

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

**MODELO EXPERIMENTAL PARA SIMULACION DE WASHBOARD
EFFECT: IDENTACION DE UNA RUEDA DE ACERO DE 50.8 CM**

Kenneth Paul Alvear Quezada

Ingeniería Civil

Trabajo de fin de carrera presentado como requisito
para la obtención del título de
Ingeniero Civil

Quito, 17 de mayo de 2022

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

HOJA DE CALIFICACIÓN DE TRABAJO DE FIN DE CARRERA

MODELO EXPERIMENTAL PARA SIMULACION DE WASHBOARD EFFECT: IDENTACION DE UNA RUEDA DE ACERO DE 50.8 CM

Kenneth Paul Alvear Quezada

Nombre del profesor, Título académico

Laura Ibagón, Ingeniero Civil

Quito, 17 de mayo de 2022

© DERECHOS DE AUTOR

Por medio del presente documento certifico que he leído todas las Políticas y Manuales de la Universidad San Francisco de Quito USFQ, incluyendo la Política de Propiedad Intelectual USFQ, y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo quedan sujetos a lo dispuesto en esas Políticas.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en la Ley Orgánica de Educación Superior del Ecuador.

Nombres y apellidos: Kenneth Paul Alvear Quezada

Código: 208687

Cédula de identidad: 172668941-5

Lugar y fecha: Quito, 17 de mayo de 2022

ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN

Nota: El presente trabajo, en su totalidad o cualquiera de sus partes, no debe ser considerado como una publicación, incluso a pesar de estar disponible sin restricciones a través de un repositorio institucional. Esta declaración se alinea con las prácticas y recomendaciones presentadas por el Committee on Publication Ethics COPE descritas por Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing, disponible en <http://bit.ly/COPETHeses>.

UNPUBLISHED DOCUMENT

Note: The following capstone project is available through Universidad San Francisco de Quito USFQ institutional repository. Nonetheless, this project – in whole or in part – should not be considered a publication. This statement follows the recommendations presented by the Committee on Publication Ethics COPE described by Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing available on <http://bit.ly/COPETHeses>.

RESUMEN

Dentro de la presente publicación se recopila información relativa al fenómeno del Washboard Effect, el cual es la formación de ondas transversales en vías de tercer orden que son causantes de múltiples accidentes vehiculares y deterioro de automotores. De igual forma se propone un modelo experimental que consta de la indentación de una rueda de acero, del cual se obtiene un archivo audiovisual que posteriormente es analizado mediante la extensión del programa MatLab: Particle Image Velocimeter. Con el fin de obtener deformaciones asociadas a un esfuerzo ejercido. Por último, se contraponen los resultados obtenidos con los deducidos teóricamente de la ecuación de capacidad portante propuesta por Terzaghi y modificada por Meyerhof.

Palabras clave: Indentación, Particle Image Velocimeter, Rueda, Washboard Effect, MatLab, Capacidad Portante, Esfuerzo, Deformación, Límite Inferior, Límite Superior

ABSTRACT

Within this publication, information is compiled regarding the phenomenon of the Washboard Effect, which is the formation of transverse waves on third-order roads that are the cause of multiple vehicle accidents and vehicles deterioration. In the same way, an experimental model is proposed that consists of the indentation of a steel wheel, from which an audiovisual file is obtained that is later analyzed by the extension of the MatLab program: Particle Image Velocimeter. In order to obtain deformations associated with a certain stress. Finally, the results obtained are contrasted with those deduced theoretically from the bearing capacity equation proposed by Terzaghi and modified by Meyerhof.

Key words: Indentation, Particle Image Velocimetry, Wheel, Washboard Effect, MatLab, Bearing Capacity, Stress, Strain, Lower Limit, Upper Limit

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.....	11
1. PROBLEMATICA.....	11
2. WASHBOARD EFFECT.....	13
3. FUNDAMENTO TEÓRICO.....	15
Capacidad Portante.....	15
Factores de capacidad de carga	17
Límite Inferior	17
Límite Superior	24
DESARROLLO DEL TEMA.....	33
1. ENSAYO.....	33
2. PROTOCOLO EXPERIMENTAL	34
3. RESULTADOS.....	42
Granulometría	42
Peso Específico	43
Mediciones Área de Contacto para Cálculo Teórico.....	44
Ángulo de Reposo	44
Resistencia del Suelo Teórica	45
Evolución Esfuerzo por Tiempo	45
Comparativa Esfuerzos Teóricos y Reales.....	48
CONCLUSIONES.....	49
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	51
ANEXOS	53
ANEXO A: Plano Diseño Experimental.....	53
ANEXO B: Interfaz Rueda-Suelo 1.....	55
ANEXO C: PIV Interfaz Rueda-Suelo 1	56
ANEXO D: Interfaz Rueda-Suelo 2	57
ANEXO E: PIV Interfaz Rueda-Suelo 2	58
ANEXO F: Interfaz Rueda-Suelo 3.....	59
ANEXO G: PIV Interfaz Rueda-Suelo 3.....	60

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Evolución de la red vial en Ecuador. Fuente: Estadísticas en el Ecuador 2017-MTOP 12	
Tabla 2. Clasificación de Materiales Sedimentarios según la American Geophysical Union	42
Tabla 3. Coeficientes de Uniformidad y Curvatura	43
Tabla 4. Deducción Peso Específico del Suelo	43
Tabla 5. Mediciones Base Promedio para el Cilindro de 50.8 [mm]	44
Tabla 6. Dimensiones para Obtención del Ángulo de Reposo	45
Tabla 7. Datos Relativos al Video del Cilindro de 50.8mm.....	46
Tabla 8. Evolución de la Carga en función del Tiempo	46
Tabla 9. Desplazamientos	47
Tabla 10. Desplazamientos por Frame y Esfuerzo.....	48
Tabla 11. Resultados Finales.....	49

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Inversiones viales y ferroviarias en Ecuador, 2002-2016 [% del PIB]. Fuente: Ministerio de Transportes y Obras Públicas del Ecuador	12
Figura 2: Inversión en Miles de dólares por habitante. Fuente: Análisis de inversiones en el Sector Transporte Terrestre Interurbano Latinoamericano a 2040 (2020).....	13
Figura 3. Modelo de Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación. Fuente Das B. (2012)	15
Figura 4. Relación entre el mecanismo de falla y carga para el teorema del límite inferior	18
Figura 5. Modelo de falla para un suelo cohesivo.....	18
Figura 6. Diagrama de Sistema de Equilibrio del modelo Cohesivo	19
Figura 7. Circulo de Mohr desplazado de la zona Q a la zona R	19
Figura 8. Modelo de Falla para un suelo granular.....	21
Figura 9. Zona activa, Zona R y Zona Pasiva modelo suelo granular.....	21
Figura 10. Circulo de Mohr para las zonas A, P y R.....	21
Figura 11. Discontinuidad XX entre zonas Q y R.....	22
Figura 12. Estado límite de esfuerzos en equilibrio en el plano XX.....	22
Figura 13. Comparación modelo de Tresca y modelo de Coulomb para un ensayo a corte	25
Figura 14. Relación entre el mecanismo de falla y carga para el teorema del límite inferior	25
Figura 15. Modelo de Falla para suelo cohesivo.....	26
Figura 16. Mecanismo de falla por zonas para un suelo cohesivo	26
Figura 17. Hodógrafa dentro de la zona 2.....	26
Figura 18. Hodógrafa extraído	27
Figura 19. Mecanismo de falla suelo granular	29
Figura 20. Ubicación relativa de la superficie de falla.....	29
Figura 21. Geometría de la curva de falla	30
Figura 22. Hodógrafa del mecanismo	30
Figura 23. Efecto del peso del suelo en la resistencia portante del suelo. Fuente: Azizi (1999) 32	32
Figura 24. Vista lateral-frontal contenedor de prueba.....	34
Figura 25. Vista inferior del contenedor de prueba.....	34
Figura 26. Vista superior del contenedor de prueba}	34
Figura 27. Contenedor.....	35
Figura 28. Prensa Hidráulica Universal Multispeed load Frame 50 kN digital	35
Figura 29. Cilindros con sus respectivas guías.....	36
Figura 30. Vástago	36
Figura 31. Arena del Experimento	37
Figura 32. Cámara Celular	37

Figura 33. Logo PIVlab.....	37
Figura 34. Curva Granulométrica.....	38
Figura 35. Unión Vástago-Cilindro.....	39
Figura 36. Unión Vástago-Platina.....	39
Figura 37. Esquema del modelo.....	40
Figura 38. Modelo para Recopilación de Imágenes	40
Figura 39. Curva Granulométrica.....	43
Figura 40. Mediciones Relativas al Ángulo de Reposo	44
Figura 41. Evolución de la Resistencia Última del Suelo en Función de la Base del Cilindro...	45
Figura 42. Tiempo vs Carga Cilindro 50.8 [mm].....	47
Figura 43. Esfuerzo vs Deformación.....	48
Figura 44. Plano Piezas de Ensamblaje (No a escala).....	54
Figura 45. Fotograma Inicial Vista Directa.....	55
Figura 46. Fotograma Inicial Vista PIV	56
Figura 47. Fotograma Intermedio Vista Directa	57
Figura 48. Fotograma Intermedio Vista PIV.....	58
Figura 49. Fotograma Final Vista Directa.....	59
Figura 50. Fotograma Final Vista PIV	60

INTRODUCCIÓN

1. PROBLEMATICA

Ecuador presenta ciertas restricciones en su infraestructura destinada al transporte. Pese a que, en términos de kilómetros de vías pavimentadas y densidad de red vial, el país últimamente ha presentado mejoras los aspectos estructurales continúan demostrando serias ineficiencias LOTAIP (2018).

Dentro del territorio ecuatoriano, el transporte terrestre se efectúa casi exclusivamente por carretera, mientras que la red de trenes es de uso marginal (pese a las rehabilitaciones llevadas a cabo para los trenes de pasajeros). El transporte llevado a cabo por carretera se encuentra en expansión, debido principalmente a un incremento del parque automotriz, que paso de 320.000 vehículos en 1990 a 2.4 millones en el año 2019 Agosta et al. (2020). Pese a esto, la tasa de crecimiento automotor se encuentra por debajo de la media de la región.

Las carreteras ecuatorianas, son consecuencia de un mejoramiento progresivo, trazadas sobre las antiguas rutas coloniales, dentro de una geografía accidentada por las regiones de Costa, Sierra y Oriente. En un principio, la red vial estaba dispuestas de tal forma que se entrelazaban las distintas comunidades, evitando los valles.

El progreso de desarrollo vial es de naturaleza tardía, puesto que se remonta a la segunda mitad del siglo XX. Previo a dicho tiempo, las carreteras eran fiscalizadas por las Juntas de Caminos regionales, que poco o nulo mantenimiento brindaban a las mismas. Para 1962, se registró una extensión vial de 14.384 km, de los cuales, únicamente 857 eran asfaltados. Cinco años después la red se extendió hasta los 22.537 km Agosta et al. (2020).

En la actualidad el conglomerado de carreteras y caminos es llamado red vial nacional, integrada por la red de vía estatal (red primaria y secundaria, con 10.160 km), la red vial provincial (vías terciarias) y la red vial cantonal (caminos y vecinales). En total, la red tiene una extensión de 42.000 km. El 74% de la misma se encuentra pavimentada, y según reporta el Ministerio de Transporte, un 62% se encuentra en buenas condiciones, mientras que solo el 2% de la red cantonal está en buen estado Agosta et al. (2020).

Año	Asfaltada	Afirmada	Sin transitabilidad permanente	Total
1929	0	1.781	3.312	5.093
1962	857	8.130	5.397	14.384
1970	2.862	9.150	11.680	23.692
1980	5.961	12.200	16.478	34.639
1992	6.040	21.045	16.033	43.118
2001	5686	25530	11.981	43.197
2017	7.398	34.602		42.000

Tabla 1: Evolución de la red vial en Ecuador. Fuente: Estadísticas en el Ecuador 2017-MTOP

Las inversiones en carreteras representaron USD 900 millones anuales entre 2007 y 2017 representando entorno al 1% del PIB presentando mayores valores entre 2009 y 2013 Agosta et al. (2020). No obstante, en los últimos años, se atisbaron decrecimientos de la inversión pública debido a diversos factores económicos.

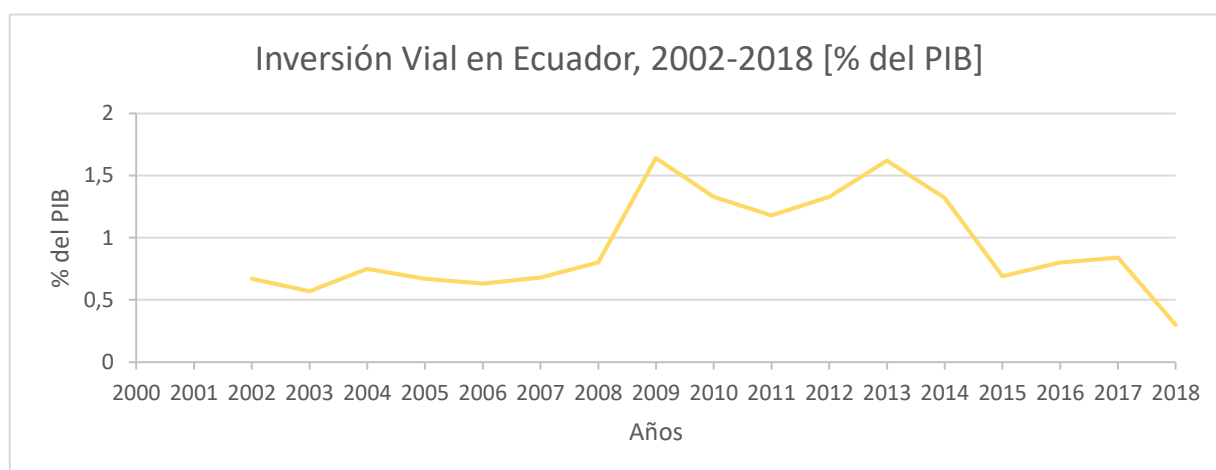


Figura 1: Inversiones viales y ferroviarias en Ecuador, 2002-2016 [% del PIB]. Fuente: Ministerio de Transportes y Obras Públicas del Ecuador

Una cuantificación de la brecha de infraestructura realizada por Agosta et al. (2020) muestra que Ecuador tiene una infraestructura relativa al transporte de 1.600 dólares por habitante, una suma inferior a la de la media mundial. Pese a haber realizado avances significativos el país se encuentra aún lejos del resto del mundo.

