

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
**UNIVERSIDAD
CATÓLICA**
DEL PERÚ

**ESTUDIO DE LOS EFECTOS DE CARGAS SOBRE EL
TERRENO EN TUBERÍAS DE GAS ENTERRADAS**

Tesis para optar el Título de **Ingeniero Mecánico**, que presenta el bachiller:

Pedro Alonso Flores Alvarez

ASESOR: Dr. Quino Martín Valverde Guzmán

Lima, Agosto de 2013

RESUMEN

El presente trabajo de tesis está enfocado en desarrollar una metodología para el estudio de los efectos del terreno sobre tuberías de gas enterradas (gasoductos), basado en la problemática encontrada de las cargas inesperadas sobre las instalaciones de gas debido al suelo en proyectos al interior del país, como lo es Camisea. Para lograr este objetivo, se utilizó el modelo constitutivo de Drucker - Prager para representar el terreno, así como también las propiedades de cohesión y ángulo de fricción para definir su comportamiento mecánico.

El estudio está basado en el análisis por elementos finitos de diferentes modelos que incluyen terreno y tubería bajo los efectos de diferentes cargas: peso propio del terreno, carga vertical sobre la superficie del terreno, carga oblicua sobre la superficie del terreno y presencia de una falla o plano de deslizamiento al interior del terreno pasando por la posición donde está enterrada la tubería. Para tal estudio, se usó el software ANSYS en sus versiones 14 y 14.5.

Asimismo, se trabajó una parte en conjunto con el Centro Internacional de Métodos Numéricos para la Ingeniería (CIMNE), quienes apoyaron en el estudio desde su sede en Cataluña, Barcelona. Ellos desarrollaron el modelo de plasticidad de Drucker – Prager en el software COMET y mostraron algunas simulaciones que permitieron estudiar el comportamiento del suelo cuando existen deformaciones plásticas en el mismo.

Una vez realizadas las simulaciones y el análisis de las mismas, se pudieron obtener conclusiones que podrán servir como directrices en investigaciones futuras sobre el tema. Se encontró que las cargas sobre el terreno tienen poca o nula influencia sobre la tubería si esta se encuentra enterrada a una profundidad adecuada; además, se observó un aumento de la magnitud de los esfuerzos en presencia de una falla en el terreno, que fue representada como un plano de deslizamiento del mismo.


 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
 FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO MECÁNICO

TÍTULO : ESTUDIO DE LOS EFECTOS DE CARGAS SOBRE EL
 TERRENO EN TUBERÍAS DE GAS ENTERRADAS
 ÁREA : Diseño # 242
 PROPUESTO POR : Dr. Ing. Quino Martín Valverde Guzmán
 ASESOR : Dr. Ing. Quino Martín Valverde Guzmán
 TESISISTA : Pedro Alonso Flores Alvarez
 CÓDIGO : 2008.4408
 FECHA : 21 de Agosto 2013


DESCRIPCIÓN Y OBJETIVOS:

Nuestro país tiene en el gas natural una importante fuente de energía disponible. Para su aprovechamiento se vienen ejecutando una serie de proyectos para la extracción, transporte y explotación. Sin embargo, se han constatado una serie de fallas en la infraestructura cuyas consecuencias impactan negativamente en los ámbitos ambiental, social y económico. Esta situación plantea la necesidad de comprender los fenómenos físicos involucrados en estas fallas y proponer soluciones ingenieriles para evitarlas.

El objetivo de la presente tesis es plantear un procedimiento para el estudio del comportamiento mecánico de tuberías de transporte de gas enterradas. El alcance de la tesis es obtener resultados preliminares según el procedimiento planteado, orientados a conocer los órdenes de magnitud de los campos de esfuerzos y deformaciones.






PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO MECÁNICO

ESTUDIO DE LOS EFECTOS DE CARGAS SOBRE EL TERRENO
EN TUBERÍAS DE GAS ENTERRADAS

Introducción

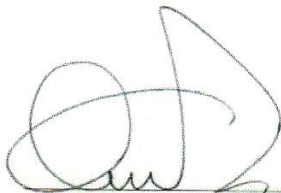
1. Antecedentes
2. Problemas en instalaciones de gasoductos en el Perú
3. Fundamentos teóricos
4. Metodología para el análisis del problema
5. Modelación por elementos finitos y análisis de resultados

Observaciones y Recomendaciones

Conclusiones

Bibliografía

Máximo: 100 páginas



Dr. Ing. Quino Valverde Guzmán
Asesor



ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO 1: ANTECEDENTES.....	3
CAPÍTULO 2: PROBLEMAS EN INSTALACIONES DE GASODUCTOS EN EL PERÚ.....	10
CAPÍTULO 3: FUNDAMENTOS TEÓRICOS.....	13
a.- Teoría de la elasticidad.....	13
b.- Criterio de Von Mises, Modelo de Coulomb y Modelo de Drucker Prager.....	24
CAPÍTULO 4: METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS DEL PROBLEMA.....	29
CAPÍTULO 5: MODELACIÓN POR ELEMENTOS FINITOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	33
a.- Validación del modelo de Drucker Prager.....	34
b.- Comparación de Resultados con el CIMNE).....	48
c.- Simulación de un tramo de tubería bajo diferentes condiciones de carga.....	60
OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES.....	82
CONCLUSIONES.....	84
BIBLIOGRAFÍA.....	87

INTRODUCCIÓN

La presente tesis tiene como objetivo general el planteamiento de una metodología para el estudio del comportamiento mecánico de las tuberías de transporte de gas enterradas en el suelo, entendiéndose comportamiento mecánico como los esfuerzos y deformaciones producidos en ella. Para hacerlo, resulta necesario establecer algunos objetivos específicos basados en las etapas de la investigación.

El primero de ellos es una revisión de las instalaciones de gas en nuestro país, las características de los gasoductos en cuanto a material y construcción y las situaciones de carga a las que han estado sometidos cuando se han detectado fallas en ellos. Esto resulta importante puesto que el entendimiento de los mecanismos que ocasionan las fallas en las instalaciones de gasoductos ayuda de sobremanera a identificar las condiciones de carga sobre las mismas, así como para establecer modelos conceptuales y numéricos lo más aproximados a la realidad.

El segundo objetivo específico es el planteamiento del modelo de Drucker Prager para la representación del comportamiento mecánico del suelo. Esto se hace a partir de una revisión breve de la teoría de elasticidad y de los criterios de falla utilizados en la resistencia de materiales clásica para luego pasar a definir el comportamiento plástico a partir de algunas variables que definen el comportamiento mecánico del terreno.

El siguiente objetivo es el validar este modelo constitutivo utilizando el software ANSYS. Esta validación es a nivel tanto cualitativo, puesto que los modelos de terreno deberían presentar un comportamiento elástico – perfectamente plástico, como cuantitativa, al comparar algunos modelos computacionales con resultados analíticos conocidos.

Finalmente, se procede a simular los diferentes casos de cargas sobre el terreno para estudiar cómo la tubería se comporta ante los mismos. De estos resultados se obtuvieron algunas conclusiones acerca de la relación entre la profundidad a la que está enterrada la

tubería y el efecto de las cargas que actúan sobre el terreno en el campo de esfuerzos y deformaciones sobre la misma.



CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES

En el país se han realizado hace poco tiempo proyectos de instalación de tuberías para el transporte de gas, en particular el proyecto de Camisea. Durante la ejecución de este proyecto, se presentaron una serie de fallas no previstas sobre las tuberías, las cuales fueron analizadas a fondo en *Evaluación de Fallas en Tuberías del Proyecto Camisea y Soluciones a Largo Plazo*, informe elaborado por los ingenieros Carlos Salazar Tirado y Bill Powers (Lima:2006) [14]

Las instalaciones de gasoductos generalmente se hacen en tuberías de acero. El acero tiene propiedades resaltantes que ofrecen una ventaja en sistemas de tuberías enterradas:

- **Resistencia:** La alta resistencia mecánica del acero resulta en una tubería ligera que puede resistir presión interna y que también puede resistir presiones externas cuando la línea no está presurizada. La resistencia a la fluencia mínima para la mayoría de aceros usados en tuberías es de 42000 psi o 290 MPa, aunque se cuenta también con aceros para tuberías de resistencias más elevadas. La resistencia longitudinal de la tubería es de mucha ayuda cuando la tubería está sometida a cargas variables o está enterrada sobre una base no uniforme, así como también cuando el suelo es inestable o tiende al deslizamiento. Esto es debido a que

el acero posee una gran resistencia a la fluencia y un bajo módulo de Poisson, lo que combinadamente hace que sea relativamente resistente a cualquier esfuerzo longitudinal.

- Facilidad en la instalación: Durante la instalación y el manejo de la tubería enterrada, la forma circular de la sección transversal de la tubería se debe mantener como tal. Para esto la tubería necesita presentar una rigidez elevada. El módulo de elasticidad del acero es de 207 GPa. Algunos materiales con menor módulo de elasticidad requerirían mayores espesores para tener la rigidez adecuada. Bajo la acción de una presión externa, esta rigidez de la sección transversal se vuelve crucial para evitar el colapso de la tubería (falla por estabilidad).
- Alta capacidad de flujo: La fricción entre un fluido y una tubería de acero es relativamente bajo. Valores del coeficiente de rugosidad usados en la fórmula de *Hanzen – Williams* para tuberías de epoxy o poliuretano son en promedio 140 veces más altas que para el acero, lo que deriva en menores pérdidas en el transporte del gas.
- Larga vida de servicio: La vida de servicio de una tubería de acero depende de los niveles de corrosión y de abrasión interna a la que esté expuesta. Su vida útil puede ser incrementada con los recubrimientos adecuados o con cátodos de protección. La tecnología para el control de corrosión es bastante amplia y está fácilmente disponible. En caso se necesitara un flujo en algún tiempo futuro más allá de la vida de servicio para la cual la tubería fue diseñado, el factor de seguridad del diseño de

las instalaciones permite incrementar la presión y aun así mantener los esfuerzos en una nivel razonables.

- Confiabilidad y versatilidad: La confiabilidad incluye la posibilidad de cargas inesperadas y desplazamientos como: aumento de presión de emergencia, golpe de ariete, vibraciones (tráfico, flujo de fluido y movimientos sísmicos), inundaciones y movimiento del terreno (asentamiento diferencial, colapso de zapatas y deslizamientos repentinos). El caso más crítico sería una combinación por coincidencia de estas condiciones de carga crítica. Debido a su tenacidad, el acero puede tolerar considerablemente más deformación que materiales menos dúctiles.
- Economía: El costo final de una tubería enterrada incluye: la tubería, la base, el transporte, la instalación, operación, mantenimiento, reparación, modificación y el análisis de riesgo. El transporte de tubería es costo efectivo, especialmente cuando se tienen grandes diámetros, por su espesor y su relativo peso ligero. Los grandes tramos de tuberías reducen el número de soldaduras

La *American Society for Testing and Materials* (ASTM), recomienda los siguientes aceros para la elaboración de las tuberías.

ASTM PLATE AND SHEET STEELS FOR PIPE			
ASTM Designation	Grade	Minimum Yield Strength ksi (MPa)	Minimum Tensile Strength ksi (MPa)
PLATE			
ASTM A36/36M		36 (250)	58 (400)
ASTM A283/283M	C	30 (205)	55 (380)
	D	33 (230)	60 (415)
ASTM A572/572M	42	42 (290)	60 (415)
	50	50 (345)	65 (450)
SHEET			
ASTM A139/139M	B	35 (240)	60 (415)
	C	42 (290)	60 (415)
	D	46 (315)	60 (415)
	E	52 (360)	66 (455)
ASTM A1011/1011M SS	30	30 (205)	49 (340)
	33	33 (230)	52 (360)
	36	36 (250)	53 (365)
	40	40 (275)	55 (380)
	45	45 (310)	60 (415)
	50	50 (340)	65 (450)
	55	55 (380)	70 (480)
HSLAS	45	45 (310)	60 (415)
	50	50 (340)	65 (450)
	55	55 (380)	70 (480)
HSLAS-F	50	50 (340)	60 (415)
ASTM A1018/1018M SS	30	30 (205)	49 (340)
	33	33 (230)	52 (360)
	36	36 (250)	53 (365)
	40	40 (275)	55 (380)
HSLAS	45	45 (310)	60 (415)
	50	50 (340)	65 (450)
	55	55 (380)	70 (480)
HSLAS-F	50	50 (340)	60 (415)

Figura 1.1.- Aceros usualmente usados en la fabricación de tuberías para gasoductos (Fuente: ASTM)

Así como el análisis de la tubería es el interés último de este tipo de análisis, no se puede obviar que debido a la naturaleza de la instalación, el agente que transmitirá todas las cargas hacia la tubería será el suelo.

Ha habido numerosos estudios sobre la modelación del suelo a lo largo de la historia, constituyendo este uno de los pilares de la geomecánica. Históricamente, Coulomb fue el primero en plantear que la resistencia de los suelos estaba asociada al grado de adherencia de las moléculas del terreno y a las fuerzas internas de fricción que se generan entre ellas.

Este modelo constitutivo ha sido muy usado en el modelamiento teórico de suelos a gran escala, dada su simplicidad de parámetros y las buenas correlaciones que se han podido establecer con experimentos reales sobre probetas. No obstante, ha habido investigadores que han optado por modificar el modelo constitutivo de manera que se ajuste más a los experimentos y pruebas en terrenos reales, puesto que los datos de campo sugieren que el

comportamiento del terreno está bastante asociado también al esfuerzo hidrostático medio debido a una carga, parámetro que no se toma en consideración en el modelo de Coulomb.

La primera modificación fue propuesta en 1952 por dos investigadores en el campo de los metales y de plasticidad del suelo: D.C. Drucker y W. Prager. Ellos sugirieron que si bien el comportamiento del terreno está asociado con la cohesión y el ángulo de fricción interna, la falla en el terreno estará asociada a los esfuerzos desviadores y al esfuerzo hidrostático medio. Estos términos serán explicados oportunamente en un capítulo posterior.

La segunda modificación al modelo de Coulomb fue desarrollada en 1975 por P.V. Lade y J.M. Duncan. Este modelo asocia la falla del terreno a los esfuerzos principales, relacionando directamente una de las invariantes de la matriz de esfuerzos con el esfuerzo hidrostático medio amplificado por una constante que depende de la fricción interna entre las partículas del terreno. No obstante, este modelo sólo se limita a suelos no cohesivos.

En 1974 también H. Matsuoka and T. Nakai modificaron el modelo de Coulomb, pero, así como con el modelo de Lade y Duncan, esta variación sólo aplica a modelos no cohesivos.

Como referencia, la siguiente tabla muestra algunos valores aproximados de ángulos de fricción interna y cohesión para algunos suelos:

Tabla 1.1.- Diferentes tipos de suelos y sus respectivos ángulos de fricción interna y cohesión

Tipos de Suelos		Ángulos de fricción interna (°)	Cohesión (kg/cm ²)
Granulares o no Cohesivos	Arena suelta	30	0
	Arena de compacidad media	32,5	0
	Arena densa	35	0
	Grava	35	0
	Grava arenosa heterogénea	35	0
	Bloques de piedra (sin presencia de arena)	35	0
Suelos Cohesivos	Arcilla semidura	15	0,25
	Arcilla firme	16	0,1
	Arcilla blanda	17	0
	Arcilla arenosa firme	22,5	0,05
	Arcilla arenosa blanda	23,5	0
	Limo firme	24,5	0,02
	Limo blando	24,5	0
	Arcilla orgánica	10	0

	Turba	15	0
--	-------	----	---

Los estudios realizados en este trabajo se realizaron teniendo la consideración de que los suelos son poco cohesivos (tienen cierto grado de cohesión), por lo que la capacidad portante del mismo está en la fricción interna. Es por esto que se trabajó con el modelo de Drucker Prager para el análisis de la interacción suelo – tubería.



CAPÍTULO 2

PROBLEMAS EN INSTALACIONES DE GASODUCTOS EN EL PERÚ

Camisea constituye uno de los proyectos energéticos más grandes en la historia del Perú, si no es el más grande. El gas natural se extrae de las áreas conocidas como Lote 88 y Lote 56, que se encuentran en las márgenes del Río Urubamba, en la Amazonía Peruana. El proyecto consistió en la explotación, el procesamiento del gas y la construcción de 2 gasoductos que van desde la ubicación de dichos lotes a través de la cordillera de los Andes hacia la costa peruana, donde se han construido refinerías y centrales de distribución del gas natural.

En el proyecto se han construido 2 tuberías:

- Una tubería para el transporte del gas natural (gasoducto), de 732 kilómetros de extensión y diseñada para transportar inicialmente 285 millones de pies cúbicos por día.
- Una tubería para el transporte del gas natural líquido (poliducto), de 650 kilómetros de extensión y diseñada para transportar inicialmente 50000 barriles por día.

Debido a fallas no previstas luego de la instalación y la operación de las tuberías, se preparó un informe para la empresa *E-Tech International* para identificar las causas de estas fallas y

las posibles soluciones a largo plazo que se podrían implementar para evitar que se produzcan nuevamente. Dicho informe está basado principalmente en el Código ASME B31.8 (*Sistemas de Tubería para Transporte y Distribución de Gas*) y en el código API 1104 (*Welding of Pipelines and Related Facilities*), fundamentalmente en las partes que se refieren a la calidad de la soldadura utilizada en las juntas de tuberías y la calidad del ambiente en el que deben estar almacenadas las mismas.

Los principales problemas que se encontraron fueron en relación a la ejecución de los cordones de soldadura. Esto ocasiona que las juntas no tengan la resistencia adecuada, presencia de fisuras, fragilidad excesiva y otros problemas propios de este proceso cuando no es llevado a cabo correctamente.

Asimismo, se encontró que las condiciones ambientales en las que se encontraban las tuberías no eran las adecuadas, teniendo como principal consecuencia el debilitamiento debido a corrosión.

Pero eso no necesariamente significa que la tubería fuera a fallar en servicio, debido a que los factores de seguridad utilizados durante la instalación podrían haber compensado algunos de estos defectos encontrados. El mecanismo que activó algunas de las fallas más importantes en la instalación fue la presencia de deslizamientos de tierra, lo que producen la deformación de la tubería, campos de esfuerzos no previstos y hasta pueden iniciar la propagación de grietas debido a cargas de fatiga.

Dos de las tres fallas encontradas en la instalación fueron causadas debido a deslizamientos de terreno:

- Falla del 22 de Diciembre de 2004 en el Km. 8.800, a los cinco meses de iniciadas las operaciones, hubo una ruptura en el poliducto (diámetro 14 pulgadas) ocasionando el derrame del hidrocarburo, ingresando a la quebrada Kemariato y luego al Río Urubamba-Malvinas. Este incidente se encuentra en una quebrada que dificultó el proceso de soldadura y demás operaciones, es muy probable que este

haya sido un empalme de lingada de tuberías, originando tensiones en la soldadura y deslizamientos por precipitaciones de lluvias.

- Falla del 16 de Septiembre de 2005 en el Km. 200.7 localidad de Tocate, Distrito de Anco, provincia de la Mar en Ayacucho, dispersión del fluido en la atmósfera aprox. 300 metros cúbicos (o 1800 barriles) en el área. Llegando hasta el río Chunchubamba obligando a evacuar a más de 200 familias de la comunidad. La mala preparación de los taludes y gaviones que no han permitido evitar el deslizamiento superficial y subsuperficial de tierra afectando al ducto.

Se puede ver que dos de estas fallas están asociadas a cargas no previstas en el terreno, como son los deslizamientos. Estudiar la naturaleza de los mismos implica conocer primero la geodinámica del terreno. Antes bien, se debe hacer un estudio de cuáles son los efectos esperados del terreno sobre la tubería, tanto por el peso propio del terreno en la cual está instalada como por las cargas externas sobre el mismo, todo esto en un estado estático de cargas, para luego pasar a estudiar los efectos dinámicos del mismo. El presente trabajo sólo se limitó a hacer el estudio en estado estático del terreno.

CAPÍTULO 3

FUNDAMENTOS TEÓRICOS

a. Teoría de la Elasticidad

Para estudiar el fenómeno del comportamiento mecánico de materiales, resulta fundamental tener un modelo matemático que represente de manera adecuada la situación física que se presenta.

Puesto que tanto la tubería como el suelo se desean modelar como medios continuos, teniendo consideraciones especiales respecto a este último, se definirán a continuación algunos aspectos de la teoría de elasticidad que resultan fundamentales para el planteamiento del modelo matemático a usar para ambos.

Para empezar, los componentes de la instalación se modelarán como sólidos deformables. En adición a esto, debemos suponer las condiciones de isotropía, homogeneidad y continuidad para estos elementos, para que así las ecuaciones que se desarrollen tengan validez teórica. Estos términos se definen como sigue:

- a) *Isotropía*: Se dice que un cuerpo cumple con esta condición cuando sus propiedades físicas no dependen de la dirección en la que fueron medidas. En otras palabras, equivale a decir que el material tiene las mismas propiedades elásticas en todas las direcciones. Para efectos de esta investigación, se considerará al suelo como un medio continuo.
- b) *Homogeneidad*: Un cuerpo es homogéneo cuando una parte arbitraria del mismo posee la misma composición y características que otra, también elegida arbitrariamente. Así como con la condición anterior, se tendrá cuidado cuando se defina esta consideración para el suelo.
- c) *Continuidad*: Un cuerpo se considera continuo cuando se supone que no existen espacios intersticiales entre sus partículas, ni tampoco fisuras ni grietas en la superficie o en el interior del sólido. Para efectos del estudio de esta tesis, se considerará al suelo como un medio continuo.

No obstante, el obtener todas estas propiedades en un material es imposible en la práctica, debido a que no es posible que se de una distribución molecular exactamente igual en todas las direcciones y en todos los puntos del sólido. Así también, el sólido está compuesto por un número finito de moléculas, las cuales están separadas por espacios intermoleculares, por lo que un sólido no es estrictamente continuo. Sin embargo, resultarán convenientes las consideraciones tomadas para efectos de estudio del problema elástico a nivel macroscópico.

Para estudiar los esfuerzos en un sólido, conviene definir al *prisma mecánico*. Según Luis Ortiz Berrocal, en “Elasticidad”:[11]

“Llamaremos *prisma mecánico* al sólido engendrado por una sección plana Σ de área Ω cuyo centro de gravedad G describe una curva c llamada línea media, siendo el plano que contiene a Σ normal a la curva.” (Ortiz:1998)

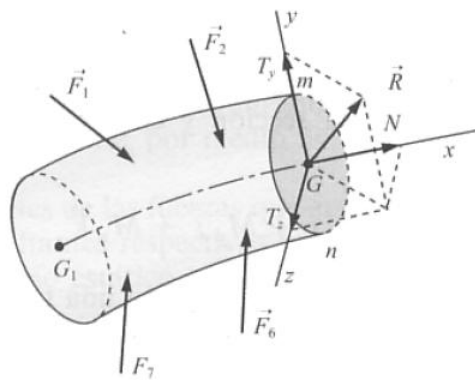


Figura 3.1.- Prisma mecánico cortado por el plano π , con las fuerzas correspondientes a dicho plano que generan el equilibrio elástico (tomado de Luis Ortiz Berrocal en “Elasticidad”, capítulo 1, página 9).

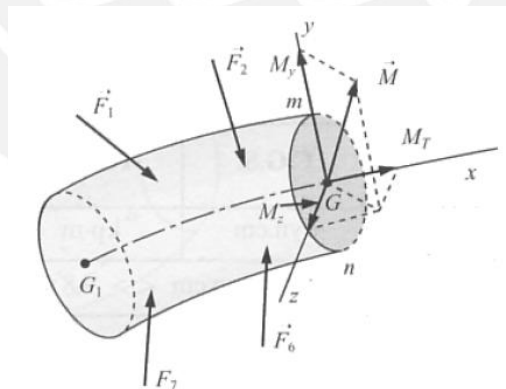


Figura 3.2.- Prisma mecánico cortado por el plano π , con los momentos correspondientes a dicho plano que generan el equilibrio elástico (tomado de Luis Ortiz Berrocal en “Elasticidad”, capítulo 1, página 9).

