



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

“EFECTOS DE CARGAS VEHICULARES EN LA CAPACIDAD RESISTENTE DE MUROS DE CONTENCIÓN DEL ASENTAMIENTO HUMANO JUSTICIA, PAZ Y VIDA, 2021.”

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL**

AUTOR:

Ordoñez Quispealaya, Aner Eliezer (ORCID: 0000-0002-2636-1352)

ASESOR:

Mg. Requis Carbajal, Luis Villar (ORCID: 0000-0002-3816-7047)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño sísmico y estructural

LIMA – PERÚ

2021

DEDICATORIA

Mi tesis la dedico a Dios y a mi familia por estar siempre apoyándome, dándome consejos, ellos son la razón de mi vida todo lo que soy es por ellos y que sin su ayuda todo esto sería complicado.

AGRADECIMIENTO

Agradecer a Dios y a mi familia que gracias a ellos estoy donde estoy, por todos sus consejos.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

Carátula.....	i
Dedicatoria.....	ii
Agradecimiento.....	iii
Índice de contenidos.....	iv
Índice de figura.....	vi
Índice de tablas.....	viii
Resumen.....	x
Abstract.....	xi
I. INTRODUCCIÓN.....	12
II. MARCO TEÓRICO.....	16
2.1. ANTECEDENTES.....	16
2.2. CARGAS VEHICULARES.....	18
2.2.1. Sobrecarga distribuida (ASSHTO Art. 3.11.6.4).....	18
2.2.2. Cargas puntuales.....	20
2.2.3. Carga de franja.....	24
2.3. CAPACIDAD RESISTENTE.....	25
2.3.1. Estabilidad externa.....	27
2.3.2. estabilidad interna.....	33
III. METODOLOGÍA.....	44
3.1. Tipo y diseño de investigación.....	44
3.2. Variable y Operacionalización.....	45
3.3. Población, muestra y muestreo.....	46
3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos:.....	48
3.5. Procedimiento:.....	49
3.5.1. Etapa Uno: Dimensionamiento.....	49
3.5.2. Etapa Dos: Calculo de las presiones laterales.....	49
3.5.3. Etapa Tres: Verificación de la estabilidad externa.....	50
3.5.4. Etapa Cuatro: Verificación de la estabilidad interna.....	51
3.6. Método de análisis de datos:.....	51
3.7. Aspectos éticos:.....	52
IV. RESULTADOS.....	54
4.1. Desarrollo del procedimiento.....	54

4.1.1. Dimensionamiento.....	54
4.1.2. Empuje lateral de las cargas vehiculares.	55
4.1.3. Verificación de la estabilidad externa.	72
4.1.4. Verificación de la estabilidad interna.	80
4.2. Resultados.....	94
4.2.1. Evaluación de la estabilidad externa.	94
4.2.2. Evaluación de la estabilidad interna.	96
V. DISCUSIÓN	100
5.1. Evaluación de la estabilidad externa.	100
5.2. Evaluación de la estabilidad interna.	102
VI. CONCLUSIONES.....	104
VII. RECOMENDACIONES	106
REFERENCIAS.....	107
ANEXOS	111

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Deflexión del muro Jr. Malecón Norte del AA.HH.	12
Figura 2: Equivalencia de la altura del relleno a la sobrecarga vehicular.	19
Figura 3: Camión de diseño.	21
Figura 4: Tándem de diseño.	21
Figura 5: Distribución de presiones según AASHTO LRFD	22
Figura 6: Distribución de presiones según AGIES NRS-5.	23
Figura 7: Distribución de presiones según la carga de franja	25
Figura 8: Diagrama de capacidad	26
Figura 9 : Muro tipo voladizo	27
Figura 10: Punto de volteo del muro	28
<i>Figura 11:</i> Secciones del muro	28
Figura 12: presiones que se ejerce sobre el muro.	30
Figura 13: Modelo del hormigón no confinado.	34
Figura 14: Modelos de acero.	35
<i>Figura 15:</i> sección longitudinal de la pantalla del muro.	35
Figura 16: Centro de gravedad	37
Figura 17: eje neutro de la sección.	38
Figura 18: Estados limites en el diagrama momento – curvatura.	40
Figura 19: Patrones de distribución de carga sísmica para el Análisis Push Over	41
Figura 20: Desplazamiento de la sección producido por una carga.	41
Figura 21: Momento producido por una carga	42
Figura 22: Diagrama curva capacidad.	43
Figura 23: dimensionamiento del muro de contención.	54
Figura 24: Posición del camión con respecto a la pantalla del muro.	57
Figura 25: Distribución de la presión vertical de la carga puntual (AASHTO - camión).	59
Figura 26: Posición del tándem con respecto a la pantalla del muro	60
Figura 27: Distribución de la presión vertical de la carga puntual (AASHTO - tándem).	62
Figura 28: Distribución de la presión vertical de la carga puntual (AGIES NRS-5 – camión).	65

Figura 29: Distribución de la presión vertical de la carga puntual (AGIES NRS-5 – tándem).	68
Figura 30: Distribución de la presión vertical de la carga de franja.	71
Figura 31: Diagrama Momento - Curvatura	84
Figura 32: Diagrama curva capacidad.	86
<i>Figura 33: Momento de volteo de la pantalla</i>	87
<i>Figura 34: resumen del diagrama momento – curvatura</i>	92
<i>Figura 35: resumen del diagrama curva capacidad.</i>	93
<i>Figura 36: diagrama momento – curvatura de las cargas vehiculares.</i>	97
Figura 37: Diagrama curva capacidad de las cargas vehiculares.	99
Figura 38: Partes del muro de contención.	101

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Altura de relleno equivalente a la sobrecarga vehicular	19
Tabla 2: Valores típicos de la relación de Poisson	22
Tabla 3: Procedimiento para calcular el momento resistente	29
Tabla 4: <i>Procedimiento para calcular el momento de volteo</i>	30
Tabla 5. Clase de terreno de cimentación y coeficiente de fricción para deslizamiento.	31
Tabla 6: Presión lateral de la carga puntual (AASHTO - camión)	58
Tabla 7: Presión lateral de la carga puntual (AASHTO - tándem)	61
Tabla 8: <i>Presión lateral de la carga puntual (AGIES NRS-5 - camión)</i>	64
Tabla 9: <i>Presión lateral de la carga puntual (AGIES NRS-5 - tándem)</i>	67
Tabla 10: Resumen de empuje lateral (cargas puntuales)	69
Tabla 11: Presión lateral de la carga de franja	70
Tabla 12: Resumen del empuje lateral de las cargas vehiculares.	72
Tabla 13: Momentos resistentes de la sobrecarga distribuida	73
Tabla 14: Momento actuante de la sobrecarga distribuida.	74
Tabla 15: <i>Resumen de estabilidad externa de la sobrecarga distribuida</i>	75
Tabla 16: Momento actuante de la carga puntual	76
Tabla 17: Momento de volteo de la carga puntual.	76
Tabla 18: Resumen de estabilidad externa de la carga puntual	78
Tabla 19: Momentos resistentes de la carga de franja	78
Tabla 20: Momento de volteo de la carga de franja.	79
Tabla 21: Resumen de la estabilidad externa de la carga de franja.	80
Tabla 22: Diagrama momento - curvatura	83
Tabla 23: Diagrama curva capacidad.	86
Tabla 24: Momento de volteo de la pantalla.	88
Tabla 25: resumen del diagrama momento - curvatura	92
Tabla 26: <i>resumen del diagrama curva capacidad.</i>	93
Tabla 27: Resultado de la estabilidad externa (sobrecarga distribuida)	94
Tabla 28: Resultado de la estabilidad externa (carga puntual)	95
Tabla 29: Resultado de la estabilidad externa (Carga de franja)	95
Tabla 30: Rigidez a la flexión y ductilidad (sobrecarga distribuida).	96
Tabla 31: Rigidez a la flexión y ductilidad (carga puntual).	96

Tabla 32: Rigidez a la flexión y ductilidad (carga puntual).	97
Tabla 33: Momento de fluencia y desplazamiento de colapso (sobrecarga distribuida).	98
Tabla 34: Momento de fluencia y desplazamiento de colapso (carga puntual).	98
Tabla 35: Momento de fluencia y desplazamiento de colapso (carga de franja).	99

RESUMEN

La presente investigación “Efectos de cargas vehiculares en la capacidad resistente de los muros de contención del asentamiento humano justicia, paz y vida, 2021” tuvo como propósito: Determinar los efectos de las cargas vehiculares en la capacidad resistente de los muros de contención del asentamiento humano. La población de estudio son los muros de contención del asentamiento humano Justicia, Paz y Vida. La muestra es un muro de contención del Jirón malecón Norte que tiene una altura de 5.65 m. El muestreo es de tipo no probabilístico, a criterio discrecional o criterio del investigador. El tipo de investigación es básica y el diseño es descriptivo comparativo.

Se determinaron los efectos utilizando 3 patrones de cargas vehiculares según las normas ASSHTO LRFD y AGIES NRS-5, obteniendo que la estabilidad externa del muro de contención del Jr malecón Norte es INESTABLE al empuje lateral de las cargas vehiculares. Además, en el diagrama momento curvatura, la rigidez a flexión (EI_b) disminuye de 3778 a 2987 en un -21% y la ductilidad local por curvatura (u) aumenta de 23 a 25 en un 9%. También, en el diagrama curva de capacidad, el momento de fluencia (M_b) disminuye de 35.87 a 32.95 Tm en un -8% y el desplazamiento de colapso (dc) aumenta de 63 a 69 cm en un 10%. Esto significa que se debe reforzar la estructura con una cuña en la base de la cimentación y que se pudo optimizar el reforzamiento de la pantalla para otorgar mayor deformación y evitar así evitar su colapso en eventos sísmicos. Se confirma nuestra hipótesis general que las cargas vehiculares tienen efectos significativos en la capacidad resistente de los muros de contención del asentamiento humano Justicia, Paz y Vida - 2021.

Palabras clave: Patrones de carga vehicular, momento curvatura, capacidad resistente, estabilidad.

ABSTRACT

The present investigation "Effects of vehicular loads on the resistant capacity of the retaining walls of the human settlement justice, peace and life, 2021" had the purpose of: Determining the effects of vehicular loads on the resistant capacity of the retaining walls of the settlement human. The study population is the retaining walls of the Justice, Peace and Life settlement. The sample is a retaining wall of the Jirón Malecón Norte that has a height of 5.65 m. The sampling is non-probabilistic, at the discretion or criterion of the researcher. The type of research is basic and the design is descriptive and comparative.

The effects were determined using 3 vehicle load patterns according to the ASSHTO LRFD and AGIES NRS-5 standards, obtaining that the external stability of the retaining wall of the Jr Malecón Norte is UNSTABLE to the lateral thrust of the vehicle loads. Furthermore, in the bending moment diagram, the bending stiffness (EI_b) decreases from 3778 to 2987 by -21% and the local bending ductility (u) increases from 23 to 25 by 9%. Also, in the capacity curve diagram, the yield moment (M_b) decreases from 35.87 to 32.95 Tm by -8% and the collapse displacement (d_c) increases from 63 to 69 cm by 10%. This means that the structure must be reinforced with a wedge at the base of the foundation and that the reinforcement of the screen could be optimized to provide greater deformation and thus avoid its collapse in seismic events. Our general hypothesis is confirmed that vehicle loads have significant effects on the resistant capacity of the retaining walls of the human settlement Justicia, Paz y Vida - 2021.

Keywords: Vehicle load patterns, bending moment, resistance capacity, stability.

I. INTRODUCCIÓN

Realidad problemática.

En el transcurso del tiempo la ingeniería a solucionando numerosos problemas, resolviendo o satisfaciendo las necesidades básicas y aumentando la calidad de vida de los seres humanos, los cuales a través de una serie de investigaciones han logrado obtener una gran cantidad de información útil, en algunos casos cubriendo teorías básicas los cuales han logrado solucionar los proyectos de ingeniería.

Los muros de contención, se presentan como una solución al deslizamiento de taludes, que es una solución valida en la construcción de carreteras o vías de tránsito, a lo largo del tiempo estos muros han ido evolucionando desde muros de gravedad hasta muros de tipo voladizo o muros contrafuerte. Sin embargo, estos muros deben tener un cuidado especial al momento de su diseño ya que se ven casos donde los muros tienen alguna falla como se observa en la figura 1, el muro ubicado en el Jr. Malecón Norte del asentamiento humano Justicia, Paz y Viada -El Tambo, se puede observar una pequeña deflexión en uno de sus paños del muro, esto podría agravarse con el pasar del tiempo si no se toma medidas preventivas.



Figura 1: *Deflexión del muro Jr. Malecón Norte del AA.HH.*

Fuente: Elaboración propia

Debido a esto nace la tesis titulada: “EFECTOS DE CARGAS VEHICULARES EN LA CAPACIDAD RESISTENTE DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN DEL ASENTAMIENTO HUMANO JUSTICIA, PAZ Y VIDA – 2021”.

Problema principal.

Según (Bernal, 2010) afirma que “plantear el problema de investigación significa enunciar y formular el problema, es representar una descripción general de la situación u objeto de investigación, es decir escribirlo de forma clara, precisa y accesible” (p.84). De este modo se plantea el problema principal, ¿cómo afecta las cargas vehiculares en la capacidad resistente de los muros de contención del asentamiento humano Justicia Paz y Vida – 2021?

Para determinar la influencia entre estas dos variables o el nivel de daño que ocasiona las cargas vehiculares en los muros, se usará la curva de capacidad, relacionando las cargas actuantes con la deformación lateral del muro, conociendo así el comportamiento en los rangos elástico y plástico, considerando las cargas de tráfico vehicular para obtener resultados más reales.

Si bien es cierto en la teoría actual se usa una equivalencia, una cierta altura de relleno como carga vehicular o en otros casos se usa la carga del pavimento como carga vehicular, sin embargo, el escenario está lejos de la realidad. Por ende, en esta tesis se cubrirán estos vacíos teóricos, con la finalidad de poder analizar y diseñar muros de contención más seguros, más eficientes y con una vida útil más prolongada.

Problemas específicos.

¿Cómo afecta las cargas vehiculares en la estabilidad externa en los muros de contención del asentamiento humano Justicia, Paz y Vida - 2021?

¿Cómo afecta las cargas vehiculares en el diagrama momento curvatura de los muros de contención del asentamiento humano Justicia, Paz y Vida - 2021?

¿Cómo afecta las cargas vehiculares en el diagrama curva de capacidad de los muros de contención del asentamiento humano Justicia, Paz y Vida - 2021?

La presente tesis se **justifica**, porque se cubrirán vacíos teóricos respecto a la evaluación de la capacidad de carga de muros de contención de concreto armado de tipo voladizo, un nuevo modelo de análisis de los muros de contención con un comportamiento más cercano a la realidad, con respecto a las cargas del tráfico, con el uso del diagrama momento-curvatura, relacionando los momentos flectores con la curvatura del muro, conociendo así el comportamiento en los rangos elástico y plástico, y un análisis de estabilidad externa del muro.

A partir de esta tesis se pueden desarrollar programas de calculo que facilitarían el diseño y construcción de los muros de contención, además de servir como guía a los profesionales o estudiantes de ingeniería civil.

También se conocerá la vulnerabilidad de la estructura, para proyectar o descartar algún trabajo de reforzamiento, o para la implementación de señalizaciones para mitigar el riesgo, al cual podrían estar expuestos las estructuras, garantizando así la seguridad de los peatones de la zona, y los habitantes del Asentamiento Humano.

Objetivo general.

según (Behar, 2008) sostiene que “el objetivo de una investigación debe ser un enunciado claro y preciso de las fines que se persiguen, que permitan tomar decisiones concretas, para resolver los problemas presentes y problemas semejantes en el futuro”. (p.30). Tomando este concepto se presenta el objetivo general de esta tesis; determinar los efectos de la carga vehicular en la capacidad resistente de los muros de contención del asentamiento humano Justicia, Paz y Vida - 2021.

Objetivos específicos.

Determinar los efectos de las cargas vehiculares en la estabilidad externa de los muros de contención del asentamiento humano Justicia, Paz y Vida – 2021.

Determinar los efectos de las cargas vehiculares en el diagrama momento curvatura de los muros de contención del asentamiento humano Justicia, Paz y Vida – 2021.

Determinar los efectos de las cargas vehiculares en el diagrama curva de capacidad de los muros de contención del asentamiento humano Justicia, Paz y Vida – 2021.

Hipótesis general.

Para (Gomez, 2012) “la hipótesis es una propuesta acerca de un suceso que posteriormente va a suceder, o el efecto de algo que por el momento se desconoce, de modo que resulta como una guía para saber los resultados del problema planteado. Dicho de otra forma, la hipótesis diseña una respuesta tentativa ante el planteamiento de un problema, con el objetivo de demostrar su validez” (p.31). es así que se plantea la hipótesis general; La carga vehicular afectan significativamente en la capacidad resistente de los muros de contención del asentamiento humano Justicia, Paz y Vida - 2021.

Hipótesis específicas.

Las cargas vehiculares tienen efectos significativos en la estabilidad externa de los muros de contención del asentamiento humano Justicia, Paz y Vida – 2021.

Las cargas vehiculares tienen efectos significativos en el diagrama momento curvatura de los muros de contención del asentamiento humano Justicia, Paz y Vida – 2021.

Las cargas vehiculares tienen efectos significativos en el diagrama curva de capacidad de los muros de contención del asentamiento humano Justicia, Paz y Vida – 2021.

II. MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES.

Antecedentes internacionales.

En su tesis (Romero y Quironga, 2015), que lleva por título, **“Obtención del diagrama momento – curvatura en muros de concreto reforzado”** plantea como objetivo principal, obtención del diagrama momento – curvatura en muros de concreto reforzado. Concluyendo que la gráfica momento – curvatura es una herramienta indispensable si queremos determinar la ductilidad de un elemento, ya que considera los momentos y curvaturas de fluencia y colapso a partir de las características de la sección del elemento, por otra parte, también llegaron a conclusión que por medio del macro de Excel realizado se puede calcular el momento – curvatura no solo de muros pantalla, sino que además de otros elementos estructurales como vigas y columnas.

(Patiño, 2017), en su tesis titulada, **“Comparación entre el método de mononobe – okabe y un análisis dinámico tiempo – historia, para muros de contención tipo viga en voladizo, utilizando un registro sismográfico del sismo de pedernales del 2016”**, plantea como objetivos específicos obtener fuerzas y desplazamiento para muros de 2, 3, 4, 6, 8 metros de altura; determinar la capacidad última de las estructuras mediante un análisis no lineal, y determinar la deformación máxima de las estructuras mediante el diagrama de Momento-curvatura para las secciones de muros. Concluyendo que: Con las curvas de capacidad se determinó el desplazamiento de las estructuras bajo cargas dinámicas obtenidas por el análisis T-H, este desplazamiento difiere del obtenido con la rigidez elástica. Esta diferencia se debe a que en las curvas de capacidad el hormigón se agrieta y su inercia disminuye. En promedio de las estructuras de 3, 4, 6 y 8 metros la inercia elástica es 3.33 veces mayor a la inercia obtenida por un análisis no lineal de la sección. Para la estructura de 2 metros la inercia elástica es

9.429 veces mayor a la obtenida por un análisis no lineal de la sección, esta es mucho mayor a las anteriores estructuras.

En su tesis, (Lucero, Pachacama y Rodríguez, 2012) titulada “**Análisis y diseño de muros de contención**”, concluye que: para seleccionar el tipo de muro de contención a construir se deberá tener en cuenta la función que va desempeñar y las condiciones imperantes del suelo, materiales de construcción disponibles, tipos de carga a soportar, facilidad constructiva, economía, etc.; Al diseñar los muros en voladizo, se deberá tener en cuenta que la unión entre la pantalla y la cimentación es un punto crítico en el diseño de estas estructuras, por los importantes esfuerzos cortantes que se crean en esta conexión.”

Antecedentes nacionales.

“La tesis realizada por (Escobar, 2018), de título, “**Análisis comparativo de estructuras de contención y propuesta de diseño en el distrito de independencia, lima en el 2016**”, concluye que: se realizó el análisis comparativo de 3 métodos de diseño convencionales en iteración con las necesidades geométricas de la zona haciendo un total de 50.13 ml de estructura de contención y alturas de muro de 3.5m, 4.0m y 4.5m, para lo cual se realizó estudios topográficos para su seccionamiento, exploración de suelos mediante calicatas, obteniendo como valores principales, el ángulo de fricción interna de 32.39°, peso específico de suelo de 2.1 T/m³, con lo cual se realizó el redimensionamiento, cuantificación de fuerzas y momentos estabilizadores y desestabilizadores, capacidad de carga admisible y finalmente la verificación de factores de seguridad mediante los métodos convencionales los cuales son $FSD=1.73-1.83$ y $FSV=2.21-3.12$, los cuales presentan un coeficiente de variación para $CV FSV = 13.87 \%$ y $CV FSD = 2.07 \%$. Donde se obtuvo como resultado valores optimizados y de mayor confiabilidad al del método de Mononobe – okabe respecto a los otros métodos.”

La tesis realizada por (Rivera y Rivera, 2015), titulada, “**Importancia de la selección del modelo geotécnico para evaluar la capacidad de carga de los muros de contención a media ladera, en suelos granulares, del proyecto (rehabilitación y mejoramiento de la carretera desvió imperial – pampas)**”, concluye que: se ha calculado su capacidad de carga de los muros, bajo 4 posibles escenarios; bajo un modelo de falla que considera la geomorfología horizontal

circundante al muro y el otro considerando la geomorfología a media ladera, con la variación de valores asignados para la profundidad de desplante; cuando $D_f=0$ y cuando es $D_f=H/2$. Este estudio ha sido realizado basado en la ejecución de un programa de trabajo de campo, ensayos de laboratorio y trabajo de gabinete, que nos ha permitido determinar el ángulo de fricción, el ángulo de inclinación del talud, las características físico-mecánicas del tipo de suelo, que en general, conforma los estratos de apoyo de la cimentación de los citados muros y, a través del desarrollo de metrado de cargas obtuvimos la carga solicitante, también se ha calculado el asentamiento para cada muro. De los resultados obtenidos hemos realizado la verificación de soporte del suelo de fundación comparando la capacidad de carga Vs. la carga solicitante, así mismo, comparando la capacidad de carga obtenida para los 04 escenarios planteados, se ha visto una diferencia de hasta 60% menos de capacidad de carga en el modelo de falla que considera el talud a media ladera, lo cual significa que no tomar en cuenta este modelo geotécnico puede inducir a error y dejar expuesto a riesgos la estabilidad de la estructura.”

BASES TEÓRICAS

2.2. CARGAS VEHICULARES.

2.2.1. Sobrecarga distribuida (ASSHTO Art. 3.11.6.4).

Generalmente debido al proceso de construcción de los estribos y apoyos de un puente trabajan en una primera etapa como muros de contención, considerando en esta etapa que el diseño del estribo o muro estará trabajando en función directa por la fuerza horizontal producida por el empuje del relleno que conforma el acceso del puente. Este empuje (Empuje activo), básicamente está en función del peso del material de relleno y del coeficiente de presión activa ya analizado.

Al depender directamente del peso y por tratarse de accesos a un puente, el peso de los vehículos incrementará el empuje, y por esta razón la norma AASHTO establece que la sobrecarga vehicular produce un empuje igual al que produciría una cierta altura de relleno, dependiendo de la altura del muro, será una altura equivalente, como se muestra en la tabla 01. (AASHTO, 2004).

Tabla 1: *Altura de relleno equivalente a la sobrecarga vehicular*

Altura de muro (m)	Altura equivalente H_o (m)
1.5	1.2
3.0	0.9
≥ 6.0	0.6

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2004).

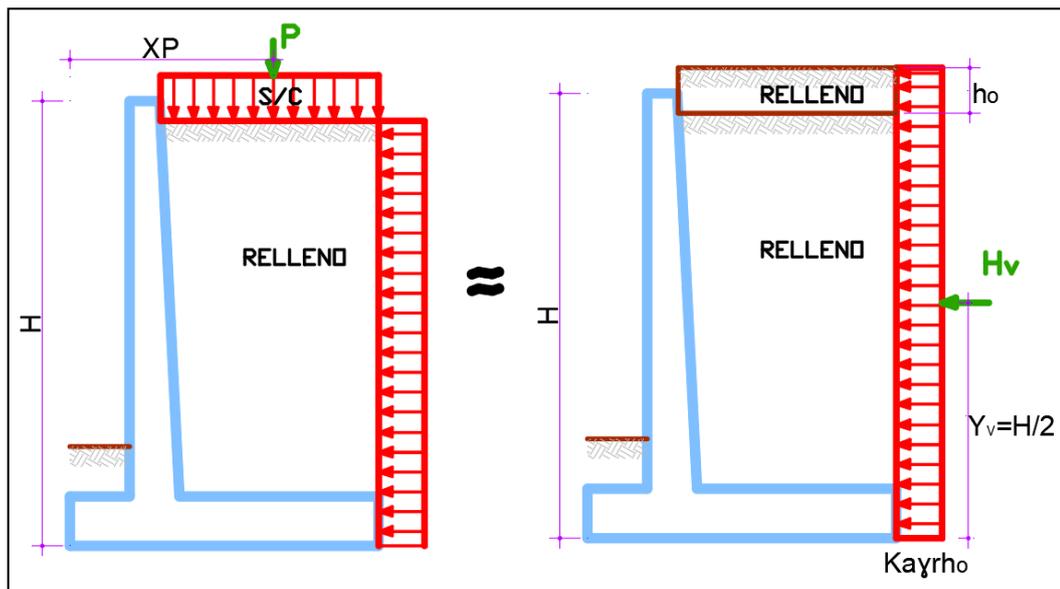


Figura 2: Equivalencia de la altura del relleno a la sobrecarga vehicular.

Fuente: Elaboración propia.

Dónde:

S/C = Sobrecarga vehicular

H = Altura del muro o relleno

h_o = Altura de relleno equivalente a la sobrecarga vehicular.

Con estos datos se pueden determinar el empuje lateral (resultante), usando la ecuación (01), y la posición donde se ubica la resultante respecto al cimiento del muro usando la ecuación (02). Para luego evaluar la estabilidad externa de los muros de contención.

El empuje lateral de la sobrecarga vehicular (S/C) es:

$$H_V = K_a \cdot \gamma_r \cdot h_0 \cdot H \cdot L \quad Ec. 01$$

La posición de la sobrecarga vehicular (S/C) es:

$$Y_V = H/2 \quad Ec. 02$$

Dónde:

H_V = Empuje lateral (resultante).

Y_V = posición de la resultante.

K_a = Coeficiente lateral de empuje activo.

γ_r = Peso específico del relleno.

h_0 = Altura de relleno equivalente a la sobrecarga vehicular

H = Altura de muro o relleno.

L = Longitud de estudio del muro.

2.2.2. Cargas puntuales.

La AASHTO LRFD en 1993 propuso al HL-93 como un tipo de carga vehicular teórico, esta carga se utiliza como la carga de diseño en estructuras viales. Esta carga viva vehicular es una combinación de cargas, por otro lado, es importante hacer notar que las cargas que conforman el modelo de cargas vivas de LRFD, no están destinadas a modelar cualquier vehículo o combinación de vehículos, sino espectros de cargas y sus efectos asociados (Gómez Martínez, 2008, p.11).

Camión de diseño.

El camión de diseño consta de tres ejes, un eje delantero con un peso de 3.6 toneladas, y dos ejes traseros con un peso de 14.8 toneladas cada una. La separación de los ejes traseros puede variar de 4.3 a 9.0 metros, siendo la distancia de 4.3 metros la más crítica para este caso, la separación transversal entre las ruedas es de 1.8 metros como se muestra en la figura 02.(Gu Orlando, p.43).

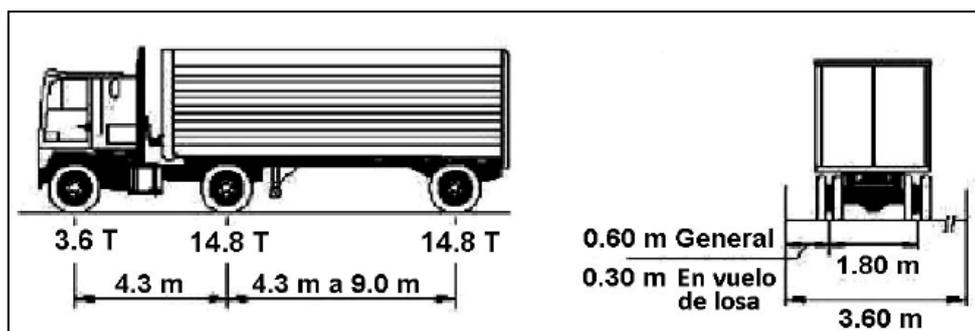


Figura 3: Camión de diseño.

Fuente: (Rodríguez, 2012).

Tándem de diseño.

El tándem de diseño consta en dos ejes con un peso de 11.2 toneladas cada una, la separación entre ejes es de 1.2 metros. La separación transversal entre las ruedas es de 1.8 metros como se puede observar en la figura 03 (Gu Orlando, p.43).

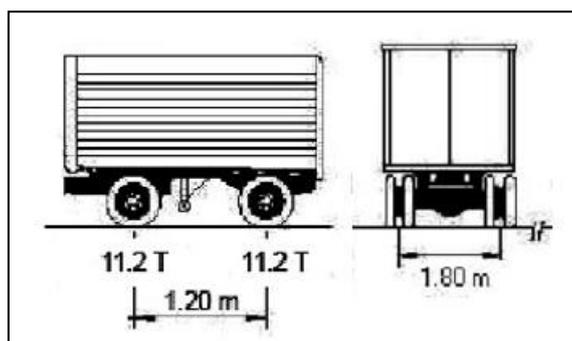


Figura 4: Tándem de diseño.

Fuente: (Rodríguez, 2012).

A. Método ASSHTO LRFD Art. 3.11.6.2-2.

El método AASHTO LRFD, en su artículo 3.11.6.2-2 deduce la solución al problema de la carga puntual y su efecto que causas verticalmente, proponiendo la formula (03) y (04), en donde se puede medir la carga en cualquier punto vertical, donde (z) es la profundidad a la cual se desea mediar la presión que causa la carga puntual como se muestra en la figura 5.

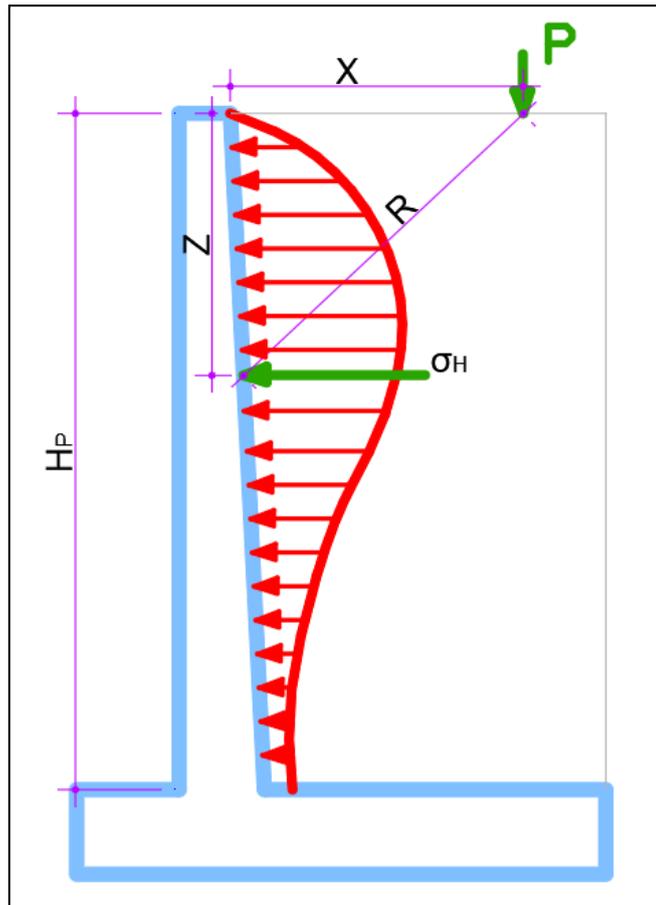


Figura 5: Distribución de presiones según AASHTO LRFD

Fuente: Elaboración propia

$$\sigma_H = \frac{P}{\pi \cdot R^2} \cdot \left[\frac{3 \cdot Z \cdot X^2}{R^3} - \frac{R \cdot (1 - 2 \cdot \mu)}{R + Z} \right] \quad \text{Ec. 03}$$

$$R = (X^2 + Y^2 + Z^2)^{0.5} \quad \text{Ec. 04}$$

Los valores representativos para la relación de poisson, para los diferentes tipos de suelos se presenta en la tabla 2.

Tabla 2: Valores típicos de la relación de Poisson

Valores representativos de la relación de poisson

Tipo de suelo	Relación de poisson (μ)
---------------	-------------------------------

Arena suelta	0.20 - 0.40
Arena media	0.25 - 0.40
Arena densa	0.30 - 0.45
Arena limosa	0.20 - 0.40
Arcilla blanda	0.15 - 0.25
Arcilla media	0.20 - 0.50

Fuente: (Braja, 2012).

B. Método de BOUSSINESQ (AGIES NRS-5).

Boussinesq (1885), idealizando un modelo donde se coloca una carga puntual sobre un medio elástico semi - infinito, encontró la solución para encontrar el valor del incremento del esfuerzo vertical en cualquier punto en el terreno.(Cruz, [sin fecha]).

Según la Norma AGIES (Asociación guatemalteca de ingeniería estructural y sísmica), la ecuación general para la determinación de la presión a lo largo de la altura H (ver figura 04) se usaran las ecuaciones (05) si (m) es menor o igual que 0.4 y se usara la ecuación (06) si (m) es mayor que 0.4 (AGIES, 2001).

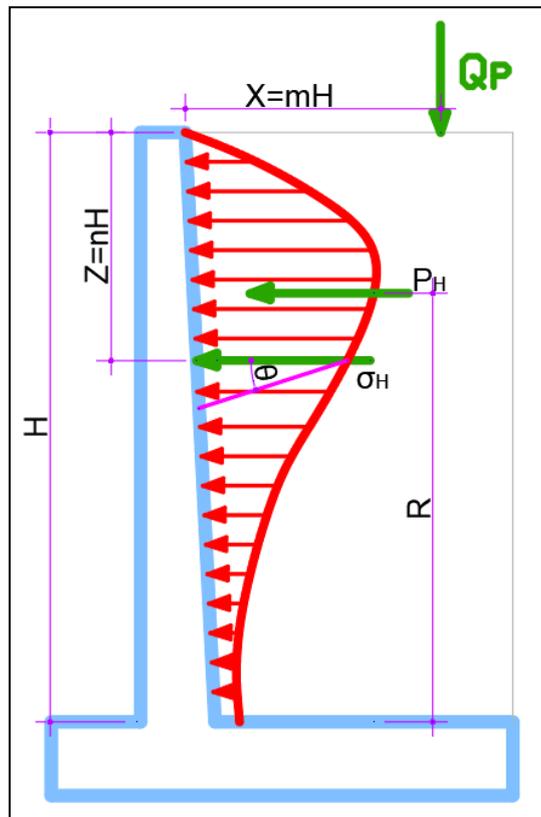


Figura 6: Distribución de presiones según AGIES NRS-5.

Fuente: Elaboración propia.

Para $m \leq 0.4$

$$Q_H = \left(\frac{Q_P}{H^2}\right) \frac{0.28n^2}{(0.16 + n^2)^3} \quad \text{Ec. 05}$$

Para $m > 0.4$

$$Q_H = \left(\frac{Q_P}{H^2}\right) \frac{1.77n^2}{(m^2 + n^2)^3} \quad \text{Ec. 06}$$

Dónde:

Q_P = carga puntual.

Q_H = Presion lateral.

H = Altura de pantalla del muro.

Z = Profundidad distribuida de la pantalla del muro.

$m = H/X$

$n = Z/H$

2.2.3. Carga de franja (BOUSSINESQ).

En esta ecuación se usará para determinar el esfuerzo vertical causado por una carga de franja de ancho (a). el incremento total del esfuerzo vertical (σ_h) en un punto causado por la franja completa, de ancho (a) se determina con la siguiente ecuación, (Art. Ct trenching and shoring manual, p.3).

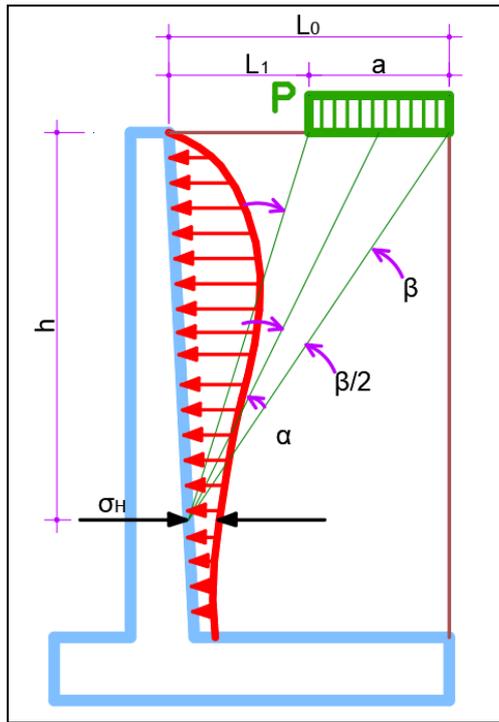


Figura 7: Distribución de presiones según la carga de franja

Fuente: Elaboración propia.

$$\sigma_h = \frac{2 \cdot P}{\pi} \cdot [\beta_R - \sin(\beta) \cdot \cos(2 \cdot \alpha)] \quad \text{Ec. 07}$$

$$\beta_R = \beta \cdot \left(\frac{\pi}{180} \right) \quad \text{Ec. 08}$$

Dónde:

L1 = Distancia desde la pared hasta el borde izquierdo de la carga de tira

L0 = Distancia desde la pared hasta el borde derecho de la carga de tira

a = Ancho de la carga de tira

2.3. CAPACIDAD RESISTENTE.

Es el conjunto de condiciones que son propias de un elemento para soportar cargas determinadas, sin sufrir ningún daño o sin llegar al colapso. Según (Patiño, 2017) “La capacidad de una estructura depende de la resistencia y la capacidad de deformación de sus componentes individuales, para determinar la capacidad más allá de su límite elástico, se requiere un análisis no lineal, que consiste en un empuje lateral incremental hasta que se supone se ha llegado al colapso” (p.24).

