL TERRENO NATURAL	PROFUNDIDAD	COORDENADAS
P1	4.00 m	21.25 m	N 9749749; E 625794
P2	4.00 m	33.25 m	N 9749730; E 625784

TABLA #5: Perforaciones en Tierra.

- **Perforaciones en agua.**

PERFORACION	COTA DEL TERRENO NATURAL	PROFUNDIDAD	COORDENADAS
P3	-3.44 m	13.25 m	N 9749733; E 625815
P4	1.35 m	21.25 m	N 9749741; E 625806
P5	-6.00 m	26.25 m	N 9749710; E 625805
P6	-3.20 m	27.25 m	N 9749720; E 625793

TABLA #6: Perforaciones en Agua.



Las distribuciones estratigráficas que presentaron las perforaciones P1, P4, P3; de la misma manera las perforaciones P2, P6, P5, generando de esta manera dos perfiles geotécnicos; 1-1 y 2-2 respectivamente, los mismos que se describen a continuación.

- **PERFIL GEOTECNICO 1 – 1.**

Las perforaciones P1, P4 y P3 son representadas en el perfil 1 – 1, el cual presenta la siguiente caracterización.

A manera general, se observan estratos representativos de espesores variables debido a la topografía del terreno (desde la cota 4.00 de la P1 hasta P3 con cota - 3.44), lo cual contiene:

- Suelo arcilloso CH (espesor entre 5 a 7m), de consistencia media,  $20 \leq S_u \leq 30$  kN/m<sup>2</sup>, una relación de la resistencia no drenada y el esfuerzo efectivo ( $S_u/\sigma'_{vo}$ ) del orden de 0.42, pero este estrato se observa solo en las perforaciones P1 y P4.
- Como siguiente capa de suelo se encuentra una arena limosa SM-SP (espesor 1.50m) de compactidad relativa media,  $N_{SPT}= 16$  y un  $\phi= 30^\circ$ .
- Por debajo de este estrato, se detecto una capa de arcilla (espesor constante de 10m) de consistencia variable entre media a firme,  $22 \leq S_u \leq 50$  kN/m<sup>2</sup>, una relación ( $S_u/\sigma'_{vo}$ ) del orden de 0.32.
- Por ultimo se presenta un estrato de arena limosa SM-SP (espesor variable entre 3 y 4m) de compactidad relativa muy compacta,  $N_{SPT} > 50$  golpes/ 30cm. Y un  $\phi= 38^\circ$ .



- **PERFIL GEOTECNICO 2 – 2.**

Las perforaciones P2, P6 y P5 son representadas en el perfil 2 – 2, el cual presenta la siguiente caracterización.

De la misma manera, se observan estratos representativos de espesores variables debido a la topografía del terreno (desde la cota 5.00 de la P2 hasta P6 con cota - 6.00), lo cual contiene:

- Suelo areno-limoso SM (espesor entre 2 a 2.5m), de compacidad relativa suelta,  $N_{SPT} < 10$  y un  $\phi \approx 28^\circ$ , pero este estrato se observa solo en las perforaciones P2 y P6.
- Como siguiente capa de suelo se encuentra una capa de arcilla CH (espesor variable entre 10 y 12m) de consistencia media,  $19 \leq S_u \leq 33 \text{ kN/m}^2$ , una relación  $(S_u/\sigma'_{vo})$  del orden de 0.36.
- Por debajo de este estrato, se detecto una capa de suelo areno-arcillosa SC (espesor variable 1.8 a 2.5m), de compacidad relativa media,  $16 \leq N_{SPT} \leq 25$  y un  $\phi \approx 32^\circ$ .
- Subyaciendo a este material, se observa un estrato de suelo arcilloso CH (espesor variable entre 6 y 7m), de consistencia media a firme,  $34 \leq S_u \leq 45 \text{ kN/m}^2$ , una relación  $(S_u/\sigma'_{vo})$  del orden de 0.43.
- Por ultimo se presenta un estrato de arena limosa SM (espesor variable entre 3 y 5m) de compacidad relativa muy compacta,  $N_{SPT} > 50$  golpes/ 30cm y un  $\phi = 38^\circ$ .

A continuación se muestran graficas representando a los perfiles 1 – 1, 2 – 2 con su respectiva planta del sitio de las perforaciones, y, los resúmenes de las seis perforaciones, mostrando parámetros índices y de resistencia obtenidos mediante ensayos de laboratorio.



Además, también se presentan, las graficas muestran la historia de esfuerzos del sitio y sus Perfiles Idealizados, los mismos que permitirán determinar si el suelo es normalmente consolidado NC, o sobre consolidado SC (ver Anexo A).

### 3.2.4 PARAMETROS PARA OBTENCION DE CURVAS $p - y$ .

Debido a la gran similitud en la estratigrafía de las perforaciones, como se señaló anteriormente, se concluyó conveniente resumir las seis perforaciones en dos perfiles geotécnicos, como se describe a continuación:

- **Perfil Geotécnico 1 – 1:** Idealización entre las perforaciones P1, P4 y P3.
- **Perfil Geotécnico 2 – 2:** Idealización entre las perforaciones P2, P6 y P5.

Los criterios para obtener estos perfiles geotécnicos, tienen que ver con aspectos de comportamiento del suelo, es decir, por los parámetros de resistencia: tipo (suelo cohesivo o no cohesivo) y su historia de esfuerzos.

Se presentan los parámetros requeridos para obtener las curvas  $p-y$ . En resumen, éstos son los casos requeridos por mis perfiles:

- **Arcillas blandas (Matlock, 1970) bajo el nivel freático y arcillas duras (Reese, 1975) bajo el nivel freático:  $s_u$ ,  $\epsilon_{50}$**

Consistencia de la arcilla	Promedio de $s_u$ en Kpa*	$\epsilon_{50}$
Blanda	<48	0.020
Media	48-96	0.010
Dura	96-192	0.005

\* Peck et al. 1974

**TABLA #13: Valores representativos de  $\epsilon_{50}$  para arcillas NC**

Resistencia al corte no drenada promedio kPa			
	50-100	100-200	300-400
$\epsilon_{50}$	0.007	0.005	0.004

**TABLA #14: Valores representativos de  $\epsilon_{50}$  para arcillas SC**

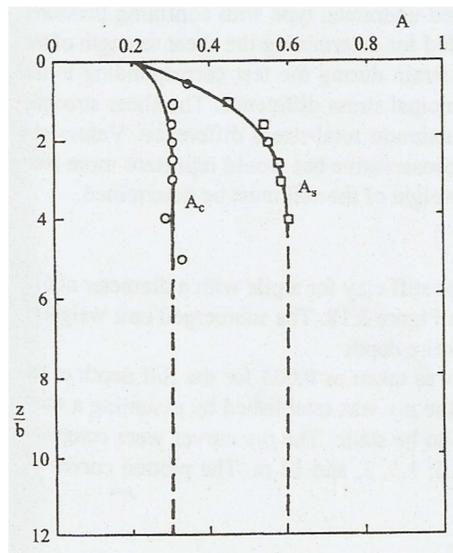


Resistencia al corte no drenada promedio kPa			
	50-100	100-200	300-400
$k_s$ (estática) MN/m <sup>3</sup>	135	270	540
$k_c$ (cíclica) MN/m <sup>3</sup>	55	110	540

\*Los promedios de los esfuerzos cortantes deben de ser calculados del esfuerzo cortante del suelo a una profundidad de 5 diámetros del pilote.

**TABLA #15: Valores representativos de k para arcillas SC**

En el caso de arcillas duras bajo el nivel freático (Reese, 1975), se presentan los siguientes valores para obtener parámetros de  $A_s$  (Estática) y  $A_c$  (Cíclica). Sin embargo cabe recalcar, que el análisis a realizar es bajo carga lateral estática.



**FIGURA #15: Valores de los coeficientes  $A_s$  (Estática) y  $A_c$  (Cíclica).**

- **Arena sobre y bajo el nivel freático (Reese, 1984):  $\phi$  y  $k$**

Densidad relativa	Suelta	Media	Compacta
$k_{sp}$ , Recomendado (MN/m <sup>3</sup> )	5.4	16.3	34

**TABLA #16: Valores representativos de  $k_{py}$  para arena sumergida.**

Para encontrar valores de  $A_s$  y  $B_s$  (estática),  $A_c$  y  $B_c$  (Cíclica), se presentan los siguientes gráficos.

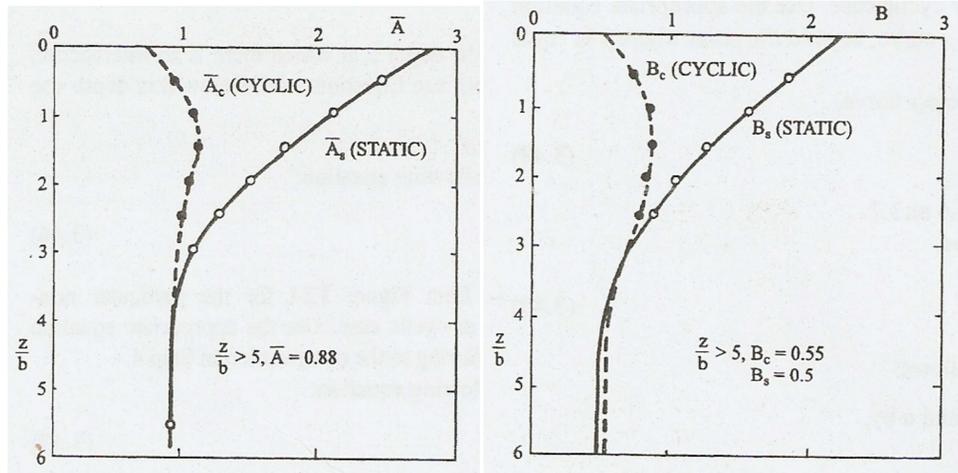


FIGURA #16 Y 17: Valores de los coeficientes  $A_s$  y  $B_s$  (carga estática) y  $A_c$  y  $B_c$  (carga cíclica).

Las tablas a continuación presentan un resumen de los parámetros a utilizarse en el programa computacional, para la obtención de las curvas  $p-y$ ,  $y$ , con ello, la modelación de la interacción suelo-estructura para el análisis de carga lateral.

OBRA:

REPARACION DE LAS ESCLUSAS - AL SUR DE GUAYAQUIL.

Ubicación:

A 30 metros desde las esclusas hacia el Rio Guayas.

Perforacion N°

1

Realizado por:

P. Nivel T.N

4.00 m

Nivel Freático:

0.30 m

INTERVALOS DE MUESTRAS	PROF	Según NIVELES	Descripción	SUCS	$\gamma$ (T/m3)					humedad %	LP %	LL %	IP %	IL %	COMPRESION UNIAxIAL		Pasante #200 (%)	EN 30 CM. N1,60	$\phi$ Peck
						$\sigma_{parcial}$	$\sigma_{total}$	$\mu$	$\sigma_{vo}$						qu (T/m2)	Su qu/2 (T/m2)			
	0	0							0.00										
0.00-1.00	0.50	3.50	Relleno Cascajo con arcilla	GM	1.850	0.93	0.93	0.20	0.73										
1.00-1.50	1.25	2.75	Relleno Cascajo con arcilla	GM	1.800	1.35	2.28	0.95	1.33										
2.00-2.50	2.25	1.75		GM	1.850	4.16	4.16	1.95	2.21										
3.00-3.50	3.25	0.75	Arcilla	CH	1.610	3.22	5.50	2.95	2.55	62.00	8	81	73	0.7			98.0	3	28
4.00-4.50	4.25	-0.25		CH	1.470	2.94	7.10	3.95	3.15	87.00	34	104	70	0.8	1.50	0.75	97.0		
5.00-5.50	5.25	-1.25		CH	1.520	3.04	8.54	4.95	3.59	79.60	17	121	104	0.6	2.10	1.05	93.9		
6.00-6.50	6.25	-2.25		CH	1.590	3.18	10.28	5.95	4.33	66.70	27	108	81	0.5	1.90	0.95	86.6		
7.00-7.50	7.25	-3.25	Arena limosa	SM-SP	1.840	3.68	12.22	6.95	5.27	34.60	NP	NP					9.6	16	29
8.00-8.50	8.25	-4.25	Arcilla	CH	1.560	3.12	13.40	7.95	5.45	71.90	24	102	78	0.6			72.8	10	28
9.00-9.50	9.25	-5.25		CH	1.650	3.30	15.52	8.95	6.57	56.40	15	88	73	0.6	1.70	0.85	62.4		
10.00-10.50	10.25	-6.25		CH	1.520	3.04	16.44	9.95	6.49	66.20	17	109	92	0.5			75.6		
11.00-11.50	11.25	-7.25		CH	1.530	3.06	18.58	10.95	7.63	71.45	22	107	85	0.6	1.90	0.95	75.6		
12.00-12.50	12.25	-8.25		CH	1.520	3.04	19.48	11.95	7.53	79.90	24	105	81	0.7			81.7		
13.00-13.50	13.25	-9.25		CH	1.530	3.06	21.64	12.95	8.69	78.56	23	103	80	0.7	2.70	1.35	81.7		
14.00-14.50	14.25	-10.25		CH	1.520	3.04	22.52	13.95	8.57	80.80	25	104	79	0.7			64.7		
15.00-15.50	15.25	-11.25		CH	1.750	3.50	25.14	14.95	10.19	35.80	16	59	43	0.5			82.2		
16.00-16.50	16.25	-12.25	Arcilla	CH	1.720	3.44	25.96	15.95	10.01	40.00	18	58	40	0.6	4.00	2.00	82.2		
17.00-17.50	17.25	-13.25		CH	1.630	3.26	28.40	16.95	11.45	52.20	26	68	42	0.6			73.3		
18.00-18.50	18.25	-14.25		CH	1.650	3.30	29.26	17.95	11.31	40.00	16	56	40	0.6	5.00	2.50	73.3		
19.00-19.50	19.25	-15.25		SM	1.800	3.60	32.00	18.95	13.05	25.00	NP	NP					30.0	46	33
20.00-20.50	20.25	-16.25	Arena limosa	SM	1.800	3.60	32.86	19.95	12.91	26.10	49	80	31				46.6	57	35
21.00-21.50	21.25	-17.25		SM	1.800	3.60	35.60	20.95	14.65	22.00	44	70	26				38.0	63	36

FIN DE SONDEO

TABLA #7: Resumen de los parámetros de la perforación 1.

OBRA:  
Ubicación:  
**Perforación N°**  
Realizado por:  
P. Nivel T.N  
Nivel Freático:

REPARACION DE LAS ESCLUSAS - AL SUR DE GUAYAQUIL.

A 30 metros desde las esclusas hacia el Rio Guayas.

2

4.00 m

0.20 m

INTERVALOS DE MUESTRAS	PROF	Según NIVELES	Descripción	SUCS	γ (T/m3)					humedad %	LP %	LL %	IP %	IL %	COMPRESION UNIAxIAL		Pasante #200 (%)	EN 30 CM.	
						σ <sub>parcial</sub>	σ <sub>total</sub>	μ	σ <sub>vo</sub>						qu (T/m2)	S <sub>u</sub> qu/2 (T/m2)		N1,60	Φ Peck
	0	0																	
0.00-1.00	0.50	3.50	Arcilla	CH	1.650	0.83	0.83	0.3	0.53	56.90	48	87	39	0.2	0.40	0.20	67.7		
1.00-1.50	1.25	2.75	Arcilla	CH	1.700	1.28	2.10	1.05	1.05	48.90	32	109	77	0.2	0.80	0.40	86.8		
2.00-2.50	2.25	1.75	Arcilla	CH	1.510	1.51	3.61	2.05	1.56	77.30	40	88	48	0.8	1.10	0.55	90.0		
3.00-3.50	3.25	0.75	Arcilla	CH	1.500	1.50	5.11	3.05	2.06	84.70	35	88	53	0.9	1.30	0.65	88.5		
4.00-4.50	4.25	-0.25	Arcilla	CH	1.500	1.50	6.61	4.05	2.56										
5.00-5.50	5.25	-1.25	Arcilla	CH	1.500	1.50	8.11	5.05	3.06	84.70	35	88	53	0.9	1.30	0.65	88.5		
6.00-6.50	6.25	-2.25	Arcilla	SM	1.850	1.85	9.96	6.05	3.91	37.80							15.6	6	29
7.00-7.50	7.25	-3.25	Arcilla	SM	1.810	1.81	11.77	7.05	4.72									4	28
8.00-8.50	8.25	-4.25	Arcilla	SM	1.850	1.85	13.62	8.05	5.57	37.80							15.6	6	29
9.00-9.50	9.25	-5.25	Arcilla	SM	1.850	1.85	15.47	9.05	6.42	37.80							15.6	6	29
10.00-10.50	10.25	-6.25	Arcilla	MH	1.580	1.58	17.05	10.05	7.00										
11.00-11.50	11.25	-7.25	Arcilla	MH	1.670	1.67	18.72	11.05	7.67	54.00	22	98	76	0.4			76.0		
12.00-12.50	12.25	-8.25	Arcilla	CH	1.530	1.53	20.25	12.05	8.20	77.30	23	121	98	0.6			77.6		
13.00-13.50	13.25	-9.25	Arcilla	CH	1.500	1.50	21.75	13.05	8.70						2.80	1.40			
14.00-14.50	14.25	-10.25	Arcilla	CH	1.490	1.49	23.24	14.05	9.19	77.65	17	82	65	0.9	3.10	1.55	85.9		
14.00-15.50	14.75	-10.75	Arcilla	CH	1.480	0.74	23.98	14.55	9.43	89.00	27	115	88	0.7	3.40	1.70	78.8		
16.00-16.50	16.25	-12.25	Arcilla	CH	1.490	2.24	26.22	16.05	10.17										
17.00-17.50	17.25	-13.25	Arcilla	CH	1.540	1.54	27.76	17.05	10.71	86.00	39	117	78	0.6			77.1		
18.00-18.50	18.25	-14.25	Arcilla	CH	1.530	1.53	29.29	18.05	11.24										
19.00-19.50	19.25	-15.25	Arcilla	CH	1.520	1.52	30.81	19.05	11.76	79.50	31	119	88	0.6			75.6		
20.00-20.50	20.25	-16.25	Arcilla	CH	1.650	1.65	32.46	20.05	12.41	66.00	25	105	80	0.5			77.0	16	30
21.00-21.50	21.25	-17.25	Arcilla	CH	1.520	1.52	33.98	21.05	12.93	80.70	31	128	97	0.5			74.0		
22.00-22.50	22.25	-18.25	Arcilla	CH	1.530	1.53	35.51	22.05	13.46										
23.00-23.50	23.25	-19.25	Arcilla	SC	1.540	1.54	37.05	23.05	14.00	29.00	21	40	19	0.4			41.0		
24.00-24.50	24.25	-20.25	Arcilla	SC	1.530	1.53	38.58	24.05	14.53	26.70	17	39	22	0.4					
25.00-25.50	25.25	-21.25	Arcilla	CH	1.520	1.52	40.10	25.05	15.05	56.00	28	102	74	0.4			84.5		
26.00-26.50	26.25	-22.25	Arcilla	CH	1.510	1.51	41.61	26.05	15.56	57.80	30	99	69	0.4			74.9		
27.00-27.50	27.25	-23.25	Arcilla	CH	1.520	1.52	43.13	27.05	16.08	59.70	28	102	74	0.4			87.7		
28.00-28.50	28.25	-24.25	Arcilla	CH	1.510	1.51	44.64	28.05	16.59										
29.00-29.50	29.25	-25.25	Arcilla	CH	1.370	1.37	46.01	29.05	16.96	44.00	15	103	88	0.3			59.0		
30.00-30.50	30.25	-26.25	Arcilla	SM	1.980	1.98	47.99	30.05	17.94	24.20	NP	NP					13.8	17	29
31.00-31.50	31.25	-27.25	Arcilla	SM	1.900	1.90	49.89	31.05	18.84										
32.00-32.50	32.25	-28.25	Arcilla	SM	1.880	1.88	51.77	32.05	19.72	31.10	NP	NP					18.4	56	34
33.00-33.50	33.25	-29.25	Arcilla	SM	1.800	1.80	53.57	33.05	20.52										

FIN DE SONDEO

TABLA #8: Resumen de los parámetros de la perforación 2.

OBRA:  
 Ubicación:  
 Perforación N°  
 Realizado por:  
 P. Nivel T.N  
 Nivel Freático:

REPARACION DE LAS ESCLUSAS - AL SUR DE GUAYAQUIL.

A 30 metros desde las esclusas hacia el Rio Guayas.

3

-3.44 m

0.00 m

INTERVALOS DE MUESTRAS	PROF	Según NIVELES	Descripción	SUCS	γ (T/m3)					humedad %	LP %	LL %	IP %	IL %	COMPRESION UNIAxIAL		Pasante #200 (%)	EN 30 CM. N1,60	φ Peck
						σ <sub>parcial</sub>	σ <sub>total</sub>	μ	σ <sub>vo</sub>						qu (T/m2)	S <sub>u</sub> qu/2 (T/m2)			
	0	0				0.00													
0.00-1.00	0.50	-3.94	Arena	SM	1.750	0.88	0.88	0.5	0.38	44.00	11	77	66	0.5			45.0	6	29
1.00-1.50	1.25	-4.69		SM	1.520	1.14	2.02	1.25	0.77	39.00	8	76	68	0.5			43.6	8	29
2.00-2.50	2.25	-5.69	Arcilla	CH	1.480	1.48	3.50	2.25	1.25	78.60	28	130	102	0.5	1.00	0.50	87.7		
3.00-3.50	3.25	-6.69		CH	1.480	1.48	4.98	3.25	1.73										
4.00-4.50	4.25	-7.69		CH	1.530	1.53	6.51	4.25	2.26	65.00	29	130	101	0.4	1.50	0.75	82.3		
5.00-5.50	5.25	-8.69		CH	1.530	1.53	8.04	5.25	2.79	58.00	18	92	74	0.5	1.90	0.95	82.7		
6.00-6.50	6.25	-9.69		CH	1.530	1.53	9.57	6.25	3.32	58.00	18	92	74	0.5	2.25	1.13	62.2		
7.00-7.50	7.25	-10.69		CH	1.710	1.71	11.28	7.25	4.03	70.00	28	128	100	0.4	2.50	1.25	50.0		
8.00-8.50	8.25	-11.69		CH	1.510	1.51	12.79	8.25	4.54	82.10	22	132	110	0.5	2.75	1.38	95.2		
9.00-9.50	9.25	-12.69		CH	1.510	1.51	14.30	9.25	5.05	80.70	28	94	66	0.8	3.40	1.70	64.6		
10.00-10.50	10.25	-13.69		CH	1.510	1.51	15.81	10.25	5.56	83.20	10	80	70	1.0	3.60	1.80	80.4		
11.00-11.50	11.25	-14.69		CH	1.520	1.52	17.33	11.25	6.08	79.80	18	90	72	0.9	3.65	1.83	81.3		
12.00-12.50	12.25	-15.69	Arena arcillosa	SC	1.900	1.90	19.23	12.25	6.98	40.00	28	40	12	1.0			38.0	22	33
13.00-13.50	13.25	-16.69		SC	1.920	1.92	21.15	13.25	7.90	39.00	26	39	13	1.0			28.0	67	36

FIN DE SONDEO

TABLA #9: Resumen de los parámetros de la perforación 3.

OBRA:  
 Ubicación:  
**Perforación N°**  
 Realizado por:  
 P. Nivel T.N  
 Nivel Freático:

REPARACION DE LAS ESCLUSAS - AL SUR DE GUAYAQUIL.

A 30 metros desde las esclusas hacia el Rio Guayas.

**4**

1.35 m

0.00 m

INTERVALOS DE MUESTRAS	PROF	Según NIVELES	Descripción	SUCS	γ (T/m3)					humedad %	LP %	LL %	IP %	IL %	COMPRESION UNIAxIAL		Pasante #200 (%)	EN 30 CM. N1,60	ϕ Peck
						σ <sub>parcial</sub>	σ <sub>total</sub>	μ	σ <sub>vo</sub>						qu (T/m2)	S <sub>u</sub> qu/2 (T/m2)			
	0	0																	
0.00-1.00	0.50	0.85	Arcilla	CH	1.830	0.92	0.92	0.5	0.42	32.00	21	55	34	0.3			75.1		
1.00-1.50	1.25	0.10		CH	1.790	1.34	2.26	1.25	1.01	35.60	22	64	42	0.3	0.70	0.35	51.2		
2.00-2.50	2.25	-0.90	Arena limosa	SM	1.710	1.71	3.97	2.25	1.72										
3.00-3.50	3.25	-1.90		SM	1.650	1.65	5.62	3.25	2.37	33.00	NP	NP					29.0	16	32
4.00-4.50	4.25	-2.90	Arcilla	CH	1.550	1.55	7.17	4.25	2.92	65.00	22	93	71	0.6	1.90	0.95	67.0		
5.00-5.50	5.25	-3.90		CH	1.540	1.54	8.71	5.25	3.46	76.20	29	93	64	0.7			85.6		
6.00-6.50	6.25	-4.90		CH	1.790	1.79	10.50	6.25	4.25	77.20	29	93	64	0.8	2.20	1.10	12.4		
7.00-7.50	7.25	-5.90		CH	1.720	1.72	12.22	7.25	4.97	78.20	29	93	64	0.8	3.20	1.60	34.9		
8.00-8.50	8.25	-6.90		CH	1.730	1.73	13.95	8.25	5.70										
9.00-9.50	9.25	-7.90		CH	1.510	1.51	15.46	9.25	6.21	81.40	20	96	76	0.8	2.80	1.40	89.1		
10.00-10.50	10.25	-8.90		CH	1.590	1.59	17.05	10.25	6.80										
11.00-11.50	11.25	-9.90		CH	1.510	1.51	18.56	11.25	7.31	66.40	31	89	58	0.6	3.30	1.65	71.1		
12.00-12.50	12.25	-10.90		CH	1.500	1.50	20.06	12.25	7.81										
13.00-13.50	13.25	-11.90		CH	1.560	1.56	21.62	13.25	8.37	81.90	31	99	68	0.7	2.50	1.25	67.4		
19.00-19.50	19.25	-17.90	Arena Limosa	SM	1.850	11.10	32.72	19.25	13.47	27.80	NP	NP					29.0	37	32
20.00-20.50	20.25	-18.90		SM	1.910	1.91	34.63	20.25	14.38	25.40	NP	NP					25.0	44	35
21.00-21.50	21.25	-19.90		SM	1.890	1.89	36.52	21.25	15.27	22.90	NP	NP					18.2	52	38

FIN DE SONDEO

TABLA #10: Resumen de los parámetros de la perforación 4.

OBRA:  
 Ubicación:  
 Perforación N°  
 Realizado por:  
 P. Nivel T.N  
 Nivel Freático:

REPARACION DE LAS ESCLUSAS - AL SUR DE GUAYAQUIL.

A 30 metros desde las esclusas hacia el Rio Guayas.

5

-6.00 m PERFORACION EN AGUA  
 0.00 m

INTERVALOS DE MUESTRAS	PROF	Según NIVELES	Descripción	SUCS	γ (T/m3)					humedad %	LP %	LL %	IP %	IL %	COMPRESION UNIAxIAL		Pasante #200 (%)	EN 30 CM. N1,60	ϕ Peck	
						σ <sub>parcial</sub>	σ <sub>total</sub>	μ	σ <sub>vo</sub>						qu (T/m2)	S <sub>u</sub> qu/2 (T/m2)				
	0	0																		
0.00-1.00	0.50	-6.50	Arcilla		1.400	0.70	0.70	0.5	0.20											
1.00-1.50	1.25	-7.25		CH	1.370	1.03	1.73	1.25	0.48	75.00	24	73	49	1.0	0.32	0.16	98.1			
2.00-2.50	2.25	-8.25		CH	1.400	1.40	3.13	2.25	0.88	58.00	24	57	33	1.0	0.54	0.27	51.4			
3.00-3.50	3.25	-9.25		CH	1.560	1.56	4.69	3.25	1.44	82.00	22	102	80	0.8	1.00	0.50	81.4			
4.00-4.50	4.25	-10.25		CH	1.480	1.48	6.17	4.25	1.92	62.00	32	71	39	0.8	1.10	0.55	78.9			
5.00-5.50	5.25	-11.25		CH	1.470	1.47	7.64	5.25	2.39	83.70	31	101	70	0.8	1.30	0.65	93.4			
6.00-6.50	6.25	-12.25		CH	1.460	1.46	9.10	6.25	2.85	84.50	31	126	95	0.6	1.65	0.83	76.7			
7.00-7.50	7.25	-13.25		CH	1.500	1.50	10.60	7.25	3.35	78.60	32	86	54	0.9	1.75	0.88	72.5			
8.00-8.50	8.25	-14.25		CH	1.570	1.57	12.17	8.25	3.92											
9.00-9.50	9.25	-15.25		CH	1.470	1.47	13.64	9.25	4.39											
10.00-10.50	10.25	-16.25		CH	1.450	1.45	15.09	10.25	4.84	98.00	27	114	87	0.8	3.20	1.60	93.2			
11.00-11.50	11.25	-17.25		CH	1.540	1.54	16.63	11.25	5.38											
12.00-12.50	12.25	-18.25		Arena arcillosa	SC	1.770	1.77	18.40	12.25	6.15	40.50	28	40	12	1.0			35.1	22	32
13.00-13.50	13.25	-19.25			SC	1.720	1.72	20.12	13.25	6.87	38.60	28	41	13	0.8			36.2	25	32
14.00-14.50	14.25	-20.25	SC		1.740	1.74	21.86	14.25	7.61	34.20	27	38	14	0.5			35.7	27	32	
15.00-15.50	15.25	-21.25	SC		1.780	1.78	23.64	15.25	8.39											
16.00-16.50	16.25	-22.25	Arcilla	CH	1.540	1.54	25.18	16.25	8.93	53.50	45	74	29	0.3	7.50	3.75	76.5			
17.00-17.50	17.25	-23.25		CH	1.420	1.42	26.60	17.25	9.35	65.80	32	119	87	0.4	7.40	3.70	98.7			
18.00-18.50	18.25	-24.25		CH	1.430	1.43	28.03	18.25	9.78											
19.00-19.50	19.25	-25.25		CH	1.450	1.45	29.48	19.25	10.23	62.70	27	112	85	0.4	7.70	3.85	78.4			
20.00-20.50	20.25	-26.25		CH	1.470	1.47	30.95	20.25	10.70											
21.00-21.50	21.25	-27.25		CH	1.440	1.44	32.39	21.25	11.14	55.80	34	115	81	0.3	8.00	4.00	79.5			
22.00-22.50	22.25	-28.25		CH	1.420	1.42	33.81	22.25	11.56											
23.00-23.50	23.25	-29.25		CH	1.430	1.43	35.24	23.25	11.99	46.30	11	114	103	0.3	8.50	4.25	88.8			
24.00-24.50	24.25	-30.25		Arena Limosa	SM	1.750	1.75	36.99	24.25	12.74	29.00	NP	NP					31.0	32	32
25.00-25.50	25.25	-31.25			SM	1.800	1.80	38.79	25.25	13.54	33.00	NP	NP					29.8	35	32
26.00-26.50	26.25	-32.25	SM		1.900	1.90	40.69	26.25	14.44	27.30	NP	NP					16.9	88	38	

FIN DE SONDEO

TABLA #11: Resumen de los parámetros de la perforación 5.

OBRA:  
Ubicación:  
Perforación N°  
Realizado por:  
P. Nivel T.N  
Nivel Freático:

## REPARACION DE LAS ESCLUSAS - AL SUR DE GUAYAQUIL.

A 30 metros desde las esclusas hacia el Rio Guayas.

6

-3.20 m

0.20 m

INTERVALOS DE MUESTRAS	PROF	Según NIVELES	Descripción	SUCS	$\gamma$ (T/m3)	$\sigma_{\text{parcial}}$	$\sigma_{\text{total}}$	$\mu$	$\sigma_{\text{vo}}$	humedad %	LP %	LL %	IP %	IL	COMPRESION UNIAxIAL		Pasante #200 (%)	EN 30 CM.		
															qu (T/m2)	$S_u$ qu/2 (T/m2)		N1,60	$\phi$ Peck	
	0	0							0.00											
0.00-1.00	0.50	-3.70	Arena limosa	SM	1.800	0.90	0.90	0.3	0.60	31.20	NP	NP					15.4	9	30	
1.00-1.50	1.25	-4.45		SM	1.850	1.39	2.29	1.05	1.24	37.80	NP	NP					15.6	6	29	
2.00-2.50	2.25	-5.45		SM	1.810	1.81	4.10	2.05	2.05									4	28	
3.00-3.50	3.25	-6.45	Limo	MH	1.570	1.57	5.67	3.05	2.62	69.50	39	85	46	0.7	2.50	1.25	55.8			
4.00-4.50	4.25	-7.45	Arcilla	CH	1.580	1.58	7.25	4.05	3.20											
5.00-5.50	5.25	-8.45		CH	1.670	1.67	8.92	5.05	3.87	54.00	22	98	76	0.4			76.0			
6.00-6.50	6.25	-9.45		CH	1.530	1.53	10.45	6.05	4.40	77.30	23	121	98	0.6			77.6			
7.00-7.50	7.25	-10.45		CH	1.500	1.50	11.95	7.05	4.90						2.80	1.40				
8.00-8.50	8.25	-11.45		CH	1.490	1.49	13.44	8.05	5.39	77.65	17	82	65	0.9	3.10	1.55	85.9			
9.00-9.50	9.25	-12.45		CH	1.480	1.48	14.92	9.05	5.87	89.00	27	115	88	0.7	3.40	1.70	78.8			
10.00-10.50	10.25	-13.45		CH	1.490	1.49	16.41	10.05	6.36											
11.00-11.50	11.25	-14.45		CH	1.540	1.54	17.95	11.05	6.90	86.00	39	117	78	0.6			77.1			
12.00-12.50	12.25	-15.45		CH	1.530	1.53	19.48	12.05	7.43											
13.00-13.50	13.25	-16.45		CH	1.520	1.52	21.00	13.05	7.95	79.50	31	119	88	0.6			75.6			
14.00-14.50	14.25	-17.45	Arena arcillosa	CH	1.650	1.65	22.65	14.05	8.60	66.00	25	105	80	0.5			77.0	16	30	
15.00-15.50	15.25	-18.45		CH	1.520	1.52	24.17	15.05	9.12	80.70	31	128	97	0.5			74.0			
16.00-16.50	16.25	-19.45	Arena arcillosa	CH	1.530	1.53	25.70	16.05	9.65											
17.00-17.50	17.25	-20.45		SC	1.540	1.54	27.24	17.05	10.19	29.00	21	40	19	0.4			41.0			
18.00-18.50	18.25	-21.45	SC	1.530	1.53	28.77	18.05	10.72	26.70	17	39	22	0.4							
19.00-19.50	19.25	-22.45	Arcilla	CH	1.520	1.52	30.29	19.05	11.24	56.00	28	102	74	0.4			84.5			
20.00-20.50	20.25	-23.45		CH	1.510	1.51	31.80	20.05	11.75	57.80	30	99	69	0.4			74.9			
21.00-21.50	21.25	-24.45		CH	1.520	1.52	33.32	21.05	12.27	59.70	28	102	74	0.4			87.7			
22.00-22.50	22.25	-25.45		CH	1.510	1.51	34.83	22.05	12.78											
23.00-23.50	23.25	-26.45		CH	1.370	1.37	36.20	23.05	13.15	44.00	15	103	88	0.3			59.0			
24.00-24.50	24.25	-27.45		Arena limosa	SM	1.980	1.98	38.18	24.05	14.13	24.20	NP	NP					13.8	17	29
25.00-25.50	25.25	-28.45			SM	1.900	1.90	40.08	25.05	15.03										
26.00-26.50	26.25	-29.45	SM		1.880	1.88	41.96	26.05	15.91	31.10	NP	NP					18.4	56	34	
27.00-27.50	27.25	-30.45	SM		1.800	1.80	43.76	27.05	16.71											

FIN DE SONDEO

TABLA #12: Resumen de los parámetros de la perforación 6.



**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL**  
**FACULTAD DE INGENIERIA – ESCUELA CIVIL**

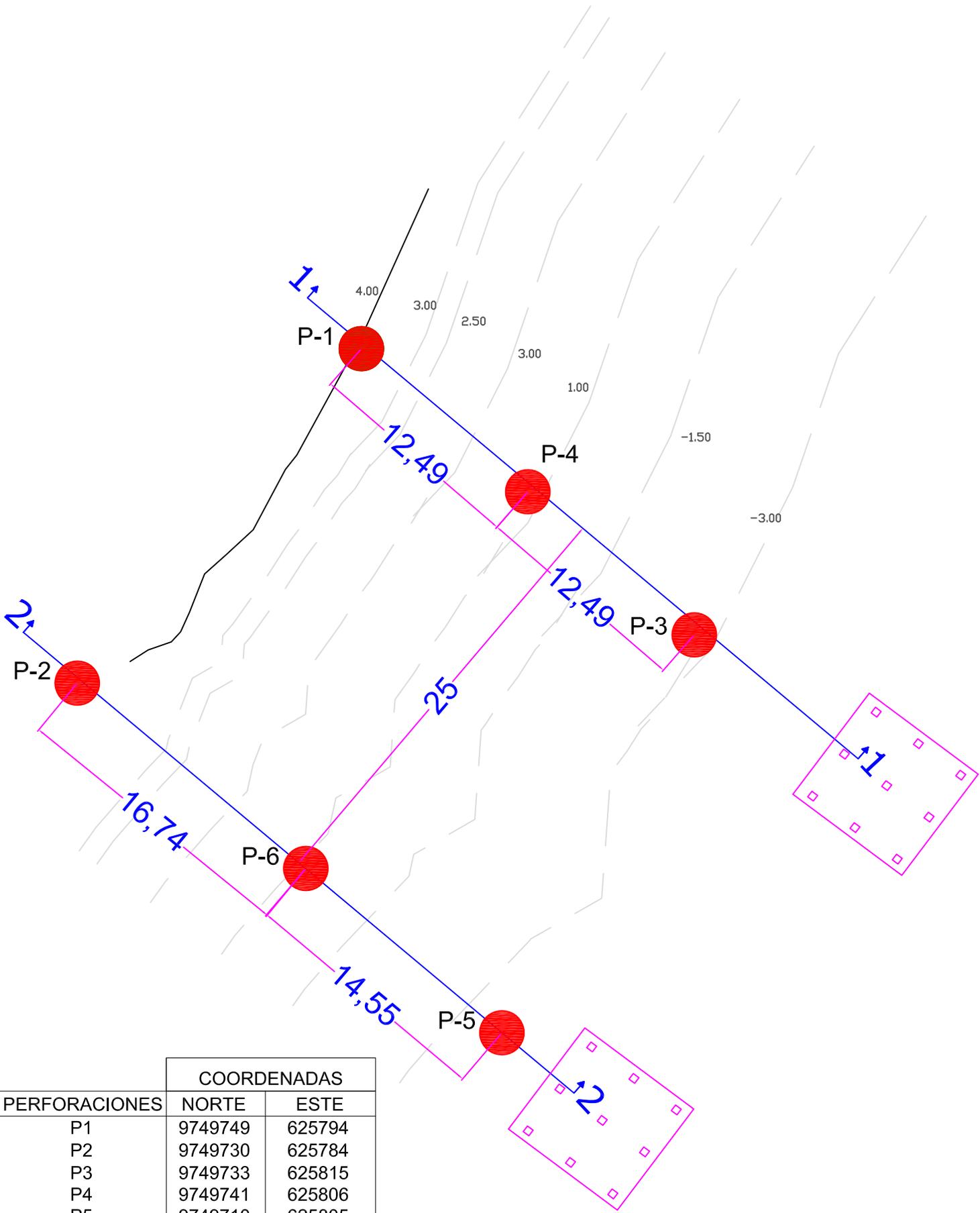
**PARAMETROS PARA LA OBTENCION DE CURVAS p-y DEL PERFIL 1-1**

ESTRATO	TIPO DE SUELO	DESDE (m)	HASTA (m)	ESPESOR (m)	CURVA p-y MODELO	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	PARAMETROS					
							Arcilla - Limo				Arena	
							S <sub>u</sub> (kPa)	$\epsilon_{50}$	K <sub>s</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	K <sub>c</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$	K (kN/m <sup>3</sup> )
1	Arcilla	4,00	-3,00	7,00	Arcillas blandas (Matlock, 1970) bajo el nivel freático	15,65	25,00	0,020	NC	NC	-	-
2	Arena Limosa	-3,00	-4,50	1,50	Arenas (Reese, 1974)	17,50	-	-	-	-	30°	16,30
3	Arcilla	-4,50	-14,50	10,00	Arcillas duras (Reese, 1975) bajo el nivel freático	16,00	50,00	0,007	135,00	55,00	-	-
4	Arena Limosa	-14,50	-20,00	5,50	Arenas (Reese, 1974)	18,50	-	-	-	-	38°	34,00

**PARAMETROS PARA LA OBTENCION DE CURVAS p-y DEL PERFIL 2-2**

ESTRATO	TIPO DE SUELO	DESDE (m)	HASTA (m)	ESPESOR (m)	CURVA p-y MODELO	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	PARAMETROS					
							Arcilla - Limo				Arena	
							S <sub>u</sub> (kPa)	$\epsilon_{50}$	K <sub>s</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	K <sub>c</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$	K (kN/m <sup>3</sup> )
1	Arcilla	4,00	-1,25	5,25	Arcillas blandas (Matlock, 1970) bajo el nivel freático	16,00	22,50	0,020	NC	NC	-	-
2	Arena Limosa	-1,25	-5,25	4,00	Arenas (Reese, 1974)	17,00	-	-	-	-	28°	16,30
3	Arcilla	-5,25	-18,25	13,00	Arcillas blandas (Matlock, 1970) bajo el nivel freático	15,90	26,00	0,020	NC	NC	-	-
4	Arena arcillosa	-18,25	-20,25	2,00	Arenas (Reese, 1974)	17,50	-	-	-	-	30°	16,30
5	Arcilla	-20,25	-25,25	5,00	Arcillas duras (Reese, 1975) bajo el nivel freático	17,50	75,00	0,007	135,00	55,00	-	-
6	Arena Limosa	-25,25	-31,00	5,75	Arenas (Reese, 1974)	18,50	-	-	-	-	38°	34,00

TABLA #17: Parametros para la obtencion de curvas p-y



COORDENADAS

PERFORACIONES	NORTE	ESTE
P1	9749749	625794
P2	9749730	625784
P3	9749733	625815
P4	9749741	625806
P5	9749710	625805
P6	9749720	625793

PERFIL 1-1

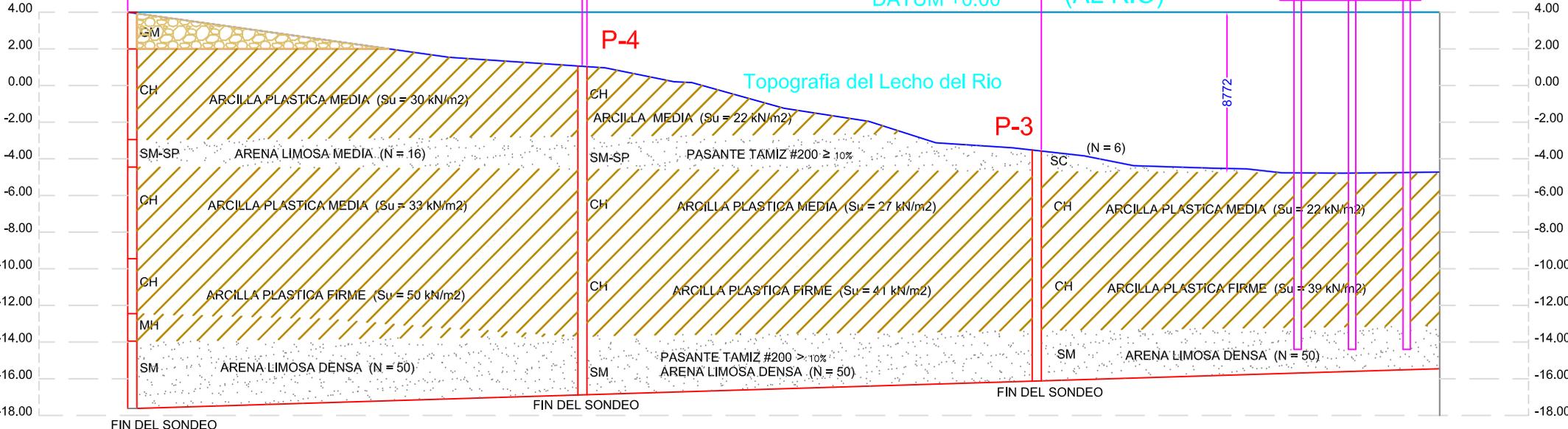
DUQUE DE ATRAQUE Y AMARRE

25

25

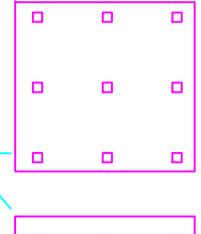
DATUM +0.00

(AL RIO)



# PERFIL 2-2

DUQUE DE ATRAQUE Y AMARRE

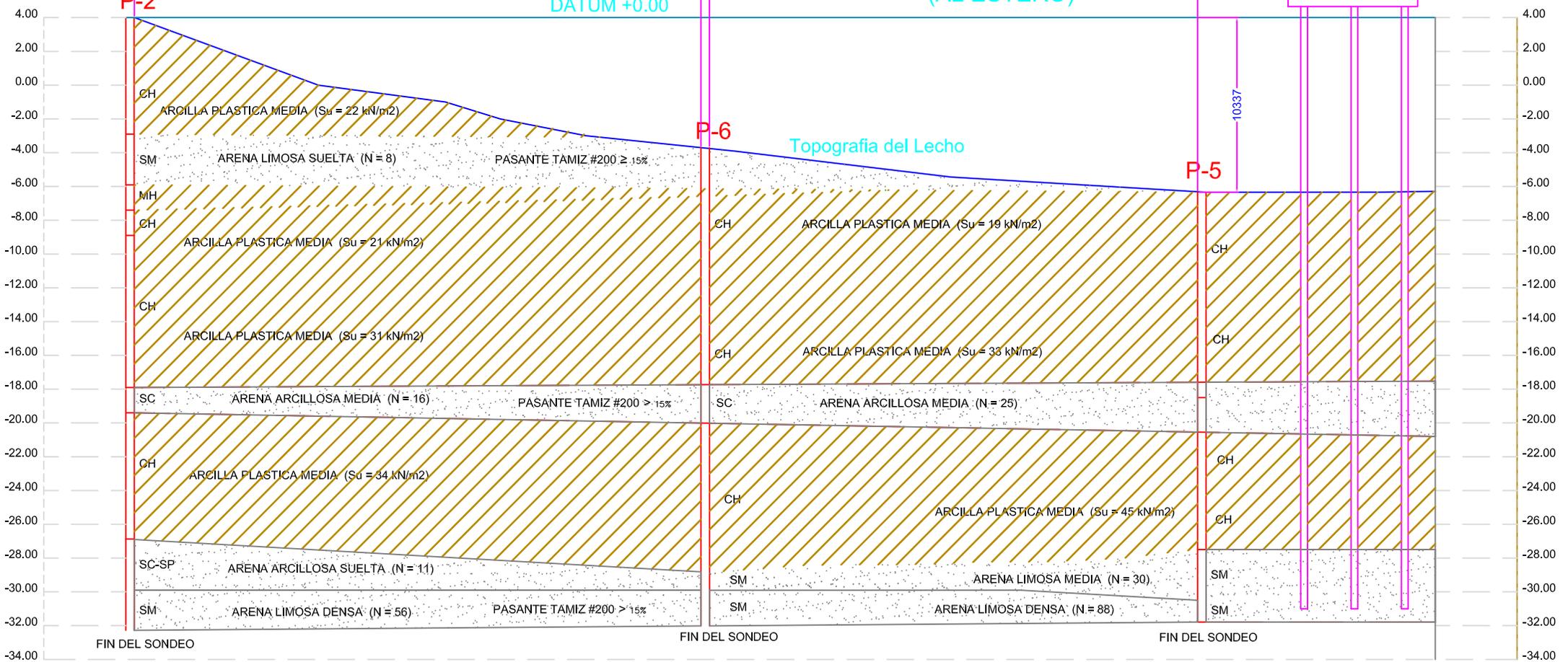


33,79

29,11

DATUM +0.00

(AL ESTERO)



FIN DEL SONDEO

FIN DEL SONDEO

FIN DEL SONDEO

Topografía del Lecho

10337

P-2

P-6

P-5



## CAPITULO 4

**TIPO DE ESTRUCTURA DEL MUELLE,  
DIMENSIONES Y PROPIEDADES DE  
LOS PILOTES, ANALISIS Y  
MODELACION EN PROGRAMAS  
COMPUTACIONALES.**



## **CAPITULO 4**

### **TIPO DE ESTRUCTURA DEL MUELLE, DIMENSIONES Y PROPIEDADES DE LOS PILOTES, ANALISIS Y MODELACION EN PROGRAMAS COMPUTACIONALES.**

#### **4.1 TIPO DE ESTRUCTURA DEL MUELLE.**

El tipo de muelle a utilizar para este proyecto, corresponde a una estructura de Atraque y Amarre (duque de Alba).