Para el desarrollo de las ecuaciones, se definirán ejes de referencia con origen en el centro de gravedad G :

- El eje Gx tangente a la línea media en ese punto.

- El eje Gy como un eje principal de inercia de la sección Σ .
- El eje Gz como el otro eje principal de inercia de la sección Σ .

Se debe recordar que este sistema de referencia debe ser de mano derecha. Así, se forma un sistema de ejes perpendiculares entre sí, puesto que la línea tangente es perpendicular a Σ en todo punto de la misma, y los ejes principales de inercia son perpendiculares entre sí.

Sobre este sólido elástico que se acaba de definir, se aplicarán cargas externas al mismo. Las fuerzas pueden ser de diferente naturaleza, según la manera en como estén aplicadas al sólido:

- Fuerzas debido a campos de fuerzas: Por ejemplo, el campo de fuerzas producido por la aceleración de la gravedad. Si se denomina \vec{f}_v a la fuerza por unidad de volumen que actúa sobre un elemento diferencial dV , la fuerza sobre este elemento será $\vec{f}_v dV$. Como se puede observar, esta fuerza será por lo general un infinitésimo de tercer orden.
- Fuerzas de superficie: Son aquellas que están aplicadas sobre la superficie exterior del sólido elástico. Si se denomina \vec{f}_Ω a la fuerza por unidad de superficie sobre un elemento diferencial $d\Omega$, entonces la fuerza actuante será $\vec{f}_\Omega d\Omega$, la cual es un infinitésimo de segundo orden.

Estas, para que el sólido se encuentre en equilibrio, deben producir una fuerza resultante igual a cero y un momento resultante también igual a cero, este último tomado desde cualquier punto del sólido elástico.

Sin embargo, estas condiciones no son suficientes para garantizar el equilibrio, puesto que si se corta al sólido elástico, aparecerán fuerzas internas (causadas por las fuerzas de cohesión molecular del material), las cuales deberán equilibrarse con las fuerzas exteriores actuando en una parte determinada del sólido. A este concepto de equilibrio entre fuerzas internas y externas, se le define con el nombre de *equilibrio elástico*.

Supongamos ahora que el sólido elástico es cortado por un plano. Este corte determina una sección plana mn , que la consideraremos plana. Por lo explicado anteriormente, aparecerán fuerzas y momentos internos en esta sección, actuando en su centro de gravedad G , que se equilibrarán con las fuerzas externas actuando sobre una de las partes del sólido definidas por el corte.

Los ejes G_x , G_y y G_z anteriormente definidos, serán usados de tal manera que las fuerzas y momentos internos en la sección mn se proyectarán sobre los mismos. Si definimos como \vec{i} , \vec{j} y \vec{k} a los vectores canónicos asociados con las direcciones del triedro G_{xyz} , la resultante de fuerzas se podrá escribir de la siguiente manera:

$$\vec{R} = N\vec{i} + T_y\vec{j} + T_z\vec{k}$$

Se puede ver claramente que existe una componente N de la resultante que está proyectada sobre el eje G_x , siendo este perpendicular a la sección mn . Esta será

llamada la componente normal y tiende a separar (o empujar, si actúa en la dirección negativa del eje) ambas partes del sólido donde se hizo el corte.

Asimismo, se observa la existencia de dos componentes que actúan en el plano de la sección. Estas dos componentes se pueden sumar para obtener una sola fuerza actuando tangente al plano de corte:

$$\vec{T} = T_y \vec{j} + T_z \vec{k}$$

Esta es llamada componente tangencial o cortante, debido a que representa la fuerza que tiende a que las partes del sólido deslicen en la dirección del plano de corte.

Así como con la fuerza, el momento resultante en la sección también se puede descomponer de manera muy parecida a como se hizo anteriormente, obteniéndose:

$$\vec{M} = M_T \vec{i} + M_y \vec{j} + M_z \vec{k}$$

Aquí también se observa que la componente M_T del momento resultante actúa en dirección normal al plano mn , y trata de “torcer” a la sección sobre su propio eje, por lo que se denomina momento torsor.

Asimismo, los momentos que actúan a lo largo de los otros dos ejes se pueden sumar en una sola componente que actúa a lo largo de un eje en el plano de la sección:

$$\vec{M}_F = M_y \vec{j} + M_z \vec{k}$$

Esta resultante es llamada momento flector, puesto que intenta flexionar al sólido girándolo lateralmente sobre sí mismo.

Estas fuerzas actuando sobre el área del plano mn causan esfuerzos en la sección de análisis. En general, sobre un área $d\Omega$, se producirá un esfuerzo σ . Este esfuerzo tendrá una cierta dirección y sentido con respecto al eje paralelo Gx .

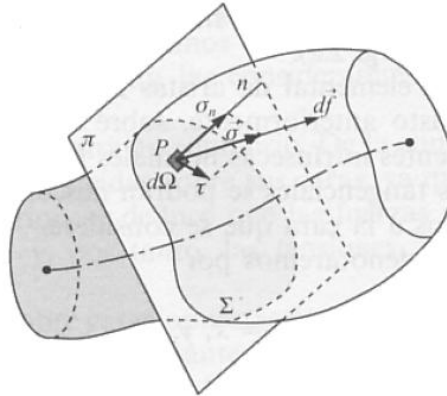


Figura 3.3.- Prisma mecánico cortado por el plano π , con los esfuerzos correspondientes al punto P de dicha sección (tomado de Luis Ortiz Berrocal en "Elasticidad", capítulo 2, página 13)

Puede verse claramente que este esfuerzo σ puede expresarse como la suma de dos componentes intrínsecas al plano en análisis:

- Una componente normal a este plano, que llamaremos *esfuerzo normal* y que denotaremos por σ_N . Por su naturaleza, esta clase de esfuerzo tiende a "separar" ambos lados del prisma mecánico con respecto al plano π .
- Una componente sobre el plano π , es decir, tangencial a este, que llamaremos *esfuerzo cortante* y que denotaremos por τ . Este esfuerzo tratará de "deslizar" ambas secciones del prisma mecánico sobre el plano π .

Para poder estudiar de manera adecuada estos esfuerzos que se producen en el punto P , aislaremos un paralelepípedo elemental de dimensiones dx , dy y dz , de tal manera que rodeen al punto P . Esto es equivalente a haber trazado un plano

paralelo a π a una distancia dx del mismo, así como cuatro planos perpendiculares a π y también perpendiculares entre sí mismos, con distancias dy y dz separándolos entre ellos.

Debido a esto, se generarán esfuerzos en todas las caras del paralelepípedo elemental:

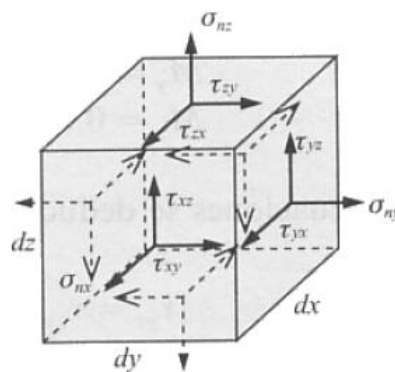


Figura 3.4.- Esfuerzos actuantes en todas las direcciones del paralelepípedo elemental que rodea P (tomado de Luis Ortiz Berrocal en "Elasticidad", capítulo 2, página 15).

Haciendo el equilibrio en el elemento diferencial, se puede encontrar que sólo existen 6 valores independientes del estado de esfuerzos en un punto, debido a que:

$$\tau_{xy} = \tau_{yx}$$

$$\tau_{yz} = \tau_{zy}$$

$$\tau_{xz} = \tau_{zx}$$

Sin embargo, el estado de esfuerzos cambiará si el plano π es girado en alguna manera. En la figura 3.5, se representa una posición arbitraria de este plano con respecto al punto P.

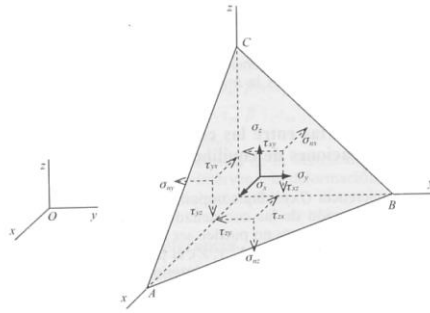


Figura 3.5.- Plano π girado un ángulo arbitrario con respecto de P (tomado de Luis Ortiz Berrocal en "Elasticidad", capítulo 2, página 17).

Nuevamente tomando el equilibrio en el punto P, se pueden deducir las siguientes expresiones para los esfuerzos en el plano oblicuo:

$$\begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{nx} & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_{ny} & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_{nz} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \alpha \\ \beta \\ \gamma \end{pmatrix}$$

Donde α , β , y γ son los cosenos directores correspondientes al ángulo de inclinación del plano π . Se escribirá simbólicamente:

$$[\vec{\sigma}] = [T][\vec{u}]$$

La matriz $[T]$ es una matriz simétrica y se denomina la *matriz de tensiones*.

Así, se observa que el valor de los esfuerzos en distintas direcciones depende del valor de los cosenos directores del sistema de coordenadas que se tome. Para obtener un plano en el que el vector de esfuerzos sea perpendicular al mismo y del que de ahora en adelante denominaremos *vector de esfuerzos principales*, se considera que el vector de esfuerzos que se requiere hallar se puede escribir como:

$$\vec{\sigma} = \sigma[\vec{u}]$$

Por lo que la ecuación anterior se escribe como:

$$\sigma[\vec{u}] = [T][\vec{u}]$$

$$[T - \sigma I][\vec{u}] = 0$$

Donde I representa la matriz identidad. Esta ecuación matricial tiene una condición de compatibilidad, que es:

$$|T - \sigma I| = 0$$

Por lo que se obtiene un sistema de ecuaciones:

$$\begin{vmatrix} \sigma_{nx} - \sigma & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_{ny} - \sigma & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_{nz} - \sigma \end{vmatrix} = 0$$

Se puede demostrar que este determinante se puede reducir a una ecuación de tercer grado, que se denominará *ecuación característica*.

$$-\sigma^3 + I_1\sigma^2 - I_2\sigma + I_3 = 0$$

Donde:

$$I_1 = \sigma_{nx} + \sigma_{ny} + \sigma_{nz}$$

$$I_2 = \sigma_{nx}\sigma_{ny} + \sigma_{ny}\sigma_{nz} + \sigma_{nz}\sigma_{nx} - \tau_{xy}^2 - \tau_{yz}^2 - \tau_{zx}^2$$

$$I_3 = |T|$$

Debido a que la dirección y magnitud de los esfuerzos principales son independientes al sistema de referencia elegido, los coeficientes de la ecuación

característica son constantes sin importar el sistema de coordenadas tomado, por lo que se les denomina *invariante lineal*, *invariante cuadrático* e *invariante cúbico*.

Así, tomando como sistema de referencia el sistema de coordenadas principal, la matriz de tensiones se puede representar únicamente por 3 componentes principales:

$$\vec{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix}$$

Esta matriz se puede dividir en una parte isotrópica y una parte desviatoria. La parte isotrópica tiene la particularidad de sólo causar la expansión volumétrica del cubo diferencial manteniendo su forma, mientras que la parte desviatoria es la responsable por la deformación del cubo.

Así, se define la presión hidrostática media como:

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$$

Y así, la matriz de tensiones principales se puede dividir en su componente isotrópica y desviatoria:

$$\vec{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_m & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_m & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_m \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \sigma_1 - \sigma_m & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 - \sigma_m & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 - \sigma_m \end{bmatrix}$$

La segunda matriz se le conoce como el *tensor desviador*. Así como con el tensor de esfuerzos, este tensor desviador también posee invariantes, siendo estas:

$$J_1 = 0$$

$$J_2 = \frac{1}{6}((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2) = \frac{1}{3}I_1^2 - I_2^2$$

$$J_3 = \frac{2}{27}I_3^2 - \frac{1}{3}I_1I_2 + I_3$$

Esta matriz desviadora será de especial interés en la mecánica de suelos, puesto que es una de las causantes de las fallas y del comienzo del comportamiento plástico del terreno.

b. Criterio de Von Mises, Modelo de Coulomb y Modelo de Drucker Prager

Uno de los principales problemas de la mecánica de medio continuos es el de establecer criterios para identificar el inicio del comportamiento plástico del material. R. von Mises identificó que ocurriría la falla de un material en un punto el mismo cuando la energía de desviación tome un valor crítico.

A través de la teoría de elasticidad, se puede deducir que el criterio de falla de Von Mises se puede escribir de la siguiente manera:

$$J_2 = \frac{1}{6}((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2) = k^2$$

Von Mises predice que el valor de $k = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}}$, donde σ_y es el esfuerzo de fluencia del material. Así, el criterio de Von Mises se puede escribir como:

$$\sqrt{\frac{1}{2}((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2)} = \sigma_y$$

Este criterio de falla ha demostrado ser bastante acertado en materiales dúctiles. Esto es debido a que en un nivel microscópico, los desplazamientos que ocurren entre los átomos que forman la estructura cristalina del material (dislocaciones) desplazan un átomo después del otro, produciendo una pequeña pero irre recuperable deformación. Muchas dislocaciones pueden ocurrir a medida que el esfuerzo aplicado se aproxima a la falla, lo que se manifestará en una escala macroscópica como una deformación plástica.

Esta no es exactamente la situación que ocurre en suelos, aunque ciertas similitudes existen. En una escala macroscópica tanto un material dúctil como arcilla suave pueden parecer que fluyen cuando los esfuerzos se vuelven altos. Asimismo, tanto los metales como los suelos exhiben con frecuencia deformación localizada cuando la falla es inminente.

En base a sus observaciones, el ingeniero Charles Augustus Coulomb formuló un criterio de falla para suelos que luego fue extendido hacia algunos metales en ciertas aplicaciones. Coulomb observó que los materiales como el suelo tenían su resistencia asociada a dos fuentes: la cohesión y la fricción. Sus observaciones de suelos reales sugerían que la falla usualmente estaba asociada de la superficie de falla en el suelo. El criterio de Coulomb es el siguiente:

$$\tau = c + \sigma \tan (\varphi)$$

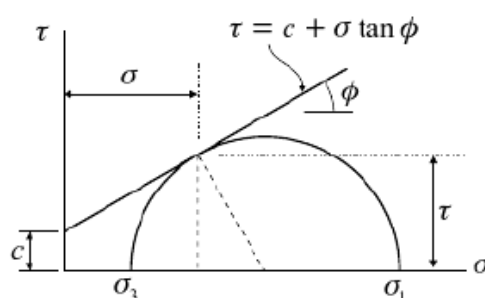


Figura 3.6.- Ángulo de fricción y cohesión para un estado de esfuerzos representado a través del círculo de Mohr

Donde c se define como la cohesión del terreno y φ como el ángulo de fricción interna. Estos parámetros del terreno definen su comportamiento tanto a tracción como a compresión, es decir, es equivalente a conocer los límites de fluencia a la tracción y a la compresión de un metal.

Esta relación se puede visualizar mejor al pasar al espacio definido por los 3 esfuerzos principales, generando las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_1 = \frac{1}{\sqrt{3}}\sigma_D + \sqrt{\frac{2}{3}}\sigma_F$$

$$\sigma_2 = \frac{1}{\sqrt{3}}\sigma_D - \frac{1}{\sqrt{2}}\sigma_E - \frac{1}{2}\sigma_F$$

$$\sigma_3 = \frac{1}{\sqrt{3}}\sigma_D + \frac{1}{\sqrt{2}}\sigma_E - \frac{1}{2}\sigma_F$$

Donde σ_D, σ_E y σ_F son los esfuerzos a lo largo de los 3 ejes que definen el triedro elemental de este sistema de coordenadas. Refiriendo los esfuerzos principales en función de la cohesión y el ángulo de fricción, se puede obtener la siguiente relación:

$$-\sqrt{3}\sigma_E(1 + \text{sen}(\varphi)) + \sigma_F(3 - \text{sen}(\varphi)) = 2\sqrt{6}c \cos(\varphi) + 2\sqrt{2}\sigma_D \text{sen}(\varphi)$$

Al intersectar esta superficie con el plano π (plano que tiene como normal a la diagonal principal del sistema de coordenadas), se forman líneas rectas, lo que genera una figura muy parecida a la del hexágono de Tresca. Sin embargo, existen dos radicales diferencias entre las superficies generadas:

- Las líneas de intersección con el plano π tienen pendientes relativas diferentes, lo que no ocurre con el modelo de Tresca, en el cual las pendientes relativas de las líneas son iguales.

- El tamaño de la superficie depende linealmente de σ_D , y por lo tanto del esfuerzo medio. Al graficar la superficie entera resulta en una pirámide con base hexagonal irregular, con vértice en el origen del sistema de coordenadas.

Comúnmente, en ensayos sobre probetas de suelo, los valores de resistencia a tracción y a compresión son los datos de salida de los ensayos. Mediante relaciones geométricas se puede obtener fácilmente que:

$$\operatorname{sen}(\varphi) = \frac{\sigma_c - \sigma_t}{\sigma_c + \sigma_t}$$

$$c = \frac{\sigma_c + \sigma_t}{4} \cos(\varphi)$$

No obstante, el modelo de Coulomb no toma en cuenta el efecto del esfuerzo hidrostático medio sobre la falla del suelo. Diferentes investigaciones demuestran que este hecho no es del todo cierto, puesto que se ha comprobado que este esfuerzo juega parte en el mecanismo de falla del terreno.

El modelo de Drucker – Prager toma los parámetros constitutivos del terreno (cohesión y ángulo de fricción), pero formula un criterio bajo el cual el terreno comenzará a fluir:

$$\sqrt{J_2} = A + 3B\sigma_m$$

O, en términos de los esfuerzos principales:

$$\sqrt{\frac{1}{6}((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2)} = A + B(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$$

Los parámetros A y B dependen de las propiedades del terreno. Al comparar un estado de esfuerzos en ensayos de tracción y compresión uniaxial y relacionar estos valores con los de cohesión y ángulo de fricción, se pueden obtener las siguientes relaciones para estos coeficientes:

$$A = \frac{6c}{\sqrt{3}(3 + \operatorname{sen}(\varphi))} \cos(\varphi)$$

$$B = \frac{2\operatorname{sen}(\varphi)}{\sqrt{3}(3 + \operatorname{sen}(\varphi))}$$

Los modelos de Coulomb y de Drucker – Prager se pueden comparar en el espacio tridimensional cuyos ejes corresponden a los esfuerzos principales.

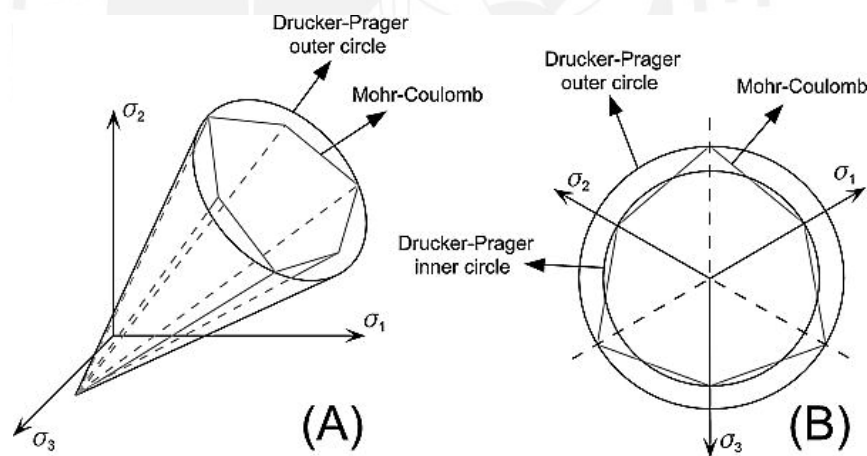


Figura 3.7.- (A) Evolvente de Drucker – Prager y Evolvente de Coulomb representadas en el espacio de esfuerzos principales. (B) Las dos evolventes vistas desde el plano π

La evolvente de Coulomb se desarrolla como un cono de base hexagonal irregular, mientras que la de Drucker – Prager como un cono de base circular, que coincide con el cono de base hexagonal en los vértices más agudos del mismo.

CAPÍTULO 4

METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS DEL PROBLEMA

Debido a la complejidad del problema, se asumirá que la capacidad portante del terreno depende principalmente de las fuerzas de fricción interna entre sus partículas.

En general, en la mecánica de suelos, el terreno posee dos parámetros principales que determinan su comportamiento y también el estado de falla en el mismo: la cohesión y el ángulo de fricción.

La cohesión se entiende como el grado de adherencia que tienen las partículas del suelo entre sí mismas, mientras que el ángulo de fricción interna está relacionado con las fuerzas de fricción y deslizamiento que ocurren entre las mismas.

En 1773 el ingeniero Charles Coulomb propuso que en el análisis de suelos, la resistencia ofrecida por los mismos está principalmente gobernada por estos dos parámetros.

Sin embargo, para efectos de este estudio, se tendrá en consideración que la capacidad de transmisión de carga así como la falla en el terreno dependerá principalmente de la fricción, es decir, se modelarán terrenos poco cohesivos.

La respuesta que se espera obtener para las simulaciones es probablemente un estado triaxial de esfuerzos, en las direcciones axial, radial y circunferencial, con especial influencia de los esfuerzos cortantes y de flexión.

Las etapas que se seguirán para lograr este objetivo serán las siguientes:

1. Investigación sobre análisis previos de problemas similares (búsqueda de la información) y del modelo (o modelos) matemático(s) a utilizar durante la simulación.
2. Implementación y validación del modelo matemático de Drucker – Prager en ANSYS Mechanical.
3. Desarrollo y simulación de un problema sencillo de una tubería enterrada a cierta profundidad del suelo, con una base de concreto, sometido solamente al peso propio del terreno.

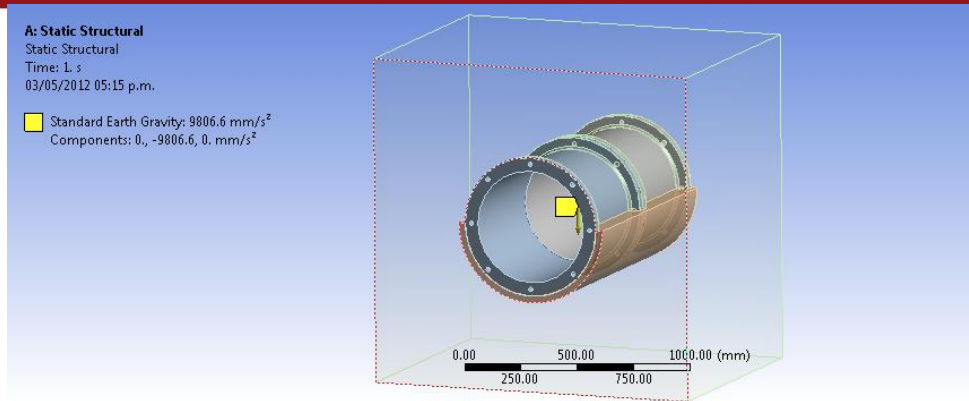


Figura 4.1.- Modelo de terreno y tubería enterrada con una base de concreto

4. Desarrollo y simulación de la tubería enterrada, esta vez sometida al propio peso del suelo y a una fuerza externa en la superficie del terreno actuando en la misma dirección y sentido que la aceleración de la gravedad (compresión).

