



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERIA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL**

**TÍTULO: ANALISIS DE INTERACCIÓN SUELO-TABLESTACADO
EN ENTIBADOS APUNTALADOS SOBRE PILOTES**

**AUTOR:
JUAN SEBASTIAN TITUAÑA PUENTE**

INGENIERO CIVIL

**TUTOR:
Ing. Jaime Argudo Rodríguez**

**Guayaquil, Ecuador
2015**



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERIA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL**

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por Juan Sebastián Tituaña Puente, como requerimiento parcial para la obtención del Título Ingeniero Civil

TUTOR

In. Jaime Argudo Rodríguez

DIRECTOR DE LA CARRERA

Ing. Estefany Alcivar

Guayaquil, a los 23 del mes de Febrero del año 2015



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERIA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL**

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Yo, **Juan Sebastián Tituaña Puente**

DECLARO QUE:

El Trabajo de Titulación Análisis de Interacción Suelo-Tablestacado para Entibados Apuntalados sobre Pilotes previa a la obtención del Título **de Ingeniero Civil** ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan al pie de las páginas correspondientes, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance científico del Trabajo de Titulación referido.

Guayaquil, a los 23 del mes de Febrero del año 2015

EL AUTOR

JUAN SEBASTIAN TITUAÑA PUENTE



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERIA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL**

AUTORIZACIÓN

Yo, **Juan Sebastián Tituaña Puente**

Autorizo a la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil, la **publicación** en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación de Análisis de Interacción Suelo-tablestacados en Entibados Apuntalados sobre Pilotes cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

Guayaquil, a los 23 del mes de febrero del año 2015

EL AUTOR:

Juan Sebastián Tituaña Puente

INTRODUCCION	¡Error! Marcador no definido.
JUSTIFICACION	¡Error! Marcador no definido.
OBJETIVOS	13
ALCANCE	14
METODOLOGIA.....	16
1 CAPITULO 1	18
1.1 PROPIEDADES MECANICAS DE LOS SUELOS	19
1.1.1 PARAMETROS GEOTECNICOS	21
1.1.1.1 ENSAYOS DE LABORATORIO	21
1.1.1.2 METODO INDIRECTO	21
1.2 EMPUJE DE TIERRAS	23
1.2.1 EMPUJE ACTIVO.....	23
1.2.1.1 DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO.....	24
1.2.1.2 DETERMINACION DE LA DISTRIBUCION DE PRESIONES.....	25
1.3 EMPUJE SISMICO	26
1.3.1 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO.....	26
1.4 HIDRAULICA DE LOS SUELOS.....	28
1.4.1 SIFONAMIENTO	29
1.4.1.1 GRADIENTE DE SALIDA.....	30
1.4.1.2 GRADIENTE CRÍTICO.....	31

1.4.2	LEVANTAMIENTO DEL FONDO.....	31
2	CAPITULO 2	33
2.1	CAPACIDAD DE CARGA LATERAL DEL SUELO.....	33
2.1.1	METODO P-Y	34
2.1.2	DESARROLLO MATEMÁTICO	34
2.2	LAS TABLESTACAS COMO SISTEMAS ESTRUCTURALES	35
2.2.1	TABLESTACAS EN VOLADIZO	36
2.2.2	TABLESTACAS ANCLADAS.....	37
2.2.3	TABLESTACAS APUNTALADAS.....	38
3	CAPITULO 3	40
3.1	GENERALIDADES DE LA NORMA.....	40
3.2	DISPOSICIONES DE LA NORMA NEC-14 PARA ESTRUCTURAS TEMPORALES DE CONTENCIÓN	41
3.3	ANALISIS DE PELIGRO SISMICO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCION EN LA PUNTILLA DE SAMBORONDON.....	42
3.3.1	ESTANDARES INTERNACIONALES DE RIESGO SISMICO.....	43
3.3.2	OBSERVACIONES DE LA NORMA	44
4	CAPITULO 4	46
4.1	GENERALIDADES.....	47
4.2	PERFIL DEL SUELO Y PARÁMETROS GEOTÉCNICOS.....	48
4.3	PROFUNDIDAD DE HINCADO DE LA TABLESTACA.....	49

4.3.1	FALLA POR LEVANTAMIENTO DEL FONDO	49
4.3.2	FALLA POR SIFONAMIENTO.....	50
4.4	EMPUJES DE TIERRA Y AGUA.....	51
4.4.1	EMPUJE ACTIVO.....	51
4.5	CALCULO DE LA RIGIDEZ DEL SUELO (condiciones estáticas).....	53
4.6	METODO PAR EL MODELAMIENTO DEL CAMBIO DE RIGIDEZ DEL SUELO.....	55
4.6.1	PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DEL FACTOR DE RIGIDEZ... 56	
4.6.2	CALCULO DEL FACTOR DE RIGIDEZ DEL SUELO (condiciones de flujo dinámico)	59
4.7	MODELO ESTRUCTURAL	60
5	CAPITULO 5	61
5.1	RESULTADOS DEL ANALISIS DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURAL	62
5.2	RESUMEN E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	64
5.3	RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO DE LOS PILOTES	66
6	CAPITULO 6	67
6.1	CONCLUSIONES	68
6.2	RECOMENDACIONES	68
	BIBLIOGRAFIA	69
	ANEXOS (Imágenes obtenidas de Sap2000).....	70

RESUMEN

Análisis de interacción suelo-estructura de un sistema de entibado con puntales rígidos que reaccionan sobre los pilotes de la cimentación. El estudio consiste en determinar como el suelo interactúa con la tablestaca enterrada considerando los efectos de flujo hidrodinámico bajo la punta de la tablestaca. El análisis estará vinculado a una estratigrafía típica del sector de la Puntilla de Samborondón.

Adicionalmente se incorporarán las disposiciones de la normativa NEC-14 para estructuras de contención temporal y se discutirá sobre la magnitud de la fuerza sísmica recomendada por NEC-14 en comparación con las utilizadas por los estándares internacionales de riesgo sísmico.

Palabras claves: Análisis de interacción suelo-tablestaca en entibados apuntalados sobre pilotes

INTRODUCCIÓN

El incremento de la población y la alta demanda de construcciones en áreas comerciales de la ciudad de Guayaquil y la Puntilla de Samborondón, ha impulsado la construcción de edificios de más de 3 pisos. Debido a la baja resistencia del suelo en estas zonas, las cimentaciones con sótanos resultan una opción viable para las edificaciones de 4 o más pisos. Los sótanos, además de mejorar el empotramiento de la estructura dentro del suelo; pueden ser aprovechados para cubrir la demanda de parqueaderos en zonas densamente pobladas donde existe escasez de áreas de estacionamiento sobre la superficie.

En las áreas comerciales con mayor densidad de tráfico y uso de suelos, la demanda de parqueos es cada vez mayor, y por tal razón, resulta cada vez más rentable la construcción de dos subsuelos para estacionamiento vehicular, en lugar de uno solo.

Generalmente, la construcción de un sótano o subsuelo, no requiere de entibados temporales robustos y costosos. Dado que las excavaciones son poco profundas (< 4 m), se pueden construir cortes verticales a cielo abierto, combinados con taludes o con entibados de escasa profundidad, que usan tablestacas de poca longitud (< 6 m) y una estructura de apuntalamiento económica que moviliza fuerzas pequeñas a sus puntos de anclaje o reacción.

Para la construcción de dos sótanos o subsuelos, se requiere de una excavación profunda (hasta 8 m) que para su estabilización usa tablestacas de mayor longitud (> 12 m típico) que se hincan varios metros dentro del suelo y se deben apuntalar en varias posiciones de su altura, contra una estructura robusta (rígida y resistente). Por la profundidad de la excavación, generalmente es inviable el uso de taludes a cielo abierto (especialmente en áreas densamente pobladas con construcciones y calles adyacentes a la excavación).

Las estructuras de entibado temporal que sostienen los cortes verticales de las excavaciones profundas de dos sótanos, deben resistir fuerzas de empuje del suelo y agua mucho mayores a las producidas en las excavaciones poco profundas de un sótano. Por ejemplo, si el nivel freático está a 2 m de profundidad, la presión hidrostática a 8 metros de profundidad es tres veces mayor que la correspondiente a 4 metros de profundidad.

Por consideraciones económicas, para el anclaje o reacción de las estructuras de apuntalamiento de los entibados de las excavaciones profundas, se pueden usar los pilotes, zapatas y losas que se construyen como parte de la cimentación de la edificación. Así, las estructuras de apuntalamiento de los entibados, se conectan en uno de sus extremos a las tablestacas del entibado en varios puntos de su altura, y en otro de sus extremos se conectan a los pilotes, zapatas y losas de la cimentación de la estructura; proporcionando estos últimos, puntos de reacción para restricción del deslizamiento y rotación del tablestacado y su estructura de apuntalamiento.

Sin embargo, las fuerzas de reacción aplicada sobre los pilotes (producto del empuje del suelo y del agua sobre el tablestacado), pueden resultar lo suficientemente grandes como para ocasionar el agrietamiento del hormigón o incluso la fluencia del acero de refuerzo de los pilotes; motivo por el cual, dichas fuerzas de reacción y sus desplazamientos horizontales

asociados producidos en la cabeza de los pilotes), deben ser evaluados matemáticamente, así como medidos y controlados durante el proceso de construcción de las excavaciones, para precautelar la integridad estructural de los pilotes.

JUSTIFICACIÓN

Dado que es creciente el número de edificaciones en las que se utiliza a los pilotes de la edificación como puntos para anclaje o reacción de la estructura de apuntalamiento del entibado temporal de una excavación para construcción de dos sótanos; el primer justificativo de este Trabajo de Grado es la necesidad de evaluar matemáticamente las fuerzas y deformaciones que se producen sobre los elementos que componen el sistema de entibado temporal de dicha excavación profunda.

El segundo justificativo de este Trabajo de Grado es la necesidad de formular recomendaciones técnicas que sirvan para prevenir daño estructural en los pilotes que son utilizados para la estabilización de la estructura del tablestacado.

Adicionalmente, como tercer justificativo de este Trabajo de Grado se tiene la necesidad de estudiar y aplicar los cambios normativos introducidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-14) recientemente expedida. Cambios, en los que se exige incorporar los efectos de las fuerzas dinámicas originadas en la acción de los sismos, sobre las estructuras temporales de contención de suelos (excavaciones).

Antes de la expedición de NEC-14, el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC-02) no especificaba la consideración de los efectos sísmicos sobre las estructuras temporales de contención o retención de suelos; y, estos podían ser despreciados o considerados a discreción del diseñador estructural.

En el desarrollo, cálculos y modelos matemáticos de este Trabajo de Grado, se estudiarán las disposiciones NEC-14 vigentes para el análisis y diseño sísmico de estructuras temporales de contención o retención de suelos (entibados para estabilización de excavaciones), se evaluará el impacto de las especificaciones NEC-14 en la seguridad de estas estructuras y se harán recomendaciones para futuros ajustes a la norma NEC-14.

OBJETIVOS

- Evaluar matemáticamente las fuerzas y deformaciones que se producen en los elementos que componen el sistema de entibado temporal de una excavación profunda para dos sótanos, que utiliza a los pilotes de la edificación como puntos para anclaje o reacción de la estructura de apuntalamiento del entibado temporal de dicha excavación.

- Incorporar en los análisis matemáticos los requerimientos de la norma NEC-14 para el análisis y diseño sísmico de estructuras temporales de contención o retención de suelos; y, estudiar los efectos de los cambios introducidos por NEC-14 en la seguridad estructural del entibado para estabilización de una excavación profunda.
- Formular recomendaciones técnicas que sirvan para prevenir daño estructural en los pilotes de la estructura y la estructura del tablestacado.
- Recomendar cambios a la norma NEC-14, con la finalidad de unificar o estandarizar el nivel de riesgo sísmico definido para las estructuras temporales de contención o retención de suelos, con el nivel de riesgo sísmico requerido para la edificación que se construye con un entibado temporal para estabilización de una excavación profunda para dos sótanos.

ALCANCE

Para cumplir con los objetivos propuestos, se define el siguiente alcance:

- I. Para la evaluación matemática de las fuerzas y deformaciones que se producen en los elementos del sistema de entibado, se hará un análisis de la interacción suelo-estructura. En los análisis se usará un modelo matemático que permita la interacción de los esfuerzos y deformaciones producidos en el suelo (variación del empuje pasivo con el desplazamiento horizontal del tablestacado), la rigidez elástica de las estructuras del entibado (tablestacado y estructura de apuntalamiento) y la rigidez elástica de los pilotes (material y suelo resistente con empuje pasivo) usados como elementos de anclaje y reacción para la estructura del tablestacado.
- II. Se usará un entibado compuesto por tablestacas de acero cuya profundidad de enterramiento o hincado a partir del fondo de la excavación será definida mediante un análisis de red de flujo hidrodinámico, para sustentar que la profundidad de enterramiento de la punta de la tablestaca es suficiente para prevenir falla por levantamiento del fondo de la excavación. El fondo de la excavación se fija a 8 metros de profundidad.

- III. Se propone un método para modelar la pérdida de la rigidez lateral del suelo originado en el incremento de la presión de poros asociada con el flujo hidrodinámico y el gradiente hidráulico disipado desde la punta de la tablestaca hasta el nivel del fondo de la excavación, sitio donde también se define abatido mediante bombeo al nivel freático dentro de la excavación.

- IV. Definir mediante un análisis de segundo orden, las rigideces de los resortes que permiten modelar la resistencia pasiva del suelo y la reacción de los pilotes; tomando en consideración la geometría deformada del tablestacado y el desplazamiento lateral experimentado por los pilotes. La resistencia pasiva del suelo actúa sobre la porción del tablestacado enterrado en el suelo y por debajo del fondo de la excavación. En este análisis lineal elástico de segundo orden, la rigidez de la estructura del entibado (tablestacas y sistema de apuntalamiento) interactúa con las funciones de esfuerzos y deformaciones del suelo; luego en función del desplazamiento de la punta del tablestacado y usando aproximaciones sucesivas se define equilibrio de fuerzas para el tamaño o magnitud de las deformaciones producidas por el sistema en interacción suelo-tablestacado.

- V. Modelar la magnitud y acción de las fuerzas sísmicas de acuerdo con los requerimientos de la norma NEC-14 y adicionalmente con el criterio de riesgo unificado o estandarizado. Este último criterio implica calcular las fuerzas sísmicas actuantes sobre las estructuras temporales del tablestacado para un evento de la misma Probabilidad de Excedencia (PE = 10%) que el evento o sismo de diseño de la edificación; considerándose el ajuste requerido por las diferencias en Vida Útil o tiempo de exposición al riesgo sísmico (50 años para la edificación versus 1 año para el tablestacado).

- VI. Hacer recomendaciones para prevenir daños en los pilotes y la estructura del tablestacado, a partir del estudio de dos modos de falla preponderantes:

- a) Falla del tablestacado en su conexión entre la porción inferior del tablestacado enterrada dentro del suelo y la porción superior apuntalada contra los pilotes.
- b) Falla de los pilotes por flexión y deformaciones laterales excesivas

En los análisis se considerará que el sistema de apuntalamiento es infinitamente rígido (apuntalamiento rígido), con la finalidad de enfocar los análisis del estudio al comportamiento del tablestacado (pantalla vertical) y los pilotes usados como reacción del sistema de apuntalamiento rígido.

METODOLOGIA

Para llegar a las metas definidas dentro del Alcance antes propuesto, se define la siguiente metodología:

- I. Se selecciona arbitrariamente un perfil estratigráfico del suelo de un sitio localizado en la Puntilla de Samborondón. El perfil estratigráfico seleccionado contiene estratos con características geotécnicas y propiedades mecánicas frecuentemente encontrados en el sector de la Puntilla de Samborondón.
- II. Para los análisis en este Trabajo de Grado, la profundidad del nivel freático se fija en 2 m y la profundidad de la excavación en 8 metros; profundidad necesaria y suficiente para la construcción de dos sótanos enterrados completamente.
- III. El tipo de sistema estructural que se utilizará en este estudio, es un sistema de pantalla flexible con tablestacas de acero, que se apoyan o conectan a una cercha o marco con puntales axialmente indeformables (apuntalamiento de rigidez axial infinita) que reacciona sobre los pilotes de la cimentación de la edificación. Como se mencionó anteriormente, este sistema se usa por consideraciones económicas, cuando los tablestacados se hincan en suelos muy blandos y no existen otros puntos para la reacción de los puntales del entibado que no sean los pilotes de la cimentación de la edificación.

- IV. A partir de la teoría de las redes de flujo y comportamiento del movimiento del agua en el suelo, se hará el análisis matemático de una red de flujo hidrodinámico para el sub-suelo y se definirá la profundidad de hincado de la tablestaca, suficiente para prevenir fallas por levantamiento del fondo de la excavación. Se asumirá bombeo continuo, con posición del nivel del agua dentro de la excavación, de forma permanente en el mismo nivel del fondo de la excavación.
- V. Una vez definidos los parámetros geotécnicos de los estratos, se usará la teoría de Rankine para calcular el empuje activo en condiciones estáticas.
- VI. Para hallar la magnitud del empuje dinámico correspondiente a la acción sísmica y su efecto en el sistema de entibado se recurrirá a la teoría de Mononobe-Okabe. Se modelarán las fuerzas siguiendo las especificaciones NEC-14 y también usando el criterio de riesgo unificado o estandarizado a la ocurrencia de un sismo con Probabilidad de Excedencia P.E. = 10%.
- VII. Con la herramienta computacional LPILE se definirá tanto las leyes constitutivas de esfuerzo-deformación para modelar el empuje pasivo de los estratos adyacentes a la porción de la tablestaca enterrada en el suelo bajo el fondo de la excavación; como la relación esfuerzo-deformación de los resortes que modelarán la acción de los pilotes usados como puntos de reacción o anclaje para el sistema de apuntalamiento rígido del entibado.
- VIII. Utilizando el programa de análisis elástico SAP 2000 se realizará el análisis de interacción suelo-estructura para el sistema de entibado (tablestacado y sistema de apuntalamiento rígido sobre pilotes), modelándose para los distintos estados de esfuerzos y deformaciones del suelo, la variación de los empujes pasivos y los estados de esfuerzos y deformaciones dentro de los elementos estructurales del sistema de entibado (tablestacado y pilotes). Mediante aproximaciones sucesivas de un análisis de segundo orden, se definirá equilibrio de fuerzas al nivel de deformaciones experimentadas por el sistema en interacción suelo-estructura. Mediante dicho análisis de segundo orden que toma en cuenta la geometría deformada de la estructura,

el comportamiento no lineal del suelo será considerado dentro de un modelo de análisis lineal paso-a-paso.

- IX. Con los resultados obtenidos de los análisis, se elaborarán recomendaciones para el diseño y construcción de este tipo de sistemas de entibado, a fin de obtener estructuras más seguras en las que la integridad de los pilotes sea preservada después de su uso temporal como puntos de reacción de la estructura de entibado.

CAPITULO 1

Fundamentos del comportamiento de la mecánica de los suelos

1.1 PROPIEDADES MECANICAS DE LOS SUELOS

A Los suelos se los puede clasificar de acuerdo a muchas variables, pero en la ingeniería civil y en la geotecnia se los clasifica de acuerdo a sus propiedades mecánicas.

Existen numerosas pruebas de laboratorio que permiten identificar a los suelos como los ensayos de granulometría, contenido de humedad, límites de Atterberg, etc.

En Ecuador a los suelos se los clasifica utilizando el sistema Americano conocido como SUCS y se los puede dividir en tres grandes categorías que son:

- Suelos granulares
- Suelos cohesivos
- Suelos orgánicos

Para los suelos gruesos como las gravas y arenas se los puede identificar mediante un ensayo de granulometría donde se obtienen los porcentajes retenidos en los diferentes tamices.

Para los suelos finos como los limos y arcillas se los puede identificar mediante los ensayos de Atterberg, donde se puede establecer sus propiedades como el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad y por medio de la CARTA DE CASAGRANDE se puede establecer el tipo de suelo cohesivo al que corresponde como: CL, Ch, ML O MH.

En el siguiente cuadro se puede apreciar la clasificación de los suelos de acuerdo al criterio SUCS, donde por medio de sus características como la granulometría, contenido de humedad y plasticidad se los cataloga dentro de un grupo.

SIMBOLO	CATEGORIAS	CARACTERISITICAS	DENOMINACION
GW	GRAVAS >50% Retenido en el tamiz #4	LIMPIAS finos<5%	Grava bien gradada
GP			Grava mal gradada
GM		CON FINOS finos>12%	Grava limosa
GC			Grava arcillosa
SW	ARENAS <50% Retenido en el tamiz #4	LIMPIAS finos<5%	Arena bien gradada
SP			Arena mal gradada
SM		CON FINOS finos>12%	Arena limosa
SC			Arena arcillosa
ML	LIMOS	Baja plasticidad LL<50%	Limo de baja plasticidad
MH		Alta plasticidad LL>50%	Limo de alta plasticidad
CL	ARCILLAS	Baja plasticidad LL<50%	Arcilla de baja plasticidad
CH		Alta plasticidad LL>50%	Arcilla de alta plasticidad
OL	ORGANICO	Baja plasticidad LL<50%	Suelo orgánico de baja

			plasticidad
OH		Alta plasticidad LL>50%	Suelo orgánico de alta plasticidad
TB	TURBA	suelo altamente orgánico	

TABLA 1: Clasificación SUCS

1.1.1 PARAMETROS GEOTECNICOS

Existen numerosos parámetros geotécnicos y su uso depende del propósito del análisis que se lleva a cabo, para este trabajo de grado, se requiere conocer el comportamiento de los empujes y la rigidez del suelo por lo que es necesario establecer lo siguiente:

- Cohesión
- Angulo de fricción del suelo

Existen dos formas para poder estimar los parámetros geotécnicos mencionados, que pueden ser:

1.1.1.1 ENSAYOS DE LABORATORIO

Se toma una muestra inalterada de suelo en un tubo SHELBY y mediante ensayos de laboratorio se realizan una o varias de las siguientes pruebas:

- Corte directo
- Compresión sin confinamiento
- Ensayo triaxial

Este método es directo ya que se obtiene los resultados ensayando la muestra donde se relacionan esfuerzo versus deformación.

1.1.1.2 METODO INDIRECTO

Los métodos indirectos se los realiza in-situ, se los llama así ya que se obtiene resultados por medios empíricos utilizando correlaciones. El mas común es el ensayo SPT por sus siglas en inglés, que mide el número de golpes necesarios para enterrar un toma-muestra 60 cm.

Los resultados del test nos permiten correlacionar ciertos parámetros del suelo como su densidad relativa, ángulo de fricción interna y la resistencia a compresión no confinada por medio del número de golpes.

1.1.1.2.1 CORRELACIONES PARA EL ENSAYO SPT

✓ DENSIDAD RELATIVA

La densidad relativa es una propiedad de los suelos muy útil que nos permite conocer la consistencia y por medio de ensayos SPT se puede establecer su correlación.