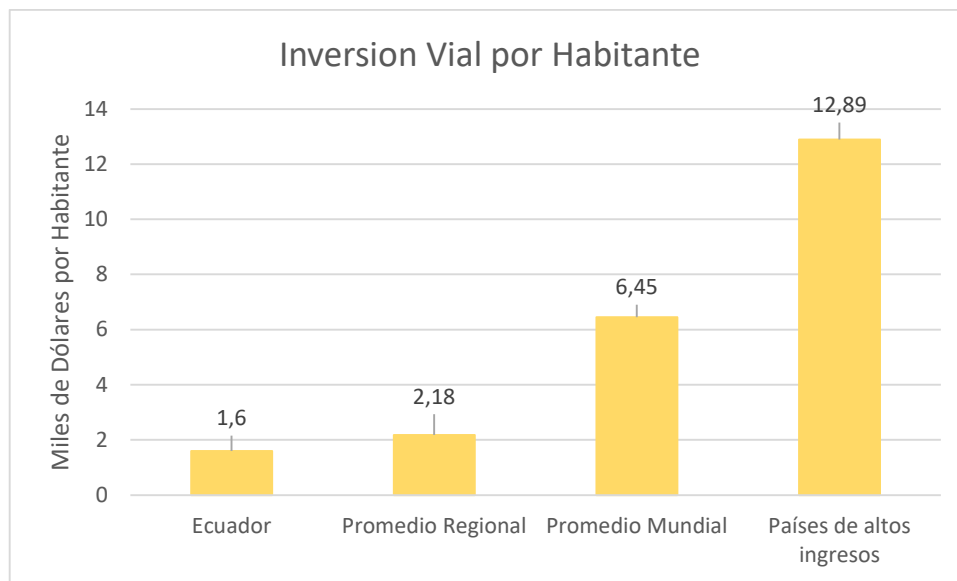


Figura 2: Inversión en Miles de dólares por habitante. Fuente: Análisis de inversiones en el Sector Transporte Terrestre Interurbano Latinoamericano a 2040 (2020)

En *Figura 2* se demuestra la poca inversión relativa que se realiza en el país con respecto al resto del mundo. Un dato preocupante es que la inversión está por debajo de la media regional y aún lejos del promedio mundial. Por lo cual se deben hallar soluciones factibles y económicas que permitan obtener mejores respuestas ante los problemas referentes a movilidad de pasajeros y bienes.

Si el país deseará cerrar la brecha mundial, las inversiones hasta el año 2040 deberían ser equivalentes al 3.6% del PIB anual, añadido al 0.8% destinado para el mantenimiento. Por otra parte, para alcanzar el nivel de países de alto ingreso debería destinar el 7.7% del PIB anual Agosta et al. (2020).

Teniendo en cuenta las restricciones económicas presentes en el país y el resto de la región se deben impulsar nuevas acciones e ideas innovadoras económicas que permitan un mejor desenvolvimiento de las carreteras.

Para propósitos del presente proyecto se hará énfasis en el estudio de la red vial cantonal, y el problema central que afecta a los mismos que es el *Dashboard Effect*.

2. WASHBOARD EFFECT

Dentro de las carreteras o caminos de tercer orden se da un fenómeno de formación de ondas transversales en la superficie. Dicha acción se da progresivamente sobre la superficie bajo el tráfico intenso y se puede comprender como un proceso de crecimiento inestable, que se debe posiblemente al proceso contractivo del volumen local

del suelo subyacente, producto del peso del vehículo en movimiento, el tipo de suelo, compactación del suelo, amortiguamientos del carro, interfaz rueda-suelo, entre otros parámetros Matsuyama et al (2020).

Los caminos presentan una menor resistencia que las carreteras pavimentadas debido a que su suelo granular los pone en contacto directo con la erosión gradual. De tal forma, se deterioran progresivamente desde un estado inicial hasta que la evidencia de surcos, baches y otro tipo de imperfecciones, que son ocasionados por: el tránsito constante de vehículos, condiciones climáticas, o una combinación de ambos.

La ondulación transversal, que es un tipo de falla producto del deterioro del camino, se evidencia mediante la formación de crestas en dirección del tránsito que se propagan en forma de una onda cuasi periódica. Dentro de un estado bien desarrollado, la amplitud y longitud de onda suelen ser únicamente unos pocos centímetros y varias decenas de centímetros respectivamente.

Las ondulaciones a lo largo de la carretera producen vibraciones que sienten los ocupantes del vehículo, lo cual degenera en incomodidad y en ciertos casos aumenta el riesgo de accidentes, ya que reduce la interfaz suelo-llanta, lo que se traduce en una reducción de la superficie del área de contacto.

A primera vista, la compresión ejercida por las llantas frente a la superficie debería nivelar cualquier cresta o imperfección que se presente en la superficie del camino. No obstante, los caminos que presentan un mayor tráfico son también los más propensos a presentar este tipo de falla, Matsuyama et al (2020).

Varios estudios como los de Mather KB (1963), Bitbol AF (2009), Stoddart J (1982) y Tarbelet N. (2007) han propuesto que ni el tamaño de las partículas, ni su forma contribuyen significativamente al desarrollo de las ondulaciones de los caminos. Por su parte Mather KB (1963) sugiere que las fuerzas cohesivas de las partículas del suelo tienen una ponderación más importante, mientras que Tarbelet N. (2017) sugiere lo mismo para la relación arcilla-arena. Además, se apunta a la velocidad del vehículo y la rigidez de los neumáticos como factores preponderantes al momento del análisis.

Conociendo que establecer un modelo práctico que describa el comportamiento del suelo frente a las condiciones que se han venido explicando, surge la posibilidad de caracterizar la compresibilidad de una muestra de suelo por medio de pruebas de

consolidación. Con los datos recopilados de la medición de la compresibilidad del suelo, se pueden establecer métodos numéricos que permitan obtener modelos que expliquen el comportamiento con gran precisión.

El proceso de consolidación de un suelo es un fenómeno, que se da en suelos de materiales finos, en el cual una muestra de suelo es sometida a una fuerza de compresión que produce una contracción de volumen a través del tiempo y se refleja en una disminución del volumen de vacíos, lo que provoca un aumento de la resistencia, Das B (2012).

Debido a que la compresibilidad de un suelo depende de la naturaleza de este, para propósitos de esta investigación se procederá a utilizar un suelo granular y otro arcilloso para comparar sus resultados.

3. FUNDAMENTO TEÓRICO

Capacidad Portante

Llegado a este punto se debe comprender el concepto de capacidad portante inducido por Karl von Terzaghi (1943). Fue él el encargado de presentar una teoría completa para poder evaluar la capacidad de carga de un suelo frente a una cimentación superficial. El método convencional generalmente aceptado para la estimación de la capacidad portante consiste en asumir que el suelo ubicado por debajo de la cimentación, comprendido en el plano falla debe llegar hasta el estado de falla y que el esfuerzo aplicado hasta ese punto es la capacidad portante del suelo.

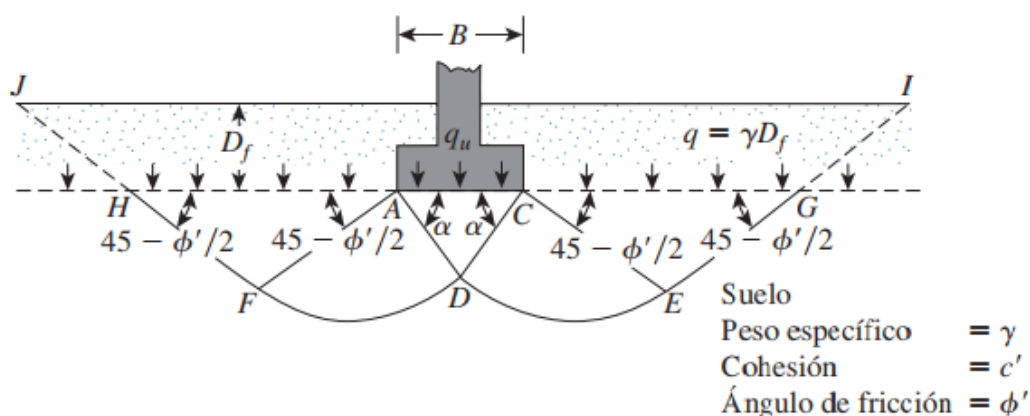


Figura 3. Modelo de Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación. Fuente Das B. (2012)

En *Grafico 3* se demuestra la disposición de falla que va a presentar el suelo luego de que se ha superado la capacidad portante del suelo. Se puede observar que existen tres cortes que la componen y se resumen en lo siguiente:

1. *Zona Triangular ACD*: Bloque de suelo ubicado debajo de la cimentación y que se encuentran en función de un ángulo α .
2. *Zonas radiales de corte ADF y CDE*: Están comprendidos por las curvas *DE* y *DF* y estas tienen arcos en forma de una espiral logarítmica.
3. *Zonas triangulares pasivas de Rankine FH y CEG*: Bloques de tierra de naturaleza pasiva donde la estructura empuja el suelo.

Los ángulos *CAD* y *ACD* se suponen iguales al ángulo de fricción efectivo ϕ' . Nótese que cambiando el suelo de la parte superior por una sobrecarga equivalente q , se obvia la resistencia cortante a lo largo de las curvas *JH* y *GI*.

Mediante un análisis de equilibrio, Terzaghi (1943) estableció la siguiente expresión de carga última para cimentaciones continuas.

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

c' = cohesión del suelo

γ = peso específico del suelo

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga de naturaleza adimensional.

Dichos factores se definen de la siguiente forma:

$$N_c = \cot \phi' \left[\frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right) \tan \phi'}}{2 \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right)} - 1 \right] = \cot \phi' (N_q - 1)$$

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right) \tan \phi'}}{2 \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right)}$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi'} - 1 \right) \tan \phi'$$

$K_{p\gamma}$ = Coeficiente de presión pasiva

Para el caso de *cimentaciones cuadradas y circulares* se puede modificar a las siguientes expresiones equivalente respectivamente:

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + \frac{4}{10}\gamma BN_\gamma$$

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + \frac{3}{10}\gamma BN_\gamma$$

Pasado el tiempo se puso en evidencia que las ecuaciones de capacidad última únicamente estaban disponibles para cimentaciones continuas, cuadradas y circulares, y no abordaban el caso de cimentaciones rectangulares. Adicionalmente dichas ecuaciones no toman en consideración la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla en la zona de suelo comprendida por encima de la cimentación. Por último, la carga puede estar inclinada, dichos factores fueron añadidos a una ecuación general establecida por Meyerhof (1963).

$$q_u = c'N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Los factores de forma, profundidad e inclinación de la carga están definidos en DeBeer (1970), Hansen (1970), Meyerhof (1963) y Meyerhof y Hanna (1981).

Factores de capacidad de carga

La naturaleza de la superficie de falla propuesta por Terzaghi parece haberse confirmado en ensayos de laboratorio y de campo Vesic (1973). No obstante, el ángulo α , parece estar más cercano a un valor de $\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}$ que a ϕ' . Con dicho cambio se obtienen las siguientes expresiones para los factores de carga:

$$N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'}$$

$$N_c = \cot \phi' (N_q - 1)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

Los factores de capacidad de carga han sido deducidos a lo largo del siglo pasado y básicamente se basan en el teorema del límite superior y límite inferior.

Límite Inferior

Si se puede encontrar un sistema de esfuerzos dentro de la masa del suelo que esté en equilibrio con las cargas externas y las fuerzas del cuerpo y que en ninguna parte excede los criterios de fluencia, entonces dichas fuerzas serán soportadas de manera

segura por la estructura, de tal forma, que cualquier solución representará un valor inferior al verdadero (Azizi F. (1999)). De tal forma, que cualquier error estará en el lado seguro, ya que puede ser que un sistema diferente de esfuerzos que de igual manera la estructura no fallará.

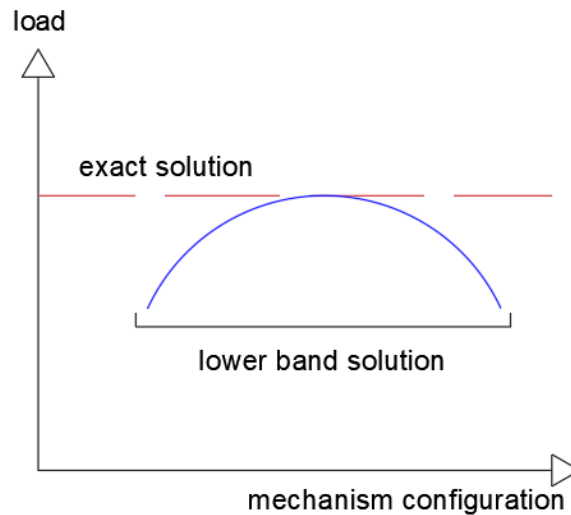


Figura 4. Relación entre el mecanismo de falla y carga para el teorema del límite inferior

- Suelo Cohesivo

A continuación, se procede a aplicar el teorema del límite inferior para calcular el colapso de una cimentación superficial de tipo corrida.

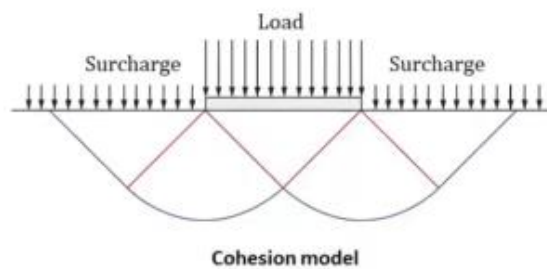


Figura 5. Modelo de falla para un suelo cohesivo

Se realizan ciertas suposiciones:

- El suelo es un material sin peso.
- El suelo tiene un esfuerzo constante de cohesión a lo largo de la superficie de falla.
- Se ha asumido que el suelo sobre el plano de la zapata no contribuye a la resistencia de la construcción y ha sido reemplazado simplemente por su peso muerto q .

- La tensión de contacto en la cimentación se ha incrementado a P en la que se produce el colapso.

Existe una zona activa A debajo de la zapata y zonas pasivas P a ambos lados. Por lo cual, la dirección del esfuerzo principal gira un ángulo de $\frac{\pi}{2}$ desde la zona A en la que es vertical hasta P donde es horizontal.

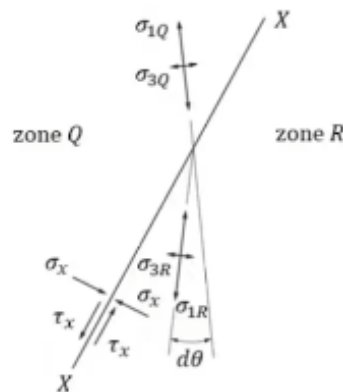


Figura 6. Diagrama de Sistema de Equilibrio del modelo Cohesivo

La figura anterior demuestra que dos zonas vecinas Q y R pueden estar en equilibrio a través de la discontinuidad XX, de tal forma que los círculos de Mohr se desplacen ligeramente, de tal forma que se genera un cambio de tensión, así como en su dirección, mientras permanece tangencial a la envolvente C_u .