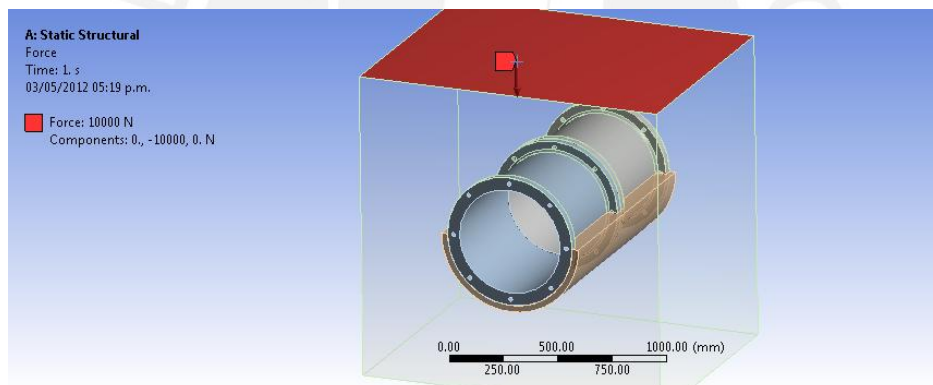


Figura 4.1.- Modelo de terreno y tubería enterrada con una base de concreto con una fuerza externa vertical actuando sobre la superficie del terreno.

5. Desarrollo y simulación de la tubería enterrada con una fuerza exterior actuante en la superficie del terreno y en dirección oblicua a este.

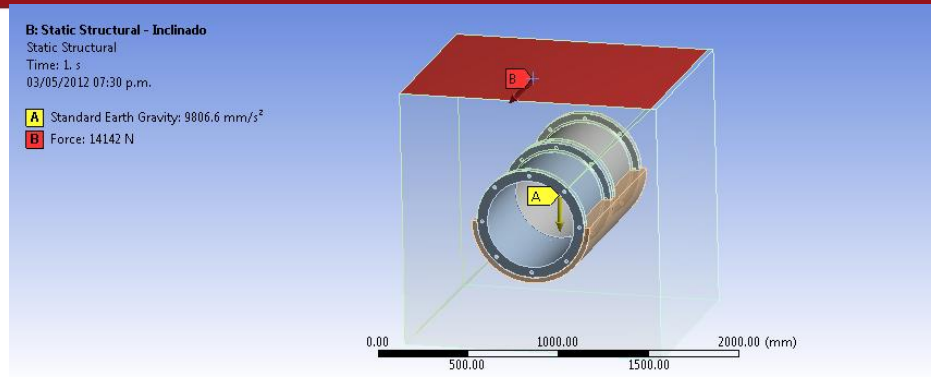


Figura 4.2.- Modelo de terreno y tubería enterrada con una base de concreto con una fuerza externa oblicua actuando sobre la superficie del terreno.

6. Desarrollo y simulación de la tubería enterrada bajo efectos del peso propio del terreno y considerando una falla en el interior del terreno.



CAPÍTULO 5

MODELACIÓN POR ELEMENTOS FINITOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

La modelación del problema por elementos finitos del problema se divide en tres partes fundamentales:

- La validación del modelo de falla de Drucker Prager para el terreno, a través de la simulación de un ensayo de carga sobre un elemento hexaédrico de 8 nodos, seguido de un ensayo de carga y descarga en una probeta.
- La validación de una pequeña parte del terreno donde estaría enterrada la tubería sometida a compresión, llevándola hasta un estado de deformación plástica.
- Simulación de un tramo de tubería de cinco metros de largo, tomando en cuenta diferentes tipos de carga sobre el mismo de tal manera que se puedan analizar los esfuerzos sobre la tubería.

El modelo por elementos finitos se implementó usando el software ANSYS R14 y R14.5. El módulo que se usó para este estudio fue el correspondiente a Workbench

Mechanical, el cual es usado para análisis estáticos estructurales tanto lineales como no lineales.

a. Validación del modelo de falla de Drucker Prager

Si bien ANSYS Workbench cuenta con una extensa librería sobre modelos de materiales, el modelo de Drucker – Prager no se encuentra implementado en el mismo. Es por este motivo que se tuvo que desarrollar un código para introducirlo en la simulación, de modo tal que los elementos correspondientes al terreno puedan tener un comportamiento de acuerdo a este criterio de falla.

Para esto, se estudió en primer lugar el tipo de elementos a usar en la simulación, según las definiciones propias que les da ANSYS [1]:

- SOLID187: Tipo de elemento tetraédrico de segundo orden. Consta de 10 nodos es usado en análisis de plasticidad, hiperelasticidad, fenómenos de Creep, rigidización por esfuerzo, grandes deflexiones y deformaciones. Cada nodo tiene 3 grados de libertad.

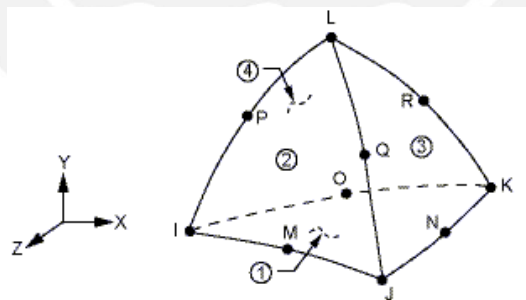


Figura 5.1.- Elemento SOLID187 (Fuente: ANSYS Help)

- SOLID92: Tipo de elemento tetraédrico de segundo orden. Consta de 20 nodos y es una versión antigua del elemento SOLID187. Sin embargo, los modelos de plasticidad son más fácilmente implementados usando esta clase de elementos.

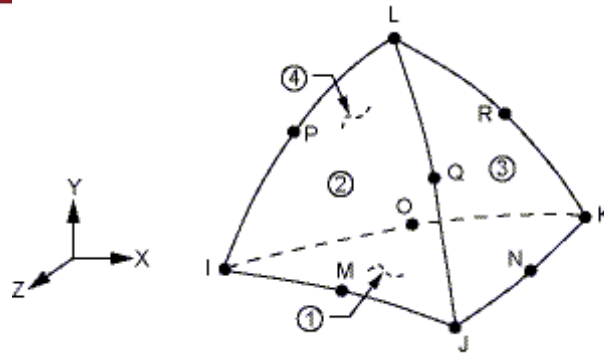


Figura 5.2.- Elemento SOLID92 (Fuente: ANSYS Help)

- SOLID186: Tipo de elemento hexaédrico de segundo orden. Consta de 20 nodos, cada uno con 3 grados de libertad. El elemento soporta análisis de plasticidad, hiperelasticidad, fenómenos de Creep, rigidización por esfuerzo, grandes deflexiones y deformaciones.

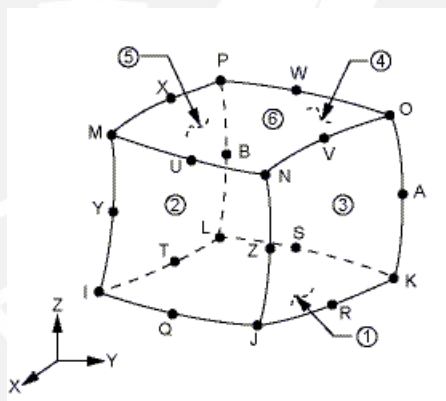


Figura 5.3.- Elemento SOLID186 (Fuente: ANSYS Help)

- SOLID95: Tipo de elemento hexaédrico de segundo orden. Consta de 20 nodos y es una versión antigua del elemento SOLID186. Sin embargo, así como con el elemento SOLID92, los modelos de plasticidad son más fácilmente implementados usando esta clase de elementos.

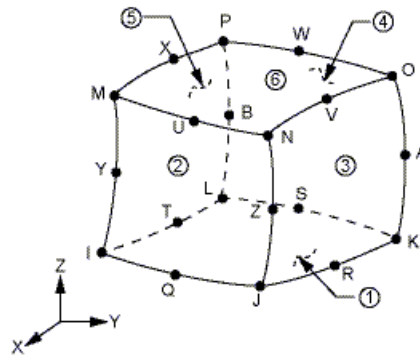


Figura 5.4.- Elemento SOLID95 (Fuente: ANSYS Help)

La lógica del código implementado es la siguiente:

1. Define la variable ANSYS_C, correspondiente al valor de la cohesión del terreno.
2. Define la variable ANSYS_THETA, correspondiente al valor del ángulo de fricción en grados sexagesimales.
3. Define la variable ANSYS_PHI, correspondiente al valor del ángulo de dilatación en grados sexagesimales (no usado en el análisis, pero necesario para completar el modelamiento del criterio de falla. En esta investigación no tendrá mayor relevancia el uso de este parámetro).
4. Entrada al módulo de pre-procesamiento.
5. Según la numeración que se le ha dado a cada elemento en la malla, se obtiene el número identificador de elemento más alto, se almacena este en la variable "etmax", y luego se le suma una unidad. Esto se hace con el objetivo de crear un nuevo tipo de elemento con un nuevo número identificador, de tal manera que no entre en conflicto con ninguno de los ya existentes.

6. Asignar a este número de elemento, el elemento SOLID92, el cual ya se describió con anterioridad.
7. Asignar al elemento creado las propiedades de masa y de elasticidad: Módulo de Young, coeficiente de Poisson y densidad.
8. Definir el modelo de Drucker Prager para el elemento en cuestión. Los parámetros de entrada serán el valor de la cohesión, el del ángulo de fricción y el del ángulo de dilatación.
9. Seleccionar el componente correspondiente al terreno del modelo geométrico a simular.
10. Seleccionar todos los elementos del tipo SOLID187, que es creado por defecto al momento de mallar el elemento.
11. Modificar todos estos elementos y convertirlos a “etmax”. Es decir, asignar el tipo de elemento SOLID92 con los parámetros del modelo de Drucker-Prager, así como las propiedades elásticas y de masa impuestas al elemento.
12. Terminar todos los procesos en el pre-procesador, y pasar a la etapa de solución del modelo.

En lenguaje de programación APDL, este código se escribe:

```
ANSYS_C=100
```

```
ANSYS_THETA=13.833
```

```
ANSYS_PHI=13.833

/PREP7

*get,etmax,ETYP,0,NUM,MAX

etmax=etmax+1

et,etmax,solid92

MP,ex,etmax,68947

MP,nuxy,etmax,0.4

MP,dens,etmax,1000e-9

TB,DP,etmax

TBMODIF,1,1,ANSYS_C

TBMODIF,1,2,ANSYS_THETA

TBMODIF,1,3,ANSYS_PHI

cmsel,s,ground

ESEL,R,ENAME,,solid187

EMODIF,all,TYPE,etmax

EMODIF,all,MAT,etmax

alls

finish

/SOLU
```

Como se puede ver, el modelo de Drucker Prager sí se encuentra implementado en ANSYS Mechanical APDL, por lo que el código no hace más que hacer un “llamado”

al modelo para poder usarlo en ANSYS Workbench. Se debe notar también, que los parámetros de entrada son el valor de la cohesión, el ángulo de fricción y el ángulo de dilatación, y con estos valores se calcularán los esfuerzos principales correspondientes a un ensayo de compresión sobre el material, que define la teoría de Mohr – Coulomb.

Sin embargo, este código, de estar bien implementado, debería corresponder a un modelo elástico – perfectamente plástico. Para comprobar este comportamiento, se hizo un ensayo sobre un elemento hexaédrico de 8 nodos. La geometría usada fue un cubo de 1 milímetro de lado. Este se malló con un solo elemento de 8 nodos (elemento de primer orden). Las características del modelo constitutivo usadas para este ensayo fueron las siguientes:

Cohesión: 0.5 MPa

Ángulo de fricción: 5°

Ángulo de dilatación: 5°

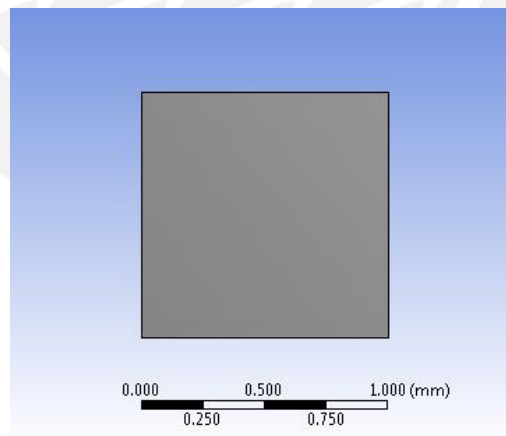


Figura 5.5.- Vista frontal del elemento

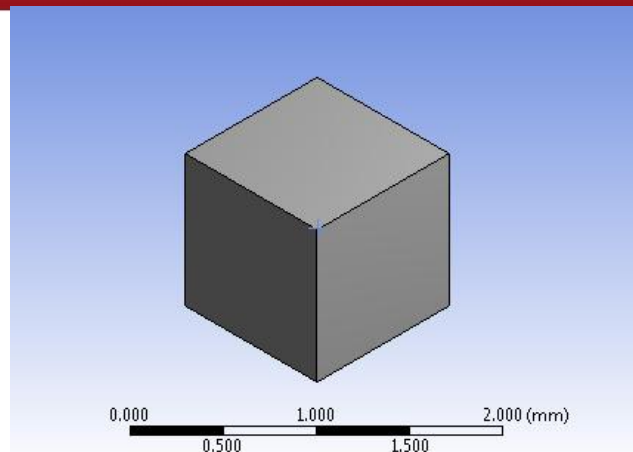


Figura 5.6.- Vista isométrica del elemento

Las características de la malla fueron las siguientes:

Malla: 1 elemento hexaédrico de primer orden.

Número de elementos: 1

Número de nodos: 8

Relación de aspecto promedio de los elementos: 1

Paralelismo promedio de los elementos: 0

Ortogonalidad promedio de los elementos: 1

Calidad promedio de la malla: 100%

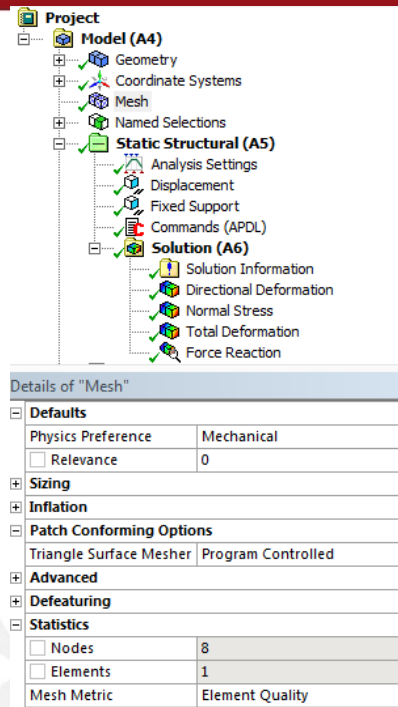


Figura 5.7.- Configuración de la malla y del análisis en ANSYS Mechanical 14.5

Las condiciones de borde utilizadas para la simulación fueron una restricción de todos los grados de libertad de 4 nodos pertenecientes a una misma cara, mientras que en los restantes 4 nodos se impuso un desplazamiento de 10^{-4} milímetros en la dirección de los nodos cuyos grados de libertad están restringidos. Una vez conseguida esta deformación en el elemento, se desactivó la condición de borde de desplazamiento permitiendo una recuperación elástica del elemento.

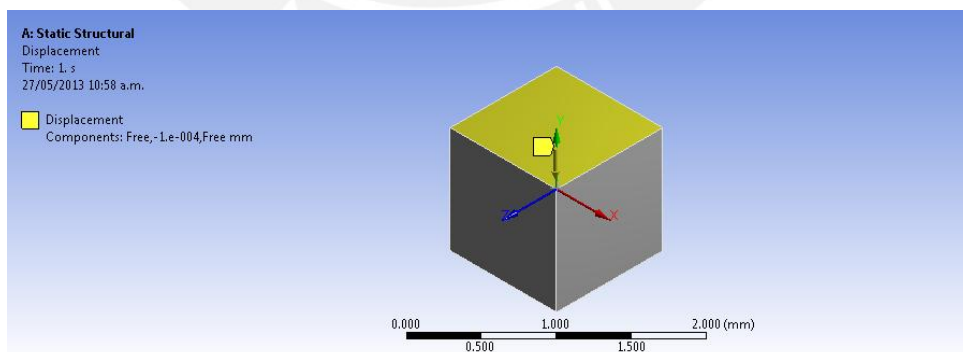


Figura 5.8.- Desplazamiento vertical aplicado sobre la superficie de un elemento

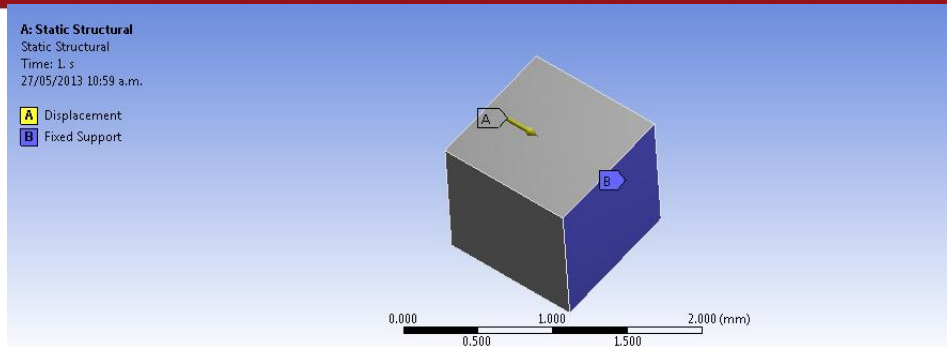


Figura 5.9.- Condiciones de borde generales para la simulación

Los resultados obtenidos luego de la simulación fueron los siguientes:

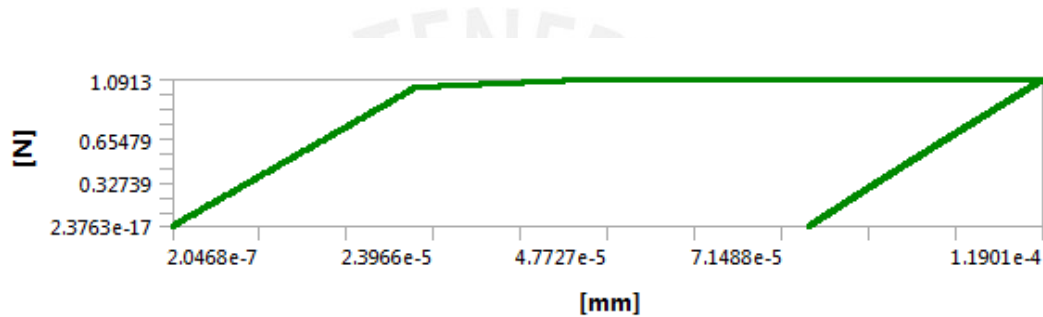


Figura 5.10.- Curva de Fuerza vs. Desplazamiento del elemento simulado a compresión. Debido a que el área donde es aplicado el desplazamiento es 1 mm^2 y el lado del elemento es de 1 mm de largo, la curva es numéricamente similar a la de Esfuerzo vs. Deformación Unitaria

Como se puede ver, el elemento tiene una zona de comportamiento elástico hasta aproximadamente llegar a 2.29×10^{-5} milímetros de deformación, después de lo cual la deformación aumenta sin un cambio en la fuerza de reacción, lo cual es propio en comportamiento elástico – perfectamente plástico de un material.

Asimismo, haciendo un análisis en las mismas condiciones pero esta vez a la tracción, se puede observar el siguiente resultado:

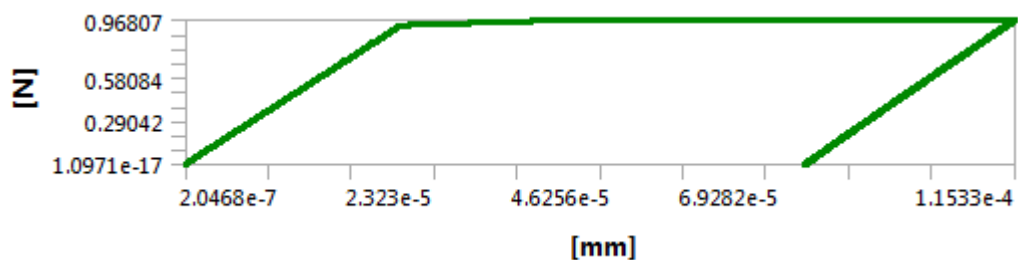


Figura 5.10.- Curva de Fuerza vs. Desplazamiento del elemento simulado a tracción

Se observa que el comportamiento a compresión y a tracción difiere en aproximadamente 11%. Esto es cualitativamente aceptable en cuestiones del terreno, pues la resistencia a la compresión de los mismos es mayor que su resistencia a la tracción. Así pues, queda validado el código y el modelo constitutivo usado para el terreno.

Luego, la siguiente simulación consistió en usar el código implementado ya no en un solo elemento, sino más bien en una probeta. La motivación de este ensayo fue el de modificar el código de tal manera que se pueda aplicar a elementos tetraédricos. Estos tienen la capacidad de adaptarse mejor a las partes curvas de cualquier modelo geométrico, por lo que era importante saber si el modelo constitutivo implementado no presentaba problemas al aplicarse a este tipo de elementos.

Se hizo un modelo de una probeta de base circular mostrada a continuación:

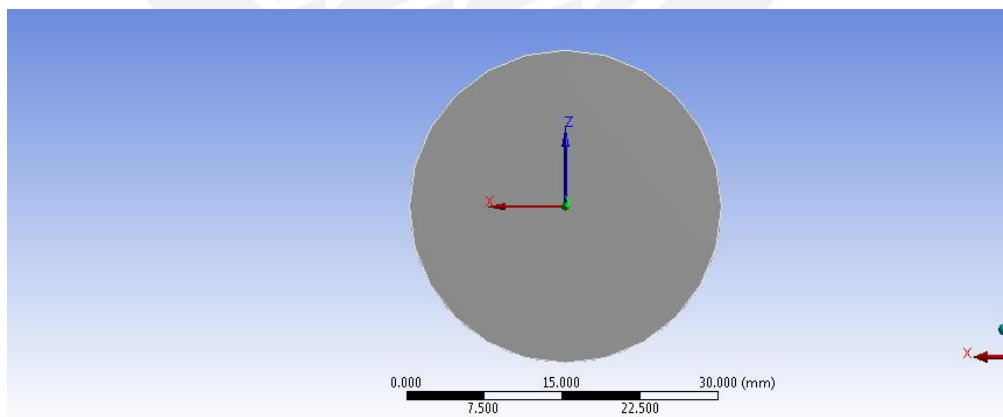


Figura 5.11.- Geometría de la probeta, vista de planta

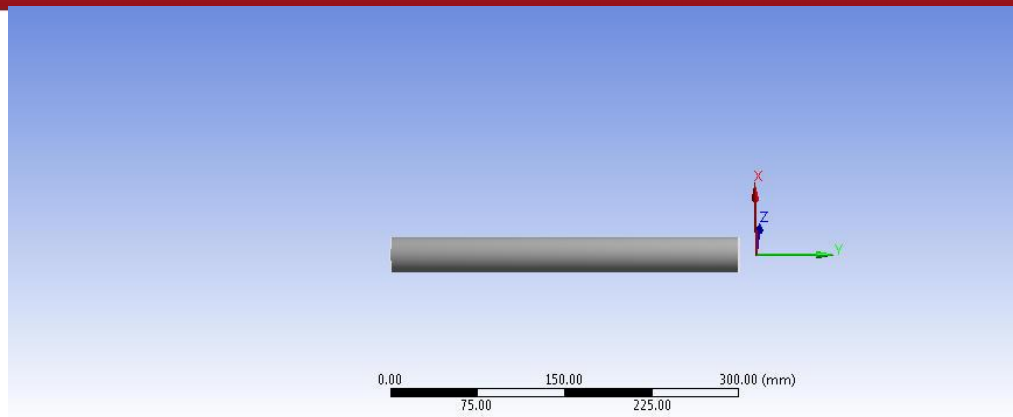


Figura 5.12.- Geometría de la probeta, vista frontal

La probeta tuvo 30 milímetros de diámetro por 300 milímetros de largo. Debido a la complejidad de las condiciones de borde necesarias para hacer un análisis de carga y descarga, se optó por un artificio en la simulación: adicionalmente a la probeta, se dibujó un bloque rígido sobre esta, al cual se le impuso un desplazamiento de 5 milímetros con dirección hacia la probeta y luego el mismo desplazamiento en la dirección contraria para que retorne a su posición original.