Mediante la correlación empíricas determinadas por Kulhawy y Mayne se puede relacionar el número de golpes con la densidad relativa mediante la siguiente expresión:

$$D_r = \sqrt{\frac{(N_1)_{90}}{C_p C_A C_{OCR}}} \times 100\% \quad (4.3)$$
$$C_p = 60 + 25 \log D_{50} \quad (4.4)$$
$$C_A = 1.2 + 0.05 \log \left(\frac{t}{100} \right) \quad (4.5)$$
$$C_{OCR} = OCR^{0.18} \quad (4.6)$$

Where:

- D_r = relative density (in decimal form)
- $(N_1)_{90}$ = SPT N value corrected for field procedures and overburden stress
- C_p = grain-size correction factor
- C_A = aging correction factor
- C_{OCR} = overconsolidation correction factor
- D_{50} = grain size at which 50 percent of the soil is finer (mm)
- t = age of soil (time since deposition) (years)
- OCR = overconsolidation ratio

FIGURA 1: Correlación número de golpes SPT con densidad relativa (Coduto, 2001)

✓ ANGULO DE FRICCIÓN

El ángulo de fricción interna se puede estimar con el ensayo SPT con mucha exactitud para suelos granulares, mientras que para suelos cohesivos puede existir mucha incertidumbre:

Mediante los ábacos elaborados por diferentes autores se puede correlacionar el ángulo con el número de golpes SPT.

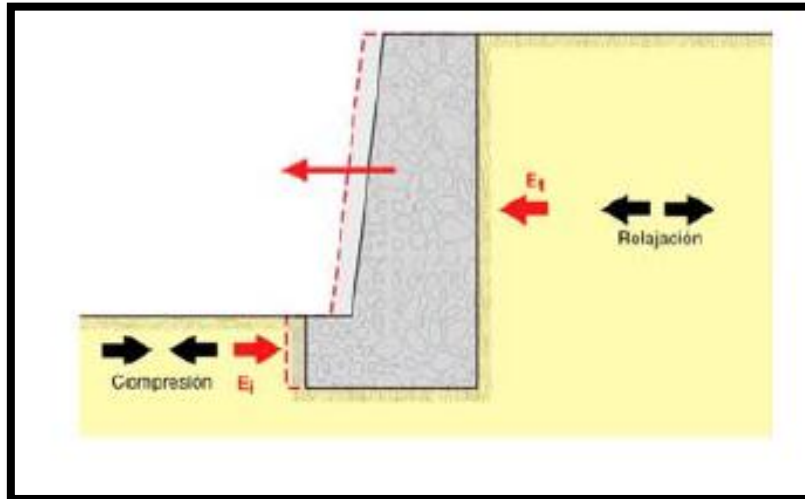
✓ RESISTENCIA A COMPRESION NO CONFINADA

Por medio del ensayo SPT cuando se tiene suelos cohesivos se puede determinar la resistencia a compresión no confinada de una manera muy aproximada mediante correlaciones en estudios realizados por diferentes autores.

1.2 EMPUJE DE TIERRAS

Para poder diseñar una estructura de contención es necesario conocer las fuerzas que actúan sobre ella, en este caso son los empujes ejercidos por el suelo.

Los
para
empuje
sobre
de
se da
que
rotación



cálculos
obtener el
de tierras
estructuras
contención
bajo la
hipótesis de
existe
suficiente
o

deformación como para producir un estado de ruptura.

Para el análisis de la tablaestaca utilizaremos la teoría de empujes de tierras de Rankine que se detalla a continuación.

1.2.1 EMPUJE ACTIVO

El empuje activo se da cuando el elemento de contención se desplaza en el sentido de la fuerza, produciendo una relajación de esfuerzos en el lado del relleno que trata de virar al sistema de entibado, como muestra la figura siguiente.

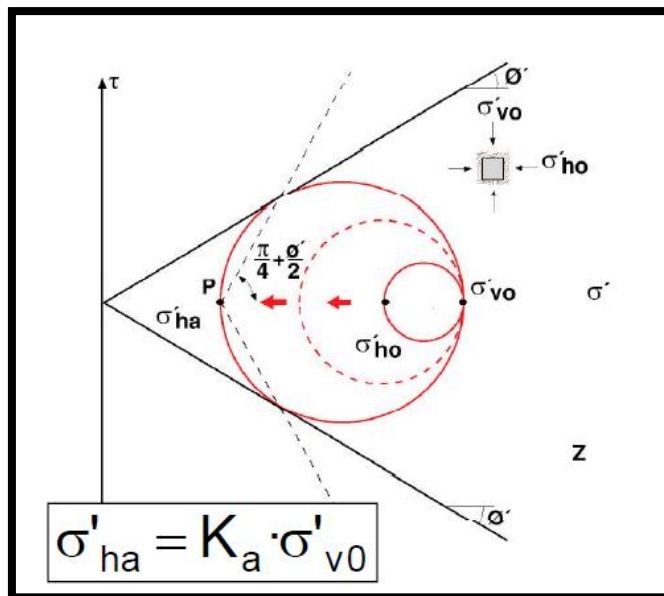
FIGURA 2: Desarrollo del empuje activo (Ortuño, 2010)

Como podemos apreciar en la figura siguiente, el esfuerzo vertical σ'_{v0} se mantiene constante y el esfuerzo horizontal σ'_{ha} va decreciendo hasta llegar a la falla y es ahí donde se moviliza el total de empuje activo.

FIGURA 3: Estado de esfuerzos empuje activo (Ortuño, 2010)

1.2.1.1 DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO

Por medio de
 $\tau = c +$
 hallar el
 esfuerzo
 podemos
 como se



la ecuación
 $\sigma' \tan \phi$ podemos
 plano de falla y
 disminuyendo
 gradualmente el
 horizontal
 llevarlo a la falla,
 muestra a
 continuación:

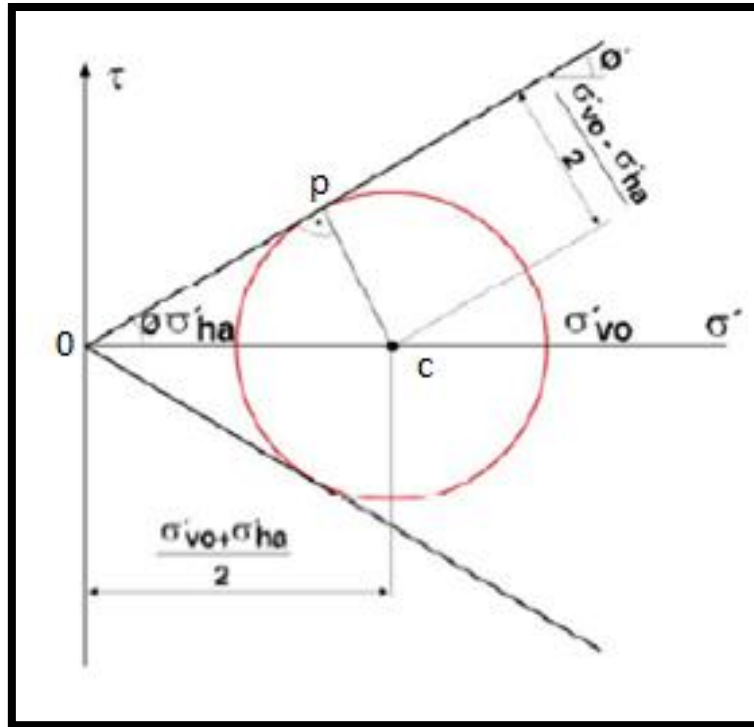


FIGURA 4: Coeficiente de empuje activo (Ortuño, 2010)

En la ecuación

$$\sigma'_{vo} = ka * \sigma'_{ha} \quad \text{ec. 1}$$

En el triángulo OPC de la figura 7

$$\text{sen } \varphi' = \frac{\sigma'_{vo} - \sigma'_{ha}}{\sigma'_{vo} + \sigma'_{ha}} \quad \text{ec. 2}$$

Dividiendo para σ'_{vo} en ec. 2 y reemplazando en ec. 1

$$ka = \frac{\sigma'_{ha}}{\sigma'_{vo}} = \frac{1 - \text{sen}\varphi'}{1 + \text{sen}\varphi'}$$

1.2.1.2 DETERMINACION DE LA DISTRIBUCION DE PRESIONES

La figura siguiente muestra como la presión horizontal tiene una variación lineal con respecto a la profundidad del punto de análisis.

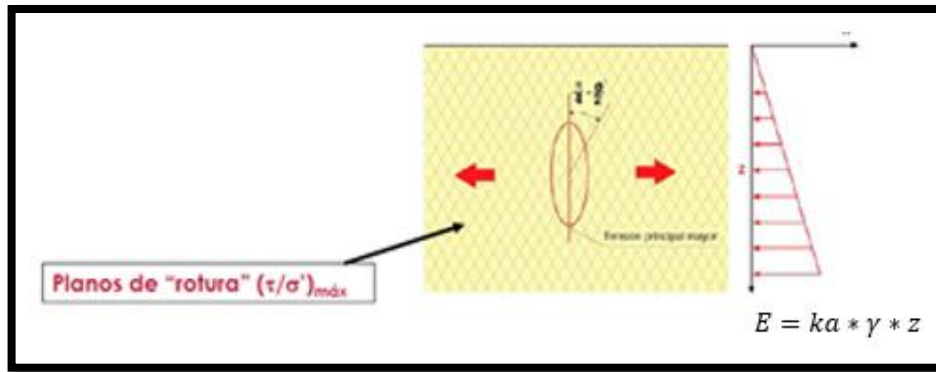


FIGURA 5: Diagrama de presiones de empuje activo (Ortuño, 2010)

1.3 EMPUJE SISMICO

Mononobe y Okabe realizaron un método pseudoestático para determinar las presiones sobre el muro por acción de un sismo. El procedimiento es una ampliación del método de Coulomb para determinar el empuje de tierras en la presencia de un movimiento telúrico.

Para el caso más sencillo se presenta cuando la superficie del terreno es horizontal y la pared del muro no tiene inclinación.

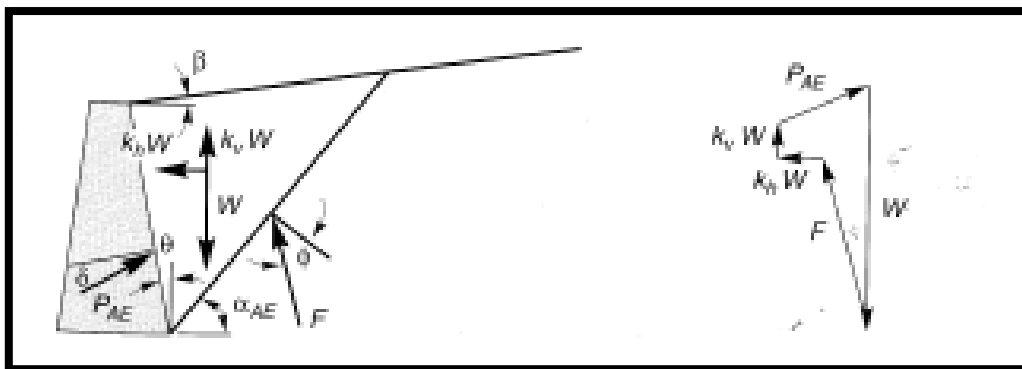


FIGURA 6: Mononobe – Okabe (Carlos. J, 2012)

1.3.1 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

El método consiste en que la pared y el relleno están siendo soportados por una base rígida donde sufre un movimiento por acción de un sismo definido por $ah = kh * g$.

Si la pared se mueve lo suficiente las presiones del terreno sobre el muro se disminuyen hasta que se alcanzan un punto crítico en donde la cuña del terreno se separa de la cuña y se mueve con el muro. En esta situación se considera el fallo del sistema.

El empuje sísmico de acuerdo a este método se determina mediante la siguiente forma:

$$k_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos(\psi) * \cos^2(\theta) * \cos(\delta + \theta + \phi) * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \theta) * \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \phi) * \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

Mononobe – Okabe (Kramer, 1996)

Donde

k_{ae} : Coeficiente de empuje total dinámico

ϕ : ángulo de fricción

θ : ángulo de inclinación del muro

β : ángulo de inclinación de la superficie del terreno

ψ : ángulo incercial del sismo

δ : ángulo de fricción suelo – muro

$$\psi = \arctan\left(\frac{kh}{1 - kv}\right)$$

En donde kh se puede tomar como la mitad del pico de aceleración producido por el sismo de diseño A de acuerdo a la zona que pertenezca., según la normativa NEC-11.

Por otra parte a kv se lo puede tomar como las dos terceras partes de kh aunque es conservador tomar $kv = 0$.

El empuje total PAE, esto es la suma entre el empuje activo más el empuje dinámico se obtiene de la siguiente forma:

$$PAE = \frac{1}{2} K_{ae} * \gamma * h^2$$

Donde

$$PAE = PA + \Delta PAE$$

PA : Empuje activo

ΔPAE : Empuje por acción sísmica

La componente estática PA actúa a un tercio de la base del muro, mientras que la componente dinámica ΔPAE actúa a 0,6H.

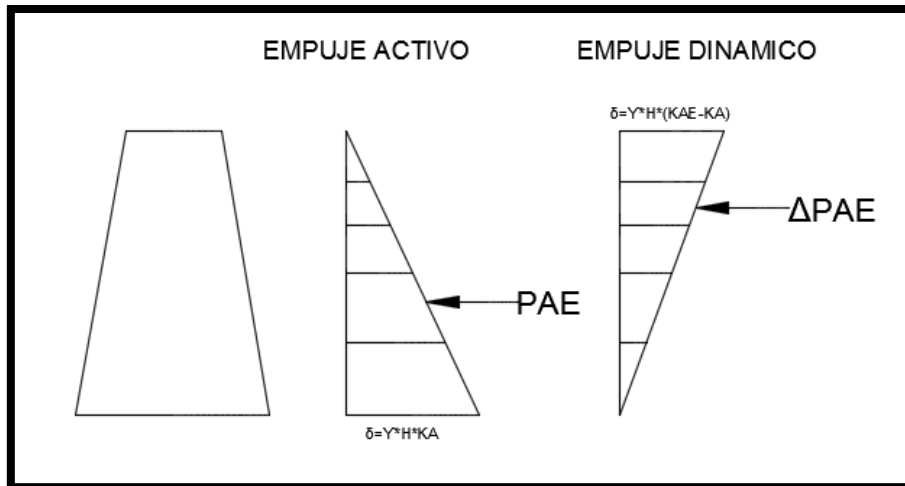


FIGURA 7: Distribución de presiones (Tituaña, 2015)

1.4 HIDRAULICA DE LOS SUELOS

El análisis de la hidráulica en los suelos para la estabilidad de una tablaestaca es indispensable ya que en el lado del relleno generalmente existe la presencia de nivel freático, que puede

generar una carga hidrostática importante; La presión intersticial que existe en un punto del suelo con la presencia de agua, con frecuencia no es la que corresponde a las condiciones hidrostáticas, sino aquella creada por el flujo de la misma a través de los poros del suelo.

En el caso de una tablaestaca el agua debido a la presión dada por el nivel freático viaja a través del suelo hasta aguas abajo en el lado de la excavación como se muestra en la figura siguiente.

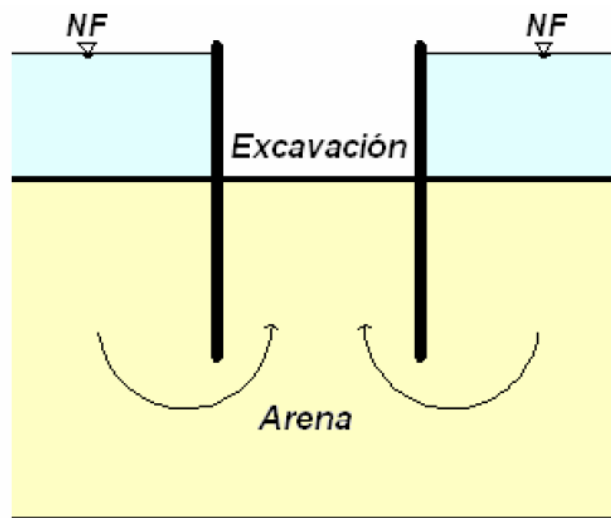


FIGURA 8: Flujo hidrodinámico (Silvia. A, 2011)

La velocidad a la cual la presión intersticial se ajusta a los nuevos valores de equilibrio, durante el flujo transitorio, depende del tipo de suelo. Las arenas y las gravas permiten un flujo rápido de agua y la presión intersticial es capaz de equilibrarse rápidamente. Puede suponerse, por lo tanto, que luego de cualquier cambio en las condiciones hidráulicas de borde, el flujo estacionario para estos suelos se establece de manera instantánea. Por el contrario, el flujo estacionario en las arcillas es lento, puede demorar varios años en establecerse y el período de flujo transitorio tiene una particular importancia, principalmente, en el estudio de la consolidación y expansión en estos suelos.

Estos flujos pueden producir que la tablaestaca pierda estabilidad por la pérdida de las propiedades mecánicas del suelo, los tipos de falla que pueden ocurrir son los siguientes:

1.4.1 SIFONAMIENTO

EL sifonamiento se produce cuando el flujo de agua en el suelo posee una fuerza erosiva que tiende a arrastrar las partículas de suelo. Se producirá erosión cuando las fuerzas erosivas sean mayores que las fuerzas resistentes del suelo.

Las fuerzas resistentes a la erosión del suelo dependen de la cohesión, la granulometría, la compactación y la densidad.

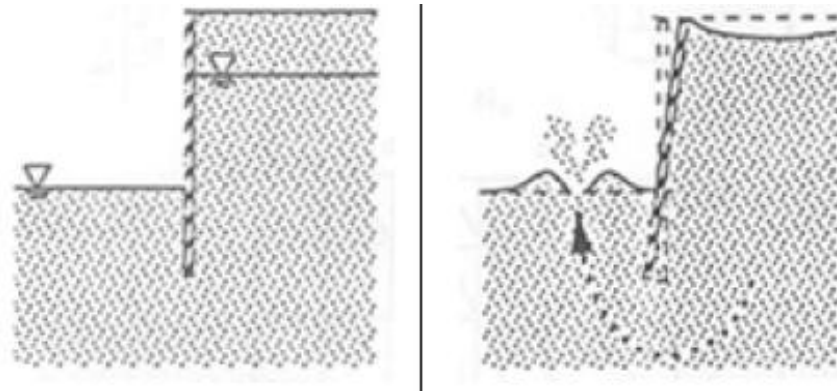


FIGURA 8: Falla por sifonamiento (Silvia. A, 2011)

La fuerza de arrastre depende del gradiente hidráulico, este flujo ascendente de agua en el suelo tiende a disminuir el esfuerzo efectivo entre las partículas de suelo, por lo que disminuye la resistencia al esfuerzo cortante de la masa de suelo.

Para controlar el sifonamiento el gradiente hidráulico de salida no debe superar al gradiente crítico y debe cumplirse lo siguiente:

$$FS = \frac{i_c}{i_s} \geq 1.5$$

1.4.1.1 GRADIENTE DE SALIDA

Para calcular el gradiente de salida se deberá trazar las líneas de flujo de la tablaestaca; teniendo en consideración lo siguiente:

- Fijar las condiciones de borde
- Trazar las líneas de tal forma que se traten de formar cuadrados curvilíneas
- Trazar todas las líneas de corriente recordando que deben empezar y terminar con una tangente vertical, es decir, ser normales a las superficies del terreno, tanto aguas abajo como aguas arriba. Dibujar líneas equipotenciales y de flujo siempre completas.

Para calcular el gradiente de salida se aplica la siguiente fórmula:

$$i_s = \frac{\Delta h}{L}$$

Donde:

$$\Delta h = \frac{h}{Df}$$

Δh : pérdida de carga

h : carga hidráulica

D_f : número de caídas equipotenciales

L : longitud por donde transita el flujo

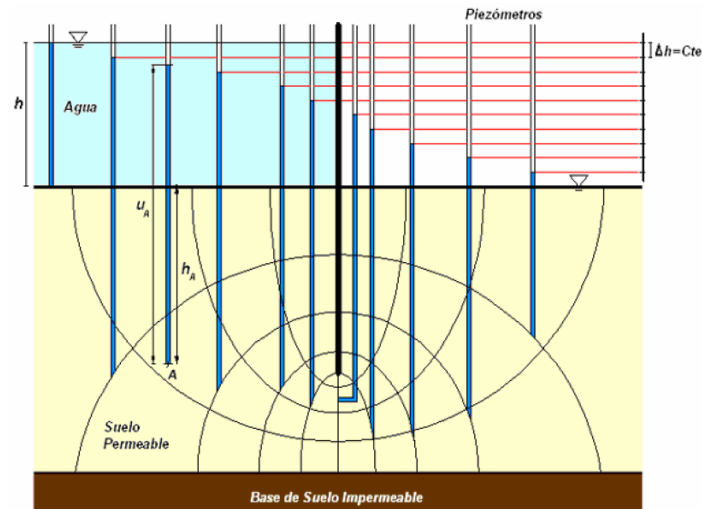


FIGURA 9: Pérdidas de carga por efectos de flujo hidrodinámico (Silvia. A, 2011)

1.4.1.2 GRADIENTE CRÍTICO

El gradiente crítico es el punto en donde el esfuerzo efectivo se anula, las partículas de suelo se separan y quedan suspendidas en el agua intersticial, produciéndose la ebullición de la masa de suelo. En esta condición el suelo se comporta como un líquido y pierde su resistencia al corte.

Se la puede calcular de la siguiente manera:

$$i_c = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w}$$

En la práctica se toma el valor de la unidad.

