

CAPÍTULO I

ELEMENTOS OBJETO DE ESTUDIO

1.1 Antecedentes.-

La necesidad de un mayor aprovechamiento del suelo en grandes obras civiles y el desarrollo de la infraestructura vial, han planteado la búsqueda de soluciones para poder realizar grandes excavaciones en terrenos inestables con garantías de seguridad tanto para la propia obra, como para estructuras colindantes. Existen diversas técnicas para proteger excavaciones en terrenos en los que por sus características o las de su entorno, no es posible efectuarlas antes de construir los muros definitivos.

El procedimiento clásico, cuando las circunstancias no son demasiado desfavorables, es proceder a ejecutar la excavación para luego realizar la construcción de los muros de las paredes de la excavación y en otros casos, se procede a la ejecución de los muros por medio de entibaciones empleando estructuras de madera o metálicas, sistemas limitados por su lento proceso constructivo, muchas veces inseguro y extremadamente costoso por lo exagerado de sus dimensiones.

Los muros de contención tipo pantalla consisten esencialmente, en ejecutar una pared de hormigón, realizándola sin entibación. El equilibrio de la pared de la excavación se mantiene por si misma o mediante el uso de lodos bentoníticos, que rellenan completamente las excavaciones, estos lodos son posteriormente desplazados por el hormigón que se coloca mediante una tubería adecuada.

Se puede señalar que este método permite desarrollar una serie de soluciones y procesos constructivos que resultarían imposibles, o de costo muy elevado con los otros tipos de muros.

1.2 Problemática Actual.-

En la actualidad se pueden encontrar distintos métodos utilizados para estructuras de contención de suelos, los mismos que fueron desarrollados con el objeto de adecuar una

solución técnica que sea económica a los requerimientos tanto estructurales como arquitectónicos.

El avance de nuevos métodos constructivos para estructuras de contención, fue acompañado con el diseño de nuevos equipos que permiten construcciones más rápidas y seguras. En nuestro medio, debido al bajo desarrollo del nivel económico y social no es posible alcanzar el avance con los que cuentan otros países.

Los estudios de investigación que generen innovación en nuestro país, no cuentan con apoyo financiero para su desarrollo, por lo que la implementación de nuevos métodos constructivos, la adaptación de experiencias y conocimientos que cuentan otros países a nuestro medio, es difícil.

1.3 Identificación del Problema.-

El avance de la tecnología y de los métodos constructivos es cada vez mayor, pese a estos avances en nuestro medio no se realiza la investigación necesaria para su correcta implementación y adaptación a las condiciones locales, existiendo diversos nuevos métodos pero la falta de estudio de los mismos no permiten la utilización de estos en el planteamiento de propuestas para solucionar problemas frecuentes, por lo que trataremos de estudiar las características geométricas y físicas que definen el empleo de este tipo de muros pantalla en nuestro medio.

1.4 Objetivos.-

1.4.1. Objetivo General.-

Desarrollar un estudio de muros pantalla de hormigón armado, aplicado al “Paso a Desnivel”, proyectado por el Gobierno Municipal de la Provincia Cercado, en las intersecciones de las Avenidas Panamericana y Alto de la Alianza en la ciudad de Tarija, para proceder a comparar técnico-económicamente con muros tradicionales del tipo voladizo. Tomando como elemento de estudio el “Muro N° 2”, del mencionado proyecto.

1.4.2. Objetivos Específicos.-

- Realizar un análisis comparativo en el tiempo de ejecución y la utilización de mano de obra de ambos métodos.
- Determinar la altura para la cual es aconsejable económicamente y técnicamente la construcción de ambos métodos.
- Determinar el costo de construcción de los muros pantalla en nuestro medio.

1.5 Marco Referencial.-

1.5.1. Discusión de la Información Disponible.-

Respecto a la información disponible de la ejecución y diseño de muros en voladizo podemos decir que es muy amplia, mientras que acerca de los muros pantalla es muy limitada, ya que no se encuentran datos que faciliten el estudio.

La bibliografía es muy limitada en nuestro medio, por lo que para la realización del presente trabajo, se utilizará:

- Mecánica de Suelos, Lambe T. W. Whitman, Limusa 3^{ra} edición, 1989.
- Muros de contención y de Sótano, Calavera, Intemac, 2^{da} edición, 1989.
- Principios de ingeniería de cimentaciones, Braja M. Das, 5^{ta} edición, 1998.
- Hormigón Armado, P. Jiménez Montoya-A. García Meseguer-F. Moran Cabre, Editorial Gustavo Gili, S. A. 13^{ava} edición – Barcelona, 1991.
- Muros pantalla, Schneebeli G., Editores Técnicos Asociados, 2^{da} edición W.,1974.
- Manual de cálculo de tablestacas, HOESCH, 1986.

1.5.2 Formulación de los Resultados.-

Con el presente trabajo de investigación se pretende:

- Analizar las ventajas y desventajas de los muros pantalla, respecto a los muros tipo ménsula (clásicos).

- Analizar la implementación del método de construcción de los muros pantalla en función a su altura.
- Obtener un costo referencial de ejecución por metro lineal de muro pantalla.

1.6 Alcance del Trabajo.-

La presente investigación se limitará a:

- La determinación del empleo de estos muros en obras de tipo vial, tales como paredes laterales para pasos inferiores.
- La determinación del costo en función de las alturas para ambos métodos
- La comparación de los muros en ménsula y los muro pantalla anclados tanto en eficiencia como en costo.

1.7. Hipótesis.-

Aplicando teorías de cálculo conocidas para la mecánica de suelos y el análisis estructural. Los muros pantalla de hormigón armado constituyen la solución más aconsejable en los problemas de retención de masas de suelos a partir de determinadas alturas.

1.8. Justificación.-

El mayor problema que se presenta en algunos tramos de las vías de comunicación terrestre en nuestro medio son los deslizamientos de grandes masas de suelo, que se precipitan sobre la plataforma de las mismas sobretodo en épocas de lluvias, tornándolas intransitables y peligrosas para los usuarios de estas rutas, se pretende realizar la investigación de métodos constructivos utilizados en países más desarrollados y adecuarlos a condiciones locales para introducir la construcción de los muros pantalla como una alternativa de solución a los problemas mencionadas.

La necesidad de la determinación de la estructura más adecuada para un mayor aprovechamiento del suelo urbano en obras civiles y el desarrollo de la infraestructura vial, han planteado la búsqueda de soluciones para poder realizar grandes excavaciones con garantías de seguridad para la propia obra, como para estructuras colindantes.

Con el objeto de aportar con un estudio técnico económico a este problema, se ha visto por conveniente realizar un análisis entre los muros de contención de hormigón armado y las pantallas de hormigón armado que nos lleve a un costo optimizado partiendo de métodos simplificados.

En el presente trabajo, se puede encontrar los criterios básicos de referencia para posteriores estudios sobre este tema en particular.

Con objeto de contar con una base teórica sólida, se han desarrollado algunas de las distintas teorías empujes de tierras, así como los criterios básicos para definir las solicitaciones en los elementos estructurales del sistema planteado, permitiendo de esta manera un adecuado cálculo de sus dimensiones.

Asimismo, se puede encontrar en este trabajo, una descripción resumida de las fases principales de ejecución de las obras civiles para condiciones normales y una descripción de las alternativas de solución para situaciones especiales, además de una base sobre los criterios para elaborar las especificaciones técnicas recomendables para cada caso en particular.

CAPÍTULO II
FUNDAMENTO TEÓRICO:
TEORÍA DE EMPUJES Y RESISTENCIA DEL TERRENO

2.1. Estudios Básicos.-

Para todas las obras que se apoyan en el suelo, es de suma importancia conocer el terreno sobre el cual se va a trabajar.

La experiencia ha demostrado que la contribución principal de la deformación general del suelo se debe al deslizamiento entre partículas, junto con la reorganización de las mismas. El esqueleto mineral del suelo por lo general es bastante deformable, debido al deslizamiento y reorganización de las partículas, aún cuando las partículas individuales sean muy rígidas. Esto nos permite entender la naturaleza discontinua del suelo: *La deformación de una masa de suelo viene controlada por las interacciones entre partículas individuales, especialmente por el deslizamiento entre las mismas.*

Por ser el suelo un sistema discontinuo de partículas y por ser el terreno el que va a servir de soporte, es que la estabilidad y la resistencia de la obra construida dependen en primer lugar de él.

El desconocimiento de las características mecánicas y físicas del terreno pueden acarrear graves consecuencias a la construcción, pudiendo producirse grietas, asentos, fisuras, hundimientos, roturas, e inclusive catástrofes mucho peores con pérdida de vidas humanas, sobre todo cuando se trata de grandes construcciones o edificios, desgraciadamente estos accidentes se han producido en el pasado e incluso en un pasado reciente. En la mayoría de los casos la solidez de la obra propiamente dicha y una buena ejecución no podían ponerse en entredicho, pero el suelo había sido mal explorado y pudo haber sido sometido a esfuerzos más fuertes que las que podía soportar, ha cedido.

Si en un pasado todavía cercano podía ser motivo de excusa el no conocer suficientemente las características de los suelos, hoy en día se cuenta con progresos considerables en el campo de la investigación por parte de la Mecánica de Suelos y la Geotecnia y permiten conocer mejor los problemas de suelos y aportar respuestas más precisas a las preguntas

planteadas; por otra parte las catástrofes que se han producido en obras importantes, han llamado la atención de profesionales y técnicos de gran renombre internacional sobre la importancia del conocimiento de estos problemas.

Sin embargo, a veces es preciso no aceptar ciegamente los resultados de los estudios de suelos, ya que las ciencias que estudian las características de los suelos son más cualitativas que cuantitativas puesto que no es posible estudiar un suelo en su conjunto. Sólo se puede estudiar zonas extremadamente limitadas y hay que admitir que éstas son representativas del conjunto del terreno.

Se deja entendido que las discontinuidades son posibles, pero que el estudio geológico preliminar, permite localizar dichas discontinuidades y entonces se debe tomar la precaución al asemejar los estudios en sus proximidades.

Los enunciados de la Mecánica de Suelos, no deben ser tampoco la última palabra, ya que éstos solo son posibles gracias a hipótesis simplificadoras que no se observan rigurosamente en un suelo real.

En consecuencia, los resultados disponibles según lo indicado anteriormente, deben ser aplicados con prudencia, siendo absolutamente necesario tomar los suficientes coeficientes de seguridad para prevenir imperfecciones.

Por lo expuesto anteriormente, un estudio de suelos inducirá tres etapas distintas y sucesivas:

Un primer estudio superficial y relativamente poco detallado, realizado sobre mapas, fotos o documentos diversos, cuya finalidad será dar una idea del conjunto del suelo y de sus características y de localizar las zonas que requerirán un examen más detallado. Se trata de un estudio relativamente barato, fácil de ejecutar y que será de gran importancia para la posterior prospección.

Un estudio más profundo realizado sobre el mismo terreno con la ayuda de métodos más complejos sin perforación, aunque todavía bastante imprecisos, lo que permitirá definir suficientemente en el anteproyecto las características de una zona de terreno bastante limitada, situada en el área donde se realiza el proyecto.

Un estudio muy completo llevado a cabo sobre zonas concretas y por personal calificado para el efecto, que inducirá a realizar sondeos con toma de muestras, que serán objeto de ensayos en laboratorio. Muy frecuentemente y dependiendo del tipo de obra, será necesario limitar esta exploración al mínimo como consecuencia de su elevado precio, a veces se completará el estudio con ensayos in situ menos costosos, que permiten extender a los terrenos vecinos los resultados de los sondeos limitados.

Es muy importante no despreciar ninguna de estas etapas del estudio total. Procediendo como se ha indicado, se limitarán al mínimo los gastos de exploración y de interpretación y se tendrá oportunidad de obtener informaciones suficientes para llevar el proyecto a sus diferentes etapas.

Con la finalidad de ampliar los párrafos anteriores y estudiando los problemas y aplicar la geotécnica a la concepción y la construcción de obras de ingeniería civil, se clasifican las características de un suelo, en forma arbitraria, en dos grupos que permiten definir el comportamiento de éste, frente a las sollicitaciones externas e internas, mismas que se detallan a continuación.

2.1.1 Características Físicas.-

Las características físicas, pueden determinarse con una relativa precisión, tomando en cuenta que una pequeña variación de sus valores no modifica de forma fundamental el equilibrio o el comportamiento de los terrenos, aunque exista para un material determinado, una relación entre la compacidad y la variación del peso específico o entre la resistencia al corte y el ángulo de rozamiento interno.

Entre las principales características físicas de los suelos, se puede citar a las siguientes:

Peso específico.- El peso específico es la relación de las distintas fases del suelo con sus volúmenes correspondientes. En mecánica de suelos se distinguen los siguientes pesos específicos:

γ_o .- Peso específico del agua, que a 4°C se considera = 1

γ_w .- Peso específico del agua en las condiciones reales de trabajo.

γ_m .- Peso específico de la masa de suelo

$$\gamma_m = W_m / V_m = (W_s + W_w) / V_m$$

γ_s .- Peso específico de la fase sólida

$$\gamma_s = W_s / V_s$$

El peso específico relativo se define como la relación entre el peso específico de una sustancia y el peso específico del agua a 4°C

Para su determinación directa deberán evaluarse las dos magnitudes tanto el peso como el volumen. El peso W_m puede conocerse pesando la muestra de suelo; el volumen V_m se evaluará, o bien labrando la muestra original a una forma geométrica simple o bien por inmersión de la muestra en mercurio. El peso del mercurio desalojado entre el peso específico de ese elemento, da el volumen desplazado, o sea el volumen de la muestra.

Como se puede observar el equipo para esta prueba se reduce a lo expuesto anteriormente.

Porosidad.- Es la parte del volumen unitario de un suelo que no está ocupada por las partículas de materia sólida.

Índice de huecos.- Es la relación del volumen de huecos con el volumen que ocupan las partículas de la materia sólida.

Contenido de agua.- Es la relación entre el peso del agua comprendida naturalmente entre las partículas sólidas de una muestra y el peso de los materiales secos.

Cohesión y ángulo de fricción interna.- **Coulomb**, admitió que los suelos fallan por esfuerzo cortante a lo largo de planos de deslizamiento y que un mecanismo de fricción rige la resistencia al esfuerzo cortante.

También observó que en algunos materiales tales como arcillas, existen otras fuerzas internas que contribuyen a la resistencia al esfuerzo cortante a la que llamó cohesión, que aún cuando el esfuerzo normal σ sea nulo, este tipo de suelos exhibe una resistencia al esfuerzo cortante $s = c$

En general **Coulomb** llegó a la conclusión de que los suelos presentan características mixtas, es decir presentan cohesión y fricción interna, por lo que la resistencia al esfuerzo cortante sea una combinación de las características mencionadas.

$$s = c + \sigma \operatorname{Tg} \varphi$$

2.1.2 Características Mecánicas.-

Al contrario de las características Físicas, las características mecánicas, pueden variar de forma sensible con el tiempo, con el método de experimentación y con las condiciones exteriores, siendo por tanto, muy importante tener en cuenta estas variaciones, ya que una pequeña diferencia en sus valores puede influir considerablemente en la distribución de los esfuerzos, la naturaleza del equilibrio y modificar radicalmente la seguridad de las obras.

En particular, los datos estadísticos y experimentales sobre las características mecánicas de los suelos deben ser cotejados con mucho cuidado y comprobado durante la marcha de las obras, además, los consultores deben estudiar las consecuencias que produciría una variación de estas características sobre la seguridad de las obras, siempre que esa variación sea probable.

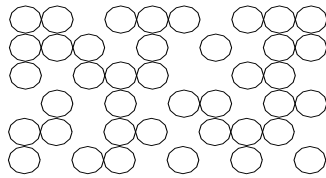
Entre las características mecánicas más importantes se puede citar:

Plasticidad.- Es la propiedad que tienen los suelos de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse, depende exclusivamente de su contenido de agua.

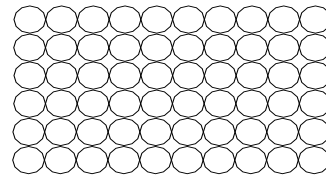
Atterbeg, denominó límite líquido a la frontera entre el estado semi – líquido y plástico y definió límite plástico a la frontera entre los estados plásticos y semi – sólido. A estas fronteras que definen el intervalo plástico del suelo se las llama límites de plasticidad.

Compacidad de los suelos.- El término compacidad se refiere al grado de acomodo alcanzado por las partículas del suelo, dejando más o menos vacíos entre ellas.

La compacidad influye directamente en la capacidad de deformación de los suelos. Aquellos suelos con menor compacidad serán más propensos a deformarse bajo la aplicación de cargas que los suelos con mayor grado de compacidad.



Estado suelto



Estado compactado

Resistencia al corte.- Es la fuerza que deba aplicarse para producir un deslizamiento relativo entre dos partículas. El origen de esta resistencia está en las fuerzas atractivas que actúan entre los átomos de las partículas. Estas fuerzas atractivas dan lugar a la formación de enlaces químicos en los puntos de contacto superficiales. Así pues, la resistencia por fricción entre dos partículas es fundamentalmente de la misma naturaleza que la resistencia al esfuerzo cortante de un bloque de material sólido intacto.

2.1.3 Ensayos de Suelos.-

Prueba de compresión triaxial de resistencia al esfuerzo cortante

Las pruebas de compresión triaxial, son actualmente las más usadas en cualquier laboratorio para determinar las características de esfuerzo - deformación y de resistencia de los suelos. Teóricamente, son pruebas en las que podrían variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa. Buscando sencillez en su realización, en las pruebas que hoy se efectúan, los esfuerzos en dos direcciones son iguales. Los especímenes son usualmente cilíndricos y están sujetos a presiones laterales de un líquido, del cual se protegen con una membrana impermeable.

La presión que se ejerce con el líquido que llena la cámara, es hidrostática, y por lo tanto, produce esfuerzos principales sobre el espécimen, iguales en todas las direcciones, tanto lateral como axialmente, En las bases del espécimen, actuarán además de la presión del líquido, el efecto transmitido por el vástago de la cámara desde el exterior.

La primera prueba triaxial desarrollado, la más usada en los últimos años y aún actualmente, es aquella en la que se transmite al espécimen una presión por medio del vástago, el valor de esa presión (p), sumada a la presión del líquido (σ_c), dará el esfuerzo axial actuante sobre la muestra (σ_a):

$$\sigma_a = \sigma_c + p$$

Hoy las pruebas triaxiales pueden clasificarse en dos grandes grupos: Pruebas de compresión y pruebas de extensión.

Las de compresión son aquellas en las que la dimensión original axial de la muestra disminuye y las de extensión, aquellas en las que dicha dimensión se hace aumentar durante la prueba.

Es usual llamar σ_1 , σ_2 , σ_3 a los esfuerzos principales mayor, intermedio y mínimo, respectivamente. En una prueba de compresión, la presión axial siempre es el esfuerzo principal mayor, σ_1 ; los esfuerzos intermedios y menor son iguales ($\sigma_2=\sigma_3$) y quedan dados por la presión lateral. En una prueba de extensión, por el contrario, la presión axial siempre será el esfuerzo principal menor (σ_3); el mayor y el intermedio son ahora iguales y están dados por la presión lateral del líquido. ($\sigma_1=\sigma_2$).

El estado de esfuerzos en un instante dado se considera uniforme en toda la muestra y puede analizarse recurriendo a las soluciones gráficas de MOHR, con σ_1 y σ_3 como esfuerzo principal mayor y menor respectivamente. Debe observarse que en la prueba, dos de los esfuerzos son iguales y que la solución general de MOHR, deviene a un solo círculo y el tratamiento resulta simplificado.

2.2 Teoría de Coulomb.-

COULOMB, considera al terraplén como un macizo indeformable, que se rompe según superficies curvas, las mismas que se admiten como planas por conveniencia y facilidad de cálculo.

La teoría de COULOMB, toma en cuenta la fricción entre el terraplén y la superficie sobre la cual se apoya.

Suelos no cohesivos

Considerando una posible cuña de rotura ABC en equilibrio con la acción de:

P = peso de la cuña, conocida en magnitud y dirección.

R = reacción del terreno, formando un ángulo (φ) con la normal a la línea de rotura BC.