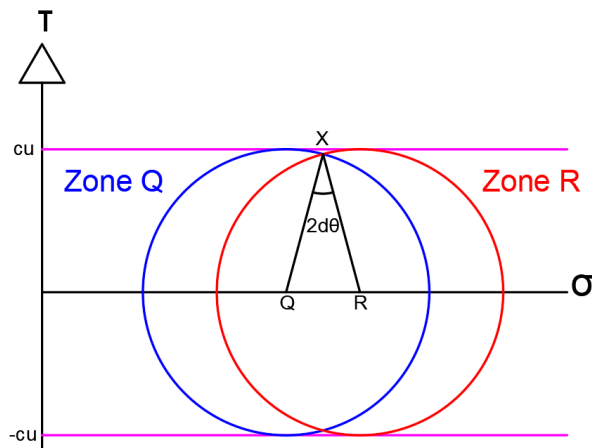


Figura 7. Círculo de Mohr desplazado de la zona Q a la zona R

Para la zona Q el círculo de Mohr demuestra su centro en Q, de igual forma para la zona R se mueve una pequeña distancia arbitraria ds a lo largo del eje σ .

De tal forma que el incremento del esfuerzo principal mayor está dado por:

$$R - Q = ds$$

La discontinuidad a lo largo de XX entre P y Q debe estar en equilibrio para los esfuerzos principales y cortantes. De tal forma que σ_x y τ_x sean los mismos para ambas zonas.

Lo que se traduce en que el punto X compartido entre ambos círculos de Mohr debe representar el límite entre ambas zonas. Dentro de los círculos de Mohr, las direcciones en los círculos giran el doble de rápido que sus direcciones relativas al material. Por lo que mediante una aplicación de *Ley de Senos* se obtiene el valor de ds .

$$\frac{ds}{2 \sin d\theta} = \frac{c_u}{\sin Q}$$

Sabiendo que para ángulos pequeños:

$$\sin d\theta = d\theta$$

Y que:

$$Q \approx \frac{\pi}{2}$$

La expresión final sería:

$$ds = 2c_u d\theta$$

Se integra ambos lados de la ecuación para resolver el problema para rotaciones largas y se obtiene:

$$\int_{s_1}^{s_2} ds = \int_0^{\theta} 2c_u d\theta$$

$$s_2 - s_1 = 2c_u \theta$$

Dicho resultado relaciona el cambio del círculo de Mohr respecto a la rotación de la dirección de la tensión principal que se encuentra en todas partes en equilibrio.

El cambio límite en los círculos de Mohr de A a P para una rotación en la dirección de la tensión principal mayor es $\theta = \frac{\pi}{2}$, de modo que:

$$s_A - s_P = 2c_u * \frac{\pi}{2} = \pi c_u$$

De tal forma que el esfuerzo estimado es:

$$p = q + \pi c_u + 2c_u = q + (2 + \pi)c_u$$

El factor de la capacidad portante N_c se define como:

$$N_c = \frac{p - q}{c_u}$$

Por lo cual:

$$N_c = (2 + \pi)$$

- Suelo Granular

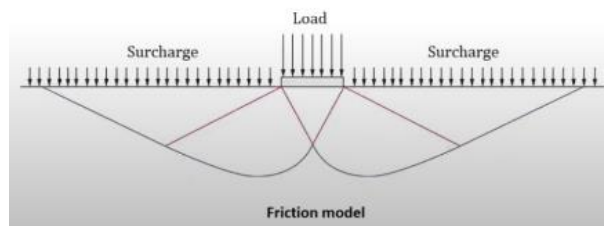


Figura 8. Modelo de Falla para un suelo granular

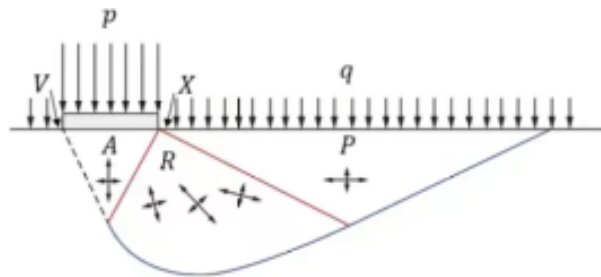


Figura 9. Zona activa, Zona R y Zona Pasiva modelo suelo granular

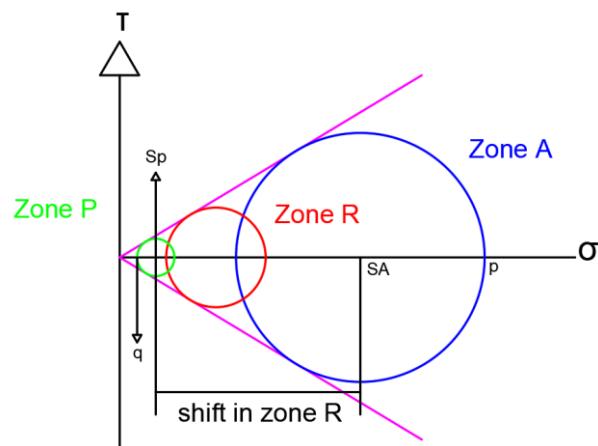


Figura 10. Círculo de Mohr para las zonas A, P y R

Se realizan ciertas suposiciones:

- La tensión entre la zapata y el suelo se ha incrementado a p , en cuyo punto la presión de sobrecarga q es empujada hacia arriba.
- La cimentación ha sido levemente dañada para fines analíticos al pasar una superficie sin fricción VX entre la zapata y el suelo.
- Debe existir alguna zona activa simple A debajo de la zapata, junto con zonas pasivas P debajo de la sobrecarga.
- La dirección del esfuerzo principal gira en un ángulo de 90 grados, desde la vertical A hasta la horizontal P.

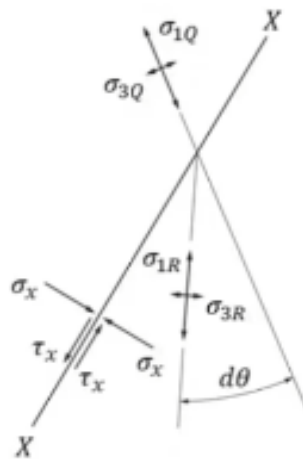


Figura 11. Discontinuidad XX entre zonas Q y R

El Figura 11 demuestra una discontinuidad XX entre las zonas Q y R. Se evidencia una rotación infinitesimal y un desplazamiento de las tensiones principales a lo largo de XX.

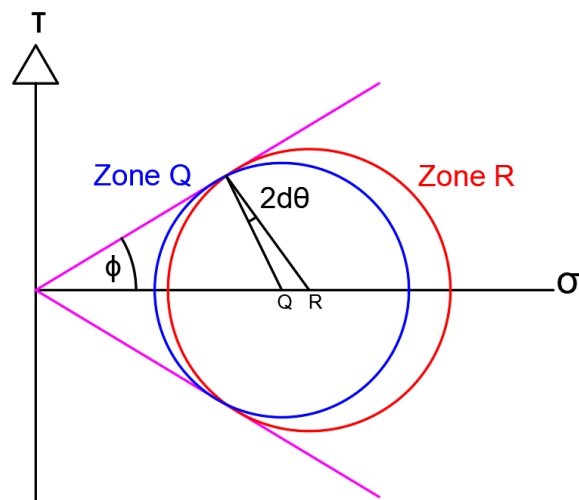


Figura 12. Estado límite de esfuerzos en equilibrio en el plano XX

Se garantiza que se comparta un límite en común, de tal forma que σ_x y τ_x deben tener un punto en común en el círculo de Mohr.

Q y R marcan los centros de los dos círculos de Mohr, y el desplazamiento QR es el aumento ds en la tensión media. Aplicando *Ley de Senos* se obtiene:

$$\frac{QR}{\sin QXR} = \frac{QX}{\sin \phi RX} \rightarrow \frac{ds}{\sin 2d\theta} \rightarrow \frac{ds}{\sin\left(\frac{\pi}{2} - \phi\right)} \rightarrow \frac{ds}{2d\theta} = \frac{s \sin \phi}{\cos \phi}$$

$$\frac{ds}{s} = 2 \tan \phi d\theta$$

Se integra la ecuación para rotaciones largas.

$$\int_{s_1}^{s_2} \frac{ds}{s} = \int_0^\theta 2 \tan \phi d\theta$$

De tal forma que:

$$\frac{s_2}{s_1} = e^{2\theta \cdot \tan \phi}$$

Todos los estados intermedios son tangenciales a la línea de fricción. Esto relaciona el cambio en el centro de los círculos de Mohr con la rotación de la dirección de la tensión principal. Suponiendo que cada círculo de Mohr está en equilibrio límite al ser tangencial a la envolvente de falla.

Usando el esfuerzo promedio s_p en la zona P se obtiene:

$$s_p = q + s_p \sin \phi \rightarrow s_p = \frac{q}{1 - \sin \phi}$$

Usando el esfuerzo promedio s_A en la zona A se obtiene:

$$s_A = p - s_A \sin \phi \rightarrow p = (1 + \sin \phi)s_A$$

El radio entre s_A/s_p para la rotación en dirección del esfuerzo mayor principal es $\theta = \pi/2$. De tal forma que:

$$p = (1 + \sin \phi)s_A = (1 + \sin \phi)s_p * e^{\pi \tan \phi}$$

Se sustituye s_p en la ecuación P.

$$p = q \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} e^{2\theta \cdot \tan \phi} \rightarrow \frac{p}{q} = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} e^{\pi \tan \phi}$$

De tal forma que el factor de capacidad N_q es:

$$N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'}$$

Límite Superior

- Conceptos Previos

Un gran porcentaje del cálculo ingenieril práctico basa su juicio en el modelo empleado por Mohr-Coulomb; dentro de su análisis clásico de la presión que ejerce el suelo contra una estructura de contención. Este modelo considera al suelo como un material rígido hasta que se genera una superficie de falla, donde el esfuerzo cortante pueda superar el esfuerzo de cohesión y la fricción interna, de tal forma que el material genera una cuña de falla y el cuerpo rígido se divide en dos cuerpos que se deslizan entre sí a lo largo de la superficie.

No obstante, existen diversos criterios de falla, entre los que se encuentra el criterio de falla de Tresca también conocido como *Teoría del Esfuerzo Máximo Cortante* que asevera que: “La fluencia ocurre cuando el máximo esfuerzo de corte es igual al esfuerzo cortante a fluencia”

$$\tau_{max} = \tau_y$$

Para un suelo cohesivo, una cuña de discontinuidad para Tresca es aquella por medio de la cual cambia la velocidad tangencial.

La parte superior del bloque se mueve hacia la derecha con una velocidad relativa a la parte inferior, en la interfaz de la cuña. Dicha disipación de energía se denota como:

$$D = \tau du$$

Tanto para la cohesión como para la fricción interna del suelo, una superficie de discontinuidad para Coulomb exige un cambio de la velocidad tangencial du de la parte superior respecto a la inferior, además debe estar acompañada de una velocidad de separación, de tal forma que:

$$D = \tau du - \sigma dv = (\tau - \sigma \tan \phi) du$$

De tal forma que la tasa de disipación de energía para un suelo de fricción es:

Bajo la suposición que: $\tau = 0$

$$D = \sigma \tan \phi \, du$$

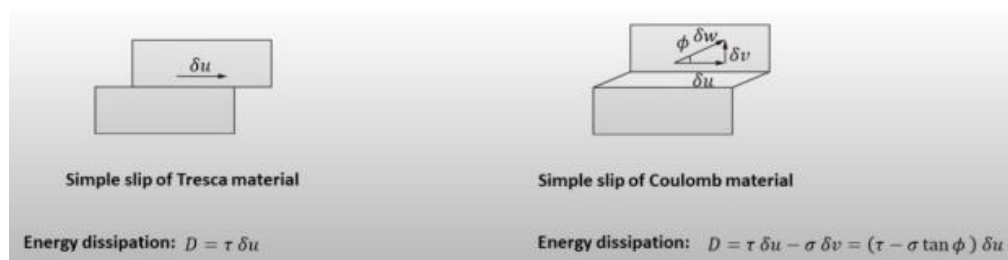


Figura 13. Comparación modelo de Tresca y modelo de Coulomb para un ensayo a corte

- Teorema

Cualquier mecanismo elegido de deformación de un cuerpo, dentro del cual la tasa de disipación de energía se iguala a la tasa a la que las fuerzas externas realizan trabajo, debe recibir una estimación de la carga de colapso plástico que sea mayor que, si no igual, la verdadera carga de colapso Azizi F. (1999).

Cualquier error será del lado inseguro, ya que puede ser que un mecanismo diferente ya haya sido responsable de un colapso con una carga más baja. En resumen, si se puede demostrar que el suelo puede fallar, lo hará.

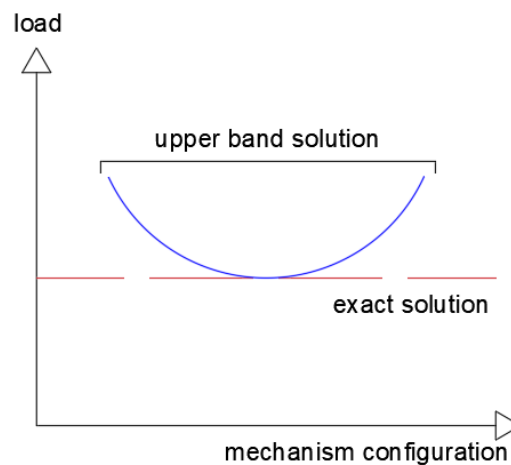


Figura 14. Relación entre el mecanismo de falla y carga para el teorema del límite inferior

- Suelo Cohesivo

Ahora se procede a analizar la falla no drenada de una cimentación superficial sobre un suelo arcilloso, hasta el punto de colapso.

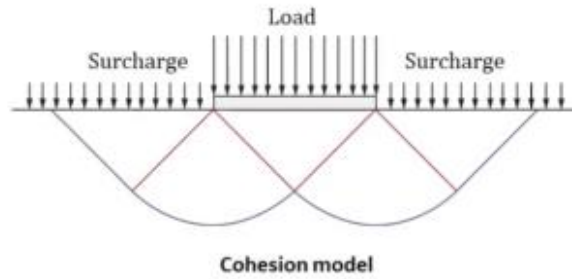


Figura 15. Modelo de Falla para suelo cohesivo

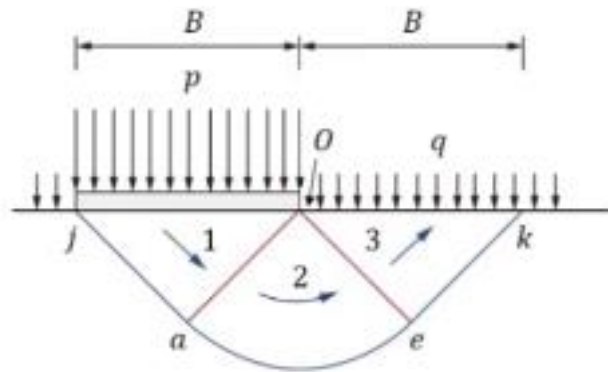


Figura 16. Mecanismo de falla por zonas para un suelo cohesivo

Existen dos zonas triangulares separadas por una tercera cuya tercera superficie es un arco y tiene centro en O .