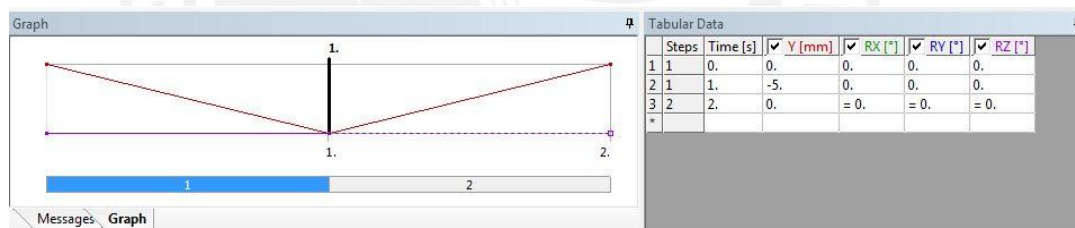


Figura 5.13.- Detalles del desplazamiento impuesto al bloque

La probeta estará fija en uno de sus extremos (el opuesto al más próximo al bloque rígido). Esto producirá una compresión en la probeta durante el desplazamiento vertical del bloque, por lo que se producirán deformaciones tanto elásticas como plásticas; luego, una vez que el bloque comience a volver a su posición original, este se despegará de la probeta, permitiéndole una recuperación elástica hasta un estado estático.

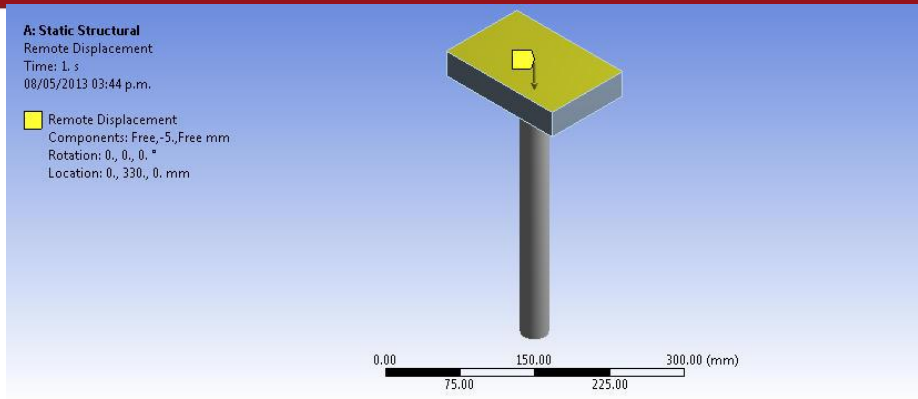


Figura 5.14.- Geometría de la probeta, bloque rígido y condición de desplazamiento del bloque

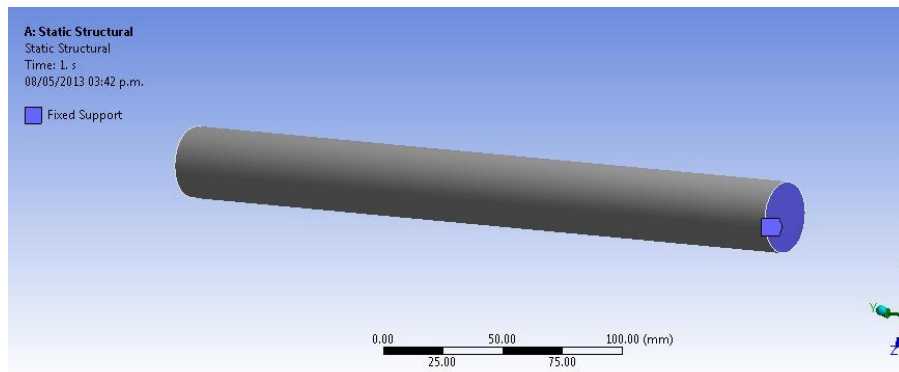


Figura 5.15.- Condición de borde en el otro extremo de la probeta

Puesto que en este análisis sólo la probeta es deformable, sólo se mallará este cuerpo. Las características de la malla fueron las siguientes:

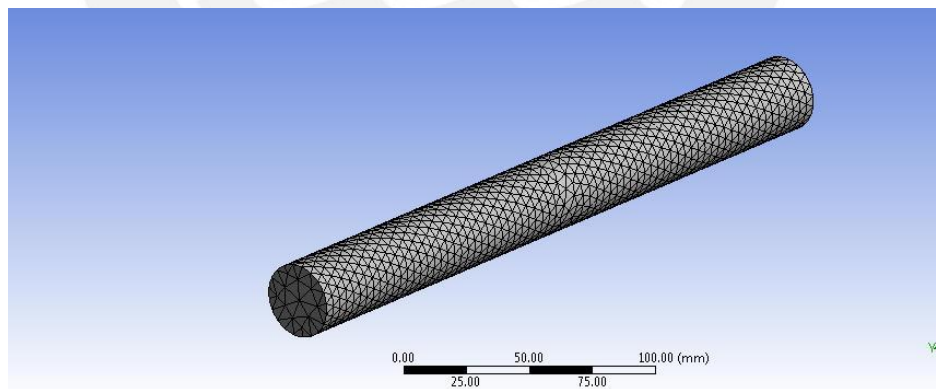


Figura 5.16.- Mallado exterior de la probeta

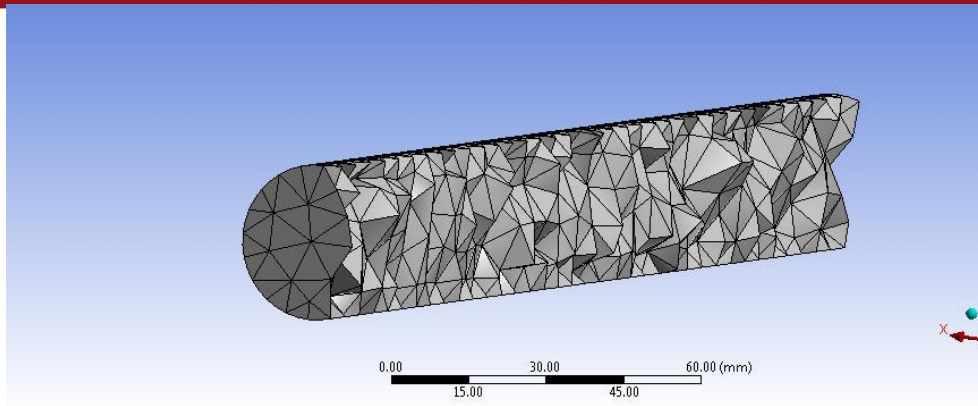


Figura 5.17.- Mallado interior de la probeta

- Malla: elementos tetraédricos obtenidos a través del método Patch Conforming.
- Tamaño máximo de elemento: 5 mm (lado)
- Cantidad de elementos: 8585
- Cantidad de nodos: 16182
- Relación de aspecto promedio en los elementos: 1.95
- Paralelismo promedio de elementos: 0.31
- Ortogonalidad promedio de elementos: 0.83
- Calidad promedio de la malla: 81%

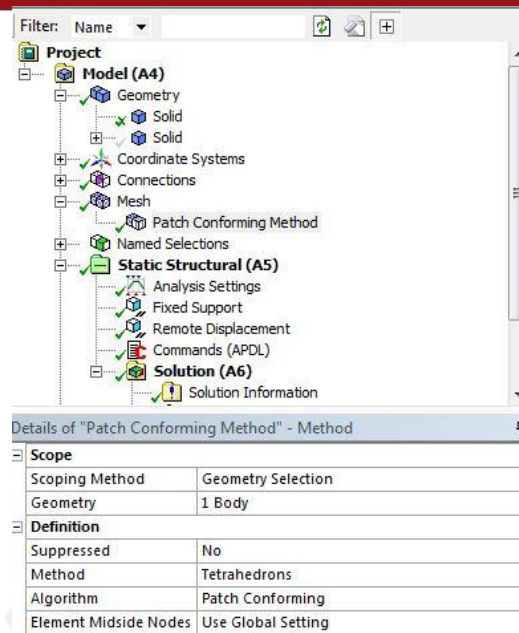


Figura 5.18.- Configuración global de la malla

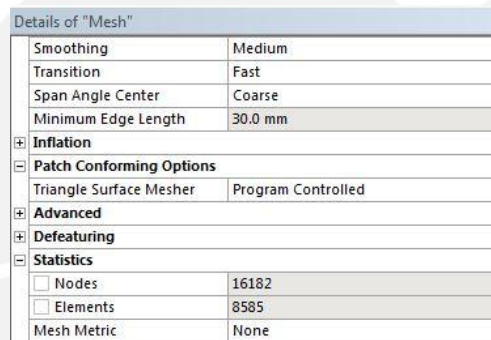


Figura 5.19.- Número de nodos y elementos de la malla

Se procedió a simular el modelo bajo las condiciones de borde especificadas y con la malla descrita. Los resultados obtenidos son mostrados a continuación:

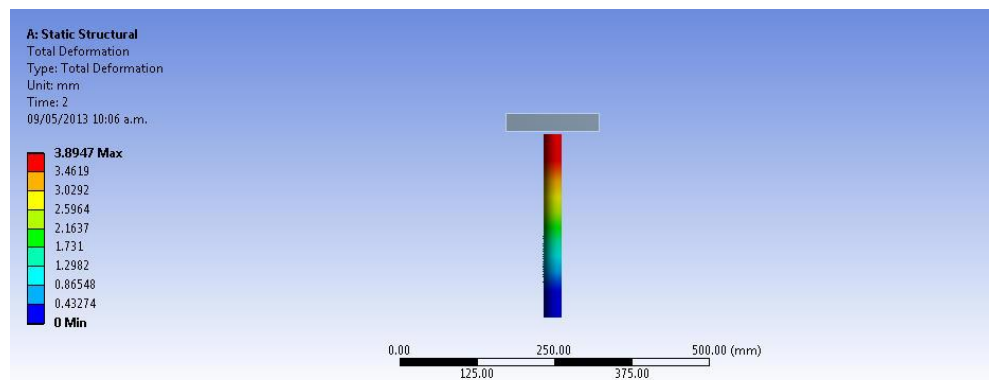


Figura 5.20.- Deformación total alcanzada luego de la simulación

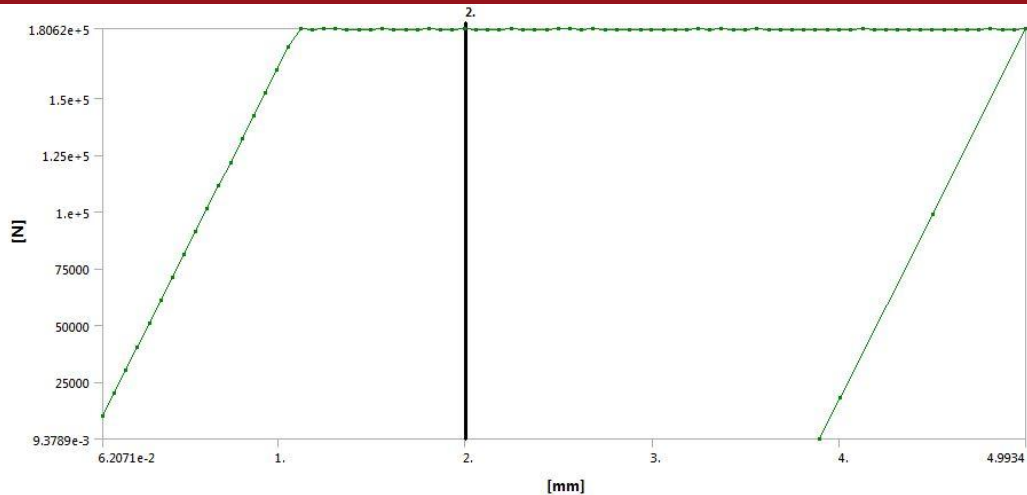


Figura 5.21.- Curva de Fuerza de reacción en la probeta vs. Deformación durante la simulación

Se puede observar que la curva de fuerza de reacción en la probeta (tomada en el soporte fijo) tiene un comportamiento elástico en un tramo, seguido de un tramo en el que la fuerza se mantiene constante con el desplazamiento, seguido de una reducción de la misma. Este tipo de curva es el que se esperaba puesto que el modelo de Drucker – Prager responde a un comportamiento elástico – perfectamente plástico. Con esto, quedó validado el código implementado, por lo que se usó en las siguientes simulaciones.

b.- Comparación de Resultados con el CIMNE

Como parte del convenio realizado con el CIMNE (Centro Internacional de Métodos Numéricos para la Ingeniería – Sede Catalunya – Barcelona), el equipo de trabajo en Barcelona realizó algunas simulaciones en un modelo sencillo de terreno, con la intención de verificar la implementación del modelo de Drucker-Prager en su propio software COMET [5]. Este ensayo tuvo una doble motivación: por un lado, la calibración de parámetros por parte de los dos softwares, puesto que esto resultaría importante para modelos de simulación más grandes. Por otro lado, se aprovechó este modelo para hacer algunas comparaciones teóricas con modelos conceptuales, para ya no sólo tener un resultado cualitativo del modelo sino más bien cuantitativo.

Las propiedades de material y la geometría usadas para sus simulaciones fueron las siguientes:

Tabla 5.1.- Propiedades del terreno usadas por el CIMNE en la simulación

Modulo de Young	31.0 GPa
Modulo de Poisson	0.18
Resistencia a compresión	27.6 MN/m ²
Resistencia a tracción	3.48 MN/m ²
Densidad	2000 kg/m ³
Energía de fractura desviadora	5690, 7500, y 10000 N/m
Energía de fractura hidrostática	40, 60 y 80 N/m

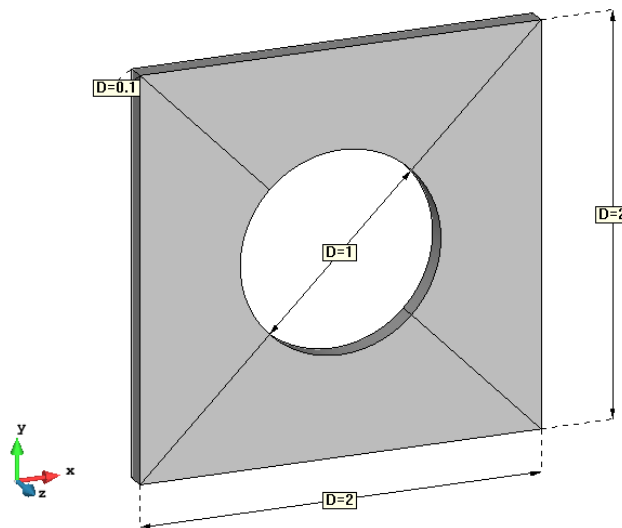


Figura 5.22.- Geometría usada por el CIMNE para la simulación

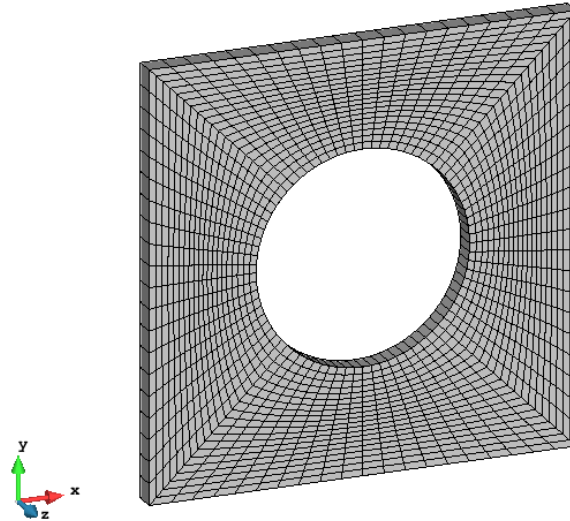


Figura 5.23.- Malla para la simulación obtenida en el programa COMET

Uno de los objetivos principales de la simulación fue de establecer las condiciones necesarias para garantizar una deformación plana. Para esto, se establecieron las siguientes condiciones de borde:

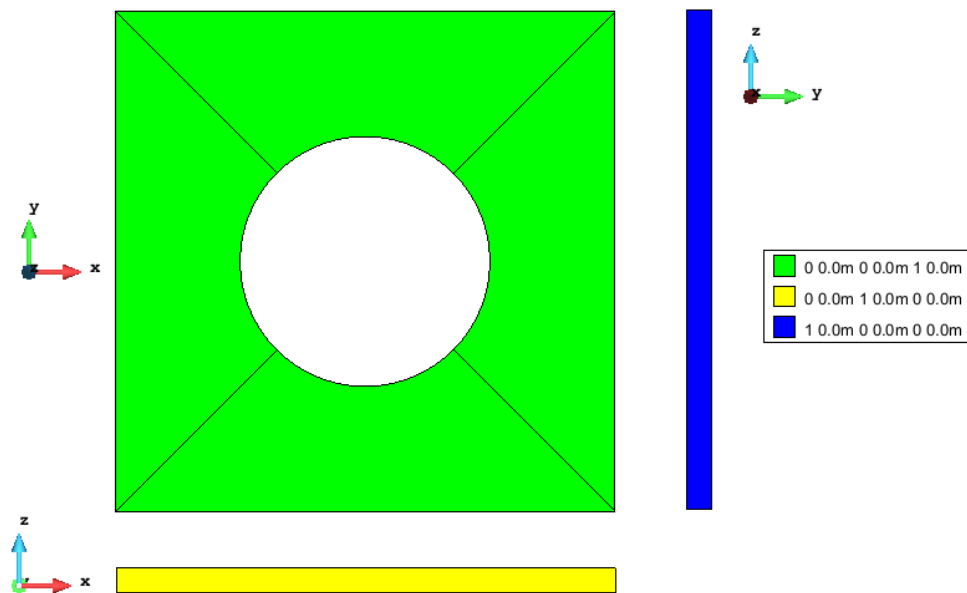


Figura 5.24.- Condiciones de borde utilizadas para la simulación del CIMNE

La carga aplicada sobre la superficie superior del terreno fue de una presión 1 MPa, tal como lo muestra la figura 4.3:

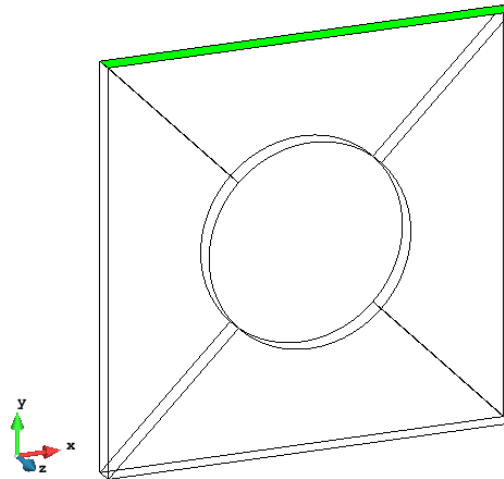


Figura 5.25.- Presión de 1 MPa aplicada sobre la superficie del terreno

Los resultados obtenidos por el CIMNE fueron principalmente los siguientes (cabe mencionar que estos resultados no corresponden a un modelo que ha alcanzado la convergencia, por lo que sólo son resultados parciales):

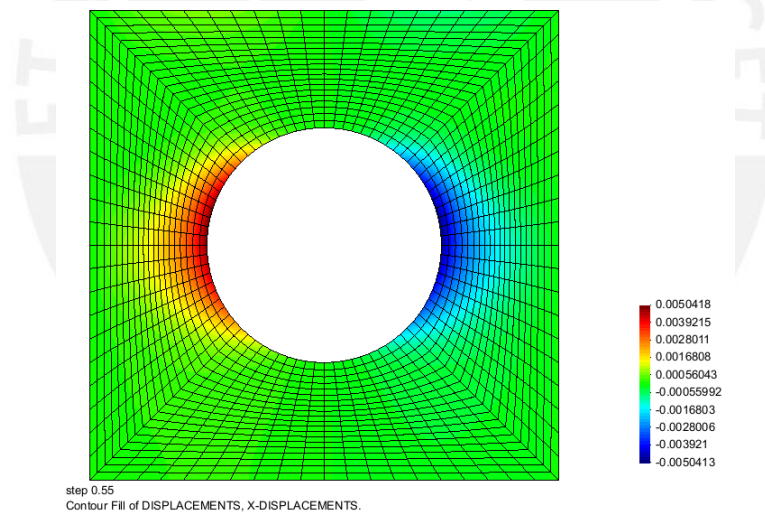


Figura 5.26.- Desplazamientos horizontales en el terreno

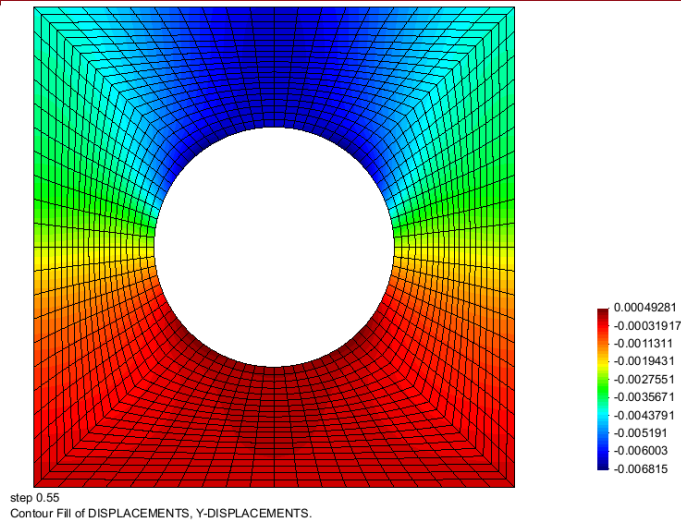


Figura 5.27. Desplazamientos verticales en el terreno

Así pues, con la intención de recrear la simulación hecha en el CIMNE para comparar resultados e implementación el modelo de Drucker-Prager, se desarrolló una geometría similar para realizar la simulación respectiva.