El modelo matemático de la estructura es modificado en cada paso, para tomar en cuenta la reducción de rigidez de los componentes que alcanzaron su fluencia, posteriormente se aplica un incremento de la fuerza externa de manera que otros componentes también alcancen su fluencia. Este proceso continúa hasta que la estructura se vuelve inestable o hasta que se alcance un límite pre establecido. (Patiño, 2017)

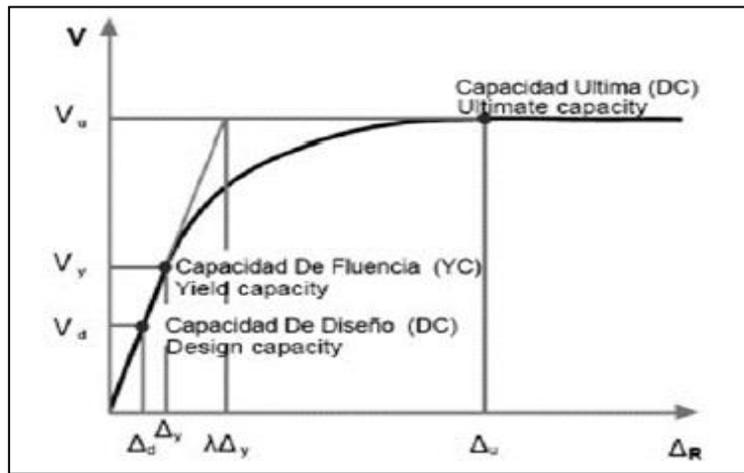


Figura 8: Diagrama de capacidad

Fuente: (Patiño, 2017)

Muro de contención de tipo voladizo.

Los muros de son estructuras que proveen soporte lateral a los suelos principalmente en laderas o pendientes, o para dar estabilidad a un talud, su estabilidad es proporcionada especialmente por su propio peso, y el suelo que está arriba de la base.

Los muros de tipo voladizo de concreto armado es llamado así por su diseño, con volado en la base (como una "T" invertida), el espesor de base de este muro está en función a los momentos flectores y las fuerzas cortantes de las secciones ubicadas delante y detrás de la pantalla, por lo cual el espesor depende directamente de la posición en que este ubicada la pantalla en la base, (Torres, 2008).

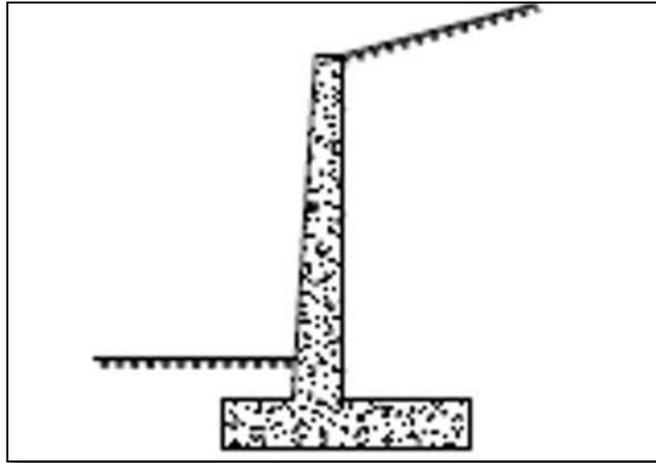


Figura 9 : Muro tipo voladizo

Fuente: (Lucero, Pachacama y Rodríguez, 2012).

2.3.1. Estabilidad externa.

Los suelos presentan un problema de mantener el equilibrio de su masa, estos problemas son solucionados por los muros de contención, que retienen y soportan las presiones laterales que causan deformaciones, desplazamientos, y en el peor de los casos llegar al colapso del muro, esto es conocido como presión lateral de suelos o empujes de tierras. Los tipos de empujes que puede ocurrir son el empuje de reposo, el empuje activo y el empuje pasivo.

I. Revisión por volcamiento.

Todo muro debido al empuje activo tiende a volcar por la arista de la base del muro alrededor del punto (A) tal como se indica en la figura 9. En lo práctico se dice que es seguro al volteo, cuando los momentos estabilizadores tomados respecto al punto (A) divididos por el momento de volteo da como resultado un valor mayor a 1.5, (Morales, 2006)

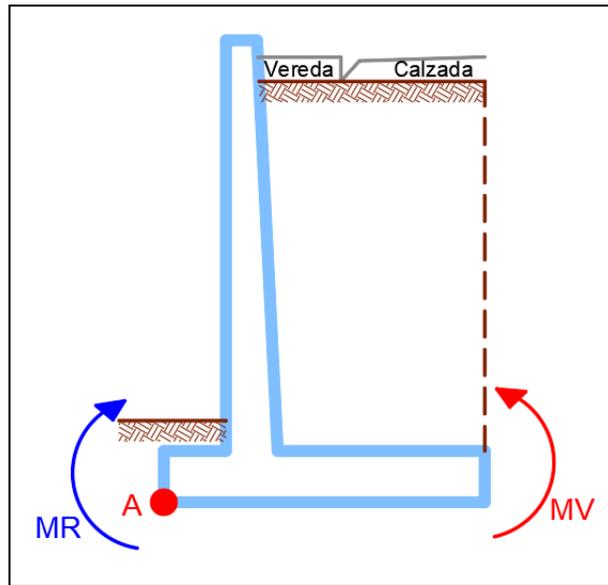


Figura 10: Punto de volteo del muro

Fuente: Elaboración propia

Para calcular el factor de volcamiento debemos calcular el momento resistente, usando la tabla (03), donde primeramente se calcula el volumen, el peso específico, los brazos con respecto al punto (A) de cada sección del muro como muestra la figura 10, finalmente se multiplica el peso por el brazo para hallar el momento de volteo.

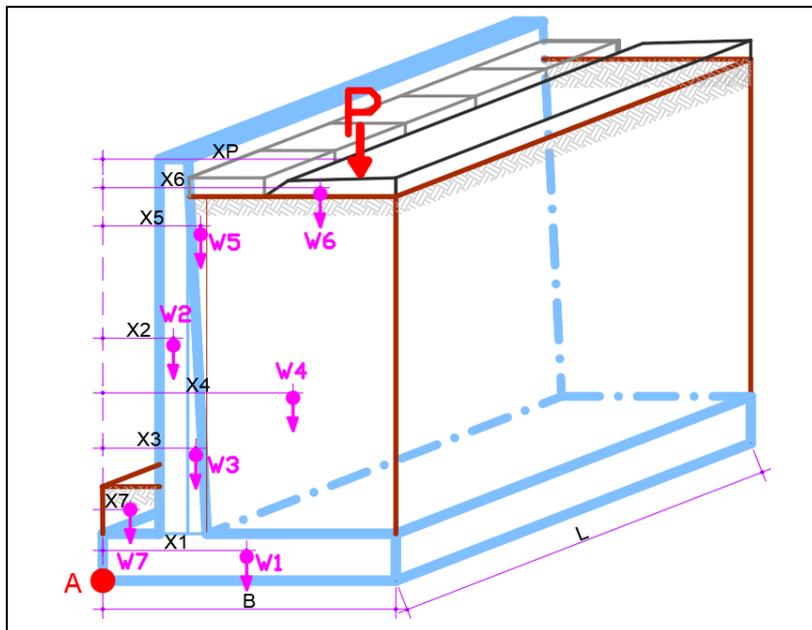


Figura 11: Secciones del muro

Fuente: Elaboración propia

- **Momentos resistentes.**

Tabla 3: *Procedimiento para calcular el momento resistente*

Sección	Volumen	Peso	Brazo	Momento
1	$V_1 = B \cdot H_z \cdot L$	$W_1 = \gamma_c \cdot V_1$	X_1	$M_1 = W_1 \cdot X_1$
2	$V_2 = t_1 \cdot H_p \cdot L$	$W_2 = \gamma_c \cdot V_2$	X_2	$M_2 = W_2 \cdot X_2$
3	$V_3 = \frac{(t_2 \cdot t_1) \cdot H_p}{2} \cdot L$	$W_3 = \gamma_c \cdot V_3$	X_3	$M_3 = W_3 \cdot X_3$
4	$V_4 = B_r \cdot H_r \cdot L$	$W_4 = \gamma_r \cdot V_4$	X_4	$M_4 = W_4 \cdot X_4$
5	$V_5 = \frac{(t_2 \cdot t_1) \cdot H_p}{2} \cdot L$	$W_5 = \gamma_r \cdot V_5$	X_5	$M_5 = W_5 \cdot X_5$
6	$V_6 = (B_1 \cdot t_1) \cdot H_L \cdot L$	$W_6 = \gamma_s \cdot V_6$	X_6	$M_6 = W_6 \cdot X_6$
7	$V_7 = B_2 \cdot D \cdot L$	$W_7 = \gamma_r \cdot V_7$	X_7	$M_7 = W_7 \cdot X_7$
s/c	-----	P	X_P	$M_P = P \cdot X_P$
		$\sum V$		$\sum M_R$

Fuente: Elaboración propia

Dónde:

γ_c = Peso específico del concreto armada

γ_s = Peso específico de concreto simple

γ_r = Peso específico del relleno

$\sum V$ = Peso total

$\sum M_R$ = Momento resistente

- **Momentos de volteo (momento actuante).**

Para determinar el momento de volteo usamos la tabla 4, determinando el empuje lateral que ejerce la losa, el relleno (activo y pasivo), el vehículo como se muestra en la figura 11. Luego se multiplica el empuje lateral con el brazo respecto al punto (A) (ver figura 10), para obtener el momento de volteo.

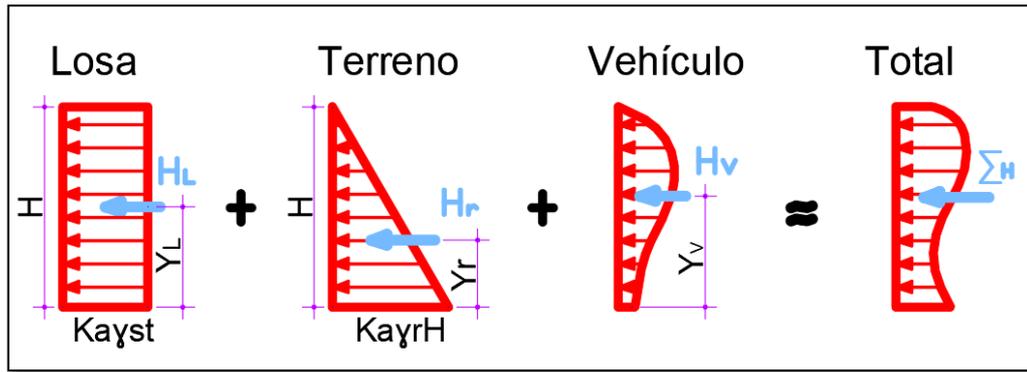


Figura 12: presiones que se ejerce sobre el muro.

Fuente: Elaboración propia

Dónde:

Coefficiente lateral de empuje activo

$$K_a = \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)^2 \quad \text{Ec. 09}$$

Coefficiente lateral de empuje pasivo

$$K_p = \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)^2 \quad \text{Ec. 10}$$

Tabla 4: Procedimiento para calcular el momento de volteo

Presión	Fuerza	Brazo	Momento
Losa	$F_L = K_a \cdot \gamma_s \cdot b \cdot H_L \cdot L$	$Y_L = \frac{H}{2}$	$M_L = F_L \cdot Y_L$
Relleno(a)	$F_a = \frac{K_a \cdot \gamma_r \cdot H^2 \cdot L}{2}$	$Y_a = \frac{H}{3}$	$M_a = F_a \cdot Y_a$
Relleno(p)	$F_p = K_p \cdot \gamma_r \cdot D^2 \cdot L$	$Y_p = \frac{D}{3}$	$M_p = -F_p \cdot Y_p$
Vehículo	$F_v = K_a \cdot \gamma_r \cdot h_o \cdot H \cdot L$	$Y_v = \frac{H}{2}$	$M_v = F_v \cdot Y_v$
$\sum F$		$\sum M_v$	

Fuente: Elaboración propia

- **Factor de seguridad al volteo.**

Finalmente, para determinar el factor de seguridad al volteo dividimos el momento resistente y el momento de volteo (ecuación 11), el resultado debe ser un valor mayor a 1.75, cuando resulta ser menor hay que tomar medidas contra ello, (Morales, 2006)

$$FSV = \frac{\sum M_R}{\sum M_V} > 1.75 \quad Ec. 11$$

II. Revisión por deslizamiento.

- **Factor de seguridad al deslizamiento.**

El muro tiende a deslizarse por consecuencia de la horizontal de la presión activa. Lo que hace que el muro no se deslice es la fuerza de rozamiento, que se produce entre el muro y el suelo de cimentación. Para calcular el factor de seguridad al deslizamiento necesitamos conocer el valor del coeficiente de fricción (μ), una vez obtenido hallamos el factor de seguridad al deslizamiento (FSD), que es igual al cociente entre la división de la fuerza de rozamiento y la fuerza que ejerce las presiones, (Gallegos, 2006).

Tabla 5. Clase de terreno de cimentación y coeficiente de fricción para deslizamiento.

CLASE DE TERRENO DE CIMENTACIÓN		Esfuerzo permisible del terreno σ_k (t/m ²)	Coeficiente de fricción para deslizamiento, (μ)
ROCOSO	Roca dura uniforme con pocas grietas	100	0.70
	Roca dura con mucha fisura miento	60	0.70
	Roca blanda	30	0.70
ESTRATO DE GRAVA	Densa	60	0.60
	No densa	30	0.60
ESTRATO DE GRAVA	Densa	30	0.60
	Media	20	0.50

ESTRATO DE GRAVA	Muy dura	20	0.50
	Dura	10	0.45
	Media	5	0.45

Fuente: (Morales, 2006).

$$FSD = \frac{\mu \cdot \sum V}{\sum F} > 1.5 \quad \text{Ec. 12}$$

III. Revisión por falla de terreno.

La resultante del peso y empuje vertical producen sobre el terreno una presión que no puede ser mayor que la presión admisible del terreno. Las presiones admisible más comunes se pueden observar en la tabla 5, para determinar el factor de seguridad contra la falla del terreno usamos las siguientes ecuaciones.

- **Revisión de las presiones.**

Posición de la resultante (X) será igual a la sumatoria del momento resistente $\sum M_R$ (tabla 3), menos, la sumatoria del momento de volteo $\sum M_V$ (tabla 4), dividido entre la sumatoria de peso $\sum V$ (tabla 3).

$$X = \frac{\sum M_R - \sum M_V}{\sum V} \quad \text{Ec. 13}$$

La excentricidad (e) es igual a la base del muro (B) entre 2, menos la posición de la resultante (X).

$$e = \frac{B}{2} - X \quad \text{Ec. 14}$$

Presión máxima determinamos con la siguiente ecuación (15), donde (L) Es la longitud de desarrollo del muro.

$$q_{max} = \frac{\sum V}{B \cdot L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B}\right) \quad \text{Ec. 15}$$

Presión mínima determinamos con la siguiente ecuación (16).

$$q_{min} = \frac{\sum V}{B \cdot L} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B}\right) \quad \text{Ec. 16}$$

- **Factor de seguridad contra la falla del terreno.**

Finalmente, el factor de seguridad contra la falla del terreno (FST) será la capacidad última del suelo, entre la presión máximo. Este valor debe ser menor que 3, si el resultado es menor se tendrá que rediseñar las dimensiones del muro, (Braja, 2012).

$$FST = \frac{q_u}{q_{max}} > 3 \quad Ec.17$$

2.3.2. estabilidad interna.

La estabilidad interna del muro de contención está sujeta directamente con los elementos que lo componen como es el acero y el concreto, su estabilidad dependerá de sus estados límites, los cuales serán obtenidos del diagrama momento-curvatura.

I. Diagrama de momento curvatura.

Al diseñar una estructura, es necesario que se conozca una relación que se conoce con el nombre de relación momento curvatura, de las secciones de cada uno de los sus elementos, con la intención de saber cuál es la capacidad de ductilidad por curvatura μ_ϕ , la máxima capacidad a flexión del elemento M_u y analizar las cantidades con las demandas para un buen diseño, (Aguiar, 2015).

Cuando un elemento no tiene capacidad por ductilidad e ingresa al rango no lineal presentara una falla frágil, que no se quiere para la estructura en diseño. Lo correcto es obtener un valor de μ_ϕ esto para que haya una gran disipación de energía de la edificación, esto causara que los elementos trabajen de una manera adecuada gracias a que la edificación disipe la mayor cantidad de energía, (Aguiar, 2015).

Para definir la no linealidad de los elementos usados en la edificación, se hace el análisis no lineal, para saber la relación y con esto descubrir la rigidez de cada una de las ramas del diagrama histerético. Para el análisis no lineal estático y del análisis no lineal dinámico, es muy importante conocer esta relación, (Aguiar, 2015).

Para determinar la relación esfuerzo – deformación del hormigón y el acero, es indispensable construir el diagrama que está en función de los modelos constructivos. Utilizando el modelo de hormigón confinado como el propuesto por Park et al (1982) y un modelo de acero que contemple endurecimiento post fluencia en donde se encontrara valores más altos de μ_{ϕ} que se acercan más a la realidad, (Aguiar, 2015).

Para el hormigón no confinado se presentan tres modelos (figura 22), el del lado izquierdo es el modelo de Jensen o bloque trapezoidal, el del centro el modelo de Hognestad y por último el del lado derecho es el bloque rectangular del ACI. Para determinar la resultante de la fuerza de compresión se usará el último modelo, debido a que es más conservador y sencillo; el valor de $\beta_1 = 0.85$ para hormigones con f_c menores a 35 MPa en el modelo del ACI, (Aguiar, 2015).

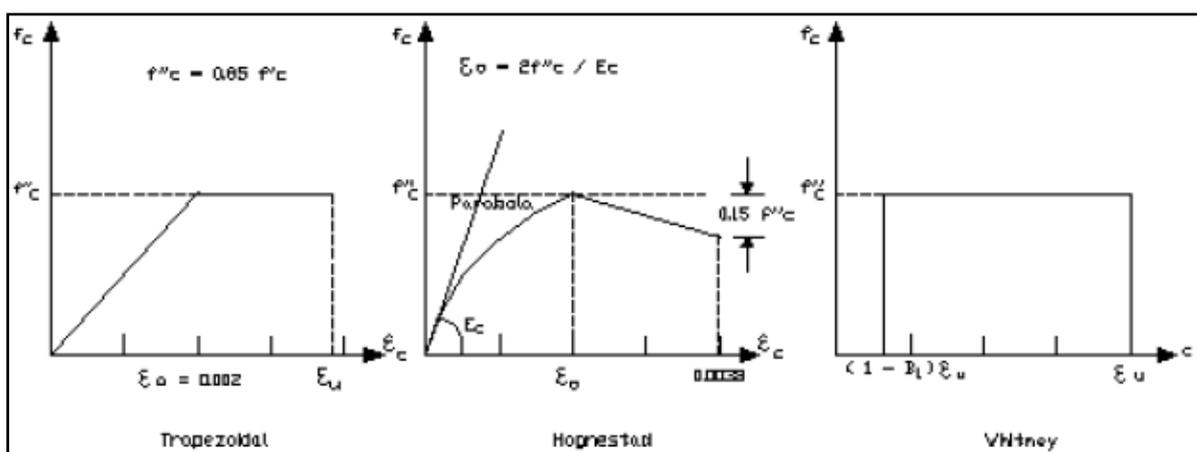


Figura 13: Modelo del hormigón no confinado.

Fuente: (Aguiar, 2015).

Para definir el comportamiento del acero, se muestran tres modelos como se ve en la figura 23. el del lado izquierda es el Elasto-Plasto es el que más se utiliza para diseñar esto debido a su sencillez, en el centro tenemos el modelo trilineal que examina un aumento de los esfuerzos en la zona postfluencia por medio de una variación lineal, y el lado derecho es la curva completa, (Aguiar, 2015).

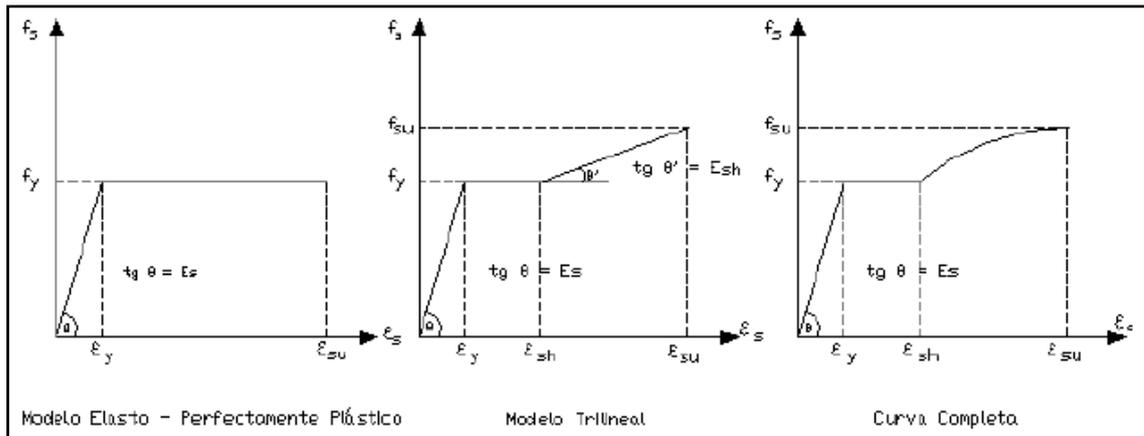


Figura 14: Modelos de acero.

Fuente: (Aguiar, 2015).

Procedimiento del cálculo.

Consideramos un corte longitudinal de la pantalla del muro como se muestra en la figura 15. Donde podemos observar los componentes internos del muro, con ello podemos determinar el diagrama momento – curvatura, para lo cual se necesita los siguientes datos.

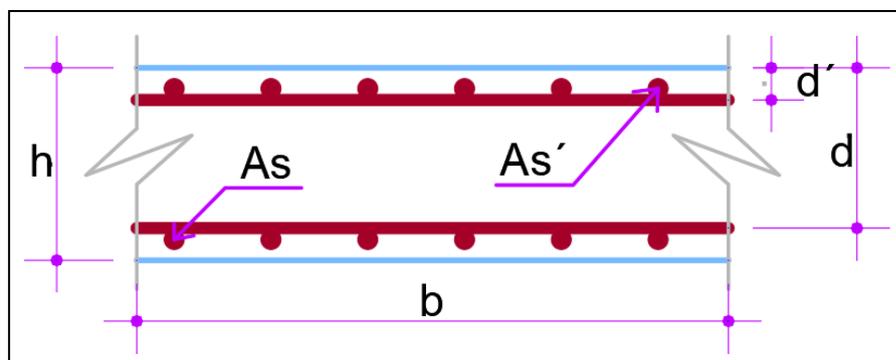


Figura 15: sección longitudinal de la pantalla del muro.

Fuente: Elaboración propia.

Dónde:

A_s = Área del acero a tensión.

A'_s = Área del acero a compresión.

b = Ancho de la sección.

h = Peralte efectivo.

d = Peralte efectivo a tensión.

d' = Peralte efectivo a compresión.

E_s = Módulo de elasticidad

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

Existen distintas zonas y puntos importantes en este diagrama. Entre los puntos notables del diagrama Momento - Curvatura, se puede destacar los siguientes:

- **Punto A: Inicio de agrietamiento.**

Se presenta cuando en la fibra externa a tensión, el concreto alcanza su resistencia a la tensión, por falla local empieza a aparecer las primeras grietas. En algunos casos se considera a este punto como el comienzo del rango elástico, (Romero y Quironga, 2015).

Para determinar este punto analizaremos las siguientes ecuaciones:

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. 18}$$

Relación de módulos:

$$h = \frac{E_s}{E_c} \quad \text{Ec. 19}$$

Distancia al centro de gravedad:

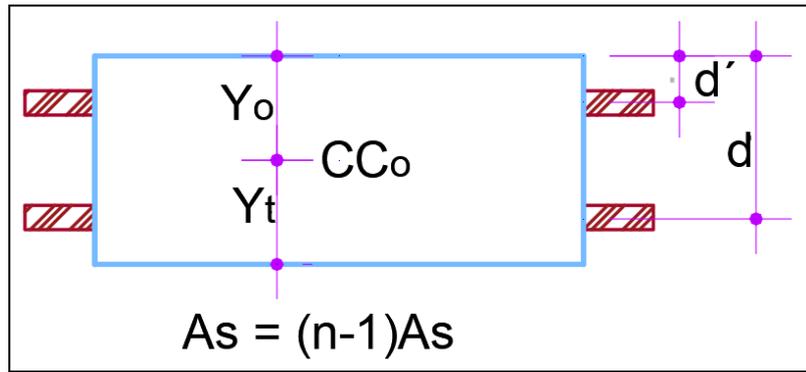


Figura 16: Centro de gravedad

Fuente: Elaboración propia.

$$A_g = bh \quad \text{Ec. 20}$$

$$Y_0 = \frac{A_g (h/2) + (n-1)A_s d + (n-1)A'_s d'}{A_g + (n-1)A_s + (n-1)A'_s} \quad \text{Ec. 21}$$

Momento de la inercia de la reacción

$$I_g = \frac{bh^3}{12} + A_g (Y_0 - h/2)^2 + (n-1)A_s (d - Y_0)^2 + (n-1)A'_s (Y_0 - d')^2 \quad \text{Ec. 22}$$

Módulo de rotura:

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. 23}$$

Momento:

$$M_A = \frac{f_r \cdot I_g}{Y_t} \quad \text{Ec. 24}$$

Donde: $Y_t = h - Y_0$

Curvatura ϕ_A :

$$\epsilon_t = \frac{f_r}{\epsilon_c} \quad \text{Ec. 25}$$

$$\phi_A = \frac{\epsilon_t}{Y_t} \quad \text{Ec. 26}$$

• **Punto B: inicio de fluencia del acero.**

En este punto define el final del comportamiento elástico de la sección, en varios estudios se considera la rama elástica a la recta que une el origen de coordenadas con el punto Y. Este punto se determina cuando el acero a tensión alcanza su fluencia, (Romero y Quironga, 2015).

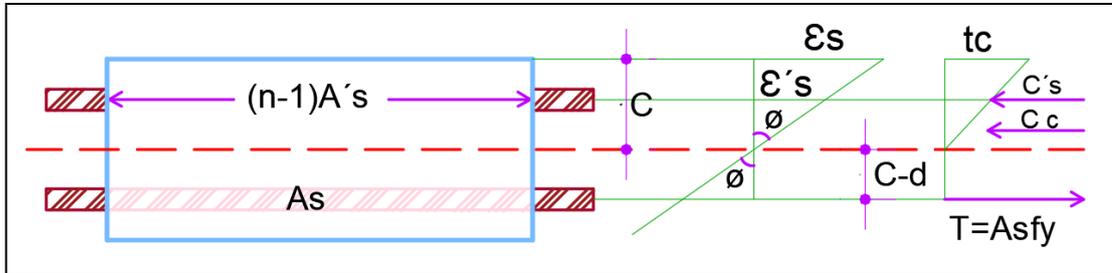


Figura 17: eje neutro de la sección.

Fuente: Elaboración propia.

Posición del eje neutro (C).

$$\theta = \frac{b}{2} \quad \text{Ec. 27}$$

$$P = hA_s + (n - 1)A'_s \quad \text{Ec. 28}$$

$$q = -hA_s d - (n - 1)A'_s d' \quad \text{Ec. 29}$$

$$C = \frac{-P + \sqrt{P^2 - 4\theta q}}{2\theta} \quad \text{Ec. 30}$$

Curvatura ϕ_B :

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{\epsilon_s} \quad \text{Ec. 31}$$

$$\phi_B = \frac{\epsilon_y}{d - c} = \frac{0,002}{65 - 12,37} \quad \text{Ec. 32}$$

$$\epsilon_c = \phi_B C \quad \text{Ec. 33}$$

Verificando la compresión:

$$f_c = E_c \epsilon_c \leq f'_c \quad \text{Ec. 34}$$

Cuando $f_c \leq f'_c$ usamos:

$$M_B = C_c \left(d - \frac{C}{3} \right) + C'_c (d - d') \quad \text{Ec. 35}$$

$$M_B = \frac{1}{2} f_c b c \left(d - \frac{C}{3} \right) + A'_s f'_c (d - d') \quad \text{Ec. 36}$$

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_c \left(\frac{C - d'}{C} \right) \quad \text{Ec. 37}$$

$$f'_s = \varepsilon'_s \varepsilon_s \quad \text{Ec. 38}$$

• **Punto C: inicio aplastamiento del concreto.**

Es el momento máximo o momento último, y se establece comúnmente cuando el concreto llega a su máxima deformación útil a compresión o cuando el acero llega a la rotura, a partir de este punto la estructura empieza a colapsar, (Romero y Quironga, 2015).

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad \text{Ec. 39}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} \quad \text{Ec. 40}$$

Curvatura ϕ_c :

$$\phi_c = \frac{\varepsilon_{cu}}{C} \quad \text{Ec. 41}$$

Momento:

$$M_c = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ec. 42}$$

• **Diagrama momento-curvatura.**

El diagrama momento – curvatura nos permite conocer la deformación de un elemento en su ángulo de giro por una carga creciente. Este diagrama es necesario para entender el daño estructural en diferentes estados de la sección que se va presentar en los elementos de concreto armado, (Romero y Quironga, 2015).

Con los datos del diagrama momento– curvatura podemos hallar el diagrama curva capacidad.

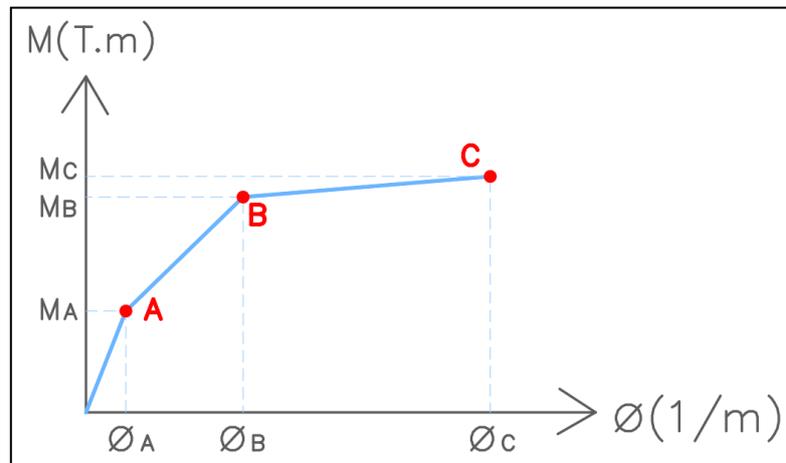


Figura 18: Estados límites en el diagrama momento – curvatura.

Fuente: Elaboración propia.

II. Diagrama curva capacidad.

Una curva de capacidad se puede definir como la relación existente entre las cargas laterales que actúan sobre una estructura y los desplazamientos laterales que estos provocan. Normalmente se obtiene del análisis estático no lineal, conocido en la literatura inglesa como análisis PUSHOVER (Análisis incremental de colapso), (Chunque, 2013).

El análisis Push over se puede llevar a cabo aplicando un patrón de cargas laterales a la estructura que va aumentando mono tónicamente hasta alcanzar el colapso. El patrón de cargas normalmente representa las cargas sísmicas, pero para nuestra investigación representan las cargas vehiculares. El objetivo de este procedimiento es determinar la capacidad de carga que la estructura puede absorber hasta antes de alcanzar el colapso.

Durante el análisis, se va incrementando el cortante en la base mientras que el patrón de cargas se mantiene constante en toda la altura de la estructura. Cuando las cargas son representaciones de la fuerza sísmica, el patrón de cargas se puede distribuir de manera triangular, parabólico o uniforme. En el caso de un muro de contención, puede recibir patrones de carga vehicular que se distribuyen de manera irregular.

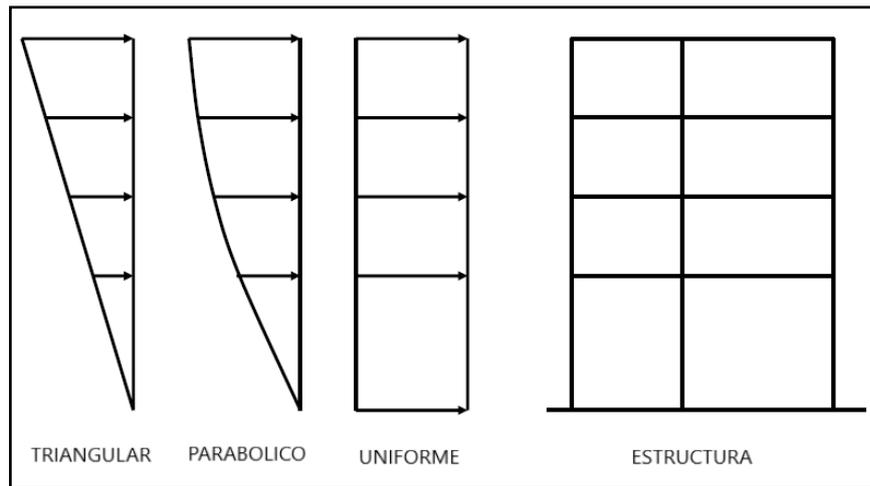


Figura 19: Patrones de distribución de carga sísmica para el Análisis Push Over

Fuente: Elaboración propia.

Procedimiento para obtener el diagrama curva capacidad.

- **Punto A: inicio del fisuramiento del concreto.**

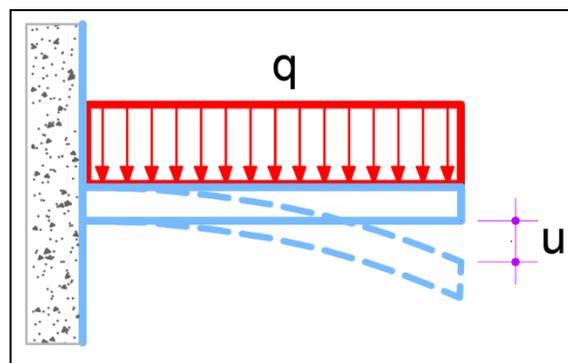


Figura 20: Desplazamiento de la sección producido por una carga.

Fuente: Elaboración propia.

Donde el desplazamiento será:

$$\mu = \frac{qL^4}{8EI}$$

Ec. 43

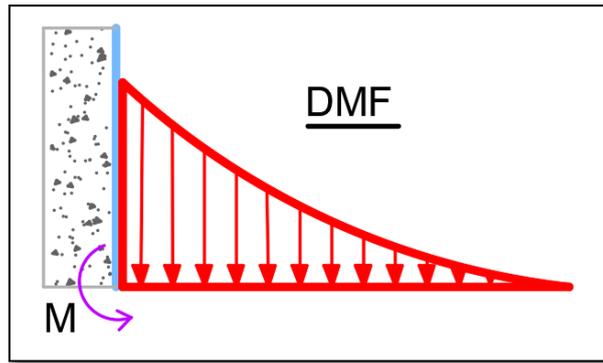


Figura 21: Momento producido por una carga

Fuente: Elaboración propia.

La carga será igual a:

$$M_A = \frac{qL^2}{2} \quad \text{Ec. 44}$$

$$q_A = \frac{2M_A}{L^2} \quad \text{Ec. 45}$$

Rigidez antes del fisuramiento es:

$$EI_A = \frac{M_A}{\Phi_A} \quad \text{Ec. 46}$$

• **Punto B: inicio de la fluencia del acero.**

$$q_B = \frac{2M_B}{L^2} \quad \text{Ec. 47}$$

Rigidez antes del fisuramiento es:

$$EI_B = \frac{M_B - M_A}{\Phi_B - \Phi_A} \quad \text{Ec. 48}$$

$$\mu_B = \frac{q_B L^4}{8EI_B} \quad \text{Ec. 49}$$

• **Punto C: aplastamiento del concreto**

$$q_C = \frac{2M_C}{L^2} \quad \text{Ec. 50}$$

Rigidez antes del fisuramiento:

$$EI_c = \frac{M_c - M_B}{\Phi_c - \Phi_B} \quad \text{Ec. 51}$$

$$\mu_c = \frac{q_c L^4}{8EI_c} \quad \text{Ec. 52}$$

• Diagrama curva capacidad.

