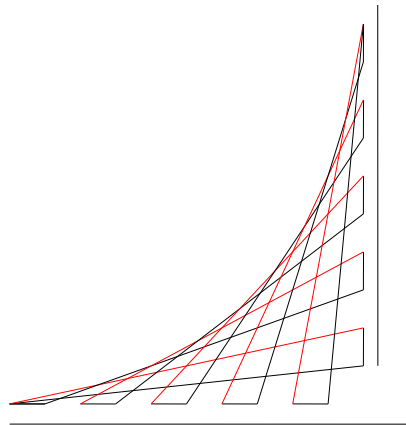


ANÁLISIS DE VARIACIÓN DE ESFUERZOS DURANTE EXCAVACIONES EN SUELOS BLANDOS

CAMILO ALEXIS ROMERO PORRAS



ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA

“JULIO GARAVITO”

PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL

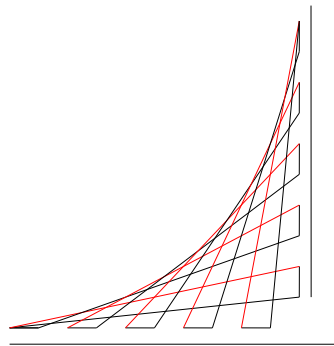
BOGOTÁ D.C

2014

ANÁLISIS DE VARIACIÓN DE ESFUERZOS DURANTE EXCAVACIONES EN SUELOS BLANDOS

CAMILO ALEXIS ROMERO PORRAS

Trabajo de Grado para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Geotecnia



Director:
Ing. Ricardo Salazar Ferro

**ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA
"JULIO GARAVITO"
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
PROGRAMA MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL
BOGOTÁ D.C
2014**

Nota de aceptación:

Jurado

Jurado

Director del trabajo de grado

Bogotá D.C., 14 de Enero de 2014

DEDICATORIA

A Dios, a mi esposa Alexandra por el apoyo incondicional durante estos años de estudio y a mis hijos Valentina, Jeronimo y Antonia por entender la importancia de esta Maestría y las noches y fines de semana en los que no los pude acompañar.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo es desarrollado gracias al apoyo del Ingeniero Ricardo Salazar Ferro y a la Escuela Colombiana de Ingeniería quienes me permitieron y facilitaron el uso de software especializado PLAXIS 2D para las modelaciones realizadas.

Gracias a la experiencia del Ingeniero Ricardo el proyecto siempre tuvo un fin específico conjugando la práctica con la teoría.

A la firma SAFISA por facilitar información relevante para la ejecución del trabajo de Grado.

CONTENIDO

	pag.
DEDICATORIA	4
AGRADECIMIENTOS	5
INTRODUCCIÓN	1
1. OBJETIVOS Y METODOLOGÍA PROPUESTA	3
1.1 Objetivo general	3
1.2 Objetivos específicos	3
1.3 METODOLOGÍA PROPUESTA	3
1.3.1 Recopilación de información.....	3
1.3.2 Análisis de información existente.....	4
1.3.3 Variables estudiadas.....	4
1.3.4 Modelación Numérica	5
1.3.5 Análisis de esfuerzos.....	5
2. MARCO TEÓRICO	6
2.1 LAS ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN	6
2.1.1 Tipología de las pantallas	8
2.1.2 Sistemas de soporte lateral	9
2.2 ESFUERZOS EN EL SUELO	11
2.2.1 Coeficientes de Tierras	11
2.2.2 Rankine.....	14
2.2.3 Peck (1969)	16
2.3 FALLA DE FONDO	18
2.4 ASENTAMIENTOS Y DEFORMACIONES EN ARCILLAS BLANDAS Y MEDIAS	19
2.5 ELEMENTOS FINITOS	21
2.5.1 Generalidades	21
2.5.2 Discretización	22

2.5.3 Ley constitutiva	24
2.6 PROGRAMA PLAXIS 2D	25
2.6.1 Modelo constitutivo	25
2.6.2 Esfuerzos.....	26
2.6.3 Deformaciones.....	27
3. DESARROLLO	28
3.1 INFORMACIÓN EXISTENTE.....	28
3.2 ANÁLISIS DE INFORMACIÓN EXISTENTE	29
3.2.1 Propiedades Físicas	29
3.2.1.1 Propiedades Físicas Proyecto No.1	29
3.2.1.2 Propiedades Físicas Proyecto No.2	31
3.2.1.3 Propiedades Físicas Proyecto No.3	32
3.2.2 Parámetros de Resistencia.....	33
3.2.2.1 Parámetros de Resistencia Proyecto No.1.....	34
3.2.2.2 Parámetros de Resistencia Proyecto No.2.....	36
3.2.2.3 Parámetros de Resistencia Proyecto No.3.....	37
3.2.3 Posición del Nivel Freático.....	38
3.2.4 Geometría y de la Excavación	38
3.2.4.1 Geometría Proyecto No.1.....	38
3.2.4.2 Geometría Proyecto No.2.....	39
3.2.4.3 Geometría Proyecto No.3.....	40
3.2.5 Sistema de Apuntalamiento	41
3.2.5.1 Apuntalamiento Proyecto No.1.....	41
3.2.5.2 Apuntalamiento Proyecto No.2.....	42
3.2.5.3 Apuntalamiento Proyecto No.3.....	43
3.2.6 Dimensiones de las Pantallas.....	43
3.2.7 Lecturas de Inclínómetros.....	44
3.3 VARIABLES DE DISEÑO USADAS EN EL ANÁLISIS	45
3.4 MODELACIÓN NUMÉRICA	48
3.4.1 Condiciones Iniciales	48
3.4.1.1 Esfuerzos y Desplazamientos Iniciales Proyecto No.1.....	48
3.4.1.2 Esfuerzos y Desplazamientos Iniciales Proyecto No.2.....	50
3.4.1.3 Esfuerzos y Desplazamientos Iniciales Proyecto No.3.....	53
3.4.2 Calibración De Desplazamientos y Cálculo De Esfuerzos.....	56
3.4.2.1 Esfuerzos y Desplazamientos Calibrados Proyecto No.1	56
3.4.2.2 Esfuerzos y Desplazamientos Calibrados Proyecto No.2	58
3.4.2.3 Esfuerzos y Desplazamientos Calibrados Proyecto No.3	61

3.5 ANÁLISIS DE ESFUERZOS	63
3.5.1 Calculo de Esfuerzos usando Coeficientes de Tierras	63
3.5.1.1 Esfuerzos Horizontales y Verticales Proyecto No.1	64
3.5.1.2 Esfuerzos Horizontales y Verticales Proyecto No.2	66
3.5.1.3 Esfuerzos Horizontales y Verticales Proyecto No.3	67
3.5.2 Comparación de Esfuerzos y Calibración de los Coeficientes de Tierras.	69
3.5.2.1 Calibración Coeficiente de Presión Proyecto No.1	69
3.5.2.2 Calibración Coeficiente de Presión Proyecto No.2.....	70
3.5.2.3 Calibración Coeficiente de Presión Proyecto No.3.....	72
4. CONCLUSIONES	73
4.1 DESPLAZAMIENTOS	73
4.2 ESFUERZOS	74
5. BIBLIOGRAFÍA	77

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Consistencia de las arcillas	33
Tabla 2. Parámetros elásticos para diferentes tipos de suelos	34
Tabla 3. Parámetros de resistencia y módulos elásticos Proyecto No.1.....	35
Tabla 4. Parámetros de resistencia y módulos elásticos Proyecto No.2.....	36
Tabla 5. Parámetros de resistencia y módulos elásticos Proyecto No.3.....	37
Tabla 6. Nivel freático	38
Tabla 7. Niveles de excavación Proyecto No.1	38
Tabla 8. Niveles de excavación Proyecto No.2.....	39
Tabla 9. Niveles de excavación Proyecto No.3.....	40
Tabla 10. Dimensiones de las pantallas	43
Tabla 11. Parámetros de diseño para elementos estructurales (pantalla y sistemas de apuntalamiento)	46
Tabla 12. Parámetros de diseño para los estratos existentes	47

Tabla 13. Resumen Ux en la pantalla para las tres etapas de excavación	49
Tabla 14. Resumen Ux en la pantalla para las tres etapas de excavación	51
Tabla 15. Resumen Ux en la pantalla para las tres etapas de excavación	55
Tabla 16. Valores de Eu calibrados	56
Tabla 17. Valores de esfuerzos totales en los límites de las excavaciones	57
Tabla 18. Valores de Eu calibrados	59
Tabla 19. Valores de esfuerzos totales en los límites de las excavaciones	60
Tabla 20. Valores de E _u calibrados	61
Tabla 21. Valores de esfuerzos totales en los límites de las excavaciones	62
Tabla 22. Coeficientes de presión de tierras activo y pasivo	64
Tabla 23. Esfuerzos horizontales totales	65
Tabla 24. Coeficientes de presión de tierras activo y pasivo	66
Tabla 25. Esfuerzos horizontales totales	66
Tabla 26. Coeficientes de presión de tierras activo y pasivo	67
Tabla 27. Esfuerzos horizontales totales	68
Tabla 28. Coeficientes de presión de tierras calibrados	70
Tabla 29. Coeficientes de presión de tierras calibrados	71
Tabla 30. Coeficientes de presión de tierras calibrados	72
Tabla 31. Comparación desplazamientos laterales máximos (Clough vs <i>PLAXIS 2D</i>)	73
Tabla 32. Profundidad grietas de tensión (teoría convencional vs <i>PLAXIS 2D</i>)	76

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Clasificación sistemas de contención (O`Rourke, 1990).....	6
Figura 2. Estados de falla de estructuras de contención. Adaptado de Excavaciones en condiciones complejas (Moya 1997).....	7
Figura 3. Proceso constructivo de una pantalla	9
Figura 4. Sistemas de soporte	10

Figura 5. Coeficientes de tierras a) Reposo, b) Estado limite-empuje activo y c) Estado limite-empuje pasivo (Adaptado de Jiménez Salas 1975)	13
Figura 6. (a) <i>Distribución de presiones de Rankine</i> ; y (b) <i>Zona activa y pasiva</i>	14
Figura 7. <i>Envolventes de presión Peck (1969)</i>	17
Figura 8. Relación entre el empuje y el movimiento del terreno (SANHUEZA, 2008).....	17
Figura 9. Factor de seguridad de falla de fondo: a) sin muros empotrados; y b) con muros empotrados.	18
Figura 10. Curvas de diseño para obtener el movimiento máximo lateral del muro para arcilla blandas a medias (Clough el al.)	20
Figura 11. Comparación de los desplazamientos en un muro con análisis de deformación plana, análisis tridimensional y medidos en campo (CHANG-YU, 2006).....	22
Figura 12. Proceso de discretización	23
Figura 13. Elemento de cuatro nodos	23
Figura 14. Área de estudio.....	28
Figura 15. Propiedades físicas proyecto No.1	30
Figura 16. Propiedades físicas proyecto No.2	31
Figura 17. Propiedades físicas proyecto No.3	33
Figura 18. Valores de c_u y E_u Proyecto No.1	35
Figura 19. Valores de c_u y E_u Proyecto No.2	36
Figura 20. Valores de c_u y E_u Proyecto No.3	37
Figura 21. Geometría de la excavación Proyecto No.1.....	39
Figura 22. Geometría de la excavación Proyecto No.2.....	40
Figura 23. Geometría de la excavación Proyecto No.3.....	41
Figura 24. Sistema apuntalamiento Proyecto No.1	42
Figura 25. Sistema apuntalamiento Proyecto No.2.....	42
Figura 26. Sistema apuntalamiento Proyecto No.3.....	43
Figura 27. Deformaciones medidas en las pantallas para las dos etapas de excavación.....	44
Figura 28. Desplazamientos horizontales de la pantalla-condiciones iniciales	49
Figura 29. Esfuerzos totales en la excavación-condiciones iniciales. a) Sotano-1, b) Sotano-2 y c) Sotano-3.....	50

Figura 30. Desplazamientos de la pantalla-condiciones iniciales	52
Figura 31. Esfuerzos totales en la excavación-condiciones iniciales. a) Sotano-1, b) Sotano-2 y c) Sotano-3.....	53
Figura 32. Desplazamientos de la pantalla-condiciones iniciales	54
Figura 33. Esfuerzos totales en la excavación-condiciones iniciales. a) Sotano-1, b) Sotano-2 y c) Sotano-3.....	55
Figura 34. Desplazamientos de la pantalla-parámetros calibrados.....	57
Figura 35. Esfuerzos totales en la excavación-parámetros calibrados. a) Sotano-1, b) Sotano-2 y c) Sotano-3.....	58
Figura 36. Desplazamientos de la pantalla-parámetros calibrados.....	59
Figura 37. Esfuerzos totales en la excavación-parámetros calibrados. a) Sotano-1, b) Sotano-2 y c) Sotano-3.....	60
Figura 38. Desplazamientos de la pantalla-parámetros calibrados.....	62
Figura 39. Esfuerzos totales en la excavación-parámetros calibrados. a) Sotano-1, b) Sotano-2 y c) Sotano-3.....	63
Figura 40. Relación entre seno ϕ y el índice de plasticidad (Mitchell 1993).....	64
Figura 41. Esfuerzos horizontales totales (teoría convencional). a) sotano-1, b) sotano-2 y c) sotano-3.	65
Figura 42. Esfuerzos horizontales totales (teoría convencional).....	67
Figura 43. Esfuerzos horizontales totales (teoría convencional).....	68
Figura 44. Comparación esfuerzos horizontales totales para las tres etapas de excavación (<i>PLAXIS 2D</i> vs calibrados).....	69
Figura 45. Comparación esfuerzos horizontales totales para las tres etapas de excavación (<i>PLAXIS 2D</i> vs calibrados).....	71
Figura 46. Esfuerzos horizontales totales (teoría convencional).....	72
Figura 47. Esfuerzos activos y pasivos	75

ANEXOS

Anexo A. Memorias de Cálculo.

INTRODUCCIÓN

Las necesidades de un mayor aprovechamiento de los espacios han llevado a buscar alternativas para el uso del subsuelo en el desarrollo de diferentes obras de ingeniería como la construcción de sótanos de edificios, parqueaderos subterráneos y vías de comunicación como el metro.

Según Moya¹, en la ciudad de Bogotá las excavaciones en la construcción de edificaciones no presentaban mayores inconvenientes. Debido a la creciente demanda de espacio, especialmente en zonas comerciales donde se requiere construir sótanos de parqueo, la profundidad de las excavaciones fue aumentando progresivamente y en la actualidad es normal considerar excavaciones de 8 a 12 metros de profundidad.

En la realización de excavaciones se pueden presentar dos situaciones:

- Falla por cortante del suelo, dando lugar a una deformación excesiva de una estructura o a la interrupción de vías y servicios.
- Desplazamientos excesivos en el suelo, induciendo altos esfuerzos en la estructura como resultado de los movimientos diferenciales.

En el caso de una excavación cuyas paredes no pueden sostenerse por sí mismas, es necesario construir una estructura que permita mantener el equilibrio. Estas estructuras de contención tienen como función aplicar fuerzas que permitan contrarrestar los empujes que produce el suelo y reducir deformaciones. Los sistemas de contención no deben fallar. En este tipo de estructuras la falla es un problema de pérdida de resistencia y aumento descontrolado de la deformación.

Cada sistema de contención tiene sus propios “estados límites” los cuales deben ser considerados en el análisis y diseño. Entre estos se pueden destacar los siguientes:

- Deben satisfacer el equilibrio de Momentos.
- Debe satisfacer el equilibrio de Fuerzas Horizontales.

¹ MOYA, J.E. Excavaciones en condiciones complejas. Bogotá. Cuarta reimpresión. 2002. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.

- Debe satisfacer el equilibrio de Fuerzas Verticales.
- Las presiones de tierra no deben sobreesforzar ninguna parte de la estructura.

Debe mantenerse la estabilidad general del suelo alrededor de la estructura. Se denominan estructuras rígidas aquellas estructuras que no cambian de forma bajo la acción de los empujes del suelo y sus movimientos son de giro y deslizamiento sin que aparezcan deformaciones apreciables de flexión y acortamiento, mientras que se denominan flexibles las que por sus dimensiones experimentan deformaciones apreciables de flexión, y sus cambios pueden influir claramente en la distribución y magnitud de los empujes.

1. OBJETIVOS Y METODOLOGÍA PROPUESTA

1.1 OBJETIVO GENERAL

Analizar el comportamiento de los esfuerzos en excavaciones en suelos blandos para distintas etapas de construcción utilizando elementos finitos (programa *PLAXIS 2D*) y compararlos con aquellos asumidos en las metodologías tradicionales.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Analizar el comportamiento de los esfuerzos que se presentan en una excavación en suelos blandos.
- Comparar los esfuerzos obtenidos usando métodos de diseño tradicionales con métodos de elementos finitos (bidimensional).
- Utilizar el programa *PLAXIS 2D* en el cálculo de esfuerzos para excavaciones, basado en un modelo lineal elástico usando el Modulo de Elasticidad y la relación de poisson del suelo.
- Comparar con proyectos que hayan sido instrumentados.
- Dar recomendaciones para el diseño de excavaciones.

1.3 METODOLOGÍA PROPUESTA

La metodología propuesta para desarrollar el presente trabajo permite entender la manera como se desarrolla el trabajo y como se obtienen los resultados.

1.3.1 Recopilación de información

La recopilación de información está relacionada con la obtención de los estudios de suelos y/o información relevante de cada uno de los proyectos analizados, de

tal forma que sea posible conocer las propiedades físicas y de resistencia del subsuelo, niveles y geometría de la excavación, dimensiones de los elementos estructurales y fechas aproximadas en las cuales se realizó la excavación. Además, se recopilaron las campañas de lectura de los inclinómetros donde se midieron los desplazamientos horizontales de las pantallas analizadas.

1.3.2 Análisis de información existente

Una vez recopilada la información, los estudios de suelos fueron analizados con el objeto de definir las propiedades físicas y de resistencia del subsuelo. Para esto se estudiaron propiedades como la humedad, límites de consistencia, pesos unitarios, resistencia a la compresión y ensayos de campo como veleta, CPT y SPT.

Con base en lo anterior, se determinó el perfil estratigráfico para cada uno de los proyectos definiendo el espesor y las propiedades geomecánicas para cada uno de los estratos; este perfil se utilizó en los análisis de esfuerzos y deformaciones usando el programa *PLAXIS 2D*.

Las lecturas obtenidas en las campañas de inclinómetros fueron revisadas teniendo en cuenta su ubicación y las fechas de excavación; a partir de allí se definieron las lecturas a utilizar las cuales son comparadas con las deformaciones calculadas usando *PLAXIS 2D*.

1.3.3 Variables estudiadas

Las variables utilizadas en el análisis de las excavaciones son datos de entrada en el programa *PLAXIS 2D*. Los parámetros de suelo se definieron teniendo en cuenta que el modelo constitutivo a utilizar corresponde a un modelo “Lineal Elástico”.

Las propiedades de las pantallas y puntales se calcularon tomando como referencia que el material del cual están constituidas corresponde a concreto reforzado.

La geometría de las excavaciones se adoptó según la información recopilada con los diferentes directores de los proyectos y planos existentes.

1.3.4 Modelación Numérica

Para obtener los desplazamientos en las pantallas y los esfuerzos en el suelo en cada una de las etapas de excavación, se realizó la modelación numérica usando el programa de elementos finitos llamado *PLAXIS 2D*.

Primero, se obtuvieron los desplazamientos horizontales en la pantalla para cada una de las etapas de excavación utilizando los parámetros del suelo determinados a partir de los estudios de suelos. Estos desplazamientos se compararon con los medidos a partir de inclinómetros.

Posteriormente, se modificaron los parámetros del suelo (módulo elástico y relación de Poisson) de tal forma que los desplazamientos obtenidos, a partir de los nuevos parámetros, fueran o tuvieran un comportamiento similar a los leídos con los inclinómetros. Una vez determinados los parámetros, se calcularon los esfuerzos horizontales totales en el suelo generados por estos desplazamientos.

1.3.5 Análisis de esfuerzos

Los esfuerzos obtenidos, por medio del programa *PLAXIS 2D*, se compararon con los esfuerzos calculados a partir de teorías de presión de tierras convencionales. Este análisis permitió determinar los esfuerzos horizontales en el suelo y encontrar unas constantes que pueden ser usadas en la práctica para calcular los esfuerzos en excavaciones con sistemas de apuntalamiento.

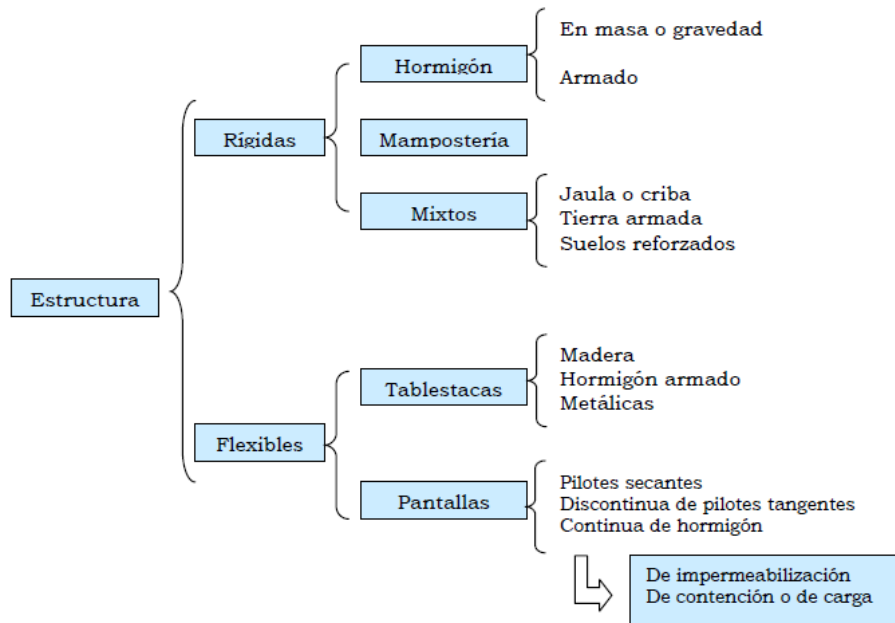
2. MARCO TEÓRICO

2.1 LAS ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

“La función principal de una estructura de contención es aplicar fuerzas que permitan igualar a los empujes del terreno y reducir sus deformaciones” (SANHUEZA, 2008).

O'Rourke (1990) clasifica las estructuras de contención de acuerdo con los mecanismos de estabilización.

Figura 1. Clasificación sistemas de contención (O'Rourke, 1990)

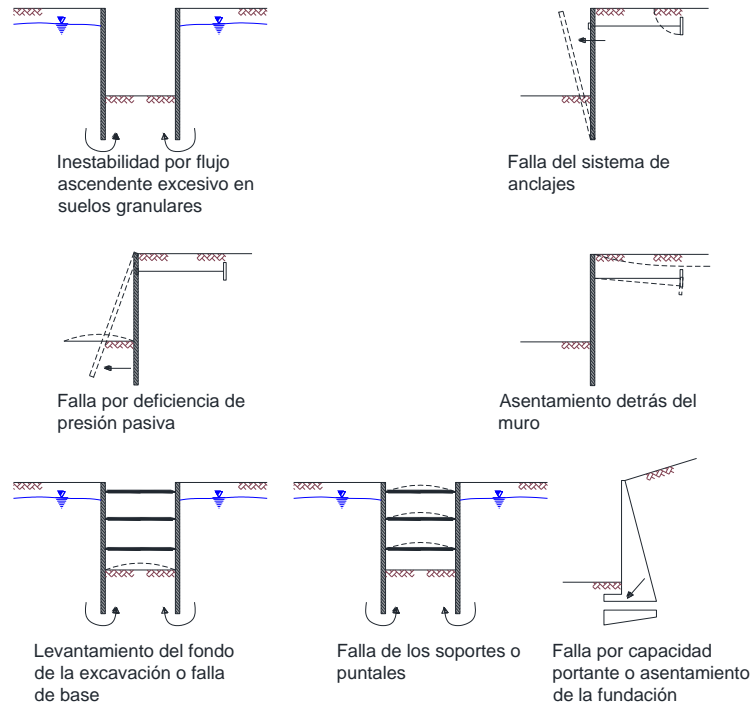


En el caso de excavaciones, el sistema de contención está asociado con una disminución de los esfuerzos totales del suelo y presiones de poros inducidas negativas. Un sistema de contención puede comportarse en forma no satisfactoria debido a las deflexiones que experimenta como consecuencia de flexión, giro o movimientos laterales excesivos (ver Figura 2). Para evitar este tipo de problemas y debido a la incertidumbre que encierran los análisis de deformaciones del suelo, los diseños convencionalmente consideran un factor de seguridad alto contra la falla en las secciones críticas.

Muchos autores han demostrado experimentalmente que la deformación para alcanzar el estado límite en condición activa es muy pequeña, mientras que para

alcanzar el estado limite en condición pasiva se requiere una deformación hasta 10 veces mayor; por lo anterior, se acostumbra utilizar un factor de seguridad del orden de dos (2) tal y como lo recomienda la literatura.

Figura 2. Estados de falla de estructuras de contención. Adaptado de Excavaciones en condiciones complejas (Moya 1997)



En 1943 Terzaghi fue el primero en considerar la estabilidad en excavaciones. Él definió aquellas cuya profundidad de excavación fuera menor que el ancho como excavaciones superficiales, mientras que las excavaciones donde la profundidad es mayor que el ancho las definió como excavaciones profundas.

Años más tarde Terzaghi y Peck (1967) consideraron que las excavaciones cuya profundidad fuera menor de 6 metros serían clasificadas como excavaciones superficiales y las que superaran esta profundidad serían llamadas excavaciones profundas.

Para obtener el diseño de la estructura de contención más apropiado, es preciso considerar las condiciones geológicas, ambientales, el periodo de construcción, el

presupuesto etc; además de la gran variedad de métodos de excavación y sistemas de soporte lateral que existen en la actualidad.

Estructuras como muros, anclajes y muros apuntalados son a menudo usadas como soporte de excavaciones profundas, especialmente en áreas urbanas, cuando el espacio para la construcción es muy limitado.

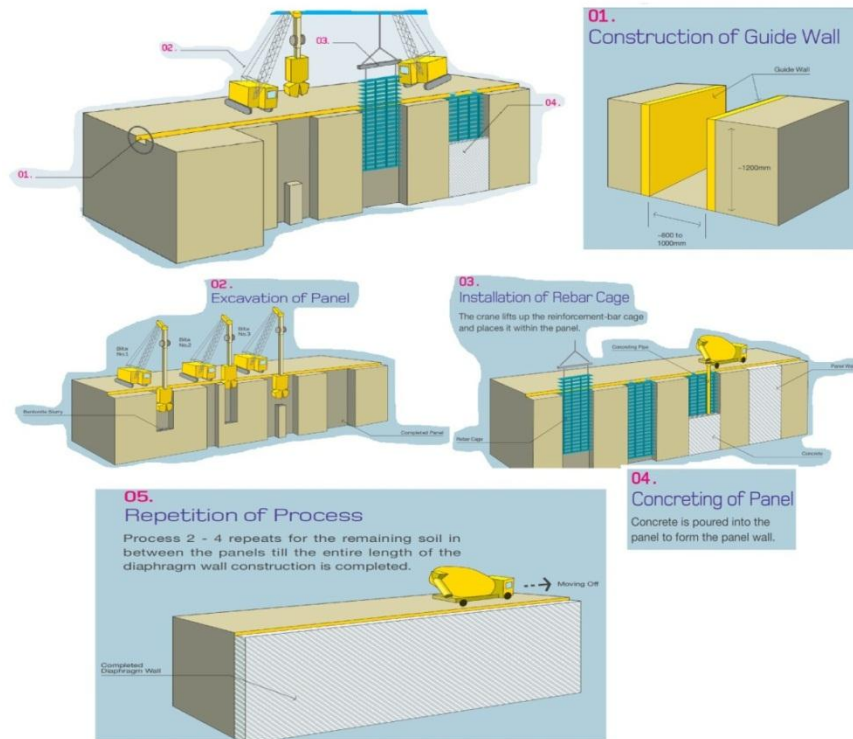
2.1.1 Tipología de las pantallas

Las pantallas se pueden clasificar:

- Según su material
 - Tablestacas
 - Pantallas de hormigón
 - Pantallas de bentonita y cemento
- Según el proceso constructivo
 - Pantallas continuas (hormigón in situ)
 - Pantallas continuas prefabricadas
 - Pantallas discontinuas (pilotes tangentes)
- Según su forma de trabajo
 - Pantallas en voladizo
 - Pantallas ancladas
 - Pantallas entibadas
 - Pantallas atirantadas
- Según su función
 - Contención de tierras
 - Impermeabilización
 - Cimentación de edificios
 - Combinadas

Para el soporte de las excavaciones en arcillas blandas de la ciudad de Bogotá, el muro diafragma es el sistema más utilizado aunque actualmente también se está usando el sistema de pilotes tangentes con buenos resultados (MOYA & SALAZAR, 1997).

Figura 3. Proceso constructivo de una pantalla



Fuente: <http://www.lta.gov.sg/content/dam/ltaweb/corp/PublicTransport/files/TopDown%20Final.pdf>

2.1.2 Sistemas de soporte lateral

La selección del sistema de soporte depende principalmente del costo, restricciones del área, disponibilidad de equipo y experiencia del consultor o del constructor.

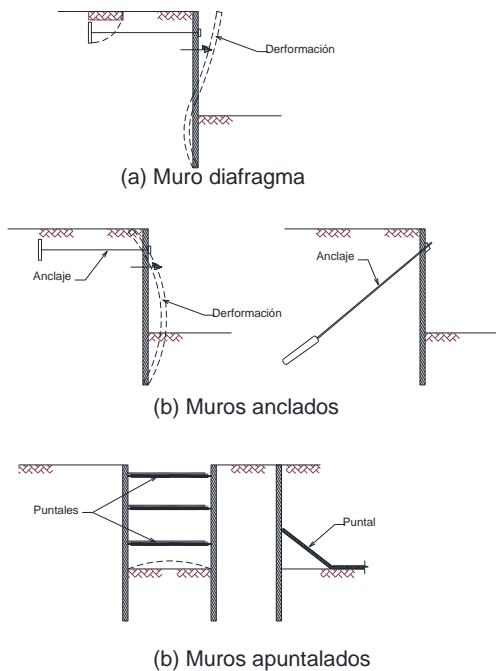
El propósito de los sistemas de soporte en las excavaciones es proveer soporte lateral para el suelo alrededor de la excavación y limitar el movimiento del suelo circundante.

En una excavación profunda, se tienen dos efectos principales:

El primero se relaciona con el retiro de peso del suelo excavado, produciendo una disminución en los esfuerzos verticales en el suelo debajo de la excavación y, el segundo tiene que ver con la pérdida de soporte lateral del suelo alrededor de la excavación debido al retiro de material.

Para disminuir los efectos generados por la excavación, existen diferentes sistemas de soporte que pueden usarse para una excavación profunda, dependiendo de la estratigrafía del subsuelo, las condiciones de agua subterránea y la geometría de la excavación (ancho, longitud y profundidad). Estos elementos pueden ser de carácter provisional (banquetas, tornapuntas, anclajes) hasta que se sustituyan por otros definitivos (vigas y forjados de la estructura, anclajes permanentes).

Figura 4. Sistemas de soporte



2.2 ESFUERZOS EN EL SUELO

2.2.1 Coeficientes de Tierras

La relación entre los esfuerzos verticales y horizontales se denomina coeficiente de tierras (Ecuación 1), este coeficiente de tierras puede corresponder a varios estados: en reposo, activo y pasivo y situaciones intermedias.

$$\frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = K$$

Ecuación 1. Coeficiente de presión de tierras

Supongamos un terreno horizontal (Figura 5 a), el esfuerzo efectivo horizontal (σ'_h) aumenta linealmente con la profundidad (en ausencia de cargas externas) y la relación que mantiene con el esfuerzo efectivo vertical es el coeficiente de tierras en reposo (K_0).

Cuando el muro no permite movimiento, los esfuerzos a la profundidad z debajo del terreno están en equilibrio elástico², y se presenta un estado en reposo generando una presión de tierras del mismo nombre.

Suponiendo un esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) y un esfuerzo lateral efectivo (σ'_h) tenemos:

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$$

Ecuación 2. Esfuerzo horizontal efectivo

Donde

K_0 : Coeficiente lateral de tierras en reposo.

² CHANG, YU OU. Deep excavation Theory and Practice. Londres. Taylor & Francis Group. 2006. 501 p

El esfuerzo total horizontal es:

$$\sigma_h = \sigma'_h + \mu$$

Ecuación 3. Esfuerzo horizontal total

Donde

μ : Presión de poros

Para suelos no cohesivos, K_0 se puede obtener usando la ecuación de Jaky

$$K_0 = 1 - \text{sen}\varphi'$$

Ecuación 4. Coeficiente de tierras en reposo

Donde

φ' : Angulo de fricción efectivo.

Cuando los suelos son sobreconsolidados Alpan & Schmidt (1967) desarrollaron la siguiente ecuación:

$$K_{0(oc)} = K_{0(NC)}(OCR)^\alpha$$

Ecuación 5. Coeficiente de tierras en reposo suelos sobreconsolidados

Donde:

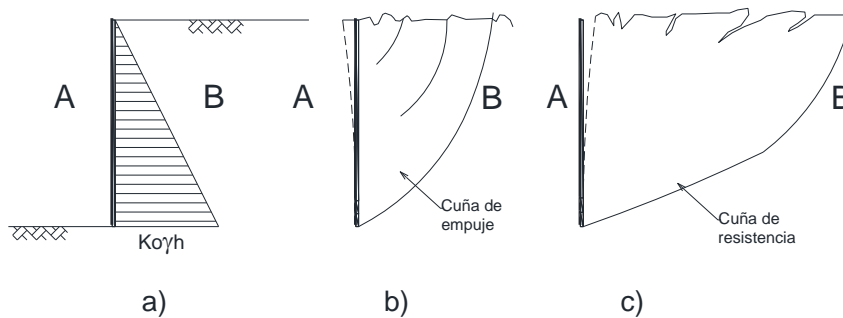
$K_{0(oc)}$: coeficiente de presión lateral de tierras en reposo de suelos sobreconsolidados

$K_{0(NC)}$: coeficiente de presión lateral de tierras en reposo de un suelo normalmente consolidado

OCR: relación de sobreconsolidación

α : es un valor empírico, para lo cual Ladd et al (1977) sugiere que este valor decrece ligeramente con la plasticidad del material.

Figura 5. Coeficientes de tierras a) Reposo, b) Estado limite-empuje activo y c) Estado limite-empuje pasivo (Adaptado de Jiménez Salas 1975)



Supongamos ahora que introducimos una pantalla en el terreno y luego se excava la zona de atrás. El empuje de tierras sobre la pantalla genera un desplazamiento en el que la relación entre las tensiones verticales y horizontales puede ser de dos formas:

- K_a (coeficiente de empuje activo): la pantalla introducida en el terreno cede desplazándose hacia la excavación. El suelo de la zona de trasdós se deforma produciendo una variación de los esfuerzos horizontales y por lo tanto de los esfuerzos cortantes sobre la estructura. Si la pantalla se sigue moviendo el terreno acabará por romperse, formándose una cuña de empuje. A partir de ese momento el suelo entra en régimen plástico generando un empuje final, distinto al empuje en reposo. Su valor es menor que K_0 y podemos decir que el terreno se ha descomprimido horizontalmente y ha alcanzado el estado activo.
- K_p (coeficiente de empuje pasivo): mayor que K_0 . Contrario al caso anterior, si forzamos a que la pantalla se mueva contra el suelo, se formará una cuña de resistencia que será impulsada hacia atrás y hacia arriba si la fuerza actuante es muy elevada. Se dice que el terreno se ha comprimido horizontalmente.

El comportamiento de una excavación profunda está relacionado con la deformación. Las excavaciones profundas son diseñadas para ser estables y limitar deformaciones a niveles aceptables. Una excavación profunda estable es una excavación cuyos muros no colapsan, y cuya base no se levanta incontrolablemente.

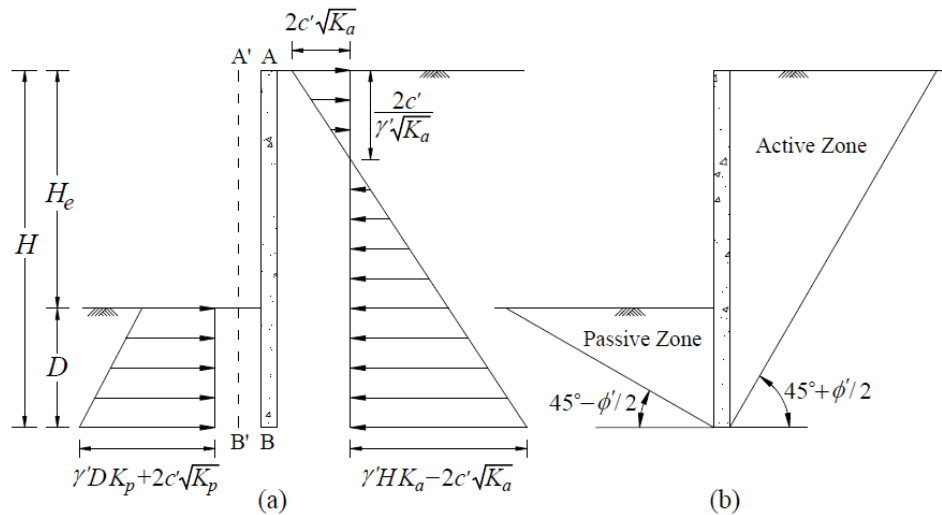
De este modo, se definen dos estados principales de rotura del terreno llamados estado límite activo y estado límite pasivo, correspondientes a la teoría de

Rankine, donde cada uno de ellos influye en el empuje producido sobre la estructura.

2.2.2 Rankine

Rankine (1857) presentó una solución a las presiones laterales de tierras en estructuras de contención basadas en la teoría de equilibrio plástico. El asume que no hay fricción entre el suelo y la estructura de contención, el suelo es homogéneo e isotrópico, la resistencia por fricción es uniforme a lo largo de la superficie de falla.

Figura 6. (a) Distribución de presiones de Rankine; y (b) Zona activa y pasiva



Cuando la estructura de contención de la figura 6 se mueve de AB a $A'B'$, los esfuerzos horizontales en el trasdós y en el frente del muro disminuyen y aumentan respectivamente, mientras que los esfuerzos verticales permanecen constantes. Rankine llamó los esfuerzos en el trasdós y en el frente de la estructura presión activa de tierras y presión pasiva de tierras respectivamente.

Para un suelo con cohesión y ángulo de fricción efectivo, c' y ϕ' , la presión de tierras de Rankine está dada por:

Caso activo

$$\sigma'_a = \sigma'_v K_a - 2c' \sqrt{K_a}$$

Ecuación 6 Esfuerzo horizontal activo

Donde: $K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$

Caso pasivo

$$\sigma'_p = \sigma'_v K_p + 2c' \sqrt{K_p}$$

Ecuación 7 Esfuerzo horizontal pasivo

Donde: $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$

En condiciones de corto plazo deben ser usados parámetros no drenados. En este caso, $c' = c_u$ y $\phi' = 0$, donde c_u es la resistencia al corte no drenado del suelo. Por lo tanto, los coeficientes de presión activa y pasiva son iguales a 1 ($K_a = K_p = 1$) y la presión de tierras de Rankine está dada por: (ZAPATA, 2007):

Caso activo:

$$\sigma'_a = \sigma'_v K_a - 2c_u$$

Ecuación 8. Esfuerzo horizontal activo (corto plazo)**Caso pasivo:**

$$\sigma'_p = \sigma'_v K_a + 2c_u$$

Ecuación 9. Esfuerzo horizontal pasivo (corto plazo)

Rankine también definió las zonas de falla activa y pasiva (Figura 5 b) de acuerdo con la teoría de falla de Mohr Coulomb. El ángulo entre la superficie de falla activa y el plano horizontal es $(45^\circ + \phi'/2)$ y entre la superficie de falla pasiva y el plano horizontal es $(45^\circ - \phi'/2)$.

2.2.3 Peck (1969)

Los diagramas de presión usados más comúnmente son los presentados por Peck. El presentó diagramas de presión para tres diferentes categorías de suelo: arenas, arcillas blandas a medias y arcillas duras. En los diagramas de las arcillas se asumieron condiciones no drenadas y únicamente se consideran esfuerzos totales; y en el diagrama para arenas, se asumen condiciones drenadas.

El método de Peck presenta algunas dificultades como:

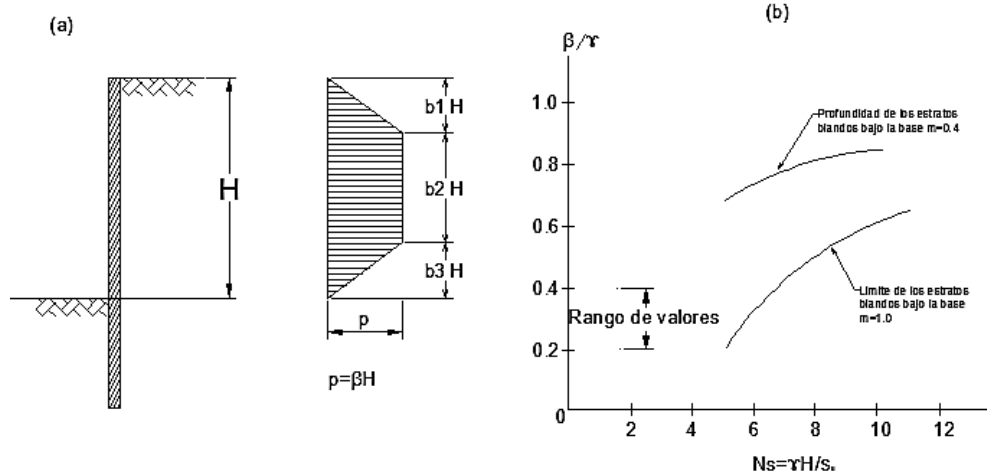
- El método fue desarrollado para dos suelos definidos, arena y arcilla; la extensión del método a perfiles de suelo mixtos no es directa.
- Para arenas el método supone que la excavación está por encima del nivel freático abatido y que hay un descenso significativo del mismo detrás del muro. En los casos donde se usan muros diafragma de concreto relativamente impermeables, esta suposición no es válida. Preocupan también las condiciones a largo plazo de las arcillas, donde puede ocurrir drenaje parcial.
- El método fue desarrollado para sistemas de contención del tipo de entibaciones de madera combinadas con perfiles H de acero y se piensa que podría no ser aplicable a los muros diafragma que son más rígidos.

Para arcillas, la presión lateral es función del número de estabilidad N_s , definido por Peck como:

$$N_s = \gamma \frac{H}{s_u}$$

Ecuación 10. Numero de estabilidad N_s

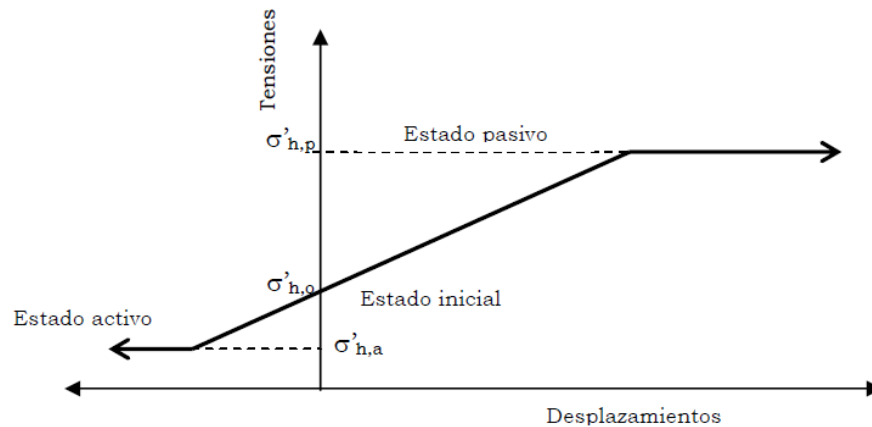
Figura 7. Envolventes de presión Peck (1969)



TIPO DE SUELO	b1	b2	b3	Ecuacion para β	Valores típicos de β
Arena	0	1	0	$\beta = 0,65 K_a \gamma$	$0,2\gamma$
Arcilla blanda a media ($N_s > 5$ o 6)	0,25	0,75	0	$\beta = 0, K_{AT} \gamma$	$0,4\gamma$ a $0,8\gamma$
Arcilla dura fisurada ($N_s < 4$)	0,25	0,5	0,25	$\beta = 0,2\gamma$ a $0,4\gamma$	$0,3\gamma$

Sanhueza (2008) concluye que debido a la condición de rigidez de una pantalla, donde esta se comporta de manera flexible, su propia deformabilidad puede influir en el valor de los empujes que recibe.

Figura 8. Relación entre el empuje y el movimiento del terreno (SANHUEZA, 2008)

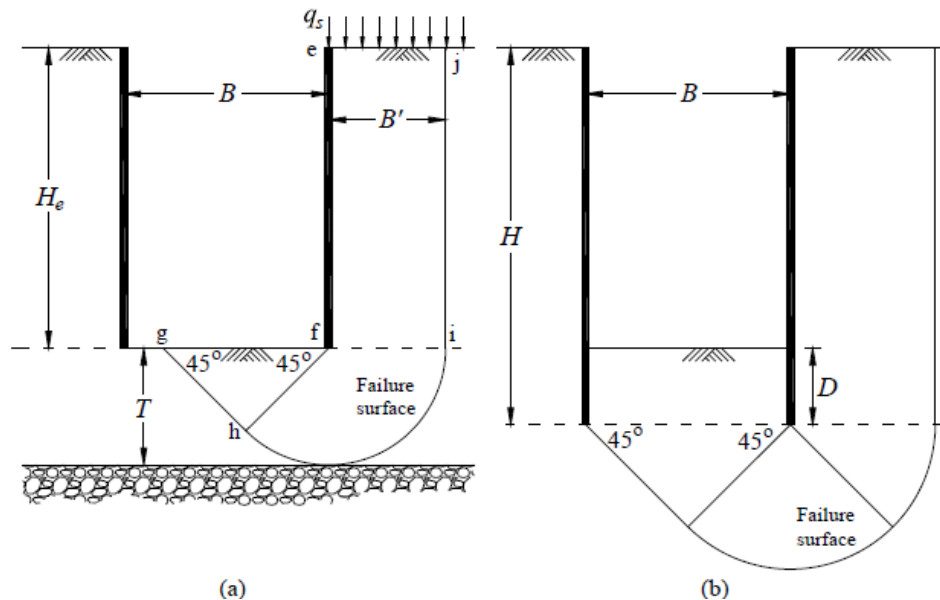


2.3 FALLA DE FONDO

Las condiciones de estabilidad juegan un papel importante en el diseño de los sistemas de soporte de excavaciones en arcilla. Si el factor de seguridad es bajo, se pueden esperar grandes movimientos en el terreno.

La estabilidad de fondo puede ser analizada usando métodos de equilibrio límite o métodos de elementos finitos. Métodos como el propuesto por Peck son los más usados en las fases iniciales de diseño gracias a su facilidad y a que no se requieren muchos parámetros de entrada en comparación con los análisis con elementos finitos.

Figura 9. Factor de seguridad de falla de fondo: a) sin muros empotrados; y b) con muros empotrados.



Los métodos de equilibrio límite asumen comportamiento en dos dimensiones y están basados en análisis de capacidad portante o en análisis de estabilidad.

Ningún levantamiento puede ocurrir a menos que la carga debida al peso del suelo (más cualquier sobrecarga presente) exceda la capacidad portante del suelo localizado bajo el nivel de la base de la excavación (MOYA & SALAZAR, 1997).

Según Terzaghi, el factor de seguridad por falla de fondo está dado por:

$$FS = s \frac{s_u N_c}{H_e(\gamma_s + q_s/H_e - s_u/B)}$$

Ecuación 11. Factor de seguridad falla de fondo

Donde:

B: ancho de la excavación

Su: resistencia al corte no drenado en la base de la excavación

He: Altura de excavación

γ_s : peso unitario del suelo en el fondo de la excavación

qs: sobrecarga

B` está limitado a B/ $\sqrt{2}$ o T.

2.4 ASENTAMIENTOS Y DEFORMACIONES EN ARCILLAS BLANDAS Y MEDIAS

La magnitud de los desplazamientos que se presentan en las pantallas, están relacionados con la rigidez del sistema de apuntalamiento y estos a su vez definen los esfuerzos que actúan en las estructuras de contención. Además, en suelos blandos, cuando su espesor es grande, se puede presentar falla de fondo aumentando los esfuerzos en la base de las pantallas y su desplazamiento.

A diferencia de los suelos firmes, la estabilidad de la base de excavación en arcillas blandas y medias puede ser un factor importante y, como resultado, el patrón de movimiento en estas condiciones puede estar controlado por deformaciones bajo la excavación. Peck clasificó los movimientos en la base con un número de estabilidad definido como:

$$N_b = \frac{\gamma H}{C_b}$$

Ecuación 12. Número de estabilidad en la base

Donde:

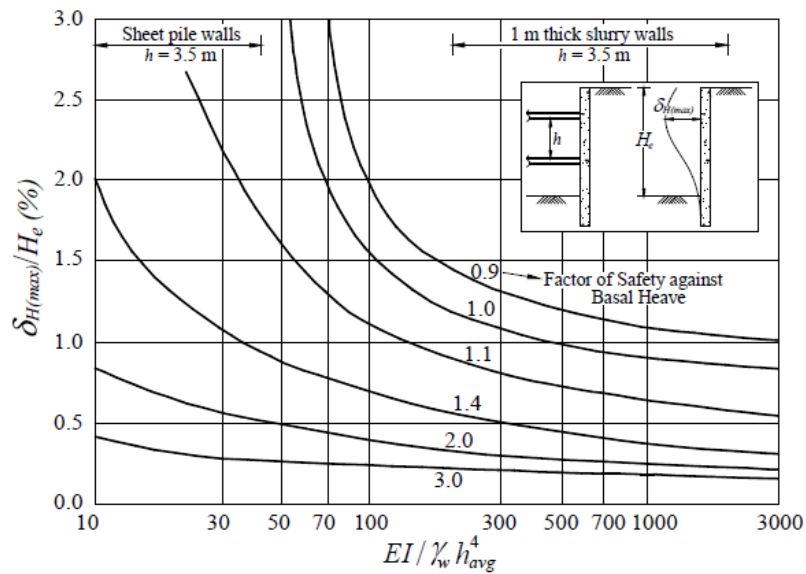
γ : peso unitario del suelo encima del nivel de excavación

C_b : resistencia al corte no drenada de la arcilla bajo el nivel de excavación

Cuando la magnitud del número de estabilidad excede el factor de capacidad portante N_{cb} para falla de base de la excavación ($N_{cb}=6$ a 9), el movimiento puede ser grande.

La rigidez del sistema de soporte de la excavación es función de la rigidez del elemento del muro, el espaciamiento horizontal y vertical de los soportes y la rigidez estructural de los elementos de soporte.

Figura 10. Curvas de diseño para obtener el movimiento máximo lateral del muro para arcilla blandas a medias (Clough et al.)



Mana y Clough (1981) propusieron una ecuación para calcular la rigidez del sistema estructural.

$$S = \frac{EI}{h^4 \gamma}$$

Ecuación 13. Rigidez estructural del sistema de apuntalamiento

Donde:

- El: Rigidez del muro por unidad de longitud horizontal
- h: separación promedio vertical entre soportes
- γ : peso unitario total del suelo detrás del muro

Más adelante Clough et al (1989) modificaron la Ecuación 13 reemplazando el peso unitario del suelo por el peso unitario del agua (γ_w)

Clough presenta una relación entre el máximo movimiento lateral del muro contra la rigidez del sistema para diferentes factores de seguridad contra la falla de base (ver Ecuación 13).

2.5 ELEMENTOS FINITOS

2.5.1 Generalidades

Bajo condiciones normales de excavación, los esfuerzos y deformaciones inducidos en excavaciones son generados por desbalanceo de fuerzas actuantes en el muro durante la etapa de remoción del suelo debido a la excavación. La magnitud de las fuerzas desbalanceadas es influenciada por muchos factores como:

- Las condiciones de los estratos de suelo existentes
- El nivel freático
- La profundidad de la excavación
- El ancho de excavación.

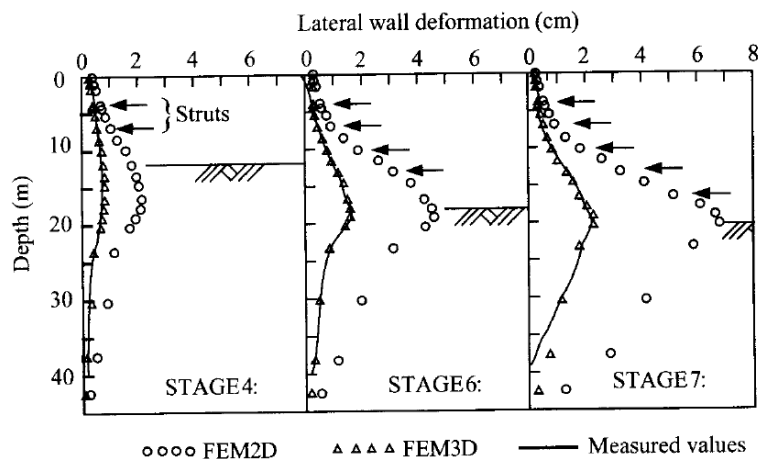
Teóricamente, el método de elementos finitos es capaz de simular estos factores y por lo tanto los resultados que se deriven del método deberían ser más exactos que los que se derivan de métodos clásicos, siempre y cuando se utilicen parámetros correctos y se analice adecuadamente el modelo constitutivo planteado.

Este método es uno de los métodos numéricos más poderosos capaz de predecir el movimiento del terreno alrededor de una excavación. Desde hace 10 o 15 años, muchos diseñadores en Colombia usan elementos finitos para predecir o analizar el comportamiento de una excavación.

La mayoría de las excavaciones son analizadas asumiendo condiciones de deformación plana, Moormann et al (2000) consideran que los análisis en estas condiciones sobreestiman las presiones en el suelo y los desplazamientos en el muro hacia el centro de la excavación. Mientras que el análisis con deformaciones planas puede dar resultados razonables para excavaciones en muros relativamente largos (en dirección perpendicular al plano), en muros cortos los resultados pueden ser cuestionables (KEMPFERT, 2006). Varzi y Troughton (1992) sugieren que para muros con longitudes mayores a 60 metros se puede considerar eficiente una condición plana.

(CHANG-YU, 2006) comparó los desplazamientos reales sobre la pantalla con los desplazamientos obtenidos utilizando programas de elementos finitos en dos y tres dimensiones; verificando lo indicado por Moormann (ver Figura 11).

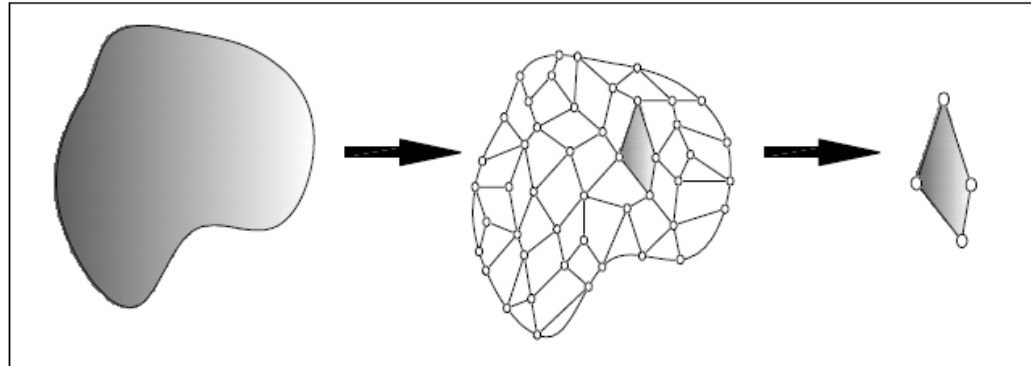
Figura 11. Comparación de los desplazamientos en un muro con análisis de deformación plana, análisis tridimensional y medidos en campo (CHANG-YU, 2006)



2.5.2 Discretización

La idea general del método de elementos finitos es la división de un continuo en un conjunto de pequeños elementos interconectados por una serie de puntos llamados nodos, los cuales conectan entre si los elementos.

Figura 12. Proceso de discretización



Como se muestra en la Figura 13, la relación entre el desplazamiento en cualquier punto dentro del elemento y cualquier punto nodal del elemento puede ser expresada así:

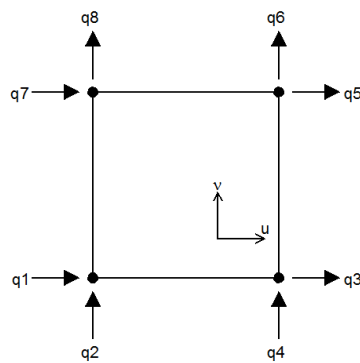
$$\{u\} = [f]\{q\}$$

Ecuación 14. Relación entre el desplazamiento dentro del elemento y un punto nodal

Donde:

[f]: Función de la forma del desplazamiento

Figura 13. Elemento de cuatro nodos



$$\{u\} = \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} \quad \{q\} = \begin{Bmatrix} q_1 \\ \dots \\ q_8 \end{Bmatrix}$$

2.5.3 Ley constitutiva

De acuerdo con las propiedades del material de cada elemento, se establece una relación esfuerzo-deformación la cual es llamada "Ley constitutiva". La Ley constitutiva para un material isotrópico puede ser expresada como:

$$\{\sigma\} = [C] * \{\varepsilon\}$$

Ecuación 15. Ley constitutiva

Donde:

$\{\sigma\}$: matriz de esfuerzos

$[C]$: matriz que relaciona esfuerzos con deformaciones y es función del módulo elástico (E) y de la relación de poisson (ν).

$\{\varepsilon\}$: matriz de deformaciones

Bajo condiciones de deformación plana, las matrices son:

$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix}$$

Ecuación 16. Matriz de esfuerzos

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}$$

Ecuación 17. Matriz de deformaciones

$$[C] = \frac{E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \begin{bmatrix} (1 - \nu) & \nu & 0 \\ \nu & (1 - \nu) & 0 \\ 0 & 0 & (1 - 2\nu)/2 \end{bmatrix}$$

Ecuación 18. Matriz relacional esfuerzo deformación

De acuerdo con la teoría de la elasticidad, para pequeñas deformaciones, las deformaciones y desplazamientos en un punto dentro del elemento tienen una relación, la cual puede ser expresada así:

$$\{\varepsilon\} = [d]\{u\} = [d][f]\{q\} = [B]\{q\}$$

Ecuación 19. Relación deformación-desplazamiento dentro del elemento

Donde:

[d]: operador parcial diferencial lineal, tal como $\partial/\partial x$, $\partial/\partial y$, etc.

[B]: matriz relacional entre la deformación y el desplazamiento nodal.

2.6 PROGRAMA PLAXIS 2D

2.6.1 Modelo constitutivo

El programa cuenta con una variedad de modelos constitutivos, los cuales pueden ser aplicados en la modelación. Para la modelación numérica se usó el modelo Lineal elástico de elasticidad isotrópica.

El modelo lineal-elástico es el más sencillo y está basado en la ley de Hooke de relación lineal esfuerzo-deformación. El modelo describe los esfuerzos totales o efectivos con las deformaciones dependiendo del tipo de análisis seleccionado.

La ley esfuerzo deformación puede ser expresada en términos de dos parámetros del suelo, llamados módulo de elasticidad (E) y relación de poisson (ν). En forma incremental, la relación esfuerzo deformación se puede escribir de la siguiente manera:

$$d\sigma = D^e \cdot d\varepsilon^e$$

Ecuación 20. Relación incremental esfuerzo-deformación

Donde $d\sigma$ es el incremento en el tensor de esfuerzos, $d\varepsilon^e$ es el incremento en el tensor de deformación elástica y D^e es la matriz de rigidez del material elástico la cual incluye G y ν .