Por lo general, los duques de alba se utilizan para muelles de terminales de buques para transporte y en los casos en los que no se necesita una superficie de muelle continua. Se componen de pilotes verticales y/o inclinados con una pesada cubierta de hormigón.



En los casos en los que los duques de alba están diseñados como estructuras elásticas (con pilotes verticales), la constante del muelle de la estructura se puede usar favorablemente para absorber parte de la energía de atraque.

#### 4.1.1 CALCULOS DE ENERGIA DE ATRAQUE.

Para el cálculo de la energía de atraque para los duques de alba, se debe de tomar en cuenta algunos parámetros:

- Los buques generalmente reciben asistencia de remolcadores durante su acercamiento, de manera que las *velocidades de atraque* están bastante bien controladas. (entre 100 y 250 mm/s).
- Se debe de tener en cuenta que los *ángulos de atraque* están alrededor de los 5 a 15°.
- También, el *coeficiente de masa añadida*, que tiene en cuenta la masa de agua que transporta el barco al desplazarse de costado en el agua.
- Como secuencia, se deberá tener en cuenta el *coeficiente de bloque*, el mismo que esta en función de la forma del casco.
- El *coeficiente de excentricidad*, el cual tiene en cuenta la energía disipada en la rotación del barco, cuando el vector velocidad aplicado al centro de gravedad no pasa por el punto de contacto.
- El *coeficiente de configuración* del muelle, que tiene en cuenta el efecto amortiguador del agua atrapada entre el buque y el muelle, y, el *coeficiente de deformación*, tiene en cuenta la energía absorbida por la deformación elástica del casco.

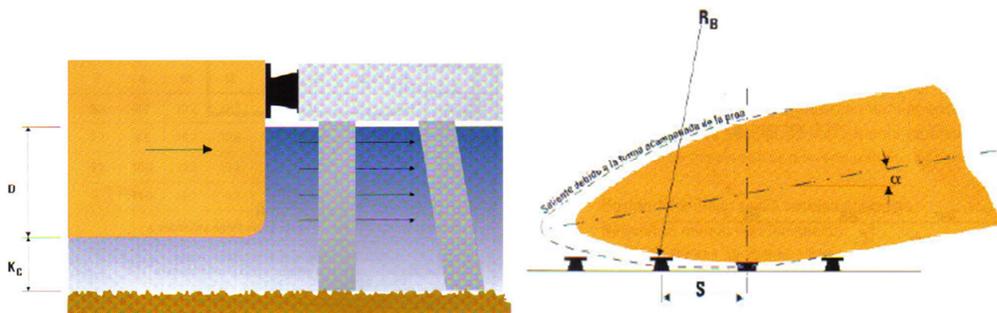


FIGURA #18 y 19: a) Coeficiente de masa añadida, b) Angulo de Atraque del Buque



- **TIPO DE BUQUE:**

Se escogió el tipo de buque denominado: PORTACONTENEDORES (PANAMAX), el mismo que tiene las siguientes características y parámetros.

<b>Buque Porta contenedor (Panamax). 10000 Ton.</b>						
<b>M<sub>D</sub></b>	<b>L<sub>OA</sub></b>	<b>L<sub>BP</sub></b>	<b>B (m)</b>	<b>D (m)</b>	<b>F (m)</b>	<b>C<sub>B</sub></b>
13500	130	124	21.2	7.30	2.70	0.686

TABLA #18: Dimensiones del Buque.

Donde:

**M<sub>D</sub>**: Desplazamiento del buque, **L<sub>OA</sub>**: Eslora Total, **L<sub>BP</sub>**: Eslora entre perpendiculares, **B (m)**: Calado, **D (m)**: Bao o ancho del buque, **F (m)**: Bordo con carga, **C<sub>B</sub>**: Coeficiente de Bloque.

Mayor detalle del cálculo de la energía y la obtención de los parámetros, se presenta en el Anexo B.

#### 4.2 DIMENSIONES Y PROPIEDADES DE LOS PILOTES.

Los pilotes propuestos para el análisis son de sección rectangular, tienen dimensiones de B= 0.60m, para ambos casos. Las longitudes de los dos tipos de pilotes que se analizaron para las condiciones del sitio idealizado, correspondían a 20m (PERFIL 1-1) y 30m (PERFIL 2-2).

El material que los constituye es hormigón reforzado prefabricado y la sección es la misma en todos los pilotes, cuyas propiedades se detallan en la Tabla presentada a continuación.

<b>TIPO</b>	<b>DIMENSIONES</b>		<b>AREA cm<sup>2</sup></b>	<b>PER. cm</b>	<b>I cm<sup>4</sup></b>	<b>E MPa</b>	<b>W kN/m</b>
	<b>L(m)</b>	<b>B(m)</b>					
Rectangular Hormigón Prefabricado	0	0.60	3600	240	1080000.0	20683	8489
	20-30	0.60					

TABLA #19: Dimensiones y Propiedades de los pilotes.



### 4.3 ANALISIS Y MODELACION EN PROGRAMAS COMPUTACIONALES.

El método por medio de curvas p-y para predecir la respuesta de un pilote cargado lateralmente, requiere la solución iterativa de un sistema de numerosas ecuaciones.

Cada ecuación tiene dos incógnitas: el módulo de reacción del suelo **Epy** y la deflexión **y**.

Para que el sistema de ecuaciones tenga solución, se asumen valores de **Epy** y se procede a hallar las deflexiones **y**. La iteración termina cuando los valores **Epy**, obtenidos con las deflexiones **y** que dan solución al sistema, son iguales a los valores **Epy** asumidos.

Esta iteración involucra la realización de gran cantidad de cálculos y la herramienta adecuada para esto es la computadora. En la actualidad, existen programas que en su memoria tienen las curvas p-y modelo y otras adicionales. Solamente basta el ingreso de los parámetros del suelo, pilote y las cargas aplicadas para que el programa genere las curvas p-y del perfil estratigráfico y a su vez calcule las deflexiones.

Adicionalmente a estas actividades, el diseñador deberá estar familiarizado con el programa y estar consciente de todo el proceso que realiza el software para la obtención de los resultados. Éstos deberán ser validados por el diseñador usando métodos que impliquen cálculos manuales, dependiendo del tipo de suelo que se presente.

#### 4.3.1 TIPO DE PROGRAMA COMPUTACIONAL UTILIZADO.

Existen numerosos programas o códigos desarrollados por instituciones universitarias y empresas comerciales. En este trabajo, el análisis bajo carga lateral y carga vertical se realizó con el programa computacional *AllPile*.

*AllPile* esta basado en un análisis presentado por un sistema operativo Windows, que se encarga de casi todo tipo de pilas, incluidas las tuberías de acero, pilotes H, pilotes de hormigón prefabricados, pilotes barrenados, pilotes de madera, micro-pilotes y cimentaciones superficiales.

Esta es una de las principales ventajas del *AllPile*, combinando la mayoría de los análisis de pila en un solo programa. Se calcula la capacidad última de carga (con asentamiento), la capacidad de carga lateral, y el análisis de grupo como un todo.



Los tipos de métodos de análisis que desarrolla el *AllPile* son los siguientes:

- Análisis vertical, el mismo que se basa en los enfoques y métodos recomendados en la FHWA, AASHTO, la Marina de MS-7 manuales (NAVFAC), y los "Principios de Ingeniería de Cimentaciones" Das Braja M.
- Análisis lateral, utiliza métodos de interacción suelo-estructura del modelo de curva p-y a utilizar. Bajo carga lateral, el eje del pilote empuja los suelos adyacentes. Por lo tanto, la resistencia lateral (presión) se genera entre los suelos y el pilote. La integración de la presión lateral, cortante, momento, la rotación y la flexión, la interacción pila y el suelo y el comportamiento son analizados y presentados sus resultados.
- Análisis del Grupo, se basa en el método de matriz de grupo de pilotes bajo carga vertical, lateral, y el momento.

*AllPile* también es comparable con programas como: *Lpile* (Ensoft) y *FB-Multipier* (Florida Bridge Software Institute), los mismos que se basan en análisis bajo carga lateral mediante modelos de curvas p-y.



#### 4.3.2 INGRESO DE DATOS.

Se modelaron dos tipos de perfiles idealizados (Perfil 1-1 y Perfil 2-2) con sus respectivos pilotes y características (tabla en la sección 4.2), en el caso del Perfil 1-1 se necesito un pilote de 20 metros de longitud total, tomando en cuenta su longitud libre por encima de la superficie y para el caso del Perfil 2-2 un Pilote de 30 metros.

De esta manera se generan modelos, para cada tipo de perfil, que corresponden a los análisis de pilote individual y en grupo.

Dentro de esto se llevo a cabo un análisis bajo carga vertical para obtener la capacidad portante, un análisis bajo carga lateral Estática y otro análisis bajo carga pseudo-estático o sísmica obteniendo deformaciones, momentos, cortante y respuesta del suelo.

Los datos requeridos para modelar y analizar los pilotes, que corresponde a una estructura de Duque de Atrache y Amarre (duque de Alba), provienen de:

- a) los perfiles geotécnicos idealizados, y,
- b) de la Tabla de parámetros para la obtención de las curvas p-y.

La cronología y datos de entrada se presentan en la siguiente Tabla, según el software *AllPile*, el cual fue utilizado.



Tabla de Datos ingresados en el programa ALL PILE	
Tema	Datos Ingresados
<b>1.- Título del Proyecto</b>	Trabajo de Grado Guillermo Guerra
<b>2.- Sistema de Unidades</b>	SI (kN, m)
<b>3.- Tipo de Análisis</b>	Rigidez Elástica del Pilote
<b>4.- Propiedades del Pilote</b>	
Longitud	L= 20m (perfil 1-1) y L=30 m (perfil 2-2)
Tolerancia	máxima
Distancia de la cabeza del pilote hasta la superficie del terreno	8m (perfil 1-1), 9m (perfil 2-2)
Angulo de inclinación del pilote	0
Dimensiones del pilote	b= 0.60m x b=0.60m
Momento de Inercia (cm <sup>4</sup> )	1080000.00 en ambos casos
Área (cm <sup>2</sup> )	3600 en ambos casos
Modulo de Elasticidad (MPa)	20601.00 en ambos casos
<b>5.- Tipo de Carga</b>	Estática
<b>6.- Carga y Condiciones de Frontera</b>	
Condición de la Cabeza del Pilote	Fuerza Cortante, Carga vertical y Momento
Fuerza Cortante	Carga Calculada según el tipo de Buque (ver Anexo B)
Fuerza Vertical	200 kN
Momento	0 en todos los casos
<b>7.- Estratos de Suelo</b>	
Tipo de Suelo (Curva p-y modelo)	Tabla de resumen de parámetros curvas p-y
Inicio del Estrato (m)	Tabla de resumen de parámetros curvas p-y + la distancia libre de la cabeza del pilote
Fin del Estrato (m)	
Peso Unitario Efectivo (kN/m <sup>3</sup> )	Tabla de resumen de parámetros curvas p-y
Cohesión No Drenada, c (kN/m <sup>2</sup> )	Tabla de resumen de parámetros curvas p-y
Factor de Deformación Unitaria $\epsilon_{50}$	Tabla de resumen de parámetros curvas p-y
Ángulo de Fricción, $\phi$	Tabla de resumen de parámetros curvas p-y
Módulo p-y, k (kN/m <sup>3</sup> )	Tabla de resumen de parámetros curvas p-y

**TABLA #20: Datos ingresados en el programa AllPile.**

Nota: a) "carga y condiciones de frontera" de la tabla de datos, dicha información es ingresada para cada carga. b) "Estrato de suelos" de la tabla de datos, dicha información ingresada para cada estrato



### 4.3.3 RESULTADOS DEL ANALISIS COMPUTACIONAL (ALLPILE) BAJO CARGA ESTÁTICA.

Teniendo en cuenta que se realizaron análisis para dos tipos de perfiles: El primero con un pilote de  $L= 20\text{m}$ , correspondiente al Perfil Idealizado 1-1 y el segundo pilote con  $L= 30\text{m}$ , que corresponde al Perfil idealizado 2-2. Estos dos perfiles idealizados se modelaron bajo carga vertical, carga estática y carga sísmica respectivamente.

Los análisis bajo carga estática y carga sísmica, se los realizaron en condiciones de “cabeza flexible” y “cabeza rígida”, para cada uno de ellos. También se realizaron análisis para distintas distribuciones de pilotes, de tal manera que se encuentren resultados favorables, es decir, por debajo de las deformaciones admisibles.

Dentro de los análisis a distintas distribuciones de pilotes, se presentan los siguientes:

# de Pilotes	$S_x$ (m)	$S_y$ (m)
3x3	3.00	3.00
3x3	4.00	4.00
4x4	3.00	3.00
4x4	4.00	4.00

TABLA #21: Datos ingresados en el programa AllPile, para distintos tipos de pilotes.

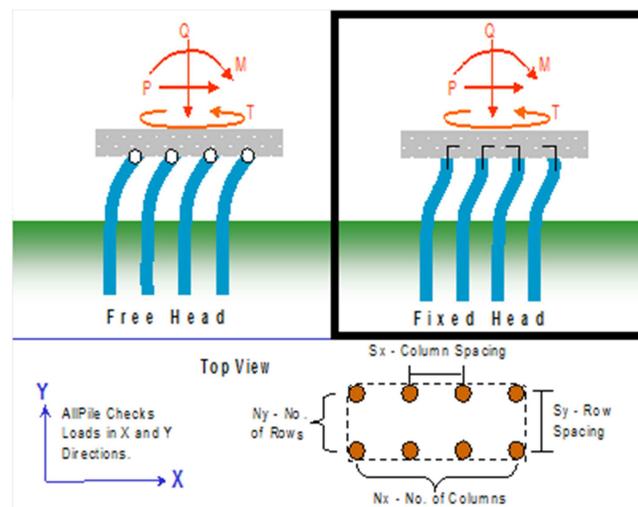


FIGURA #20: Presentación esquemática del programa AllPile, para distintas condiciones.



De esto se obtuvieron los siguientes resultados:

**CABEZA FLEXIBLE**

**CASO I - PILOTE L= 20m - PERFIL 1-1**

<b>Análisis a Grupo de Pilotes con Carga Estática</b>											
# Pilotes	Sx (m)	Sy (m)	Area (m2)	Espesor (m)	Carga Lateral (Ton)	yt(cm)	Yt=0 (m)	yt admisible (cm)	M max (kN.m)	V max (kN)	
3x3	3.00	3.00	51.84	1.00	50.00	12.00	11.40	9.12	494.00	155.00	
3x3	4.00	4.00	84.64	1.00	50.00	11.80	11.40	9.12	490.00	151.00	
4x4	3.00	3.00	104.04	1.00	50.00	5.92	10.90	8.72	269.00	95.00	
4x4	4.00	4.00	174.24	1.00	50.00	5.89	10.90	8.72	265.00	91.00	

**CASO II - PILOTE L= 30m - PERFIL 2-2**

<b>Análisis a Grupo de Pilotes con Carga Estática</b>											
# Pilotes	Sx (m)	Sy (m)	Area (m2)	Espesor (m)	Carga Lateral (Ton)	yt(cm)	Yt=0 (m)	yt admisible (cm)	M max (kN.m)	V max (kN)	
3x3	3.00	3.00	51.84	1.00	50.00	40.80	18.10	14.48	660.00	133.30	
3x3	4.00	4.00	84.64	1.00	50.00	39.70	18.10	14.48	645.00	125.00	
4x4	3.00	3.00	104.04	1.00	50.00	14.70	15.80	12.64	323.00	83.90	
4x4	4.00	4.00	174.24	1.00	50.00	8.61	14.90	11.92	217.00	69.00	

**CABEZA RIGIDA**

**CASO I - PILOTE L= 20m - PERFIL 1-1**

<b>Análisis a Grupo de Pilotes con Carga Estática</b>											
# Pilotes	Sx (m)	Sy (m)	Area (m2)	Espesor (m)	Carga Lateral (Ton)	yt(cm)	Yt=0 (m)	yt admisible (cm)	M max (kN.m)	V max (kN)	
3x3	3.00	3.00	51.84	1.00	50.00	2.62	11.10	8.88	298.00	71.50	
3x3	4.00	4.00	84.64	1.00	50.00	2.59	11.00	8.80	291.00	69.00	
4x4	3.00	3.00	104.04	1.00	50.00	1.36	10.80	8.64	136.00	44.00	
4x4	4.00	4.00	174.24	1.00	50.00	1.30	10.20	8.16	129.00	39.80	

**CASO II - PILOTE L= 30m - PERFIL 2-2**

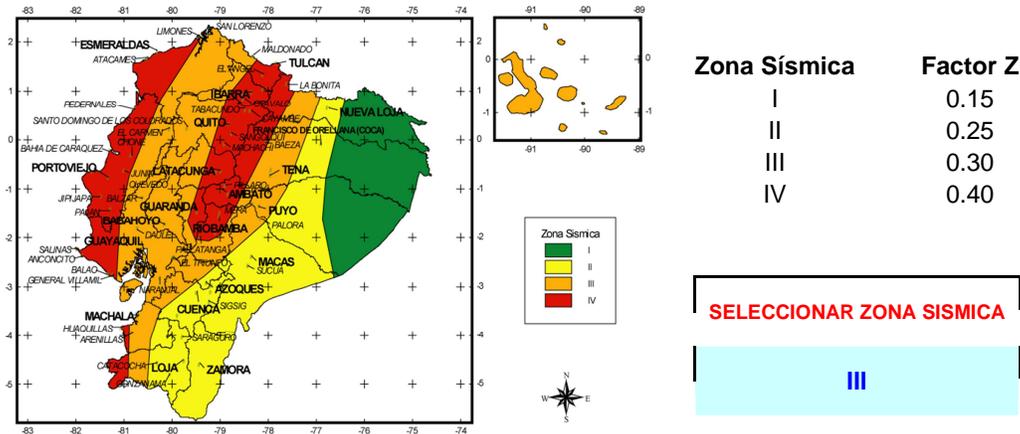
<b>Análisis a Grupo de Pilotes con Carga Estática</b>											
# Pilotes	Sx (m)	Sy (m)	Area (m2)	Espesor (m)	Carga Lateral (Ton)	yt(cm)	Yt=0 (m)	yt admisible (cm)	M max (kN.m)	V max (kN)	
3x3	3.00	3.00	51.84	1.00	50.00	7.15	16.40	13.12	420.00	77.30	
3x3	4.00	4.00	84.64	1.00	50.00	7.07	16.10	12.88	413.00	76.70	
4x4	3.00	3.00	104.04	1.00	50.00	3.12	14.80	11.84	217.00	53.30	
4x4	4.00	4.00	174.24	1.00	50.00	2.99	14.60	11.68	210.00	50.10	

TABLA #22: Resultados de los análisis bajo carga Estática.



#### 4.3.4 RESULTADOS DEL ANALISIS COMPUTACIONAL BAJO CARGA SISMICA.

De la misma manera, se llevo a cabo un cálculo para obtener la fuerza sísmica, en cada uno de los perfiles idealizados (1-1 y 2-2).



#### Coeficiente de Suelo S y Coeficiente Cm

Perfil tipo	Descripción	S	Cm
S1	Roca o suelo firme	1.0	2.5
S2	Suelos intermedios	1.2	3.0
S3	Suelos blandos y estrato profundo	1.5	2.8
S4	Condiciones especiales de suelo	2,0*	2.5

**SELECCIONAR TIPO DE SUELO**

**S3**

(\*) = Este valor debe tomarse como mínimo, y no substituye los estudios de detalle necesarios para construir sobre este tipo de suelos.

#### Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
1. Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de Salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones y otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipo de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras	1.5

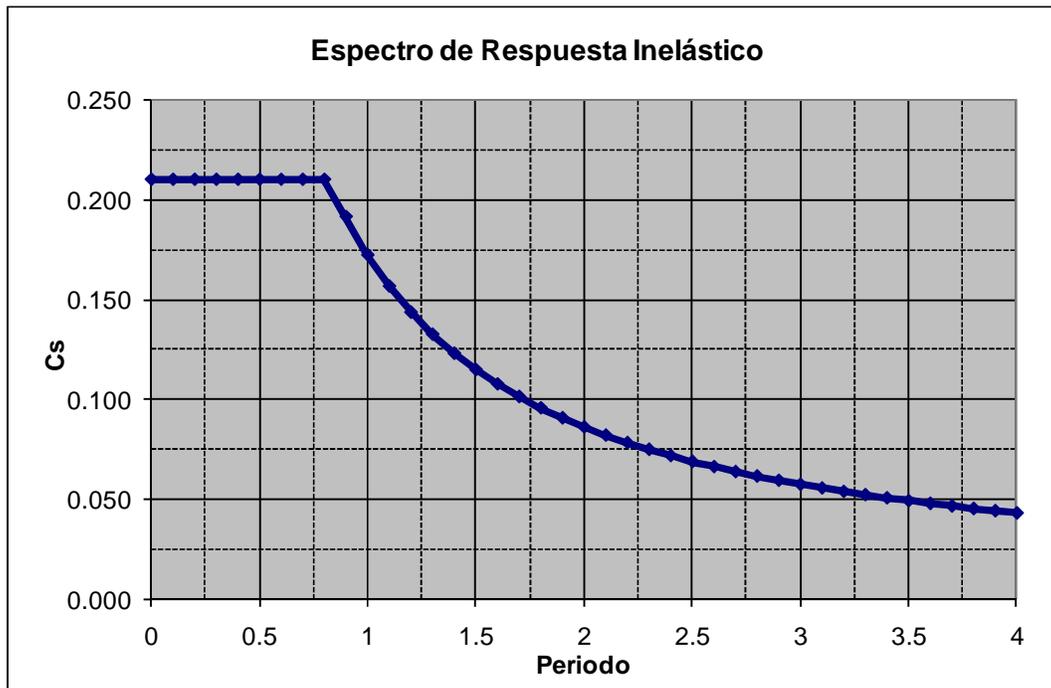


	substancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias peligrosas.	
2. Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergas más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
3. Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0

SELECCIONAR TIPO DE  
USO

1.0

Resumen	
Z =	0.3
S =	1.5
Cm =	2.8
I =	1.0
R =	4



De esto se obtuvieron los siguientes resultados:



**CABEZA FLEXIBLE**

**CASO I - PILOTE L= 20m - PERFIL 1-1**

Análisis 1		CL = 10 Ton.											Análisis con Fuerza Sísmica 1					
# Pilotes	Sx (m)	Sy (m)	yt(cm)	Yt=0 (m)	K= F/yt	W (Ton)	gravedad	m= W/g	T= 2π (m/K) <sup>0.5</sup>	Cs(Inelastico)	Cs (CEC)	F sísmica (Ton)	yt (cm) R=4	yt (cm) R=1	Yt admisible (cm)	M max (kN.m)	V max (kN)	
3x3	3,00	3,00	1,83	10,40	546,45	124,42	9,81	12,68	0,957	0,172	0,200	25	4,58	18,32	8,32	195,18	70,70	
3x3	4,00	4,00	1,10	10,30	909,09	203,14	9,81	20,71	0,948	0,180	0,200	41	4,51	18,02	8,24	192,20	69,62	
4x4	3,00	3,00	0,88	10,20	1136,36	249,70	9,81	25,45	0,940	0,185	0,200	50	4,40	17,60	8,16	187,51	67,92	
4x4	4,00	4,00	0,50	10,10	2000,00	418,18	9,81	42,63	0,917	0,191	0,200	84	4,20	16,80	8,08	178,99	64,83	

**CASO II - PILOTE L= 30m - PERFIL 2-2**

Análisis 2		CL = 10 Ton.											Análisis con Fuerza Sísmica 2					
# Pilotes	Sx (m)	Sy (m)	yt(cm)	Yt=0 (m)	K= F/yt	W (Ton)	gravedad	m= W/g	T= 2π (m/K) <sup>0.5</sup>	Cs(Inelastico)	Cs (CEC)	F sísmica (Ton)	yt (cm) R=4	yt (cm) R=1	Yt admisible (cm)	M max (kN.m)	V max (kN)	
3x3	3,00	3,00	2,42	13,70	413,22	124,42	9,81	12,68	1,101	0,132	0,200	25	6,05	24,20	10,96	389,08	140,94	
3x3	4,00	4,00	1,89	13,60	529,10	203,14	9,81	20,71	1,243	0,140	0,200	41	7,74	30,96	10,88	329,85	119,48	
4x4	3,00	3,00	1,53	12,90	653,59	249,70	9,81	25,45	1,240	0,144	0,200	50	7,65	30,60	10,32	326,01	118,09	
4x4	4,00	4,00	0,78	12,80	1282,05	418,18	9,81	42,63	1,146	0,157	0,200	84	6,55	26,20	10,24	279,13	101,11	

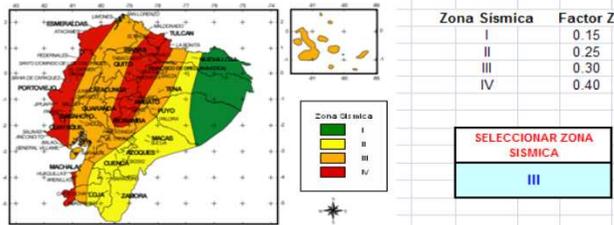


Tabla 3. Coeficiente de Suelo S y Coeficiente Cm

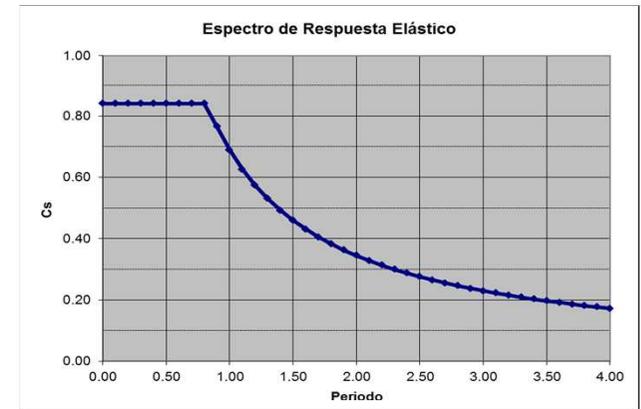
Perfil tipo	Descripción	S	Cm
S1	Roca o suelo firme	1.0	2.5
S2	Suelos intermedios	1.2	3.0
S3	Suelos blandos y estrato profundo	1.5	2.8
S4	Condiciones especiales de suelo	2.0*	2.5

(\*) = Este valor debe tomarse como mínimo, y no substituye los estudios de detalle necesarios para construir sobre este tipo de suelos.

Tabla 4. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
1. Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de Salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones y otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipo de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias antiincendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
2. Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan mas de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
3. Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0

SELECCIONAR TIPO DE USO: 1.0



Resumen	
Z =	0.3
S =	1.5
Cm =	2.8
I =	1.0
R =	4



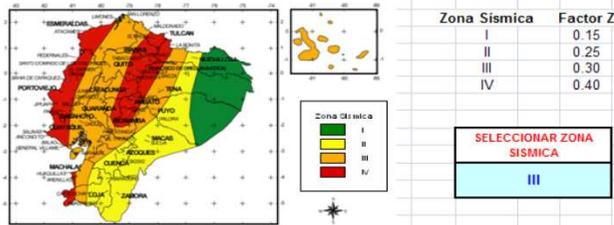
**CABEZA RIGIDA**

**CASO I - PILOTE L= 20m - PERFIL 1-1**

Análisis 1		CL = 10 Ton.											Análisis con Fuerza Sísmica 1					
# Pilotes	Sx (m)	Sy (m)	yt(cm)	Yt=0 (m)	K= F/yt	W (Ton)	gravedad	m= W/g	T= 2π (m/K) <sup>0.5</sup>	Cs(Inelastico)	Cs (CEC)	F sísmica (Ton)	yt (cm) R=4	yt (cm) R=1	Yt admisible (cm)	M max (kN.m)	V max (kN)	
3x3	3,00	3,00	0,44	10,40	2272,73	124,42	9,81	12,68	0,469	0,200	0,200	25	1,10	4,40	8,32	46,88	16,98	
3x3	4,00	4,00	0,36	10,40	2777,78	203,14	9,81	20,71	0,542	0,200	0,200	41	1,48	5,92	8,32	63,07	22,85	
4x4	3,00	3,00	0,30	10,20	3333,33	249,70	9,81	25,45	0,549	0,200	0,200	50	1,50	6,00	8,16	63,92	23,16	
4x4	4,00	4,00	0,23	10,20	4347,83	418,18	9,81	42,63	0,622	0,200	0,200	84	1,93	7,72	8,16	82,24	29,80	

**CASO II - PILOTE L= 30m - PERFIL 2-2**

Análisis 2		CL = 10 Ton.											Análisis con Fuerza Sísmica 2					
# Pilotes	Sx (m)	Sy (m)	yt(cm)	Yt=0 (m)	K= F/yt	W (Ton)	gravedad	m= W/g	T= 2π (m/K) <sup>0.5</sup>	Cs(Inelastico)	Cs (CEC)	F sísmica (Ton)	yt (cm) R=4	yt (cm) R=1	Yt admisible (cm)	M max (kN.m)	V max (kN)	
3x3	3,00	3,00	0,79	13,70	1265,82	124,42	9,81	12,68	0,629	0,200	0,200	25	1,98	7,92	10,96	84,37	30,57	
3x3	4,00	4,00	0,65	13,60	1538,46	203,14	9,81	20,71	0,729	0,200	0,200	41	2,67	10,68	10,88	113,77	41,22	
4x4	3,00	3,00	0,47	12,90	2127,66	249,70	9,81	25,45	0,687	0,200	0,200	50	2,35	9,40	10,32	100,13	36,28	
4x4	4,00	4,00	0,37	12,90	2702,70	418,18	9,81	42,63	0,789	0,200	0,200	84	3,11	12,44	10,32	132,51	48,01	



Zona Sísmica	Factor Z
I	0.15
II	0.25
III	0.30
IV	0.40

SELECCIONAR ZONA SISMICA  
**III**

Tabla 3. Coeficiente de Suelo S y Coeficiente Cm

Perfil tipo	Descripción	S	Cm
S1	Roca o suelo firme	1.0	2.5
S2	Suelos intermedios	1.2	3.0
S3	Suelos blandos y estrato profundo	1.5	2.8
S4	Condiciones especiales de suelo	2.0*	2.5

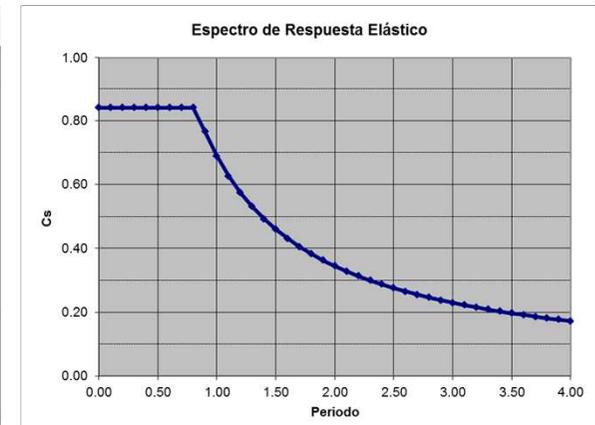
SELECCIONAR TIPO DE SUELO  
**S3**

(\*) = Este valor debe tomarse como mínimo, y no substituye los estudios de detalle necesarios para construir sobre este tipo de suelos.

Tabla 4. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
1. Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de Salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones y otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipo de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras substancias antiincendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias peligrosas.	1.5
2. Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan mas de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
3. Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0

SELECCIONAR TIPO DE USO  
**1.0**



**Resumen**

Z =	0.3
S =	1.5
Cm =	2.8
I =	1.0
R =	4



## **CAPITULO 5**

# **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**



## CAPITULO 5

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5.1 CONCLUSIONES.

Del estudio realizado para el “*análisis y diseño de cimentaciones profundas para muelles en ambientes estuarinos de la ciudad de Guayaquil*” se puede concluir lo siguiente:

- En el análisis y diseño de pilotes bajo cargas laterales determina las deformaciones mediante la interacción suelo-estructura-pilote, que dependen



de las características del pilote, de los parámetros del suelo y de la naturaleza de las cargas aplicadas.

- Para la elaboración de los perfiles geotécnicos, se deben de tener en cuenta aspectos del comportamiento del suelo que permitirán evaluar series estratigráficas y un modelo geotécnico coherente del subsuelo.
- Para determinar la capacidad portante en suelos granulares, se requiere del esfuerzo vertical efectivo y del factor de capacidad de carga del suelo (Prakash y Sharma 1990) que es función del ángulo de fricción interno del suelo.
- Para el análisis de carga lateral por medio de curvas p-y, siguiendo la formulación propuesta por Matlock en 1970 y Reese en 1970 y 1984, para suelos cohesivos se requiere determinar el peso unitario  $\gamma$ , la resistencia al corte no drenada  $s_u$ , la deformación característica  $\epsilon_{50}$ , y, para suelos granulares el ángulo de fricción  $\Phi$  y el módulo de reacción inicial lateral  $k$ .
- El análisis de carga lateral para cargas estáticas y pseudo-estático o sísmico, se lo realizo por medio de iteraciones calculadas con el programa computacional *AllPile* que utiliza el método de las curvas p-y.
- Se realizaron análisis computacionales (Programa computacional ALLPILE) de iteración, suelo-estructura-pilote para muelles tipo duque de alba de atraque y amarre, con una distribución de pilotes de “3x3” (9 pilotes) y “4x4” (16 pilotes) tanto para condiciones de “cabeza rígida” como “cabeza flexible”, con pilotes separados entre 5d y 7d respectivamente, obteniendo menores deformaciones dentro del rango admisible, para las condiciones presentadas por espaciamientos de 7 veces el diámetro.



## 5.2 RECOMENDACIONES.

Del estudio realizado para el “*análisis y diseño de cimentaciones profundas para muelles en ambientes estuarinos de la ciudad de Guayaquil*”, para el buque *Panamax* que atracará en muelles tipo duque de alba con cabeza flexible y cabeza rígida, considerando los estados de carga estática y pseudo-estático o sísmica, se recomienda lo siguiente:

- Utilizar una distribución de grupo de pilotes “4x4” (*capítulo 4.3.4*), es decir 16 pilotes repartidos simétricamente (rectangulares  $b=0.60m$  c/u), separados a una distancia de 4m de longitud entre el eje de cada pilote (aprox. 7d). Este tipo de distribución y bajo condiciones de “cabeza rígida”, permitirá deformaciones menores a las admisibles.

Para cuando se vaya a realizar una evaluación de comportamiento de pilote bajo carga lateral se deberá:

- Realizar una investigación geotécnica con muestreos y/o ensayos continuos del sitio, para cargas laterales de por lo menos hasta una profundidad de 20 veces el diámetros del pilote (desde la superficie) y para capacidad portante se deberá realizar hasta una profundidad de 6d y 10d a partir del estrato donde se vaya a cimentar el pilote (Meyerhof, 1976).
- En estrato de suelo cohesivo, se recomienda ensayos triaxiales UU (no consolidado no drenado) con un esfuerzo de confinamiento igual al del esfuerzo efectivo in situ. Si la magnitud de la obra no permite la ejecución de estos ensayos, realizar compresiones simples.
- Para estratos de suelo granular, realizar ensayos triaxiales CD (consolidado drenado) con el esfuerzo de confinamiento acorde al esfuerzo efectivo in situ. En caso de no ser posible, estimar mediante ensayos in situ, como el ensayo de penetración estándar (SPT).
- En la caracterización geotécnica del sitio, estimar la resistencia de las arcillas sobre-consolidadas usando la relación de *Ladd* en 1971, para el caso que no se contara con resultados confiables.
- Finalmente, se recomienda realizar análisis en otros ambientes geológicos para determinar el comportamiento suelo-pilote-estructura, de tal manera que se siga con esta investigación.