Ea = Empuje resistido por la pared, fuerza cuya dirección es determinada por el ángulo (δ) de fricción entre la superficie rugosa AB y el suelo arenoso.

Aunque divergen las opiniones en cuanto al valor a ser atribuido a (δ) sabiéndose no obstante que no puede exceder a φ , se admite según MULLER BRESLA, cuando mucho $\delta = \frac{3}{4} \varphi$, de acuerdo con THERZAGUI, $\varphi/2 \leq \delta \leq 2/3 \varphi$ y $\delta = \varphi$ según REIMBERT.

Es inmediata la determinación del Empuje Activo, trazándose el polígono de fuerzas, tal como el mostrado en la figura.

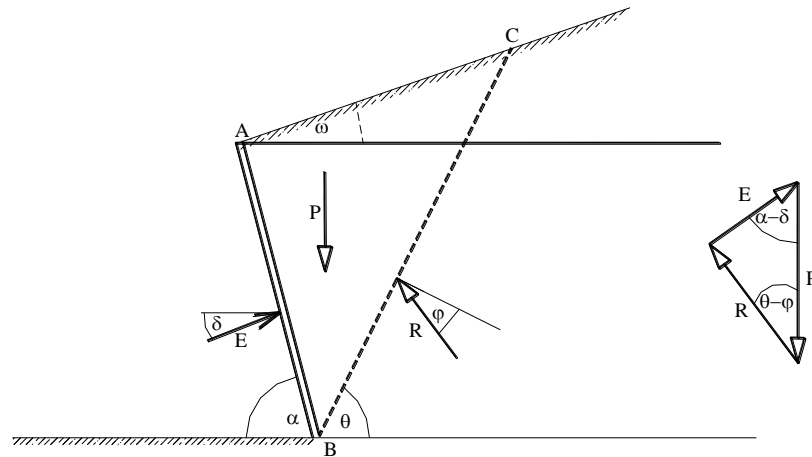


Fig. 2.1 Determinación del Empuje Activo

FUENTE: Mecánica de Suelos, Lambe T. W. Whitman, Limusa 3^{ra} edición, 1989.

Admitiéndose entonces, que existen varios posibles planos de deslizamiento BC_i, será considerada como superficie de rotura aquella que corresponde al mayor valor de E_a, que es el valor buscado.

Partiendo de las condiciones de equilibrio de las tres fuerzas (P), (R) y (E_a), se deducen analíticamente las ecuaciones generales siguientes, para los empujes activo y pasivo, este último correspondiente a la superficie de deslizamiento, también supuesta plana, que produce el prisma de empuje mínimo.

La curvatura de la superficie de rotura tiene para el empuje pasivo mayor importancia que para el caso del empuje activo y es un tanto más acentuada cuanto mayor fuera el valor de δ con relación a ϕ lo que torna admisible la aplicación de la teoría de COULOMB para el cálculo del empuje pasivo, solamente a los suelos no cohesivos cuando $\delta \leq \phi/3$

De la figura anterior y de la siguiente, tenemos

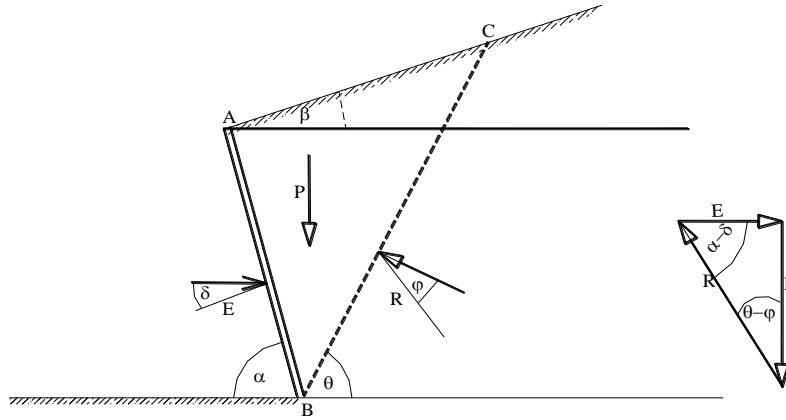


Fig. 2.2 Determinación del Empuje Pasivo
 FUENTE: Mecánica de Suelos, Lambe T. W. Whitman, Limusa 3^{ra} edición, 1989.

$$Ea = \frac{1}{2} \gamma h^2 Ka$$

$$Ka = \frac{\text{Sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{Sen}^2 \alpha \text{ Sen}(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}^2(\varphi + \beta) \text{ Sen}(\varphi - \beta)}{\text{Sen}(\alpha - \delta) \text{ Sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$Ep = \frac{1}{2} \gamma h^2 Kp$$

$$Kp = \frac{\text{Sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{Sen}^2 \alpha \text{ Sen}(\alpha - \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{Sen}^2(\varphi + \beta) \text{ Sen}(\varphi - \beta)}{\text{Sen}(\alpha - \delta) \text{ Sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Estas ecuaciones, para $\alpha=90^\circ$ y $\beta=\delta=0^\circ$, se transforma en las conocidas expresiones de RANKINE

$$Ea = \frac{1}{2} \gamma h^2 \text{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2)$$

$$Ep = \frac{1}{2} \gamma h^2 \text{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2)$$

2.3 Estado de Rankine.-

La teoría de Rankine para el cálculo de empujes se basa en las hipótesis de que el terreno presenta superficie libre plana, no existiendo esfuerzos tangenciales sobre planos horizontales y verticales y está en el llamado estado de Rankine, el cual presenta dos series de superficies plana de rotura, formando ángulos de $45 \pm \phi/2$ con la horizontal.

Si se asume que este terreno, suelo contenido, puede expandirse en dirección horizontal. Cualquier elemento de suelo se comportara entonces como una muestra en una prueba triaxial en la que la presión lateral se reduce mientras que el esfuerzo axial permanece constante, como se muestra por la trayectoria de esfuerzos de la figura 2.3. cuando la presión horizontal disminuya hasta un cierto valor, se movilizara toda la resistencia al corte del suelo. No será posible una mayor disminución de la presión horizontal. La presión horizontal correspondiente a este estado se denominara *presión activa* y la relación entre la presión horizontal y la vertical se designa como *coeficiente de presión activa*, representado por el símbolo K_a .

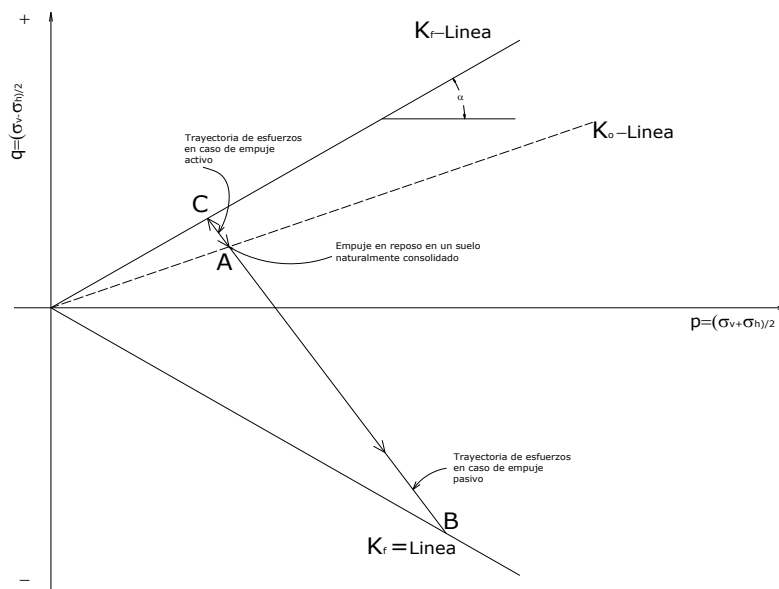


Figura 2.3 Trayectoria de esfuerzos para los estados activo y pasivo de Rankine
FUENTE: Mecánica de Suelos, Lambe T. W. Whitman, Limusa 3^{ra} edición, 1989.

La figura 2.4 muestra el círculo de Mohr para el estado de presión activa. Por el cálculo de esfuerzos en falla durante una prueba triaxial se sabe que el cociente entre los esfuerzos horizontal y vertical en este caso es:

$$K_a = \frac{\sigma_{ha}}{\sigma_v} = \frac{\sigma_{3f}}{\sigma_{1f}} = \frac{1 - \text{Sen}\phi}{1 + \text{Sen}\phi}$$

$$K_a = \text{Tan}^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

Donde: ϕ = ángulo de fricción interna del suelo

σ_v = presión vertical

Si supone, ahora que el suelo es comprimido en dirección horizontal. Cualquier elemento del suelo se encontrara ahora en el estado de una muestra triaxial fallada aumentando la presión lateral mientras se mantiene constante la presión vertical (o, imaginando que la muestra triaxial se coloca acostada, aumentando el esfuerzo axial mientras se mantiene constante la presión de confinamiento, ver figura 2.3. La presión horizontal no puede aumentarse mas allá de un cierto valor denominado *presión pasiva*. La relación entre la presión horizontal y la vertical se denomina *coeficiente de presión pasiva* K_p . La figura 2.4 muestra también el círculo de Mohr para este estado, siendo la magnitud de K_p .

$$K_p = \frac{\sigma_{hp}}{\sigma_v} = \frac{\sigma_{1f}}{\sigma_{3f}} = \frac{1 + \text{Sen}\phi}{1 - \text{Sen}\phi}$$

$$K_p = \text{Tan}^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

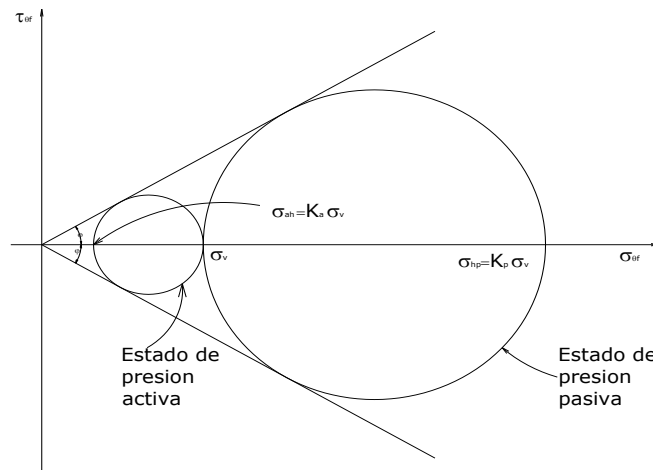


Figura 2.4 Estados de Rankine correspondientes a las presiones estáticas.

FUENTE: Mecánica de Suelos, Lambe T. W. Whitman, Limusa 3^{ra} edición, 1989.

Ignorando la pequeña diferencia que puede existir en ϕ para las dos trayectorias de esfuerzos diferentes se obtiene que $K_p = 1/ K_a$.

Así, para una presión estática vertical dada σ_v la presión horizontal puede variar solamente entre los límites $K_a \sigma_v$ y $K_p \sigma_v$. Estos dos esfuerzos límites se denominan esfuerzos conjugados. Los estados correspondientes a los dos casos extremos se denominan estados de Rankine, en honor al ingeniero Británico del mismo nombre que en 1.857 dedujo la relación entre los estados activo y pasivo. Las inclinaciones de las líneas de deslizamiento en los dos casos límites se han representado en la figura 2.5.

En el estado activo el esfuerzo tangencial se opone al efecto de la gravedad, En el estado pasivo los esfuerzos tangenciales se superponen a la gravedad para contrarrestar las grandes presiones horizontales.

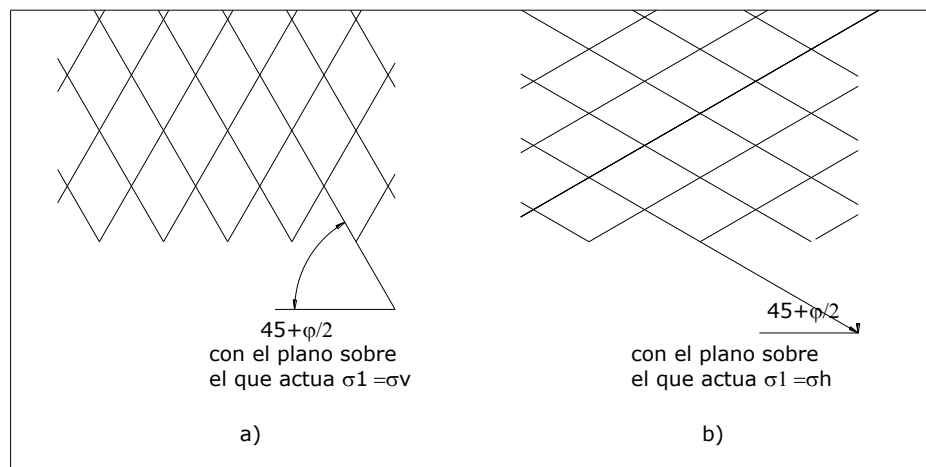


Fig.2.5 Orientación de las líneas de deslizamiento en los estados de Rankine a) estado activo b) estado pasivo.

FUENTE: Mecánica de Suelos, Lambe T. W. Whitman, Limusa 3^{ra} edición, 1989.

Según lo expuesto anteriormente, para el caso de trasdós vertical, y la superficie del relleno forma un ángulo β con la horizontal (fig. 2.6), entonces de acuerdo con Rankine el coeficiente de presión activa es:

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

Y el coeficiente de presión pasiva es:

$$Kp = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}$$

Para el caso frecuente de una superficie horizontal, es decir, $\beta = 0$, para la presión activa se tendrá.

$$Kp = \frac{1 - \operatorname{Sen} \varphi}{1 + \operatorname{Sen} \varphi} = \operatorname{Tan}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Y para presión pasiva, se tiene:

$$Kp = \frac{1 + \operatorname{Sen} \varphi}{1 - \operatorname{Sen} \varphi} = \operatorname{Tan}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Es decir, que la teoría de Rankine para trasdós vertical y superficie de terreno de ángulo $\beta = 0$ conduce al mismo valor del empuje de Coulomb. Por tanto el empuje total sobre el muro será, teniendo en cuenta que las presiones horizontales sobre el muro aumentan linealmente con la profundidad.

$$E = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{a,p}$$

Siendo: H = altura del muro

E = empuje horizontal (activo o pasivo)

$K_{a,p}$ = coeficiente de presión activa o pasiva

El empuje total resultante E actuara en un punto situado a $1/3$ de de la distancia desde la base a la coronación del muro. La teoría de Rankine, expuesta es válida para suelos no cohesivos como arenas y gravas pero, con los correspondientes ajustes, puede utilizarse también en forma apropiada para suelos arcillosos cohesivos.

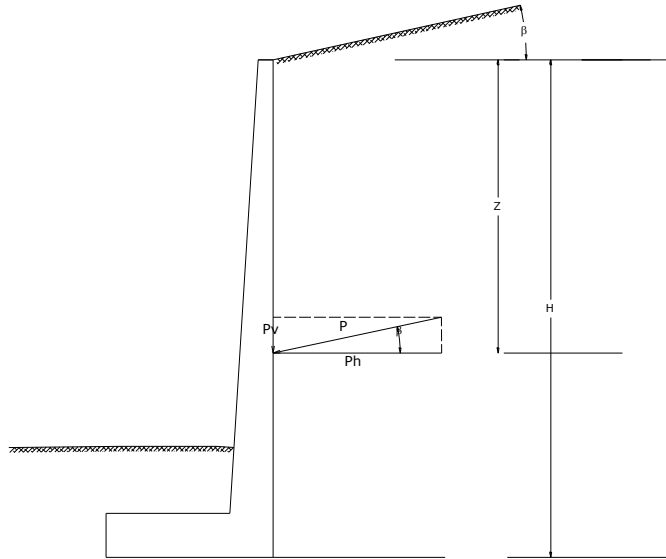


Figura 2.6 Muro de trasdós vertical y relleno de ángulo β
 FUENTE: Mecánica de Suelos, Lambe T. W. Whitman, Limusa 3^{ra} edición, 1989.

2.4 Proceso Gráfico de Cullmann.-

El proceso gráfico de CULLMANN admite también la hipótesis de COULOMB.

Se trata de un proceso de fácil aplicación y absolutamente general, utilizado para cualquiera que sea la superficie superior del terreno y la sobrecarga en ella aplicada, así como cualquier forma del paramento interno de la pantalla de contención.

El principio del proceso está basado en la siguiente observación:

Si a partir de (B), sobre la recta del talud natural tomada como eje, marcamos el peso ($P = Bd$) del prisma de resbalamiento ABC, el segmento (de) obtenido, trazándose por (d) una paralela a la recta de orientación, represente, en la escala escogida, el empuje del prisma ABC. De hecho, el polígono de las fuerzas y el triángulo Bde son iguales, pues ellos tienen un lado igual $Bd = P$, adyacente a dos ángulos respectivamente iguales, $(\theta - \varphi)$ y $(\alpha - \delta)$ y como fácilmente se verifica; de ahí se concluye $de = Ea$.

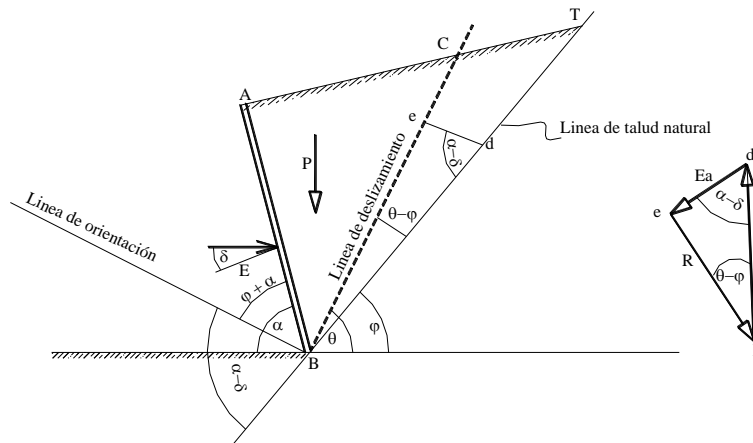


Fig. 2.7 Proceso gráfico de Culmann

FUENTE: Mecánica de Suelos, Lambe T. W. Whitman, Limusa 3^{ra} edición, 1989.

El proceso de CULMANN, según la siguiente figura, consiste en trazar las rectas BT y BO y marcar sobre BT, a partir de (B) en la escala dada, longitudes Bd_1, Bd_2, \dots Iguales a los pesos de las cuñas $A'ABC_1C_1', A'ABC_2C_2', \dots$ correspondientes a las posibles superficies de resbalamiento $BC_1C_1', BC_2C_2', \dots$ arbitrariamente escogidas. El peso (p_i) de una cuña escogida cualquiera se obtiene de la siguiente manera:

$$P_i = \gamma \text{Área } A'ABC_iC_i'$$

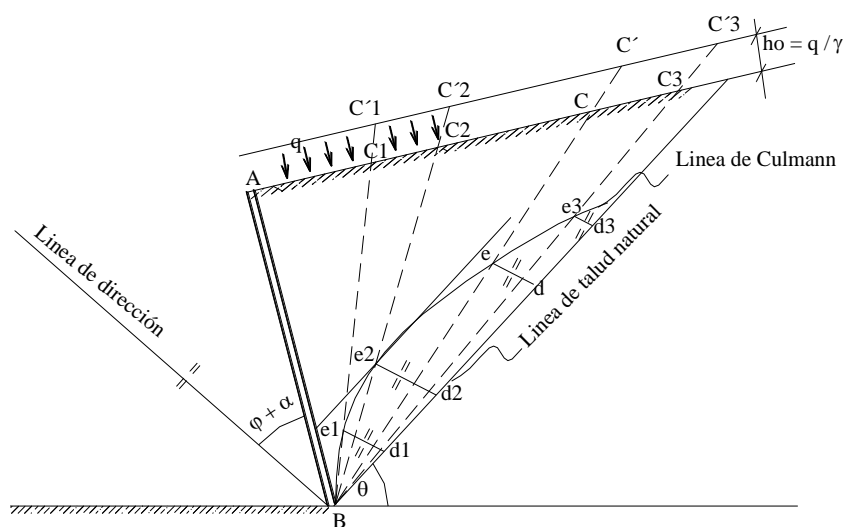


Figura 2.8 Determinación del empuje max. método de Cullmann

FUENTE: Mecánica de Suelos, Lambe T. W. Whitman, Limusa 3^{ra} edición, 1989.