2.6.2 Esfuerzos

El tensor de esfuerzos está representado por una matriz en coordenadas cartesianas

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix}$$

Ecuación 21. Matriz de esfuerzos

En la teoría convencional de deformación el tensor de esfuerzos es simétrico, por lo que $\sigma_{xy}=\sigma_{yx}$, $\sigma_{yz}=\sigma_{zy}$, $\sigma_{zx}=\sigma_{xz}$. En este caso, los esfuerzos a menudo se escriben como vector el cual involucra únicamente seis componentes:

$$\underline{\sigma} = (\sigma_{xx} \ \sigma_{yy} \ \sigma_{zz} \ \sigma_{xy} \ \sigma_{yz} \ \sigma_{zx})^T$$

Ecuación 22. Vector de esfuerzos

Los modelos de materiales son expresados como una relación entre incrementos infinitesimales del esfuerzo efectivo e incrementos infinitesimales de deformaciones. En esta relación, los incrementos infinitesimales de esfuerzos efectivos son representados por tasas de esfuerzos.

$$\underline{\dot{\sigma}} = (\dot{\sigma}_{xx} \ \dot{\sigma}_{yy} \ \dot{\sigma}_{zz} \ \dot{\sigma}_{xy} \ \dot{\sigma}_{yz} \ \dot{\sigma}_{zx})^T$$

Ecuación 23. Vector de incrementos de esfuerzos efectivos

Los esfuerzos principales, son esfuerzos que actúan en un plano en donde el esfuerzo cortante es igual a cero. Estos esfuerzos principales son valores propios del tensor de esfuerzos. Los esfuerzos principales efectivos pueden ser determinados así:

$$\det(\sigma' - \sigma' I) = 0$$

Ecuación 24. Esfuerzos principales efectivos

Donde:

I: matriz de identidad

2.6.3 Deformaciones

La deformación es un tensor que puede ser representado por una matriz con coordenadas cartesianas así:

$$\varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} \end{bmatrix}$$

Ecuación 25. Matriz de deformaciones

Las deformaciones son las derivadas de los componentes de desplazamiento, por ejemplo $\varepsilon_{ij} = 1/2 (\partial u_i / \partial j + \partial u_j / \partial i)$, donde i, j son ya sea x, y o z . De acuerdo con la teoría de las pequeñas deformaciones, únicamente la suma del complemento cartesiano de los componentes de deformación cortante ε_{ij} y ε_{ji} son esfuerzos cortantes. Esta suma es denotada como la deformación cortante γ . Por lo tanto, en lugar de $\varepsilon_{xy}, \varepsilon_{yx}, \varepsilon_{yz}, \varepsilon_{zy}, \varepsilon_{zx}$ y ε_{xz} , las componentes de deformación cortante γ_{xy}, γ_{yz} , y γ_{zx} son utilizadas respectivamente.

$$\underline{\varepsilon} = (\varepsilon_{xx} \ \varepsilon_{yy} \ \varepsilon_{zz} \ \gamma_{xy} \ \gamma_{yz} \ \gamma_{zx})^T$$

Ecuación 26. Vector de deformaciones

En la formulación de los modelos de los materiales, donde los incrementos infinitesimales de deformación son considerados, estos incrementos se representan por tasas de deformación.

$$\underline{\dot{\varepsilon}} = (\dot{\varepsilon}_{xx} \ \dot{\varepsilon}_{yy} \ \dot{\varepsilon}_{zz} \ \dot{\gamma}_{xy} \ \dot{\gamma}_{yz} \ \dot{\gamma}_{zx})^T$$

Ecuación 27. Vector de incrementos de deformaciones

En analogía con los intervalos de esfuerzos, estos también son usados para definir invariantes de deformación. Una invariante de deformación que a menudo es usada es la deformación volumétrica, ε_v .

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$$

Ecuación 28. Deformación volumétrica

3. DESARROLLO

3.1 INFORMACIÓN EXISTENTE

Se recopiló información de tres proyectos de edificaciones con sótanos de hasta tres niveles. Todos los proyectos se encuentran ubicados en el Norte de Bogotá, entre las calles 80 y 100 y entre las carreras 7 y 15.

Figura 14. Área de estudio



Fuente: Google earth

De los proyectos analizados se obtuvieron los estudios de suelos con las propiedades físicas y parámetros geomecánicos del subsuelo. Adicionalmente, se pudo conocer la dimensión de las pantallas, niveles de excavación y método de apuntalamiento.

Todos los proyectos analizados cuentan con instrumentación y medición de las deformaciones horizontales en las pantallas. A partir de estas deformaciones se calibraron los parámetros del suelo.

La información recopilada para cada uno de los proyectos es la siguiente:

- Estudio de suelos
- Niveles de excavación
- Método constructivo
- Longitud y espesor de la pantalla
- Sistema de soporte lateral
- Posición de nivel freático
- Lecturas de inclinómetros

3.2 ANÁLISIS DE INFORMACIÓN EXISTENTE

Se analizaron los estudios de suelos, para determinar los parámetros de resistencia y propiedades físicas como el peso unitario de los materiales. Estos parámetros son variables de entrada para el análisis de deformaciones y esfuerzos por el método de elementos finitos.

3.2.1 Propiedades Físicas

Dada la ubicación de los proyectos, los suelos presentes en el área corresponden a depósitos lacustres compuestos por arcilla y limos, y en algunos sitios con esporádicas intercalaciones de turbas. Según (RUIZ, 2006) esta zona se caracteriza por la presencia de arcillas blandas con profundidades mayores a 50m y en los primeros estratos (entre 0 y 7 metros de profundidad) se presenta una capa sobreconsolidada de espesor variable.

3.2.1.1 Propiedades Físicas Proyecto No.1

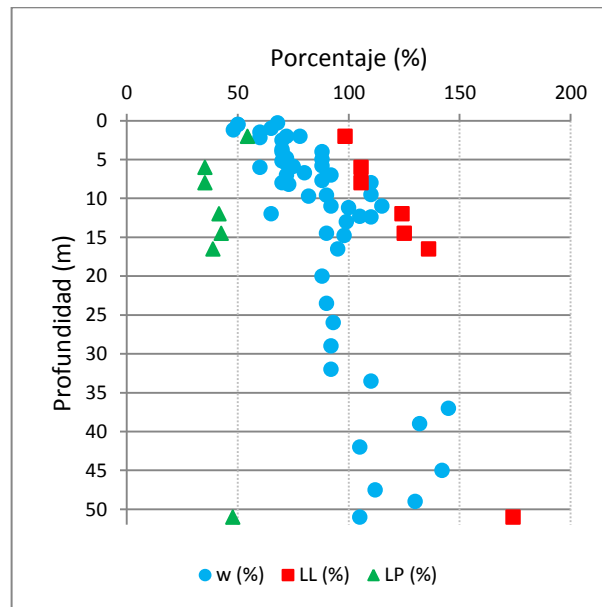
Los suelos encontrados se describen a continuación:

- 0,00 – 1,2 m: Limos de baja plasticidad con escombros de construcción y humedad natural cercana al 50%.

- 1,2 – 2,65m: Arcilla de alta plasticidad con humedad natural promedio de 70.1% e índice de plasticidad de 94%.
- 2,65 – 9,65m: Arcilla limosa de alta plasticidad, humedad natural promedio de 72% e índice de plasticidad de 70,4%.
- 9,65 – 14,2m: Arcilla limosa de alta plasticidad, humedad natural promedio de 100% e índice de plasticidad igual a 82,4%.
- 14,2 – 40,0m: Arcilla limosa de alta plasticidad, humedad natural promedio de 95% hasta los 24 metros y más hacia abajo la humedad aumenta hasta valores cercanos a 130%, el índice de plasticidad promedio es de 126%.
- 40,0 – 60,0m: Arcilla limosa de alta plasticidad, humedad natural promedio de 95% hasta los 24 metros y más hacia abajo la humedad aumenta hasta valores cercanos a 130%, el índice de plasticidad promedio es de 126%.

El límite líquido aumenta con la profundidad, es decir, en los primeros 5 metros el valor de LL es de 100% y luego alcanza valores cercanos a 170%.

Figura 15. Propiedades físicas proyecto No.1



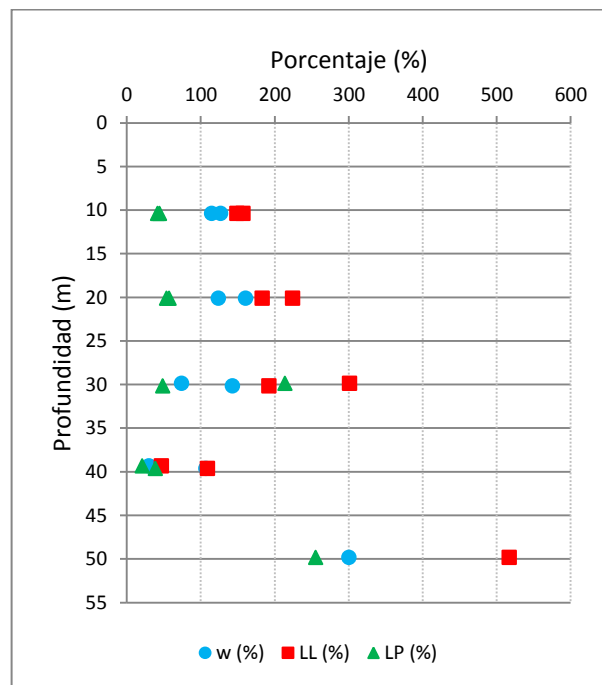
El peso unitario de los materiales encontrados en el subsuelo, de acuerdo al estudio de suelos, es de 18 KN/m³.

3.2.1.2 Propiedades Físicas Proyecto No.2

En este sector, se encuentran limos y arcillas de alta plasticidad y los materiales se describen a continuación:

- 0,00 – 3,90m: Arcilla limosas de alta plasticidad, algo arenosa y con poca presencia de materia orgánica, la humedad natural es de 127% y el índice de plasticidad de 107%. El peso unitario total es de 18 KN/m³.
- 3,90 – 20,1m: Limo arcilloso de alta plasticidad, con una humedad natural promedio de 124% e índice de plasticidad igual a 167%. El peso unitario total de este estrato es de 14 KN/m³.
- 20,1 – 21,6m: Limo orgánico o turba, humedad natural de 160% e índice de plasticidad igual a 129%. El peso unitario total del estrato es de 13,2 KN/m³.
- 21,6 – 39,6m: Limo arcilloso de alta plasticidad, humedad cercana a 74% e índice de plasticidad aproximado igual a 87%. El peso unitario total del estrato es de 12,9 KN/m³.
- 39,6 – 50,5m: Limo arcilloso de alta plasticidad con una humedad igual a 300% e índice de plasticidad de 262%. El peso unitario total de este suelo es de 14,5 KN/m³.

Figura 16. Propiedades físicas proyecto No.2

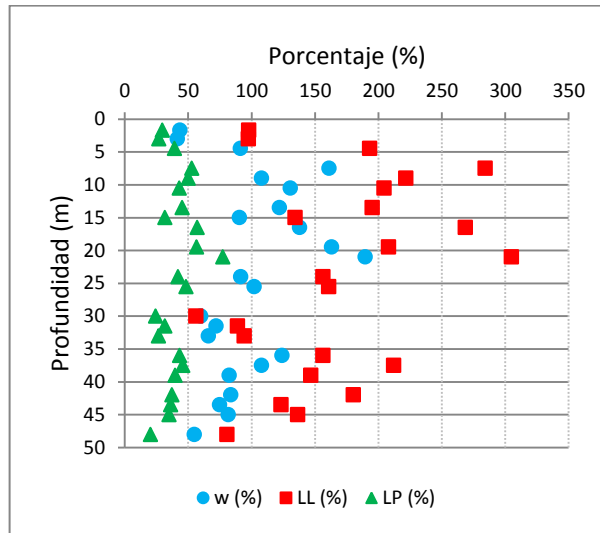


3.2.1.3 Propiedades Físicas Proyecto No.3

Se encuentran limos y arcillas de alta plasticidad con presencia de turbas con humedades altas. Los materiales encontrados se describen a continuación:

- 0,00 – 2,00m: Limo arenoso orgánico de alta plasticidad, con humedad natural de 43% e índice de plasticidad de 68%. El peso unitario total es de 17,3 KN/m³.
- 2,00 – 3,00m: Arcilla limosa de alta plasticidad, humedad promedio de 41% e índice de plasticidad de 70%. El peso unitario total es de 17,1 KN/m³.
- 3,00 – 8,00m: Limo liviano con trazas de arena, alta plasticidad y humedad cercana a 161%; índice de plasticidad de 231%. El peso unitario total es de 14 KN/m³.
- 8,00 – 21,00m: Limo liviano de alta plasticidad y humedad promedio de 163%, índice de plasticidad de 151%. El peso unitario total es de 14 KN/m³.
- 21,00 – 22,50m: Turba con trazas de arcilla de alta plasticidad, humedad de 190% e índice de plasticidad de 228%. El peso unitario total es de 12,7 KN/m³.
- 22,50 – 24,50m: Arena limosa con una humedad de 91% y un índice de plasticidad de 114,3%. El peso unitario total es de 14,3 KN/m³.
- 24,50 – 43,50m: Limo arcilloso de plasticidad alta, humedad promedio de 82% e índice de plasticidad igual a 107%. El peso unitario total es de 15,9 KN/m³.
- 43,50 – 50,00m: Arcilla limosa de alta plasticidad con trazas de arena, humedad cercana al 75% e índice de plasticidad de 87%. El peso unitario total es de 16,7 KN/m³.

Figura 17. Propiedades físicas proyecto No.3



3.2.2 Parámetros de Resistencia

Los parámetros de resistencia se obtuvieron a partir de ensayos de compresión inconfiada, ensayo de veleta de campo y ensayo de penetración estándar (SPT) según la información de cada uno de los estudios de suelos de los proyectos analizados.

De acuerdo con la clasificación de propuesta por Terzaghy y Peck (1948) se definió la consistencia de los suelos (ver Tabla 1).

Tabla 1. Consistencia de las arcillas

N (g /pie)	C_u (KN/m ²)	Consistencia
0 – 2	0 - 12,5	Muy blanda
2 – 4	12,5 - 25	Blanda
4 – 8	25 - 50	Media
8 – 15	50 - 100	Firme
15 – 30	100 - 200	Muy firme
>30	>200	Dura

Teniendo en cuenta que en los estudios de suelos de los proyectos analizados no se definen los módulos de elasticidad no drenados del material, es necesario estimarlos puesto que este parámetro es un dato de entrada para el modelo lineal elástico utilizado en el programa *PLAXIS 2D*. Se usaron correlaciones para arcillas normalmente consolidadas y sobreconsolidadas (Ecuación 29 y Ecuación 30 respectivamente)

$$E_u = 250c_u \text{ a } 500c_u$$

Ecuación 29. Correlación módulo de elasticidad para arcillas normalmente consolidadas

$$E_u = 750c_u \text{ a } 1000c_u$$

Ecuación 30. Correlación módulo de elasticidad para arcillas sobreconsolidadas

En la Tabla 2 se presentan valores típicos de módulos de elasticidad y relación de poisson para diferentes tipos de material.

Tabla 2. Parámetros elásticos para diferentes tipos de suelos

Tipo de suelo	Módulo de elasticidad (MN/m ²)	Relación de poisson ν
Arena suelta	10.5 - 24.0	0.20 - 0.40
Arena densa media	17.25 - 27.60	0.25 - 0.40
Arena densa	34.50 - 55.20	0.30 - 0.45
Arena limosa	10.35 - 17.25	0.20 - 0.40
Arena y grava	69.00 - 172.50	0.15 - 0.35
Arcilla suave	4.10 - 20.70	0.20 - 0.50
Arcilla media	20.70 - 41.40	
Arcilla firme	41.40 - 96.60	

3.2.2.1 Parámetros de Resistencia Proyecto No.1

En general, se observa que los valores de resistencia al corte no drenado (c_u) son mayores hacia la parte superior del terreno y van disminuyendo con la profundidad

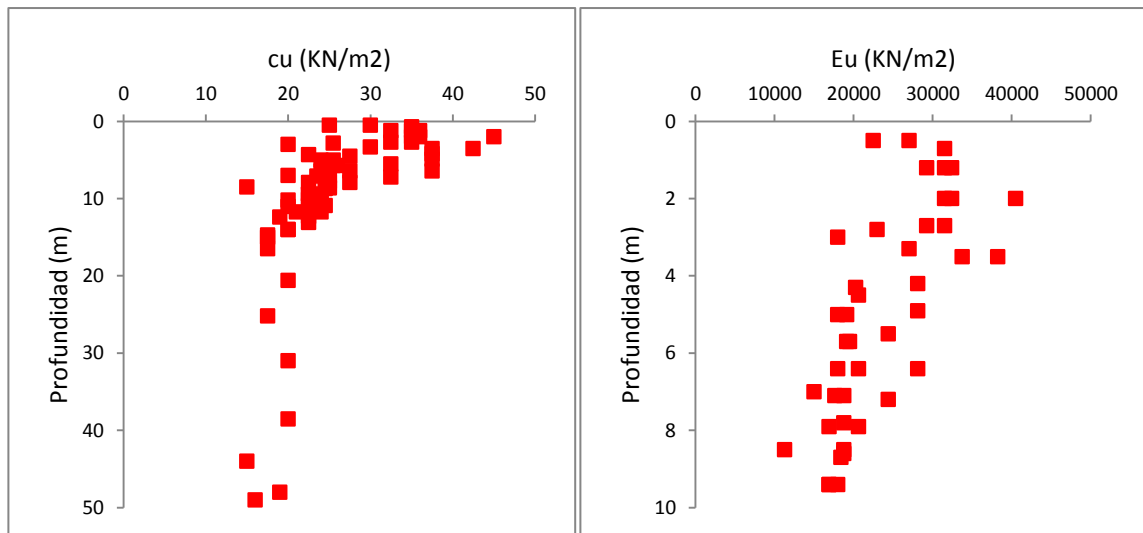
hasta mantener un valor casi constante después de los 25 metros. En la Tabla 3 se presentan los valores de c_u y módulo de elasticidad obtenidos para cada una de los estratos identificados.

Tabla 3. Parámetros de resistencia y módulos elásticos Proyecto No.1

Profundidad (m)	c_u (KN/m ²)	E_u (KN/m ²)	Consistencia
0,00 - 1,20	35	30000	Media
1,20 - 2,65	32,5	31000	Media
2,65 - 9,65	25	20000	Media
9,65 - 14,20	20	18000	Blanda
14,20 - 40,00	20	6150	Blanda
40,00 - 60,00	16	7000	Blanda

De acuerdo con el estudio de suelos, se identifican los primeros 5 metros como una costra de material sobreconsolidado debido a la desecación por la variación del nivel freático. A partir de allí el suelo se encuentra normalmente consolidado.

Figura 18. Valores de c_u y E_u Proyecto No.1



3.2.2.2 Parámetros de Resistencia Proyecto No.2

En este proyecto, los suelos presentan una tendencia a tener valores de resistencia al corte no drenado (c_u) altas en los primeros 5 metros de profundidad y luego su resistencia se mantiene un poco estable con valores de c_u cercanos a 10 KN/m² en los últimos metros.

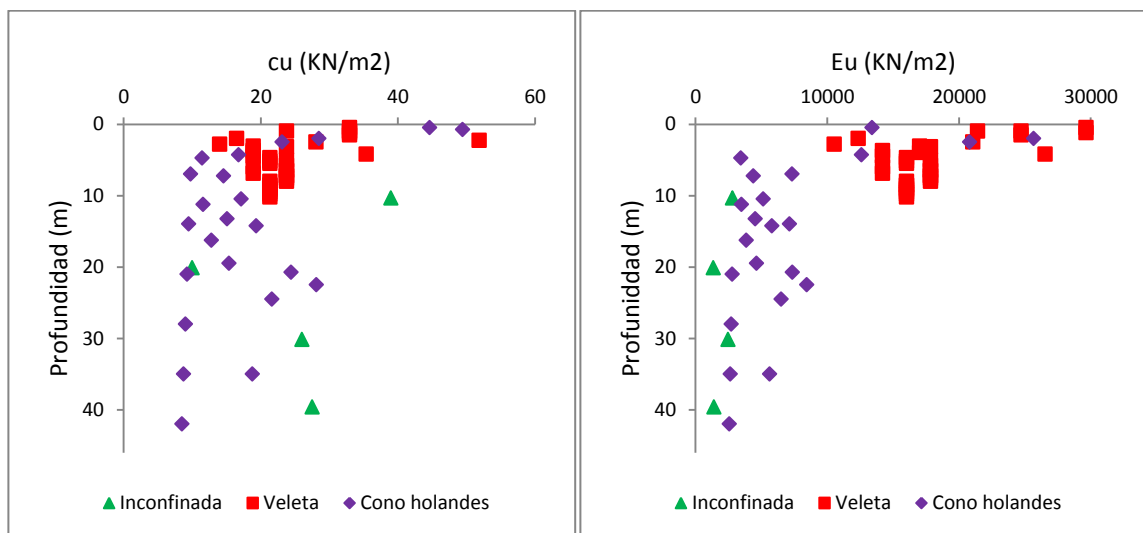
Los módulos de elasticidad no drenados (E_u) se calcularon teniendo en cuenta que los primeros 4 metros son fuertemente sobreconsolidados, a partir de allí y hasta los 15 metros los suelos son ligeramente sobreconsolidados; desde los 20 m hacia abajo se encuentran suelos normalmente consolidados. Lo anterior, de acuerdo con el estudio de suelos realizado para el proyecto.

En la Tabla 4 se presentan los valores de c_u y módulo de elasticidad obtenidos para cada una de los estratos identificados.

Tabla 4. Parámetros de resistencia y módulos elásticos Proyecto No.2

Profundidad (m)	c_u (KN/m ²)	E_u (KN/m ²)	Consistencia
0,00 - 3,90	33	25000	Media
3,90 - 20,10	24	2800	Blanda
20,10 - 21,60	9,2	1350	Muy blanda
21,60 - 39,60	9	2450	Muy blanda
39,60 - 50,50	9	2550	Muy blanda

Figura 19. Valores de c_u y E_u Proyecto No.2



3.2.2.3 Parámetros de Resistencia Proyecto No.3

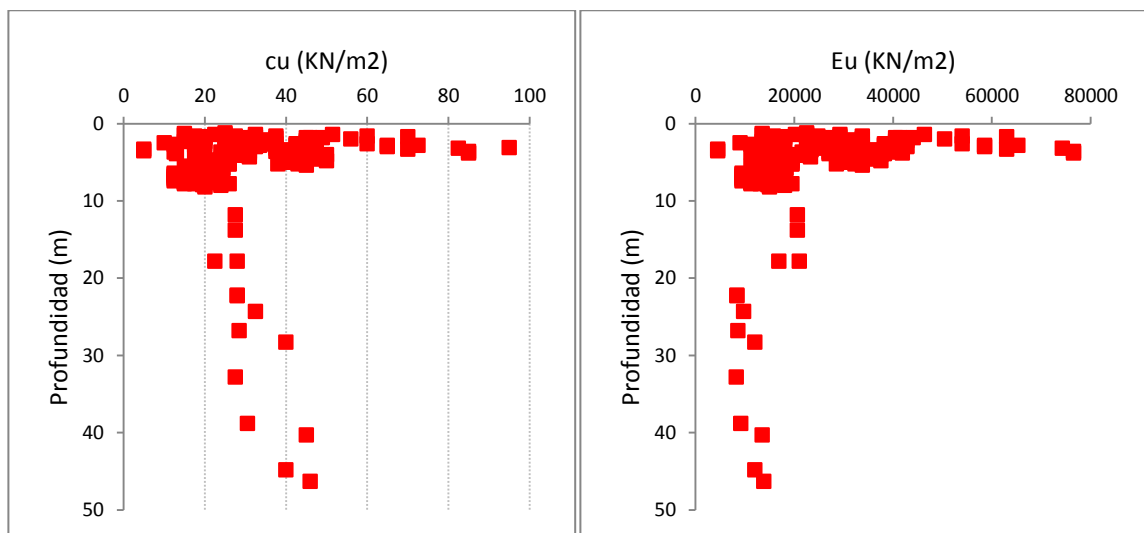
Los suelos presentan una consistencia blanda a media, con valores altos en la zona superior del terreno y luego presentan una tendencia variable con estratos que tienen valores de resistencia al corte no drenado (c_u) entre 30 y 40 KN/m^2 debido a la presencia de trazas de arena en los estratos.

Los módulos de elasticidad no drenados (E_u) se calcularon teniendo en cuenta que los primeros 21 metros son ligeramente sobreconsolidados; desde los 21 m hacia abajo se encuentran suelos normalmente consolidados. Lo anterior, de acuerdo con el estudio de suelos realizado para el proyecto.

Tabla 5. Parámetros de resistencia y módulos elásticos Proyecto No.3

Profundidad (m)	c_u (KN/m^2)	E_u (KN/m^2)	Consistencia
0,00 - 2,00	22,5	15000	Blanda
2,00 - 3,00	37,5	31500	Media
3,00 - 8,00	20	15000	Blanda
8,00 - 21,00	27,5	21000	Media
21,00 - 22,50	28	8400	Media
22,50 - 24,50	32,5	10000	Media
24,50 - 43,50	30,5	8550	Media
43,50 - 50,00	40	12000	Media

Figura 20. Valores de c_u y E_u Proyecto No.3



3.2.3 Posición del Nivel Freático

Los estudios de suelos analizados definen la ubicación de los niveles freáticos para cada uno de los proyectos. En la Tabla 6 se puede observar la posición del nivel del agua con respecto a la superficie del terreno natural.

Tabla 6. Nivel freático

Proyecto No.	Profundidad Nivel Freático (m)
1	1,7
2	2,5
3	1,3

3.2.4 Geometría y de la Excavación

Los proyectos analizados contemplan la construcción de tres (3) sótanos con profundidades de excavación entre 10,2 y 11,4 metros. El área de excavación es variable en cada proyecto.

3.2.4.1 Geometría Proyecto No.1

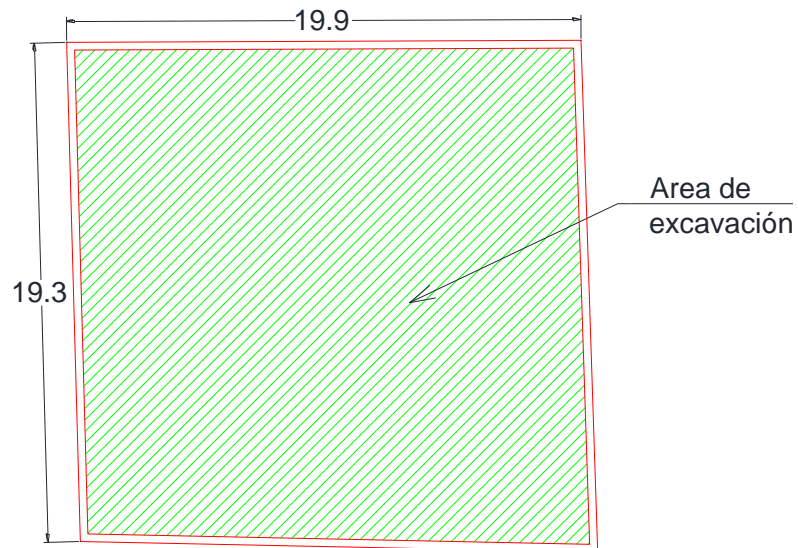
Este proyecto tiene un área de 384 m², su forma es cuadrada, están diseñados tres (3) sótanos con alturas variables en cada uno de estos. En la Tabla 7 se presentan los niveles de cada uno de los sótanos con respecto a la superficie del terreno.

Tabla 7. Niveles de excavación Proyecto No.1

Sótano No.	Nivel excavación (m)
1	-4,1
2	-8,3
3	-11,4

La geometría de la excavación tiene unas dimensiones de 19,9 x 19,3 metros

Figura 21. Geometría de la excavación Proyecto No.1



3.2.4.2 Geometría Proyecto No.2

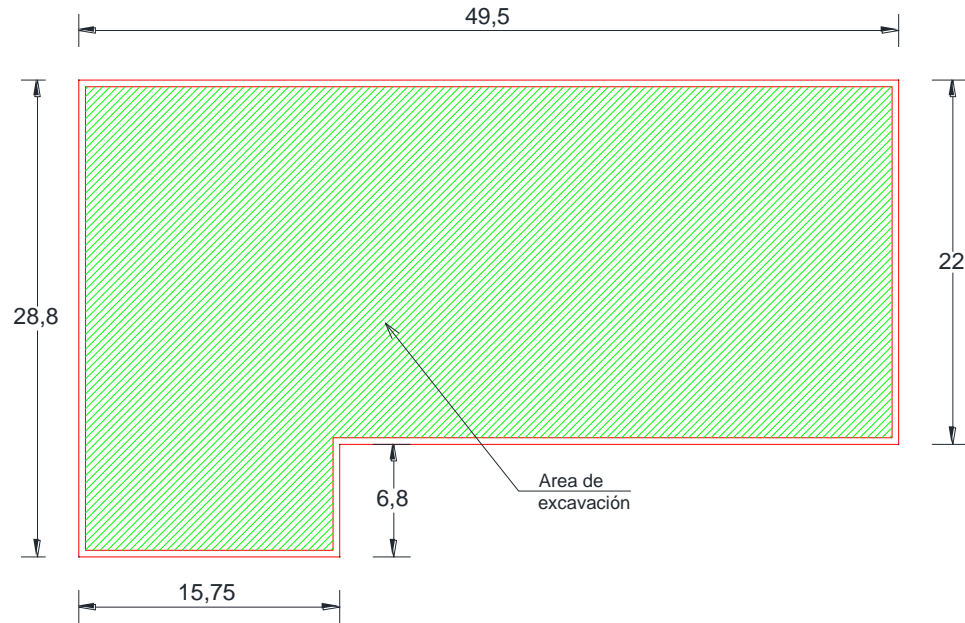
La geometría de la excavación es irregular, con un área de 1134 m². Para este estudio se analizó la pantalla instalada en el costado derecho de la Figura 22 con una longitud de 22 metros debido a que en el centro de esta se encuentra instalado un inclinómetro.

En la Tabla 8 se presentan los niveles de excavación para cada uno de los sótanos.

Tabla 8. Niveles de excavación Proyecto No.2

Sótano No.	Nivel excavación (m)
1	-3,6
2	-6,8
3	-10,2

Figura 22. Geometría de la excavación Proyecto No.2



3.2.4.3 Geometría Proyecto No.3

La geometría de la excavación es rectangular, sin embargo el área está dividida en dos debido a que una de ellas tendrá tres (3) sótanos mientras que en la otra se construirán dos (2) sótanos (ver Figura 23).

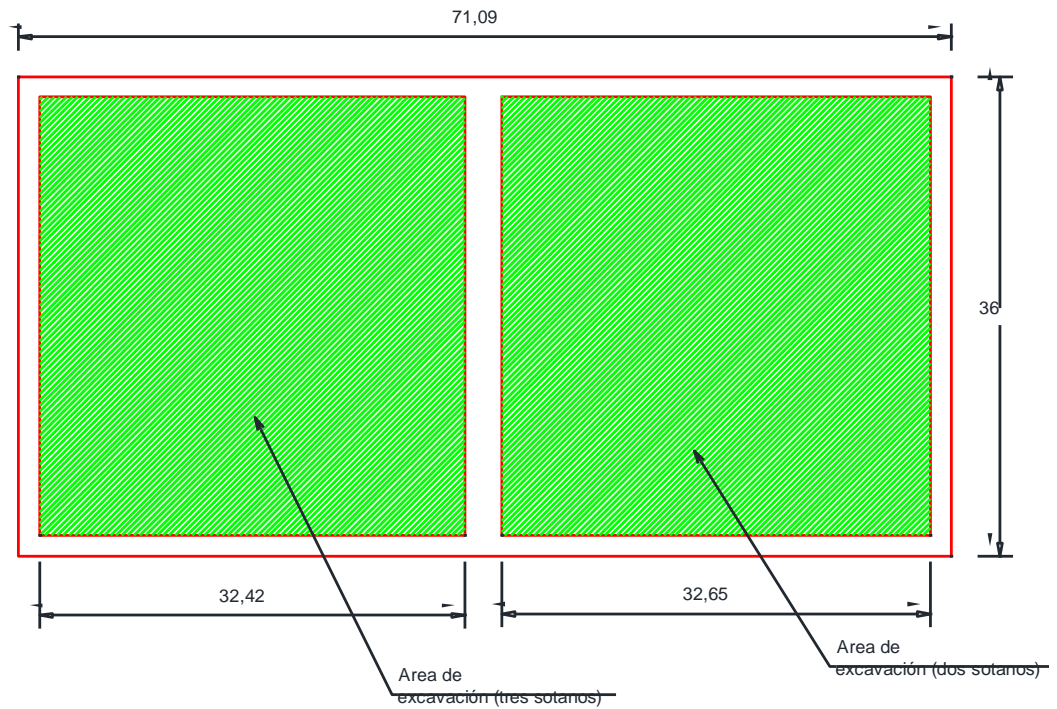
En el análisis de esfuerzos del presente trabajo de grado se analizará el área que tiene tres (3) sótanos para poder comparar las etapas de excavación con los demás proyectos que cuentan con el mismo número de etapas de excavación.

En la Tabla 9 se presentan los niveles de excavación para cada uno de los sótanos.

Tabla 9. Niveles de excavación Proyecto No.3

Sótano No.	Nivel excavación (m)
1	-3,4
2	-6,8
3	-10,2

Figura 23. Geometría de la excavación Proyecto No.3



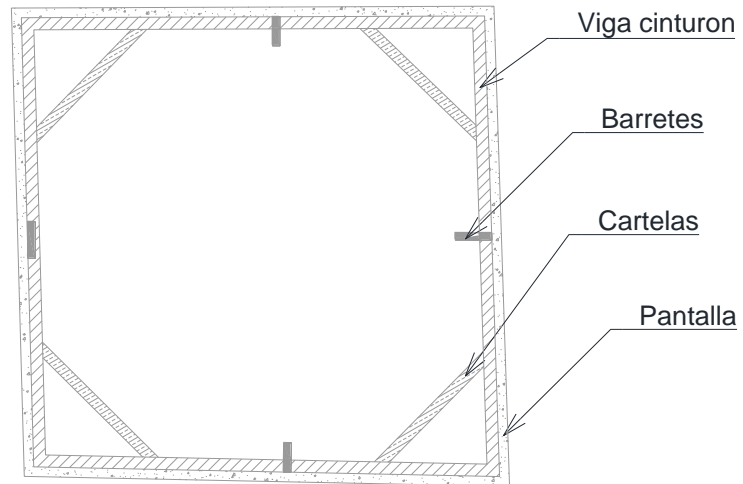
3.2.5 Sistema de Apuntalamiento

En las estructuras estudiadas para este trabajo de grado, el sistema de apuntalamiento está compuesto de vigas cinturón con cartelas en las esquinas.

3.2.5.1 Apuntalamiento Proyecto No.1

El sistema de apuntalamiento está compuesto por vigas cinturón de 100x50 cm en concreto reforzado, además, en el centro de las excavaciones se construyeron barretes de 15 metros de profundidad y en las esquinas se instalaron cartelas o vigas diagonales de 60x50 cm. Las estructuras de apuntalamiento se presentan en la Figura 24.

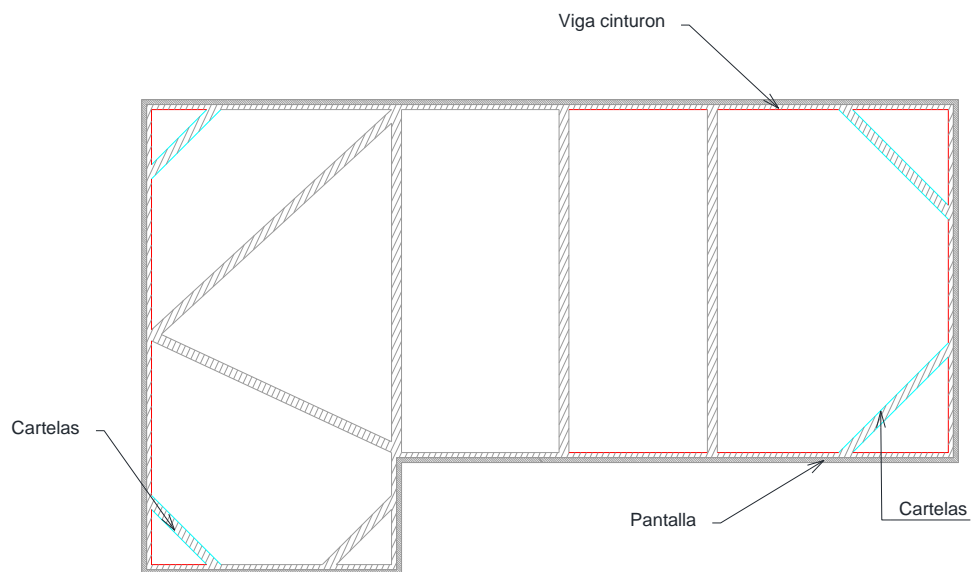
Figura 24. Sistema apuntalamiento Proyecto No.1



3.2.5.2 Apuntalamiento Proyecto No.2

El sistema de apuntalamiento está compuesto por una viga cinturón de 60x55 cm con vigas de acodamiento o cartelas de las mismas dimensiones en las esquinas de la excavación.

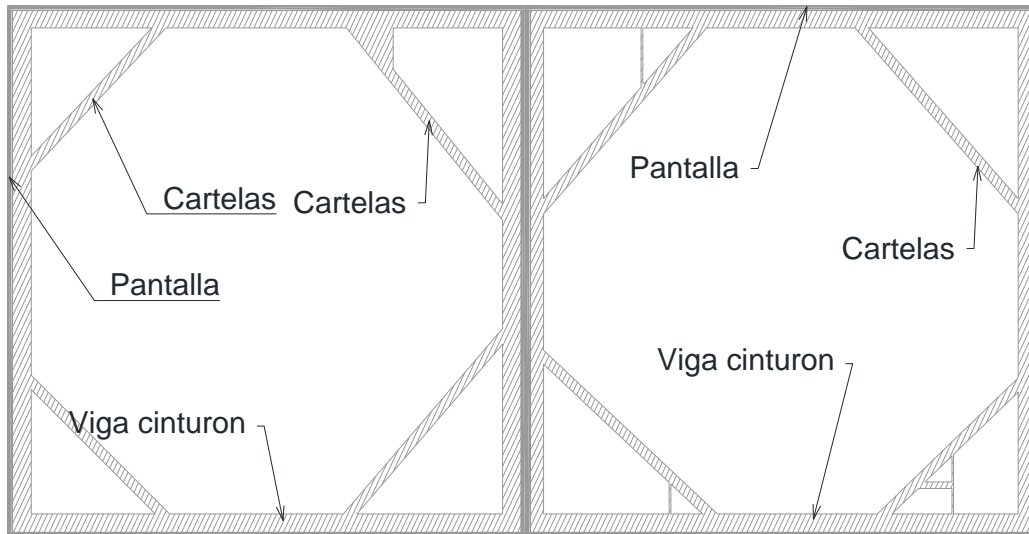
Figura 25. Sistema apuntalamiento Proyecto No.2



3.2.5.3 Apuntalamiento Proyecto No.3

En este proyecto, el sistema está compuesto de una viga cinturón de 100x55 cm, y cartelas de 70x55 cm en las esquinas de la excavación.

Figura 26. Sistema apuntalamiento Proyecto No.3



3.2.6 Dimensiones de las Pantallas

Las pantallas de cada proyecto tienen longitudes diferentes al igual que su espesor. Son pantallas en concreto reforzado y su sistema constructivo se describe en el numeral 2.1.1.

En la Tabla 10 se presentan las dimensiones de las pantallas.

Tabla 10. Dimensiones de las pantallas

Proyecto No.	Espesor (m)	Longitud (m)
1	0,4	40
2	0,3	30
3	0,3	35

3.2.7 Lecturas de Inclinómetros

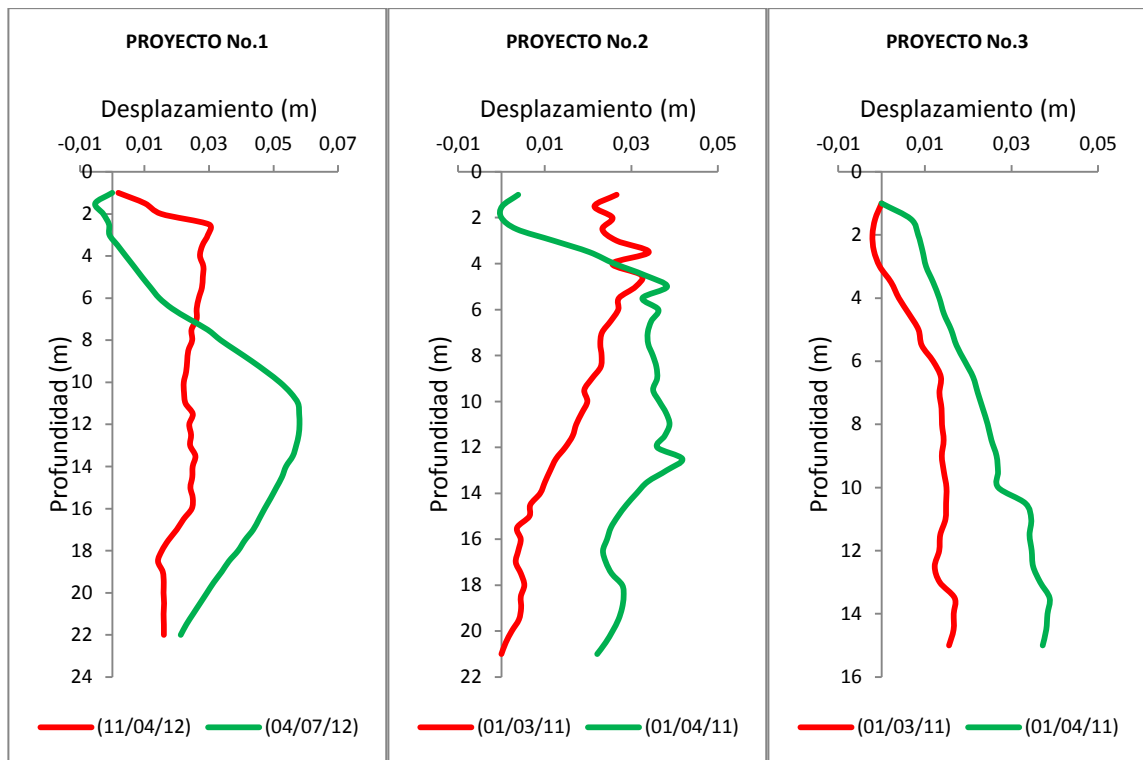
Para los tres proyectos se cuenta con lecturas de inclinómetros que fueron instalados en las pantallas con campañas de lecturas semanales o mensuales. Se usaron lecturas de desplazamientos horizontales de fechas cercanas a la finalización de cada una de las etapas de la excavación las cuales son usadas en la calibración de los parámetros del suelo en la modelación con *PLAXIS 2D*.

Debido a que para la tercera etapa de excavación en algunos casos no se cuenta con lecturas de inclinómetros, o como es el caso del proyecto No.1 donde a la fecha de la realización de los análisis aún no se había ejecutado la construcción del tercer sótano, solamente se usaron dos lecturas de inclinómetros.

La primera lectura (línea roja) está relacionada con el desplazamiento que se presentó durante la primera etapa de excavación y la segunda lectura (línea verde) con la excavación realizada para la segunda etapa.

En la Figura 27 se presentan los desplazamientos medidos y la fecha de la lectura de estos desplazamientos en la pantalla para las dos etapas de excavación.

Figura 27. Deformaciones medidas en las pantallas para las dos etapas de excavación



3.3 VARIABLES DE DISEÑO USADAS EN EL ANÁLISIS

Variables como las propiedades geomecánicas del subsuelo, y del material del cual están construidas las pantallas son presentadas en este numeral.

Las pantallas son construidas en concreto reforzado, para lo cual se definieron variables como la resistencia a la compresión del concreto (f_c), y la relación de poisson del mismo. El valor de resistencia a la compresión del concreto (f_c) es de 21 MPa; de acuerdo a la NSR-10 en el capítulo C indica que el módulo de elasticidad del concreto (E_c) se puede obtener usando la Ecuación 31. Para El coeficiente de poisson del concreto (ν_c) se adoptó un valor igual a 0,20 el cual se encuentra dentro de los rangos definidos por la literatura.

$$E_c = 4700^2 \sqrt{f_c}$$

Ecuación 31. Módulo de elasticidad del concreto

Para el caso de las estructuras como pantallas y puntales, estos tienen dos propiedades generales:

- El espesor equivalente (d), el cual es calculado automáticamente por medio de la relación de la rigidez axial (EA) y la rigidez a la flexión (EI)
- El peso (w), el cual es una fuerza por unidad de ancho en dirección perpendicular al plano.

La rigidez axial, para condiciones de deformación plana se refiere a una rigidez por unidad de ancho en la dirección perpendicular al plano.

$$EA = E_c A$$

Ecuación 32. Rigidez axial

$$EI = E_c I$$

Ecuación 33. Rigidez a la flexion

Donde,

E_c : Módulo de elasticidad del concreto

A : Área de la pantalla o de la placa

I : Inercia de la pantalla o de la placa

El valor del espesor equivalente (d_{eq}) es automáticamente calculado con la Ecuación 34.

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}}$$

Ecuación 34. Espesor equivalente

En la Tabla 11 se presentan los valores usados en los elementos estructurales como pantallas y estructuras de apuntalamiento para los tres proyectos analizados.

Tabla 11. Parámetros de diseño para elementos estructurales (pantalla y sistemas de apuntalamiento)

	Parámetro	Nombre	Valor Proy No.1	Valor Proy No.2	Valor Proy No.3	Unidad
PANTALLA	Tipo de comportamiento	Tipo de material	Elástico	Elástico	Elástico	
	Rigidez axial	EA	3,45E+08	1,93E+08	6,78 E6	kN/m
	Rigidez a la flexión	EI	4,60E+06	1,46E+06	1,69E+06	kN/m ² .m
	Peso	W	2,4	2,8	1,8	kN/m/m
	Relación de poisson	v	0,2	0,2	0,2	
ELEMENTOS DE APUNTALAMIENTO	Tipo de comportamiento	Tipo de material	Elástico	Elástico	Elástico	
	Rigidez axial	EA	1,72E+08	4,26E+08	4,30E+08	kN/m
	Rigidez a la flexión	EI	2,3E+06	1,07E+07	1,07E+07	kN/m ² .m
	Peso	W	2,4	4,4	5,5	kN/m/m
	Relación de poisson	v	0,2	0,2	0,2	

En *PLAXIS 2D*, las propiedades de los suelos y de los materiales de las estructuras son almacenadas en una base de datos.

Los parámetros usados en el modelo lineal elástico corresponden a el módulo de elasticidad (E) y la relación de Poisson.

Para los estratos de suelo existentes en cada uno de los proyectos, inicialmente se usaron los parámetros del Módulo de Elasticidad no drenado (E_u) estimados inicialmente los cuales están descritos en el numeral 3.2.2 del presente documento. En cuanto a la relación de Poisson (ν), se adoptó un valor característico para arcillas blandas de 0,35.

Tabla 12. Parámetros de diseño para los estratos existentes

	Profundidad (m)		E_u (KN/m ²)
PROYECTO No.1	0	- 1,2	30000
	1,2	- 2,65	31000
	2,65	- 9,65	20000
	9,65	- 14,2	18000
	14,2	- 40	6150
	40	- 60	7000
PROYECTO No.2	0	- 3,9	25000
	3,9	- 20,1	2800
	20,1	- 21,6	1350
	21,6	- 39,6	2450
	39,6	- 50,5	2550
PROYECTO No.3	0	- 2	15000
	2	- 3	31500
	3	- 8	15000
	8	- 21	21000
	21	- 22,5	8400
	22,5	- 24,5	10000
	24,5	- 43,5	8550
	43,5	- 50	12000

3.4 MODELACIÓN NUMÉRICA

A continuación se presentan los resultados de los esfuerzos obtenidos a partir de los parámetros del suelo iniciales y calibrados, es decir, los definidos a partir del estudio de suelos y los que se obtienen con los módulos de elasticidad calibrados respectivamente. Estos esfuerzos generan desplazamientos en las pantallas, los cuales son comparados con los desplazamientos medidos en campo.

Posteriormente, se variaron los parámetros del suelo hasta obtener unos desplazamientos horizontales (U_x) similares a los de los inclinómetros para de esta forma conocer los verdaderos esfuerzos actuantes en la pantalla. Por las características del modelo utilizado (lineal elástico), el parámetro variable en las modelaciones es el módulo de elasticidad no drenado (E_u).

En el análisis de esfuerzos en condiciones iniciales se realizó la modelación con *PLAXIS 2D* usando los parámetros del suelo en condiciones no drenadas y obtenidos a partir de los estudios de suelos

3.4.1 Condiciones Iniciales

Se llamaron esfuerzos en condiciones iniciales los obtenidos a partir de parámetros de resistencia iniciales del suelo; estos parámetros están indicados previamente para cada uno de los proyectos analizados.

3.4.1.1 Esfuerzos y Desplazamientos Iniciales Proyecto No.1

El desplazamiento horizontal máximo para la excavación del sótano 1 (profundidad de 4,1m) es igual a 0,014m y ocurre a una profundidad de 22m. Para el caso de las excavaciones de los sótanos 2 y 3 (profundidades de 8,3 y 11,4m respectivamente) el valor de los desplazamientos horizontales máximos es de 0,034m y 0,051m y se presentan a 23,5 y 27,5 metros de profundidad respectivamente.

Se observa que en la primer etapa de excavación (sótano 1) la parte superior de la pantalla se arquea en dirección negativa llegando a un valor de desplazamiento de -0,016m en la parte alta de la pantalla, sin embargo, el comportamiento no se asemeja a los desplazamientos medidos con el inclinómetro tal y como se puede observar en la Figura 28.

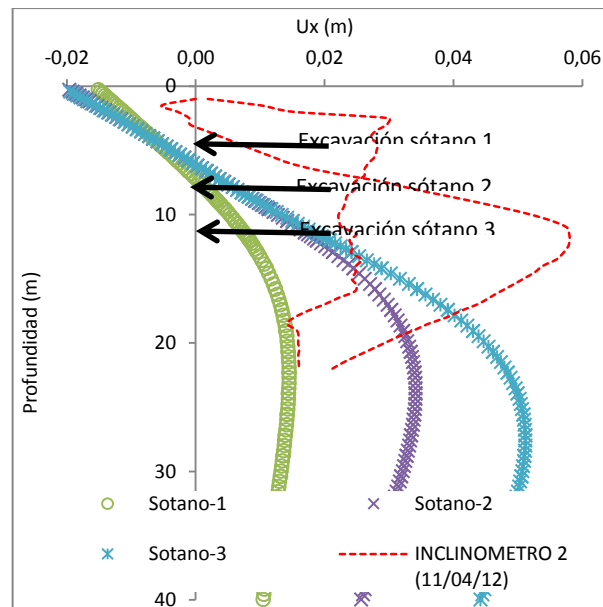
Una vez instalado el sistema de apuntalamiento a nivel de la excavación inicial, y realizada la segunda excavación (sótano 2), se encuentra que el desplazamiento horizontal a nivel del apuntalamiento se mantiene, el desplazamiento en la parte superior aumenta, y a una profundidad de 22m la pantalla alcanza un desplazamiento horizontal máximo de 0,034m; a partir de allí su desplazamiento disminuye levemente con la profundidad.

Tabla 13. Resumen Ux en la pantalla para las tres etapas de excavación

Profundidad (m)	Ux (m) Exc-1	Ux (m) Exc-2	Ux (m) Exc-2
0	-0,016	-0,021	-0,021
4,1	-0,007	-0,007	-0,007
8,3	0,002	0,007	0,007
11,4	0,007	0,016	0,018
Ux max (m)	0,01449	0,03414	0,05117
Profundidad (m)	22	23,5	27,2

Al igual que en las etapas anteriores de excavación, el comportamiento de los desplazamientos no es similar comparado con el medido en la instrumentación.

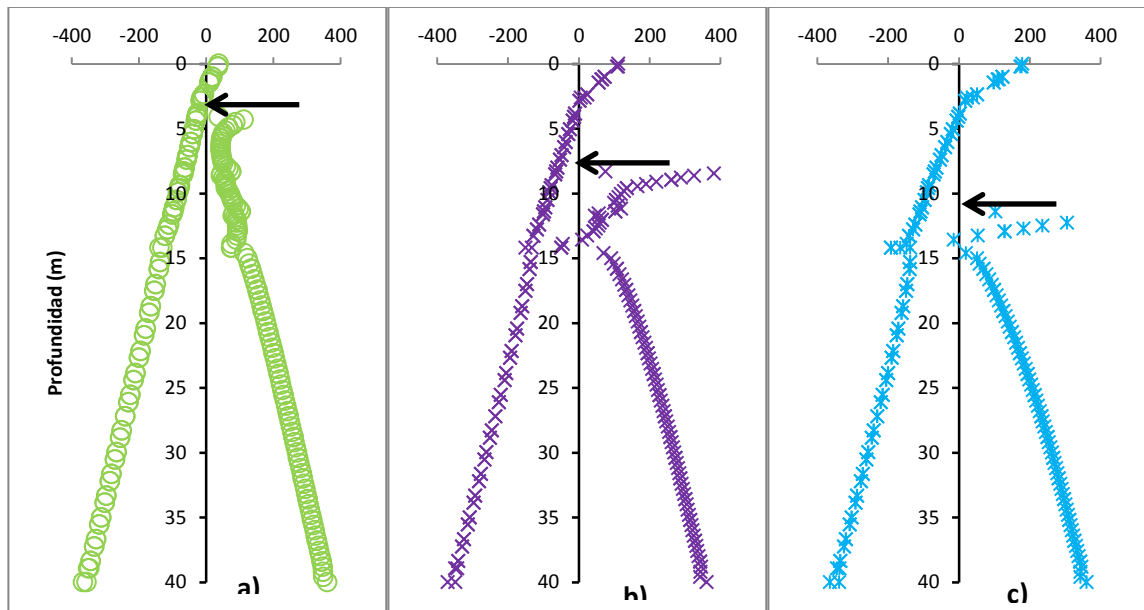
Figura 28. Desplazamientos horizontales de la pantalla-condiciones iniciales



En la tercera excavación (sótano 3), al igual que para las dos etapas anteriores, el desplazamiento en el punto de instalación del sistema de apuntalamiento permanece constante con respecto a la etapa inmediatamente anterior (excavación sótano 2) y el valor máximo se presenta a una profundidad de 26m.

Los esfuerzos horizontales totales en las tres etapas de excavación tienen un comportamiento similar, alcanzando valores de 366 kN/m^2 en la parte baja de la pantalla, es decir a una profundidad de 40 metros. Las mayores variaciones de esfuerzos se presentan dentro de los 15 primeros metros en donde se realizan las excavaciones.

Figura 29. Esfuerzos totales en la excavación-condiciones iniciales. a) Sotano-1, b) Sotano-2 y c) Sotano-3



3.4.1.2 Esfuerzos y Desplazamientos Iniciales Proyecto No.2

El desplazamiento horizontal máximo para la excavación del sótano 1 (profundidad de 3,6m) es igual a 0,052m y ocurre a los 21 metros. Para el caso de las excavaciones de los sótanos 2 y 3 (profundidades de 6,8 y 10,2 m respectivamente) el valor de los desplazamientos horizontales máximos es de 0.09m y 0.14m y se presentan a los 25,5 para la excavación 2 y 30 metros para la excavación 3. En la Figura 30 se puede observar el comportamiento de los desplazamientos que ocurren en la pantalla.

Se observa que en la primer etapa de excavación (sótano 1) la parte superior de la pantalla se arquea en dirección negativa comprimiendo el suelo y llegando a un valor de -0,026m en la parte alta de la pantalla, sin embargo, el comportamiento no se asemeja con los desplazamientos medidos con el inclinómetro tal y como se puede observar en la Figura 30.

Una vez instalado el sistema de apuntalamiento al nivel de la excavación inicial, y realizada la segunda excavación (sótano 2) se encuentra que el desplazamiento horizontal a nivel del apuntalamiento se mantiene, el desplazamiento en la parte superior aumenta levemente, y a una profundidad de 25,5m la pantalla alcanza un desplazamiento horizontal máximo de 0,09m; a partir de allí su desplazamiento disminuye levemente con la profundidad.

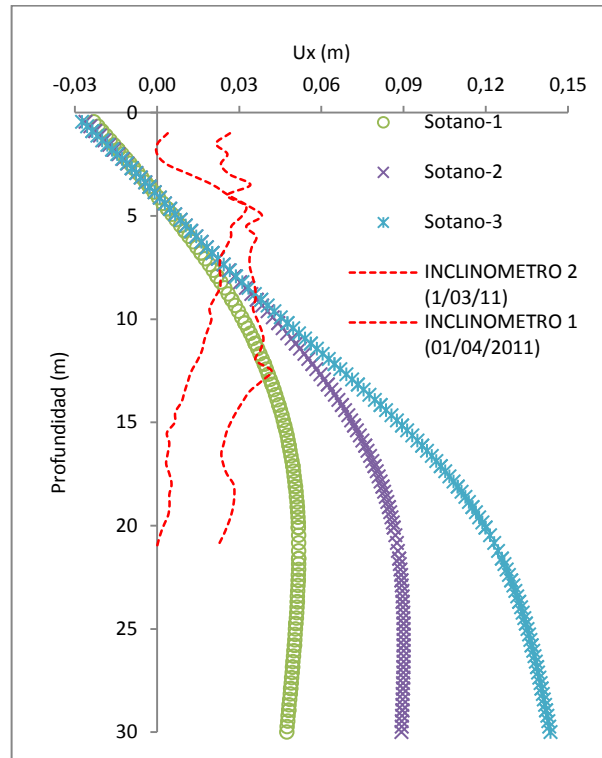
En la tercera excavación (sótano 3), al igual que para las dos etapas anteriores, el desplazamiento en el punto de instalación del sistema de apuntalamiento permanece constante con respecto a la etapa inmediatamente anterior (excavación sótano 2) y el valor máximo se presenta a una profundidad de 30m.

Al igual que en las etapas anteriores de excavación, el comportamiento de los desplazamientos no es similar con el medido en la instrumentación.

Tabla 14. Resumen Ux en la pantalla para las tres etapas de excavación

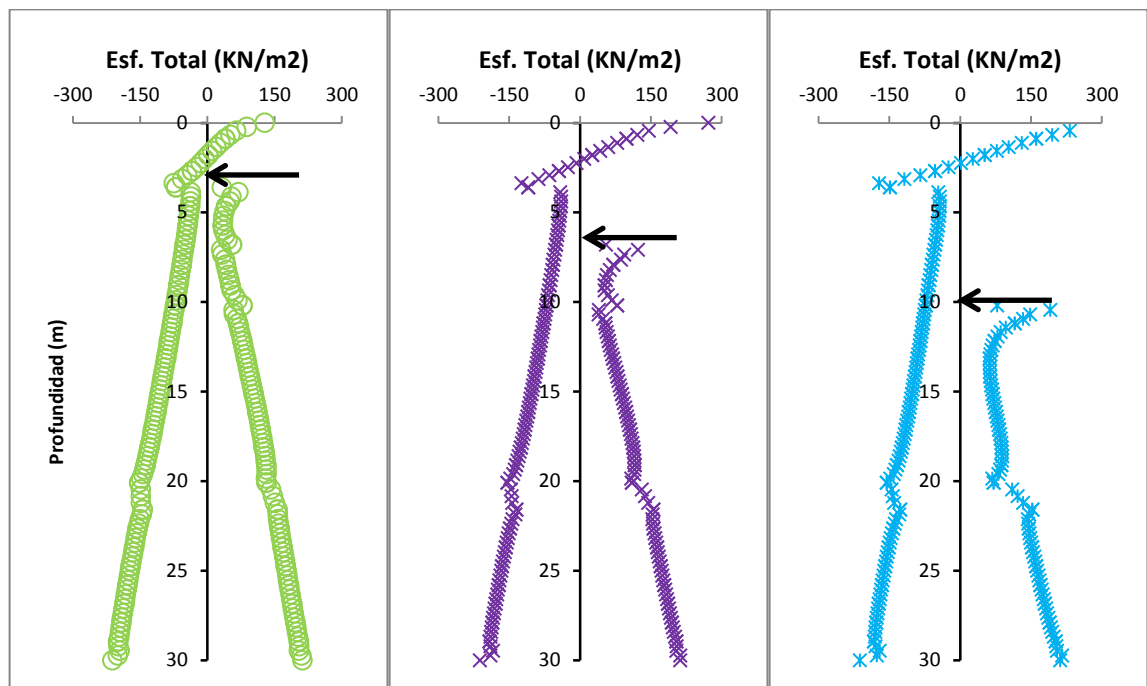
Profundidad (m)	Ux (m) Exc-1	Ux (m) Exc-2	Ux (m) Exc-2
0	-0,026	-0,029	-0,031
3,6	-0,003	-0,003	-0,003
6,8	0,016	0,020	0,020
10,2	0,031	0,042	0,045
Ux max (m)	0,05175	0,09003	0,14362
Profundidad (m)	21	25,5	30

Figura 30. Desplazamientos de la pantalla-condiciones iniciales



Los esfuerzos horizontales totales en las tres etapas de excavación tienen un comportamiento similar, alcanzando valores de 212 kN/m^2 en la parte baja de la pantalla, es decir a una profundidad de 30 metros. Las mayores variaciones de esfuerzos se presentan dentro de los 15 primeros metros en donde se realizan las excavaciones (ver Figura 31).

Figura 31. Esfuerzos totales en la excavación-condiciones iniciales. a) Sotano-1, b) Sotano-2 y c) Sotano-3



3.4.1.3 Esfuerzos y Desplazamientos Iniciales Proyecto No.3

El desplazamiento horizontal máximo para la excavación del sótano 1 (profundidad 3,4m) es igual a 0,021m y ocurre a los 28,3 metros. Para el caso de las excavaciones de los sótanos 2 y 3 (profundidades de 6,8 y 10,2 m respectivamente) el valor de los desplazamientos horizontales máximos es de 0,04 y 0,06 m y se presenta a los 28,3 metros para la excavación 2 y 30,2 metros para la excavación 3. En la Figura 32 se puede observar el comportamiento de los desplazamientos que ocurren en las pantallas.

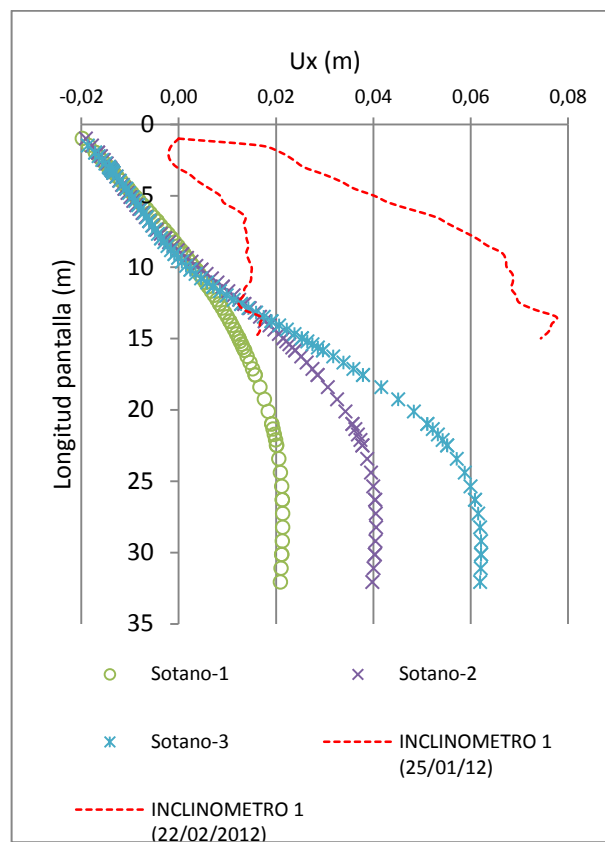
Se observa que en la primer etapa de excavación (sótano 1) la parte superior de la pantalla se arquea en dirección negativa comprimiendo el suelo y llegando a un valor de -0,023m en la parte alta de la pantalla, sin embargo, el comportamiento no se asemeja con los desplazamientos medidos con el inclinómetro tal y como se puede observar en la Figura 32.