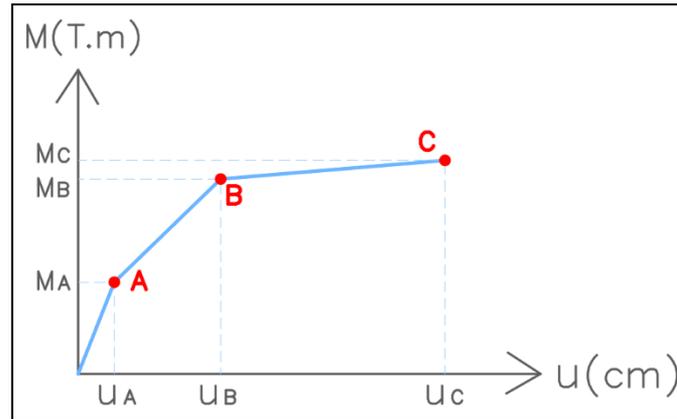


Figura 22: Diagrama curva capacidad.

Fuente: Elaboración propia.

III. METODOLOGÍA

3.1. Tipo y diseño de investigación

Después de haber identificado la línea de investigación y el propósito de estudio, se determinó que la investigación:

Tipo de investigación:

El tipo de investigación es BASICA, porque según (Carrasco, 2005, p. 43), “es la que no tiene propósitos aplicativos inmediatos, pues solo busca ampliar y profundizar el caudal de conocimiento científico existentes acerca de la realidad. Su objetivo de estudio lo constituye las teorías científicas las mismas que las analiza para perfeccionar sus contenidos”. Según (Espinoza, 2014, p. 90), “

Nivel de la investigación:

Según (Ñaupas et al., 2018, p. 135.) el nivel predictivo, “es aquella que se realiza con fines de predicción, o de futurización y sirve a la sociedad porque le previene, le advierte, ciertas condiciones a futuro de tiempo”. Según este concepto la investigación será de nivel PREDICTIVO, porque antes de proponer una medida prevención o mitigación del riesgo presente en la zona (Investigación de nivel aplicada), se necesita responder el problema de estudio (¿Cómo afecta las cargas vehiculares en la capacidad resistente de los muros de contención del asentamiento humano Justicia, Paz y Vida, 2021?).

Diseño de investigación:

El diseño de la investigación es NO EXPERIMENTAL, particularmente el diseño DESCRIPTIVO COMPARATIVO de carácter transversal, se caracterizan por recoger información actualizada de varias muestras (Cargas vehiculares) sobre un mismo objeto de investigación (Muro de contención) para su evaluación y diagnóstico sobre la base de una descripción comparativa (Espinoza, 2014, p. 93), el diagrama es:

Expediente $M0 \Rightarrow O_0$

Carga distribuida $M1 \Rightarrow O_1$

Carga Puntual $M2 \Rightarrow O_2$

Carga de franja $M3 \Rightarrow O_3$

Dónde:

$M0, M1, M2, M3$: Cada una de las muestras de estudio (cargas vehicules).

O_0, O_1, O_2, O_3 : Observación de las muestras para recoger información relevante (efectos de las cargas vehiculares en la resistencia del muro de contención).

Comparación entre cada una de las muestras, pudiendo ser semejantes (\approx), iguales ($=$) o diferentes (\neq).

3.2. Variable y Operacionalización

“los investigadores se encargan de estudiar fenómenos o cambios que dan en la vida diaria como pueden darse en la naturaleza, en la sociedad y en cuanto al conocimiento que se requiera. En otras palabras, más concretas, los investigadores averiguan sobre las propiedades que se alteran a las que se denominan variables.” (Arias, 2012, P.44). Por ello la investigación es cuantitativa debido a que se busca obtener respuesta de los indicadores en expresiones de cantidad o proporción. Relacionándolo como dependiente o independiente.

VARIABLE INDEPENDIENTE: LA CARGA VEHICULAR

Definición conceptual:

Según la Dirección de Transportes y Comunicaciones (DRTC, 2019). Define que: “La carga vehicular es el peso que gravita sobre el suelo, que son transmitidos a través de la totalidad de las ruedas que están acopladas a su eje”.

Definición operacional:

La carga vehicular actúa verticalmente sobre el eje de rodadura, que por efectos del bulbo de presión se expande verticalmente y horizontalmente, actuando como una fuerza lateral sobre el muro de contención.

VARIABLE DEPENDIENTE: CAPACIDAD RESISTENTE

Definición conceptual:

La resistencia de un material depende de su capacidad para soportar una carga sin una deformación excesiva, esta capacidad es inherentes al material y debe ser determinada experimentalmente, (ensayos de laboratorio). Esta resistencia establece una relación entre las fuerzas aplicadas, también llamadas cargas o acciones, y los esfuerzos y desplazamientos inducidos por ellas, (Yépez, 2014).

Definición operacional:

Para el muro de contención la capacidad de resistente está definida por la relación entre el empuje lateral que soporta el muro y la deformación que ocasiona hasta alcanzar el colapso, la relación momento -curvatura. Para el suelo de fundación la capacidad de carga se mide en Kg/cm².

3.3. Población, muestra y muestreo

Población

Los muros de contención del asentamiento humano Justicia, Paz y Vida son muestra de estudio NO PROBABILÍSTICA a conveniencia del investigador, porque no depende de la probabilidad sino de causas relacionadas con las características de la investigación. Depende de la toma de decisión del investigador. Depende de los objetivos de estudio, del esquema de investigación y del aporte que se piensa hacer con ella.

La única ventaja de una muestra no probabilística es su utilidad para determinado estudio que requiere no tanto representatividad de elementos de una población, sino una cuidadosa y controlada elección de objetos con ciertas características especificadas previamente en el planteamiento del problema.

MUESTRA

Para (Carrasco, 2005), la muestra es una parte que representa a la población, cuyas características esenciales son las de ser objetivas, de tal sentido que los resultados obtenidos en la muestra puedan generalizarse a todos los elementos que conforman la población (pág. 237).

En la presente tesis tenemos como muestra al muro de contención del Jr. Malecón Norte del asentamiento humano Justicia, Paz y Vida.

MUESTREO

En el muestreo no probabilístico recae la responsabilidad de la selección de las unidades muestrales, al criterio del investigador, para así poder escoger y estudiar características representativas las cuales encaminen la solución del problema de investigación (Ñaupas et al., 2018).

El muestreo por conveniencia se sustenta básicamente en la intencionalidad del investigador por querer estudiar algo en específico (Monge, 2011).

De acuerdo con estos conceptos podemos definir como un tipo de muestreo no probabilístico por conveniencia.

Se escogió el muro de contención del Jr. Malecón Norte del asentamiento humano Justicia, Paz y Vida, debido a que es uno de los muros mas altos construidos en el asentamiento humano, con una altura de 5.65 metros y una longitud de 17 metros lineales con paños de 4 a 5 metros. Se observa algunas fallas en dicho muro como se muestra en la figura 01, motivo por lo que se escogió este muro, además de la existencia de viviendas a sus alrededores que están en peligro ante una falla del muro de contención, además por el mal diseño en cuanto a las cargas vehiculares que se observó en el expediente.

UNIDAD DE ANÁLISIS

La unidad de análisis es la parte central de la investigación, puesto que define de “que o quienes” son los que se van abarcar en la investigación, esto va a depender también del tipo de investigación que sea, así como sus alcances (Hernández Sampieri, Fernández y Baptista, 2014). De acuerdo con este concepto se puede definir que la unidad de análisis de esta investigación, incluirá las variables que se vinieron trabajando en esta tesis, de ese modo la unidad de análisis será: efectos de la carga vehicular en capacidad resistente de los muros.

3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos:

Técnica

La técnica de recolección de datos será DOCUMENTACIÓN. Esta técnica recopila los datos de diferentes documentos como: libros, memorias, expedientes o registros de cualquier institución, por ejemplo, la empresa quien construyo los muros de contención. (Espinoza, 2014), refiere que esta técnica permite la recopilación de evidencias para demostrar las hipótesis de investigación. (Supo, 2013) refiere que “los estudios basados en la documentación no cuentan con instrumentos de medición, únicamente con ficha de recolección de datos donde debemos copiar o trasladar la información previamente registrada”.

Instrumentos de recolección de datos:

Los instrumentos de recolección de datos, son las herramientas que engloban todas las características de las variables en estudio, para recolectar los valores primordiales que encaminen la solución del fenómeno, estas herramientas dependen de la técnica a emplear para poder estructurar una forma definitiva y eficaz (Ñaupas et al., 2018).

La recolección de datos se realizará con FICHAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS para recoger información en campo y gabinete, respecto a la características geométricas y mecánicas de los muros de contención, con el apoyo de planos de construcción, estudios y memorias sacados del expediente técnico.

Validez del instrumento:

La validez, es el procedimiento que garantiza el cumplimiento eficaz del instrumento, que consiste en medir la variable en estudio. La validez, se divide en tres tipos, el tipo conocido como validez de contenido (criterios de jueces de expertos), consiste en la evaluación por parte de expertos e investigadores, una prioridad de esta variable es corroborar la correcta elaboración del instrumento para medir a todas las variables del estudio, las ventajas que ofrece este tipo de validación es que se puede aplicar a instrumentos que derivan de enfoques cuantitativos y cualitativos (Gutiérrez y De la Vara, 2008).

De acuerdo a estos criterios, se elaboró los instrumentos los cuales fueron derivados a los expertos para que puedan otorgar su validez correspondiente, estos se muestran en la sección de anexos.

Confiabilidad del instrumento:

La confiabilidad se identifica cuando los resultados son estables, predecibles y objetivos. Algo que es confiable, funciona en el futuro como lo ha hecho en el pasado, se puede medir la misma cosa más de una vez y producirá los mismos resultados. Por ello que los instrumentos normativos ya mencionados representan específicamente confiables para el análisis de los muros de contención, (Hernández Sampieri, Fernández y Baptista, 2014, p.200).

3.5. Procedimiento:

3.5.1. Etapa Uno: Dimensionamiento.

En esta etapa se dimensiona el muro de contención con los datos tomados en campo y extraídos del expediente técnico.

3.5.2. Etapa Dos: Calculo de las presiones laterales.

En esta etapa se calculará las presiones laterales que ocasionan las cargas vehiculares.

3.5.2.1. sobrecarga vehicular.

Se calculará con la altura equivalente que determina la AASHTO LRFD, con las fórmulas establecidas en el marco teórico.

3.5.2.2. Carga puntual.

Para la carga puntual se usará dos métodos la AASHTO LRFD y el método BOUSSINESQ (AGIES NRS-5), para cada método se usará la combinación de cargas que establece la Norma AASHTO, los caculos se procesaran en hojas Excel:

A. Método AASHTO LRFD

- Diseño de camión
- Diseño de tándem

B. Método BOUSSINESQ (AGIES NRS-5)

- Diseño de camión
- Diseño de tándem

Después de resolver estos dos métodos se escogerá al método más representativo, el método más crítico para el muro de contención.

Los datos obtenidos nos servirán para calcular la verificación de la estabilidad externa del muro.

3.5.2.2. Carga de franja.

Para esta carga se usarán las fórmulas descritas en el marco teórico que serán procesadas en hojas Excel.

3.5.3. Etapa Tres: Verificación de la estabilidad externa

En esta etapa se verificará la estabilidad externa del muro con las cargas vehiculares (sobrecarga vehicular, carga puntual y carga de franja). Para las tres cargas el procedimiento será lo mismo.

A. Revisión por volcamiento.

- En primera calculamos los momentos resistentes
- En seguida el momento de volteo (momento actuante)
- Finalmente se calcula el factor de seguridad al volteo, el valor debe ser mayor a 1.5 o 2.0 cuando resulta ser menor hay que tomar medidas contra ello.

B. Revisión por deslizamiento.

- Se calcula el factor de seguridad al deslizamiento, el valor debe ser mayor a 1.5 cuando resulta ser menor hay que tomar medidas contra ello.

C. Revisión por falla de terreno.

- Se hace la revisión de las presiones.

- Luego se calcula el factor de seguridad contra la falla del terreno, el valor debe ser mayor a 1 o 3, si el resultado es menor se tomará medidas contra ello.

3.5.4. Etapa Cuatro: Verificación de la estabilidad interna

Para el cálculo de la verificación de la estabilidad interna se usarán los datos extraídos de campo y del expediente técnico, se divide en dos cálculos muy importantes:

A. Diagrama de momento – curvatura.

En este proceso se obtendrá los momentos, las curvaturas, rigidez a flexión, la ductilidad y el desplazamiento.

- Punto A: inicio de agrietamiento
- Punto B: inicio de fluencia del acero
- Punto C: inicio del aplastamiento del concreto.

B. Diagrama curva capacidad.

Con los momentos obtenidos en el diagrama momento – curvatura, se calculará el desplazamiento de cada punto del comportamiento estructural del muro, con los momentos obtenidos en el diagrama Momento – Curvatura

- Punto A: inicio de agrietamiento
- Punto B: inicio de fluencia del acero
- Punto C: inicio del aplastamiento del concreto.

Con los datos obtenidos se graficará el diagrama Curva Capacidad, en donde se observará la capacidad resistente del muro de contención, con cada patrón de carga vehicular.

3.6. Método de análisis de datos:

Para la evaluación e interpretación de los datos que se obtendrá según el procedimiento diseñado, estas serán realizadas bajo las normas de la NTP E60, Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), la norma ASSHTO LRFD, la

Norma GIES NRS-5. Además, se usarán herramientas informáticas para el procesamiento de la investigación como Microsoft Excel, el AutoCAD.

Así también, con el apoyo del ingeniero asesor para verificación de los datos obtenidos en base a los procedimientos de cálculos.

3.7. Aspectos éticos:

Se analizarán las estructuras de concreto armado, bajo los siguientes artículos de la norma peruana de concreto armado (E.060, 2009) del reglamento nacional de edificaciones (RNE):

- Capítulo 9. Requisitos de resistencia y servicio.
- Capítulo 20. Evaluación de la resistencia de estructuras existentes.

Se categorizarán las cargas vehiculares de acuerdo la Norma AASHTO LRFD – BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS:

- Sobrecarga Vehicular
- Carga Puntual

Diseño de Camión

Diseño de Tándem

La norma AGIES NRS-5 ASOCIACION GUATEMALTECA DE INGENIERIA ESTRUCTURAL Y SISMICA:

- Carga Puntual
- Carga de Franja

Se estimarán las propiedades mecánicas del suelo de acuerdo al Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC):

- Manual de Ensayos y Materiales.

MTC E 107. Análisis Granulométrico de suelo por Tamizado

MTC E 123. Corte Directo (Consolidado Drenado)

En este presente trabajo de investigación no se cuenta con riesgo debido a que los ensayos a realizar no son peligros, la mayor parte de información con la que se contara, es con información documental recogida previamente.

IV. RESULTADOS

4.1. Desarrollo del procedimiento.

4.1.1. Dimensionamiento.

Para el dimensionamiento del muro de contención, los datos fueron tomados de campo, los datos que no se pudieron tomar en campo se extrajeron del expediente técnico, como son las dimensiones de la zapata. Los datos como son el Angulo de fricción, el peso específico del relleno, y la capacidad portante del suelo fueron tomados de los resultados de laboratorio que se hicieron.

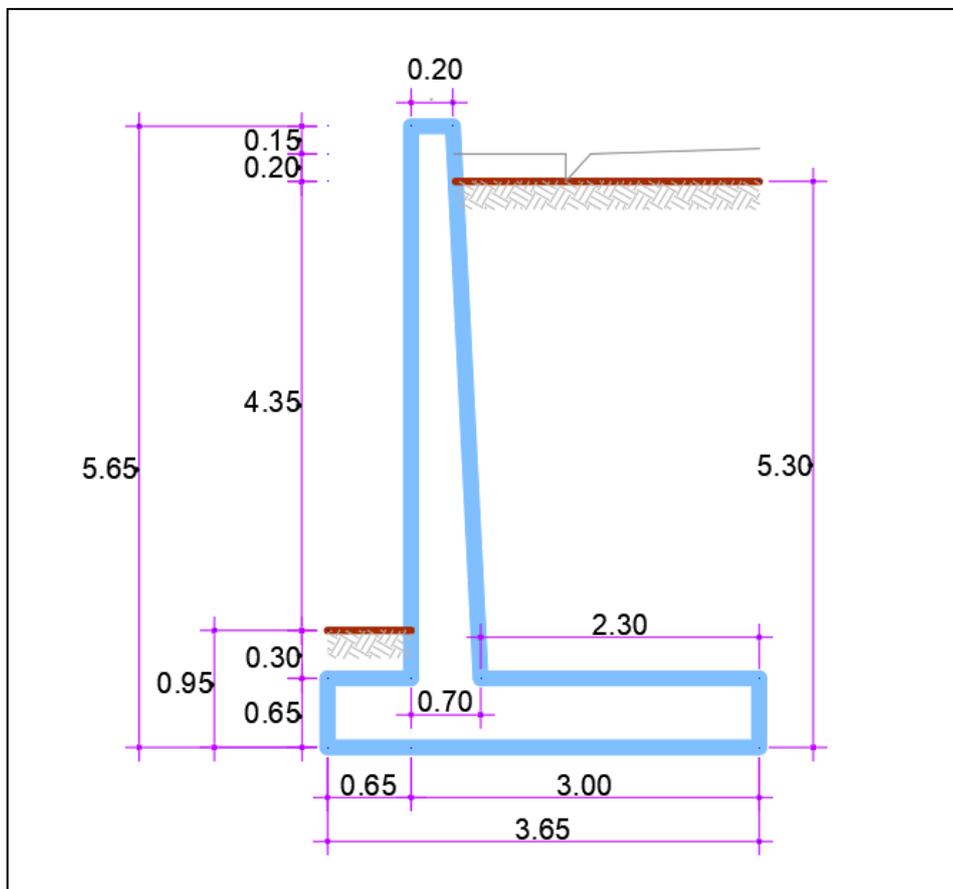


Figura 23: dimensionamiento del muro de contención.

Fuente: Elaboración propia.

Dónde:

T1 = Corona	T1 = 0.20 m.
T2 = Garganta	T2 = 0.70 m.
B = Ancho de zapata (base)	B = 3.65 m.
B1 = Ancho de talón	B1 = 3.00 m.
B2 = Ancho de puntera	B2 = 0.65 m.
Br = Ancho de relleno (suelo activo)	Br = 2.30 m.
H = Altura total del muro	H = 5.65 m.
HP = Altura de pantalla	HP = 5.00 m.
HZ = Altura de zapata	HZ = 0.65 m.
HL = Espesor de losa (pavimento)	HL = 0.20 m.
Hr = Altura de relleno (suelo activo)	Hr = 5.30 m.
D = Altura de relleno (suelo pasivo)	D = 0.95 m.
L = Longitud de estudio del muro	L = 1.00 m.
Y_c = Peso específico del concreto armado	$Y_c = 2.400 \text{ T/m}^3$.
Y_s = Peso específico del concreto simple	$Y_s = 2.283 \text{ T/m}^3$.
Y_r = Peso específico del relleno	$Y_r = 2.283 \text{ T/m}^3$.
Φ = Angulo de fricción	$\Phi = 32.280^\circ$
σ = Capacidad portante del suelo	$\sigma = 1.819 \text{ kg/cm}^2$.

4.1.2. Empuje lateral de las cargas vehiculares.

En este punto se trabaja con las tres cargas vehiculares que se plantearon en el marco teórico:

La sobrecarga distribuida

La carga puntual

La carga de franja

Los datos que se obtendrán como la presión lateral o resultante (H_{sc}), la posición de la resultante con respecto a la base del muro (Y_{sc}), y el peso vehicular (P) son necesarios para calcular estabilidad externa del muro.

4.1.2.1. Sobrecarga distribuida (AASHTO Art. 3.11.6.4).

En primer lugar, determina la carga vehicular que es una altura equivalente del relleno (ver figura 01), usando la tabla 01.

Dónde:

$$h_0 = 0.9 \text{ m.}$$

Para determinar el coeficiente lateral del empuje activo (K_a) usamos la ecuación (09).

Dónde:

$$K_a = \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)^2 = \tan\left(45^\circ - \frac{32.28}{2}\right)^2 = 0.304$$

El empuje lateral de la sobrecarga vehicular (H_{sc}) es:

$$H_{sc} = K_a * \gamma_r * h_0 * H * L$$

$$H_{sc} = 0.304 * 2.283 * 0.9 * 5.65 * 1.0 = 3.529 \text{ ton}$$

La posición del empuje lateral de la sobrecarga vehicular (Y_{sc}) es:

$$Y_{sc} = \frac{H}{2} = \frac{5.65}{2} = 2.825 \text{ ton}$$

El peso que genera la sobrecarga vehicular (S/C) es:

$$P = \gamma_r * B_r * h_0 * L$$

$$P = 2.283 * 2.3 * 0.9 * 1 = 4.726 \text{ ton}$$

4.1.2.2. Carga puntual.

Para esta carga se tendrá dos métodos para obtener el empuje lateral y la posición del empuje, y se escogerá el método que más predomine o el caso más crítico para el muro de contención.

Para cada método se usará las combinaciones de carga de la AASHTO LRFD, el diseño de camión y el diseño de tándem.

El cálculo será procesado en hojas Excel.

A. Método ASSHTO LRFD Art. 3.11.6.2-2.

• Diseño de camión.

La posición del camión con respecto al muro será lo más real posible, considerando todas las medidas respectivas como se muestra en la figura 23.

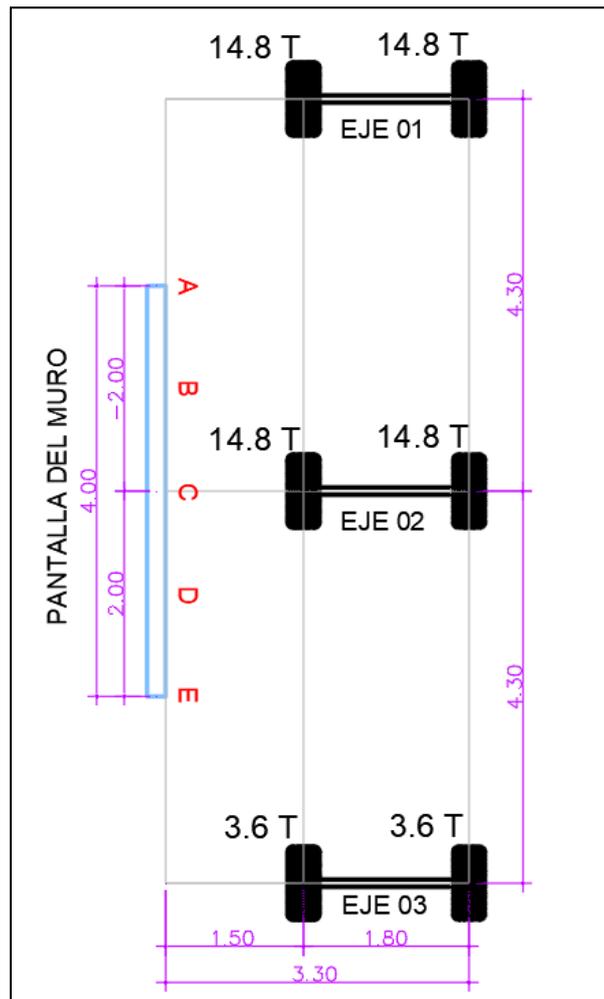


Figura 24: Posición del camión con respecto a la pantalla del muro.

Fuente: Elaboración propia.

Datos de entrada:

$\mu = 0.45$ coeficiente de poisson (ver tabla 2)

H = 5 m. altura de la pantalla del muro.

P = peso del vehículo por ejes

X = posición de los ejes horizontales con respecto a la pantalla del muro como e muestra en la figura 23.

X1 = 1.5 m.

X2 = 3.3 m.

La presión lateral se procesará primeramente por cada punto del muro divididas a un metro cada punto con respecto al eje central del vehículo como se muestra en la figura 23 (punto A, B, C y D), Usando las fórmulas (03) y (04).

$$\sigma_H = \frac{P}{\pi \cdot R^2} \cdot \left[\frac{3 \cdot Z \cdot X^2}{R^3} - \frac{R \cdot (1 - 2 \cdot \mu)}{R + Z} \right]$$

$$R = (X^2 + Y^2 + Z^2)^{0.5}$$

Para determinar el empuje lateral de la carga puntual se crea un resumen con todos los puntos del muro (A, B, C y D) y se halla la resultante y su posición.

Tabla 6: Presión lateral de la carga puntual (AASHTO - camión)

Eje	01		02		03	Presión Total	Posición	Resultante/ m
Peso	14800 kg		14800 kg		3600 kg			
Dist. Ejes	4.60 m		4.60 m					
Muro	A	B	C	D	E			
Z/Y	-2	-1	0	1	2			
0.00	-191	-241	-296	-222	-145	-927	0	-232
0.28	32	337	938	340	24	1643	127	411
0.56	229	770	1705	756	172	3432	530	858
0.83	383	998	1923	971	286	4226	978	1057
1.11	487	1055	1792	1017	360	4288	1323	1072
1.39	544	1009	1531	962	398	3973	1533	993
1.67	562	915	1262	862	408	3524	1632	881
1.94	554	808	1031	752	398	3066	1656	766
2.22	527	704	844	647	376	2646	1633	661
2.50	489	610	696	554	347	2278	1582	569
2.78	447	528	578	474	315	1960	1513	490
3.06	403	456	484	406	283	1689	1433	422
3.33	360	394	409	348	252	1456	1348	364

3.61	319	341	347	298	223	1258	1262	314
3.89	282	296	296	257	197	1088	1175	272
4.17	248	256	253	222	174	942	1091	236
4.44	218	223	218	192	153	818	1010	204
4.72	192	194	188	166	135	711	933	178
5.00	168	169	163	145	119	619	860	155
						10790	3.00	2698

Fuente: Elaboración propia.

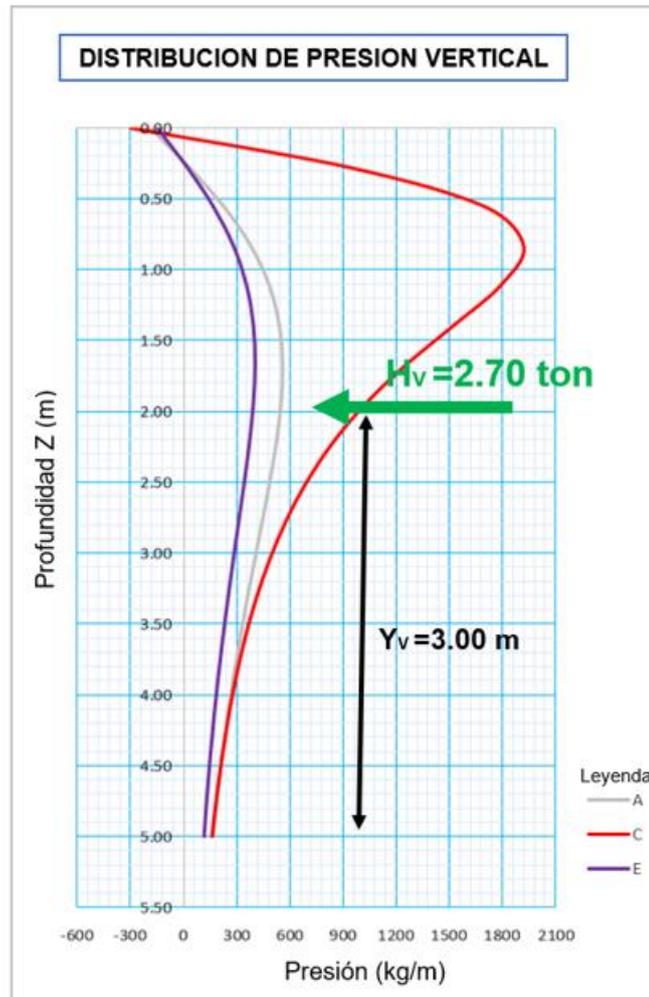


Figura 25: Distribución de la presión vertical de la carga puntual (AASHTO - camión).

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 24 se puede observar a través de la presión vertical, la resultante y su posición de la resultante con respecto a la altura de la pantalla de muro, para cual se sumará la altura de la base del muro.

La presión lateral de la carga puntual (diseño de camión) (H_p) es:

$$H_p = 2.698 \text{ ton}$$

La posición del empuje lateral de la carga puntual (diseño de camión) (Y_p) es:

$$Y_p = 3.0 + 0.65 = 3.650 \text{ m}$$

El peso que genera la carga puntual (diseño de camión) (P) es:

Dónde (h_0) es 0.63 ver tabla 1.

$$P = \gamma_r * B_r * h_0 * L$$

$$P = 2.283 * 2.3 * 0.63 * 1 = 3.308 \text{ ton}$$

- **Diseño de tándem.**

La posición del camión con respecto al muro será lo más real posible, considerando todas las medidas respectivas como se muestra en la figura 25.

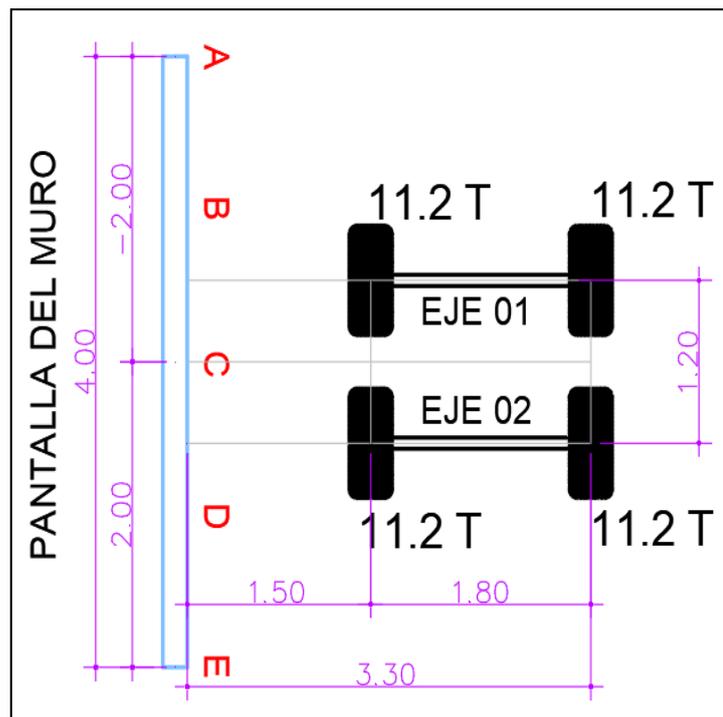


Figura 26: Posición del tándem con respecto a la pantalla del muro

Fuente: Elaboración propia.

Datos de entrada:

$\mu = 0.45$ coeficiente de poisson (ver tabla 2)

H = 5 m. altura de la pantalla del muro.

P = peso del vehículo por ejes

X = posición de los ejes horizontales con respecto a la pantalla del muro

como se muestra en la figura 25.

X1 = 1.5 m.

X2 = 3.3 m.

La presión lateral se procesará primeramente por cada punto del muro divididas a un metro cada punto con respecto al eje central del vehículo como se muestra en la figura 25 (punto A, B, C y D), Usando las fórmulas (03) y (04).

$$\sigma_H = \frac{P}{\pi \cdot R^2} \cdot \left[\frac{3 \cdot Z \cdot X^2}{R^3} - \frac{R \cdot (1 - 2 \cdot \mu)}{R + Z} \right]$$

$$R = (X^2 + Y^2 + Z^2)^{0.5}$$

Para determinar el empuje lateral de la carga puntual se crea un resumen con todos los puntos del muro (A, B, C y D) y se halla la resultante y su posición.

Tabla 7: Presión lateral de la carga puntual (AASHTO - tándem)

Eje	01		00		03	Presión Total	Posición	Resultante/m
Peso	11200 kg		0 kg		11200 kg			
Dist. Ejes	0.60 m		0.60 m					
Muro	A	B	C	D	E			
Z/Y	-2	-1	0	1	2			
0.00	-172	-281	-337	-281	-172	-1070	0	-268
0.28	127	697	994	697	127	2516	194	629
0.56	373	1360	1885	1360	373	4978	768	1244
0.83	536	1627	2218	1627	536	6008	1391	1502
1.11	619	1610	2153	1610	619	5992	1849	1498
1.39	639	1456	1902	1456	639	5452	2104	1363
1.67	618	1261	1605	1261	618	4745	2197	1186
1.94	576	1071	1329	1071	576	4046	2185	1012
2.22	523	902	1094	902	523	3421	2112	855

2.50	468	758	900	758	468	2885	2003	721
2.78	414	637	743	637	414	2432	1877	608
3.06	364	536	616	536	364	2053	1742	513
3.33	318	452	512	452	318	1735	1606	434
3.61	277	382	428	382	277	1469	1474	367
3.89	241	323	359	323	241	1246	1346	312
4.17	209	274	302	274	209	1060	1227	265
4.44	182	233	255	233	182	903	1115	226
4.72	158	199	216	199	158	771	1012	193
5.00	137	170	183	170	137	661	918	165
						14308	3.10	3577

Fuente: Elaboración propia.

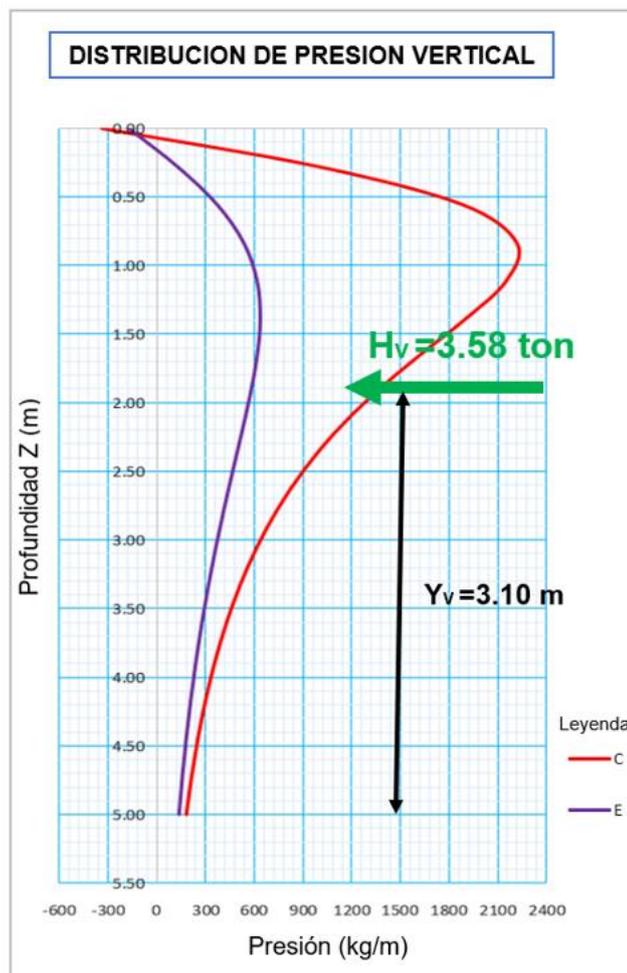


Figura 27: Distribución de la presión vertical de la carga puntual (AASHTO - tándem).

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 26 se puede observar a través de la presión vertical, la resultante y su posición de la resultante con respecto a la altura de la pantalla de muro, para cual se sumará la altura de la base del muro.

La presión lateral de la carga puntual (diseño de tándem) (H_p) es:

$$H_p = 3.577 \text{ ton}$$

La posición del empuje lateral de la carga puntual (diseño de tándem) (Y_p) es:

$$Y_p = 3.10 + 0.65 = 3.750 \text{ m}$$

El peso que genera la carga puntual (diseño de tándem) (P) es:

Dónde (h_0) es 0.63 ver tabla 1.

$$P = \gamma_r * B_r * h_0 * L$$

$$P = 2.283 * 2.3 * 0.63 * 1 = 3.308 \text{ ton}$$

B. Método de BOUSSINESQN (AGIES NRS-5).

• Diseño de camión.

Este procedimiento es similar al método AASHTO calculado en el ítem (A).

Datos de entrada:

$\mu = 0.45$ coeficiente de poisson (ver tabla 2)

$H = 5$ m. altura de la pantalla del muro.

P = peso del vehículo por ejes

X = posición de los ejes horizontales con respecto a la pantalla del muro

como se muestra en la figura 25.

$X_1 = 1.5$ m.

$X_2 = 3.3$ m.

La presión lateral se procesará primeramente por cada punto del muro divididas a un metro cada punto con respecto al eje central del vehículo como se muestra en la figura 25 (punto A, B, C y D), Usando las fórmulas (05) y (06).

Para $m \leq 0.4$

$$Q_H = \left(\frac{Q_P}{H^2}\right) \frac{0.28n^2}{(0.16 + n^2)^3}$$

Para $m > 0.4$

$$Q_H = \left(\frac{Q_P}{H^2}\right) \frac{1.77n^2}{(m^2 + n^2)^3}$$

Para determinar el empuje lateral de la carga puntual se crea un resumen con todos los puntos del muro (A, B, C y D) y se halla la resultante y su posición.