Por los puntos (d1), (d2), se trazan paralelas a BO hasta los puntos (e1), (e2), sobre BC1, BC2, uniendo (e1), (e2), se define la llamada línea de CULMANN.

Obtenida esta línea, basta trazarle la tangente más alejada de BT y a ella paralela.

El punto de tangencia (e) determinará la recta Bc y, así, la superficie de deslizamiento BCC' y el valor máximo del empuje activo: $E_a = de$.

La construcción de la línea de CULMANN para el caso de una sobrecarga lineal de intensidad (q), es ejecutada como se ha explicado anteriormente, notándose, no obstante, que la línea presentará una discontinuidad según el plano de deslizamiento BM; en esta dirección la línea dará un salto brusco debido al efecto de sobrecarga.

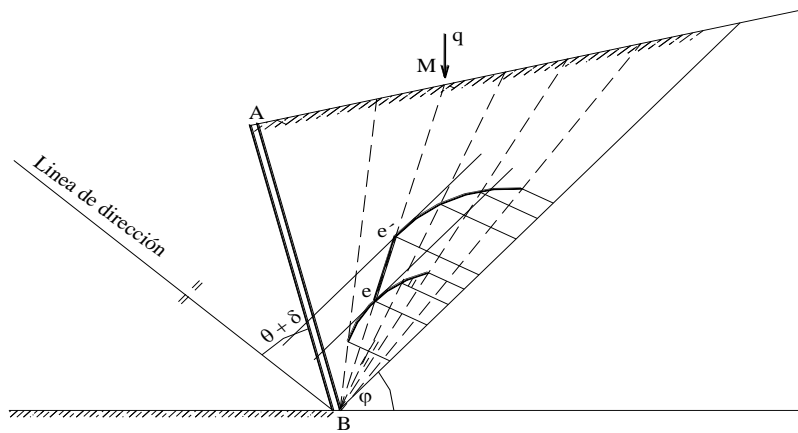


Fig.2.9 Discontinuidad del proceso de Cullmann
 FUENTE: Mecánica de Suelos, Lambe T. W. Whitman, Limusa 3^{ra} edición, 1989.

Para el cálculo del empuje pasivo, (E_p in) se puede emplear también el proceso de CULMANN, notándose que la construcción gráfica es semejante a la expuesta anteriormente.

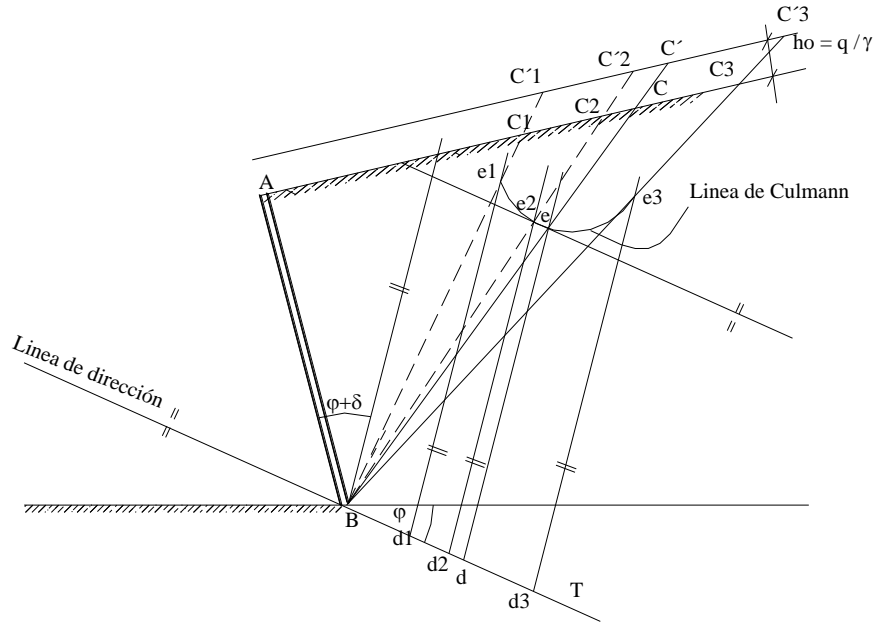


Fig. 2.10 Determinación del empuje activo según Culman
 FUENTE: Mecánica de Suelos, Lambe T. W. Whitman, Limusa 3^{ra} edición, 1989.

Punto de aplicación del empuje

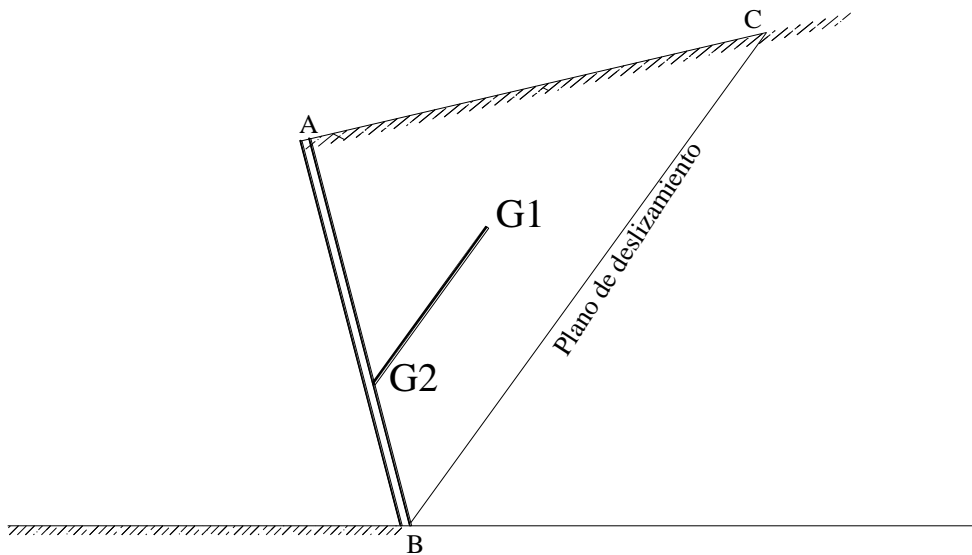


Fig. 2.11 Determinación del punto de aplicación del empuje
 FUENTE: Mecánica de Suelos, Lambe T. W. Whitman, Limusa 3^{ra} edición, 1989.

Es obtenido trazándose por el baricentro (G1) de la cuña ABC una paralela al plano de deslizamiento BC hasta encontrar el paramento interno en (G2), que será, entonces, aproximadamente, el punto de aplicación.

Diagrama de presiones

Todas las teorías estudiadas, muestran el valor del empuje, aunque no dan referencia en cuanto a la distribución de las presiones que sirven para el diseño de las estructuras de sostenimiento, especialmente las de Ho Ao.

En la práctica ese diagrama puede ser obtenido, como se muestra en la siguiente figura, dividiendo la altura de la pared en un cierto número de partes y admitiendo en cada parte la uniformidad de la distribución de las presiones. Sin embargo, a mayor número de partes, mayor será la aproximación al diagrama de presiones real. Aunque en general se admite que el diagrama de presiones varía linealmente con la profundidad.

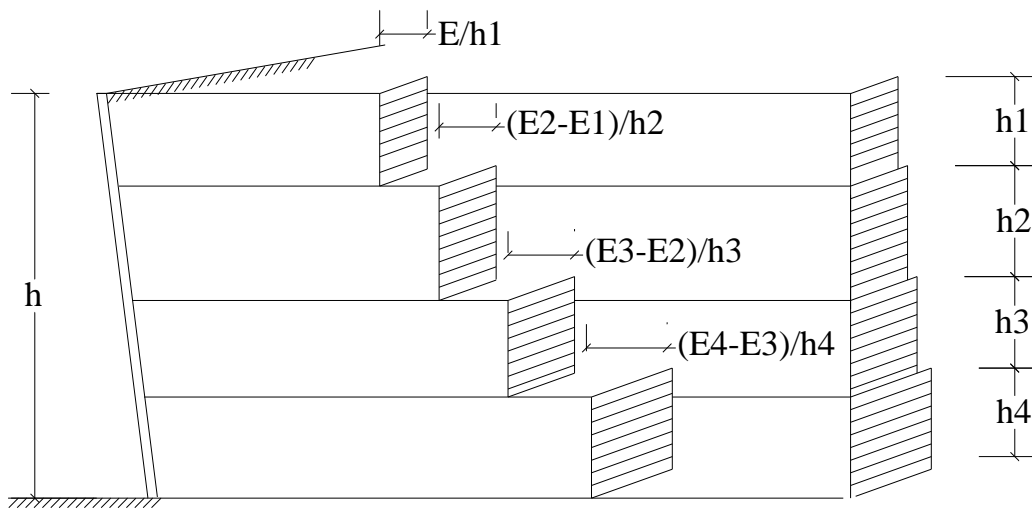


Fig. 2.12 Diagrama de presiones para suelo estratificado

FUENTE: Mecánica de Suelos, Lambe T. W. Whitman, Limusa 3^{ra} edición, 1989.

Empuje en caso de varias capas del suelo

Cuando se trata de varias capas de suelo, se procede a calcular el empuje y la distribución de las presiones para la parte correspondiente a la capa superior, tal como lo visto anteriormente. Hecho esto, pasamos a la capa siguiente, considerando entonces el peso de la tierra de la primera capa, como si fuera una sobrecarga, transformándolo en una altura de tierra del material de la segunda capa y calculamos el empuje y la distribución de presiones de la segunda capa.

Para la tercera capa consideramos como sobrecarga el peso de las dos primeras capas, reduciéndolo a altura equivalente de tierra de esa tercera capa, para que a continuación, calcular el empuje. Para las capas siguientes se procede de la misma manera tomando en cuenta las capas superiores como sobrecarga.

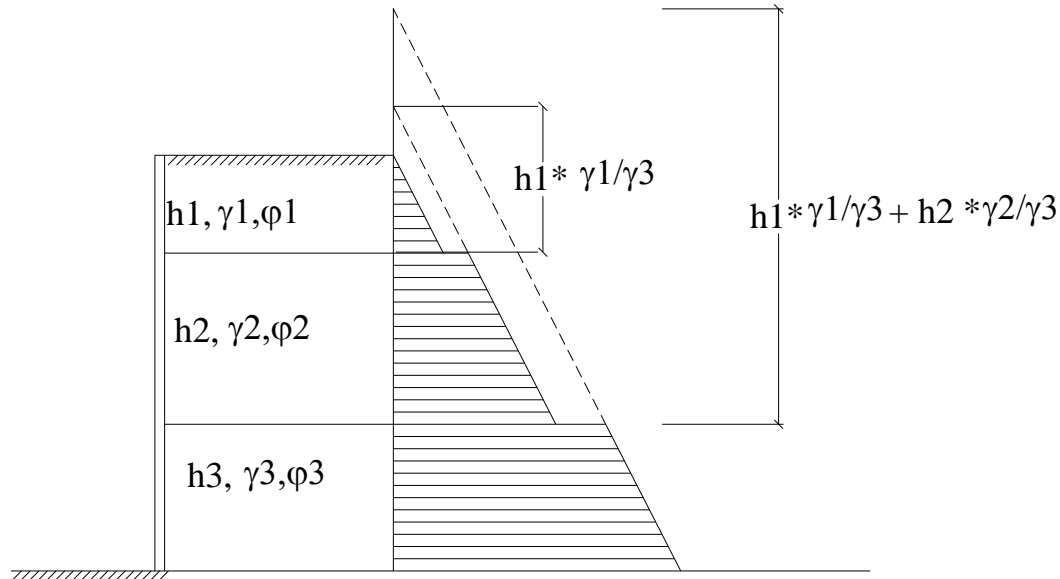


Fig. 2.13 Diagrama de presiones para tres capas de suelo
FUENTE: Mecánica de Suelos, Lambe T. W. Whitman, Limusa 3^{ra} edición, 1989.

La figura anterior representa el diagrama para el caso de tres capas, las discontinuidades observadas son debidas a la diferencia de las características propias de cada capa.

2.5 Tipos de Falla.-

2.5.1 En Muros en Voladizo.-

En el diseño de los muros de contención de hormigón armado, el calculista solo deberá asegurar que la estructura no vaya a colapsar, ya que desplazamientos de algunos centímetros, no suelen tener mucha importancia si asegura que no se presentaran grandes desplazamientos repentinamente. Es por esta razón que la estabilidad de los muros de contención tiene que ser analizada en situaciones que se presentarían en condiciones de falla estableciendo coeficientes de seguridad adecuados para evitar el colapso.

Un muro de contención puede fallar por:

- Volteo con respecto al talón
- Pérdida de capacidad de Carga del suelo que soporta la base
- Desplazamiento horizontal a lo largo de la base
- Además de ruptura por flexión excesiva en alguna de sus partes integrantes.
- Por corte del terreno a mayor profundidad.

a. Seguridad al Vuelco.-

Un muro de contención tiende a volcarse por la arista de su base, este vuelco es producido por la componente horizontal del empuje pasivo del terreno, el peso propio del muro, la componente vertical del empuje el peso de la tierra situada en el trasdos del muro sobre el talón tienden a equilibrar el momento de vuelco. Para evitar la falla por volteo, se dice que el momento de la fuerza horizontal con respecto al borde exterior, no debe ser mayor que el momento de la fuerza vertical con respecto al mismo punto. La división del momento resistente entre el momento de volteo nos da el factor de seguridad, que se considera como suficiente un valor de 3.

b. Pérdida de Capacidad de Carga del Suelo que Soporta la Base.-

Si la presión sobre el borde exterior es mayor que la capacidad de carga del terreno, puede tenerse asentamientos diferenciales o ruptura de algunos de sus componentes. Es decir que en el estudio de la presión sobre el terreno desempeña un papel muy importante el tercio central de la cimentación, puesto que se requiere que la resultante de los esfuerzos, pase por el tercio central, ya que por la reacción del terreno pasa por esta zona, lográndose de esta manera una distribución de presiones aceptable.

c. Seguridad al Deslizamiento

La fuerza que tiende a ocasionar el deslizamiento en la base del muro, es la componente horizontal del empuje, y la fuerza que impide este movimiento es el rozamiento entre muro y el terreno de fundación. El factor de seguridad en este caso es igual al cociente entre la fuerza resistente y la fuerza que tiende a realizar este deslizamiento, se acepta como valor mínimo de este factor de 1.5.

d. Seguridad a la Rotura por Flexión.-

En los muros de hormigón armado además de las comprobaciones anteriormente mencionadas, debe comprobarse la rotura del alzado por flexión. La rotura del alzado se produce cuando no se ha diseñado bien las armaduras en la unión entre este y la base de cimentación, en esta sección aparecen un momento y un esfuerzo cortante que producen efectos importantes que hay que tomarlos en cuenta, la solución de este fallo se resuelve colocando las armaduras que resulte del cálculo respectivo.

e. Corte del Terreno a Mayor Profundidad.-

Este tipo de falla puede ocurrir a lo largo de una superficie cilíndrica, como resultado de la existencia de un estrato débil de suelo debajo de la losa base del muro de contención.

En tal caso la superficie crítica de falla debe ser determinada por tanteos, usando varios centros para el círculo de falla. La superficie de falla a lo largo de la cual se obtiene el coeficiente de seguridad mínimo es la superficie de crítica de falla.

2.5.2 En Muro Pantalla.-

Al considerar la estabilidad total, se distinguen los siguientes casos de falla:

- Rotura del terreno en el pie de la pantalla
- Rotura del terreno por fallo del anclaje.
- Rotura del terreno en la placa de anclaje.

a. Rotura del Terreno en el Pie de la Pantalla.-

Bajo condiciones de carga normales y tipos corrientes de suelo, una pantalla está protegida contra la rotura del terreno por la profundidad a la que se realiza el empotramiento para su fundación.

Sin embargo estos casos pueden darse de todas formas si aparecen sobrecargas concentradas en la zona de atrás del macizo de rotura que no se incluyen en el cálculo de las pantallas, o cuando en la zona del pie de la pantalla hay un suelo con un ángulo de rozamiento interno y cohesión muy bajos y al mismo tiempo la pantalla está fuertemente cargada.

b. Rotura del Terreno por Fallo del Anclaje.-

Este caso de inestabilidad se da al ceder el anclaje. Esta rotura tiene relación con el exceso de resistencia al corte exigido a la superficie de deslizamiento profunda. Si los tirantes se eligen muy cortos, se origina la rotura sobre una superficie de deslizamiento que va desde el punto de cortante cero hasta el pie de la placa de anclaje.

c. Rotura del Terreno en la Placa de Anclaje.-

Para anclajes dispuestos con placas de anclaje, es posible el caso de rotura del terreno que rodea la placa de anclaje.

Para evitar la rotura del terreno en el anclaje, y que con ello se desplace hacia arriba la placa de anclaje, se debe comprobar, que la suma de fuerza que se oponen al desplazamiento desde el borde inferior de la placa hasta el borde superior del terreno debe ser por lo menos 1.5 veces mayor de las suma de todas componente de las fuerzas horizontales debidas al anclaje.

CAPITULO III

MÉTODOS CONSTRUCTIVOS

Las principales acciones sobre una pantalla son el empuje activo y pasivo del terreno. La determinación de los diagramas de presiones, como también los principios para el cálculo de empujes se ha desarrollado en los capítulos anteriores.

3.1.-PANTALLA CON UN NIVEL DE APOYO

En las pantallas los apoyos son constituidos por los tirantes de anclaje. El funcionamiento estructural depende esencialmente de la rigidez de la pantalla y de su longitud de empotramiento en el terreno.

3.1.1.- METODO DEL EXTREMO LIBRE

Este método fue desarrollado por ROWE

Cuando la profundidad del empotramiento es relativamente pequeña y/o la rigidez de la pantalla es grande con relación al terreno que va a sostener.

Para este caso puede suponerse que la pantalla girará alrededor del punto B, a nivel del apoyo y su deformada será tal como $A'B'D'$.

El sistema estatico adoptado es el de una viga sometida a las acciones mostradas en la figura 3.1

Del equilibrio de fuerzas actuantes se consigue mediante la reacción N del anclaje de

En el presente capítulo se pretende establecer la estabilidad del conjunto, partiendo de las hipótesis desarrolladas en el capítulo anterior y cuya seguridad puede ser analizada y garantizada a través de tres tipos de verificaciones:

- La capacidad de carga de la pantalla de Hormigón en función de muro contención.
- La resistencia del anclaje aislado y del grupo de anclajes necesarios.
- Y la estabilidad global del sistema Pared – Macizo – Anclaje.

La capacidad de carga de la pantalla de hormigón se define y se verifica de acuerdo a procesos de cálculo de estabilidad y el diseño de hormigón, basándose en los reglamentos vigentes de cálculo de Hormigón Armado.

La resistencia del anclaje aislado o del grupo de anclajes se determina en función a la resistencia estructural del anclaje, a la sección del mismo y a la carga de trabajo o esfuerzo admisible del material.

La verificación de la estabilidad global del sistema Pantalla – Macizo – Anclaje, resulta ser la parte más importante de este análisis, la misma que puede dividirse en dos tipos de estudio claramente diferenciados que son la *verificación de la Seguridad Externa* y la *verificación de la Seguridad Interna*.

Rotura Externa

La verificación de la seguridad externa toma en cuenta el desplazamiento hacia fuera del pie de la pantalla y la rotura del sistema a lo largo de una superficie deslizante girando alrededor del centro de rotación interior.

Este análisis puede ser realizado sobre la base de cualquiera de los métodos descritos y desarrollados en la mecánica de suelos, tomando en cuenta una fuerza adicional de estabilización como consecuencia del anclaje o grupo de anclajes utilizados.

En el caso de taludes supuestos planos, con formas geométricas simples y sin sobrecarga, para una sección genérica de talud, la superficie de deslizamiento puede suponerse plana y ser determinada según la teoría de CULMANN .

Cuando la forma del talud es geoméricamente muy compleja y con cargas en su superficie, es aconsejable utilizar el método de las fajas desarrollado por FELLENIUS, tomando en cuenta si se desea las interacciones entre las fajas según el análisis de BISHOP.

Cualquiera sea el método utilizado, se trata al final, de determinar un plano de anclaje definido por un ángulo (θ_a) mayor al ángulo de rozamiento interno (φ) al que corresponda un factor de seguridad (FS), ligeramente mayor al factor de seguridad mínimo (F_{smin}).