Una vez instalado el sistema de apuntalamiento al nivel de la excavación inicial, y realizada la segunda excavación (sótano 2) se encuentra que el desplazamiento horizontal a nivel del apuntalamiento se mantiene, el desplazamiento en la parte

superior aumenta levemente, y a una profundidad de 28,3m la pantalla alcanza un desplazamiento horizontal máximo de 0,041m; a partir de allí su desplazamiento disminuye levemente con la profundidad.

En la tercera excavación (sótano 3), al igual que para las dos etapas anteriores, el desplazamiento en el punto de instalación del sistema de apuntalamiento permanece constante con respecto a la etapa inmediatamente anterior (excavación sótano 2) y el valor máximo se presenta a una profundidad de 30,2m.

Figura 32. Desplazamientos de la pantalla-condiciones iniciales



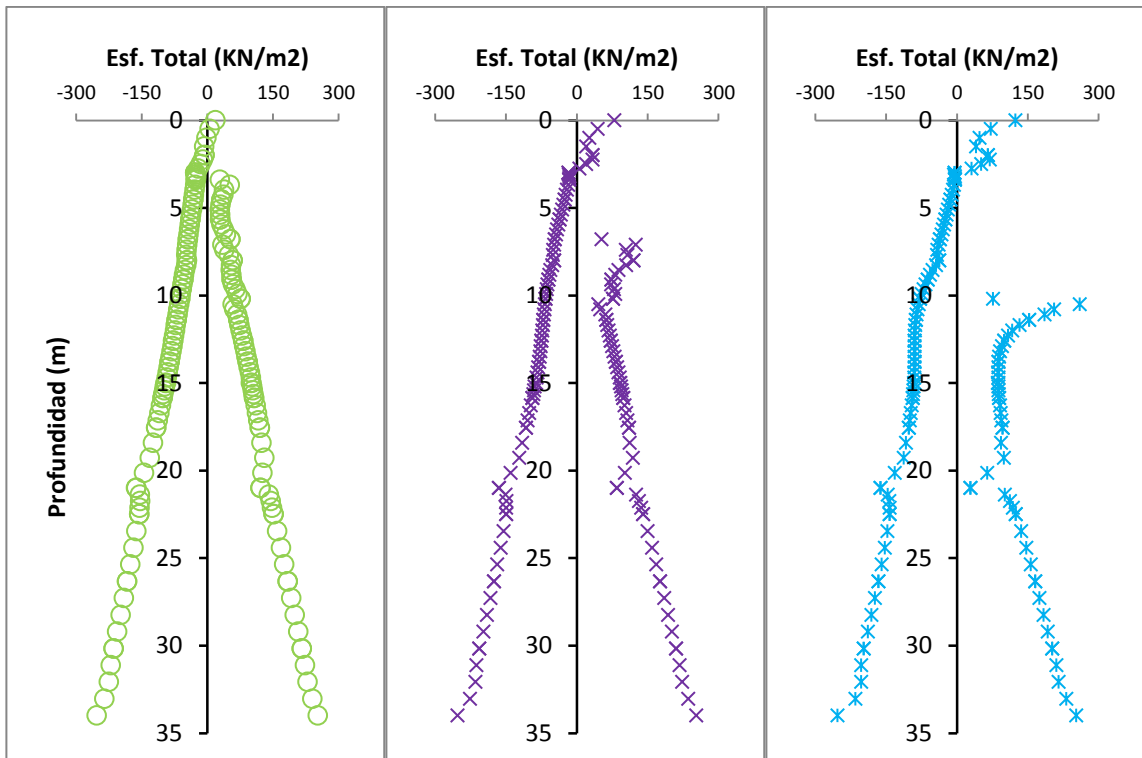
Al igual que en las etapas anteriores de excavación, el comportamiento de los desplazamientos no es similar con el medido en la instrumentación.

Tabla 15. Resumen Ux en la pantalla para las tres etapas de excavación

Profundidad (m)	Exc-1	Exc-2	Exc-3
0	-0,023	-0,022	-0,013
3,4	-0,013	-0,013	-0,013
6,8	-0,004	-0,006	-0,006
10,2	0,003	0,004	0,002
Ux max (m)	0,02136	0,04055	0,06217
Profundidad (m)	28,3	28,3	30,2

Los esfuerzos horizontales totales en las tres etapas de excavación tienen un comportamiento similar, alcanzando valores de 250 kN/m² en la parte baja de la pantalla, es decir a una profundidad de 35 metros. Las mayores variaciones de esfuerzos se presentan dentro de los 12 primeros metros en donde se realizan las excavaciones (ver Figura 33).

Figura 33. Esfuerzos totales en la excavación-condiciones iniciales. a) Sotano-1, b) Sotano-2 y c) Sotano-3



3.4.2 Calibración De Desplazamientos y Cálculo De Esfuerzos

Teniendo en cuenta que los desplazamientos horizontales (U_x) obtenidos en las pantallas, utilizando los parámetros de resistencia a partir de los estudios de suelos, no tienen comportamientos similares a las deformaciones medidas con los inclinómetros, se calibró el módulo de elasticidad (E_u) de tal forma que las deformaciones en la pantalla sean similares las medidas.

Una vez calibrado el módulo, se calcularon los esfuerzos en el suelo que generan empujes en la pantalla.

3.4.2.1 Esfuerzos y Desplazamientos Calibrados Proyecto No.1

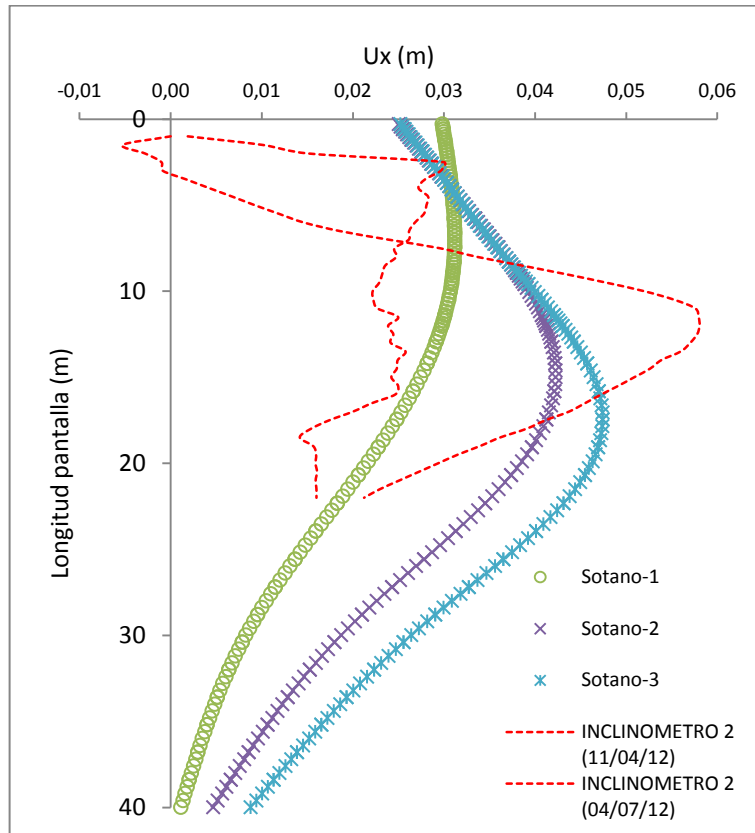
Para este caso, los desplazamientos horizontales medidos (lecturas de inclinómetro) tienen un comportamiento muy similar en la excavación del sótano 1 (4,1 m de profundidad), para las otras dos etapas de excavación (sótano 2 y 3) los desplazamientos calculados tienen un comportamiento similar al de la lectura del inclinómetro del 04/07/2012 (ver Figura 34).

En la Tabla 16 se presentan los valores del módulo de elasticidad calibrados para obtener las curvas de desplazamientos horizontales (U_x) de tal forma que estos tengan comportamientos similares con las lecturas de los inclinómetros.

Tabla 16. Valores de E_u calibrados

Profundidad (m)	E_u iniciales (KN/m²)	E_u calibrados (KN/m²)
0,00 - 1,20	30000	50000
1,20 - 2,65	31000	45000
2,65 - 9,65	20000	2500
9,65 - 14,20	18000	3000
14,20 - 27,20	6150	4000
27,20 - 40,00	7000	20000
40,00 - 80,00	7000	30000

Figura 34. Desplazamientos de la pantalla-parámetros calibrados

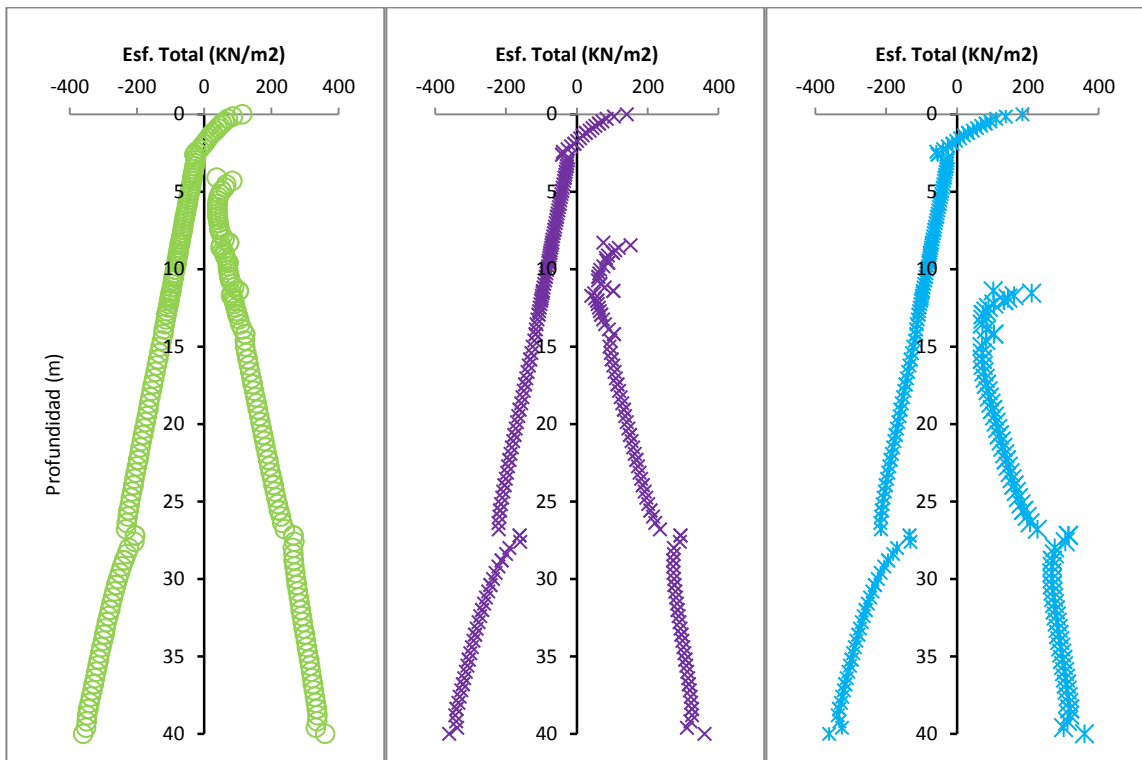


Con respecto a los esfuerzos horizontales totales que actúan en la pantalla, se observa que para la primer excavación (sótano 1) los esfuerzos calibrados tienen un comportamiento diferente en la altura de la excavación comparados con los esfuerzos obtenidos con los parámetros sin calibrar; siendo más marcada la diferencia en la superficie para la excavación del sótano 1 como se puede observar en la Tabla 17.

Tabla 17. Valores de esfuerzos totales en los límites de las excavaciones

Profundidad (m)	Esfuerzos totales (KN/m ²)					
	Excavación-1		Excavación-2		Excavación-3	
	E_u Inicial	E_u calibrados	E_u Inicial	E_u calibrados	E_u Inicial	E_u calibrados
0	37,6	113,95	111,45	140,52	178,61	185,31
4,1	-27,87	-34,57	-13,66	-34,43	-1,43	-34,52
8,3	-66,58	-71,23	-63,9	-69,96	-67,64	-70,15
11,4	-98,03	-98,15	-98,63	-95,54	-108,23	-95,47
40	-366,15	-360	-369,82	-360	-364,02	-360

Figura 35. Esfuerzos totales en la excavación-parámetros calibrados. a) Sotano-1, b) Sotano-2 y c) Sotano-3



Los esfuerzos en el fondo de la pantalla a una profundidad de 40 metros son similares a los que se calcularon con las condiciones iniciales con un valor cercano a 366 KN/m^2

3.4.2.2 Esfuerzos y Desplazamientos Calibrados Proyecto No.2

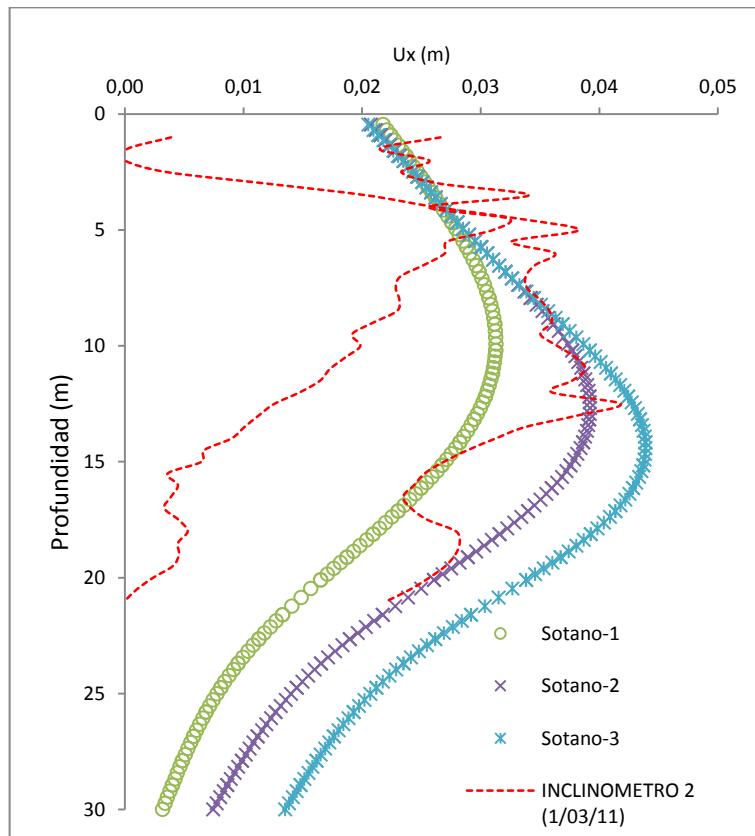
Los desplazamientos horizontales calculados tienen un comportamiento similar a los medidos con los inclinómetros, en especial el calculado para la excavación del sótano 2 (ver Figura 36)

En la Tabla 18 se presentan los valores del módulo de elasticidad calibrados para obtener las curvas de desplazamientos horizontales (U_x) de tal forma que estos tengan comportamientos similares con las lecturas de los inclinómetros.

Tabla 18. Valores de E_u calibrados

Profundidad (m)	E_u iniciales (KN/m ²)	E_u calibrados (KN/m ²)
0,00 - 3,90	25000	15000
3,90 - 10,20	2800	3000
10,20 - 14,80	2800	2500
14,80 - 20,10	2800	4500
20,10 - 21,60	1350	1550
21,60 - 39,60	2450	20000
39,60 - 50,50	2550	15000

Figura 36. Desplazamientos de la pantalla-parámetros calibrados



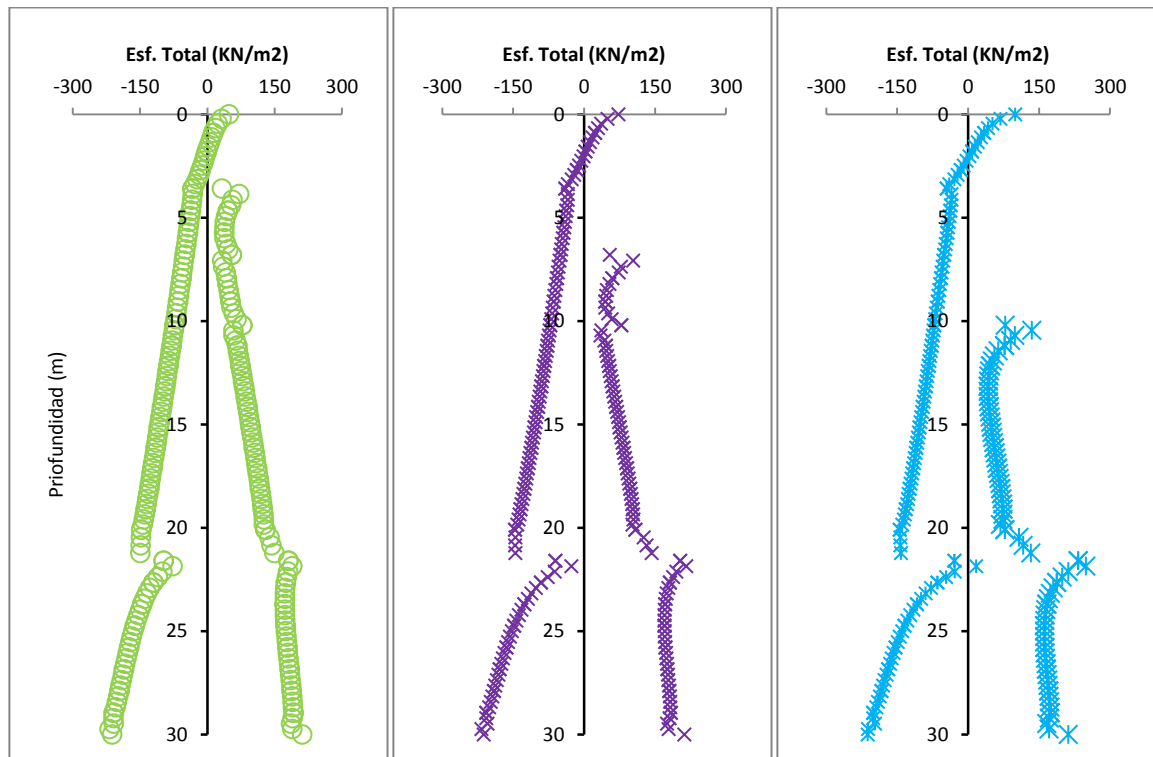
Con respecto a los esfuerzos horizontales totales que actúan en la pantalla, se observa que para la primer excavación (sótano 1) los esfuerzos calibrados tienen

un valores diferentes en la profundidad de la excavación comparados con los esfuerzos obtenidos con los parámetros sin calibrar; siendo más marcada la diferencia en la superficie y a los 3.6 m para la excavación del sótano 1 como se puede observar en la Tabla 19.

Tabla 19. Valores de esfuerzos totales en los límites de las excavaciones

Profundidad (m)	Esfuerzos totales (KN/m ²)					
	Excavación-1		Excavación-2		Excavación-3	
	E _u Inicial	E _u calibrados	E _u Inicial	E _u calibrados	E _u Inicial	E _u calibrados
0	128,29	48,01	271,46	72,79	421,65	100,05
3,6	-69,5	-33,08	-109,51	-39,46	-148,59	-44,81
6,8	-50,29	-50,06	-51,06	-50,02	-52,64	-50,32
10,2	-71,92	-72,78	-70,95	-71,11	-72,75	-71,09
30	-211,98	-211,98	-211,98	-211,98	-211,98	-211,98

Figura 37. Esfuerzos totales en la excavación-parámetros calibrados. a) Sotano-1, b) Sotano-2 y c) Sotano-3



Los esfuerzos en el fondo de la pantalla a una profundidad de 40 metros son similares a los que se calcularon con las condiciones iniciales con un valor cercano a 211 KN/m²

3.4.2.3 Esfuerzos y Desplazamientos Calibrados Proyecto No.3

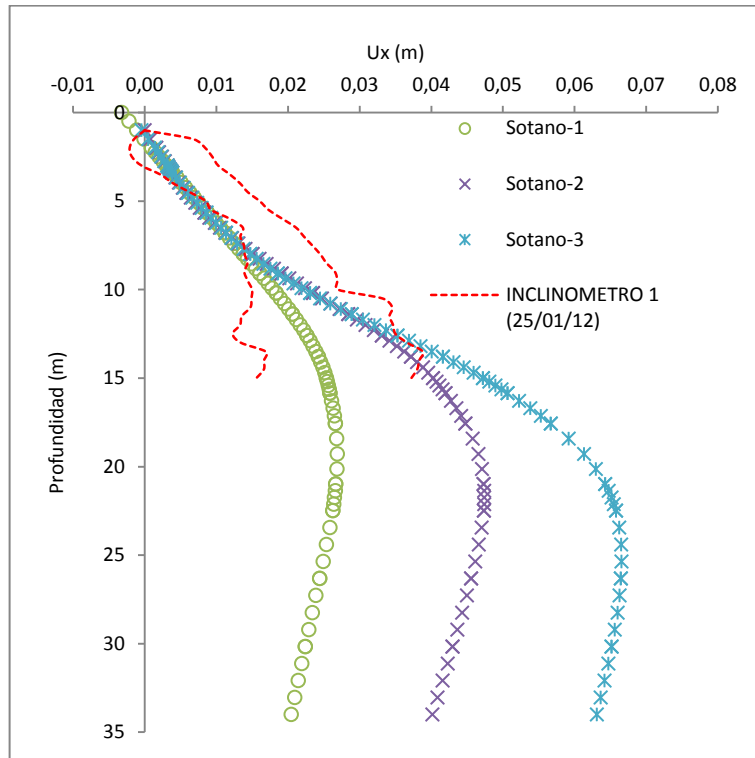
Los desplazamientos horizontales calculados tienen un comportamiento similar a los medidos con los inclinómetros. La tendencia que indican las lecturas del inclinómetro es que la pata de la pantalla se desplace en dirección de la excavación (ver Figura 38).

En la Tabla 20 se presentan los valores del módulo de elasticidad calibrados para obtener las curvas de desplazamientos horizontales (U_x) de tal forma que estos tengan comportamientos similares con las lecturas de los inclinómetros.

Tabla 20. Valores de E_u calibrados

Profundidad (m)	E_u iniciales (KN/m²)	E_u calibrados (KN/m²)
0,00 - 2,00	15000	2000
2,00 - 3,00	31500	4200
3,00 - 8,00	15000	3500
8,00 - 21,00	21000	8000
21,00 - 22,50	8400	1500
22,50 - 24,50	10000	8000
24,50 - 43,50	8550	8550
43,50 - 50,00	12000	12000

Figura 38. Desplazamientos de la pantalla-parámetros calibrados

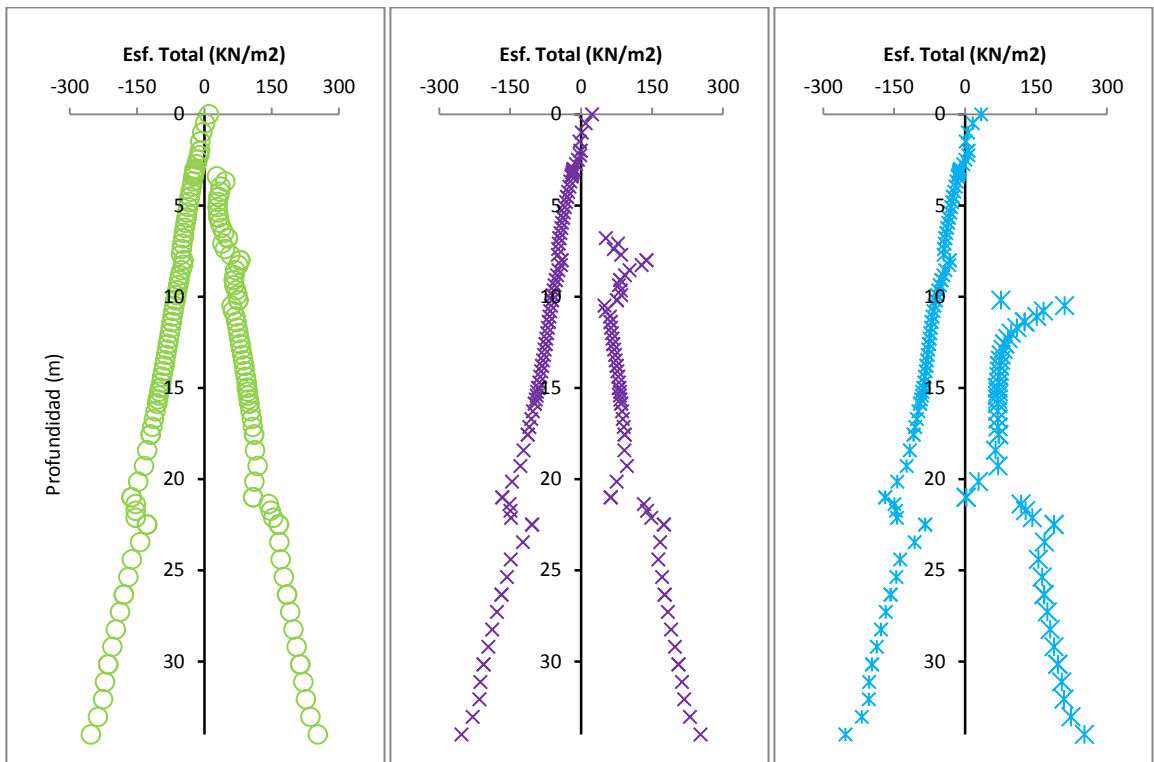


Los esfuerzos horizontales totales que actúan en la pantalla para la primera excavación (sótano 1) son menores en los primeros 3,4 m comparados con los esfuerzos obtenidos con los parámetros sin calibrar como se puede observar en la Tabla 21.

Tabla 21. Valores de esfuerzos totales en los límites de las excavaciones

Profundidad (m)	Esfuerzos totales (KN/m ²)					
	Excavación-1		Excavación-2		Excavación-3	
	E _u Inicial	E _u calibrados	E _u Inicial	E _u calibrados	E _u Inicial	E _u calibrados
0	18,43	10,45	79,36	23,67	123,69	34,43
3,4	-26,5	-23,87	-16,38	-19,77	-4,18	-14,9
6,8	-44,54	-46,84	-46,42	-45,37	-35,79	-41,53
10,2	-62,38	-64,25	-66,31	-61,37	-77,84	-61,97
35	-252,8	-252,8	-252,8	-252,8	-252,8	-252,8

Figura 39. Esfuerzos totales en la excavación-parámetros calibrados. a) Sotano-1, b) Sotano-2 y c) Sotano-3



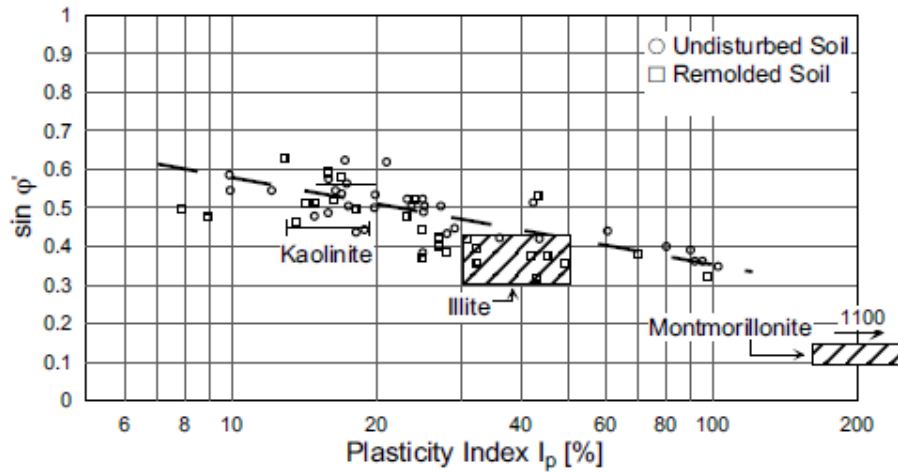
Los esfuerzos en el fondo de la pantalla a una profundidad de 35 metros son similares a los que se calcularon con las condiciones iniciales con un valor cercano a 252 KN/m^2 .

3.5 ANÁLISIS DE ESFUERZOS

3.5.1 Cálculo de Esfuerzos usando Coeficientes de Tierras

En este capítulo se calculan los esfuerzos horizontales que actúan en el suelo, usando coeficientes de presión de tierras activos y pasivos. Los ángulos de fricción para los diferentes tipos de suelo fueron obtenidos usando la correlación propuesta por Mitchell (1993) teniendo en cuenta el índice de plasticidad del material (Figura 40).

Figura 40. Relación entre seno ϕ y el índice de plasticidad (Mitchell 1993)



Los coeficientes de presión de tierras activos y pasivos (K_a y K_p) se calcularon usando las ecuaciones propuestas por Rankine.

3.5.1.1 Esfuerzos Horizontales y Verticales Proyecto No.1

En la Tabla 22 se presentan los coeficientes de tierras activo y pasivo para cada uno de los estratos encontrados.

Los valores de coeficientes de presión de tierras activos K_a varían entre 0,399 y 0,493, mientras que los coeficientes pasivos K_p están entre un rango de 2,030 a 2,509.

Tabla 22. Coeficientes de presión de tierras activo y pasivo

PROFUNDIDAD (m)			IP (%)	Seno ϕ	ϕ (°)	K_a	K_p
INICIO	FIN	PROM					
0	1,2	0,6	44	0,43	25,5	0,399	2,509
1,2	2,65	1,9	44	0,43	25,5	0,399	2,509
2,65	9,65	6,2	70,4	0,39	23,0	0,439	2,279
9,65	14,2	11,9	82,4	0,37	21,7	0,460	2,175
14,2	27,2	20,7	97,3	0,35	20,5	0,481	2,077
27,2	40	33,6	97,3	0,35	20,5	0,481	2,077
40	60	50,0	126	0,34	19,9	0,493	2,030
60	80	70,0	126	0,34	19,9	0,493	2,030

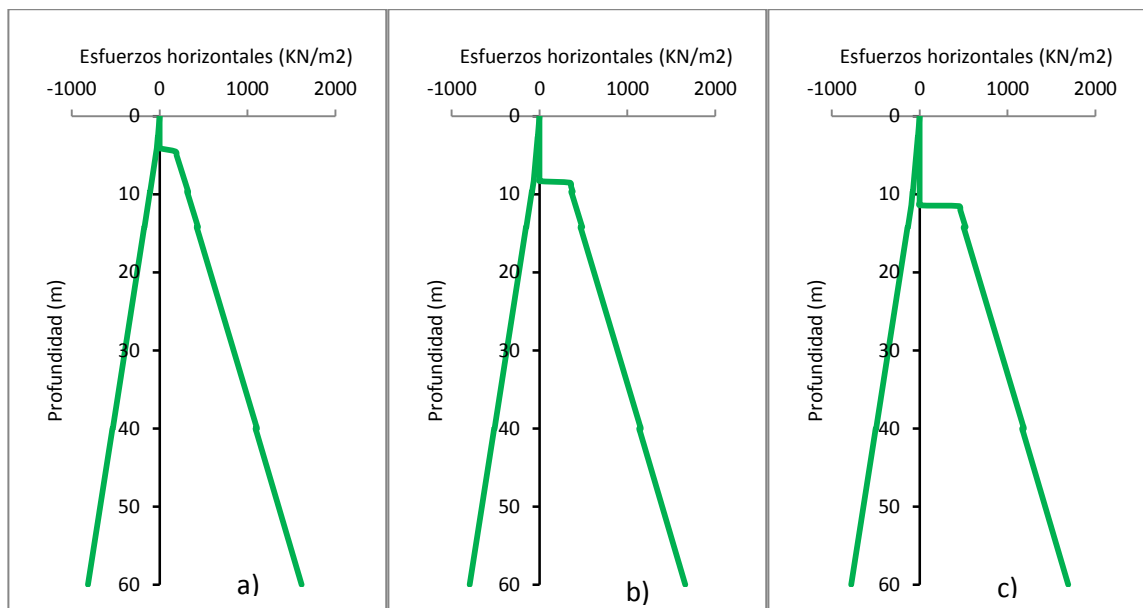
Los esfuerzos horizontales totales se presentan en la Figura 41. Para este caso, la línea izquierda corresponde a esfuerzos activos y la línea derecha a esfuerzos pasivos.

Tabla 23. Esfuerzos horizontales totales

Profundidad (m)	Esfuerzos totales (KN/m ²)	
	σ_h (Lado activo)	σ_h (Lado pasivo)
0	0	0
4,1	-32,4	0
8,3	-89,15	286,76
11,4	-133,81	360,54
40	-532,64	1108,8

El esfuerzo activo en el fondo de la pantalla (40 m) es igual a 532,6 KN/m², mientras que el empuje pasivo a la misma profundidad es de 1108,8 KN/m². En la Tabla 23 se presentan los esfuerzos horizontales en el lado activo y pasivo a las diferentes profundidades de excavación.

Figura 41. Esfuerzos horizontales totales (teoría convencional). a) sótano-1, b) sótano-2 y c) sótano-3.



3.5.1.2 Esfuerzos Horizontales y Verticales Proyecto No.2

En la Tabla 24 se presentan los coeficientes de tierras activo y pasivo para cada uno de los estratos encontrados.

Los valores de coeficientes de presión de tierras activos K_a varían ente 0,46 y 0,538, mientras que los coeficientes pasivos K_p están entre un rango de 1,857 a 2,175.

Tabla 24. Coeficientes de presión de tierras activo y pasivo

PROFUNDIDAD (m)			IP (%)	Seno ϕ	ϕ (°)	Ka	Kp
INICIO	FIN	PROM					
0	3,9	2,0	107	0,35	20,5	0,481	2,077
3,9	10,2	7,1	167	0,3	17,5	0,538	1,857
10,2	14,8	12,5	167	0,3	17,5	0,538	1,857
14,8	20,1	17,5	167	0,3	17,5	0,538	1,857
20,1	21,6	20,9	129	0,34	19,9	0,493	2,030
21,6	39,6	30,6	87,4	0,37	21,7	0,460	2,175
39,6	50,5	45,1	262	0,3	17,5	0,538	1,857

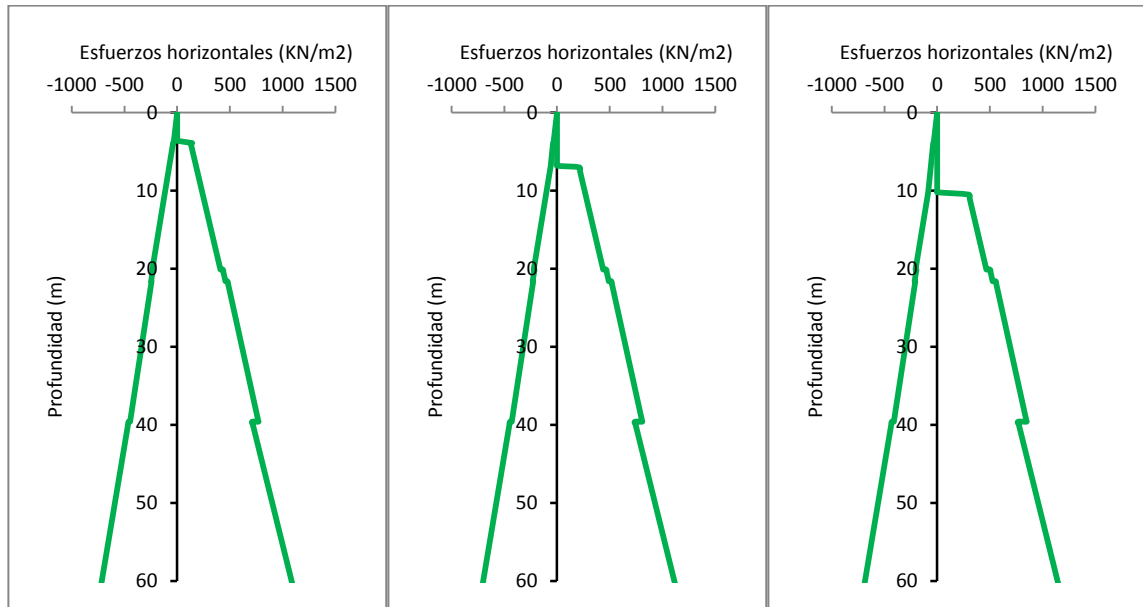
Los esfuerzos horizontales totales se presentan en la Figura 42. Para este caso, la línea izquierda corresponde a esfuerzos activos y la línea derecha a esfuerzos pasivos.

El esfuerzo activo en el fondo de la pantalla (30 m) es igual a 338,1 KN/m², mientras que el esfuerzo pasivo a la misma profundidad es de 614,5 KN/m². En la Tabla 25 se presentan los esfuerzos horizontales en el lado activo y pasivo a las diferentes profundidades de excavación.

Tabla 25. Esfuerzos horizontales totales

Profundidad (m)	Esfuerzos totales (KN/m2)	
	σ_h (Lado activo)	σ_h (Lado pasivo)
0	0	0
3,6	-31,2	0
6,8	-74,43	178,34
10,2	-115,75	237,6
30	-338,11	614,46

Figura 42. Esfuerzos horizontales totales (teoría convencional)



3.5.1.3 Esfuerzos Horizontales y Verticales Proyecto No.3

En la Tabla 26 se presentan los coeficientes de tierras activo y pasivo para cada uno de los estratos encontrados.

Los valores de coeficientes de presión de tierras activos K_a varían ente 0,439 y 0,550, mientras que los coeficientes pasivos K_p están entre un rango de 1,857 a 2,279.

Tabla 26. Coeficientes de presión de tierras activo y pasivo

PROFUNDIDAD (m)			IP (%)	Seno ϕ	ϕ (°)	Ka	Kp
INICIO	FIN	PROM					
0	2	1,0	68,1	0,39	23,0	0,439	2,279
2	3	2,5	70,7	0,38	22,3	0,449	2,226
3	8	5,5	231	0,29	16,9	0,550	1,817
8	21	14,5	151	0,3	17,5	0,538	1,857
21	22,5	21,8	228	0,29	16,9	0,550	1,817
22,5	24,5	23,5	114	0,34	19,9	0,493	2,030
24,5	43,5	34,0	107	0,34	19,9	0,493	2,030
43,5	50	46,8	87,2	0,37	21,7	0,460	2,175

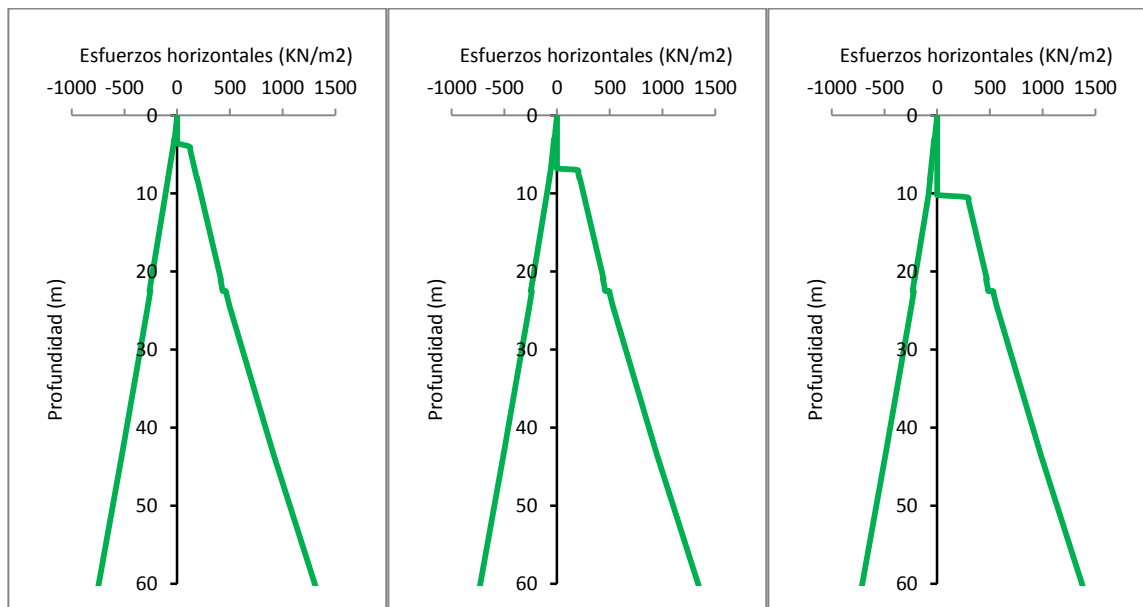
Los esfuerzos horizontales totales se presentan en la Figura 43. Para este caso, la línea izquierda corresponde a esfuerzos activos y la línea derecha a esfuerzos pasivos.

Tabla 27. Esfuerzos horizontales totales

Profundidad (m)	Esfuerzos totales (KN/m ²)	
	σ_h (Lado activo)	σ_h (Lado pasivo)
0	0	0
3,4	-33,08	0
6,8	-72,12	164,45
10,2	-112,58	226,64
35	-414,63	728,79

El esfuerzo activo en el fondo de la pantalla (35 m) es igual a 414,6 KN/m², mientras que el esfuerzo pasivo a la misma profundidad es de 728,8 KN/m². En la Tabla 27 se presentan los esfuerzos horizontales en el lado activo y pasivo a las diferentes profundidades de excavación.

Figura 43. Esfuerzos horizontales totales (teoría convencional)



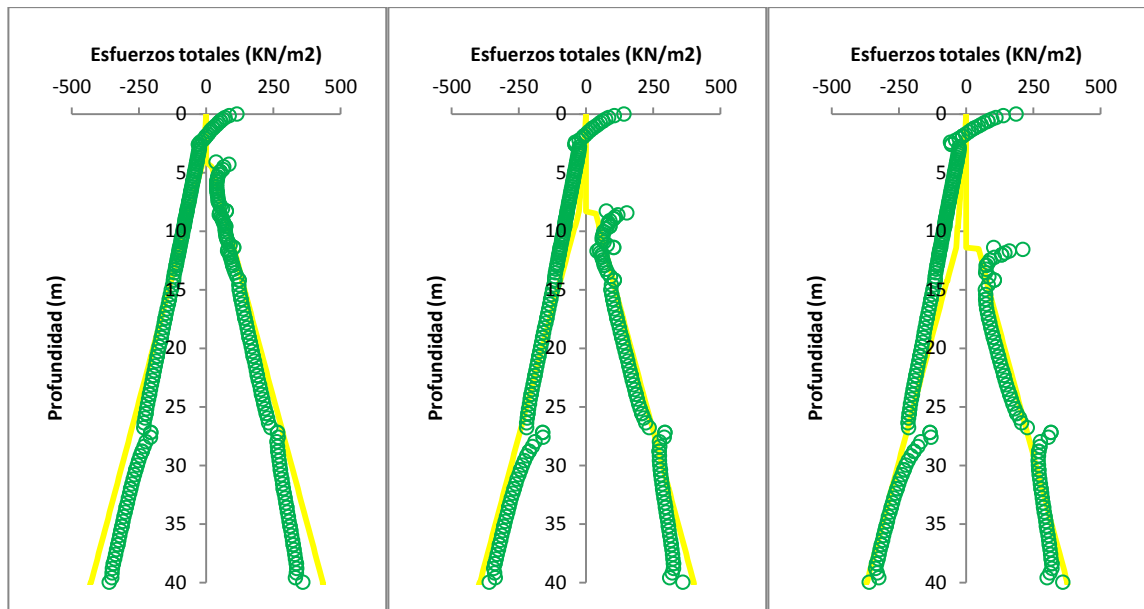
3.5.2 Comparación de Esfuerzos y Calibración de los Coeficientes de Tierras

Una vez calculados los esfuerzos horizontales totales en el suelo usando el programa *PLAXIS 2D* y la teoría convencional, se compararon los valores y se determinaron los coeficientes de presión de tierras nuevos variando los mismos hasta que los esfuerzos calculados por teoría convencional sean similares a los obtenidos mediante elementos finitos.

3.5.2.1 Calibración Coeficiente de Presión Proyecto No.1

Los coeficientes de presión calibrados se presentan en la Tabla 28, encontrando que en el lado activo el valor del coeficiente calibrado corresponde aproximadamente al 47% del coeficiente de tierras activo (K_a) mientras que en el lado pasivo el coeficiente calibrado es igual al 10% del coeficiente de tierras pasivo (K_p).

Figura 44. Comparación esfuerzos horizontales totales para las tres etapas de excavación (*PLAXIS 2D* vs calibrados)



En la Figura 44 la línea amarilla corresponde a los esfuerzos horizontales totales obtenidos con el coeficiente de tierras calibrado tanto para el lado activo como para el lado pasivo. Se observa que esfuerzos horizontales totales (σ_h) que actúan sobre la pantalla, obtenidos usando los coeficientes de tierras calibrados, tienen un comportamiento muy parecido a los que se obtienen usando el programa *PLAXIS 2D* para condiciones no drenadas; esto a su vez está asociado a los desplazamientos horizontales (U_x) reales en la pantalla medidos con inclinómetros.

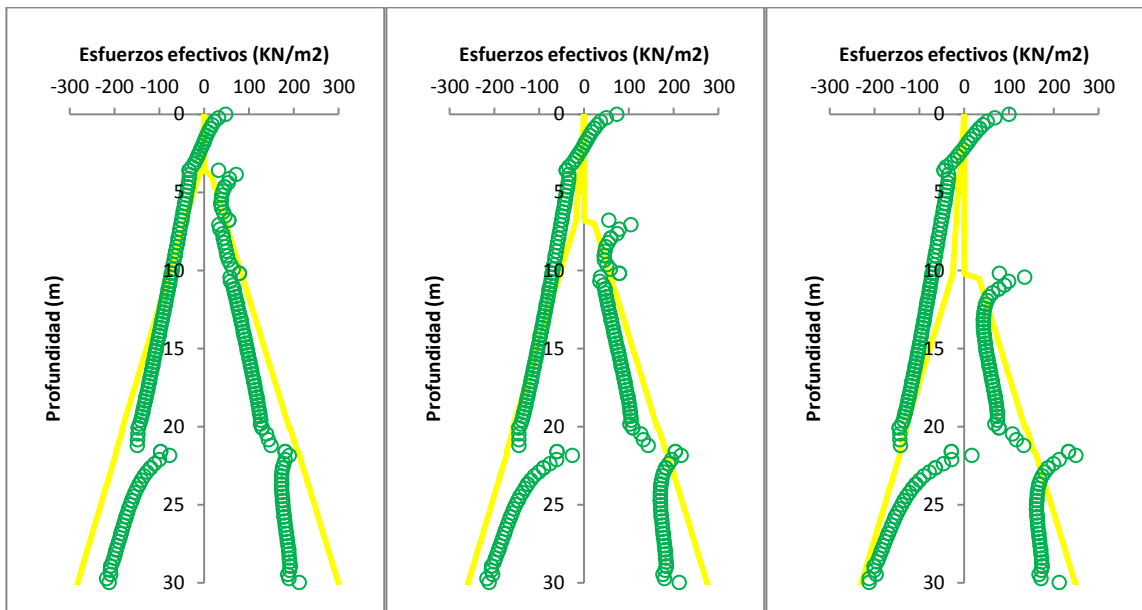
Tabla 28. Coeficientes de presión de tierras calibrados

PROFUNDIDAD (m)			K_a	K_p	K_a calibrado	K_p calibrado
INICIO	FIN	PROM				
0	1,2	0,6	0,399	2,509	0,1596	
1,2	2,65	1,9	0,399	2,509	0,1596	
2,65	9,65	6,2	0,439	2,279	0,1756	0,228
9,65	14,2	11,9	0,46	2,175	0,184	0,218
14,2	27,2	20,7	0,481	2,077	0,1924	0,208
27,2	40	33,6	0,481	2,077	0,1924	0,208
40	60	50,0	0,493	2,03	0,1972	0,203
60	80	70,0	0,493	2,03	0,1972	0,203

3.5.2.2 Calibración Coeficiente de Presión Proyecto No.2

Los coeficientes de presión calibrados se presentan en la Tabla 29, encontrando que en el lado activo el valor del coeficiente calibrado corresponde aproximadamente al 30% del coeficiente de tierras activo (K_a) mientras que en el lado pasivo el coeficiente calibrado es igual al 10% del coeficiente de tierras pasivo (K_p).

Figura 45. Comparación esfuerzos horizontales totales para las tres etapas de excavación (PLAXIS 2D vs calibrados)



En la Figura 45 la línea amarilla corresponde a los esfuerzos horizontales totales obtenidos con el coeficiente de tierras calibrado tanto para el lado activo como para el lado pasivo. Se observa que esfuerzos horizontales totales (σ_h) que actúan sobre la pantalla, obtenidos usando los coeficientes de tierras calibrados, tienen un comportamiento muy parecido a los que se obtienen usando el programa *PLAXIS 2D* para condiciones no drenadas; esto a su vez está asociado a los desplazamientos horizontales (U_x) reales en la pantalla medidos con inclinómetros.

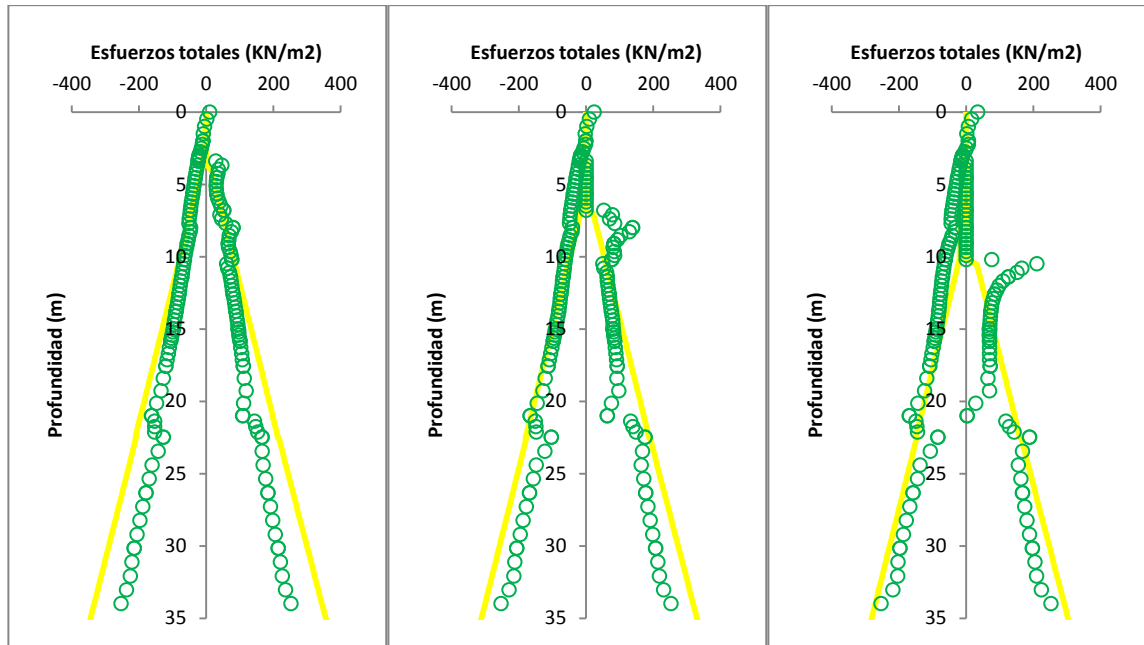
Tabla 29. Coeficientes de presión de tierras calibrados

PROFUNDIDAD (m)			K_a	K_p	K_a	K_p
INICIO	FIN	PROM	Mitchell	Mitchell	calibrado	calibrado
0	3,9	2,0	0,481	2,077	0,144	
3,9	20,1	12,0	0,538	1,857	0,1615	0,186
20,1	21,6	20,9	0,493	2,030	0,148	0,203
21,6	39,6	30,6	0,460	2,175	0,138	0,217
39,6	62	45,1	0,538	1,857	0,161	0,186

3.5.2.3 Calibración Coeficiente de Presión Proyecto No.3

Los coeficientes de presión calibrados se presentan en la Tabla 30, encontrando que en el lado activo el valor del coeficiente calibrado corresponde aproximadamente al 30% del coeficiente de tierras activo (K_a) mientras que en el lado pasivo el coeficiente calibrado es igual al 10% del coeficiente de tierras pasivo (K_p).

Figura 46. Esfuerzos horizontales totales (teoría convencional)



Los esfuerzos calculados con los coeficientes de tierras calibrados son similares a los esfuerzos obtenidos con PLAXIS 2D y son menores que los calculados con teorías convencionales.

Tabla 30. Coeficientes de presión de tierras calibrados

PROFUNDIDAD (m)			K_a	K_p	K_a calibrado	K_p calibrado
INICIO	FIN	PROM				
0	2	1,0	0,439	2,279	0,132	
2	3	2,5	0,449	2,226	0,135	
3	8	5,5	0,550	1,817	0,165	0,182
8	21	14,5	0,538	1,857	0,162	0,186
21	22,5	21,8	0,550	1,817	0,165	0,182
22,5	24,5	23,5	0,493	2,030	0,148	0,203
24,5	43,5	34,0	0,493	2,030	0,148	0,203
43,5	50	46,8	0,460	2,175	0,148	0,203

4. CONCLUSIONES

4.1 DESPLAZAMIENTOS

Teniendo en cuenta las deformaciones obtenidas por medio del programa PLAXIS 2D, y de acuerdo a los parámetros del suelo se concluye lo siguiente:

- La estabilidad de fondo obtenida, basados en capacidad portante, permite encontrar que para la primera etapa de excavación los factores de seguridad son cercanos a 3,0; a partir de la segunda excavación estos factores disminuyen incluso llegando a tener factores de seguridad menores a 1,0 como es el caso del proyecto No.1.
- La rigidez del sistema (S) calculada usando la ecuación propuesta por Mana y Clough (1981), junto con el factor de seguridad por falla de fondo (FS) permiten obtener el máximo movimiento lateral mediante un ábaco propuesto por Clough tal y como se describe en el Capítulo 2 del presente trabajo de grado.

Tabla 31. Comparación desplazamientos laterales máximos (Clough vs PLAXIS 2D)

	PROYECTO No.1			PROYECTO No.2			PROYECTO No.3		
	Excav 1	Excav 2	Excav 3	Excav 1	Excav 2	Excav 3	Excav 1	Excav 2	Excav 3
FS (falla fondo)	3,06	1,49	0,86	3,70	1,94	1,28	2,95	1,47	1,21
S	814	814	814	6371	8007	8007	8007	8007	8007
$\delta_{H \max}/H_e$ (%)	0,25	0,4	1,15	0,2	0,25	0,4	0,2	0,4	0,45
$\delta_{H \max}$ (m)	0,010	0,033	0,131	0,007	0,017	0,041	0,007	0,027	0,046
$\delta_{H \max}$ (PLAXIS 2D) (m)	0,014	0,034	0,051	0,052	0,090	0,144	0,021	0,041	0,062

- Se observa que el desplazamiento horizontal máximo obtenido con el ábaco propuesto por Clough es similar al calculado con *PLAXIS 2D* para las dos primeras etapas de excavación del proyecto No.1, mientras que para los otros dos proyectos los valores son comparables.
- La separación horizontal y vertical entre puntales tiene gran influencia y contribuyen a la rigidez del sistema de apuntalamiento. Además, en excavaciones en arcillas blandas a medias con factores de seguridad por

falla de fondo bajos la rigidez de la pantalla juega un papel importante en las deformaciones en la excavación (Bryson & Zapata, 2012).

- La calibración de los desplazamientos horizontales se realizó modificando los módulos de elasticidad no drenados (E_u), influyendo la variación de cada uno de los estratos en la forma como se deforma la pantalla.
- La rigidez de los sistemas de apuntalamiento es una variable muy importante en los desplazamientos obtenidos en cada una de las etapas de la excavación.
- El sistema constructivo influye en el comportamiento de las deformaciones, al igual que las dimensiones de la excavación y el efecto tridimensional de la misma.

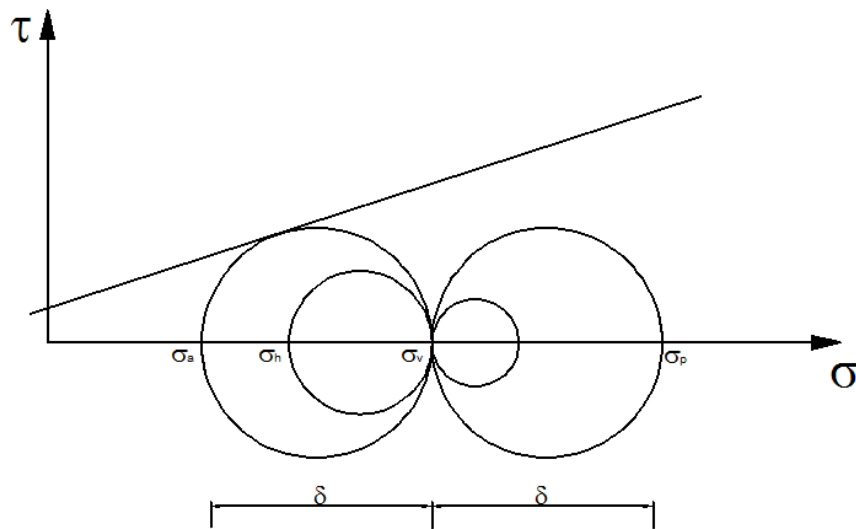
4.2 ESFUERZOS

Los desplazamientos medidos en campo permitieron esfuerzos utilizando el programa PLAXIS 2D y estos a su vez se compararon con los calculados por medio de las teorías clásicas concluyendo lo siguiente:

- Los coeficiente de presiones de tierras obtenidos a partir de los esfuerzos horizontales totales calculados con *PLAXIS 2D* son menores a los calculados usando la teoría de Rankine.
- Los esfuerzos horizontales calculados usando teorías convencionales como las de Rankine o Coulomb están sobredimensionados, ya que para las deformaciones medidas no se alcanza el estado límite activo y pasivo.
- En las pantallas analizadas, los esfuerzos obtenidos para los desplazamientos medidos con inclinómetros no alcanzan los estados límite pasivo y activo estando muy por debajo de estos especialmente en el lado pasivo.
- Para los esfuerzos obtenidos en condición pasiva usando teoría convencional, se encontró que el factor de seguridad aplicado al K_p que sugieren algunos autores es conservador ya que el suelo no llega a su estado límite pasivo debido a que la pantalla no se deforma lo suficiente para generar esta falla.
- De las modelaciones se deduce que se deben aplicar estados diferentes al activo y pasivo ya que el suelo no alcanza en ningún momento los estados límite aplicados por muchas teorías.

- Los coeficientes de presión de tierras movilizados para la condición activa corresponden entre el 30 y 45% de los coeficientes activos de presión de tierras (K_a), por lo que las presiones que se generan en la pantalla son menores a las calculadas con la teoría convencional de Rankine.
- Para el caso de los coeficientes movilizados en la condición pasiva, el porcentaje es mucho menor siendo el 10% de los coeficientes de tierras pasivos (K_p). Esto se debe a que mientras que se requiere un empuje activo determinado para conseguir un desplazamiento (δ) y llegar a la falla, en el lado pasivo se consigue el mismo desplazamiento sin que se llegue a la falla (ver Figura 47).

Figura 47. Esfuerzos activos y pasivos



- Los sistemas de apuntalamiento hacen que los esfuerzos movilizados sean menores reduciéndolos hasta en un 40%. Esta reducción permite que las estructuras de contención (pantallas) tengan dimensiones menores y por consiguiente menos costosas.
- Las dimensiones de las pantallas analizadas (30 y 40 cm) hacen que estén tengan un comportamiento flexible y se produzca una relajación de esfuerzos.
- Para el análisis preliminar excavaciones en suelos blandos con sistemas de apuntalamiento, el valor del coeficiente de tierras activo y pasivo (K_a y K_p) obtenido por teorías clásicas como Rankine puede ser multiplicado por 0,30

y 0,10 respectivamente. Esto permitiría obtener los esfuerzos actuantes en la pantalla para condiciones no drenadas.

- Las grietas de tensión que se presentan tienen una profundidad mayor (Z_c) comparadas con las obtenidas usando *PLAXIS 2D*, tal y como se puede ver en la Tabla 32.

Tabla 32. Profundidad grietas de tensión (teoría convencional vs *PLAXIS 2D*)

VALOR	PROYECTO No.1	PROYECTO No.2	PROYECTO No.3
c (KN/m ²)	32,5	24	20
K_a	0,399	0,538	0,55
γ (KN/m ³)	18	14	17,1
Z_c CALCULADO (m)	5,7	4,7	3,2
Z_c <i>PLAXIS 2D</i> (m)	2,25	2,25	1,2

- Debido a que la modelación de *PLAXIS 2D* se realizó bajo condiciones no drenadas, resultaría importante comparar los desplazamiento y el comportamiento de los esfuerzos en condiciones drenadas dado que en algunos casos los periodos entre cada excavación alcanza los dos o tres meses.