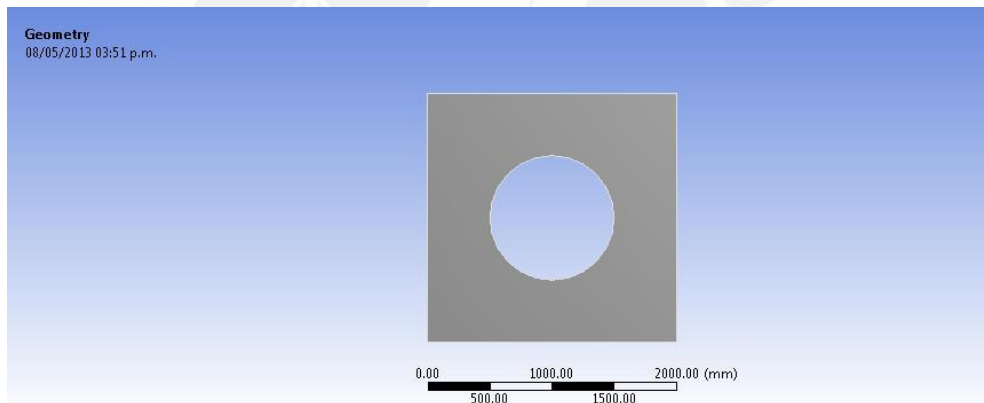


Figura 5.28. Geometría de la placa realizada en ANSYS Design Modeler

El mallado del terreno tiene las siguientes características:

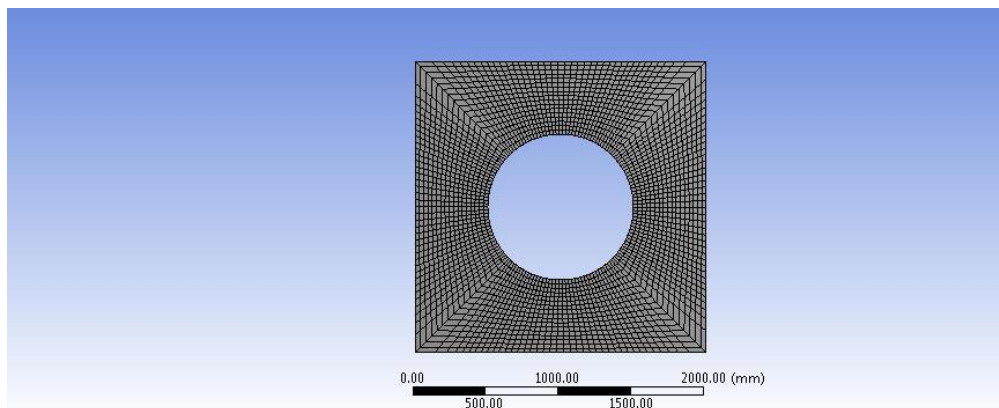


Figura 5.29. Mallado del modelo en ANSYS

- Malla: elementos hexaédricos obtenidos a través del método Mapped Face Meshing
- Tamaño máximo de elemento: 80 mm (lado)
- Cantidad de elementos: 7854
- Cantidad de nodos: 40964
- Relación de aspecto promedio en los elementos: 1.44
- Paralelismo promedio de elementos: 0.18
- Ortogonalidad promedio de elementos: 0.95
- Calidad promedio de la malla: 89%

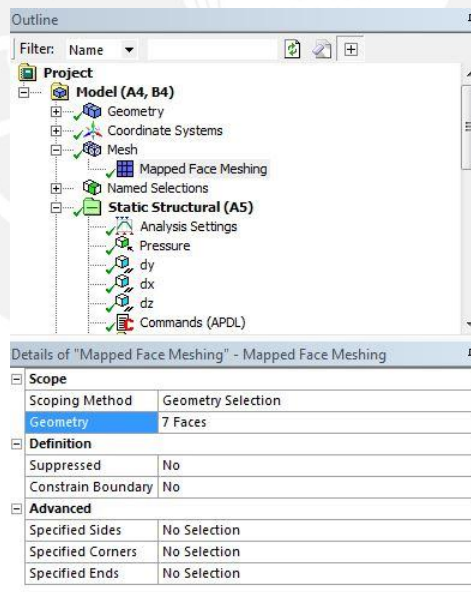


Figura 5.30. Detalle de la configuración del mallado

Según los parámetros calculados en el modelo de Drucker Prager, los correspondientes valores de la cohesión y el ángulo de fricción serían:

Cohesión: 4.9 MPa

Ángulo de fricción: 50°

No obstante, luego de comparar los resultados obtenidos con ANSYS, se hicieron dos observaciones a este trabajo:

1. El modelo de Drucker – Prager que el CIMNE estaba utilizando era de una formulación parabólica, por lo que los parámetros de cohesión y ángulo de fricción se calculan de otra manera
2. Las simulaciones hechas en el software COMET no correspondían a estados de convergencia de la solución: esta no se había podido lograr.

Por lo tanto, se realizó una tabla de calibración de los dos modelos, encontrando que los valores correspondientes a las propiedades de tracción y compresión usadas por el CIMNE fueron:

- Cohesión: 0,9 MPa
- Ángulo de fricción: 5°

Estas propiedades fueron usadas en la siguiente simulación, la que se basó en el modelo geométrico del CIMNE. Adicionalmente, se especificó el siguiente parámetro:

- Ángulo de cohesión: 5° (condición de flujo asociativo)

Sin embargo, debido a que al término de este trabajo el CIMNE no ha proporcionado todavía los datos de las simulaciones convergidas, sólo se ha realizado una comparación cualitativa de los resultados.

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

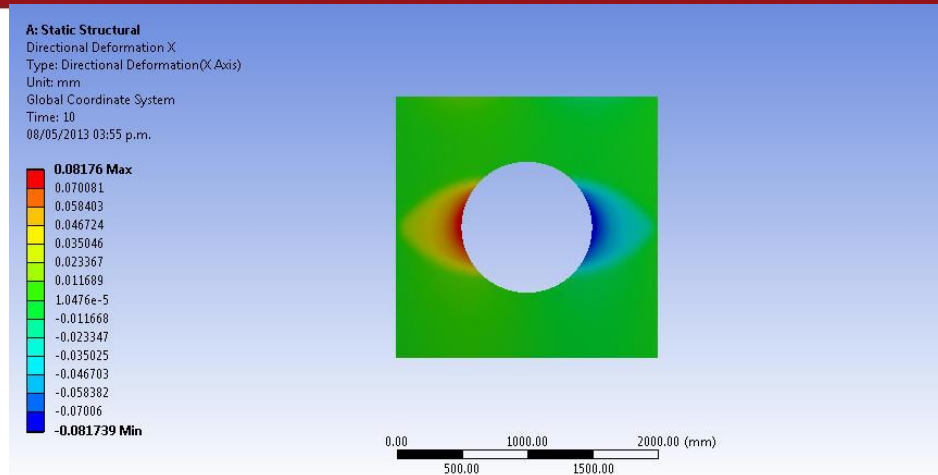


Figura 5.31. Deformación direccional en el eje X

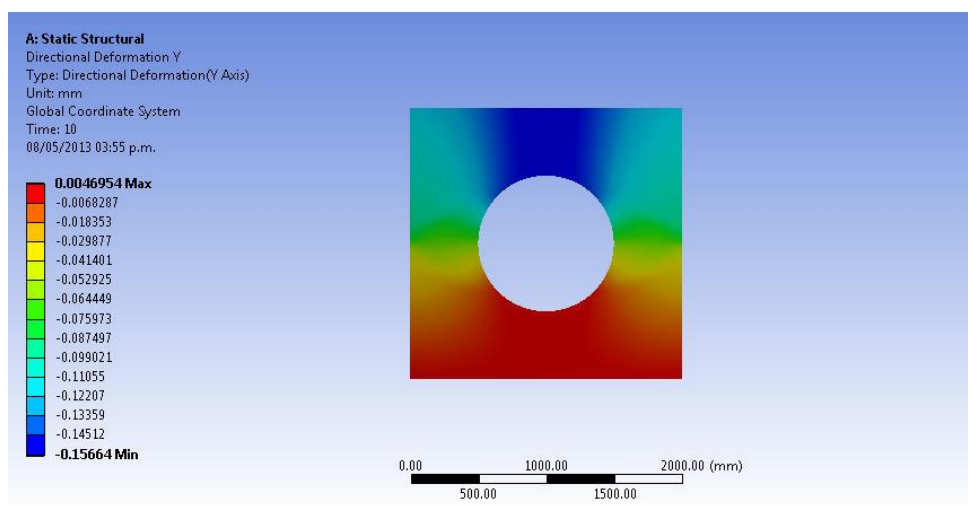


Figura 5.32. Deformación direccional en el eje Y

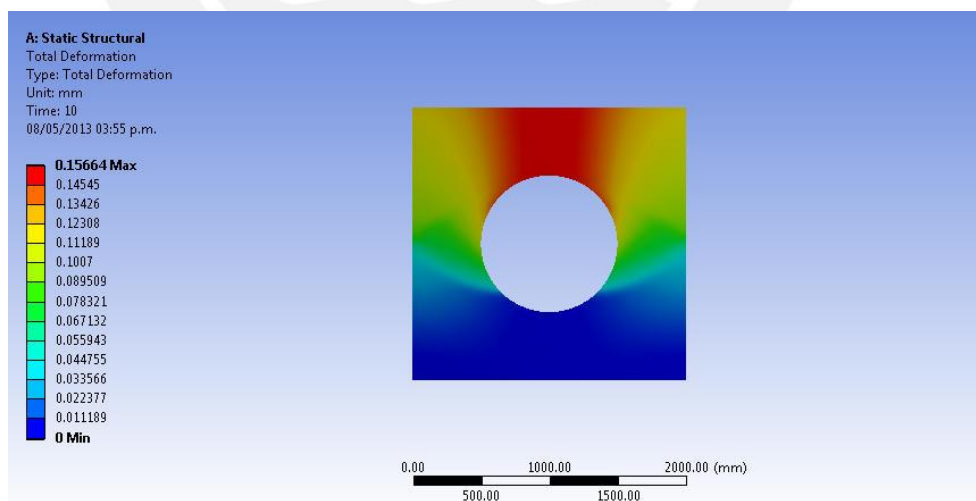


Figura 5.33. Deformación total del terreno

Se puede observar que para los resultados de las deformaciones, las simulaciones tanto como del CIMNE como las hechas en ANSYS obtuvieron tendencias muy similares. Asimismo, en la figura 5.22 se puede observar que las deformaciones

plásticas se generan principalmente sobre los lados de la tubería que se encuentran casi paralelos al terreno. Así pues, se esperaba que, como hubo presencia de deformaciones plásticas en la zona, el campo de esfuerzos se redistribuya alrededor de esa zona de la tubería.

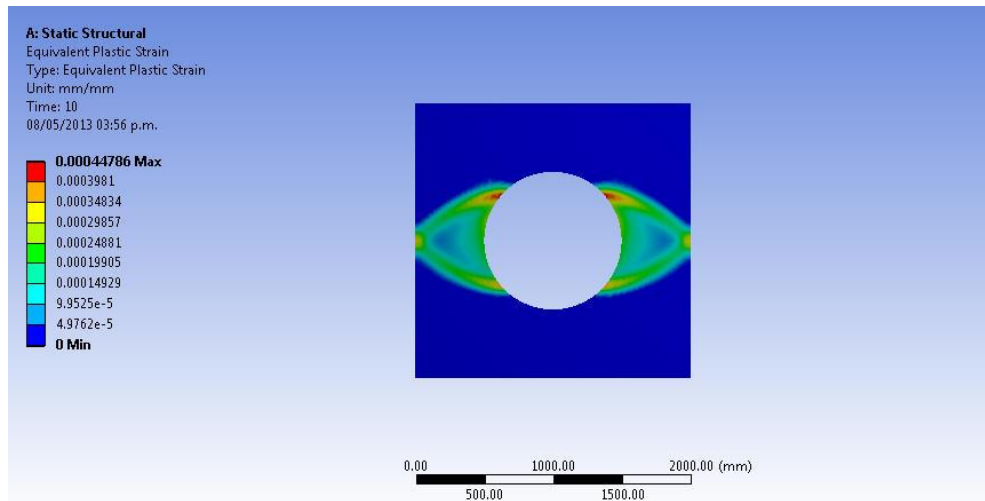


Figura 5.34. Deformación plástica equivalente en el terreno

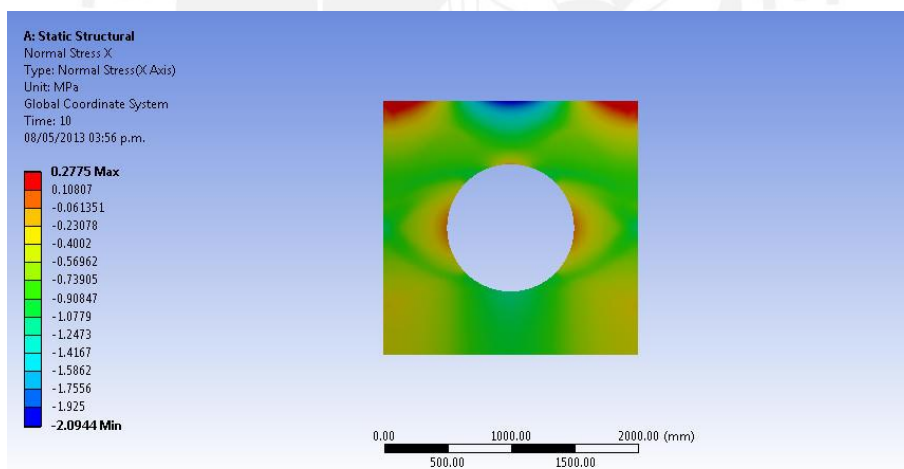


Figura 5.35. Esfuerzos normales en la dirección del eje X

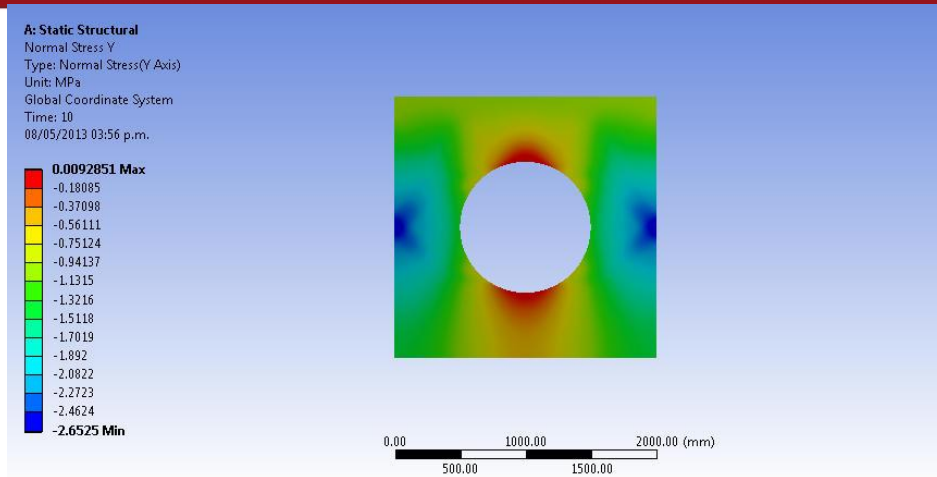


Figura 5.36. Esfuerzos normales en la dirección del eje Y

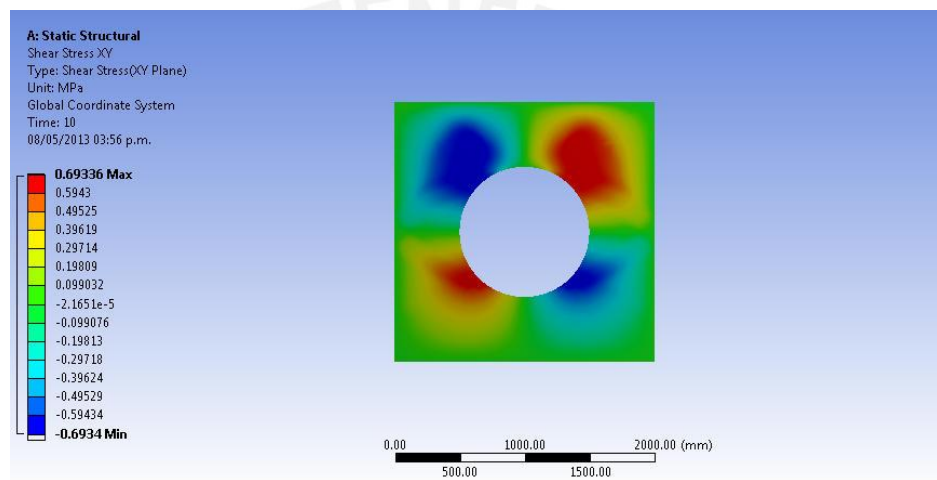


Figura 5.37. Esfuerzos cortantes en el plano XY

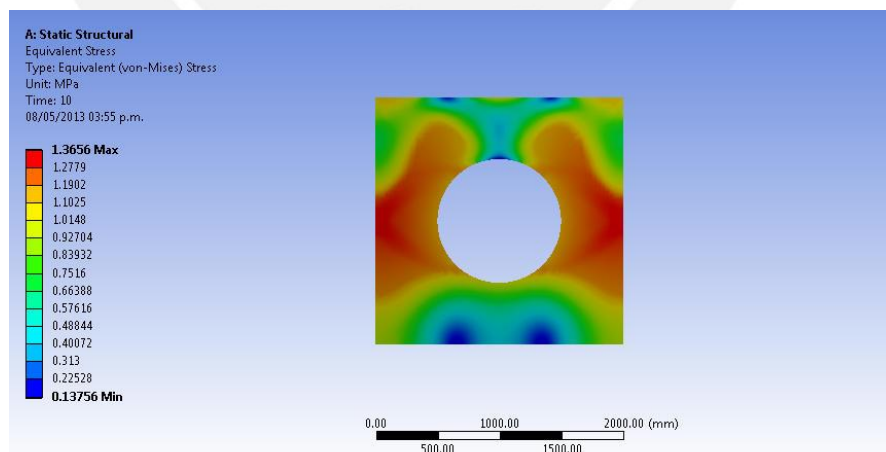


Figura 5.38. Esfuerzos equivalentes de Von Mises

Según la teoría de la elasticidad, los esfuerzos en los extremos diametrales del agujero que son paralelos con el eje X deberían ser 3 veces la presión aplicada en la

parte superior de la placa. Sin embargo, se puede observar que no es así. Esto es debido a que el terreno está en un estado plástico de deformación.

Por este motivo, se hizo una simulación transitoria para comparar la distribución de esfuerzos en estados de deformación elástico y plástico. Para esta simulación se consideraron las mismas condiciones de borde y cargas que para la simulación estática, con la diferencia de que la carga debía ser aplicada en un intervalo de 10 segundos.

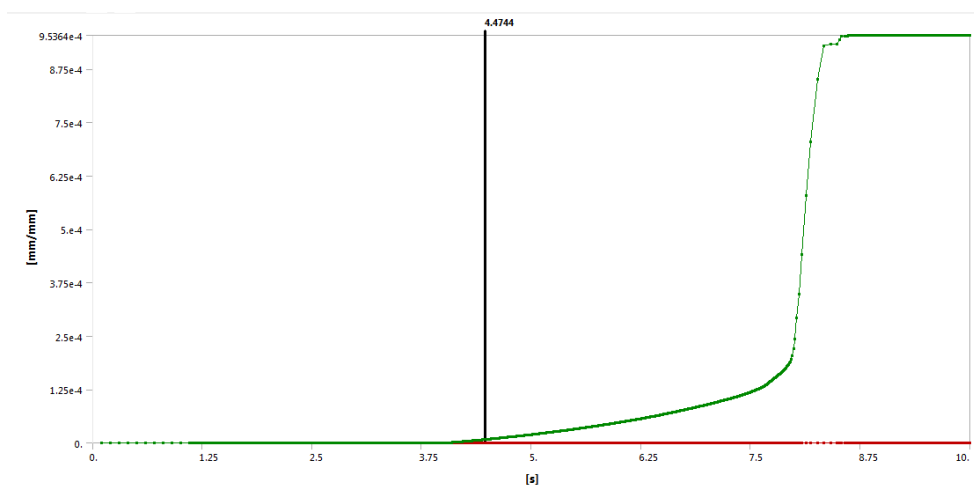


Figura 5.39. Esfuerzos equivalentes de Von Mises

Se puede observar de la curva de deformación plástica que aproximadamente a los 4,47 segundos el terreno abandona el rango elástico. Para este instante de tiempo, la distribución de esfuerzos fue como se muestra a continuación:

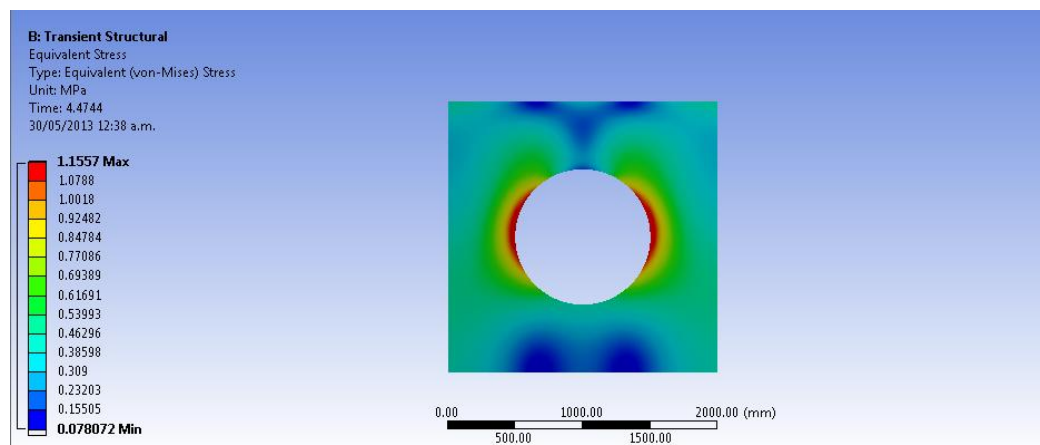


Figura 5.40. Esfuerzos equivalentes de Von Mises

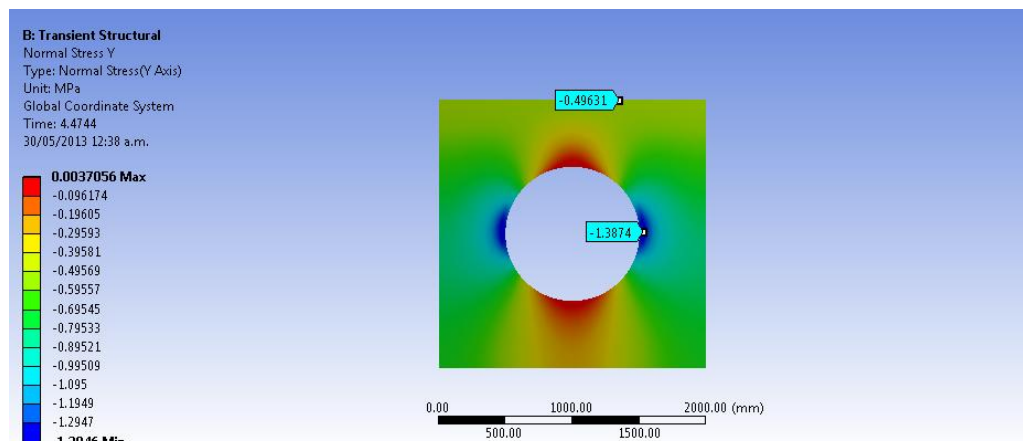


Figura 5.41. Esfuerzos equivalentes de Von Mises

Se puede observar que en los extremos del agujero el esfuerzo en la dirección Y es de aproximadamente tres veces la presión en la superficie originado por la presión en ese instante. Esto confirma que el terreno efectivamente se encuentra en rango elástico, puesto que según la teoría de la elasticidad, el campo de esfuerzos en coordenadas polares con respecto al centro del agujero en la placa es el siguiente:

$$\sigma_{\rho} = -\frac{t}{2} \left(1 - \frac{r_1^2}{\rho^2} \right) + \frac{t}{2} \left(1 + 3 \frac{r_1^4}{\rho^4} - 4 \frac{r_1^2}{\rho^2} \right) \cos(2\theta)$$

$$\sigma_{\theta} = -\frac{t}{2} \left(1 + \frac{r_1^2}{\rho^2} \right) - \frac{t}{2} \left(1 + 3 \frac{r_1^4}{\rho^4} \right) \cos(2\theta)$$

$$\tau_{\rho\theta} = -\frac{t}{2} \left(1 - 3 \frac{r_1^4}{\rho^4} + 2 \frac{r_1^2}{\rho^2} \right) \text{sen}(2\theta)$$

Donde t es la presión sobre la placa, r_1 es el radio del agujero, ρ y θ son la distancia y el ángulo polar respecto de un sistema de referencia cuyo polo está en el centro del agujero. Si se reemplaza $\rho = r_1$ y $\theta = 0^\circ$, se obtiene que el esfuerzo radial y la cortante son iguales a 0, mientras que el esfuerzo circunferencial es igual a 3 veces la presión sobre la placa.