1.4.2 LEVANTAMIENTO DEL FONDO

Normalmente el levantamiento de fondo se da en arcillas blandas a muy blandas o arcillas limosas, siendo los suelos más competentes menos propensos a este tipo de fallo. El problema es análogo a un fallo por capacidad portante, aunque en vez de aumentar las tensiones en este caso disminuyen. El factor de seguridad contra levantamiento de fondo debe ser mayor que 1,20

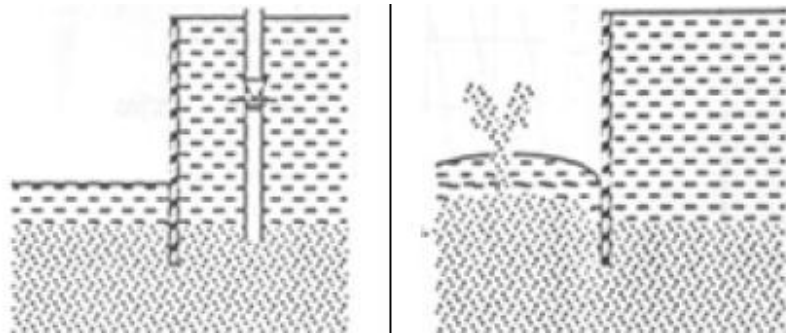


FIGURA 10: Falla por levantamiento del fondo (Silvia. A, 2011)

Para controlar el fallo por levantamiento del fondo se puede utilizar la siguiente expresión:

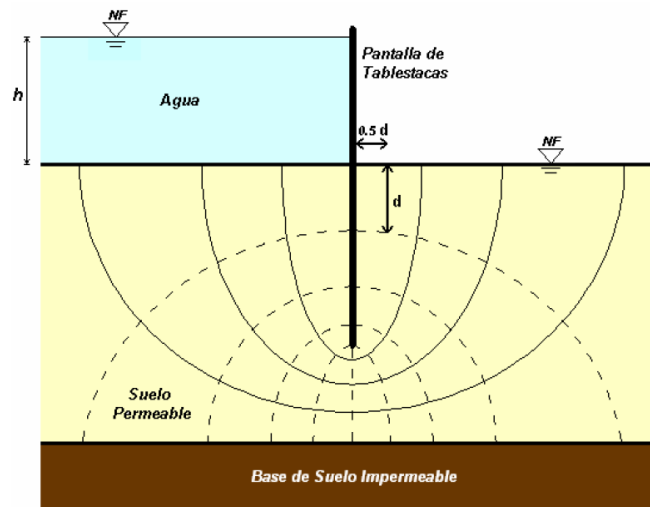


FIGURA 10: Redes de flujo (Silvia. A, 2011)

$$FS = \frac{\gamma_{SAT} L}{\gamma_w h} \geq 1,2$$

Donde:

γ_{sat} : peso específico del suelo saturado

γ_w : peso específico del agua

L : longitud de de enterramiento desde el fondo de la excavacion de la tablaestaca

CAPITULO 2

Fundamentos del comportamiento mecánico de los tablestacados en interacción con los suelos

2.1 CAPACIDAD DE CARGA LATERAL DEL SUELO

Para hallar la capacidad lateral del suelo nos basaremos en el método P-Y propuestos por Reese y Matlock en el que se emplean una serie de curvas para obtener el giro en la cabeza de pilotes o pilas así como la deflexión a lo largo de toda su longitud en función de la fuerza aplicada.

2.1.1 METODO P-Y

El análisis considera la relación no lineal entre la resistencia lateral y la deflexión, modela más exactamente el comportamiento verdadero de cimentaciones profundas lateralmente cargadas. Sin embargo la implementación de cada uno de estos métodos requiere datos de ensayos para definir la naturaleza de los mismos y herramientas numéricas para realizar los cálculos necesarios. Afortunadamente, estos obstáculos han sido superados durante las décadas de los 70s y los 80s. Los ingenieros ahora tienen acceso a bastantes datos experimentales y ordenadores para conducir análisis no lineales en proyectos rutinarios del diseño

El método p-y ha sido muy aceptado por el medio, porque ha sido calibrado por pruebas a escala completa de carga y porque puede considerar muchas variables, incluyendo:

Cuando la carga lateral se aproxima a la capacidad lateral última, la curva p-y no lineal genera grandes deflexiones, la deflexión calculada en los pilotes también llega a ser más grande. Por lo tanto el método p-y incluye implícitamente el análisis de capacidad lateral última. Así no hay necesidad de conducir un análisis separado.

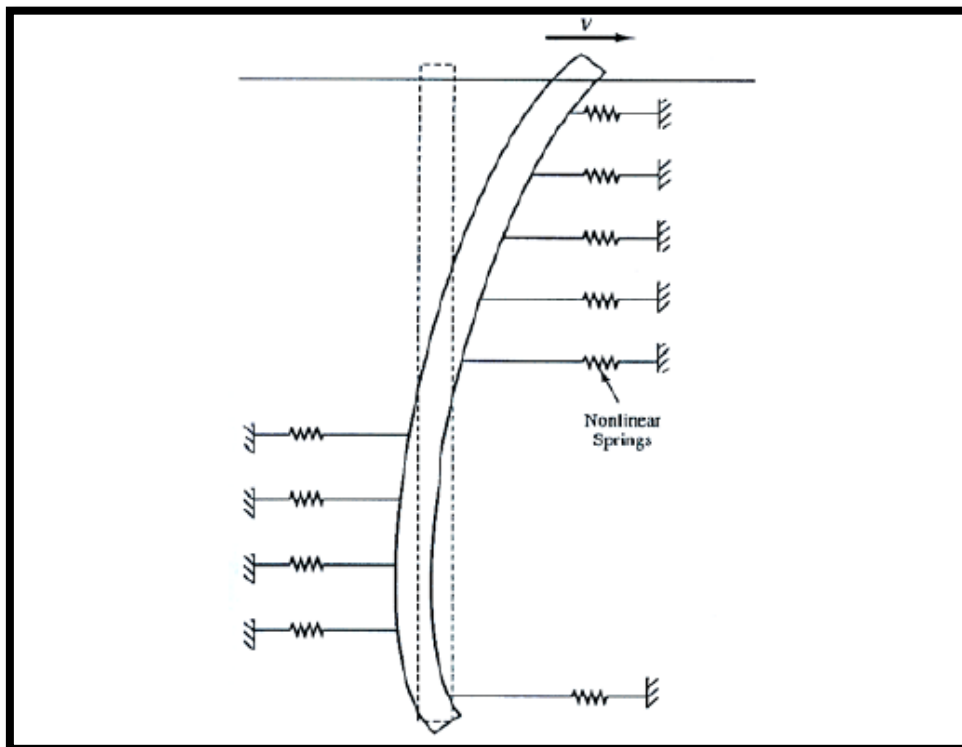


FIGURA 11: Descripción del comportamiento a carga lateral (Coduto, 2011)

2.1.2 DESARROLLO MATEMÁTICO

En la práctica el análisis p-y debe considerar los cambios en la relación p-y con la profundidad. Podemos lograr esto usando un análisis de elementos finitos que divida al pilote en n intervalos, como se muestra en la siguiente figura. Asignando una curva p-y y una rigidez del

pilote o tablaestaca El para cada intervalo, así se puede formar un modelo matemático de la cimentación y su interacción lateral con el suelo.

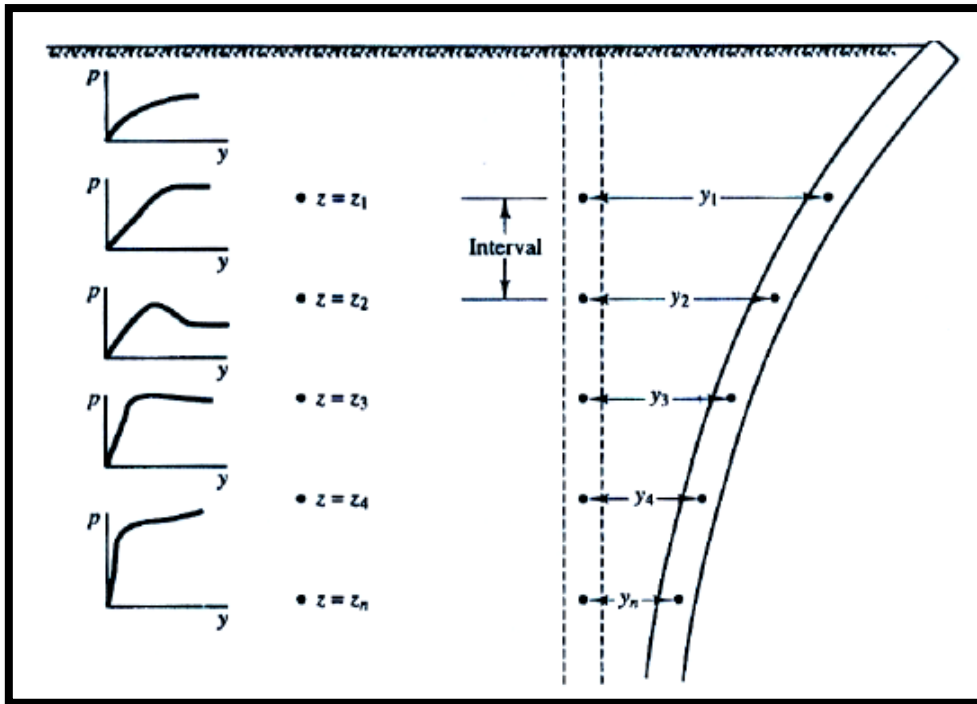


FIGURA 12: Modelo estructural método p-y (Coduto,2011)

También es necesario aplicar apropiadamente las condiciones de borde. Las condiciones de borde en la cabeza dependen de las siguientes restricciones:

- Para la condición de cabeza libre, las cargas aplicadas de corte y de momento, V y M respectivamente, son conocidas. Existe también rotación y deflexión en el cabezal.
- Para la condición de cabeza restringida, el cortante aplicado, y la deflexión son conocidas. Normalmente la deflexión es cero, pero podría tener cualquier valor fijo.
- Para la condición de momento puro, el momento aplicado M , es conocido, el cortante aplicado, es cero y la deflexión lateral en el cabezal es cero. Sin embargo hay rotación en el cabezal y no es cero.

2.2 LAS TABLESTACAS COMO SISTEMAS ESTRUCTURALES

La construcción de tablaestacas es una técnica que se utiliza desde hace ya varias décadas en el campo de las obras marítimas y es aplicable también a la construcción de entibados para excavación de sótanos con edificaciones y otras estructuras. Los avances tecnológicos han

permitido que se empleen cada vez más en nuevos campos de aplicación como, por ejemplo, muros de contención de tierra, estribos de puentes de carretera, túneles, vías subterráneas, etc. Esto se debe, entre otras cosas, al desarrollo de métodos de cálculo de esfuerzos y desplazamientos que permiten predecir el comportamiento estructural teniendo en cuenta el proceso constructivo y las interacciones entre los distintos elementos.

Los sistemas de tablestacas se clasifican en 3 tipos básicos: en voladizo, ancladas y con apuntalamientos

2.2.1 TABLESTACAS EN VOLADIZO

Este tipo de tablestacas en voladizo son ideales hasta alturas de 5 metros ya que a una mayor altura medida desde la línea de dragado o fondo de excavación se necesitaría una mayor profundidad de empotramiento pudiendo encarecer el proyecto.

Estas estructuras se comportan como una viga en voladizo perfectamente empotrada donde se supone que no existen desplazamientos en la base y el suelo es el que reacciona al cortante y momento producto del empuje activo del suelo.

Para empotrar la tablestaca en el suelo se necesitaría al menos de 3 veces la altura de la excavación para que se comporte como un sistema de empotramiento perfecto, por lo que muchas veces se hace poco rentable su aplicación en excavaciones profundas.

En la siguiente figura se muestra un esquema de su comportamiento mecánica y como es la distribución de presiones debido al empuje de tierras.

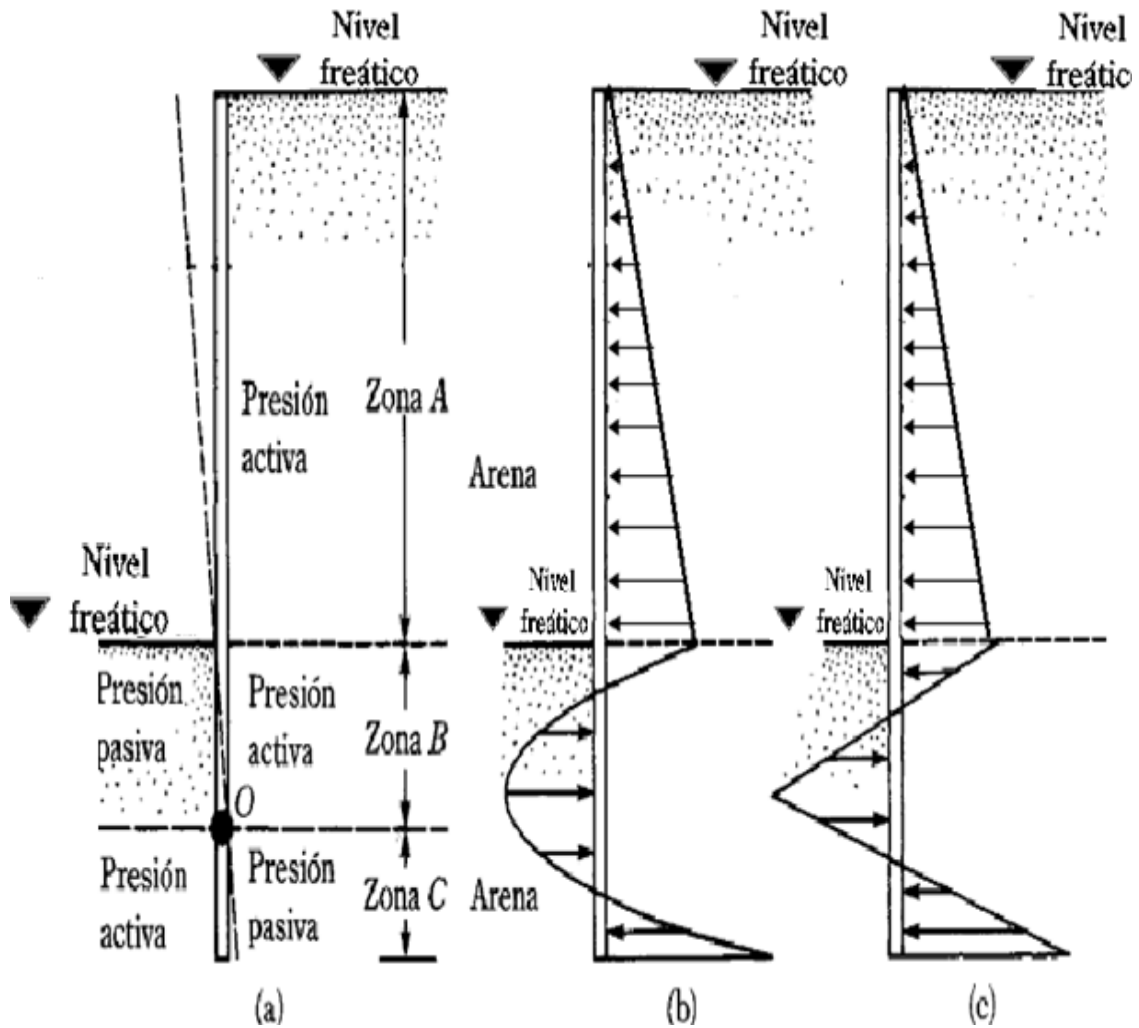


FIGURA 13: Diagramas de distribución de presiones en arenas y en arcillas (Principio de Ingeniería de Cimentaciones Braja M. Das)

En el gráfico (a) se puede apreciar la deformada de la tablestaca, en el gráfico (b) la distribución real de presiones y finalmente en el gráfico (c) la distribución simplificada de presiones.

Para su desarrollo matemático del método consultar "Principios de Ingeniería de Cimentaciones" de Braja M. Das, en la sección 8.7

2.2.2 TABLESTACAS ANCLADAS

Cuando la altura del material de relleno detrás de un muro de tablestaca en voladizo excede aproximadamente 5m, resulta más económico conectar la parte superior de la tablestaca a placas de anclaje, muros de anclajes o pilotes de anclaje, denominándose tablestaca anclada.

Las anclas minimizan la profundidad de penetración requerida para la tablestaca y también reducen el momento de diseño y son más seguras que las tablestacas en voladizo por ser estructuras hiperestáticas. Además reducen el área de sección transversal y pesos de las tablestacas necesarias, resultando en diseños más económicos del tablestacado.

Para este sistema existen dos formas de diseño de tablestacas ancladas que son: (a) método de apoyo libre y (b) apoyo empotrado como muestra la siguiente figura:

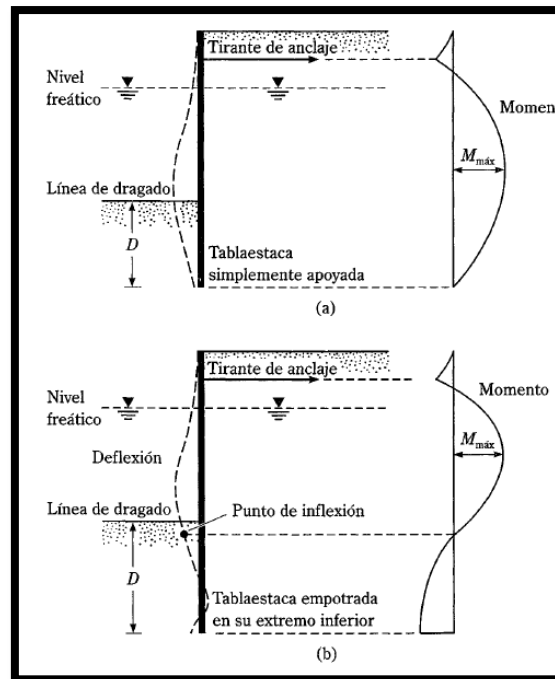


FIGURA 14: Variación de la deflexión y momento en tablestacas ancladas (Principio de Ingeniería de Cimentaciones Braja M. Das)

La profundidad de enterramiento de la punta de la tablestaca de este sistema de contención es aproximadamente la altura de excavación.

Para su desarrollo matemático consultar "Principio de Ingeniería de Cimentaciones" de Braja M Das, en la sección 8.8

2.2.3 TABLESTACAS APUNTALADAS

El uso de este tipo de sistema de contención generalmente se utiliza para la construcción de sótanos, en lugares donde el espacio es reducido, la estabilidad estructural depende de los apuntalamientos.

Para diseñar cortes verticales con sistemas de tablestacas con apuntalamiento es necesario estimar correctamente los empujes que serán sometidos.

Para determinar el empuje activo se puede utilizar la teoría general de cuñas, sin embargo, dicho análisis no proporciona las relaciones para estimar la variación de la presión lateral con la profundidad, ya que es una función de algunos factores como el tipo de suelo, maquinaria, experiencia de especialistas en excavaciones, etc. Por este motivo en la práctica se utilizan envolventes de presión.

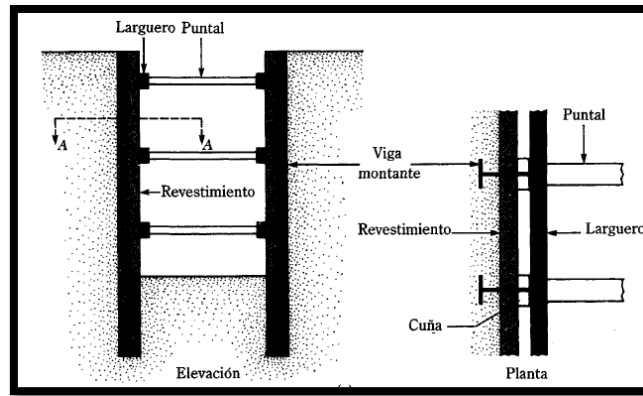


FIGURA 15: Tablestacas con apuntalamientos (Principio de Ingeniería de Cimentaciones Braja M. Das)

El desarrollo de cálculo para cortes apuntalados se amplía en el libro “Principio de la Ingeniería de Cimentaciones” de Braja M. Das en la sección 8.20

En el desarrollo de esta investigación, para estos sistemas de contención la profundidad de enterramiento de la punta de la tablestaca dependerá del análisis de flujo hidrodinámico.

CAPITULO 3

Requerimientos de norma NEC-14 para estructuras temporales de contención

3.1 GENERALIDADES DE LA NORMA

El Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda mediante Acuerdo Ministerial número 0047 del 10 de enero de 2015, publicado en el Registro Oficial N°413, dispuso la aplicación obligatoria en todo el país de 10 capítulos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC. Los 10 capítulos de la NEC fueron elaborados mediante el Convenio de Cooperación Interinstitucional suscrito en el 2008 entre el MIDUVI y CAMICON.

En este trabajo participaron profesionales, investigadores, docentes de varios Centros de Educación Superior del país, consultores nacionales y extranjeros, Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional y Organismos Internacionales,

Luego de la actualización de los seis capítulos que estuvieron vigentes en el año anterior y la inclusión de cuatro adicionales, entran en aplicación obligatoria los siguientes:

- i. Cargas (No sísmicas)
- ii. Cargas Sísmicas y Diseño Sismo resistente
- iii. Rehabilitación sísmica de estructuras
- iv. Estructuras de Hormigón Armado
- v. Estructuras de Mampostería Estructural
- vi. Geotécnia y Cimentaciones
- vii. Estructuras de Acero
- viii. Estructuras de Madera
- ix. Vidrio
- x. Viviendas de hasta dos pisos con luces de hasta 5m

Esta normativa representa para el Ecuador, un medio idóneo para mejorar la calidad de las edificaciones y sobre todo para proteger la vida de las personas. Su aplicación incidirá en el impulso al desarrollo tecnológico.

3.2 DISPOSICIONES DE LA NORMA NEC-14 PARA ESTRUCTURAS TEMPORALES DE CONTENCIÓN

Para estructuras de contención temporal, en cumplimiento con la normativa vigente se debe incluir un porcentaje de la aceleración producto del sismo de diseño.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

TABLA 2: Aceleración en roca de las diferentes zonas sísmicas (NEC-14)

El valor de Z de cada zona representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

En el capítulo 9 del NEC-11 en la sección de estructuras de contención establece lo siguiente:

Estas estructuras deberán diseñarse de tal forma que no se rebasen los siguientes estados límite de falla: volteo, desplazamiento del muro, falla de la cimentación del mismo o del talud que lo soporta, o bien rotura estructural. Además, se revisarán los estados límite de servicio,

como asentamiento, giro o deformación excesiva del muro. Los empujes se estimarán tomando en cuenta la flexibilidad del muro, el tipo de material por contener y el método de colocación del mismo. Los valores del factor de seguridad indirecto para las diversas verificaciones de comportamiento deben ser, como mínimo, las indicadas en el cuadro siguiente:

Tabla 9.4.4. Factores de seguridad indirectos mínimos

CONDICIÓN	CONSTRUCCIÓN	ESTÁTICO	SISMO	PSEUDO ESTÁTICO
Deslizamiento	1.60	1.60	Diseño	1.05
Volcamiento: el que resulte más crítico de				
Momento Resistente/Momento Actuante	≥ 3.00	≥ 3.00	Diseño	≥ 2.00
Excentricidad en el sentido del momento (e/B)	$\leq 1/6$	$\leq 1/6$	Diseño	$\leq 1/4$
Capacidad Portante	Ver Tabla 9.4.1			
Estabilidad general del sistema:				
Permanente o de Larga duración (> 6 meses)	1.20	1.50	Diseño	1.05
Temporal o de Corta duración (< 6 meses)	1.20	1.30	50% de Diseño	1.00

TABLA 3: Solicitaciones sísmicas (NEC-14)

El efecto de las cargas dinámicas y sísmicas en estas estructuras puede analizarse mediante el método de Mononobe-Okabe u otro similar y/o de mayor detalle.

3.3 ANÁLISIS DE PELIGRO SISMICO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCION EN LA PUNTILLA DE SAMBORONDON

En el sector de la Puntilla de Samborondón encontramos suelos blandos y de muy mala calidad donde realizar excavaciones de gran profundidad se ha convertido en un reto para los constructores del medio, siendo las estructuras de contención como las tablestacas de gran ayuda para lograr este objetivo.

Para la construcción de sótanos generalmente se utiliza estructuras de contención temporales que son aquellas que únicamente cumplirán una función durante el proceso constructivo; por esta razón las tablestacas tienen un periodo de vida útil corta, que puede estar entre los 6 meses a un año.