5. BIBLIOGRAFÍA

- BRYSON, S., & ZAPATA, D. (2012). Method for Estimating System Stiffness for Excavation Support Walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1104-1115.
- CHANG-YU, O. (2006). *Deep Excavation Theory and Practice*. Londres: Taylor & Francis Group.
- CLAYTON, J., & MILITITSKY, J. (1976). *Earth Pressure and Retaining Structures*. Londres: Surrey University Press.
- KEMPFERT, H.-G. G. (2006). *Excavations and Foundations in Soft Soils*. Holanda: Springer.
- MOYA, J., & SALAZAR, R. (1997). *Excavaciones en condiciones complejas*. Bogotá D.C: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- PLAXIS 2D. (2013). *PLAXIS 2D*. Recuperado el 2013, de <http://www.PLAXIS2D.com/>
- RUIZ, A. (2006). Origen, formación, estructura y comportamiento de la arcilla de Bogotá. Bogota D.C: Uniandes.
- SANHUEZA, C. X. (2008). *oa.upm.es/1167/1/CAROLA_XIMENA_SANHUEZA_PLAZA.pdf*. Recuperado el 2 de Agosto de 2013

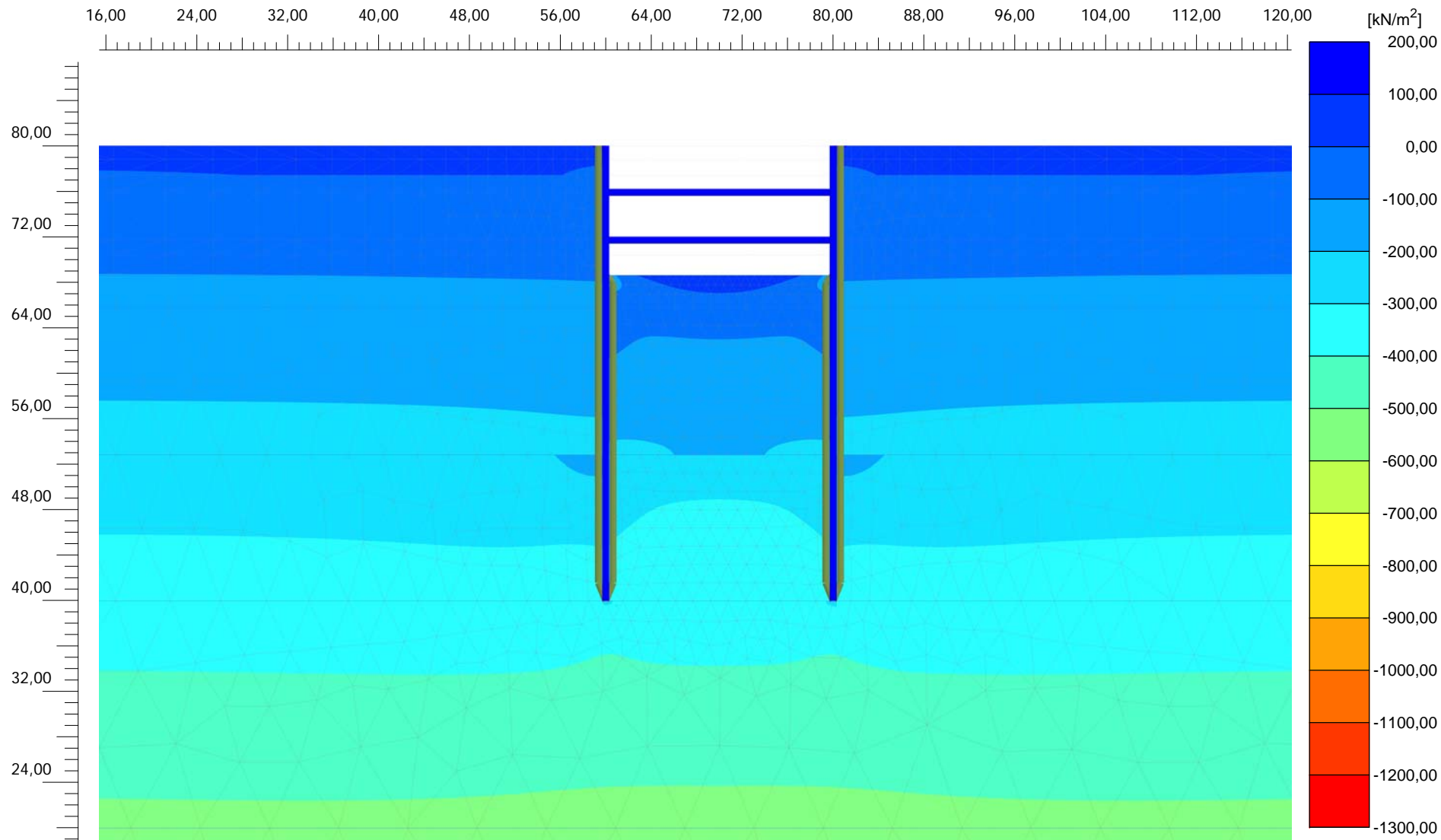
WONG, K., & BROMS, B. (1989). Lateral Wall Deflections of Braced Excavations in Clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, 853-870.

ZAPATA, D. (2007).

uknowledge.uky.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=1471&context...

Recuperado el 19 de Julio de 2013

Anexo A. Memorias de Calculo



Tensión cartesiana efectiva σ'_{xx}

Valor máximo = 168,9 kN/m² (Elemento 1025 en Nodo 13344)

Valor mínimo = -1200 kN/m² (Elemento 1597 en Nodo 20021)



Project description

PROYECTO PIEGATO

Date

23/06/2013

Project filename

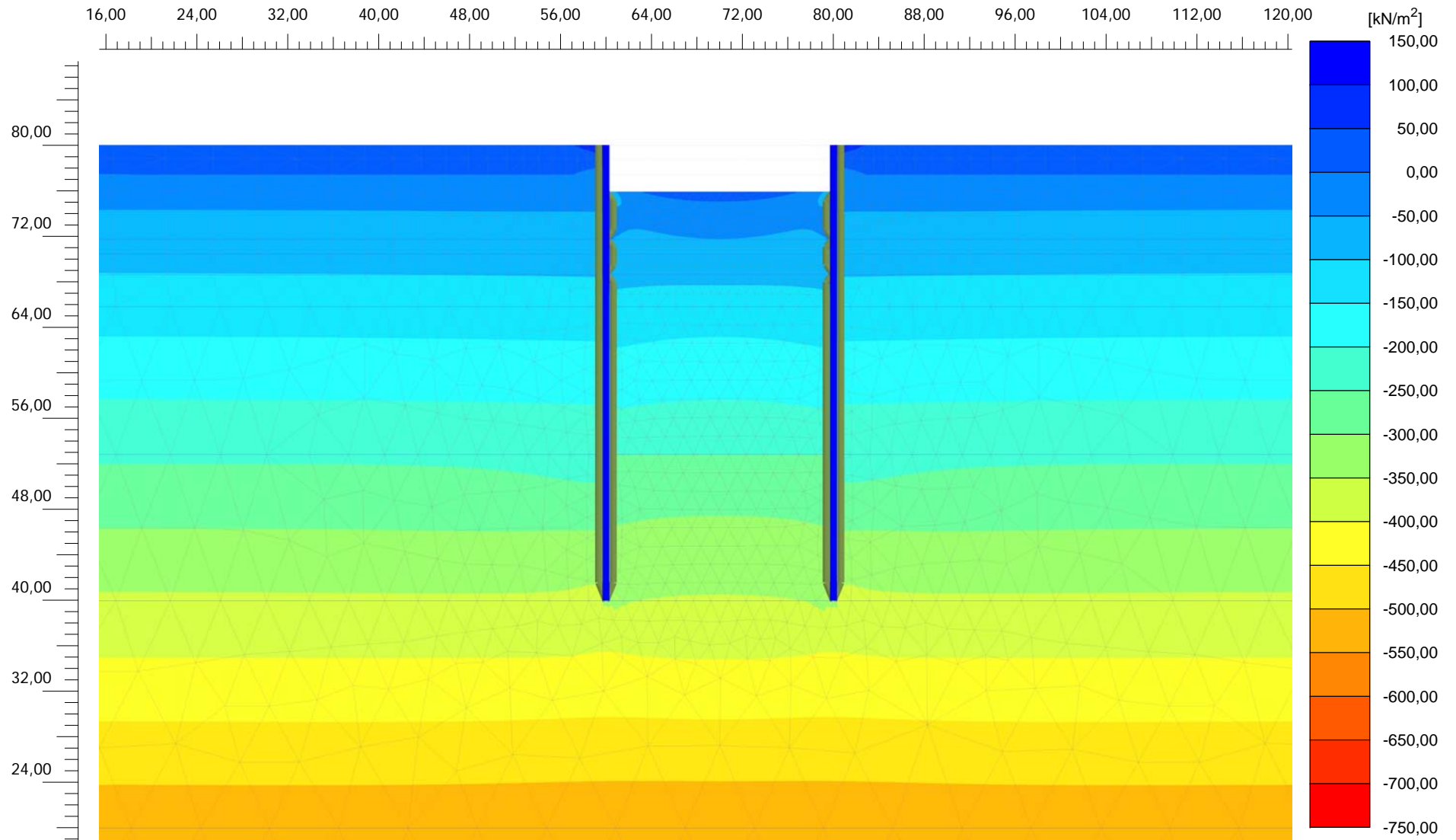
1.PROYECTO No.1-CA ...

Step

13

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensión cartesiana efectiva σ'_{xx}

Valor máximo = 103,7 kN/m^2 (Elemento 1025 en Nodo 13344)

Valor mínimo = -718,1 kN/m^2 (Elemento 23 en Nodo 5234)



Project description

PROYECTO PIEGATO

Date

23/06/2013

Project filename

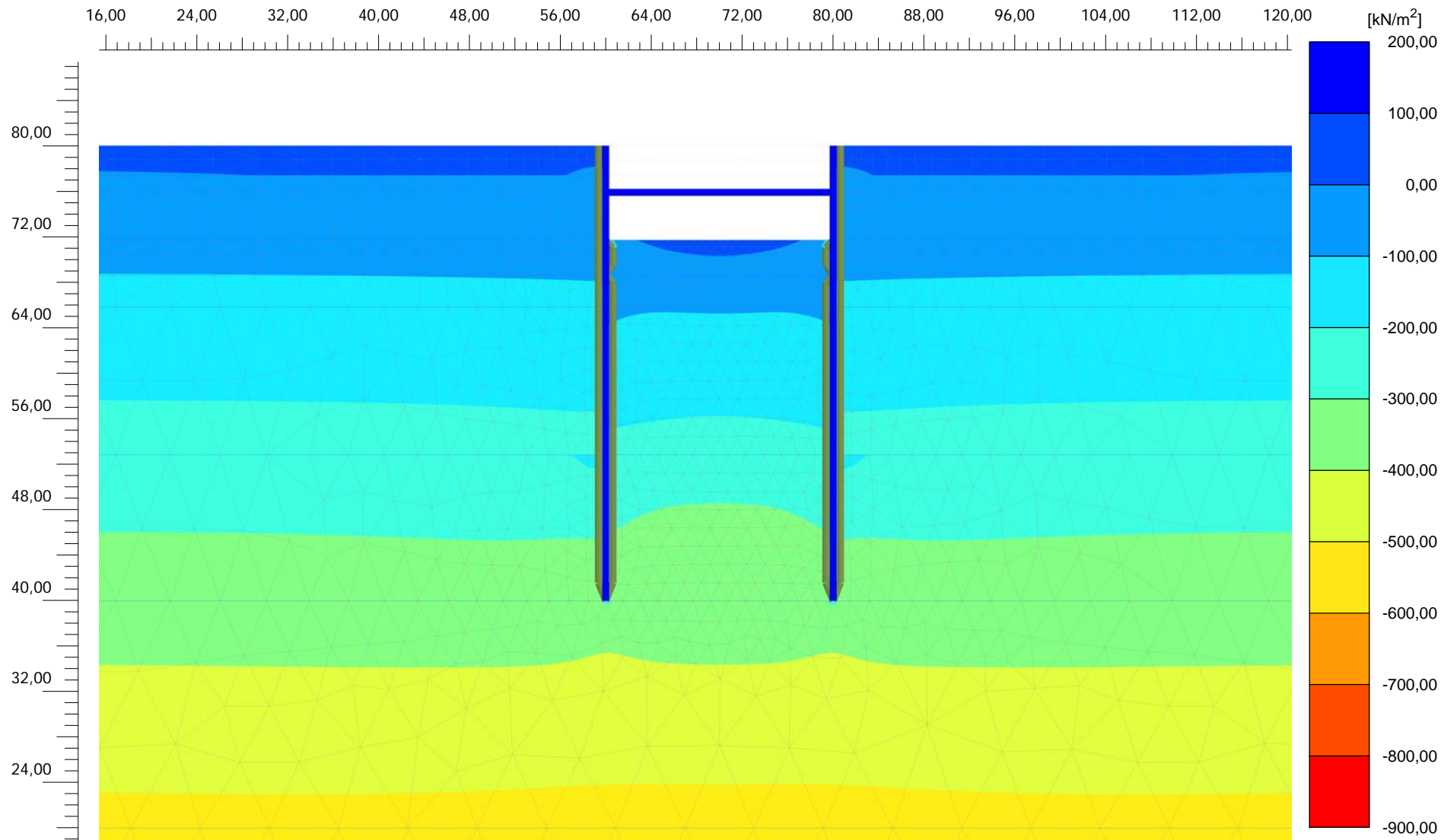
1.PROYECTO No.1-CA ...

Step

5

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensión cartesiana efectiva σ'_{xx}

Valor máximo = 176,2 kN/m² (Elemento 1759 en Nodo 20021)

Valor mínimo = -841,1 kN/m² (Elemento 1839 en Nodo 21728)



Project description

PROYECTO PIEGATO

Date

23/06/2013

Project filename

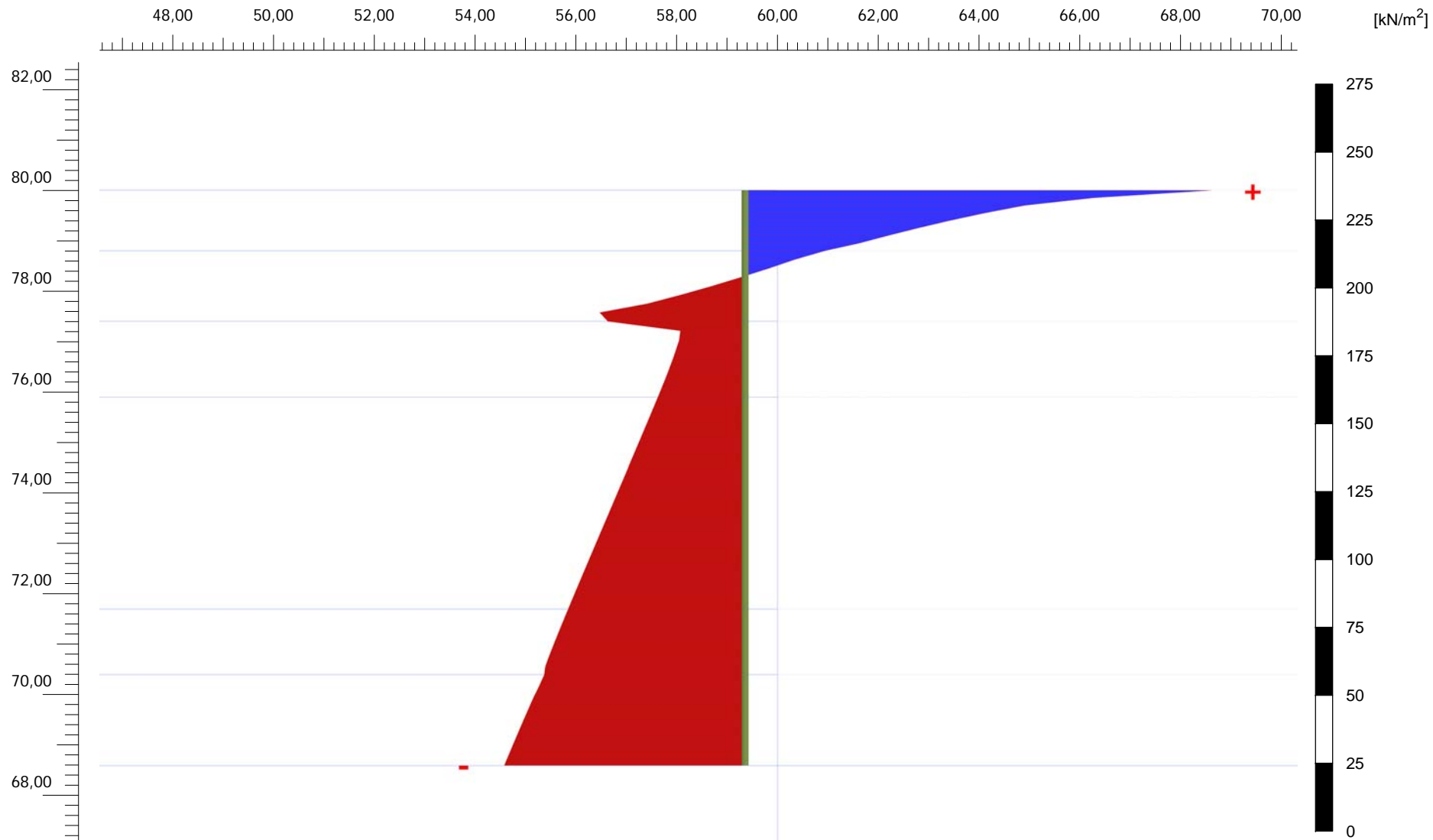
1.PROYECTO No.1-CA ...

Step

9

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensiones normales efectivas σ'_N (aumentado 0,0500 veces)

Valor máximo = 185,3 kN/m² (Elemento 4 en Nodo 13344)

Valor mínimo = -95,47 kN/m² (Elemento 19 en Nodo 11178)



Project description

PROYECTO PIEGATO

Date

23/06/2013

Project filename

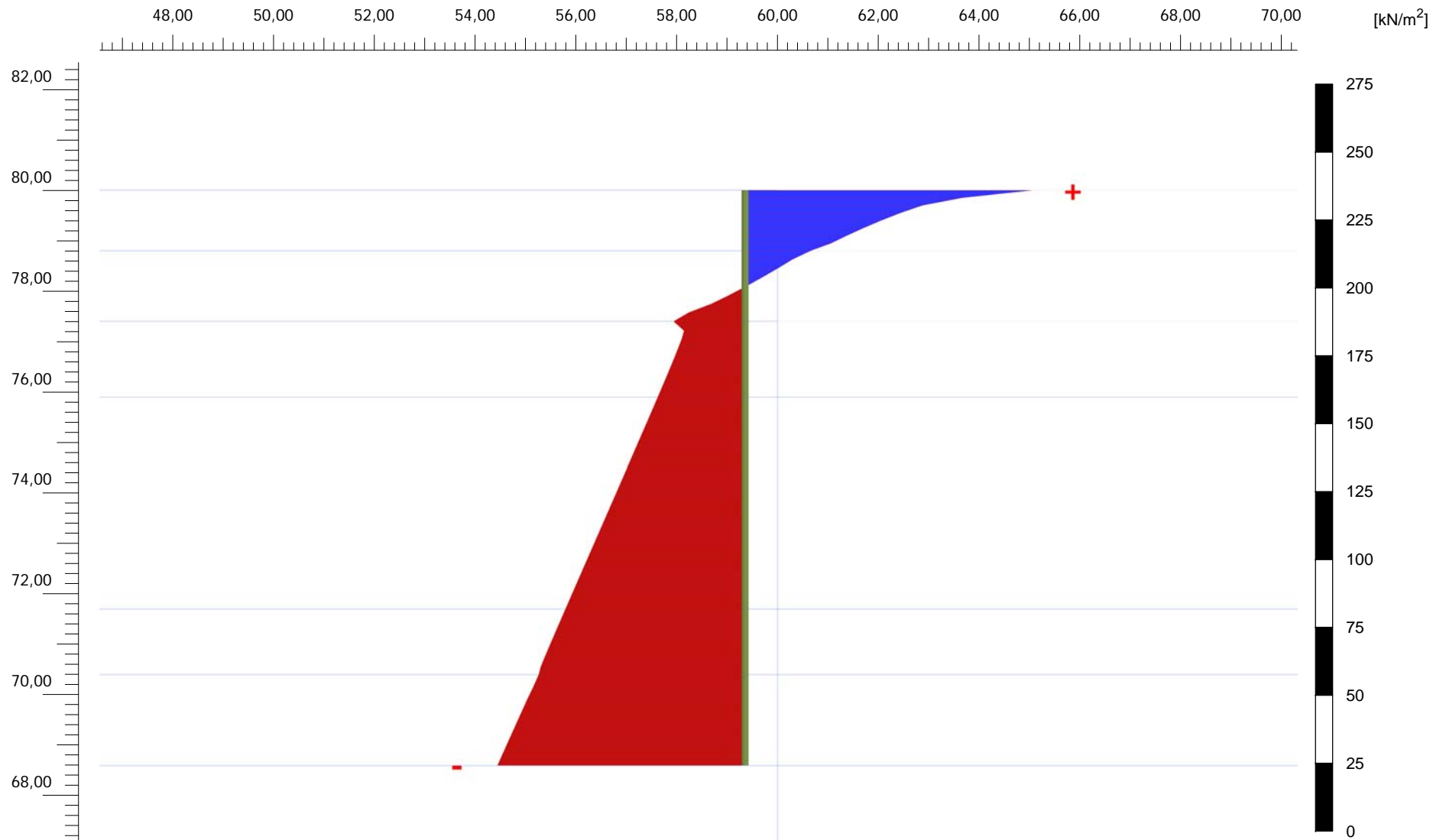
1.PROYECTO No.1-CA ...

Step

13

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensiones normales efectivas σ'_N (aumentado 0,0500 veces)

Valor máximo = 114,0 kN/m² (Elemento 4 en Nodo 13344)

Valor mínimo = -98,16 kN/m² (Elemento 19 en Nodo 11178)



Project description

PROYECTO PIEGATO

Date

23/06/2013

Project filename

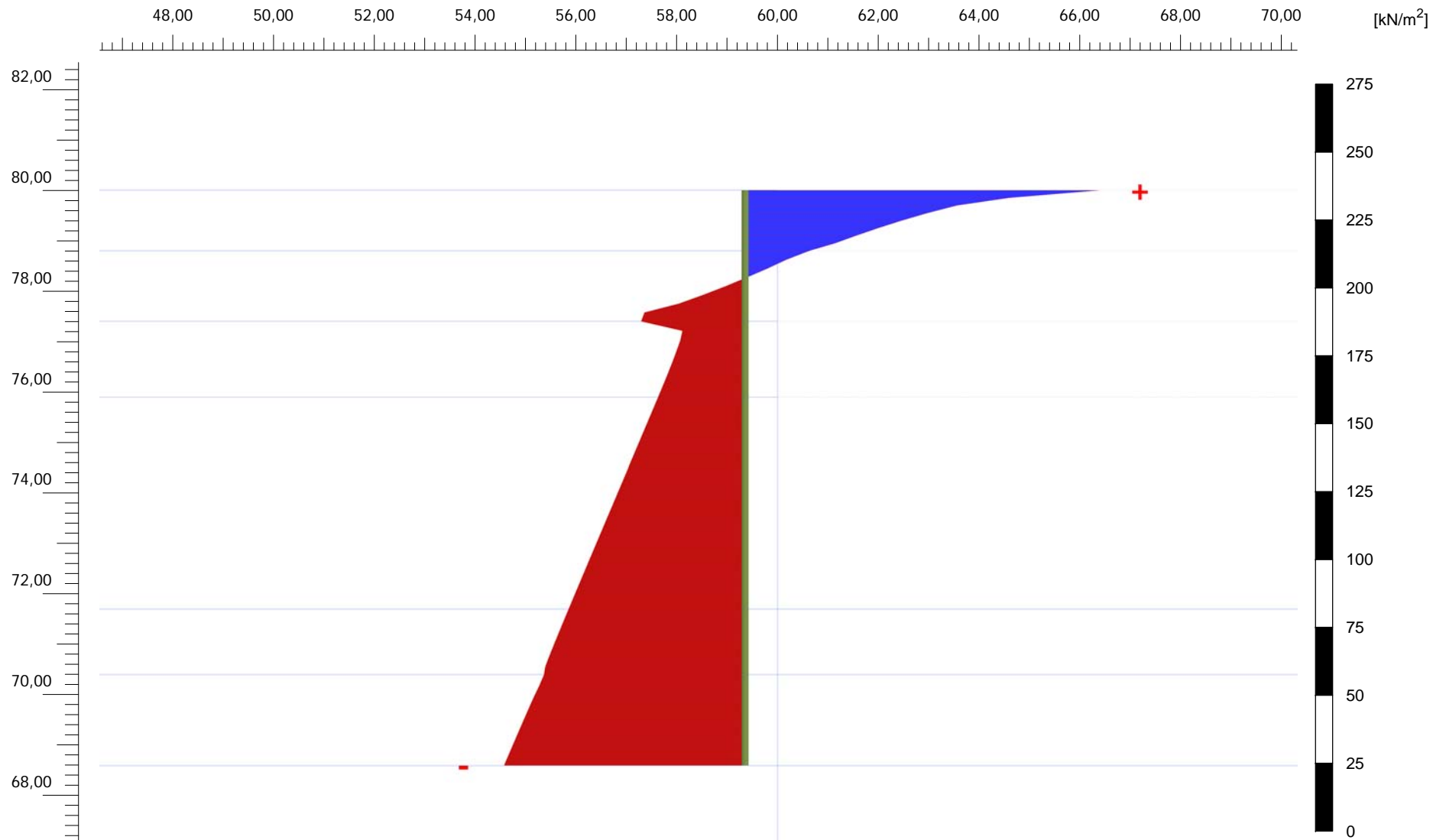
1.PROYECTO No.1-CA ...

Step

5

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensiones normales efectivas σ'_N (aumentado 0,0500 veces)

Valor máximo = 140,5 kN/m² (Elemento 4 en Nodo 13344)

Valor mínimo = -95,55 kN/m² (Elemento 19 en Nodo 11178)



Project description

PROYECTO PIEGATO

Date

23/06/2013

Project filename

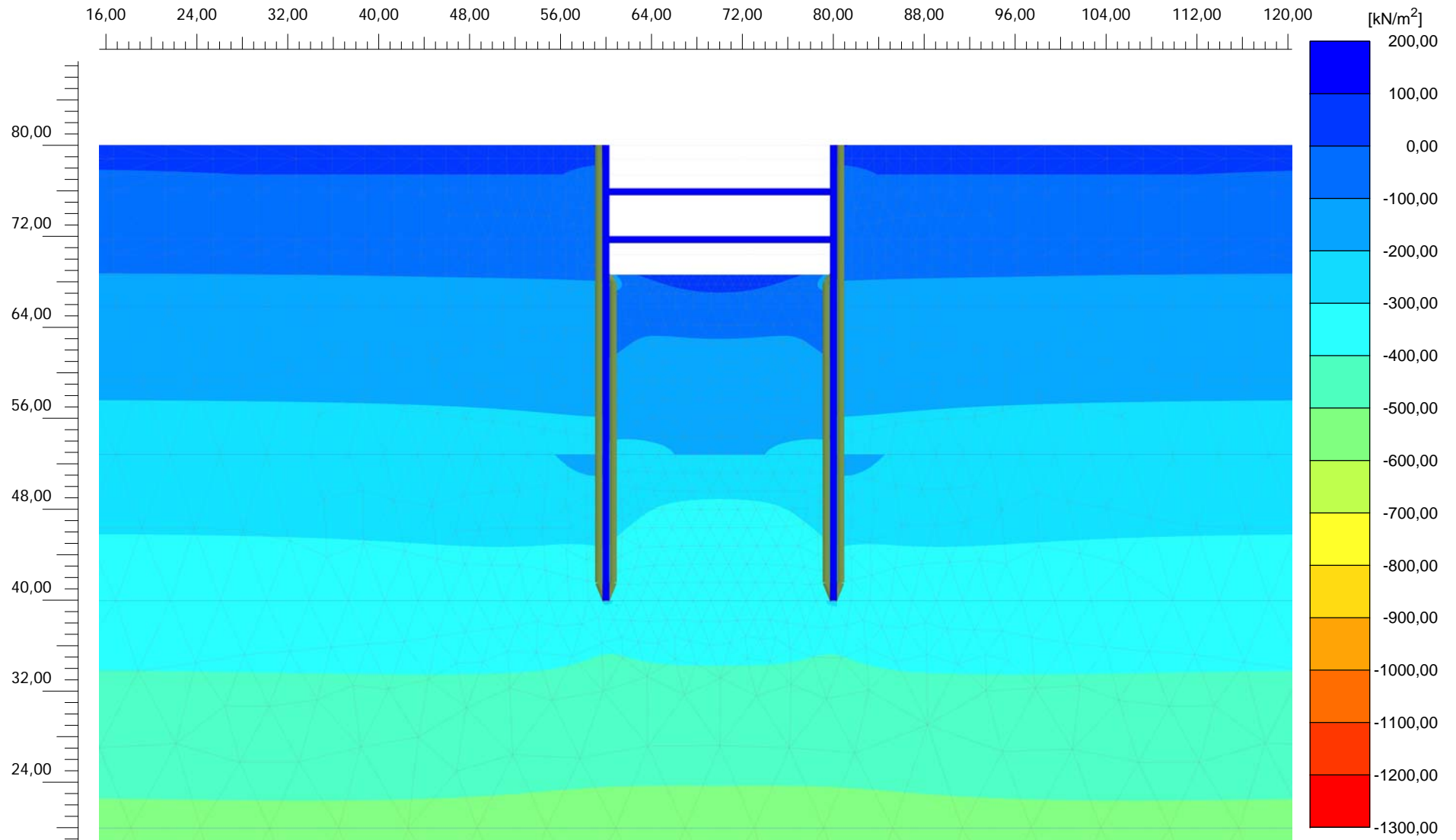
1.PROYECTO No.1-CA ...

Step

9

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensión cartesiana total σ_{xx}

Valor máximo = 168,9 kN/m² (Elemento 1025 en Nodo 13344)

Valor mínimo = -1200 kN/m² (Elemento 1597 en Nodo 20021)



Project description

PROYECTO PIEGATO

Date

23/06/2013

Project filename

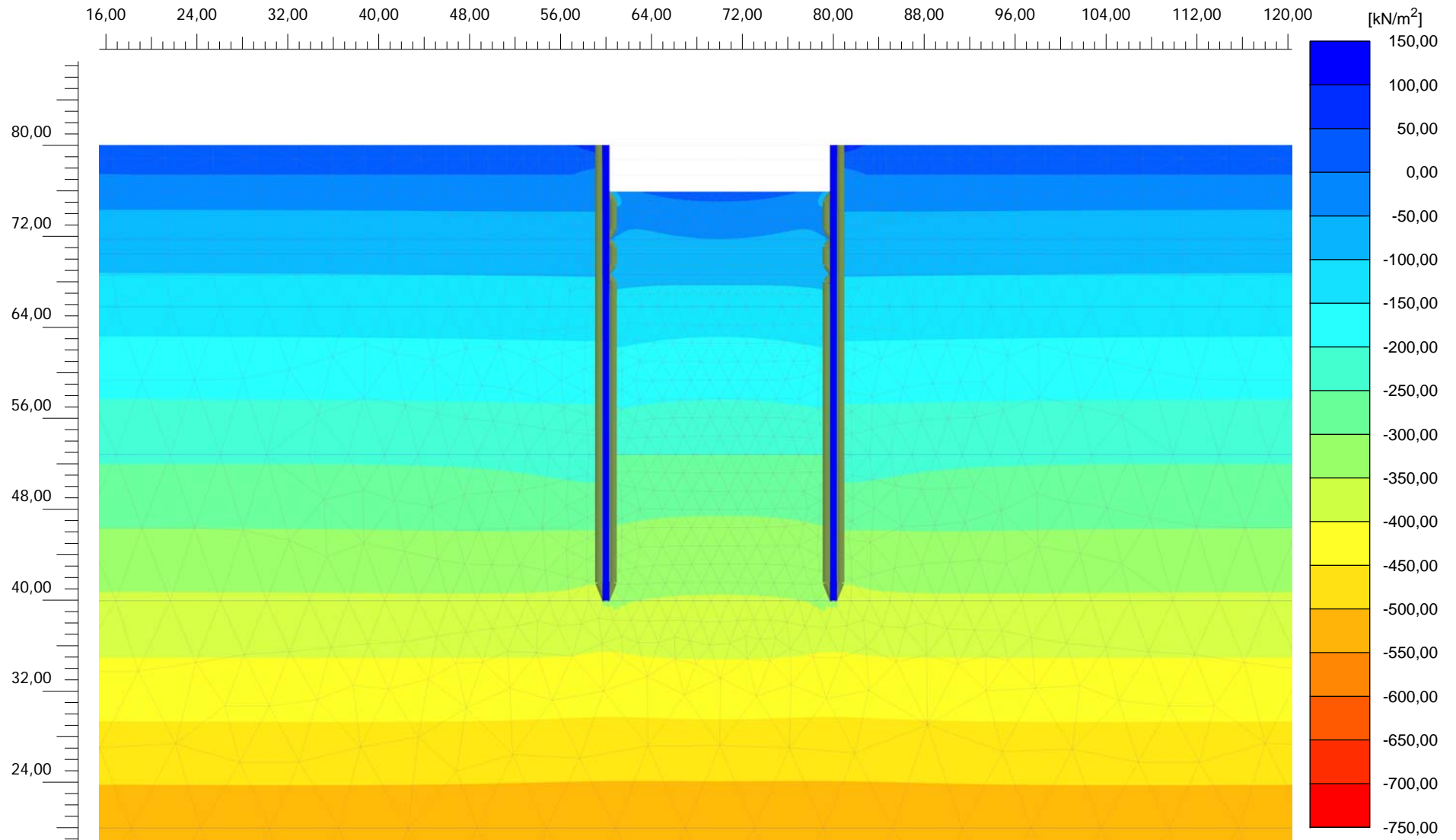
1.PROYECTO No.1-CA ...

Step

13

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensión cartesiana total σ_{xx}

Valor máximo = 103,7 kN/m² (Elemento 1025 en Nodo 13344)

Valor mínimo = -718,1 kN/m² (Elemento 23 en Nodo 5234)



Project description

PROYECTO PIEGATO

Date

23/06/2013

Project filename

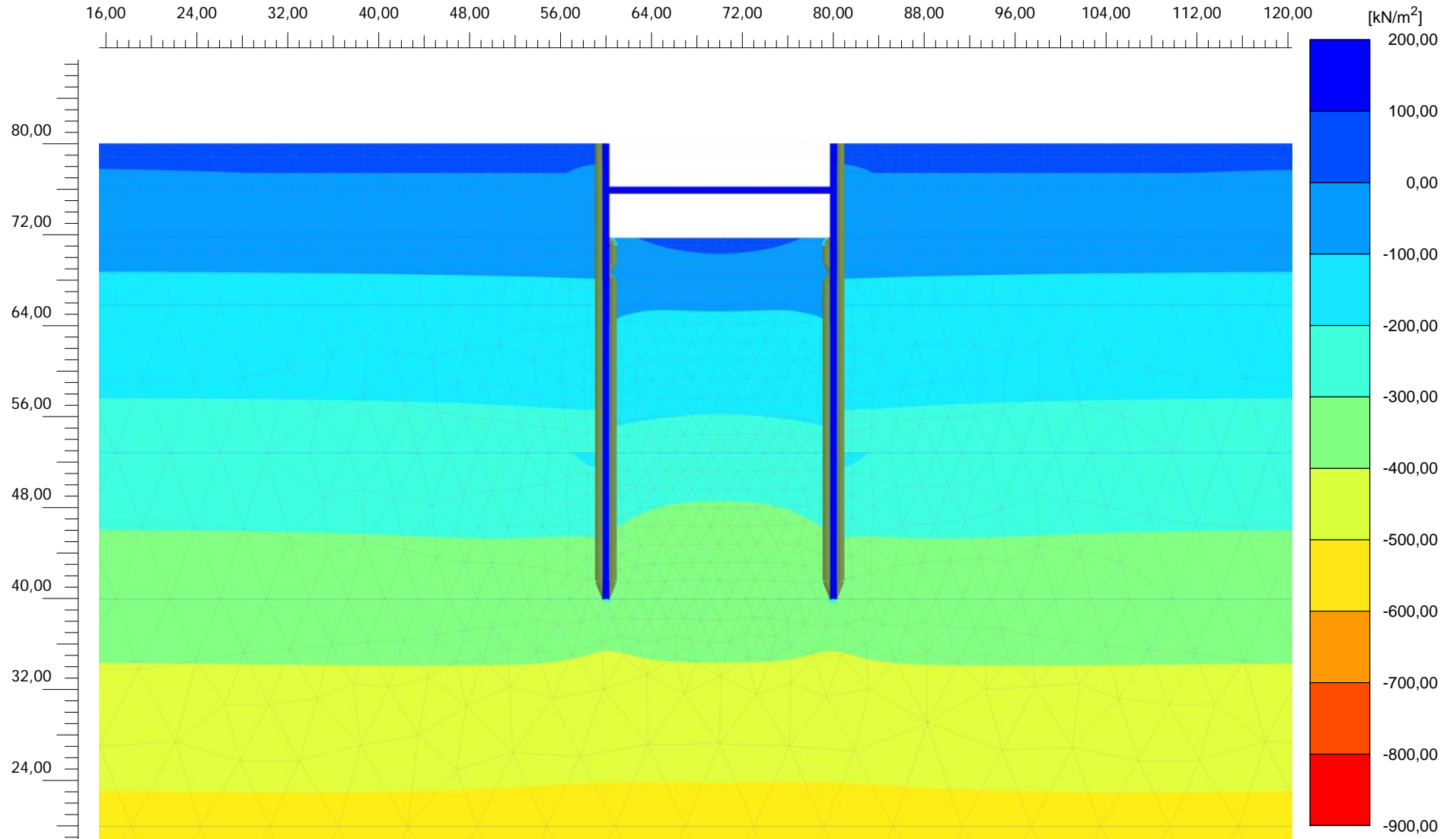
1.PROYECTO No.1-CA ...

Step

5

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensión cartesiana total σ_{xx}

Valor máximo = 176,2 kN/m² (Elemento 1759 en Nodo 20021)

Valor mínimo = -841,1 kN/m² (Elemento 1839 en Nodo 21728)



Project description

PROYECTO PIEGATO

Date

23/06/2013

Project filename

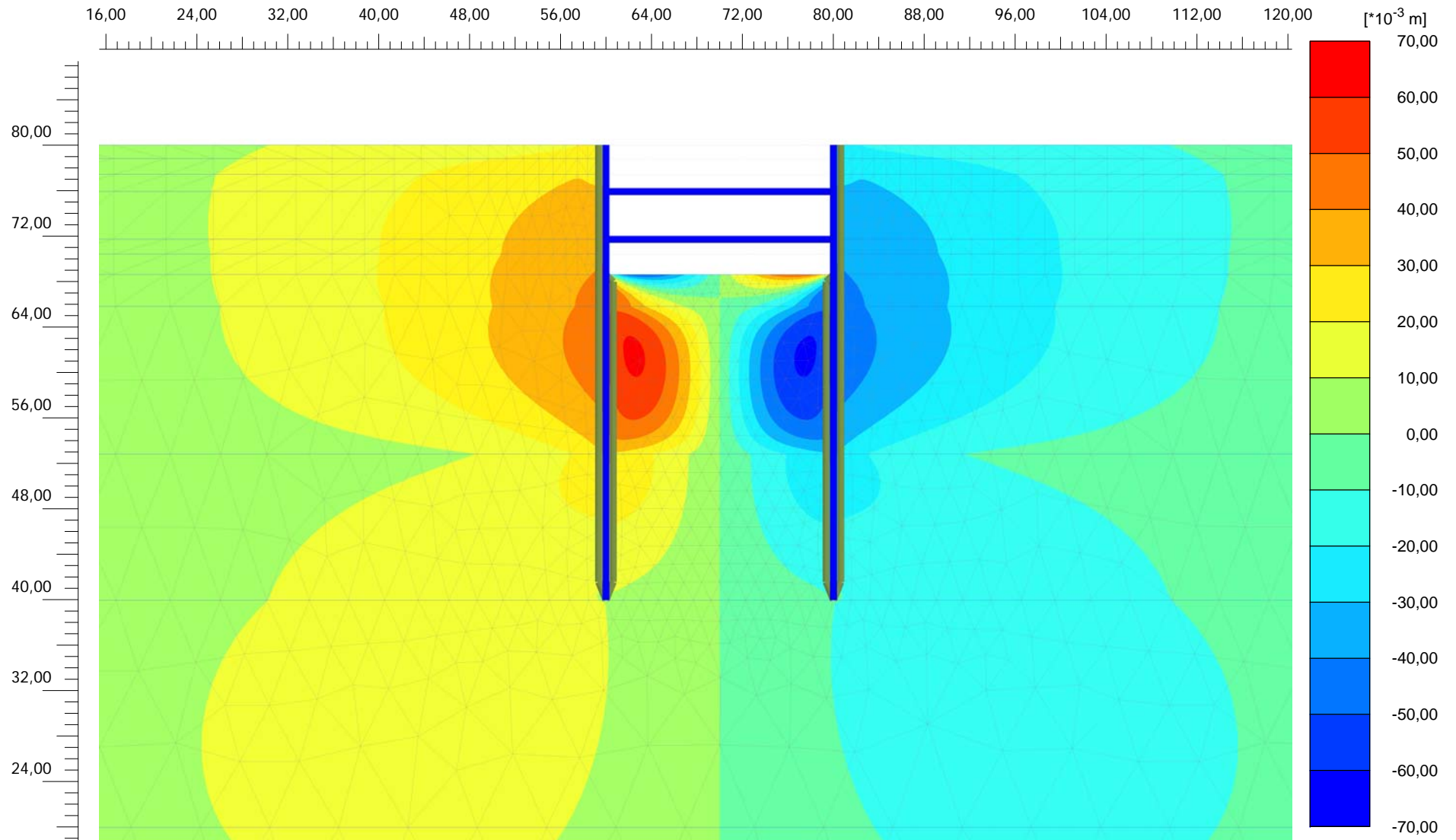
1.PROYECTO No.1-CA ...

Step

9

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Desplazamientos totales u_x

Valor máximo = 0,06163 m (Elemento 1439 en Nodo 13054)

Valor mínimo = -0,06162 m (Elemento 1419 en Nodo 15973)



Project description

PROYECTO PIEGATO

Date

23/06/2013

Project filename

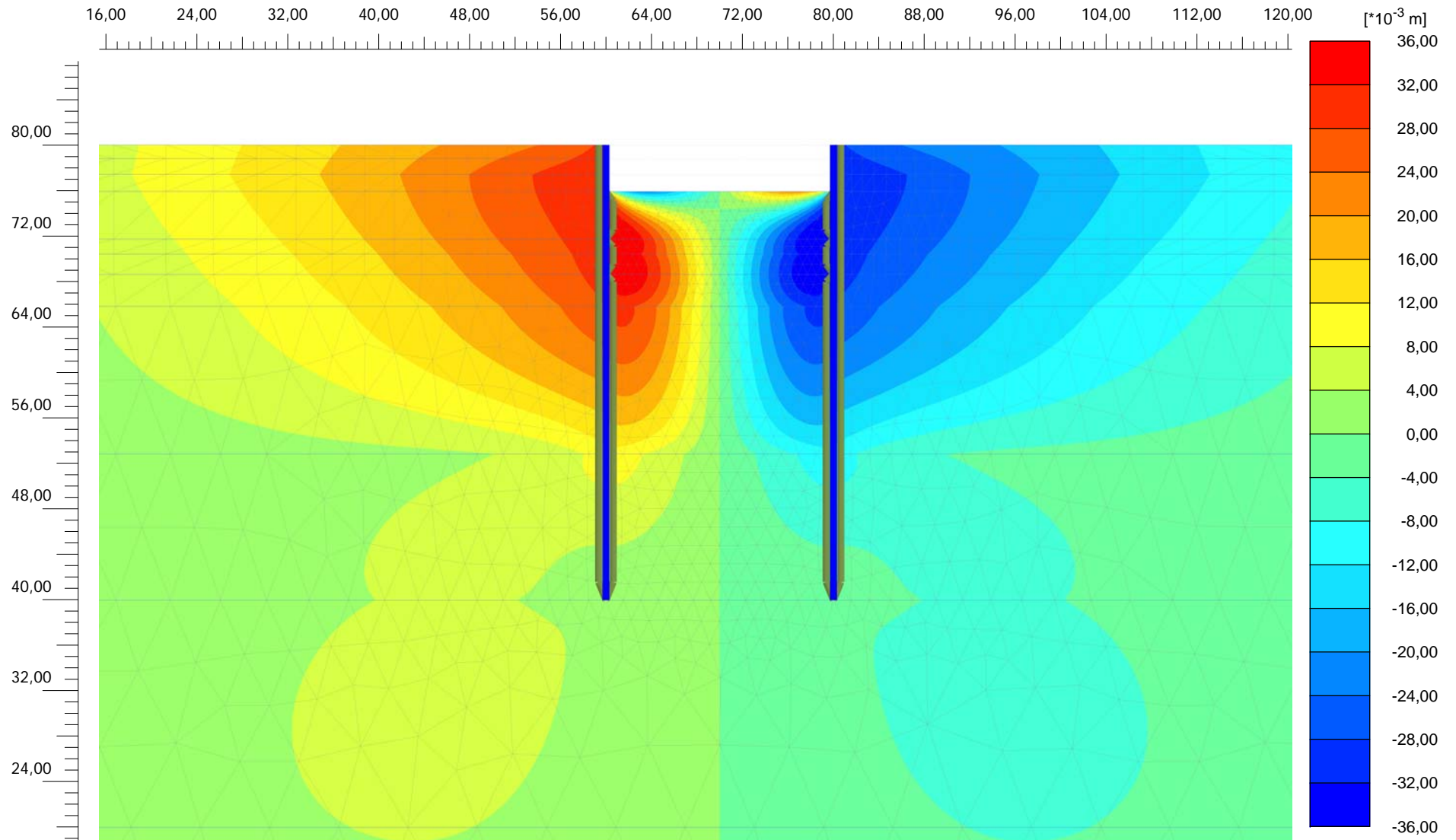
1.PROYECTO No.1-CA ...

Step

13

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Desplazamientos totales u_x

Valor máximo = 0,03584 m (Elemento 1886 en Nodo 13617)

Valor mínimo = -0,03583 m (Elemento 1863 en Nodo 21723)



Project description

PROYECTO PIEGATO

Date

23/06/2013

Project filename

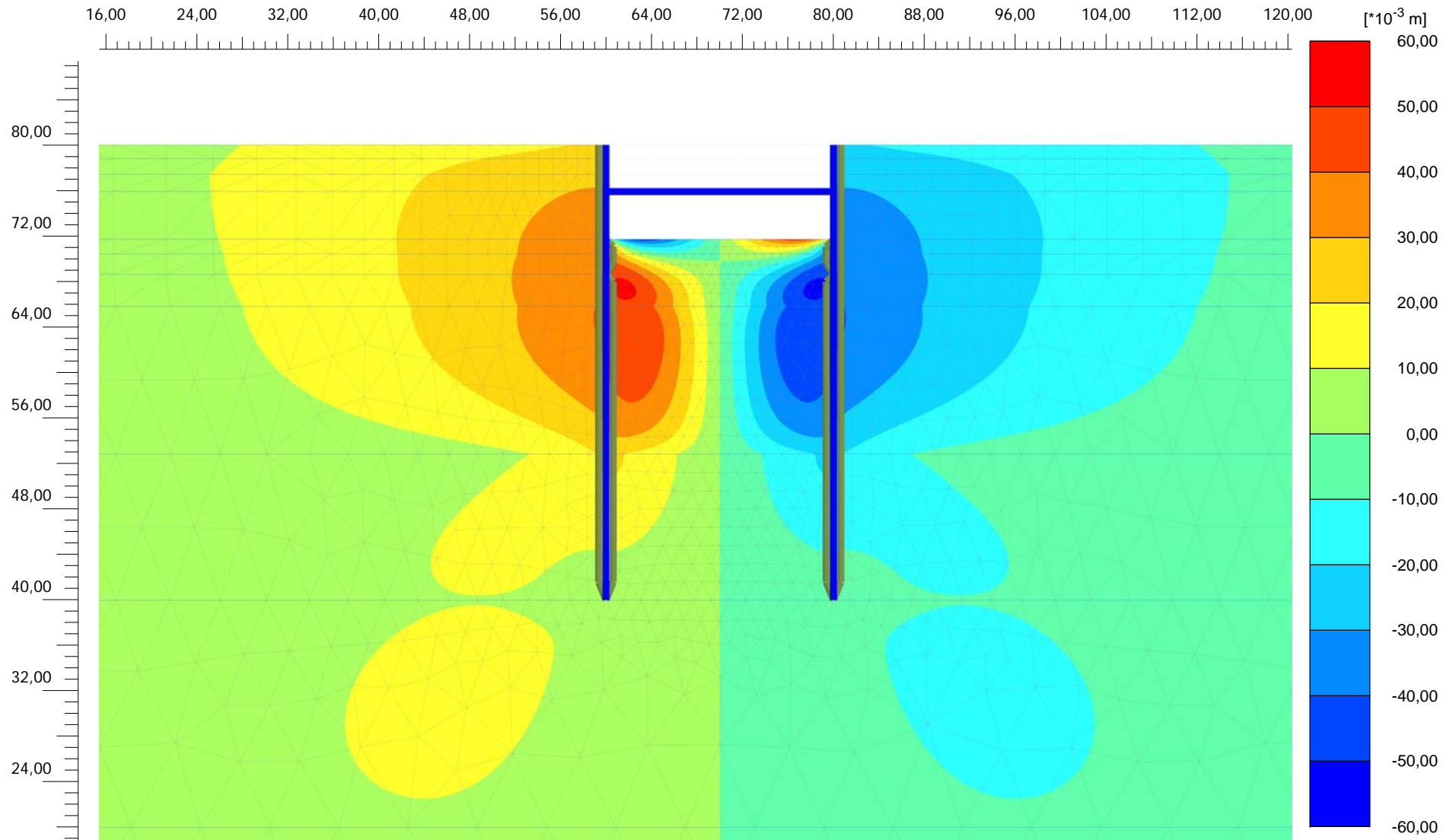
1.PROYECTO No.1-CA ...

Step

5

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Desplazamientos totales u_x

Valor máximo = 0,05242 m (Elemento 1706 en Nodo 13126)

Valor mínimo = -0,05242 m (Elemento 1671 en Nodo 18668)



Project description

PROYECTO PIEGATO

Date

23/06/2013

Project filename

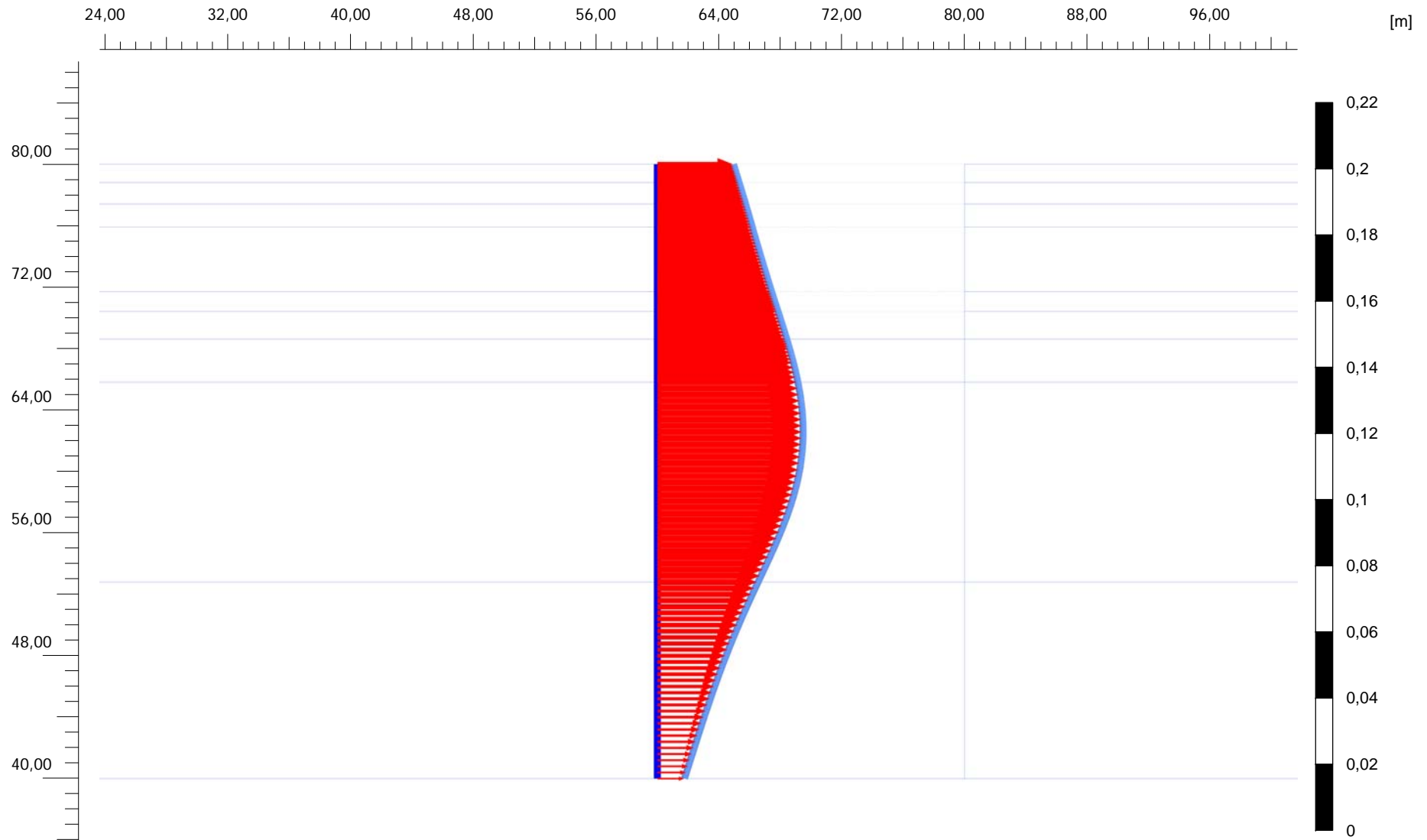
1.PROYECTO No.1-CA ...

Step

9

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Desplazamientos totales u_x (aumentado 200 veces)

Valor máximo = 0,04744 m (Elemento 98 en Nodo 10893)

Valor mínimo = $8,806 \cdot 10^{-3}$ m (Elemento 112 en Nodo 3607)



Project description

PROYECTO PIEGATO

Date

23/06/2013

Project filename

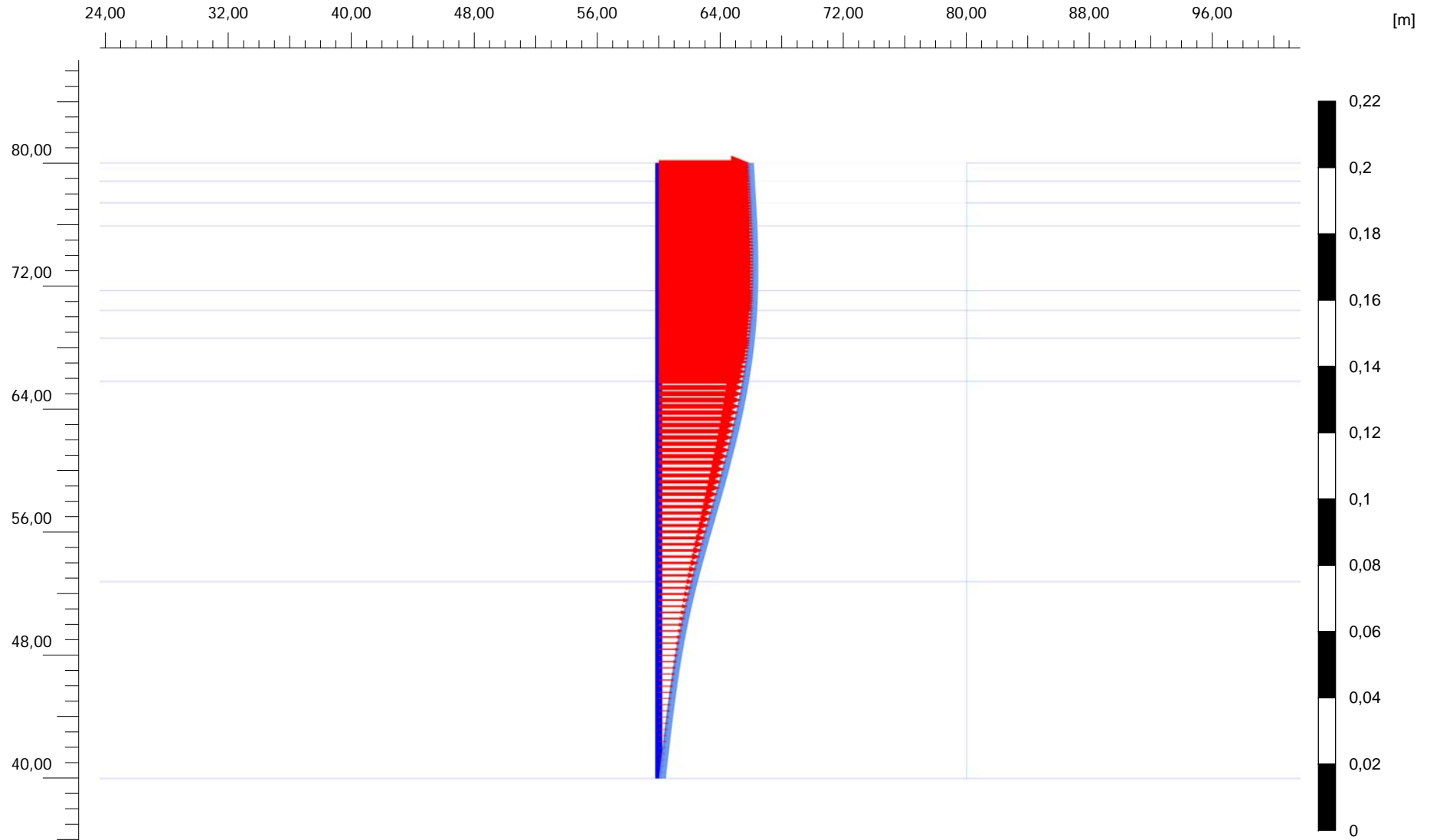
1.PROYECTO No.1-CA ...

Step

13

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Desplazamientos totales u_x (aumentado 200 veces)

Valor máximo = 0,03121 m (Elemento 88 en Nodo 11991)

Valor mínimo = $1,149 \cdot 10^{-3}$ m (Elemento 112 en Nodo 3607)



Project description

PROYECTO PIEGATO

Date

23/06/2013

Project filename

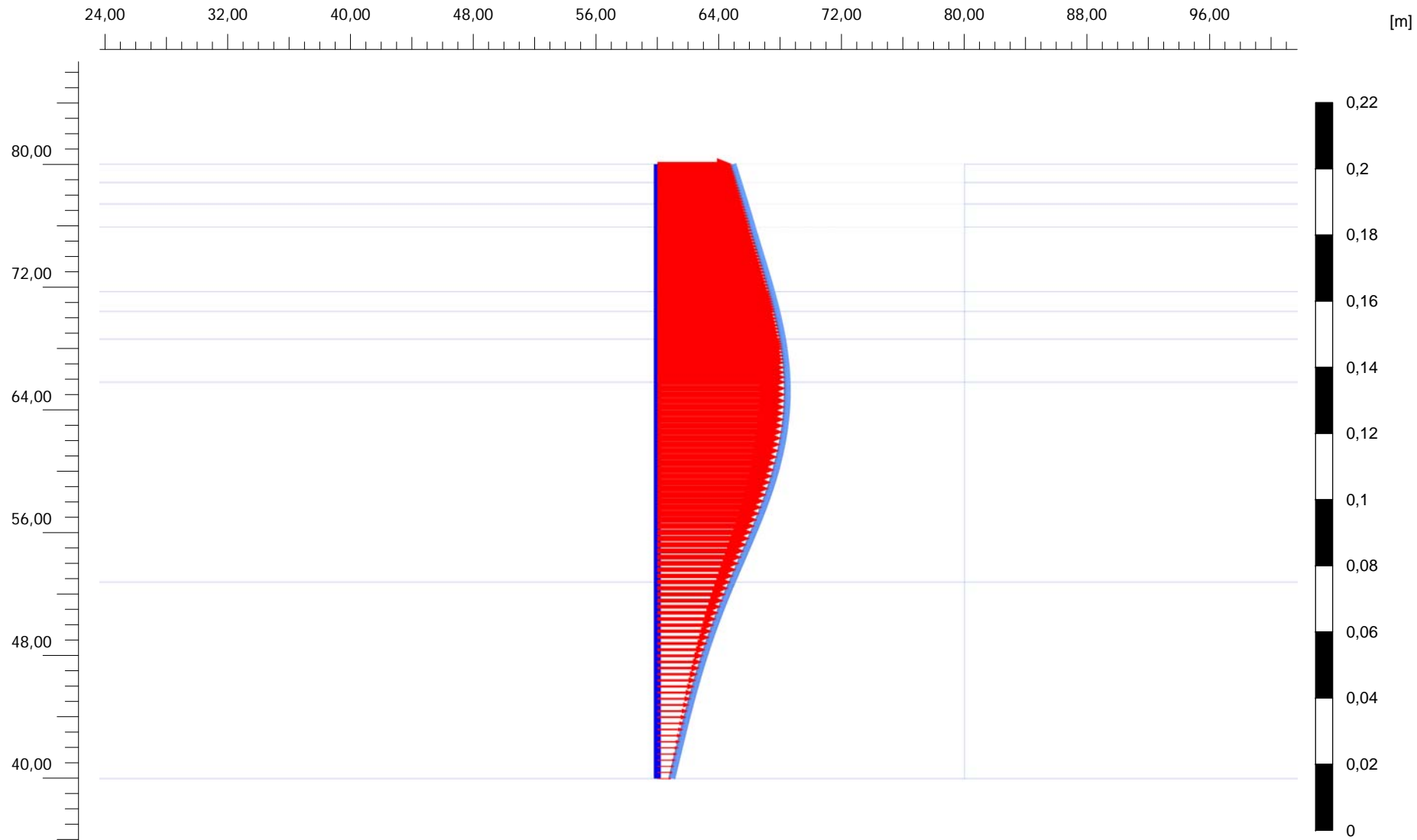
1.PROYECTO No.1-CA ...