En términos cinemáticos, se visualiza que la zona 2 no puede moverse simplemente como un cuerpo rígido. El movimiento de esta zona se lo puede explicar dividiendo ésta en varias cuñas, cada una de las cuales procederá a deslizarse con respecto de sus vecinas a lo largo de trayectos radiales y con discontinuidades de velocidad.

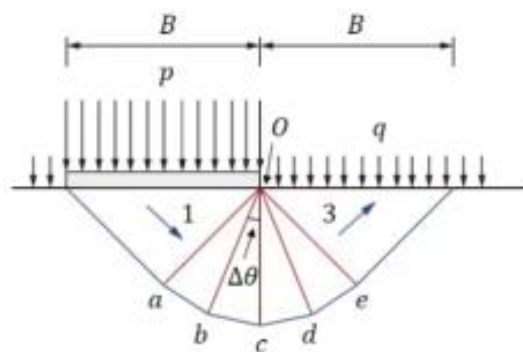


Figura 17. Hodógrafa dentro de la zona 2

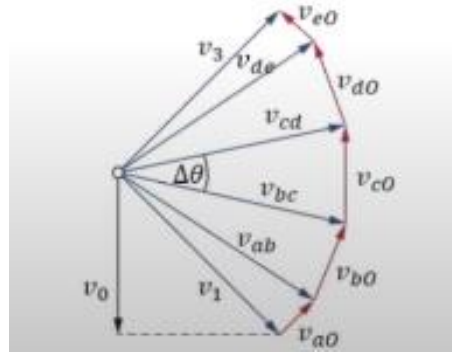


Figura 18. Hodógrafo extraído

En los Figuras 17 y 18 se realizó un hodógrafo, del cual se hallan las velocidades relativas.

Para una cuña de radio R cuyo ángulo de giro es $\Delta\theta$ con respecto al centro del arco hacen parte de un corte radial que se mueve con velocidad v .

La tasa con la que la energía es disipada a lo largo de la circunferencia:

$$\frac{\text{arc length}}{r\Delta\theta} \quad \text{shear stress on arc} \quad c_u \quad \text{speed of relative displacement} \quad v$$

La tasa a la que se disipa la energía a lo largo de la línea de deslizamiento radial:

$$\frac{\text{radius}}{r} \quad \text{shear stress on arc} \quad c_u \quad \text{relative velocity of slip} \quad v\Delta\theta$$

La tasa global disipadora de energía es:

$$\sum 2rc_u v \Delta\theta$$

Por lo cual, para una zona cortante comprendida por varias cuñas, la energía total disipada es la sumatoria de todas, cuando el ángulo θ tiende a un valor infinitesimal.

$$\int_0^\theta 2rc_u v d\theta = 2rc_u v \theta$$

La tasa de disipación de energía a lo largo de ja y ek es igual a la fuerza de corte multiplicada por la velocidad relativa de deslizamiento a lo largo de la superficie plana de deslizamiento ja y ek , más la tasa a la que se disipa la energía en la zona 2, como se muestra por integración.

Se infieren los siguientes valores:

$$\frac{B}{\sqrt{2}} = \text{radio}$$

$$\sqrt{2}v_o = \text{velocidad}$$

Se sustituyen dichos valores en función de las tablas presentadas previamente y se la iguala con el valor obtenido en el proceso de integración.

La tasa de disipación de energía en jk y ek es:

$$2 \left(\frac{B}{\sqrt{2}} \right) * c_u * \sqrt{2}v_o = 2Bc_u v_o$$

La tasa de disipación de energía en la zona 2 viene por $\theta = \frac{\pi}{2}$ y se obtiene:

$$2 \left(\frac{B}{\sqrt{2}} \right) c_u * \sqrt{2}v_o \frac{\pi}{2} = \pi Bc_u v_o$$

La tasa total con la que energía es disipada es:

$$2Bc_u v_o + \pi Bc_u v_o = (2 + \pi)Bc_u v_o$$

La tasa de energía potencial de la zapata viene dada por: $(p - q)Bv_o$

Igualando la tasa de disipación de energía obtenida y a de energía potencial, se obtiene:

$$(p - q)Bv_o = (2 + \pi)Bc_u v_o$$

Y sabiendo que:

$$N_c = \frac{p - q}{c_u}$$

$$N_c = (2 + \pi)$$

- Suelo Granular

El criterio de falla es el máximo de: $\frac{\tau}{\sigma} = \tan \phi$. Aquí también se muestra un sistema similar de falla con zonas rígidas 1 y 3, separadas por una zona 2 con cuñas infinitas.

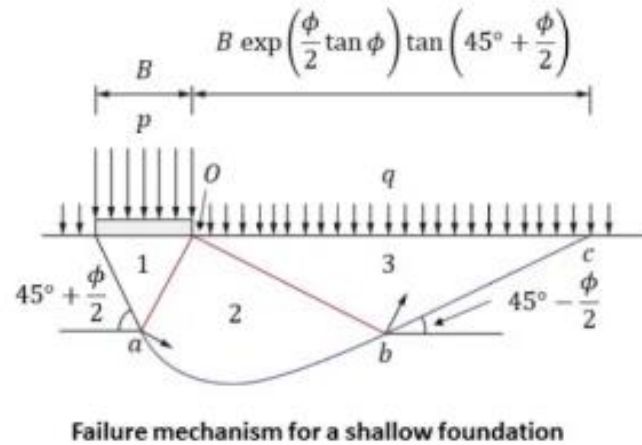


Figura 19. Mecanismo de falla suelo granular

En este caso, como el movimiento relativo en los planos de corte dentro y en el borde de la zona del abanico es siempre de $\frac{\pi}{4}$ con respecto a la tensión resultante, no hay disipación de energía asociada con él.

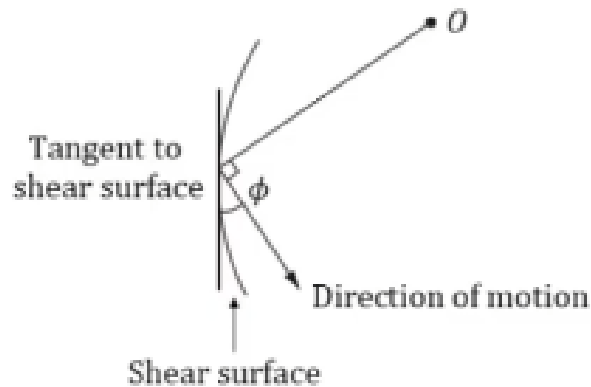


Figura 20. Ubicación relativa de la superficie de falla

Para adaptarse a este movimiento, una superficie de deslizamiento curva debe estar siempre en un ángulo de ϕ con respecto a la dirección del movimiento y, por lo tanto, a un ángulo de $\frac{\pi}{4} + \phi$ con respecto al radio de rotación.

Por medio de geometría se deduce que:

$$\tan \phi = \frac{dr}{r d\theta}$$

A medida que nos la dirección varía a través de un ángulo $d\theta$ en el centro de rotación, el radio aumenta en una cantidad dr .

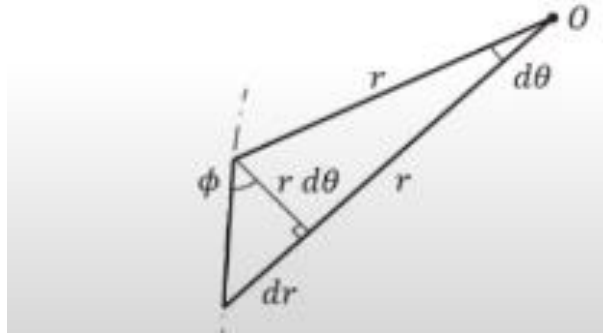


Figura 21. Geometría de la curva de falla

Mediante un proceso de integración se obtiene:

$$\int_{r_0}^r \frac{dr}{r} = \int_0^\theta \tan \phi \, d\theta$$

$$\ln \left(\frac{r}{r_0} \right) = \theta \tan \phi$$

$$r = r_0 e^{\theta \tan \phi}$$

Por último, se puede obtener la ecuación logarítmica espiral.

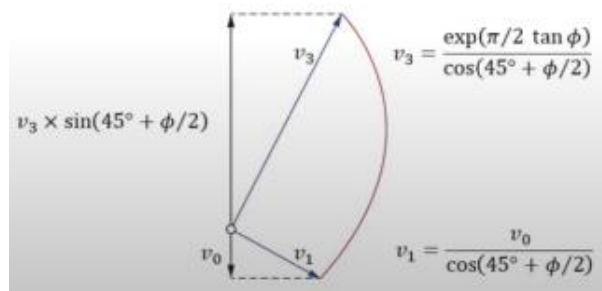


Figura 22. Hodógrafa del mecanismo

En el *Figura 22* se muestra la hodógrafa para el cálculo de las velocidades relativas.

La tasa de energía potencial perdida por la carga de la cimentación es:

$$pBv_o$$

La componente hacia arriba de la velocidad de la sobrecarga superficial al lado de la zapata es:

$$v_o \tan \left(\frac{\pi}{2} + \frac{\phi}{2} \right) e^{\frac{\pi}{2} \tan \phi}$$

Entonces, la velocidad a la que se gana energía potencial es:

$$B \left[q \tan \left(\frac{\pi}{2} + \frac{\phi}{2} \right) e^{\frac{\pi}{2} \tan \phi} \right] * \left[v_o \tan \left(\frac{\pi}{2} + \frac{\phi}{2} \right) e^{\frac{\pi}{2} \tan \phi} \right]$$

Igualando se obtiene:

$$pBv_o = B \left[q \tan \left(\frac{\pi}{2} + \frac{\phi}{2} \right) e^{\frac{\pi}{2} \tan \phi} \right] * \left[v_o \tan \left(\frac{\pi}{2} + \frac{\phi}{2} \right) e^{\frac{\pi}{2} \tan \phi} \right]$$

Sabiendo que:

$$N_q = \frac{p}{q}$$

Entonces:

$$N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'}$$

Una vez que se ha comprobado que el resultado del límite superior coincide con el del límite inferior se puede confirmar que se trata de una solución exacta y es el esfuerzo bajo el cual la cimentación fallará. No obstante, este es un caso idealizado donde no se toma en cuenta el efecto del bloque de suelo ubicado por encima de la zapata. Además, que el modelo estudiado para el caso de un suelo cohesivo no es el mismo mecanismo de falla que para el suelo granular, por lo cual se debe interpretar una solución para el modelo logarítmico espiral que tome en cuenta la cohesión.

- Efactor de peso del suelo y cohesión

Los análisis realizados para los suelos no cohesivos se basaron en suposiciones como que el suelo es ingravido y drenado.

Primero se evalúa la contribución del peso del suelo con relación a la carga última. En el *Figura 22* se puede observar como el bloque OAB influye sobre la resistencia última, de manera que, al obviar este bloque de suelo, lo que se incurre es en un error de infraestimación de la capacidad portante verdadera del suelo.

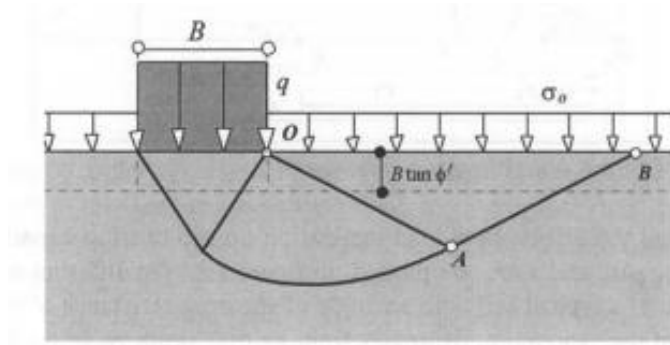


Figura 23. Efecto del peso del suelo en la resistencia portante del suelo. Fuente: Azizi (1999)

Varios autores han apoyado la idea de usar rutas alternativas para considerar el peso en la resistencia última del suelo. Sin embargo, un método sencillo fue el inducido por Bolton. Consiste en asumir que la zapata está construida a una distancia.

$$B \tan \phi'$$

Luego considerar la presión ejercida por ese bloque de suelo. De tal forma que el efecto neto del esfuerzo efectivo es:

$$\sigma' = \gamma' B \tan \phi'$$

γ' = peso efectivo unitario del suelo

Se procede a emplear, la resistencia última obtenida del suelo granular:

$$q_u = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'}$$

Se añade el efecto del suelo ubicado por encima de la cimentación:

$$q_u + \gamma' B \tan \phi' = (\sigma_o + \gamma' B \tan \phi') \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'}$$

Sabiendo que:

$$N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'}$$

Se reemplaza:

$$q_u = \sigma_o N_q + \gamma' B \tan \phi' (N_q + 1)$$

Por otra parte, si se construye la cimentación sobre una arcilla pesada sobre consolidada, la componente de cohesión puede constituir un factor importante de la

resistencia a corte drenada a largo plazo. El efecto de la cohesión es incrementar el esfuerzo de resistencia último con una deducción simple como:

$$c' \cot \phi'$$

Se reemplaza en la ecuación previamente deducida y se obtiene:

$$q_u + c' \cot \phi' = \sigma_o N_q + \gamma' B \tan \phi' (N_q + 1)$$

Se puede reescribir como:

$$q_u = \sigma_o N_q + c' \cot \phi' (N_q - 1) + \frac{\gamma' B}{2} 2 \tan \phi' (N_q - 1)$$

De tal forma que se obtiene una última ecuación reducida como:

$$q_u = \sigma_o N_q + c' N_c + \frac{\gamma' B}{2} N_\gamma$$

Obteniendo los valores N_q , N_c y N_γ previamente deducidos. Además de la ecuación de capacidad última para un mecanismo de falla propuesto.

DESARROLLO DEL TEMA

1. ENSAYO

El ensayo consiste en hincar una rueda de acero dentro de estratos de muestras de suelo; arcilla y arena con el fin de obtener las deformaciones producto de dicho proceso y compararlas con las ecuaciones previamente deducidas. Para lo cual se recompilarán imágenes por medio de una cámara, que permitirán monitorear el desplazamiento. Para la lectura del desplazamiento se empleará la extensión de Matlab, PIV (Particle Image Velocimetry). Todo esto con el objetivo de llegar a la calibración de un modelo que investigaciones futuras servirá como apoyo en el objetivo común de hallar soluciones económicas, duraderas y factibles para evitar el fenómeno temprano del Washboard Effect y prologar la vida útil de los caminos de tercer orden.