Las nuevas disposiciones del código ecuatoriano de la construcción NEC-14 establecen que para estructuras de contención temporal se debe considerar empujes por acción sísmica que corresponden al 50% del sismo de diseño. Esta disposición tendrá efectos en la economía de los proyectos que están gobernadas por suelos secos y excavaciones de gran profundidad, por otro lado las estructuras en suelos blandos y saturados en excavaciones no muy profundas no tendrán mucha repercusión, ya que éstas están gobernadas por los empujes hidrostáticos.

Las nuevas consideraciones del código según las nuevas reformas, para muchos especialistas en el tema pueden sonar un tanto exageradas; por esta razón, realizaremos un análisis de peligro sísmico para poder concluir si dichas fuerzas obedecen o no a estándares internacionales de riesgo sísmico.

3.3.1 ESTANDARES INTERNACIONALES DE RIESGO SISMICO

Las estructuras en el Ecuador y en el resto del mundo se deben diseñar sísmicamente para diferentes estados (elástico e inelástico), que dependen de la probabilidad de excedencia que ocurra el terremoto previsto o uno de mayor intensidad.

Las estructuras estarán expuestas a la ocurrencia de diferentes niveles de intensidad de fuerzas sísmicas durante su vida útil; la filosofía de diseño debe cumplir con lo siguiente:

Comportamiento Elástico

Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.

Probabilidad de excedencia > 50% en 50 años vida útil

Comportamiento Inelástico

Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.

10% > Probabilidad de excedencia > 50 % en 50 años vida útil

Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes

2% > Probabilidad de excedencia > 10% en 50 años vida útil

Probabilidad de Excedencia PE (%) durante 50 años	Probabilidad de No Ocurrencia (%) durante 50 años	Numero Eventos durante 50 años $n = -\ln(1 - PE)$	Numero Promedio de Eventos Anuales "Y" $\lambda = n/50$	Periodo de Retorno años "Tr" $T_r = 1/\lambda$	Características de la Frecuencia del Sismo
2%	98%	0.020202707	0.000404054	2,475	Muy Raro
10%	90%	0.105360516	0.00210721	475	Raro
39%	61%	0.500050551	0.010001011	100	Ocasional
63%	37%	1.002393431	0.020047869	50	Ocasional
87%	14%	2.002480501	0.04004961	25	Frecuente

TABLA 4: Probabilidad de excedencia para diferentes periodos de retorno (Argudo, 2011)

3.3.2 OBSERVACIONES DE LA NORMA

Las estructuras se diseñan para un periodo de 50 años de vida útil y para un sismo de diseño que tiene un periodo de retorno de 475 años. La probabilidad de excedencia que ocurra este sismo o uno mayor es del 10% según los estándares internacionales de riesgo sísmico.

Por razones metodológicas y de interés para la investigación de este trabajo, utilizaremos la curva de peligro sísmico de la ciudad de Guayaquil obtenida de la norma NEC-14 en el capítulo 2.

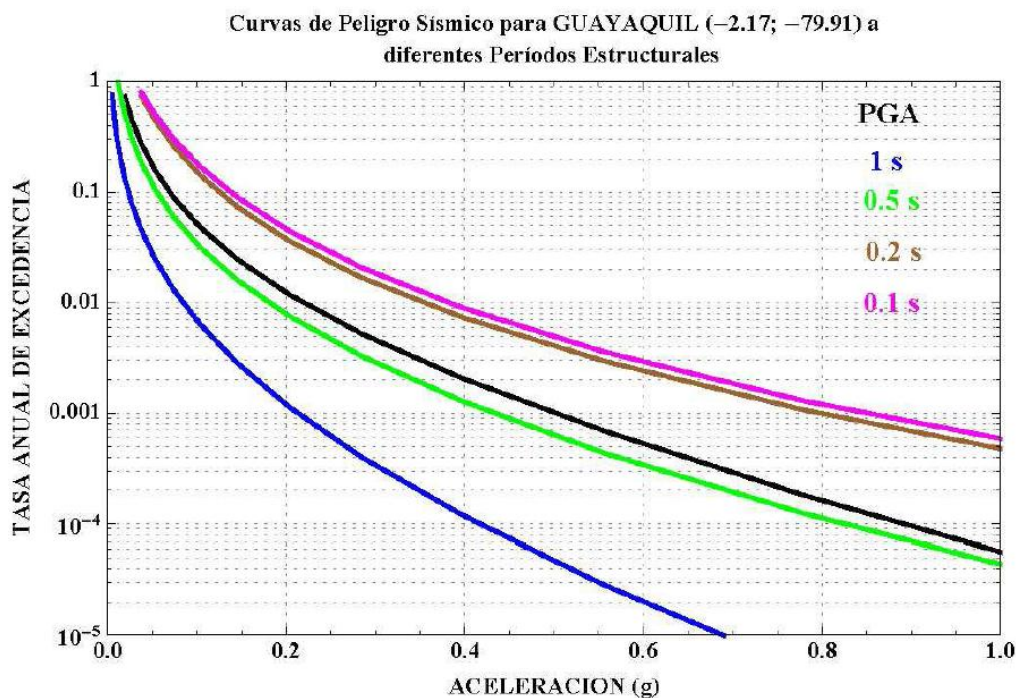


FIGURA 16: Curva de peligro sísmico (NEC-14)

La probabilidad anual de excedencia para una estructura es de:

$$PE_{1 \text{ año}} = \frac{10\%}{50} = 0.002$$

Mediante la curva de peligro sísmico de Guayaquil podemos observar que para una probabilidad de excedencia de 0.002 la aceleración máxima en roca esperada es de 0,4 g.

Ahora si realizamos el análisis para el diseño de una estructuras de contención para una aceleración de 0.2 g que corresponde al 50% de la aceleración en roca para Guayaquil obtenemos una probabilidad anual de excedencia de 0.01.

Lo que nos da un número de eventos de:

$$\#E = -\ln(1 - PE) = -\ln(1 - 0.01) = 0.01$$

Que corresponde a un periodo de retorno de:

$$PR = \frac{1}{\#E} = 100 \text{ años}$$

La relación del periodo de retorno de una estructura de 50 años de vida útil es de:

$$\frac{\text{Periodo de retorno}}{\text{vida útil}} = \frac{475}{50} = 9.5$$

Mientras que para una estructura de 1 año de vida útil que corresponde a un periodo normal de una tablestaca temporal es de:

$$\frac{\text{Periodo de retorno}}{\text{vida útil}} = \frac{100}{1} = 100$$

Mediante el análisis realizado, podemos apreciar que una estructura que va a estar 50 años su periodo de retornos es 475 años que es 9,5 veces más el tiempo del que estará sirviendo; mientras que para una estructura temporal que estará sirviendo en un periodo de 6 meses a un año tiene un periodo de retorno de 100 años que es 100 veces el tiempo que estará en pie

Para que exista una comparación en igualdad de condiciones el periodo de retorno de una estructura de contención debería ser aproximadamente de 10 años, que corresponden a 9.5 veces la vida útil de un estructura que estará operativa 50 años.

Ahora, si analizamos el riesgo con la óptica del periodo de retorno, podemos llegar a lo siguiente:

Para un periodo de retorno de 10 años el número de eventos es de:

$$\#E = \frac{1}{PR} = \frac{1}{10} = 0.1$$

Lo que nos da una probabilidad de excedencia de:

$$PE = 1 - \frac{1}{e^{\#E}} = 0.1$$

Para una probabilidad de excedencia de 0.1 en la curva de peligro sísmico de Guayaquil obtenemos una aceleración en roca de 0.1 g que corresponde al 25% de la aceleración del sismo de diseño.

CAPITULO 4

Análisis del sistema en interacción
suelo-estructura

4.1 GENERALIDADES

En el siguiente esquema se muestra el problema de análisis que servirá como procedimiento metodológico; donde se resolvió que la profundidad de excavación es de 8 metros, que corresponde a la altura necesaria para construir dos sótanos. El sistema de contención empleado está definido por una tablestaca con apuntalamientos rígidos que reaccionan sobre los pilotes de la edificación que son los más apropiados para la construcción de sótanos.

Las características del suelo que se adoptó pertenecen al sector de la Puntilla de Samborondón que está conformado en su mayoría por suelos blandos cuyo nivel freático está en un rango de 1 a 2 metros de profundidad.

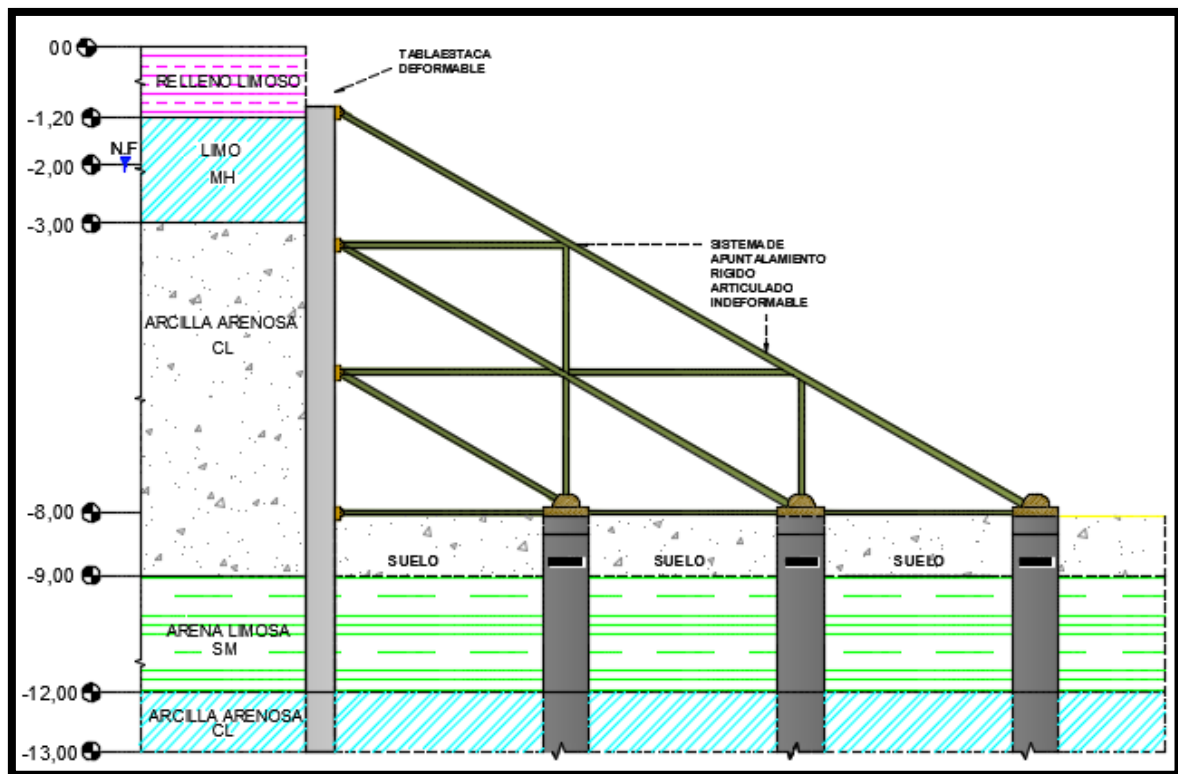


FIGURA 17: Esquema del sistema de entibado (Tituaña, 2015)

4.2 PERFIL DEL SUELO Y PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Las características de los suelos del sector de la Puntilla de Samborondón presentan las siguientes características en su gran mayoría, con estratos de limos y arcillas de pobre resistencia. La estratigrafía que se utilizará se presenta en la siguiente figura:



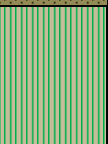
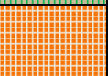

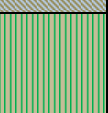
DESCRIPCION	PROF m	SIMBOLO	LIMITES DE ATTERBERG		SUCS	PROPIEDADES FISICAS		
			% LL	% IP		γ Tons/m3	qu Tons/m2	N 60
RELLENO	0 1,2					2		25
LIMO SOBRECONSOLIDADO	NF 2 3		>50%	<14%	MH	1,9	12	2
ARCILLA ARENOSA	3 9		<50%	<14%	CL	1,7	4	2
ARENA LIMOSA	9 12				SM	1,7	1	3
ARCILLA ARENOSA	12 21		<50%	>14%	CL	1,7	7	5
LIMO ARENOSO	21 24		<50%	<14%	ML	1,9	40	25
NOMENCLATURA								
γ: PESO UNITARIO Ton/m3								
N 60: NUMERO DE GOLPES S.P.T								
qu: RESISTENCIA AL CORTE Ton/m2								

FIGURA 18: Clasificación del suelo (Tituaña, 2015)

Mediante la estratigrafía que se adoptó en la zona propuesta; en primer lugar se deberá determinar los parámetros geotécnicos del suelo para cada estrato.

Los parámetros geotécnicos serán determinados con ayuda de los diferentes ábacos indicados en el capítulo 1 en la sección de características del suelo de este trabajo.

PARAMETROS DEL SUELO				
DESCRIPCION	PROF m	Y tons/m3	Φ	C Tons/m2
RELLENO	0 1,2	2	30	
LIMO SOBRECONSOLIDADO	NF 2	1,9	10	6
ARCILLA ARENOSA	3	1,7	5	2
ARENALIMOSA	9	1,7	25	0,5
ARCILLA ARENOSA	12	1,7	7	3,5
LIMO ARENOSO	21 24	1,9	15	20

TABLA 5: Parámetros del suelo (Tituaña, 2015)

4.3 PROFUNDIDAD DE HINCADO DE LA TABLESTACA

En el sistema de tablestacado con apuntalamientos rígidos, la profundidad de enterramiento de la tablestaca depende de las consideraciones del análisis de flujo hidrodinámico donde se debe controlar la falla por sifonamiento y por levantamiento del fondo de la excavación.

4.3.1 FALLA POR LEVANTAMIENTO DEL FONDO

Datos:

$$\gamma_{SUELO} = 1.7 \frac{Tons}{m^3}$$

$$\gamma_{AGUA} = 1.0 \frac{Tons}{m^3}$$

$$H = 6 \text{ m}$$

$$FS = \frac{\gamma_{SUELO} * D}{\gamma_{AGUA} * H} \geq 1,2$$

$$D \geq 1.2 * 1 * \frac{6}{1.7} \geq 4.23$$

$$D_{asumido} = 5 \text{ metros}$$

4.3.2 FALLA POR SIFONAMIENTO

Líneas de flujo

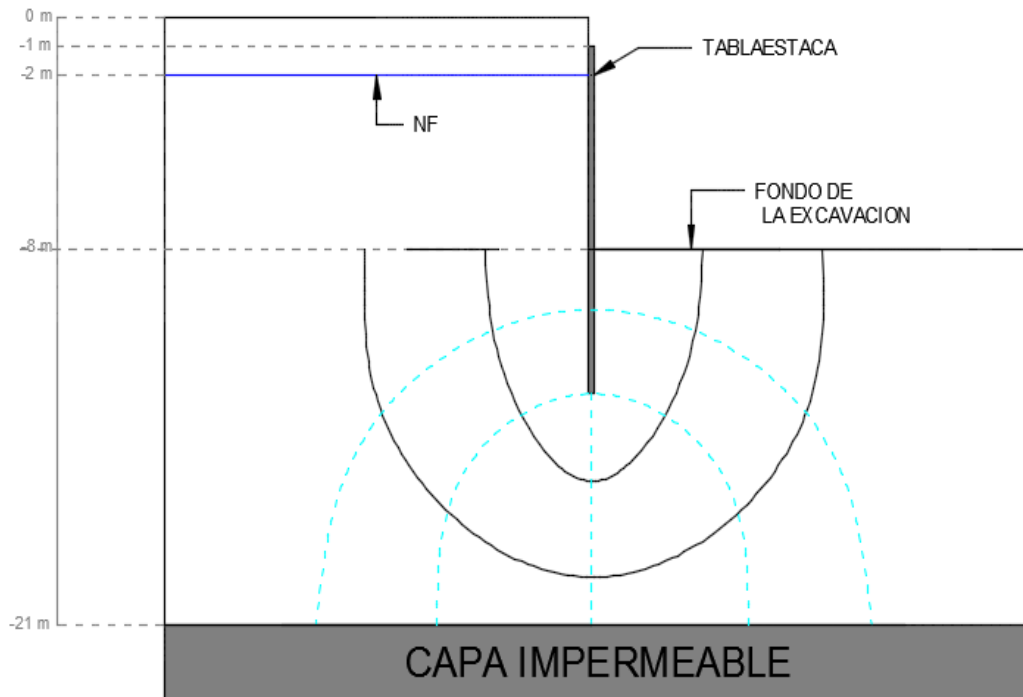


FIGURA 18: Red de flujo (Tituaña, 2015)

La punta inferior de la tablestaca se encuentra en la cuarta caída equipotencial

$$Df = 6$$

$$\Delta H = \frac{H}{Df} = \frac{6}{6} = 1$$

$$\Delta H_{4^{\circ} \text{ caída}} = 4 * \Delta H = 4 * 1 = 4 \text{ mca}$$

Gradiente de salida

$$i_s = \frac{\Delta H}{D} = \frac{4}{5} = 0.80$$

Gradiente crítico

$$i_c = \gamma_{suelo} - \gamma_{agua} = 1.7 - 1 = 0.7$$

Factor de seguridad

$$FS = \frac{i_c}{i_s} = \frac{0.70}{0.80} = 0.875 < 1.5 \text{ penalizar rigidez lateral del suelo}$$

Cuando el factor de seguridad es inferior a la unidad los efectos de flujo hidrodinámico provocan cambios en el comportamiento mecánico del suelo, produciendo una pérdida de su rigidez, por esta razón, es necesario penalizar con un factor que reduzca a los valores de rigidez calculados.

4.4 EMPUJES DE TIERRA Y AGUA

Para poder estimar los empujes de tierras se realizará un promedio ponderado de los diferentes parámetros geotécnicos.

PONDERAMIENTO DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

ESTRATO	ESPESOR (m)	Φ	γ tons/m ³	C Tons/m ²	CURVA P-Y AUTOR
Relleno	1,2	30	2		
MH	1,8	10	1,9		
CL	6	5	1,7	2	SOFT CLAY MATLOCK (1970)
SM	3	25	1,7	0,5	SAND REESE (1974)
CL	9	7	1,7	3,5	SOFT CLAY MATLOCK (1970)
ML	3	15	1,9		

Long. Tablestaca	13,00 m	
Prof. Hinca	5,00 m	
Φ ponderado	12,77 Grados	0,22 rad
γ ponderado	1,76 Tons/m ³	
C ´ponderado	1,4 Tons/m ²	

4.4.1 EMPUJE ACTIVO

Por medio de la teoría de Rankin podremos estimar el empuje activo.

COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO

$$Ka = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi}$$

$$Ka = \frac{1 - \text{sen}(12.77)}{1 + \text{sen}(12.77)} = 0.6$$

COEFICIENTE DE EMPUJE SÍSMICO (Mononobe-okabe)

ZONA	A max
I	0,15
II	0,25
III	0,3
IV	0,35
V	0,4

NEC 11 Estructuras temporales de contención
50% del sismo de diseño

ZONA V

Kh= 0,2

kv= 0

Angulo inercial del sismo

$$\psi = \operatorname{tg}^{-1} \left(\frac{kh}{1 - kv} \right)$$

$$\Psi = 11,31$$

$$k_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos(\psi) * \cos^2(\theta) * \cos(\delta + \theta + \phi) * \left[1 + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\phi + \theta) * \operatorname{sen}(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \phi) * \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

$\psi =$	11,31 Grados	0,20 rad
$\phi =$	12,77 Grados	0,22 rad
$\theta =$	0 Grados	0,00 rad
$\beta =$	0 Grados	0,00 rad
$\delta =$	0 Grados	0,00 rad

$$K_{ae} = 0.9$$

DETERMINACION DE EMPUJES TOTALES

Z (m)	γ suelo (Tons/m ³)	γ agua (Tons/m ³)	E. Activo (Tons/m ²)	E. Sísmico (Tons/m ²)	E. Hidrostatico (Tons/m ²)	TOTAL (Tons/m ²)
0	1,76	0	0,00	3,73		3,73
1	1,76	0	1,12	3,26		4,38
2	1,76	0	2,25	2,79	0	5,04
3	1,76	1	2,73	2,33	1	6,06
4	1,76	1	3,22	1,86	2	7,08
5	1,76	1	3,70	1,40	3	8,10
6	1,76	1	4,19	0,93	4	9,12
7	1,76	1	4,67	0,47	5	10,14
8	1,76	1	5,15	0,00	6	11,15
9	1,76	1	5,64		6	11,64
10	1,76	1	6,12		6	12,12
11	1,76	1	6,61		6	12,61
12	1,76	1	7,09		6	13,09
13	1,76	1	7,58		6	13,58

TABLA 6: Empujes actuantes (Tituaña, 2015)

DIAGRAMA DE EMPUJES

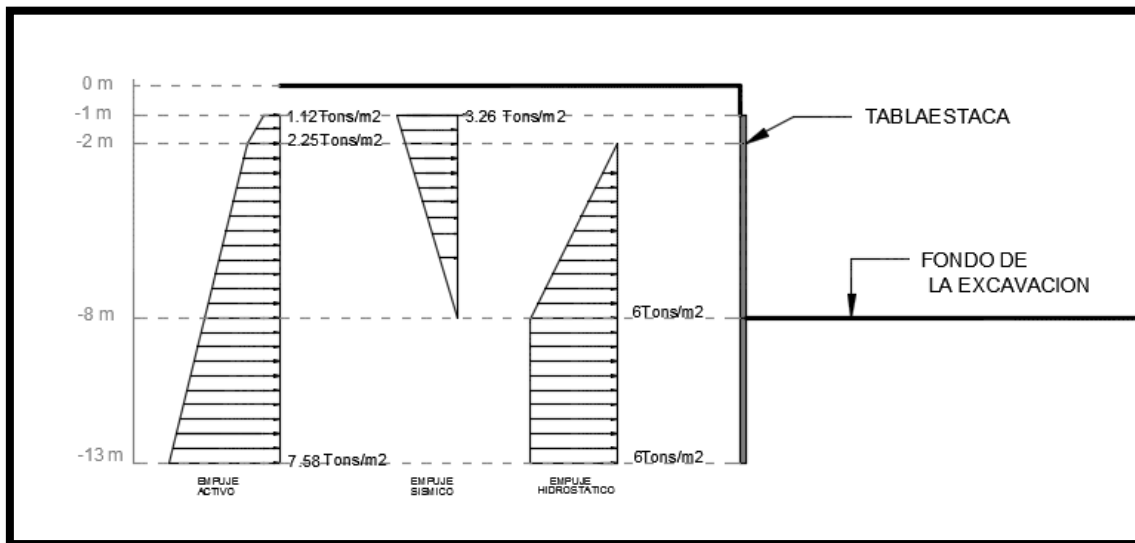


FIGURA 19: Esquema de empujes (Tituaña, 2015)

4.5 CALCULO DE LA RIGIDEZ DEL SUELO (condiciones estáticas)

Con la herramienta computacional LPILE se definirá tanto las leyes constitutivas de esfuerzo-deformación para modelar el empuje pasivo de los estratos adyacentes a la porción de la tablestaca enterrada en el suelo bajo el fondo de la excavación; como la relación esfuerzo-deformación de los resortes que modelarán la acción de los pilotes usados como puntos de reacción o anclaje para el sistema de apuntalamiento rígido del entibado.