Step

5

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Desplazamientos totales u_x (aumentado 200 veces)

Valor máximo = 0,04227 m (Elemento 97 en Nodo 11158)

Valor mínimo = $4,692 \cdot 10^{-3}$ m (Elemento 112 en Nodo 3607)



Project description

PROYECTO PIEGATO

Date

23/06/2013

Project filename

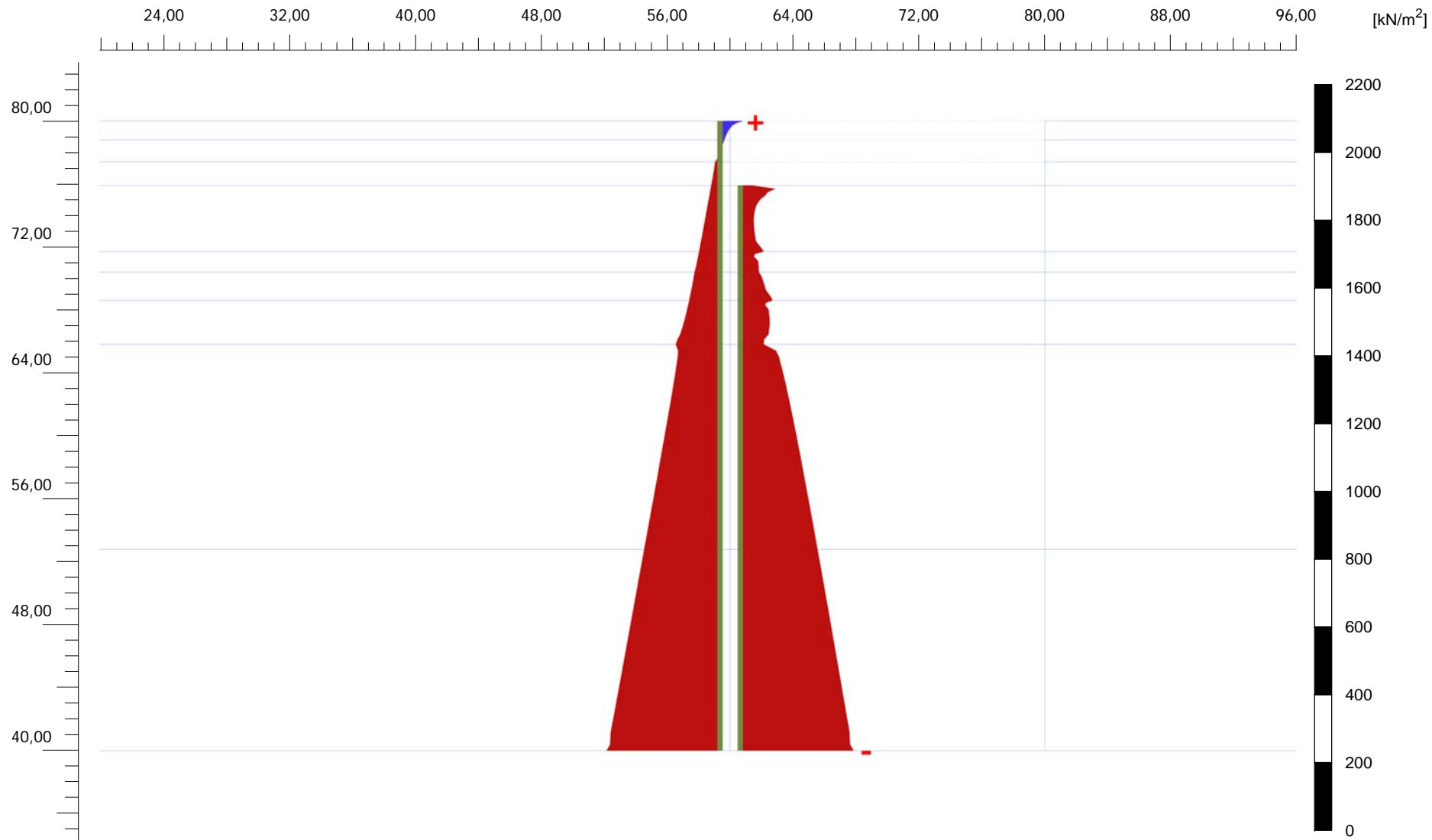
1.PROYECTO No.1-CA ...

Step

9

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensiones normales efectivas σ'_N (aumentado 0,0200 veces)

Valor máximo = 72,87 kN/m² (Elemento 4 en Nodo 13344)

Valor mínimo = -360,0 kN/m² (Elemento 50 en Nodo 3607)

PLAXIS

Project description

PROYECTO PIEGATO

Date

16/09/2013

Project filename

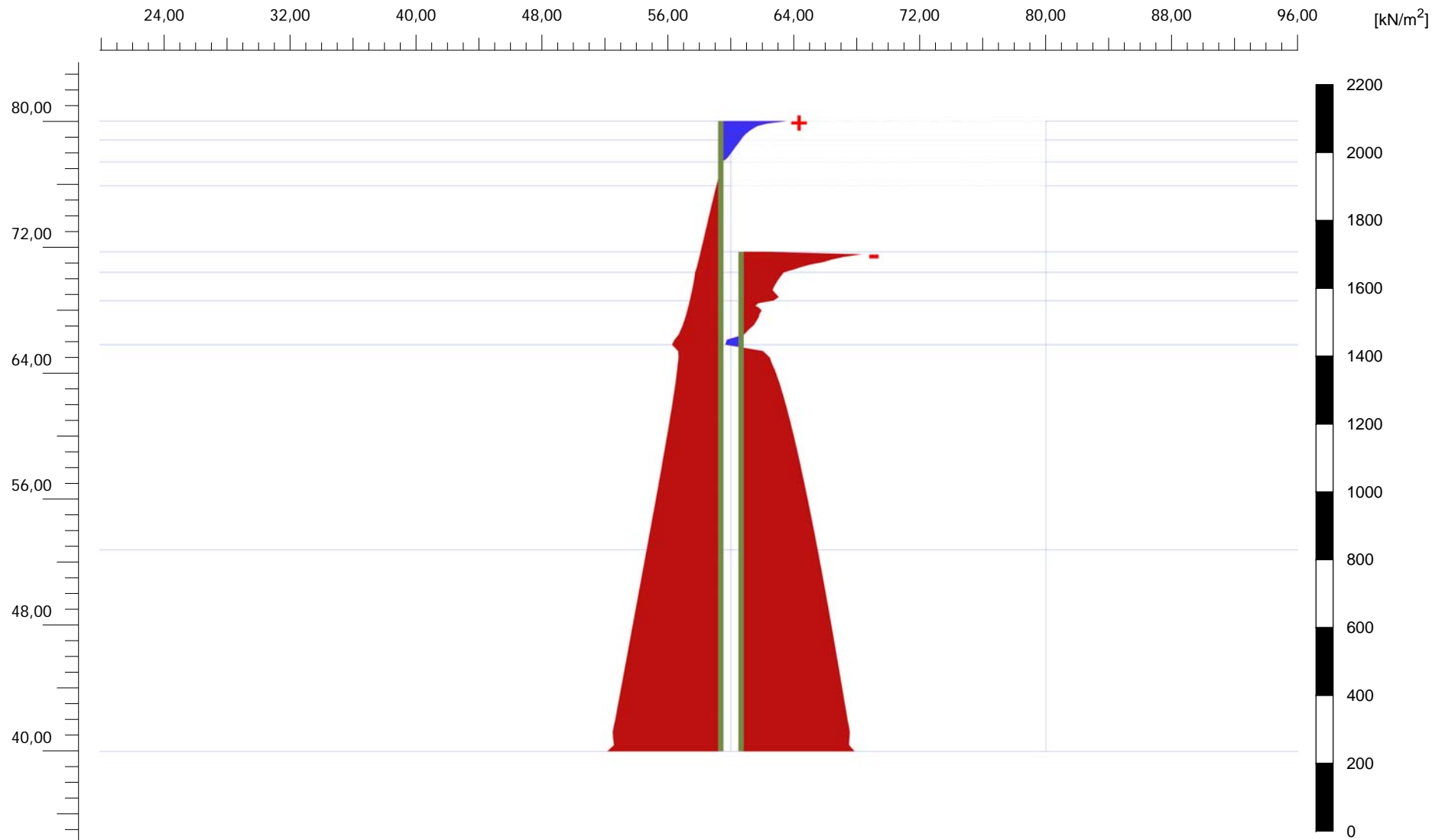
1.PROYECTO No.1-SIN ...

Step

5

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensiones normales efectivas σ'_N (aumentado 0,0200 veces)

Valor máximo = 208,6 kN/m² (Elemento 4 en Nodo 13344)

Valor mínimo = -381,2 kN/m² (Elemento 13 en Nodo 12679)

PLAXIS

Project description

PROYECTO PIEGATO

Date

16/09/2013

Project filename

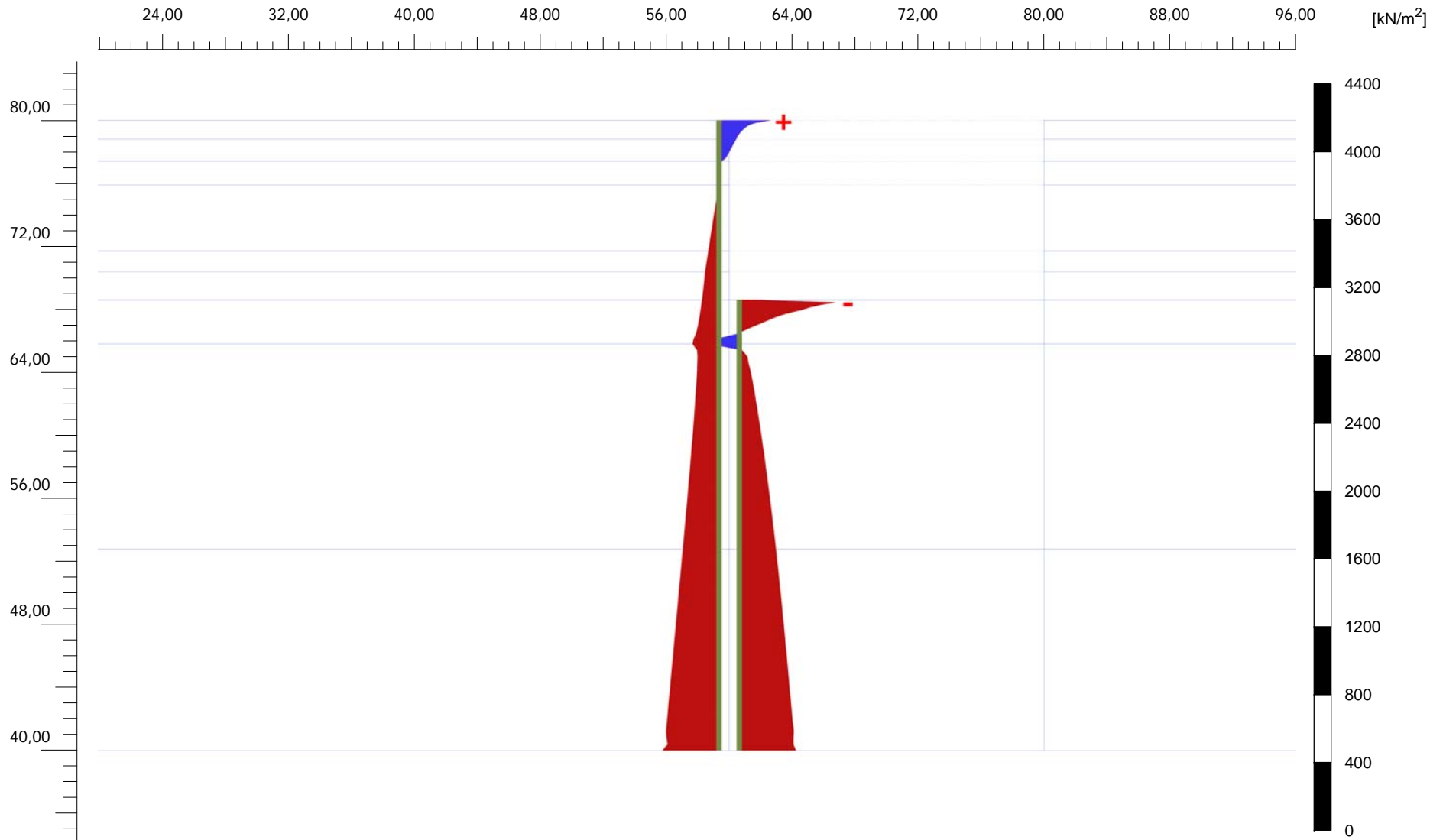
1.PROYECTO No.1-SIN ...

Step

9

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensiones normales efectivas σ'_N (aumentado 0,0100 veces)

Valor máximo = 329,5 kN/m² (Elemento 4 en Nodo 13344)

Valor mínimo = -609,6 kN/m² (Elemento 21 en Nodo 11373)



Project description

PROYECTO PIEGATO

Date

16/09/2013

Project filename

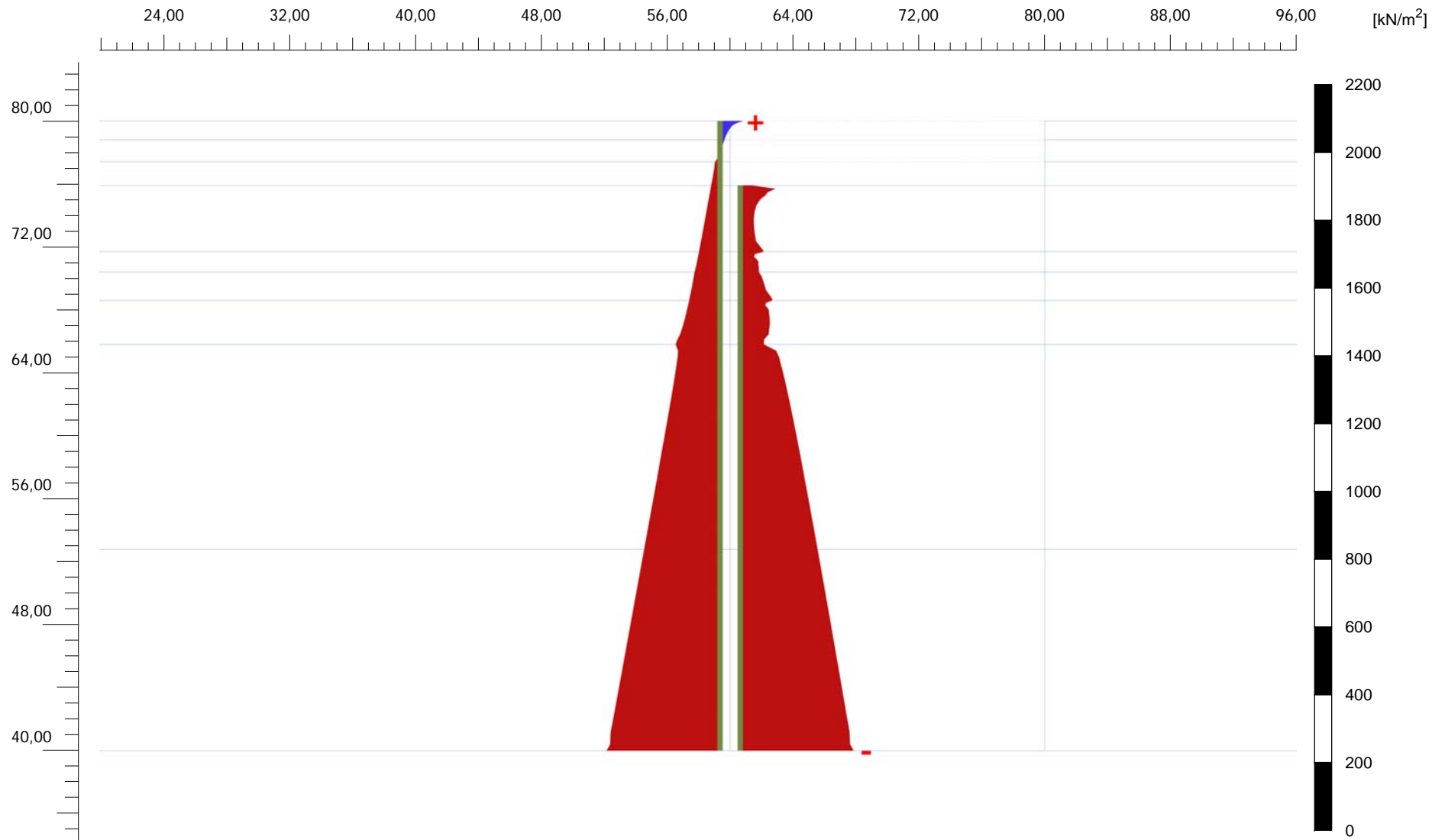
1.PROYECTO No.1-SIN ...

Step

13

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensiones totales normales σ_N (aumentado 0,0200 veces)

Valor máximo = 72,87 kN/m² (Elemento 4 en Nodo 13344)

Valor mínimo = -360,0 kN/m² (Elemento 50 en Nodo 3607)

PLAXIS

Project description

PROYECTO PIEGATO

Date

16/09/2013

Project filename

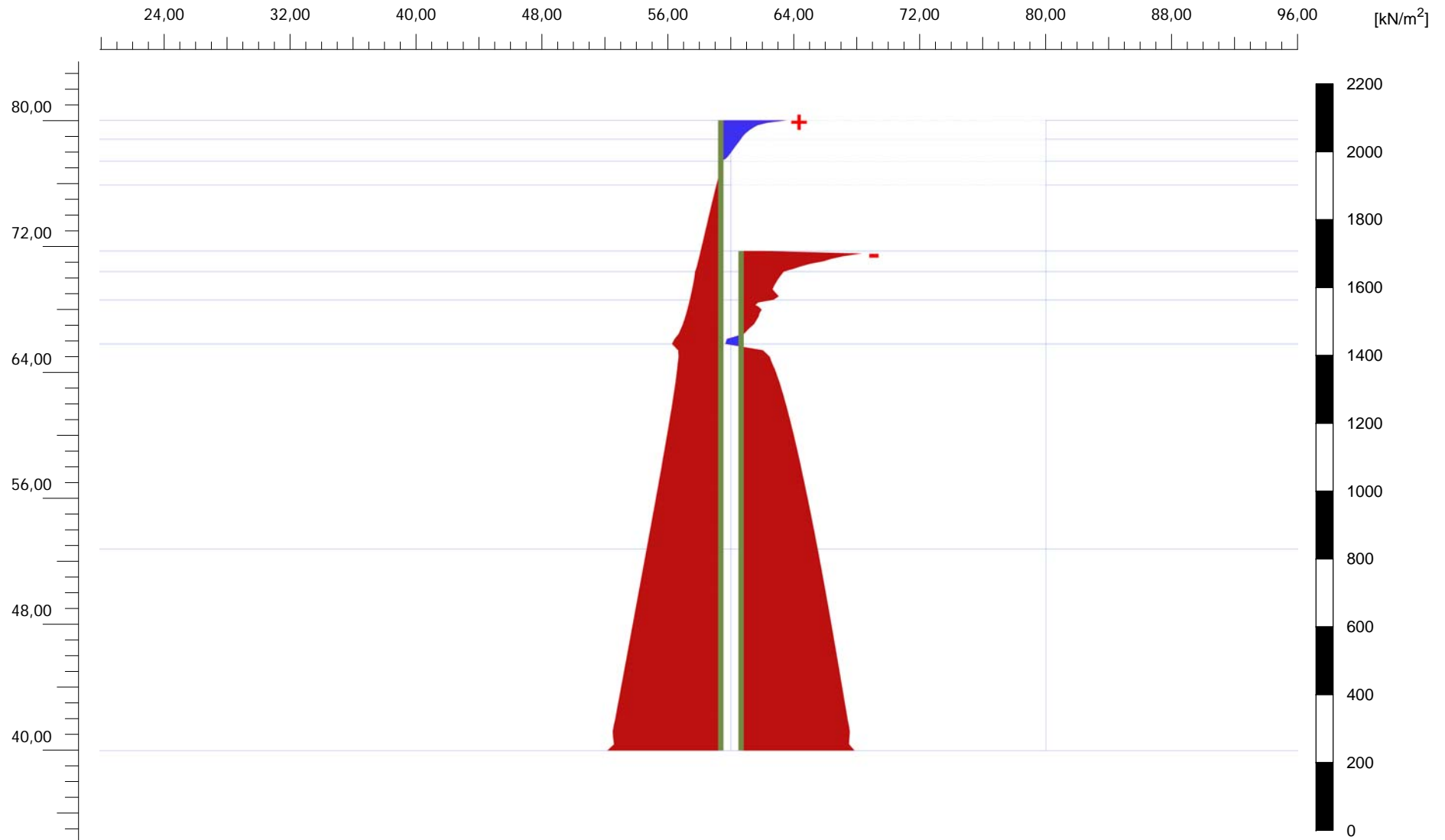
1.PROYECTO No.1-SIN ...

Step

5

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensiones totales normales σ_N (aumentado 0,0200 veces)

Valor máximo = 208,6 kN/m^2 (Elemento 4 en Nodo 13344)

Valor mínimo = -381,2 kN/m^2 (Elemento 13 en Nodo 12679)

PLAXIS

Project description

PROYECTO PIEGATO

Date

16/09/2013

Project filename

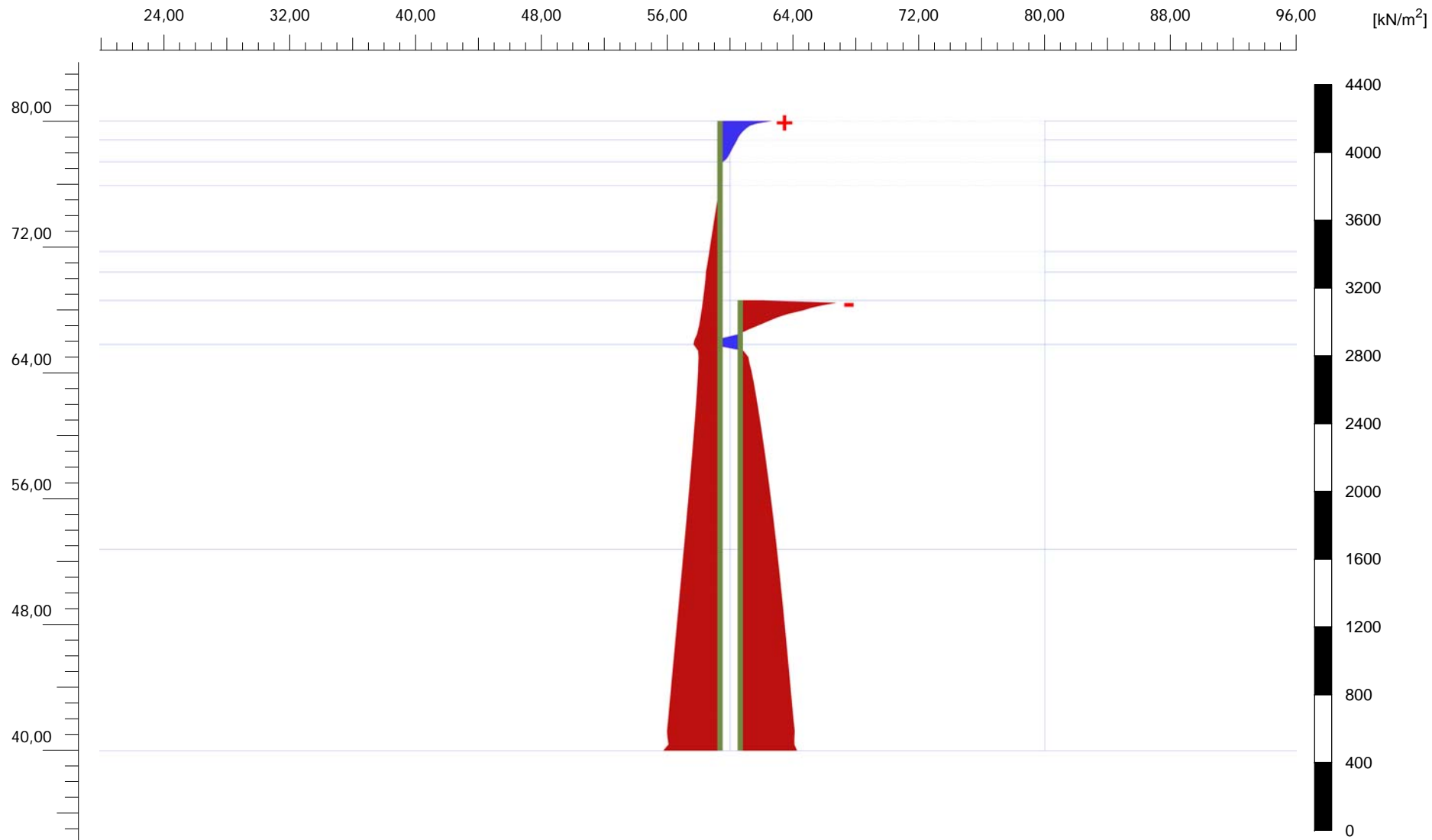
1.PROYECTO No.1-SIN ...

Step

9

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensiones totales normales σ_N (aumentado 0,0100 veces)

Valor máximo = 329,5 kN/m² (Elemento 4 en Nodo 13344)

Valor mínimo = -609,6 kN/m² (Elemento 21 en Nodo 11373)



Project description

PROYECTO PIEGATO

Date

16/09/2013

Project filename

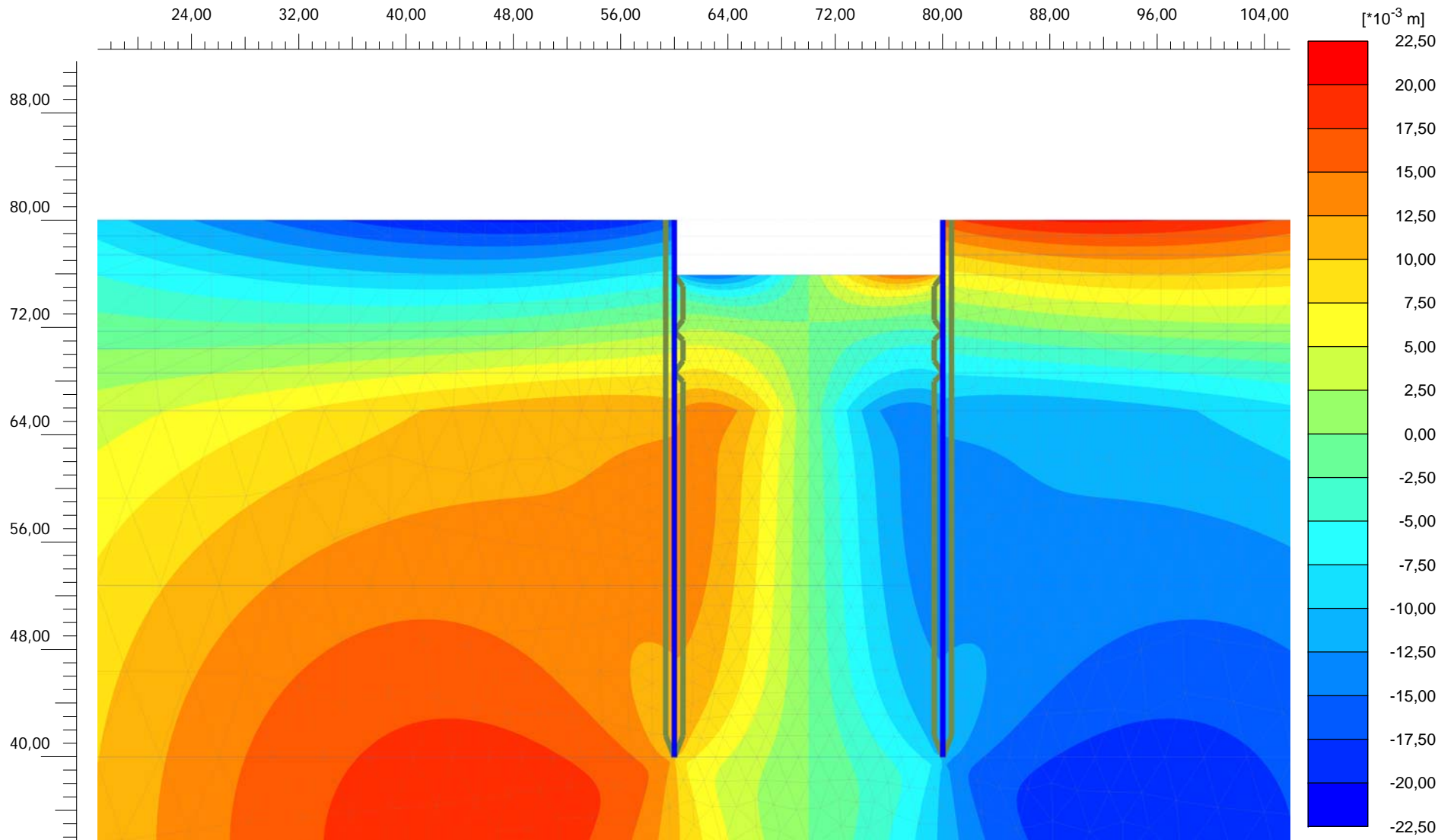
1.PROYECTO No.1-SIN ...

Step

13

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Desplazamientos totales u_x

Valor máximo = 0,02048 m (Elemento 2951 en Nodo 17701)

Valor mínimo = -0,02049 m (Elemento 1043 en Nodo 4540)

PLAXIS

Project description

PROYECTO PIEGATO

Date

16/09/2013

Project filename

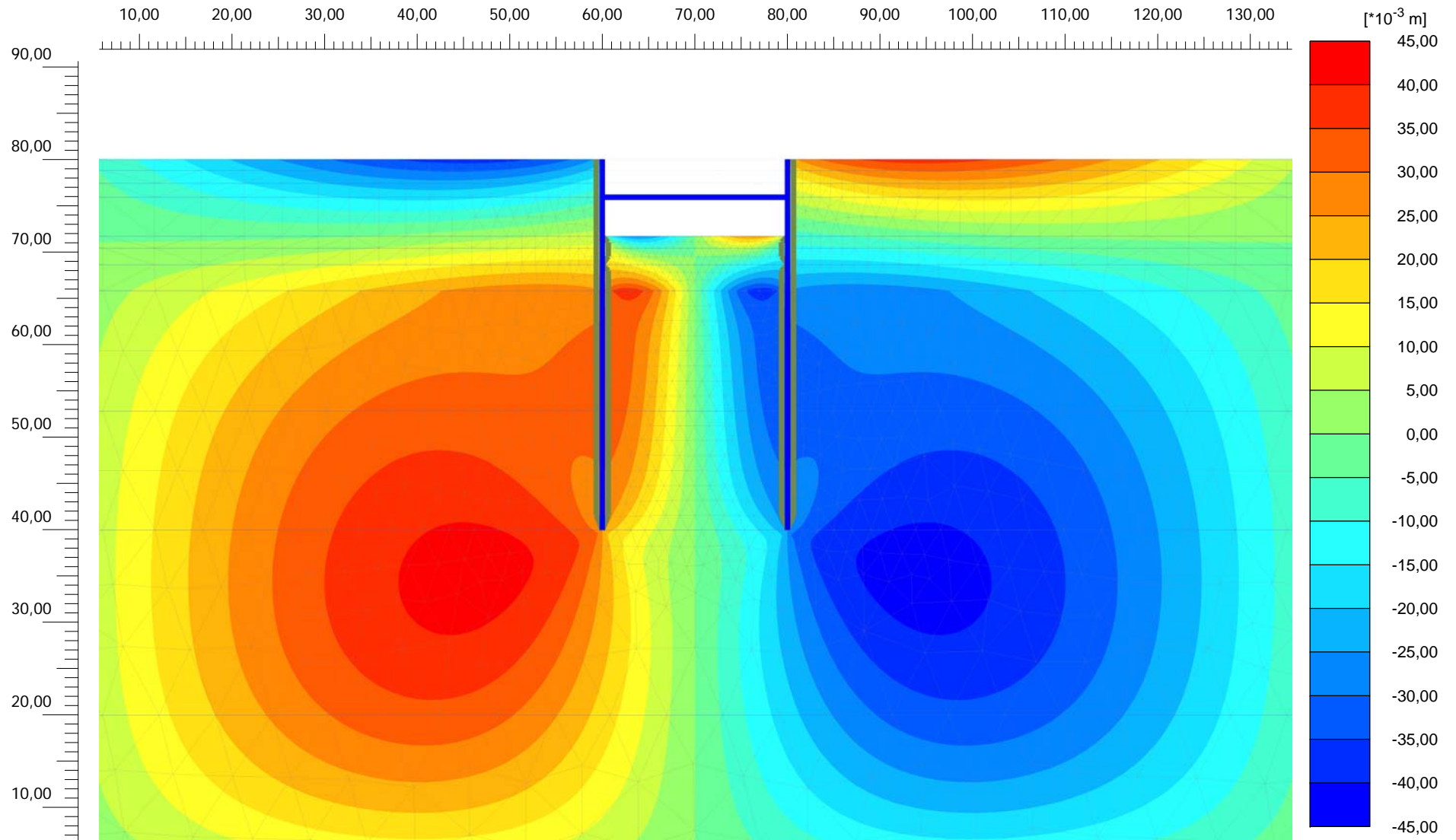
1.PROYECTO No.1-SIN ...

Step

5

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Desplazamientos totales u_x

Valor máximo = 0,04184 m (Elemento 353 en Nodo 2474)

Valor mínimo = -0,04185 m (Elemento 329 en Nodo 9890)



Project description

PROYECTO PIEGATO

Date

16/09/2013

Project filename

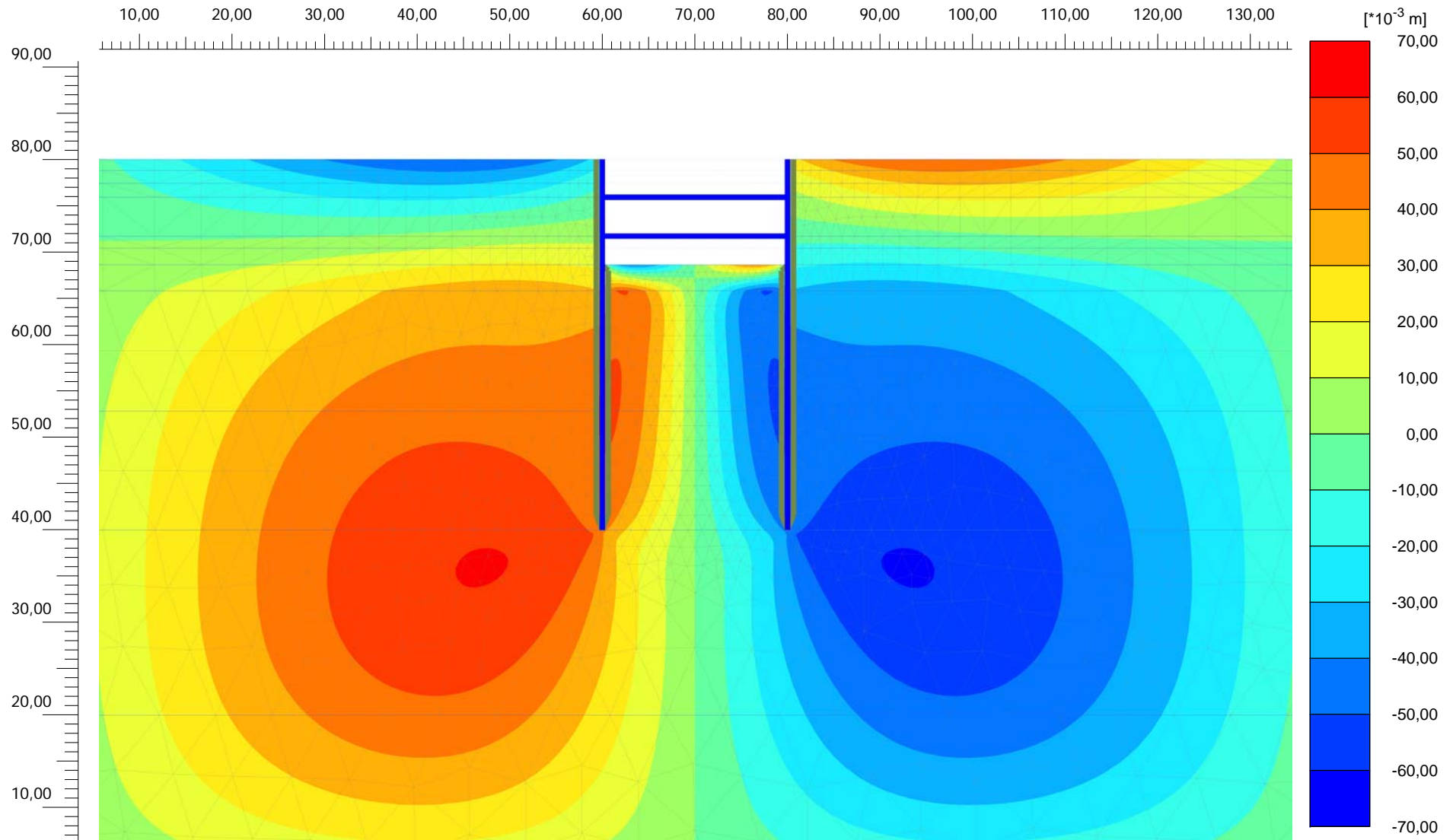
1.PROYECTO No.1-SIN ...

Step

9

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Desplazamientos totales u_x

Valor máximo = 0,06038 m (Elemento 297 en Nodo 2491)

Valor mínimo = -0,06038 m (Elemento 270 en Nodo 9922)



Project description

PROYECTO PIEGATO

Date

16/09/2013

Project filename

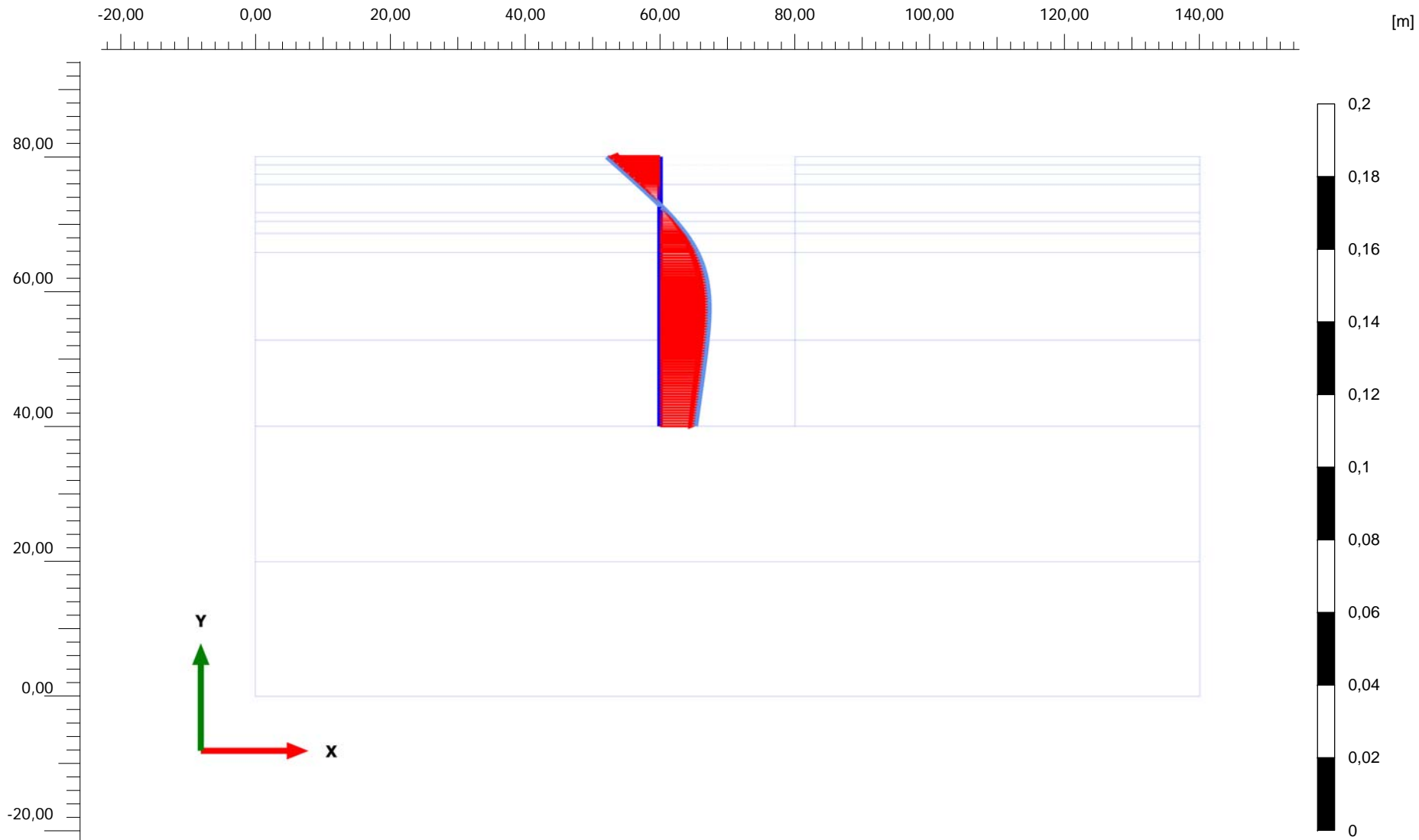
1.PROYECTO No.1-SIN ...

Step

13

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Project description

PROYECTO PIEGATO

Date

16/09/2013

Project filename

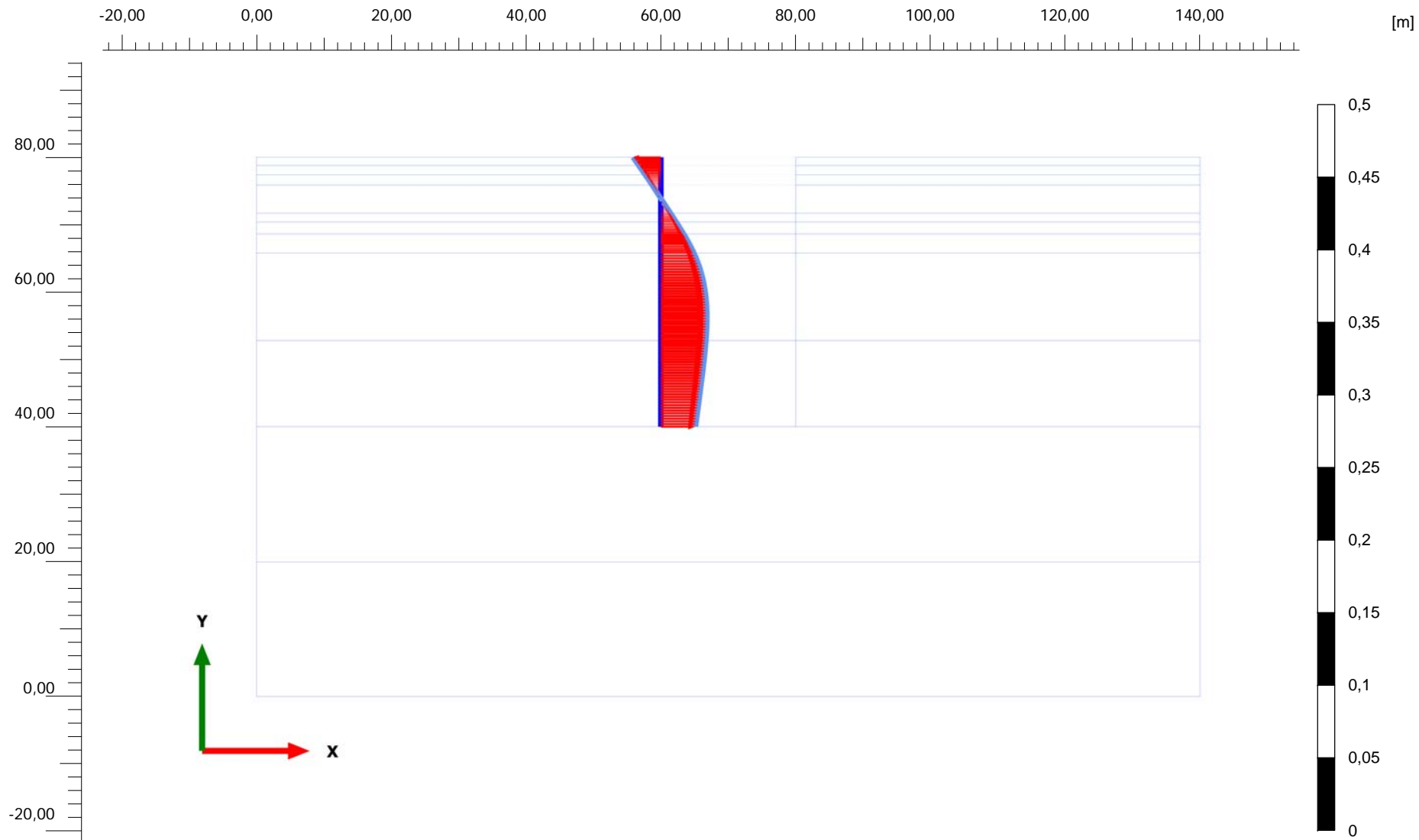
1.PROYECTO No.1-SIN ...

Step

5

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Desplazamientos totales u_x (aumentado 200 veces)

Valor máximo = 0,03414 m (Elemento 102 en Nodo 9729)

Valor mínimo = -0,02067 m (Elemento 79 en Nodo 13348)

PLAXIS

Project description

PROYECTO PIEGATO

Date

16/09/2013

Project filename

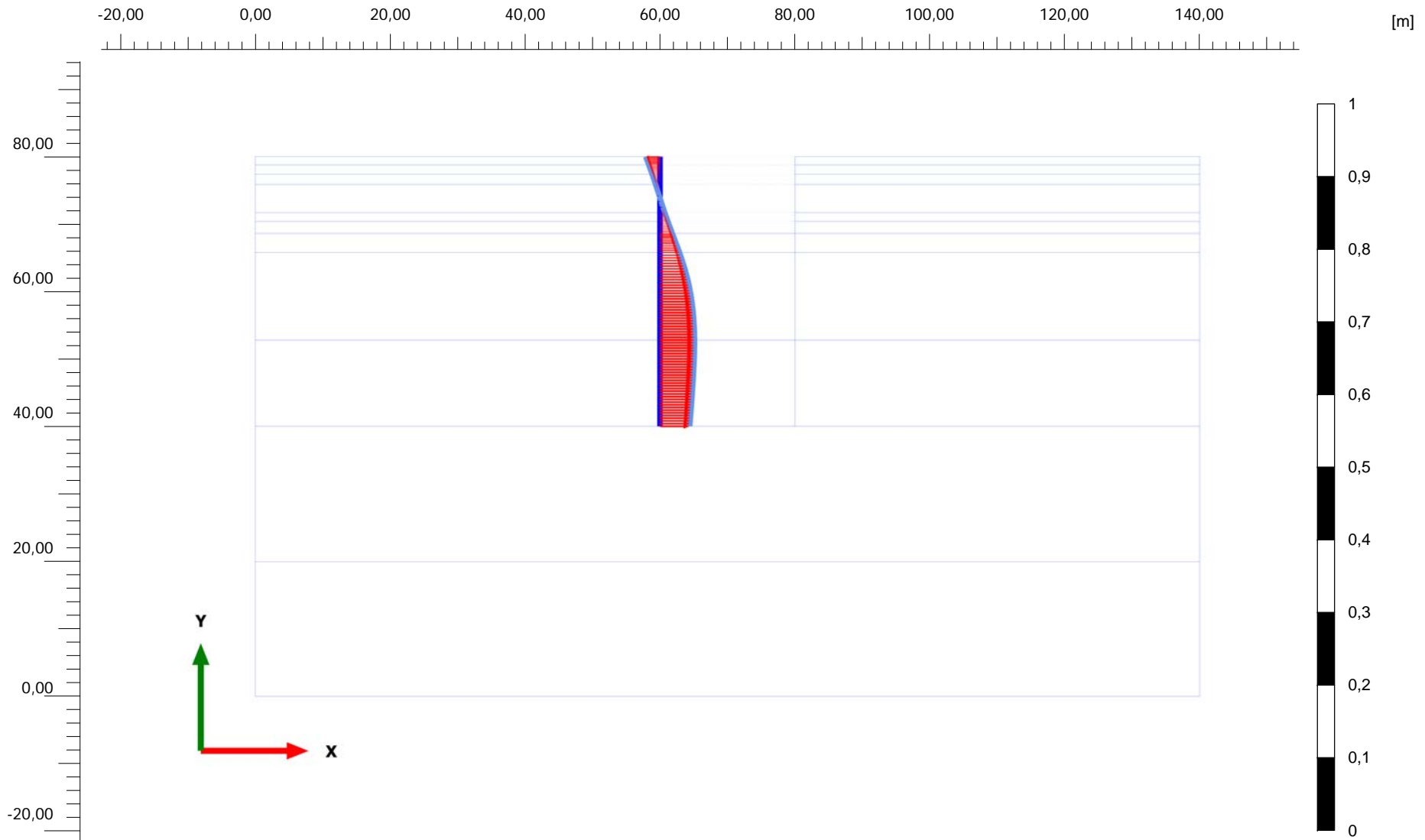
1.PROYECTO No.1-SIN ...

Step

9

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Desplazamientos totales u_x (aumentado 100 veces)

Valor máximo = 0,05117 m (Elemento 105 en Nodo 8708)

Valor mínimo = -0,02112 m (Elemento 79 en Nodo 13348)

PLAXIS

Project description

PROYECTO PIEGATO

Date

16/09/2013

Project filename

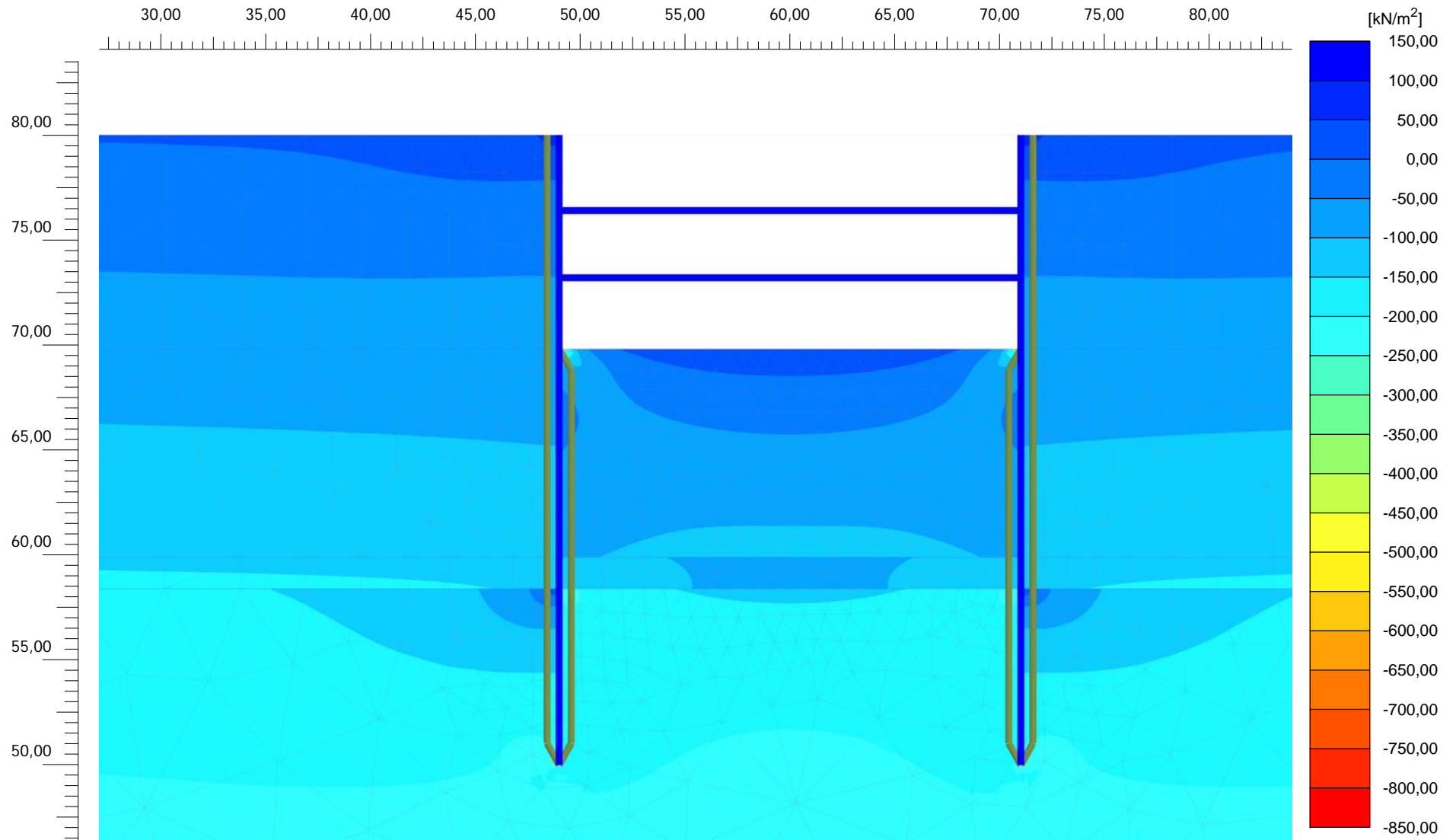
1.PROYECTO No.1-SIN ...

Step

13

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensión cartesiana efectiva σ'_{xx}

Valor máximo = 100,8 kN/m² (Elemento 208 en Nodo 4013)
 Valor mínimo = -799,9 kN/m² (Elemento 942 en Nodo 12307)



Project description

PROYECTO No.2

Date

04/07/2013

Project filename

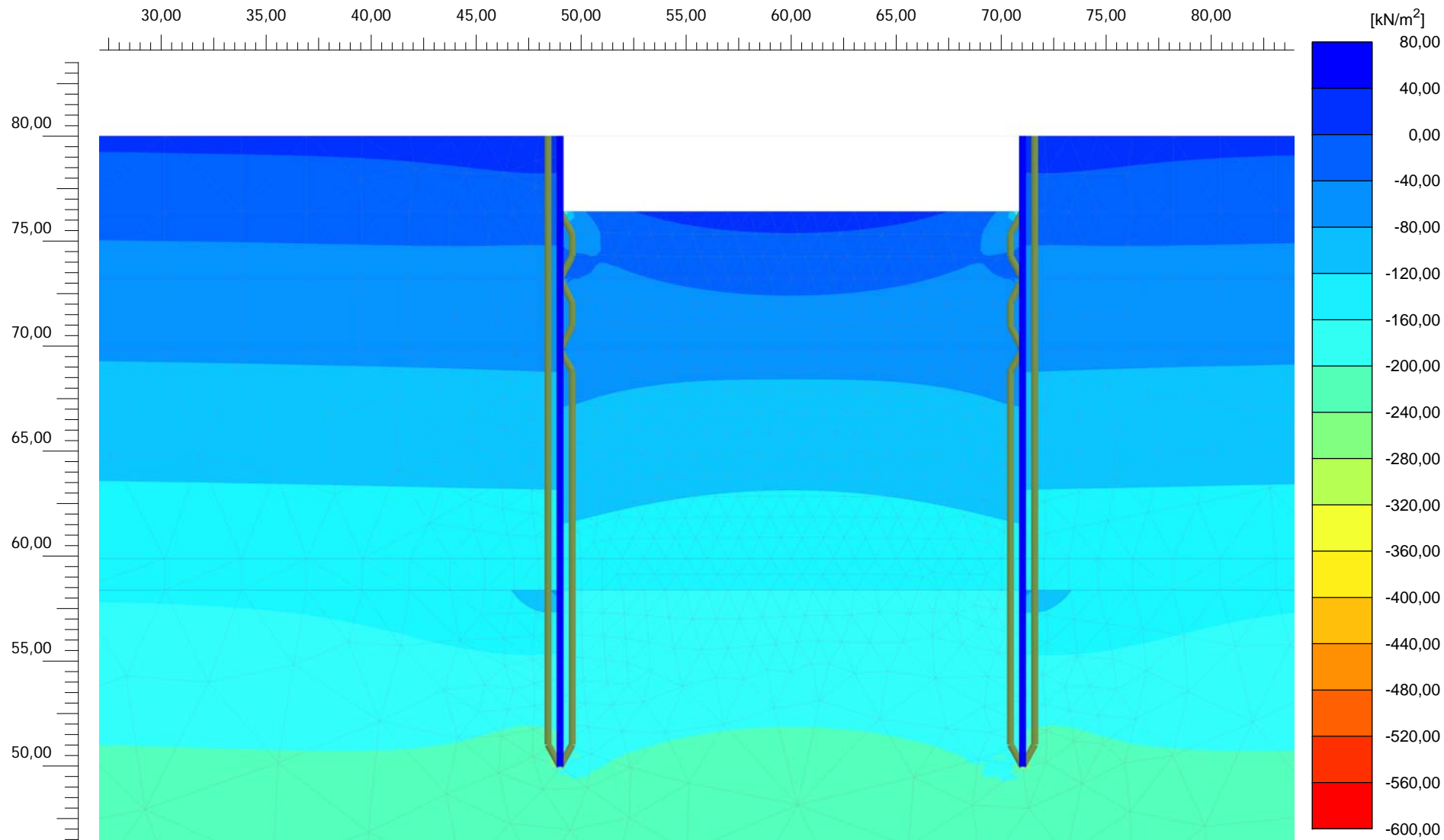
PROYECTO No.2 CALIB ...

Step

13

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensión cartesiana efectiva σ'_{xx}

Valor máximo = 72,31 kN/m² (Elemento 1503 en Nodo 13916)

Valor mínimo = -563,2 kN/m² (Elemento 15 en Nodo 1548)



Project description

PROYECTO No.2

Date

04/07/2013

Project filename

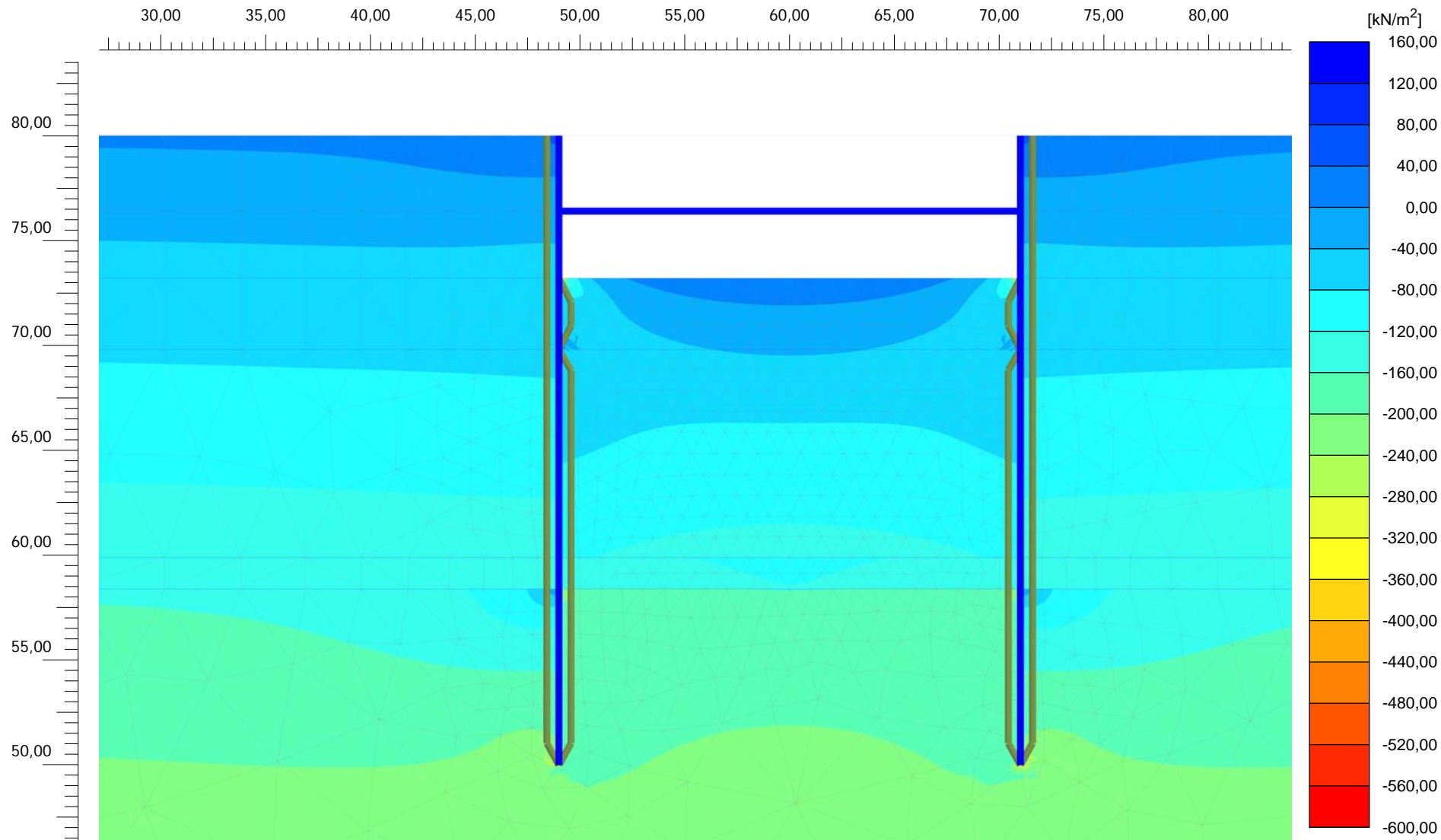
PROYECTO No.2 CALIB ...