En el presente trabajo tiende fundamentalmente a la utilización del método de CULMANN, según el cual se ha definido como ángulo crítico de probable

deslizamiento (θ_{cr}) definido por la ecuación (4.5), al cual corresponde un factor de seguridad mínimo (F_{smin}) definido por la ecuación (4.7):

$$\text{Angulo crítico } \theta_c = (\alpha + \varphi) / 2$$

$$F_{smin} = \frac{4 * c * \text{Sen}(\alpha) * \text{Cos}(\varphi)}{\gamma * H * [1 - \text{Cos}(\alpha - \varphi)]}$$

Donde :

c = Cohesión del material constituyente del macizo.

α = Angulo de inclinación del talud.

φ = Angulo de fricción interna.

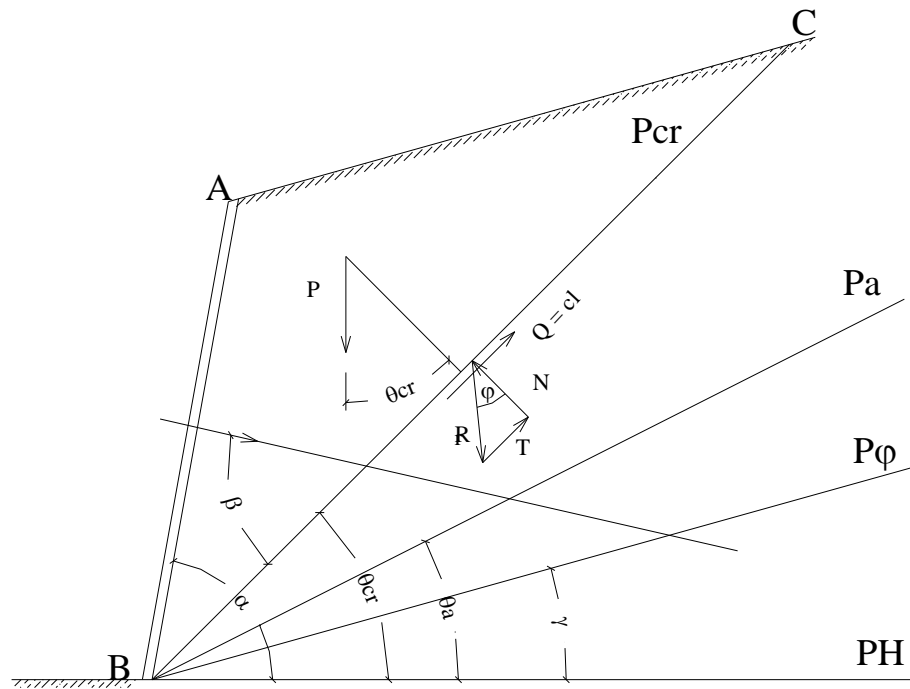
γ = Peso específico del material.

H = Altura vertical total del talud.

El propósito del presente estudio, es aumentar el factor de seguridad (F_{smin}), a un valor realmente significativo, introduciendo fuerzas de pretensado de magnitud (F) por metro de ancho de talud a través de tirantes que determinan un plano de deslizamiento menos inclinado, cuyo ángulo (θ_a) es menor que el ángulo que define el plano de deslizamiento crítico (θ_{cr}), a este plano se denomina plano de anclaje.

Se debe determinar un nuevo factor de seguridad (F_{Sp}), que será obtenido con las fuerzas de pretensado y debe ser de tal magnitud que asegure la estabilidad del talud y por tanto mayor que el factor de seguridad mínimo ($F_{Sp} > F_{smin}$)

Este nuevo Factor de seguridad (F_{Sp}) es la relación entre la fuerza de cohesión que actúa en el plano crítico y la proyección sobre este plano de las otras fuerzas exteriores que actúan sobre la cuña ABC con tendencia general a hacerla deslizar.



Pcr = Plano de deslizamiento crítico

Pa = Plano de anclaje

Fig.3.1 Determinación del factor de seguridad

De acuerdo con la figura 5.1, la ecuación de las proyecciones sobre la perpendicular al plano BC (Plano Crítico) de las fuerzas en equilibrio, da para la componente (N) de la reacción \mathcal{R} por fricción el valor de:

$$N = P * \text{Cos} (\theta_{cr}) + F * \text{Sen} (\beta)$$

Y su componente tangencial según el plano de deslizamiento será:

$$T = N * \text{Tg} (\varphi)$$

$$T = [P * \text{Cos} (\theta_{cr}) + F * \text{Sen} (\beta)] * \text{Tg} (\varphi)$$

Por la definición del nuevo Factor de Seguridad (FSp)

$$\text{FSp} = \frac{Q}{P * \text{Sen} (\theta_{cr}) - F * \text{Cos} (\beta) - T}$$

Siendo: $Q = c * L$, y reemplazando el valor de la fuerza tangencial (T)

$$FSp = \frac{c * L}{P * \text{Sen}(\theta_{cr}) - F * \text{Cos}(\beta) - P(\text{Cos}(\theta_{cr}) * \text{Tg}(\varphi) - F * \text{Sen}(\beta) * \text{Tg}(\varphi))}$$

$$FSp = \frac{c * L}{P * [\text{Sen}(\theta_{cr}) - \text{Cos}(\theta_{cr}) * \text{Tg}(\varphi)] - F * [\text{Cos}(\beta) + \text{Sen}(\beta) * \text{Tg}(\varphi)]}$$

$$FSp = \frac{c * L * \text{Cos}(\varphi)}{P * [\text{Sen}(\theta_{cr}) * \text{Cos}(\varphi) - \text{Cos}(\theta_{cr}) * \text{Sen}(\varphi)] - [\text{Cos}(\beta) * \text{Cos}(\varphi) + \text{Sen}(\beta) * \text{Sen}(\varphi)]}$$

$$FSp = \frac{c * L * \text{Cos}(\varphi)}{P * [\text{Sen}(\theta_{cr} - \varphi)] - F * [\text{Cos}(\beta - \varphi)]} \dots\dots\dots 3.1$$

Recordemos, de la ecuación 4.7 y de la definición del Factor de Seguridad mínimo:

$$FSp = \frac{c * L * \text{Cos}(\varphi)}{P * [\text{Sen}(\theta_{cr} - \varphi)]}$$

Observando las dos anteriores fórmulas, se puede establecer que sin la fuerza aplicada al anclaje o grupo de anclajes (F), ambos factores de seguridad son iguales.

A la relación entre ambos factores de seguridad FSp y Fsmin, se denominan coeficiente de refuerzo:

$$\lambda = FSp / Fsmin \dots\dots\dots 5.2$$

$$\lambda = \frac{\cancel{c * L * \text{Cos}(\varphi)}}{P * \text{Sen}(\theta_{cr} - \varphi) - F * \text{Cos}(\beta - \varphi)} \cdot \frac{\cancel{c * L * \text{Cos}(\varphi)}}{P * \text{Sen}(\theta_{cr} - \varphi)}$$

$$\lambda = \frac{P * \text{Sen} (\theta_{cr} - \varphi)}{P * \text{Sen} (\theta_{cr} - \varphi) - F * \text{Cos} (\beta - \varphi)}$$

Despejando la fuerza de pretensado en función de (λ) definido para un valor de $FS_p=1.50$ en la fórmula 3.2, se tiene:

$$P * \lambda * \text{Sen} (\theta_{cr} - \varphi) - F * \lambda * \text{Cos} (\beta - \varphi) = P * \text{Sen} (\theta_{cr} - \varphi)$$

$$P * \lambda * \text{Sen} (\theta_{cr} - \varphi) - P * \text{Sen} (\theta_{cr} - \varphi) = F * \lambda * \text{Cos} (\beta - \varphi)$$

$$P * \text{Sen} (\theta_{cr} - \varphi) * (\lambda - 1) = F * \lambda * \text{Cos} (\beta - \varphi)$$

$F = \frac{(\lambda - 1)}{\lambda} * P * \frac{\text{Sen} (\theta_{cr} - \varphi)}{\text{Cos} (\beta - \varphi)}$ 3.3
---	-----------

Se hace notar que no se está tomando en cuenta la resistencia que los tirantes ofrecen al cizallamiento y que contribuye eficazmente a la estabilidad del talud, por lo que, en todo caso, se tiene un margen de seguridad extra.

De la última expresión es preciso determinar el valor del peso (P) de la cuña crítica de deslizamiento.

Fig.3.2

De la Fig. 5.2 que toma en cuenta un volumen adicional debido a la superficie libre inclinada, que sería el caso mas general y completo del estudio, se puede encontrar la relación del peso de la mencionada cuña de deslizamiento.

$$\operatorname{Tg}(\omega) = \frac{H-h}{D-d} ; \quad \operatorname{Tg}(\theta_{cr}) = H/D ; \quad \operatorname{Tg}(\alpha) = h/d$$

$$d = h / \operatorname{Tg}(\alpha) \dots\dots\dots 5.4$$

$$D = H/\operatorname{Tg}(\theta_{cr})$$

$$H = D * \operatorname{Tg}(\omega) - d * \operatorname{Tg}(\omega) + h$$

$$D * \operatorname{Tg}(\theta_{cr}) - D * \operatorname{Tg}(\omega) = h - d * \operatorname{Tg}(\omega)$$

$$D = \frac{h - h * \operatorname{Tg}(\omega) / \operatorname{Tg}(\alpha)}{\operatorname{Tg}(\theta_{cr}) - \operatorname{Tg}(\omega)}$$

$$D = h * \frac{[1 - \operatorname{Tg}(\omega) / \operatorname{Tg}(\alpha)]}{[\operatorname{Tg}(\theta_{cr}) - \operatorname{Tg}(\omega)]} \dots\dots\dots 3.5$$

$$H = h * \operatorname{Tg}(\theta_{cr}) * \frac{[1 - \operatorname{Tg}(\omega) / \operatorname{Tg}(\alpha)]}{[\operatorname{Tg}(\theta_{cr}) - \operatorname{Tg}(\omega)]} \dots\dots\dots 3.6$$

$$\text{Area ABC} = \frac{1}{2} * h*d + h*(D-d) + \frac{1}{2} * (H-h)*(D-d) - \frac{1}{2} * H*D$$

$$\text{Area ABC} = \frac{1}{2} * (h*D - H*d) \dots\dots\dots 3.7$$

Reemplazando los valores de las fórmulas 5.4,5.5 y 5.6 en 5.7

$$\text{Area ABC} = \frac{h^2 * [1 - \text{Tg}(\omega) / \text{Tg}(\alpha)] * [1 - \text{Tg}(\theta_{cr}) / \text{Tg}(\alpha)]}{2 * [\text{Tg}(\theta_{cr}) - \text{Tg}(\omega)]}$$

$$\text{Peso de la cuña } P = \gamma * \text{Area ABC}$$

$P = \frac{\gamma * h^2}{2} * \frac{[1 - \text{Tg}(\omega) / \text{Tg}(\alpha)] * [1 - \text{Tg}(\theta_{cr}) / \text{Tg}(\alpha)]}{[\text{Tg}(\theta_{cr}) - \text{Tg}(\omega)]}$
--

La longitud de los tirantes estará definida por la inclinación de un plano de anclaje que forma un ángulo θ_a con la horizontal y por el comportamiento del sistema Suelo – tirante – anclaje respecto al efecto de arrancamiento.

Este ángulo de inclinación será aquel que establezca un factor de seguridad igual o un poco mayor a 1.50, ($FS \geq 1.50$), es decir de la misma magnitud que el factor TSp adoptado para la determinación de la fuerza de pretensado y que ha sido calculado para mantener estable la cuña ABC truncada del macizo por el plano crítico

$$FS = \frac{2 * c * \text{Sen}(\alpha) * \text{Cos}(\varphi)}{\gamma * h * \text{Sen}(\alpha - \theta_a) * \text{Sen}(\theta_a - \varphi)} \approx 1.5$$

Una de las formas de determinar el valor de θ_a es por tanteos, hasta alcanzar el valor del factor de seguridad deseado.

A continuación se realiza un planteamiento de solución de Punto Fijo, despejando θ_a en función de θ_a , convirtiéndose en una relación auto convergente.

$$\text{Sen}(\alpha - \theta_a) * \text{Sen}(\theta_a - \varphi) = 2 * c * \text{Sen}(\alpha) + \text{Cos}(\varphi) / [1.50 * \gamma * h]$$

$$K1 = 2 * c * \text{Sen}(\alpha) + \text{Cos}(\varphi) / [1.50 * \gamma * h]$$

$$\text{Sen}(\theta_a - \varphi) = K1 / \text{Sen}(\alpha - \theta_a)$$

$$\boxed{\theta_a = \varphi + \text{ArcSen}[K1 / \text{Sen}(\alpha - \theta_a)]} \quad \text{Fórmula autoconvergente}$$

A manera de resumen, podemos decir que:

Cuando $\theta_{cr} > \theta_a > \varphi \rightarrow FS \approx FS_{min}$ Solución Económica y segura

$\theta_a = \varphi \rightarrow FS = \infty$ Solución infinitamente segura pero antieconómica.

5.2. Rotura interna

El procedimiento para la evaluación de la rotura interna, ha sido desarrollado por KRANZ, publicado posteriormente por SHULTZE y OSTERMAYER, y consiste en calcular el empuje activo o en reposo conforme a la deformación permisible de la estructura y se transforma el diagrama triangular o trapezoidal y en caso de haber sobrecarga en un diagrama rectangular equivalente.

Se traza la superficie de rotura interna para cada anclaje, uniendo con una línea inclinada el pie de la pantalla hasta el centro del anclaje considerado con una longitud inicialmente elegida, levantando de este punto una vertical hasta la superficie libre del

terreno y una inclinada que forme un ángulo de $(45 - \varphi/2)$ con la vertical.

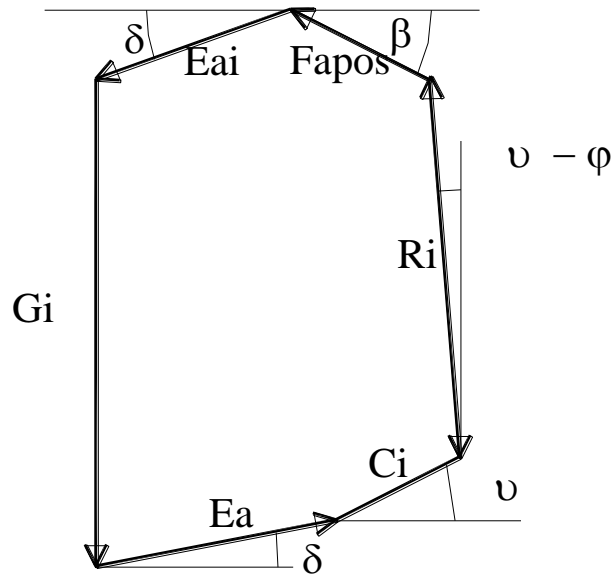


Fig. 3.3

A partir de la condición de equilibrio, se obtiene un polígono de fuerzas para cada uno de los tirantes, de este polígono se saca el mayor valor posible de la fuerza de anclaje (FA pos).

Fig. 3.4

El coeficiente de Seguridad (FST) es dado por la razón entre la fuerza máxima posible horizontal (FAh pos) y la fuerza existente horizontal (FAh exis) que debe ser un valor igual o mayor a 1.50, es decir

$$FST = (FAh \text{ pos} / FAh \text{ exis}) \geq 1.50$$

Los pesos de tierra (G_i) sin sobrecarga sobre la superficie de deslizamiento, las presiones activas sobre las paredes equivalentes de anclaje (E_{ih}) y la contribución de la cohesión (CA_i) en la superficie de deslizamiento se calculan con las siguientes expresiones:

$$G_i = (h + h_i) * B_i * \gamma / 2$$

$$E_{ih} = (q * B_i * K_a + \gamma * h_i^2 * K_a / 2) * \text{Cos}(\delta)$$

$$CA_i = C * I_{di}$$

Donde :

E_{ah} = Empuje activo horizontal total.

E_{ih} = Presión activa horizontal sobre la pared equivalente.

γ = Peso específico del material constituyente del macizo

C = Cohesión del material constituyente del macizo.

K_a = Coeficiente de empuje activo.

φ = Angulo de fricción interna del material constituyente del macizo.

δ = Angulo de fricción entre la superficie rugosa de la pantalla y el suelo.

I_{di} = Longitud de la superficie de deslizamiento.

h = Altura vertical del talud.

H_i, B_i = Alturas definidas en la Fig. 5.3

Del polígono de fuerzas de la figura 5.4, en estado de equilibrio, en la que son conocidas las direcciones de todas las componentes, aunque el valor de la reacción del terreno (R_i) y la fuerza máxima posible (F_{Apos}), son desconocidas, se puede plantear dos ecuaciones con dos incógnitas y encontrar los valores de la fuerza máxima posible en función de las otras componentes conocidas, para cada uno de los tirantes.

$$\sum F_x = 0$$

$$E_a \text{Cos}(\delta) + CA_i * \text{Cos}(v_i) - R_i * \text{Sen}(v_i - \varphi) - F_{Apos} * \text{Cos}(\beta - \theta_{cr}) - E_i * \text{Cos}(\delta) = 0$$

$$R_i = \frac{E_a \cos(\delta) + C A_i \cos(v_i) - F_{Apos} \cos(\beta - \theta_{cr}) - E_i \cos(\delta)}{\text{Sen}(v_i - \varphi)}$$

Si :

$$K R_x = \frac{E_a \cos(\delta) + C A_i \cos(v_i) - E_i \cos(\delta)}{\text{Sen}(v_i - \varphi)}$$

$$R_i = K R_x - \frac{F_{Apos} \cos(\beta - \theta_{cr})}{\text{Sen}(v_i - \varphi)} \dots\dots\dots 3.9$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$E_a \text{Sen}(\delta) + C A_i \text{Sen}(v_i) - R_i \cos(v_i - \varphi) - F_{Apos} \text{Sen}(\beta - \theta_{cr}) - E_i \text{Sen}(\delta) - G_i = 0$$

$$K R_y = E_a \text{Sen}(\delta) + C A_i \text{Sen}(v_i) - E_i \text{Sen}(\delta) - G_i \dots\dots\dots 3.10$$

$$F_{Apos} = \frac{K R_y - R_i \cos(v_i - \varphi)}{\text{Sen}(v_i - \varphi)}$$

5.3 Dimensionamiento de los anclajes

El análisis y cálculo de la capacidad de carga de los anclajes debe ser realizado teniendo en cuenta que estos actúan independientemente o aislados y en conjunto o en grupo de anclajes.

5.3.1 Capacidad de carga del anclaje aislado

Si tomamos en cuenta que el anclaje actúa independientemente, la capacidad de carga depende de la resistencia estructural de sus componentes y de la rotura del suelo en torno al anclaje.

La resistencia estructural del anclaje es función de la sección de acero, del trecho de anclaje en el terreno, del trecho del anclaje en la pantalla y de la resistencia en la interfase acero – pasta inyectada.

La resistencia de la sección de acero es función de la carga de trabajo o carga admisible del acero empleado teniendo en cuenta solamente la sección neta utilizada:

$$T_{adm.} = A_n * \sigma_a$$

Se habla de sección neta en caso de emplear tirantes sobre la base de barras redondas que deben ser roscadas para realizar el anclaje extremo, mediante tuercas, pues en los demás anclajes, la sección neta es la indicada por los fabricantes.

La longitud de los tirantes en el terreno influye en la capacidad del anclaje aislado pues sabemos que dicha longitud está constituida por dos partes, siendo la longitud de anclaje la que ha de satisfacer las condiciones de adherencia entre acero – pasta inyectada y pasta inyectada - macizo de suelo y la longitud libre que debe asegurar, los límites de elasticidad y proporcionalidad del acero, al ser traccionada por el efecto de pretensado.

El trecho del tirante en la pantalla influye en la capacidad del anclaje aislado o independiente, por ser la zona que define la cabeza del anclaje que fija el tirante pretensado a la pared de la pantalla.