El programa LPILE es usado para modelar pilotes con carga lateral, sin embargo para propósitos de esta investigación únicamente extraeremos los datos de las curvas P-Y incorporadas en el software.

Conocidas estas curvas a diferentes profundidades podremos definir la rigidez del suelo y por medio de un sistema de resortes y en base a los criterios de degradación expuestos anteriormente por efectos de filtraciones podremos desarrollar un análisis estructural de segundo orden de la tablaestaca en SAP2000.

CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION (LPILE)

Para determinar las curvas p-y se utilizaron los parámetros geotécnicos de cohesión, peso específico y número de golpes SPT. Para los suelos blandos se utilizó las curvas de arcillas de Matlock y para arenas las curvas de Reese.

Parámetros utilizados en LPILE para obtener curvas p-y

ESTRATO	ESPESOR (m)	Φ	Y tons/m ³	C Tons/m ²	CURVA P-Y AUTOR
Relleno	1,2	30	2		
MH	1,8	10	1,9		
CL	6	5	1,7	2	SOFT CLAY MATLOCK (1970)
SM	3	25	1,7	0,5	SAND REESE (1974)
CL	9	7	1,7	3,5	SOFT CLAY MATLOCK (1970)
ML	3	15	1,9		

TABLA 7: Parámetros geotécnicos para la obtención de curvas p-y (Tituaña, 2015)

CURVAS P-Y							
Soft Clay Matlock		Sand Reese				Soft Clay Matlock	
z=0,5 m			z=1,5 m	z=2,5 m	z=3,5 m	z=4,5 m	
Y (m)	P (Tons/m)	Y (m)	P (Tons/m)	P (Tons/m)	P (Tons/m)	Y (m)	P (Tons/m)
0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
0,06250	3,95877	0,00833	9,21880	14,87395	17,03052	0,03125	14,01729
0,07500	4,20682	0,00972	10,75527	15,94668	18,35611	0,03750	14,89559
0,08750	4,42864	0,01111	11,97068	16,72189	19,58751	0,04375	15,68099
0,10000	4,63021	0,01250	12,42014	17,43690	20,74208	0,05000	16,39472
0,11250	4,81561	0,01389	12,83647	18,10236	21,83241	0,05625	17,05120
0,12500	4,98774	0,01528	13,22509	18,72620	22,86804	0,06250	17,66068
0,13750	5,14875	0,01667	13,59014	19,31448	23,85633	0,06875	18,23077
0,15000	5,30027	0,02708	16,24815	23,60571	31,10641	0,07500	18,76727
0,40000	7,35000	0,03750	18,90617	27,89695	38,35650	0,20000	26,02500
0,75000	7,35000	1,03750	18,90617	27,89695	38,35650	0,37500	26,02500
1,00000	7,35000	2,03750	18,90617	27,89695	38,35650	0,50000	26,02500

TABLA 7: Curvas p-y obtenidas del programa LPILE

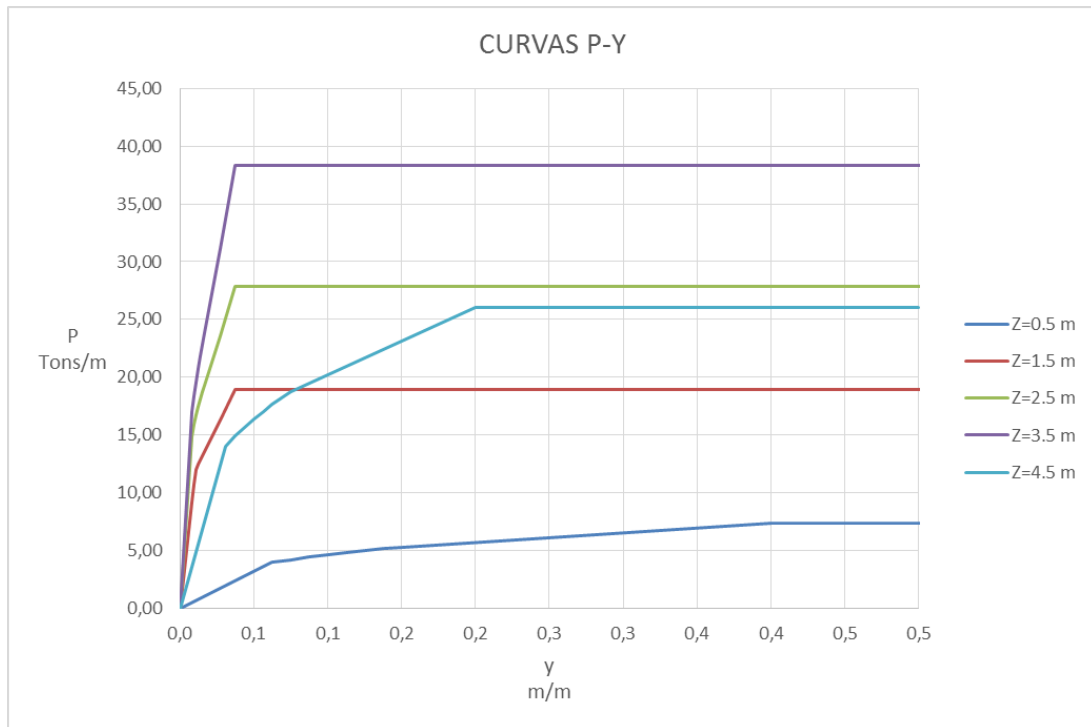


FIGURA 20: Gráfico de curvas p-y

RIGIDECES DEL SUELO

Para determinar las rigideces del suelo a diferentes profundidades asumimos que el suelo se comporta linealmente dentro de un cierto rango de deformaciones.

<i>D</i> (m)	RIGIDEZ LATERAL DEL SUELO			
	<i>Y</i>	<i>P</i>	<i>K</i> (Tons/m ²)	<i>y</i> (m)
0,50	0,0620	3,9500	63,71	<0,15
1,50	0,0083	9,2100	1109,64	< 0,04
2,50	0,0083	14,8700	1791,57	< 0,04
3,50	0,0083	17,0000	2048,19	< 0,04
4,50	0,0310	14,0000	451,61	<0,05

TABLA 8: Rigideces del suelo de los diferentes estratos (Tituaña, 2015)

4.6 METODO PAR EL MODELAMIENTO DEL CAMBIO DE RIGIDEZ DEL SUELO

La reducción de la capacidad de la resistencia lateral del suelo se puede producir por acción del sifinamiento, esta se genera por un gradiente hidráulico superior al crítico lo que puede incluso ocasionar tubificación o arrastre de partículas y por ende un deterioro en las propiedades mecánicas del suelo.

Las medidas adoptadas para prevenir fallas por sifonamiento y levantamiento del fondo de la excavación no garantizan que la rigidez del suelo no sufra degradación, por esta razón es conveniente que por medio de una función se pueda establecer qué porcentaje de la rigidez del suelo se pierde en función de la profundidad de enterramiento de la tablaestaca.

Hipótesis para determinar la rigidez del suelo

Para el análisis que se llevará a cabo y al no tener acceso a alguna información de estudios de la variación de la rigidez del suelo con respecto a efectos de filtración, asumimos que el comportamiento del suelo es análogo a la variación de la resistencia al corte en función de la profundidad de enterramiento de la tablaestaca. El método descrito tiene como hipótesis lo siguiente:

- El suelo tendrá el 100% de su rigidez cuando sea analizado bajo condiciones estáticas.
- Se calculará un coeficiente que denominaremos factor de rigidez
- La variación del esfuerzo cortante en función de la profundidad de enterramiento de la tablaestaca es lineal al igual que la función del factor de rigidez.
- Factor de rigidez siempre tiene que ser menor que uno y mayor que cero.
- La rigidez actuante es el resultado de la rigidez en condiciones bajo flujo estático por el factor de rigidez obtenido.

4.6.1 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DEL FACTOR DE RIGIDEZ

Las filtraciones ocasionan una pérdida de resistencia al esfuerzo cortante por un incremento en la presión de poros producida por un gradiente hidráulico en condiciones de flujo hidrodinámico, esto se puede representar de la siguiente forma:

$$\tau = c + \sigma' \tan \phi$$

$$\tau = c + (\gamma_{sat} * d - u) \tan \phi$$

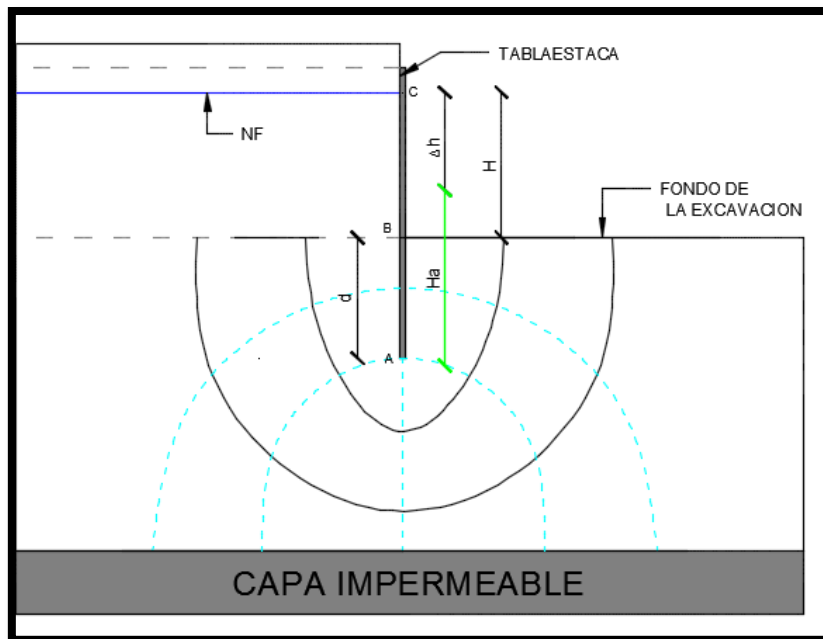


FIGURA 21: Red de flujo (Tituaña, 2015)

$$u = \gamma_w(h - \Delta h + d) = ha$$

$$\tau = c + (\gamma_{sat} * d - \gamma_w(h - \Delta h + d)) \tan \phi$$

$$\tau = c + [d * (\gamma_{sat} - \gamma_w) - \gamma_w * (h - \Delta h)] \tan \phi$$

Si la expresión siguiente cumple con la condición dada el esfuerzo efectivo se habrá anulado por completo y se producirá sifonamiento, quedando la cohesión como el único parámetro de aportación de resistencia al corte.

$$d * (\gamma_{sat} - \gamma_w) \leq \gamma_w * (h - \Delta h)$$

Donde:

γ_{sat} : peso específico saturado del suelo

γ_w : peso específico del agua

h : carga hidrostática

Δh : pérdidas de carga por acción de la filtración

d : profundidad de enterramiento de la tablaestaca

τ : esfuerzo cortante

c : cohesión

ϕ : ángulo de fricción del suelo

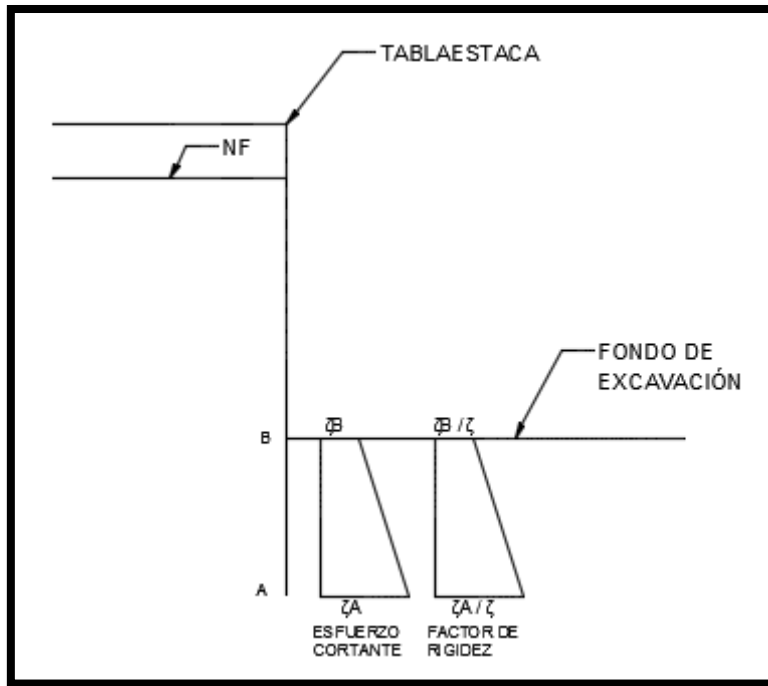


FIGURA 22: Variación de la rigidez del suelo (Tituaña, 2015)

En el punto A del gráfico mostrado se tendría el siguiente esfuerzo cortante:

$$\tau_A = c + [d * (\gamma_{sat} - \gamma_w) - \gamma_w * (h - \Delta h)] \tan \phi$$

En el punto B del gráfico mostrado se obtendría el siguiente esfuerzo cortante.

$$d = 0$$

$$\tau_B = c - \gamma_w * (h - \Delta h) \tan \phi$$

Si asumimos que para que no exista degradación en la rigidez pasiva del suelo, el esfuerzo efectivo deberá ser analizado en condiciones de flujo estático, es decir, con presión de poros producido por la carga hidrostática.

$$\tau = c + (\gamma_{sat} * d - u) \tan \phi$$

Donde

$$u = \gamma_w(h)$$

Se puede trazar un diagrama de esfuerzo de corte de la masa de suelo en función de la profundidad de enterramiento de la tablaestaca y relacionarlo con la rigidez del suelo en condiciones de flujo estático a través de un factor de rigidez, que nos indicará que porcentaje del total de rigidez actúa sobre la longitud de tablaestaca enterrada.

El factor de rigidez en el punto A sería el siguiente

$$FR_A = \frac{\tau_A}{\tau}$$

EL factor de rigidez en el punto B sería el siguiente:

$$FR_B = \frac{\tau_B}{\tau}$$

4.6.2 CALCULO DEL FACTOR DE RIGIDEZ DEL SUELO (condiciones de flujo dinámico)

Determinación del esfuerzo cortante en condiciones de flujo estático

$$\tau = c + (\gamma_{sat} * d - u) \operatorname{tag} \phi$$

$$d = 5 \text{ metros}$$

$$u = \gamma_w * h = 6 \text{ metros}$$

$$\tau = 1.4 + (1.76 * 5 - 6) \operatorname{tag} (12.76)$$

$$\tau = 2.03 \frac{\text{tons}}{\text{m}^2}$$

Determinación del esfuerzo cortante en condiciones de flujo dinámico en la punta inferior de la tablestaca

$$\tau_A = c + [d * (\gamma_{sat} - \gamma_w) - \gamma_w * (h - \Delta h)] \operatorname{tag} \phi$$

$$h = 6 \text{ metros}$$

$\Delta h = 4 \text{ m}$ la punta de la tablestaca se encuentra en la 4° caída equipotencia

$$\tau_A = 1.4 + [5 * (1.76 - 1) - 1 * (6 - 4)] \operatorname{tag} (12.76)$$

$$\tau_A = 1.8 \frac{\text{tons}}{\text{m}^2}$$

Determinación del esfuerzo cortante en condiciones de flujo dinámico en el fondo de la excavación

$$\tau_B = c - \gamma_w * (h - \Delta h) \operatorname{tag} \phi$$

$$\tau_B = 1.4 - 1 * (6 - 6) \operatorname{tag} \phi$$

$$\tau_B = 1.4 \text{ tons/m}^2$$

Determinación del factor de rigidez en la punta inferior de la tablestaca

$$FR_A = \frac{\tau_A}{\tau} = \frac{1.8}{2.03}$$

$$FR_A = 0.89$$

Determinación del factor de rigidez en la punta inferior de la tablestaca

$$FR_B = \frac{\tau_B}{\tau} = \frac{1.4}{2.03}$$

$$FR_B = 0.69$$

DETERMINACIÓN DE LAS RIGIDECES DEL SUELO

$$KR = FR * K$$

D (m)	RIGIDEZ DEL SUELO		
	Variación del factor de rigidez	Rigidez lateral del suelo	Rigidez lateral penalizada
	F.R	K (Tons/m/m)	K*FR (Tons/m/m)
0,00	0,69		
0,50	0,71	63,71	45,23
1,50	0,75	1109,64	832,23
2,50	0,79	1791,57	1415,34
3,50	0,83	2048,19	1700,00
4,50	0,87	451,61	392,90
5,00	0,89		

TABLA 9: Rigidez del suelo penalizada por el factor de rigidez (Tituaña, 2015)

4.7 MODELO ESTRUCTURAL

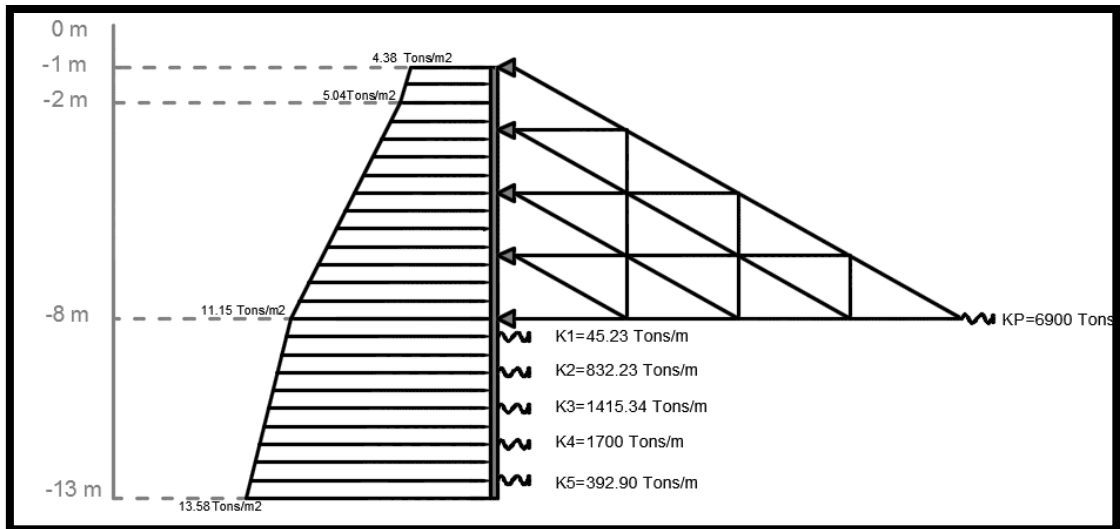


FIGURA 23: Esquema del modelo estructural (Tituaña, 2015)

CAPITULO 5

RESULTADOS OBTENIDO

6.1 RESULTADOS DEL ANALISIS DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURAL

Modelo estructural en Sap2000

El modelo estructural realizado en Sap2000 considera una cercha con elementos estructurales infinitamente rígidos que cumplen la función de apuntalar del sistema contra los puntos de reacción (grupo de pilotes), 5 resortes ubicados en la longitud de enterramiento de la tablestaca que modelan el empuje pasivo del suelo y un resorte que modela la rigidez del grupo de pilotes donde el sistema hará reacción.

Los análisis efectuados se encuentran en el anexo de este trabajo donde se encontrará las capturas de las imágenes obtenidas de Sap2000 de los diagramas de momentos y configuración de la deformada de cada caso, indicando los puntos donde se desarrollan los mayores momentos y deformaciones. Si se requiera de una información mas amplia de las corridas realizadas consultar el CD donde se encuentran los archivos Sap2000.

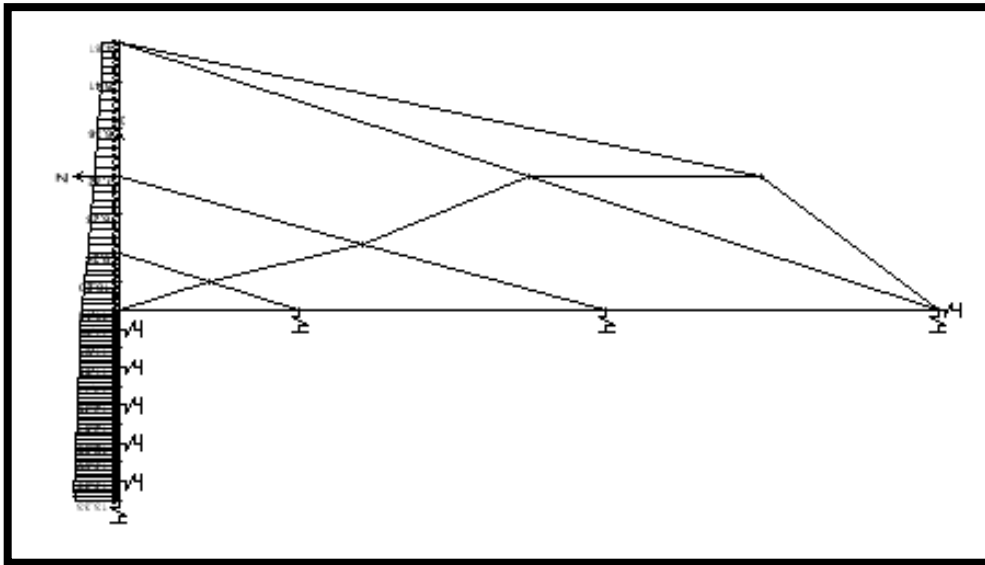


FIGURA 24: Esquema del modelo estructural SAP 2000 (SAP2000)

Para poder estudiar el comportamiento de la interacción suelo- estructura se analiza la variación de la deformación neta en la punta de la tablestaca ($\delta_{ti} - \delta_{ts}$) en función del cambio de rigidez en la tablestaca. Para cerchas o marcos con una rigidez infinita se cumple que $\delta_p = \delta_{ts}$.