Step

5

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensión cartesiana efectiva σ'_{xx}

Valor máximo = 128,3 kN/m² (Elemento 1350 en Nodo 8739)

Valor mínimo = -575,8 kN/m² (Elemento 1393 en Nodo 10014)



Project description

PROYECTO No.2

Date

04/07/2013

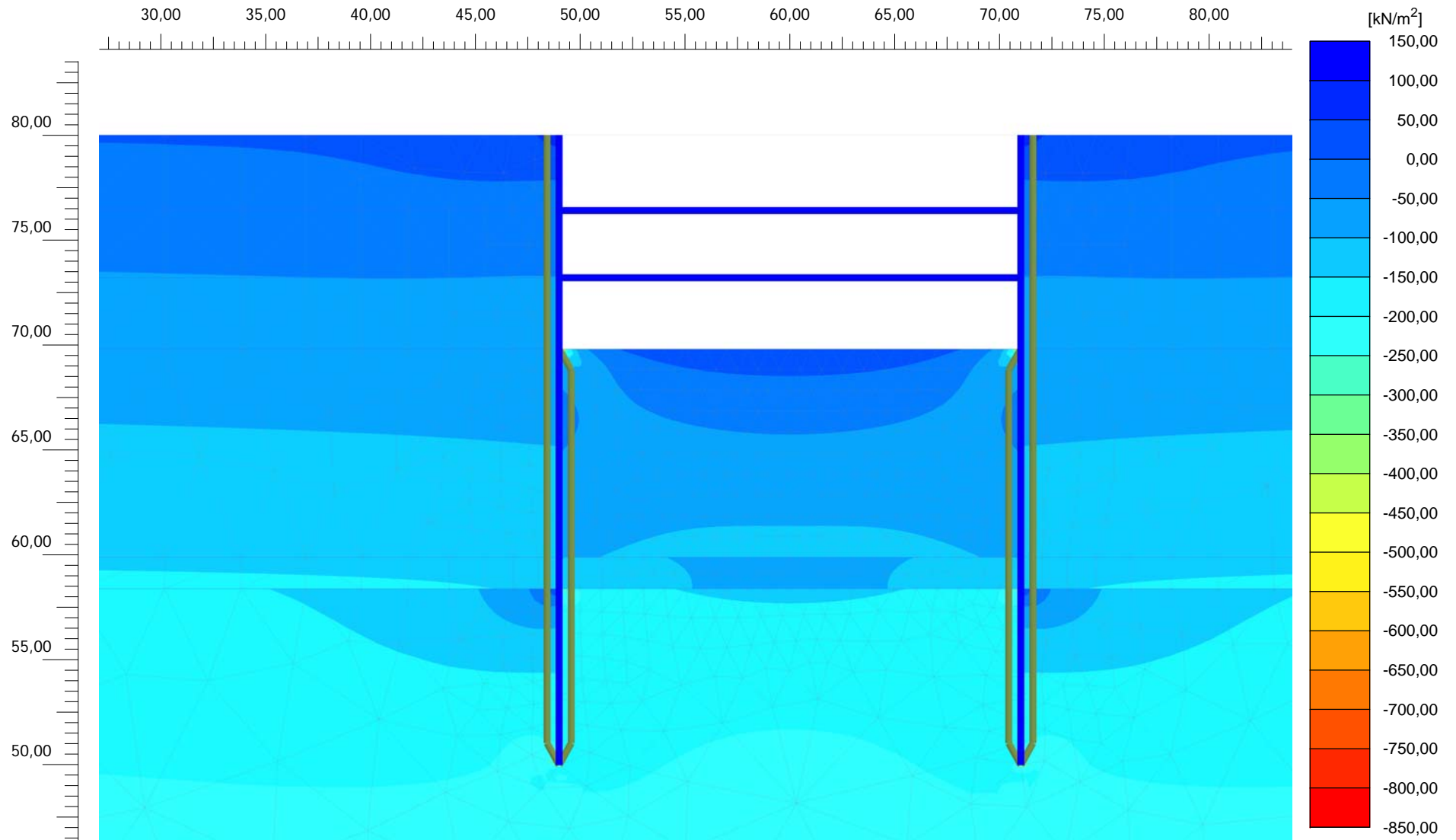
Project filename

PROYECTO No.2 CALIB ... 9

Step

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensión cartesiana total σ_{xx}

Valor máximo = 100,8 kN/m² (Elemento 208 en Nodo 4013)
 Valor mínimo = -799,9 kN/m² (Elemento 942 en Nodo 12307)



Project description

PROYECTO No.2

Date

04/07/2013

Project filename

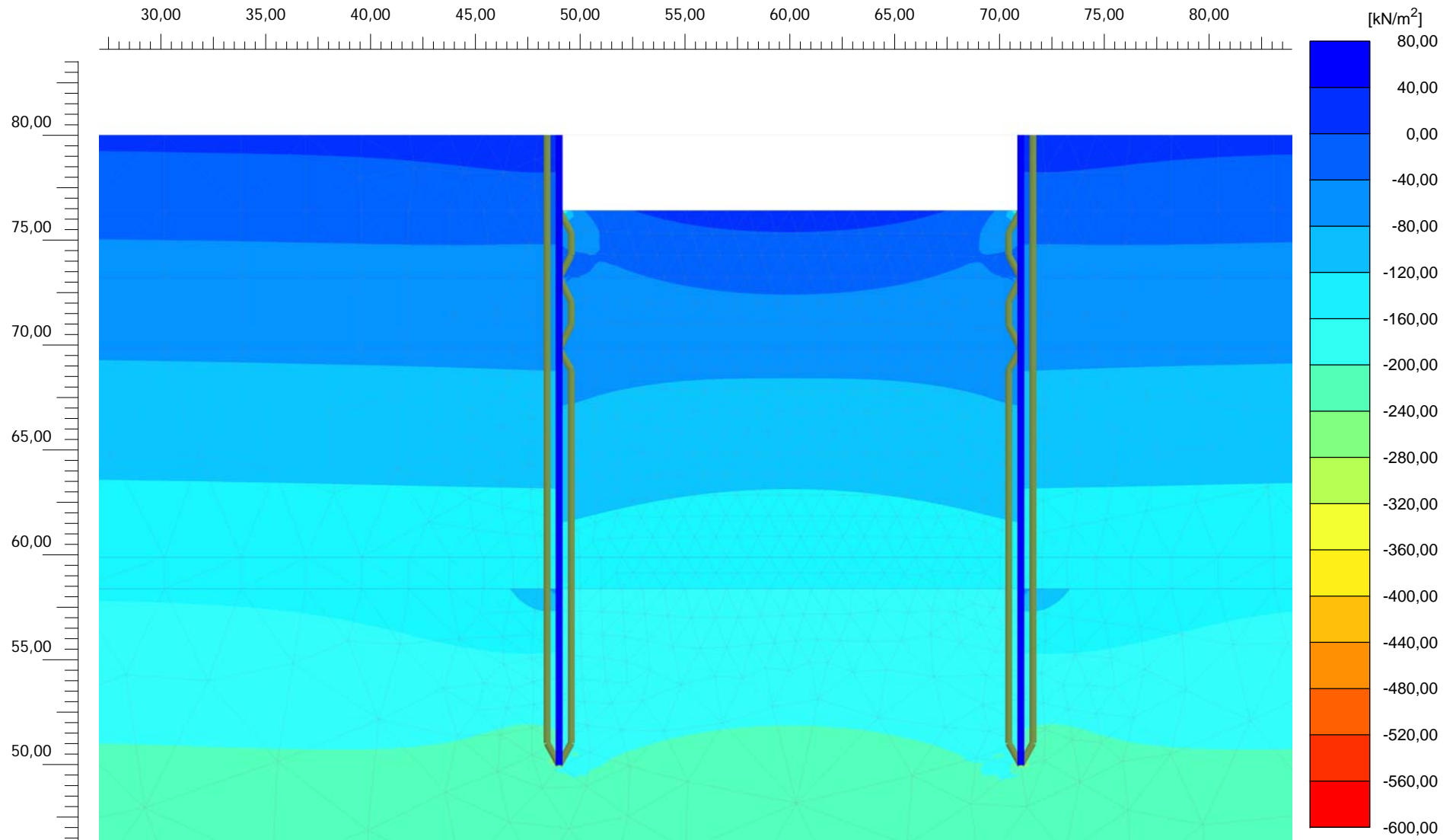
PROYECTO No.2 CALIB ...

Step

13

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensión cartesiana total σ_{xx}

Valor máximo = 72,31 kN/m² (Elemento 1503 en Nodo 13916)

Valor mínimo = -563,2 kN/m² (Elemento 15 en Nodo 1548)

PLAXIS

Project description

PROYECTO No.2

Date

04/07/2013

Project filename

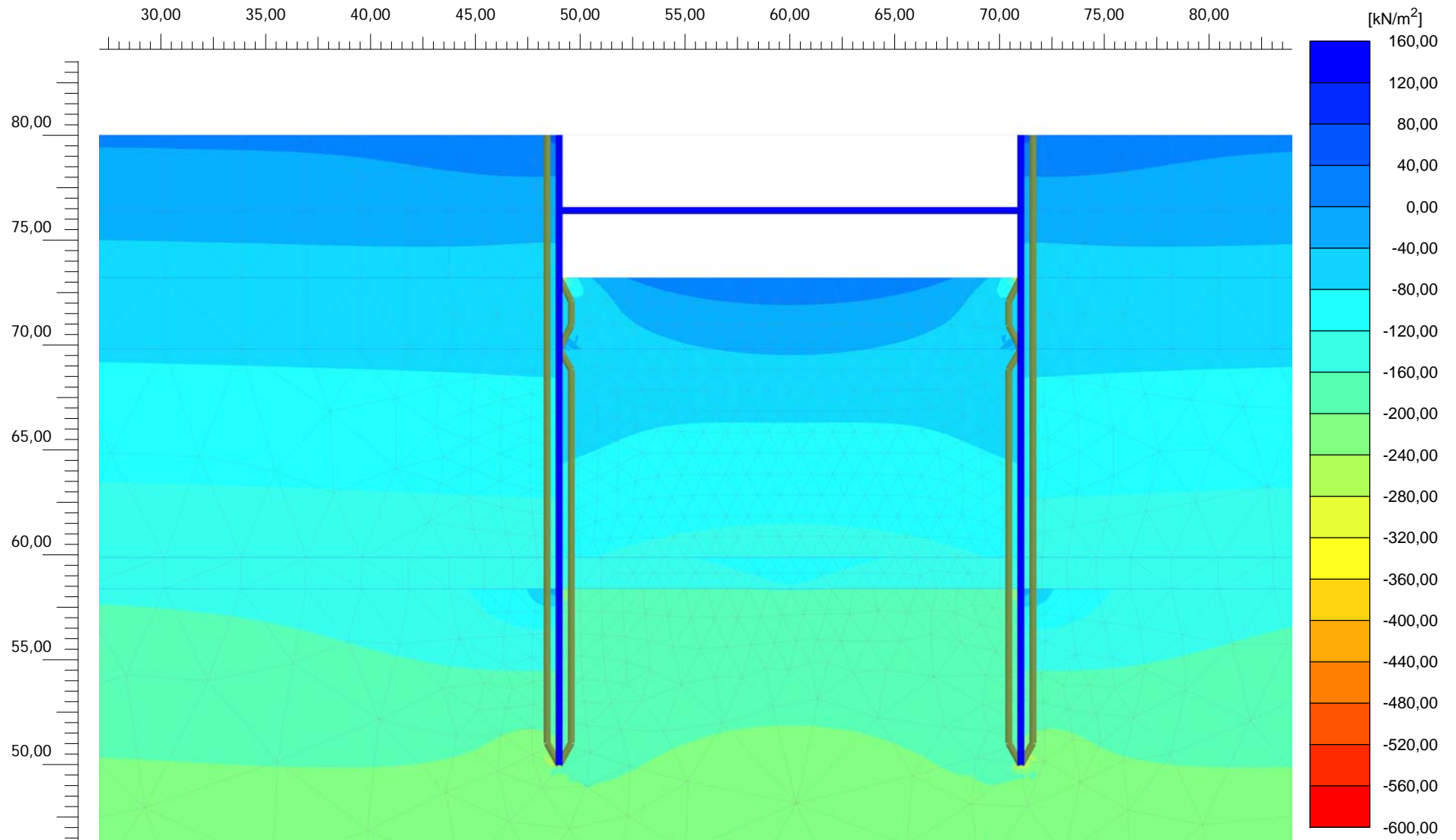
PROYECTO No.2 CALIB ...

Step

5

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensión cartesiana total σ_{xx}

Valor máximo = 128,3 kN/m² (Elemento 1350 en Nodo 8739)

Valor mínimo = -575,8 kN/m² (Elemento 1393 en Nodo 10014)



Project description

PROYECTO No.2

Date

04/07/2013

Project filename

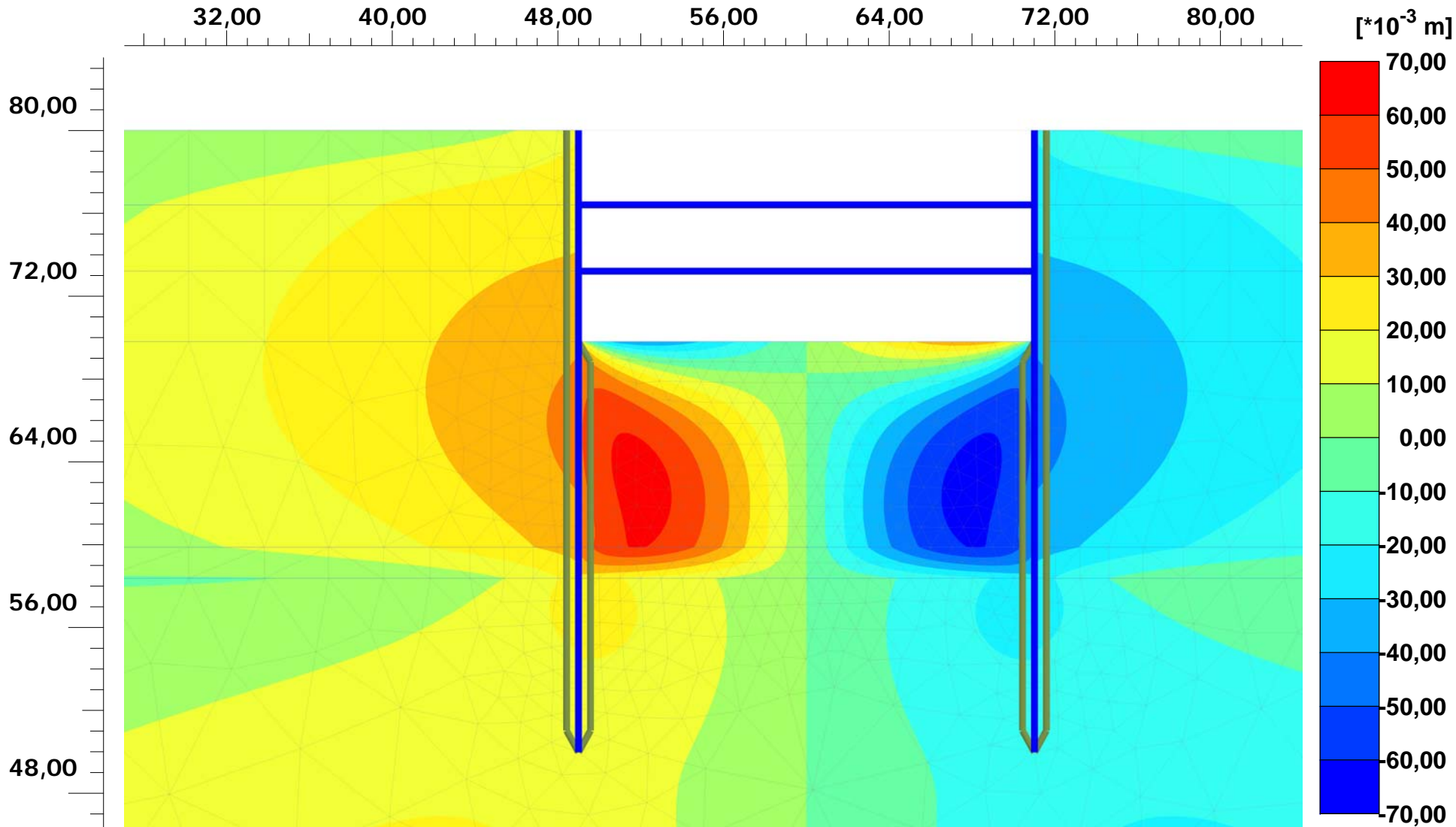
PROYECTO No.2 CALIB ...

Step

9

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Desplazamientos totales u_x



Project description

PROYECTO No.2

Date

04/07/2013

Project filename

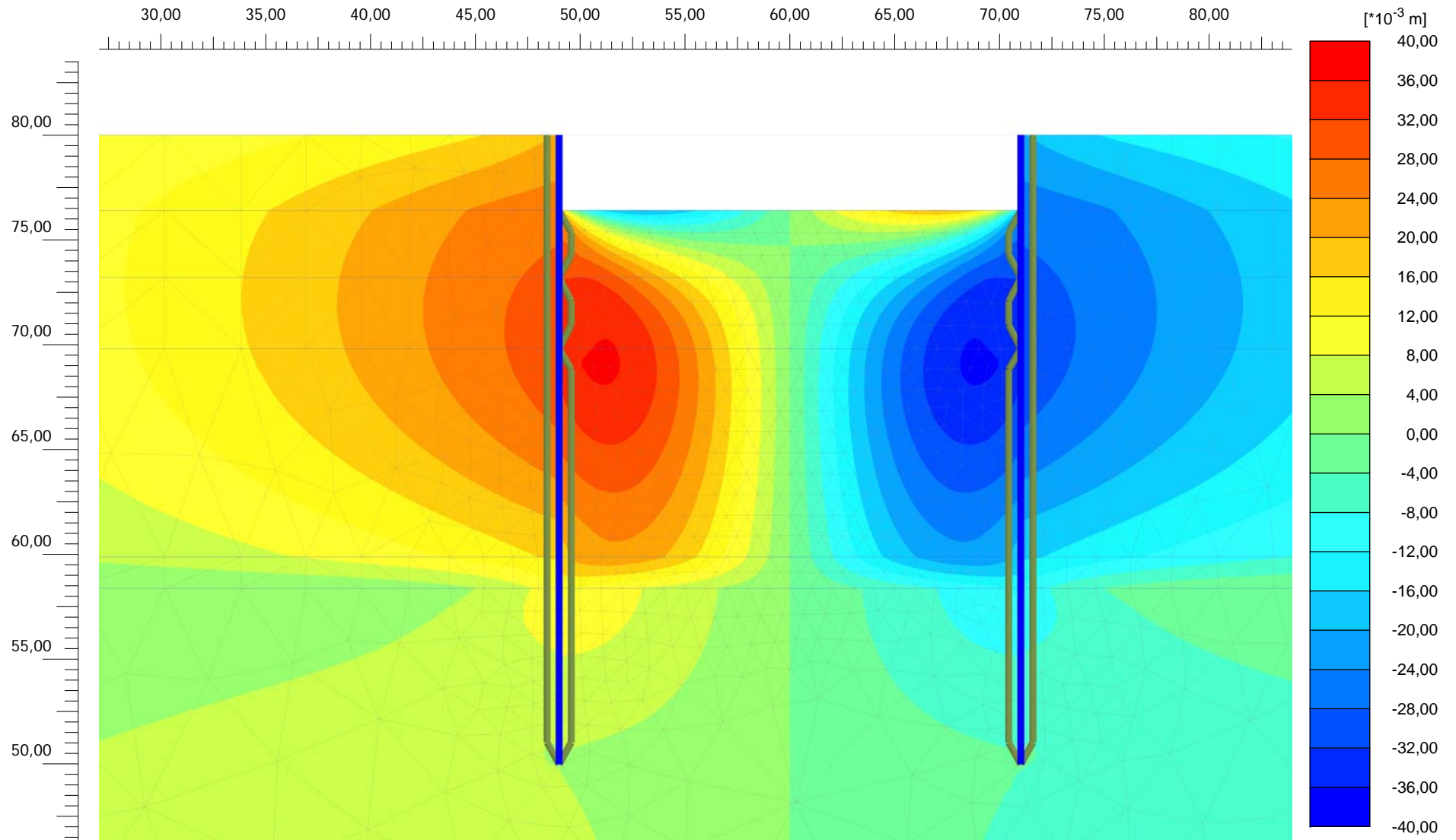
PROYECTO No.2 CALIB ...

Step

13

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Desplazamientos totales u_x

Valor máximo = 0,03654 m (Elemento 1066 en Nodo 9902)

Valor mínimo = -0,03655 m (Elemento 1003 en Nodo 13302)

PLAXIS

Project description

PROYECTO No.2

Date

04/07/2013

Project filename

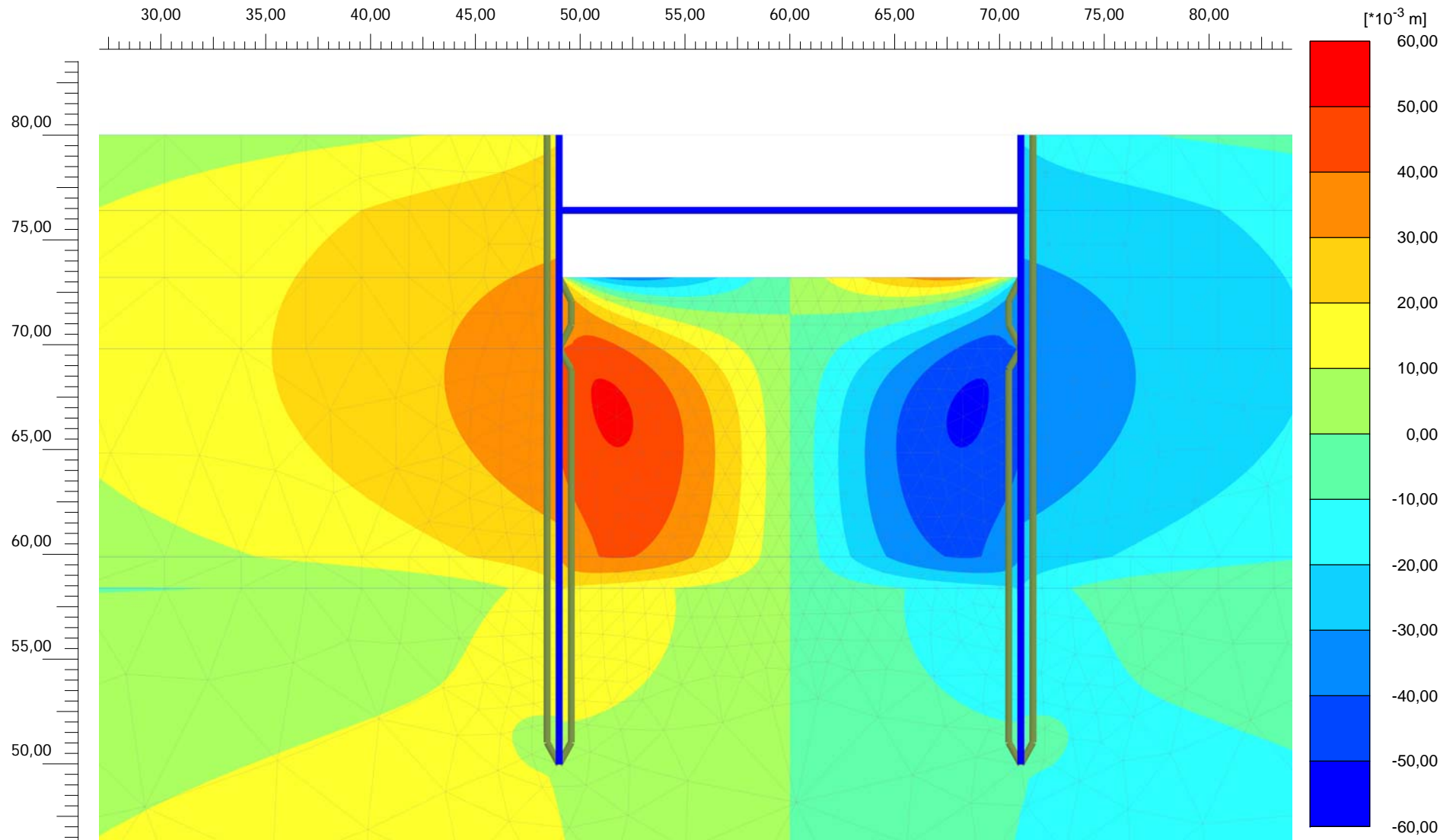
PROYECTO No.2 CALIB ...

Step

5

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Desplazamientos totales u_x

Valor máximo = 0,05117 m (Elemento 1225 en Nodo 9572)

Valor mínimo = -0,05118 m (Elemento 1211 en Nodo 12932)

PLAXIS

Project description

PROYECTO No.2

Date

04/07/2013

Project filename

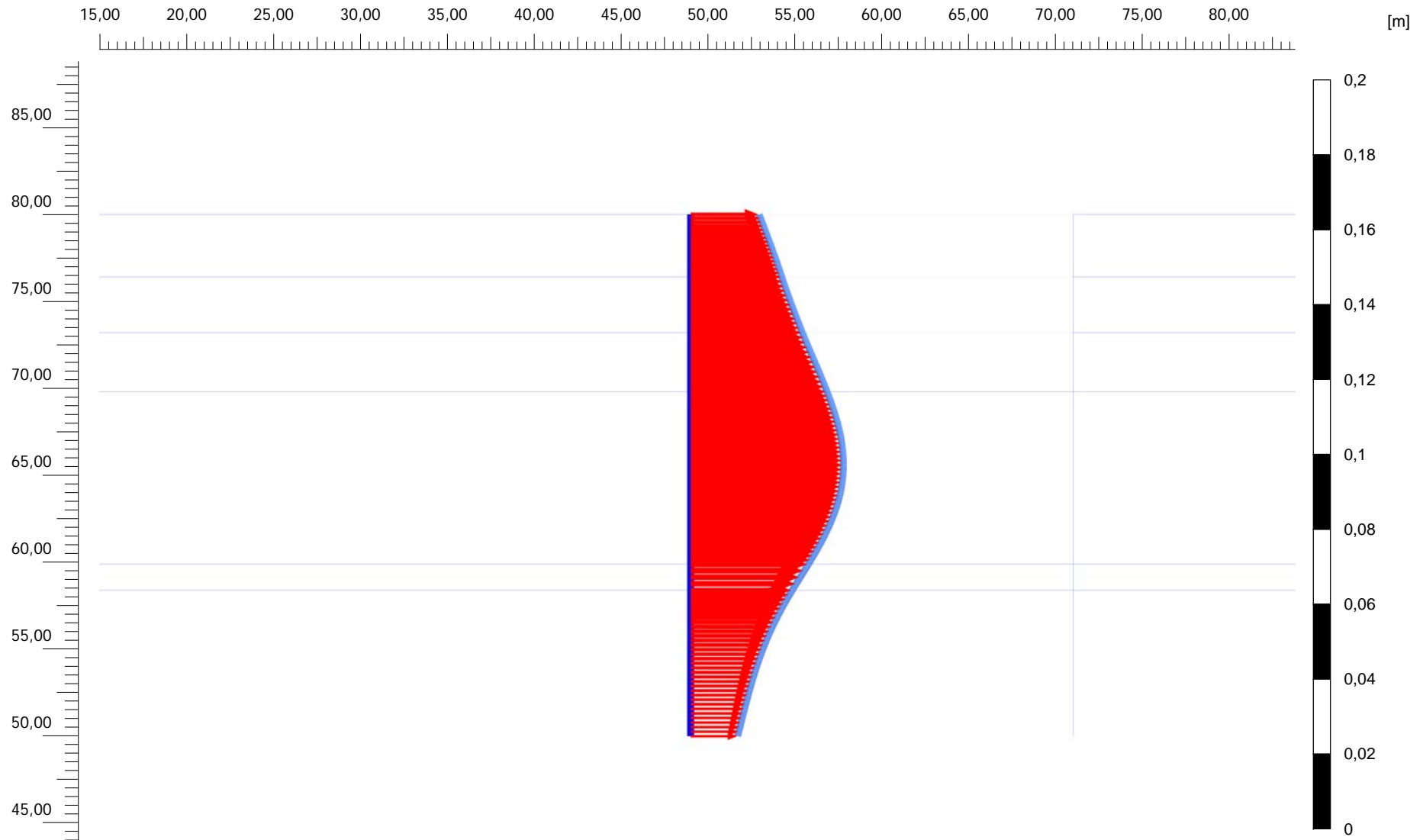
PROYECTO No.2 CALIB ...

Step

9

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Desplazamientos totales u_x (aumentado 200 veces)

Valor máximo = 0,04392 m (Elemento 81 en Nodo 6060)

Valor mínimo = 0,01352 m (Elemento 95 en Nodo 1397)



Project description

PROYECTO No.2

Date

04/07/2013

Project filename

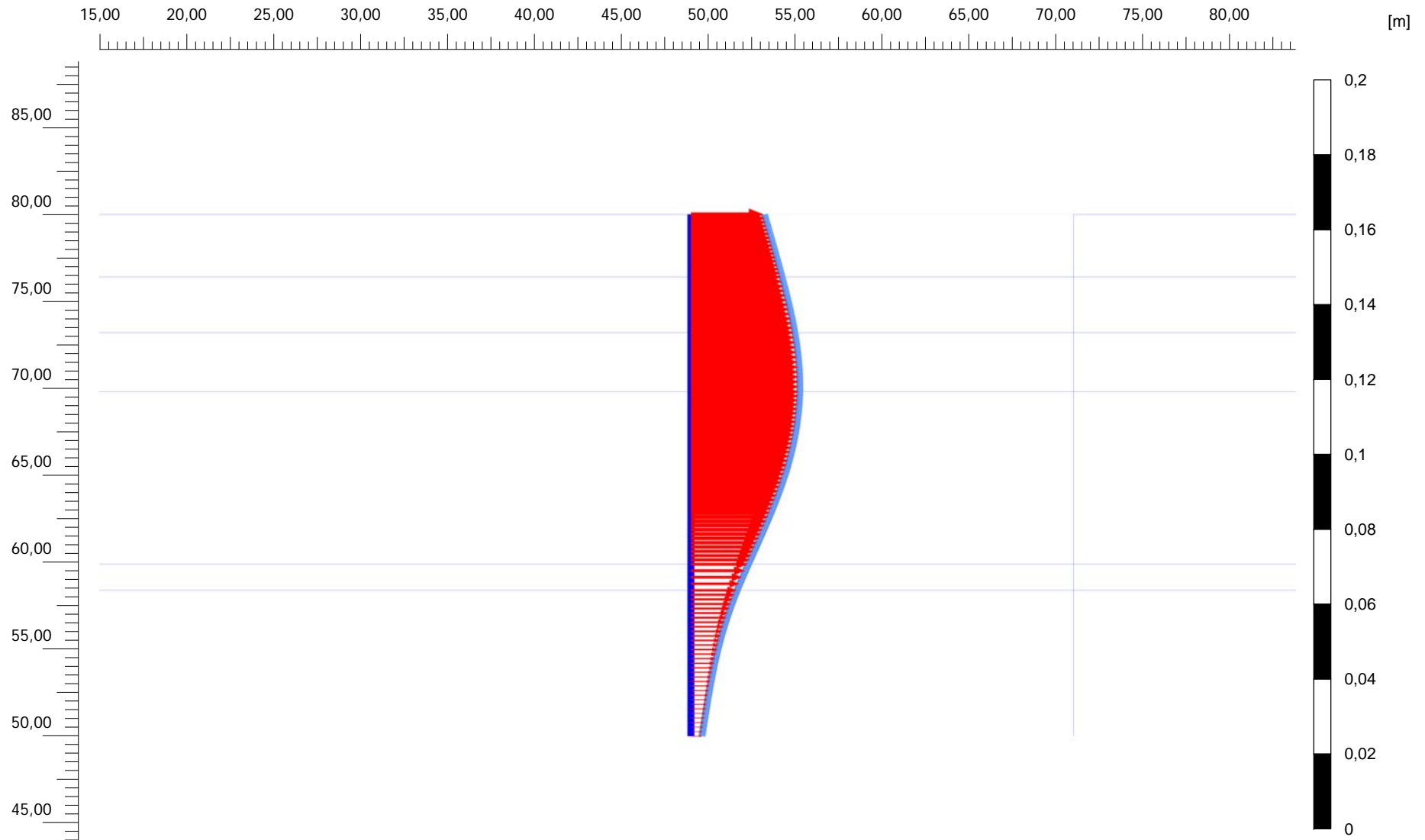
PROYECTO No.2 CALIB ...

Step

13

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Desplazamientos totales u_x (aumentado 200 veces)

Valor máximo = 0,03130 m (Elemento 76 en Nodo 7857)

Valor mínimo = $3,198 \cdot 10^{-3}$ m (Elemento 95 en Nodo 1397)



Project description

PROYECTO No.2

Date

04/07/2013

Project filename

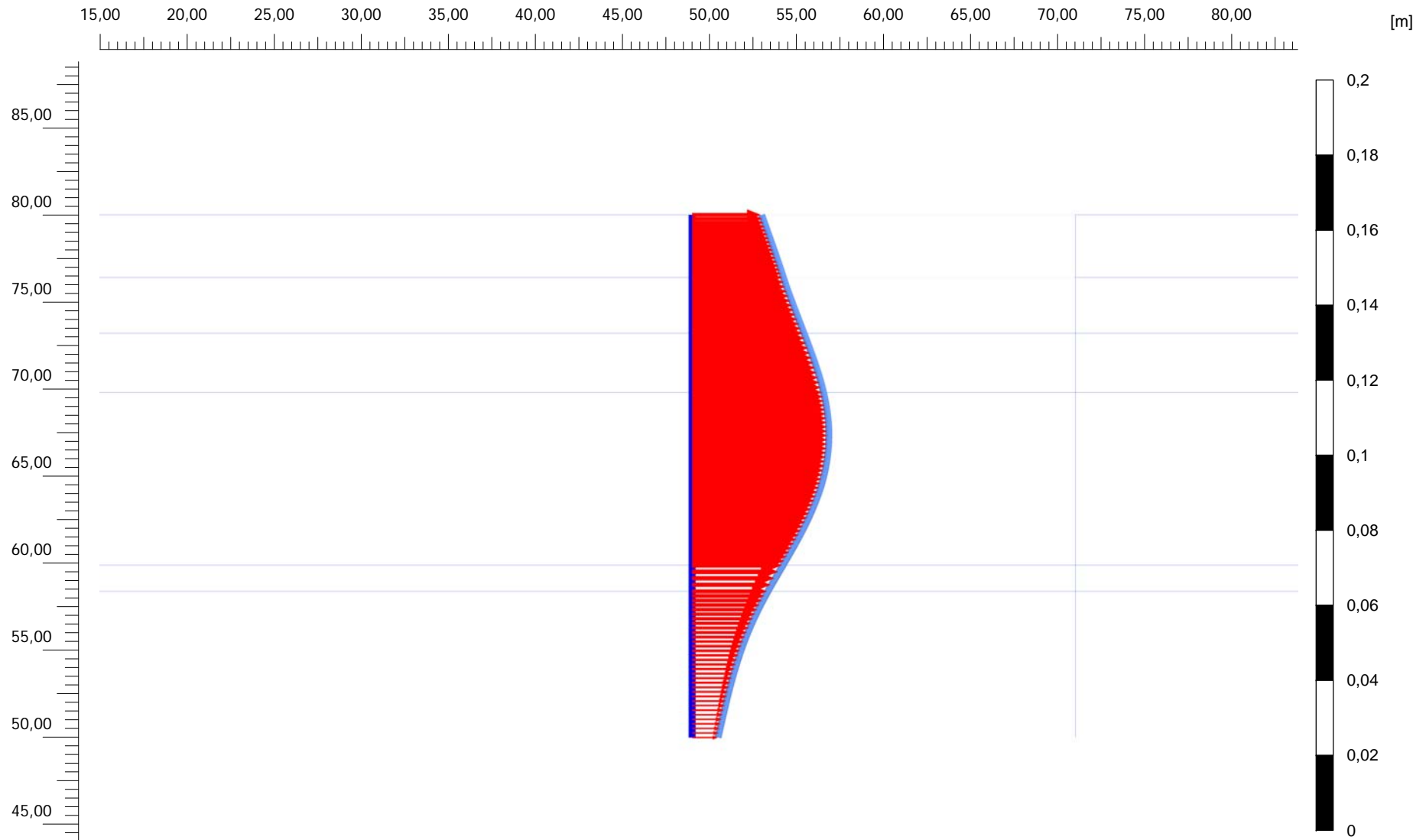
PROYECTO No.2 CALIB ...

Step

5

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Desplazamientos totales u_x (aumentado 200 veces)

Valor máximo = 0,03924 m (Elemento 79 en Nodo 6921)

Valor mínimo = $7,449 \cdot 10^{-3}$ m (Elemento 95 en Nodo 1397)

PLAXIS

Project description

PROYECTO No.2

Date

04/07/2013

Project filename

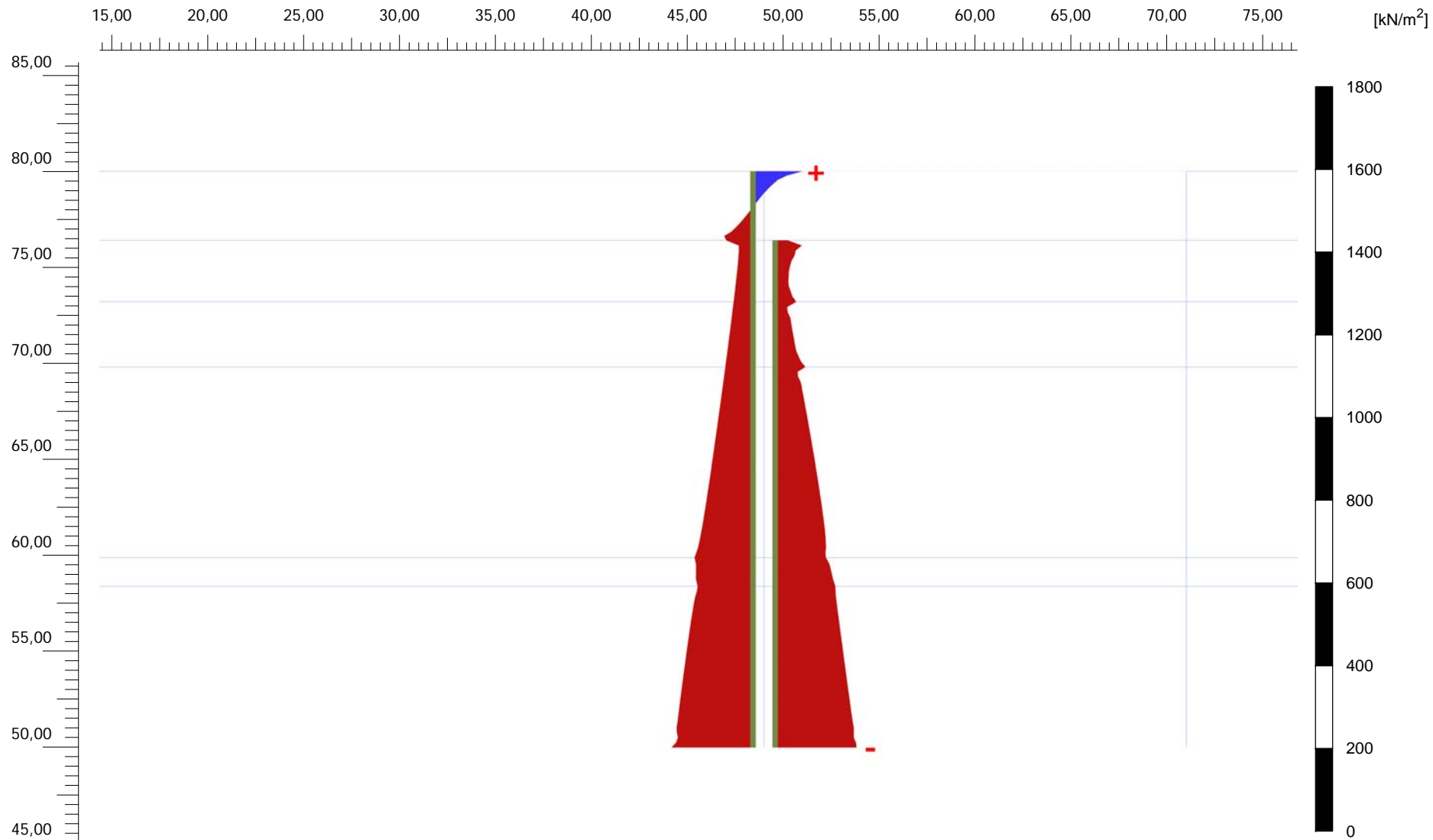
PROYECTO No.2 CALIB ...

Step

9

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensiones normales efectivas σ'_N (aumentado 0,0200 veces)

Valor máximo = 128,3 kN/m² (Elemento 8 en Nodo 9992)

Valor mínimo = -212,0 kN/m² (Elemento 50 en Nodo 1397)



Project description

PROYECTO No.2

Date

16/09/2013

Project filename

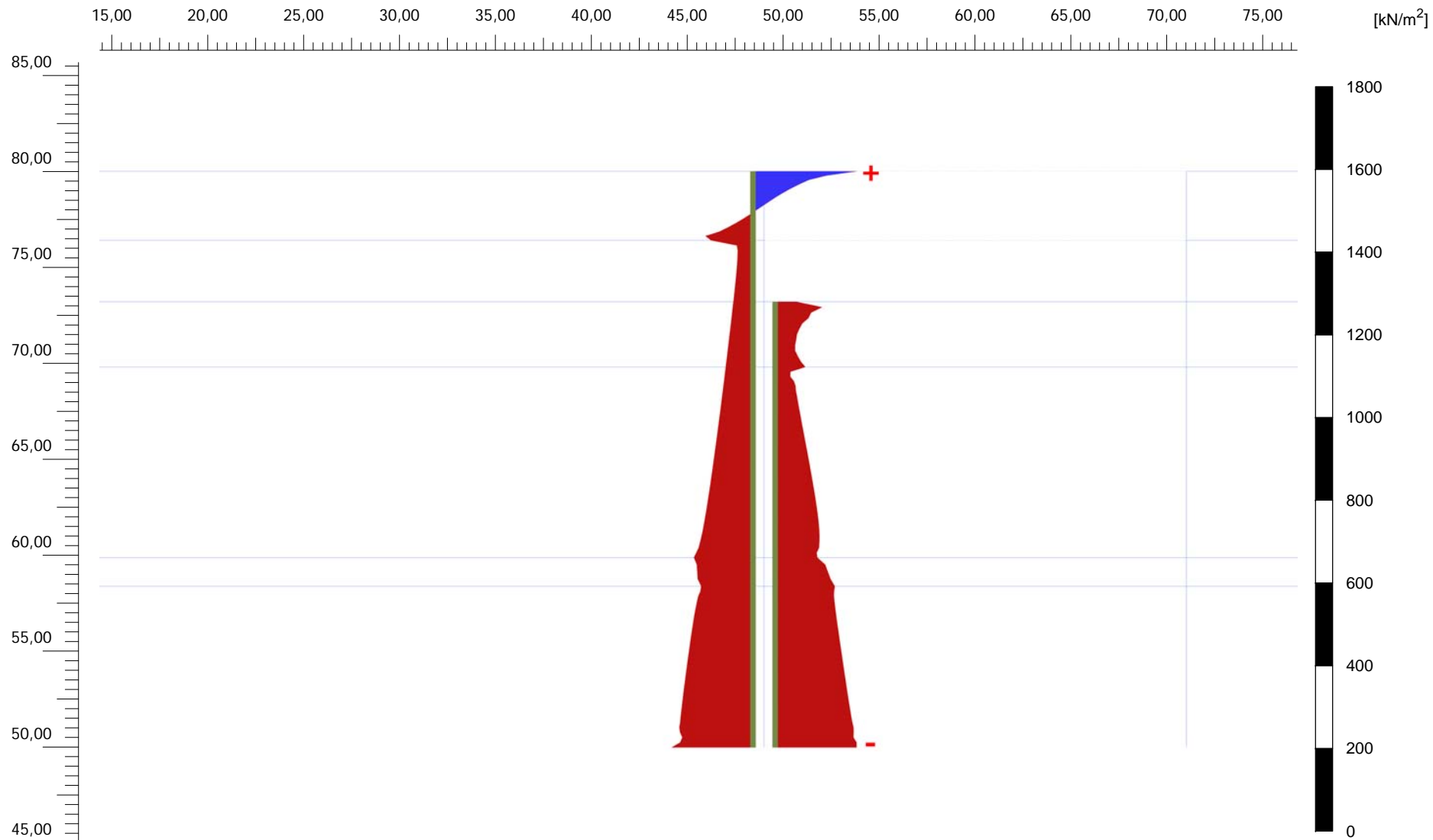
PROYECTO No.1 SIN C ...

Step

5

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensiones normales efectivas σ'_N (aumentado 0,0200 veces)

Valor máximo = 271,5 kN/m^2 (Elemento 8 en Nodo 9992)

Valor mínimo = -212,1 kN/m^2 (Elemento 50 en Nodo 1400)

PLAXIS

Project description

PROYECTO No.2

Date

16/09/2013

Project filename

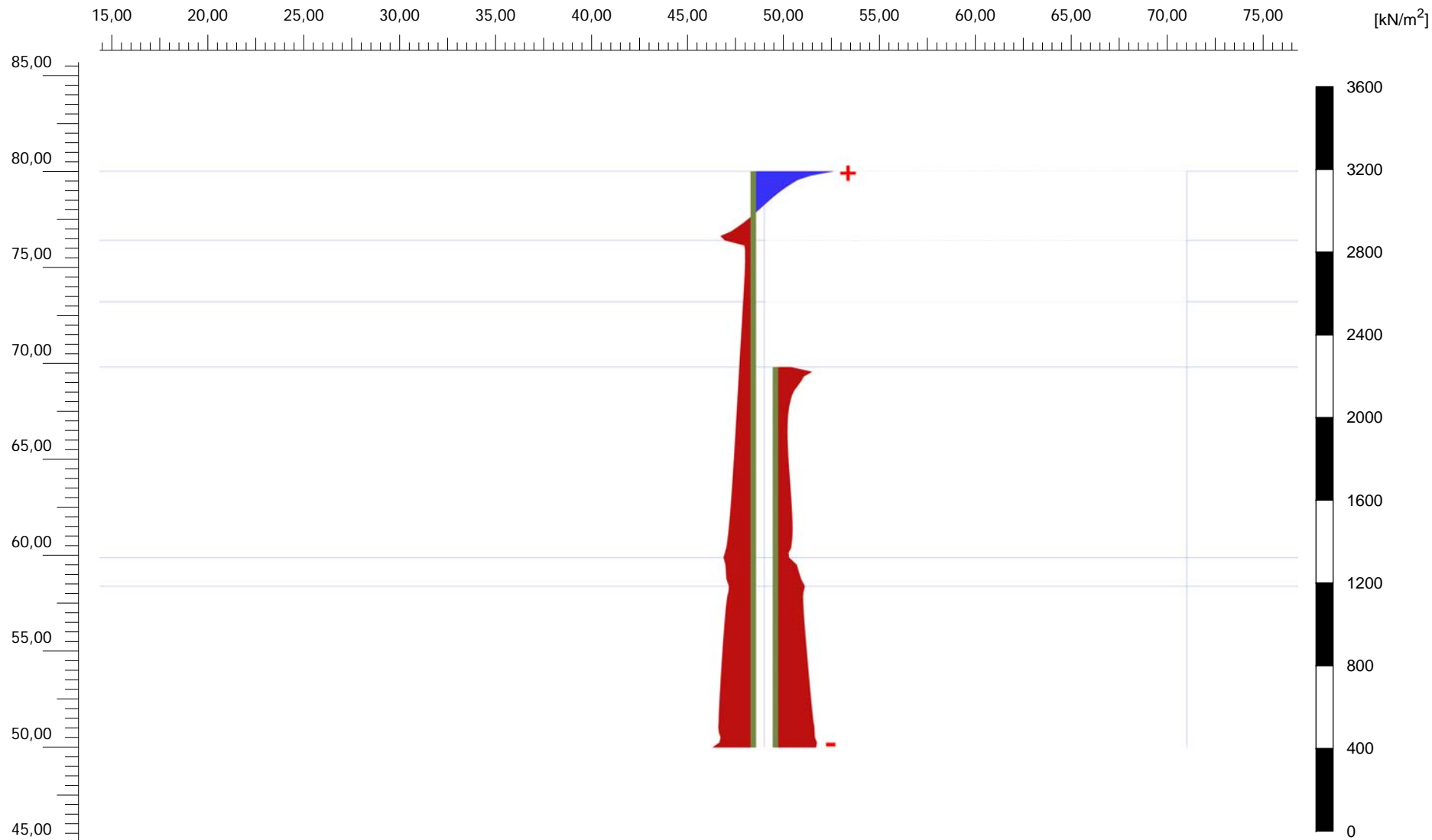
PROYECTO No.1 SIN C ...

Step

9

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensiones normales efectivas σ'_N (aumentado 0,0100 veces)

Valor máximo = 421,7 kN/m² (Elemento 8 en Nodo 9992)

Valor mínimo = -215,9 kN/m² (Elemento 50 en Nodo 1400)



Project description

PROYECTO No.2

Date

16/09/2013

Project filename

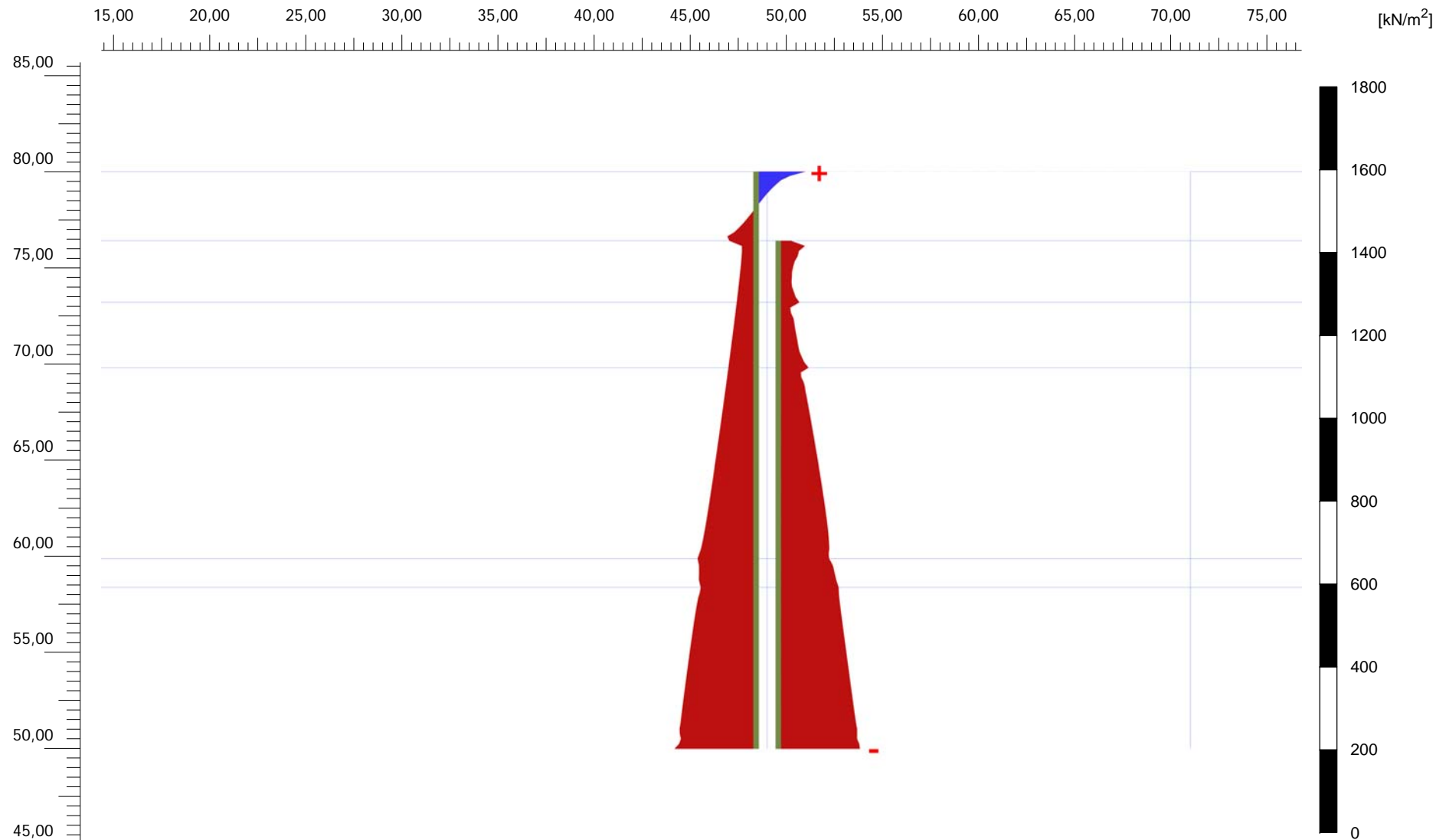
PROYECTO No.1 SIN C ...

Step

13

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensiones totales normales σ_N (aumentado 0,0200 veces)

Valor máximo = 128,3 kN/m² (Elemento 8 en Nodo 9992)

Valor mínimo = -212,0 kN/m² (Elemento 50 en Nodo 1397)

PLAXIS

Project description

PROYECTO No.2

Date

16/09/2013

Project filename

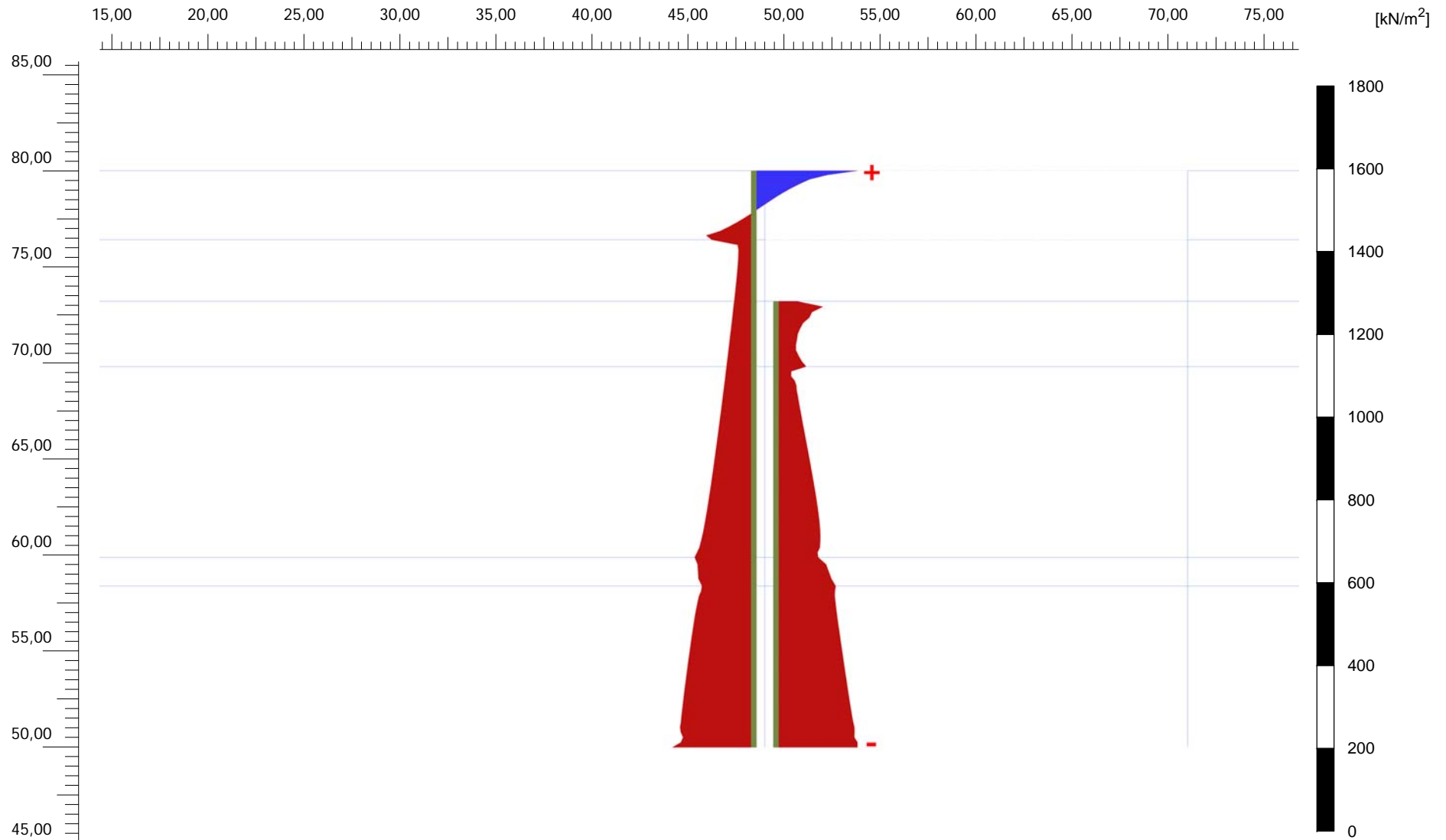
PROYECTO No.1 SIN C ...

Step

5

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensiones totales normales σ_N (aumentado 0,0200 veces)

Valor máximo = 271,5 kN/m^2 (Elemento 8 en Nodo 9992)

Valor mínimo = -212,1 kN/m^2 (Elemento 50 en Nodo 1400)

PLAXIS

Project description

PROYECTO No.2

Date

16/09/2013

Project filename

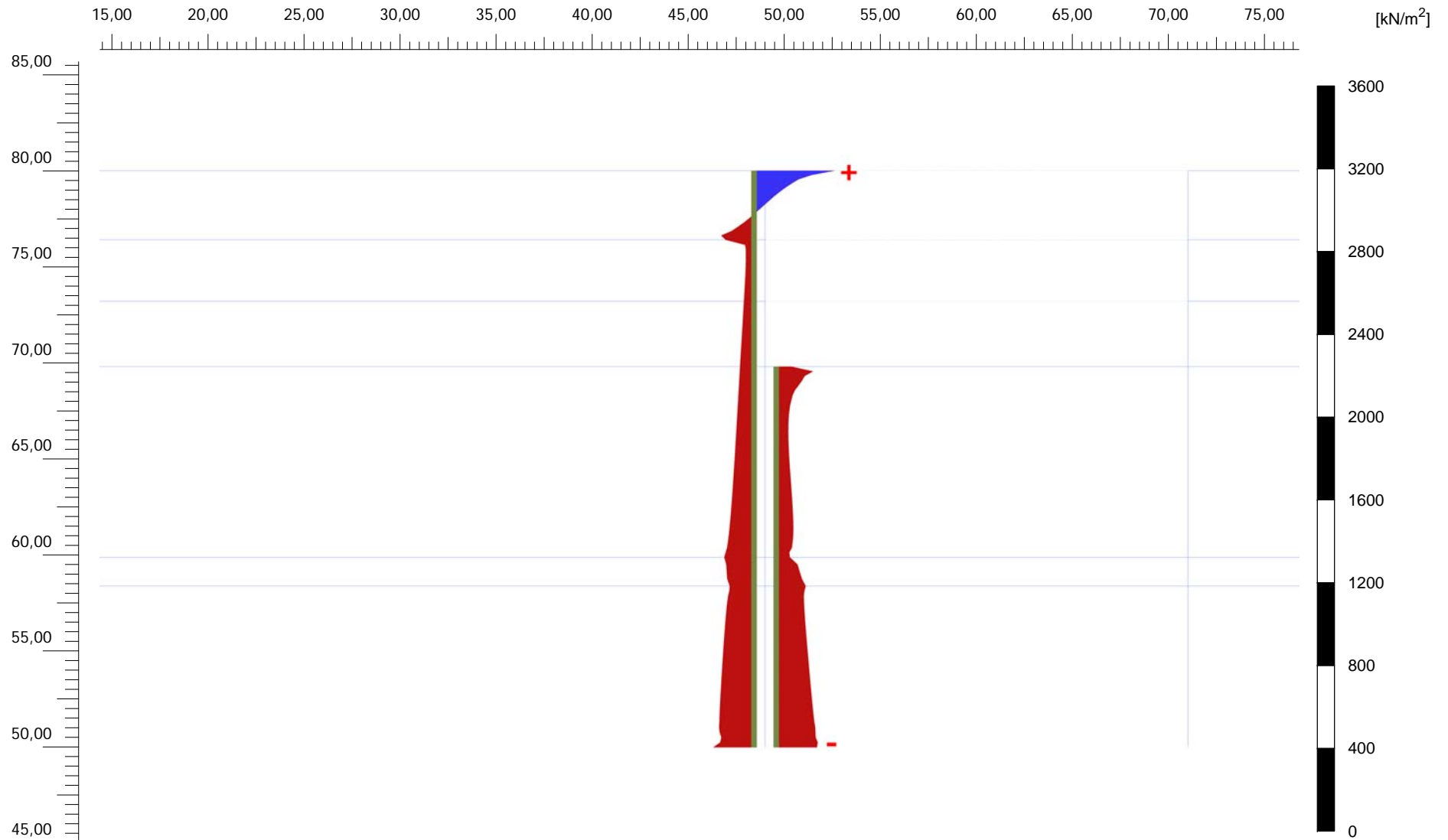
PROYECTO No.1 SIN C ...