Para el cálculo de la resistencia en la interfase pasta inyectada – acero, se adopta como tensión de cizallamiento permisible (τ_p) en la pasta inyectada el valor de 40 Tn/m² cuyo valor ha sido probado en numerosos ensayos con dos veces la carga de trabajo, demostrando de esta manera ser un valor seguro.

$$\tau_p * \pi * D * l_a \geq T_t$$

Para tener una idea más clara de lo expuesto anteriormente, como ejemplo, si utilizamos un cuerpo de anclaje o tubo de acero protector del tirante en la zona inyectada con

diámetro exterior (D) mínimo de 5 cm. Se asegura una carga de tirante un poco mayor a 6 Toneladas por metro de anclaje (la).

Teniendo en cuenta que los anclajes se hallan incrustados en el macizo estable a una profundidad definida y por lo tanto soportando una altura (h_1) de suelo que trasmite una presión vertical cuyo efecto se manifiesta con la fricción en la pasta inyectada y el suelo de anclaje, se tendrá la siguiente expresión matemática que define para estos criterios la longitud de anclaje:

$$la \geq \frac{Te}{(D * \pi * \tau_p + 2 * Da * \gamma * h_1 * \text{tg } \delta)}$$

Donde :

la = Longitud de anclaje

Te = Carga de ensayo

D = Diámetro exterior del tubo protector de acero del tirante en la zona inyectada para el anclaje.

τ_p = Tensión de cizallamiento permisible en la pasta inyectada para el anclaje.

Da = Diámetro medio de la inyección de anclaje.

γ = Peso específico del material constituyente del macizo de suelo.

h_1 = Altura media del suelo sobre la longitud de anclaje.

$\text{Tg } \delta$ = Coeficiente de fricción pasta inyectada – suelo.

Las normas para el dimensionamiento de estructuras de hormigón armado, especifican que la longitud de anclaje de las armaduras de tracción debe ser:

$$la \geq n' \sigma_e \phi / \sigma'_{r28}$$

Donde :

σ_e = Tensión de fluencia del acero del tirante.

σ'_{r28} = Tensión de rotura cilíndrica a los 28 días de la pasta inyectada.

$n' = 2.00$ para barras corrugadas

$n' = 2.50$ para barras lisas.

Esta especificación vale la pena tomarla en cuenta aunque el comportamiento de la zona inyectada no sea precisamente el de una estructura de hormigón armado.

Debido a las irregularidades de la pasta inyectada y al alargamiento de la parte anclada, hay que tomar en cuenta que la rotura puede darse dentro del propio suelo, tornando así determinante en la capacidad de carga del anclaje aislado la resistencia al cizallamiento del suelo.

La rotura del suelo en torno del anclaje se produce según dos posibilidades de extracción del anclaje:

Por desplazamiento del cilindro inyectado de anclaje del terreno circunvecino.

Por rotura general del suelo.

Los ensayos de arrancamiento muestran que el primer caso ocurre siempre en anclajes profundos y sólo en anclajes muy superficiales o poco profundos puede ocurrir rotura general del suelo.

La resistencia al arrancamiento del cilindro de anclaje del suelo dependerá de la compresión previa provocada por la presión de la masa inyectada.

De acuerdo con las experiencias de VOELLMY relatadas por JELLINEK y OSTERMAYER, la resistencia a la rotura del anclaje será:

$$Z_{\text{máx}} = \pi * D_a * l_a * \tau_{\text{máx}}$$

$$\tau_{\text{máx}} = \gamma * h * \text{tg } \varphi * (1 + D_a * \text{tg } \varphi / h)$$

Despreciando la variación de tensiones producidas por la presión de inyección y tomando en cuenta una cohesión (c) del suelo, la resistencia a la rotura está dada por la expresión :

$$\tau_{\text{máx}} = c + \sigma_z \operatorname{tg} \varphi$$

$$\tau_{\text{máx}} = c + \gamma h \operatorname{tg} \varphi$$

Para que los anclajes actúen independientemente es necesario que se tenga un espaciamiento mínimo entre anclajes de:

$$e = 2 * h * \operatorname{tg} \varphi$$

La consideración de la rotura general del suelo conduce a resistencias muy elevadas en el caso de anclajes aislados pues la rotura es principalmente de tipo anular a no ser que se tengan anclajes poco profundos o muy superficiales, razón por la cual se deben dimensionar los anclajes aislados basándose en el primer criterio antes definido, para asegurar una solución económica.

La resistencia máxima a la rotura general del suelo será determinada mediante la siguiente expresión:

$$Z = 2 * D_a * l_a * \sigma_z * \operatorname{tg} \varphi + e_{\text{crit}} (E_{ph} - E_{1h})$$

Siendo e_{crit} de acuerdo a experiencias citadas por JELLINEK y OSTERMAYER, el ancho del prisma de rotura del anclaje individual cuyo máximo valor debe ser la mitad del espaciamiento.

5.3.2. Capacidad de carga del conjunto de anclajes

Para la determinación de la capacidad de carga del conjunto de anclajes, se toma en cuenta la influencia recíproca de los anclajes, se definen aplicando la noción de placa equivalente introducida por KRANZ y adoptada como base de los métodos de cálculo normalizados en Alemania.

Según KRANZ se tiene:

$$Z_{\text{máx}} = R_s + R_i = 2 * l_a * \sigma_z * \text{tg } \varphi$$

$$\text{Si } R_s + E1h > E_{ph} \quad Z_{\text{máx}} = l_a * \sigma_z * \text{tg } \varphi + (E_{ph} - E1h)$$

La longitud efectiva es:

$$l_a = l'_a - e / (4 \text{tg } \varphi)$$

En caso de que el valor encontrado mediante este proceso sea mayor del que da la rotura anular, se utiliza el último resultado.

En la práctica, debido a que los anclajes tienen su capacidad de carga individual comprobada por ensayos de rotura, basta únicamente verificar que esta capacidad individual no sea menor que la correspondiente a la parte de cada anclaje en la serie, caso raramente dado.

CAPITULO IV

MÉTODO DE CALCULO DE ESTRUCTURAS DE RETENCION DE SUELOS

Se ha elegido el paso a desnivel proyectado por el gobierno municipal situado en la intersección de las avenidas Alto de la alianza y Panamericana.

4.1. Características geológicas de la zona

Según los estudios realizados por la empresa Queiroz Galvao se tiene los siguientes conceptos respecto al tema.

La compleja geología local, conforme se halla descrita en los documentos del proyecto, presenta intercalaciones de areniscas y lutitas, con espesor decimétrico a métrico y diferentes grados de metamorfismo y consecuentemente de compacidad.

Las rocas sedimentarias que existen en el tramo se presentan poco consolidadas, o sea que su grado de metamorfismo no debe haber sido suficientemente intenso como para transformarlas en materiales pétreos de alta resistencia.

Algunas exposiciones de lutitas presentan un color gris verdeado, que permite suponer la presencia de materiales expansivos en su interior.

La geología estructural de las rocas sedimentarias, la orientación y el ángulo de inclinación de su buzamiento, como también las discontinuidades presentes en el macizo rocoso, ha condicionado algunas inestabilidades que ya se manifestaron sobre el terraplén.

4.2. Pendientes de los taludes

Los taludes de corte que se ejecutaron en este proyecto presentan pendientes fuertes, que varían desde 1 a 3 y 1 a 5, aplicándose estas pendientes según la altura y la calidad del suelo en el macizo rocoso donde se ejecutaron estos cortes. En el corte estudiado el talud es 1 a 5.

Teniendo en cuenta que los materiales que conforman estos taludes de corte, son poco consolidados, consecuencia de esto se tiene problemas de estabilidad

actualmente. Con la utilización de uno de los métodos planteados en este trabajo se puede mejorar el comportamiento futuro de esta obra.

4.3. Sección transversal del camino

En la sección transversal del camino en el lugar de aplicación del presente estudio, se puede evidenciar que este fue construido sobre ladera, por lo que el aprovechamiento óptimo de los espacios disponibles es muy importante y nos hace suponer que la ejecución de estructuras voluminosas no se justifica desde el punto de vista económico. Es en este sentido que la aplicación del método de las pantallas ancladas que se desarrolla en el presente trabajo, puede ser la solución más recomendable para la estabilidad del talud en cuestión.

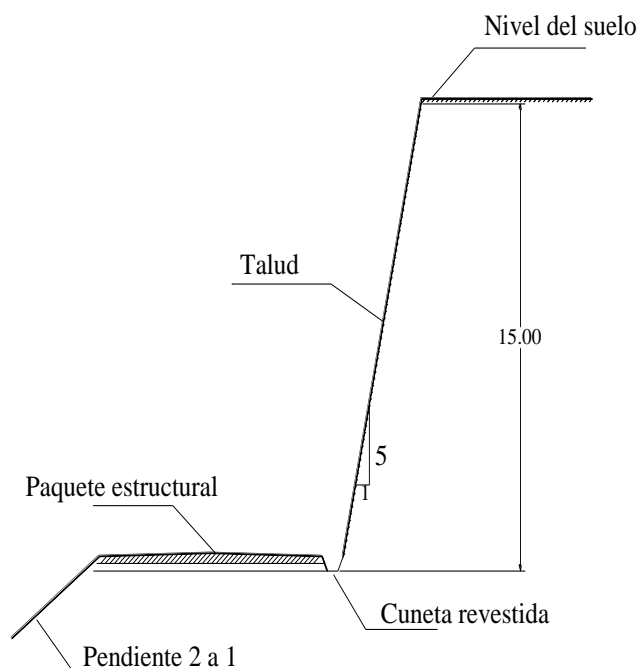


Fig.4.1 Sección transversal en la zona de estudio

4.4. Alternativa de solución como muro en voladizo

4.4.1 Generalidades

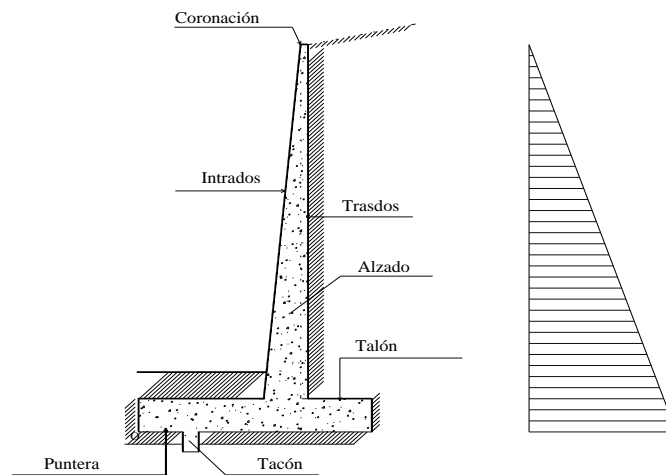


Fig. 4.2 Sección tipo de un muro en ménsula.

Diagrama de presiones

Para el cálculo de los empujes nos basaremos en la teoría de Coulomb, la que ha sido desarrollada en el capítulo 3 del presente trabajo, para lo que tomaremos en cuenta los siguientes aspectos.

Tipo de suelo

Según el resultado de los ensayos de granulometría (anexo I), se clasifica al terreno como areno – arcilloso, con un peso específico saturado de (γ) 1.6 Tn/m³.

Angulo de rozamiento interno del suelo (ϕ).

Debido a que en nuestro medio no se cuenta con un laboratorio donde se pueda realizar los ensayos triaxiales que nos permitan determinar el ángulo de rozamiento interno del suelo en estudio, por esta razón a este ángulo se le asigna el valor de 29° que se recomienda en los textos de mecánica de suelos, para este tipo de terreno.

Angulo de rozamiento suelo – muro (δ).

El valor adoptado para este ángulo es de $\frac{2}{3}$ del ángulo de rozamiento interno, que se recomienda en el manual de cálculo de tablestacas para el caso de empuje activo.

$$\delta = \frac{2}{3} * 29^\circ = 19.333^\circ$$

Inclinación del trasdos del muro (α)

La inclinación del paramento interior del muro se ha adoptado vertical, para poder realizar la comparación con el caso de las pantallas ancladas y también por la estrechez en la plataforma de la carretera por lo tanto $\alpha = 90^\circ$.

Inclinación del talud natural en la coronación (β)

La pendiente natural del terreno en la parte superior del talud de corte según consta en los perfiles transversales elaborados para el proyecto carretero en cuestión, es prácticamente horizontal, por lo tanto en el análisis del empuje activo no se considera ningún tipo de sobrecarga y $\beta = 0$.

Altura del talud (h)

Del perfil longitudinal que se tiene para el proyecto de la carretera, se puede obtener los niveles definitivos para la rasante de la vía, como las alturas de los cortes realizados.

Empuje pasivo en el intrados

En el caso del empuje pasivo las teorías de Rankine y de Coulomb se consideran exactas solo cuando las superficies de contacto muro terraplén son lisas ($\delta = 0$) y van alejándose de la realidad a medida que el ángulo de rozamiento muro

suelo crece. Por lo tanto, se debe tener precaución al utilizarlas analizando previamente el efecto que produce el empuje pasivo de tierras sobre el muro. A medida que δ crece la fuerza estabilizadora es mayor y por lo tanto, las condiciones de servicio mejores con respecto a la estabilidad del muro. Para el caso analizado se adopta $\delta = 0$ por ser el más desfavorable en el diseño.

4.4.2 Características geométricas

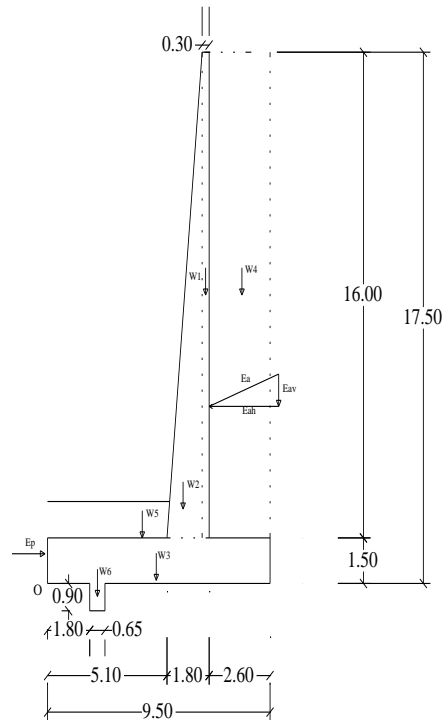


Fig. 7.3 Dimensiones del muro

Dimensiones del muro

Peso específico (γ)	2.50 Tn / m ³ .
Altura total del muro (h)	17.50 m.
Ancho de la coronación (e)	0.30 m.
Sobrecancho inferior (b1)	1.50 m.
Longitud de la puntera (b2)	5.10 m.
Longitud del talón (b3)	2.60 m.
Altura de fundación (h1)	1.50 m.
Base total del muro (B)	9.50 m.
Peso unitario del relleno	1.6 Tn/m ³

Altura del tacón 0.90 m.

Ancho base del tacón 0.65 m.

4.4.3 Cálculo de empujes por metro de muro

Para el cálculo del empuje activo, con la fórmula de Coulomb, para un muro de trasdos vertical $\alpha = 90^\circ$ se tiene.

$$K_{ah} = \frac{\text{Sen}^2 (90+29)}{\text{Sen}^2 90 \left[1 + \frac{\text{Sen} (29 + 19.33) \text{Sen} (29 - 0)}{\text{Sen} (90 - 19.33) \text{Sen} (90 - 0)} \right]^2} = 0.292$$

$$K_{av} = K_{ah} \text{Cot} (90 - 19.33) = 0.102$$

$$E_{ah} = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_{ah} = \frac{1}{2} * 1.6 * 17.5^2 * 0.292 = 71.54 \text{ Tn}$$

$$E_{av} = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_{av} = \frac{1}{2} * 1.6 * 17.5^2 * 0.102 = 24.99 \text{ Tn}$$

Cálculo del empuje pasivo.

A pesar de que el empuje pasivo actuará, una vez colocado el paquete estructural. Esta será la condición de servicio durante la mayoría de la vida útil, por lo tanto lo tomamos en cuenta como fuerza estabilizadora.

$$K_p = \frac{\text{Sen}^2 (90+29)}{\text{Sen}^2 90 \left[1 - \frac{\text{Sen} (29 + 0) \text{Sen} (29-0)}{\text{Sen} (90-0) \text{Sen} (90+0)} \right]^2} = 2.882$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_p = \frac{1}{2} * 1.6 * 3.6^2 * 2.882 = 29.88 \text{ Tn.}$$

CALCULO DE CARGAS Y MOMENTOS

Peso	Aplicación	Momento
$W1 = 0.30 * 2.50 * 16.00 = 12.00 \text{ Tn}$	6.75 m.	81.00 Tn – m.
$W2 = 0.50 * 1.50 * 2.50 * 16.00 = 30.00 \text{ Tn}$	6.10 m.	183.00 Tn – m.
$W3 = 9.50 * 2.50 * 1.50 = 35.63 \text{ Tn}$	4.75 m.	169.24 Tn – m.
$W4 = 2.60 * 1.60 * 16.00 = 66.56 \text{ Tn}$	8.20 m	545.79 Tn – m.
$W5 = 5.10 * 1.60 * 1.20 = 9.79 \text{ Tn}$	2.55 m.	24.96 Tn – m.
$W6 = 0.90 * 2.50 * 0.65 = 1.46 \text{ Tn}$	2.13 m.	3.11 Tn – m.

$$Eav = 24.99 \text{ Tn.} \qquad 6.90 \text{ m.} \qquad 172.43 \text{ Tn} - \text{m.}$$

$$\text{Total fuerzas Verticales } Fv = 182.55 \text{ Tn.} \quad \text{Total momento} = 1179.53 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$\text{Total fuerzas horizontales} = 71.54 \text{ Tn.}$$

$$\text{Empuje pasivo} = 29.88 \text{ Tn}$$

$$\text{Total Fuerzas horizontales} = 71.54 - 29.88 = 41.66 \text{ Tn.}$$

ESTABILIDAD AL VUELCO

Consideramos un valor de 3.00 para el factor de seguridad al vuelco

$$\text{Momento estabilizador} \qquad Mo = 1179.53 \text{ Tn} - \text{m.}$$

$$\text{Momento Volcador} \qquad Mv = 71.54 * 17.5/3 = 417.08 \text{ Tn} - \text{m.}$$

$$\text{Factor de seguridad al vuelco} = \frac{Mo}{Mv} \geq 1.5$$

$$FS = \frac{1179.53}{417.08} = 2.83 \geq 1.5$$

SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO

Para el coeficiente de seguridad al deslizamiento se considera un valor aceptable de 1.50 Fuerzas de rozamiento entre la base del muro y el terreno de fundación =

Fr

$$Fr = Fv \text{ Tg} \left(\frac{2}{3} \varphi \right)$$

$$Fr = 182.55 * \text{Tg} 19.333^\circ = 64.05 \text{ Tn.}$$

Fuerzas que provocan el deslizamiento = Fh

$$Fh = 41.66 \text{ Tn.}$$

$$\text{Factor de seguridad al deslizamiento} = \frac{Fr}{Fh} \geq 1.50$$

$$F. S. = \frac{64.05}{41.66} = 1.53 \geq 1.50$$

CALCULO DE LA PRESIÓN EN EL TERRENO

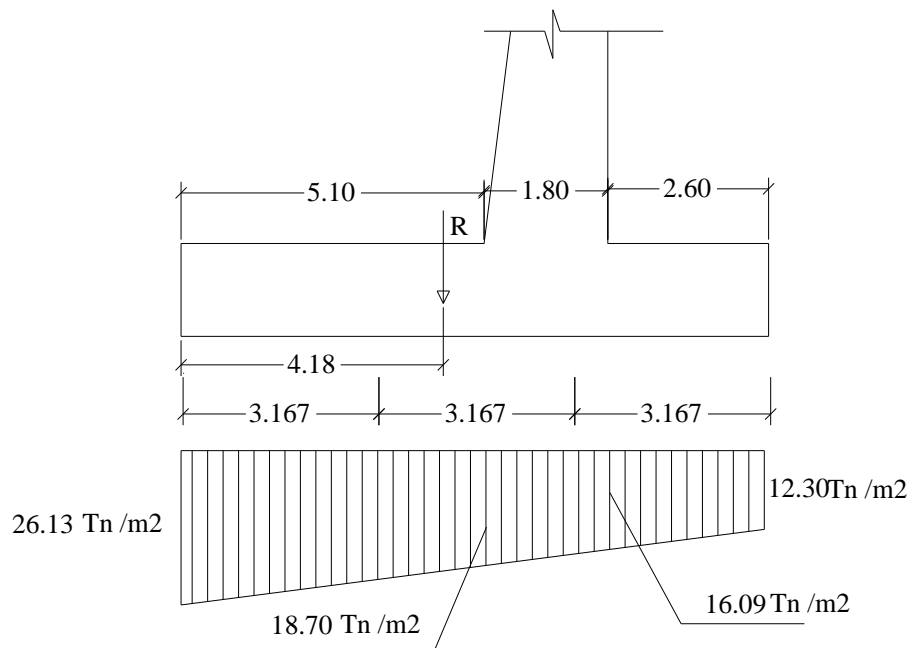


Fig. 7.3 Presiones en la base del muro

Momento Volcador $M_v = 71.54 * 5.833 = 417.08 \text{ Tn} - \text{m}.$

Momento Estabilizador $M_o = 1363.44 \text{ Tn} - \text{m}.$

Ubicación de la resultante $x = \frac{1179.53 - 417.08}{182.55} = 4.18 \text{ m}.$

Excentricidad $e = \frac{9.50}{2} - 4.18 = 0.57 \text{ m}.$

Presiones $\sigma_1 = \frac{182.55}{9.50} + \frac{6 * 182.55 * 0.57}{90.25} = 26.13 \text{ Tn/m}^2 < 28$

Presiones $\sigma_2 = \frac{182.55}{9.50} - \frac{6 * 182.55 * 0.57}{90.25} = 12.30 \text{ Tn/m}^2 < 28$

CALCULO DE LAS ARMADURAS DEL MURO

La armadura para la parte del alzado del muro es variable, ya que los esfuerzos disminuyen al disminuir la altura de cálculo, en consecuencia la armadura disminuye de abajo hacia arriba.