Donde:

δ_p : Desplazamiento de los pilotes

δ_{ti} : Desplazamiento de la punta de la tablestaca

δ_{ts} : Desplazamiento de la tablestaca

$\delta_{ti} - \delta_{ts}$: Desplazamiento neto

Los resultados obtenidos del análisis en SAP2000 son los siguientes:

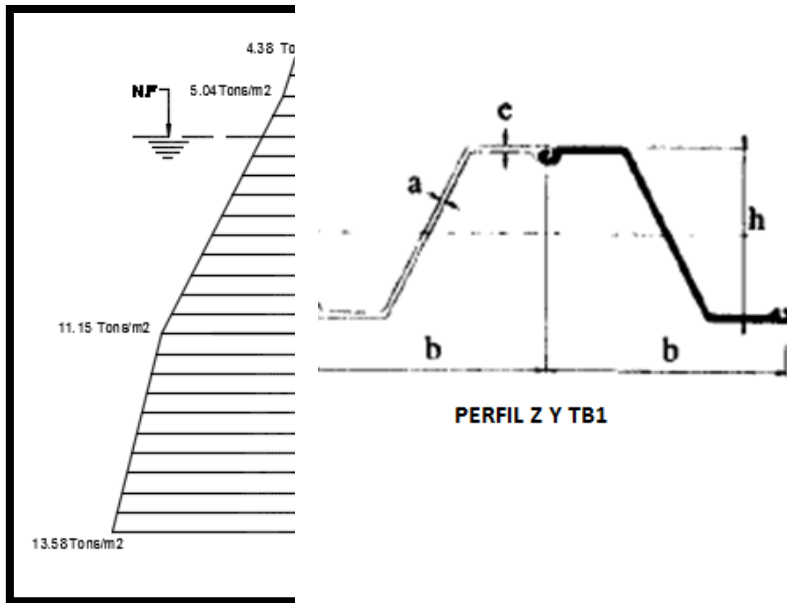


FIGURA 25: Esquema de la configuración de la deformada (Tituaña, 2015)

INERCIA (cm⁴/m)	M max (Tons-m)	δ_{ts} (m)	δ_{ti} (m)	$\delta_{ti} - \delta_{ts}$ (m)
1000,00	10,76	0,0140	0,0520	0,0380
7178,00	11,30	0,0140	0,0340	0,0200
9363,00	11,80	0,0140	0,0320	0,0180
11235,00	12,07	0,0140	0,0300	0,0160
13108,00	12,30	0,0140	0,0290	0,0150
19700,00	12,74	0,0140	0,0280	0,0140
34200,00	13,39	0,0140	0,0250	0,0110
55510,00	13,78	0,0140	0,0240	0,0100
82800,00	14,72	0,0140	0,0220	0,0080
115670,00	20,59	0,0140	0,0200	0,0060
300000,00	27,85	0,0140	0,0190	0,0050

TABLA 10: Resultados de las deformaciones y momentos máximos del modelo SAP 2000 (Tituaña, 2015)

6.2 RESUMEN E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

Con las diferentes rigideces del análisis anterior se pueden definir distintos niveles de factor de seguridad para diferentes tablestacas tanto de producción nacional (Perfiles TB1) como importadas (Perfiles AZ).

El tipo de acero utilizado es el ASTM A328 con un esfuerzo de fluencia $f_y=36$ KSI. Para el cálculo de la resistencia a flexión se utilizará un factor de $0.666f_y$.

Perfil AZ (Coduto, 2011)

PERFILES	B (mm)	h (mm)	e (mm)	a (mm)	INERCIA cm ⁴ /m	Z (cm ³ /m)	M max (actuante) Tons-m	FY (ksi)	Mn Tons-m	F.S	OBSERVACIÓN
TB1	801,00	196,00	4,75	4,75	7178,00	402,62	11,30	36,00	6,70	0,59	FALLA
TB1	801,00	196,00	6,00	6,00	9363,00	546,19	11,80	36,00	9,08	0,77	FALLA
TB1	801,00	196,00	7,00	7,00	11235,00	667,92	12,07	36,00	11,11	0,92	FALLA
TB1	801,00	196,00	8,00	8,00	13108,00	789,64	12,30	36,00	13,13	1,07	FALLA
AZ-13	670,00	303,00	9,50	9,50	19700,00	1300,00	12,74	36,00	21,62	1,70	OK
AZ-18	630,00	380,00	9,50	9,50	34200,00	1800,00	13,39	36,00	29,94	2,24	OK
AZ-26	630,00	427,00	13,00	12,20	55510,00	2600,00	13,78	36,00	43,24	3,14	OK
AZ-36	630,00	460,00	18,00	14,00	82800,00	3600,00	14,72	36,00	59,88	4,07	OK
AZ-48	580,00	482,00	19,00	15,00	115670,00	4800,00	20,59	36,00	79,83	3,88	OK

TABLA 11: Comparación entre momentos resistente vs momento actuantes de diferentes tipos de tablestacas (Tituaña, 2015)

El uso de tablestacas tipo TB1 no es adecuado para este tipo de excavaciones ya que para el perfil de tablestaca con una inercia de 13108 cm⁴ se obtiene un factor de seguridad muy bajo. La tablestaca que tiene una mayor eficacia es la que tiene el perfil AZ-13 ya que su factor de seguridad está dentro del rango de la seguridad.

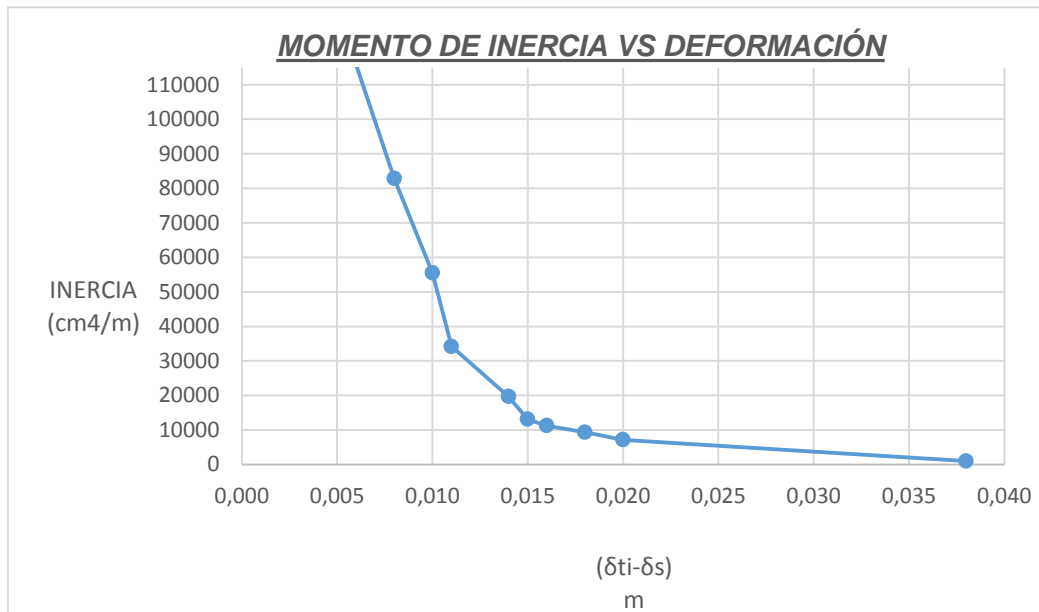


FIGURA 26: Variación de la deformación neta en la punta inferior de la tablestaca vs su momento de inercia (Tituaña, 2015)

En el grafico mostrado se puede apreciar que usar momentos de inercias mayores a 20.0000 cm⁴ no se evidencia cambios sustancial en las deformaciones en la punta, por lo que no sería eficaz usar tablestacas con momento de inercia mayores a 20.000 cm⁴.

6.3 RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO DE LOS PILOTES

El diseño de los pilotes estará sujeto a las necesidades de cada proyecto en donde se deben definir las condiciones de borde y la cantidad requerida de pilotes. Dado que esta investigación no pertenece a ningún proyecto en particular, las recomendaciones serán generales.

Para los suelos blandos investigados en este trabajo, se define a la profundidad de enterramiento efectiva de los pilotes es cercana a 8 metros (argudo, 2014). A partir de esa profundidad puede considerarse al pilote como totalmente empotrado, esto se ilustra en el siguiente gráfico:

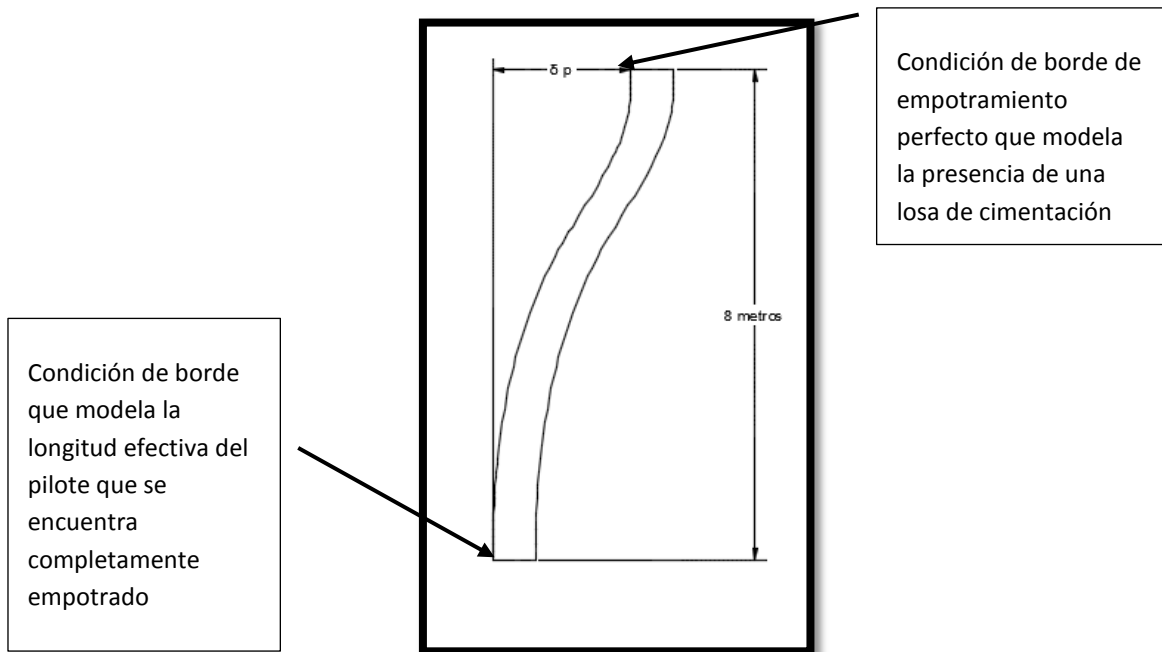


FIGURA 27: Configuración de la deformada de un pilote totalmente empotrado (Tituaña, 2015)

Para que no exista cedencia del acero de refuerzo el desplazamiento δp producido como reacción al empuje activo del sistema de entibado sobre el grupo de pilotes no puede exceder la expresión siguiente

$$\frac{\delta p}{L} \leq \frac{1}{400}$$

Dado que los pilotes se encuentran totalmente empotrados (con una longitud efectiva de 8 metros) el desplazamiento máximo permisible sería:

$$\delta p = \frac{8}{400} = 0.02 \text{ metros}$$

Para los diferentes análisis realizados el desplazamiento obtenido para una rigidez asumida de 6900 *tons/metros* para un grupo de pilotes fue de 0.014 metros, lo cual, garantiza que los pilotes no sufrirán ningún tipo de daño estructural permanente (cedencia).

CAPITULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

Para el sistema de contención analizado la tablestaca falla por flexión mucho antes que el suelo exceda su capacidad. Por este motivo, es importante tener un factor de seguridad mayor a 1.5 en la estructura que nos permita anticipar posibles variaciones en la rigidez del suelo que podrían causar cambios en el estado de esfuerzos en el entibado a lo largo de su vida útil.

Las disposiciones de la norma NEC-14 en cuanto a la magnitud de la fuerza sísmica en entibados temporales no es consistente con la de las estructuras diseñadas para una vida útil de 50 años y con un periodo de retorno de 475 años, ya que para el mismo nivel de riesgo ($PE=0.02$), un entibado temporal de 1 año debería diseñarse para un sismo que tiene un periodo de retorno de 100 años (análisis realizado en el capítulo 3). Por esta razón se recomienda revisar las disposiciones de la norma NEC-14 para que la magnitud de carga por efectos sísmicos corresponda a un sismo con un periodo de retorno de 9.5 veces su vida útil; dando como resultado una fuerza equivalente al 25% del sismo de diseño

Para el sistema de tablestacado y las condiciones del suelo analizado en este trabajo, las tablestacas producidas en el país no son adecuadas para contener excavaciones de 8 metros en adelante debido a que el factor de seguridad no se encuentra en el rango solicitado (mayor o igual a 1.5). Por esta razón, se requiere de tablestacas importadas cuyo rango de momentos de inercias es de 20.000 cm⁴ en adelante, dando como resultado factores de seguridad admisibles.

La tablestaca con el perfil AZ-13 es la más adecuada para las condiciones presentadas en este caso de análisis y además garantiza un correcto desempeño de los pilotes ya que la deformación calculada a la cabeza fue de 1.4 cm lo que equivale a una distorsión de $\frac{\Delta}{L} = \frac{1.4}{800} = \frac{1}{571} < \frac{1}{400}$ deformación elástica que no produce cedencia en el acero de refuerzo

7.2 RECOMENDACIONES

Debido que este trabajo está analizado únicamente para una profundidad de enterramiento de la punta de la tablestaca de 5 metros se recomienda realizar diferentes análisis aumentando dicha profundidad, puesto que un metro de hinca implica un gran aumento en la resistencia pasiva del suelo, esto pudiera resultar en entibados más económicos.

Para el cálculo de la rigidez lateral del suelo se recomienda realizar ensayos a escala real de carga lateral a los suelos que son característicos de Guayaquil, con el fin de obtener resultados más precisos en el comportamiento esfuerzo deformación (p-y).

En la hipótesis propuesta en este trabajo en cuanto a la variación de la rigidez del suelo por efectos de flujo dinámico se recomienda que mediante métodos científicos y con la utilización de prototipos se valide o no dicha hipótesis.

Se debe monitorear que las deformaciones laterales a la cabeza de los pilotes (δ_p) donde reacciona el sistema de entibado no causen daños estructurales como la cedencia del acero de refuerzo de los pilotes que se genera con una deriva mayor al 0.5%; ya que esto podría ocasionar una reducción de su rigidez crea deformaciones inelásticas permanentes y el agrietamiento excesivo afecta la ductilidad del pilote. Dicho análisis dependerá de las necesidades de cada proyecto y está en función del número de pilotes disponibles.

Otra constante en el análisis de este trabajo es la consideración de puntales infinitamente rígidos lo cual hace que la deformación $\delta_p = \delta_{ts}$. Se recomienda investigar el uso de sistemas de entibados con apuntalamientos flexibles, ya que con estos sistemas las condiciones de equilibrio y deformaciones se verían afectadas; previniéndose cambios en los momentos de diseño de la porción de tablestaca enterrada.

BIBLIOGRAFIA

Braja M. Das (2001). *Principios de ingeniería de cimentaciones*. 4ª edición.

Donald P. Coduto (2001). *Foundation Design Principles and Practices*. 2ª edición.

Argudo J (2014). Simposio Internacional de Ingeniería Sísmica. Universidad Laica Vicente Rocafuerte. “**Diseño Sismo Resistente Considerando Efectos de Interacción Suelo-Estructura**”. Este simposio se llevó a cabo en Guayaquil, Ecuador.

NEC-14. **Peligro Sísmico**. Diciembre 2014

Lambe, T. y Whitman, R. (1996). *Mecánica de suelos*. Segunda edición, 582 p.

Mozó, D (Mayo 2012). **Análisis y Diseño de Muros Pantalla en Suelos Arenosos**, Universidad Católica de la Santísima Concepción. Chile

Torres, N (Octubre 2010). **Geología y Geotecnia Filtraciones**. Universidad Nacional de Rosario.

Silvia. A (2011). *Redes de filtración, Geología y Geotécnica*.

Jurado. C (Abril 2012), **Interacción suelo estructura en muros de contención**, Universidad Politécnica de Madrid.

Kramer, S (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. 1ª edición.

Argudo. J (2011), **Apuntes de Ingeniería Sísmica**, Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.

Ortuño L (2010), **Apuntes de Empuje de Tierras Sobre Estructuras Rígidas**,

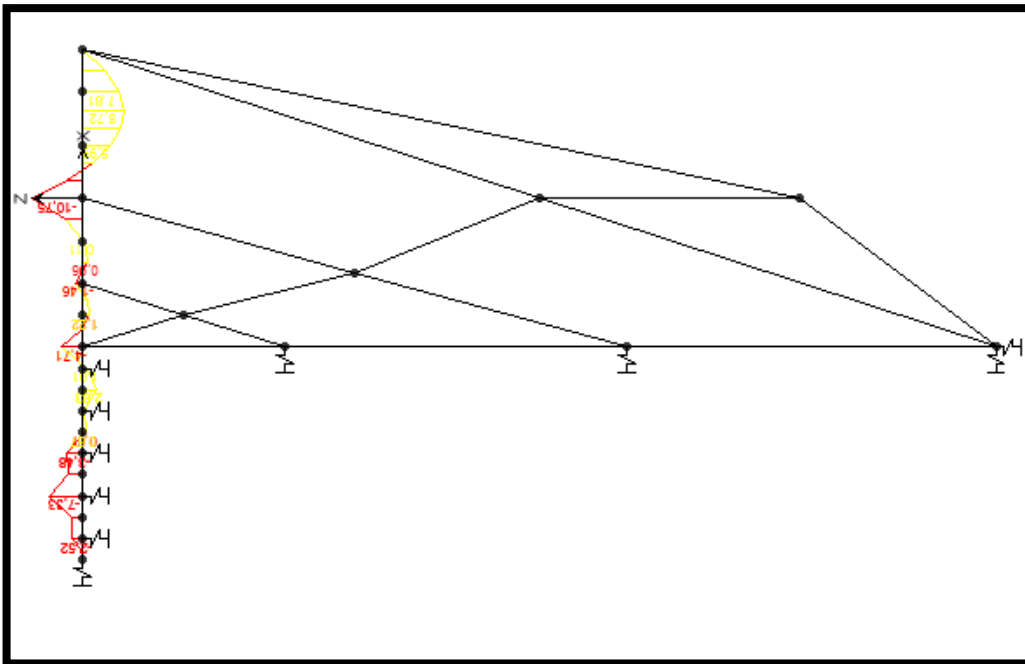
LPILE

SAP2000

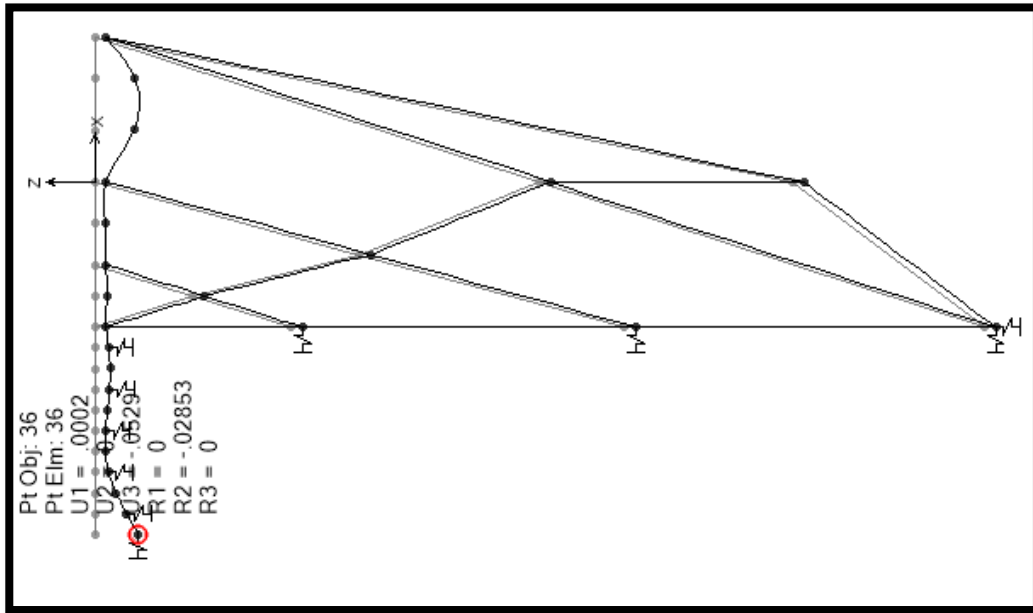
ANEXOS (Imágenes obtenidas de Sap2000)