Tabla 8: Presión lateral de la carga puntual (AGIES NRS-5 - camión)

Eje	01		02		03	Presión Total	Posición	Resultante/m
Peso	14800 kg		14800 kg		3600 kg			
Dist. Ejes	4.60 m		4.60 m					
Muro	A	B	C	D	E			
Z	-2	-1	0	1	2			
0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
0.28	73	106	145	99	54	413	32	103
0.56	255	369	500	342	187	1431	221	358
0.83	467	665	894	616	343	2580	597	645
1.11	643	898	1191	829	472	3476	1073	869
1.39	753	1030	1345	948	553	3976	1534	994
1.67	799	1070	1373	982	588	4119	1907	1030
1.94	798	1045	1317	956	587	4011	2166	1003
2.22	764	980	1215	895	563	3754	2317	938
2.50	712	896	1093	816	525	3424	2378	856
2.78	651	806	968	731	480	3070	2369	768
3.06	586	715	849	648	432	2722	2310	681
3.33	523	630	740	570	386	2395	2217	599
3.61	463	553	642	499	342	2096	2103	524
3.89	408	483	556	436	301	1829	1976	457
4.17	359	421	482	379	265	1594	1845	398
4.44	315	367	417	330	232	1388	1713	347

4.72	276	320	361	288	204	1209	1585	302
5.00	242	279	314	251	178	1054	1463	263
						12226	2.56	3057

Fuente: Elaboración propia.

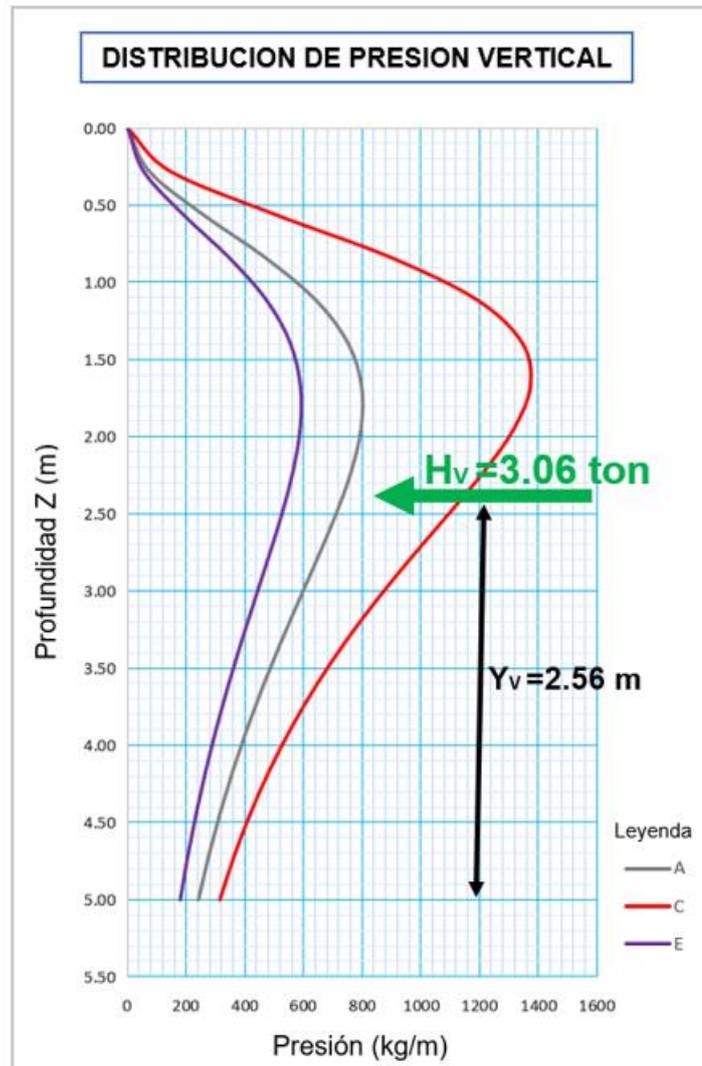


Figura 28: Distribución de la presión vertical de la carga puntual (AGIES NRS-5 - camión).

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 27 se puede observar a través de la presión vertical, la resultante y su posición de la resultante con respecto a la altura de la pantalla de muro, para cual se sumará la altura de la base del muro.

La presión lateral de la carga puntual (diseño de tándem) (H_p) es:

$$H_p = 3.057 \text{ ton}$$

La posición del empuje lateral de la carga puntual (diseño de tándem) (Y_p) es:

$$Y_p = 2.56 + 0.65 = 3.210 \text{ m}$$

El peso que genera la carga puntual (diseño de camión) (P) es:

Donde (h_0) es 0.63 ver tabla 1.

$$P = \gamma_r * B_r * h_0 * L$$

$$P = 2.283 * 2.3 * 0.63 * 1 = 3.308 \text{ ton}$$

- **Diseño de tándem.**

Este procedimiento es similar al método AASHTO calculado en el ítem (B).

Datos de entrada:

$\mu = 0.45$ coeficiente de poisson (ver tabla 2)

$H = 5 \text{ m.}$ altura de la pantalla del muro.

$P =$ peso del vehículo por ejes

$X =$ posición de los ejes horizontales con respecto a la pantalla del muro

como se muestra en la figura 25.

$$X_1 = 1.5 \text{ m.}$$

$$X_2 = 3.3 \text{ m.}$$

La presión lateral se procesará primeramente por cada punto del muro divididas a un metro cada punto con respecto al eje central del vehículo como se muestra en la figura 25 (punto A, B, C y D), Usando las fórmulas (05) y (06).

Para $m \leq 0.4$

$$Q_H = \left(\frac{Q_P}{H^2} \right) \frac{0.28n^2}{(0.16 + n^2)^3}$$

Para $m > 0.4$

$$Q_H = \left(\frac{Q_P}{H^2}\right) \frac{1.77n^2}{(m^2 + n^2)^3}$$

Para determinar el empuje lateral de la carga puntual se crea un resumen con todos los puntos del muro (A, B, C y D) y se halla la resultante y su posición.

Tabla 9: Presión lateral de la carga puntual (AGIES NRS-5 - tándem)

Eje	01		00		02	Presión Total	Posición	Resultante/m
Peso	11200 kg		0 kg		11200 kg			
Dist. Ejes	0.60 m		0.60 m					
Muro	A	B	C	D	E			
Z	-2	-1	0	1	2			
0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
0.28	73	139	173	139	73	524	40	131
0.56	254	479	596	479	254	1808	279	452
0.83	461	857	1064	857	461	3239	750	810
1.11	626	1145	1414	1145	626	4329	1336	1082
1.39	724	1295	1592	1295	724	4906	1893	1227
1.67	758	1326	1619	1326	758	5031	2329	1258
1.94	747	1276	1548	1276	747	4847	2618	1212
2.22	707	1181	1422	1181	707	4490	2772	1122
2.50	651	1065	1275	1065	651	4056	2817	1014
2.78	589	946	1125	946	589	3605	2782	901
3.06	526	831	984	831	526	3172	2692	793
3.33	466	725	855	725	466	2771	2566	693
3.61	410	631	740	631	410	2412	2419	603
3.89	360	547	640	547	360	2094	2262	523
4.17	315	474	553	474	315	1816	2102	454
4.44	275	411	478	411	275	1575	1945	394
4.72	240	357	414	357	240	1367	1794	342
5.00	210	310	359	310	210	1189	1651	297
						14621	2.60	3655

Fuente: Elaboración propia.

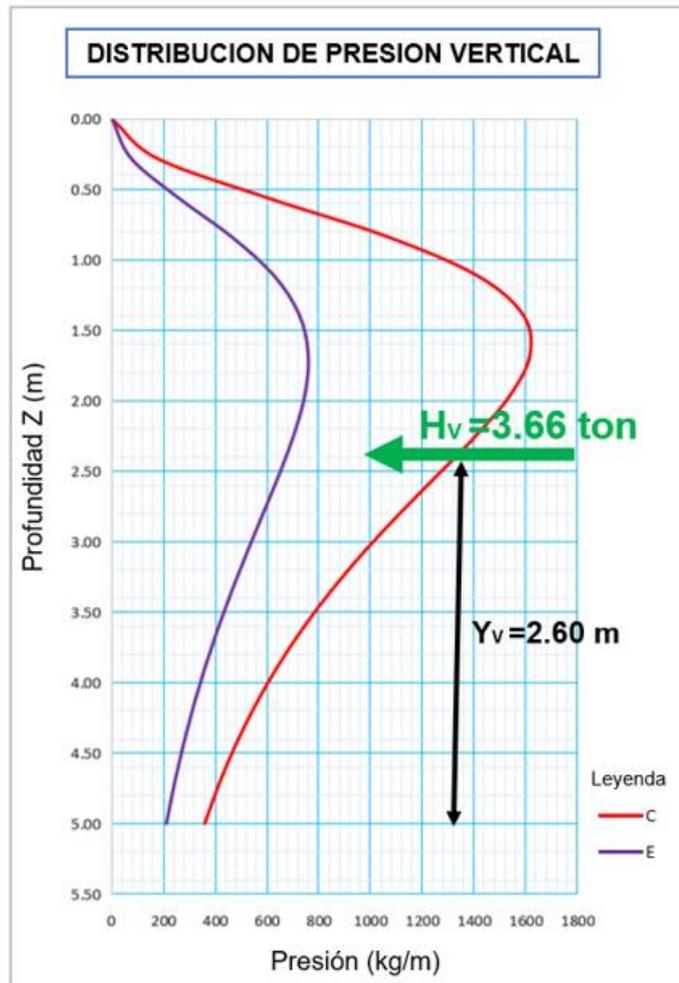


Figura 29: Distribución de la presión vertical de la carga puntual (AGIES NRS-5 – tándem).

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 28 se puede observar a través de la presión vertical, la resultante y su posición de la resultante con respecto a la altura de la pantalla de muro, para cual se sumará la altura de la base del muro.

La presión lateral de la carga puntual (diseño de tándem) (H_p) es:

$$H_p = 3.655 \text{ ton}$$

La posición del empuje lateral de la carga puntual (diseño de tándem) (Y_p) es:

$$Y_p = 2.60 + 0.65 = 3.250 \text{ m}$$

El peso que genera la carga puntual (diseño de tándem) (P) es:

Dónde (h_0) es 0.63 ver tabla 1.

$$P = \gamma_r * B_r * h_0 * L$$

$$P = 2.283 * 2.3 * 0.63 * 1 = 3.308 \text{ ton}$$

C. Resumen de cargas puntuales.

Tabla 10: *Resumen de empuje lateral (cargas puntuales)*

EMPUJE LATERAL				
MÉTODOS	ASSHTO LRFD		AGIES NRS-5	
	Resultante (ton)	Posición (m)	Resultante (ton)	Posición (m)
D. de Camión	2.698	3.650	3.057	2.210
D. de Tándem	3.577	3.750	3.655	2.250

Fuente: Elaboración propia.

Si se multiplica la resultante y la posición, estaríamos hallando el momento de volteo provocada por la carga vehicular, de acuerdo a este concepto el valor que predomina es el Método AAHTO LRFD con Diseño de Tándem.

$$H_P = 3.577 \text{ ton}$$

$$Y_P = 3.750 \text{ m}$$

$$P = 3.308 \text{ ton}$$

4.1.2.3. Carga de franja.

El empuje lateral de la carga de franja se procesará en hojas Excel, para lo cual usaremos las ecuaciones (07) y (08).

$$\sigma_h = \frac{2 \cdot P}{\pi} \cdot [\beta_R - \sin(\beta) \cdot \cos(2 \cdot \alpha)]$$

$$\beta_R = \beta \cdot \left(\frac{\pi}{180} \right)$$

Datos de entrada:

$$P = 14500 \text{ kg}$$

$$L1 = 1.5 \text{ m.}$$

$$H = 5 \text{ m.}$$

$$L0 = 3.3 \text{ m.}$$

$$a = 1.8 \text{ m.}$$

Tabla 11: *Presión lateral de la carga de franja*

	Z	Alfa	Beta	Presión	Resultante	Presión
0	0.00	0.00	0.00	0	0	0
1	0.28	1.46	0.10	1805	139	451
2	0.56	1.34	0.19	3284	507	821
3	0.83	1.24	0.26	4258	986	1065
4	1.11	1.14	0.31	4725	1458	1181
5	1.39	1.05	0.35	4789	1848	1197
6	1.67	0.96	0.37	4585	2123	1146
7	1.94	0.89	0.38	4232	2286	1058
8	2.22	0.82	0.38	3814	2354	954
9	2.50	0.76	0.38	3386	2352	847
10	2.78	0.71	0.38	2979	2298	745
11	3.06	0.67	0.37	2607	2212	652
12	3.33	0.62	0.36	2276	2107	569
13	3.61	0.59	0.35	1986	1992	496
14	3.89	0.55	0.34	1734	1874	434
15	4.17	0.52	0.32	1518	1757	379
16	4.44	0.50	0.31	1331	1643	333
17	4.72	0.47	0.30	1171	1536	293
18	5.00	0.45	0.29	1033	1435	258
				14165.4	2.82	3541

Fuente: Elaboración propia.

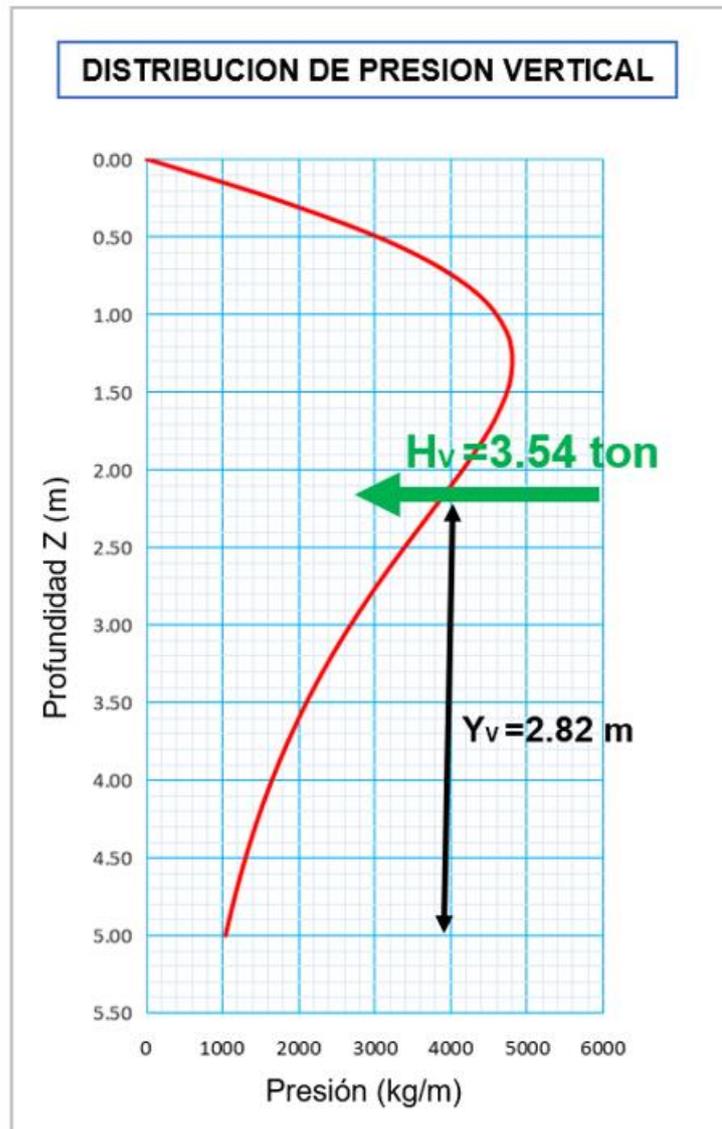


Figura 30: Distribución de la presión vertical de la carga de franja.

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 29 se puede observar a través de la presión vertical, la resultante y su posición de la resultante con respecto a la altura de la pantalla de muro, para cual se sumará la altura de la base del muro.

La presión lateral de la carga de franja (H_F) es:

$$H_F = 3.541 \text{ ton}$$

La posición del empuje lateral de la carga de franja (Y_F) es:

$$Y_F = 2.82 + 0.65 = 3.470 \text{ m}$$

El peso que genera la carga puntual (diseño de tándem) (P) es:

Dónde (h_0) es 0.63 ver tabla 1.

$$P = \gamma_r * B_r * h_0 * L$$

$$P = 2.283 * 2.3 * 0.63 * 1 = 3.308 \text{ ton}$$

4.1.2.4. Resumen del empuje lateral de las cargas vehiculares.

Tabla 12: Resumen del empuje lateral de las cargas vehiculares.

EMPUJE LATERAL DE LAS CARGAS VEHICULARES		
Carga Vehicular	Resultante	Posición
	(ton)	(m)
Sobrecarga Distribuida	3.529	2.825
Carga Puntual	3.577	3.750
Carga de Franja	3.541	3.470

Fuente: Elaboración propia.

4.1.3. Verificación de la estabilidad externa.

La verificación de la estabilidad externa se hará con las tres cargas (sobrecarga distribuida, carga puntual y la carga de franja), para comprobar cuál de las cargas afecta más a la estabilidad externa del muro.

4.1.3.1. Sobrecarga distribuida (AASHTO Art. 3.11.6.4).

A. Revisión por volcamiento.

Primeramente, obtenemos los brazos que son las distancias del centro de gravedad de cada sección de muro (ver figura 10), con respecto al punto (A), que es donde ocurre el momento de volteo.

Calculando:

$$X_1 = \frac{B}{2} = 1.825 \text{ m}$$

$$X_5 = B - B_r - \left(\frac{t_2 - t_1}{3} \right) = 1.183 \text{ m}$$

$$X_2 = B_2 + \left(\frac{t_1}{2}\right) = 0.750 \text{ m} \qquad X_6 = B - \left(\frac{B_1 - t_1}{2}\right) = 2.250 \text{ m}$$

$$X_3 = B_2 + t_1 + \left(\frac{t_2 - t_1}{3}\right) = 1.017 \text{ m} \qquad X_7 = \frac{B_2}{2} = 0.325 \text{ m}$$

$$X_4 = B - \frac{B_r}{2} = 2.50 \text{ m} \qquad X_p = B - \frac{(B_1 - t_1)}{2} = 2.250 \text{ m}$$

• **Momentos resistentes.**

Para los momentos resistentes usamos la tabla 3, en donde se calcula el volumen de cada sección del muro considerando que (L) es la longitud del muro en estudio que es igual 1 metro.

Para determinar el peso, multiplicamos el volumen por el peso específico de cada sección, y finalmente el momento será el peso por el brazo.

Tabla 13: *Momentos resistentes de la sobrecarga distribuida*

Sección nº	Volumen (m3)	Peso (T)	Brazo (m)	Momento (T.m)
1	V ₁ = 2.373	W ₁ = 5.694	X ₁ = 1.825	M ₁ = 10.392
2	V ₂ = 1.000	W ₂ = 2.400	X ₂ = 0.750	M ₂ = 1.800
3	V ₃ = 1.250	W ₃ = 3.000	X ₃ = 1.017	M ₃ = 3.050
4	V ₄ = 12.19	W ₄ = 26.818	X ₄ = 2.500	M ₄ = 67.045
5	V ₅ = 1.250	W ₅ = 2.75	X ₅ = 1.183	M ₅ = 3.254
6	V ₆ = 0.560	W ₆ = 1.232	X ₆ = 2.250	M ₆ = 2.772
7	V ₇ = 0.618	W ₇ = 1.359	X ₇ = 0.325	M ₇ = -0.442
S/C	V _{sc} = 2.520	W _{sc} = 4.726	X _{sc} = 2.825	M _{sc} = 13.351
ΣV= 47.979 T			ΣMR= 101.222T.m	

Fuente: Elaboración propia.

• **Momentos de volteo (momento actuante).**

Para determinar el momento de volteo usamos la tabla 4, determinando el empuje lateral que ejerce la losa, el relleno (activo y pasivo), el vehículo como se

muestra en la figura 11. Luego se multiplica el empuje lateral con el brazo respecto al punto (A) (ver figura 10), para obtener el momento de volteo

Calculando:

Coefficiente lateral de empuje activo

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{32.28}{2} \right) = 0,304$$

Coefficiente lateral de empuje pasivo

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{32.28}{2} \right) = 3,292$$

Tabla 14: *Momento actuante de la sobrecarga distribuida.*

Presión	Fuerza (T)	Brazo (m)	Momento (T.m)
Losa	F _L = 0.450	Y _L = 2.825	M _L = 1.271
Relleno(a)	F _a = 11.078	Y _a = 1.883	M _a = 20.86
Relleno(p)	F _p = 6.783	Y _p = 0.317	M _p = -2.150
Vehículo (s/c)	F _{sc} = 3.529	Y _{sc} = 2.825	M _{sc} = 9.969
	∑F= 21.840		∑M_v= 29.950

Fuente: Elaboración propia.

- **Factor de seguridad al volteo.**

Finalmente se determina el factor de volteo con la ecuación (11), dividiendo la sumatoria de momento resistente entre la sumatoria del momento del volteo.

$$FSV = 3.380 > 1.75 \quad \text{¡ok!}$$

B. Revisión por deslizamiento.

- **Factor de seguridad al deslizamiento.**

Dónde:

El coeficiente de fricción para deslizamiento $f = 0.60$, para un estrato de grava arcilloso denso ver tabla 5, para determinar el factor de seguridad al deslizamiento usamos la ecuación (12).

$$FSD = 1.318 > 1.5 \quad \text{¡No cumple!}$$

La fuerza de seguridad por deslizamiento es menor a 1.5, esto quiere decir que se tendrá que rediseñar para que cumpla con el factor requerido.

C. Revisión por falla del terreno.

- **Revisión de las presiones.**

Posición de la resultante

$$X = 1.485 \text{ m.}$$

La excentricidad

$$e = 0.340 \text{ m.} < B/6 = 0.608 \quad \text{¡ok!}$$

Presión máxima

$$q_{\max} = 2.048 \text{ Kg/cm}^2.$$

Presión mínima

$$q_{\min} = 0.581 \text{ Kg/cm}^2.$$

- **Factor de seguridad contra la falla del terreno.**

Finalmente se tiene el factor de seguridad contra la falla del terreno donde la capacidad última del terreno es:

$$q_u = 6.70 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$FST = 3.271 > 3 \quad \text{¡ok!}$$

D. Resumen sobrecarga distribuida.

Tabla 15: Resumen de estabilidad externa de la sobrecarga distribuida

ESTABILIDAD EXTERNA				
Sobrecarga Distribuida				
	Resultado		Indicador	Cumple SI/NO
FSV	3.380	>	2	SI

FSD	1.318	>	1.5	NO
FST	3.271	>	3	SI

Fuente: Elaboración propia.

4.1.3.2. Carga puntual.

Para determinar la estabilidad externa de la carga puntual se sigue los mismos pasos que lo calculado para la sobrecarga en el ítem 4.1.3.1, con el solo cambio del peso, la resultante y su posición de la carga puntual determinados en el ítem 4.1.2.2.

A. Revisión por volcamiento.

- **Momentos resistentes.**

Tabla 16: *Momento actuante de la carga puntual*

Sección nº	Volumen (m ³)	Peso (T)	Brazo (m)	Momento (T.m)
1	V ₁ = 2.373	W ₁ = 5.694	X ₁ = 1.825	M ₁ = 10.392
2	V ₂ = 1	W ₂ = 2.4	X ₂ = 0.75	M ₂ = 1.8
3	V ₃ = 1.25	W ₃ = 3	X ₃ = 1.017	M ₃ = 3.05
4	V ₄ = 12.19	W ₄ = 26.818	X ₄ = 2.5	M ₄ = 67.045
5	V ₅ = 1.25	W ₅ = 2.75	X ₅ = 1.183	M ₅ = 3.254
6	V ₆ = 0.56	W ₆ = 1.232	X ₆ = 2.25	M ₆ = 2.772
7	V ₇ = 0.618	W ₇ = 1.359	X ₇ = 0.325	M ₇ = -0.442
C.P		W _{cp} = 3.308	X _{cp} = 2.825	M _{cp} = 9.345
∑V= 46.561 T			∑M_R= 97.216 T.m	

Fuente: Elaboración propia.

- **Momentos de volteo (momento actuante).**

Tabla 17: *Momento de volteo de la carga puntual.*

Presión	Fuerza (T)	Brazo (m)	Momento (T.m)
Losa	FL = 0.450	YL = 2.825	ML = 1.271

Relleno(a)	F _a = 11.078	Y _a = 1.883	M _a = 20.860
Relleno(p)	F _p = 6.783	Y _p = 0.317	M _p = -2.150
Vehículo (c.p.)	F _{cp} = 3.577	Y _{cp} = 3.750	M _{cp} = 13.414
	∑F= 21.888		∑M_v= 33.395

Fuente: Elaboración propia.

- **Factor de seguridad al volteo.**

$$FSV = 2.911 > 1.75 \text{ ¡ok!}$$

B. Revisión por deslizamiento.

- **Factor de seguridad al deslizamiento.**

Donde:

El coeficiente de fricción para deslizamiento $f = 0.60$, para un estrato de grava arcilloso denso ver tabla 5, para determinar el factor de seguridad al deslizamiento usamos la ecuación (12).

$$FSD = 1.276 > 1.5 \text{ ¡No cumple!}$$

C. Revisión por falla del terreno.

- **Revisión de las presiones.**

Posición de la resultante

$$X = 1.371 \text{ m.}$$

La excentricidad

$$e = 0.454 \text{ m.} < B/6 = 0.608 \text{ ¡ok!}$$

Presión máxima

$$q_{\max} = 2.228 \text{ Kg/cm}^2.$$

Presión mínima

$$q_{\min} = 0.323 \text{ Kg/cm}^2.$$

- **Factor de seguridad contra la falla del terreno.**

Finalmente se tiene el factor de seguridad contra la falla del terreno donde la capacidad última del terreno es:

$$q_u = 6.70 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\text{FST} = 3.007 > 3 \text{ ¡ok!}$$

D. Resumen carga puntual.

Tabla 18: *Resumen de estabilidad externa de la carga puntual*

ESTABILIDAD EXTERNA				
Carga Puntual				
	Resultado		Indicador	Cumple SI/NO
FSV	2.911	>	2	SI
FSD	1.276	>	1.5	NO
FST	3.007	>	3	SI

Fuente: Elaboración propia.

4.1.3.3. Carga de franja.

Para determinar la estabilidad externa de la carga de franja se sigue los mismos pasos que lo calculado para la sobrecarga en el ítem 4.1.3.1, con el solo cambio del peso, la resultante y su posición de la carga de franja determinados en el ítem 4.1.2.3.

A. Revisión por volcamiento.

- **Momentos resistentes.**

Tabla 19: *Momentos resistentes de la carga de franja*

Sección nº	Volumen (m3)	Peso (T)	Brazo (m)	Momento (T.m)
1	$V_1 = 2.373$	$W_1 = 5.694$	$X_1 = 1.825$	$M_1 = 10.392$
2	$V_2 = 1.000$	$W_2 = 2.400$	$X_2 = 0.750$	$M_2 = 1.800$
3	$V_3 = 1.250$	$W_3 = 3.000$	$X_3 = 1.017$	$M_3 = 3.050$

4	V ₄ = 12.19	W ₄ = 26.818	X ₄ = 2.500	M ₄ = 67.045
5	V ₅ = 1.250	W ₅ = 2.750	X ₅ = 1.183	M ₅ = 3.254
6	V ₆ = 0.560	W ₆ = 1.232	X ₆ = 2.250	M ₆ = 2.772
7	V ₇ = 0.618	W ₇ = 1.359	X ₇ = 0.325	M ₇ = -0.442
C.F		W _{cf} = 3.308	X _{cf} = 2.825	M _{cf} = 9.345
∑V= 46.561 T				∑M_R= 97.216 T.m

Fuente: Elaboración propia.

• **Momentos de volteo (actuante).**

Tabla 20: *Momento de volteo de la carga de franja.*

Presión	Fuerza (T)	Brazo (m)	Momento (T.m)
Losa	F _L = 0.450	Y _L = 2.825	M _L = 1.271
Relleno(a)	F _a = 11.078	Y _a = 1.883	M _a = 20.860
Relleno(p)	F _p = 6.783	Y _p = 0.317	M _p = -2.150
Vehículo (c.f.)	F _{cf} = 3.541	Y _{cf} = 3.470	M _{cf} = 12.287
	∑F= 21.852		∑M_v= 32.268

Fuente: Elaboración propia.

• **Factor de seguridad al volteo.**

$$FSV = 3.013 > 1.75 \quad \text{¡ok!}$$

B. Revisión por deslizamiento.

• **Factor de seguridad al deslizamiento.**

Dónde:

El coeficiente de fricción para deslizamiento $f = 0.60$, para un estrato de grava arcilloso denso ver tabla 5, para determinar el factor de seguridad al deslizamiento usamos la ecuación (12).

$$FSD = 1.278 > 1.5 \quad \text{¡No cumple!}$$

C. Revisión por falla del terreno.

- **Revisión de las presiones.**

Posición de la resultante

$$X = 1.395 \text{ m.}$$

La excentricidad

$$e = 0.430 \text{ m.} < B/6 = 0.608 \quad \text{¡ok!}$$

Presión máxima

$$q_{\max} = 2.178 \text{ Kg/cm}^2.$$

Presión mínima

$$q_{\min} = 0.374 \text{ Kg/cm}^2.$$

- **Factor de seguridad contra la falla del terreno.**

Finalmente se tiene el factor de seguridad contra la falla del terreno donde la capacidad última del terreno es:

$$q_u = 6.70 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\text{FST} = 3.077 > 3 \quad \text{¡ok!}$$

D. Resumen carga de franja.

Tabla 21: *Resumen de la estabilidad externa de la carga de franja.*

ESTABILIDAD EXTERNA				
Carga de Franja				
	Resultado		Indicador	Cumple SI/NO
FSV	3.013	>	2	SI
FSD	1.278	>	1.5	NO
FST	3.077	>	3	SI

Fuente: Elaboración propia.

4.1.4. Verificación de la estabilidad interna.

4.1.4.1. Diagrama Momento – Curvatura.

Los datos de entrada fueron tomados de campo y expediente técnico:

$$\begin{aligned}A_s &= 14 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} & d &= 0,65 \text{ m} \\A'_s &= 2,13 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} & d' &= 0,05 \text{ m} \\b &= 1,00 \text{ m} & E_s &= 2,1 \times 10^6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \\h &= 0,70 \text{ m} & f'_c &= 175 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \\ & & f_y &= 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}\end{aligned}$$

A continuación, determinamos los tres puntos más importantes del diagrama momento curvatura.

• Punto A: Inicio de agrietamiento.

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c} = 198431 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Relación de módulos:

$$h = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2,1 \times 10^6}{198431} = 10,58$$

Distancia al centro de gravedad:

$$\begin{aligned}A_g &= bh = (100)(70) = 7000 \text{ cm}^2 \\Y_0 &= \frac{(7000)(35) + (134,12)(65) + (20,41)(5)}{(7000) + (134,12) + (20,41)} = 35,48 \text{ cm}\end{aligned}$$

Momento de la inercia de la reacción:

$$I_g = 2995784 \text{ cm}^4$$

Módulo de rotura:

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} = 26,46 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Momento:

$$M_A = \frac{f_r \cdot I_g}{Y_t} = \frac{(26,46)(2995784)}{34,52} \times 10^{-5} = 22,96 \text{ T.m}$$

Curvatura ϕ_A :

$$\epsilon_t = \frac{f_r}{\epsilon_c} = \frac{26,46}{198431} = 1,33 \times 10^{-4}$$

$$\phi_A = \frac{\epsilon_t}{Y_t} = \frac{1,33 \times 10^{-4}}{34,52} = 3,85 \times 10^{-6} \frac{1}{\text{cm}} = 3,85 \times 10^{-4} \frac{1}{\text{m}}$$

• **Punto B: inicio de fluencia del acero.**

Posición del eje neutro (C).

$$\theta = \frac{b}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

$$P = hA_s + (n - 1)A'_s = (10,58)(14) + (20,41) = 168,53$$

$$q = -hA_s d - (n - 1)A'_s d' = -(10,58)(14)(65) - (20,41)(5) \\ = -9730$$

$$C = \frac{-168,53 + \sqrt{168,53^2 - (4)(50)(-9730)}}{(2)(50)} = 12,37 \text{ cm}$$

Curvatura ϕ_B :

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{\epsilon_s} = \frac{4200}{2,1 \times 10^6} = 0,002$$

$$\phi_B = \frac{\epsilon_y}{d - c} = \frac{0,002}{65 - 12,37} = 3,80 \times 10^{-5} \frac{1}{\text{cm}} = 3,80 \times 10^{-3} \frac{1}{\text{m}}$$

$$\epsilon_c = \phi_B C = (3,80 \times 10^{-5})(12,37) = 4,70 \times 10^{-4}$$

Verificando la compresión:

$$f_c = (198431)(4,70 \times 10^{-4}) = 93,26 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \leq 175 \text{ Kg/cm}^2$$

Cuando $f_c \leq f'_c$ usamos:

$$\epsilon'_s = \epsilon_c \left(\frac{C - d'}{C} \right) = (4,70 \times 10^{-4}) \left(\frac{12,37 - 5}{12,37} \right) = 2,80 \times 10^{-4}$$

$$f'_s = \epsilon'_s \epsilon_s = (2,80 \times 10^{-4})(2.10 \times 10^6) = 588,05 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$M_B = \left\{ \frac{1}{2} (93,26)(100)(12,37) \left(65 - \frac{12,37}{3} \right) + (2,13)(588,05)(65 - 5) \right\} \times 10^{-5}$$

$$M_B = 35,87 \text{ Tm}$$

• **Punto C: Inicio aplastamiento del concreto:**

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{(14)(4200)}{(0.85)(175)(100)} = 3,95 \text{ cm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{3,95}{0.85} = 4,65 \text{ cm}$$

Curvatura ϕ_c :

$$\phi_c = \frac{\epsilon_{cu}}{C} = \frac{0.004}{4,65} = 8,60 \times 10^{-4} \frac{1}{cm} = 8,60 \times 10^{-2} \frac{1}{m}$$

Momento:

$$M_C = (14)(4200) \left(65 - \frac{3,95}{2} \right) = 37,06 \text{ Tm}$$

• **Diagrama momento-curvatura:**

Tabla 22: *Diagrama momento - curvatura*

DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA		
Punto	Momento (T.m)	Curvatura (10 ⁻² x 1/m)
Inicio	0	0
A	22.960	0.0385
B	35.870	0.3800
C	37.060	8.6000

Fuente: Elaboración propia.

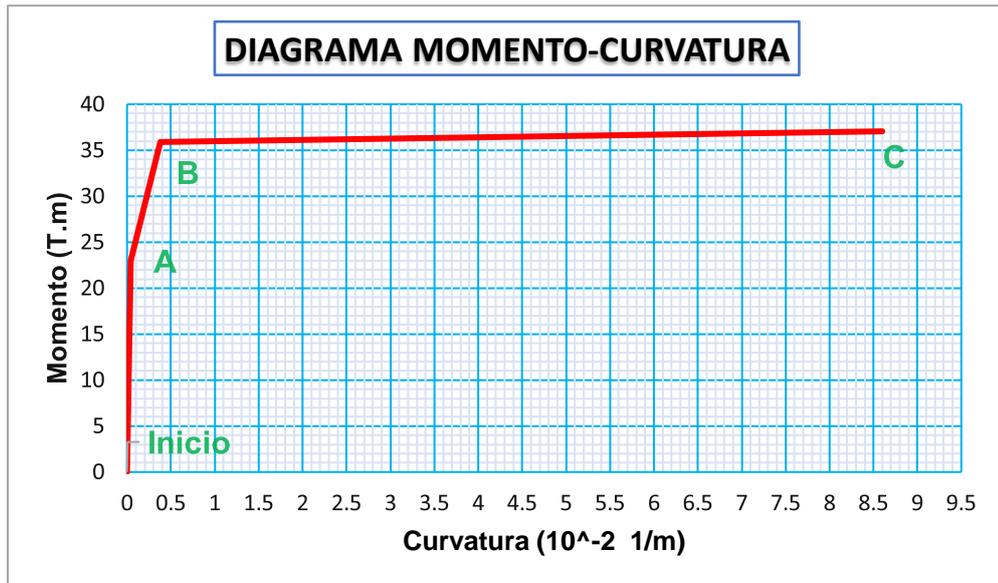


Figura 31: Diagrama Momento - Curvatura

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 30 podemos observar que en el punto (A) cuando el momento es 22.96 toneladas por metro en muro comienza a fisurarse, en el punto (B) cuando el momento es 35.87 toneladas por metro el acero del muro comienza a fluir, y el punto (C) cuando el momento sea de 37.06 toneladas por metro, el muro comienza a colapsar, este es el momento máximo o último que puede resistir el muro de contención.

Con estos datos se puede determinar el diagrama curva capacidad

4.1.4.2. Diagrama Curva Capacidad.

Del diagrama momento - curvatura extraemos los momentos alcanzados en los tres puntos para determinar el diagrama curva capacidad y observar el desplazamiento del muro.