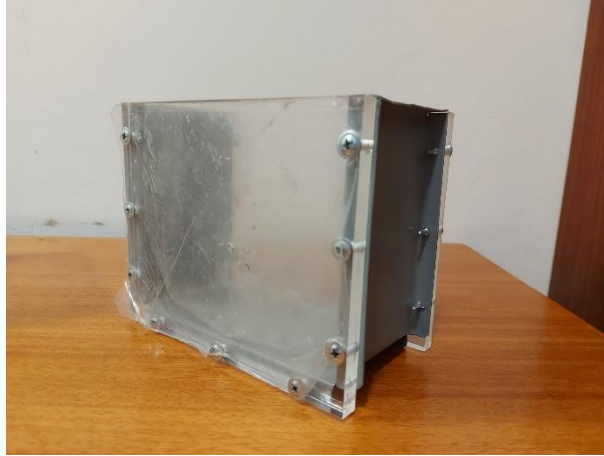


Figura 24. Vista lateral-frontendor de prueba



Figura 25. Vista inferior del contenedor de prueba



Figura 26. Vista superior del contenedor de prueba}

2. PROTOCOLO EXPERIMENTAL

- Metodología

Por medio del siguiente experimento se desea replicar dentro de un ensayo laboratorista, las condiciones semejantes al fenómeno de *Washboard*, para lo cual el experimento se vale de los materiales detallados en la sección posterior, con el fin de asimilar el comportamiento de una rueda sobre una muestra de agregado grueso. Con mira a obtener los resultados de las deformaciones del suelo, para luego ser contrapuesto con los resultados deducidos por medio de la ecuación de Terzaghi.

- Materiales

Nombre: Contenedor hecha de acrílico y latón.

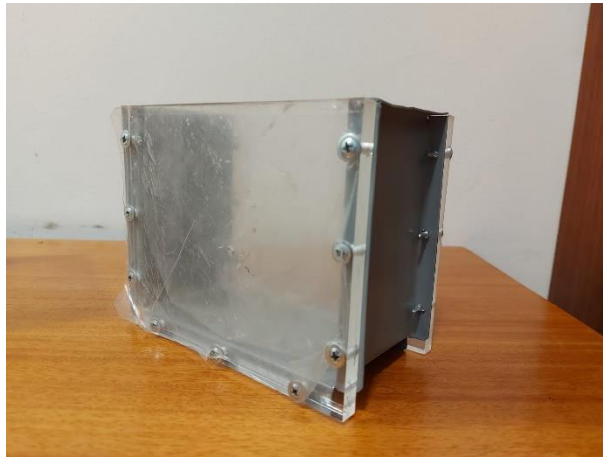


Figura 27. Contenedor

Descripción: Contenedor hecha en base a dimensiones ubicada en *Anexo 1*. Dicho material tiene la finalidad de actuar como medio donde se coloque el agregado grueso. Además de que dentro de ésta se ejecuta el experimento.

Nombre: Prensa Hidráulica *Universal Multispeed load frame 50 kN digital measurement*



Figura 28. Prensa Hidráulica *Universal Multispeed load Frame 50 kN digital*

Descripción: Máquina motorizada con pantalla táctil digital electrónica controlada por un microprocesador, es indicada para realizar distintos ensayos geotécnicos, con una velocidad de carga delimitada y una carga máxima de 50 kN.

Nombre: Cilindro con sus respectivas guías.

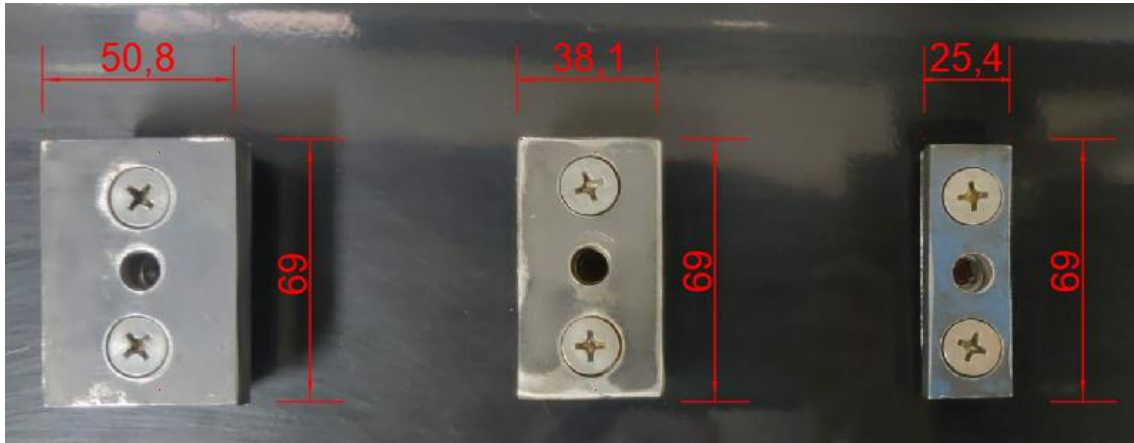


Figura 29. Cilindros con sus respectivas guías

Descripción: Cilindros de 50.8, 38.1 y 25.4 milímetros de diámetro. Cada uno anclado a su respectiva guía; placa metálica de 10 milímetros de espesor, demás dimensiones ubicadas en *Anexo 1*. Los cilindros son los encargados de ser la réplica experimental de las ruedas de los vehículos y se usan de distintos diámetros debido a la disparidad que existe entre neumáticos entre un modelo de vehículo con respecto a otro. Las guías son las encargadas de servir como un mejor acople entre el vástago y los cilindros.

Nombre: Vástago



Figura 30. Vástago

Descripción: Las dimensiones se ubican en *Anexo 1*. El propósito del material es enroscar la platina superior de la prensa hidráulica con los cilindros y sus respectivas guías.

Nombre: Arena



Figura 31. Arena del Experimento

Descripción: Arena uniformemente gradada. La cual es la encargada de simular el suelo en la réplica experimental del modelo.

Nombre: Cámara



Figura 32. Cámara Celular

Descripción: Cámara; medio encargado para obtener los fotogramas necesarios para realizar el análisis en Matlab extensión PIV.

- *Software*

Nombre: Matlab extensión PIV

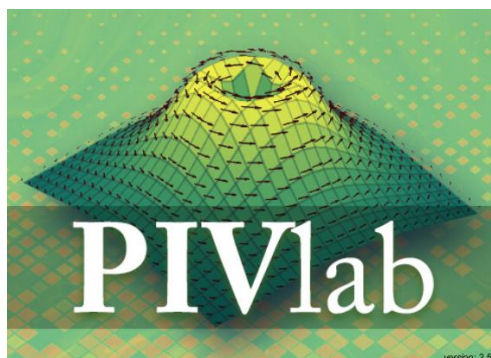


Figura 33. Logo PIVlab

Descripción: Cámara; medio encargado para obtener los fotogramas necesarios para realizar el análisis en Matlab extensión PIV.

- Requerimientos previos
 - a) Arena Uniformemente gradada: De acuerdo con la teoría de mecánica de suelos se dice que un suelo es bien gradado cuando el coeficiente de uniformidad es mayor a 6 para arenas y un coeficiente de gradación entre 1 y 3 (Das, 2015).

Coefficiente de Uniformidad

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

D_{60} : diámetro correspondiente al 60% más fino en la curva granulométrica.

Coefficiente de Gradación

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} * D_{10}}$$

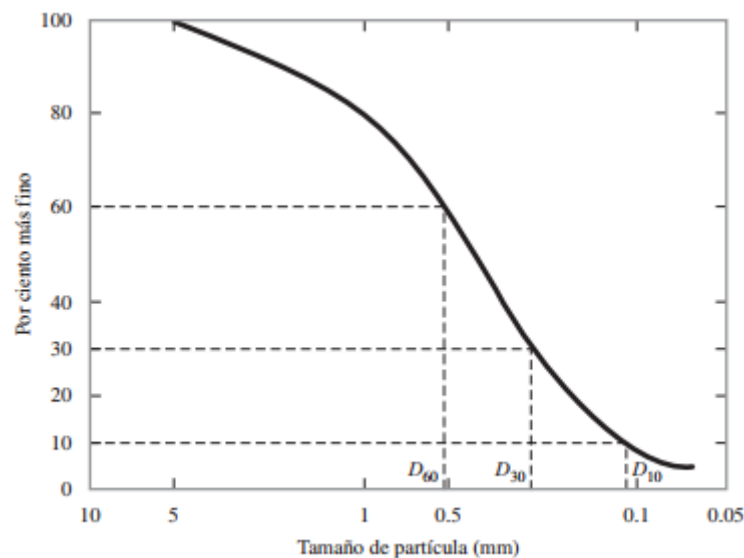


Figura 34. Curva Granulométrica

La figura previa demuestra un ejemplo donde se establecen los valores correspondientes para el coeficiente de uniformidad y coeficiente de gradación.

- b) Correcto montaje de la prensa hidráulica; se debe nivelar el eje de la platina superior de la prensa, ya que en el caso de estar desnivelada se puede generar una avería del aparato al momento de realizar el experimento.

- c) Evitar las perturbaciones relativas a vibraciones, cambio de posición del contenedor y traslación o rotación de la cámara. Puesto que, en caso de incurrir en dichos inconvenientes se obtienen valores que no tienen concordancia con las deformaciones reales del suelo.
 - d) Evitar que el cilindro ejerza presión sobre las paredes del acrílico, puesto que de esta forma lo que se estaría obteniendo serían valores sesgados por la fricción entre el acrílico y el cilindro.
- Procedimiento Experimental
 - a) Ensamblar el cilindro con su respectiva guía en conjunto con el vástago.

Nota: El cilindro debe estar direccionado como denota Figura 34, en caso de no estarlo es necesario colocar rodela.

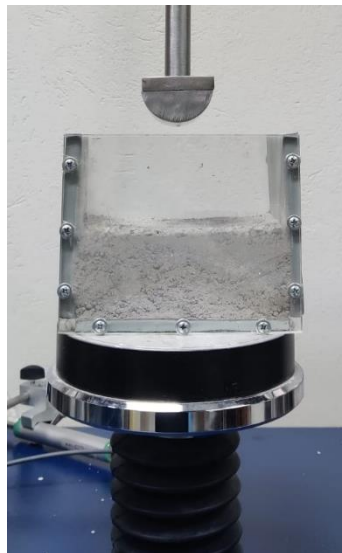


Figura 35. Unión Vástago-Cilindro

- b) Se ajusta el vástago con la platina superior de la prensa hidráulica.



Figura 36. Unión Vástago-Platina

- c) Se coloca el contenedor con el agregado grueso en el pistón inferior de la prensa hidráulica.
- d) Se ajusta el sistema superior de la prensa hidráulica. De tal forma que el cilindro entre en el contenedor, teniendo en cuenta las especificaciones de *Requerimientos previos* apartado d).
- e) Se coloca la cámara en una disposición que permita capturar las deformaciones próximas a ocurrir del agregado grueso.
- f) Se enciende la maquina y se procede a tomar los fotogramas necesarios.
- g) Se repite el procedimiento para los distintos cilindros.

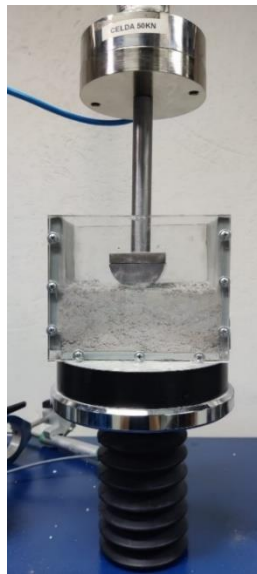


Figura 37. Esquema del modelo

- h) Se recopilan las imágenes y se comienza con el proceso referente a PIV.
- Procedimiento de Manejo de Datos

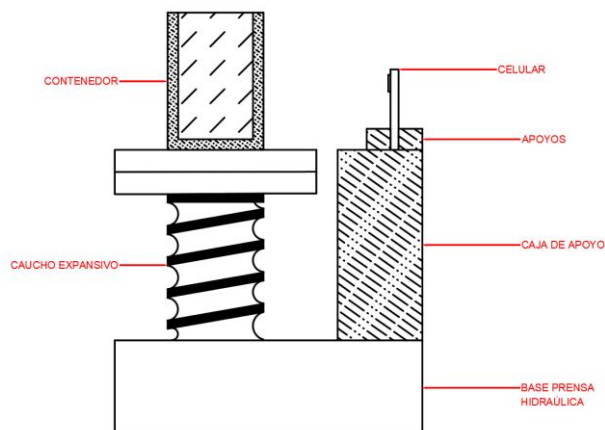


Figura 38. Modelo para Recopilación de Imágenes

En el *Figura 37*, se muestra el montaje del apartado de capturas de imágenes para posteriormente ser introducidas a PIVLab.

- a) Se ejecuta la extensión de PIV y se escoge la opción de importar imágenes.
- b) Se escoge la opción *Pairwise* y se seleccionan todos los fotogramas se los añade al análisis y se escoge la opción importar.
- c) Se escoge la opción de *Draw mask(s) for current frame* y se selecciona el contorno que no se desea forme parte del estudio. Y se aplica *Mask*.
- d) En la barra de opciones se escoge la viñeta *Image Settings* y después la opción *Image pre-processing*.
- e) Dentro de dicha opción se da la oportunidad de modelar los fotogramas con el fin de quitar perturbaciones que pueda haber y dificulten el análisis.
- f) Se selecciona la opción *Analysis*, y se escoge *PIV settings*.
- g) Se puede escoger la opción que viene por defecto denominada *Suggest Settings*. No obstante, también existen técnicas que involucran una mayor demanda de procesamiento. Para propósitos de este modelo se escoge la opción previamente establecida.
- h) Se escoge *Analyze current Frames*.
- i) En este punto se puede observar el campo vectorial que demuestra la dirección de movimiento de las partículas.
- j) Se selecciona la opción *Analysis- ANALYZE!*
- k) Se escoge el ítem *Analyze all frames*.
- l) Se espera el tiempo de ejecución y se tiene resultado para cada *Frame*.
- m) Se procede a una calibración utilizando el comando *Calibration*. En este punto se escoge una distancia medida previamente y se la concuerda con el procedimiento que se está realizando. De igual forma se establece el tiempo de diferencia entre fotogramas. Y se aplica la calibración.
- n) De igual forma se establece el origen de coordenadas.
- o) Después se realiza un proceso de validación de datos, para lo cual se escoge la opción *Post-Processing*. Dentro de este punto existen dos modelos, para este caso se escoge el literal *Image Based Validation*. Se realiza con el fin de eliminar vectores que no tienen relevancia dentro del estudio.
- p) Para el caso de la validación por *Velocity based validation* se escoge la opción *Select velocity limits*. Y se despliega una imagen donde se demuestran los

vectores de velocidad, en este punto se selecciona el sitio de interés del estudio.

Se aplica este procedimiento para todos los *Frames*.

- q) Para hallar los resultados se escoge la opción *Plot*. Y se despliega los ítems que PIV permite calcular, con la velocidad se puede deducir la distancia y por ende el desplazamiento que es el objeto de estudio.
- r) Se exportan los resultados y se los compara con los deducidos teóricamente mediante la ecuación descrita por Terzaghi.

3. RESULTADOS

Para el presente caso de estudio se procede con el análisis para el cilindro de diámetro igual a 50.8 [mm].

Granulometría

A continuación, se presentan los resultados relativos al tamaño de las partículas mediante la curva granulométrica y sus correspondientes coeficientes.