Step

9

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensiones totales normales σ_N (aumentado 0,0100 veces)

Valor máximo = 421,7 kN/m² (Elemento 8 en Nodo 9992)

Valor mínimo = -215,9 kN/m² (Elemento 50 en Nodo 1400)

PLAXIS

Project description

PROYECTO No.2

Date

16/09/2013

Project filename

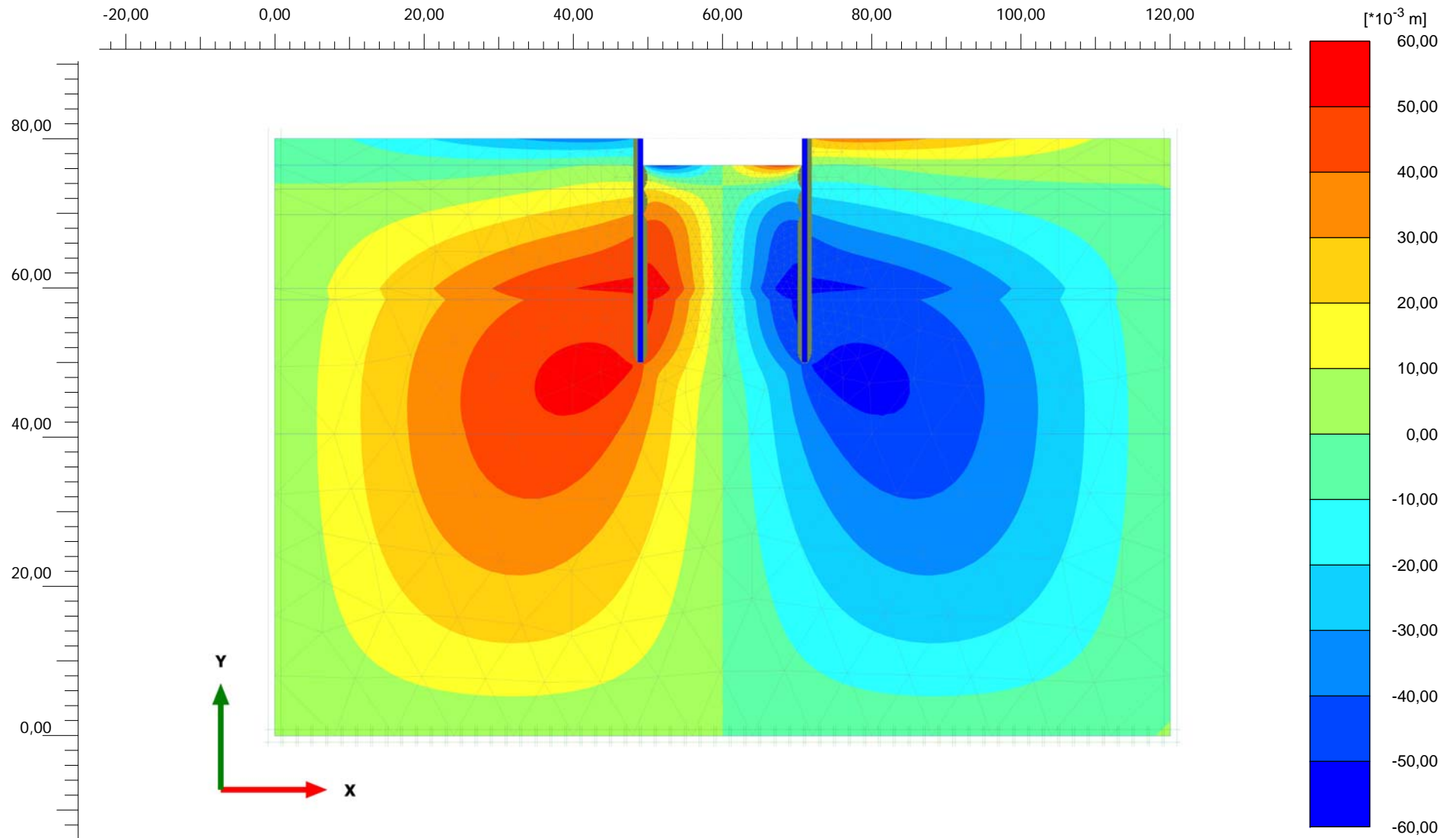
PROYECTO No.1 SIN C ...

Step

13

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Desplazamientos totales u_x

Valor máximo = 0,05609 m (Elemento 852 en Nodo 5958)

Valor mínimo = -0,05608 m (Elemento 892 en Nodo 8668)

PLAXIS

Project description

PROYECTO No.2

Date

16/09/2013

Project filename

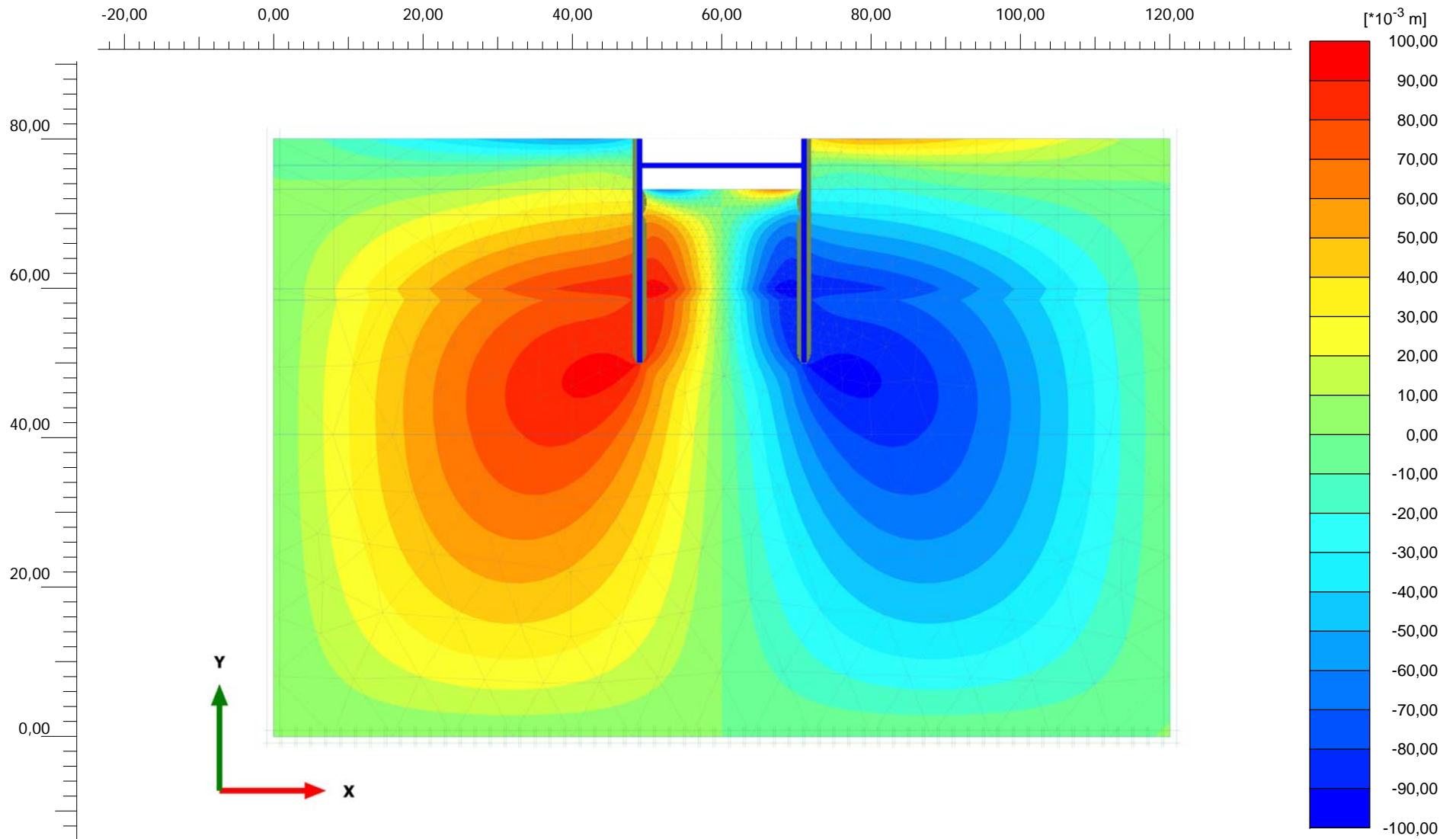
PROYECTO No.1 SIN C ...

Step

5

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Desplazamientos totales u_x

Valor máximo = 0,09890 m (Elemento 852 en Nodo 5957)

Valor mínimo = -0,09888 m (Elemento 892 en Nodo 8669)

PLAXIS

Project description

PROYECTO No.2

Date

16/09/2013

Project filename

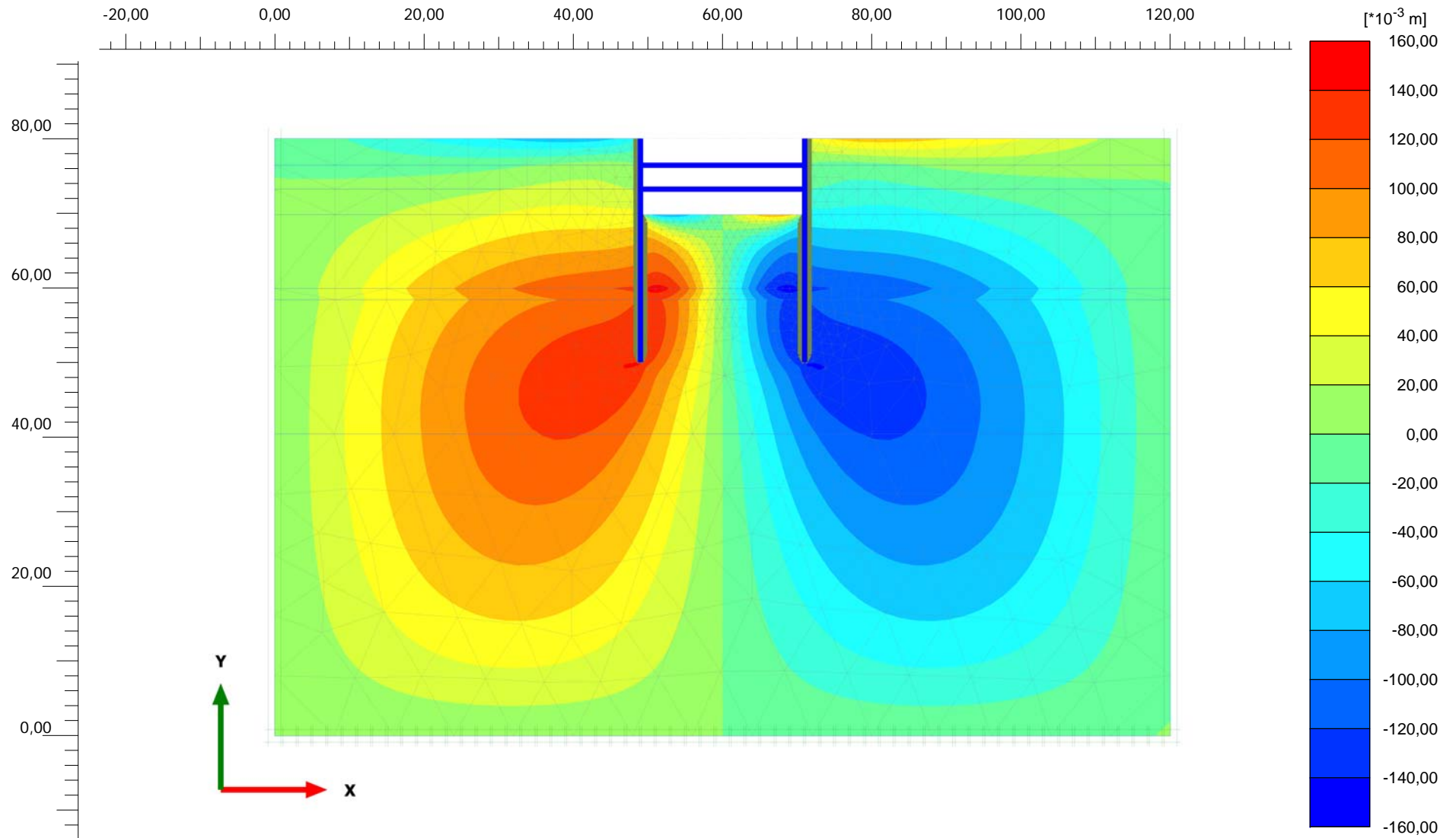
PROYECTO No.1 SIN C ...

Step

9

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Desplazamientos totales u_x

Valor máximo = 0,1483 m (Elemento 870 en Nodo 6224)

Valor mínimo = -0,1483 m (Elemento 898 en Nodo 9165)

PLAXIS

Project description

PROYECTO No.2

Date

16/09/2013

Project filename

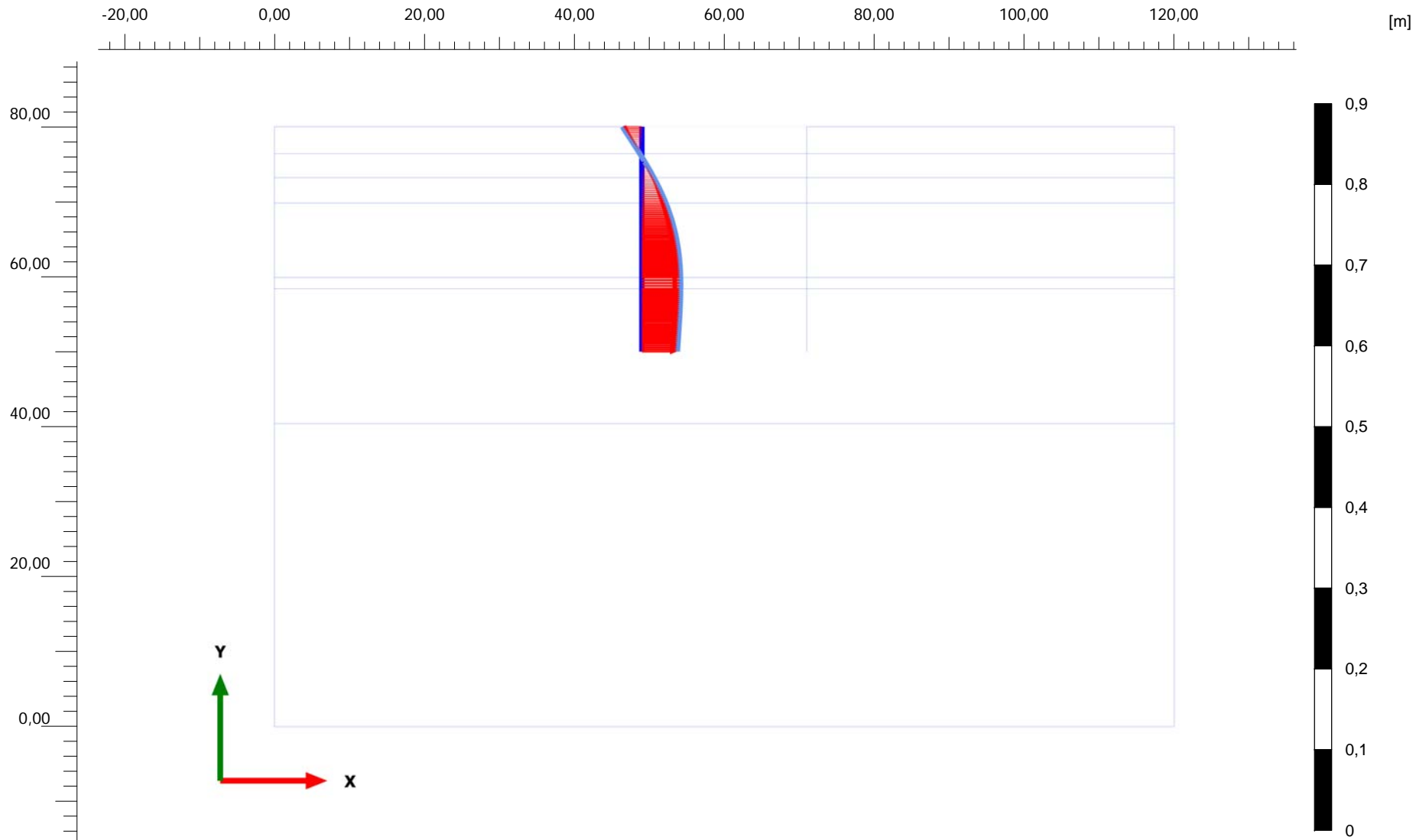
PROYECTO No.1 SIN C ...

Step

13

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Desplazamientos totales u_x (aumentado 100 veces)

Valor máximo = 0,05175 m (Elemento 87 en Nodo 4018)

Valor mínimo = -0,02598 m (Elemento 67 en Nodo 9997)

PLAXIS

Project description

PROYECTO No.2

Date

16/09/2013

Project filename

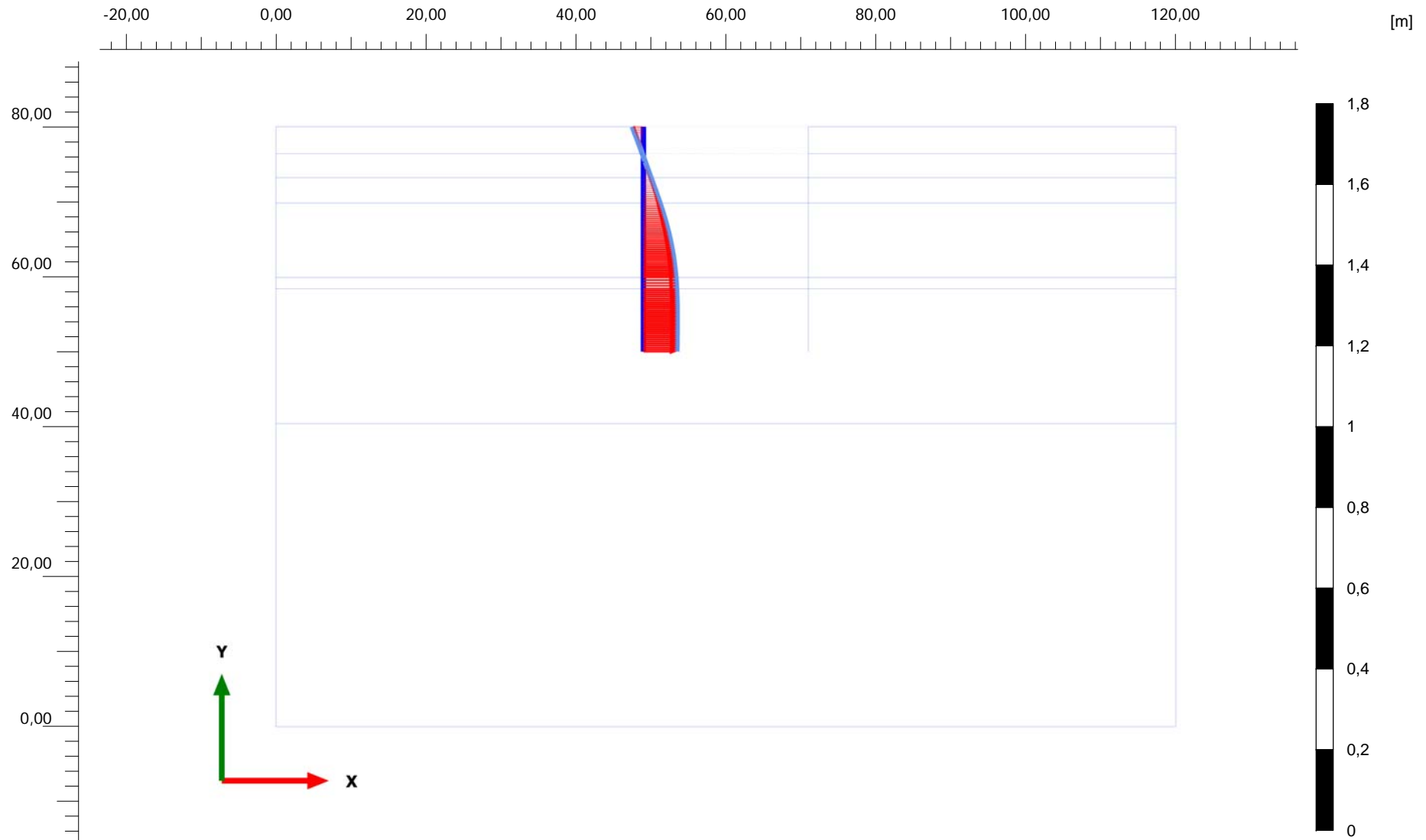
PROYECTO No.1 SIN C ...

Step

5

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Desplazamientos totales u_x (aumentado 50,0 veces)

Valor máximo = 0,09003 m (Elemento 91 en Nodo 2414)

Valor mínimo = -0,02948 m (Elemento 67 en Nodo 9997)

PLAXIS

Project description

PROYECTO No.2

Date

16/09/2013

Project filename

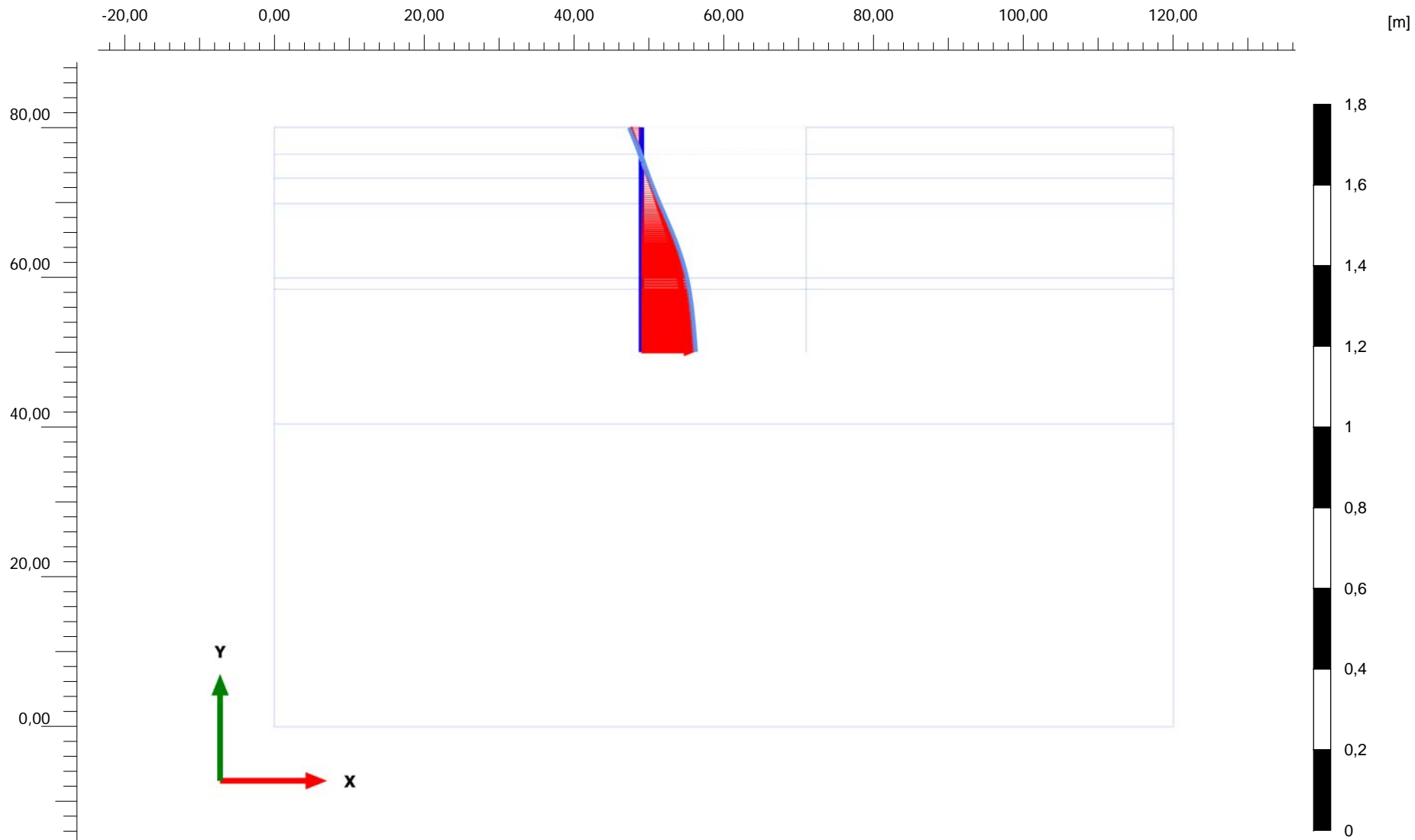
PROYECTO No.1 SIN C ...

Step

9

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Desplazamientos totales u_x (aumentado 50,0 veces)

Valor máximo = 0,1436 m (Elemento 95 en Nodo 1397)

Valor mínimo = -0,03104 m (Elemento 67 en Nodo 9997)



Project description

PROYECTO No.2

Date

16/09/2013

Project filename

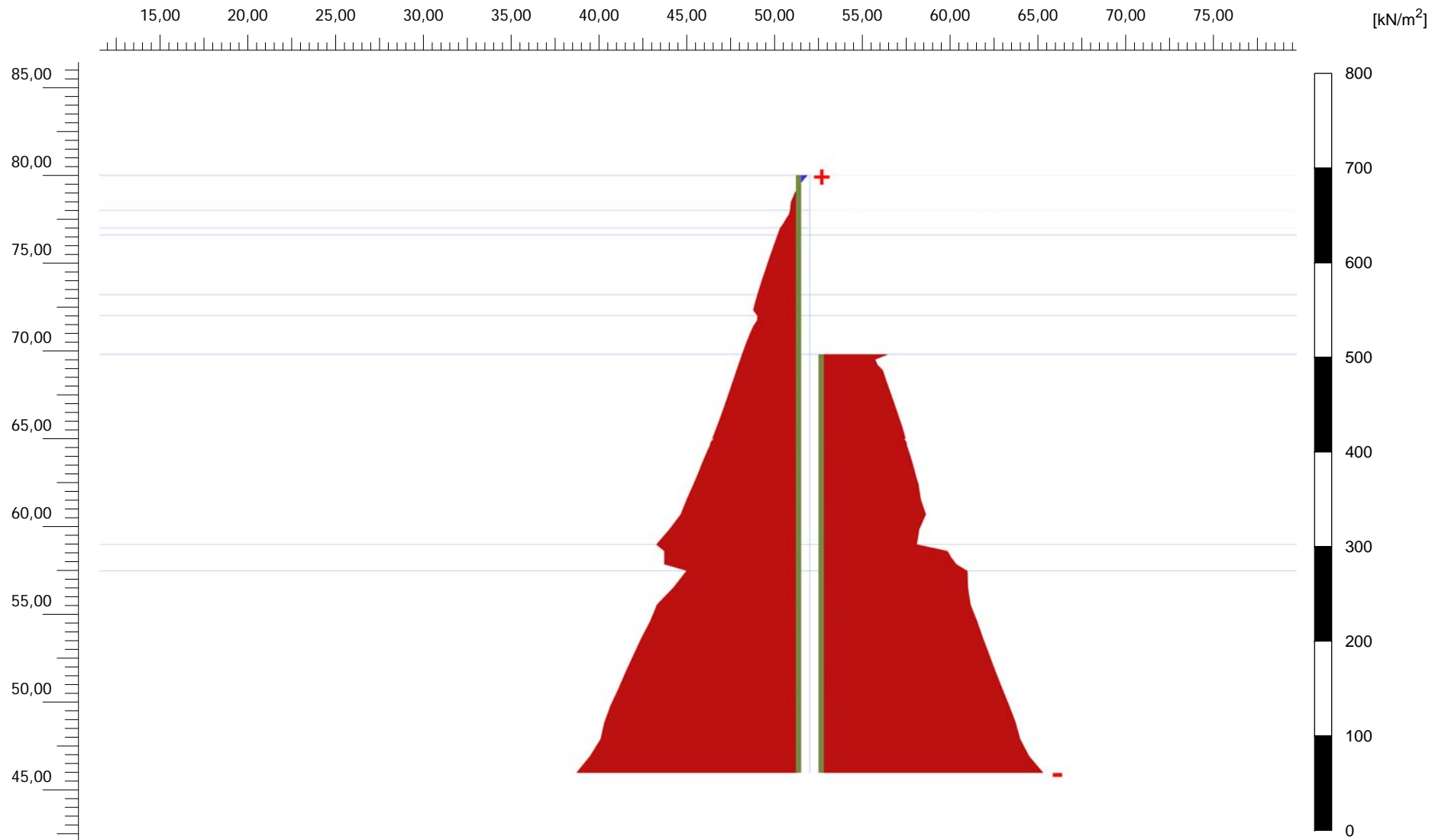
PROYECTO No.1 SIN C ...

Step

13

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensiones normales efectivas σ'_N (aumentado 0,0500 veces)

Valor máximo = 10,46 kN/m² (Elemento 2 en Nodo 5386)

Valor mínimo = -252,8 kN/m² (Elemento 31 en Nodo 1497)

PLAXIS

Project description

PROYECTO No.3

Date

22/09/2013

Project filename

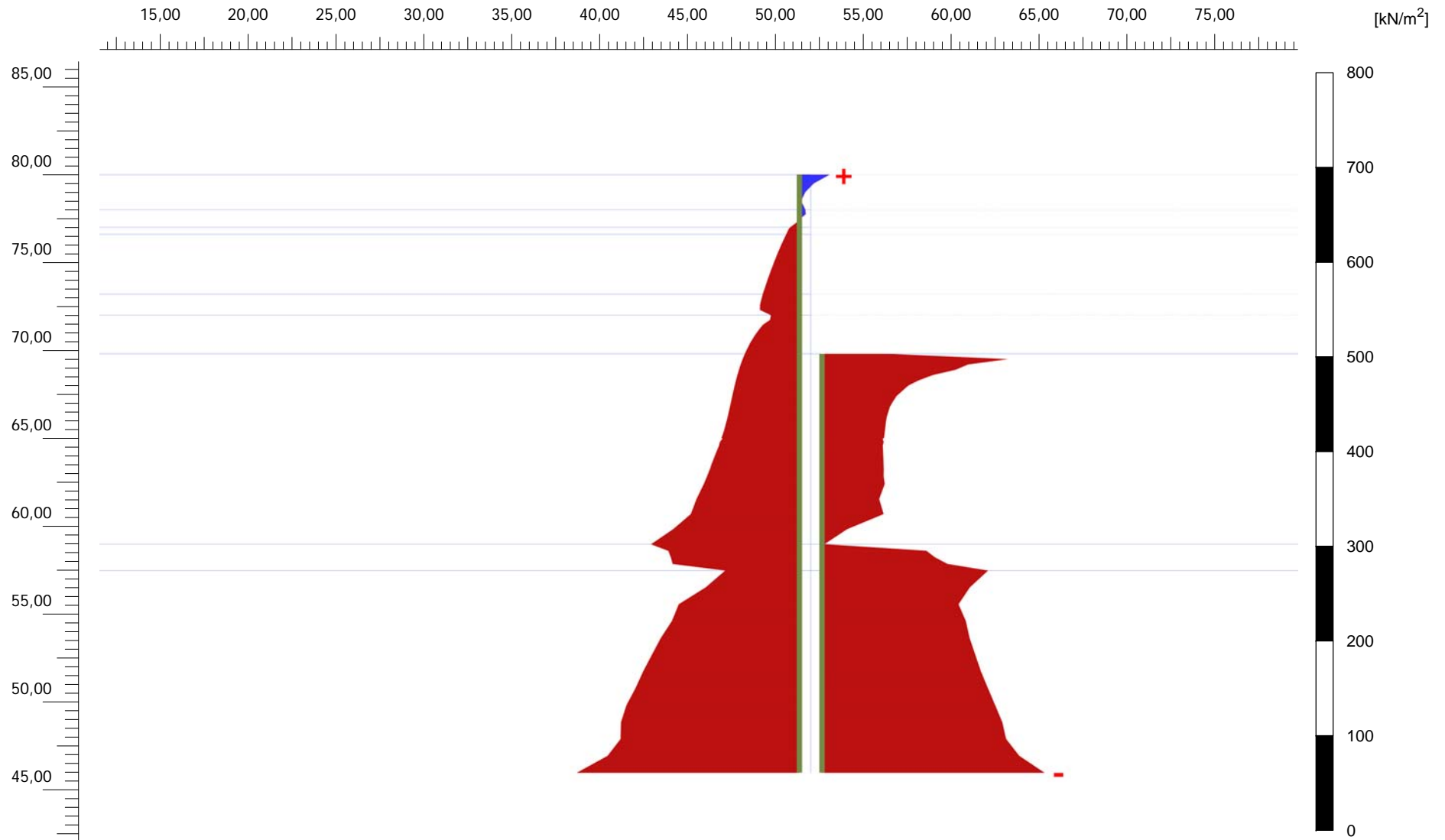
PROYECTO No.3 CALI ...

Step

7

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensiones normales efectivas σ'_N (aumentado 0,0500 veces)

Valor máximo = 34,44 kN/m² (Elemento 2 en Nodo 5386)

Valor mínimo = -252,8 kN/m² (Elemento 31 en Nodo 1497)

PLAXIS

Project description

PROYECTO No.3

Date

22/09/2013

Project filename

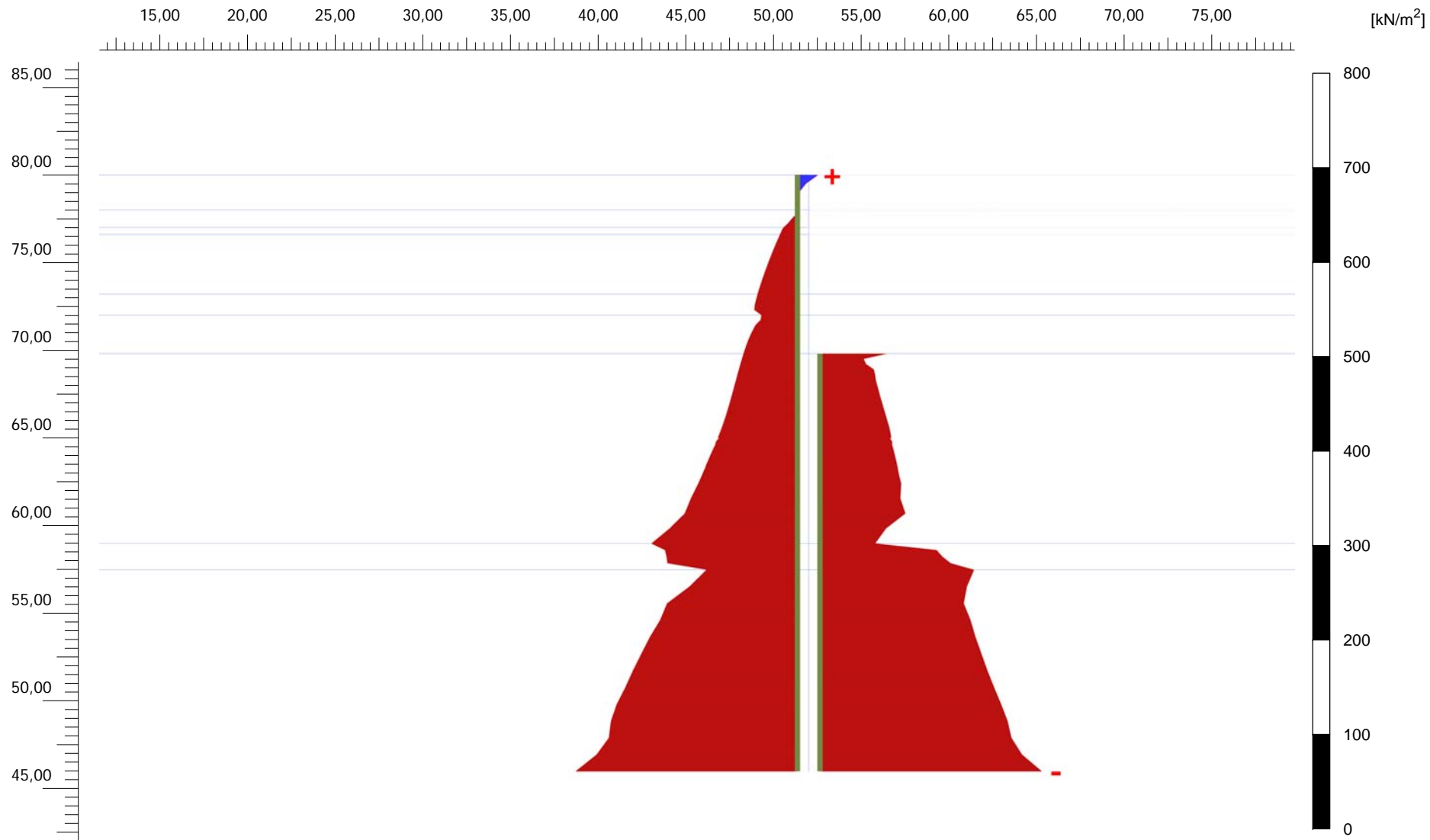
PROYECTO No.3 CALI ...

Step

15

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensiones normales efectivas σ'_N (aumentado 0,0500 veces)

Valor máximo = 23,68 kN/m² (Elemento 2 en Nodo 5386)

Valor mínimo = -252,8 kN/m² (Elemento 31 en Nodo 1497)



Project description

PROYECTO No.3

Date

22/09/2013

Project filename

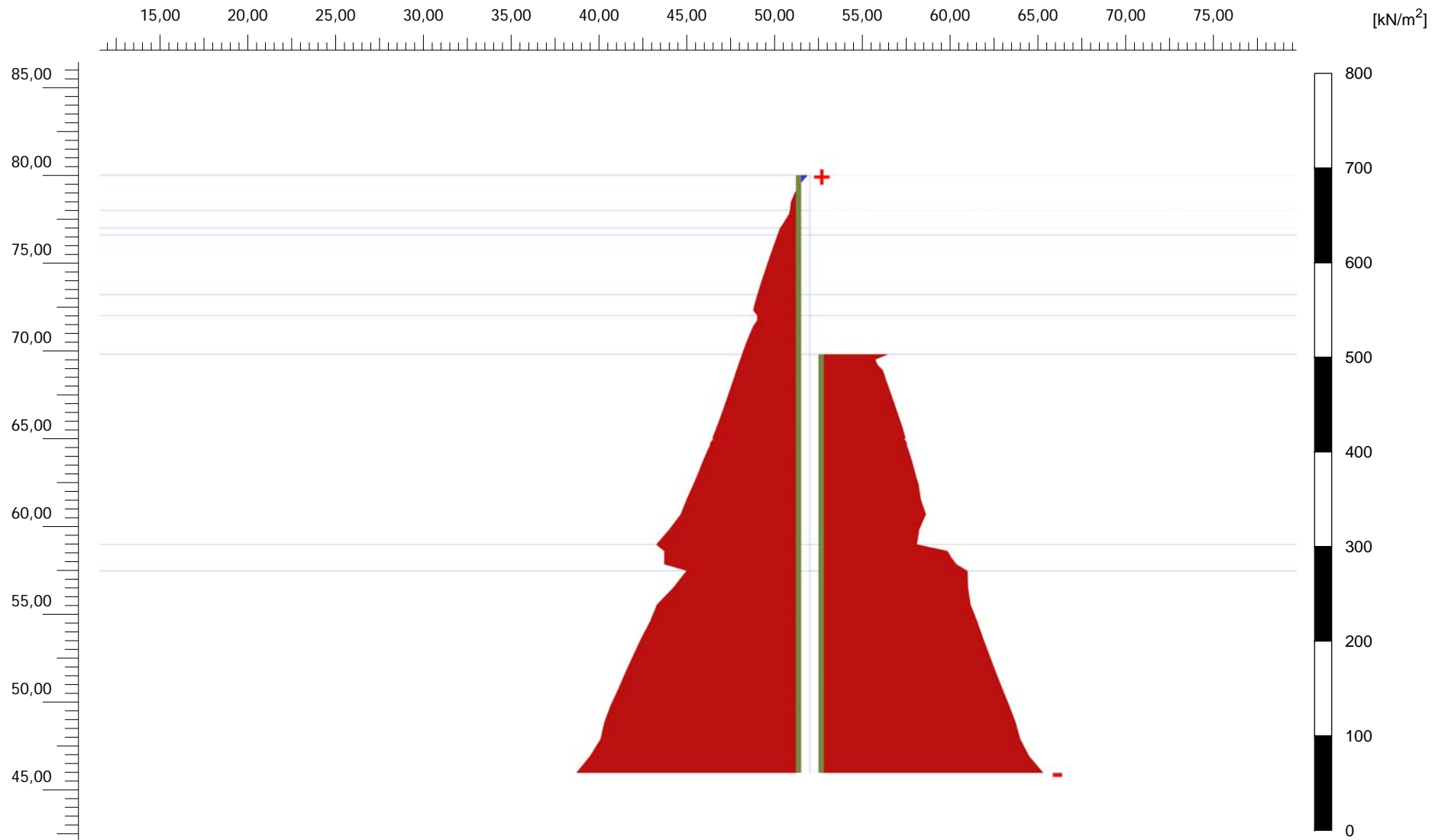
PROYECTO No.3 CALI ...

Step

11

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensiones totales normales σ_N (aumentado 0,0500 veces)

Valor máximo = 10,46 kN/m² (Elemento 2 en Nodo 5386)

Valor mínimo = -252,8 kN/m² (Elemento 31 en Nodo 1497)

PLAXIS

Project description

PROYECTO No.3

Date

22/09/2013

Project filename

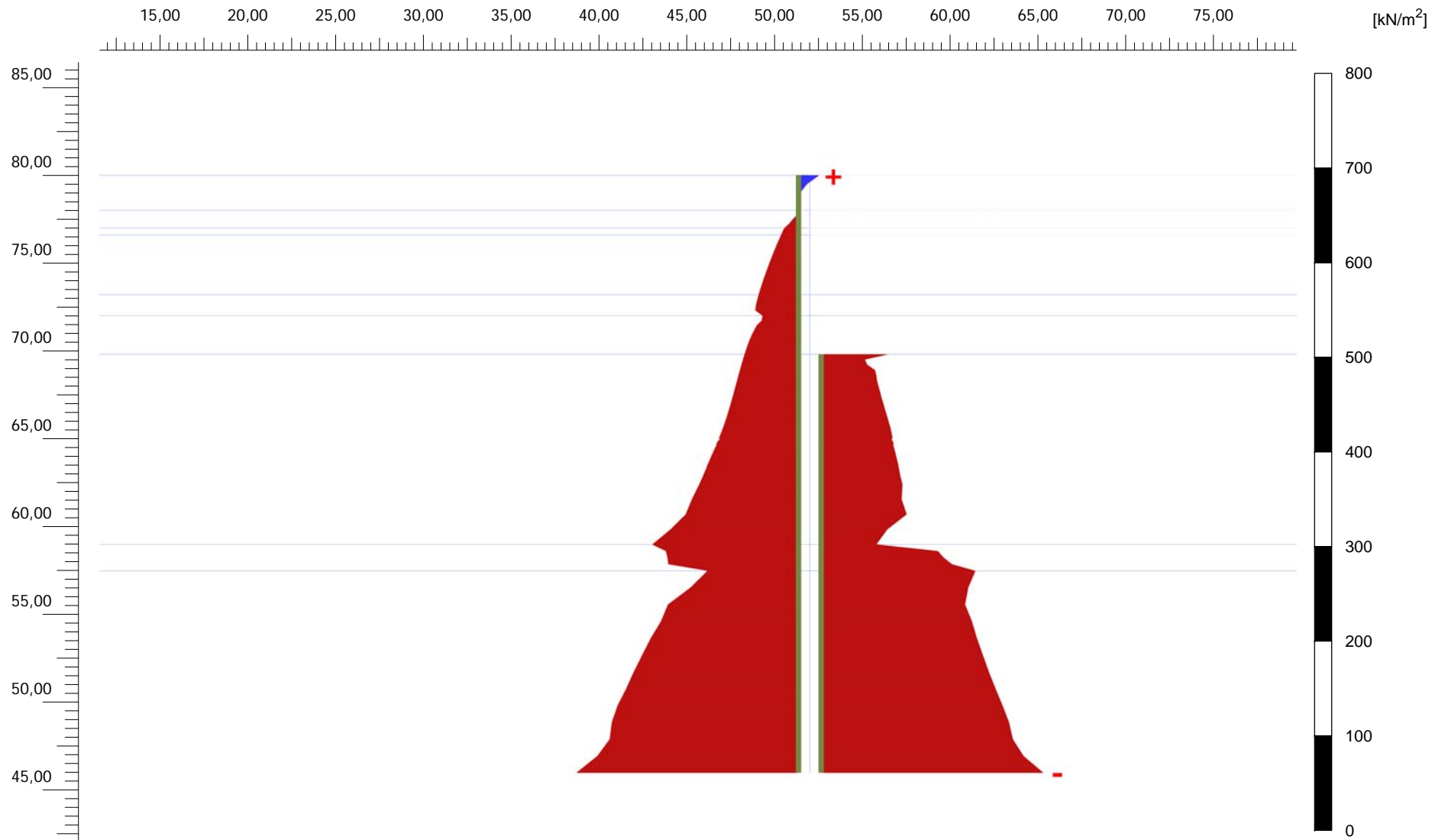
PROYECTO No.3 CALI ...

Step

7

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensiones totales normales σ_N (aumentado 0,0500 veces)

Valor máximo = 23,68 kN/m² (Elemento 2 en Nodo 5386)

Valor mínimo = -252,8 kN/m² (Elemento 31 en Nodo 1497)



Project description

PROYECTO No.3

Date

22/09/2013

Project filename

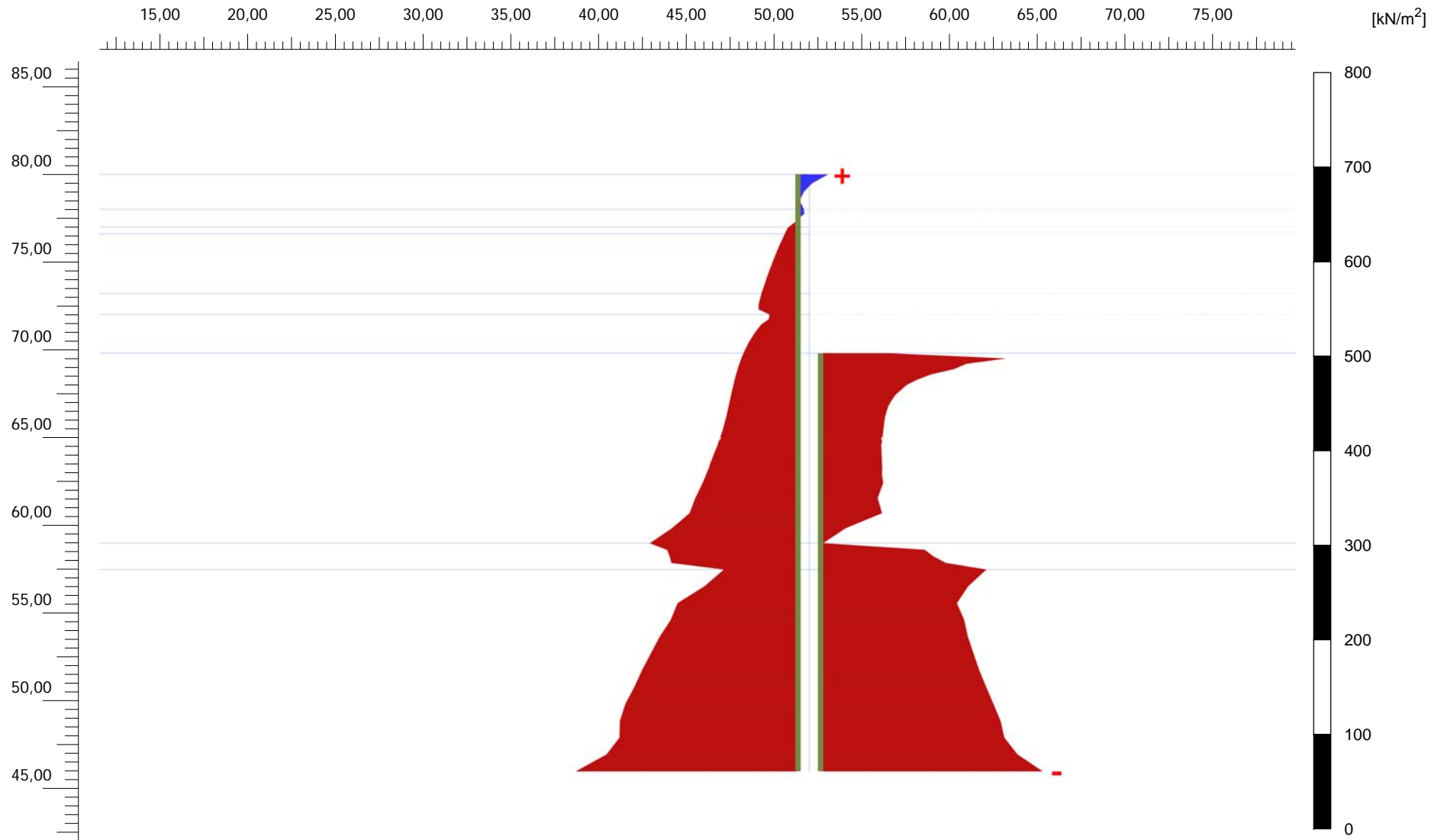
PROYECTO No.3 CALI ...

Step

11

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensiones totales normales σ_N (aumentado 0,0500 veces)

Valor máximo = 34,44 kN/m² (Elemento 2 en Nodo 5386)

Valor mínimo = -252,8 kN/m² (Elemento 31 en Nodo 1497)



Project description

PROYECTO No.3

Date

22/09/2013

Project filename

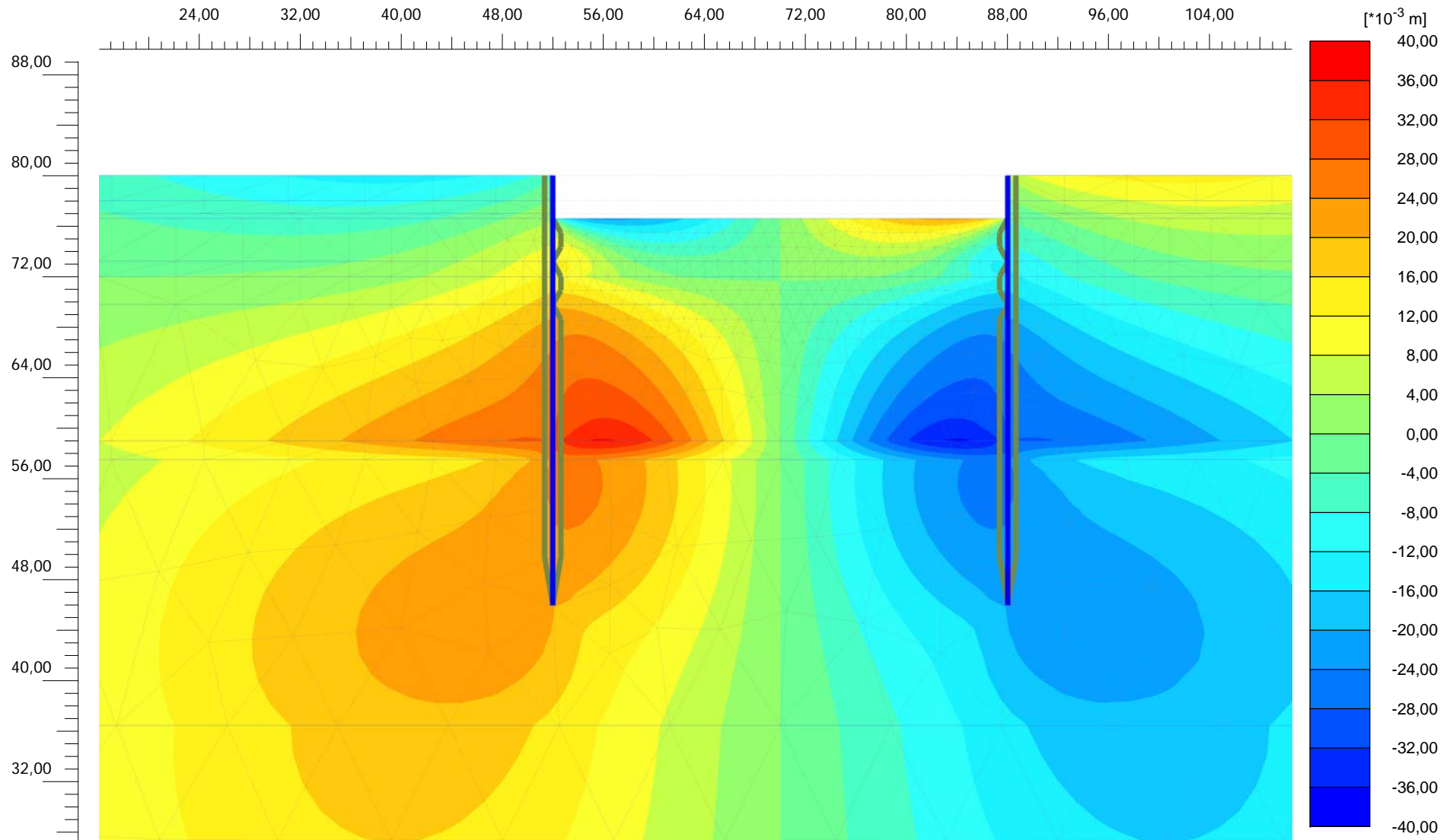
PROYECTO No.3 CALI ...

Step

15

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Desplazamientos totales u_x

Valor máximo = 0,03640 m (Elemento 489 en Nodo 1845)

Valor mínimo = -0,03641 m (Elemento 476 en Nodo 6071)



Project description

PROYECTO No.3

Date

22/09/2013

Project filename

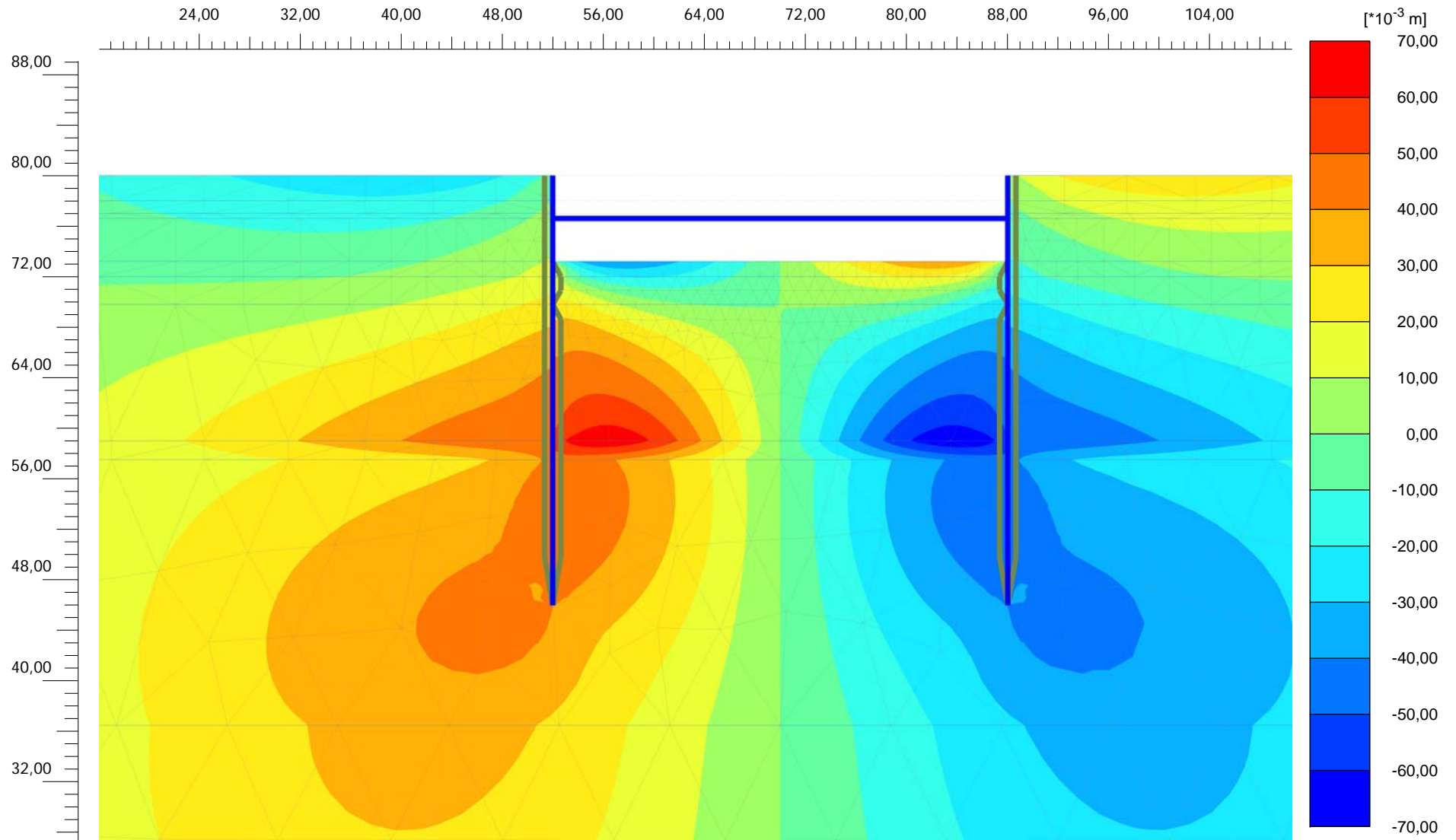
PROYECTO No.3 CALI ...

Step

7

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Desplazamientos totales u_x

Valor máximo = 0,06744 m (Elemento 489 en Nodo 1845)

Valor mínimo = -0,06739 m (Elemento 476 en Nodo 6068)

PLAXIS

Project description

PROYECTO No.3

Date

22/09/2013

Project filename

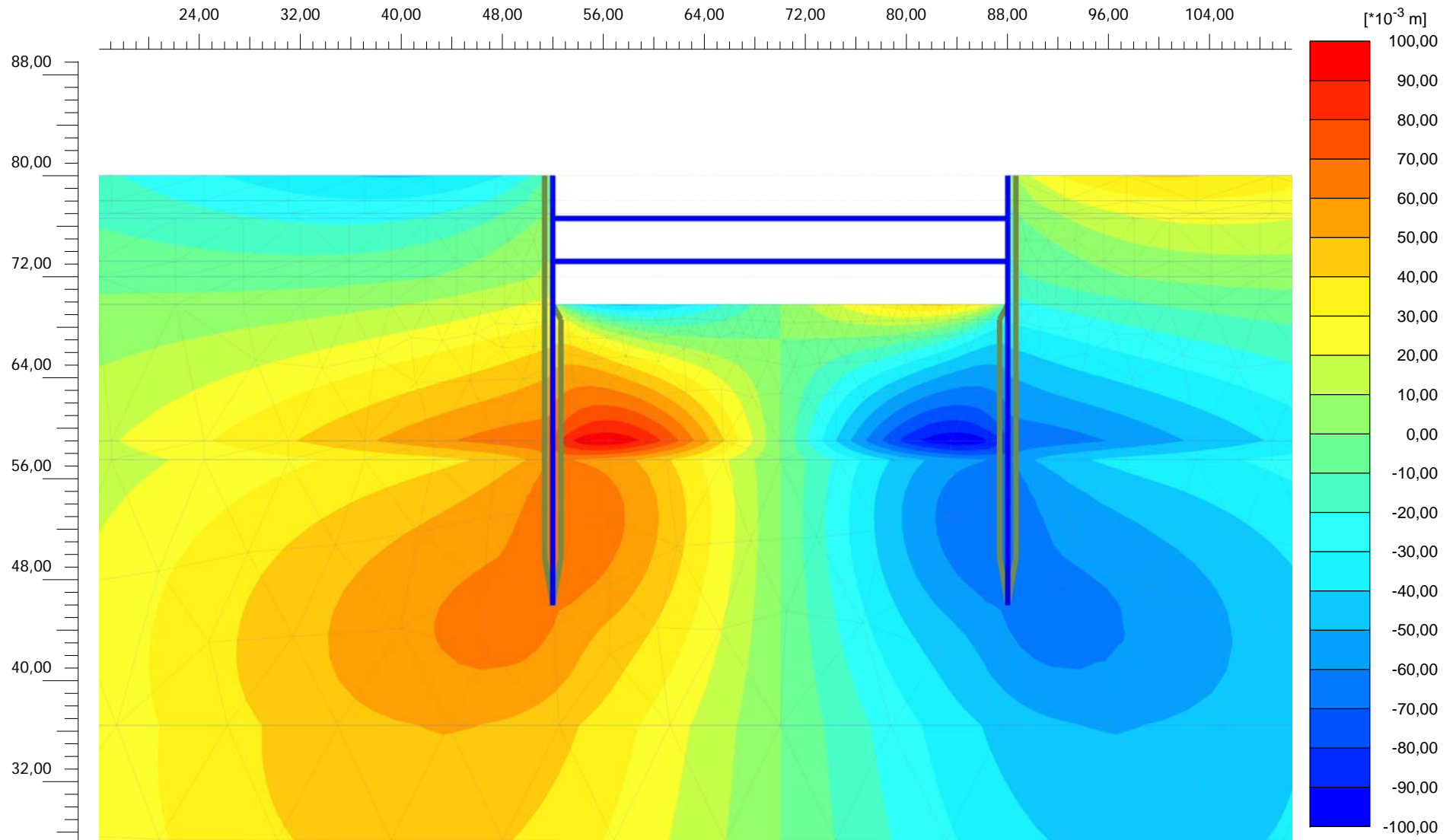
PROYECTO No.3 CALI ...