- **Punto A: Inicio del fisuramiento del concreto:**

Dónde la carga es:

$$M_A = 22.96 \text{ T.m}$$

$$q_A = \frac{2M_A}{L^2} = \frac{2 \times 22.96}{1^2} = 45.92 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

Rigidez antes del fisuramiento:

$$EI_A = \frac{M_A}{\Phi_A} = \frac{22.96}{3.85 \times 10^{-4}} = 5.96 \times 10^4 \text{ T.m}^2$$

Donde el desplazamiento será:

$$\mu_A = \frac{q_A L^4}{8EI_A} = \frac{45.92 \times 1^4}{8 \times 5.96 \times 10^4} = 9.63 \times 10^{-5} \text{ m} = 0.01 \text{ cm}$$

• **Punto B: Inicio de la fluencia del acero:**

$$M_B = 35.87 \text{ T.m}$$

$$q_B = \frac{2M_B}{L^2} = \frac{2 \times 35.87}{1^2} = 71.74 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

Rigidez antes del fisuramiento:

$$EI_B = \frac{M_B - M_A}{\Phi_B - \Phi_A} = \frac{35.87 - 22.96}{3.80 \times 10^{-3} - 3.85 \times 10^{-4}} = 3780.38 \text{ T.m}^2$$

Donde el desplazamiento será:

$$\mu_B = \frac{q_B L^4}{8EI_B} = \frac{71.74 \times 1^4}{8 \times 3780.38} = 2.37 \times 10^{-3} \text{ m} = 0.237 \text{ cm}$$

• **Punto C: Aplastamiento del concreto:**

$$M_C = 37.06 \text{ T.m}$$

$$q_C = \frac{2M_C}{L^2} = \frac{2 \times 37.06}{1^2} = 74.12 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

Rigidez antes del fisuramiento:

$$EI_C = \frac{M_C - M_B}{\Phi_C - \Phi_B} = \frac{37.06 - 35.87}{8.60 \times 10^{-2} - 3.80 \times 10^{-3}} = 14.48 \text{ T.m}^2$$

Donde el desplazamiento será:

$$\mu_C = \frac{q_C L^4}{8EI_C} = \frac{74.12 \times 1^4}{8 \times 14.48} = 0.640 \text{ m} = 64 \text{ cm}$$

• **Diagrama curva capacidad:**

Tabla 23: *Diagrama curva capacidad.*

DIAGRAMA CURVA CAPACIDAD		
Punto	Momento (T.m)	Desplazamiento (cm)
Inicio	0	0
A	22.960	0.0100
B	35.870	0.2370
C	37.060	64.0000

Fuente: Elaboración propia.

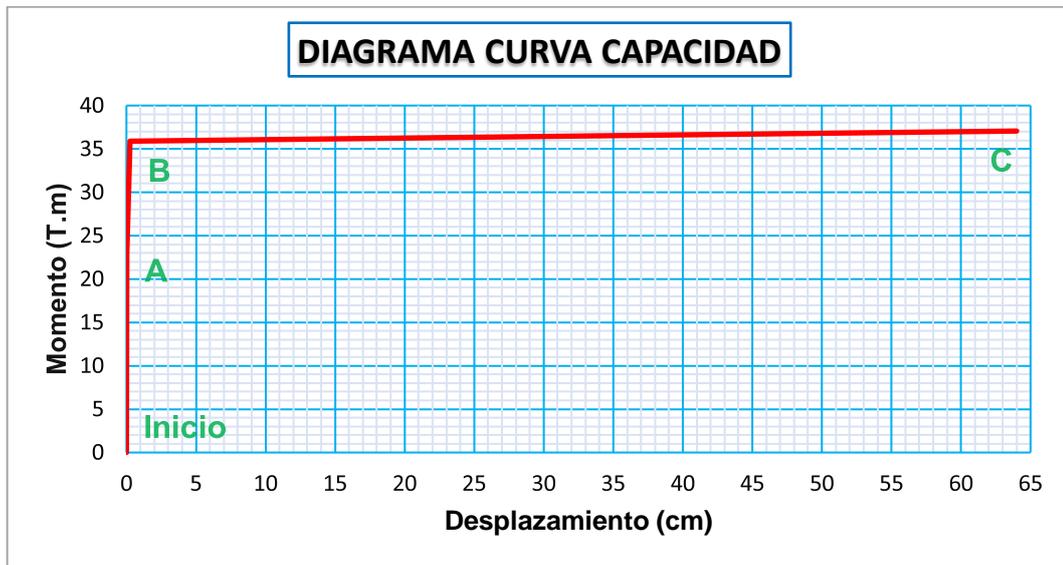


Figura 32: *Diagrama curva capacidad.*

Fuente: Elaboración propia.

4.1.4.3. Determinación de los momentos de volteo de las cargas vehiculares con respecto a la pantalla.

Para este punto se determinará el momento de volteo de las cargas vehiculares (carga puntual, y carga de franja) con respecto a la pantalla en el punto (B) como se observa en la figura 32, con la finalidad de observar si estas cargas están dentro del rango de la capacidad de resistencia del muro de contención, como se observa en figura 31 (diagrama curva capacidad).

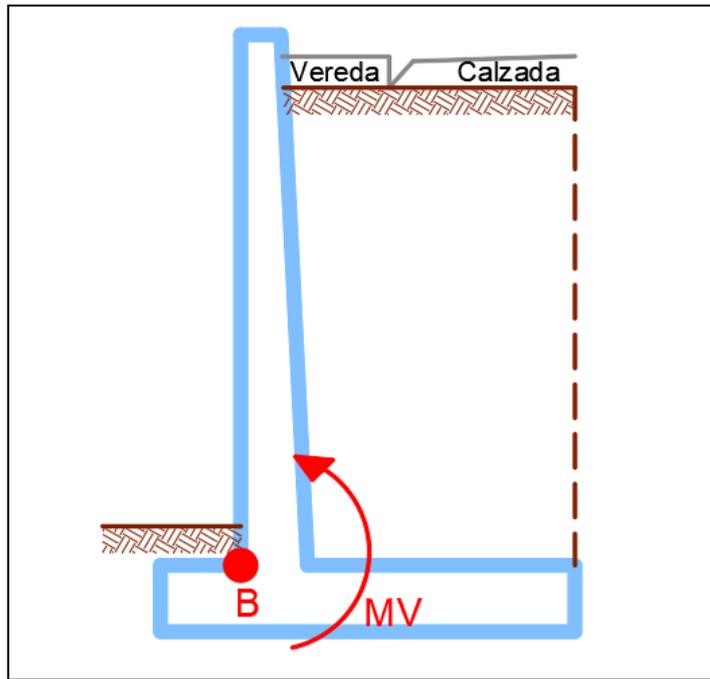


Figura 33: Momento de volteo de la pantalla

Fuente: Elaboración propia.

El momento de volteo es igual a la fuerza por el brazo medido hasta el punto (B)

Donde:

Para la Sobrecarga Distribuida

Momento de volteo de la losa

$$M_L = F_L \cdot Y_L = 0.450 \times 2.500 = 1.125 \text{ ton/m.}$$

Momento del relleno activo

$$M_a = F_a \cdot Y_a = 11.078 \times 1.667 = 18.46 \text{ ton/m.}$$

Momento de la carga vehicular

$$M_{sc} = F_{sc} \cdot Y_{sc} = 3.529 \times 2.500 = 8.823 \text{ ton/m.}$$

Momento total = 28.408 ton/m.

Para la carga puntual

Momento de volteo de la losa

$$M_L = F_L \cdot Y_L = 0.450 \times 2.500 = 1.125 \text{ ton/m.}$$

Momento del relleno activo

$$M_a = F_a \cdot Y_a = 11.078 \times 1.667 = 18.46 \text{ ton/m.}$$

Momento del relleno activo

$$M_{cp} = F_{cp} \cdot Y_{cp} = 3.577 \times 3.100 = 11.089 \text{ ton/m.}$$

Momento total = 30.674 ton/m.

Para la carga de franja.

Momento de volteo de la losa

$$M_L = F_L \cdot Y_L = 0.450 \times 2.500 = 1.125 \text{ ton/m.}$$

Momento del relleno activo

$$M_a = F_a \cdot Y_a = 11.078 \times 1.667 = 18.46 \text{ ton/m.}$$

Momento del relleno activo

$$M_{cf} = F_{cf} \cdot Y_{cf} = 3.541 \times 2.820 = 9.986 \text{ ton/m.}$$

Momento total = 29.571 ton/m.

Tabla 24: *Momento de volteo de la pantalla.*

MOMENTO DE VOLTEO DE LA PANTALLA	
Carga Vehicular	Momento (ton/m)
Sobrecarga Distribuida	28.408
Carga Puntual	30.674
Carga de Franja	29.571

Fuente: Elaboración propia

4.1.4.4. Diseño de la pantalla

Para el cálculo del acero en el muro de contención usamos los momentos provocados por las cargas vehiculares como se muestra en la tabla 24.

Hallamos el área de acero con la siguiente formula.

$$A_s = \frac{M_u}{0.9f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

Dónde:

M_u = es el momento de volteo provocada por las cargas vehiculares.

0.9 = coeficiente de resistencia.

f_y =

d = peralte efectivo a tensión

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

• Acero por la Sobrecarga Distribuida.

Asumimos el valor de (a) con la siguiente expresión $a = d/5$

$$a = \frac{65}{5} = 13$$

Calculamos el área de acero.

$$A_s = \frac{28.408 * 10^5}{0.9 * 4200 \left(65 - \frac{13}{2}\right)} = 11.562 \text{ cm}^2$$

Recalculamos (a).

$$a = \frac{11.562 * 4200}{0.85 * 175 * 100} = 3.265$$

Finalmente hallamos el área de acero.

$$A_s = \frac{28.408 * 10^5}{0.9 * 4200 \left(65 - \frac{3.265}{2}\right)} = 11.860 \text{ cm}^2$$

Refuerzo en la pantalla.

Escogemos aceros de $\emptyset \frac{1}{2}$

$$s = \frac{b * A_{\emptyset}}{A_s} = \frac{100 * 1.27}{11.860} 10.708 \approx 11 \text{ cm}$$

Hallando el número de aceros.

$$\# \emptyset = \frac{b}{s} = \frac{100}{11} = 9.09 \approx 9 \text{ fierros}$$

• **Acero por la Carga Puntual.**

Asumimos el valor de (a) con la siguiente expresión $a = d/5$

$$a = \frac{65}{5} = 13$$

Calculamos el área de acero.

$$A_s = \frac{30.674 * 10^5}{0.9 * 4200 \left(65 - \frac{13}{2}\right)} = 12.484 \text{ cm}^2$$

Recalculamos (a).

$$a = \frac{12.484 * 4200}{0.85 * 175 * 100} = 3.525$$

Finalmente hallamos el área de acero.

$$A_s = \frac{28.484 * 10^5}{0.9 * 4200 \left(65 - \frac{3.525}{2}\right)} = 12.832 \text{ cm}^2$$

Refuerzo en la pantalla.

Escogemos aceros de $\emptyset \frac{1}{2}$

$$s = \frac{b * A_{\emptyset}}{A_s} = \frac{100 * 1.27}{12.832} 9.90 \approx 10 \text{ cm}$$

Hallando el número de aceros.

$$\# \emptyset = \frac{b}{s} = \frac{100}{10} = 10 \approx 10 \text{ fierros}$$

• **Acero por la Carga de Franja.**

Asumimos el valor de (a) con la siguiente expresión $a = d/5$

$$a = \frac{65}{5} = 13$$

Calculamos el área de acero.

$$A_s = \frac{29.571 * 10^5}{0.9 * 4200 \left(65 - \frac{13}{2}\right)} = 12.358 \text{ cm}^2$$

Recalculamos (a).

$$a = \frac{12.358 * 4200}{0.85 * 175 * 100} = 3.398$$

Finalmente hallamos el área de acero.

$$A_s = \frac{28.408 * 10^5}{0.9 * 4200 \left(65 - \frac{3.398}{2}\right)} = 12.358 \text{ cm}^2$$

Refuerzo en la pantalla.

Escogemos aceros de $\emptyset \frac{1}{2}$

$$s = \frac{b * A_{\emptyset}}{A_s} = \frac{100 * 1.27}{12.358} 10.28 \approx 10 \text{ cm}$$

Hallando el número de aceros.

$$\# \emptyset = \frac{b}{s} = \frac{100}{10} = 10 \approx 10 \text{ fierros}$$

Con estos datos se procede a calcular el diagrama de momento – curvatura y diagrama curva capacidad con los 3 tipos de cargas vehiculares en hojas Excel como se muestra en el anexo 05.

4.1.4.5. Resumen del diagrama momento – curvatura.

Tabla 25: resumen del diagrama momento - curvatura

RESUMEN DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA								
Punto	expediente		sobrecarga distribuida		carga puntual		carga de franja	
	Momento (T.m)	Curvatura (10 ⁻² x 1/m)	Momento (T.m)	Curvatura (10 ⁻² x 1/m)	Momento (T.m)	Curvatura (10 ⁻² x 1/m)	Momento (T.m)	Curvatura (10 ⁻² x 1/m)
Inicio	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
A	22.960	0.039	22.765	0.039	22.850	0.039	22.816	0.039
B	35.870	0.380	30.521	0.374	32.951	0.377	31.768	0.375
C	37.060	8.600	31.544	10.153	34.056	9.382	32.833	9.744

Fuente: Elaboración propia

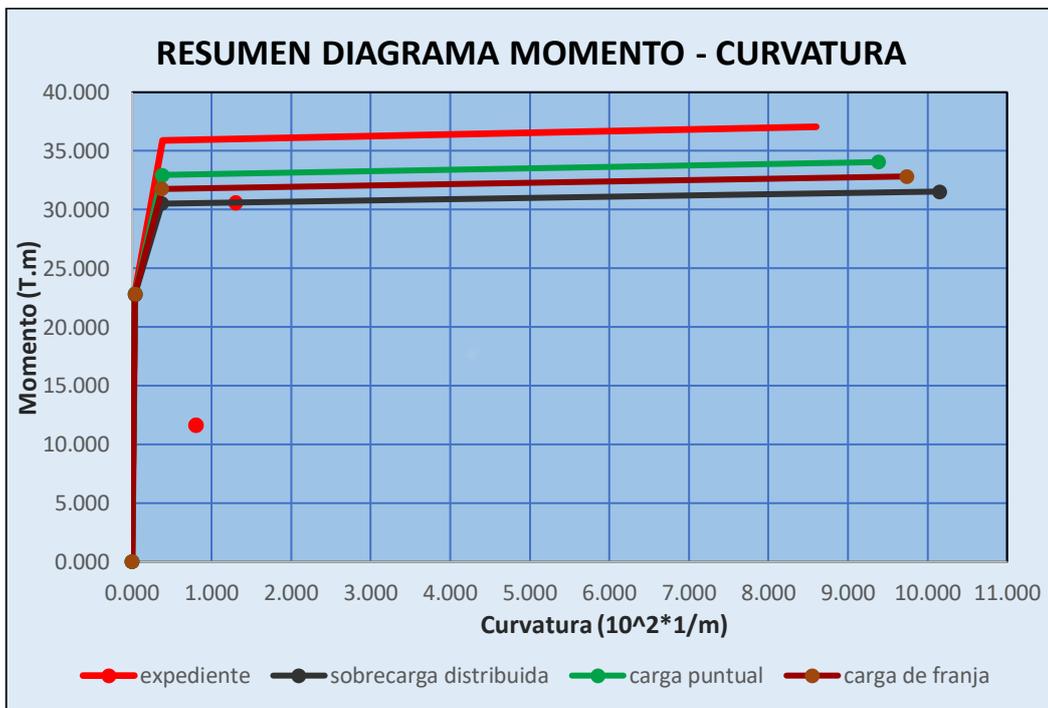


Figura 34: resumen del diagrama momento – curvatura

Fuente: Elaboración propia

4.1.4.6. Resumen del diagrama curva capacidad.

Tabla 26: resumen del diagrama curva capacidad.

RESUMEN DIAGRAMA CURVA CAPACIDAD								
Punto	expediente		sobrecarga distribuida		carga puntual		carga de franja	
	Momento (T.m)	Desplazamiento (cm)	Momento (T.m)	Desplazamiento (cm)	Momento (T.m)	Desplazamiento (cm)	Momento (T.m)	Desplazamiento (cm)
Inicio	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
A	22.960	0.010	22.765	0.010	22.850	0.010	22.816	0.010
B	35.870	0.237	30.521	0.330	32.951	0.276	31.768	0.298
C	37.060	63.439	31.544	75.496	34.056	69.403	32.833	72.227

Fuente: Elaboración propia

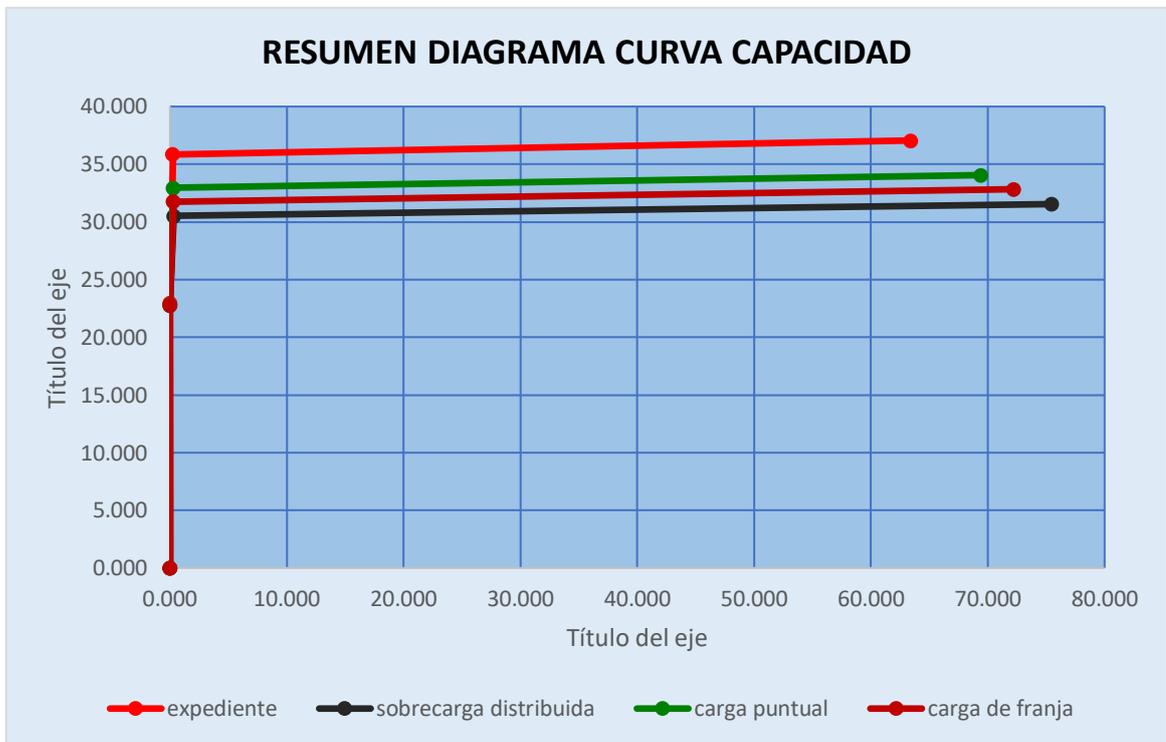


Figura 35: resumen del diagrama curva capacidad.

Fuente: Elaboración propia

4.2. Resultados

4.2.1. Evaluación de la estabilidad externa.

Se determinaron los efectos de la sobrecarga distribuida en la estabilidad externa de los muros de contención, obteniendo como resultado que el factor de seguridad al volteo (FSV) es de 3.38 manteniéndose dentro del límite de seguridad de 1.75 en un 93%. Esto significa que el muro es estable al volteo. Además, el factor de seguridad al deslizamiento (FSD) es de 1.32 estando fuera del límite de seguridad de 1.5 en un -9%. Esto significa que el muro es inestable al empuje por deslizamiento. Además, el factor de seguridad a la falla del terreno es de 3.37 manteniéndose dentro del límite de seguridad de 3 en un 12%. Esto significa que el diseño del talón del muro es satisfactorio.

Tabla 27: Resultado de la estabilidad externa (sobrecarga distribuida)

ESTABILIDAD EXTERNA					
Sobrecarga Distribuida					
	Resultado		Indicador	Cumple	Porcentaje
FSV	3.380	>	1.75 (Morales)	Satisfactorio	93 %
FSD	1.318	>	1.5 (Morales)	Insatisfactorio	-9 %
FST	3.271	>	3 (Braja Das)	Satisfactorio	12%

Fuente: Elaboración propia

De igual manera se determinaron los efectos de la carga puntual en la estabilidad externa de los muros de contención, obteniendo como resultado que el factor de seguridad al volteo (FSV) es de 2.91 manteniéndose dentro del límite de seguridad de 1.75 en un 66%. Esto significa que el muro es estable al volteo. Además, el factor de seguridad al deslizamiento (FSD) es de 1.28 estando nuevamente fuera del límite de seguridad de 1.5 en un -9%. Esto significa que el muro es inestable al empuje por deslizamiento. Además, el factor de seguridad a la falla del terreno es de 3.01 manteniéndose dentro del límite de seguridad de 3 en un 0%. Esto significa que el diseño del talón del muro es óptimo.

Tabla 28: Resultado de la estabilidad externa (carga puntual)

ESTABILIDAD EXTERNA					
Carga Puntual					
	Resultado		Indicador	Cumple	Porcentaje
FSV	2.911	>	1.75 (Morales)	Satisfactorio	66 %
FSD	1.276	>	1.5 (Morales)	Insatisfactorio	-9 %
FST	3.007	>	3 (Braja Das)	Optimo	0 %

Fuente: Elaboración propia

De igual manera se determinaron los efectos de la carga de franja en la estabilidad externa de los muros de contención, obteniendo como resultado que el factor de seguridad al volteo (FSV) es de 3.01 manteniéndose dentro del límite de seguridad de 1.75 en un 72%. Esto significa que el muro es estable al volteo y su diseño satisfactorio. Además, el factor de seguridad al deslizamiento (FSD) es de 1.28 estando nuevamente fuera del límite de seguridad de 1.5 en un -9%. Esto significa que el muro es inestable al empuje por deslizamiento. Además, el factor de seguridad a la falla del terreno es de 3.08 manteniéndose dentro del límite de seguridad de 3 en un 3%. Esto significa que el diseño del talón del muro es óptimo.

Tabla 29: Resultado de la estabilidad externa (Carga de franja)

ESTABILIDAD EXTERNA					
Carga de Franja					
	Resultado		Indicador	Cumple	Porcentaje
FSV	3.013	>	1.75 (Morales)	Satisfactorio	72 %
FSD	1.278	>	1.5 (Morales)	Insatisfactorio	-9 %
FST	3.077	>	3 (Braja Das)	Optimo	3 %

Fuente: Elaboración propia

4.2.2. Evaluación de la estabilidad interna.

- **Efectos en el diagrama momento curvatura.**

Se determinaron los efectos de la sobrecarga distribuida en el diagrama momento curvatura de los muros de contención, obteniendo como resultado que la rigidez a flexión (Eib) disminuye de 3778 a 2315 en un -39%. Además, la ductilidad local por curvatura (u) aumenta de 23 a 27 en un 17%. Esto significa que mientras la rigidez del muro disminuye, la capacidad de deformación aumenta, debido a la cantidad de acero que demandan las cargas vehiculares en su forma de sobrecargas distribuidas.

Tabla 30: *Rigidez a la flexión y ductilidad (sobrecarga distribuida).*

RIGIDEZ A LA FLEXIÓN Y DUCTILIDAD					
expediente			sobrecarga distribuida		
As (cm ²)	Eib (T.m ²)	u	As (cm ²)	Eib (T.m ²)	u
14	3778	23	11.860	2315	27

Fuente: Elaboración propia

Se determinaron los efectos de la sobrecarga puntual en el diagrama momento curvatura de los muros de contención, obteniendo como resultado que la rigidez a flexión (Eib) disminuye de 3778 a 2987 en un -21%. Además, la ductilidad local por curvatura (u) aumenta de 23 a 25 en un 9%. Esto significa que mientras la rigidez del muro disminuye, la capacidad de deformación aumenta, debido a la cantidad de acero que demandan las cargas vehiculares en su forma de sobrecarga puntual.

Tabla 31: *Rigidez a la flexión y ductilidad (carga puntual).*

RIGIDEZ A LA FLEXIÓN Y DUCTILIDAD					
expediente			Carga puntual		
As (cm ²)	Eib (T.m ²)	u	As (cm ²)	Eib (T.m ²)	u
14	3778	23	12.832	2987	25

Fuente: Elaboración propia

Se determinaron los efectos de la sobrecarga de franja en el diagrama momento curvatura de los muros de contención, obteniendo como resultado que la rigidez a

flexión (Eib) disminuye de 3778 a 2661 en un -30%. Además, la ductilidad local por curvatura (u) aumenta de 23 a 26 en un 13%. Esto significa que mientras la rigidez del muro disminuye, la capacidad de deformación aumenta, debido a la cantidad de acero que demandan las cargas vehiculares en su forma de sobrecarga de franja.

Tabla 32: Rigidez a la flexión y ductilidad (carga puntual).

RIGIDEZ A LA FLEXIÓN Y DUCTILIDAD					
expediente			Carga de franja		
As (cm ²)	Eib (T.m ²)	u	As (cm ²)	Eib (T.m ²)	u
14	3778	23	12.358	2661	26

Fuente: Elaboración propia

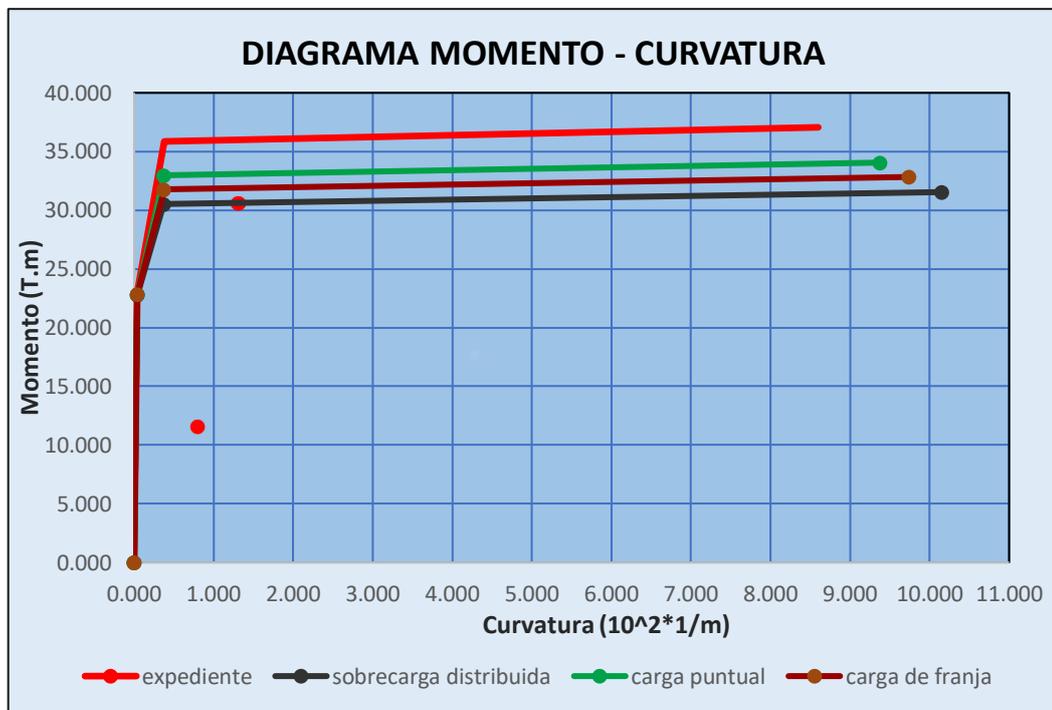


Figura 36: diagrama momento – curvatura de las cargas vehiculares.

Fuente: Elaboración propia

• Efectos en el diagrama curva capacidad.

Se determinaron los efectos de la sobrecarga distribuida en el diagrama curva de capacidad de los muros de contención, obteniendo como resultado que el

momento de fluencia (M_b) disminuye de 35.87 a 30.52 Tm en un -15%. Además, el desplazamiento de colapso (d_c) aumenta de 63 a 75 cm en un 17%. Esto significa que mientras el momento resistente del muro disminuye, la capacidad de desplazamiento lateral aumenta, debido a la cantidad de acero que demanda la sobrecarga distribuida.

Tabla 33: *Momento de fluencia y desplazamiento de colapso (sobrecarga distribuida).*

MOMENTO DE FUENCIA Y DESPLAZAMIENTO			
Expediente		sobrecarga distribuida	
Momento (T.m)	Desplazamiento (cm)	Momento (T.m)	Desplazamiento (cm)
35.87	63	30.52	75

Fuente: Elaboración propia

Se determinaron los efectos de la carga puntual en el diagrama curva de capacidad de los muros de contención, obteniendo como resultado que el momento de fluencia (M_b) disminuye de 35.87 a 32.95 Tm en un -8%. Además, el desplazamiento de colapso (d_c) aumenta de 63 a 69 cm en un 10%. Esto significa que mientras el momento resistente del muro disminuye, la capacidad de desplazamiento lateral aumenta, debido a la cantidad de acero que demanda la carga puntual.

Tabla 34: *Momento de fluencia y desplazamiento de colapso (carga puntual).*

MOMENTO DE FUENCIA Y DESPLAZAMIENTO			
Expediente		Carga puntual	
Momento (T.m)	Desplazamiento (cm)	Momento (T.m)	Desplazamiento (cm)
35.87	63	32.95	69

Fuente: Elaboración propia

Se determinaron los efectos de la carga de franja en el diagrama curva de capacidad de los muros de contención, obteniendo como resultado que el momento de fluencia (M_b) disminuye de 35.87 a 31.77 Tm en un -11%. Además, el

desplazamiento de colapso (dc) aumenta de 63 a 72 cm en un 14%. Esto significa que mientras el momento resistente del muro disminuye, la capacidad de desplazamiento lateral aumenta, debido a la cantidad de acero que demanda la carga de franja.

Tabla 35: *Momento de fluencia y desplazamiento de colapso (carga de franja).*

MOMENTO DE FUENCIA Y DESPLAZAMIENTO			
Expediente		Carga de franja	
Momento (T.m)	Desplazamiento (cm)	Momento (T.m)	Desplazamiento (cm)
35.87	63	32.95	69

Fuente: Elaboración propia

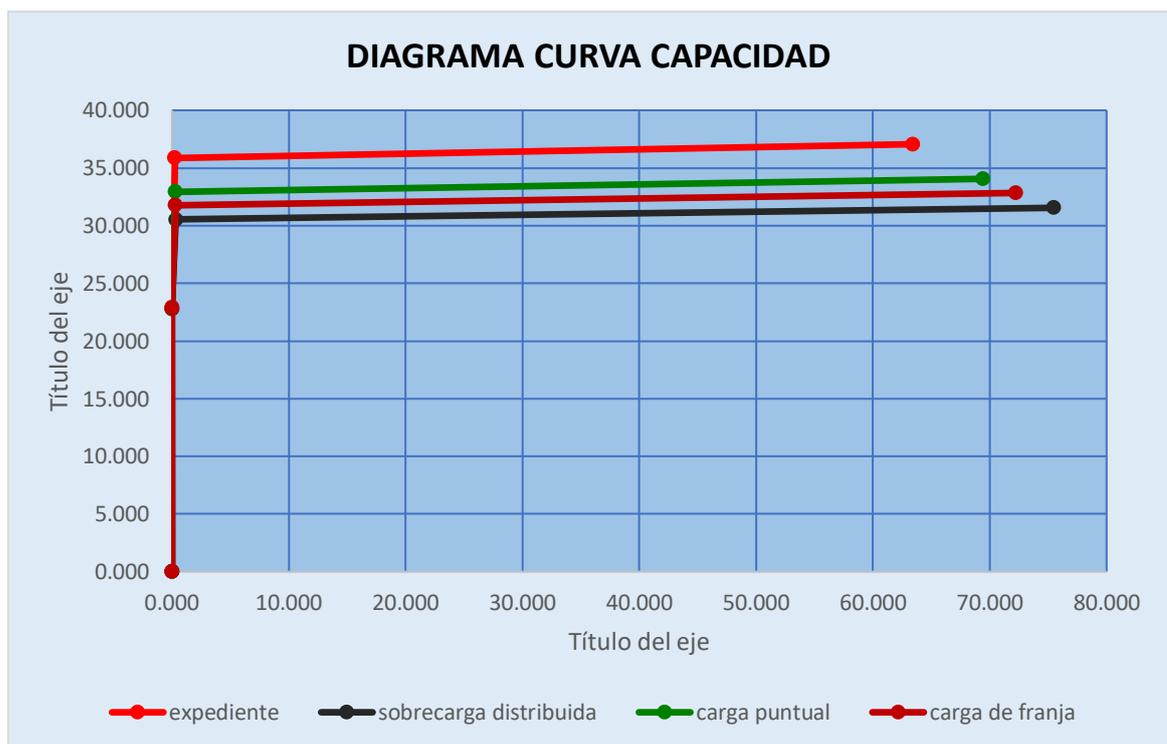


Figura 37: Diagrama curva capacidad de las cargas vehiculares.

Fuente: Elaboración propia

V. DISCUSIÓN

La presente tesis “Efectos de cargas vehiculares en la capacidad resistente de los muros de contención del asentamiento humano justicia, paz y vida – 2021”, tuvo como objetivo principal, determinar los efectos de las cargas vehiculares en la capacidad resistente de los muros de contención del asentamiento humano Justicia, Paz y Vida – 2021.

5.1. Evaluación de la estabilidad externa.

Se determinaron los efectos de la sobrecarga distribuida en la estabilidad externa de los muros de contención, obteniendo como resultado que el factor de seguridad al volteo (FSV) es de 3.38 manteniéndose dentro del límite de seguridad de 1.75 (Morales, 2006), en un 93%. Esto significa que el muro es estable al volteo, pero se pudo optimizar el muro disminuyendo el pie, esto generaría un menor costo en la construcción del muro de contención. Además, el factor de seguridad al deslizamiento (FSD) es de 1.32 estando fuera del límite de seguridad de 1.5 (Morales, 2006), en un -9%. Esto significa que el muro es inestable al empuje por deslizamiento, pero se pudo diseñar el muro con un tacón en el pie como se muestra en la figura 38. Además, el factor de seguridad a la falla del terreno es de 3.37 manteniéndose dentro del límite de seguridad de 3 (Braja, 2012), en un 12%. Esto significa que el diseño del talón del muro es satisfactorio como se muestra en la tabla 27.

De igual manera se determinaron los efectos de la carga puntual en la estabilidad externa de los muros de contención, obteniendo como resultado que el factor de seguridad al volteo (FSV) es de 2.91 manteniéndose dentro del límite de seguridad de 1.75 (Morales, 2006), en un 66%. Esto significa que el muro es estable al volteo, pero se pudo optimizar el muro disminuyendo el pie, esto generaría un menor costo en la construcción del muro de contención. Además, el factor de seguridad al deslizamiento (FSD) es de 1.28 estando fuera del límite de seguridad de 1.5 (Morales, 2006), en un -9%. Esto significa que el muro es inestable al empuje por deslizamiento, pero se pudo diseñar el muro con un tacón en el pie como se muestra en la figura 38. Además, el factor de seguridad a la falla del terreno es de 3.01 manteniéndose dentro del límite de seguridad de 3 (Braja, 2012), en un 0%.

Esto significa que el diseño del talón del muro es óptimo como se muestra en la tabla 28.

De igual manera se determinaron los efectos de la carga de franja en la estabilidad externa de los muros de contención, obteniendo como resultado que el factor de seguridad al volteo (FSV) es de 3.01 manteniéndose dentro del límite de seguridad de 1.75 (Morales, 2006), en un 72%. Esto significa que el muro es estable al volteo, pero se pudo optimizar el muro disminuyendo el pie, esto generaría un menor costo en la construcción del muro de contención. Además, el factor de seguridad al deslizamiento (FSD) es de 1.28 estando fuera del límite de seguridad de 1.5 (Morales, 2006), en un -9%. Esto significa que el muro es inestable al empuje por deslizamiento, pero se pudo diseñar el muro con un tacón en el pie como se muestra en la figura 38. Además, el factor de seguridad a la falla del terreno es de 3.08 manteniéndose dentro del límite de seguridad de 3 (Braja, 2012), en un 3%. Esto significa que el diseño del talón del muro es satisfactorio como se muestra en la tabla 29.

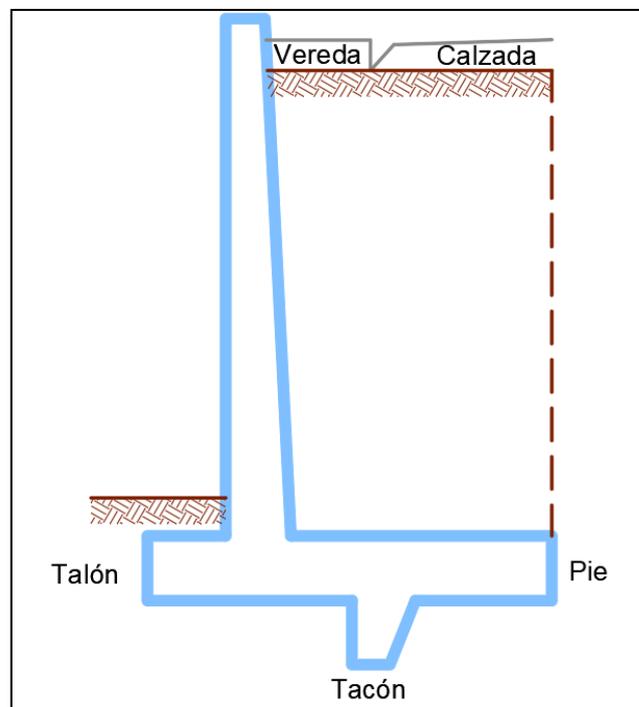


Figura 38: Partes del muro de contención.

Fuente: Elaboración propia

5.2. Evaluación de la estabilidad interna.

• Efectos en el diagrama momento curvatura.