Por esta razón hemos elegido alturas intermedias donde estudiaremos el momento flector y el esfuerzo normal en sus respectivas secciones. Estas alturas intermedias distaran entre sí cuatro (4) metros y las llamaremos A A', B B', C C' y D D'.

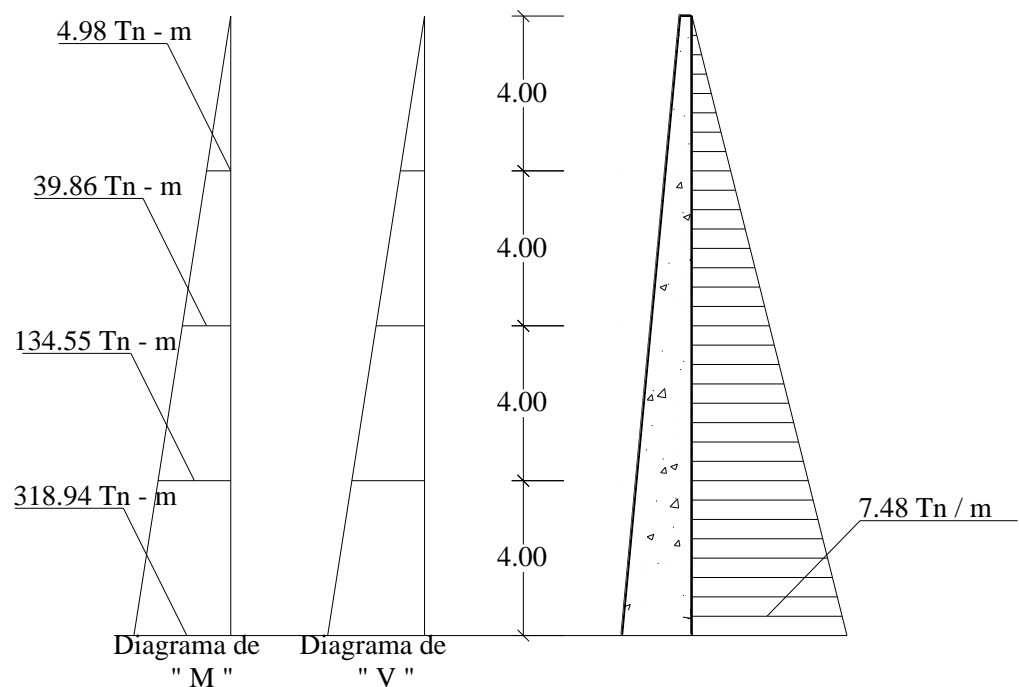
Según el CBH tenemos.

$\gamma_f = 1.6$ Coeficiente de mayoración de cargas

$\gamma_c = 1.5$ Coeficiente de minoración de la resistencia del concreto

$\gamma_s = 1.15$ Coeficiente de minoración de la resistencia del acero

Para el alzado tenemos el siguiente diagrama de cargas y momentos unitarios.



Momento flector y esfuerzo normal en A A'.

$$P_a = \frac{1}{2} * \gamma * h^2 * K_a$$

$$P_a = \frac{1}{2} * 1.60 * 16^2 * 0.292 = 59.80 \text{ Tn.}$$

$$M = 59.80 * 5.33 = 318.94 \text{ Tn - m.}$$

$$M_d = 1.6 * 318.94 = 510.30 \text{ Tn - m.}$$

$$N = \left(\frac{1}{2} * 1.50 * 16 + 0.30 * 16 \right) * 2.50 = 42.00 \text{ Tn.}$$

$$Nd = 1.60 * 42.00 = 67.20 \text{ Tn.}$$

Momento flector y esfuerzo normal en B B'.

$$Pa = \frac{1}{2} * \gamma * h^2 * Ka$$

$$Pa = \frac{1}{2} * 1.60 * 12^2 * 0.292 = 33.64 \text{ Tn.}$$

$$M = 33.64 * 4 = 134.55 \text{ Tn - m.}$$

$$Md = 1.6 * 134.55 = 215.28 \text{ Tn - m.}$$

$$N = \left(\frac{1}{2} * 1.125 * 12 + 0.30 * 12 \right) * 2.50 = 25.88 \text{ Tn.}$$

$$Nd = 1.60 * 25.88 = 41.41 \text{ Tn.}$$

Momento flector y esfuerzo normal en C C'.

$$Pa = \frac{1}{2} * \gamma * h^2 * Ka$$

$$Pa = \frac{1}{2} * 1.60 * 8^2 * 0.292 = 14.95 \text{ Tn.}$$

$$M = 14.95 * 2.67 = 39.92 \text{ Tn - m.}$$

$$Md = 1.6 * 39.92 = 63.87 \text{ Tn - m.}$$

$$N = \left(\frac{1}{2} * 0.75 * 8 + 0.30 * 8 \right) * 2.50 = 13.50 \text{ Tn.}$$

$$Nd = 1.60 * 13.50 = 21.60 \text{ Tn.}$$

Momento flector y esfuerzo normal en D D'.

$$Pa = \frac{1}{2} * \gamma * h^2 * Ka$$

$$Pa = \frac{1}{2} * 1.60 * 4^2 * 0.292 = 3.74 \text{ Tn.}$$

$$M = 3.74 * 1.33 = 4.98 \text{ Tn - m.}$$

$$Md = 1.6 * 4.98 = 7.97 \text{ Tn - m.}$$

$$N = \left(\frac{1}{2} * 0.375 * 4 + 0.30 * 4 \right) * 2.50 = 4.88 \text{ Tn.}$$

$$Nd = 1.60 * 4.88 = 7.81 \text{ Tn.}$$

Debido a la incertidumbre en el calculo de los empujes `por la heterogeneidad del suelo, no amerita hacer un cálculo detallado de armaduras, por lo tanto, recurriremos a calcular las armaduras por método del diagrama rectangular que en el caso de cuantías normales nos arroja resultados por el lado de la seguridad.

Resistencia de los materiales

$$f_{ck} = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{cd} = 250/1.5 = 167 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 250/1.15 = 3652 \text{ Kg/cm}^2$$

Armadura en la sección A A'.

$$M_d = 510.30 \text{ Tn} - \text{m.}$$

$$N_d = 67.20 \text{ Tn} = 67200 \text{ Kg}$$

$$d_2 = 0.05 \text{ m.}$$

$$d = 1.80 - 0.05 = 1.75 \text{ m.}$$

$$b = 1.00 \text{ m.}$$

$$e_o = \frac{510.30 \text{ Tn} - \text{m}}{67.20 \text{ Tn}} = 7.59 \text{ m.}$$

Como tenemos grandes excentricidades recurrimos al teorema de EHLERS que dice: "Todo problema de flexión compuesta puede reducirse a uno de flexión simple, sin más que tomar como momento el que produce el esfuerzo normal respecto a la armadura de tracción, es decir, $M_d = N_d * e$. La capacidad mecánica de la armadura de tracción necesaria en flexión compuesta es.

$$U = A * f_{yd} - N_d$$

Siendo $A * f_{yd}$ la correspondiente a flexión simple con momento M_d .

Luego:
$$U = A * f_{yd} - N_d$$

ó
$$U = 0.85 * b * y * f_{cd} - N_d$$

con:
$$y = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 * b * d^2 * f_{cd}}} \right]$$

Cálculo de "y" en cm.

$$A_s = \frac{0.85 * b * d * f_{cd} - N_d}{f_{yd}}$$

Por tanto para la sección A A' en la base del muro tenemos

$$y = 175 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{51030000}{0.425 * 100 * 175^2 * 167}} \right]$$

$$y = 21.91 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{0.85 * 100 * 21.91 * 167 - 67200}{3652} = 66.76 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Para evitar la rotura frágil por flexión el CBH –87 indica:

$$A_s \geq 0.04 (f_{cd} / f_{yd}) * b * d = 0.0018 * b * d$$

Pero no menor que las cuantías geométricas mínimas que en el caso de muros dice:

$$A_s \text{ horizontal en una cara} \quad 0.0007 * b * h$$

$$A_s \text{ vertical total} \quad 0.0012 * b * h$$

Como se puede ver, la primera condición predominante, por lo tanto regirá como armadura mínima en los diferentes elementos diseñados.

$$A_{\text{min.}} = 0.0018 * 100 * 175 = 31.5 \text{ cm}^2/\text{m.} < A$$

$$A_s = 14 \phi \text{ de } 25 \text{ mm.}$$

Separación entre barras ϕ de 25 mm c/7 cm

Verificación al cortante en la base del muro

$$\text{Cortante máximo en el muro } V_{\text{max.}} = 1.60 * 59.80 = 95.68 \text{ Tn} = 95680 \text{ Kg}$$

$$\text{Cortante absorbida por el H}^\circ V_{\text{cu.}} = 0.5 * \sqrt{167} * 175 * 100 = 113074.92$$

$$\text{Kg} > V_{\text{max}}$$

“ En piezas de canto variable el cortante que realmente produce tensiones tangenciales no es el cortante real V que actúa sobre la sección, pues parte de este cortante se emplea en suministrar compresiones según la inclinación de la cabeza comprimida ”(Jiménez Montoya Pág. 143) Esta situación nos garantiza más el hecho de que el hormigón podrá ser capaz de absorber las fuerzas de corte, por lo tanto el hormigón puede soportar el esfuerzo cortante, lo usual en el caso de muros.

La armadura horizontal se colocará por construcción

$$A_{\text{min.}} = 0.0018 * 100 * 175 = 31.5 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ usar } 7 \phi \text{ de } 25 \text{ mm c/7 cm}$$

Separación entre barras ϕ de 25 mm c/ 14 cm en todo el tramo de 12 a 16 m.

Armadura en la sección B B'.

$$M_d = 215.28 \text{ Tn} - \text{m.}$$

$$N_d = 41.41 \text{ Tn} = 414100 \text{ Kg}$$

$$d_2 = 0.05 \text{ m.}$$

$$d = 1.425 - 0.05 = 1.375 \text{ m.}$$

$$b = 1.00 \text{ m.}$$

$$y = 137.5 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{215280000}{0.425 * 100 * 137.5^2 * 167}} \right]$$

$$y = 11.51 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{0.85 * 100 * 11.51 * 167 - 41410}{3652} = 33.41 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$A_{\text{min.}} = 0.0018 * 100 * 137.5 = 24.75 \text{ cm}^2/\text{m.} < A$$

$$A_s = 7 \phi \text{ de } 25 \text{ mm.}$$

Separación entre barras ϕ de 25 mm c/14 cm

Verificación al cortante en la sección estudiada

$$\text{Cortante máximo en el muro } V_{\text{max.}} = 1.60 * 33.64 = 53.82 \text{ Tn} = 95680 \text{ Kg}$$

$$\text{Cortante absorbida por el H}^\circ V_{\text{cu.}} = 0.5 * \sqrt{167} * 137.5 * 100 = 88844.68 \text{ Kg} > V_{\text{max}}$$

La armadura horizontal se colocará por construcción

$$A_{\text{min.}} = 0.0018 * 100 * 137.5 = 24.5 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ usar } 6 \phi \text{ de } 25 \text{ mm}$$

Separación entre barras ϕ de 25 mm c/ 16.5 cm en todo el tramo de 8 a 12 m.

Armadura en la sección C C'.

$$M_d = 63.87 \text{ Tn} - \text{m.}$$

$$N_d = 21.60 \text{ Tn.} = 21600 \text{ Kg}$$

$$d_2 = 0.05 \text{ m.}$$

$$d = 1.05 - 0.05 = 1.00 \text{ m.}$$

$$b = 1.00 \text{ m.}$$

$$y = 100 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{6387000}{0.425 * 100 * 100^2 * 167}} \right]$$

$$y = 4.61 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{0.85 * 100 * 4.61 * 167 - 21600}{3652} = 11.98 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$A_{\text{min.}} = 0.0018 * 100 * 100 = 18 \text{ cm}^2/\text{m.} > A$$

$$A_{\text{mim}} = 4 \phi \text{ de } 25 \text{ mm.}$$

Separación entre barras ϕ de 25 mm c/25 cm

Verificación al cortante en la sección estudiada

$$\text{Cortante máximo en el muro } V_{\text{max.}} = 1.60 * 14.95 = 23.92 \text{ Tn} = 23920 \text{ Kg}$$

$$\text{Cortante absorbida por el H}^\circ V_{\text{cu.}} = 0.5 * \sqrt{167} * 175 * 100 = 64614.24 \text{ Kg} > V_{\text{max}}$$

La armadura horizontal se colocará por construcción

$$A_{\text{min.}} = 0.0018 * 100 * 100 = 18 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ usar } 4 \phi \text{ de } 25 \text{ mm}$$

Separación entre barras ϕ de 25 mm c/ 25 cm en todo el tramo de 4 a 8 m.

Armadura en la sección D D'.

$$M_d = 7.97 \text{ Tn} - \text{m.}$$

$$N_d = 7.81 \text{ Tn.} = 7810 \text{ Kg}$$

$$d_2 = 0.05 \text{ m.}$$

$$d = 0.675 - 0.05 = 0.625 \text{ m.}$$

$$b = 1.00 \text{ m.}$$

$$y = 62.5 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{797000}{0.425 * 100 * 62.5^2 * 167}} \right]$$

$$y = 0.90 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{0.85 * 100 * 0.97 * 167 - 7810}{3652} = 1.38 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$A_{\min.} = 0.0018 * 100 * 62.5 = 11.25 \text{ cm}^2 / \text{m} > A$$

$$A_{\min} = 4 \phi \text{ de } 20 \text{ mm.}$$

Separación entre barras ϕ de 20 mm c/25 cm

Verificación al cortante en la sección estudiada

$$\text{Cortante máximo en el muro } V_{\max.} = 1.60 * 3.74 = 5.98 \text{ Tn} = 23920 \text{ Kg}$$

$$\text{Cortante absorbida por el } V_{\text{cu.}} = 0.5 * \sqrt{167} * 175 * 100 = 40383.90 \text{ Kg} > V_{\max}$$

La armadura horizontal se colocará por construcción

$$A_{\min.} = 0.0018 * 100 * 100 = 11.25 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ usar } 4 \phi \text{ de } 20 \text{ mm}$$

Separación entre barras ϕ de 20 mm c/ 25 cm en todo el tramo de 0 a 4 m

Armadura del talón

Estado de carga 1 cuando el muro no tiene relleno en el trasdos.

Ubicación de la resultante del peso del muro apartir de "O".

$$x = \frac{30 * 6.10 + 12 * 6.75 + 35.63 * 4.75}{30 + 12 + 35.63} = 5.58 \text{ m.}$$

$$\text{Excentricidad } e = \frac{9.50}{2} - 5.58 = -0.83 \text{ m.}$$

$$\text{Presiones } \sigma_1 = \frac{77.63}{9.50} - \frac{6 * 77.63 * 0.83}{90.25} = 3.89 \text{ Tn/m}^2 < 28 \text{ Tn/m}^2$$

$$\text{Presiones } \sigma_2 = \frac{77.63}{9.50} + \frac{6 * 77.63 * 0.83}{90.25} = 12.45 \text{ Tn/m}^2 < 28 \text{ Tn/m}^2$$

$$y = 145 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{6315000}{0.425 * 100 * 145^2 * 167}} \right]$$

$$y = 3.10 \text{ cm.}$$

$$0.85 * 100 * 3.10 * 167$$

$$A_s = \frac{\quad}{3652} = 12.05 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$$A_{\text{min.}} = 0.0018 * 100 * 145 = 26.10 \text{ cm}^2/\text{m} > A$$

$$A_{\text{mim}} = 6 \phi \text{ de } 25 \text{ mm./m.}$$

Separación entre barras ϕ de 25 mm c/16.5 cm

Verificación al cortante en la sección estudiada

Cortante máximo en el muro $V_{\text{max.}} = 45.06 \text{ Tn} = 45060 \text{ Kg}$

Cortante absorbida por el $V_{\text{cu.}} = 0.5 * \sqrt{167} * 145 * 100 = 93690.60 \text{ Kg} > V_{\text{max}}$

Por lo tanto no es necesario armadura por cortante

La armadura paralela al alzado se colocará por construcción

$$A_{\text{min.}} = 0.0018 * 100 * 100 = 11.25 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ usar } 4 \phi \text{ de } 20 \text{ mm}$$

Separación entre barras ϕ de 20 mm c/ 25 cm en todo el tramo de 0

Armadura del talón

Estado de carga 2 con relleno en el trasdos del muro.

Del diagrama de presiones para este caso tenemos.

$$\text{Momento flector en el talón } M_{\text{max}} = 4.64 * \frac{2.6^2}{2} + \frac{6.33}{2} * \frac{1}{3} * 2.6^2 = 22.82 \text{ Tn-m.}$$

$$\text{Cortante máximo en el talón } V_{\text{max}} = 4.64 * 2.6 + \frac{6.33}{2} * 2.6 = 20.29 \text{ Tn.}$$

$$M_d = 1.6 * 22.82 = 36.51 \text{ Tn-m.}$$

$$N_d = 1.6 * 20.29 = 32.46 \text{ Tn.}$$

$$d_2 = 0.05 \text{ m.}$$

$$d = 1.50 - 0.05 = 1.45 \text{ m.}$$

$$b = 1.00$$

$$y = 145 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{3651000}{0.425 * 100 * 145^2 * 167}} \right]$$

$$y = 1.78 \text{ cm.}$$

$$0.85 * 100 * 1.78 * 167$$

$$A_s = \frac{\quad}{3652} = 6.94 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$$A_{\text{min.}} = 0.0018 * 100 * 145 = 26.10 \text{ cm}^2/\text{m} > A$$

$$A_{\text{mim}} = 6 \phi \text{ de } 25 \text{ mm./m.}$$

Separación entre barras ϕ de 25 mm c/16.5 cm

Verificación al cortante en la sección estudiada

Cortante máximo en el muro $V_{\text{max.}} = 32.46 \text{ Tn} = 32460 \text{ Kg}$

Cortante absorbida por el $V_{\text{cu.}} = 0.5 * \sqrt{167} * 145 * 100 = 93690.60 \text{ Kg} > V_{\text{max}}$

Por lo tanto no es necesario armadura por cortante

La armadura paralela al alzado se colocará por construcción

$$A_{\text{min.}} = 0.0018 * 100 * 100 = 11.25 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ usar } 4 \phi \text{ de } 20 \text{ mm}$$

Separación entre barras ϕ de 20 mm c/ 25 cm en todo el tramo de 0

Armadura de la puntera

Estado de carga 1 sin relleno en el trasdos del muro.