Momento de inercia 1000 cm^4

- Diagrama de momento flector

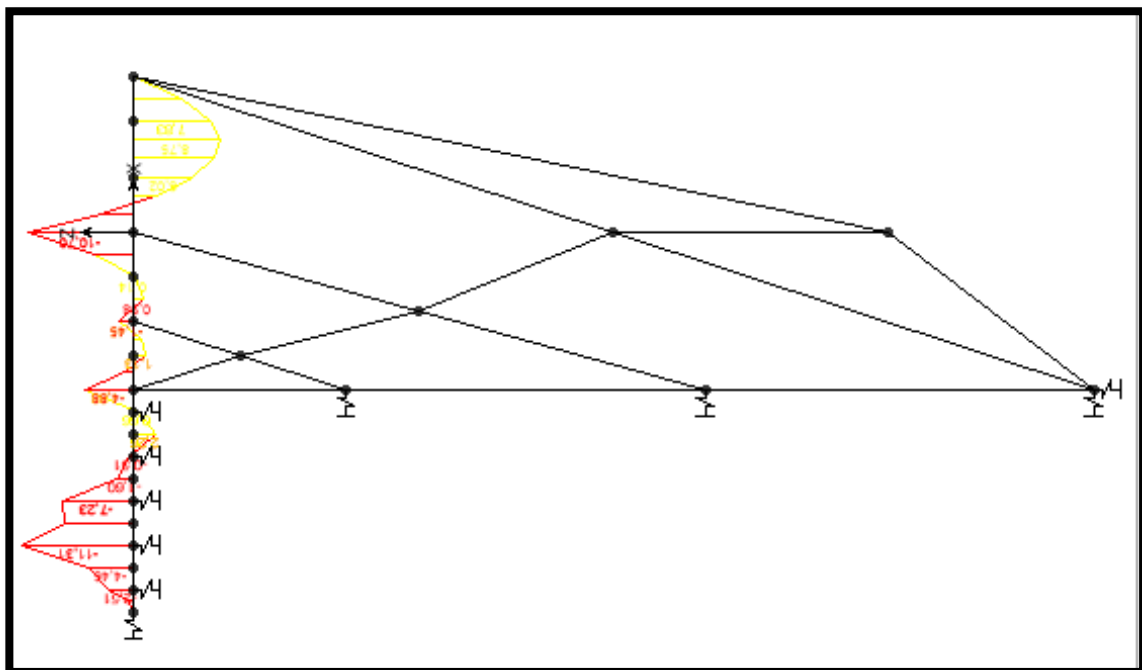


- Configuración de la deformada

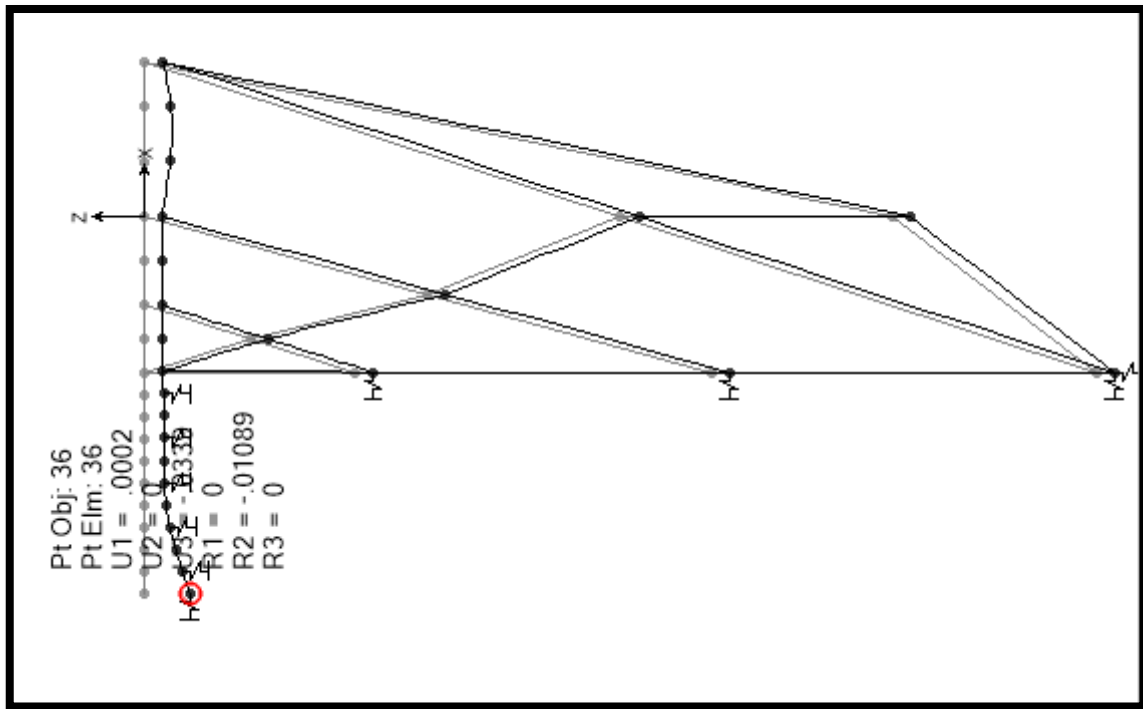


Momento de inercia 7178 cm^4

- Diagrama de momento flector

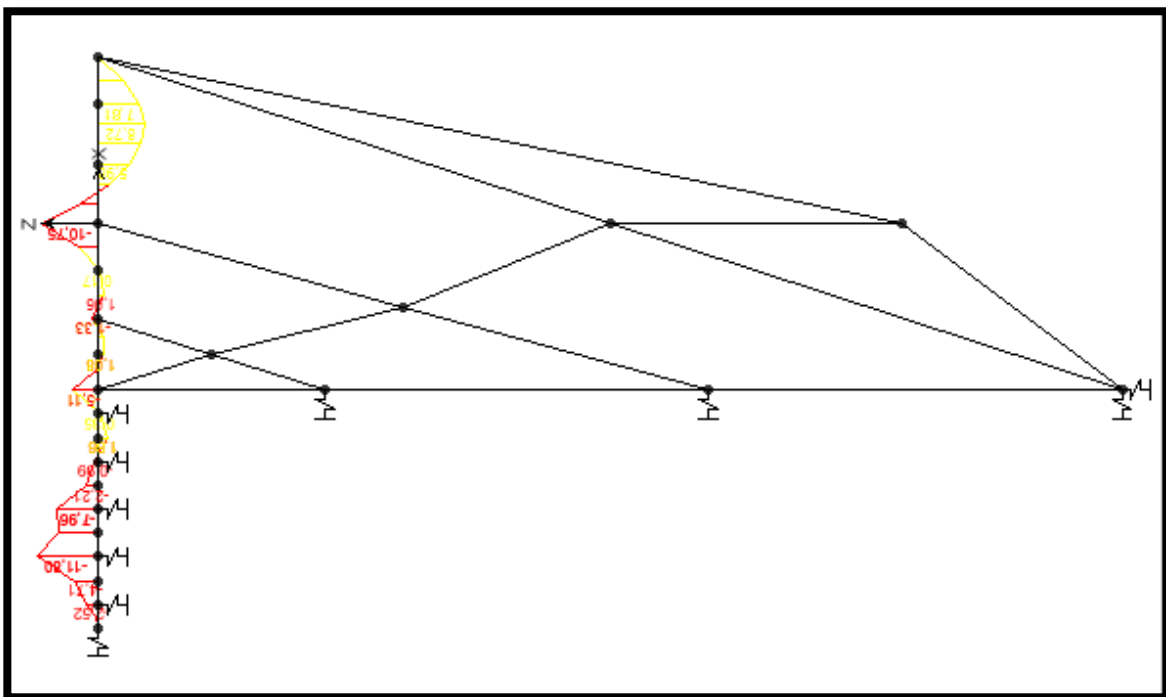


- Configuración de la deformada

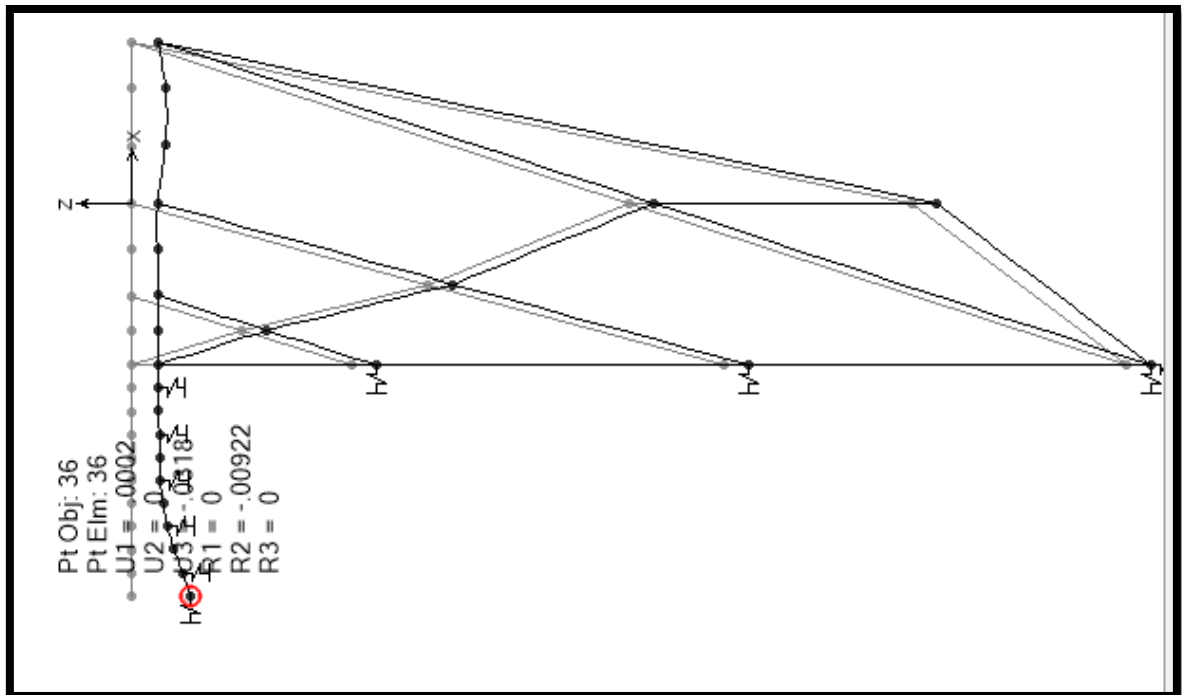


Momento de inercia 9363 cm^4

- Diagrama de momento flector

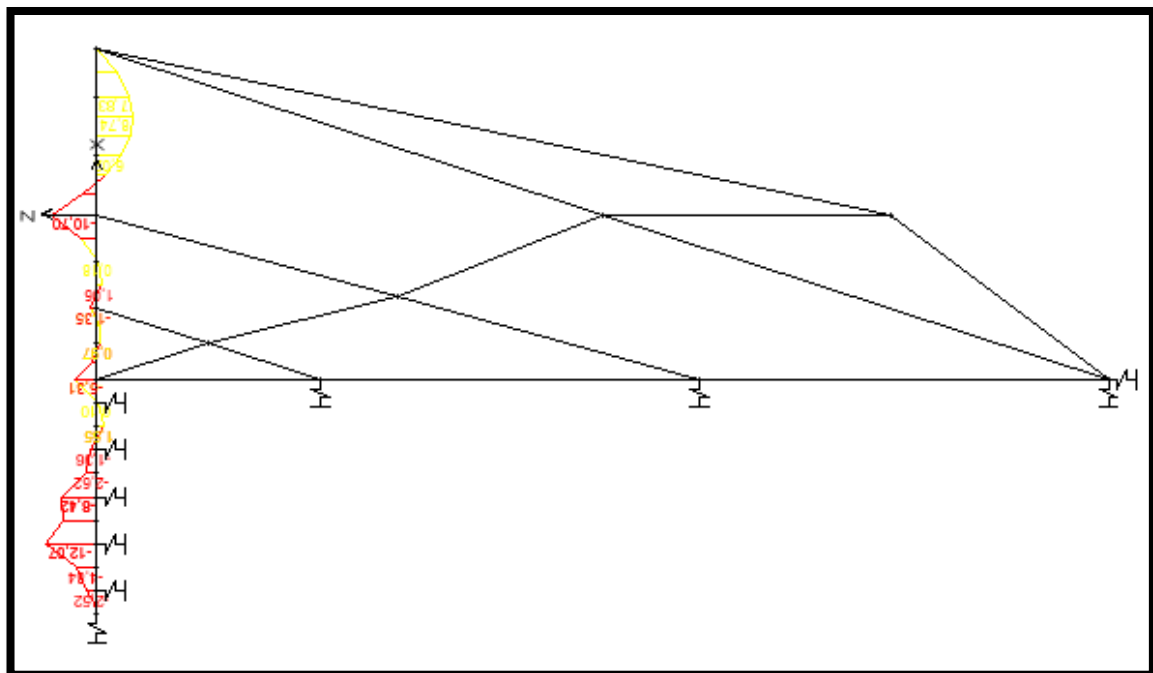


- Configuración de la deformada

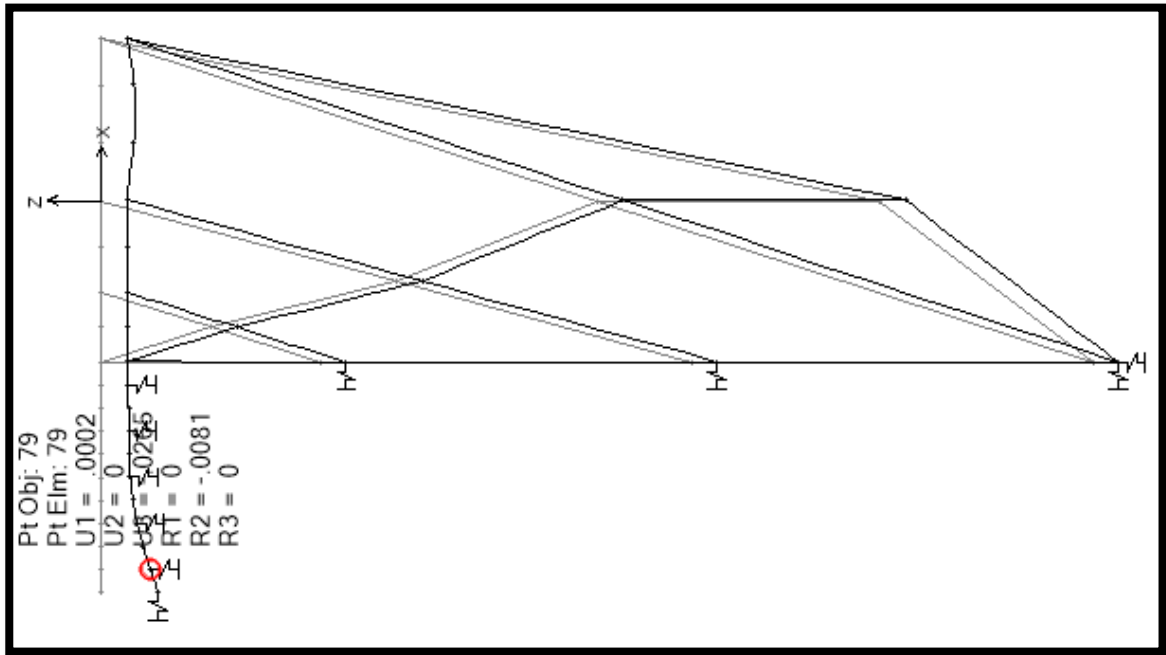


Momento de inercia 11235 cm^4

- Diagrama de momento flector

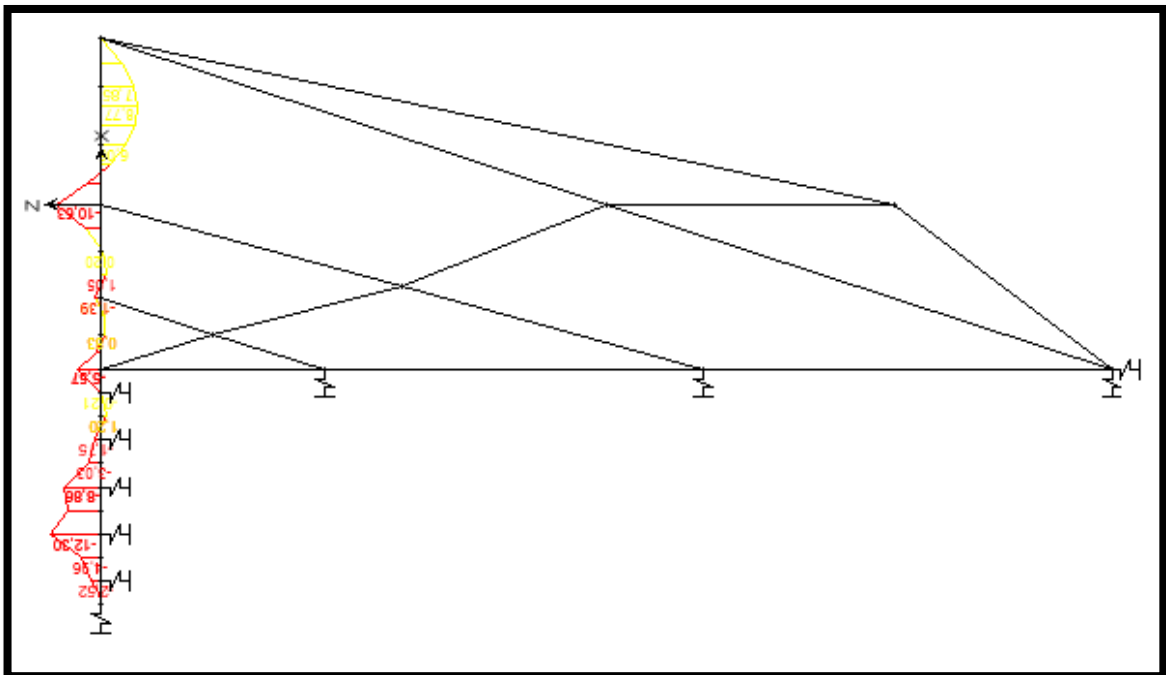


- Configuración de la deformada

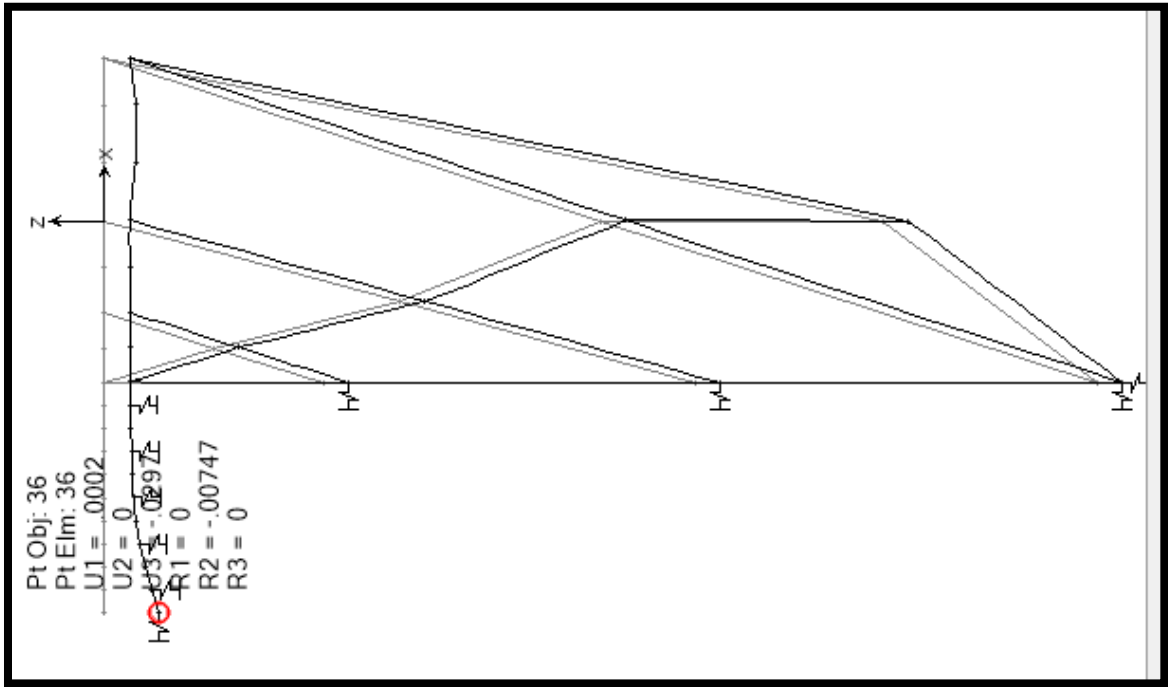


Momento de inercia 13108 cm^4

- Diagrama de momento flector

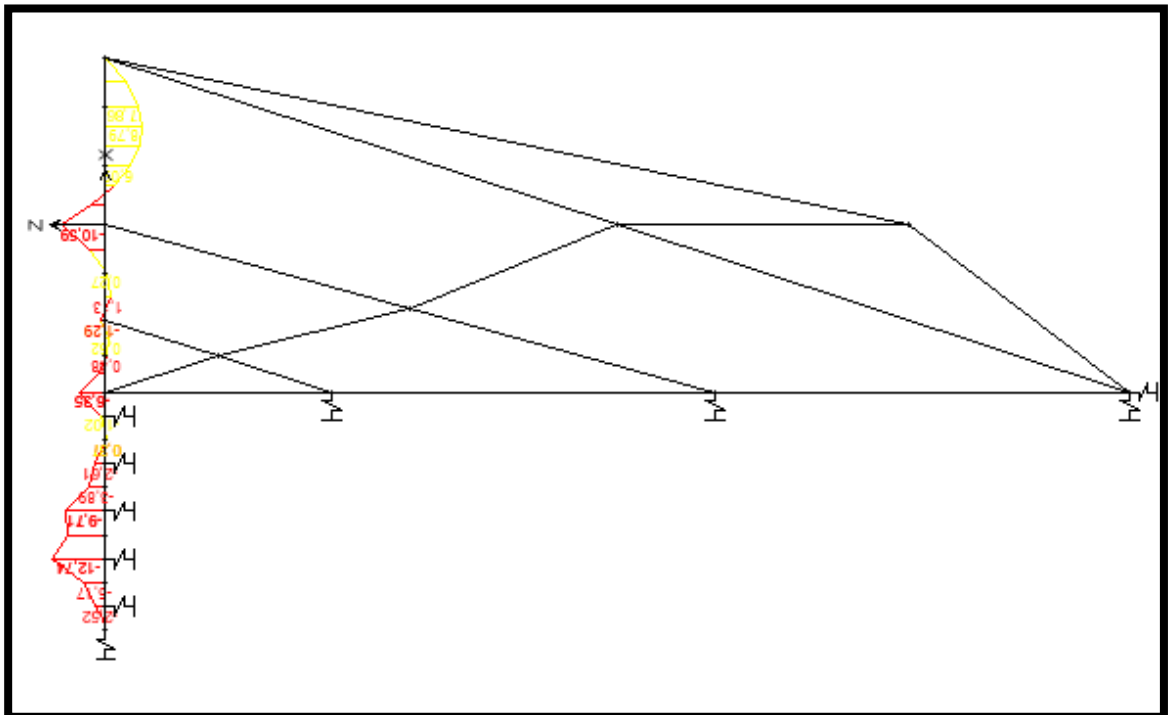


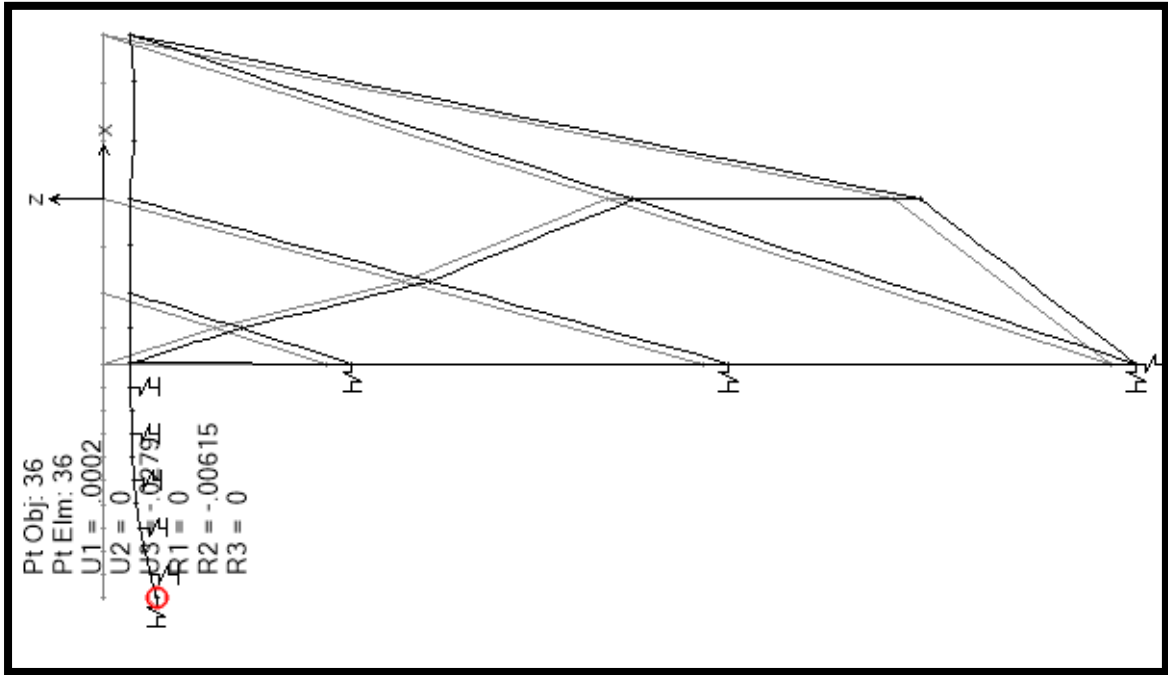
- Configuración de la deformada