Se determinaron los efectos de la sobrecarga distribuida en el diagrama momento curvatura de los muros de contención, obteniendo como resultado que la rigidez a flexión (EI_b) disminuye de 3778 a 2315 en un -39%. Además, la ductilidad local por curvatura (u) aumenta de 23 a 27 en un 17%. Esto significa que mientras la rigidez del muro disminuye, la capacidad de deformación aumenta, debido a la cantidad de acero que demandan las cargas vehiculares en su forma de sobrecargas distribuidas como se muestra en la tabla 30.

Se determinaron los efectos de la carga puntual en el diagrama momento curvatura de los muros de contención, obteniendo como resultado que la rigidez a flexión (EI_b) disminuye de 3778 a 2987 en un -21%. Además, la ductilidad local por curvatura (u) aumenta de 23 a 25 en un 9%. Esto significa que mientras la rigidez del muro disminuye, la capacidad de deformación aumenta, debido a la cantidad de acero que demandan las cargas vehiculares en su forma de carga puntual como se muestra en la tabla 31.

Se determinaron los efectos de la carga de franja en el diagrama momento curvatura de los muros de contención, obteniendo como resultado que la rigidez a flexión (EI_b) disminuye de 3778 a 2661 en un -30%. Además, la ductilidad local por curvatura (u) aumenta de 23 a 26 en un 13%. Esto significa que mientras la rigidez del muro disminuye, la capacidad de deformación aumenta, debido a la cantidad de acero que demandan las cargas vehiculares en su forma de carga de franja como se muestra en la tabla 32.

• Efectos en el diagrama curva capacidad.

Se determinaron los efectos de la sobrecarga distribuida en el diagrama curva de capacidad de los muros de contención, obteniendo como resultado que el momento de fluencia (M_b) disminuye de 35.87 a 30.52 Tm en un -15%. Además, el desplazamiento de colapso (d_c) aumenta de 63 a 75 cm en un 17%. Esto significa que mientras el momento resistente del muro disminuye, la capacidad de

desplazamiento lateral aumenta, debido a la cantidad de acero que demanda la sobrecarga distribuida como se muestra en la tabla 33.

Se determinaron los efectos de la carga puntual en el diagrama curva de capacidad de los muros de contención, obteniendo como resultado que el momento de fluencia (M_b) disminuye de 35.87 a 32.95 Tm en un -8%. Además, el desplazamiento de colapso (d_c) aumenta de 63 a 69 cm en un 10%. Esto significa que mientras el momento resistente del muro disminuye, la capacidad de desplazamiento lateral aumenta, debido a la cantidad de acero que demanda la carga puntual como se muestra en la tabla 34.

Se determinaron los efectos de la carga de franja en el diagrama curva de capacidad de los muros de contención, obteniendo como resultado que el momento de fluencia (M_b) disminuye de 35.87 a 31.77 Tm en un -11%. Además, el desplazamiento de colapso (d_c) aumenta de 63 a 72 cm en un 14%. Esto significa que mientras el momento resistente del muro disminuye, la capacidad de desplazamiento lateral aumenta, debido a la cantidad de acero que demanda la carga de franja como se puede observar en la tabla 35.

VI. CONCLUSIONES

La presente investigación “Efectos de cargas vehiculares en la capacidad resistente de muros de contención del asentamiento humano justicia, paz y vida, 2021” tuvo como objetivo principal: Determinar los efectos de las cargas vehiculares en la capacidad resistente de los muros de contención del asentamiento humano. Para este propósito se determinaron los efectos utilizando 3 patrones de cargas vehiculares según las normas ASSHTO LRFD y AGIES NRS-5, obteniendo que la estabilidad externa del muro de contención del Jr malecón Norte es INESTABLE al empuje lateral de las cargas vehiculares. Además, en el diagrama momento curvatura, la rigidez a flexión (EI_b) disminuye de 3778 a 2987 en un -21% y la ductilidad local por curvatura (u) aumenta de 23 a 25 en un 9%. También, en el diagrama curva de capacidad, el momento de fluencia (M_b) disminuye de 35.87 a 32.95 Tm en un -8% y el desplazamiento de colapso (d_c) aumenta de 63 a 69 cm en un 10%. Esto significa que se debe reforzar la estructura con una cuña en la base de la cimentación y que se pudo optimizar el reforzamiento de la pantalla para otorgar mayor deformación y evitar así evitar su colapso en eventos sísmicos. Se confirma nuestra hipótesis general que las cargas vehiculares tienen efectos significativos en la capacidad resistente de los muros de contención del asentamiento humano Justicia, Paz y Vida - 2021.

1. Se determinaron los efectos de las cargas vehiculares en la estabilidad externa de los muros de contención, obteniendo como resultado que el factor de seguridad al volteo (FSV) es de 2.91 manteniéndose dentro del límite de seguridad de 1.75 en un 66%. Esto significa que el muro es estable al volteo. Además, el factor de seguridad al deslizamiento (FSD) es de 1.28 estando nuevamente fuera del límite de seguridad de 1.5 en un -9%. Esto significa que el muro es inestable al empuje por deslizamiento. Además, el factor de seguridad a la falla del terreno es de 3.01 manteniéndose dentro del límite de seguridad de 3 en un 0%. Esto significa que el diseño del talón del muro es óptimo. Se concluye que las cargas vehiculares tienen efectos significativos en la estabilidad externa de los muros de contención del asentamiento humano Justicia, Paz y Vida – 2021.

2. Se determinaron los efectos de las cargas vehiculares en el diagrama momento curvatura de los muros de contención, obteniendo como resultado que la

rigidez a flexión (EI_b) disminuye de 3778 a 2987 en un -21%. Además, la ductilidad local por curvatura (u) aumenta de 23 a 25 en un 9%. Esto significa que mientras la rigidez del muro disminuye, la capacidad de deformación aumenta, debido a la cantidad de acero que demandan las cargas vehiculares en su forma de sobrecarga puntual. Se concluye que: Las cargas vehiculares tienen efectos significativos en el diagrama momento curvatura de los muros de contención del asentamiento humano Justicia, Paz y Vida – 2021.

3. Se determinaron los efectos de las cargas vehiculares en los diagramas curva de capacidad de los muros de contención, obteniendo como resultado que el momento de fluencia (M_b) disminuye de 35.87 a 32.95 Tm en un -8%. Además, el desplazamiento de colapso (d_c) aumenta de 63 a 69 cm en un 10%. Esto significa que mientras el momento resistente del muro disminuye, la capacidad de desplazamiento lateral aumenta, debido a la cantidad de acero que demandan las cargas vehiculares en su patrón de carga puntual. Se concluye que las cargas vehiculares tienen efectos significativos en el diagrama curva de capacidad de los muros de contención del asentamiento humano Justicia, Paz y Vida – 2021.

VII. RECOMENDACIONES

1. Se determinaron los efectos de las cargas vehiculares en la estabilidad externa de los muros de contención, se recomienda reforzar la estructura con una cuña en la base de la cimentación debido a que el muro falla al factor de seguridad al deslizamiento.

2. Se determinaron los efectos de las cargas vehiculares en el diagrama momento curvatura de los muros de contención, para un estudio más completo se recomienda hacer unas pruebas de diamantina o esclerómetro para ver la resistencia a la compresión del concreto ($f'c$), real que posee el muro.

3. Se determinaron los efectos de las cargas vehiculares en el diagrama curva capacidad de los muros de contención, para un próximo diseño de un muro de contención, se recomienda construir prototipos del muro para ensayarlos y ver el comportamiento antes las cargas vehiculares.

4. finalmente se recomienda para diseñar un muro de contención usar la carga puntual ya que es la carga que más daño produce al muro de contención.

REFERENCIAS

- AASHTO, 2004. *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. tercera ed. EE.UU.: s.n.
- AGIES, 2001. AGIES NSE 5 - OBRAS DE RETENCIÓN (DETERMINACION DE CARGAS DE SUELOS). *NORMAS DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES Y OBRAS DE INFRAESTRUCTURA PARA LA REPÚBLICA DE GUATEMALA* [en línea]. S.l.: s.n., Disponible en: <https://www.agies.org/wp-content/uploads/2019/02/agies-nse-5-10.pdf>.
- AGUIAR, R., 2015. *Análisis sísmico por desempeño*. S.l.: s.n.
- ARIAS, F.G., 2012. *El proyecto de investigacion*. Sexta edic. S.l.: s.n.
- BEHAR, D., 2008. *Metodología de la investigacion* [en línea]. Editorial. Cuba: s.n. Disponible en: <https://es.slideshare.net/ceferinacabrera/libro-metodologia-investigacion-behar-rivero-1>.
- BERNAL, C.A., 2010. *Metodología de la Investigación*. tercera ed. colombia: s.n.
- BRAJA, M. Das, 2012. *FUNDAMENTOS DE INGENIERIA GEOTÉCNIA*. México: s.n.
- CARRASCO, S., 2005. *Metodología de la investigación científica*. primera ed. Perú: s.n.
- CHUNQUE, J.C., 2013. *NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO «A» DE LA UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE- SEDE CAJAMARCA*. cajamarca - Perú: s.n.
- CRUZ, L., [sin fecha]. Capítulo 5: Distribución de esfuerzos en el suelo debido a cargas. *Introducción a la ingeniería de cimentaciones-*. S.l.: s.n.,
- DRTC, 2019. *DIRECCIÓN REGIONAL DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES*. S.l.: s.n.
- E.060, 2009. E.060 CONCRETO ARMADO. *NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN* [en línea]. Perú: s.n., Disponible en: <https://waltervillavicencio.com/wp-content/uploads/2019/10/E.060.pdf>.

- ESCOBAR, Y.A., 2018. *ANÁLISIS COMPARATIVO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN Y PROPUESTA DE DISEÑO EN EL DISTRITO DE INDEPENDENCIA, LIMA EN EL 2016*. Perú: s.n.
- ESPINOZA, C., 2014. *Metodología de investigación tecnológica*. segunda ed. Perú: s.n.
- GALLEGOS, C.G., 2006. *GUÍA MULTIMEDIA PARA EL DISEÑO DE MUROS A GRAVEDAD, MUROS EN CANTILIVER Y MUROS CON CONTRAFUERTE*. Ambato - Ecuador: s.n.
- GÓMEZ MARTÍNEZ, R.C., 2008. *COMPARACIÓN ENTRE LAS FILOSOFÍAS DE DISEÑO POR ESFUERZOS ADMISIBLES, FACTORES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA EN EL DISEÑO DE SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES VEHICULARES BAJO LA ACCIÓN DE CARGAS GRAVITACIONALES*. México: s.n.
- GOMEZ, S., 2012. *Metodología de la Investigación* [en línea]. primera ed. México: s.n.
Disponible en:
http://www.aliat.org.mx/BibliotecasDigitales/Axiologicas/Metodologia_de_la_investigacion.pdf.
- GU, O., [sin fecha]. CAPÍTULO 2: DISPOSICIONES NORMA «AASHTO STANDARDS SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES». *NORMA AASHTO* [en línea]. S.l.: s.n., pp. 0-68. Disponible en:
https://www.academia.edu/5560864/NORMAS_AASHTO.
- GUTIÉRREZ, H. y DE LA VARA, R., 2008. *Análisis y diseño de experimentos* [en línea]. segunda ed. México: s.n. Disponible en:
[academia.edu/39839677/Analisis_y_Diseño_de_Experimentos_Gutierrez_y_De_La_Vara](https://www.academia.edu/39839677/Analisis_y_Diseño_de_Experimentos_Gutierrez_y_De_La_Vara).
- HERNÁNDEZ SAMPIERI, R., FERNÁNDEZ, C. y BAPTISTA, P., 2014. *Metodología de la investigación*. S.l.: s.n.

- LUCERO, F., PACHACAMA, E. y RODRÍGUEZ, W., 2012. *ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN*. Ecuador: s.n.
- MONGE, C.A., 2011. *metodología de la investigación cuantitativa y cualitativa* [en línea]. S.l.: s.n. Disponible en: <https://www.uv.mx/rmipe/files/2017/02/Guia-didactica-metodologia-de-la-investigacion.pdf>.
- MORALES, R., 2006. *Diseño en concreto armado*. tercera ed. Lima - Perú: s.n.
- ÑAUPAS, H., VALDIVIA, M.R., PALACIOS, J.J. y ROMERO, H.E., 2018. *Metodología de la investigación* [en línea]. quinta edi. México: s.n. Disponible en: https://edicionesdelau.com/wp-content/uploads/2018/09/Anexos-Metodologia_Naupas_5aEd.pdf.
- PATIÑO, K.D., 2017. *COMPARACIÓN ENTRE EL MÉTODO DE MONONOBE – OKABE Y UN ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO – HISTORIA, PARA MUROS DE CONTENCIÓN TIPO VIGA EN VOLADIZO, UTILIZANDO UN REGISTRO SISMOGRÁFICO DEL SISMO DE PEDERNALES DEL 2016*. Ecuador: s.n.
- RIVERA, L.E. y RIVERA, N.J., 2015. *IMPORTANCIA DE LA SELECCIÓN DEL MODELO GEOTÉCNICO PARA EVALUAR LA CAPACIDAD DE CARGA DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN A MEDIA LADERA, EN SUELOS GRANULARES, DEL PROYECTO “REHABILITACIÓN Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA DESVIÓ IMPERIAL – PAMPAS*. Lima - Perú: s.n.
- RODRÍGUEZ, A., 2012. *PUENTES (Con AASHTO-LRFD 2010)*. quinta edi. Perú: s.n.
- ROMERO, H.F. y QUIRONGA, O.A., 2015. *Obtencion del diagrama momento - curvatura en muros de concreto reforzado*. Bolivia: s.n.
- SUPO, J., 2013. *niveles de investigacion*. Perú: s.n.
- TORRES, R.A., 2008. *ANÁLISI Y DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO*. Venezuela: s.n.

YÉPEZ, H., 2014. *resistencia de materiales IA* [en línea]. S.l.: s.n. Disponible en:
<http://textos.pucp.edu.pe/pdf/4121.pdf>.

Anexo N.º 01: Matriz de consistencia

Título: Efectos de cargas vehiculares en la capacidad resistente de los muros de contención – asentamiento humano Justicia, Paz y Vida

– 2021

MATRIZ DE CONSISTENCIA						
PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	METODOLOGÍA
PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPÓTESIS GENERAL	INDEPENDIENTE			
¿Cómo afecta las cargas vehiculares en la capacidad resistente de los muros de contención del asentamiento humano Justicia, Paz y Vida - 2021?	Determinar los efectos de las cargas vehiculares en la capacidad resistente de los muros de contención del asentamiento humano Justicia, Paz y Vida - 2021.	Las cargas vehiculares tienen efectos significativos en la capacidad resistente de los muros de contención del asentamiento humano Justicia, Paz y Vida - 2021.	CARGAS VEHICULARES	CARGA DISTRIBUIDA	Carga (Kg/m)	Tipo de investigación: Básica Nivel de Investigación: Predictivo Diseño de Investigación: Descriptivo comparativo (estudio de caso) Prueba Estadística: No aplica Método General: Científico Población: Muros de contención del asentamiento humano, Justicia, Paz y Vida Muestra: Muro de contención - Jr. Malecón norte Técnica e instrumentos: Técnica Observación Instrumentos: Ficha de recolección de datos
				CARGA PUNTUAL	Peso (T)	
				CARGA DE FRANJA	Peso (T)	
					FS (Volteo)	
¿Cómo afecta las cargas vehiculares en la estabilidad externa en los muros de contención del asentamiento humano Justicia, Paz y Vida - 2021?	Determinar los efectos de las cargas vehiculares en la estabilidad externa de los muros de contención del asentamiento humano Justicia, Paz y Vida - 2021.	Las cargas vehiculares tienen efectos significativos en la estabilidad externa de los muros de contención del asentamiento humano Justicia, Paz y Vida - 2021.	CAPACIDAD RESISTENTE	ESTABILIDAD EXTERNA	FS (Deslizamiento)	
					FS (Capacidad de carga)	
						rigidez a la flexión (T.m ²)
¿Cómo afecta las cargas vehiculares en el diagrama momento curvatura de los muros de contención del asentamiento humano Justicia, Paz y Vida - 2021?	Determinar los efectos de las cargas vehiculares en el diagrama momento curvatura de los muros de contención del asentamiento humano Justicia, Paz y Vida - 2021.	Las cargas vehiculares tienen efectos significativos en el diagrama momento curvatura de los muros de contención del asentamiento humano Justicia, Paz y Vida - 2021.		DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA	ductilidad	
¿Cómo afecta las cargas vehiculares en el diagrama curva de capacidad de los muros de contención del asentamiento humano Justicia, Paz y Vida - 2021?	Determinar los efectos de las cargas vehiculares en el diagrama curva de capacidad de los muros de contención del asentamiento humano Justicia, Paz y Vida - 2021.	Las cargas vehiculares tienen efectos significativos en el diagrama curva de capacidad de los muros de contención del asentamiento humano Justicia, Paz y Vida - 2021.		DIAGRAMA CURVA DE CAPACIDAD	Momento fluencia (T.m)	
					Desplazamiento (cm)	

Anexo N.º 02: Matriz de operacionalización de variables.

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN
VARIABLE INDEPENDIENTE (X): CARGAS VEHICULARES	Según la Dirección de Transportes y Comunicaciones (DRTC, 2019). Define que: "La carga vehicular es el peso que gravita sobre el suelo, que son transmitidos a través de la totalidad de las ruedas que están acopladas a su eje".	La carga vehicular actúa verticalmente sobre el eje de rodadura, que por efectos del bulbo de presión se expande verticalmente y horizontalmente, actuando como una fuerza lateral sobre el muro de contención.	Carga distribuida	Sobrecarga (Kg/m))	RAZÓN
			Carga Puntuales	Peso (T)	RAZÓN
			Carga de franja	Peso (T)	RAZÓN
VARIABLE DEPENDIENTE (Y): CAPACIDAD RESISTENTE	Según (Macedo y Mendoza, 2015). Define que: "La capacidad de carga se define como la capacidad que tiene un elemento estructural o como también el suelo de fundación, para aguantar la carga o las cargas que son aplicadas sobre él".	Para el muro de contención la capacidad de resistente está definida por la relación entre el empuje lateral que soporta el muro y la deformación que ocasiona hasta alcanzar el colapso, la relación momento - curvatura. Para el suelo de fundación la capacidad de carga se mide en Kg/cm ² .	Estabilidad externa	FS (volteo)	RAZÓN
				FS (deslizamiento)	RAZÓN
				FS (capacidad de carga)	RAZÓN
			Diagrama Momento Curvatura	Rigidez a la flexión (T.m)	RAZÓN
				Ductilidad	RAZÓN
			Diagrama Curva de Capacidad	Momento de fluencia (T.m)	RAZÓN
Desplazamiento (cm)	RAZÓN				

Anexo N.º 03: Ficha de recopilación de datos.

FICHA DE RECOPIACION DE DATOS					
Título: "EFECTOS DE CARGAS VEHICULARES EN LA CAPACIDAD RESISTENTE DE MUROS DE CONTENCIÓN DEL ASENTAMIENTO HUMANO JUSTICIA, PAZ Y VIDA, 2021."					
Autor: ORDOÑEZ QUISPEALAYA, Aner Eliezer					
I Datos Generales					
Distrito El Tambo		Localización		Clima	
AA.HH.	Calle	UTM	Temperatura	Hora	0,9
II Cargas vehiculares					
Tipo de sobrecarga		Peso	Diseño de camión	Diseño de tandem	0,9
Sobrecarga Distribuida					
Carga Puntual					
Carga de Franja					
III Estabilidad externa del muro de contención					
Control	Resistente/ Máximo	Actuante/ Mínimo	FS Calculado/ Capacidad Portante	FS recomendado/ -	Observación
Volteo					0,9
Deslizamiento					
Presión del suelo					
IV Estabilidad interna del muro de contención					
Diagrama de Momento - Curvatura					Puntaje (0-1)
					0,9
Diagrama Curva Capacidad					Puntaje (0-1)
					0,9
Apellidos y Nombres:		De la Calle Vega Paolo Renzo			
DNI:		43831405			
Registro CIP:		154396			
Email:		pdelacalle14@gmail.com			
Teléfono:		998501029			
		Sello y Firma			

FICHA DE RECOPIACION DE DATOS						
Título: "EFECTOS DE CARGAS VEHICULARES EN LA CAPACIDAD RESISTENTE DE MUROS DE CONTENCIÓN DEL ASENTAMIENTO HUMANO JUSTICIA, PAZ Y VIDA, 2021."						
Autor: ORDOÑEZ QUISPELAYA, Aner Eliezer						
I Datos Generales						
Distrito El Tambo		Localización		Clima		Puntaje (0-1)
AA.HH.	Calle	UTM	Temperatura	Hora		1
II Cargas vehiculares						
Tipo de sobrecarga		Peso	Diseño de camión	Diseño de tándem		Puntaje (0-1)
Sobrecarga Distribuida						1
Carga Puntual						
Carga de Franja						
III Estabilidad externa del muro de contención						
Control	Resistente/ Máximo	Actuante/ Mínimo	FS Calculado/ Capacidad Portante	FS recomendado/ -	Observación	Puntaje (0-1)
Volteo						1
Deslizamiento						
Presión del suelo						
IV Estabilidad Interna del muro de contención						
Diagrama de Momento - Curvatura						Puntaje (0-1)
						1
Diagrama Curva Capacidad						Puntaje (0-1)
						1
Apellidos y Nombres:		KAITE KAREN SALCEDO ROJAS			 Sello y Firma	
DNI:		46670473				
Registro CIP:		196028				
Email:		KaiteSalcedo15@gmail.com				
Teléfono:		968662444				

Anexo N.º 04: Procedimiento de cálculos en hojas Excel para determinar las presiones laterales de la carga puntual y de franja

Distribución de la presión lateral con el Método AASHTO LRFD

DISTRIBUCION HORIZONTAL

Z	0.0		0.5		1.0		1.5		2.0		2.5		3.0		3.5		4.0		4.5		5.0		5.5		6.0	
Y	R	Sigma	R	Sigma	R	Sigma	R	Sigma	R	Sigma	R	Sigma	R	Sigma	R	Sigma	R	Sigma	R	Sigma	R	Sigma	R	Sigma	R	Sigma
5.00	5.83	-13.86	5.85	-3.41	5.92	6.04	6.02	13.71	6.16	19.22	6.34	22.54	6.56	23.96	6.80	23.88	7.07	22.76	7.37	21.01	7.68	18.95	8.02	16.79	8.37	14.70
4.00	5.00	-18.84	5.02	2.88	5.10	21.75	5.22	35.79	5.39	44.33	5.59	47.83	5.83	47.46	6.10	44.53	6.40	40.20	6.73	35.32	7.07	30.46	7.43	25.93	7.81	21.89
3.00	4.24	-26.17	4.27	21.59	4.36	60.67	4.50	85.95	4.69	97.05	4.92	96.92	5.20	89.67	5.50	78.94	5.83	67.26	6.18	56.13	6.56	46.24	6.95	37.81	7.35	30.81
2.00	3.61	-36.24	3.64	68.26	3.74	146.89	3.91	187.76	4.12	194.83	4.39	180.00	4.69	155.03	5.02	127.96	5.39	103.02	5.77	81.83	6.16	64.60	6.58	50.94	7.00	40.23
1.50	3.35	-41.88	3.39	106.11	3.50	212.27	3.67	260.15	3.91	259.68	4.18	231.36	4.50	192.83	4.85	154.65	5.22	121.47	5.61	94.48	6.02	73.29	6.44	56.93	6.87	44.41
1.00	3.16	-47.11	3.20	149.32	3.32	284.05	3.50	336.35	3.74	324.96	4.03	280.84	4.36	227.81	4.72	178.49	5.10	137.45	5.50	105.16	5.92	80.46	6.34	61.80	6.78	47.74
0.50	3.04	-50.93	3.08	185.96	3.20	343.13	3.39	397.02	3.64	375.13	3.94	317.60	4.27	253.02	4.64	195.22	5.02	148.42	5.43	112.36	5.85	85.22	6.28	64.98	6.73	49.91
0.00	3.00	-52.34	3.04	200.66	3.16	366.44	3.35	420.52	3.61	394.18	3.91	331.30	4.24	262.27	4.61	201.27	5.00	152.34	5.41	114.91	5.83	86.89	6.26	66.09	6.71	50.66
-0.50	3.04	-50.93	3.08	185.96	3.20	343.13	3.39	397.02	3.64	375.13	3.94	317.60	4.27	253.02	4.64	195.22	5.02	148.42	5.43	112.36	5.85	85.22	6.28	64.98	6.73	49.91
-1.00	3.16	-47.11	3.20	149.32	3.32	284.05	3.50	336.35	3.74	324.96	4.03	280.84	4.36	227.81	4.72	178.49	5.10	137.45	5.50	105.16	5.92	80.46	6.34	61.80	6.78	47.74
-1.50	3.35	-41.88	3.39	106.11	3.50	212.27	3.67	260.15	3.91	259.68	4.18	231.36	4.50	192.83	4.85	154.65	5.22	121.47	5.61	94.48	6.02	73.29	6.44	56.93	6.87	44.41
-2.00	3.61	-36.24	3.64	68.26	3.74	146.89	3.91	187.76	4.12	194.83	4.39	180.00	4.69	155.03	5.02	127.96	5.39	103.02	5.77	81.83	6.16	64.60	6.58	50.94	7.00	40.23
-3.00	4.24	-26.17	4.27	21.59	4.36	60.67	4.50	85.95	4.69	97.05	4.92	96.92	5.20	89.67	5.50	78.94	5.83	67.26	6.18	56.13	6.56	46.24	6.95	37.81	7.35	30.81
-4.00	5.00	-18.84	5.02	2.88	5.10	21.75	5.22	35.79	5.39	44.33	5.59	47.83	5.83	47.46	6.10	44.53	6.40	40.20	6.73	35.32	7.07	30.46	7.43	25.93	7.81	21.89
-5.00	5.83	-13.86	5.85	-3.41	5.92	6.04	6.02	13.71	6.16	19.22	6.34	22.54	6.56	23.96	6.80	23.88	7.07	22.76	7.37	21.01	7.68	18.95	8.02	16.79	8.37	14.70
Integral	-153.612		271.794		586.616		744.679		767.973		707.802		610.883		507.266		412.055		330.844		264.287		210.906		168.564	

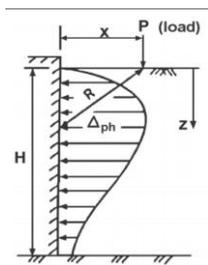
DATOS DE ENTRADA

CARGA PUNTUAL
Posición de la carga
RELACIÓN DE
POISSON

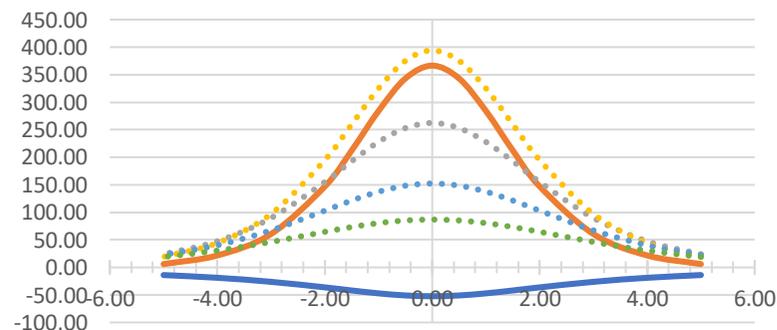
P	14800	Kg
X	3	m
μ	0.45	

$$\Delta_{ph} = \frac{P}{\pi R^2} \left[\frac{3ZX^2}{R^3} - \frac{R(1-2\nu)}{R+Z} \right]$$

$$R = (x^2 + y^2 + z^2)^{0.5} \text{ (pies).}$$



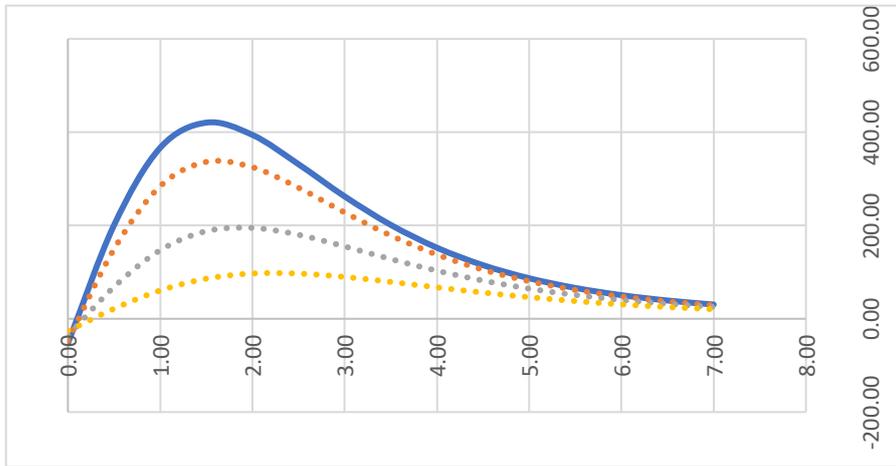
SIGMA X



Distribución de la presión lateral con el Método AASHTO LRFD

DISTRIBUCION VERTICAL

Y	0		1		2		3		Total
	R	Sigma	R	Sigma	R	Sigma	R	Sigma	
0.00	3.00	-52.34	3.16	-47.11	3.61	-36.24	4.24	-26.17	-153.61
0.50	3.04	200.66	3.20	149.32	3.64	68.26	4.27	21.59	271.79
1.00	3.16	366.44	3.32	284.05	3.74	146.89	4.36	60.67	586.62
1.50	3.35	420.52	3.50	336.35	3.91	187.76	4.50	85.95	744.68
2.00	3.61	394.18	3.74	324.96	4.12	194.83	4.69	97.05	767.97
2.50	3.91	331.30	4.03	280.84	4.39	180.00	4.92	96.92	707.80
3.00	4.24	262.27	4.36	227.81	4.69	155.03	5.20	89.67	610.88
3.50	4.61	201.27	4.72	178.49	5.02	127.96	5.50	78.94	507.27
4.00	5.00	152.34	5.10	137.45	5.39	103.02	5.83	67.26	412.05
4.50	5.41	114.91	5.50	105.16	5.77	81.83	6.18	56.13	330.84
5.00	5.83	86.89	5.92	80.46	6.16	64.60	6.56	46.24	264.29
5.50	6.26	66.09	6.34	61.80	6.58	50.94	6.95	37.81	210.91
6.00	6.71	50.66	6.78	47.74	7.00	40.23	7.35	30.81	168.56
6.50	7.16	39.15	7.23	37.15	7.43	31.89	7.76	25.09	
7.00	7.62	30.52	7.68	29.12	7.87	25.39	8.19	20.44	
Integral	1337.88		1121.29		713.91		395.63		2715.03



método AASHTO LRFD diseño de camión (por cada punto del muro)										
		X	1.5			3.3				
		P	14800	14800	3600	14800	14800	3600		
U =	0.45	Primera fila de ruedas			Segunda fila de ruedas					
H =	5	A	Z/Y	2.6	2	6.6	2.6	2	6.6	Presión total
n =	0.2778	0	0.00	-52	-75	-3	-27	-32	-2	
1	0.28	-12	21	-2	7	20	-2		32	
2	0.56	24	101	-2	39	68	-1		229	
3	0.83	52	157	-2	67	109	0		383	
4	1.11	71	186	-2	90	141	0		487	
5	1.39	81	192	-1	108	163	0		544	
6	1.67	84	183	-1	119	176	1		562	
7	1.94	82	165	-1	125	181	1		554	
8	2.22	76	143	-1	127	180	2		527	
9	2.50	69	122	-1	125	173	2		489	
10	2.78	60	102	-1	120	163	2		447	
11	3.06	52	84	0	113	151	2		403	
12	3.33	45	69	0	106	138	2		360	
13	3.61	38	57	0	97	125	2		319	
14	3.89	32	47	0	89	112	2		282	
15	4.17	27	38	0	81	100	2		248	
16	4.44	23	31	0	73	89	2		218	
17	4.72	19	26	0	65	79	2		192	
18	5.00	16	21	0	59	70	2		168	

Sección C		Primera fila de ruedas			Segunda fila de ruedas			Presión total
Puntos	Z/Y	4.60 m	0	4.60 m	4.6	0	4.6	
0	0.00	-20	-209	-5	-15	-43	-4	-296
1	0.28	-16	898	-4	-7	68	-2	938
2	0.56	-11	1550	-3	1	168	0	1705
3	0.83	-7	1674	-2	8	248	2	1923
4	1.11	-4	1474	-1	15	305	4	1792
5	1.39	-1	1170	0	21	337	5	1531
6	1.67	2	881	0	25	348	6	1262
7	1.94	3	649	1	29	342	7	1031
8	2.22	5	474	1	32	324	8	844
9	2.50	6	348	1	34	299	8	696
10	2.78	6	257	2	35	271	8	578
11	3.06	6	191	2	35	242	9	484
12	3.33	6	144	2	35	213	8	409
13	3.61	6	110	2	34	187	8	347
14	3.89	6	84	1	33	163	8	296
15	4.17	5	65	1	31	142	8	253
16	4.44	5	51	1	30	123	7	218
17	4.72	5	40	1	28	107	7	188
18	5.00	4	32	1	26	93	6	163

		Primera fila de ruedas			Segunda fila de ruedas			Presión total
B	Z/Y	3.6	1	5.6	3.6	1	5.6	
0	0	-31	-145	-3	-20	-40	-3	-241
1	0.28	-19	315	-3	-3	50	-2	337
2	0.56	-8	637	-2	12	131	-1	770
3	0.83	2	773	-2	27	198	0	998
4	1.11	10	761	-2	39	247	1	1055
5	1.39	16	667	-1	49	276	2	1009
6	1.67	20	548	-1	57	289	3	915
7	1.94	22	433	-1	62	288	3	808
8	2.22	23	336	0	65	276	4	704
9	2.50	23	258	0	67	258	4	610
10	2.78	22	198	0	66	236	4	528
11	3.06	21	153	0	65	213	4	456
12	3.33	19	118	0	62	190	5	394
13	3.61	17	92	0	59	168	5	341
14	3.89	15	72	0	56	148	5	296
15	4.17	14	57	0	52	129	4	256
16	4.44	12	45	0	48	113	4	223
17	4.72	10	36	0	44	99	4	194
18	5.00	9	29	0	41	86	4	169

E	Z/Y	6.6	2	2.6	6.6	2	2.6	
0	0	-10	-75	-13	-9	-32	-6	-145
1	0.28	-9	21	-3	-6	20	2	24
2	0.56	-8	101	6	-4	68	10	172
3	0.83	-7	157	13	-2	109	16	286
4	1.11	-6	186	17	0	141	22	360
5	1.39	-5	192	20	2	163	26	398
6	1.67	-5	183	20	4	176	29	408
7	1.94	-4	165	20	5	181	30	398
8	2.22	-3	143	19	6	180	31	376
9	2.50	-3	122	17	8	173	30	347
10	2.78	-2	102	15	8	163	29	315
11	3.06	-2	84	13	9	151	28	283
12	3.33	-1	69	11	10	138	26	252
13	3.61	-1	57	9	10	125	24	223
14	3.89	-1	47	8	10	112	22	197
15	4.17	-1	38	7	10	100	20	174
16	4.44	-1	31	6	10	89	18	153
17	4.72	0	26	5	10	79	16	135
18	5.00	0	21	4	10	70	14	119

D	Z/Y	5.6	1	3.6	5.6	1	3.6	
0	0	-14	-145	-8	-11	-40	-5	-222
1	0.28	-12	315	-5	-7	50	-1	340
2	0.56	-10	637	-2	-3	131	3	756
3	0.83	-8	773	0	1	198	6	971
4	1.11	-6	761	2	4	247	9	1017
5	1.39	-5	667	4	8	276	12	962
6	1.67	-4	548	5	10	289	14	862
7	1.94	-2	433	5	13	288	15	752
8	2.22	-1	336	6	15	276	16	647
9	2.50	-1	258	6	16	258	16	554
10	2.78	0	198	5	17	236	16	474
11	3.06	1	153	5	18	213	16	406
12	3.33	1	118	5	19	190	15	348
13	3.61	1	92	4	19	168	14	298
14	3.89	1	72	4	19	148	14	257
15	4.17	1	57	3	18	129	13	222
16	4.44	1	45	3	18	113	12	192
17	4.72	1	36	3	17	99	11	166
18	5.00	1	29	2	16	86	10	145

método AASHTO LRFD diseño de tándem (por cada punto del muro)

		1.5			3.3			
		X	P		P			
			11200	0	11200	11200	0	11200
		Primera fila de ruedas			Segunda fila de ruedas			
A	Z/Y	1.4	2	2.60	1.4	2	2.6	
0	0.00	-85	0	-40	-28	0	-20	-172
1	0.28	102	0	-9	28	0	6	127
2	0.56	245	0	18	80	0	30	373
3	0.83	324	0	39	122	0	51	536
4	1.11	342	0	54	154	0	68	619
5	1.39	321	0	61	175	0	82	639
6	1.67	279	0	64	185	0	90	618
7	1.94	233	0	62	186	0	95	576
8	2.22	189	0	58	181	0	96	523
9	2.50	151	0	52	171	0	94	468
10	2.78	120	0	46	158	0	91	414
11	3.06	94	0	40	144	0	86	364
12	3.33	75	0	34	129	0	80	318
13	3.61	59	0	29	115	0	74	277
14	3.89	47	0	24	102	0	67	241
15	4.17	38	0	21	90	0	61	209
16	4.44	30	0	17	79	0	55	182
17	4.72	24	0	15	69	0	49	158
18	5.00	20	0	12	61	0	44	137