La distribución de esfuerzos de Von Mises para este instante de tiempo es la siguiente:

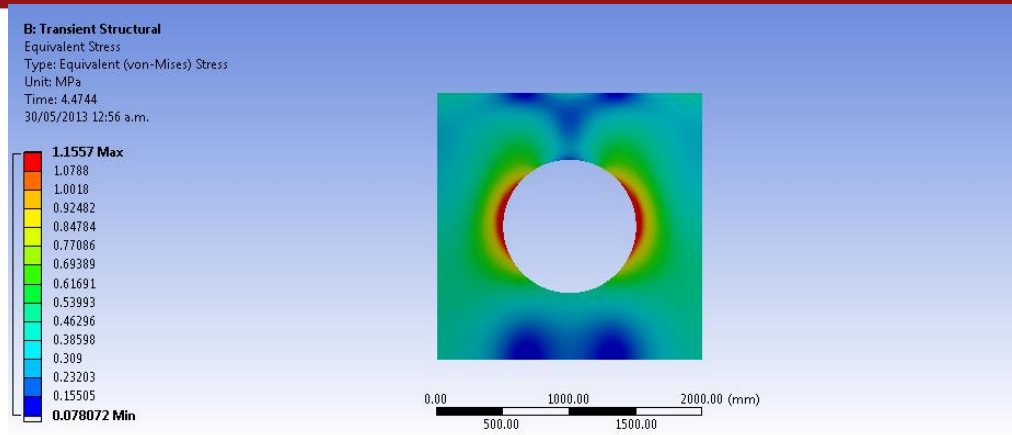


Figura 5.42. Esfuerzos equivalentes de Von Mises

Lo que confirma efectivamente que la distribución de esfuerzos en el terreno cambia cuando existen deformaciones plásticas.

c.- Simulación de un tramo de tubería bajo diferentes condiciones de carga

Habiendo ya observado el comportamiento del terreno en situaciones sencillas y con el comportamiento del modelo de Drucker Prager validado en ANSYS Mechanical, se procedió a modelar un tramo de tubería enterrada de 5 metros de largo, con el objetivo de ver la influencia del peso propio del terreno en el campo de esfuerzos en la tubería así como la de cargas exteriores sobre el suelo.

La principal motivación para pasar a esta etapa de la simulación fue la de explorar el modelo de Drucker Prager implementado con la geometría real a utilizarse durante el resto de la investigación, así como también de obtener resultados preliminares considerando la influencia del peso del terreno sobre la instalación. Por otro lado, este modelo geométrico se presta a estudiar las condiciones de frontera, condiciones de contacto entre cuerpos, criterios de convergencia numéricos e independencia de malla desde el punto de vista del método de elementos finitos.

El modelo geométrico que se usó para estas simulaciones tuvo las siguientes dimensiones (sección transversal del modelo):

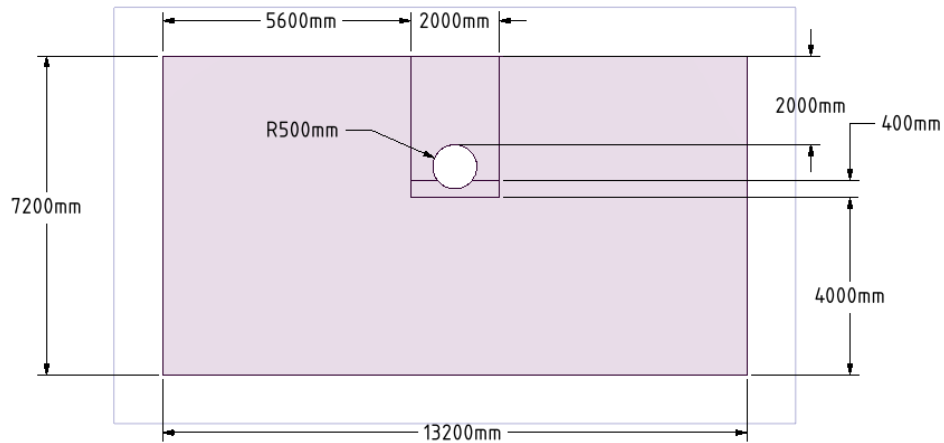


Figura 5.43. Geometría usada para las simulaciones

Se puede observar del modelo que la tubería es de 1 metro de diámetro y está enterrada a una profundidad de 2 metros debajo de la superficie del terreno. Asimismo, cuenta con una base de concreto de 2 metros de ancho por 0,4 metros de alto.

La geometría se basó en un estudio argentino sobre tuberías en suelos loésicos de manera que se puedan captar correctamente todos los efectos del terreno alrededor de la tubería y que ninguno de estos quede afectado por las condiciones de borde aplicadas en el terreno en esta simulación (en especial en las zonas cercanas a la tubería).

La geometría está dividida en 4 partes:

- a) Tubería de acero
- b) Base de concreto
- c) Terreno compactado encima de la tubería
- d) Terreno natural

Las propiedades mecánicas de estos componentes están detalladas en la siguiente tabla:

Tabla 5.2.- Propiedades de los materiales usados en la simulación

	Densidad (kg/m ³)	Módulo de Elasticidad (MPa)	Módulo de Poisson	Cohesión (MPa)	Ángulo de fricción (°)	Ángulo de dilatación (°)
Tubería de acero	7850	2 x 10 ⁵	0.3	-	-	-
Base de concreto	2300	30000	0.18	-	-	-
Terreno Compactado	1000	70000	0.3	15	10	0
Terreno Natural	1000	70000	0.3	10	5	0

Se realizaron varias simulaciones con diferentes condiciones de borde para evaluar el comportamiento de la tubería:

- a) Simulación de la tubería bajo efectos del peso propio del terreno.
- b) Simulación de la tubería bajo efectos del peso propio del terreno y una fuerza vertical actuando en la superficie del mismo.
- c) Simulación de la tubería bajo efectos del peso propio del terreno y una fuerza oblicua actuando en la superficie del mismo.
- d) Simulación de la tubería bajo efectos del peso propio del terreno y un plano de deslizamiento (falla) en el interior del suelo.

Estas simulaciones son descritas a continuación:

1) Simulación de la tubería bajo efectos del peso propio del terreno

El objetivo principal de esta simulación fue estudiar el campo de esfuerzos que se produce en la tubería por el solo hecho de soportar el peso del terreno sobre la misma.

Para esta simulación, se impuso un desplazamiento nulo en las caras laterales del terreno, así como en la parte inferior del mismo.

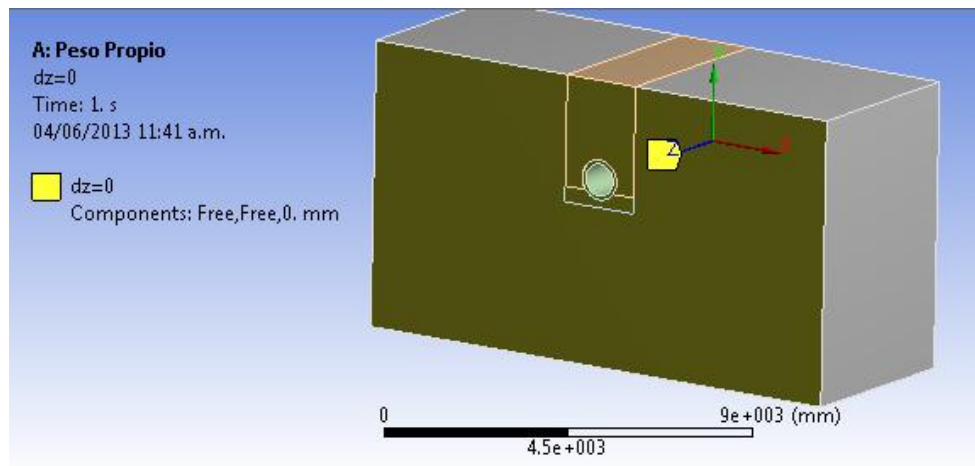


Figura 5.44.- Desplazamiento del modelo restringido en la dirección Z

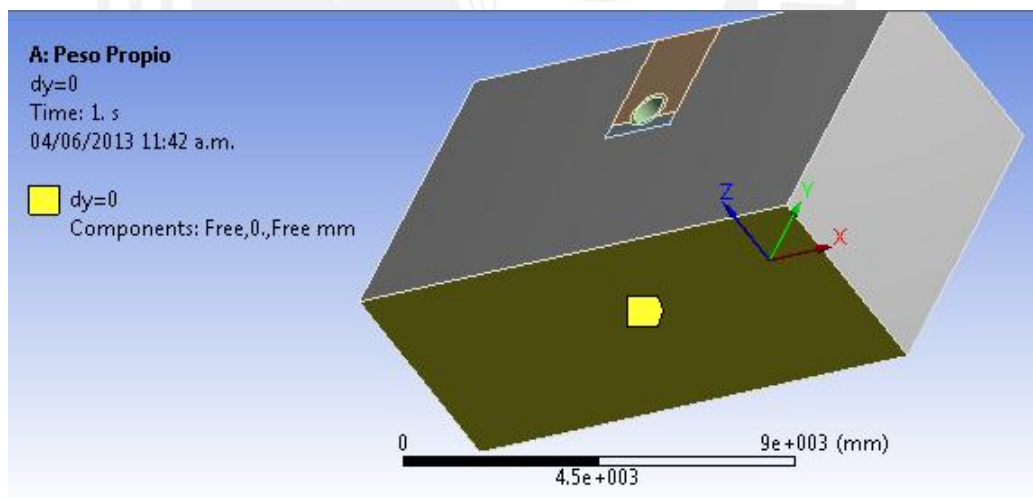


Figura 5.45.- Desplazamiento del modelo restringido en la dirección Y

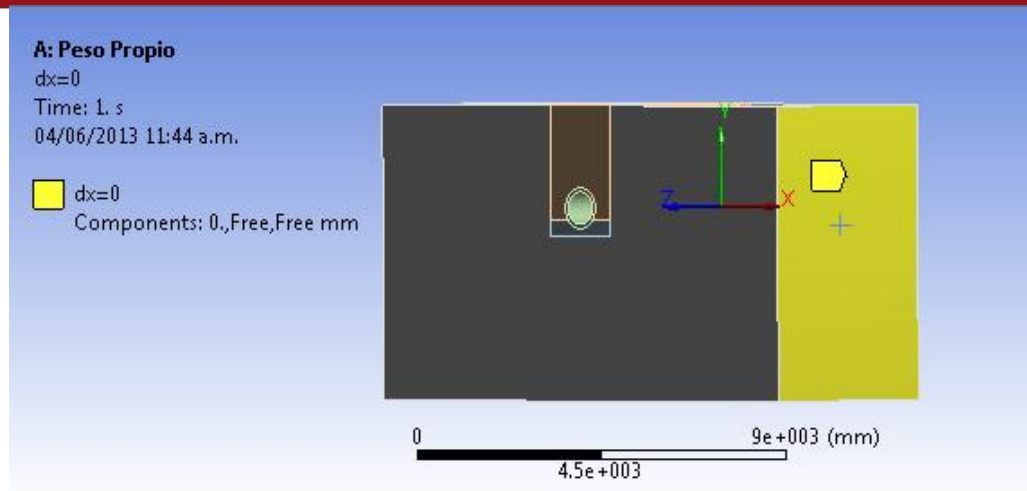


Figura 5.46.- Desplazamiento del modelo restringido en la dirección X

Asimismo, se agregó la aceleración de la gravedad como condición de borde:

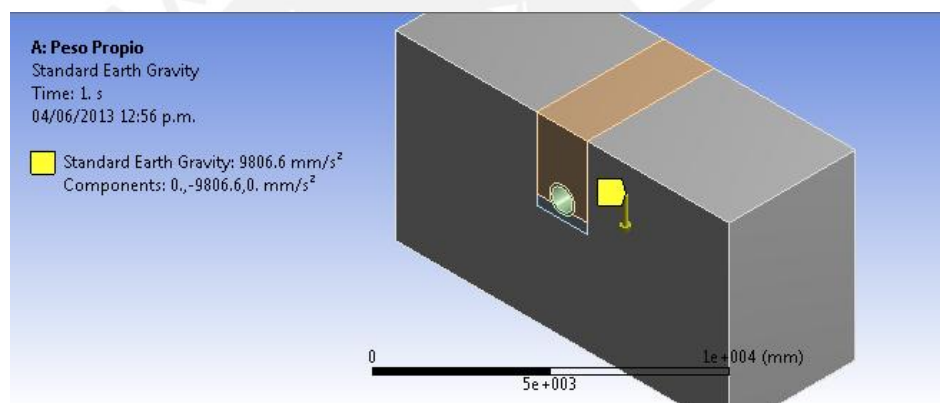


Figura 5.47.- Desplazamiento del modelo restringido en la dirección X

Debido a que ahora hay más de un componente en la simulación, se tomaron en cuenta los tipos de contacto que existen entre las diversas partes del modelo. Los tipos de contacto que se usaron fueron:

- **Bonded:** Condición de contacto pegado. Este tipo de contacto no permite que los nodos exteriores pertenecientes a las caras más cercanas entre dos cuerpos tengan un desplazamiento relativo respecto de ellas. La formulación que se usó en esta clase de contacto fue la de *Augmented Lagrange* (Lagrange Aumentada). Esta formulación es un método de penalidad por penetración.

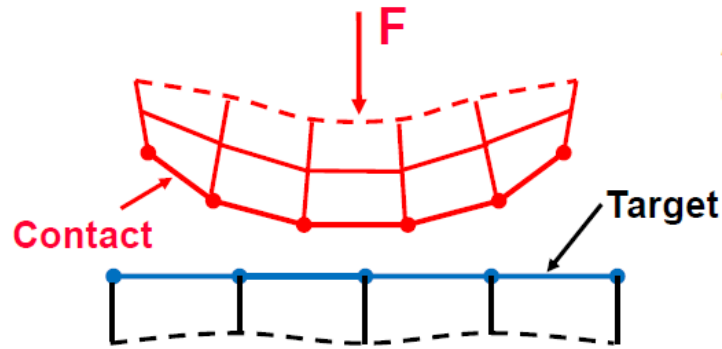


Figura 5.48.- Esquematización de la zona de contacto entre dos cuerpos

Esta formulación plantea que la fuerza de contacto, en una formulación de penalidad pura, es igual a:

$$F_{\text{contacto}} = k_{\text{normal}} x_{\text{penetración}}$$

Idealmente, la penetración debería ser cero, pero esto no es posible a través de esta formulación, por lo que la penetración se controla a través de una *rigidez de contacto*. Así pues, si la rigidez de contacto fuera infinita, la penetración sería cero. Sin embargo, si la penetración es pequeña o despreciable y la rigidez de contacto es suficientemente alta, esto da resultados en la zona de contacto bastante bien aproximados.

En la formulación de Lagrange Aumentada, la fuerza de contacto se define como:

$$F_{\text{contacto}} = k_{\text{normal}} x_{\text{penetración}} + \lambda$$

El parámetro λ es controlado internamente por el algoritmo de solución, de manera que la fuerza de contacto sea menos sensible a la magnitud de la rigidez de contacto.

Asimismo, la penetración es calculada por la posición relativa entre los puntos de integración de los elementos en la interfaz de contacto. Esto genera más puntos de detección de penetración que si el algoritmo lo hiciera basándose en la posición relativa de los nodos de las caras en contacto.

- Frictionless:** Tipo de contacto sin fricción entre dos caras de diferentes cuerpos. Se permite el deslizamiento relativo en el plano tangente en todos los puntos a las dos caras de la interfaz. Asimismo, se permite la separación en la dirección normal a las dos caras entre los dos cuerpos. Usa también la formulación de Lagrange Aumentada.

Los contactos entre las diferentes partes del modelo fueron los que se detallan a continuación:

Tabla 5.3.- Condiciones de contacto entre los cuerpos del modelo

	Terreno Natural	Concreto	Tubería	Terreno Compactado
Terreno Natural		Bonded		Bonded
Concreto			Frictionless	Bonded
Tubería				Frictionless
Terreno Compactado				

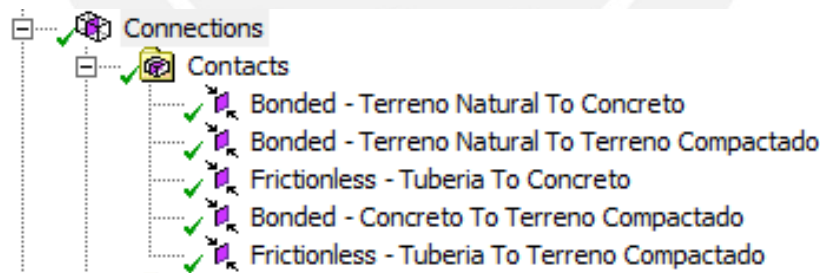


Figura 5.49.- Condiciones de contacto en ANSYS R 14.5

La malla utilizada para el modelo se compuso de elementos hexaédricos y tetraédricos. La razón para usar estas dos clases de elementos fue que los elementos hexaédricos son más estructurados y por lo tanto se pueden obtener resultados independientes de la malla con menos elementos, sin embargo, estos no se adaptan bien a geometrías con grandes curvaturas ni desniveles. Los elementos

tetraédricos deben ser más numerosos para obtener resultados independientes del número de elementos, pero sin embargo se adaptan de una mejor manera a geometrías complicadas.

En el caso del modelo del terreno, se malló la parte correspondiente al terreno natural con elementos hexaédricos y la parte del terreno compactado con elementos tetraédricos. Para la tubería y el concreto se usaron elementos hexaédricos.

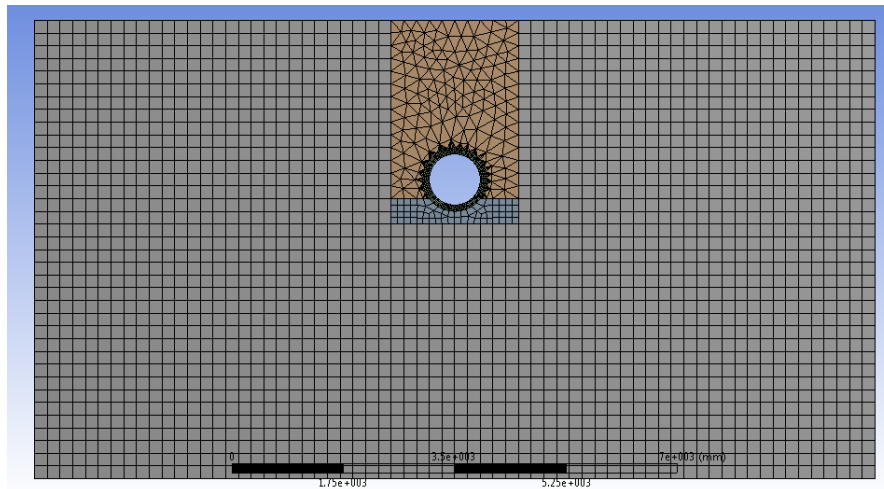
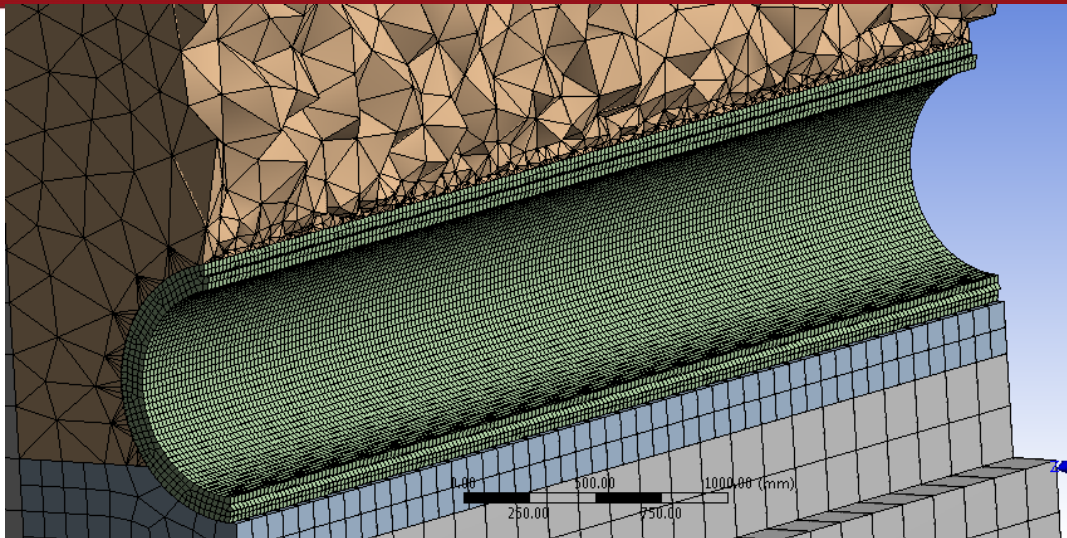


Figura 5.50.- Vista frontal de la malla para el modelo

Para esta simulación, fueron necesarios algunos refinamientos a la malla automática.

Estos fueron:

- Elementos de la tubería con tamaño de 25 milímetros (lado).
- Elementos en el concreto con tamaño de 100 milímetros (lado).
- Elementos del terreno compactado de 200 milímetros (lado).
- Elementos del terreno natural de 200 milímetros (lado).
- Elementos refinados en la cara exterior de la tubería, con tamaño de 25 milímetros (lado).
- Método *Patch Conforming* para lograr malla tetraédrica en el terreno compactado.