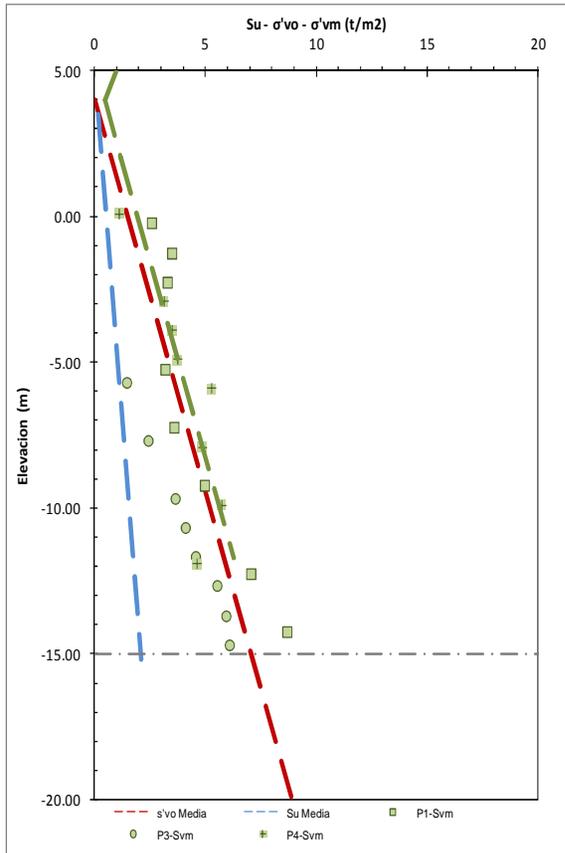
# **ANEXO A.**

## **CARACTERIZACION GEOTECNICA**

### **ANEXO A**

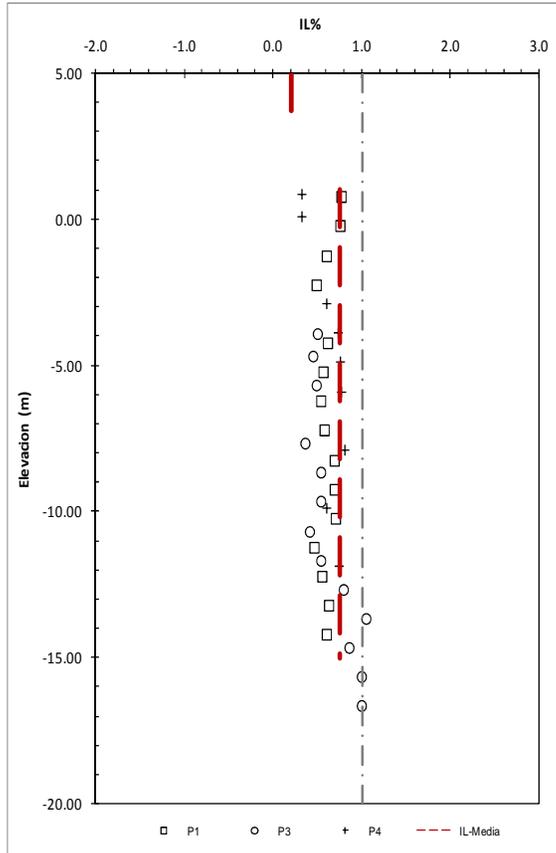
1. CARACTERIZACION GEOTÉCNICA DEL PERFIL 1-1.
2. CARACTERIZACION GEOTÉCNICA DEL PERFIL 2-2.

3. PERFIL GEOTÉCNICO IDEALIZADO 1-1.
4. PERFIL GEOTÉCNICO IDEALIZADO 2-2.



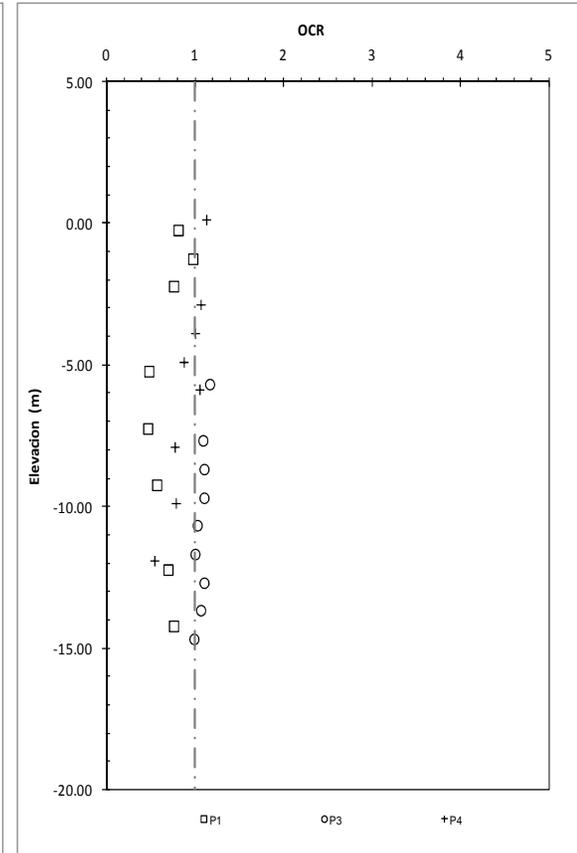
$\sigma'vm$ = Esfuerzo de Pre consolidación (t/m2)  
 Su= Resistencia al corte no drenado (t/m2)  
 $\sigma'vo$ = Esfuerzo Efectivo (t/m2)

$$\sigma'vm = \sqrt[m]{\frac{Su * \sigma'vo^m}{\sigma'vo(0.11 + 0.0037 * IP\%)}}; \text{ Donde } m = 0.85$$



LP= Limite Plástico (%).  
 %w= porcentaje de humedad.  
 IP= índice de plasticidad (%).  
 IL= índice de liquidez (%).

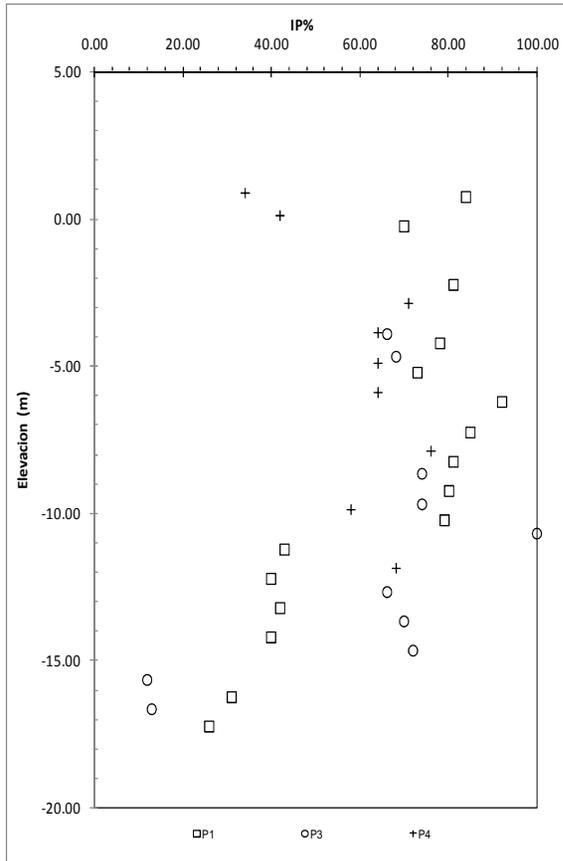
$$IL = \frac{\%w - LP}{IP}$$



Ladd y sus colaboradores (1981).

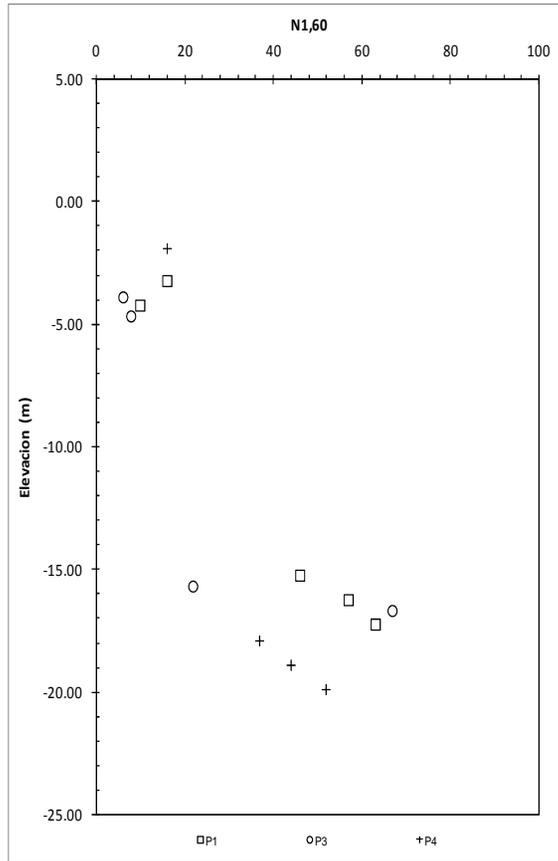
$$S_u / \sigma'vo = S^*(OCR)^m$$

$S = S_u / \sigma'vo$  (arcillas normalmente consolidadas), y el exponente  $m = 0.85$



LP= Limite Plástico (%).  
 LL= Limite Líquido (%).  
 IP= índice de plasticidad (%).

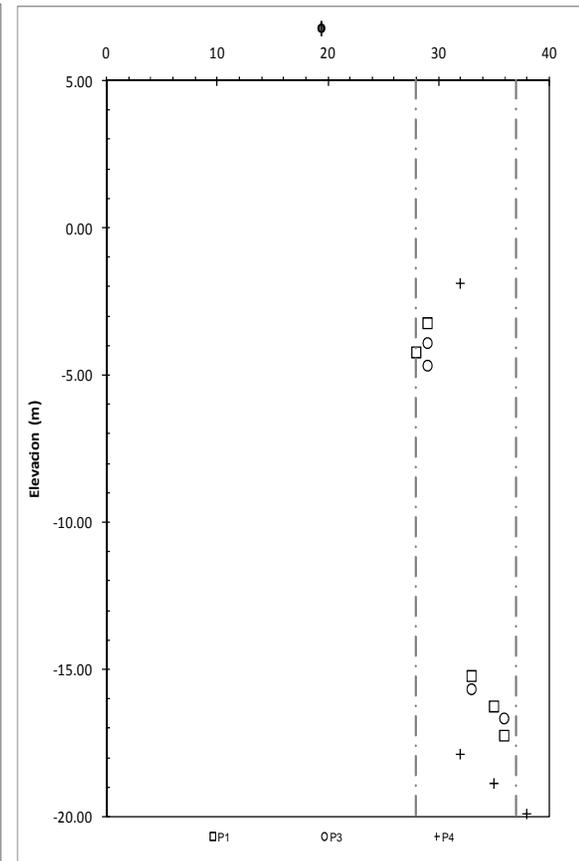
IP= LL-LP



$C_E = 1.00$  (tipo de martillo Safety). Seed et al., 1985  
 N<sub>spt</sub>= numero de golpes registrados en campo (golpes/30cm)

$$C_n = \sqrt{\frac{1}{\sigma'_{v0}}}; \text{ En Kg/cm}^2, \text{ Liao y Withman (1986)}$$

$$N_{1,60} = C_E * N_{spt} * C_n$$

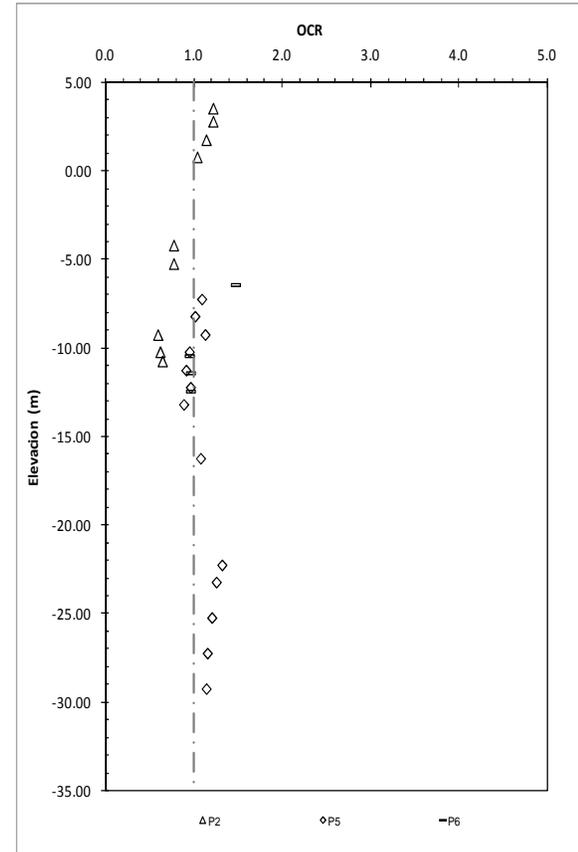
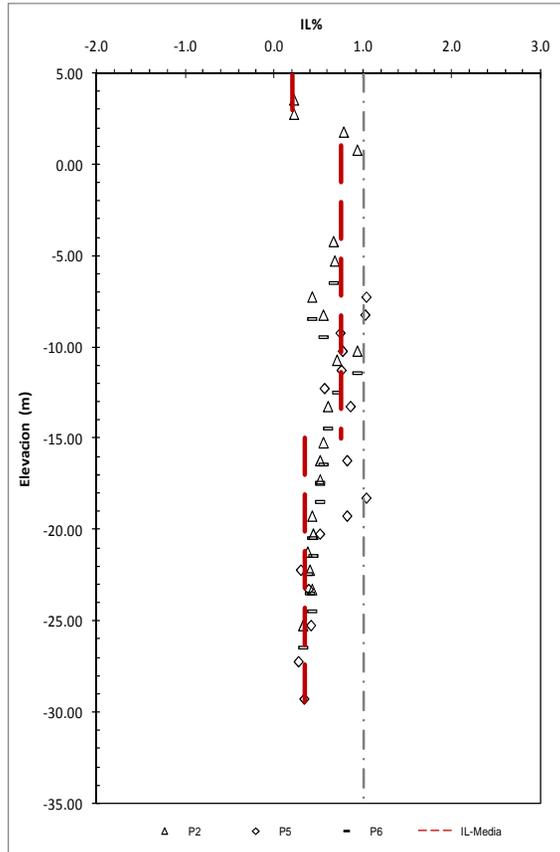
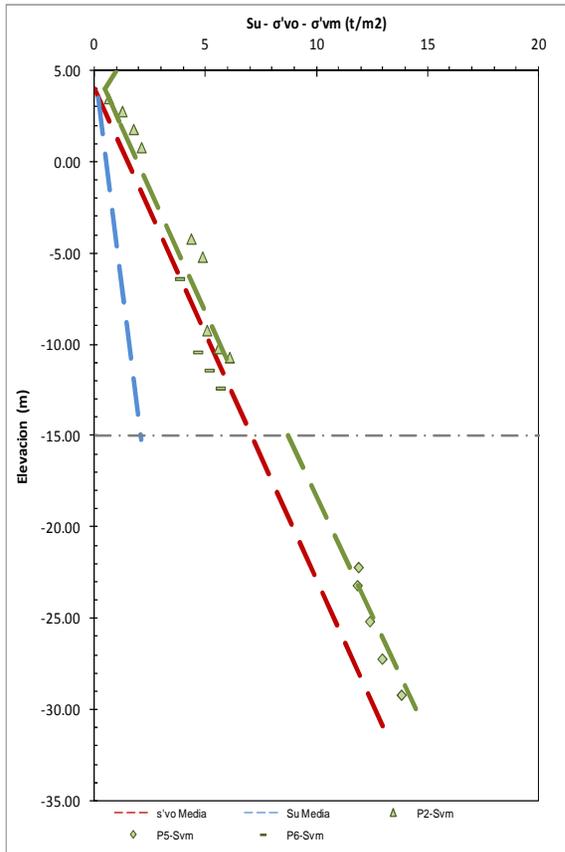


$$\phi(\text{grados}) = 27.1 + 0.30(N_{1,60}) - 0.00054((N_{1,60})^2)$$

Peck, Hanson y Thornburn (1974).

Para arena fina o arena limosa debajo del nivel freático y  $N_{60} > 15$ .

$$N_{60}(a) = 15 + 0.5(N_{60} - 15)$$



$\sigma'vm$ = Esfuerzo de Preconsolidacion (t/m2)  
 Su= Resistencia al corte no drenado (t/m2)  
 $\sigma'vo$ = Esfuerzo Efectivo (t/m2)

$$\sigma'vm = \frac{m}{\sqrt{0.11 + 0.0037 * IP\%}} \sqrt{\frac{Su * \sigma'vo^m}{\sigma'vo}}; \text{ Donde } m = 0.85$$

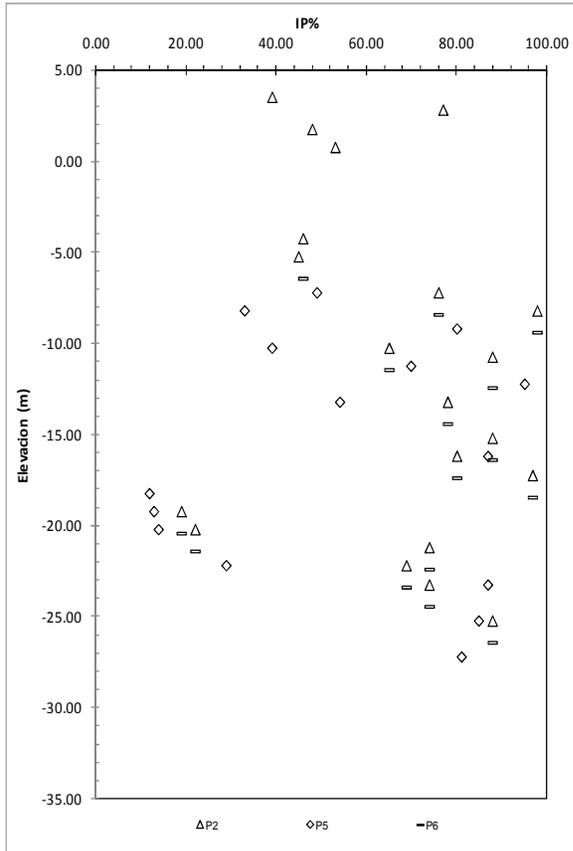
LP= Limite Plástico (%).  
 %w= porcentaje de humedad.  
 IP= índice de plasticidad (%).  
 IL= índice de liquidez (%).

$$IL = \frac{\%w - LP}{IP}$$

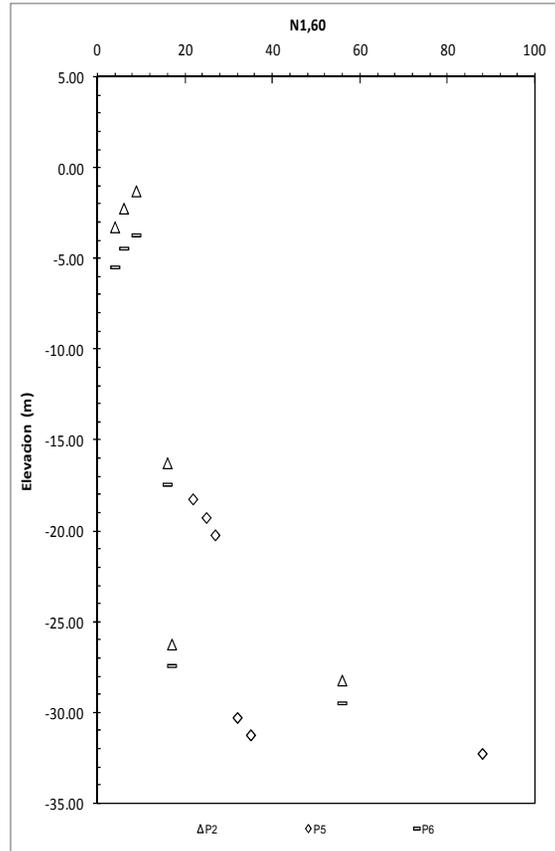
Ladd y sus colaboradores (1981).

$$S_u / \sigma'_{vo} = S^*(OCR)^m$$

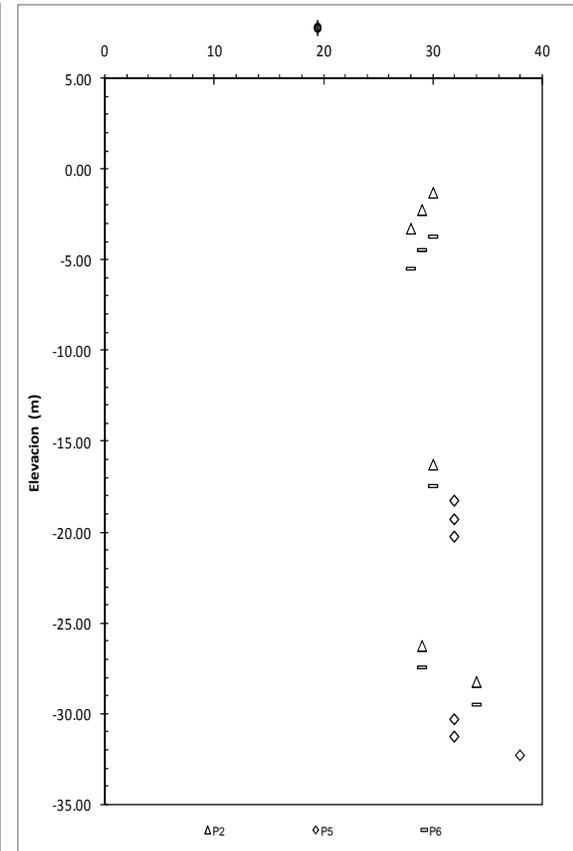
$S_u / \sigma'_{vo}$  para arcillas normalmente consolidadas, y el exponente  $m = 0.85$



LP= Limite Plástico (%).  
 LL= Limite Líquido (%).  
 IP= índice de plasticidad (%).  
 IP= LL-LP



$C_E = 1.00$  (tipo de martillo Safety). Seed et al., 1985  
 Nspt= numero de golpes registrados en campo (golpes/30cm)  
 $C_n = \sqrt{\frac{1}{\sigma_{v0}'}}$ ; En Kg/cm<sup>2</sup>, Liao y Withman (1986)  
 $N_{1,60} = C_E * N_{spt} * C_n$

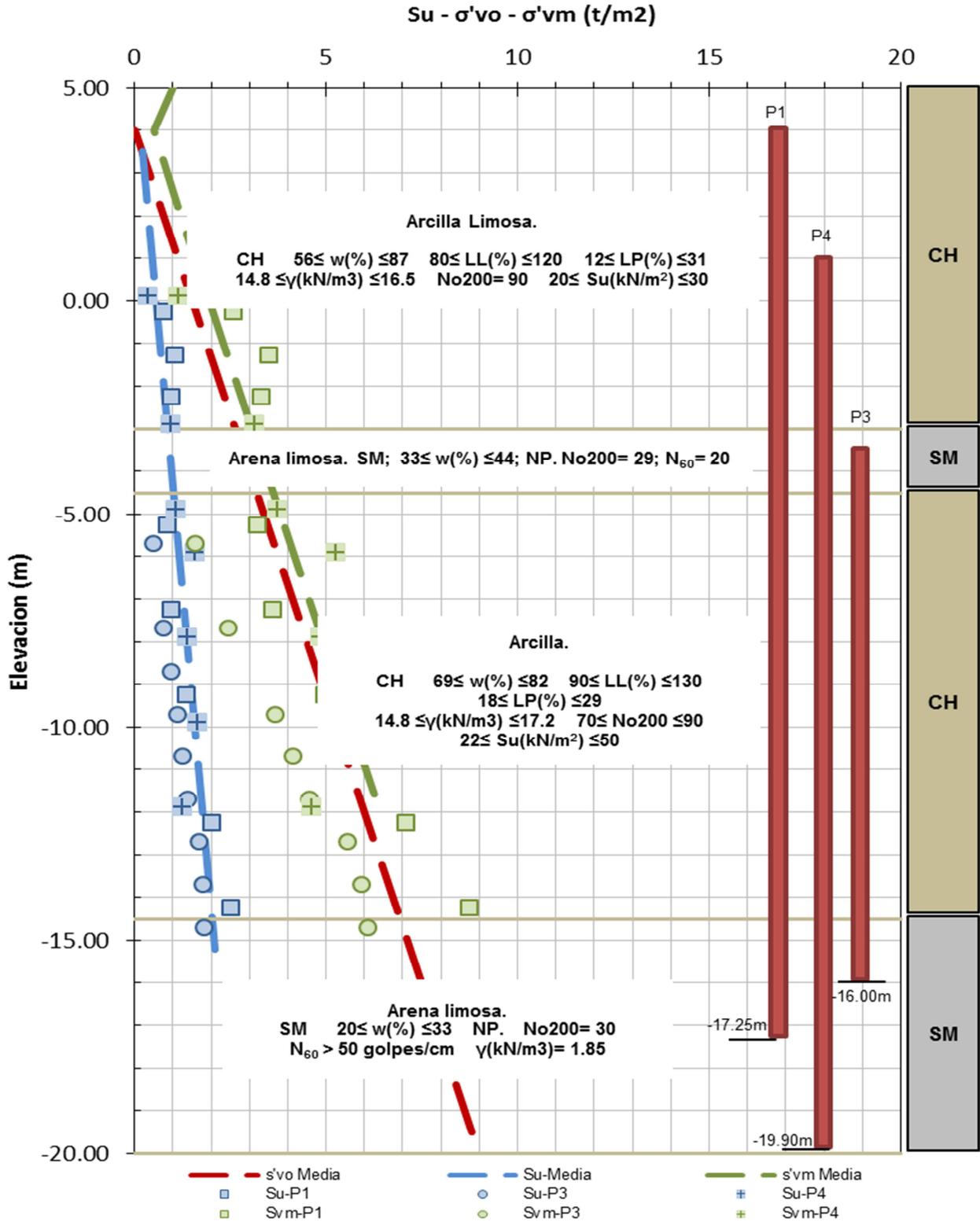


$\phi(\text{grados}) = 27.1 + 0.30(N_{1,60}) - 0.00054((N_{1,60})^2)$   
 Peck, Hanson y Thornburn (1974).

Para arena fina o arena limosa debajo del nivel freático y  $N_{60} > 15$ .  
 $N_{60}(a) = 15 + 0.5(N_{60} - 15)$

Características estratigráficas y geotécnicas del subsuelo

PERFIL IDEALIZADO (1-1) GRAFICO ESFUERZO vs. ELEVACION.







# **ANEXO B.**

## **CALCULO DE LA ENERGIA DE ATRAQUE.**



## CALCULO DE ENERGIA DE IMPACTO Y TIPO DE BUQUE.

- **TIPO DE BUQUE:**

Se escogió el tipo de buque denominado: PORTACONTENEDORES (PANAMAX), el mismo que tiene las siguientes características y parámetros.

<b>Buque Porta contenedor (Panamax). 10000 Ton.</b>						
<b>M<sub>D</sub></b>	<b>L<sub>OA</sub></b>	<b>L<sub>BP</sub></b>	<b>B (m)</b>	<b>D (m)</b>	<b>F (m)</b>	<b>C<sub>B</sub></b>
13500	130	124	21.2	7.30	2.70	0.686

Donde:

**M<sub>D</sub>**: Desplazamiento del buque, **L<sub>OA</sub>**: Eslora Total, **L<sub>BP</sub>**: Eslora entre perpendiculares, **B (m)**: Calado, **D (m)**: Bao o ancho del buque, **F (m)**: Bordo con carga, **C<sub>B</sub>**: Coeficiente de Bloque.

- **TIPO DE ESTRUCTURA:** Duque de Atraque y Amarre (Duque de Alba).
- **CALCULO DE VELOCIDAD**

V= entre 100 y 250 mm/seg. Por lo tanto se calculo un promedio de *175 mm/ seg.*

Angulo de Atraque: 5°.

Debido a que, las velocidades dependen de el tipo de resguardo del muelle, o la dificultad de acercamiento y el tamaño del buque, entonces se concluye utilizar para un tipo de *buque de 10000 ton*, una *velocidad* aproximada de *190 mm/ seg.* En un tipo de muelle de *Atraque difícil y protegido.*

- **CALCULO DE LA MASA AÑADIDA (C<sub>M</sub>), METODO DE VASCO COSTA)**

$$C_M = 1 + \frac{2 \cdot D}{B}; \quad \text{Donde } C_M = 1.69 \quad \text{ok.}$$

- **CALCULO DE COEFICIENTE DE BLOQUE (C<sub>B</sub>)**

$$C_B = \frac{M_D}{L_{BP} \cdot B \cdot D \cdot \rho_{sw}}; \quad \text{Donde } \rho_{sw}: \text{densidad del agua del mar} = 1.025 \text{ T/m}^3$$

$$C_B = 0.686 \quad \text{ok.}$$



- **CALCULO DE COEFICIENTE DE EXCENRICIDAD ( $C_E$ ).**

Radio de Rotación.

$K = (0.19 * C_B + 0.11) * L_{BP}$ ; donde  $K = 29.80$  ok.

Distancia desde el centro de gravedad del buque al punto de impacto.

$$R = \sqrt{\left(\frac{L_{BP}}{2} - X\right)^2 + \left(\frac{B}{2}\right)^2}; \quad \text{Donde } x = (L_{BP}/4) = 31; \quad \text{entonces } R = 32.67 \text{ m ok.}$$

El Angulo del vector velocidad.

$$\gamma = 90^\circ - \alpha - \text{asen}^*(B/2R)$$

Donde  $a$  es igual al 5% de la eslora del buque de diseño =  $124 * 0.05 = 6.2$  m. y  $\gamma = 84^\circ$ .

Entonces  $C_E$  se podrá definir de la siguiente manera:

$$C_E = \frac{K^2 + (R^2 * \cos^2 \gamma)}{K^2 + R^2}; \quad \text{Donde } C_E = 0.46 \quad \text{ok.}$$

- **CALCULO DEL COEFICIENTE DE CONFIGURACION DEL MUELLE ( $C_C$ ).**

Para estructuras abiertas se obtiene un  $C_C = 1$  ok.

- **CALCULO DEL COEFICIENTE DE DEFORMACION ( $C_S$ ).**

Se utiliza una defensa blanda entonces tendríamos el siguiente valor:  $\delta_F > 150$  mm por lo tanto  $C_S = 1$  ok.

**ENERGIA NORMAL DE ATRAQUE (EN).**

Una vez ya establecidos todos los criterios y coeficientes, la formula se puede utilizar para calcular la energía cinética “normal” (EN) del barco según la modalidad de atraque.

$$EN = 0.5 * M_D * (V_B)^2 * C_M * C_E * C_S * C_C$$

Donde  $C_S$  y  $C_C$  son valores iguales a la unidad entonces tendríamos un valor de

$$EN = 282.50 \text{ kN} - \text{m.}$$



**ENERGÍA DE ATRAQUE ANOMALA (EA).**

$$EA= F_s * EN.$$

$$EA= 2*(282.50) = 564.79 \text{ kN} - \text{m} \quad \text{ok.}$$

Con el fin de obtener una fuerza, que sea representativa para la modelación y el análisis de los pilotes en una estructura de amarre y atraque (duque de alba), se procedió a calcular obteniendo el siguiente resultado:

***Energía = Trabajo = Fuerza \* distancia; donde la distancia es por metro lineal (1m).***

Por consecuente; la Fuerza será igual a:

$$F= 57.59 \text{ Ton.}$$



# **ANEXO C.**

## **RESULTADOS DE LOS ANALISIS.**

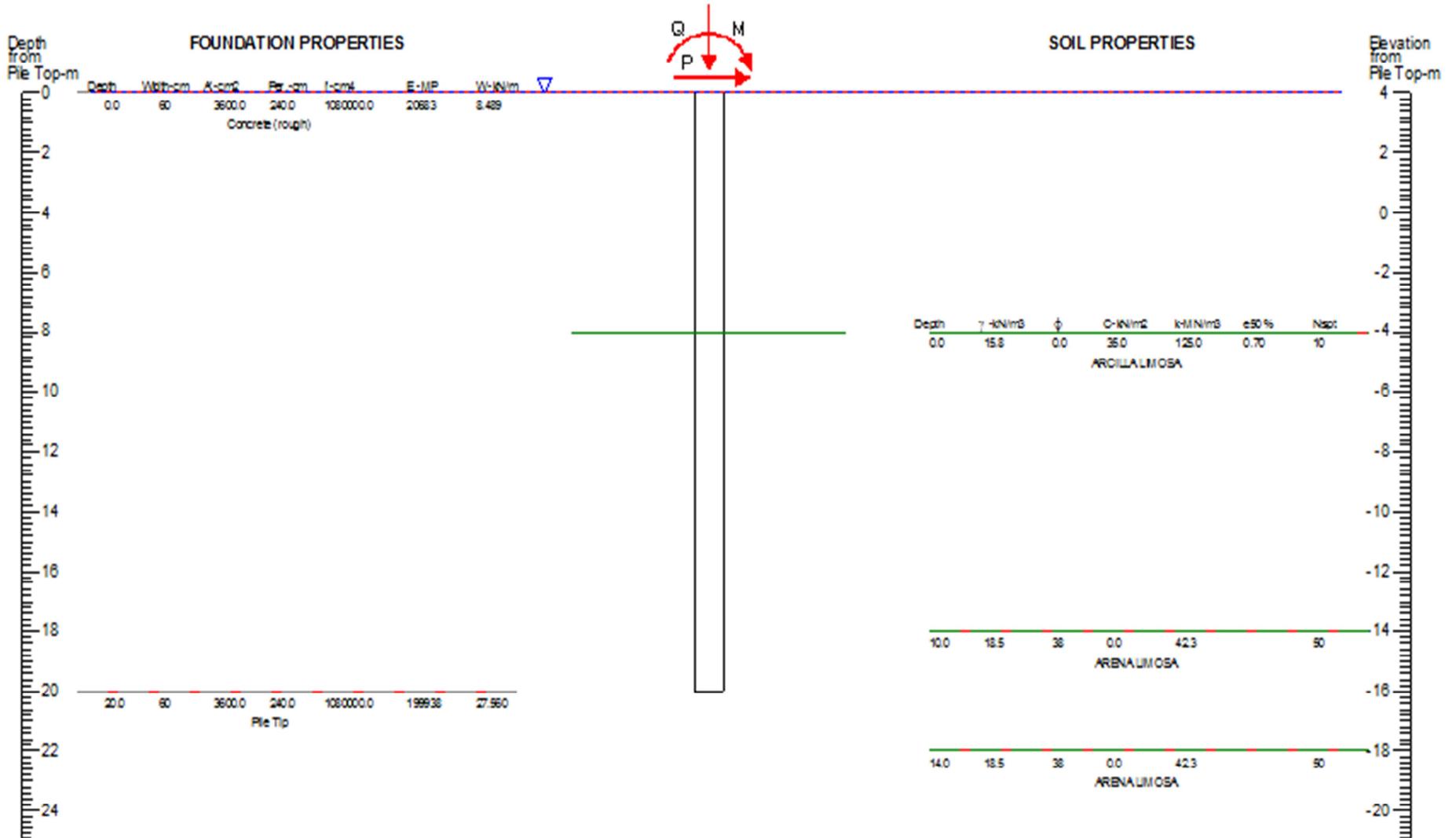


# **ANEXO C-1.**

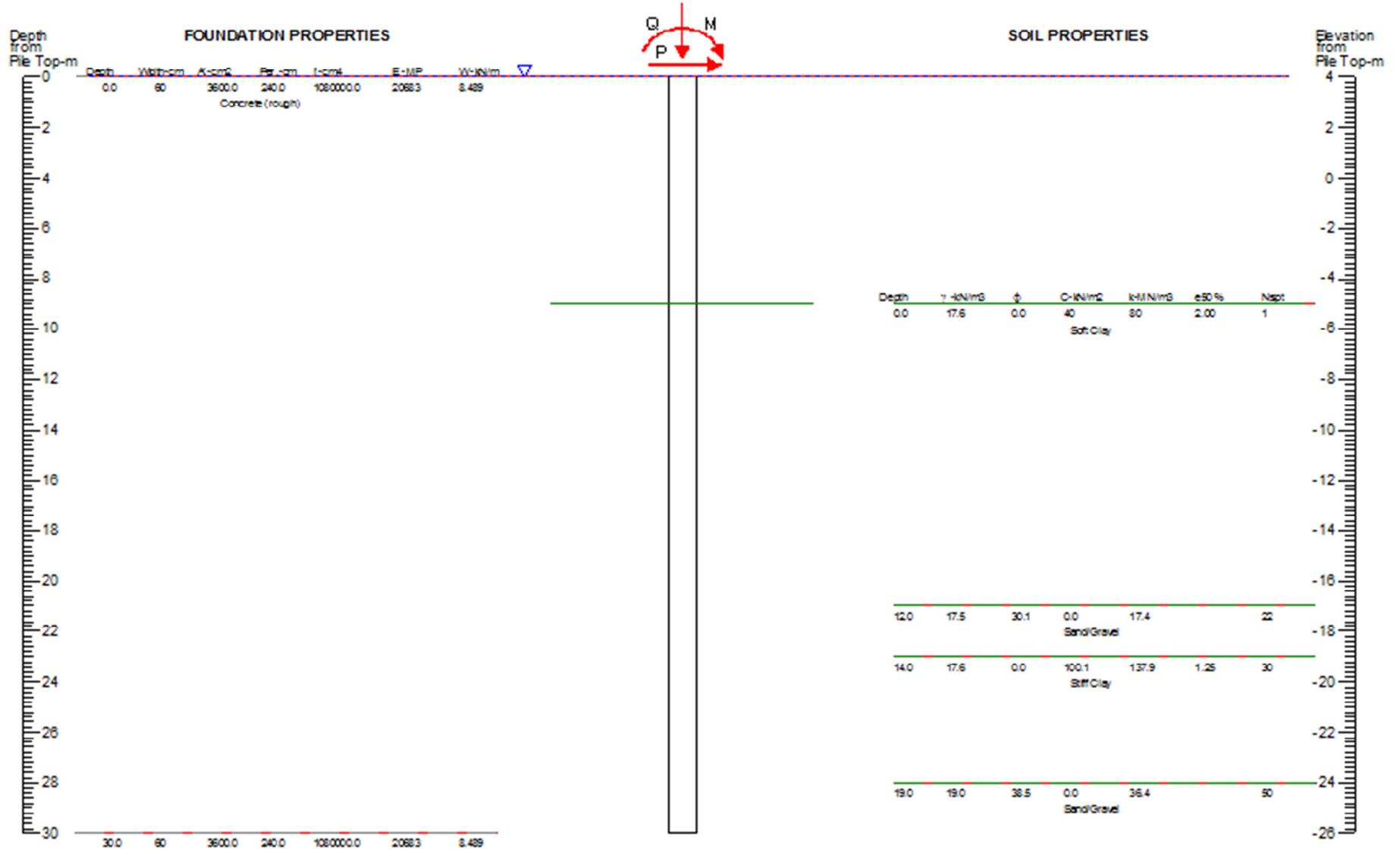
## **RESULTADOS DE LOS ANALISIS.**

*(CONDICIONES DEL SUELO)*

FOUNDATION PROFILE & SOIL CONDITIONS



FOUNDATION PROFILE & SOIL CONDITIONS





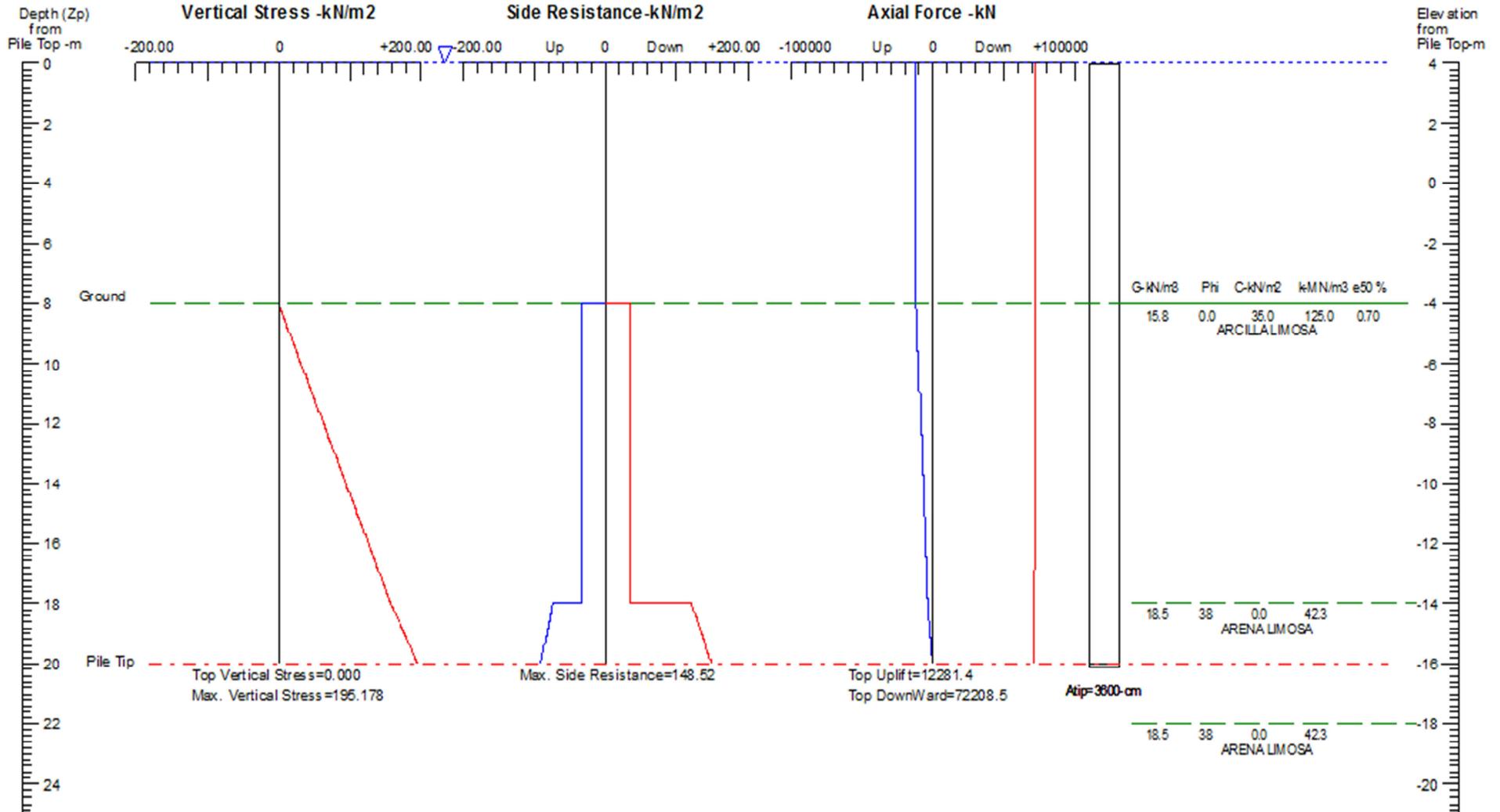
## **ANEXO C-2.**

### **RESULTADOS DE LOS ANALISIS.**

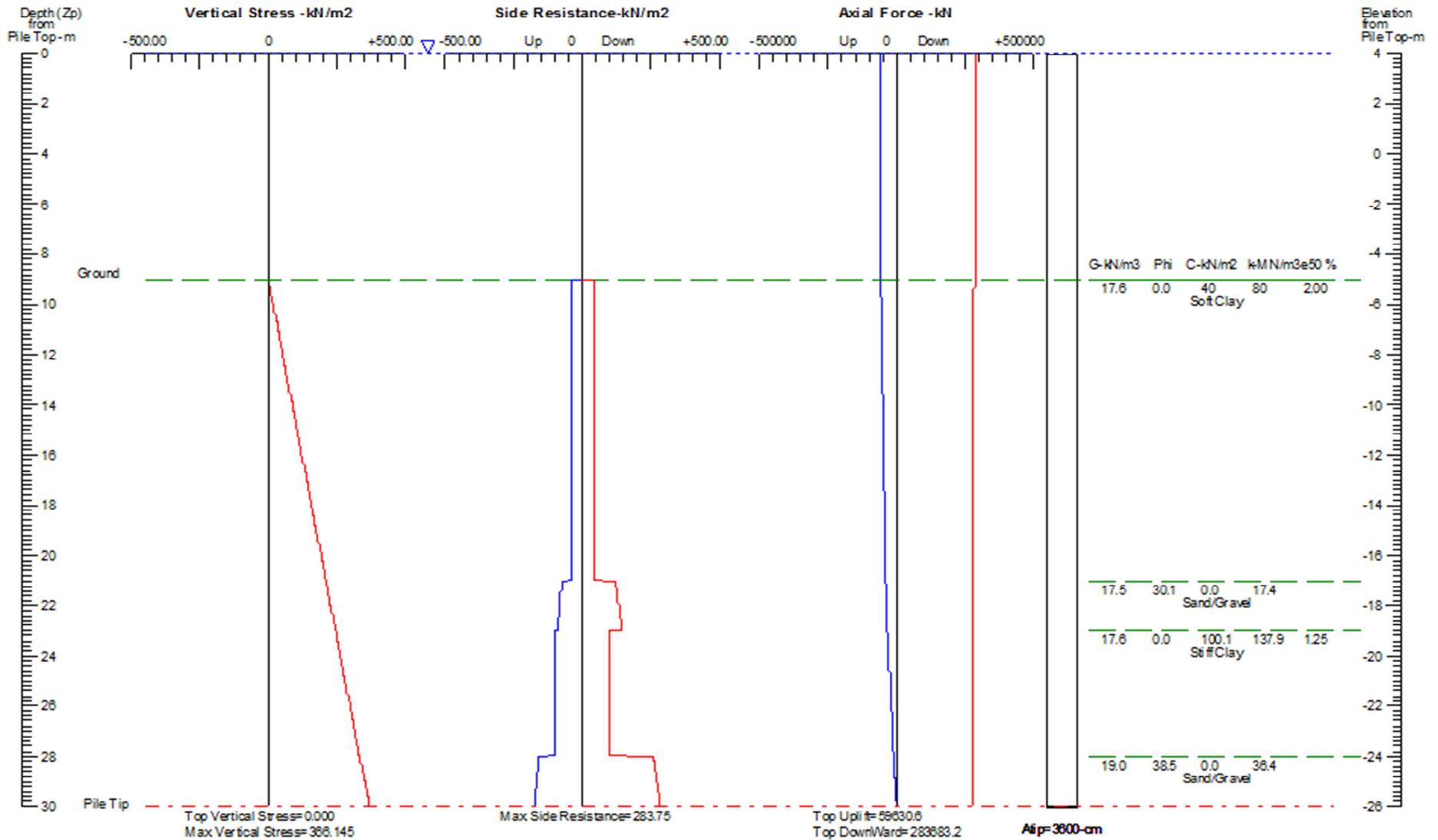
*(CAPACIDAD PORTANTE)*

### SOIL STRESS, SIDE RESISTANCE, & AXIAL FORCE vs DEPTH

Based on Ultimate Load Condition



**SOIL STRESS, SIDE RESISTANCE, & AXIAL FORCE vs DEPTH**  
Based on Ultimate Load Condition





## **ANEXO C-3.**

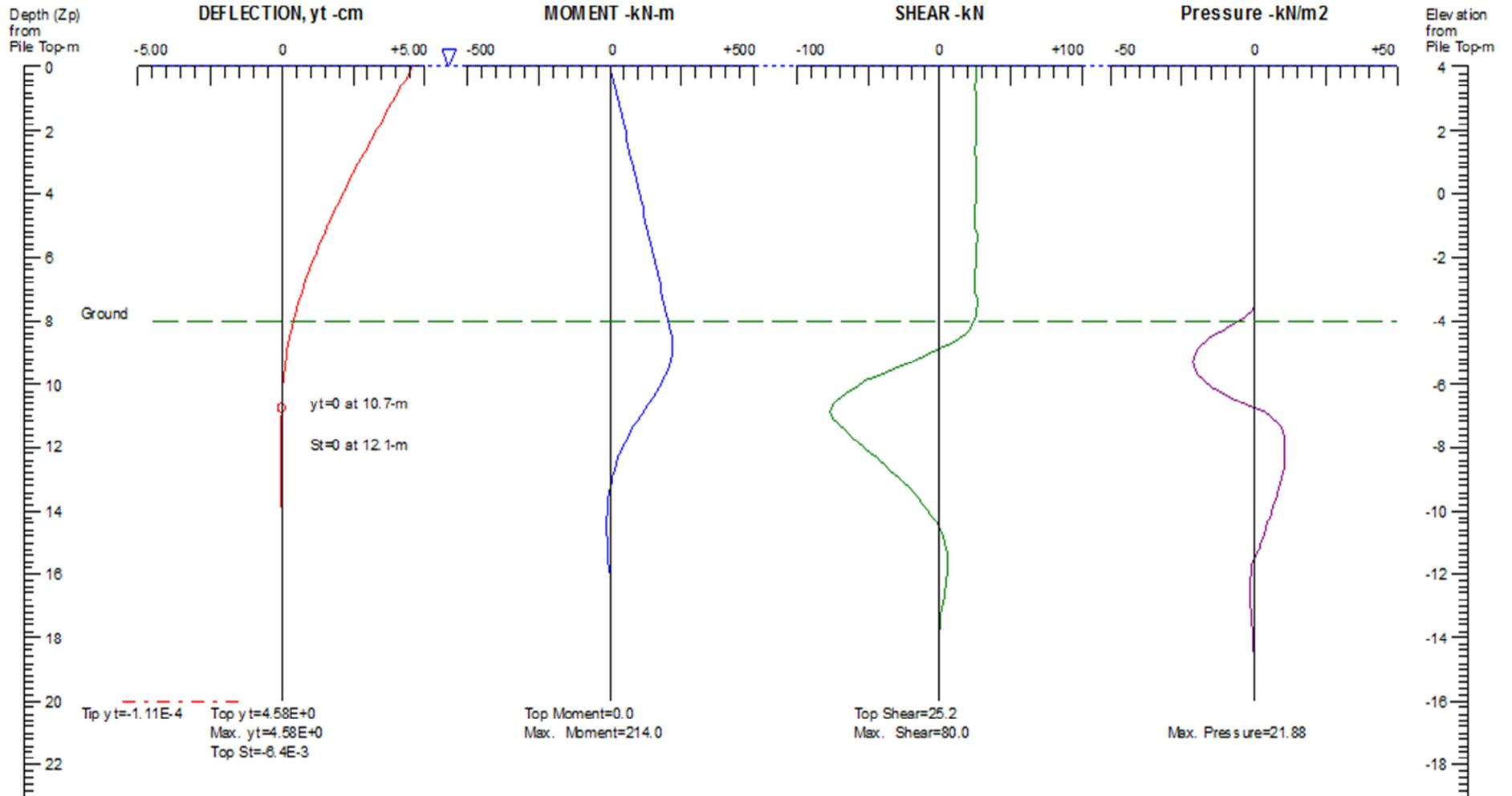
### **RESULTADOS DE LOS ANALISIS.**

***(BAJO CARGA SISMICA – CONDICION DE CABEZA  
FLEXIBLE)***

CASO I (#PILOTES 3X3;  $S_x=3.00\text{m}$ ;  $S_y=3.00\text{m}$ ) – PILOTE L=20m – PERFIL 1-1 (CONDICION DE CABEZA FLEXIBLE)

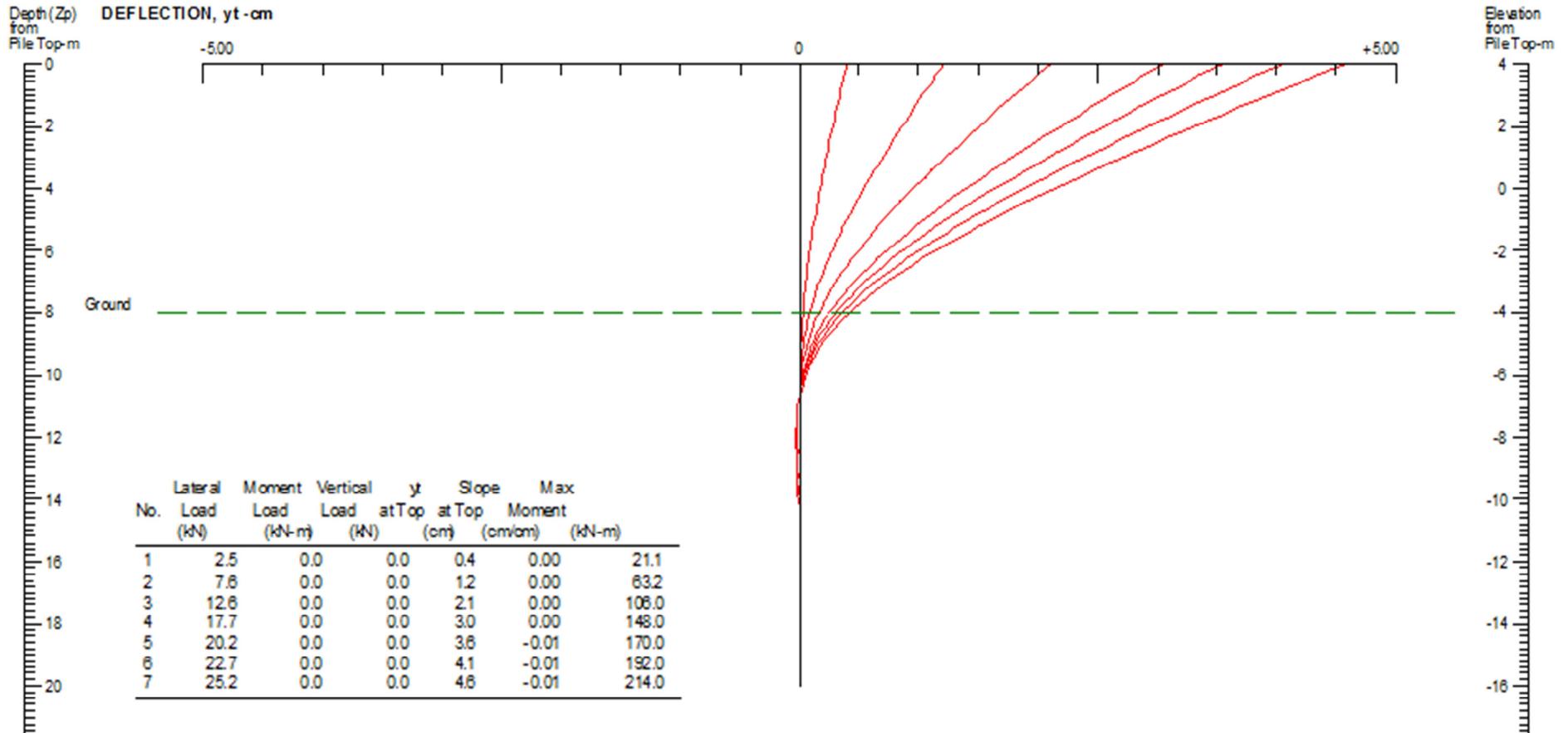
PILE DEFLECTION & FORCE vs DEPTH

Y-Back, Single Pile,  $K_{bc}=1$



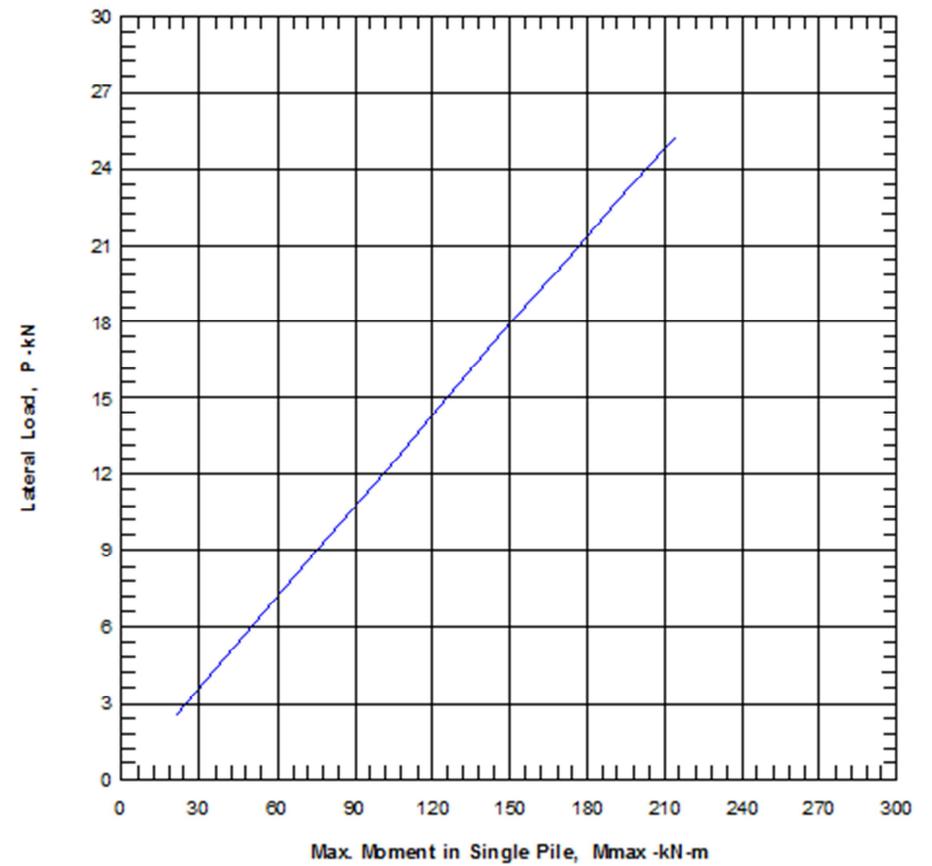
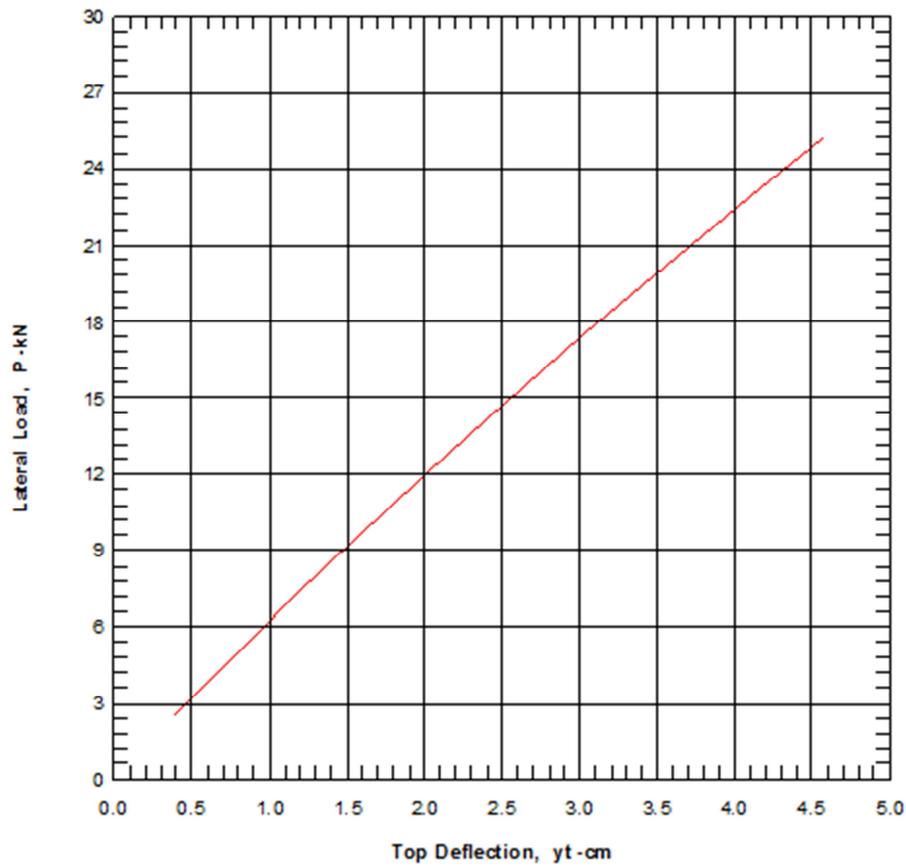
CASO I (#PILOTES 3X3; Sx=3.00m; Sy=3.00m) – PILOTE L=20m – PERFIL 1-1 (CONDICION DE CABEZA FLEXIBLE)

PILE DEFLECTION vs LOADING  
 Y-Back, Single Pile, Kbc =1



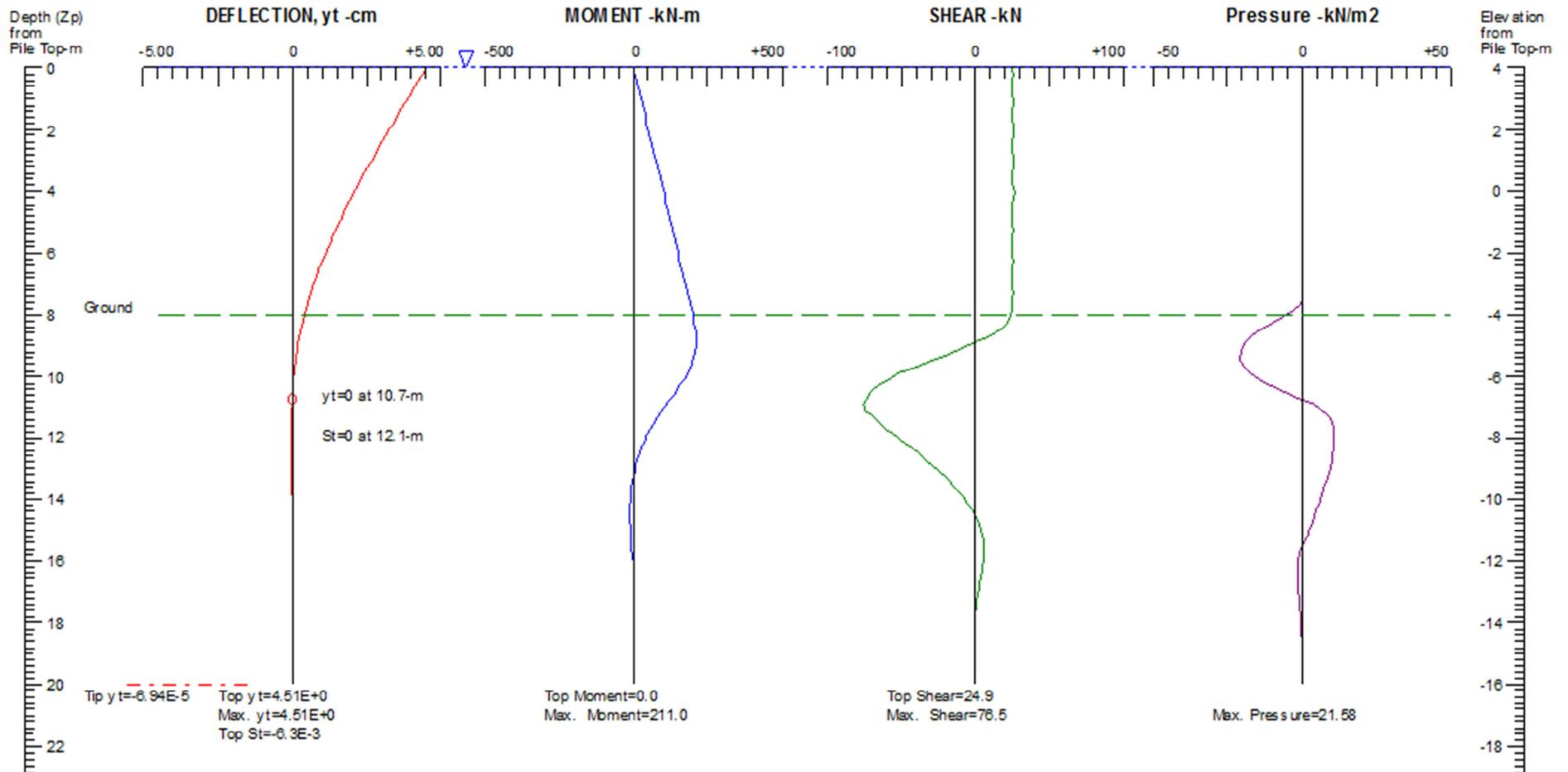
CASO I (#PILOTES 3X3;  $S_x=3.00\text{m}$ ;  $S_y=3.00\text{m}$ ) – PILOTE L=20m – PERFIL 1-1 (CONDICION DE CABEZA FLEXIBLE)

## LATERAL LOAD vs DEFLECTION & MAX. MOMENT



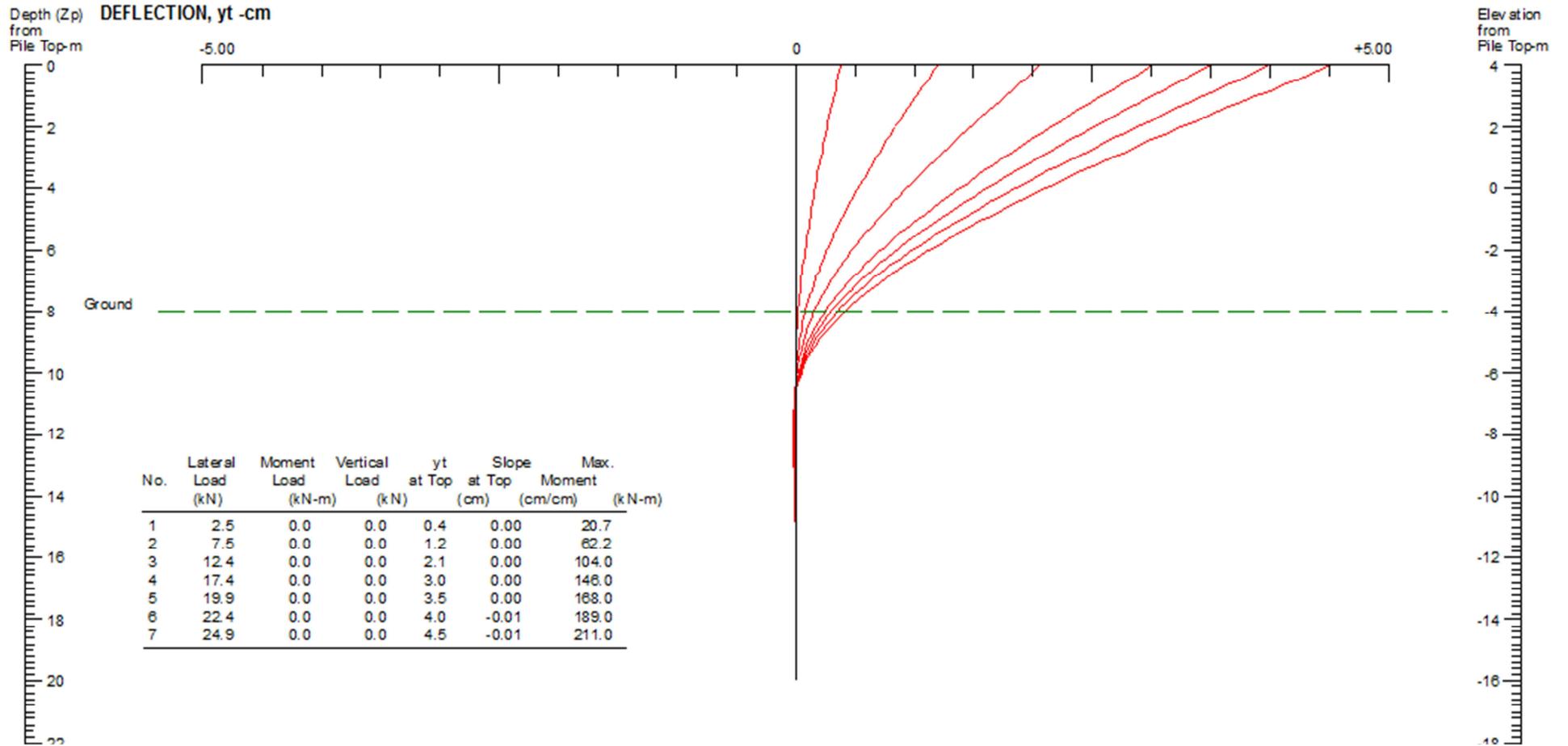
CASO II (#PILOTES 3X3;  $S_x=4.00\text{m}$ ;  $S_y=4.00\text{m}$ ) – PILOTE L=20m – PERFIL 1-1 (CONDICION DE CABEZA FLEXIBLE)

PILE DEFLECTION & FORCE vs DEPTH  
 Y-Back, Single Pile,  $K_{bc}=1$



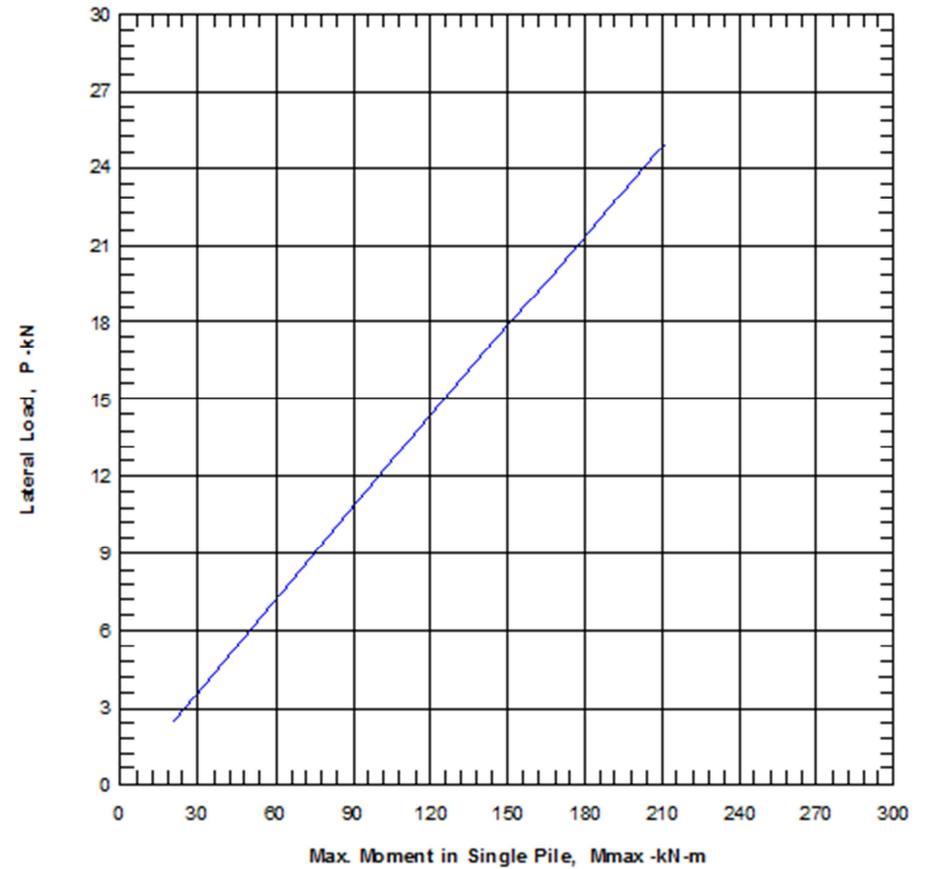
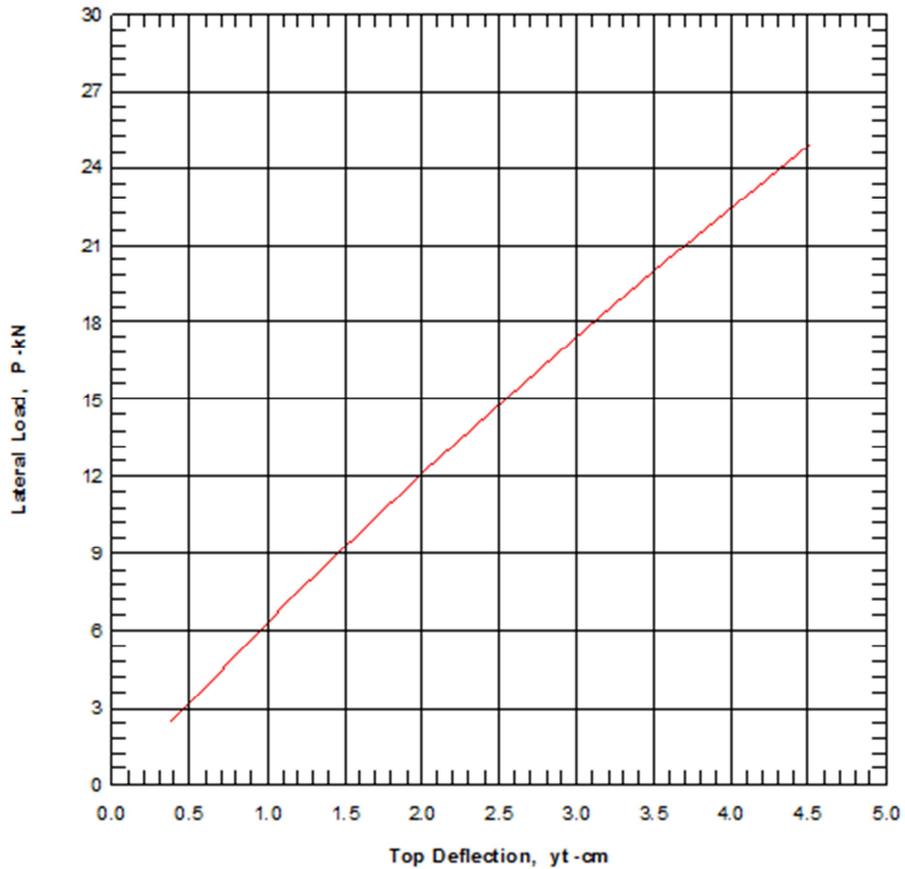
**CASO II (#PILOTES 3X3; Sx=4.00m; Sy=4.00m) – PILOTE L=20m – PERFIL 1-1 (CONDICION DE CABEZA FLEXIBLE)**

**PILE DEFLECTION vs LOADING**  
Y-Back, Single Pile,  $K_{bc}=1$



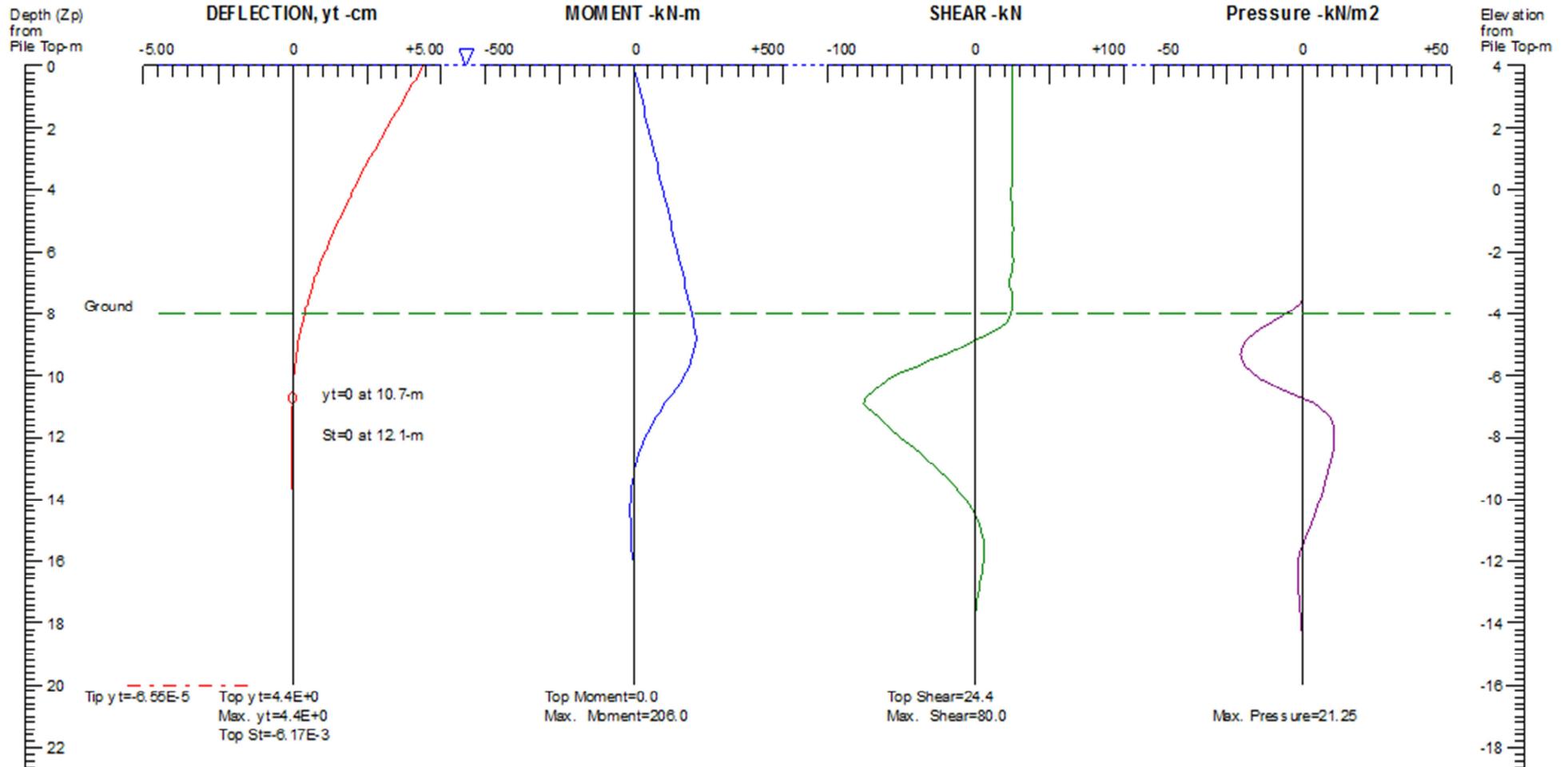
CASO II (#PILOTES 3X3;  $S_x=4.00m$ ;  $S_y=4.00m$ ) – PILOTE  $L=20m$  – PERFIL 1-1 (CONDICION DE CABEZA FLEXIBLE)

## LATERAL LOAD vs DEFLECTION & MAX. MOMENT



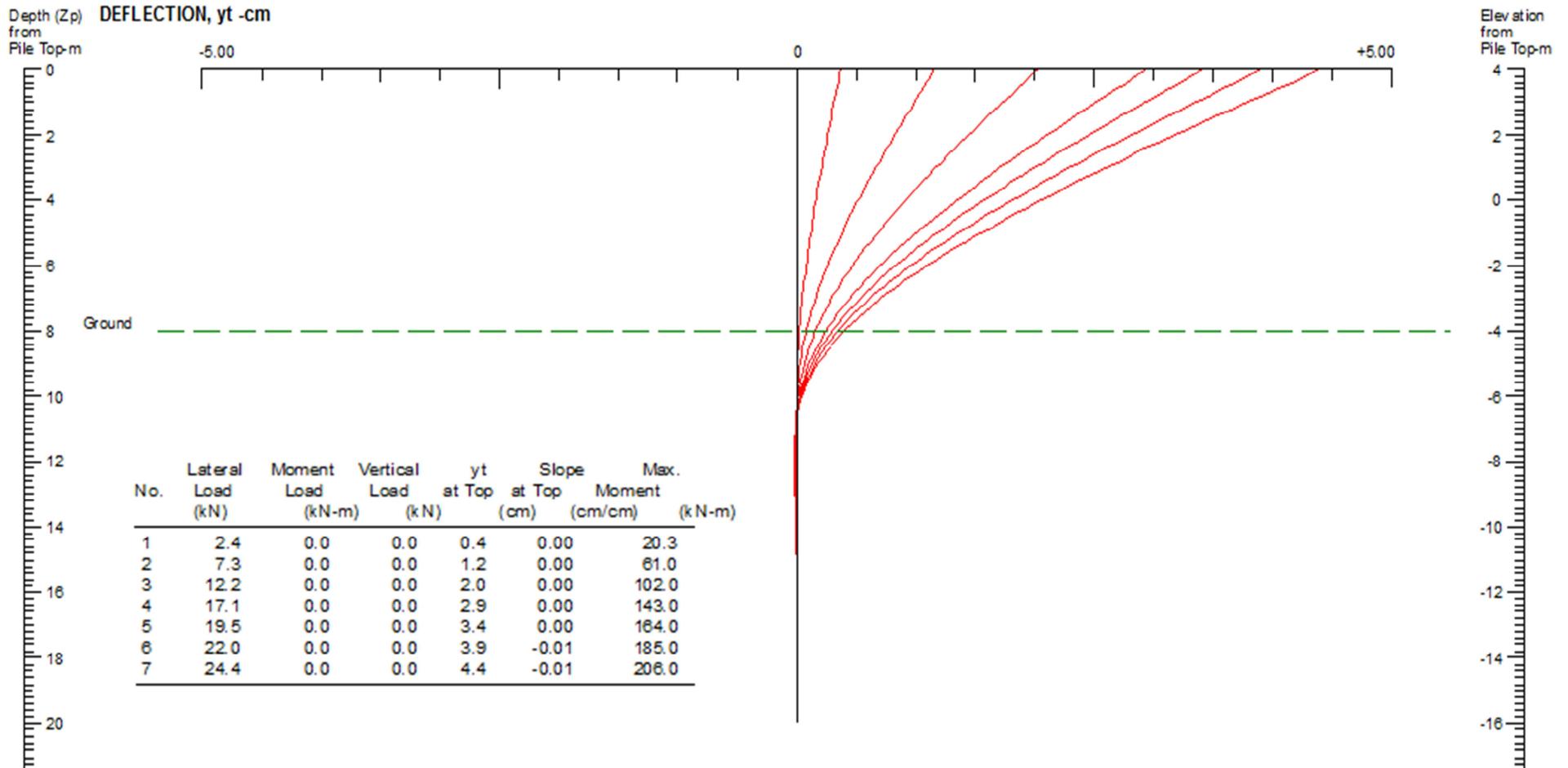
CASO III (#PILOTES 4X4;  $S_x=3.00m$ ;  $S_y=3.00m$ ) – PILOTE L=20m – PERFIL 1-1 (CONDICION DE CABEZA FLEXIBLE)

PILE DEFLECTION & FORCE vs DEPTH  
 Y-Back, Single Pile,  $K_{bc}=1$



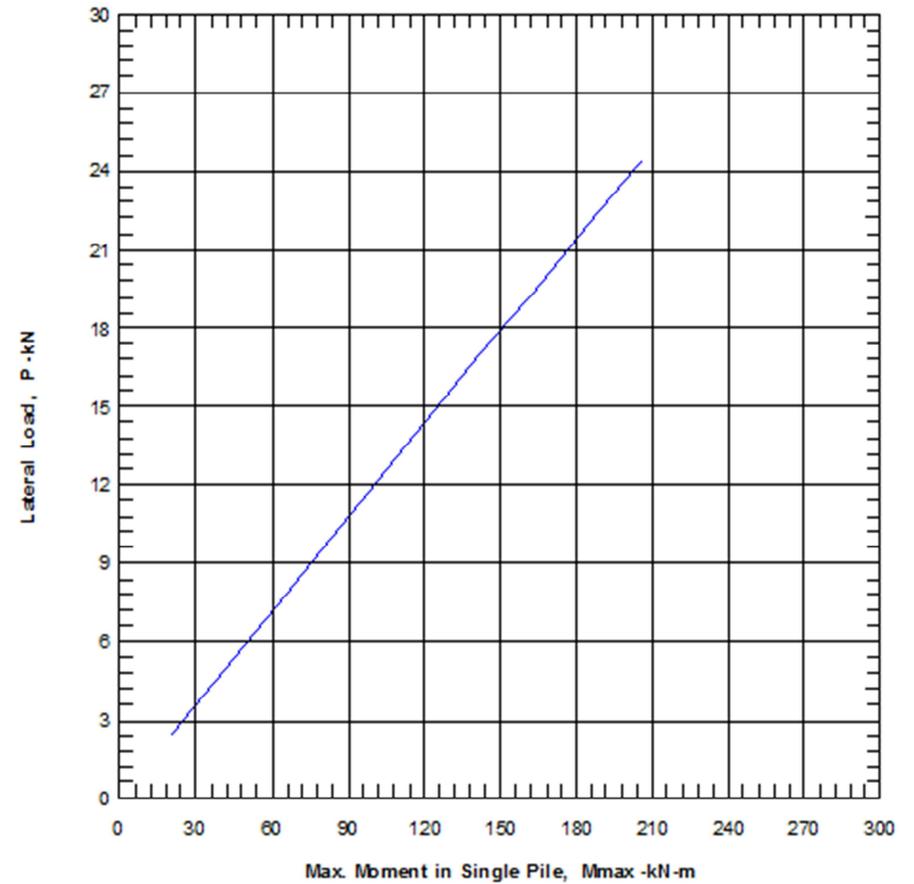
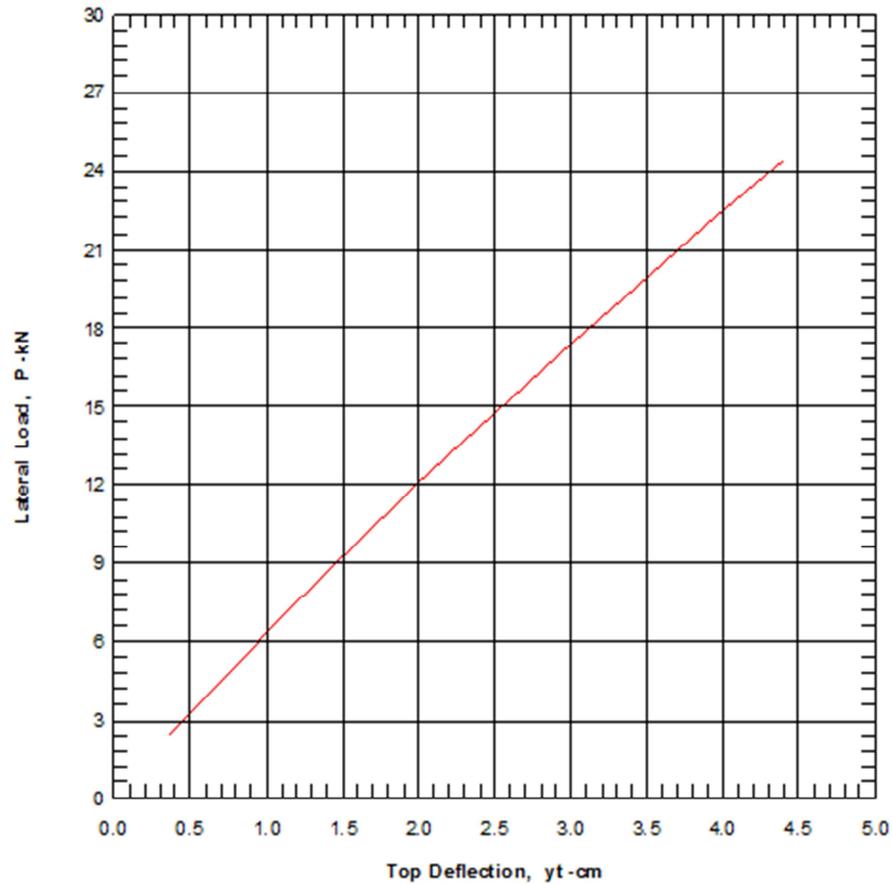
CASO III (#PILOTES 4X4; Sx=3.00m; Sy=3.00m) – PILOTE L=20m – PERFIL 1-1 (CONDICION DE CABEZA FLEXIBLE)