CLASIFICACION AMERICAN GEOPHYSICAL UNION		
GRUPO	CLASE	TAMAÑO [mm]
Gravas	Grava muy gruesa	32-64
	Grava gruesa	16-32
	Grava mediana	2.80-16
	Grava fina	4.0-8.0
	Grava muy fina	2.0-4.0
Arenas	Arena muy gruesa	1.0-2.0
	Arena mediana	0.5-1
	Arena fina	0.125-0.25
	Arena muy fina	0.062-0.125

Tabla 2. Clasificación de Materiales Sedimentarios según la American Geophysical Union

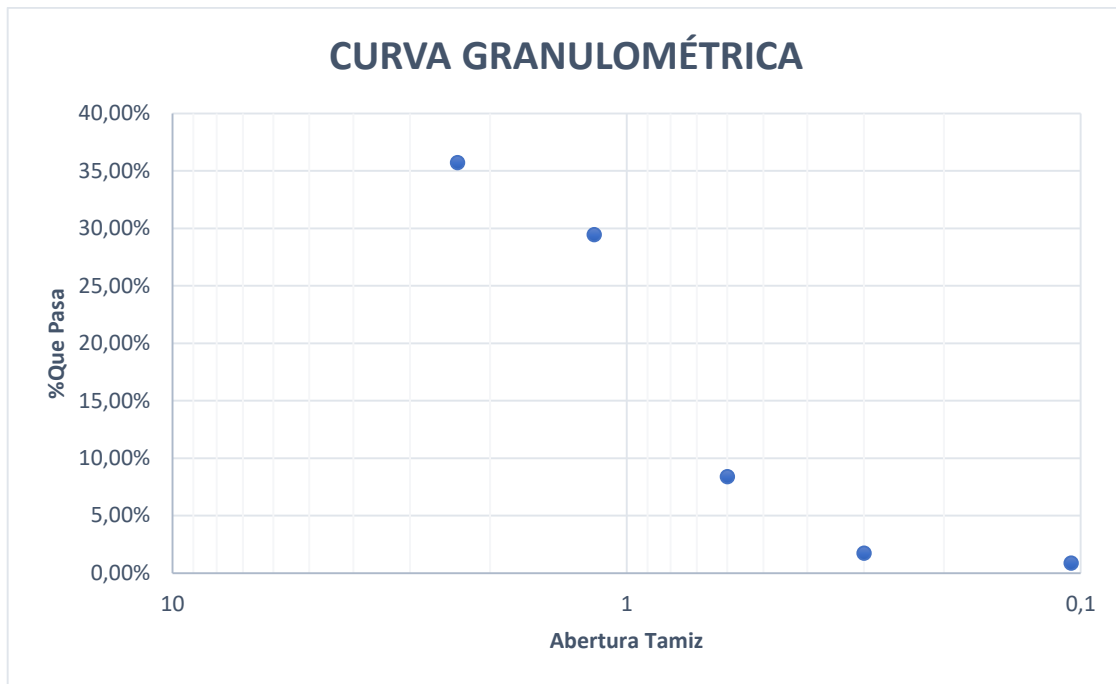


Figura 39. Curva Granulométrica

En vista del *Figura 39* se puede observar que el tamaño máximo de la partícula coyuntural al suelo estudiado es de aproximadamente $2.5 [mm^2]$. Por lo cual, basándose en el *Tabla 2* se puede inferir que se trata de una mezcla entre: Arena Mediana, Grava muy fina y Arena Gruesa. Siendo ésta última la de mayor presencia.

COEF. GRANULOMETRÍA	
C.U	1.54
C.C	1.41

Tabla 3. Coeficientes de Uniformidad y Curvatura

Referente al *Tabla 3* se puede inferir del coeficiente de ambos coeficientes que se trata de un estrato uniforme y bien gradado.

Peso Específico

Con el objetivo de conocer el peso específico del estrato se procedió a calcularlo mediante una relación entre el peso de éste y su volumen.

PESO ESPECÍFICO SECO		
V	250.00	ml
V	0.00025	m ³
W	476.80	g
W	0.4768	kg
W	0.0047	kN
γ_d	18.70	kN/m ³

Tabla 4. Deducción Peso Especifico del Suelo

Del *Tabla 4* se aprecia que el peso específico del estrato estudiado es de $18.70 \left[\frac{kN}{m^3} \right]$. Dicho valor tiene relación con valores experimentales deducidos de este tipo de arenas.

Mediciones Área de Contacto para Cálculo Teórico

Se realizaron cuatro cuantificaciones para hallar la base promedio de contacto entre el cilindro y el estrato. Las dos primeras consistieron en colocar el cilindro manchado con tinta, sin ejercer presión alguna, sobre una superficie de material fomi apoyado a su vez en el estrato de estudio y medir el ancho máximo y mínimo obtenido, para luego obtener un promedio. De igual forma, se realizó el mismo proceso para las dos cuantificaciones restantes, con la diferencia de que se ejerció una presión manual.

MEDICIONES BASE DEL CILINDRO DE 50.8 [mm]					
Sin Presión [mm]			Con Presión [mm]		
Mínimo	Máximo	Average 1	MIN	MAX	Average 2
0.032	0.037	0.0345	0.04	0.053	0.0465

Tabla 5. Mediciones Base Promedio para el Cilindro de 50.8 [mm]

En el *Tabla 5* se demuestran las bases que se van a emplear para deducir la capacidad portante en función de los ángulos de fricción.

Ángulo de Reposo

Para este caso no se dedujo el ángulo de fricción del material. Por lo cual se optó por tomar valores referenciales entre 30 – 39. No obstante, se hizo una aproximación de dicho valor, mediante la obtención del ángulo de reposo.



Figura 40. Mediciones Relativas al Ángulo de Reposo

Observando el *Figura 40* se hallaron las siguientes dimensiones.

ANGULO DE REPOSO	
Base	0.090

Altura	0.072
ϕ'	38.66

Tabla 6. Dimensiones para Obtención del Ángulo de Reposo

En el *Tabla 6* se muestran las medidas de los catetos, mediante los cuales se obtiene el ángulo de reposo, el cual va a ser empleado como ángulo de fricción.

Resistencia del Suelo Teórica

Para este punto se aplicó la ecuación de capacidad portante, variando la base del cilindro.

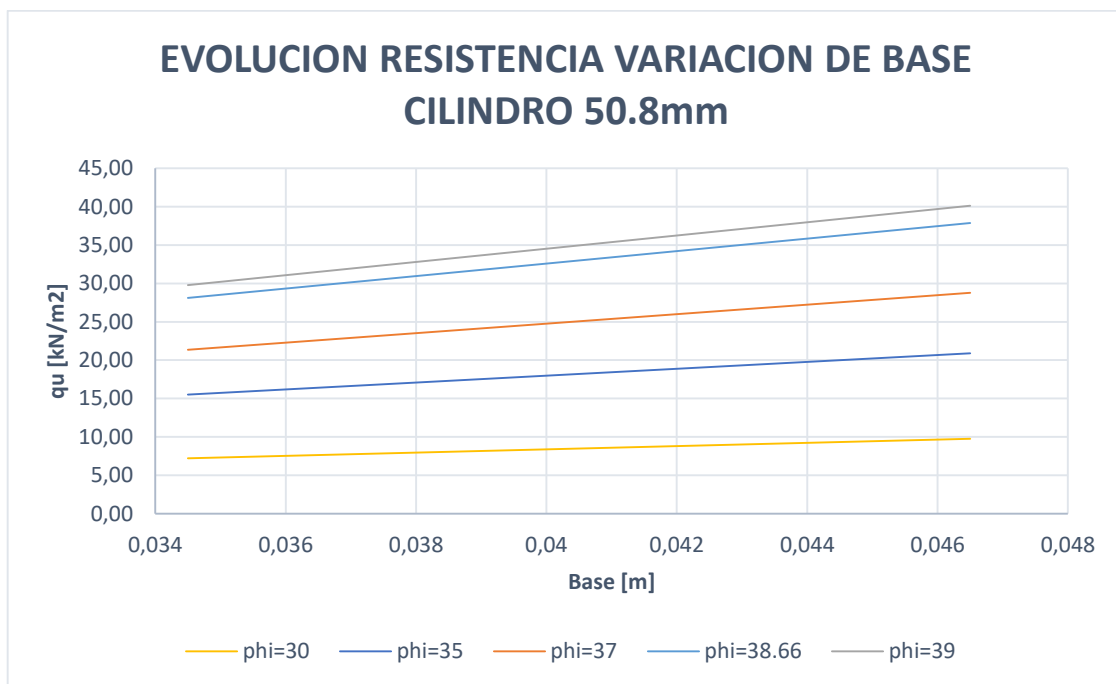


Figura 41. Evolución de la Resistencia Última del Suelo en Función de la Base del Cilindro

Referente al *Figura 41* se demuestra como la capacidad última del suelo está directamente relacionado con el ángulo de fricción y la base del cilindro. Para el ángulo de reposo obtenemos capacidades portantes desde $28.10 - 37.88 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$.

Evolución Esfuerzo por Tiempo

Primero se procedió a obtener un vídeo el mismo que más tarde fue empleado en PIV. De este material audiovisual se obtuvieron algunos fotogramas que más tarde serían útiles para determinar las deformaciones por cada intervalo de tiempo.

CILINDRO 50.8mm		
Frame Rate	29.91	Frames/s
Duración video	3 min	36 seg
Tiempo entre Frames	216	seg

Numero de Frames	6000	u
División de Frames	16	

Tabla 7. Datos Relativos al Video del Cilindro de 50.8mm

En el *Tabla 7* se especifican los parámetros relativos a la obtención de fotogramas a partir del video grabado. Se visualiza que se tomaron 16 fotogramas y el tiempo entre el primero y último 216 segundos.

# Frame	Tiempo	Carga	Esfuerzo
1	0.03	0	0.00
400	13.37	0	0.00
800	26.75	0	0.00
1200	40.12	0	0.00
1600	53.49	0	0.00
2000	66.87	0.07	123.19
2400	80.24	0.07	126.81
2800	93.61	0.08	135.87
3200	106.99	0.14	257.25
3600	120.36	0.26	472.83
4000	133.73	0.86	1552.54
4400	147.11	1.12	2019.93
4800	160.48	1.27	2302.54
5200	173.85	1.92	3478.26
5600	187.23	3.31	5992.75
6000	200.60	5.08	9197.46

Tabla 8. Evolución de la Carga en función del Tiempo



Figura 42. Tiempo vs Carga Cilindro 50.8 [mm]

En el *Tabla 8* se muestra la evolución de la carga en función del tiempo. De igual forma se especifican los números de fotogramas analizados Mientras que en el *Figura 42* se observa una ruta predicha de la evolución de la carga deducida en el programa Excel.

DESPLAZAMIENTOS		
Y1	-0.0538	m
Y2	-0.0391	m
DELTA Y	14.7	mm

Tabla 9. Desplazamientos

# Frame	y [m]	dy [m]	dy [mm]	dy corregido	kN/m2
1	-0.05	0.0000	0.00	0.00	0.00
400	-0.05	0.0000	0.00	0.00	0.00
800	-0.05	0.0000	0.00	0.00	0.00
1200	-0.05	0.0000	0.00	0.00	0.00
1600	-0.05	0.0000	0.00	0.00	1.89
2000	-0.05	0.0000	0.00	0.00	42.85
2400	-0.05	0.0000	0.00	0.00	44.11
2800	-0.05	0.0000	0.00	0.00	47.26
3200	-0.05	0.0000	0.00	0.28	89.48
3600	-0.05	0.0033	3.30	3.07	164.46
4000	-0.05	0.0067	6.70	5.85	540.01
4400	-0.05	0.0067	6.70	8.63	702.58

4800	-0.04	0.0134	13.40	11.42	800.88
5200	-0.04	0.0134	13.40	14.20	1209.83
5600	-0.04	0.0167	16.70	16.98	2084.44
6000	-0.03	0.0200	20.00	19.76	3199.12

Tabla 10. Desplazamientos por Frame y Esfuerzo

En el *Tabla 9* se demuestran los desplazamientos absolutos de la muestra de suelo, posteriormente mediante el programa PIV se vislumbraron los desplazamientos verticales del punto ubicado debajo del medio del cilindro para cada fotograma. Se realizó una regresión lineal y se corrigió los desplazamientos. Posteriormente, la carga fue dividida para la base de contacto de cada fotograma y se obtuvieron los esfuerzos como se demuestra en el *Tabla 10*.



Figura 43. Esfuerzo vs Deformación

En el *Figura 9* se demuestran los desplazamientos absolutos en función de los esfuerzos ejercidos. De tal manera, que ha medida que el esfuerzo ejercido por la prensa lo hace de igual forma la deformación. Se atisba que el esfuerzo referente a capacidad portante se ubica en los primeros instantes posteriores a la falla del suelo.

Comparativa Esfuerzos Teóricos y Reales

Se procedió a comparar los resultados experimentales con los teóricos deducidos de la ecuación de capacidad portante. Por motivos de la investigación se procedió a

comparar dos fotogramas escogidos en el instante posterior a la falla del suelo, de tal forma que se obtuvieron los siguientes resultados:

RESULTADOS FINALES									
Cilindros	Frame	Base [m]	Qu Teórico Ángulos De Fricción [kN/m ²]					Qu Exp. [kN/m ²]	%Error
			30	35	37	38.66	39		
C3 d=50.8mm	2000	0.035	7.33	15.72	21.66	28.51	29.77	28.56	2%
	2800	0.037	7.81	16.76	23.09	30.39	32.18	29.14	4%

Tabla 11. Resultados Finales

Relativo al *Tabla 11* se observa que los resultados para los fotogramas tomados en el instante inmediato posterior a la falla tienen una correlación muy alta en comparación con los deducidos por la ecuación de la capacidad portante. Para el primer fotograma se encuentra un error experimental del 2%, mientras que para el caso del fotograma 2800 se tiene un error del 4%. Los valores demostraron tener una gran relación con el ángulo de fricción obtenido al ángulo de reposo lo cual también demuestra que se realizó una aproximación considerable, teniendo en cuenta la no realización de ensayos que permitan deducir el ángulo de fricción.