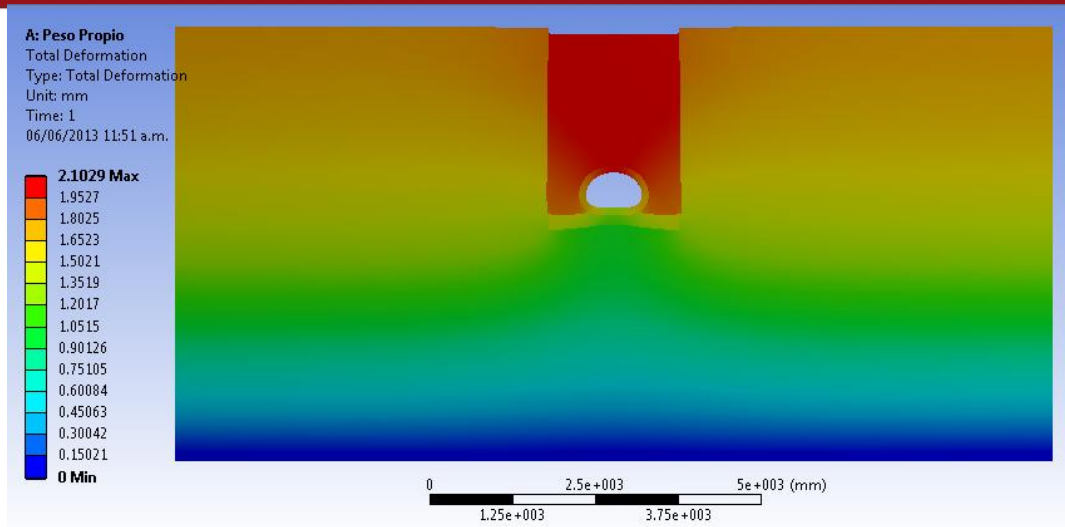


5.51.- Vista de corte de la malla del modelo

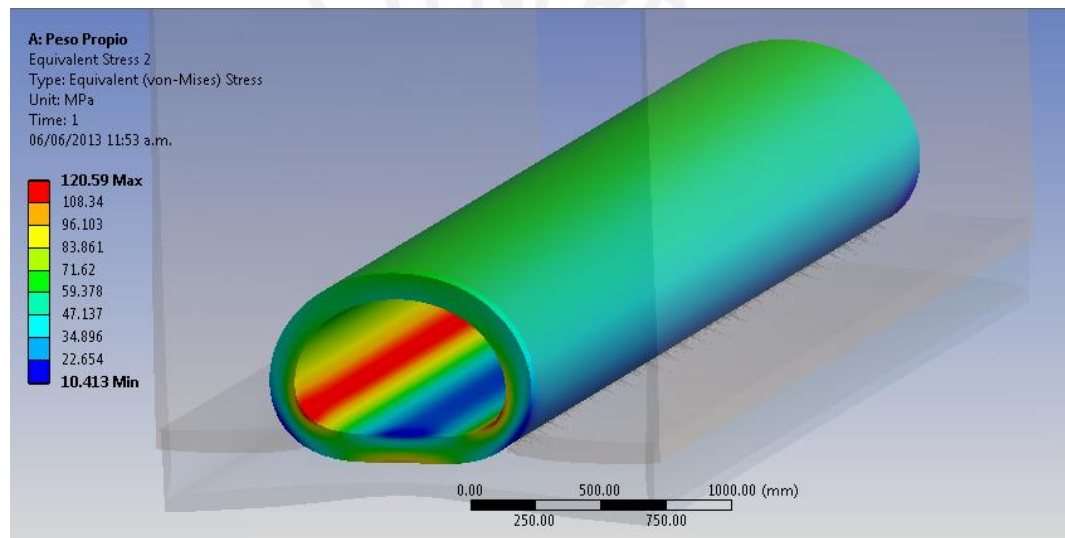
Las estadísticas de la malla fueron las siguientes:

- Cantidad de elementos: 296938
- Cantidad de nodos: 940246
- Relación de aspecto promedio en los elementos: 1.69
- Paralelismo promedio de elementos: 0.25
- Ortogonalidad promedio de elementos: 0.88
- Calidad promedio de la malla: 85%

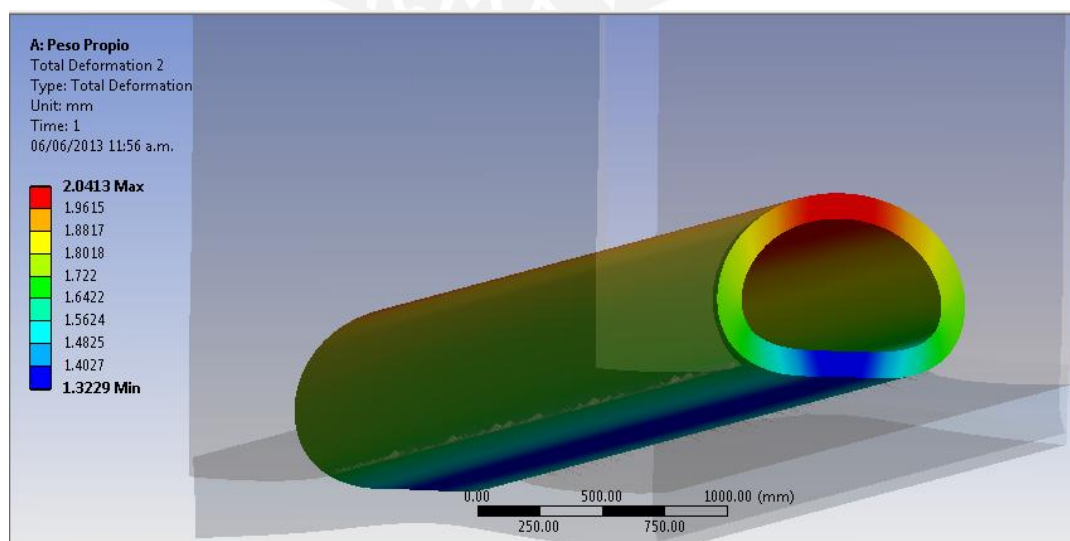
Con estas condiciones de borde y malla, se procedió a simular el modelo. Los resultados encontrados fueron los siguientes:



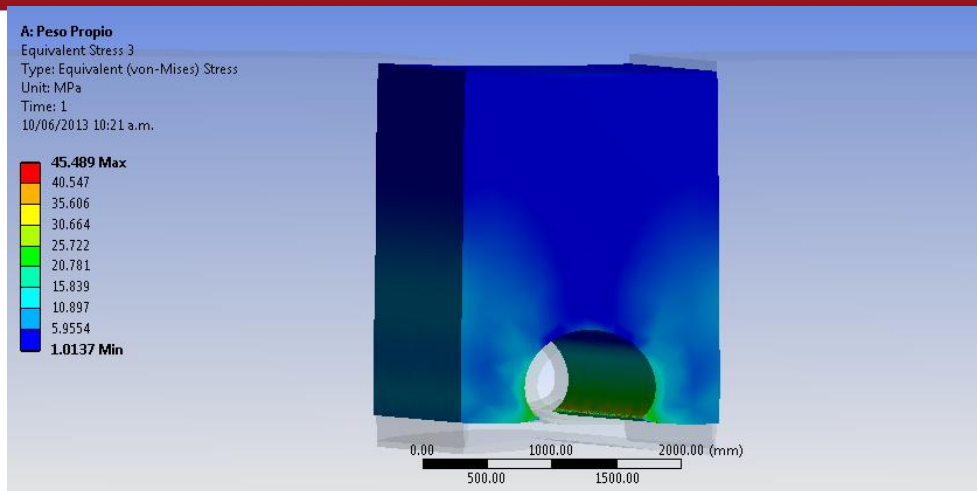
5.52.- Campo de deformación total de todo el modelo



5.53.- Campo de esfuerzos equivalentes de Von Mises en la tubería



5.54.- Campo de deformación total en la tubería



5.55.- Campo de esfuerzos equivalentes de Von Mises en el terreno alrededor de la tubería

Como se puede apreciar, los esfuerzos sobre la tubería están en mayor proporción en el rango de 30 a 120 MPa, siendo las zonas más esforzadas las que están en la zona lateral de la tubería, sobre todo en la parte donde está apoyada en la base de concreto.

Asimismo se observa que el asentamiento del terreno sobre la tubería es de aproximadamente 2 milímetros, y que esto se ve reflejado en la misma tubería como un pequeño aplastamiento.

Asimismo, se observa una distribución simétrica del campo de esfuerzos equivalentes en el terreno que rodea la tubería, muy similar a la de la observada en las simulaciones de una placa de terreno a compresión. Es por esto que se puede afirmar que hay deformaciones plásticas muy pequeñas o nulas en el comportamiento del terreno.

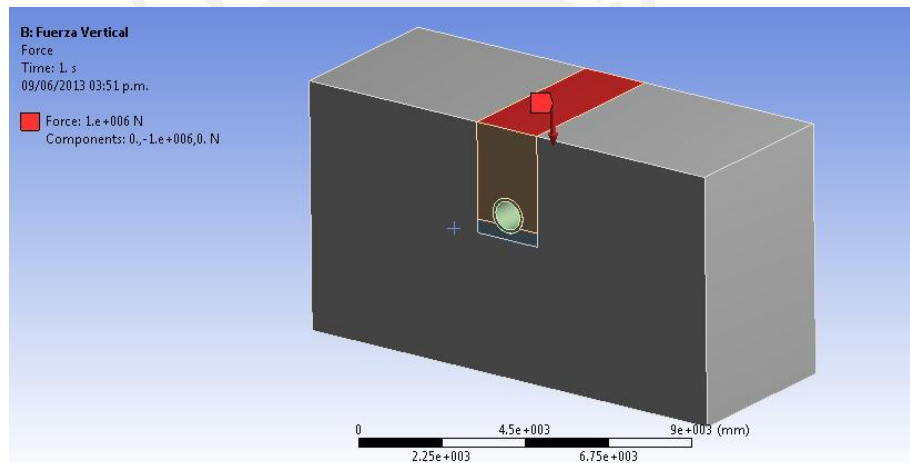
2) Simulación de la tubería bajo efectos del peso del terreno y una fuerza vertical actuando sobre el mismo

La motivación de este ensayo fue el de ver qué tan relevante es una carga sobre el terreno sobre el campo de esfuerzos en la tubería. En otras palabras, se quería

cuantificar en cuánto variaban la magnitud de los esfuerzos y las deformaciones con respecto a la simulación anterior.

Se tomó en cuenta el efecto de una fuerza vertical actuando sobre la superficie del terreno compactado donde se encuentra la tubería, para evaluar su influencia en el campo de esfuerzos generado en ella.

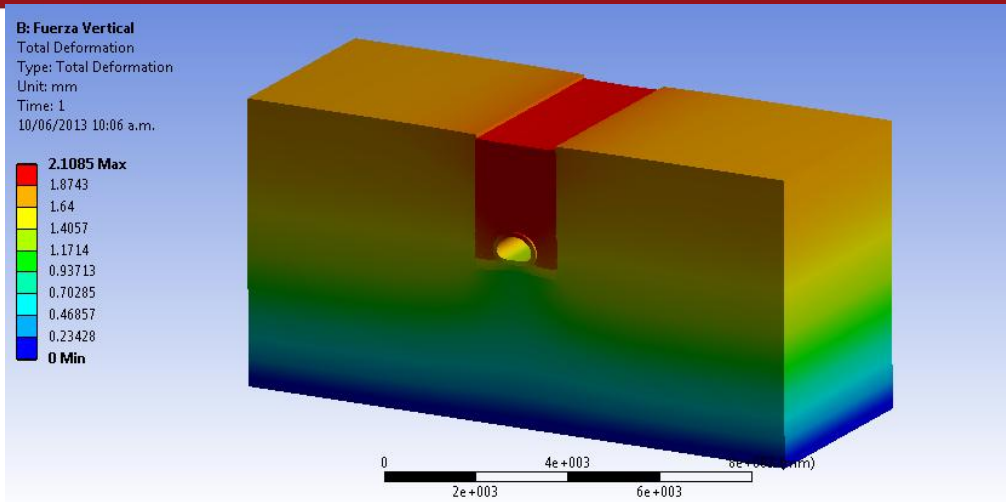
Con respecto a las condiciones de borde para esta simulación, se mantuvieron las mismas que la de la simulación anterior, con la diferencia que se le agregó una fuerza de 10^6 N sobre la superficie compactada. Esta fuerza equivale a un peso de 100 toneladas.



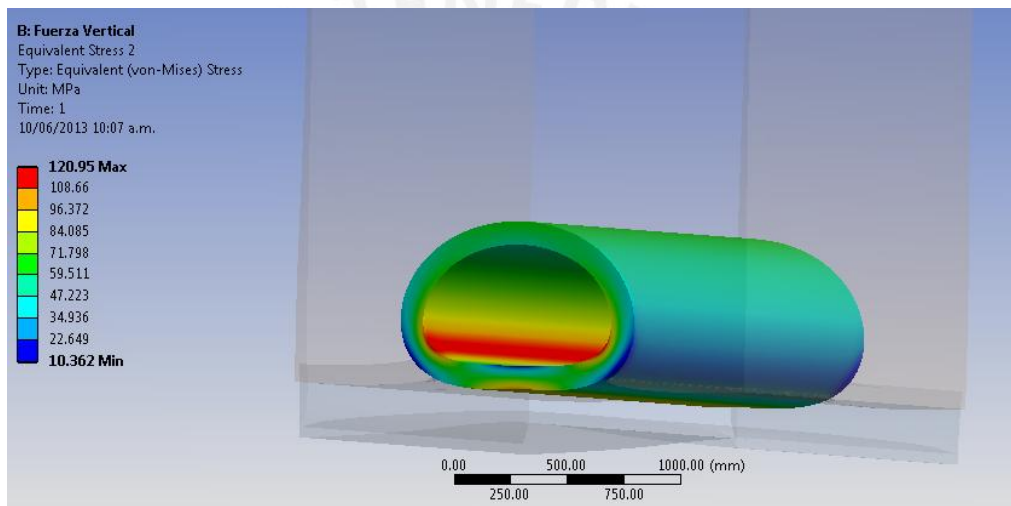
5.56 Fuerza vertical sobre el terreno compactado

Asimismo, las condiciones de contacto entre los cuerpos del modelo se mantuvieron con la misma configuración que en la simulación anterior. Ocurrió lo mismo en el tema de la malla.

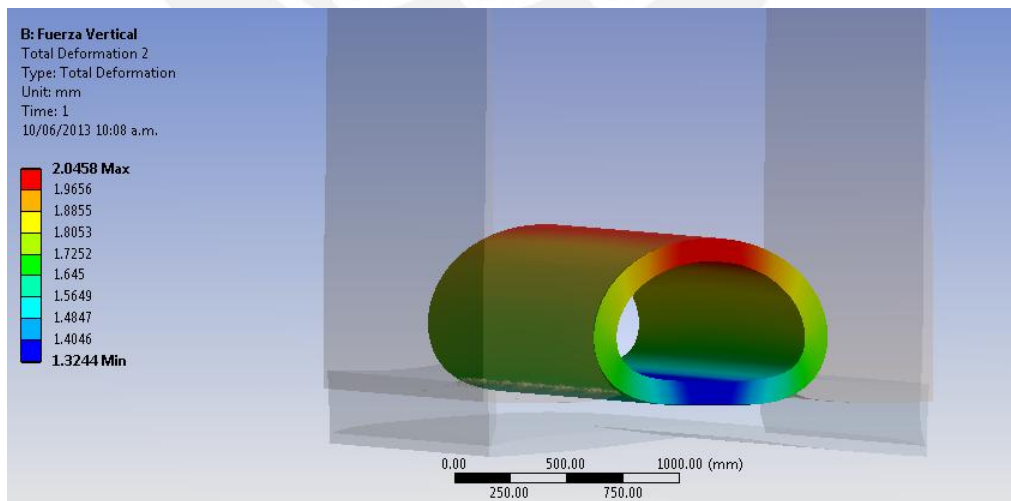
Los resultados obtenidos a través de la simulación fueron:



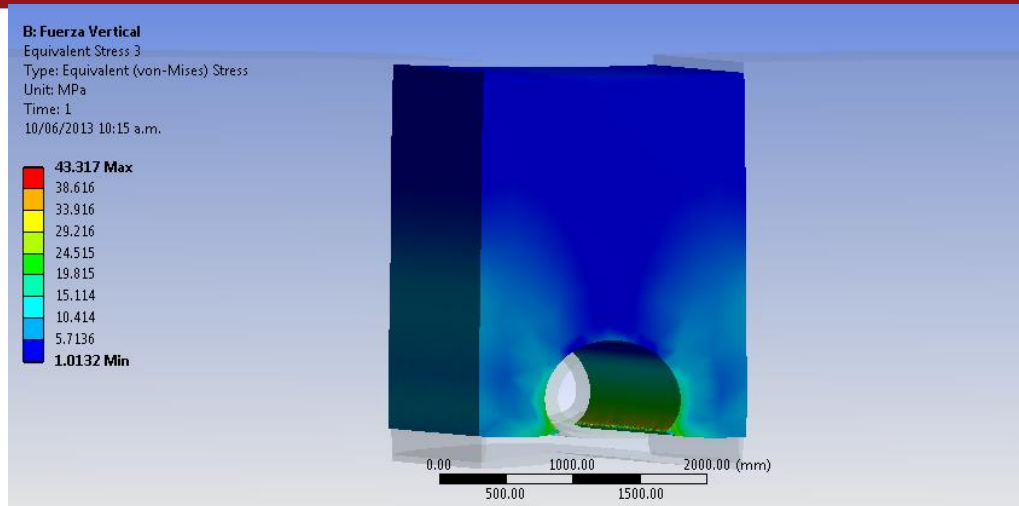
5.57.- Campo de deformaciones totales en todo el modelo



5.58.- Campo de esfuerzos equivalentes de Von Mises en la tubería



5.59.- Campo de deformaciones totales en la tubería



5.60.- Campo de esfuerzos equivalentes de Von Mises en el terreno que rodea la tubería

Se observa que los resultados son bastante similares al campo de esfuerzos y deformaciones obtenidos en las simulaciones en las que únicamente se tomó en cuenta el peso propio del terreno. Esto podría indicar que la profundidad a la cual la tubería está enterrada es suficiente para no verse afectada por cargas sobre el terreno.

Asimismo, esto indica que el suelo es la principal causa de que los esfuerzos sobre la tubería. Estos son causados principalmente por la masa de terreno que la tubería soporta directamente, lo que está relacionado con la profundidad a la que está enterrado el gasoducto.

No obstante, se conjetura que de no estar enterrada a la profundidad adecuada, la tubería podría ser susceptible a cambios en sus condiciones de carga debido a cargas sobre el terreno.

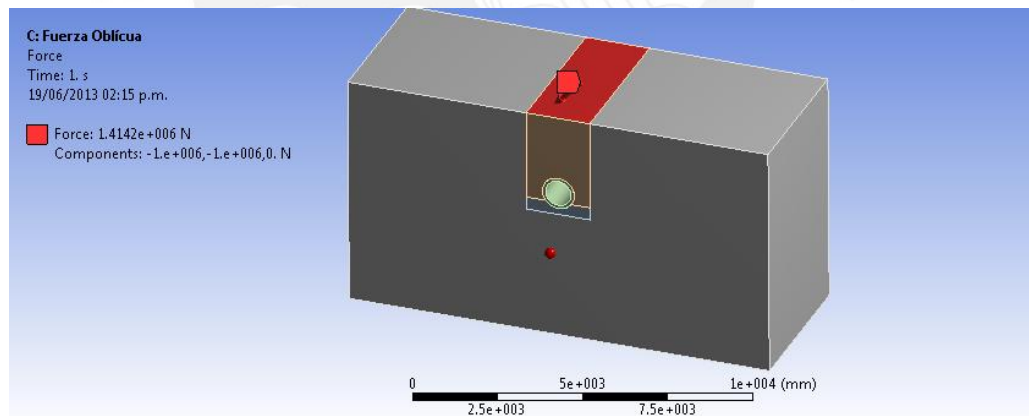
Es por esto que posteriores estudios deberían hacer un estudio paramétrico tanto de las propiedades del suelo como de la profundidad a la que está enterrada la tubería para hacer una optimización de las características de la instalación y con respecto al tipo de suelo que se estudie.

3) Simulación de la tubería bajo efectos del peso del terreno y una fuerza oblicua actuando sobre el mismo

Habiendo observado el resultado anterior, esta simulación se hizo con el objetivo de verificar si la falta de simetría en las condiciones de borde afectaba de alguna manera más relevante el comportamiento mecánico de la tubería.

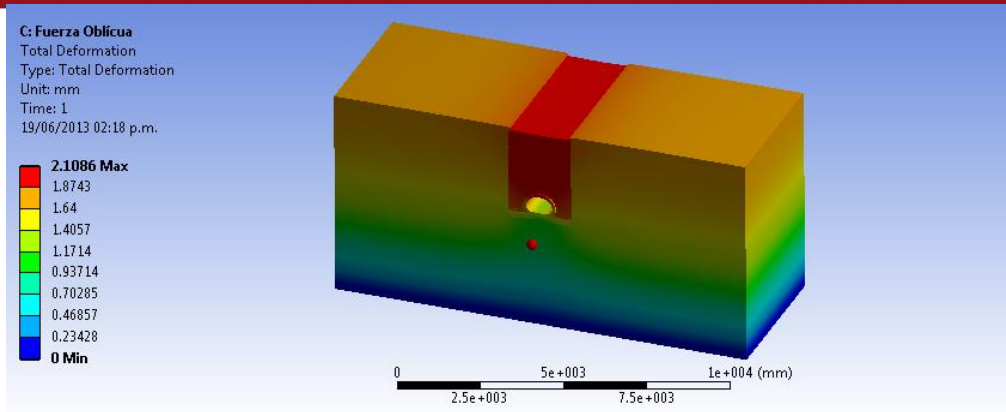
Para esta simulación, se tomó en cuenta el efecto de una fuerza oblicua actuando sobre la superficie del terreno compactado donde se encuentra la tubería, para evaluar su influencia en el campo de esfuerzos generado en ella.

Con respecto a las condiciones de borde y contacto para esta simulación, se mantuvieron las mismas que en las dos simulaciones anteriores, con la diferencia que se le agregó una fuerza oblicua de 10^6 N en el sentido del eje Y negativo y de 10^6 N en el sentido del eje X negativo sobre la superficie compactada.

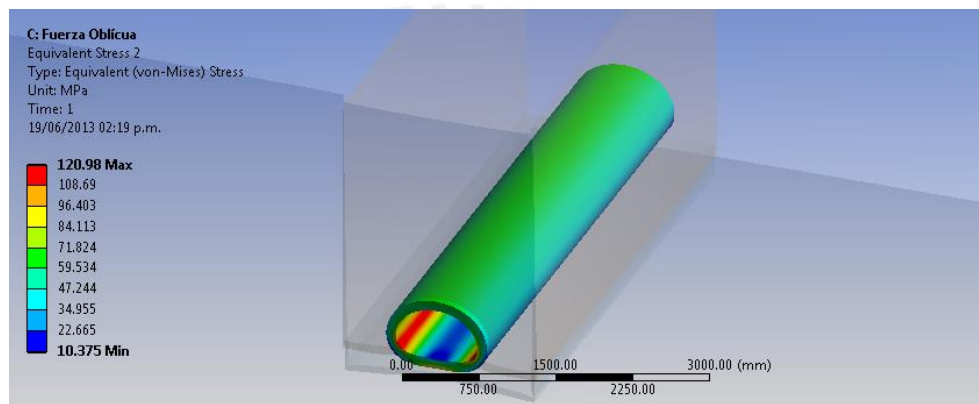


5.61.- Fuerza oblicua sobre el terreno en donde se encuentra instalada la tubería

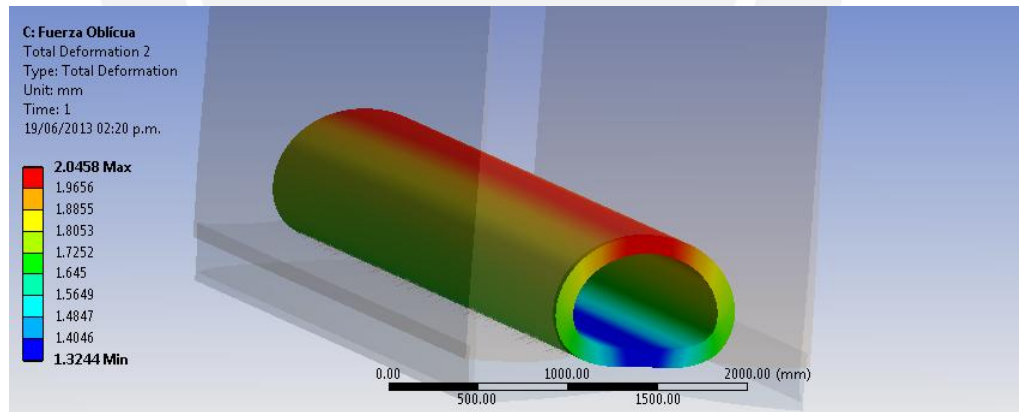
Luego de la simulación anterior, se conjeturó que el campo de esfuerzos y deformaciones no debería variar de manera significativa respecto de las dos simulaciones anteriores si es que la tubería está enterrada a una profundidad adecuada. Los resultados obtenidos fueron los siguientes:



5.62.- Campo de deformaciones totales sobre todo el modelo



5.62.- Campo de esfuerzos equivalentes de Von Mises en la tubería



5.63.- Campo de deformaciones totales sobre la tubería.

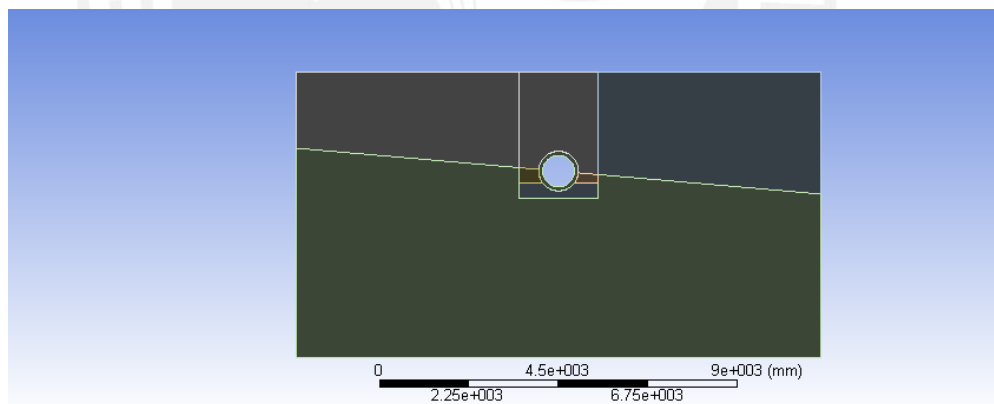
Se puede observar de las figuras anteriores que los campos de esfuerzos y deformaciones se mantuvieron muy similares a los anteriores, lo que corrobora la conjetura hecha antes de la simulación.