Sección C		Primera fila de ruedas			Segunda fila de ruedas			Presión total
Puntos	Z/Y	0.60 m	0	0.60 m	0.60 m	0	0.6	
0	0.00	-137	0	-137	-32	0	-32	-337
1	0.28	451	0	451	46	0	46	994
2	0.56	826	0	826	116	0	116	1885
3	0.83	936	0	936	173	0	173	2218
4	1.11	863	0	863	213	0	213	2153
5	1.39	714	0	714	237	0	237	1902
6	1.67	557	0	557	246	0	246	1605
7	1.94	422	0	422	243	0	243	1329
8	2.22	316	0	316	231	0	231	1094
9	2.50	236	0	236	215	0	215	900
10	2.78	177	0	177	195	0	195	743
11	3.06	133	0	133	175	0	175	616
12	3.33	101	0	101	155	0	155	512
13	3.61	78	0	78	136	0	136	428
14	3.89	60	0	60	119	0	119	359
15	4.17	47	0	47	104	0	104	302
16	4.44	37	0	37	90	0	90	255
17	4.72	29	0	29	79	0	79	216
18	5.00	23	0	23	68	0	68	183

		Primera fila de ruedas			Segunda fila de ruedas			Presión total
B	Z/Y	-0.4	1	1.6	-0.4	1	1.6	
0	0.00	-148	0	-74	-32	0	-27	-281
1	0.28	563	0	62	49	0	24	697
2	0.56	999	0	170	122	0	70	1360
3	0.83	1103	0	234	181	0	108	1627
4	1.11	993	0	257	223	0	138	1610
5	1.39	803	0	249	247	0	157	1456
6	1.67	615	0	224	255	0	167	1261
7	1.94	458	0	191	251	0	170	1071
8	2.22	339	0	159	239	0	166	902
9	2.50	250	0	129	221	0	157	758
10	2.78	186	0	104	200	0	146	637
11	3.06	139	0	84	179	0	134	536
12	3.33	105	0	67	159	0	121	452
13	3.61	81	0	54	139	0	109	382
14	3.89	62	0	43	121	0	97	323
15	4.17	48	0	35	106	0	85	274
16	4.44	38	0	28	92	0	75	233
17	4.72	30	0	23	80	0	66	199
18	5.00	24	0	19	69	0	58	170

E	Z/Y	2.6	2	1.4	2.6	2	1.4	
0	0.00	-40	0	-85	-20	0	-28	-172
1	0.28	-9	0	102	6	0	28	127
2	0.56	18	0	245	30	0	80	373
3	0.83	39	0	324	51	0	122	536
4	1.11	54	0	342	68	0	154	619
5	1.39	61	0	321	82	0	175	639
6	1.67	64	0	279	90	0	185	618
7	1.94	62	0	233	95	0	186	576
8	2.22	58	0	189	96	0	181	523
9	2.50	52	0	151	94	0	171	468
10	2.78	46	0	120	91	0	158	414
11	3.06	40	0	94	86	0	144	364
12	3.33	34	0	75	80	0	129	318
13	3.61	29	0	59	74	0	115	277
14	3.89	24	0	47	67	0	102	241
15	4.17	21	0	38	61	0	90	209
16	4.44	17	0	30	55	0	79	182
17	4.72	15	0	24	49	0	69	158
18	5.00	12	0	20	44	0	61	137

D	Z/Y	1.6	1	-0.4	1.6	1	-0.4	
0	0.00	-74	0	-148	-27	0	-32	-281
1	0.28	62	0	563	24	0	49	697
2	0.56	170	0	999	70	0	122	1360
3	0.83	234	0	1103	108	0	181	1627
4	1.11	257	0	993	138	0	223	1610
5	1.39	249	0	803	157	0	247	1456
6	1.67	224	0	615	167	0	255	1261
7	1.94	191	0	458	170	0	251	1071
8	2.22	159	0	339	166	0	239	902
9	2.50	129	0	250	157	0	221	758
10	2.78	104	0	186	146	0	200	637
11	3.06	84	0	139	134	0	179	536
12	3.33	67	0	105	121	0	159	452
13	3.61	54	0	81	109	0	139	382
14	3.89	43	0	62	97	0	121	323
15	4.17	35	0	48	85	0	106	274
16	4.44	28	0	38	75	0	92	233
17	4.72	23	0	30	66	0	80	199
18	5.00	19	0	24	58	0	69	170

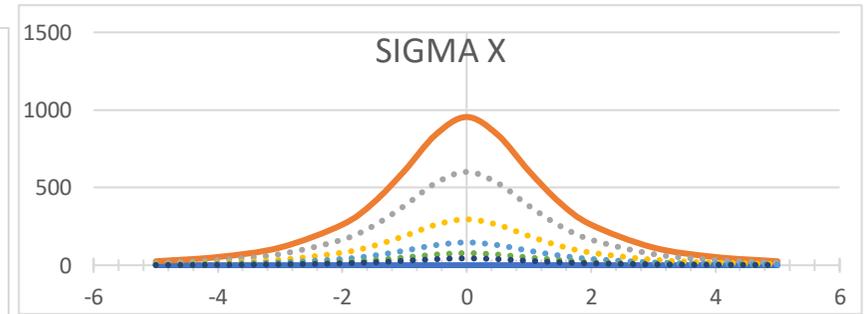
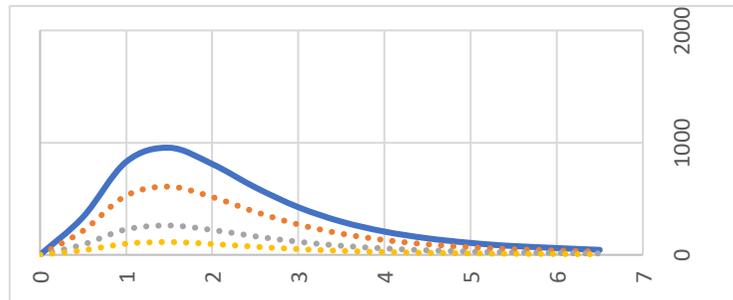
Distribución de la presión lateral con el método AGIES NRS-5

P	14800	Kg
H	5	m
X	1.5	m
m	0.3	Y

Z	n	PRESIÓN
0.00	0.00	0
0.50	0.10	337
1.00	0.20	829
1.50	0.30	955
2.00	0.40	809
2.50	0.50	601
3.00	0.60	424
3.50	0.70	296
4.00	0.80	207
4.50	0.90	147
5.00	1.00	106
5.50	1.10	78
6.50	1.30	44

	-7	-6	-5	-4	-3	-2	-1.5	-1	-0.5	0	0.5	1	1.5	2	3	4	5	6	6.55
	-77.9	-76.0	-73.3	-69.4	-63.4	-53.1	-45.0	-33.7	-18.4	0.0	18.4	33.7	45.0	53.1	63.4	69.4	73.3	76.0	77.1
	-1.36	-1.33	-1.28	-1.21	-1.11	-0.93	-0.79	-0.59	-0.32	0.00	0.32	0.59	0.79	0.93	1.11	1.21	1.28	1.33	1.35
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	4	9	19	40	92	142	215	297	337	297	215	142	92	40	19	9	4	3
	5	10	22	46	99	227	350	528	729	829	729	528	350	227	99	46	22	10	7
	5	12	25	53	114	262	403	608	840	955	840	608	403	262	114	53	25	12	8
	5	10	21	45	97	222	341	515	712	809	712	515	341	222	97	45	21	10	7
	3	8	16	33	72	165	254	383	529	601	529	383	254	165	72	33	16	8	5
	2	5	11	24	51	116	179	270	373	424	373	270	179	116	51	24	11	5	3
	2	4	8	16	35	81	125	188	260	296	260	188	125	81	35	16	8	4	2
	1	3	5	11	25	57	87	132	182	207	182	132	87	57	25	11	5	3	2
	1	2	4	8	18	40	62	94	129	147	129	94	62	40	18	8	4	2	1
	1	1	3	6	13	29	45	68	93	106	93	68	45	29	13	6	3	1	1
	0	1	2	4	9	21	33	50	69	78	69	50	33	21	9	4	2	1	1
	0	1	1	2	5	12	19	28	39	44	39	28	19	12	5	2	1	1	0

PH 2308.8



método AGIES NRS-5 diseño de camión (por cada punto del muro)

H =	5	X	1.5			3.3			
			P	14800	14800	3600	14800	14800	
n =	0.28	m	0.3	0.3	0.3	0.66	0.66	0.66	
A	Z	n/Y	2.6	2	6.6	2.6	2	6.6	
0	0.00	0.00	0	0	0	0	0	0	0
1	0.28	0.06	19	32	0	9	11	0	73
2	0.56	0.11	66	109	1	35	43	2	255
3	0.83	0.17	115	190	1	70	87	4	467
4	1.11	0.22	147	244	2	109	135	6	643
5	1.39	0.28	158	263	2	144	178	8	753
6	1.67	0.33	153	253	2	171	212	9	799
7	1.94	0.39	137	228	2	188	233	10	798
8	2.22	0.44	118	196	1	196	242	10	764
9	2.50	0.50	99	165	1	195	241	10	712
10	2.78	0.56	82	136	1	188	233	10	651
11	3.06	0.61	67	112	1	177	219	9	586
12	3.33	0.67	55	91	1	164	203	9	523
13	3.61	0.72	45	75	1	150	185	8	463
14	3.89	0.78	37	61	0	135	167	7	408
15	4.17	0.83	30	51	0	121	150	6	359
16	4.44	0.89	25	42	0	108	134	6	315
17	4.72	0.94	21	35	0	96	119	5	276
18	5.00	1.00	18	29	0	85	105	4	242

C	Z	n/Y	4.60 m	0	####	4.6	0	4.6	
0	0.00	0.00	0	0	0	0	0	0	0
1	0.28	0.06	4	118	1	4	17	1	145
2	0.56	0.11	14	400	3	16	63	4	500
3	0.83	0.17	25	695	6	32	127	8	894
4	1.11	0.22	32	892	8	50	198	12	1191
5	1.39	0.28	34	959	8	66	261	16	1345
6	1.67	0.33	33	924	8	79	310	19	1373
7	1.94	0.39	30	832	7	87	342	21	1317
8	2.22	0.44	25	716	6	90	355	22	1215
9	2.50	0.50	21	601	5	90	354	22	1093
10	2.78	0.56	18	497	4	87	342	21	968
11	3.06	0.61	14	408	4	82	322	20	849
12	3.33	0.67	12	334	3	75	298	18	740
13	3.61	0.72	10	273	2	69	271	17	642
14	3.89	0.78	8	224	2	62	245	15	556
15	4.17	0.83	7	185	2	56	220	14	482
16	4.44	0.89	5	153	1	50	196	12	417
17	4.72	0.94	5	127	1	44	174	11	361
18	5.00	1.00	4	106	1	39	154	10	314

B	Z	n/Y	3.6	1	5.6	3.6	1	5.6
0	0.00	0.00	0	0	0	0	0	0
1	0.28	0.06	9	75	0	6	15	1
2	0.56	0.11	30	255	2	24	56	3
3	0.83	0.17	52	443	3	48	115	5
4	1.11	0.22	67	568	4	74	178	8
5	1.39	0.28	72	611	4	98	235	11
6	1.67	0.33	69	589	4	116	279	13
7	1.94	0.39	62	530	3	128	307	14
8	2.22	0.44	54	456	3	133	319	15
9	2.50	0.50	45	383	2	133	318	15
10	2.78	0.56	37	317	2	128	307	14
11	3.06	0.61	31	260	2	121	289	14
12	3.33	0.67	25	212	1	112	268	13
13	3.61	0.72	20	174	1	102	244	11
14	3.89	0.78	17	143	1	92	220	10
15	4.17	0.83	14	118	1	82	197	9
16	4.44	0.89	11	97	1	73	176	8
17	4.72	0.94	10	81	1	65	156	7
18	5.00	1.00	8	68	0	58	139	6

E	Z	n/Y	6.60	2	2.6	6.6	2	2.6	
0	0.00	0.00	0	0	0	0	0	0	0
1	0.28	0.06	1	32	5	2	11	2	54
2	0.56	0.11	3	109	16	7	43	8	187
3	0.83	0.17	5	190	28	15	87	17	343
4	1.11	0.22	7	244	36	24	135	26	472
5	1.39	0.28	8	263	39	31	178	35	553
6	1.67	0.33	7	253	37	37	212	42	588
7	1.94	0.39	7	228	33	41	233	46	587
8	2.22	0.44	6	196	29	42	242	48	563
9	2.50	0.50	5	165	24	42	241	47	525
10	2.78	0.56	4	136	20	41	233	46	480
11	3.06	0.61	3	112	16	38	219	43	432
12	3.33	0.67	3	91	13	36	203	40	386
13	3.61	0.72	2	75	11	32	185	36	342
14	3.89	0.78	2	61	9	29	167	33	301
15	4.17	0.83	1	51	7	26	150	29	265
16	4.44	0.89	1	42	6	23	134	26	232
17	4.72	0.94	1	35	5	21	119	23	204
18	5.00	1.00	1	29	4	18	105	21	178

D	Z	n/Y	5.6	1	3.6	5.6	1	3.6	
0	0.00	0.00	0	0	0	0	0	0	0
1	0.28	0.06	2	75	2	3	15	2	99
2	0.56	0.11	7	255	7	11	56	6	342
3	0.83	0.17	12	443	13	22	115	12	616
4	1.11	0.22	15	568	16	34	178	18	829
5	1.39	0.28	16	611	17	45	235	24	948
6	1.67	0.33	16	589	17	54	279	28	982
7	1.94	0.39	14	530	15	59	307	31	956
8	2.22	0.44	12	456	13	61	319	32	895
9	2.50	0.50	10	383	11	61	318	32	816
10	2.78	0.56	8	317	9	59	307	31	731
11	3.06	0.61	7	260	7	56	289	29	648
12	3.33	0.67	6	212	6	51	268	27	570
13	3.61	0.72	5	174	5	47	244	25	499
14	3.89	0.78	4	143	4	42	220	22	436
15	4.17	0.83	3	118	3	38	197	20	379
16	4.44	0.89	3	97	3	34	176	18	330
17	4.72	0.94	2	81	2	30	156	16	288
18	5.00	1.00	2	68	2	27	139	14	251

Anexo N.º 05: Hojas Excel para calcular el diagrama momento – curvatura y curva capacidad:

VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD INTERNA (sc)

Datos de entrada:

As =	11.86	cm ²
A's =	2.13	cm ²
b =	100	cm
h =	70	cm
d =	65	cm
d' =	5	cm
Es =	2100000	kg/cm ²
f'c =	175	kg/cm ²
fy =	4200	kg/cm ²
n =	10.58	
L =	1	m

DIAGRAMA MOMENTO - CURVATURA

Punto A: Inicio de agrietamiento:

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c} = 198431.348 \text{ kg/cm}^2$$

Relación de módulos

$$h = \frac{E_s}{E_c} = 10.583$$

Distancia del centro de gravedad

$$A_g = bh = 7000.000 \text{ cm}^2$$

$$Y_0 = \frac{A_s (h/2) + (n-1)A_s d + (n-1)A'_s d'}{A_g + (n-1)A_s + (n-1)A'_s}$$

$$\frac{(n-1)A_s}{A_g + (n-1)A_s + (n-1)A'_s} = 113.619$$

$$\frac{(n-1)A'_s}{A_g + (n-1)A_s + (n-1)A'_s} = 20.405$$

$$Y_0 = 35.392 \text{ cm}$$

Momento de la inercia de la relación

$$I_g = \frac{bh^3}{12} + A_g (Y_0 - h/2)^2 + (n - 1)A_s(d - Y_0)^2 + (n - 1)A'_s(Y_0 - d')^2$$

$$I_g = 2977859.0 \quad \text{cm}^4$$

Módulo de rotura

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} = 26.458 \quad \text{kg/cm}^2$$

Momento

$$Y_t = 34.608$$

$$M_A = \frac{f_r \cdot I_g}{Y_t} = 22.765 \quad \text{T.m}$$

Curvatura

$$\epsilon_t = \frac{f_r}{\epsilon_c} = 0.00013$$

$$\phi_A = \frac{\epsilon_t}{Y_t} = 3.85267\text{E-}06 \quad 1/\text{cm} \quad \mathbf{0.00039 \quad 1/m}$$

Punto B: Inicio de fluencia del acero

Posición del eje neutro ©

$$\theta = \frac{b}{2} = 50 \quad \text{cm}$$

$$P = hA_s + (n - 1)A'_s = 145.920$$

$$q = -hA_s d - (n - 1)A'_s d' = -8260.466$$

$$C = \frac{-P + \sqrt{P^2 - 4\theta q}}{2\theta} = 11.477 \quad \text{cm}$$

Curvatura

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{\epsilon_s} = 0.002$$

$$\phi_B = \frac{\epsilon_y}{d - c} =$$

$$\epsilon_c = \phi_B C =$$

$$3.73669E-05 \quad 1/\text{cm}$$

$$0.0037 \quad 1/\text{m}$$

$$0.00043$$

Verificando la compresión

$$f_c = E_c \varepsilon_c \leq f'_c$$

$$f_c = 85.097 \quad \text{kg/cm}^2$$

Cuando
usamos: $f_c \leq f'_c$

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_c \left(\frac{C - d'}{C} \right) = 0.00024$$

$$f'_s = \varepsilon'_s E_s = 508.234 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$M_B = \frac{1}{2} f_c b c \left(d - \frac{C}{3} \right) + A'_s f'_c (d - d')$$

$$M_B = 30.522 \quad \text{T.m}$$

Punto C: Inicio de aplastamiento del concreto:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 3.349 \quad \text{cm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = 3.940 \quad \text{cm}$$

Curvatura

$$\phi_c = \frac{\varepsilon_{cu}}{C} = 0.00102 \quad 1/\text{cm} \quad 0.102 \quad 1/\text{m}$$

Momento

$$M_c = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_c =$$

31.544 T.m

DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA (sc)		
Punto	Momento (T.m)	Curvatura (10 ⁻² x 1/m)
Inicio	0.000	0.000
A	22.765	0.039
B	30.522	0.374
C	31.544	10.153

Ductilidad
27.17

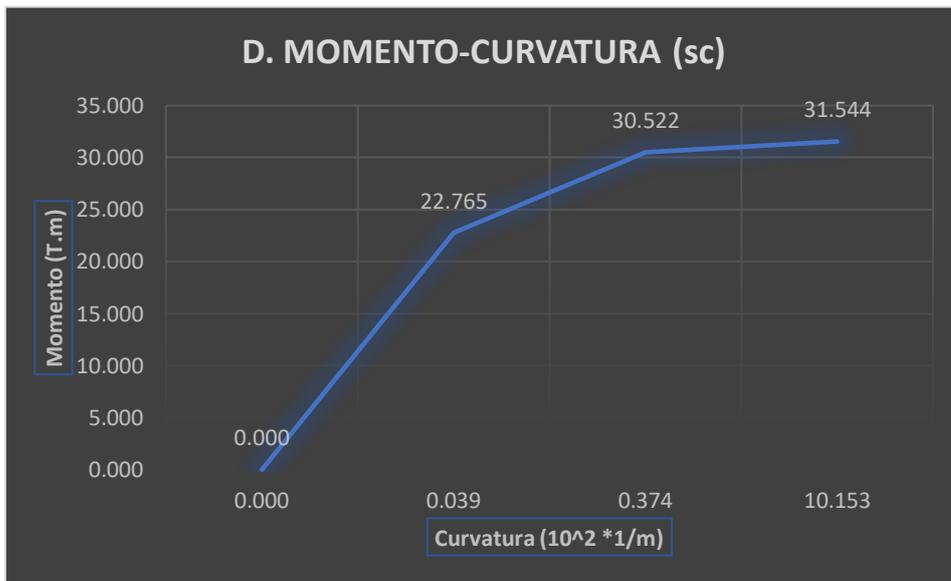


DIAGRAMA CURVA CAPACIDAD

Punto (A): Inicio de fisura miento del concreto:

Dónde la carga es:

$$q_A = \frac{2M_A}{L^2} = 45.531 \quad \text{T/m}$$

Rigidez antes del fisuramiento

$$EI_A = \frac{M_A}{\Phi_A} = 59090.057 \quad \text{T.m}^2$$

Dónde el desplazamiento será:

$$\mu_A = \frac{q_A L^4}{8EI_A} = 9.63168E-05 \quad \text{m} \quad \mathbf{0.0096 \quad \text{cm}}$$

Punto (B): Inicio de la fluencia del acero

$$q_B = \frac{2M_B}{L^2} = 61.045 \quad \text{T/m}$$

Rigidez antes del fisuramiento

$$EI_B = \frac{M_B - M_A}{\Phi_B - \Phi_A} = 2314.475 \quad \text{T.m}^2$$

Dónde el desplazamiento será:

$$\mu_B = \frac{q_B L^4}{8EI_B} = 0.0033 \quad \text{m} \quad \mathbf{0.330 \quad \text{cm}}$$

Punto C: Aplastamiento del concreto:

$$q_C = \frac{2M_C}{L^2} = 63.088 \quad \text{T/m}$$

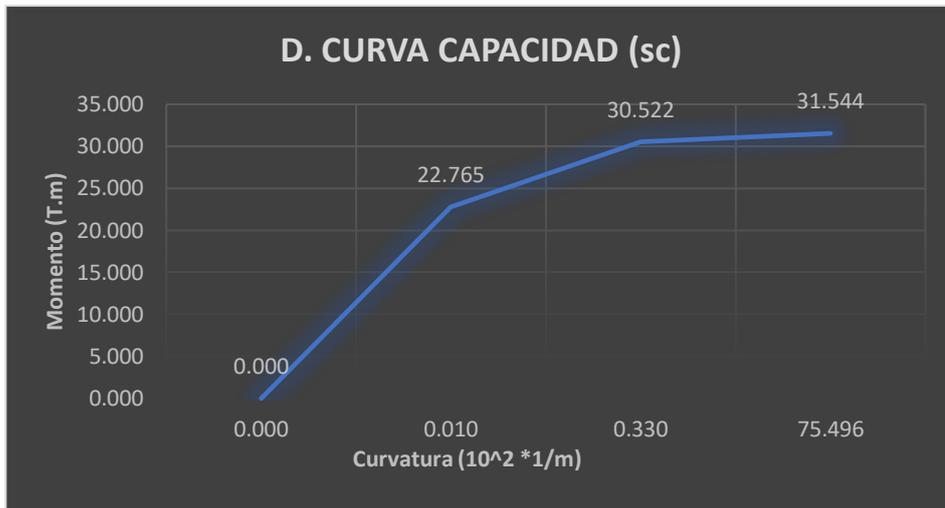
Rigidez antes del fisuramiento

$$EI_C = \frac{M_C - M_B}{\Phi_C - \Phi_B} = 10.446 \quad \text{T.m}^2$$

Dónde el desplazamiento será:

$$\mu_C = \frac{q_C L^4}{8EI_C} = 0.755 \quad \text{m} \quad \mathbf{75.496 \quad \text{cm}}$$

DIAGRAMA CURVA CAPACIDAD (SC)		
Punto	Momento (T.m)	Desplazamiento (cm)
Inicio	0.000	0.000
A	22.765	0.010
B	30.522	0.330
C	31.544	75.496



VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD INTERNA (cp)

Datos de entrada:

As =	12.832	cm ²
A's =	2.13	cm ²
b =	100	cm
h =	70	cm
d =	65	cm
d' =	5	cm
Es =	2100000	kg/cm ²
f'c =	175	kg/cm ²
fy =	4200	kg/cm ²
n =	10.58	
L =	1	m

DIAGRAMA MOMENTO - CURVATURA (Carga Puntual)

Punto A: Inicio de agrietamiento:

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c} = 198431.348 \text{ kg/cm}^2$$

Relación de módulos

$$h = \frac{E_s}{E_c} = 10.583$$

Distancia del centro de gravedad

$$A_g = bh = 7000.000 \text{ cm}^2$$

$$Y_0 = \frac{A_s (h/2) + (n-1)A_s d + (n-1)A'_s d'}{A_g + (n-1)A_s + (n-1)A'_s}$$

$$\frac{(n-1)A_s}{(n-1)A_s} = 122.931$$

$$\frac{(n-1)A'_s}{(n-1)A'_s} = 20.405$$

$$Y_0 = 35.431 \text{ cm}$$

Momento de la inercia de la relación

$$I_g = \frac{bh^3}{12} + A_g (Y_0 - h/2)^2 + (n-1)A_s (d - Y_0)^2 + (n-1)A'_s (Y_0 - d')^2$$

$$I_g = 2986011.3 \text{ cm}^4$$

Módulo de rotura

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} = 26.458 \text{ kg/cm}^2$$

Momento

$$Y_t = 34.569$$

$$M_A = \frac{f_r \cdot I_g}{Y_t} = 22.853 \text{ T.m}$$

Curvatura

$$\epsilon_t = \frac{f_r}{\epsilon_c} = 0.00013$$

$$\phi_A = \frac{\epsilon_t}{Y_t} = 3.85697\text{E-}06 \text{ 1/cm} = 0.00039 \text{ 1/m}$$

Punto B: Inicio de fluencia del acero

Posición del eje neutro ©

$$\theta = \frac{b}{2} = 50 \text{ cm}$$

$$P = hA_s + (n-1)A'_s = 156.207$$

$$q = -hA_s d - (n-1)A'_s d' =$$

-8929.100

$$C = \frac{-P + \sqrt{P^2 - 4\theta q}}{2\theta} = 11.892 \text{ cm}$$

Curvatura

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{\epsilon_s} = 0.002$$

$$\phi_B = \frac{\epsilon_y}{d - c} = 3.76594E-05 \text{ 1/cm} \quad \mathbf{0.0038 \text{ 1/m}}$$

$$\epsilon_c = \phi_B C = 0.00045$$

Verificando la compresión

$$f_c = E_c \epsilon_c \leq f'_c \quad f_c = 88.869 \text{ kg/cm}^2$$

Cuando $f_c \leq f'_c$
usamos:

$$\epsilon'_s = \epsilon_c \left(\frac{C - d'}{C} \right) = 0.00026$$

$$f'_s = \epsilon'_s E_s = 545.082 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_B = \frac{1}{2} f_c b c \left(d - \frac{C}{3} \right) + A'_s f'_c (d - d')$$

$$M_B = \mathbf{32.950 \text{ T.m}}$$

Punto C: Inicio de aplastamiento del concreto:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 3.623 \text{ cm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = 4.263 \text{ cm}$$

Curvatura

$$\phi_c = \frac{\epsilon_{cu}}{C} = 0.00094 \quad 1/\text{cm} \quad \mathbf{0.094 \quad 1/m}$$

Momento

$$M_c = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_c = 34.055 \quad \text{T.m}$$

DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA (cp)		
Punto	Momento (T.m)	Curvatura (10 ⁻² x 1/m)
Inicio	0.000	0.000
A	22.853	0.039
B	32.950	0.377
C	34.055	9.384

Ductilidad
24.918

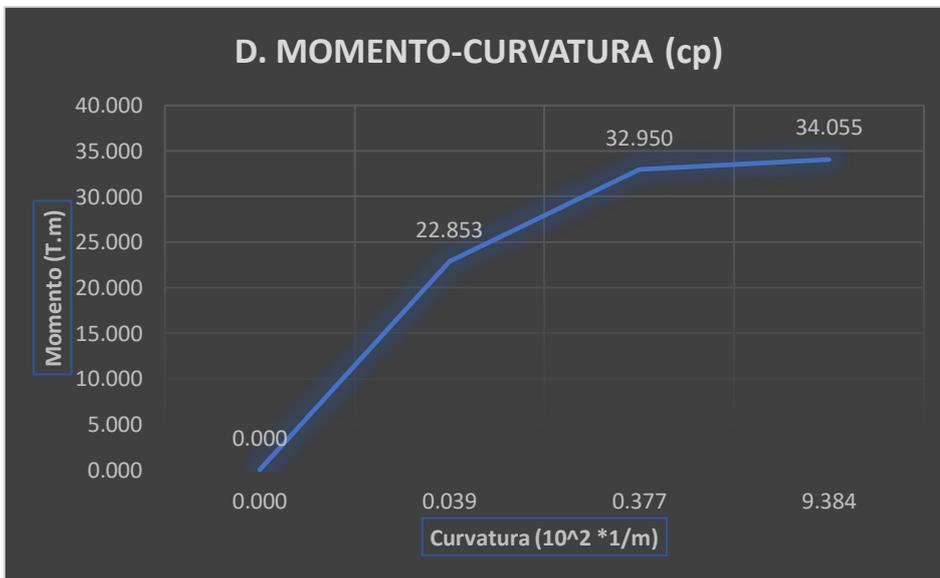


DIAGRAMA CURVA CAPACIDAD (carga puntual)

Punto (A): Inicio de fisuramiento del concreto:

Dónde la carga es:

$$q_A = \frac{2M_A}{L^2} = 45.707 \quad \text{T/m}$$

Rigidez antes del fisuramiento

$$EI_A = \frac{M_A}{\Phi_A} = 59251.826 \quad \text{T.m}^2$$

Dónde el desplazamiento será:

$$\mu_A = \frac{q_A L^4}{8EI_A} = 9.64243\text{E-}05 \quad \text{m} \quad \mathbf{0.0096 \quad \text{cm}}$$

Punto (B): Inicio de la fluencia del acero

$$q_B = \frac{2M_B}{L^2} = 65.900 \quad \text{T/m}$$

Rigidez antes del fisuramiento

$$EI_B = \frac{M_B - M_A}{\Phi_B - \Phi_A} = 2987.001 \quad \text{T.m}^2$$

Dónde el desplazamiento será:

$$\mu_B = \frac{q_B L^4}{8EI_B} = 0.0028 \quad \text{m} \quad \mathbf{0.276 \quad \text{cm}}$$

Punto C: Aplastamiento del concreto:

$$q_C = \frac{2M_C}{L^2} = 68.110 \quad \text{T/m}$$

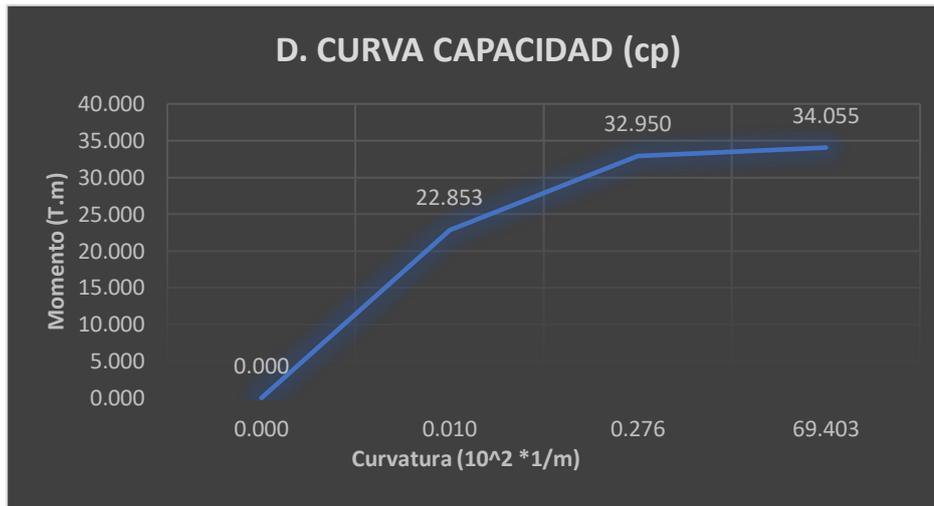
Rigidez antes del fisuramiento

$$EI_C = \frac{M_C - M_B}{\Phi_C - \Phi_B} = 12.267 \quad \text{T.m}^2$$

Dónde el desplazamiento será:

$$\mu_C = \frac{q_C L^4}{8EI_C} = 0.694 \quad \text{m} \quad \mathbf{69.403 \quad \text{cm}}$$

DIAGRAMA CURVA CAPACIDAD (cp)		
Punto	Momento (T.m)	Desplazamiento (cm)
Inicio	0.000	0.000
A	22.853	0.010
B	32.950	0.276
C	34.055	69.403



VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD INTERNA (cf)

Datos de entrada:

As =	12.358	cm ²
A's =	2.13	cm ²
b =	100	cm
h =	70	cm
d =	65	cm
d' =	5	cm
Es =	2100000	kg/cm ²
f'c =	175	kg/cm ²
fy =	4200	kg/cm ²
n =	10.58	
L =	1	m

DIAGRAMA MOMENTO - CURVATURA (carga de franja)

Punto A: Inicio de agrietamiento:

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c} =$$

$$198431.348 \quad \text{kg/cm}^2$$

Relación de módulos

$$h = \frac{E_s}{E_c} = 10.583$$

Distancia del centro de gravedad

$$A_g = bh = 7000.000 \quad \text{cm}^2$$

$$Y_0 = \frac{A_s (h/2) + (n-1)A_s d + (n-1)A'_s d'}{A_g + (n-1)A_s + (n-1)A'_s}$$

$$\frac{(n-1)A_s}{(n-1)A_s} = 118.390$$

$$\frac{(n-1)A'_s}{(n-1)A'_s} = 20.405$$

$$Y_0 = 35.412 \quad \text{cm}$$

Momento de la inercia de la relación

$$I_g = \frac{bh^3}{12} + A_g (Y_0 - h/2)^2 + (n-1)A_s (d - Y_0)^2 + (n-1)A'_s (Y_0 - d')^2$$

$$I_g = 2982038.5 \quad \text{cm}^4$$

Módulo de rotura

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} = 26.458 \quad \text{kg/cm}^2$$

Momento

$$Y_t = 34.588$$

$$M_A = \frac{f_r \cdot I_g}{Y_t} = 22.810 \quad \text{T.m}$$

Curvatura

$$\epsilon_t = \frac{f_r}{\epsilon_c} = 0.00013$$

$$\phi_A = \frac{\epsilon_t}{Y_t} = 3.85488\text{E-}06 \quad 1/\text{cm} \quad \mathbf{0.00039 \quad 1/m}$$

Punto B: Inicio de fluencia del acero

Posición del eje neutro ©

$$\theta = \frac{b}{2} = 50 \text{ cm}$$

$$P = hA_s + (n - 1)A'_s = 151.190$$

$$q = -hA_s d - (n - 1)A'_s d' = -8603.038$$

$$C = \frac{-P + \sqrt{P^2 - 4\theta q}}{2\theta} = 11.692 \text{ cm}$$

Curvatura

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{\epsilon_s} = 0.002$$

$$\phi_B = \frac{\epsilon_y}{d - c} = 3.75179\text{E-}05 \text{ 1/cm} \quad \mathbf{0.0038 \text{ 1/m}}$$

$$\epsilon_c = \phi_B C = 0.00044$$

Verificando la compresión

$$f_c = E_c \epsilon_c \leq f'_c \quad f'_c = 87.045 \text{ kg/cm}^2$$

Cuando usamos: $f_c \leq f'_c$

$$\epsilon'_s = \epsilon_c \left(\frac{C - d'}{C} \right) = 0.00025$$

$$f'_s = \epsilon'_s \epsilon_s = 527.257 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_B = \frac{1}{2} f_c b c \left(d - \frac{C}{3} \right) + A'_s f'_c (d - d')$$

$$M_B = \mathbf{31.767 \text{ T.m}}$$

Punto C: Inicio de aplastamiento del concreto:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 3.489 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 4.105 \text{ cm}$$

Curvatura

$$\phi_c = \frac{\epsilon_{cu}}{C} = 0.00097 \text{ 1/cm} \quad \mathbf{0.097 \text{ 1/m}}$$

Momento

$$M_c = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_c = \mathbf{32.832 \text{ T.m}}$$

DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA (cf)		
Punto	Momento (T.m)	Curvatura (10 ⁻² x 1/m)
Inicio	0.000	0.000
A	22.810	0.039
B	31.767	0.375
C	32.832	9.744

Ductilidad
25.972

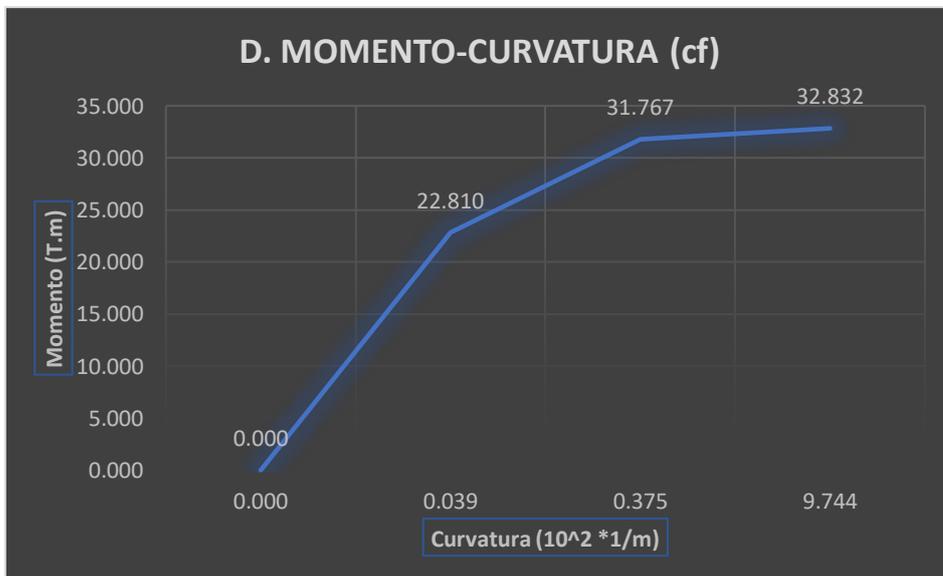


DIAGRAMA CURVA CAPACIDAD (carga de franja)