CONCLUSIONES

- Los resultados experimentales y teóricos deducidos de la capacidad portante tienen una correlación muy alta y el porcentaje de error varía en 2% para el fotograma 2000 y 4% para el fotograma 2800. Por lo cual se deduce que la ecuación de capacidad portante describe bien el esfuerzo admisible del suelo, y puede ser empleado para futuras investigaciones de Washboard Effect.
- A medida que los fotogramas ocupados difieren en un instante más alejado del momento de falla, los resultados expuestos por la ecuación de capacidad portante no describen de manera idónea la variación de esfuerzo-deformación real. La deducción hecha radica en la falta de conocimiento de parámetros que influyen en el comportamiento del suelo durante el experimento.
- El ángulo de reposo puede ser una aproximación aceptable del ángulo de fricción, ya que para este valor los resultados tuvieron una aproximación más cercana a los descritos por la ecuación de capacidad portante.
- El fenómeno del Washboard Effect está descrito bajo condiciones dinámicas tales como las descritas por Matsuyama et al. (2020). No obstante, se puede

deducir que para futuras investigaciones el uso de la ecuación de capacidad portante puede seguir siendo útil en miras hacia investigaciones que apunten hacia un mejor entendimiento de este fenómeno presente en los caminos de tercer orden.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Agosta, R., Martínez, J. P., Kohon, J., Pérez, J. E., Blas, F., Giacobone, G., ... & de Cubas, I. (2020). *Ecuador. Análisis de inversiones en el sector transporte terrestre interurbano latinoamericano a 2040*.
- Azizi, F. (1999). *Applied analyses in geotechnics*. CRC Press.
- Bitbol AF, Taberlet N, Morris SW, McElwaine JN. 2009 Scaling, and dynamics of washboard roads.
- Das, B. M., & León, J. C. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. México DF: Cengage Learning.
- Das, B. M., & González, S. R. C. (2015). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. Cengage Learning.
- De Beer, E.E. (1970). “Experimental Determination of the Shape Factors and Bearing Capacity Factors of Sand”. *Geotechnique*, vol. 20, núm. 4, pp.387-411.
- Hanna, A.M. y Meyerhof, G.G. (1981). “Experimental Evaluation of Bearing Capacity of Footings Subjected to Inclined Loads”, *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 18, núm. 4, pp. 599-603.
- Hansen, J.B. (1970). *A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity*, Bulletin 28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen.
- Mather, K. B. (1963). Why do roads corrugate? *Scientific American*, 206, 128-136.
- Matsuyama, C., Tanaka, Y., Sato, M., & Shima, H. (2020). Corrugation of an unpaved road surface under vehicle weight. *Proceedings of the Royal Society A*, 476(2241), 20200323.
- Meyerhof, G.G. (1953). “The Bearing Capacity of Foundations Under Eccentric and Inclined Loads”, *Proceedings, Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich*, vol. 1, pp. 440-445.
- Reglamento Ley Sistema Infraestructura Vial del Transporte Terrestre [2018]. Decreto Ejecutivo 436. 06 Julio 2018 (Ecuador)

Stoddart J, Smith RBL, Carson RM. 1982 Gravel Road corrugations. *Transport. Eng. J. ASCE* **108**, 376–382.

Taberlet N, Morris SW, McElwaine JN. 2007 Washboard Road: the dynamics of granular ripples formed by rolling wheels.

Vesic, A.S. (1973). “Analysis of Ultimate Loads on Shallow Foundations”, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 99, núm. SM1, pp. 45-73.

ANEXOS

ANEXO A: Plano Diseño Experimental

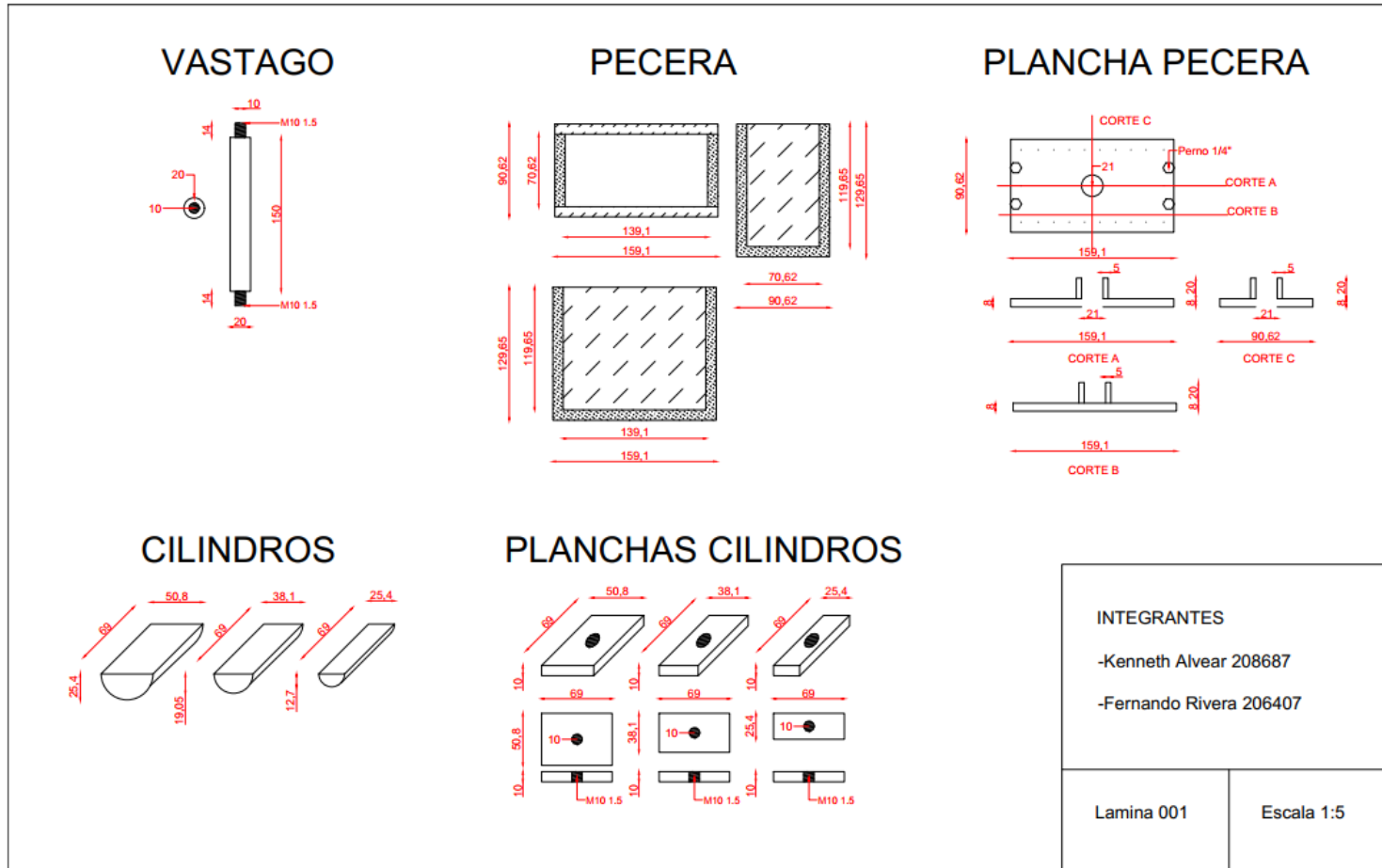


Figura 44. Plano Piezas de Ensamblaje (No a escala)