**PILE DEFLECTION vs LOADING**  
 Y-Back, Single Pile,  $K_{bc}=1$



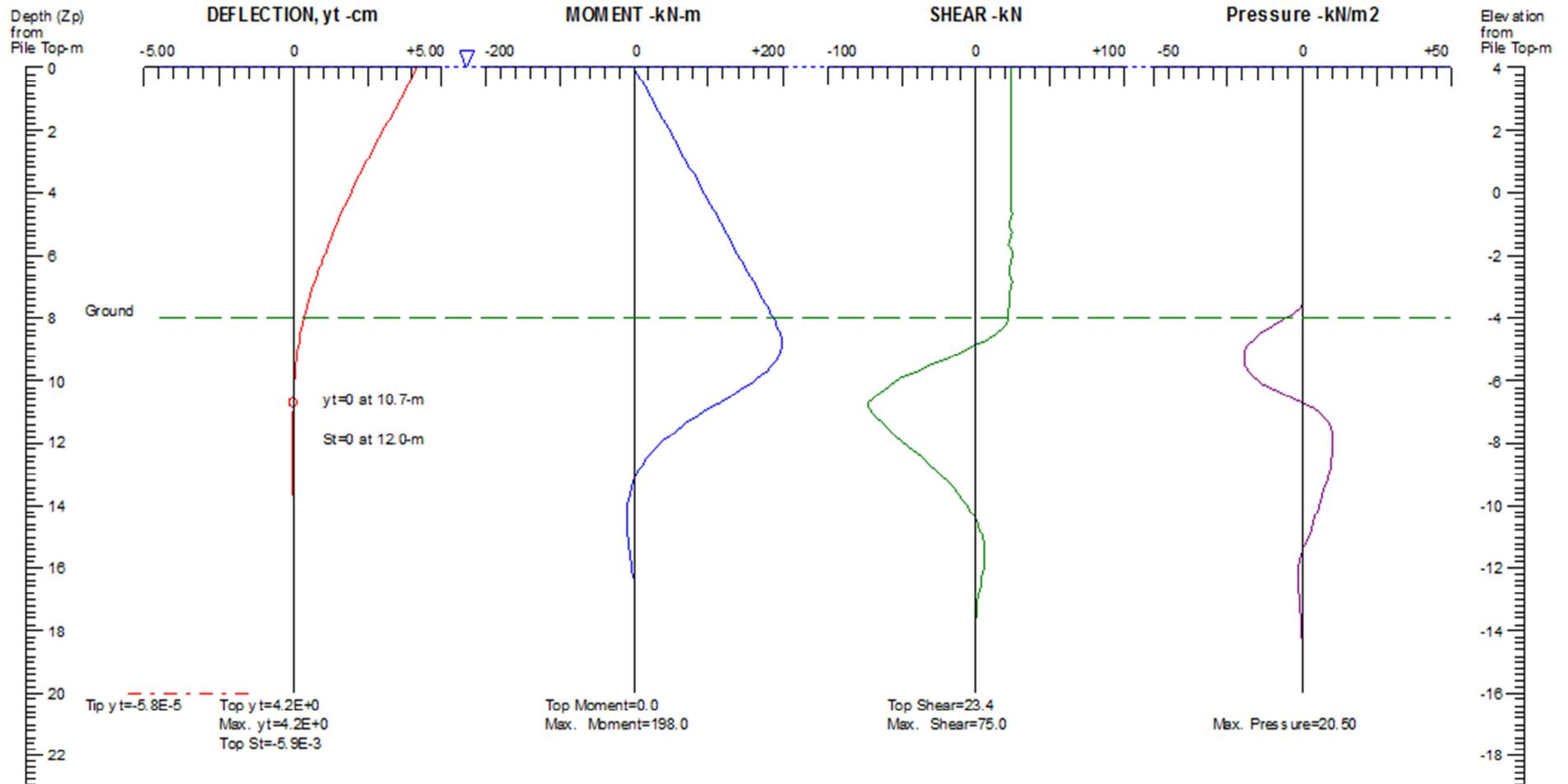
CASO III (#PILOTES 4X4;  $S_x=3.00\text{m}$ ;  $S_y=3.00\text{m}$ ) – PILOTE  $L=20\text{m}$  – PERFIL 1-1 (CONDICION DE CABEZA FLEXIBLE)

## LATERAL LOAD vs DEFLECTION & MAX. MOMENT



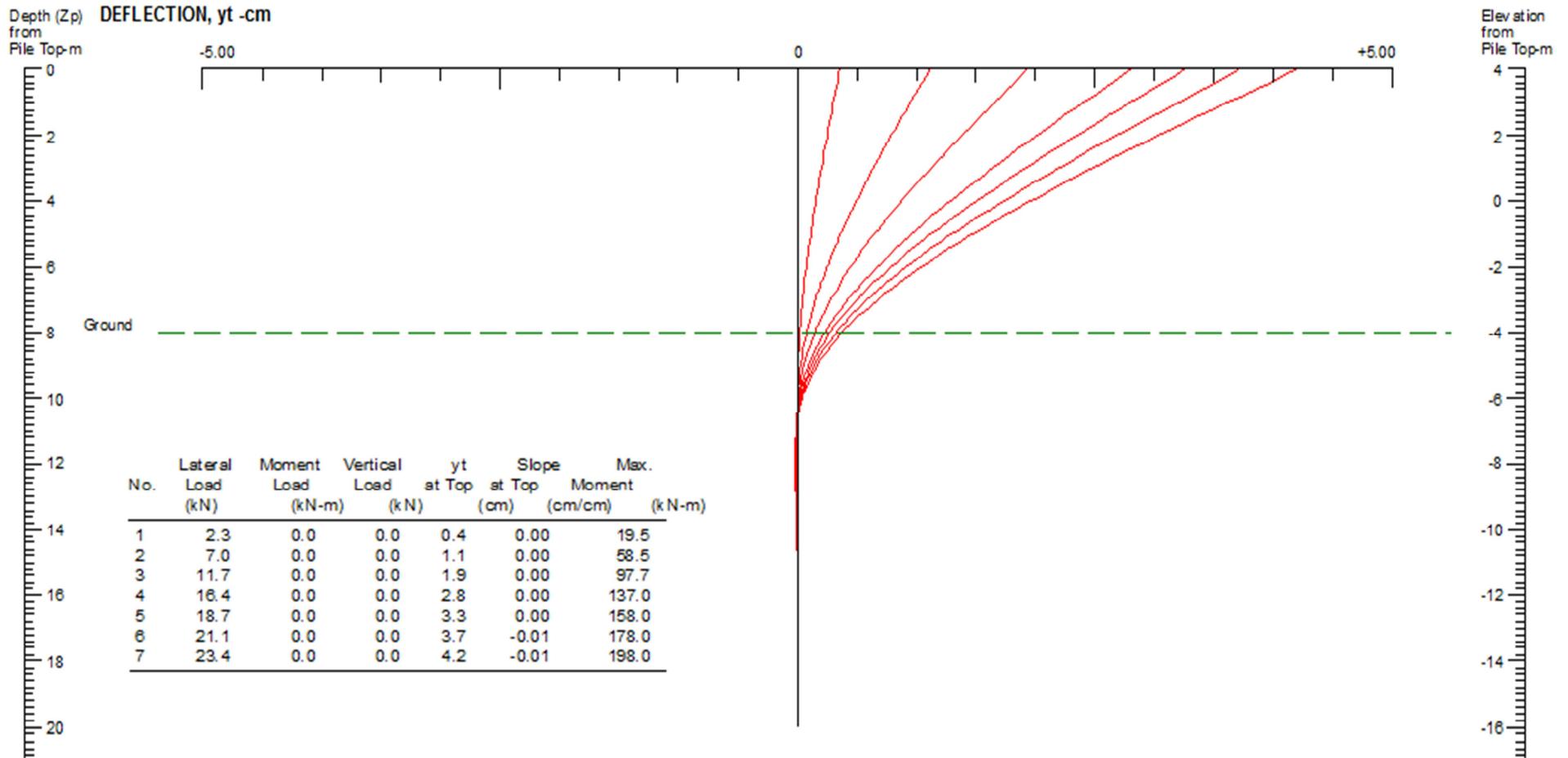
CASO IV (#PILOTES 4X4;  $S_x=4.00m$ ;  $S_y=4.00m$ ) – PILOTE L=20m – PERFIL 1-1 (CONDICION DE CABEZA FLEXIBLE)

**PILE DEFLECTION & FORCE vs DEPTH**  
 Y-Back, Single Pile,  $K_{bc}=1$



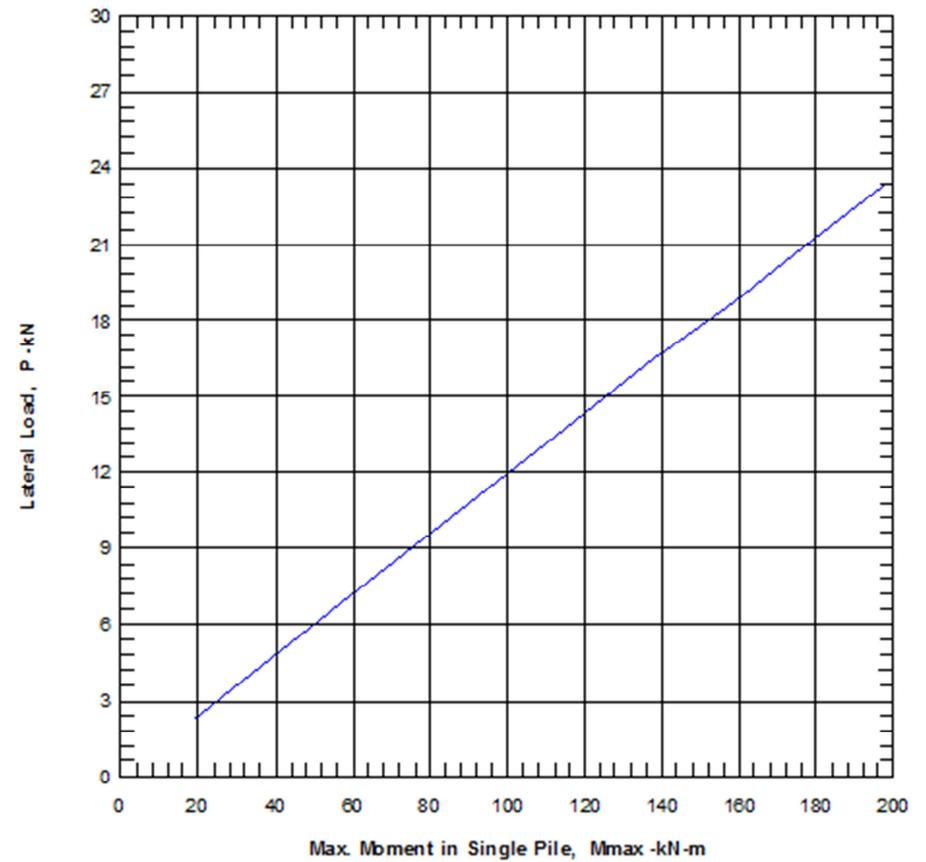
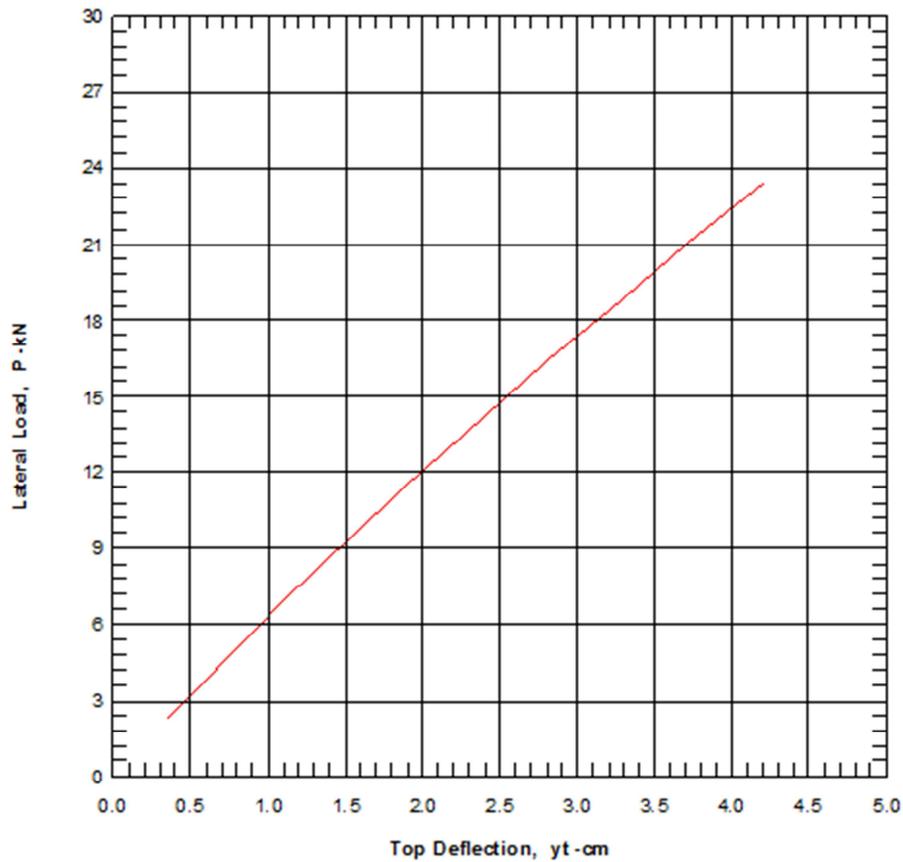
CASO IV (#PILOTES 4X4; Sx=4.00m; Sy=4.00m) – PILOTE L=20m – PERFIL 1-1 (CONDICION DE CABEZA FLEXIBLE)

**PILE DEFLECTION vs LOADING**  
 Y-Back, Single Pile, Kbc =1



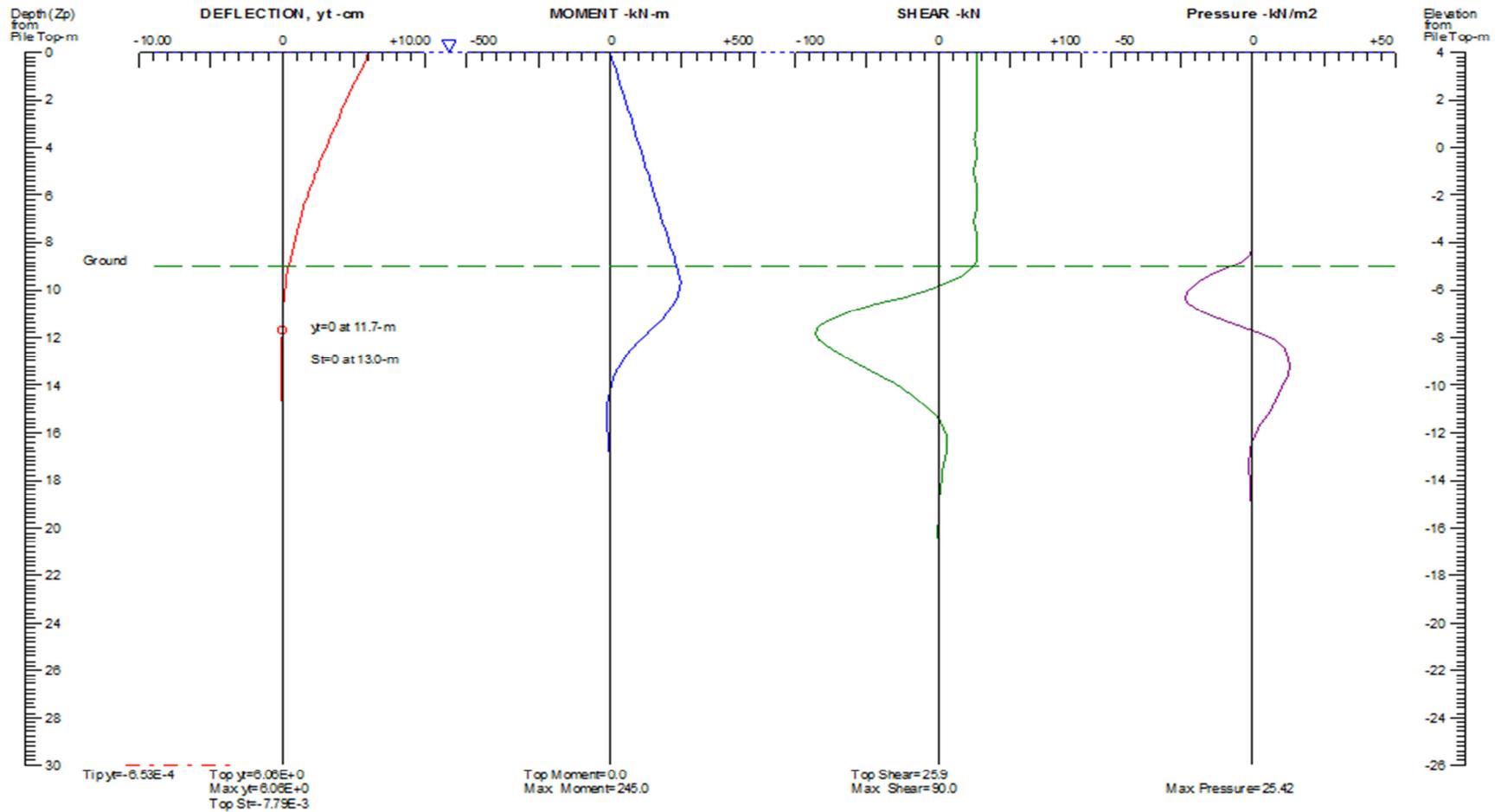
CASO IV (#PILOTES 4X4;  $S_x=4.00\text{m}$ ;  $S_y=4.00\text{m}$ ) – PILOTE  $L=20\text{m}$  – PERFIL 1-1 (CONDICION DE CABEZA FLEXIBLE)

## LATERAL LOAD vs DEFLECTION & MAX. MOMENT



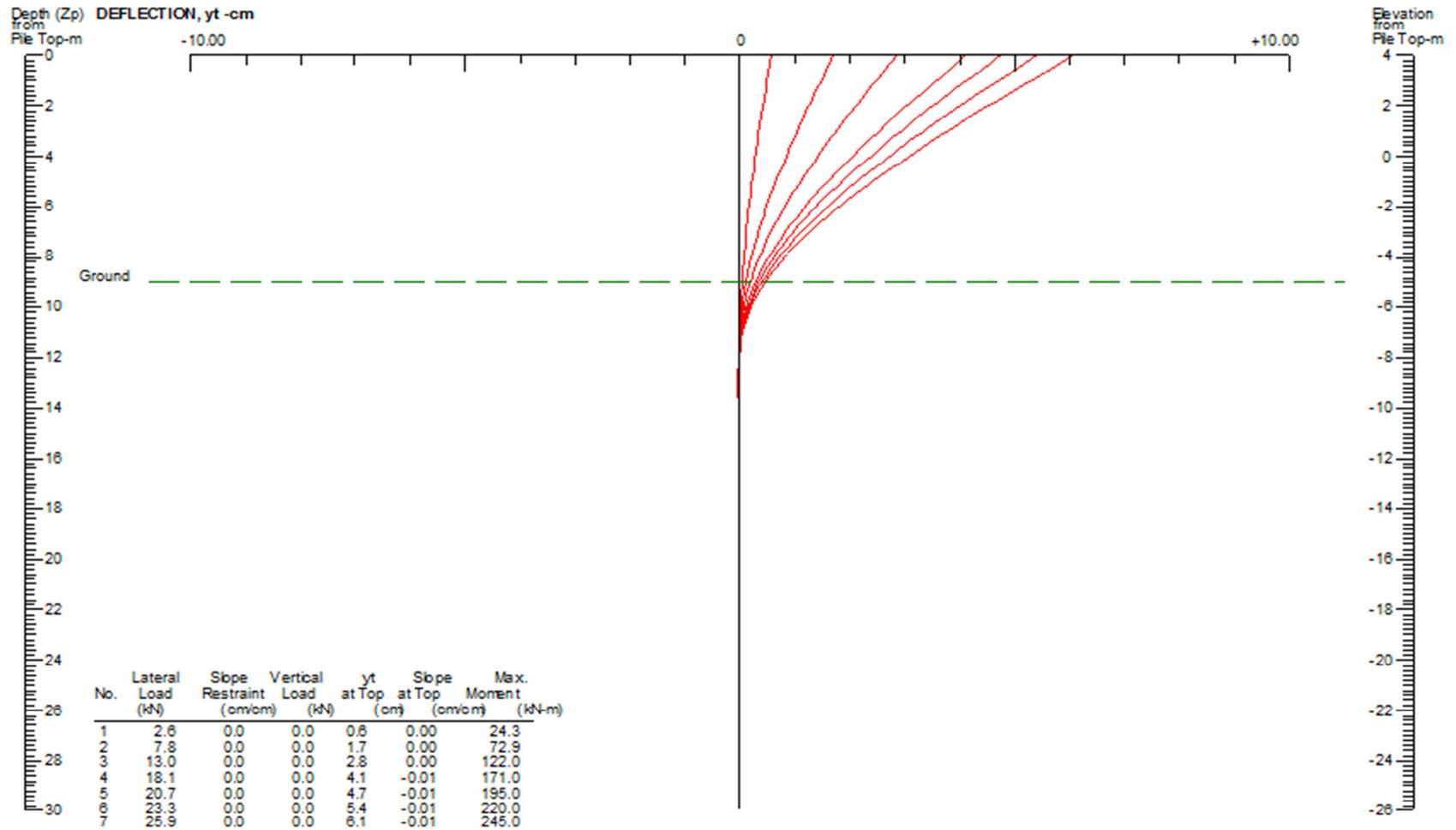
CASO I (#PILOTES 3X3;  $S_x=3.00m$ ;  $S_y=3.00m$ ) – PILOTE L=30m – PERFIL 2-2 (CONDICION DE CABEZA FLEXIBLE)

PILE DEFLECTION & FORCE vs DEPTH  
 Y:Back, Single Pile,  $K_{bc} = 1$



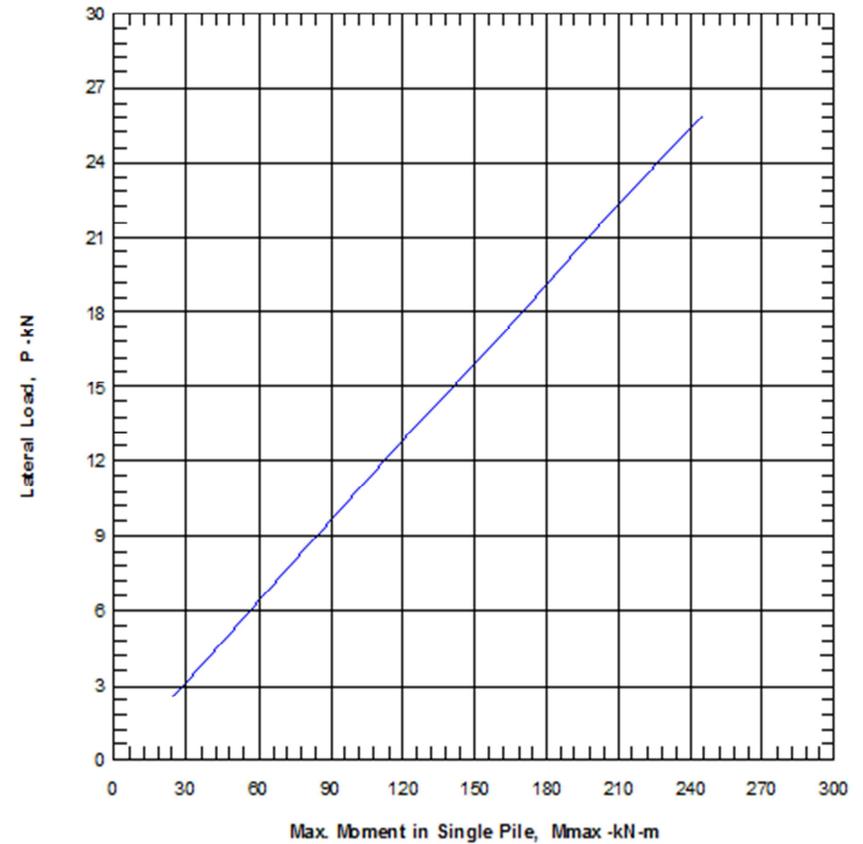
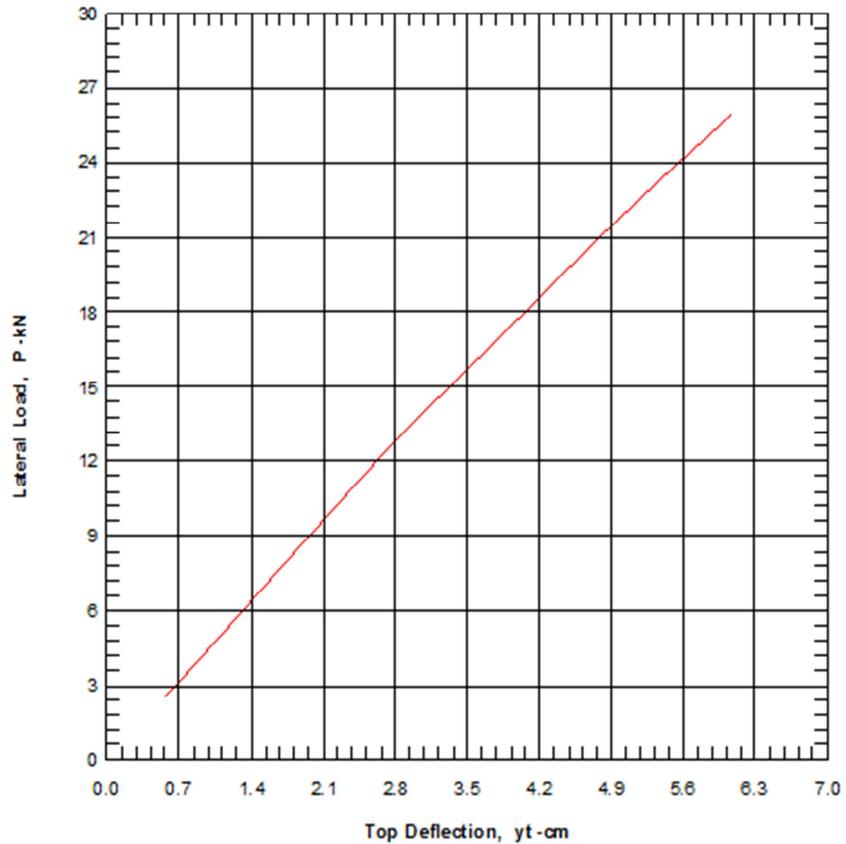
**CASO I (#PILOTES 3X3; Sx=3.00m; Sy=3.00m) – PILOTE L=30m – PERFIL 2-2 (CONDICION DE CABEZA FLEXIBLE)**

**PILE DEFLECTION vs LOADING**  
Y-Back, Single Pile, Kbc =1



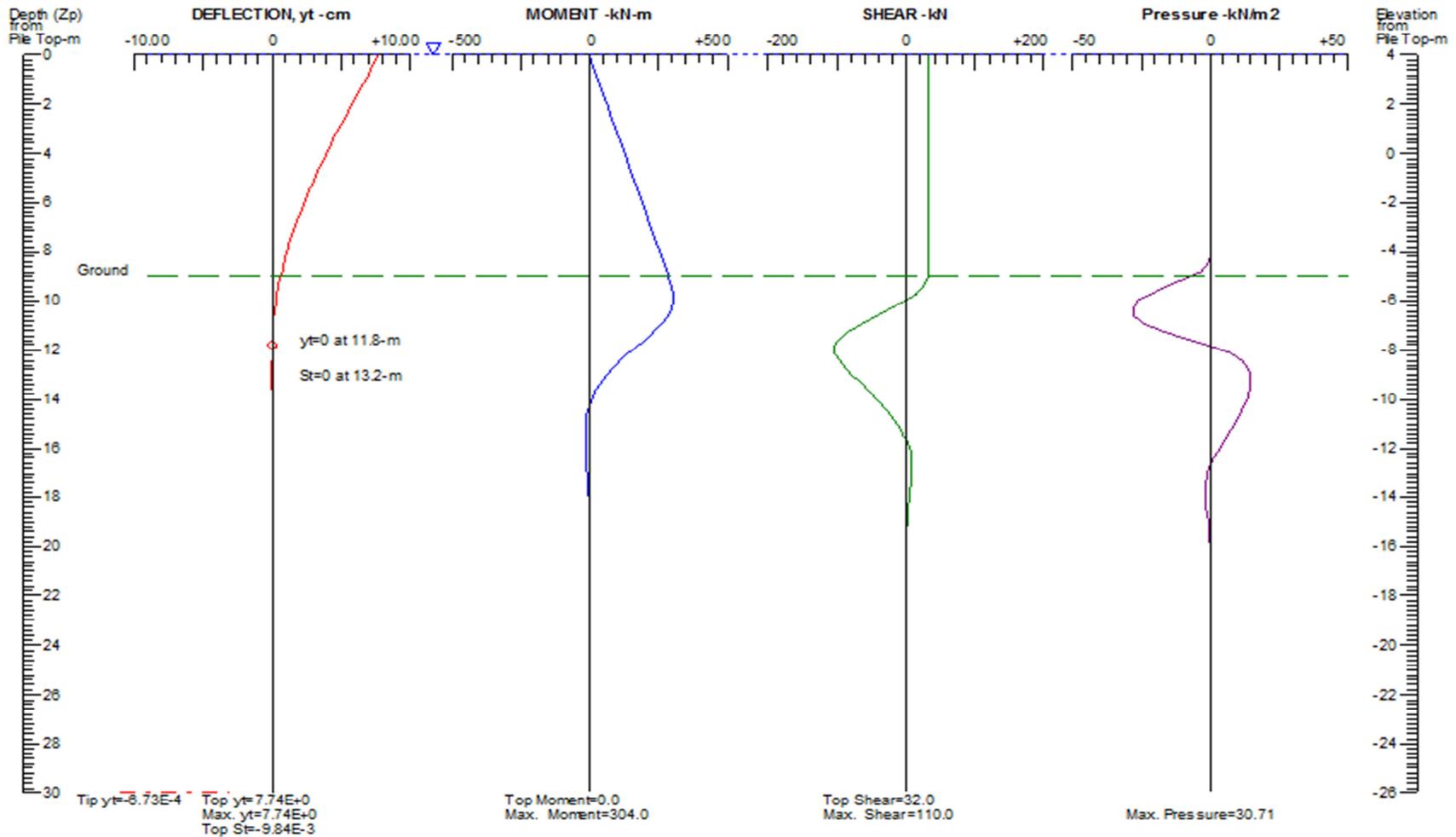
CASO I (#PILOTES 3X3;  $S_x=3.00\text{m}$ ;  $S_y=3.00\text{m}$ ) – PILOTE  $L=30\text{m}$  – PERFIL 2-2 (CONDICION DE CABEZA FLEXIBLE)

## LATERAL LOAD vs DEFLECTION & MAX. MOMENT



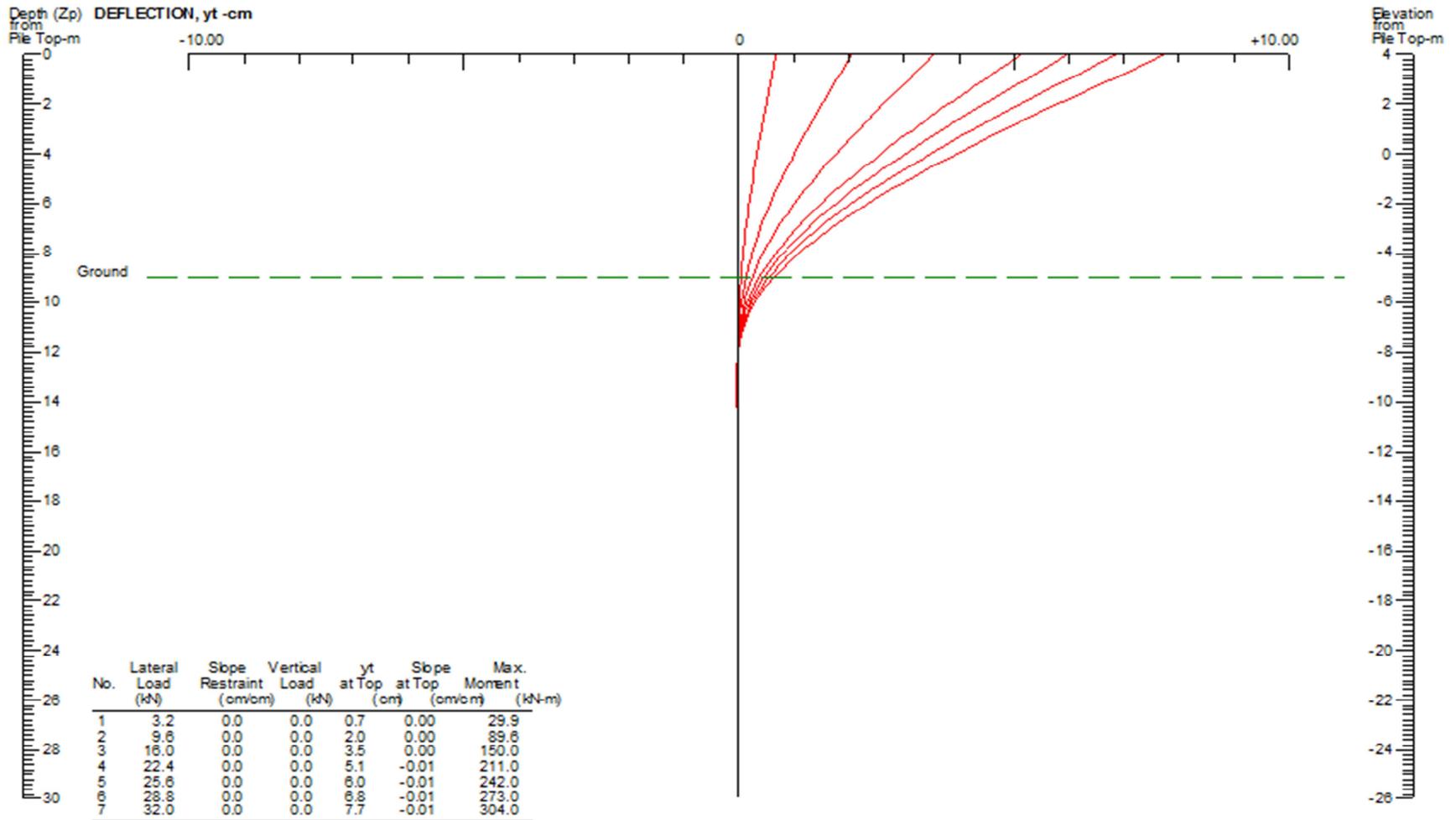
CASO II (#PILOTES 3X3;  $S_x=4.00m$ ;  $S_y=4.00m$ ) – PILOTE L=30m – PERFIL 2-2 (CONDICION DE CABEZA FLEXIBLE)

PILE DEFLECTION & FORCE vs DEPTH  
 Y-Back, Single Pile,  $K_{bc}=1$



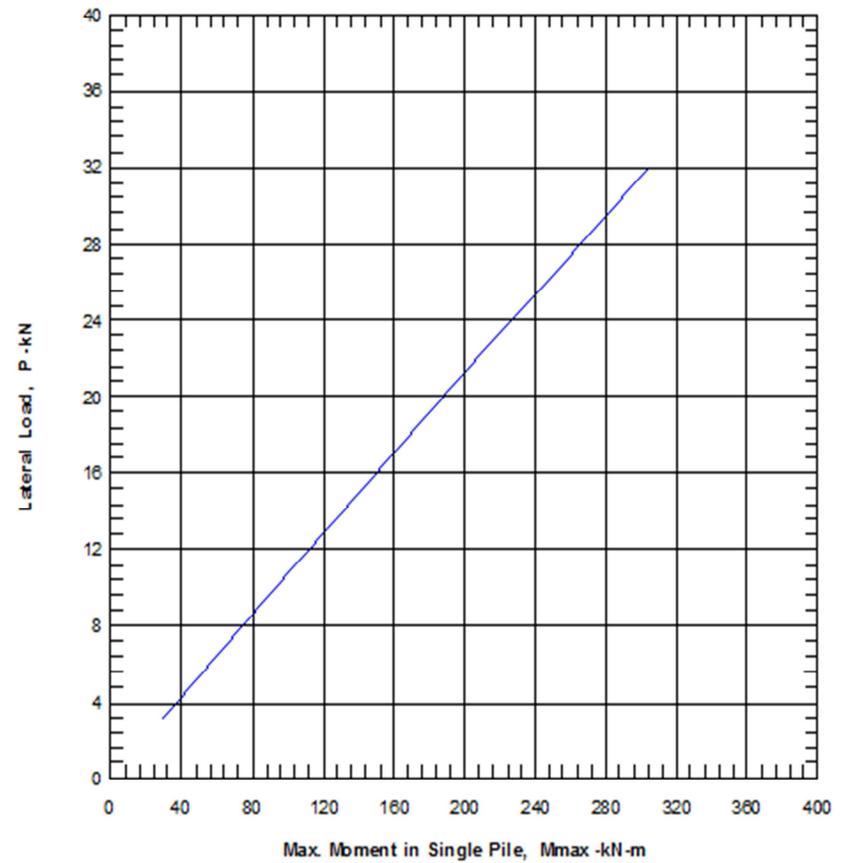
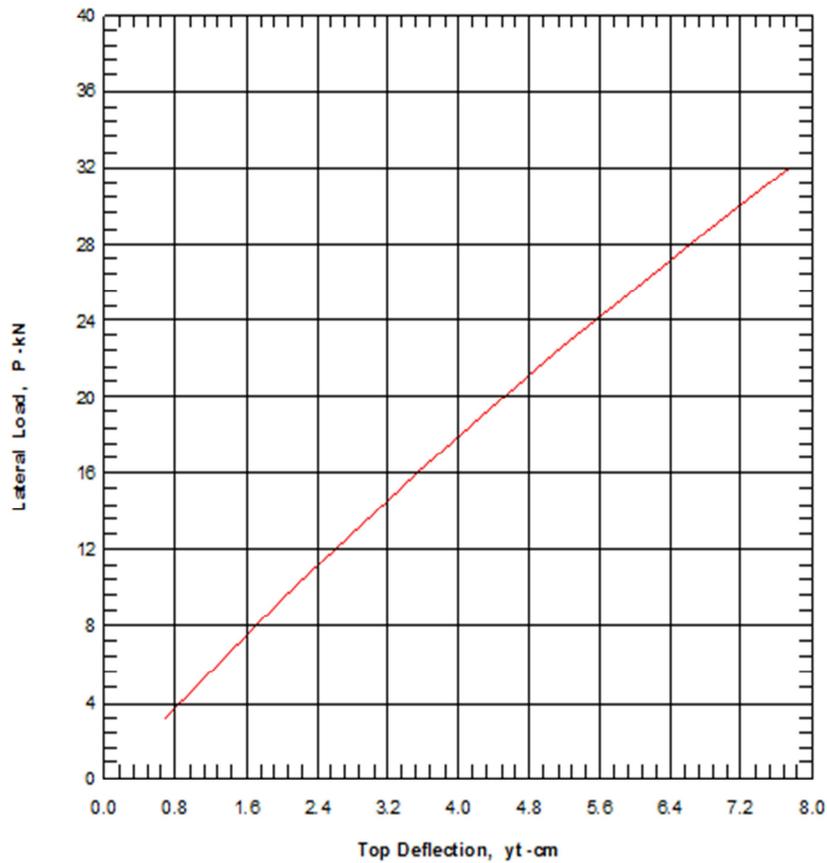
CASO II (#PILOTES 3X3; Sx=4.00m; Sy=4.00m) – PILOTE L=30m – PERFIL 2-2 (CONDICION DE CABEZA FLEXIBLE)

PILE DEFLECTION vs LOADING  
 Y-Back, Single Pile, Kbc=1



CASO II (#PILOTES 3X3;  $S_x=4.00\text{m}$ ;  $S_y=4.00\text{m}$ ) – PILOTE  $L=30\text{m}$  – PERFIL 2-2 (CONDICION DE CABEZA FLEXIBLE)

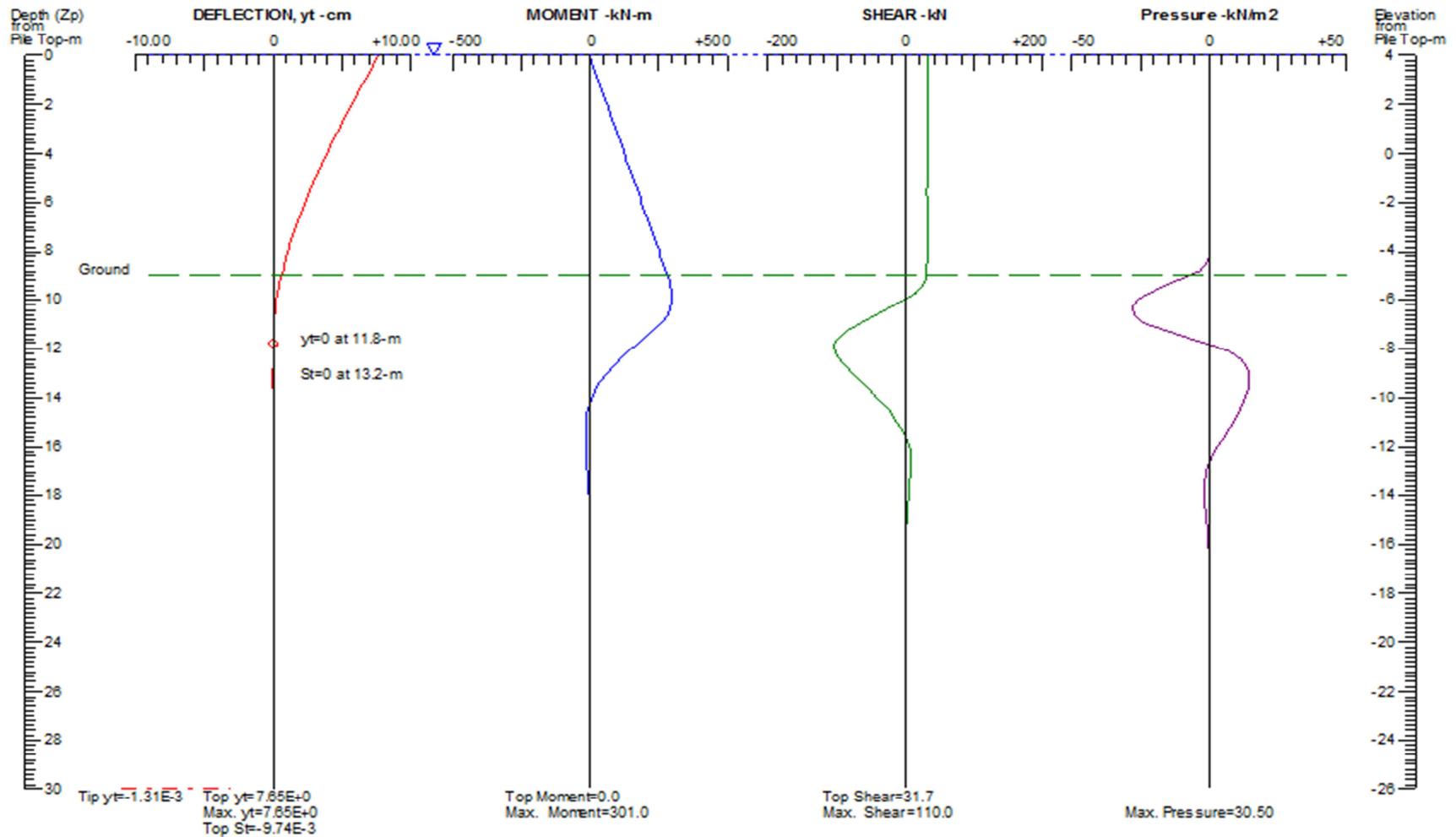
## LATERAL LOAD vs DEFLECTION & MAX. MOMENT