Momento de inercia 19700 cm^4

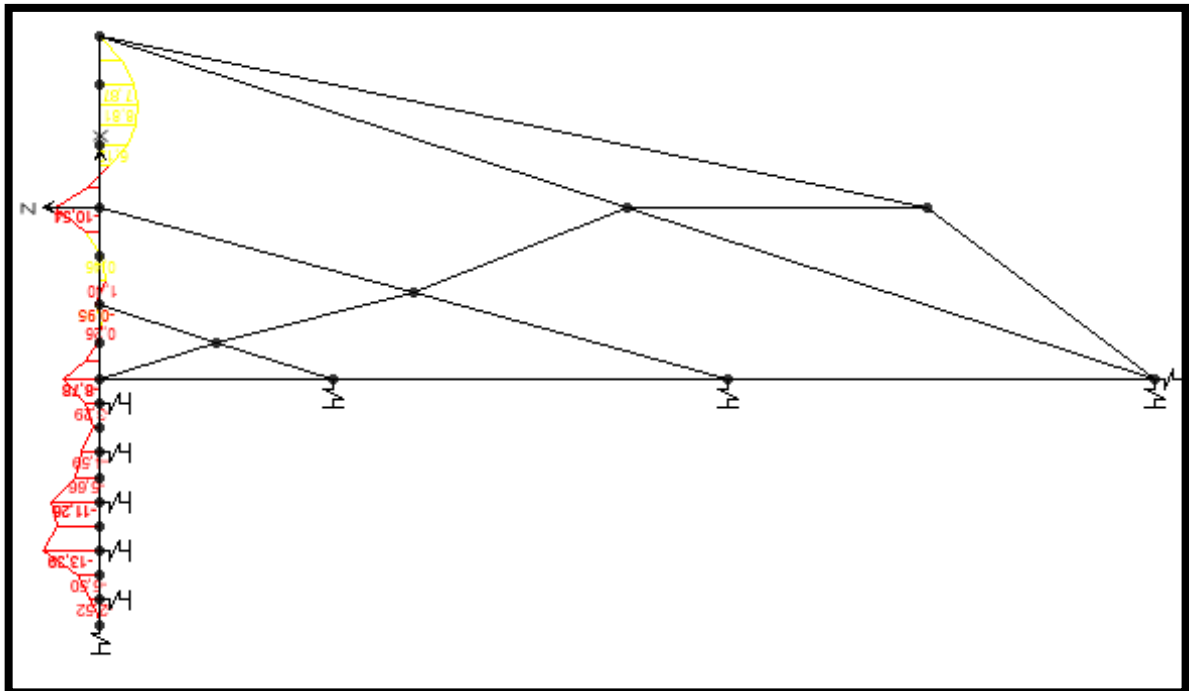
- Diagrama de momento flector



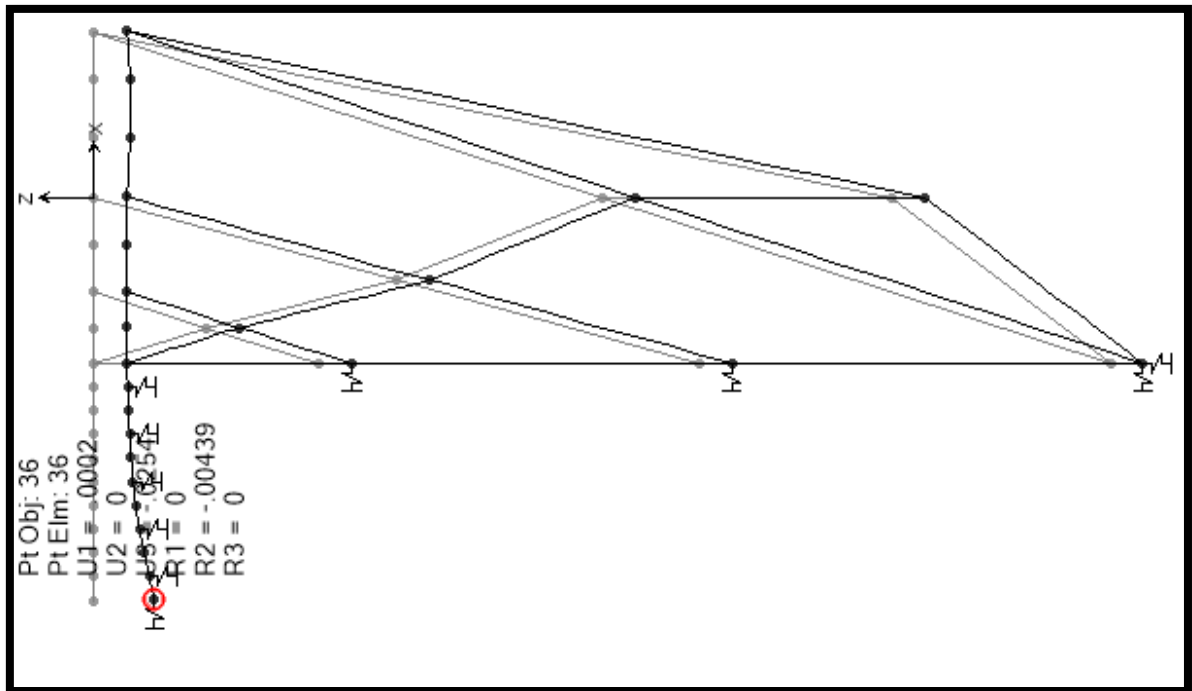


Momento de inercia 34200 cm^4

- Diagrama de momento flector

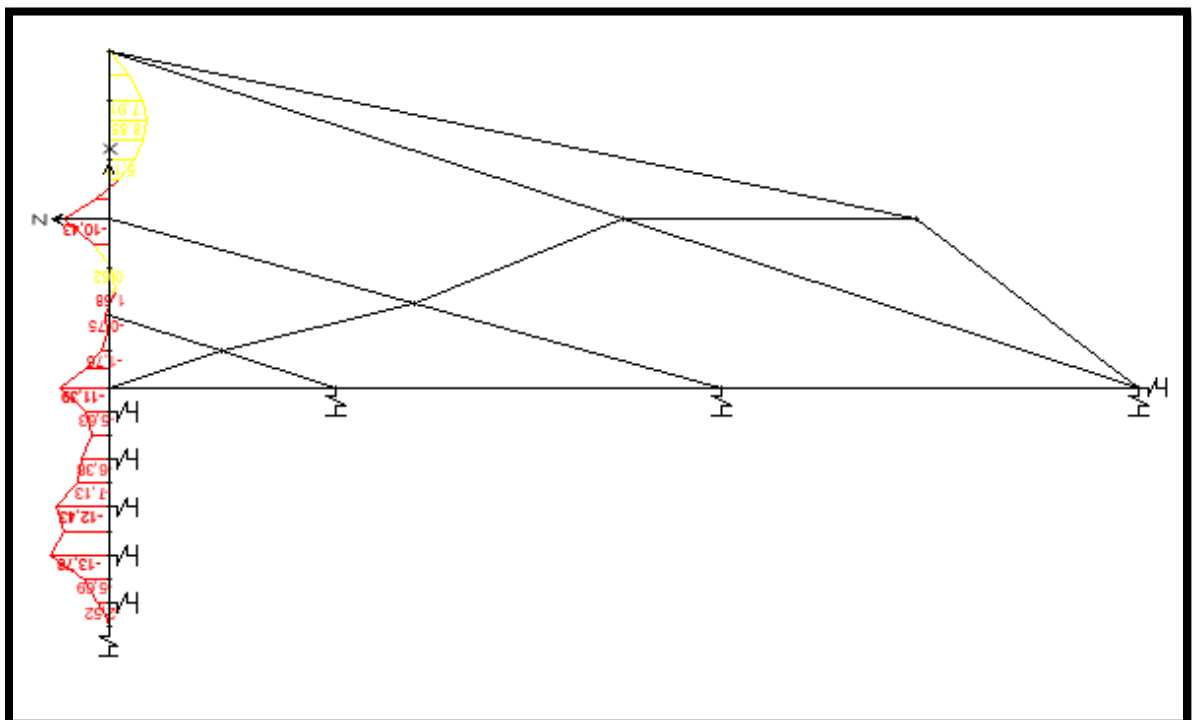


- Configuración de la deformada

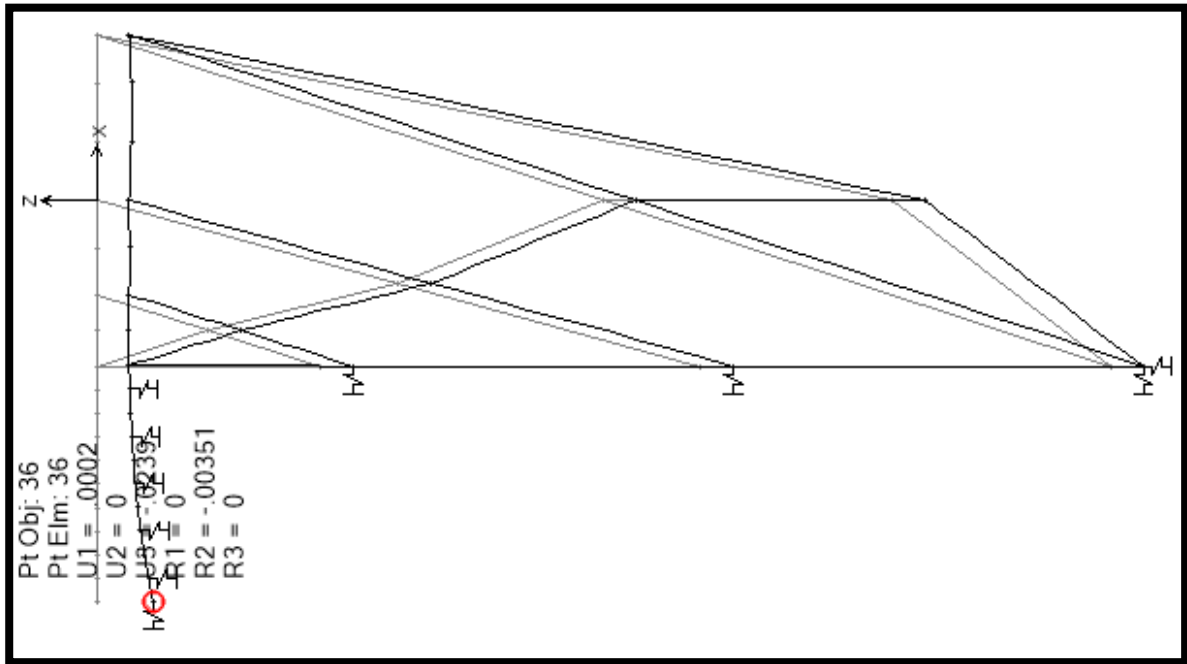


Momento de inercia 55510 cm^4

- Diagrama de momento flector

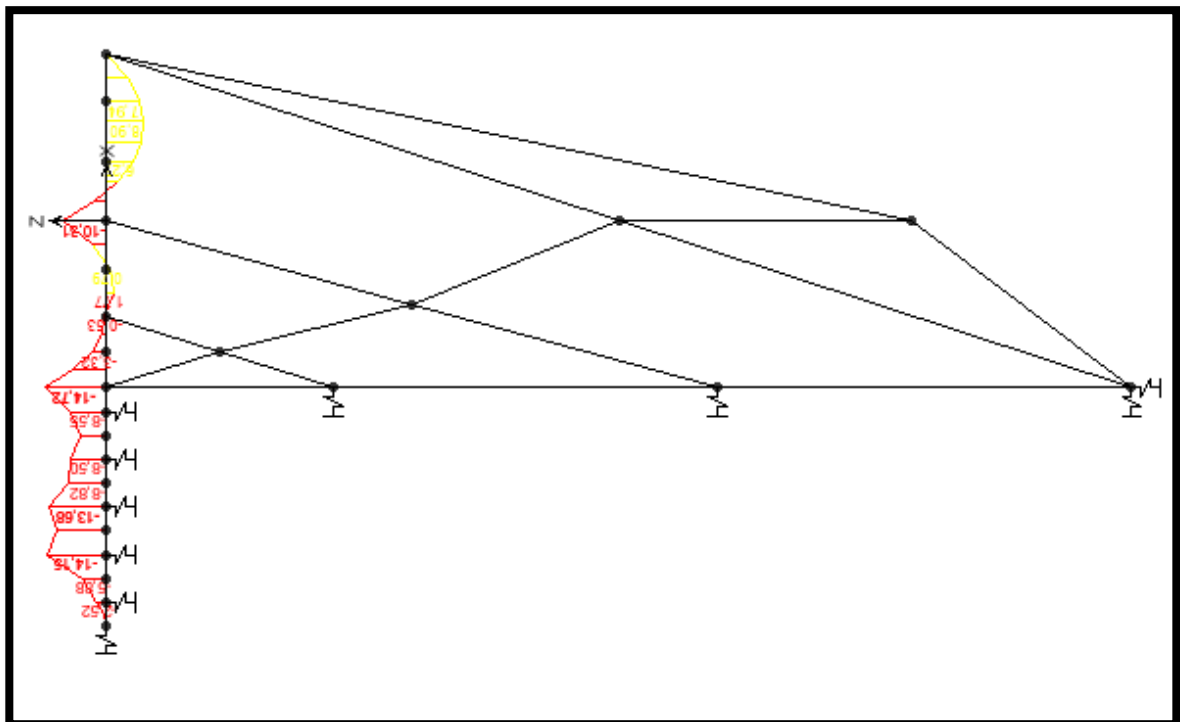


- Configuración de la deformada

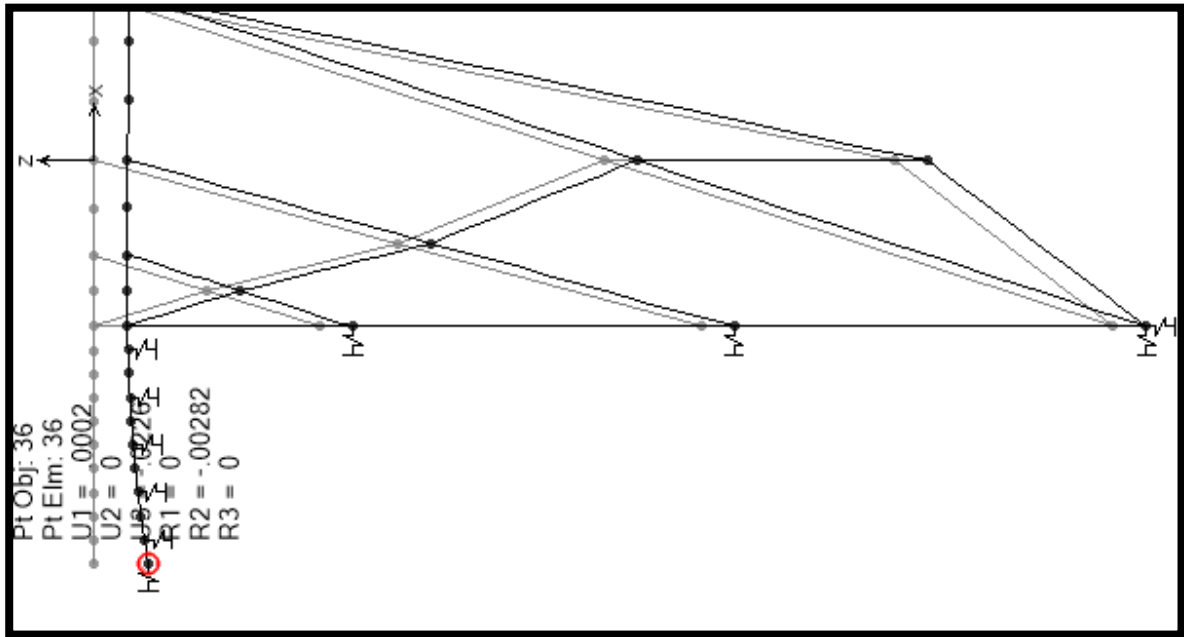


Momento de inercia 82800 cm^4

- Diagrama de momento flector

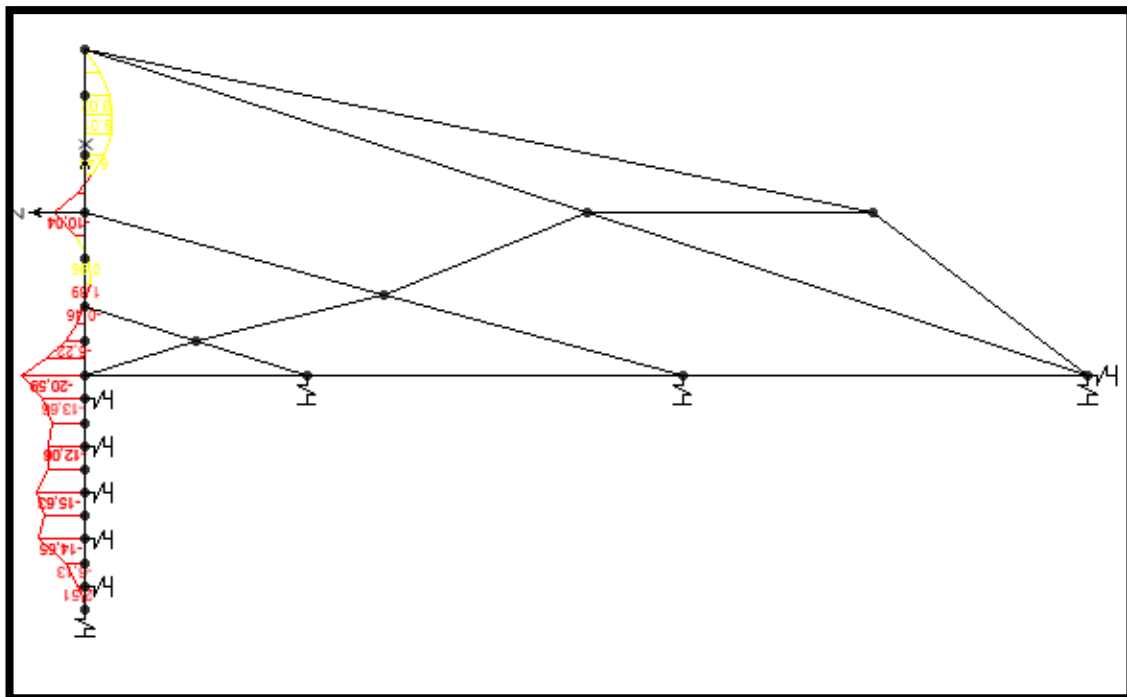


- Configuración de la deformada

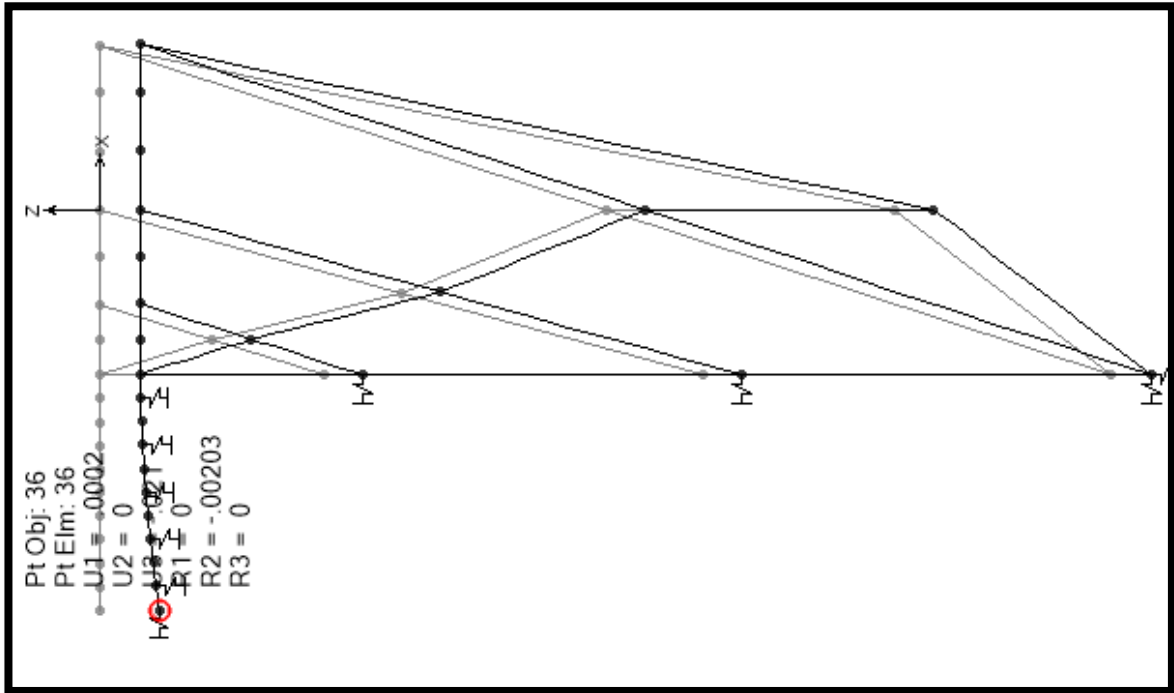


Momento de inercia 115670 cm^4

- Diagrama de momento flector

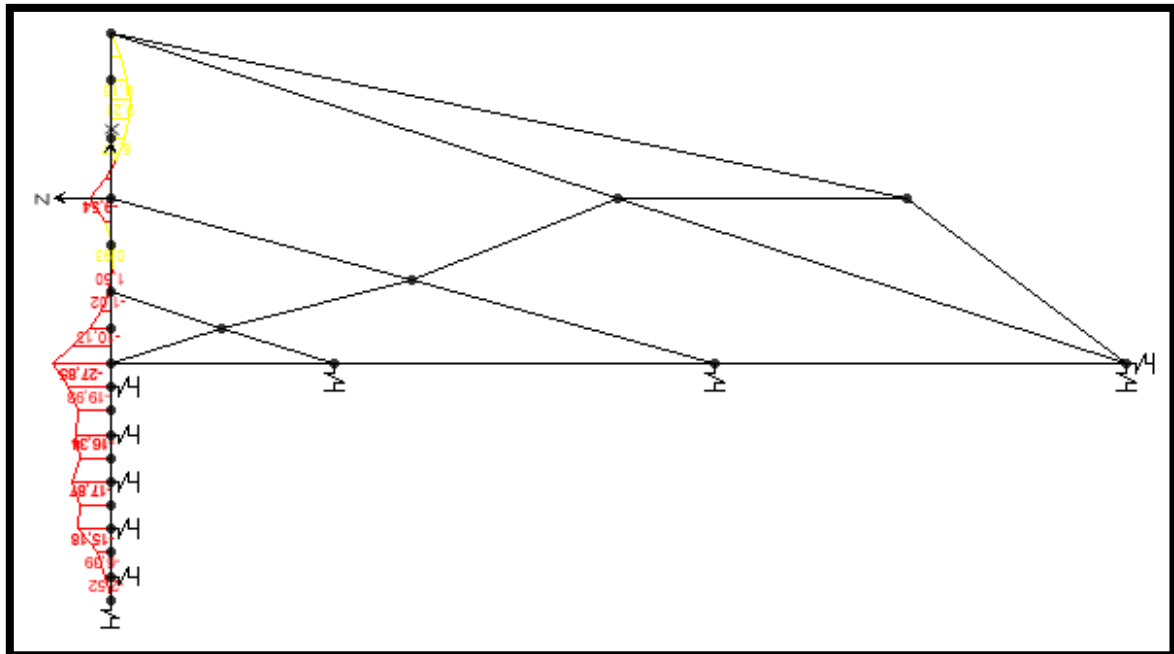


- Configuración de la deformada



Momento de inercia 30000 cm^4

- Diagrama de momento flector



- Configuración de la deformada