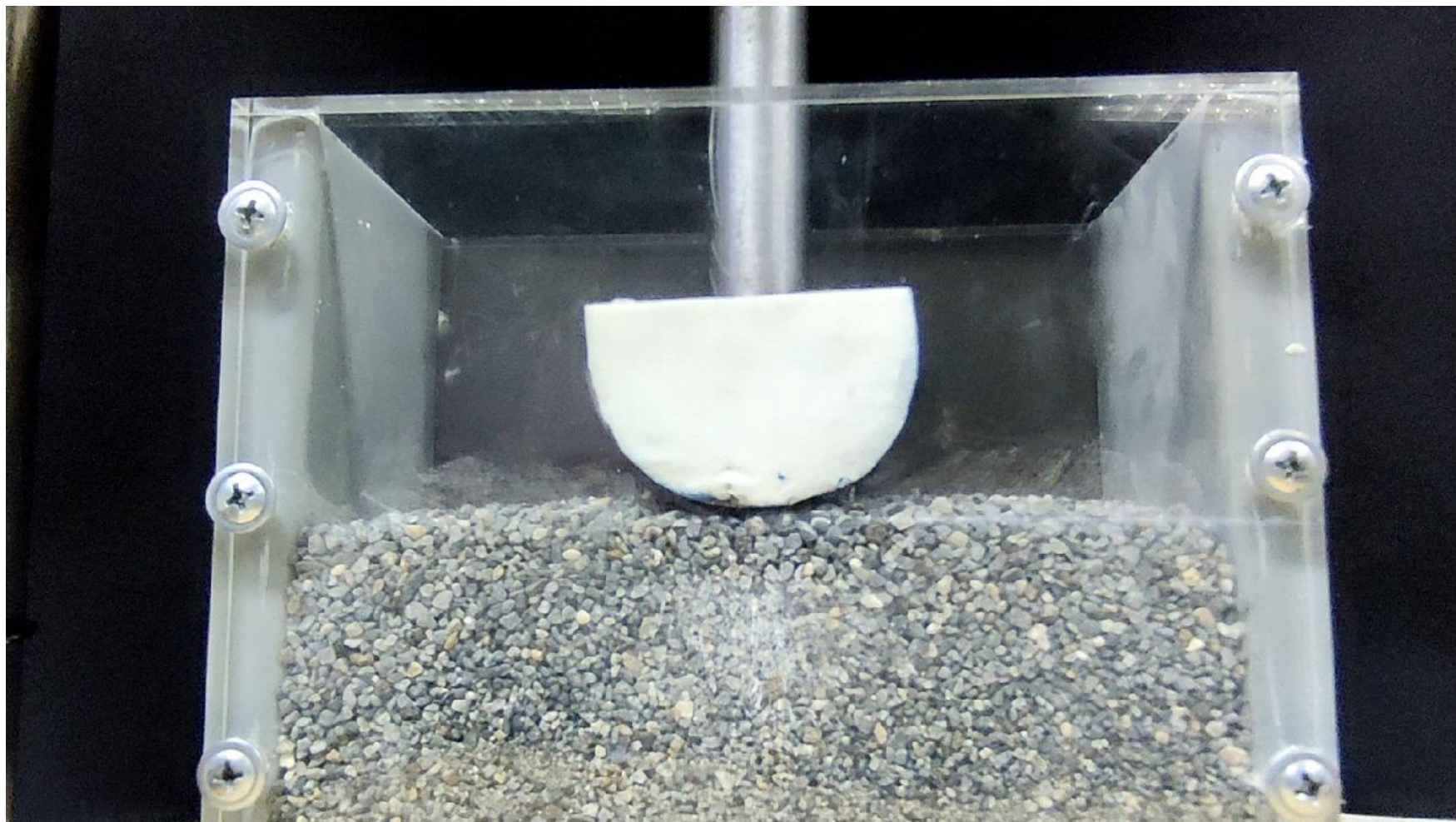
ANEXO B: Interfaz Rueda-Suelo 1

Figura 45. Fotograma Inicial Vista Directa

ANEXO C: PIV Interfaz Rueda-Suelo 1

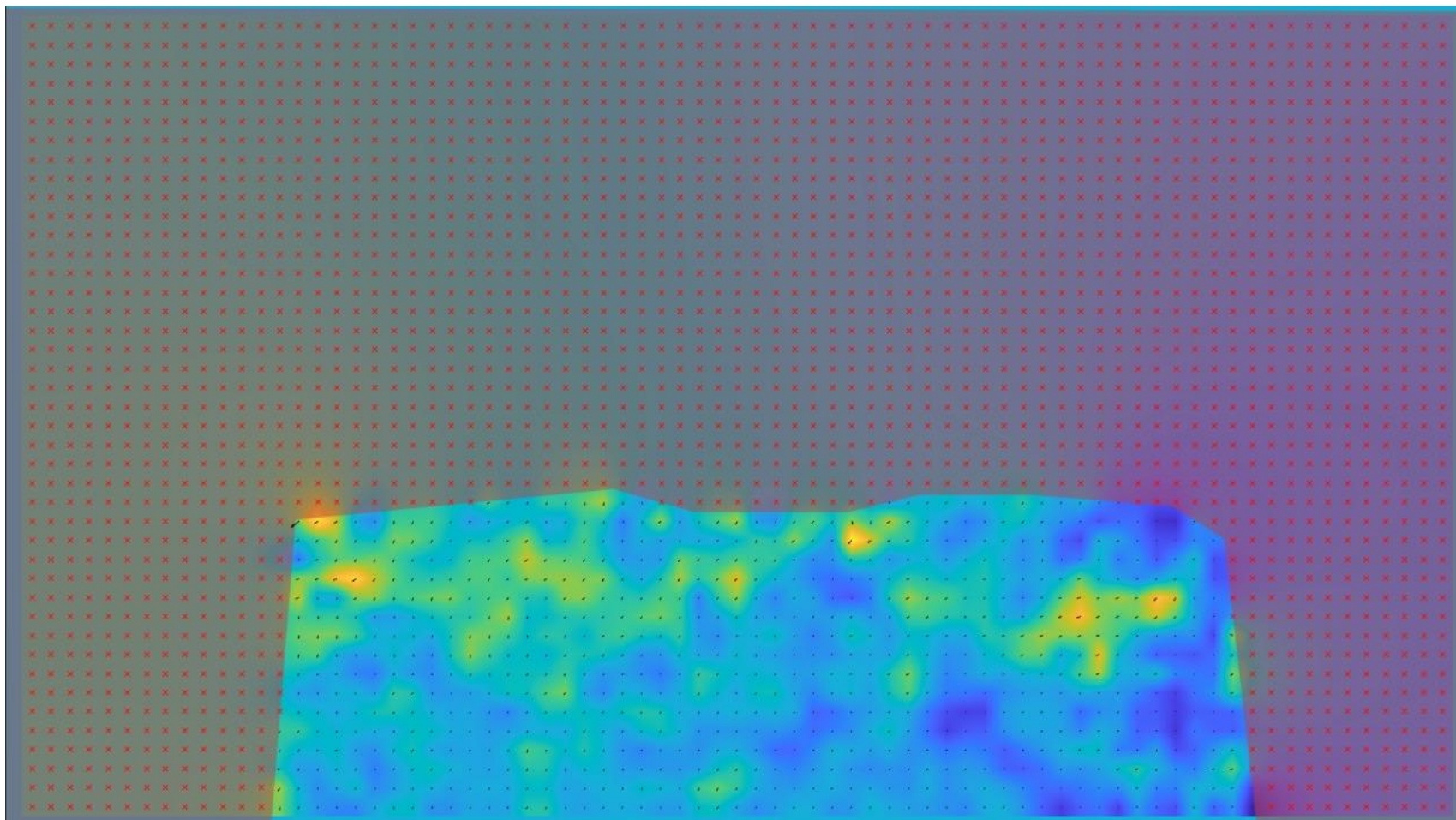


Figura 46. Fotograma Inicial Vista PIV

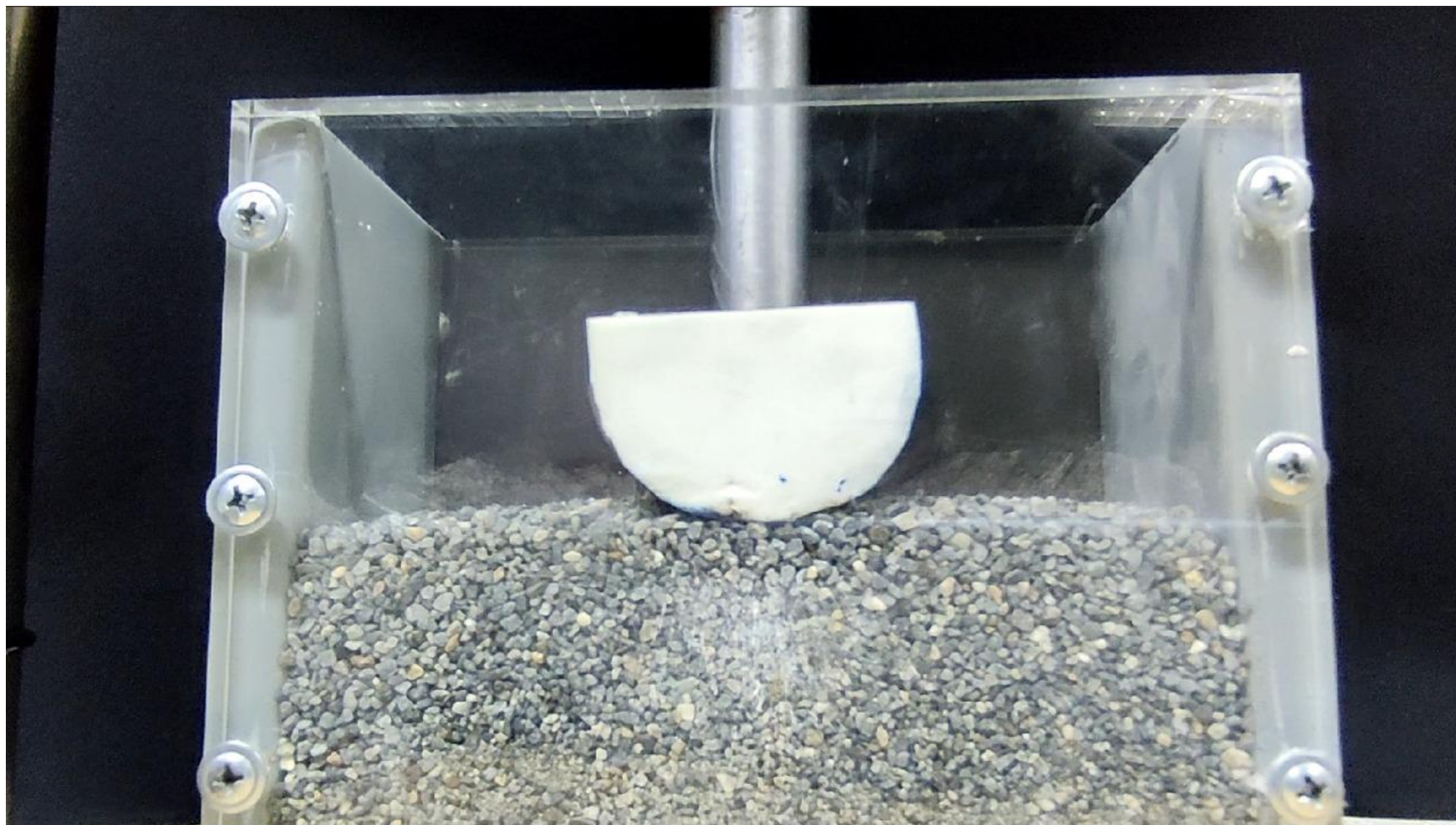
ANEXO D: Interfaz Rueda-Suelo 2

Figura 47. Fotograma Intermedio Vista Directa

ANEXO E: PIV Interfaz Rueda-Suelo 2

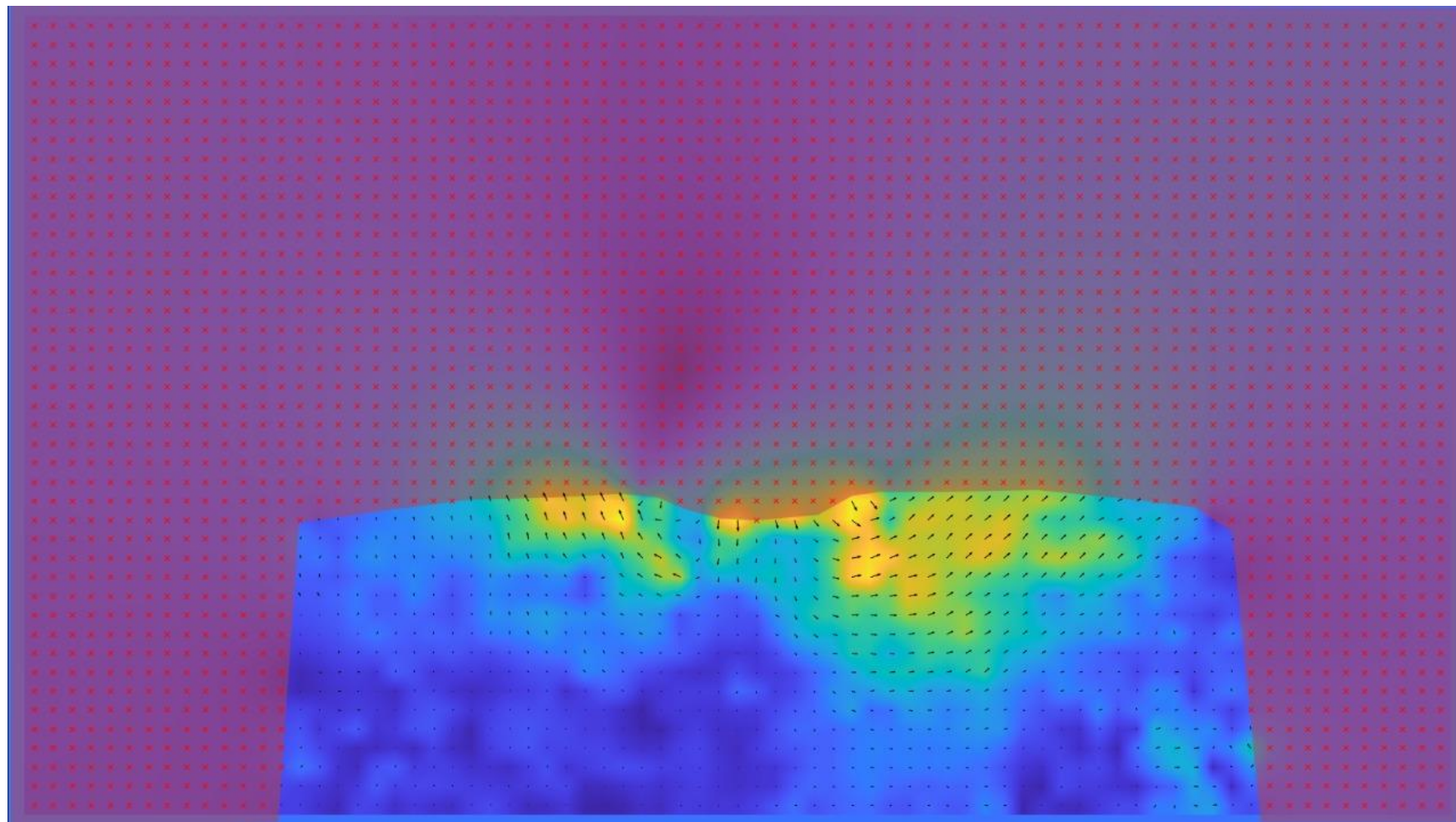


Figura 48. Fotograma Intermedio Vista PIV

ANEXO F: Interfaz Rueda-Suelo 3

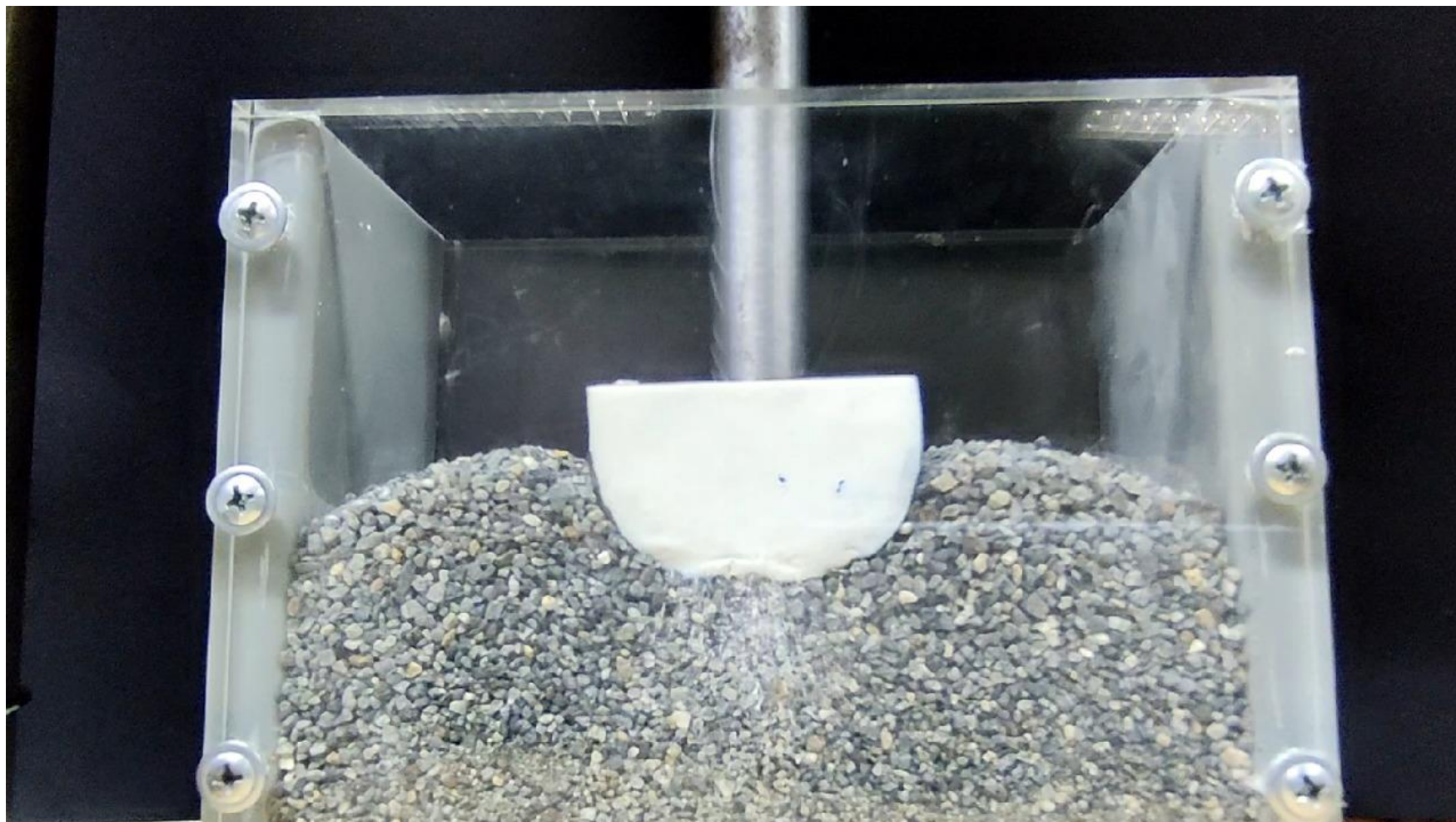


Figura 49. Fotograma Final Vista Directa

ANEXO G: PIV Interfaz Rueda-Suelo 3

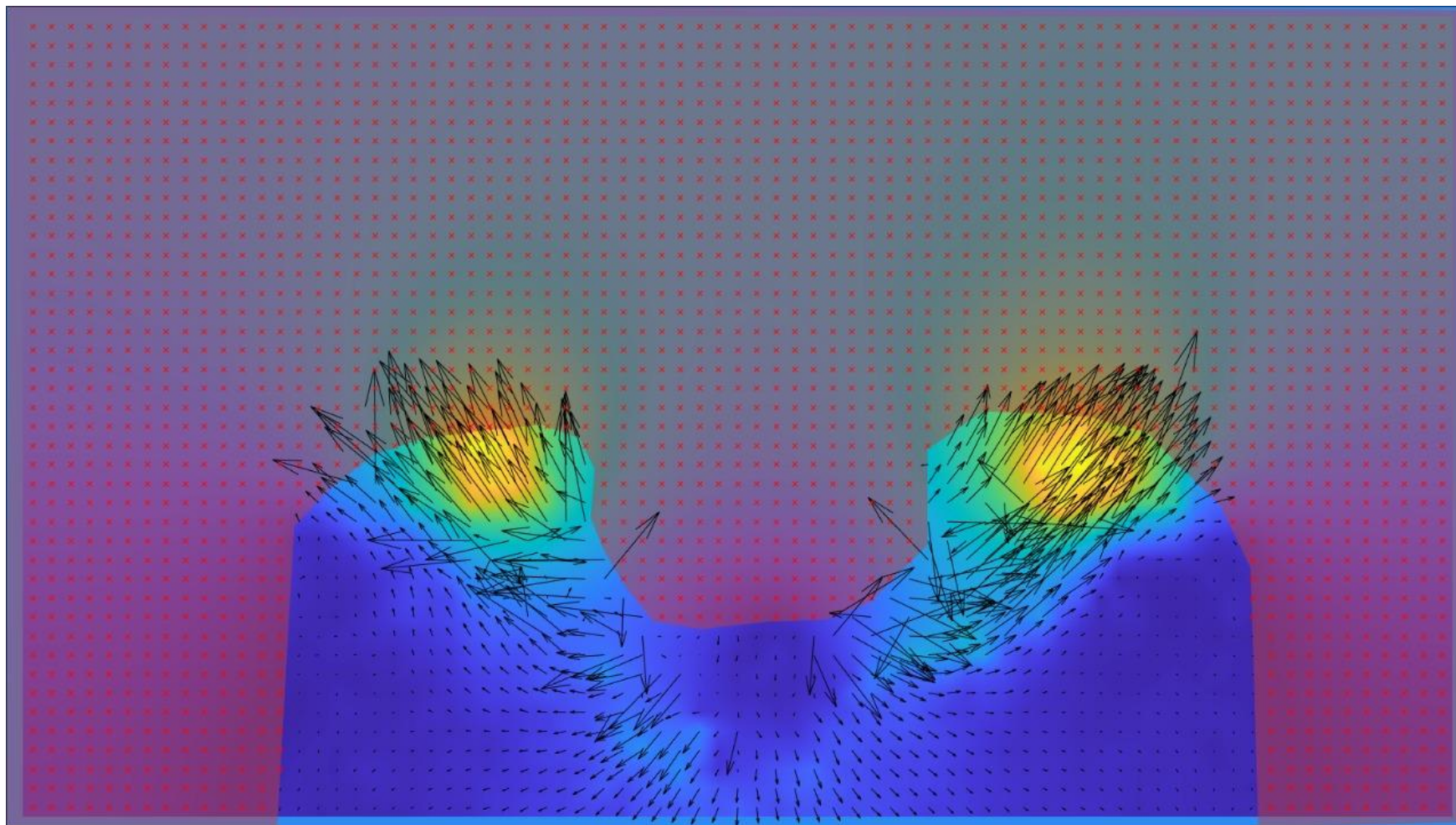


Figura 50. Fotograma Final Vista PIV