CASO III (#PILOTES 4X4;  $S_x=3.00m$ ;  $S_y=3.00m$ ) – PILOTE L=30m – PERFIL 2-2 (CONDICION DE CABEZA FLEXIBLE)

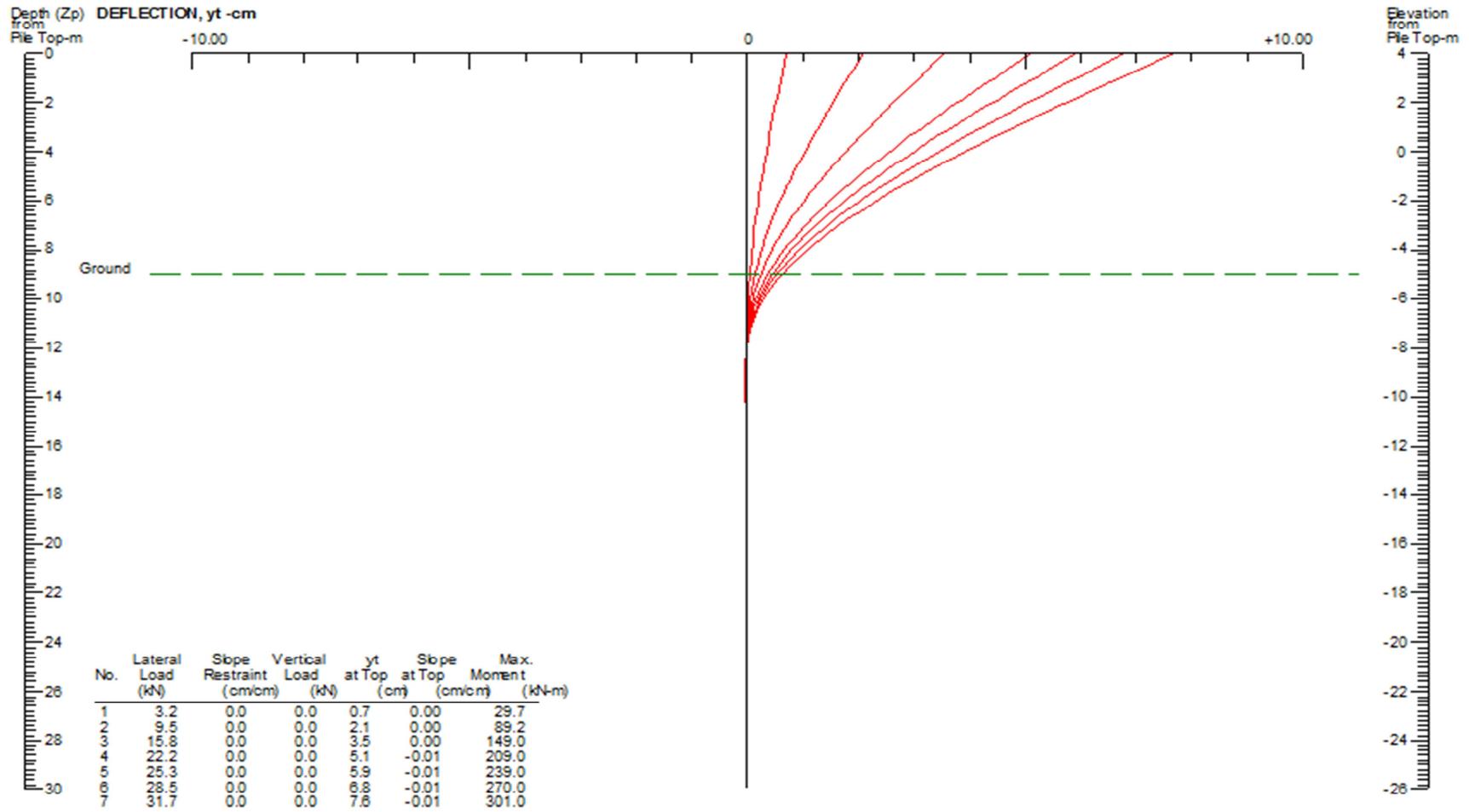
PILE DEFLECTION & FORCE vs DEPTH

Y-Back, Single Pile,  $K_{bc}=1$



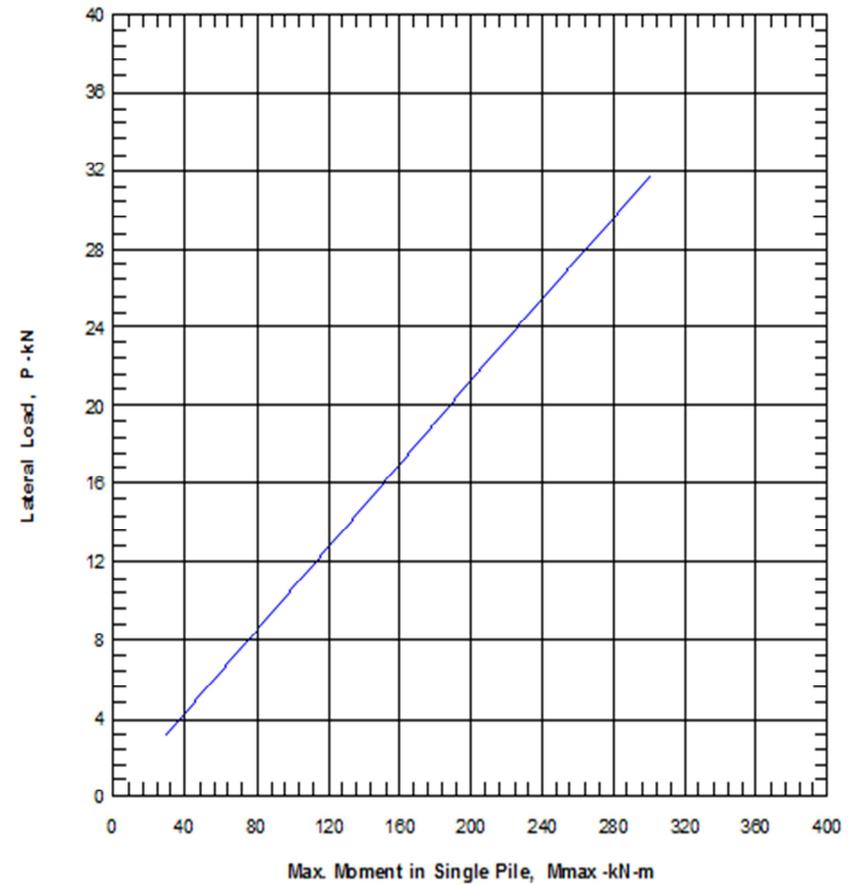
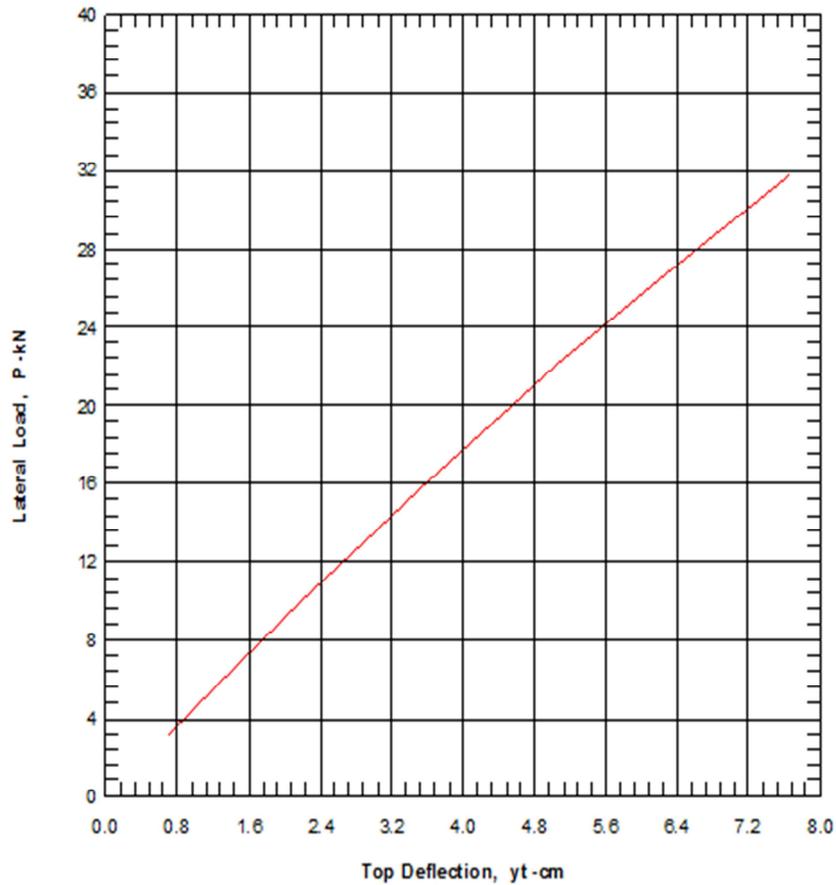
CASO III (#PILOTES 4X4; Sx=3.00m; Sy=3.00m) – PILOTE L=30m – PERFIL 2-2 (CONDICION DE CABEZA FLEXIBLE)

PILE DEFLECTION vs LOADING  
 Y-Back, Single Pile, Kbc=1

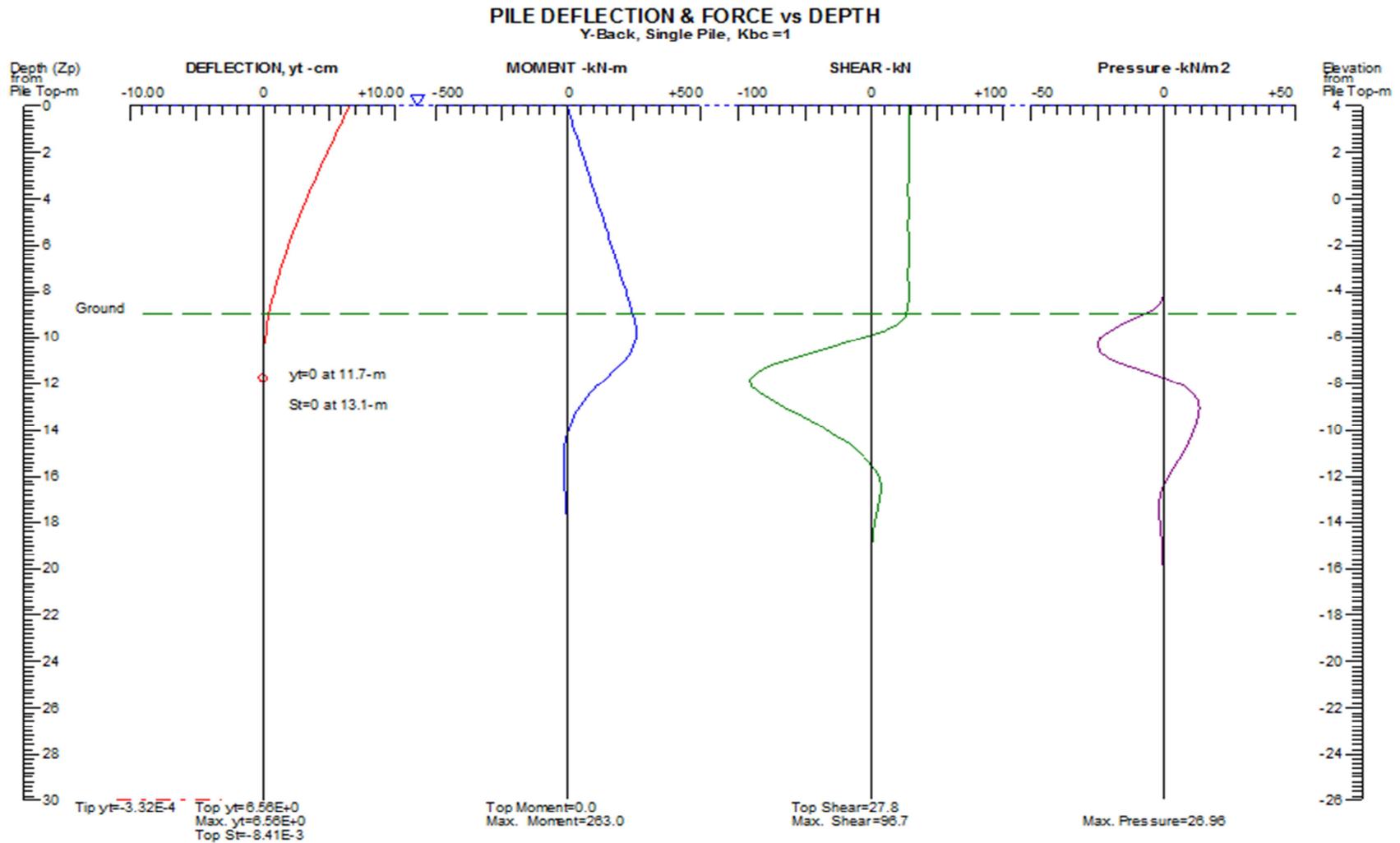


CASO III (#PILOTES 4X4;  $S_x=3.00m$ ;  $S_y=3.00m$ ) – PILOTE  $L=30m$  – PERFIL 2-2 (CONDICION DE CABEZA FLEXIBLE)

## LATERAL LOAD vs DEFLECTION & MAX. MOMENT

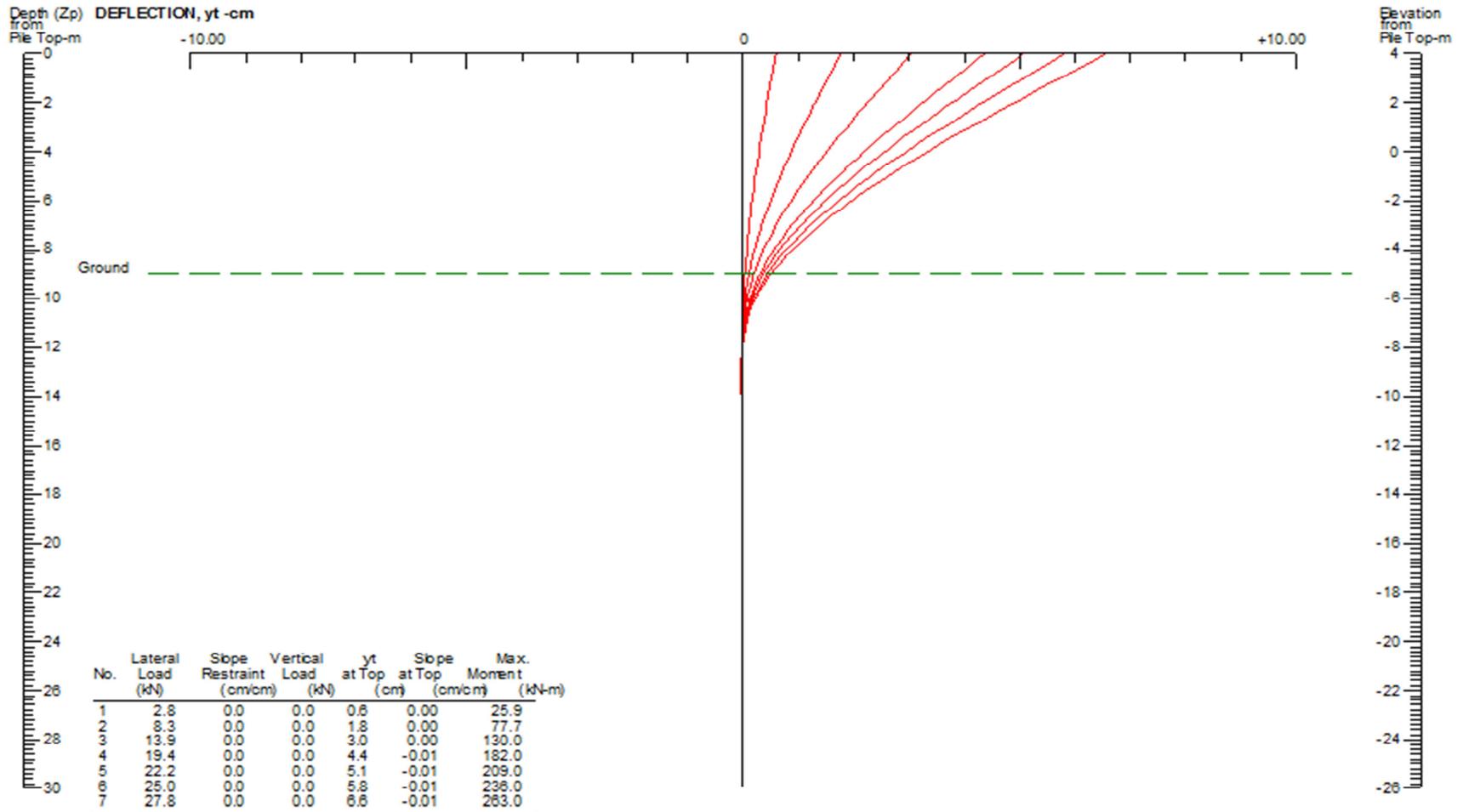


CASO IV (#PILOTES 4X4;  $S_x=4.00\text{m}$ ;  $S_y=4.00\text{m}$ ) – PILOTE L=30m – PERFIL 2-2 (CONDICION DE CABEZA FLEXIBLE)



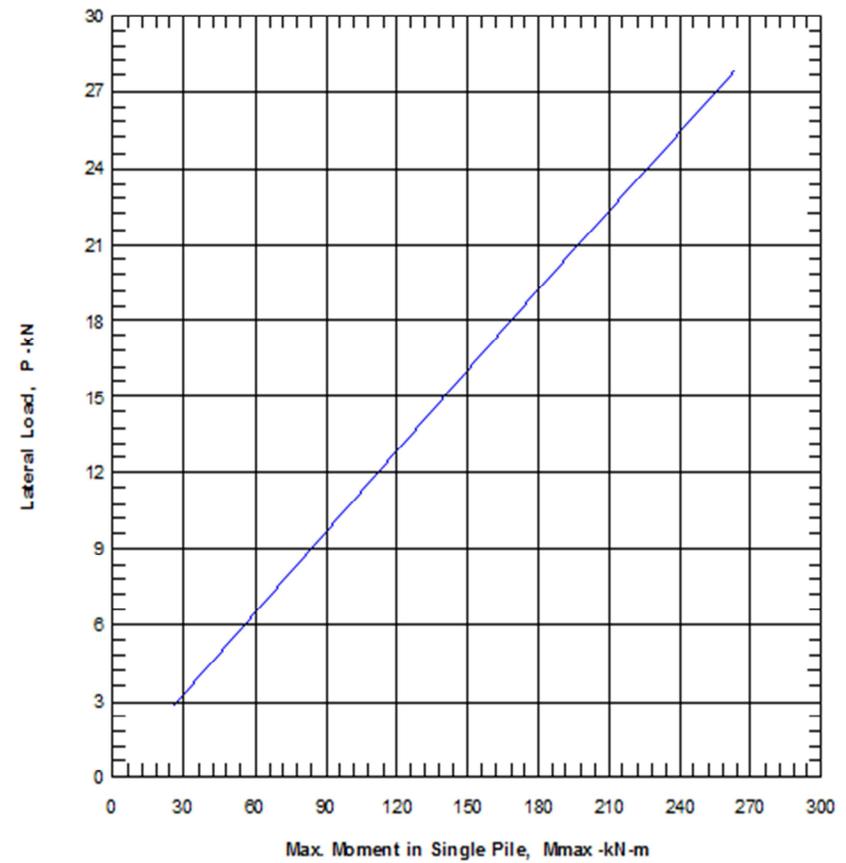
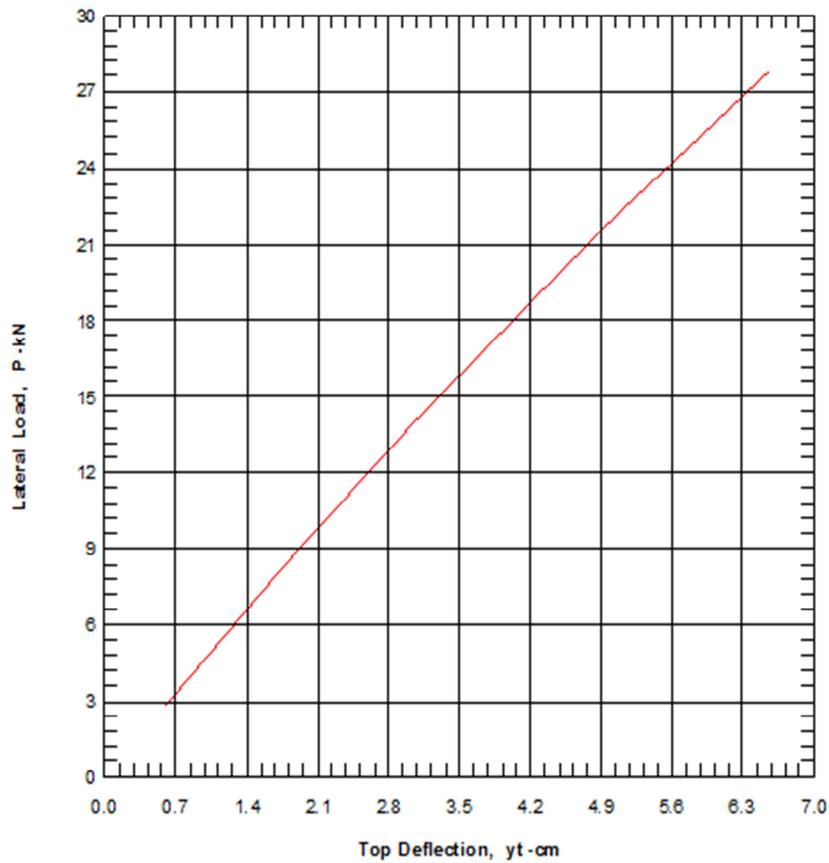
CASO IV (#PILOTES 4X4; Sx=4.00m; Sy=4.00m) – PILOTE L=30m – PERFIL 2-2 (CONDICION DE CABEZA FLEXIBLE)

PILE DEFLECTION vs LOADING  
 Y-Back, Single Pile, Kbc =1



CASO IV (#PILOTES 4X4;  $S_x=4.00m$ ;  $S_y=4.00m$ ) – PILOTE  $L=30m$  – PERFIL 2-2 (CONDICION DE CABEZA FLEXIBLE)

## LATERAL LOAD vs DEFLECTION & MAX. MOMENT





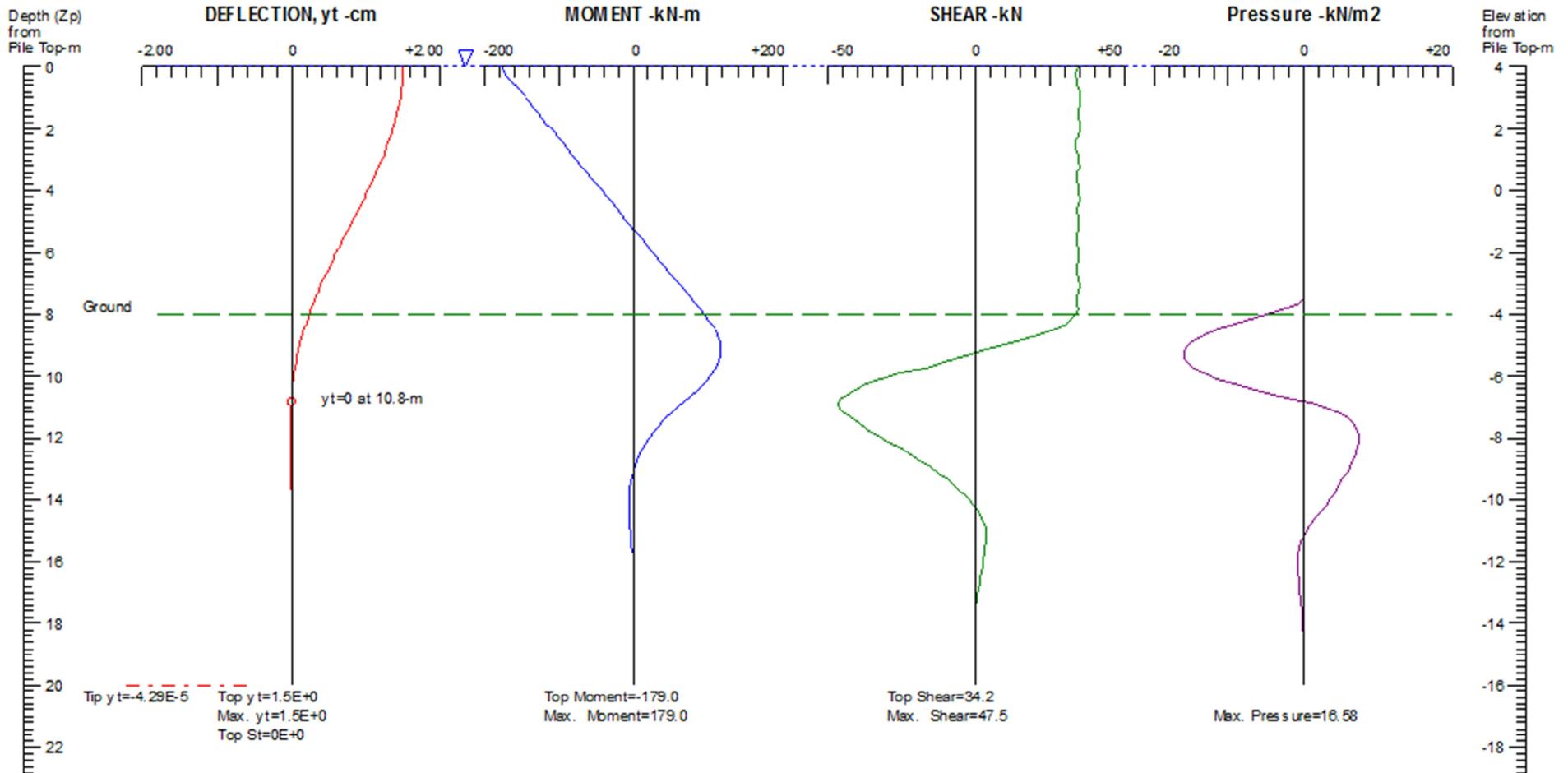
# **ANEXO C- 4.**

## **RESULTADOS DE LOS ANALISIS.**

***(BAJO CARGA SISMICA – CONDICION DE CABEZA  
RIGIDA)***

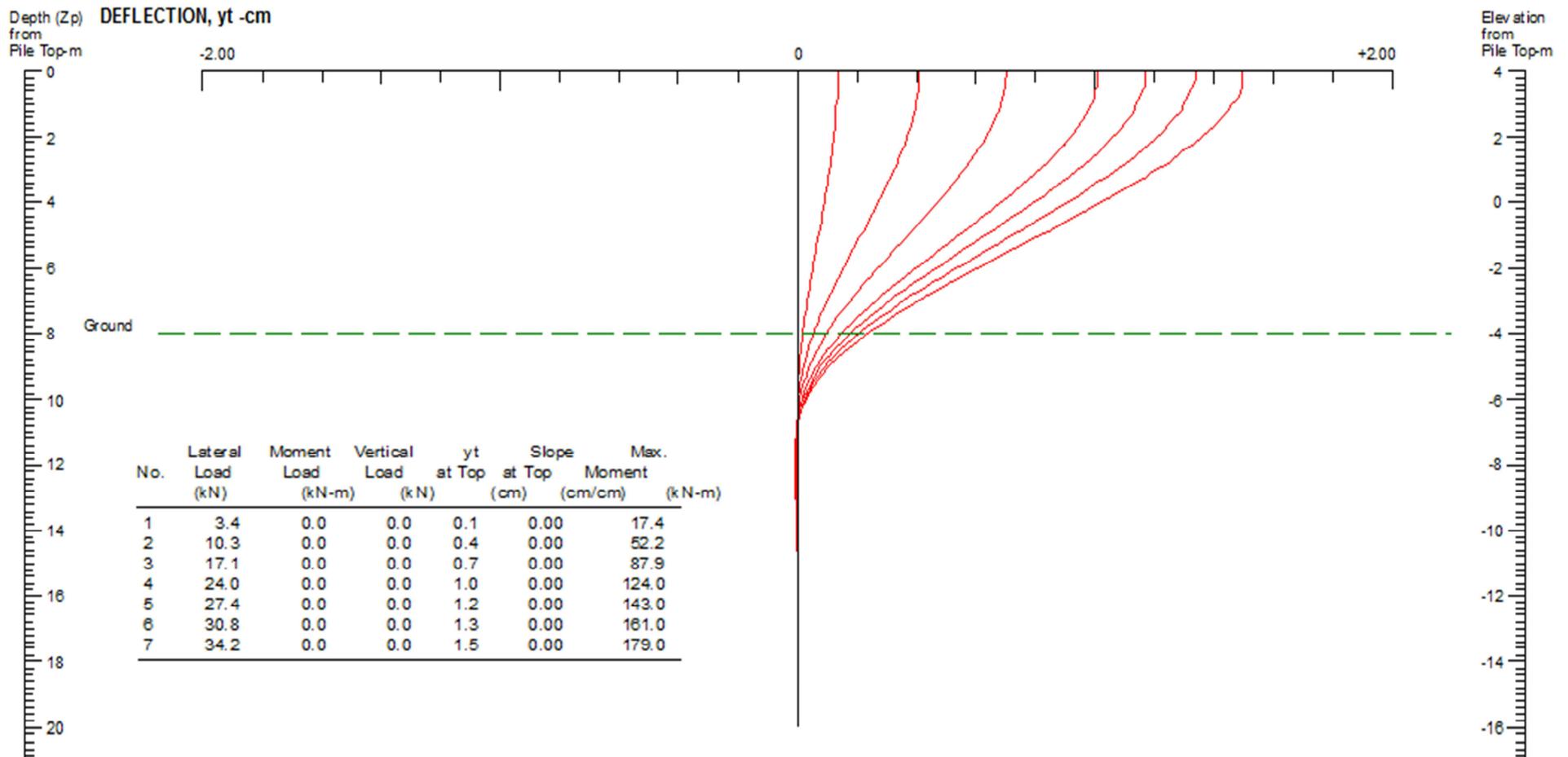
CASO III (#PILOTES 4X4;  $S_x=3.00m$ ;  $S_y=3.00m$ ) – PILOTE L=20m – PERFIL 1-1 (CONDICION DE CABEZA RIGIDA)

PILE DEFLECTION & FORCE vs DEPTH  
 Y-Back, Single Pile,  $K_{bc}=2$



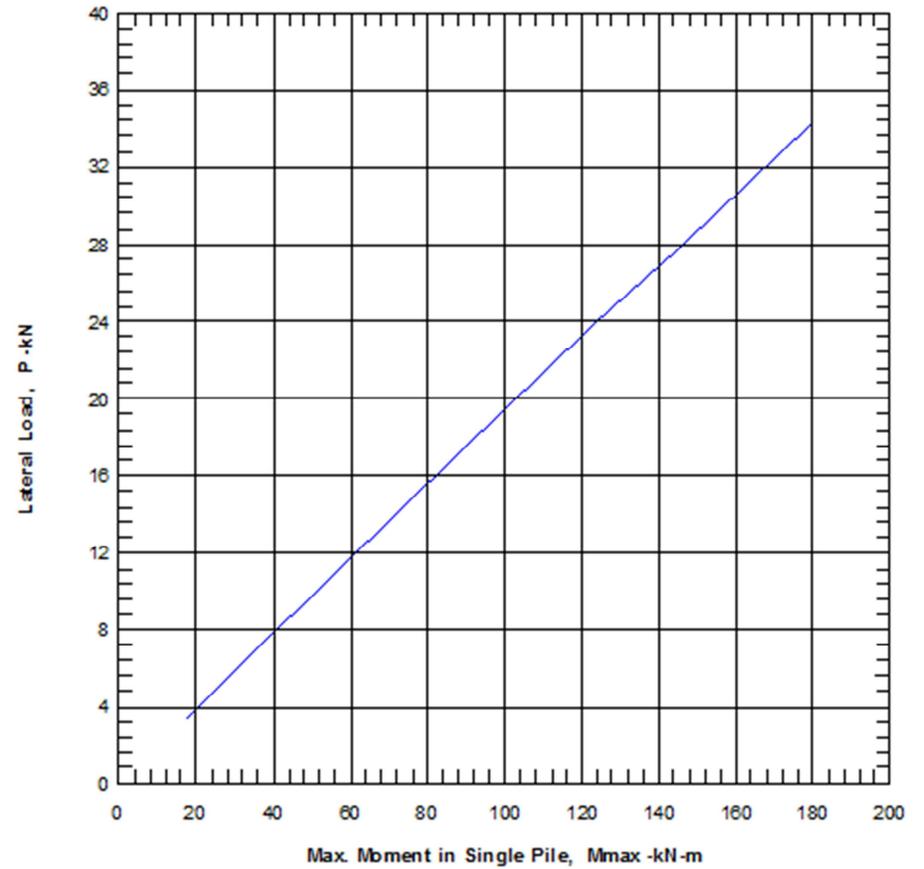
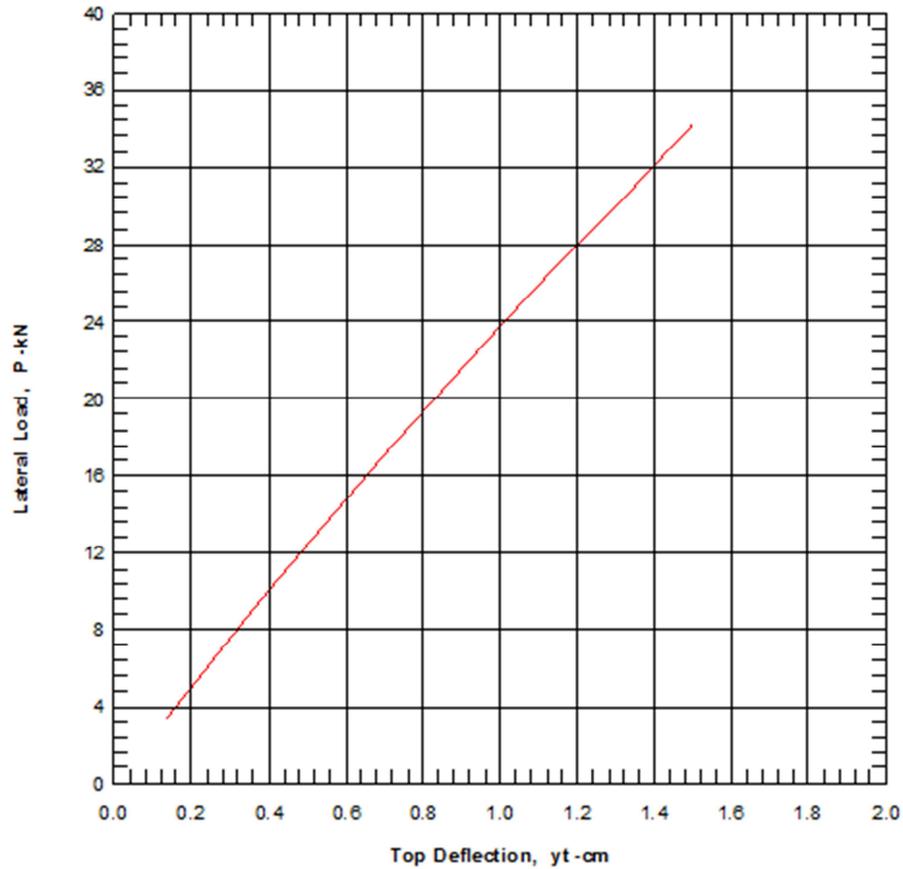
CASO III (#PILOTES 4X4;  $S_x=3.00m$ ;  $S_y=3.00m$ ) – PILOTE L=20m – PERFIL 1-1 (CONDICION DE CABEZA RIGIDA)

PILE DEFLECTION vs LOADING  
 Y-Back, Single Pile,  $K_{bc}=2$



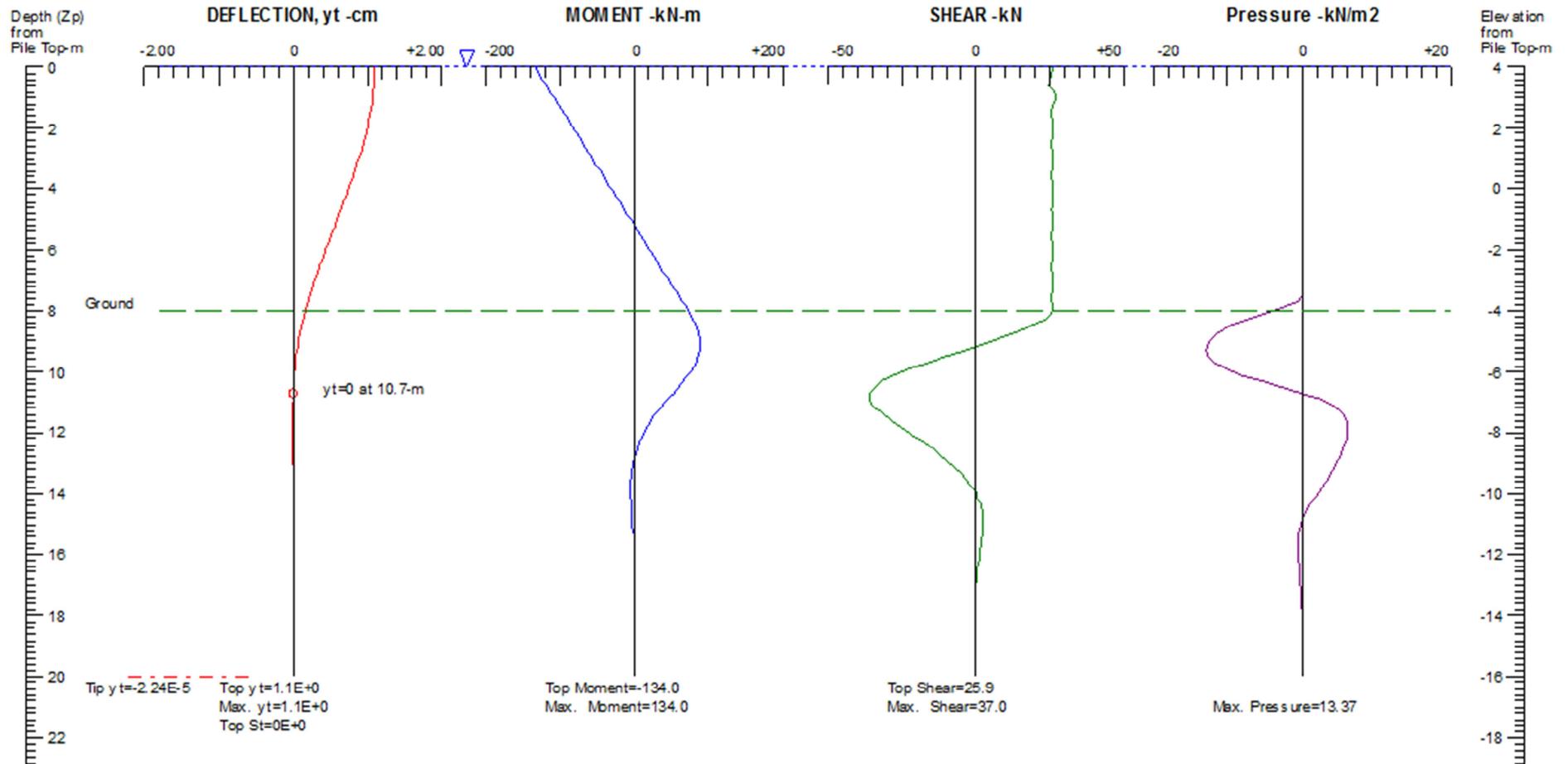
CASO III (#PILOTES 4X4;  $S_x=3.00\text{m}$ ;  $S_y=3.00\text{m}$ ) – PILOTE L=20m – PERFIL 1-1 (CONDICION DE CABEZA RIGIDA)

## LATERAL LOAD vs DEFLECTION & MAX. MOMENT



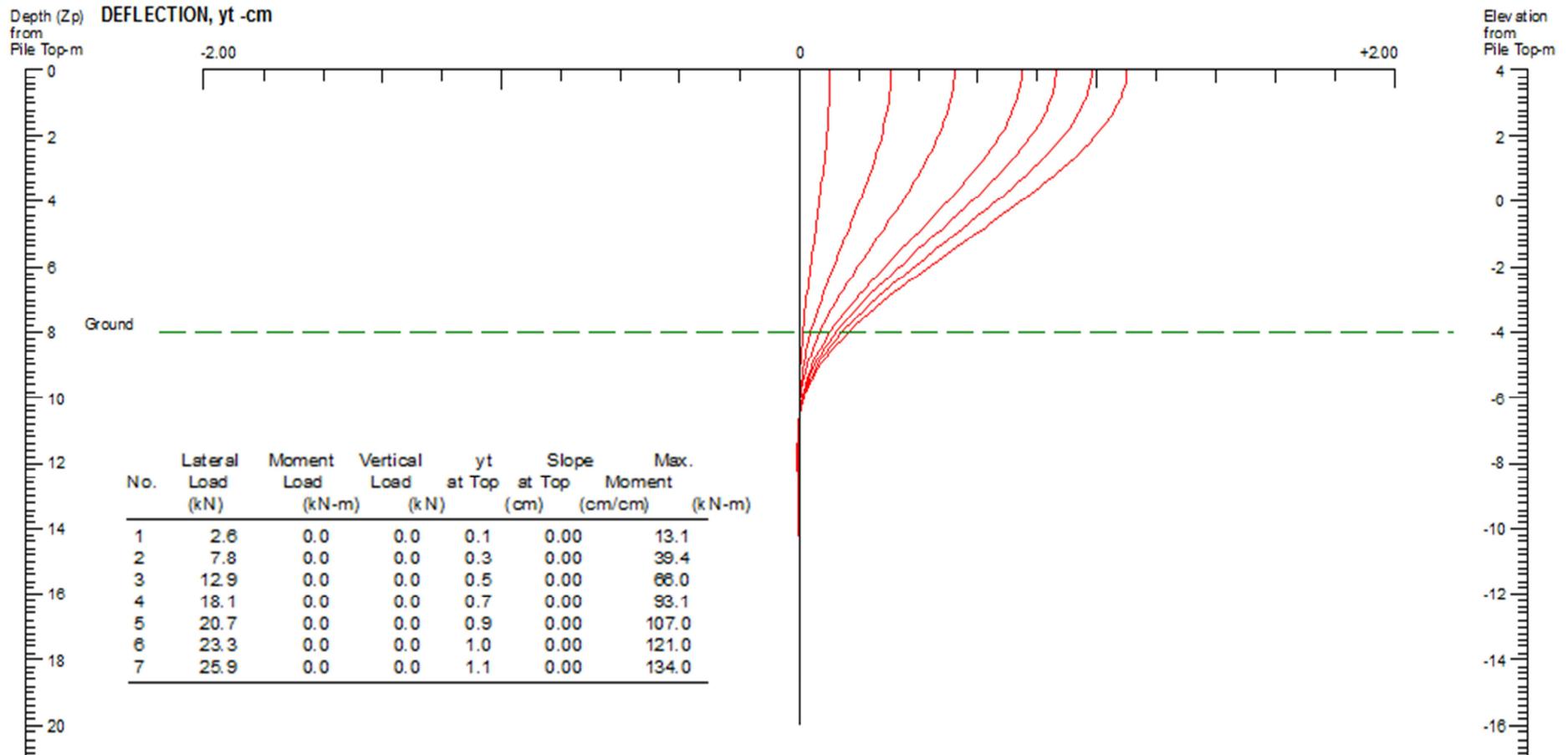
CASO I (#PILOTES 3X3;  $S_x=3.00\text{m}$ ;  $S_y=3.00\text{m}$ ) – PILOTE L=20m – PERFIL 1-1 (CONDICION DE CABEZA RIGIDA)