Del diagrama de presiones para este caso tenemos.

$$\text{Momento en el puntera } M_{\text{max}} = 15.35 * \frac{5.1^2}{2} + \frac{12.43}{2} * \frac{1}{3} * 5.1^2 = 307.39 \text{ Tn} \cdot \text{m}.$$

$$\text{Cortante máximo en el puntera } V_{\text{max}} = 15.35 * 5.1 + \frac{12.43}{2} * 5.1 = 109.98 \text{ Tn}.$$

$$M_d = 1.6 * 307.39 = 491.82 \text{ Tn} \cdot \text{m}.$$

$$N_d = 1.6 * 109.98 = 175.97 \text{ Tn}$$

$$d_2 = 0.05 \text{ m}.$$

$$d = 1.50 - 0.05 = 1.45 \text{ m}.$$

$$b = 1.00$$

$$y = 145 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{49182000}{0.425 * 100 * 145^2 * 167}} \right]$$

$$y = 26.84 \text{ cm}.$$

$$0.85 * 100 * 26.84 * 167$$

$$A_s = \frac{\quad}{3652} = 104.33 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$$A_{\text{min.}} = 0.0018 * 100 * 145 = 26.10 \text{ cm}^2/\text{m} < A$$

$$A_s = 21 \phi \text{ de } 25 \text{ mm./m.}$$

Separación entre barras ϕ de 25 mm c/4.7 cm

Verificación al cortante en la sección estudiada

Calculamos el cortante a una distancia “d” de la cara del apoyo

$$V = 18.89 * 3.65 + 0.5 * 8.89 * 3.65 = 85.17 \text{ Tn.}$$

$$V_d = 1.6 * 85.17 = 136.27 \text{ Tn.}$$

$$V_{\text{cu.}} = 0.5 * \sqrt{167} * 145 * 100 = 93690.60 \text{ Kg} < V_{\text{max}}$$

Por lo tanto la armadura por cortante es:

$$V_{\text{su}} = 136270 - 93690.60 = 42579.35 \text{ Kg}$$

Para los estribos verticales ϕ de 8 mm en 4 ramas

$$s = \frac{0.90 * d * A_{90} * f_{yd}}{V_{\text{su}}}$$

$$s = \frac{0.90 * 145 * 2.01 * 3652}{42579.35} = 22.49 \text{ cm.}$$

$A_s = \phi$ de 8 mm c/ 22.5 cm en 4 ramas

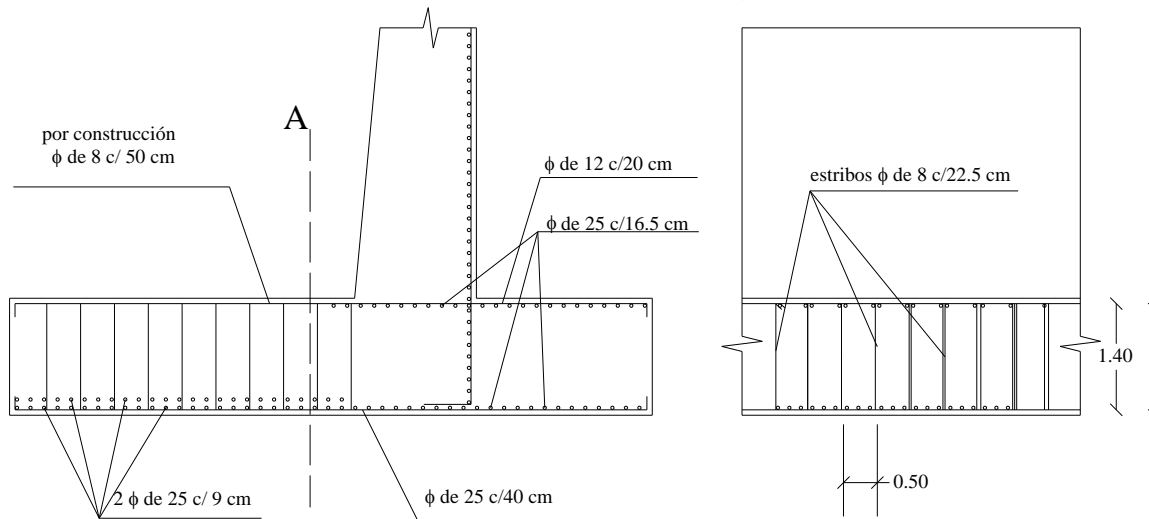
Verificación a la compresión oblicua

$$V_d = 1.6 * 109.98 = 175.97 \text{ Tn} = 175970 \text{ Kg}$$

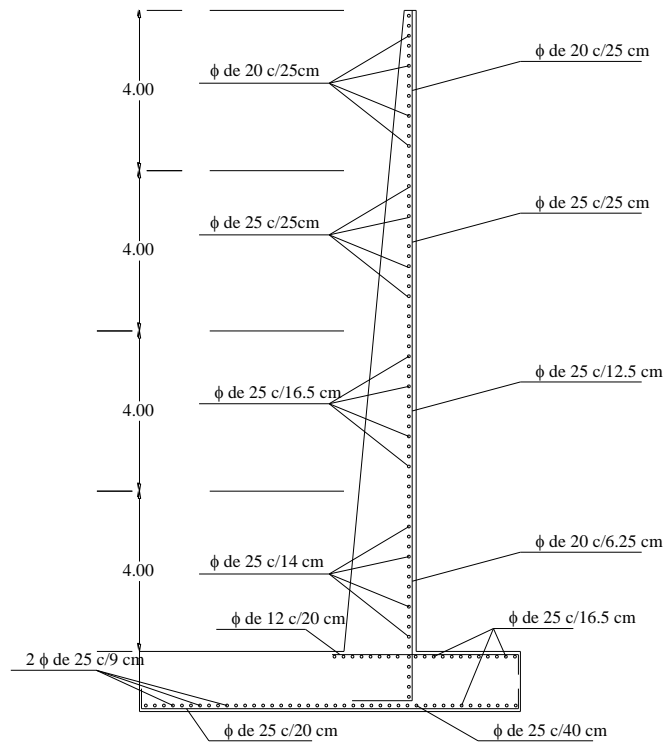
$$V_d < V_{\text{ou}} = 0.30 * f_{yd} * b * d$$

$$V_{\text{ou}} = 0.30 * 167 * 145 * 100 = 726450 \text{ Kg} > V_d$$

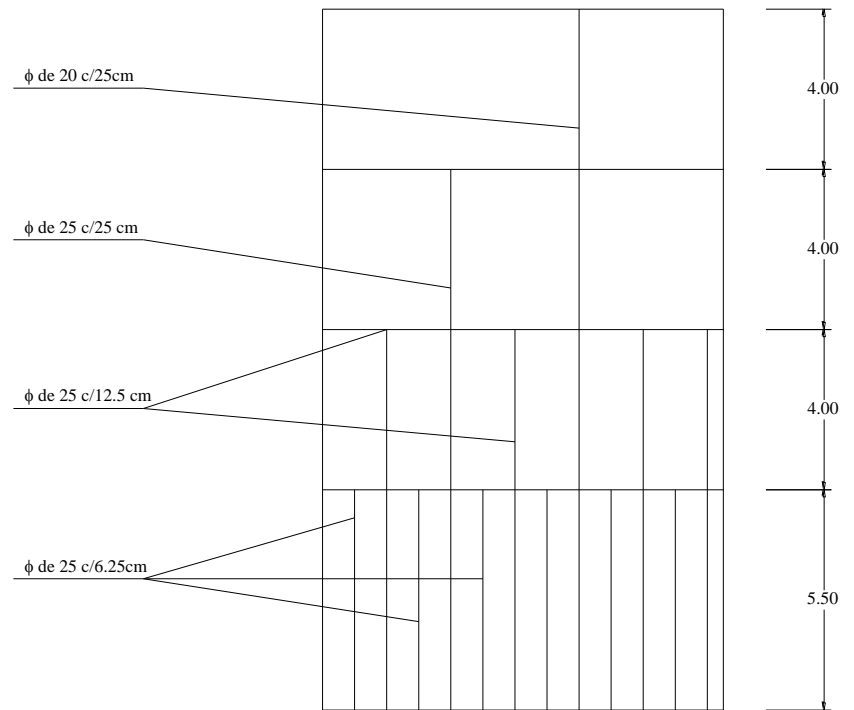
ESQUEMA DE ARMADURAS EN LA BASE DEL MURO



ESQUEMA DE LAS ARMADURAS DEL MURO



ESQUEMA LONGITUDINAL DE LAS ARMADURAS VERTICALES



4.5.2 Solución como pantalla anclada

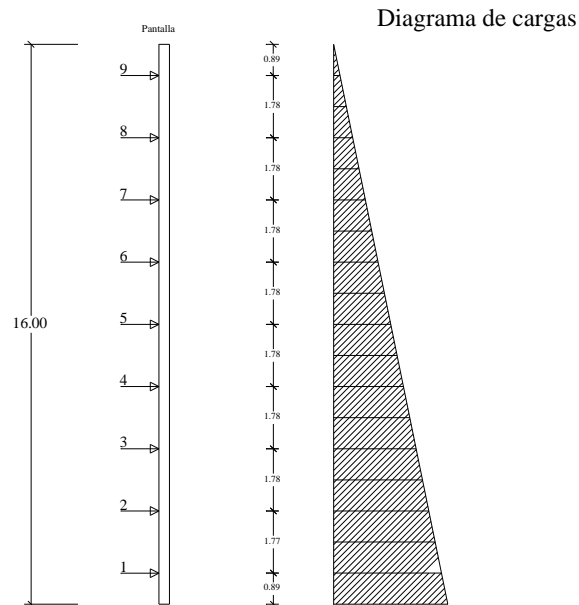


Diagrama de presiones.-

Para el cálculo de empujes se utilizará el método de Coulomb y para el cálculo de las pantallas ancladas se utilizarán las fórmulas y métodos desarrollados en los capítulos 5 a 6 del presente trabajo, las características del suelo se han explicado en este capítulo para el caso de muros de contención.

Características de los materiales que componen la pantalla anclada

Angulo de rozamiento interno	$\varphi = 29^\circ$
Cohesión	$c = 2.85 \text{ Tn/m}^2$
Peso específico saturado	$\gamma = 1.60 \text{ Tn/m}^2$
Angulo de rozamiento suelo – pantalla	$\delta = 1.60 \text{ Tn/m}^2$
Inclinación del talud de corte	$\alpha = 1.60 \text{ Tn/m}^2$
Altura del trasdos	$H = 16.00 \text{ m}$
Límite de fluencia cable de acero	6000.00 Tn/m^2
Resistencia característica del H°	2000.00 Tn/m^2
Diámetro del tubo protector	$D_t = 0.115 \text{ m}$
Diámetro medio de la inyección	$D_h = 0.20 \text{ m}$

4.5.2.1 Cálculo del factor de seguridad para el corte requerido

Cálculo de la altura crítica de excavación

$$h_{cr} = 4c / (1.50 \gamma) * \text{Tg} (45 + \varphi/2) = 4 * 2.80 / (1.50 * 1.60 \text{Tg}(45 + 29/2)) = 2.80 \text{ m}$$

Cálculo del ángulo crítico de deslizamiento

$$\theta_{cr} = (\alpha - \varphi) / 2 = (90 - 29) / 2 = 59.50^\circ$$

Numero de estabilidad para el plano crítico

$$K = \frac{1 - \text{Cos} (\alpha - \varphi)}{4 * \text{Sen}(\alpha) * \text{Cos}(\varphi)} = \frac{1 - \text{Cos} (90^\circ - 29^\circ)}{4 * \text{Sen}(90^\circ) * \text{Cos}(29^\circ)} = 0.15$$

Determinación de la cohesión necesaria para que el talud sea estable

$$C = K * \gamma * H = 0.15 * 1.6 * 16 = 3.77 \text{ Tn/m}^2$$

Factor de seguridad para la estabilidad

$$F_{smin} = \frac{4 c \text{ Sen} (\alpha) \text{ Cos}(\varphi)}{\gamma * H [1 - \text{Cos}(\alpha - \varphi)]} = \frac{4 * 2.85 \text{ Sen} (90^\circ) \text{ Cos}(29^\circ)}{1.6 * 16 [1 - \text{Cos}(90^\circ - 29^\circ)]} = 0.756$$

$F_{smin} = 0.756 < 1.50$ por lo tanto necesita elementos de contención

4.5.2.2 Cálculo de la fuerza estabilizadora del pretensado

Inclinación del plano de anclaje para un factor de seguridad de 1.50

$$\text{Sen} (\alpha - \theta_a) * \text{Sen} (\theta_a - \varphi) = 2 * c * \text{Sen} (\alpha) + \text{Cos} (\varphi) / [1.50 * \gamma * H]$$

Por tanteos

$$\text{Sen} (90 - 38.557) * \text{Sen} (38.557 - 90) = (2 * 2.85 * \text{Sen} 90 + \text{Cos} 29) / [1.50 * 1.6 * 16]$$

$$0.12983 = 0.12983$$

Por lo que el ángulo buscado es $\theta_a = 38.557^\circ$

Inclinación de los tirantes respecto al plano crítico

De acuerdo a la recomendación del Manual de cálculo de Tablestacas Pág. 139 se recomienda una zona usual de anclaje, para diferentes coeficientes de seguridad, que en nuestro caso es de 1.50 al que corresponde un ángulo de 20.943° entre los anclajes y el

plano horizontal, por lo que el ángulo entre el plano de deslizamiento y los anclajes será: $59.5^\circ - 20.943 = 80.443^\circ$

Determinación del coeficiente de refuerzo

Para un coeficiente de seguridad $F_{sp} \geq 1.50$ se tiene un coeficiente de refuerzo igual a:

$$F_e = \frac{F_{sp}}{F_{smin}} = \frac{1.50}{0.756} = 1.98$$

Determinación del peso de la cuña deslizante

$$P = \frac{\gamma * H^2}{2} * \frac{1}{[Tg(\theta_a) - Tg(\omega)]}$$

$$P = \frac{1.60 * 16^2}{2} * \frac{1}{[Tg(38.557^\circ) - Tg(1^\circ)]} = 262.69 \text{ Tn}$$

Determinación de la fuerza de pretensado requerida

$$F = \frac{(\lambda - 1)}{\lambda} * P * \frac{\text{Sen}(\theta_{cr} - \varphi)}{\text{Cos}(\beta - \varphi)}$$

$$F = \frac{(1.98 - 1)}{1.98} * 262.69 * \frac{\text{Sen}(59.5 - 29)}{\text{Cos}(80.443 - 29)} = 106.10 \text{ Tn}$$

Componente horizontal de la fuerza de pretensado

$$F_h = F * \text{Cos}(\beta - \theta_{cr}) = 106.10 * \text{Cos}(80.443 - 59.5) = 99.10 \text{ Tn}$$

4.5.2.3 Cálculo del número de tirantes

Espaciamiento de los tirantes

El espaciamiento horizontal entre filas de anclajes es de $e = 2.50$ metros, esta distancia la hemos adoptado teniendo en cuenta una adecuada distribución de los esfuerzos en la pantalla de hormigón y en los anclajes.

Las características del acero para los anclajes las tomamos del cuadro 7.2 del manual de Cálculo de Tablestacas, donde se indican los siguientes valores.

Diámetro de las barras	diam. = 7.00 cm
Fatiga de fluencia	60000 Tn/m ²
Carga de ensayo	Te = 62.00 Tn

Carga admisible $T_{adm} = 32.00 \text{ Tn}$

Tensión de cizallamiento $T_p = 40.00 \text{ Tn/m}^2$

Numero de anclajes

$$n = \frac{e * F}{T_{adm}} = \frac{2.50 * 106.10}{32.00} = 8.289$$

Adoptamos 9 anclajes

4.5.2.4 Carga en los anclajes

$$F_T = \frac{e * F}{n} = \frac{2.50 * 106.10}{9.00} = 29.47 \text{ Tn}$$

Componente horizontal en cada anclaje

$$F_{Th} = \frac{e * F_h}{n} = \frac{2.50 * 99.10}{9.00} = 27.53 \text{ Tn}$$

4.5.2.5 Cálculo de la longitud de anclaje

Según recomendaciones de la norma de hormigón armado

$$L_a > \frac{2 * f_{yk} * \text{diam}}{F_{ck}} = \frac{2 * 6000.00 * 7.00}{210} = 400 \text{ cm}; \text{ adoptamos } L_a = 4.00 \text{ m}$$

Por razones de adherencia entre hormigón – suelo – acero

$$L_a = T_e / (D_t / 100 * \pi * T_p + 2 * \gamma * H * T_g \delta)$$

$$L_a = 62 / (11.50 / 100 * \pi * 400 + 2 * 1.60 * 16 * T_g 19.333) = 3.44 \text{ m}$$

El mayor de estos dos valores calculados es $L_a = 4.00 \text{ m}$

Adoptamos $L_a = 4.00 \text{ m}$

Estudio de la rotura interna

$E_a = 64.08 \text{ Tn}$

$E_{ah} = 60.46 \text{ Tn}$

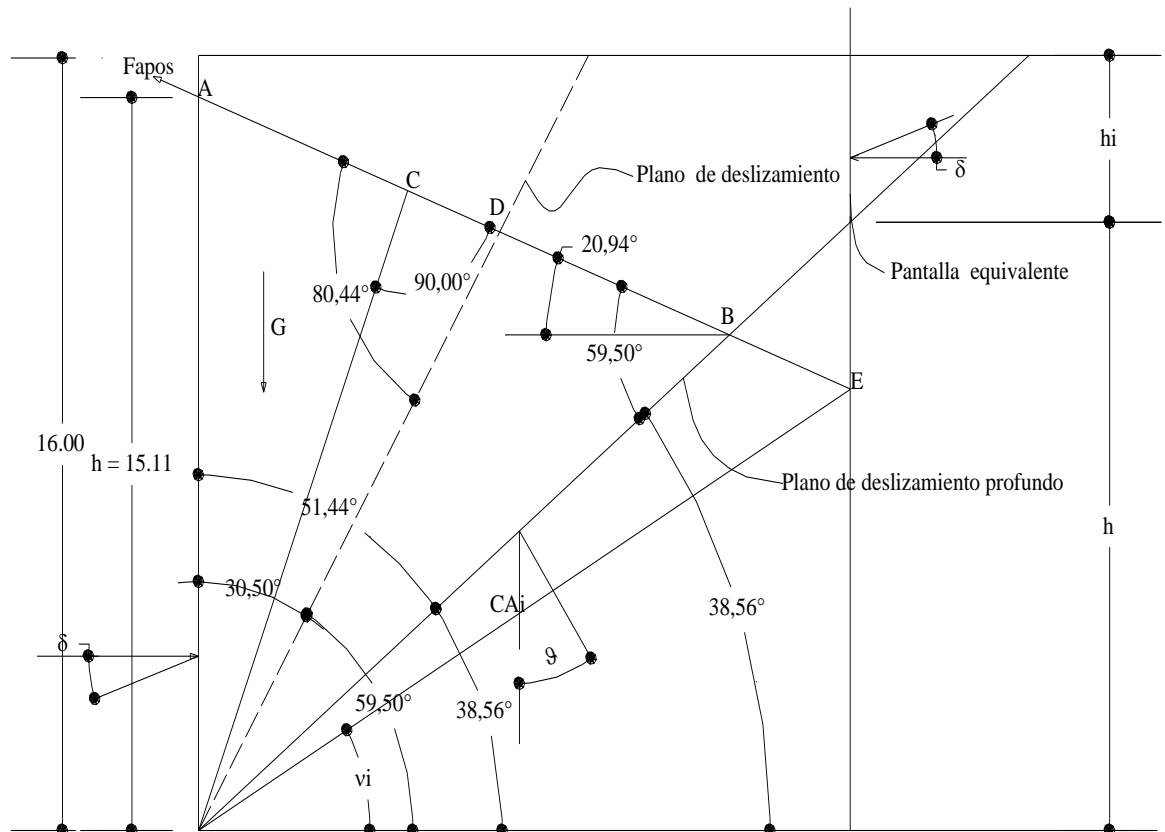
Espaciamiento horizontal máximo de los anclajes por razones internas

$$e = \frac{n * T_{adm}}{E_{ah}} = \frac{9.00 * 32.00}{60.46} = 4.76 \text{ m} > 4.00 \text{ m}$$

Factor de seguridad

El procedimiento de calculo del factor de seguridad para cad uno de los anclajes es el mismo, es por esta razón que a continuación desarrollaremos este procedimiento para el primer anclaje, con la ayuda de la figura que se muestra más abajo, los demás resultados se muestran en el cuadro de factor de seguridad.