Step

11

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Desplazamientos totales u_x

Valor máximo = 0,09764 m (Elemento 489 en Nodo 1845)

Valor mínimo = -0,09758 m (Elemento 476 en Nodo 6068)



Project description

PROYECTO No.3

Date

22/09/2013

Project filename

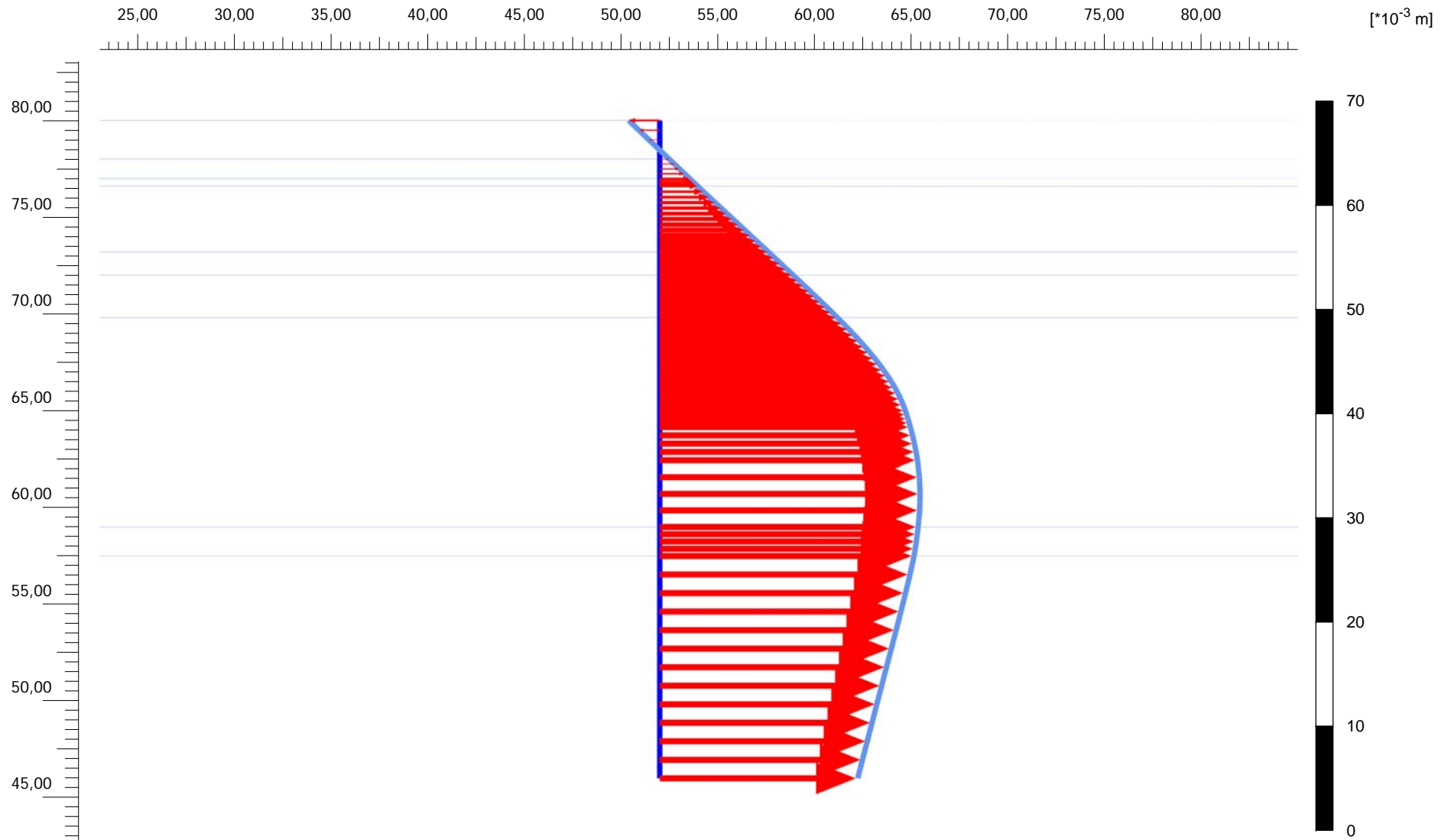
PROYECTO No.3 CALI ...

Step

15

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Desplazamientos totales u_x (aumentado 500 veces)

Valor máximo = 0,02691 m (Elemento 117 en Nodo 885)

Valor mínimo = $-3,210 \cdot 10^{-3}$ m (Elemento 100 en Nodo 5390)

PLAXIS

Project description

PROYECTO No.3

Date

22/09/2013

Project filename

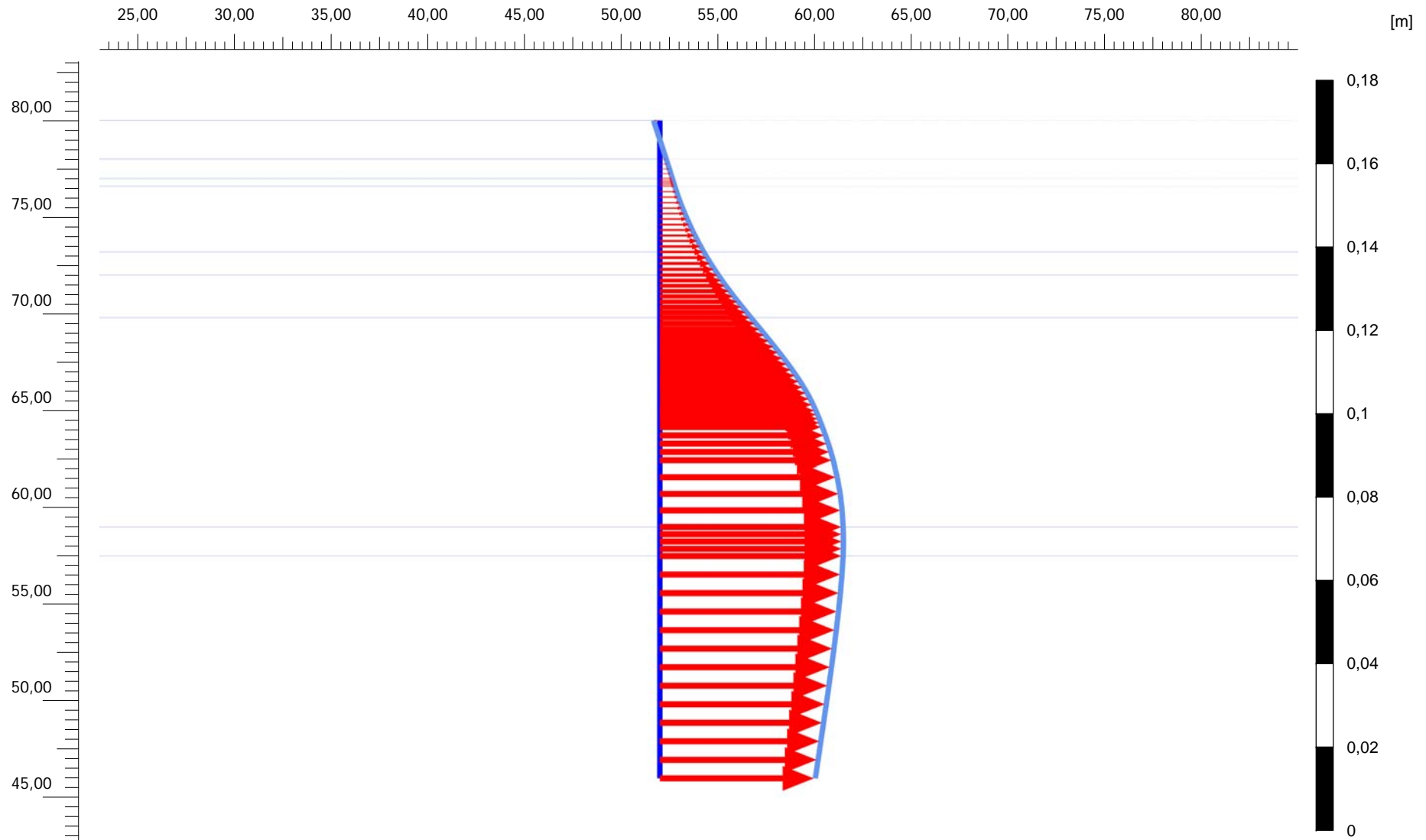
PROYECTO No.3 CALI ...

Step

7

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Desplazamientos totales u_x (aumentado 200 veces)

Valor máximo = 0,04741 m (Elemento 116 en Nodo 871)

Valor mínimo = $-1,627 \cdot 10^{-3}$ m (Elemento 100 en Nodo 5390)

PLAXIS

Project description

PROYECTO No.3

Date

22/09/2013

Project filename

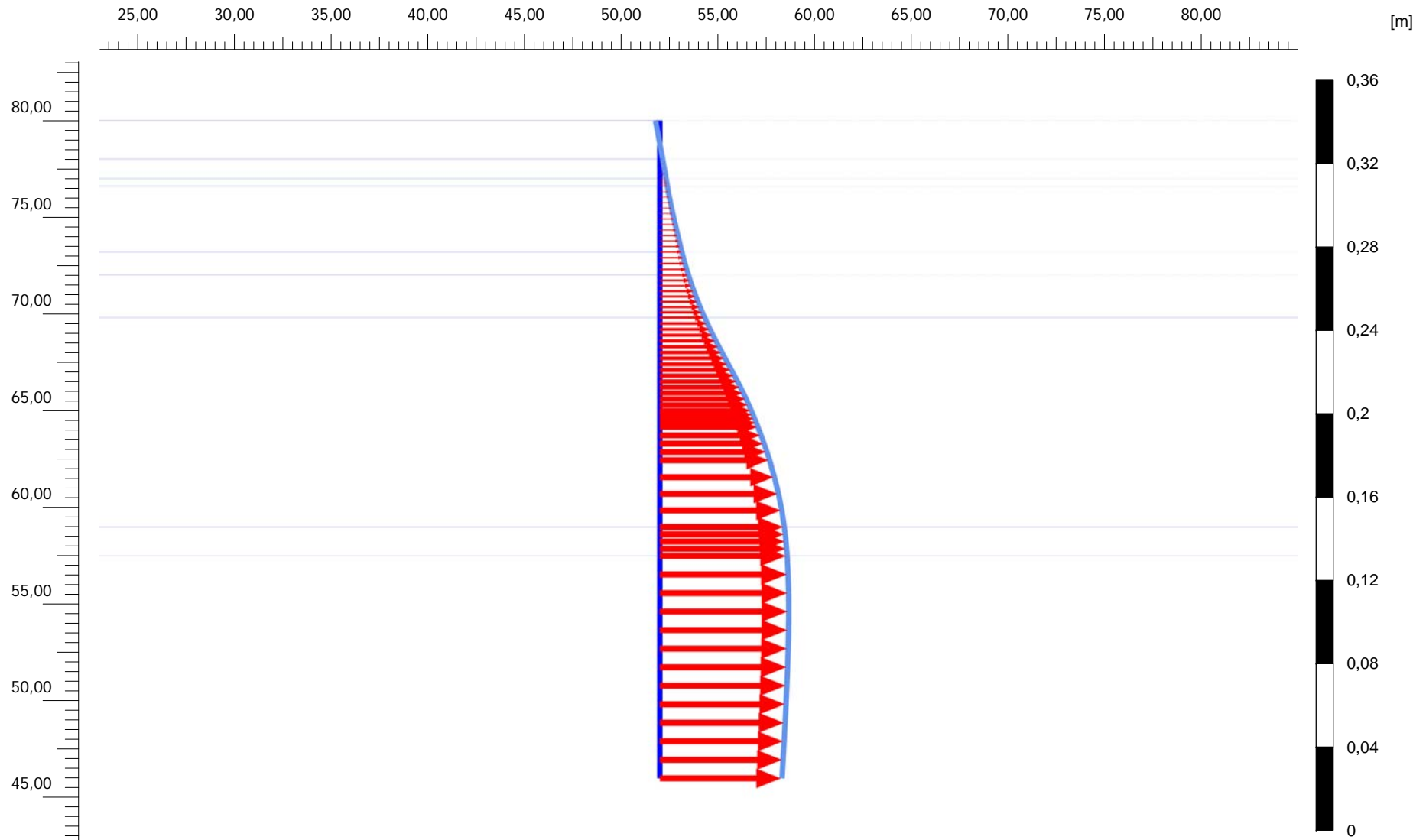
PROYECTO No.3 CALI ...

Step

11

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Project description

PROYECTO No.3

Date

22/09/2013

Project filename

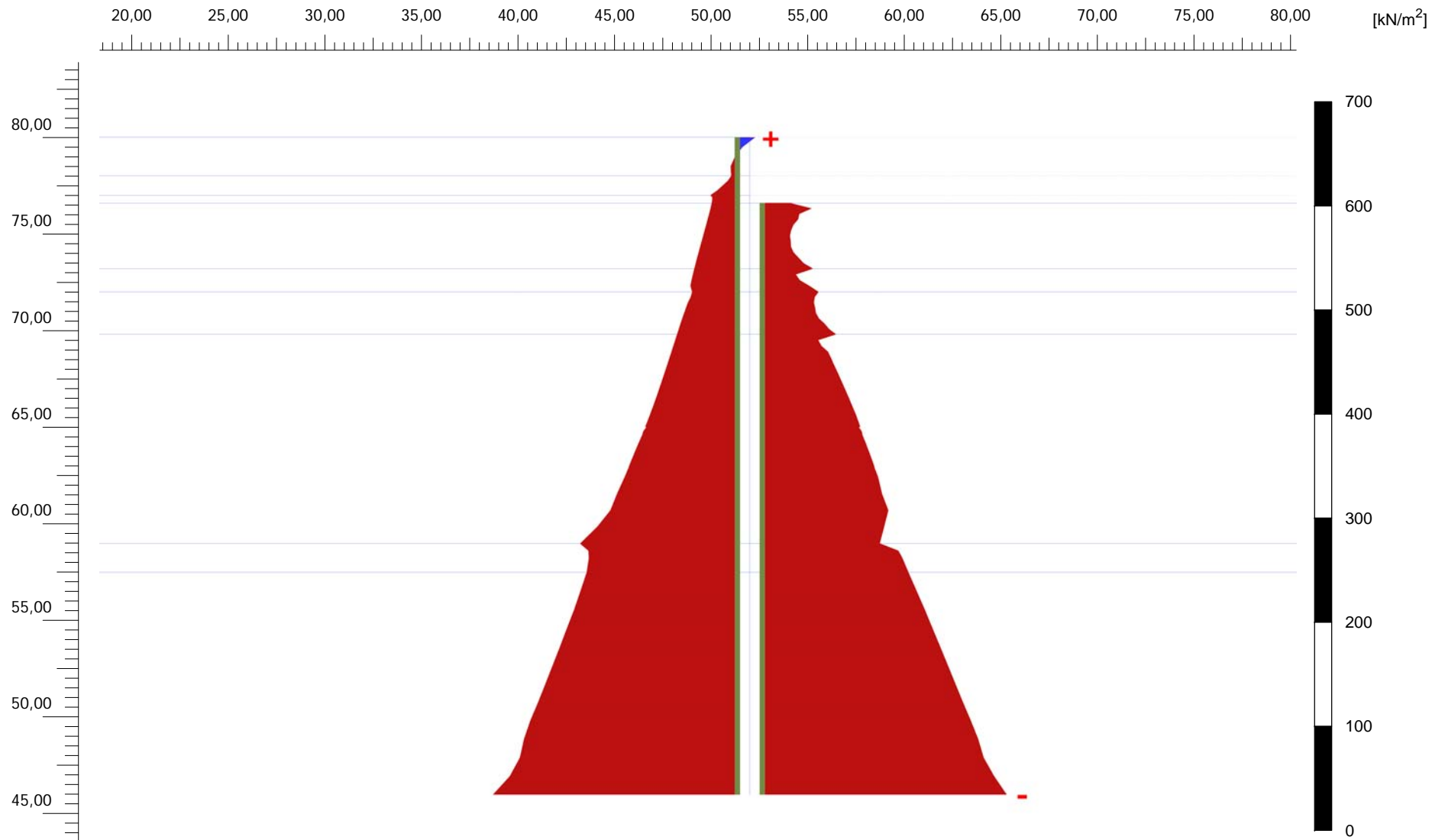
PROYECTO No.3 CALI ...

Step

15

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensiones normales efectivas σ'_N (aumentado 0,0500 veces)

Valor máximo = 18,44 kN/m^2 (Elemento 2 en Nodo 5386)

Valor mínimo = -252,8 kN/m^2 (Elemento 31 en Nodo 1497)

PLAXIS

Project description

PROYECTO No.3

Date

21/09/2013

Project filename

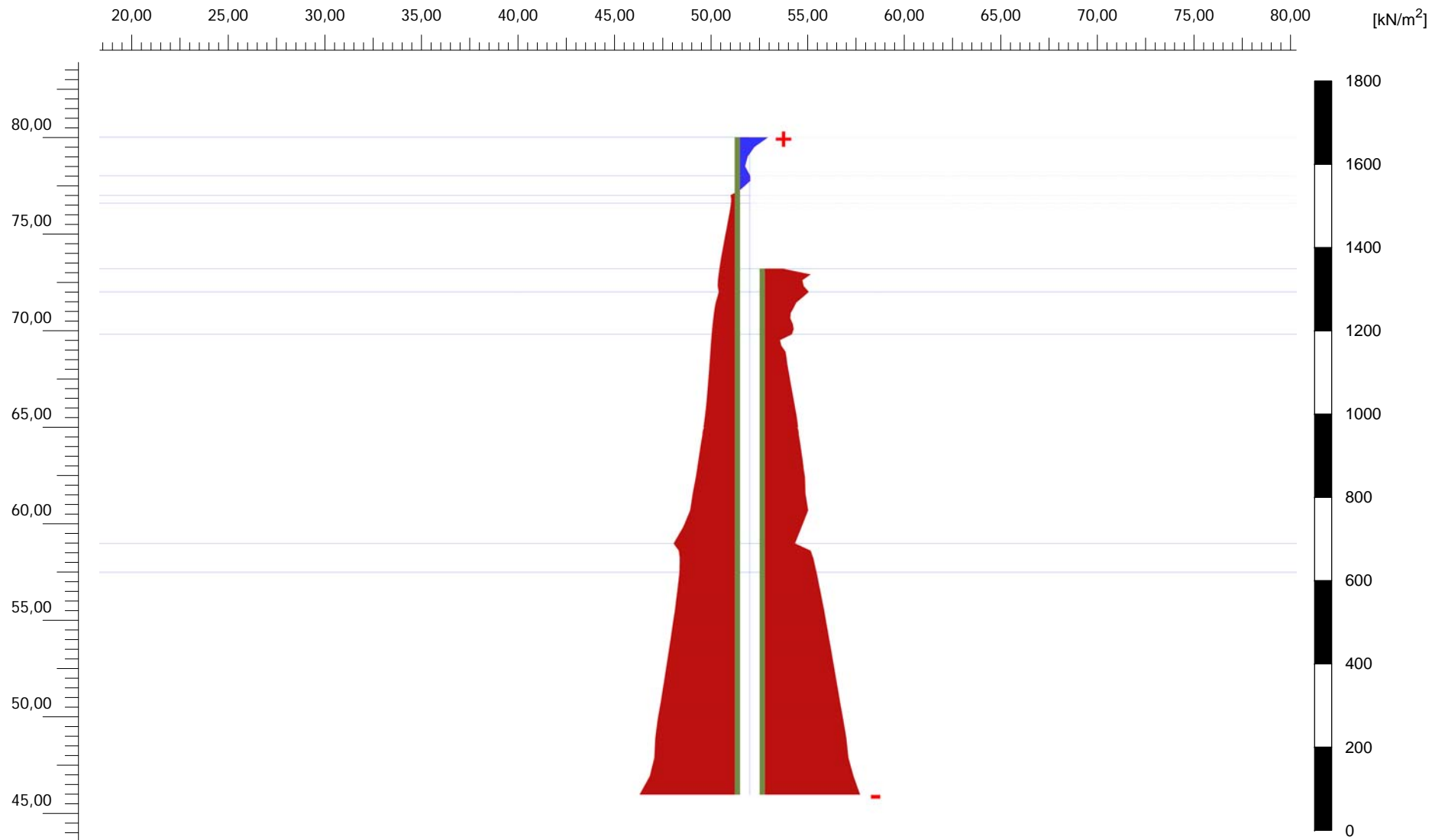
PROYECTO No.3 INICI ...

Step

7

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensiones normales efectivas σ'_N (aumentado 0,0200 veces)

Valor máximo = 79,36 kN/m² (Elemento 2 en Nodo 5386)

Valor mínimo = -252,8 kN/m² (Elemento 31 en Nodo 1497)

PLAXIS

Project description

PROYECTO No.3

Date

21/09/2013

Project filename

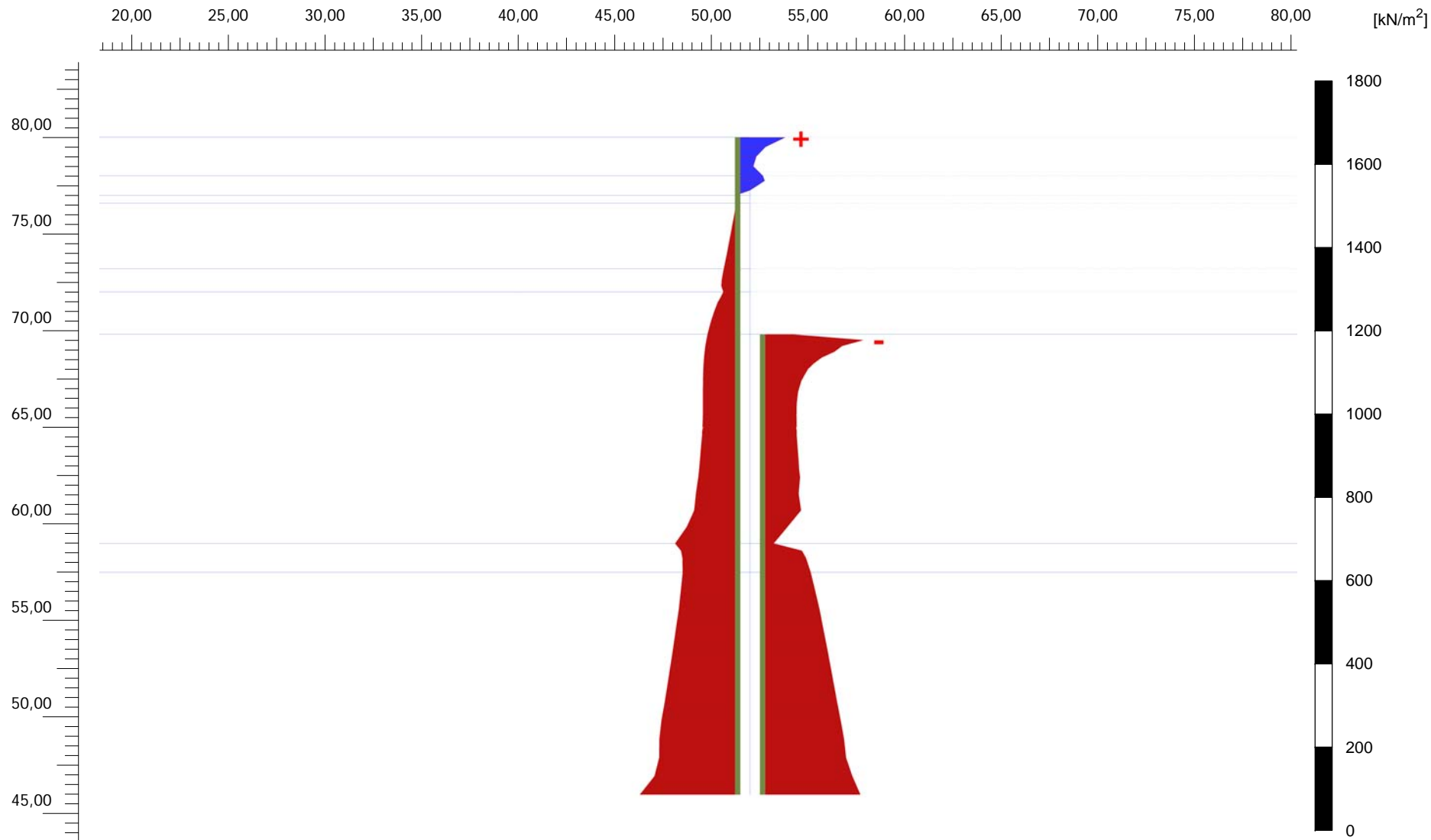
PROYECTO No.3 INICI ...

Step

11

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensiones normales efectivas σ'_N (aumentado 0,0200 veces)

Valor máximo = 123,7 kN/m² (Elemento 2 en Nodo 5386)

Valor mínimo = -260,3 kN/m² (Elemento 19 en Nodo 3010)

PLAXIS

Project description

PROYECTO No.3

Date

21/09/2013

Project filename

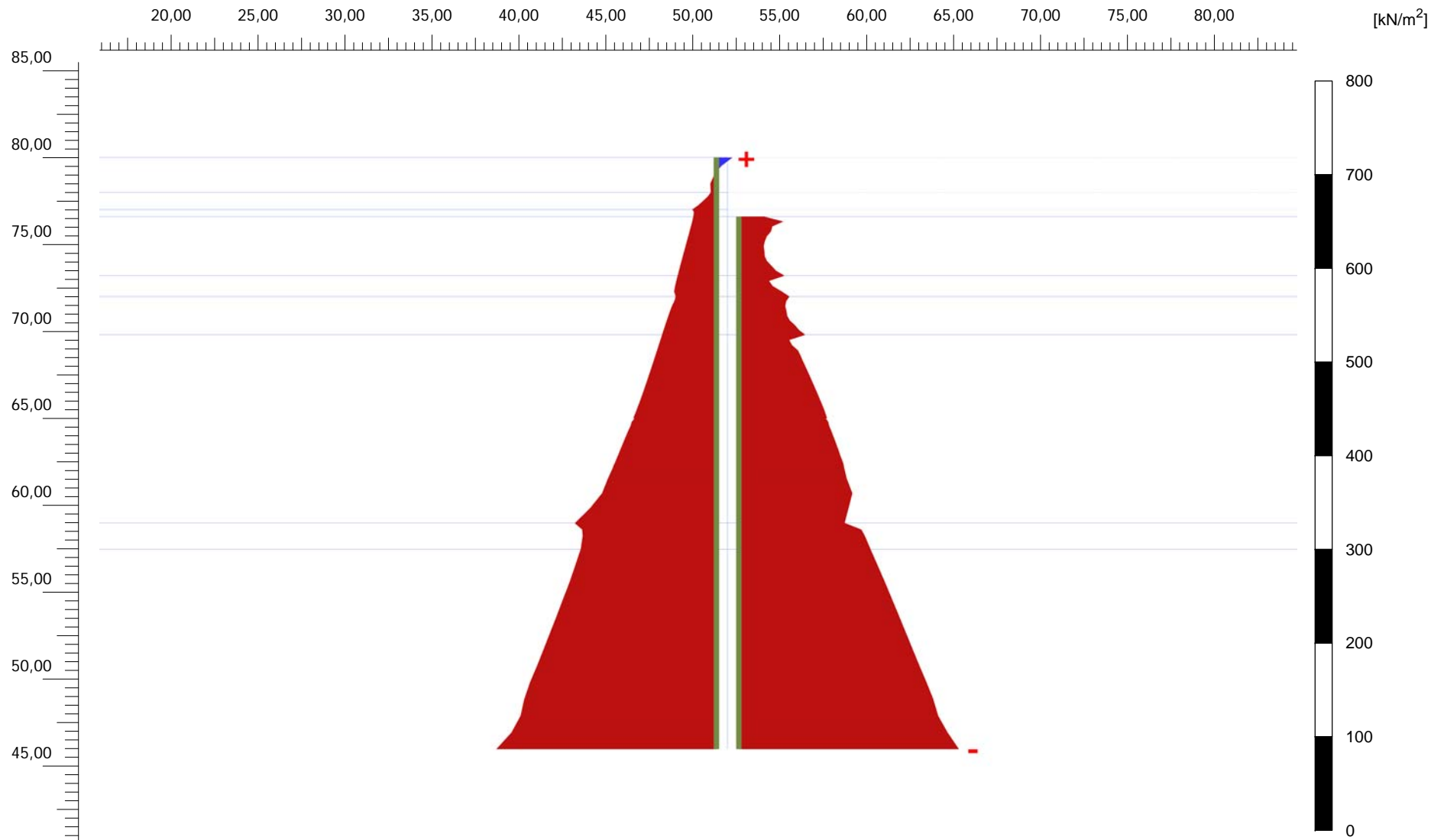
PROYECTO No.3 INICI ...

Step

15

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensiones totales normales σ_N (aumentado 0,0500 veces)

Valor máximo = 18,44 kN/m^2 (Elemento 2 en Nodo 5386)

Valor mínimo = -252,8 kN/m^2 (Elemento 31 en Nodo 1497)

PLAXIS

Project description

PROYECTO No.3

Date

21/09/2013

Project filename

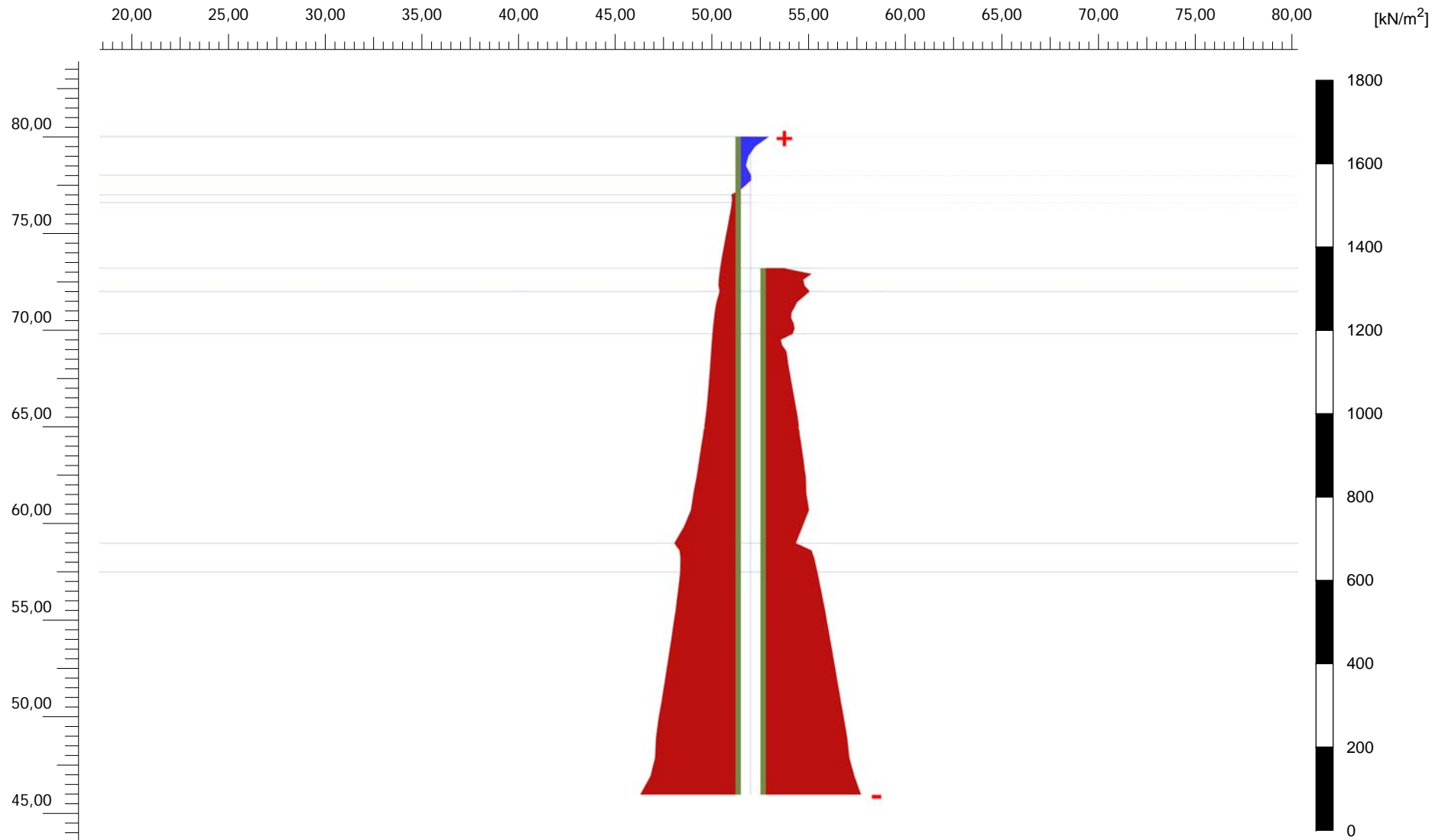
PROYECTO No.3 INICI ...

Step

7

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensiones totales normales σ_N (aumentado 0,0200 veces)

Valor máximo = 79,36 kN/m² (Elemento 2 en Nodo 5386)

Valor mínimo = -252,8 kN/m² (Elemento 31 en Nodo 1497)

PLAXIS

Project description

PROYECTO No.3

Date

21/09/2013

Project filename

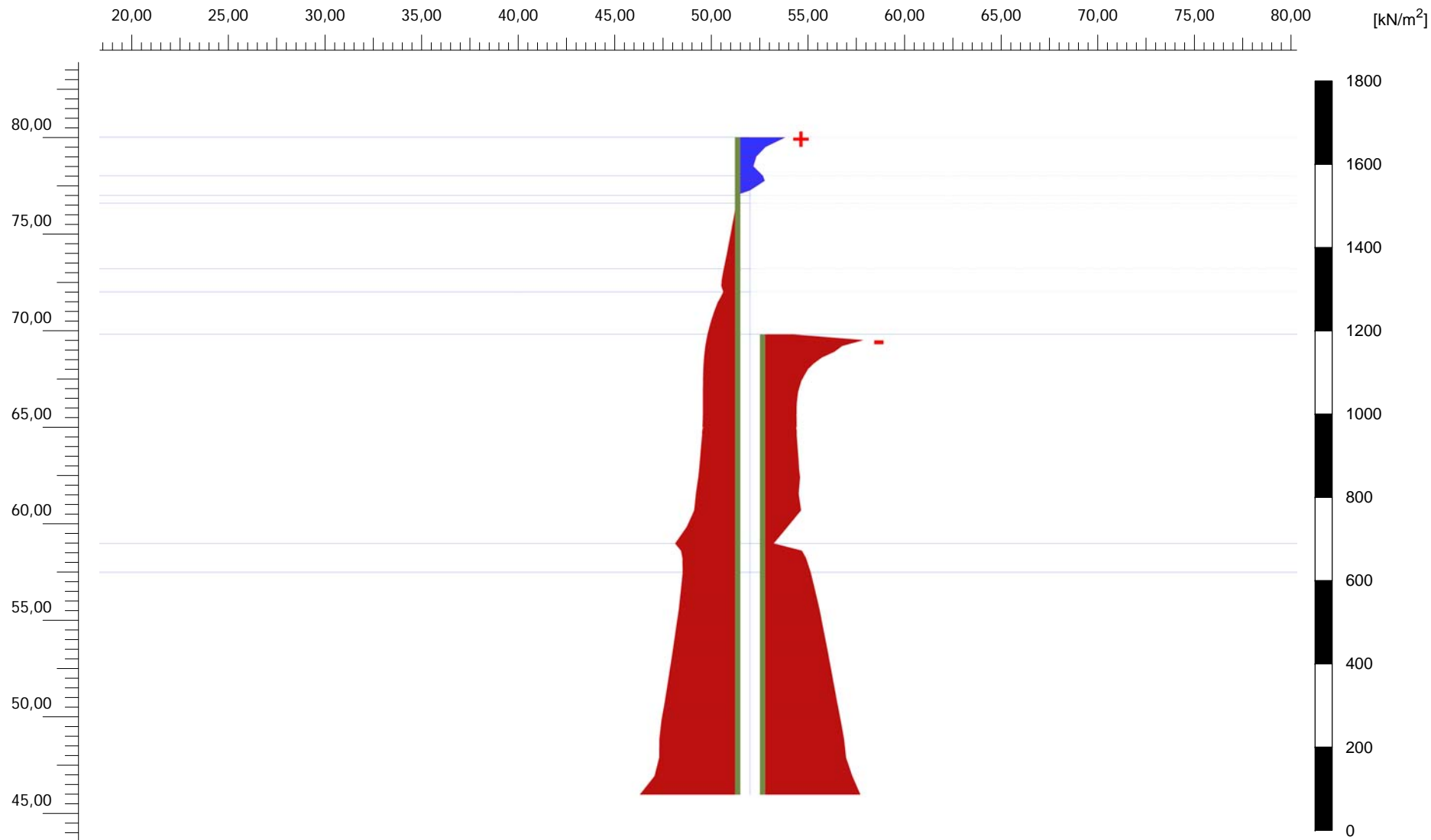
PROYECTO No.3 INICI ...

Step

11

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Tensiones totales normales σ_N (aumentado 0,0200 veces)

Valor máximo = 123,7 kN/m² (Elemento 2 en Nodo 5386)

Valor mínimo = -260,3 kN/m² (Elemento 19 en Nodo 3010)

PLAXIS

Project description

PROYECTO No.3

Date

21/09/2013

Project filename

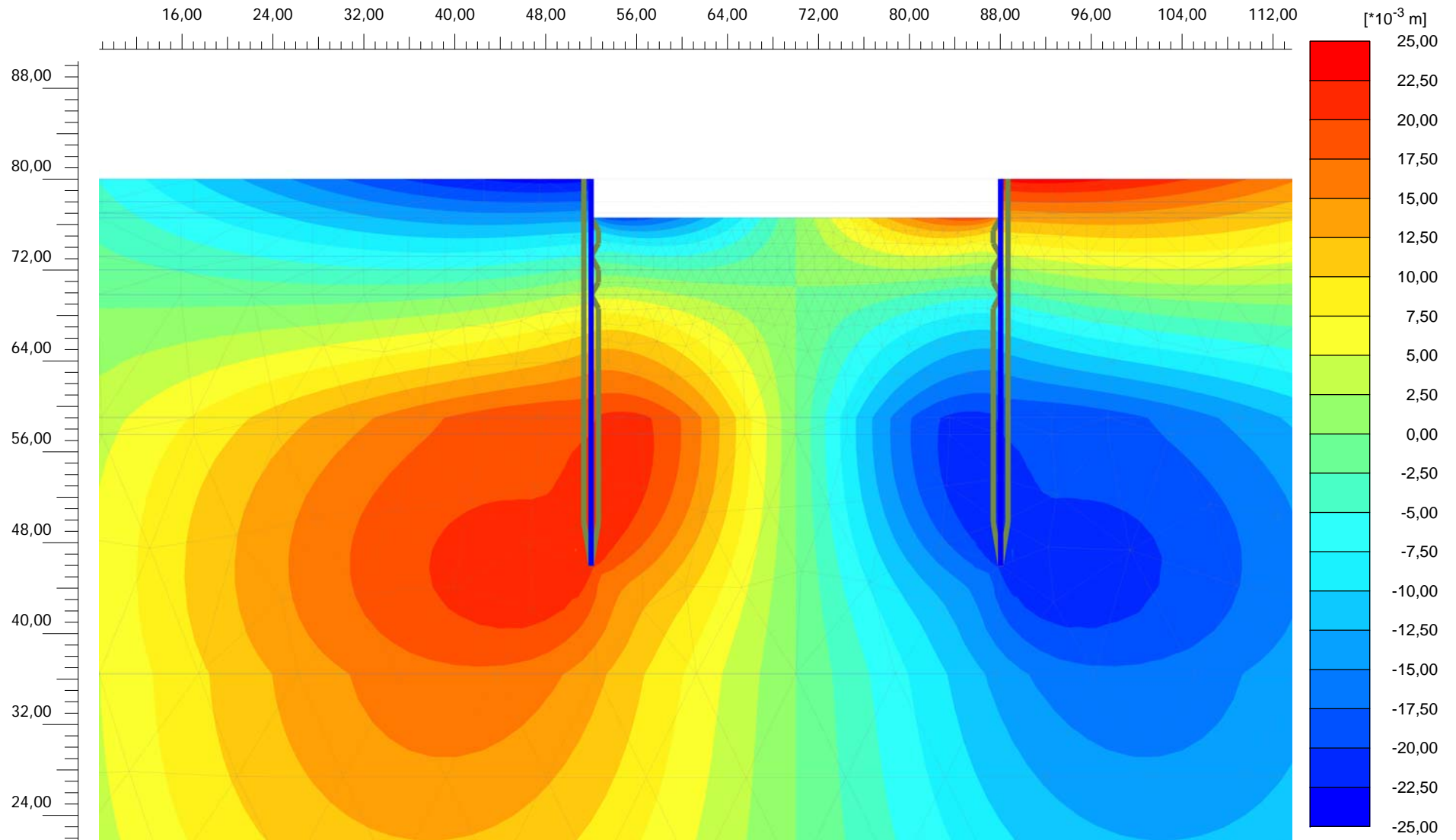
PROYECTO No.3 INICI ...

Step

15

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Desplazamientos totales u_x

Valor máximo = 0,02372 m (Elemento 1401 en Nodo 11384)

Valor mínimo = -0,02373 m (Elemento 460 en Nodo 5376)



Project description

PROYECTO No.3

Date

21/09/2013

Project filename

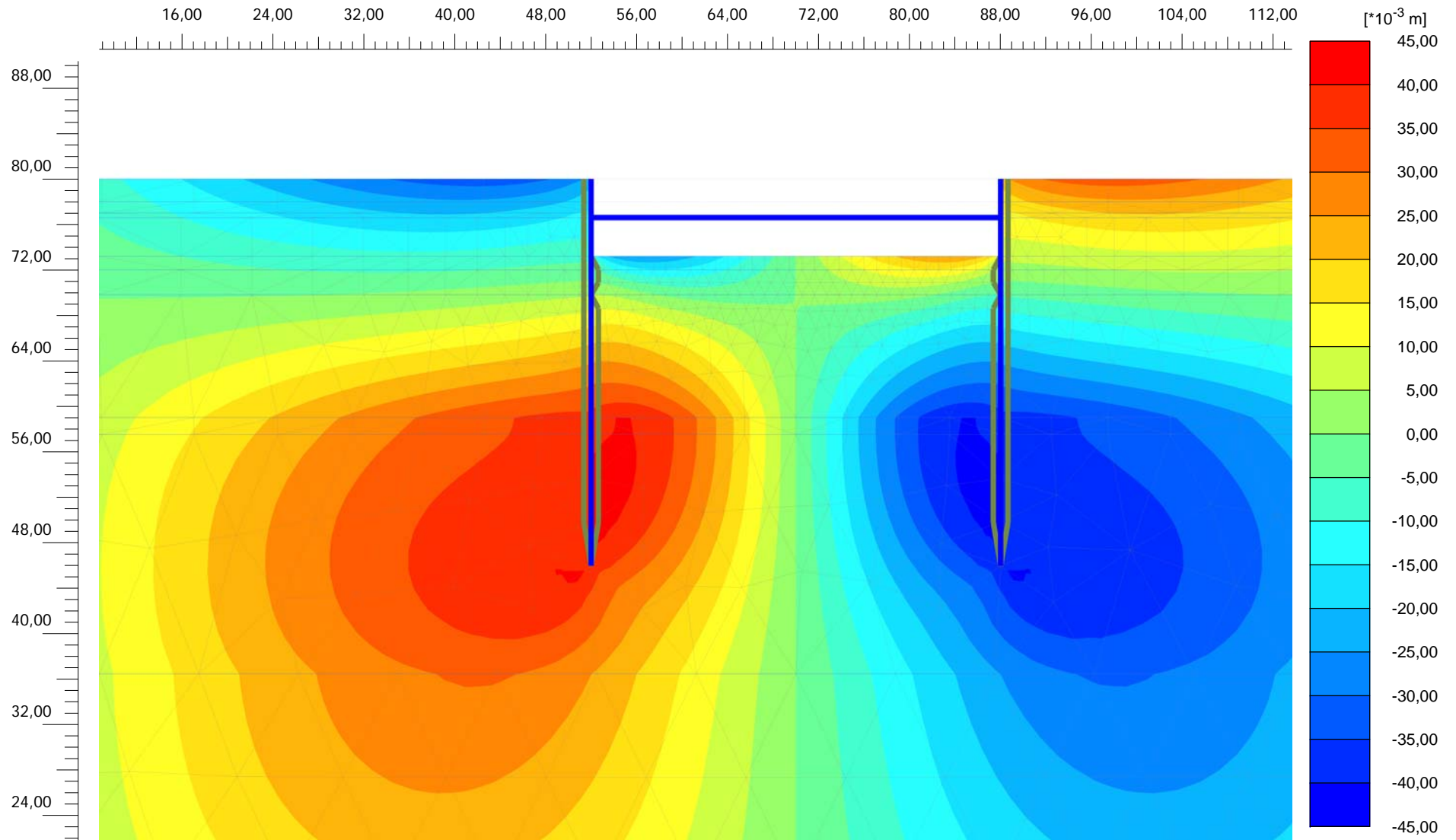
PROYECTO No.3 INICI ...

Step

7

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Desplazamientos totales u_x

Valor máximo = 0,04138 m (Elemento 143 en Nodo 1452)

Valor mínimo = -0,04136 m (Elemento 134 en Nodo 4824)

PLAXIS

Project description

PROYECTO No.3

Date

21/09/2013

Project filename

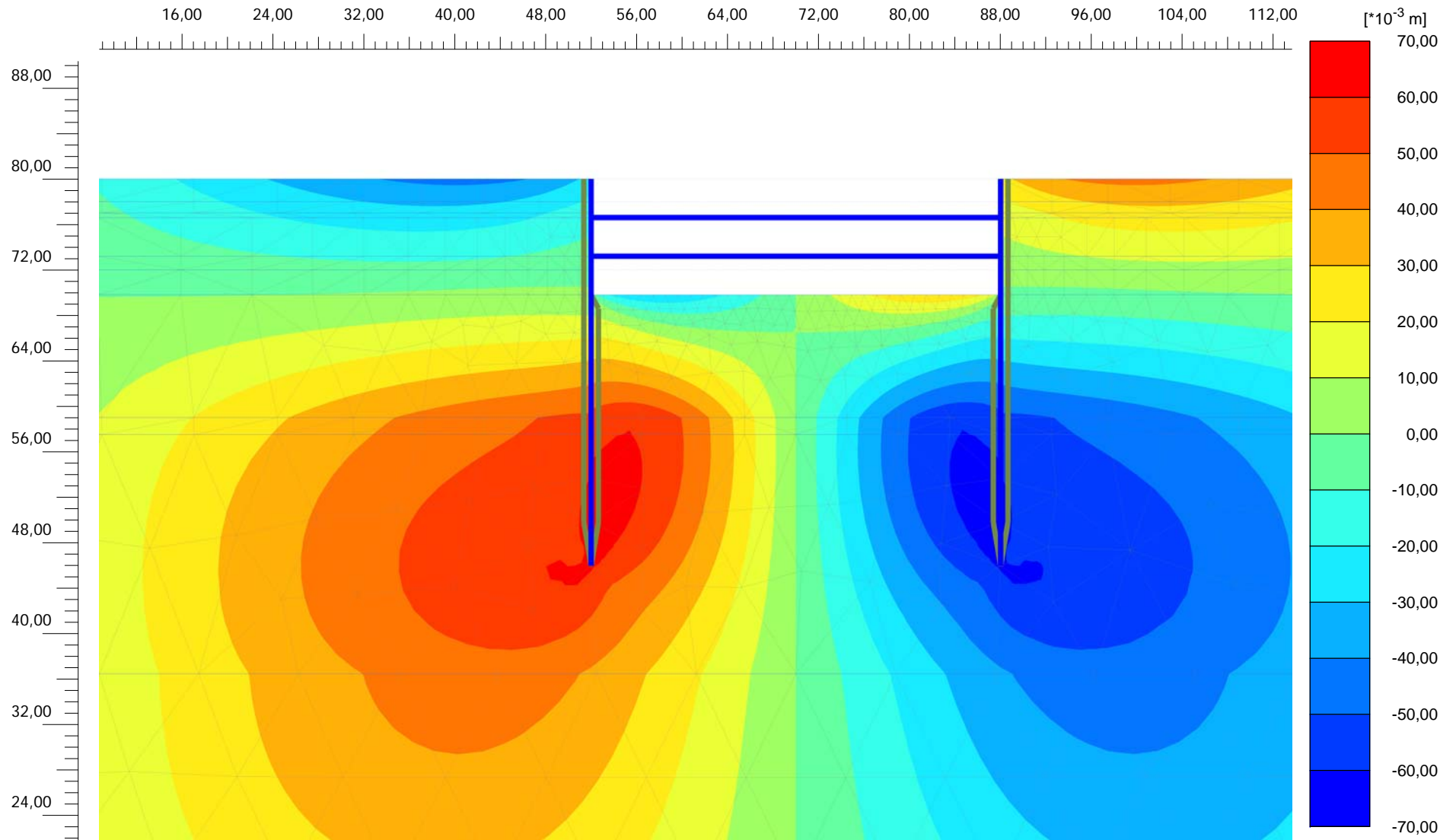
PROYECTO No.3 INICI ...

Step

11

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Desplazamientos totales u_x

Valor máximo = 0,06327 m (Elemento 143 en Nodo 1453)

Valor mínimo = -0,06325 m (Elemento 134 en Nodo 4823)

PLAXIS

Project description

PROYECTO No.3

Date

21/09/2013

Project filename

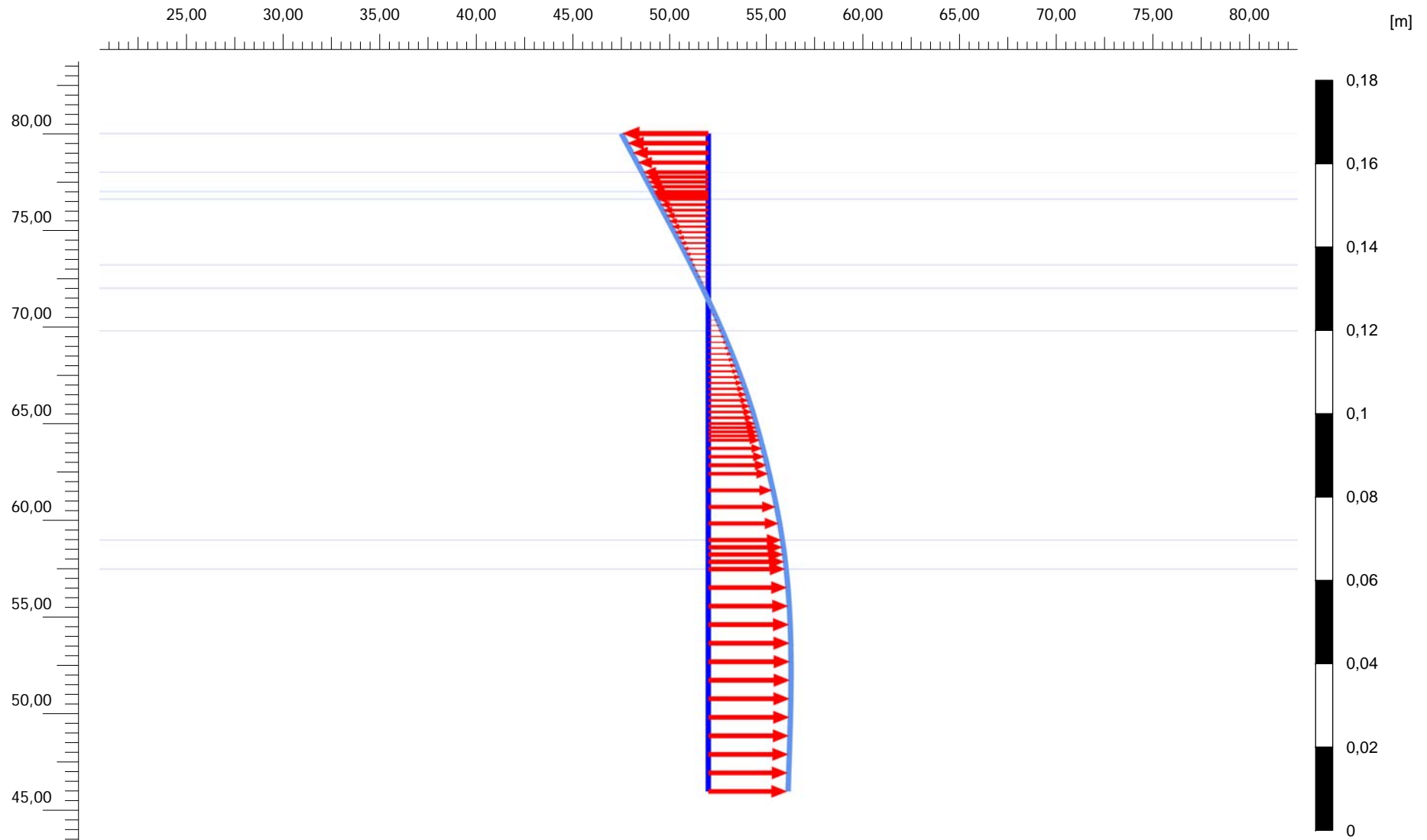
PROYECTO No.3 INICI ...

Step

15

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Desplazamientos totales u_x (aumentado 200 veces)

Valor máximo = 0,02136 m (Elemento 114 en Nodo 815)

Valor mínimo = -0,02251 m (Elemento 100 en Nodo 5390)



Project description

PROYECTO No.3

Date

21/09/2013

Project filename

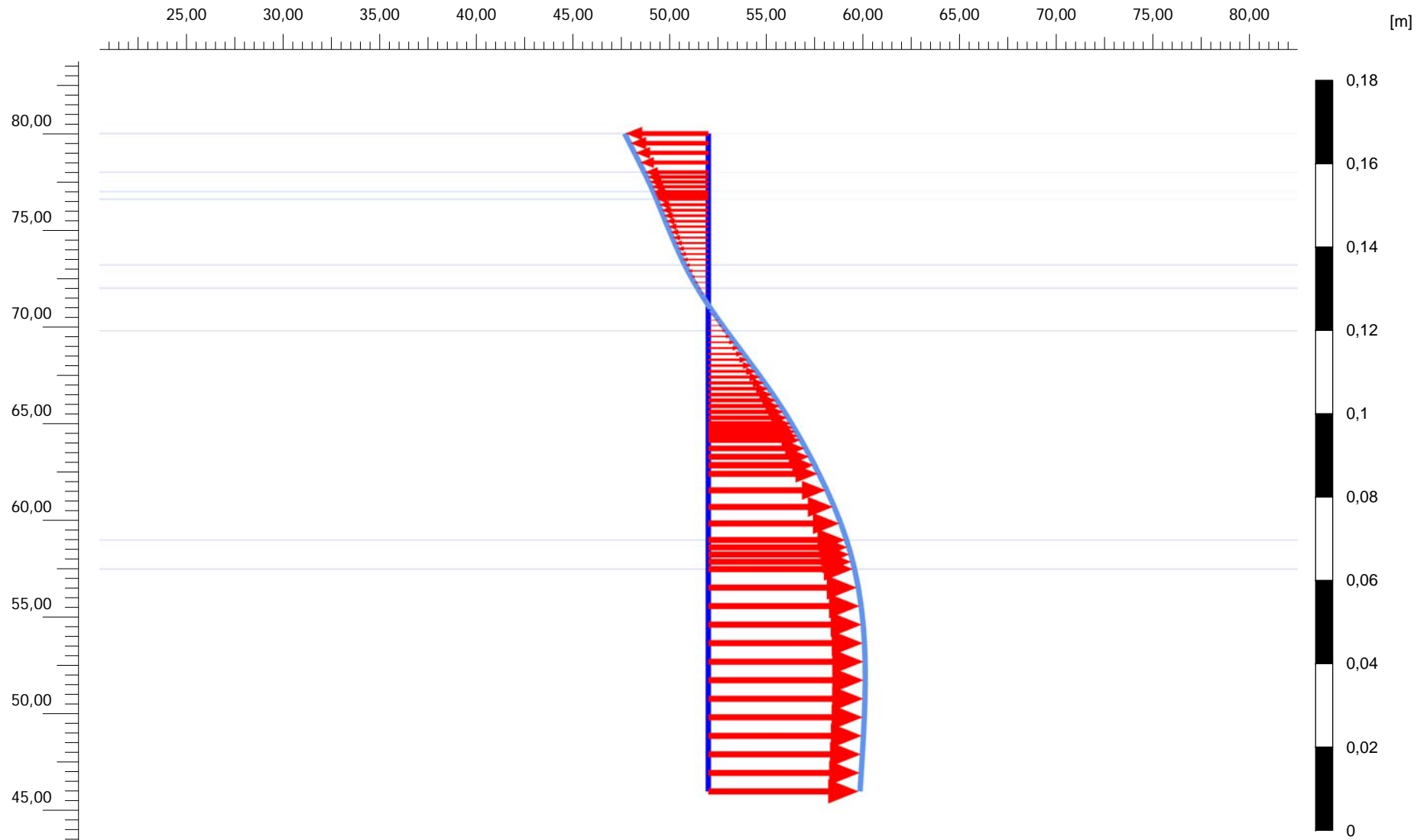
PROYECTO No.3 INICI ...

Step

7

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Desplazamientos totales u_x (aumentado 200 veces)

Valor máximo = 0,04055 m (Elemento 114 en Nodo 814)

Valor mínimo = -0,02163 m (Elemento 100 en Nodo 5390)

PLAXIS

Project description

PROYECTO No.3

Date

21/09/2013

Project filename

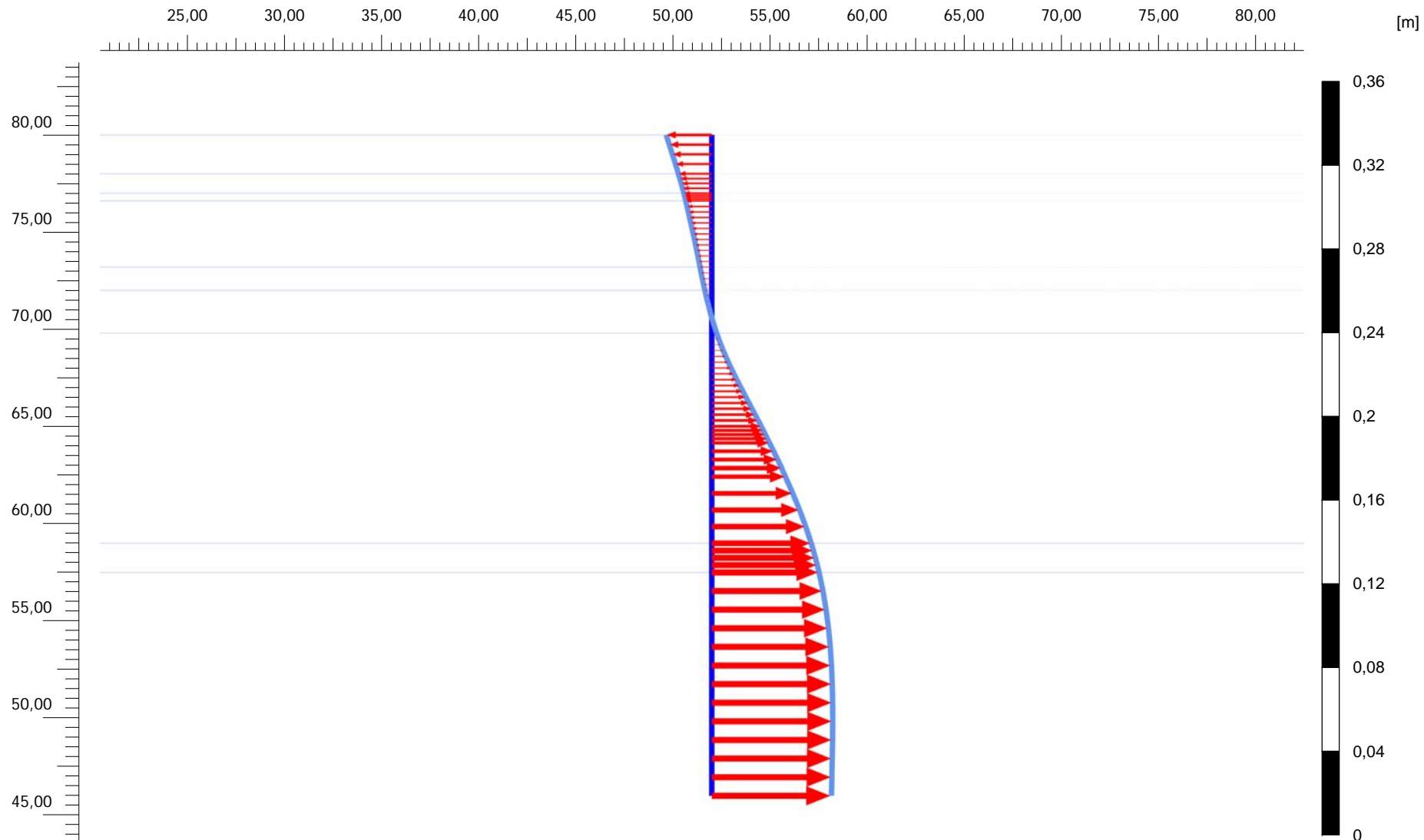
PROYECTO No.3 INICI ...

Step

11

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria



Desplazamientos totales u_x (aumentado 100 veces)

Valor máximo = 0,06217 m (Elemento 113 en Nodo 1081)

Valor mínimo = -0,02346 m (Elemento 100 en Nodo 5390)



Project description

PROYECTO No.3

Date

21/09/2013

Project filename

PROYECTO No.3 INICI ...

Step

15

User name

Escuela Colombiana de Ingenieria