**PILE DEFLECTION & FORCE vs DEPTH**  
 Y-Back, Single Pile,  $K_{bc}=2$



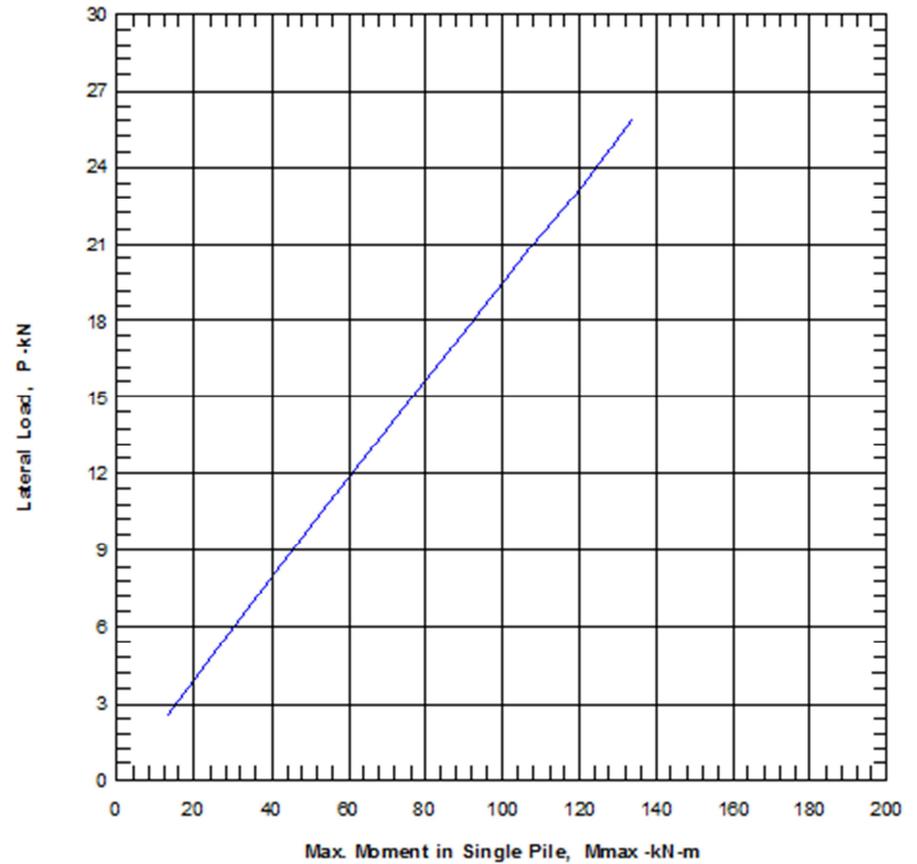
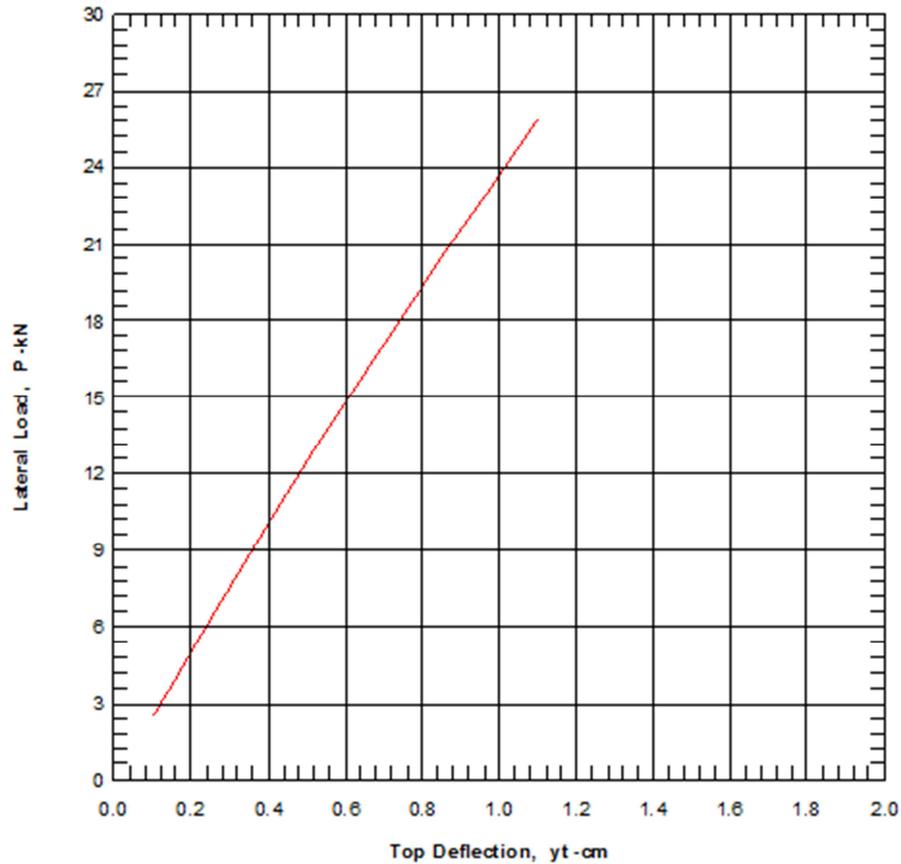
CASO I (#PILOTES 3X3;  $S_x=3.00\text{m}$ ;  $S_y=3.00\text{m}$ ) – PILOTE L=20m – PERFIL 1-1 (CONDICION DE CABEZA RIGIDA)

**PILE DEFLECTION vs LOADING**  
Y-Back, Single Pile,  $K_{bc}=2$



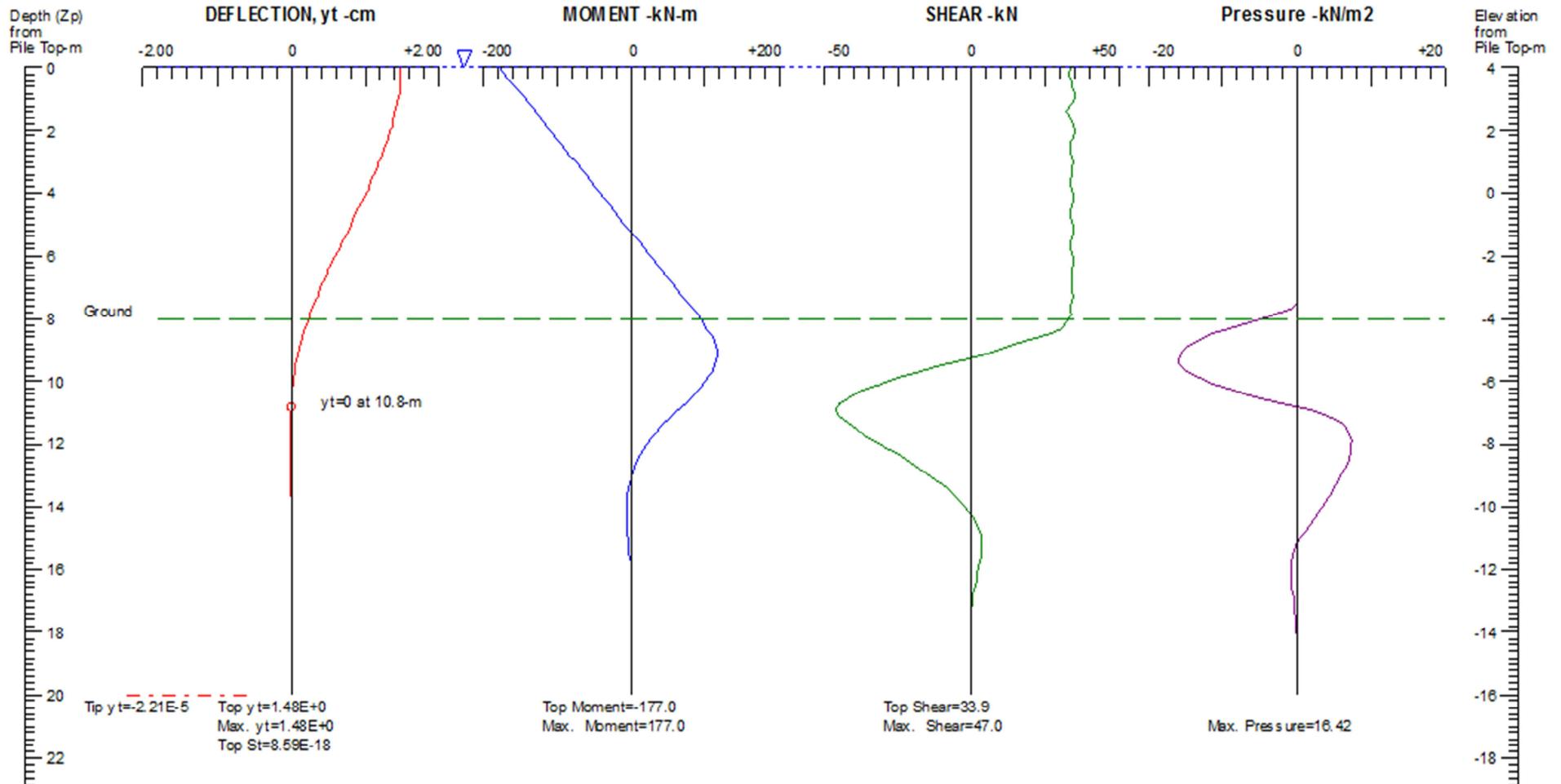
CASO I (#PILOTES 3X3;  $S_x=3.00\text{m}$ ;  $S_y=3.00\text{m}$ ) – PILOTE  $L=20\text{m}$  – PERFIL 1-1 (CONDICION DE CABEZA RIGIDA)

## LATERAL LOAD vs DEFLECTION & MAX. MOMENT



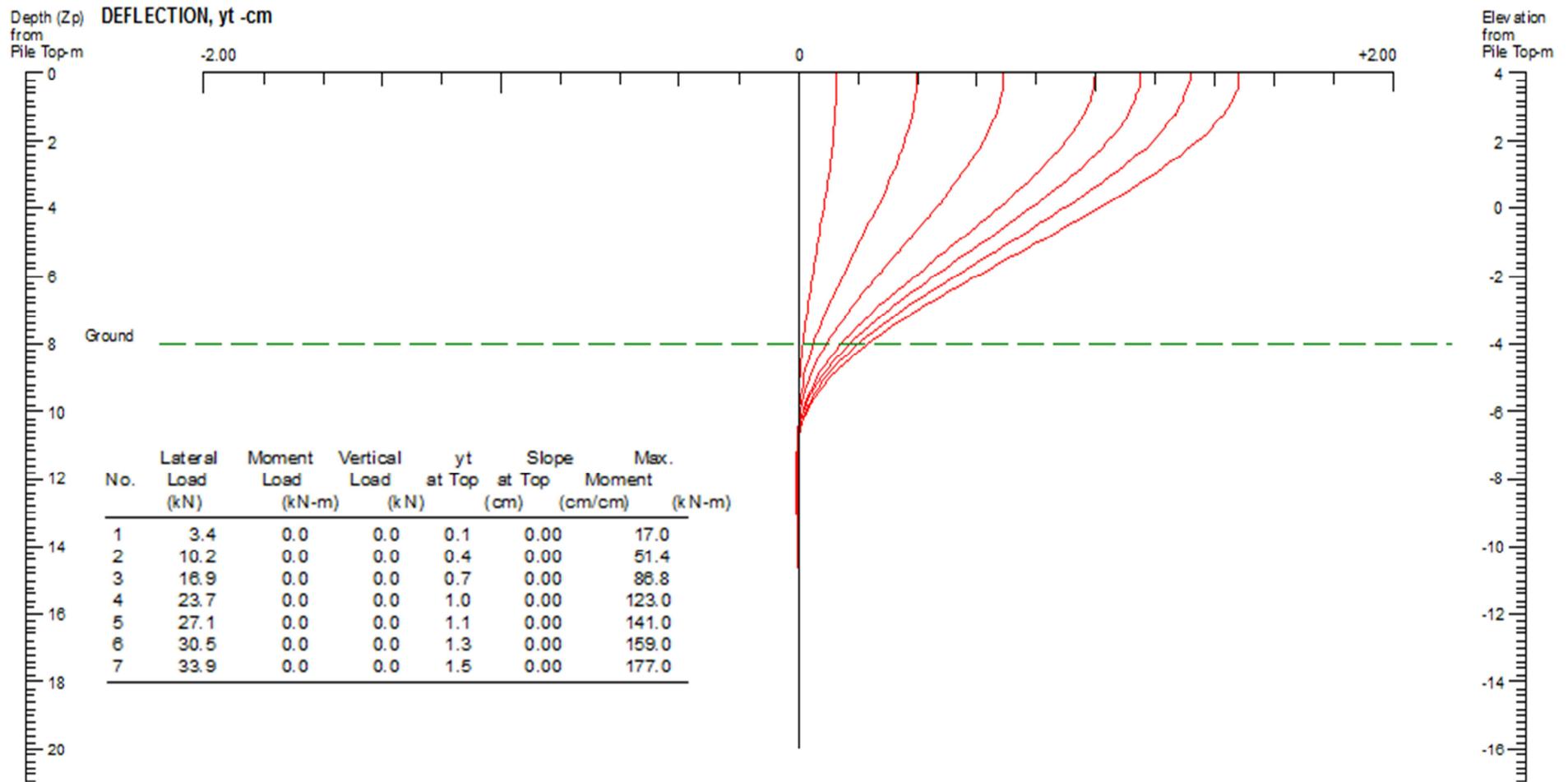
CASO II (#PILOTES 3X3;  $S_x=4.00\text{m}$ ;  $S_y=4.00\text{m}$ ) – PILOTE  $L=20\text{m}$  – PERFIL 1-1 (CONDICION DE CABEZA RIGIDA)

PILE DEFLECTION & FORCE vs DEPTH  
 Y-Back, Single Pile,  $K_{\Phi c}=2$



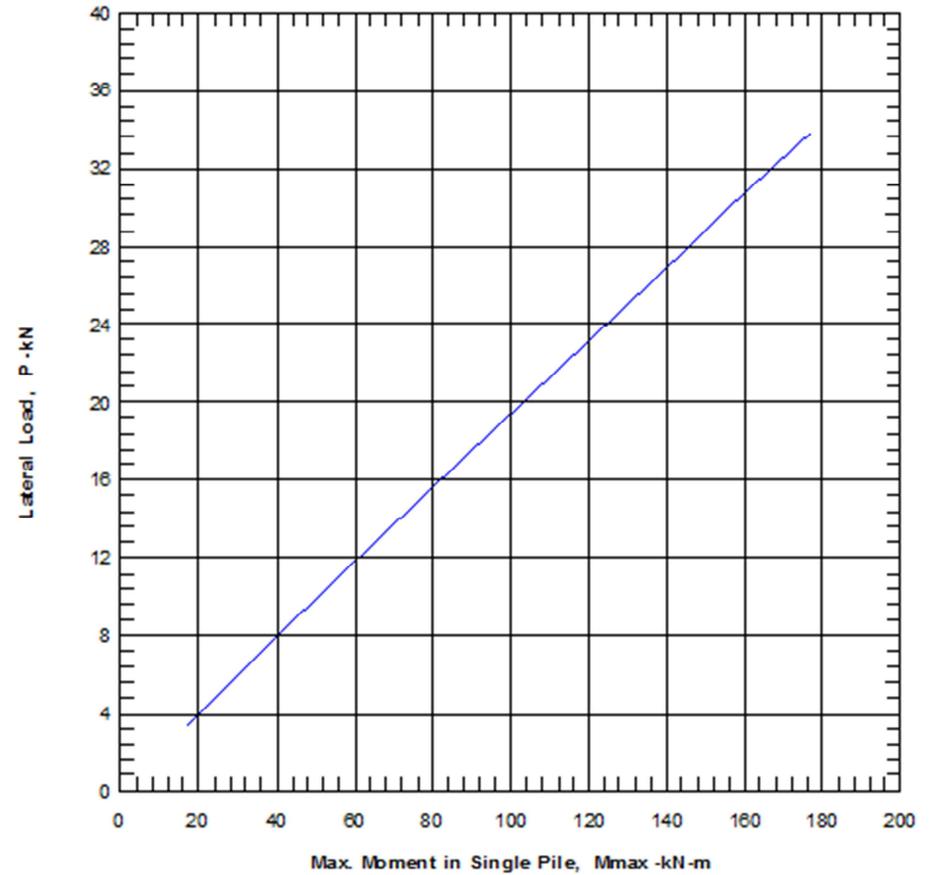
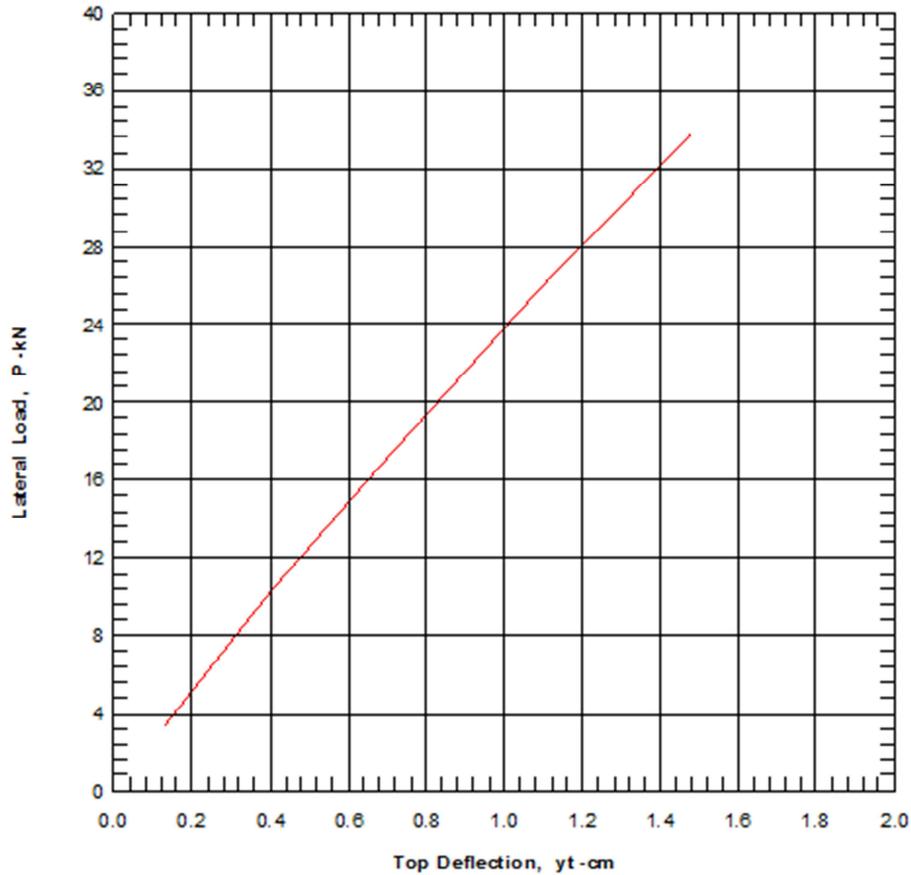
CASO II (#PILOTES 3X3; Sx=4.00m; Sy=4.00m) – PILOTE L=20m – PERFIL 1-1 (CONDICION DE CABEZA RIGIDA)

**PILE DEFLECTION vs LOADING**  
 Y-Back, Single Pile,  $K_{\theta c}=2$



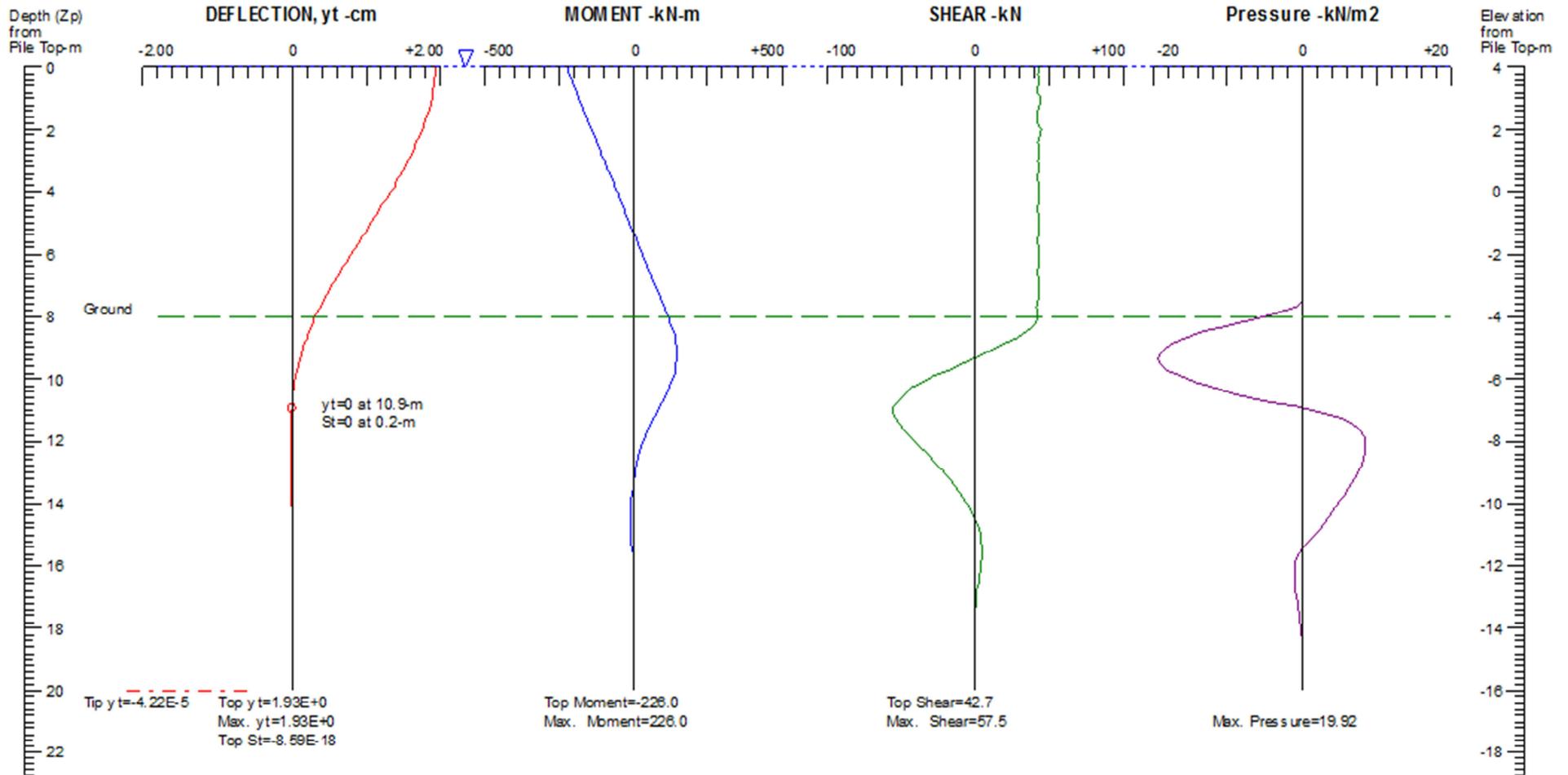
CASO II (#PILOTES 3X3;  $S_x=4.00\text{m}$ ;  $S_y=4.00\text{m}$ ) – PILOTE  $L=20\text{m}$  – PERFIL 1-1 (CONDICION DE CABEZA RIGIDA)

## LATERAL LOAD vs DEFLECTION & MAX. MOMENT



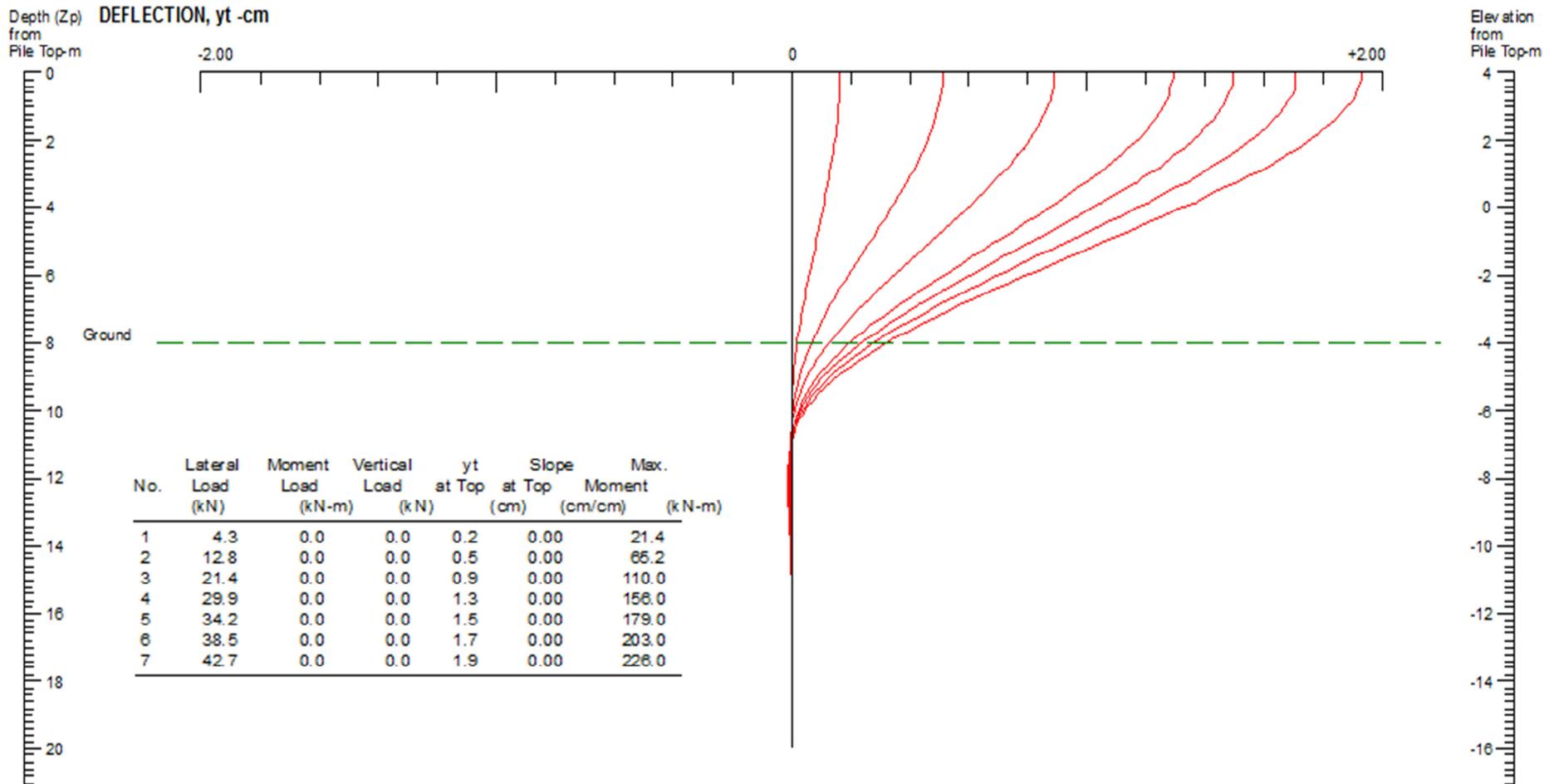
CASO IV (#PILOTES 4X4;  $S_x=4.00\text{m}$ ;  $S_y=4.00\text{m}$ ) – PILOTE L=20m – PERFIL 1-1 (CONDICION DE CABEZA RIGIDA)

PILE DEFLECTION & FORCE vs DEPTH  
 Y-Back, Single Pile,  $K_{bc}=2$



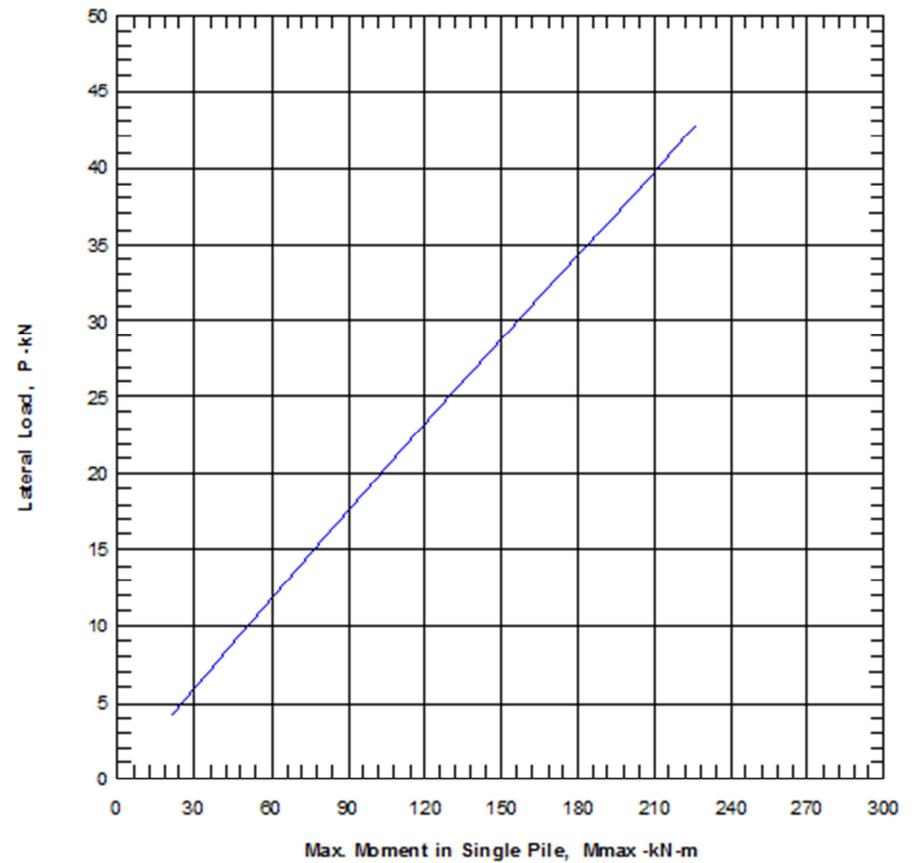
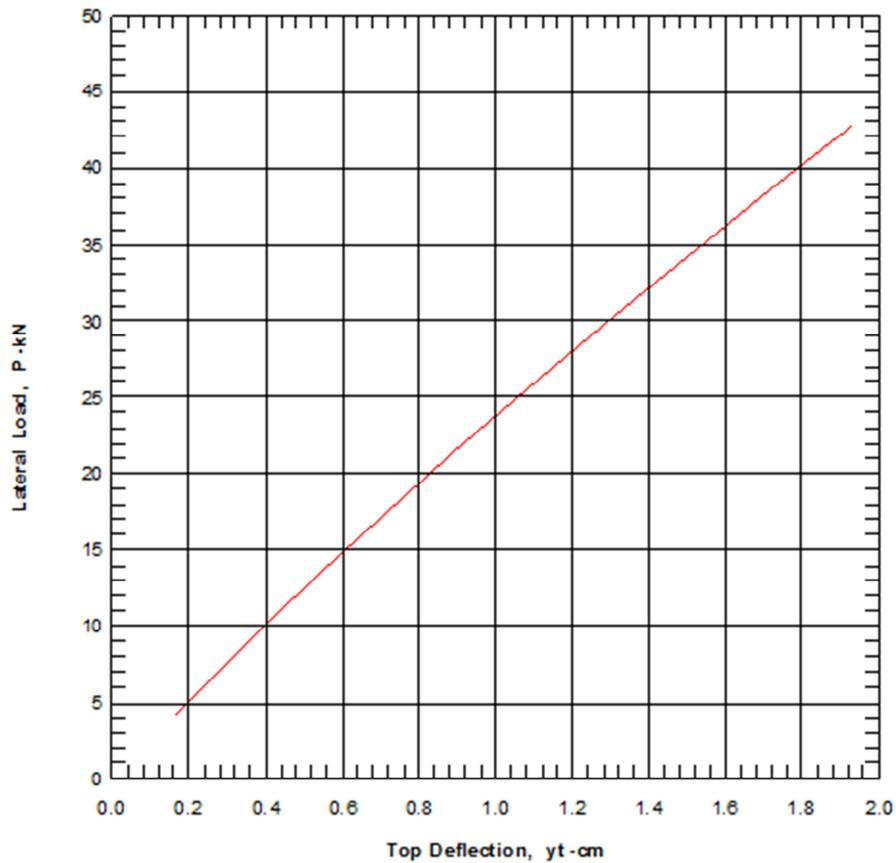
CASO IV (#PILOTES 4X4; Sx=4.00m; Sy=4.00m) – PILOTE L=20m – PERFIL 1-1 (CONDICION DE CABEZA RIGIDA)

**PILE DEFLECTION vs LOADING**  
 Y-Back, Single Pile,  $K_{\theta c} = 2$

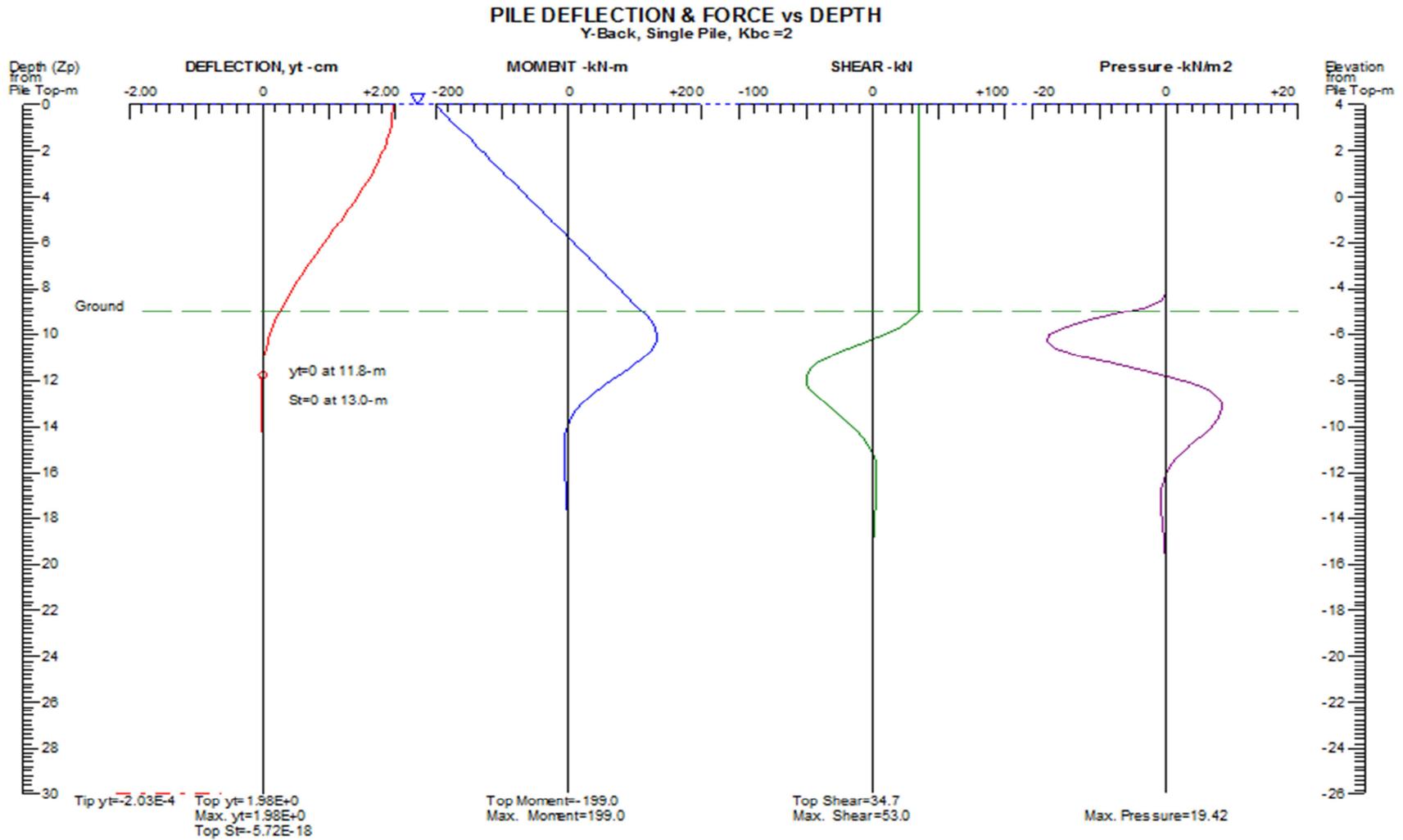


CASO IV (#PILOTES 4X4;  $S_x=4.00\text{m}$ ;  $S_y=4.00\text{m}$ ) – PILOTE  $L=20\text{m}$  – PERFIL 1-1 (CONDICION DE CABEZA RIGIDA)

## LATERAL LOAD vs DEFLECTION & MAX. MOMENT

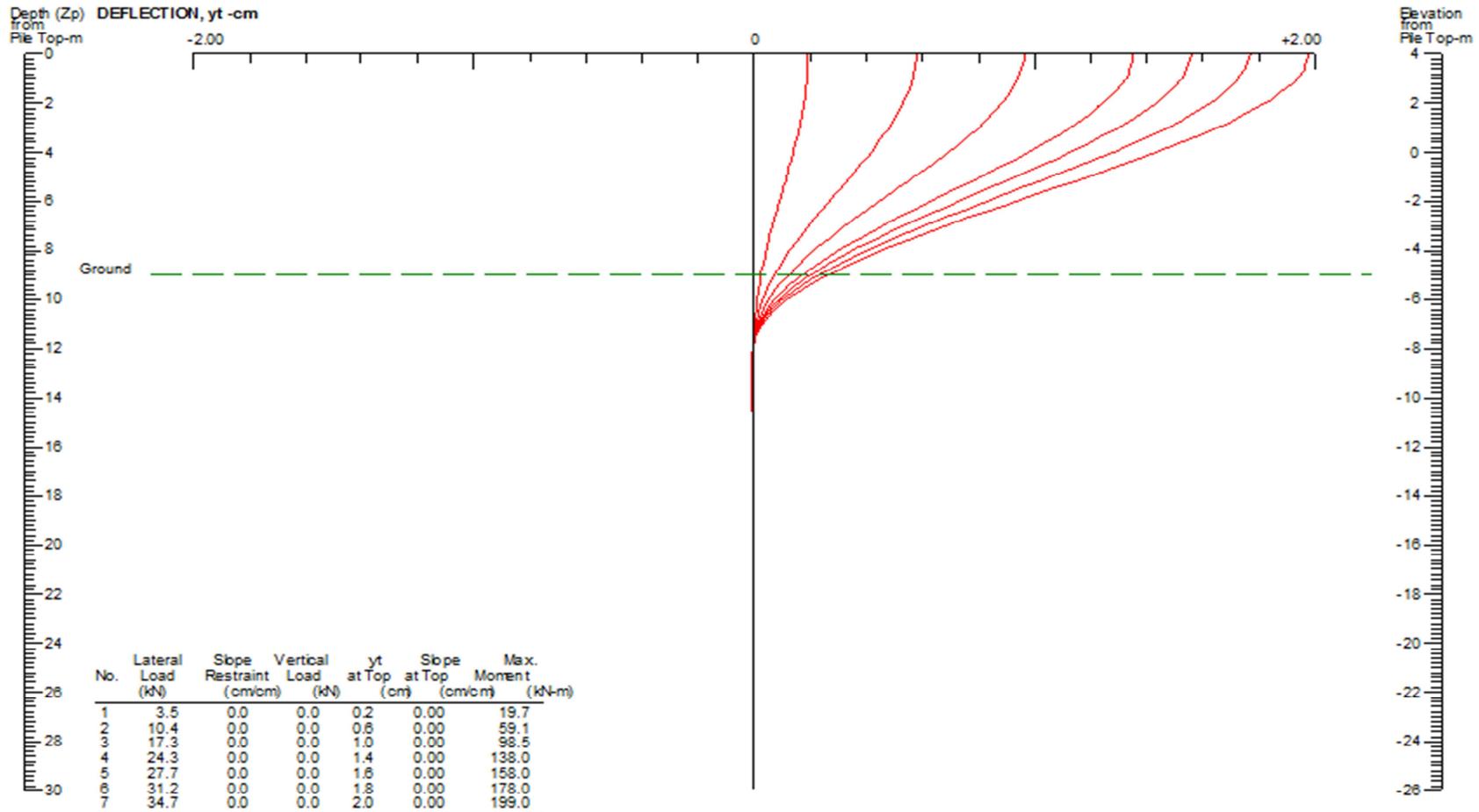


CASO I (#PILOTES 3X3;  $S_x=3.00\text{m}$ ;  $S_y=3.00\text{m}$ ) – PILOTE L=30m – PERFIL 2-2 (CONDICION DE CABEZA RIGIDA)