Punto (A): Inicio de fisuramiento del concreto:

Dónde la carga es:

$$q_A = \frac{2M_A}{L^2} = 45.621 \quad \text{T/m}$$

Rigidez antes del fisuramiento

$$EI_A = \frac{M_A}{\Phi_A} = 59172.991 \quad \text{T.m}^2$$

Dónde el desplazamiento será:

$$\mu_A = \frac{q_A L^4}{8EI_A} = 9.63719\text{E-}05 \quad \text{m} \quad \mathbf{0.0096 \quad \text{cm}}$$

Punto (B): Inicio de la fluencia del acero

$$q_B = \frac{2M_B}{L^2} = 63.534 \quad \text{T/m}$$

Rigidez antes del fisuramiento

$$EI_B = \frac{M_B - M_A}{\Phi_B - \Phi_A} = 2660.681 \quad \text{T.m}^2$$

Dónde el desplazamiento será:

$$\mu_B = \frac{q_B L^4}{8EI_B} = 0.0030 \quad \text{m} \quad \mathbf{0.298 \quad \text{cm}}$$

Punto C: Aplastamiento del concreto:

$$q_C = \frac{2M_C}{L^2} = 65.664 \quad \text{T/m}$$

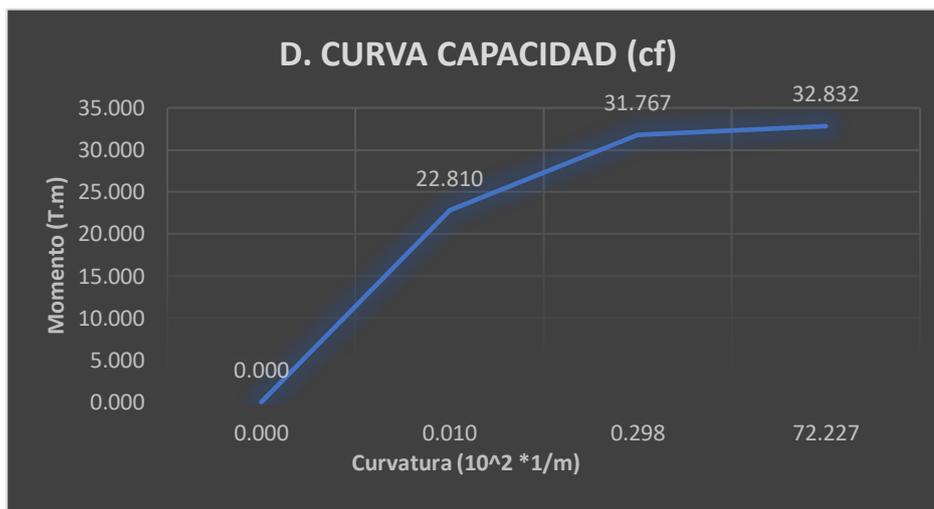
Rigidez antes del fisuramiento

$$EI_C = \frac{M_C - M_B}{\Phi_C - \Phi_B} = 11.364 \quad \text{T.m}^2$$

Dónde el desplazamiento será:

$$\mu_c = \frac{q_c L^4}{8EI_c} = 0.722 \text{ m} \quad \mathbf{72.227 \text{ cm}}$$

DIAGRAMA CURVA CAPACIDAD (cf)		
Punto	Momento (T.m)	Desplazamiento (cm)
Inicio	0.000	0.000
A	22.810	0.010
B	31.767	0.298
C	32.832	72.227



Anexo N.º 06: Resultados del laboratorio:



GELY VANESSA PEREZ CONDOR
CIP N° 213943

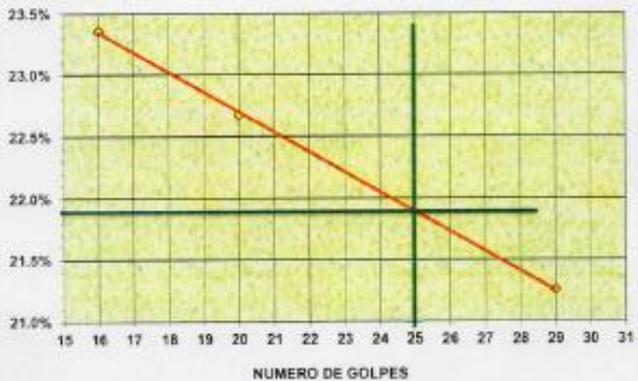
CONSULTORA DE PROYECTOS PUBLICOS Y PRIVADOS

METODO STANDAR PARA LIMITE LIQUIDO, LIMITE PLASTICO, E INDICE DE PLASTICIDAD DE SUELOS

LIMITES DE CONSISTENCIA
ASTM 4318-84

SOLICITA: ANER EUEZER ORDÓÑEZ QUISPEALAYA
 PROYECTO: EFECTOS DE CARGAS VEHICULARES EN LA CAPACIDAD RESISTENTE DE MUROS DE CONTENCIÓN DEL ASENTAMIENTO HUMANO JUSTICIA, PAZ Y VIDA 2021
 UBICACIÓN: JR. MALECÓN NORTE - ASENTAMIENTO HUMANO JUSTICIA PAZ Y VIDA
 CALICATA: C-1
 PROFESIONAL: ING. GELY VANESSA PEREZ CONDOR
 FECHA: 23 DE ENERO 2021

Nº de Golpes	Cápsula Nº	Peso de la Cápsula	Peso Cápsula + Suelo Hum.	Peso Cápsula + Suelo Seco	Peso del Agua	Peso del Suelo Seco	Humedad Del Suelo
29	002	27.40	43.03	40.56	2.88	13.55	21.25%
20	019	15.77	34.85	31.16	3.49	15.39	22.68%
16	027	16.69	32.80	29.75	3.05	13.06	23.35%
L.P.	004	8.53	10.24	10.02	0.22	1.49	14.77%
L.P.	005	8.78	10.50	10.29	0.21	1.51	13.91%



NUMERO DE GOLPES

$LL = W_n * (N/25)^{0.121}$

$W_n =$ Contenido de humedad a numero de golpes

$N =$ Nº de golpes

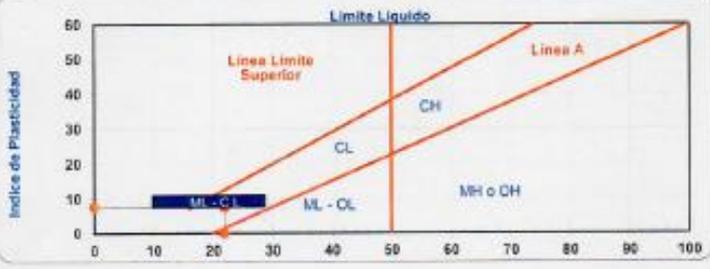
$IP = LL - LP$

LL = Limite líquido

LP = Limite plástico

le = Indice de Consistencia

LL =	21.90%
LP =	14.34%
IP =	7.56%



Indice de Plasticidad



Rony Huaman-Marique
LABORATORISTA DE SUELOS Y MATERIALES

Comentario : La interpretación de los resultados de ensayo es de exclusiva responsabilidad del solicitante, salvo recomendaciones adjuntas.

FIRMAS AUTORIZADAS



GELY VANESSA PEREZ CONDOR
INGENIERO CIVIL
CIP N° 213943



Rony Huaman-Marique
LABORATORISTA DE SUELOS Y MATERIALES



GELY VANESSA PEREZ CONDOR
CIP N° 213943

CONSULTORA DE PROYECTOS PUBLICOS Y PRIVADOS

ANALISIS GRANULOMETRICO

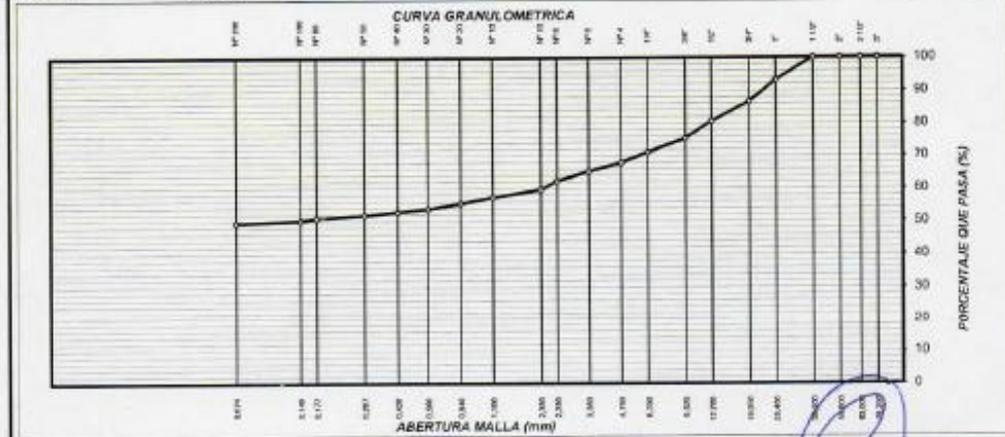
ASTM D 421 MTC E 107

SOLICITA ANER ELIEZER ORDEÑEZ QUISPEALAYA
 PROYECTO EFECTOS DE CARGAS VEHICULARES EN LA CAPACIDAD RESISTENTE DE MUROS DE CONTENCIÓN DEL ASENTAMIENTO HUMANO JUSTICIA, PAZ Y VIDA 2021
 UBICACIÓN JR. MALECÓN NORTE - ASENTAMIENTO HUMANO JUSTICIA PAZ Y VIDA
 CALICATA C-1
 PROFESIONAL ING. GELY VANESSA PEREZ CONDOR
 FECHA 23 DE ENERO 2021

Pag. 1 de 1

MALLAS SERIE AMERICANA	ANALISIS GRANULOMETRICO					DESCRIPCION DE LA MUESTRA	
	ABERTURA (mm)	Pesos Retenidos	RET (%)	PASA (%)	ESPECIFIC. "A-1"		
						Bolonia > 3"	0.0
3"	76.200	0.00	0.00	100.00		Grava 3" - N° 4 :	32.23
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	100.00		Arena N°4 - N° 200 :	18.27
2"	50.800	0.00	0.00	100.00		Finos < N° 200 :	49.50
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	100.00		Fraccion (SUMA N°8-N°200)	528.81
1"	25.400	209.28	6.98	93.02		Contenido de Humedad (%) :	13.04
3/4"	19.050	195.08	6.50	86.52			
1/2"	12.700	178.50	5.95	80.57			
3/8"	9.525	157.08	5.24	75.34			
1/4"	6.350	129.22	4.31	71.03			
N° 4	4.750	97.62	3.25	67.77			
N° 6	3.360	75.70	2.52	65.25		DATOS DE LIMITES DE ATTERBERG	
N° 8	2.380	91.26	3.04	62.21		LIMITE LIQUIDO	21.90
N° 10	2.000	77.48	2.58	59.63		LIMITE PLASTICO	14.34
N° 16	1.190	70.28	2.34	57.28		INDICE PLASTICIDAD	7.56
N° 20	0.840	56.73	1.89	55.39			
N° 30	0.590	50.76	1.69	53.70		CLASIFICACION	
N° 40	0.426	28.86	0.96	52.74		SUCS	AASHTO
N° 60	0.297	29.02	0.97	51.77		GC	A-4 (3)
N° 80	0.177	27.22	0.91	50.86			
N° 100	0.149	21.50	0.72	50.15		CALICATA	
N° 200	0.074	19.30	0.64	49.50		C-1	E-1
-200		1485.13	49.50	-		PROFUNDIDAD (m)	3.00

Peso Inicial: 3000.00



Comentario :

FIRMAS AUTORIZADAS

GELY VANESSA PEREZ CONDOR
INGENIERO CIVIL
CIP N° 213943

Rony Huaman-Manrique
LABORATORISTA DE SUELOS
Y MATERIALES



GELY VANESSA PEREZ CONDOR
CIP N° 213943

CONSULTORA DE PROYECTOS PUBLICOS Y PRIVADOS

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

SOLICITA ANER ELIEZER ORDEÑEZ QUISPEALAYA
 PROYECTO EFECTOS DE CARGAS VEHICULARES EN LA CAPACIDAD RESISTENTE DE MUROS DE CONTENCIÓN DEL ASENTAMIENTO HUMANO JUSTICIA, PAZ Y VIDA 2021
 UBICACIÓN JR. MALECÓN NORTE - ASENTAMIENTO HUMANO JUSTICIA PAZ Y VIDA
 CALICATA C-1
 PROFESIONAL ING. GELY VANESSA PEREZ CONDOR
 FECHA 23 DE ENERO 2021

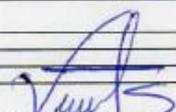
TIPO DE ENSAYO: CONSOLIDADO, DRENADO REMOLDEADA Profundidad: 0.00 - 3.00

Parámetros de la muestra	Ítem 1	Ítem 2	Ítem 3	Ítem 4
Diámetro(mm)	50.00	50.00	50.00	
Área (mm ²)	1965.14	1961.18	1960.63	
Altura (mm)	21.00	21.00	21.00	
Volumen cm ³	41.23	41.23	41.23	
Humedad natural (%)	8.53	8.26	8.03	
Peso del suelo húmedo (g)	54.74	93.23	90.64	
Peso del suelo seco (g)	51.53	86.76	83.95	
Peso del tarro (g)	15.62	14.97	16.01	
Humedad final de la muestra	8.94	8.98	9.85	
Gravedad específica (g/cm ³)	2.153	2.172	2.128	
Masa unitaria húmeda (g/cm ³)	2.105	2.114	2.125	
Masa unitaria seca (g/cm ³)	1.933	1.953	1.967	
Grado de Saturación (%)	1.671	1.671	1.671	
Relación de vacíos inicial	0.113	0.791	0.787	
Deformación Consolidación (mm)	0.022	0.031	0.038	
Relación de vacíos final	0.865	0.856	0.850	

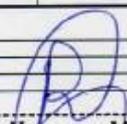
Parámetros del Ensayo

Pesas en el brazo (kg)	1.00	2.00	4.00	
Peso del estribo (kg)	2.88	2.88	2.88	
Múltiplo del brazo de palanca	5.00	5.00	5.00	
Velocidad desplazam. (mm/min)	0.50	0.50	0.50	
Esfuerzo Vertical (kPa)	29.40	49.00	68.60	
Consolidar	SI	SI	SI	

Observaciones:



GELY VANESSA PEREZ CONDOR
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 213943


Rony Huaman Manrique
 LABORATORISTA DE SUELOS
 Y MATERIALES

Máquina de ensayos: Modelo: PC107_C Rango: 5 kN Serie: 116 Certif. calibración No. 23154

GELY VANESSA PEREZ CONDOR
CIP N° 213943

CONSULTORA DE PROYECTOS PUBLICOS Y PRIVADOS

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

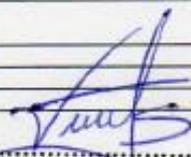
SOLICITA ANER ELIEZER ORDEZ QUISPEALAYA
 PROYECTO EFECTOS DE CARGAS VEHICULARES EN LA CAPACIDAD RESISTENTE DE MUROS DE CONTENCIÓN DEL ASENTAMIENTO HUMANO JUSTICIA, PAZ Y VIDA 2021
 UBICACIÓN JR. MALECÓN NORTE - ASENTAMIENTO HUMANO JUSTICIA PAZ Y VIDA
 CALICATA C-1
 PROFESIONAL ING. GELY VANESSA PEREZ CONDOR
 FECHA 23 DE ENERO 2021

TIPO DE ENSAYO: CONSOLIDADO, DRENADO REMOLDEADA Profundidad: 0.00 - 3.00

Parámetros del Ensayo

Esfuerzo Vertical (kPa)		30.58			50.18			69.78		
Consolidar		NO			NO			NO		
Deformación Horizontal (mm)	Deformación Unitaria (%)	Deformación Normal (mm)			Fuerza (N)			Esfuerzo Cortante (kPa)		
Esfuerzo Vertical (kPa) →		30.58	50.18	69.78	30.58	50.18	69.78	30.58	50.18	69.78
0.00		0.000	0.000	0.000	1.400	2.000	1.600	0.117	0.156	0.185
0.10		0.002	0.001	-0.001	7.800	21.000	18.200	1.488	1.984	2.480
0.20		0.002	0.001	-0.002	13.400	39.800	38.200	4.560	6.080	7.600
0.30		0.005	0.004	-0.003	22.600	50.800	54.800	7.032	9.376	11.720
0.40		0.015	0.007	0.000	28.400	58.400	66.600	8.592	11.456	14.320
0.50		0.026	0.009	0.004	34.200	66.000	75.600	10.056	13.408	16.760
0.60		0.034	0.012	0.008	38.800	70.800	82.600	11.352	15.136	18.920
0.80		0.045	0.014	0.018	47.200	80.600	87.600	13.512	18.016	22.520
1.00		0.053	0.016	0.018	54.400	88.000	100.600	15.600	20.800	26.000
1.20		0.057	0.015	0.021	61.000	94.000	107.400	17.280	23.040	28.800
1.40		0.056	0.014	0.022	67.200	99.400	113.200	19.200	25.600	32.000
1.60		0.055	0.010	0.020	72.400	103.600	117.800	21.000	28.000	35.000
1.80		0.050	0.004	0.018	76.800	107.200	121.600	22.704	30.272	37.840
2.00		0.041	-0.005	0.012	81.400	110.400	126.000	24.168	32.224	40.280
2.20		0.034	-0.012	0.009	85.200	114.200	129.800	25.536	34.048	42.560
2.40		0.025	-0.024	0.003	89.200	116.800	132.600	27.024	36.032	45.040
2.60		0.017	-0.031	-0.001	91.800	120.000	134.800	28.272	37.696	47.120
2.80		0.008	-0.036	-0.003	94.000	123.000	137.400	29.424	39.232	49.040
3.00		0.002	-0.043	-0.006	96.600	125.600	139.200	30.384	40.512	50.640
3.20		-0.008	-0.046	-0.010	97.800	127.000	140.600	31.008	41.344	51.680
3.40		-0.017	-0.051	-0.015	97.800	128.800	141.600	31.488	41.984	52.480
3.60		-0.030	-0.058	-0.019	99.400	129.200	144.600	31.632	42.176	52.720
3.80		-0.040	-0.067	-0.024	99.400	130.400	146.600	31.584	42.112	52.640
4.00		-0.052	-0.075	-0.029	100.200	132.000	148.400	31.500	42.000	52.500
4.20		-0.063	-0.083	-0.030	99.400	132.800	150.400	31.500	42.000	52.500
4.40		-0.076	-0.090	-0.031	99.800	133.400	151.000	31.452	41.936	52.420
4.60		-0.128	-0.127	-0.057	99.400	136.800	163.400	31.164	41.552	51.940
4.80		-0.135	-0.132	-0.061	100.800	139.400	165.400	31.116	41.488	51.860
5.00		-0.142	-0.137	-0.065	100.400	140.400	167.600	30.936	41.248	51.560
5.20		-0.150	-0.144	-0.070	101.600	141.600	170.200	30.888	41.184	51.480
5.40		-0.156	-0.148	-0.075	101.600	140.800	171.400	30.896	40.928	51.160
5.60		-0.160	-0.152	-0.079	101.400	140.000	173.200	30.576	40.768	50.960
5.80		-0.165	-0.155	-0.082	101.200	140.400	173.800	30.420	40.560	50.700

Observaciones:


GELY VANESSA PEREZ CONDOR
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 213943


Rony Huaman Manrique
 LABORATORISTA DE SUELOS
 Y MATERIALES

Máquina de ensayos: Modelo: PC107_C Rango: 5 kN Serie: 116 Calib. No. 23154



GELY VANESSA PEREZ CONDOR
CIP N° 213943

CONSULTORA DE PROYECTOS PUBLICOS Y PRIVADOS

PROYECTO EFECTOS DE CARGAS VEHICULARES EN LA CAPACIDAD RESISTENTE DE MUROS DE CONTENCIÓN DEL
ASENTAMIENTO HUMANO JUSTICIA, PAZ Y VIDA 2021

SOLICITANTE ANER ELIEZER ORDEÑEZ QUISPEALAYA

UBICACIÓN : JR. MALECÓN NORTE - ASENTAMIENTO HUMANO JUSTICIA PAZ Y VIDA

MUESTRA : C-1

TIPO DE ENSAYO: CONSOLIDADO, DRENADO REMOLDEADA

ENSAYO DE CONSOLIDADIO

Esfuerzo Vertical (kPa)		MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	
Tiempo	Raiz de Tiempo	Deformación			
(min)	(min ^{1/2})	(mm)			
0.0	0.00	0.000	0.000	0.000	
0.10	0.32	0.001	0.002	0.005	
0.20	0.45	0.004	0.005	0.009	
0.3	0.55	0.005	0.007	0.012	
0.4	0.63	0.006	0.008	0.012	
0.5	0.71	0.007	0.009	0.014	
0.6	0.77	0.008	0.009	0.015	
0.7	0.84	0.009	0.010	0.016	
0.8	0.89	0.010	0.011	0.016	
0.9	0.95	0.011	0.011	0.018	
1	1.00	0.012	0.012	0.018	
2	1.22	0.013	0.014	0.020	
3	1.73	0.014	0.018	0.024	
4	2.00	0.015	0.020	0.026	
5	2.24	0.016	0.021	0.027	
10	3.16	0.017	0.025	0.032	
20	4.47	0.018	0.028	0.037	
30	5.48	0.020	0.029	0.038	
50	7.07	0.021	0.030	0.038	
60	7.75	0.022	0.031	0.038	
90	9.49	0.022	0.031	0.038	
100	10.00	0.022	0.031	0.038	



GELY VANESSA PEREZ CONDOR
INGENIERO CIVIL
CIP N° 213943

Rony Huaman Manrique
LABORATORISTA DE SUELOS
Y MATERIALES

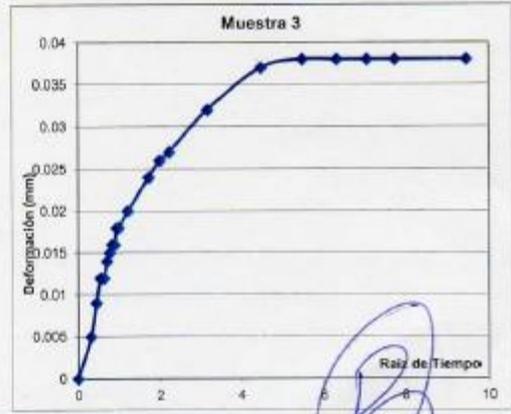
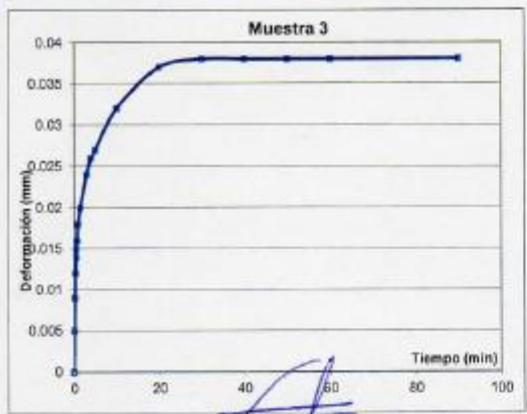
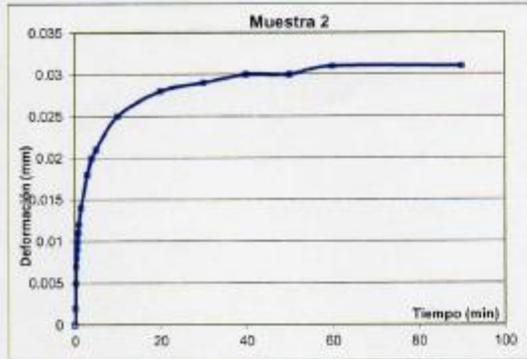
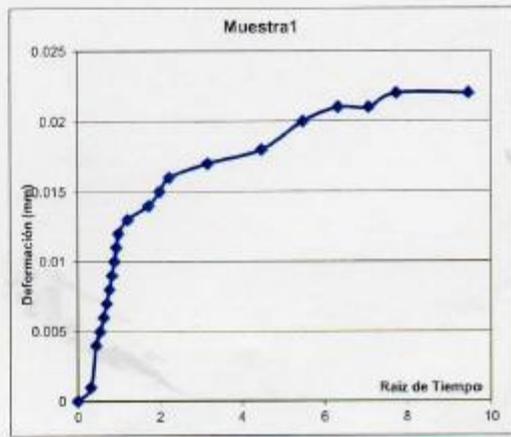
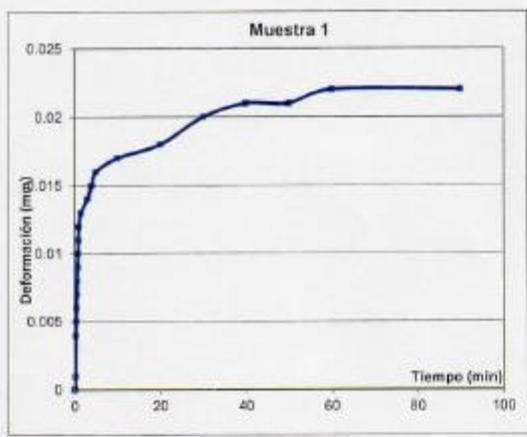


GELY VANESSA PEREZ CONDOR
CIP N° 213943

CONSULTORA DE PROYECTOS PUBLICOS Y PRIVADOS

GRAFICO DE CONSOLIDACION

C-1



GELY VANESSA PEREZ CONDOR
INGENIERO CIVIL
CIP N° 213943

Rony Huaman Manrique
LABORATORISTA DE SUELOS
Y MATERIALES

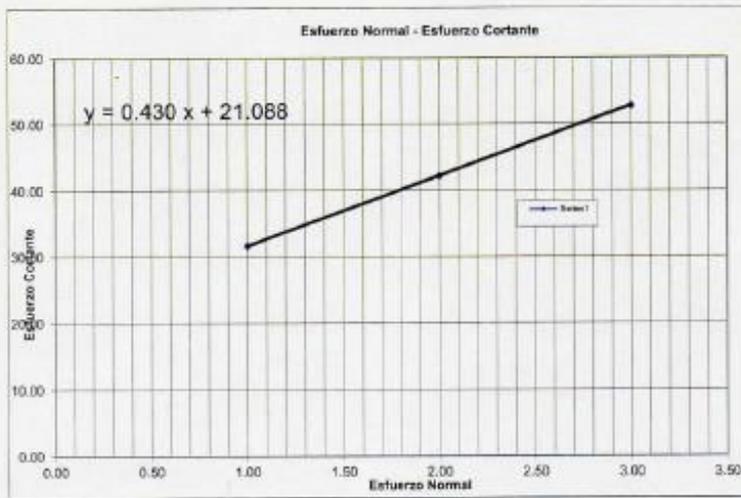
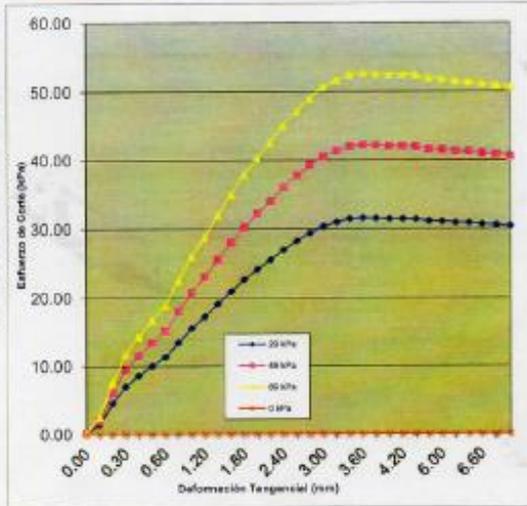


GELY VANESSA PEREZ CONDOR
CIP N° 213943

CONSULTORA DE PROYECTOS PUBLICOS Y PRIVADOS

SOLICITA : ANER ELIEZER ORDENEZ QUISPEALAYA
 PROYECTO : EFECTOS DE CARGAS VEHICULARES EN LA CAPACIDAD RESISTENTE DE MUROS DE CONTENCIÓN DEL
 ASENTAMIENTO HUMANO JUSTICIA, PAZ Y VIDA 2021
 UBICACIÓN : JR. MALECÓN NORTE - ASENTAMIENTO HUMANO JUST
 CALICATA : C-1
 PROFESIONAL : ING. GELY VANESSA PEREZ CONDOR
 FECHA : 23 DE ENERO 2021

RESULTADOS DE ENSAYO				
Sondeo				
Profundidad				
Preparación				
Remoldeada				
	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3	Muestra 4
Humedad Inicial (%)	8.53	8.26	8.03	
Humedad Final (%)	8.94	8.98	9.85	
Grado de saturación (%)	167.1445	167.1445	167.1445	
Peso unitario humedo (g/cm ³)	2.105	2.114	2.125	
Peso unitario seco (g/cm ³)	1.933	1.953	2.128	
Area Aa (mm ²)	1.965.14	1.961.18	1.960.63	
Velocidad (mm/min)	0.50	0.50	0.50	
Esfuerzo Normal (kpa)	30.56	50.18	69.78	
Esfuerzo de Corte (kpa)	31.63	42.18	52.72	
Cohesión (Kg/cm ²)				0.000
Ángulo de fricción				32.28°



GELY VANESSA PEREZ CONDOR
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 213943

Rony Huaman Manrique
 LABORATORISTA DE SUELOS
 Y MATERIALES

PROYECTO
EFECTOS DE CARGAS VEHICULARES EN LA CAPACIDAD RESISTENTE DE MUROS DE CONTENCIÓN DEL ASENTAMIENTO HUMANO JUSTICIA, PAZ
Y VIDA 2021

CALICATA : C-1

RESUMEN DE LA INFORMACION Y APLICACIÓN DE LA FORMULA DE TERZAGHI
PARA SUELOS POCO COHESIVOS

* COSIDERANDO FALLA LOCAL :

A	Angulo de fricción interna (°)	32.28
B	Cohesión (Kg/cm ²)	0.000
C	Porcentaje de humedad (%)	8.53
D	Peso específico de los sólidos	2.153
E	Densidad natural (gr/cm ³)	2.105
F	Densidad Seca $E/(1+C/100)$	1.940
G	Relación de Vacíos $D*(1+(C/100))-E/E$	0.11
H	Grado de Saturación $C*D/(100*G)*100$	167.14
I	Densidad saturada $(G+D)/(1+G)$	2.039
J	Densidad sumergida $(I-1)$	1.039
K	Nivel de la napa freática (m)	NO

Q' =	22.83
C' =	0.00
Nc' =	17.888
Nq' =	8.555
Ny' =	5.754

* PARA ZAPATA CUADRADA

LADO	2.00 m
Prof.	3.00 m
F_s =	3.0
q_h =	54.570 tn/m ²
q_{adm} =	18.190 tn/m ²
q_{adm} =	1.819 Kg/cm ²

* PARA ZAPATA CUADRADA CAPACIDAD PORTANTE SEGÚN PROF. CIMENTACION

LADO	2.00 m						
Prof.	0.00 m	0.20 m	0.40 m	0.50 m	0.60 m	0.80 m	1.00 m
F_s =	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
q_h =	4.780 tn/m ²	8.100 tn/m ²	11.420 tn/m ²	13.080 tn/m ²	14.740 tn/m ²	18.060 tn/m ²	21.380 tn/m ²
q_{adm} =	1.590 tn/m ²	2.700 tn/m ²	3.810 tn/m ²	4.360 tn/m ²	4.910 tn/m ²	6.020 tn/m ²	7.130 tn/m ²
q_{adm} =	0.159 Kg/cm ²	0.270 Kg/cm ²	0.381 Kg/cm ²	0.436 Kg/cm ²	0.491 Kg/cm ²	0.602 Kg/cm ²	0.713 Kg/cm ²
LADO	2.00 m						
Prof.	1.20 m	1.40 m	1.50 m	1.60 m	1.80 m	2.00 m	2.00 m
F_s =	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
q_h =	24.700 tn/m ²	28.020 tn/m ²	29.680 tn/m ²	31.340 tn/m ²	34.650 tn/m ²	37.970 tn/m ²	37.970 tn/m ²
q_{adm} =	8.230 tn/m ²	9.340 tn/m ²	9.890 tn/m ²	10.450 tn/m ²	11.550 tn/m ²	12.660 tn/m ²	12.660 tn/m ²
q_{adm} =	0.823 Kg/cm ²	0.934 Kg/cm ²	0.989 Kg/cm ²	1.045 Kg/cm ²	1.155 Kg/cm ²	1.266 Kg/cm ²	1.266 Kg/cm ²

CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA

Teoria de Terzaghi:

$$q_h = 1.3 * C' * Nc' + \gamma_1 * D_f * Nq' + 0.4 * \gamma_2 * B * Ny'$$

De los resultados e interpretación de los ensayos de la muestra del suelo en el laboratorio, se toma los siguientes datos:

- De las dos calicatas realizadas se esta tomando los datos mas criticos para el analisis del estudio de suelo
- En la calicata se encontro suelo cl' del cual para el calculo de la capacidad portante se usara el suelo cuya clasificacion SUCS es: GC
- Permeabilidad baja; por lo que se espera suelos saturados.
- Capilaridad baja; se tomara en cuenta para tomar el valor de la cohesión
- Elasticidad baja a tomar en el asentamiento a esperar

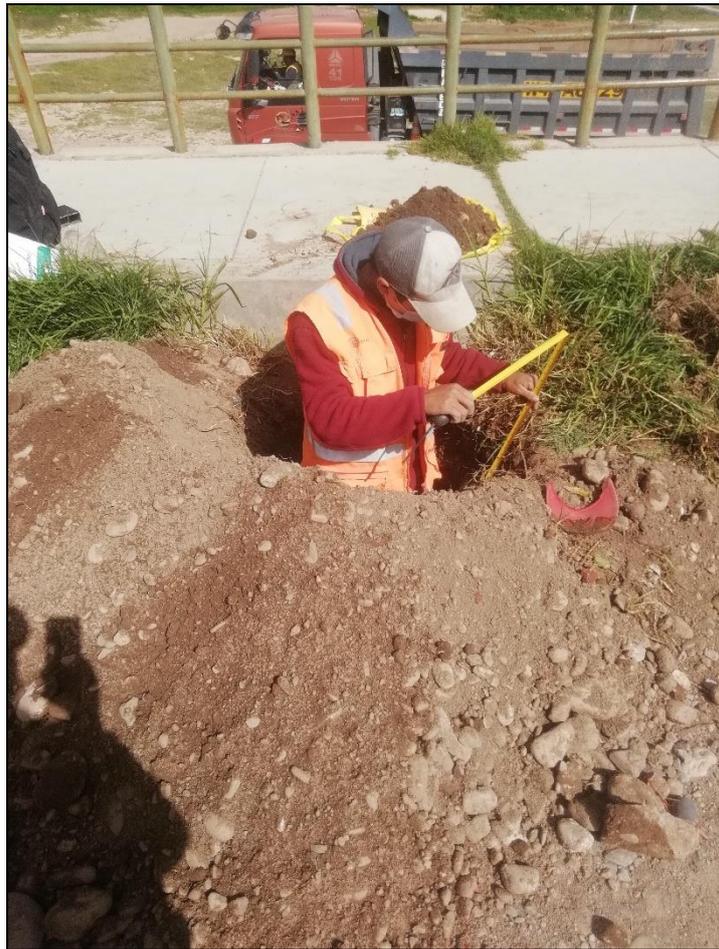

GELY VANESSA PEREZ CONDOR
INGENIERO CIVIL
CP N° 213943

Anexo N.º 07: Panel fotográfico (tomando dimensiones del muro)



Anexo N.º 08: Panel fotográfico (excavación de la calicata)







Anexo N.º 09: Panel fotográfico (análisis en laboratorio)











UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

Declaratoria de Originalidad del Autor

Yo, ORDOÑEZ QUISPEALAYA ANER ELIEZER estudiante de la FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA de la escuela profesional de INGENIERÍA CIVIL de la UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO SAC - LIMA ATE, declaro bajo juramento que todos los datos e información que acompañan la Tesis titulada: "EFECTOS DE CARGAS VEHICULARES EN LA CAPACIDAD RESISTENTE DE MUROS DE CONTENCIÓN DEL ASENTAMIENTO HUMANO JUSTICIA, PAZ Y VIDA, 2021", es de mi autoría, por lo tanto, declaro que la Tesis:

1. No ha sido plagiada ni total, ni parcialmente.
2. He mencionado todas las fuentes empleadas, identificando correctamente toda cita textual o de paráfrasis proveniente de otras fuentes.
3. No ha sido publicada, ni presentada anteriormente para la obtención de otro grado académico o título profesional.
4. Los datos presentados en los resultados no han sido falseados, ni duplicados, ni copiados.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de la información aportada, por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas vigentes de la Universidad César Vallejo.

Nombres y Apellidos	Firma
ORDOÑEZ QUISPEALAYA ANER ELIEZER DNI: 71877209 ORCID 0000-0002-2636-1352	Firmado digitalmente por: AORDONEZQU el 19-06- 2021 17:56:48

Código documento Trilce: INV - 0232009