4) Simulación de la tubería bajo efectos del peso del terreno y un plano de deslizamiento dentro del terreno

Las anteriores simulaciones han demostrado que, para la profundidad en donde se encuentra enterrada la tubería, las cargas exteriores sobre la superficie del terreno no afectan significativamente el campo de esfuerzos ni el de deformaciones.

No obstante, al ser el suelo la principal carga que la tubería debe soportar bajo estas condiciones de instalación, la presencia de un plano de deslizamiento (causado por una falla) podría afectar de manera drástica la forma en cómo está cargado el gasoducto. Esta fue la principal motivación para este último ensayo.

La siguiente simulación tuvo como objetivo principal el estudiar cómo un plano de deslizamiento en el suelo afecta el campo de esfuerzos y deformaciones en la tubería.



5.64.- Geometría usada para simular el plano de deslizamiento del terreno

Se consideró un plano de deslizamiento cuyo ángulo con la horizontal coincide con el del ángulo de fricción interna entre las partículas del terreno del modelo de Drucker-Prager. El plano de corte se asumió de tal manera que, si cortara a la tubería, lo haría diametralmente.

La simulación se realizó bajo condiciones estáticas sólo tomando en cuenta el efecto del propio peso del terreno y con las siguientes condiciones de contacto entre los elementos del modelo:

Tabla 5.4.- Condiciones de contacto entre los cuerpos del modelo

	Terreno Natural	Concreto	Tubería	Terreno Compactado
Terreno Natural		Bonded	Frictionless	Bonded
Concreto			Frictionless	Bonded
Tubería				Frictionless
Terreno Compactado				

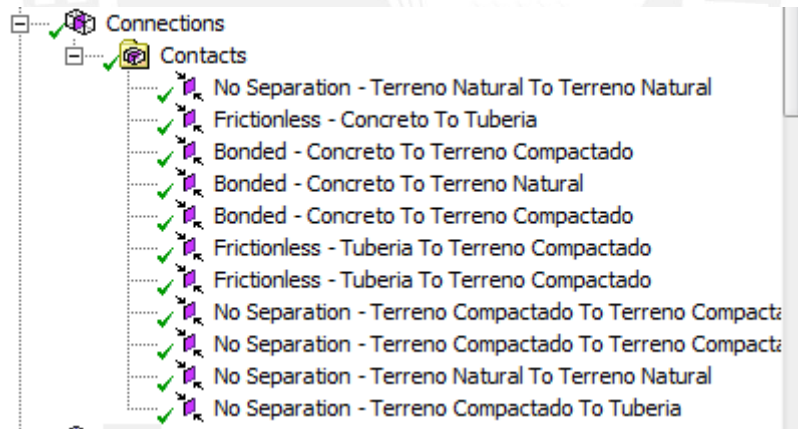


Figura 5.65.- Configuración de los contactos en ANSYS R 14.5

Se puede observar también de que las condiciones entre las partes del terreno separadas por el plano de deslizamiento son de “No separación”. Este tipo de contacto permite el desplazamiento relativo entre las dos caras de contacto en el plano tangente a ambas caras, mas no permite el desplazamiento normal a este plano entre ambas.

La malla para la simulación tuvo las siguientes características:

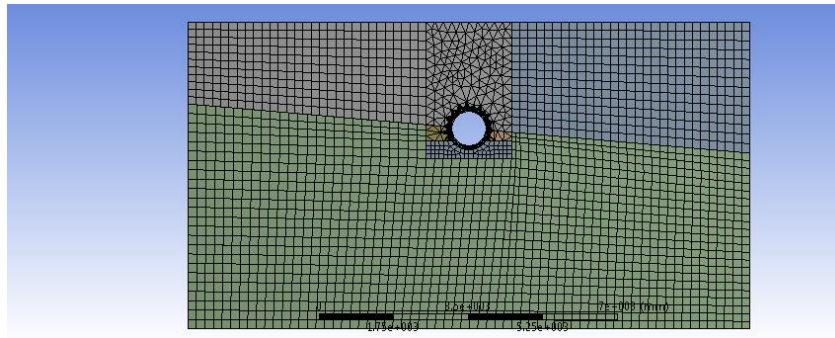


Figura 5.66.- Vista frontal de la malla para la simulación

- Cantidad de elementos: 297478
- Cantidad de nodos: 946068
- Relación de aspecto promedio en los elementos: 1.75
- Paralelismo promedio de elementos: 0.26
- Ortogonalidad promedio de elementos: 0.87
- Calidad promedio de la malla: 84%

Con estas condiciones de borde, se obtuvieron los siguientes resultados:

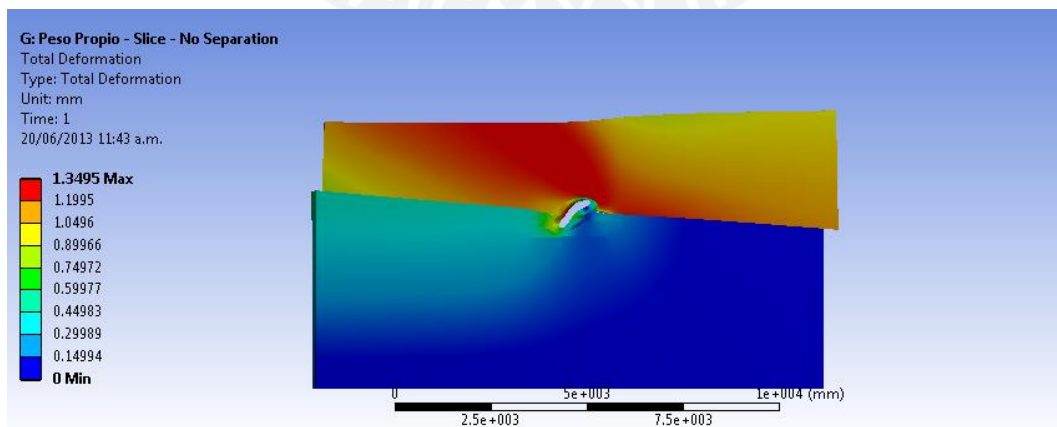


Figura 5.67.- Campo de desplazamientos totales en el modelo

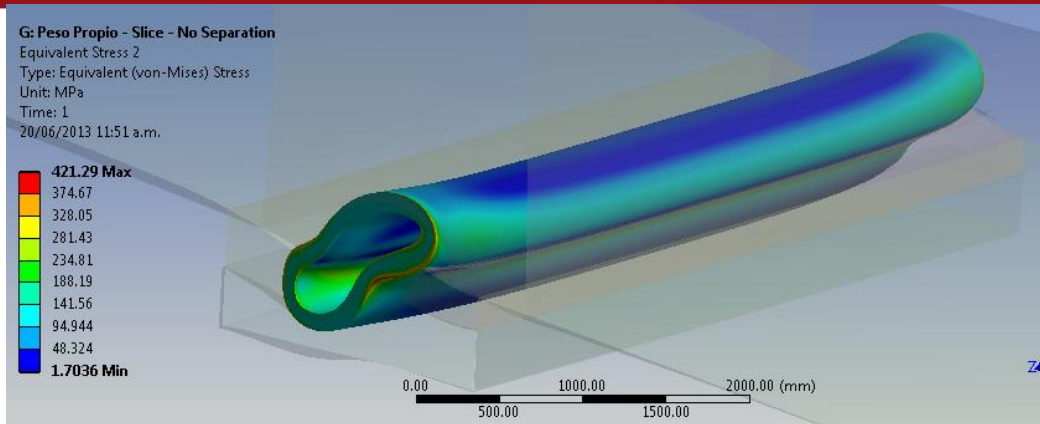


Figura 5.68.- Campo de esfuerzos equivalentes de Von Mises sobre la tubería

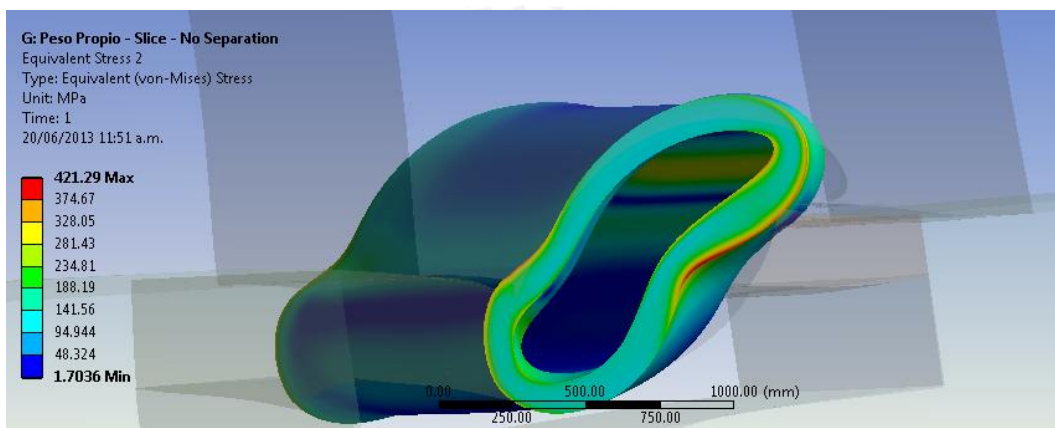


Figura 5.69.- Vista del campo de esfuerzos equivalentes de Von Mises al interior de la tubería.

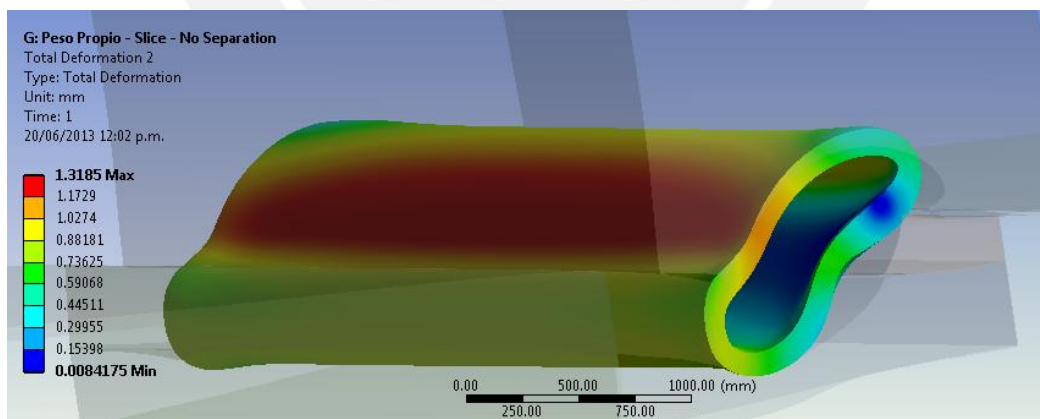
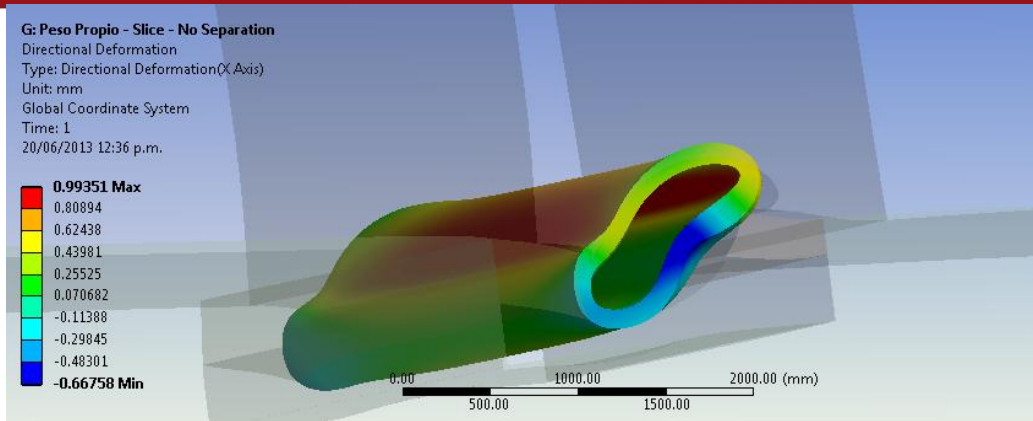
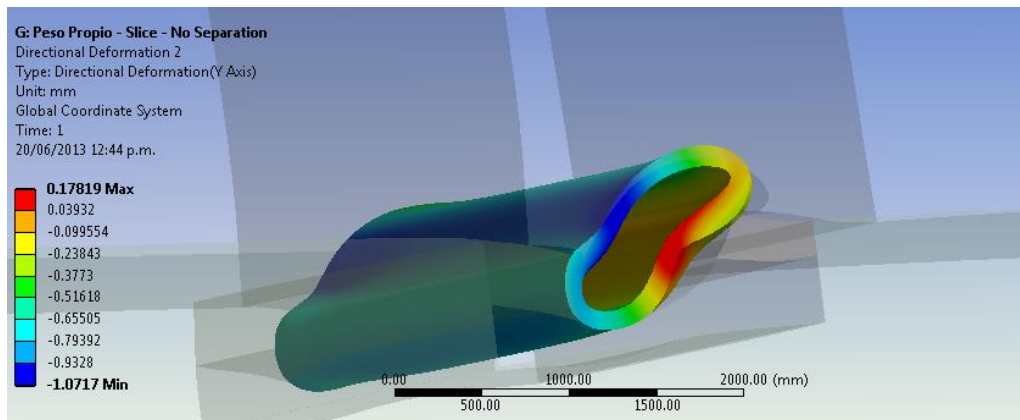


Figura 5.70.- Campo de deformaciones totales en la tubería



5.71.- Campo de deformaciones horizontales en la tubería



5.72.- Campo de deformaciones verticales en la tubería

Se puede observar que el campo de esfuerzos aumenta notablemente sus valores, estando estos alrededor de los 200 y 300 MPa en promedio. Esto está bastante cerca de los esfuerzos de fluencia para el acero que se usa en la fabricación de este tipo de tuberías, lo que haría fallar las instalaciones y producir deformaciones plásticas.

Tanto en la figura 5.68 como en la figura 5.69 se puede observar una zona de esfuerzos alrededor de los 400 MPa. Esto aún no se puede considerar un resultado del todo aceptable debido a que la condición de borde en las caras externas de la tubería es de desplazamiento nulo en la dirección longitudinal de la misma. Es por esto que esta alta concentración de esfuerzos en esa zona podría deberse a una singularidad matemática más que a un resultado propio de la simulación. Como se puede observar en la figura 5.73, la mayor parte de la tubería está sometida a esfuerzos por debajo de los 300 MPa.

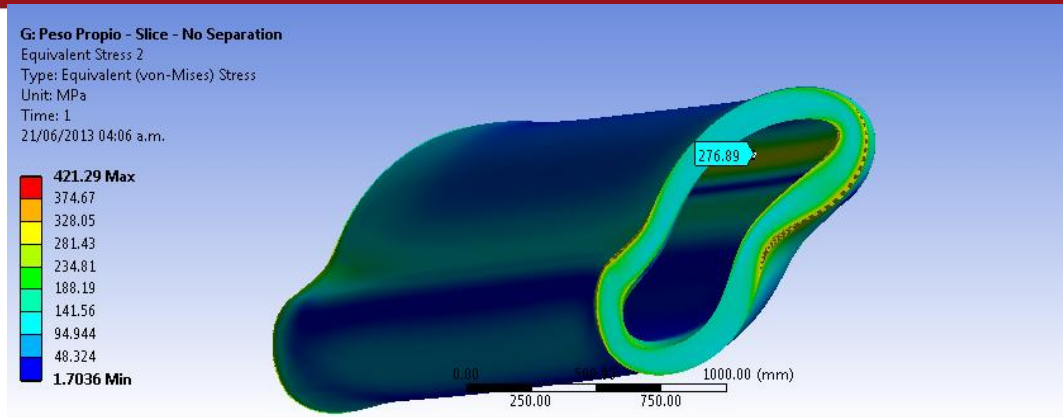


Figura 5.73.- Zonas de la tubería con esfuerzos menores a 300 MPa. Se puede observar una zona cuyos esfuerzos bordean este valor.

La tubería, al ser empujada por el terreno por uno de sus lados, crea una especie de flexión en su sección transversal. Este efecto aún debe ser evaluado y confirmado por posteriores estudios.

Asimismo, un cambio más fuerte en las condiciones del terreno, como un posible deslizamiento o un movimiento telúrico que produzca la extensión de la falla o el movimiento excesivo de terreno, podría incrementar aún más estos valores de esfuerzos, lo que incluso podría producir fractura en la tubería.

OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES

1. Esta investigación podría ayudar a la predicción y la prevención de las fallas en tuberías enterradas, pero aun así, un estudio in situ de una zona en donde se sospeche la tubería pueda fallar es necesario para corroborar los resultados y no sobredimensionar apoyos ni dimensiones de la tubería.
2. Asimismo, se recomienda el estudio de la mecánica de fractura de una grieta en la superficie de la tubería, puesto que esta concentraría los esfuerzos de tal manera que aún este estudio de tuberías podría no predecir correctamente la falla en el sistema.
3. Este estudio se basó en el análisis estático y cuasi-estático del modelo planteado. Un estudio dinámico del problema requeriría otras propiedades del terreno, como el módulo de corte, y un análisis transitorio o explícito de la situación para obtener correctamente los efectos del movimiento del terreno sobre la tubería.
4. En un trabajo futuro se podría estudiar paramétricamente la cohesión y el ángulo de fricción del terreno, de tal manera de que se pueda estudiar cómo influyen estas propiedades en el campo de esfuerzos y deformaciones de la tubería.

5. Asimismo, se recomienda trabajar a futuro el deslizamiento dinámico del suelo sobre la tubería, debido a que las condiciones de falla en estado estático pueden derivar fácilmente en movimientos geodinámicos que probablemente cambiarían la situación de carga de la tubería.
6. Finalmente, se recomienda un estudio de cimentación y análisis modal de la instalación, de tal manera que se puedan identificar las frecuencias naturales de la misma y así dar pie a análisis de espectros de respuesta ante un movimiento sísmico.
7. Las simulaciones fueron hechas con diversos tipos y número de elementos hasta que se alcanzó la independencia de malla. El criterio usado para alcanzar este objetivo fue el de una variación de menos del 10% en los valores máximos de los esfuerzos. Con esto se concluye que de aumentar el número de elementos en cualquiera de los modelos no alterarán en gran proporción los resultados ya obtenidos.

CONCLUSIONES

En el presente trabajo se analizó el problema de los efectos del terreno sobre tuberías de transporte de gas enterradas. El principal objetivo fue el de establecer una metodología para el estudio de gasoductos enterrados a través del método de los elementos finitos y usando el modelo constitutivo de Drucker – Prager para modelar el suelo. La metodología se basó en la validación del modelo para el suelo en el software ANSYS R14 y R14.5, de tal manera que respondiera cualitativamente a un modelo de plasticidad perfecta. Asimismo, se contó con la colaboración del Centro Internacional de Métodos Numéricos a la Ingeniería, que plantearon algunos de los ensayos de simulación analizados en este trabajo. Luego de examinar los resultados obtenidos a través de múltiples simulaciones, se alcanzaron las siguientes conclusiones:

1. Se observa que el desplazamiento vertical en la sección transversal de la tubería es de aproximadamente 2 milímetros cuando se toma en cuenta sólo el peso propio del terreno. Esto es aceptable para un gasoducto debido a que la deformación es relativamente pequeña en comparación con el diámetro nominal de la tubería (representa sólo el 0,2%), en comparación con la norma ASME B31.8 que especifica

un máximo de 5% para esta deformación. Esto, además del espesor de la tubería, es un indicador de que no es probable que la tubería falle por estabilidad antes que por fluencia, por lo que resulta correcto no tomar en cuenta el colapso de la misma en la simulación.

2. El peso propio del terreno juega un papel fundamental en los campos de esfuerzos generados en la tubería. Las cargas que actúan sobre la superficie del mismo tienen poca o ninguna influencia sobre la tubería si es que esta está enterrada a la altura adecuada. Es así pues que las fallas en las tuberías debido a deslizamientos grandes de terreno tienden a causar las fallas de las mismas.
3. Se observa que, en el caso del plano de deslizamiento considerado en el interior del terreno, los esfuerzos equivalentes de Von-Mises sobre la tubería están bastante cerca a los de fluencia, por lo que la tubería entraría en rango plástico. Hasta cierto punto esto puede ser aceptable debido a que una deformación plástica en la tubería afectaría el caudal que pasa a través de ella y las pérdidas debido a la fricción con las paredes internas del fluido con la tubería. No obstante, también podría ser factible que en estas zonas comiencen a aparecer grietas cuyo factor de concentración de esfuerzos sea mayor al permisible para el material de la tubería y forma geométrica de la grieta, por lo que podría llevar a la propagación de la misma y a la ruptura prematura del sistema.
4. Si bien en condiciones de operación la tubería estará llena de gas a presión, lo cual probablemente disminuya las deformaciones en la tubería, el estudio realizado es necesario para determinar las condiciones de carga, esfuerzo y deformación de la tubería en vacío, desde la instalación de la misma hasta su puesta en operación. Las fallas en las tuberías vacías no previstas podrían causar pérdidas indeseadas

durante el transporte del gas o el mayor deterioro de la instalación, elevando los costos de reparación del sistema.



BIBLIOGRAFÍA

- [1] ANSYS Inc.: **ANSYS HELP 14.5**, Mechanical APDL CommandReference.2013.
- [2] American Iron and Steel Institute: **WELDED STEEL PIPE**. Edición 2007.
- [3] American Society of Civil Engineers: **GUIDES FOR THE DESIGN OF BURIED STEEL PIPE**. 2001.
- [4] ASME B31.8 -1995: **Sistemas de Tubería para Transporte y Distribución de Gas**. ASME, 1999 (Revisión de ASME B31.8 – 1995).
- [5] Centro Internacional de Métodos Numéricos para la Ingeniería: **Implementación del Modelo Elastoplástico de Drucker Prager para el análisis del comportamiento del terreno en tuberías enterradas**. 2012.
- [6] D. Galvez Cruz: **Cálculo Estructural de Tuberías Enterradas por el Método de Elementos Finitos, con base en el Informe Técnico CEN/TR 1295-3**. Universidad Politécnica de Madrid, 2011.
- [7] J. Hua y X. Yongli: **A Note on the Mohr-Coulomb and Drucker – Prager Strength Criteria**. Key Laboratory for Bridge and Tunnel of Shaanxi Province, Chang'an University. 2010.
- [8] NTP 321.123: **Gas Licuado de Petróleo: Instalaciones para Consumidores Directos y Redes de Distribución**, INDECOPI. Tercera Edición, Lima 2012.
- [9] R. Meier, A. Abbo y L. Wang: **Soil Behavior and Geo-mechanics: Proceedings of the Geonshangai 2010 Internation Conference**, Calibration of 3-D Failure Criteria for Soils Using Plane Strain Shear Strength Data. Editorial ASCE. 2010.
- [10] D. Legrand: **SENSOR DE ESFUERZOS**. Departamento de Geofísica, Universidad de Chile.
- [11] L. Ortiz: **Elasticidad**, Introducción al estudio de la Elasticidad, Estado tensional en sólidos elásticos. McGraw – Hill, Tercera Edición. 1998.

[12] OSINERGMIN: **Reporte No. GLP/GLM/MEMP/726-07**. 2007

[13] R.O. Davis y A.P.S. Selvadurai: **Plasticity and Geomechanics**, Modifications to Coulomb's Criterion. Cambridge University Press. 2002.

[14] C. Salazar Tirado y B. Power: **Evaluación de Fallas en Tuberías del Proyecto Camisea y Soluciones a Largo Plazo**. 2006.

[15] WALSH PERÚ S.A.: **EIA: GASODUCTO CAMISEA – LIMA**, Características del gasoducto, Volumen 1, Capítulo 3. 2009.