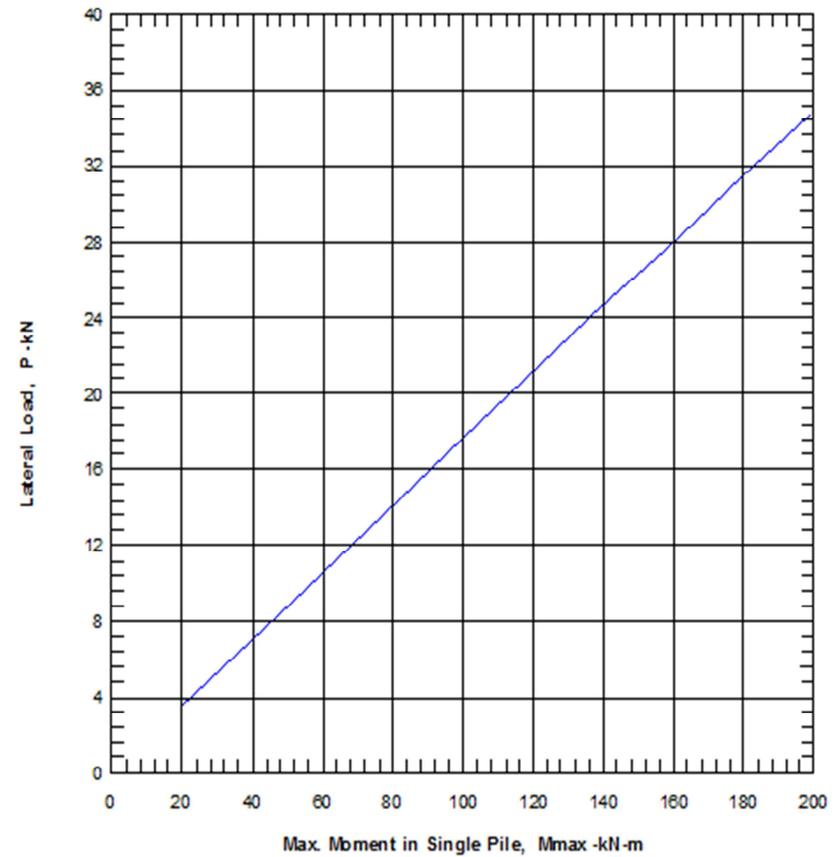
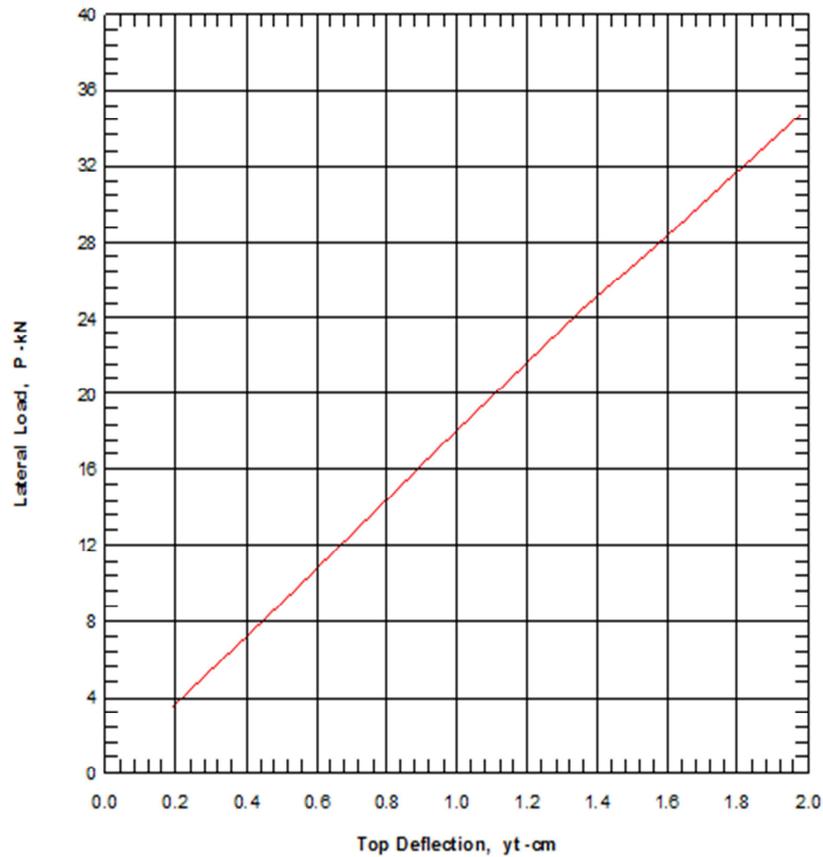
CASO I (#PILOTES 3X3; Sx=3.00m; Sy=3.00m) – PILOTE L=30m – PERFIL 2-2 (CONDICION DE CABEZA RIGIDA)

PILE DEFLECTION vs LOADING  
 Y-Back, Single Pile, Kbc =2

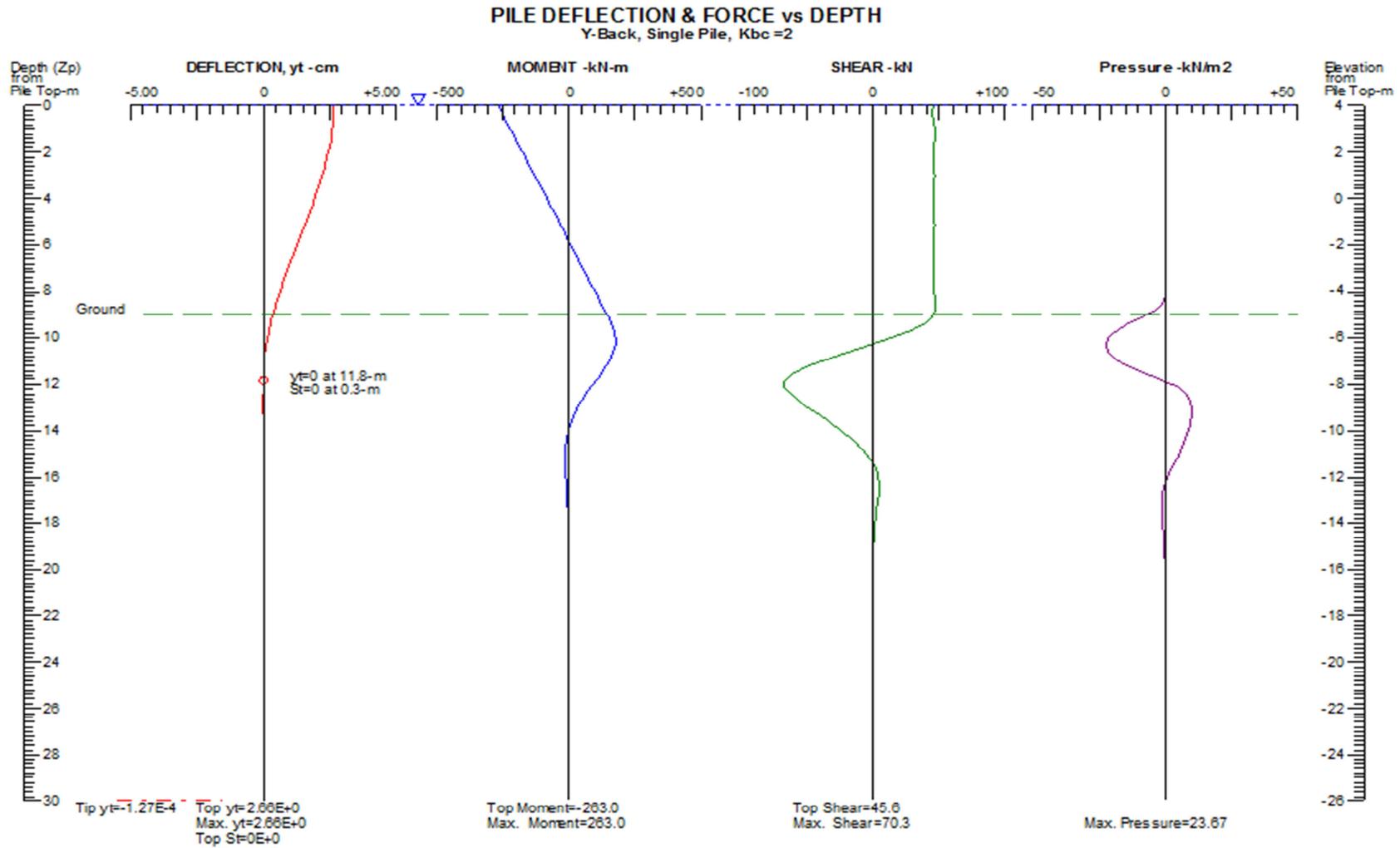


CASO I (#PILOTES 3X3;  $S_x=3.00\text{m}$ ;  $S_y=3.00\text{m}$ ) – PILOTE  $L=30\text{m}$  – PERFIL 2-2 (CONDICION DE CABEZA RIGIDA)

## LATERAL LOAD vs DEFLECTION & MAX. MOMENT

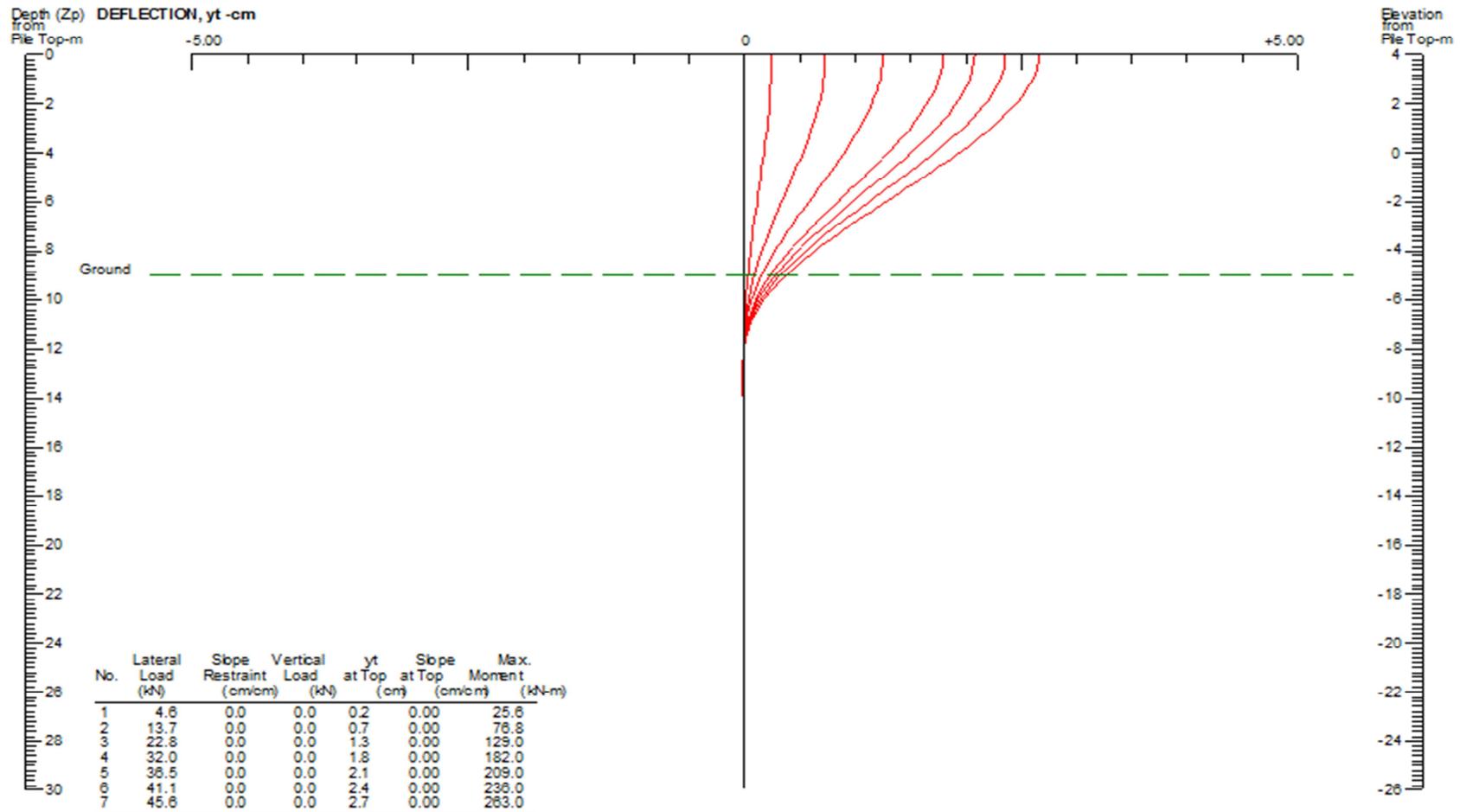


CASO II (#PILOTES 3X3;  $S_x=4.00\text{m}$ ;  $S_y=4.00\text{m}$ ) – PILOTE  $L=30\text{m}$  – PERFIL 2-2 (CONDICION DE CABEZA RIGIDA)



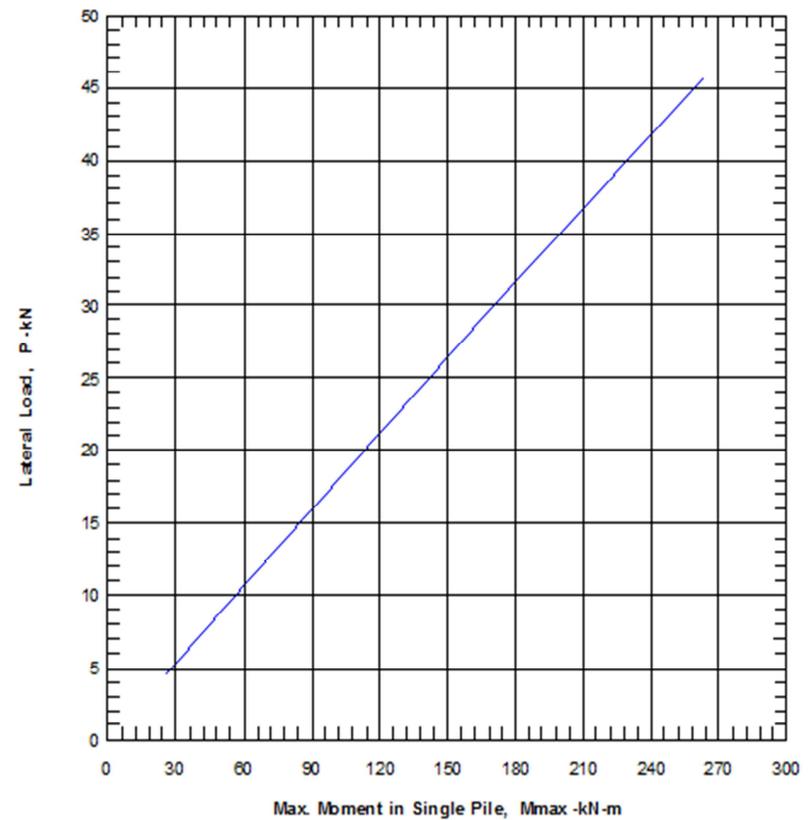
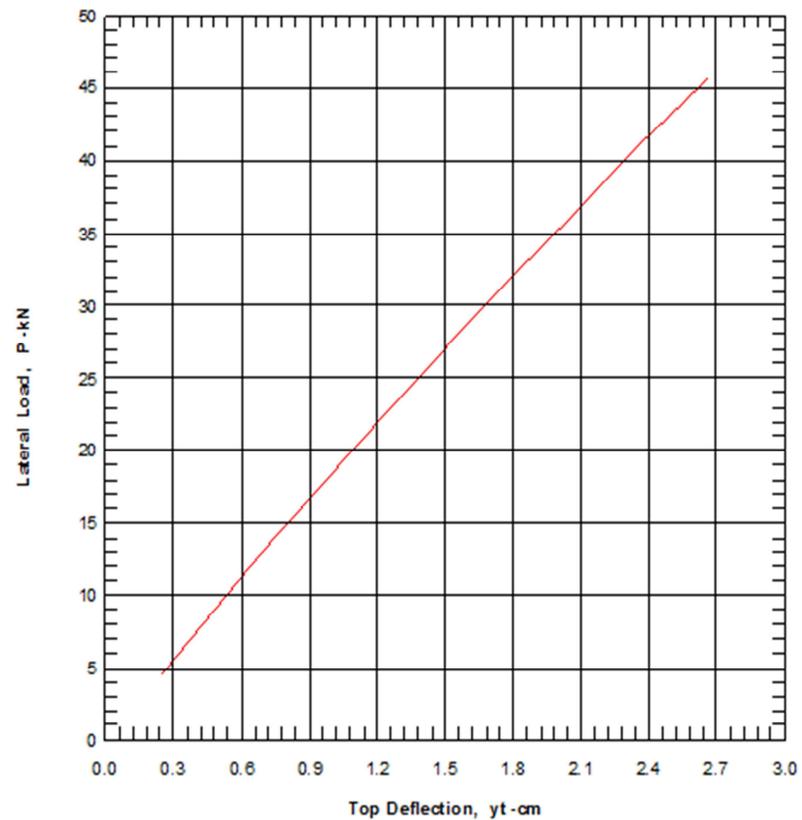
CASO II (#PILOTES 3X3;  $S_x=4.00\text{m}$ ;  $S_y=4.00\text{m}$ ) – PILOTE  $L=30\text{m}$  – PERFIL 2-2 (CONDICION DE CABEZA RIGIDA)

PILE DEFLECTION vs LOADING  
 Y-Back, Single Pile,  $K_{bc}=2$

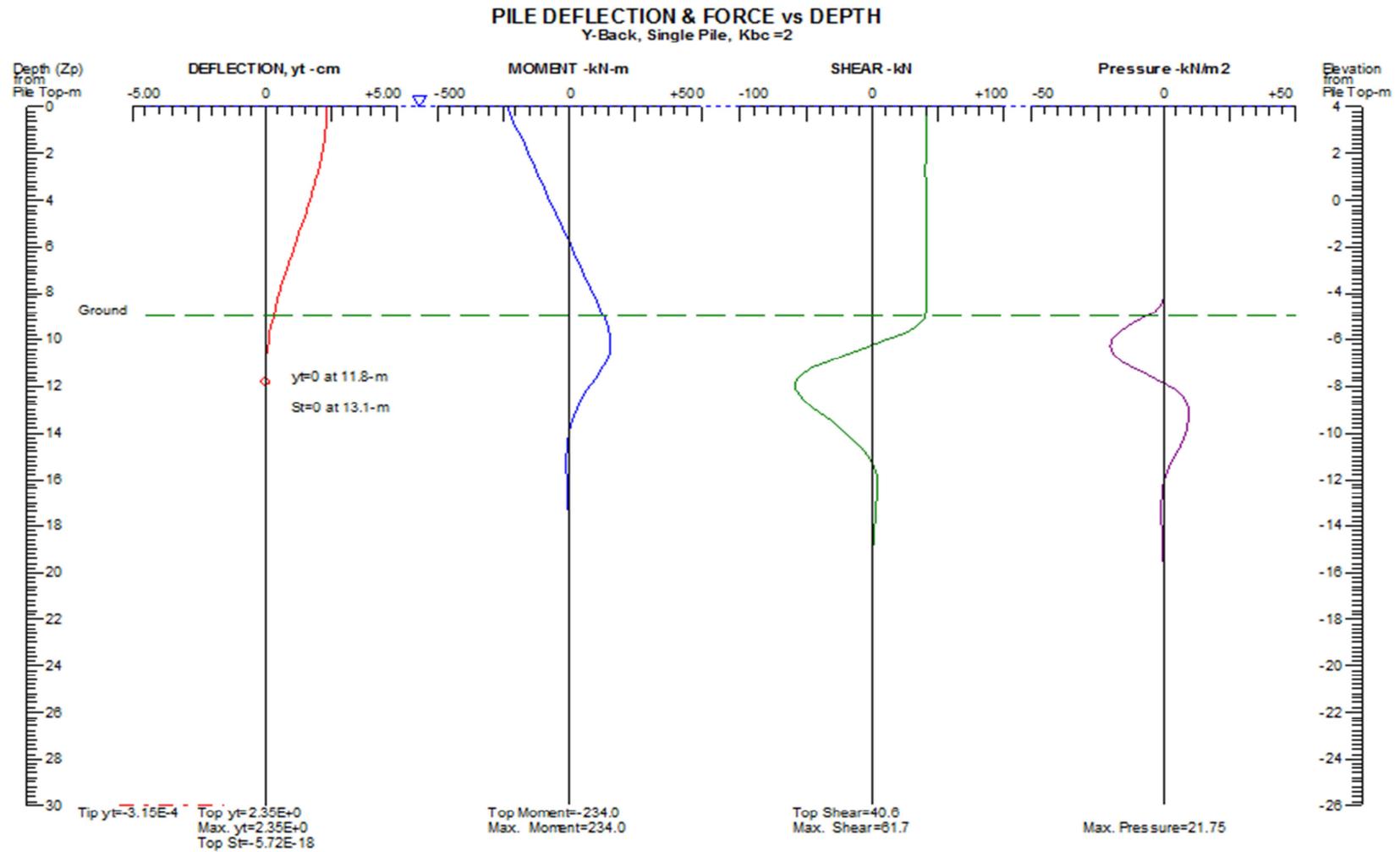


CASO II (#PILOTES 3X3;  $S_x=4.00\text{m}$ ;  $S_y=4.00\text{m}$ ) – PILOTE  $L=30\text{m}$  – PERFIL 2-2 (CONDICION DE CABEZA RIGIDA)

## LATERAL LOAD vs DEFLECTION & MAX. MOMENT

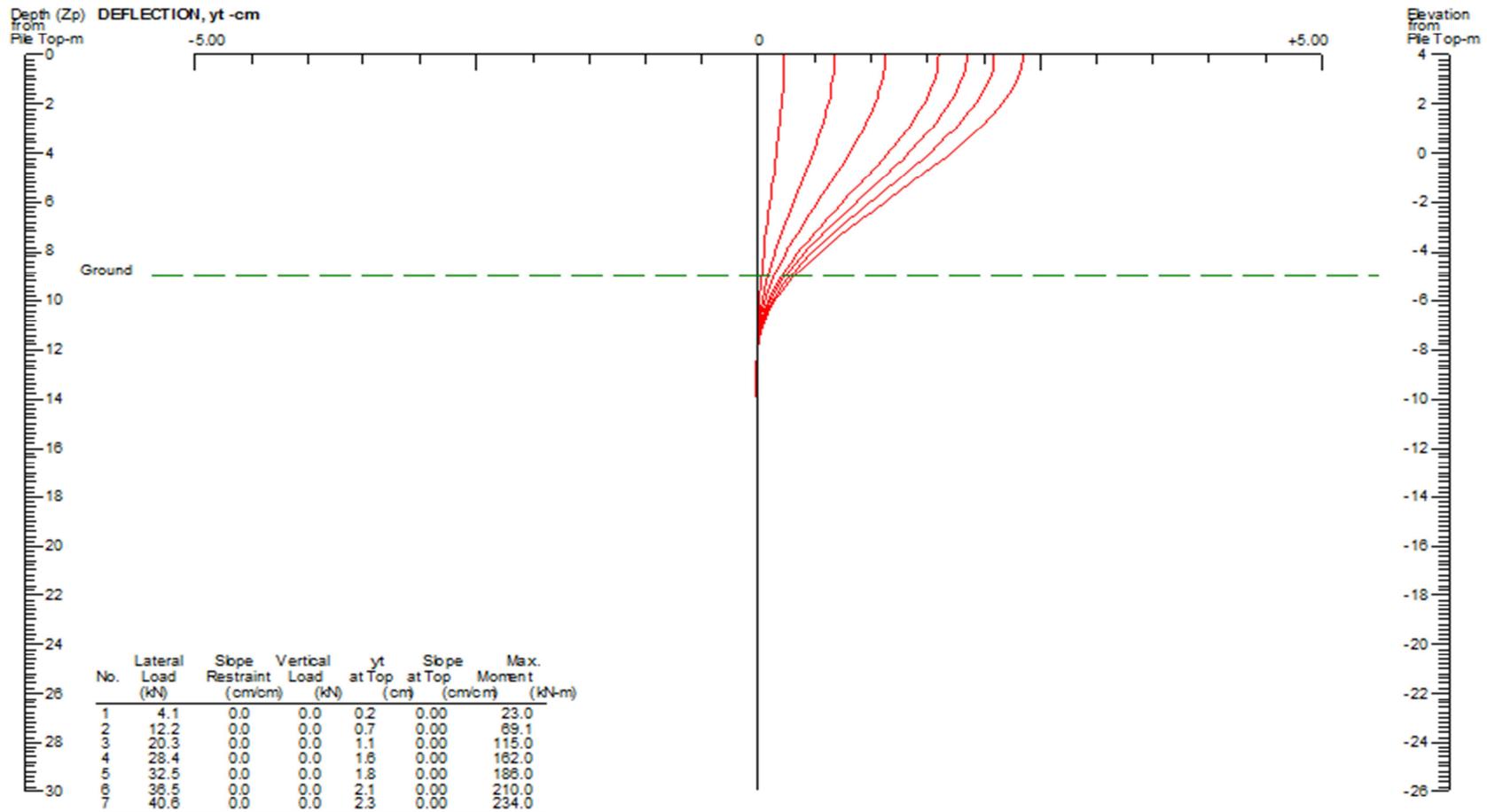


CASO III (#PILOTES 4X4;  $S_x=3.00m$ ;  $S_y=3.00m$ ) – PILOTE L=30m – PERFIL 2-2 (CONDICION DE CABEZA RIGIDA)



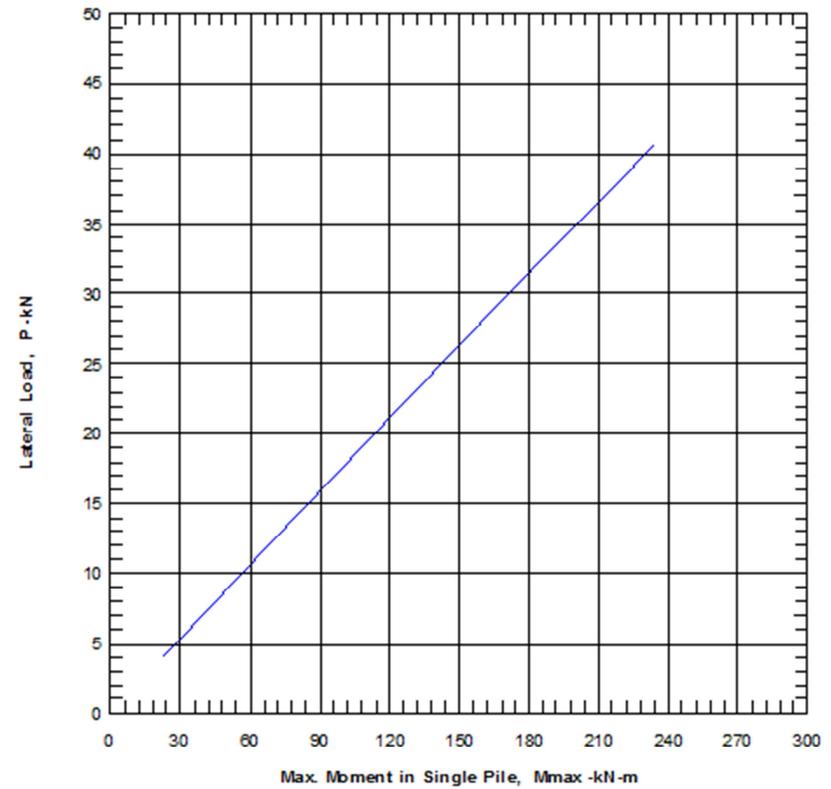
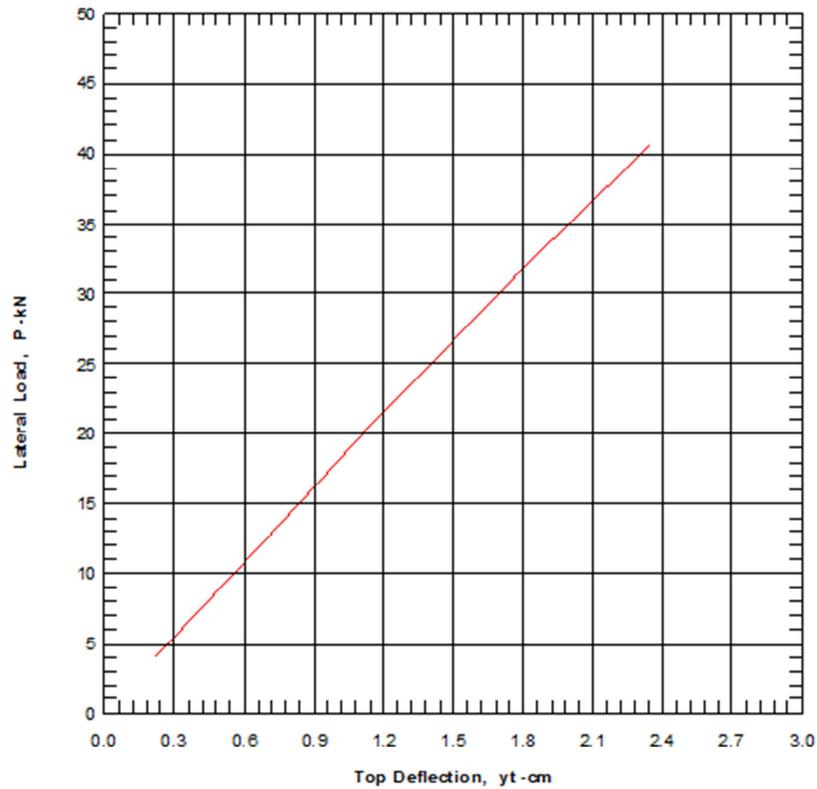
CASO III (#PILOTES 4X4;  $S_x=3.00\text{m}$ ;  $S_y=3.00\text{m}$ ) – PILOTE L=30m – PERFIL 2-2 (CONDICION DE CABEZA RIGIDA)

PILE DEFLECTION vs LOADING  
 Y-Back, Single Pile,  $K_{bc}=2$

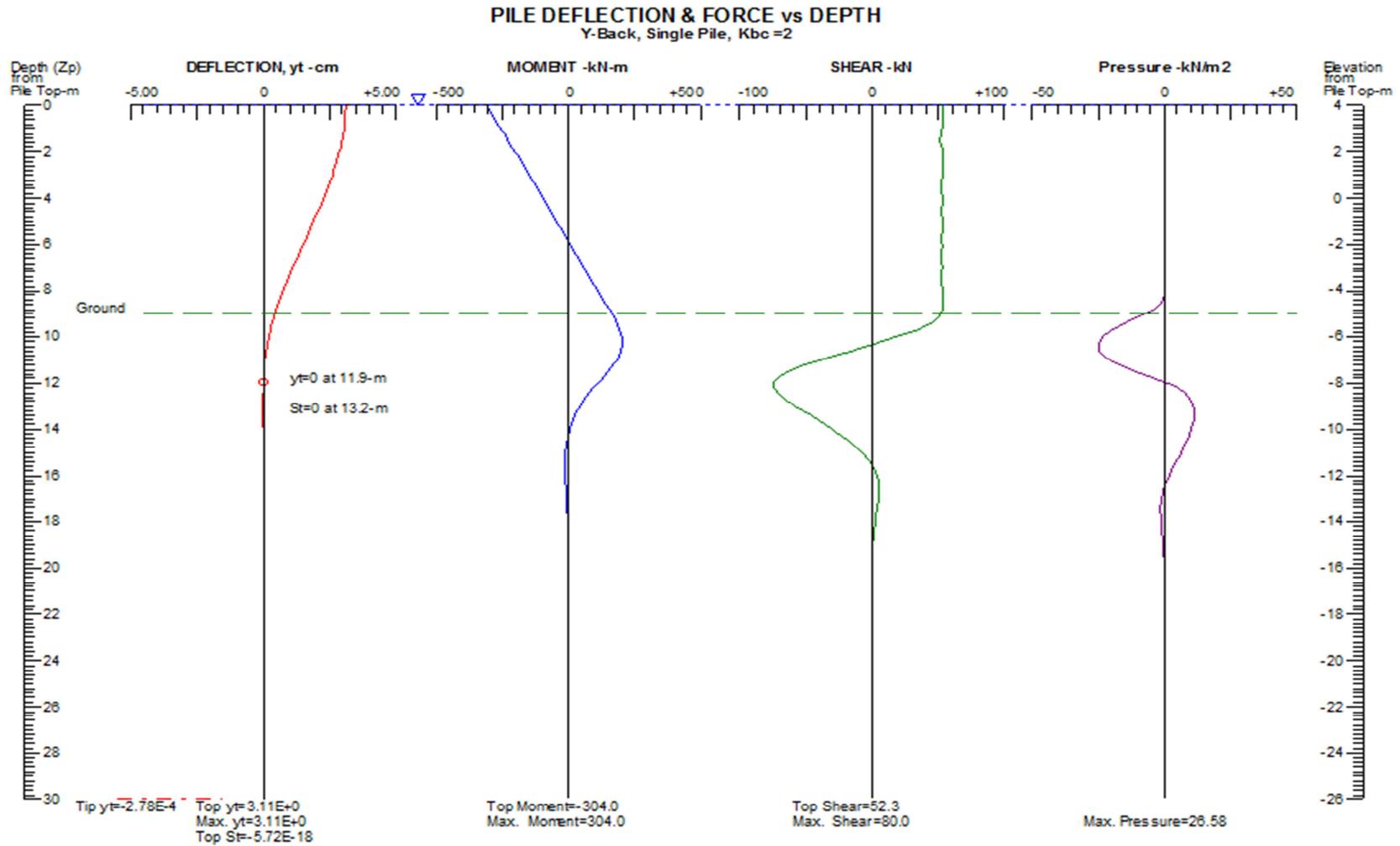


CASO III (#PILOTES 4X4;  $S_x=3.00m$ ;  $S_y=3.00m$ ) – PILOTE  $L=30m$  – PERFIL 2-2 (CONDICION DE CABEZA RIGIDA)

## LATERAL LOAD vs DEFLECTION & MAX. MOMENT

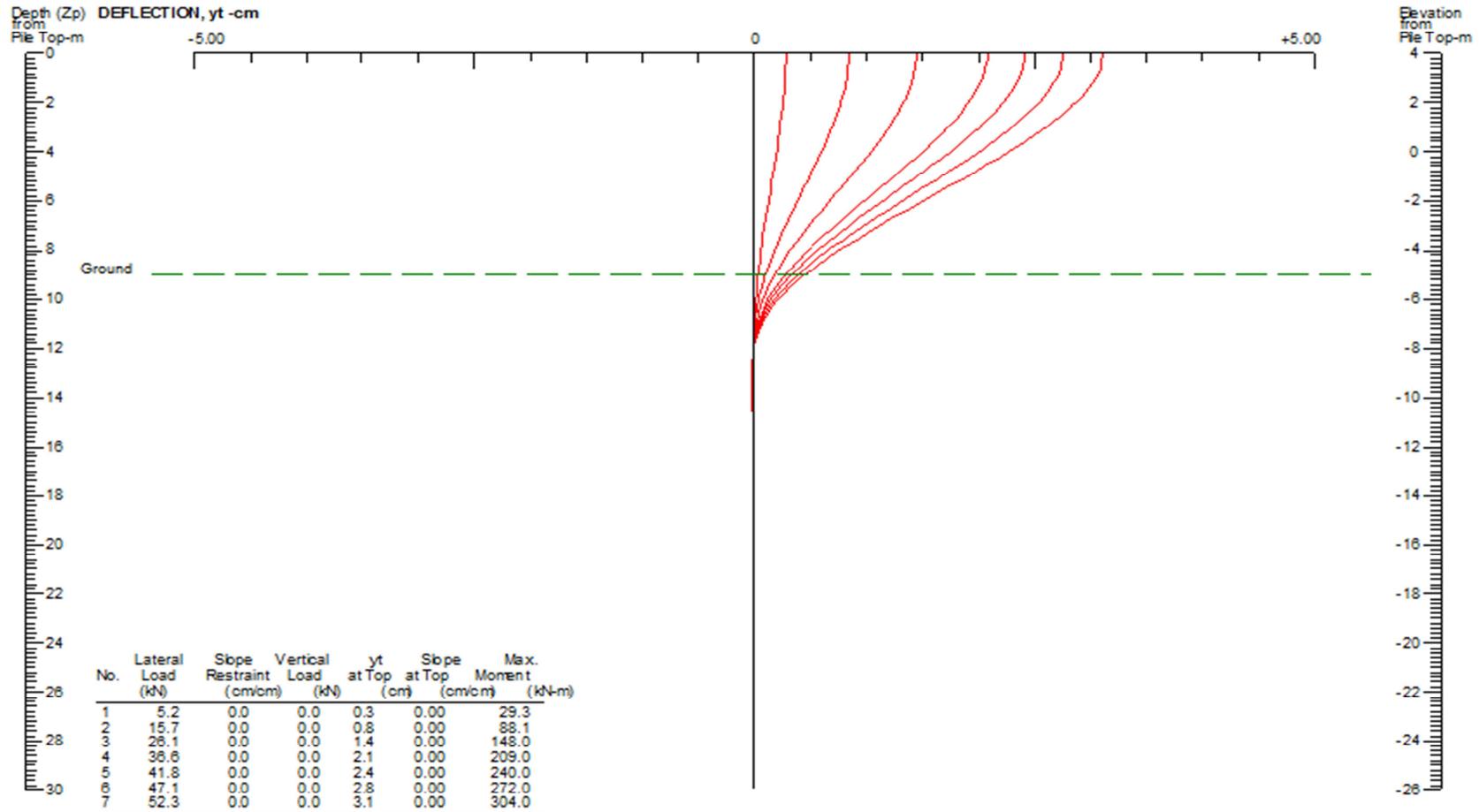


CASO IV (#PILOTES 4X4;  $S_x=4.00\text{m}$ ;  $S_y=4.00\text{m}$ ) – PILOTE L=30m – PERFIL 2-2 (CONDICION DE CABEZA RIGIDA)



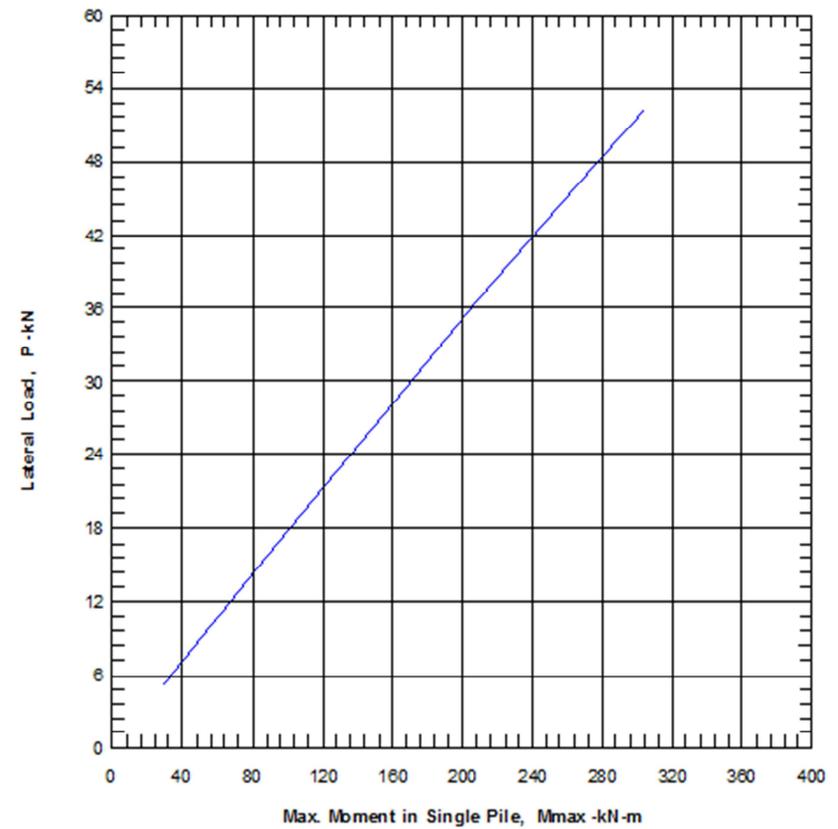
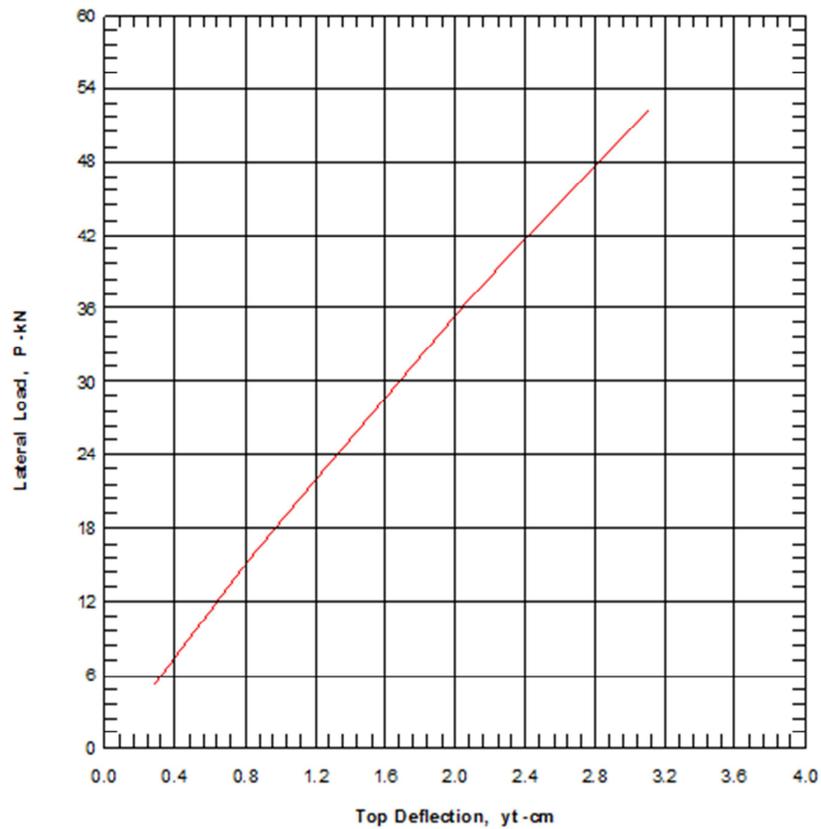
**CASO IV (#PILOTES 4X4; Sx=4.00m; Sy=4.00m) – PILOTE L=30m – PERFIL 2-2 (CONDICION DE CABEZA RIGIDA)**

**PILE DEFLECTION vs LOADING**  
Y-Back, Single Pile, Kbc =2



CASO IV (#PILOTES 4X4;  $S_x=4.00m$ ;  $S_y=4.00m$ ) – PILOTE  $L=30m$  – PERFIL 2-2 (CONDICION DE CABEZA RIGIDA)

## LATERAL LOAD vs DEFLECTION & MAX. MOMENT





## BIBLIOGRAFIA.

1. Reese, L. y Van Impe, W., 2001, “Single Piles and Pile Groups under Lateral Loading”, Taylor & Francis / Balkema, Inglaterra.
2. Coduto, D., 2001, “Foundation Design: Principles and Practices”, 2da. Edición, Prentice-Hall, Nueva Jersey.
3. Dr. Ing. Jorge E. Alva, “Diseño de Cimentaciones”,
4. Estudio Geológico de la ciudad de Guayaquil, (Stalin Benítez, 2005).
5. Manuel Delgado Vargas., 1999, “Ingeniería de Cimentaciones – Fundamentos e introducción al análisis geotécnico, 2da edición.
6. Aris C. Stamatopoulos, y Panaghiotis C. Kotzias. Versión en español: Rodolfo Navarro Salas, 1990, “Mejoramiento de Suelos por Precarga”, México.