Distribución de anclajes = $H/n = 16 / 9 = 1.778$ m



CAPÍTULO V

DESARROLLO DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES

Una vez realizado el desarrollo teórico de los muros en voladizo y muros pantalla, se procederá a una aplicación de cada uno de los sistemas con el fin de compararlos y para así obtener conclusiones finales.

5.1 Diseño de Muros de Contención.-

Para el diseño y cálculo de los muros tanto en voladizo como muros pantalla se consideró el muro de contención correspondiente al proyecto de diseño presentado por el “Gobierno Municipal de la Ciudad de Tarija”, denominado: “Paso a Desnivel en la Intersección de las Avenidas Panamericana y Alto de la Alianza de la Ciudad de Tarija”, con unas alturas libres que se muestran en la siguiente tabla.

Muro	Altura (m)	Longitud del tramo (m)
A	2.00	20.00
B	3.55	20.00
C	4.77	20.00
D	6.00	20.00
E	7.15	20.00
F	6.90	20.00
G	6.56	20.00
H	5.97	20.00
I	5.32	20.00
J	4.72	20.00
K	4.15	20.00
L	3.40	20.00
M	2.51	20.00

Tabla N°5.1
Elaboración Propia

Estas alturas corresponden al Muro de Contención N°2, ubicado al margen derecho de la Avenida Panamericana. Las alturas de cálculo varían de acuerdo al tipo de muro y al método utilizado.

5.1.1 Criterios de Cálculo: Muros en voladizo.-

A continuación se detallarán los criterios de diseño que se emplearon para cada sistema de muros, estos son:

- El muro se diseñará en primer lugar, para las alturas libres mencionadas anteriormente.
- La evaluación de las cargas verticales y la presión lateral del terreno que actúa sobre el muro, se la realizó de acuerdo a la teoría de Rankine.
- El empuje producido por la acción del tráfico vehicular, se considero actuando desde la cota de fundación hasta la cota rasante, debido a los efectos constructivos del relleno.
- Las tensiones producidas sobre el suelo de fundación, debido al peso de la estructura más el peso del suelo que actúa sobre el talón y de los empujes producidos por el terreno contenido, será la que origine el cálculo.
- Los factores de seguridad para la estabilidad global del muro serán:

$$\text{Vuelco} = 1,5$$

$$\text{Deslizamiento} = 1,5$$

- Para el dimensionamiento de la estructura, se usarán el método de los factores de carga, según la norma Boliviana del hormigón.
- No se considerará la resistencia que pueda ofrecer al deslizamiento, el suelo que está delante de la puntera.

5.1.2 Criterios de Cálculo: Muros pantalla.-

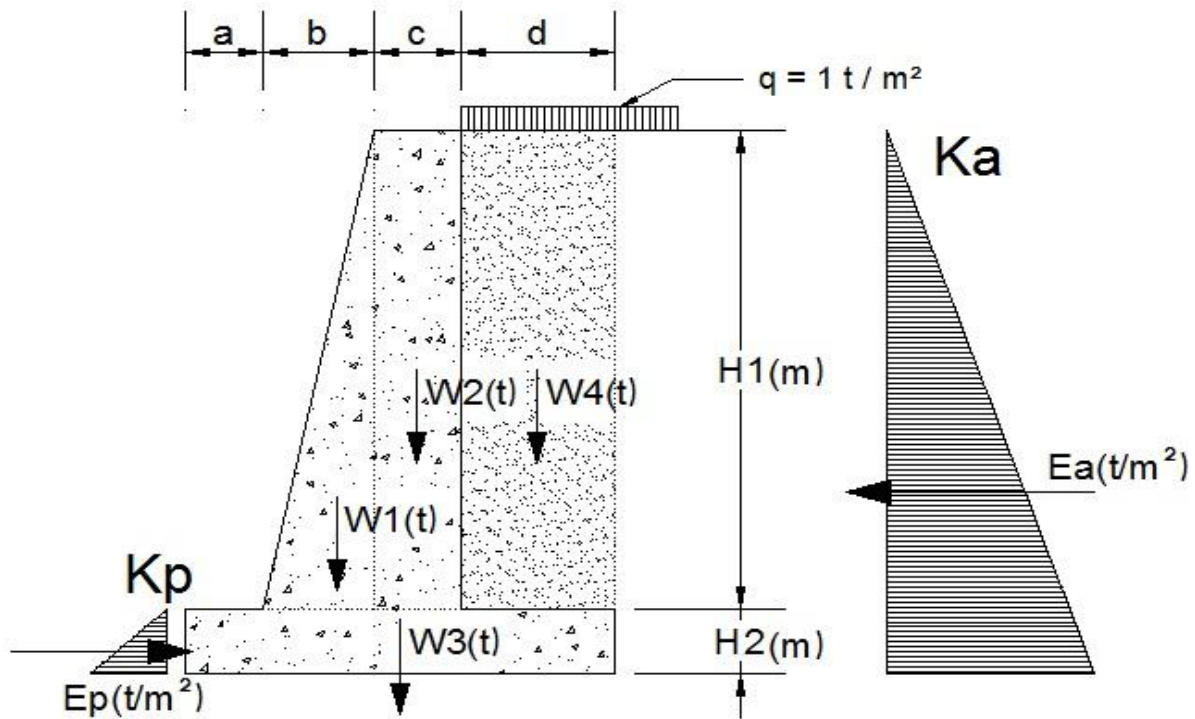
A continuación se detallarán los criterios de diseño que se emplearon para cada sistema de muros, estos son:

- El muro en primer lugar, se diseñará para las alturas libres mencionadas anteriormente.
- La evaluación de las cargas verticales y la presión lateral del terreno que actúa sobre el muro, se la realizó de acuerdo a la teoría de Rankine.
- El empuje producido por la acción del tráfico vehicular, se considero actuando desde la cota de fundación hasta la cota rasante, debido a los efectos constructivos del relleno.
- Los factores de seguridad para la estabilidad global del muro será de 1,5 o lo que es igual a un aumento de un 20 % del empotramiento de cálculo.
- El cálculo de los muros pantalla se efectuará según el método del extremo libre pantallas con un nivel de anclajes.
- Para el dimensionamiento de la estructura, se usarán el método de los factores de carga, según la norma Boliviana del hormigón.

A continuación se muestran los cálculos y análisis de estabilidad de los muro de contención, como su dimensionamiento y dibujos de estos.

5.1.3 Cálculo de Muros de Hormigón Armado en Voladizo.-

MURO EN VOLADIZO "A"



DATOS:

H1	=	2,00	m.
H2	=	0,30	m.
a	=	0,30	m.
b	=	0,10	m.
c	=	0,30	m.
d	=	0,55	m.
TOTAL	=	1,25	m.
σ_{adm}	=	15	t/m ³
ϕ	=	33	°
$\gamma_{HORM.}$	=	2,50	t/m ³
$\gamma_{SAT.}$	=	2,00	t/m ³

CÁLCULO DE MOMENTOS:

CARGAS	PUNTO DE APLICACIÓN	MOMENTO
W1 = 0,25 t.	$x_{cg} = 0,37$ m.	M1 = 0,09 t*m
W2 = 1,50 t.	$x_{cg} = 0,55$ m.	M2 = 0,83 t*m
W3 = 0,94 t.	$x_{cg} = 0,63$ m.	M3 = 0,59 t*m
W4 = 2,20 t.	$x_{cg} = 0,98$ m.	M4 = 2,15 t*m
Q = 1,00 t.	$x_{cg} = 0,55$ m.	M5 = 0,55 t*m
TOTAL = 5,89 t.		TOTAL = 4,20 t*m

CÁLCULO DE EMPUJES:

Coef. De Presion Activo	Ka	=	0,29	Empuje Activo	Ea	=	2,24	t/m ²
Coef. De Presion Pasivo	Kp	=	3,39	Empuje Pasivo	Ep	=	0,31	t/m ²

FUERZA HORIZONTAL RESULTANTE:

Ea - Ep	=	1,93
----------------	---	------

ESTABILIDAD AL VUELCO:

Momento Estab.	=	4,20	t*m	
Momento Volcador	=	1,72	t*m	
Factor de Seguridad	=	2,45	> 1,5	OK

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO:

Fuerza de Rozam.	=	3,82	t	
Fuerza de Desliz.	=	2,24	t	
Factor de Seguridad	=	1,71	> 1,5	OK

TENSIONES SOBRE EL TERRENO DE FUNDACIÓN:

M	=	4,20	t*m	
N	=	5,89	t	
B/6	=	0,21	m.	
e	=	0,20	m.	< B/6 OK
S _A	=	9,31	t/m ²	< σ _{adm} OK
S _B	=	0,11	t/m ²	< σ _{adm} OK

TENSIONES DE DISEÑO:

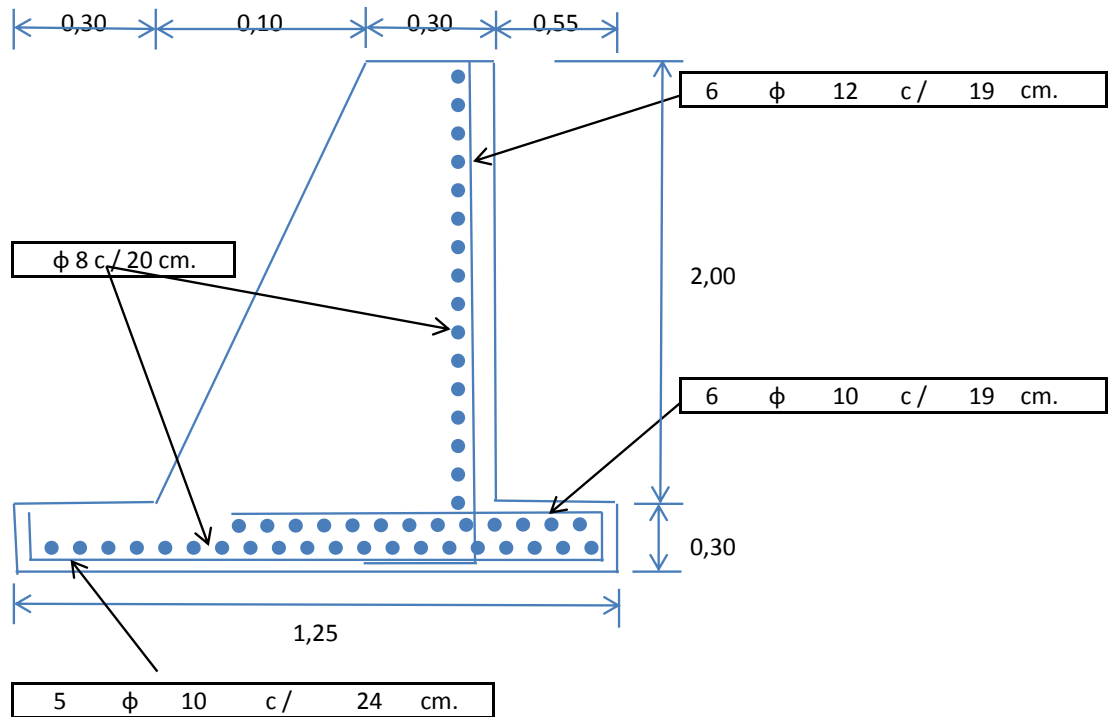
f _y	=	4200	Kg/cm ²
f _{c'}	=	250	Kg/cm ²
b	=	1,0	m.
d _{rec}	=	0,05	m.

DISEÑO A FLEXIÓN:

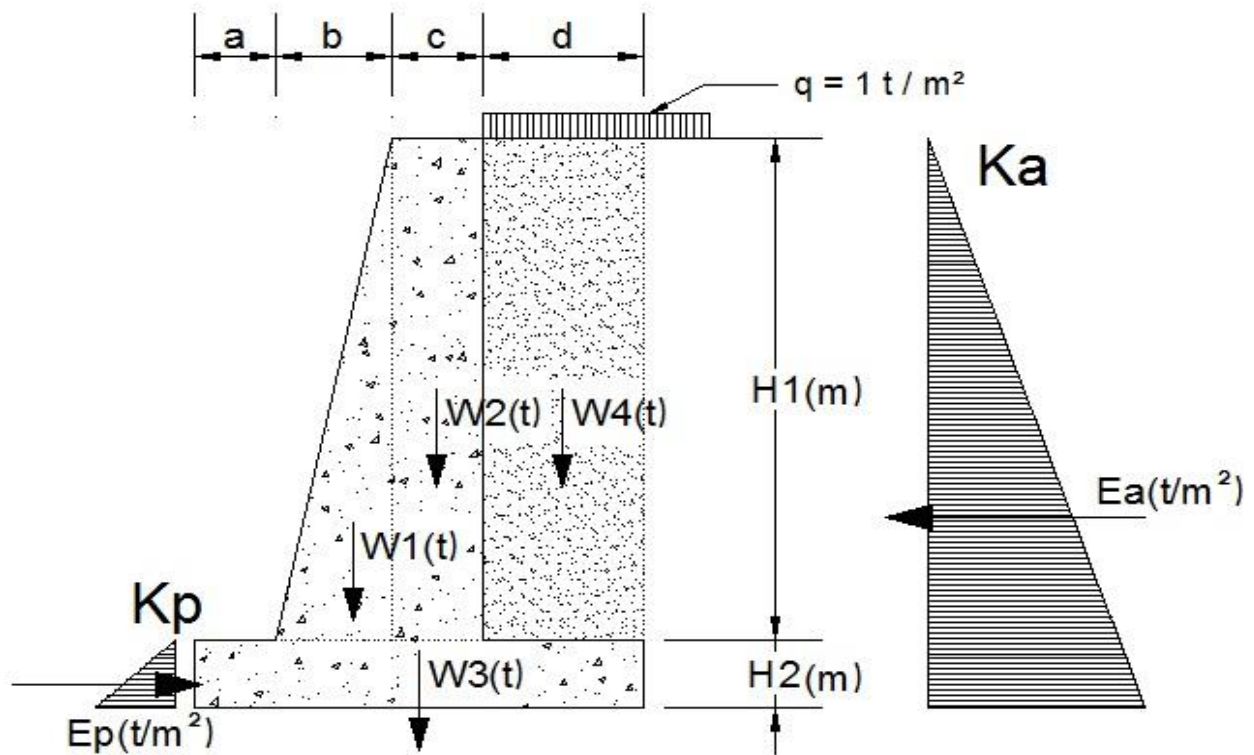
SECCIÓN	Z (m.)	h (cm.)	d (cm.)	Mu (t*m)	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{Colocado}				
A-A'	2,00	40,00	35,00	1,26	0,222	6,30	6	φ	12	c/	19
TALON		30,00	25,00	0,35	0,978	4,50	6	φ	10	c/	19
PUNTERA		30,00	25,00	0,56	1,571	3,75	5	φ	10	c/	24

DISEÑO A CORTE:

SECCIÓN	Vd (t)	Vcu (t)	As (cm ²)
A-A'	1,89	20,21	NO NECESITA
TALON	1,88	14,43	NO NECESITA
PUNTERA	3,94	14,43	NO NECESITA



MURO EN VOLADIZO "B"



DATOS:

H1	=	3,55	m.
H2	=	0,50	m.
a	=	0,55	m.
b	=	0,20	m.
c	=	0,30	m.
d	=	1,10	m.
TOTAL	=	2,15	m.
σ_{adm}	=	15	t/m ³
ϕ	=	33	°
$\gamma_{HORM.}$	=	2,50	t/m ³
$\gamma_{SAT.}$	=	2,00	t/m ³

CÁLCULO DE MOMENTOS:

CARGAS	PUNTO DE APLICACIÓN	MOMENTO
W1 = 0,89 t.	$x_{cg} = 0,68$ m.	M1 = 0,61 t*m
W2 = 2,66 t.	$x_{cg} = 0,90$ m.	M2 = 2,40 t*m
W3 = 2,69 t.	$x_{cg} = 1,08$ m.	M3 = 2,89 t*m
W4 = 7,81 t.	$x_{cg} = 1,60$ m.	M4 = 12,50 t*m
Q = 1,00 t.	$x_{cg} = 0,90$ m.	M5 = 0,90 t*m
TOTAL = 15,05 t.		TOTAL = 19,29 t*m

CÁLCULO DE EMPUJES:

Coef. De Presion Activo	Ka	=	0,29	Empuje Activo	Ea	=	6,03	t/m ²
Coef. De Presion Pasivo	Kp	=	3,39	Empuje Pasivo	Ep	=	0,85	t/m ²

FUERZA HORIZONTAL RESULTANTE:

Ea - Ep	=	5,18
----------------	---	------

ESTABILIDAD AL VUELCO:

Momento Estab.	=	19,29	t*m	
Momento Volcador	=	8,14	t*m	
Factor de Seguridad	=	2,37	> 1,5	OK

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO:

Fuerza de Rozam.	=	9,77	t	
Fuerza de Desliz.	=	6,03	t	
Factor de Seguridad	=	1,62	> 1,5	OK

TENSIONES SOBRE EL TERRENO DE FUNDACIÓN:

M	=	19,29	t*m	
N	=	15,05	t	
B/6	=	0,36	m.	
e	=	0,33	m.	< B/6 OK
SA	=	13,53	t/m ²	< σ_{adm} OK
SB	=	0,47	t/m ²	< σ_{adm} OK

TENSIONES DE DISEÑO:

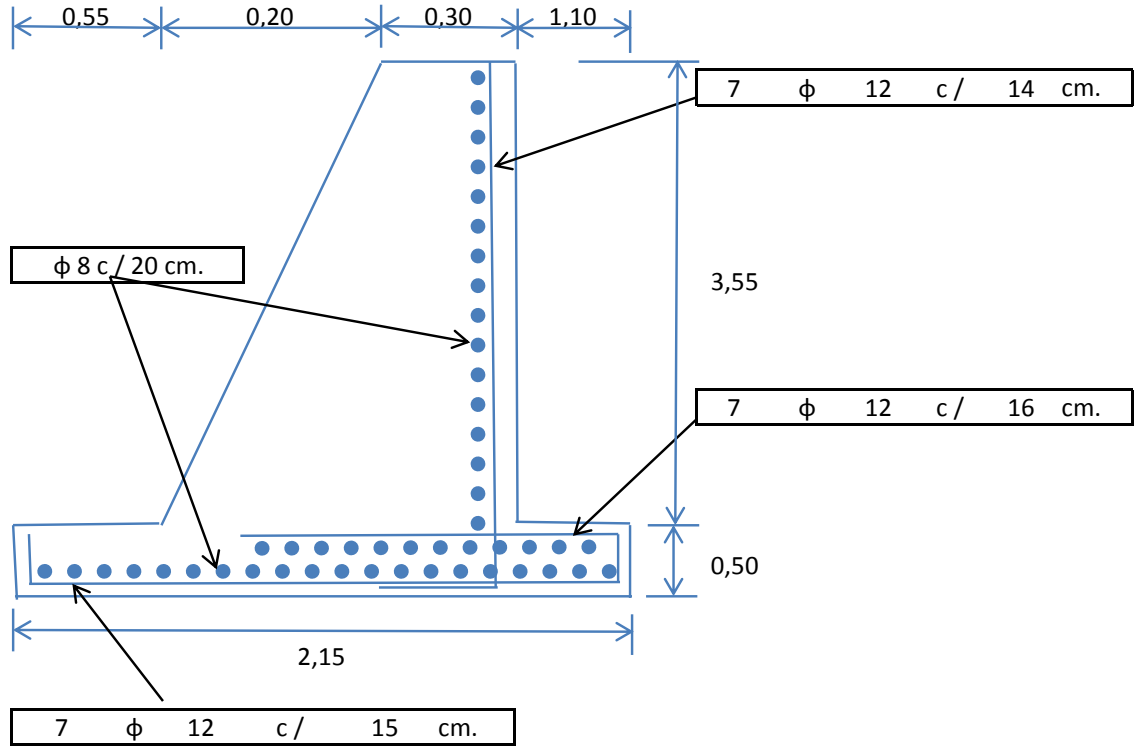
fy	=	4200	Kg/cm ²
fc'	=	250	Kg/cm ²
b	=	1,0	m.
d _{rec}	=	0,05	m.

DISEÑO A FLEXIÓN:

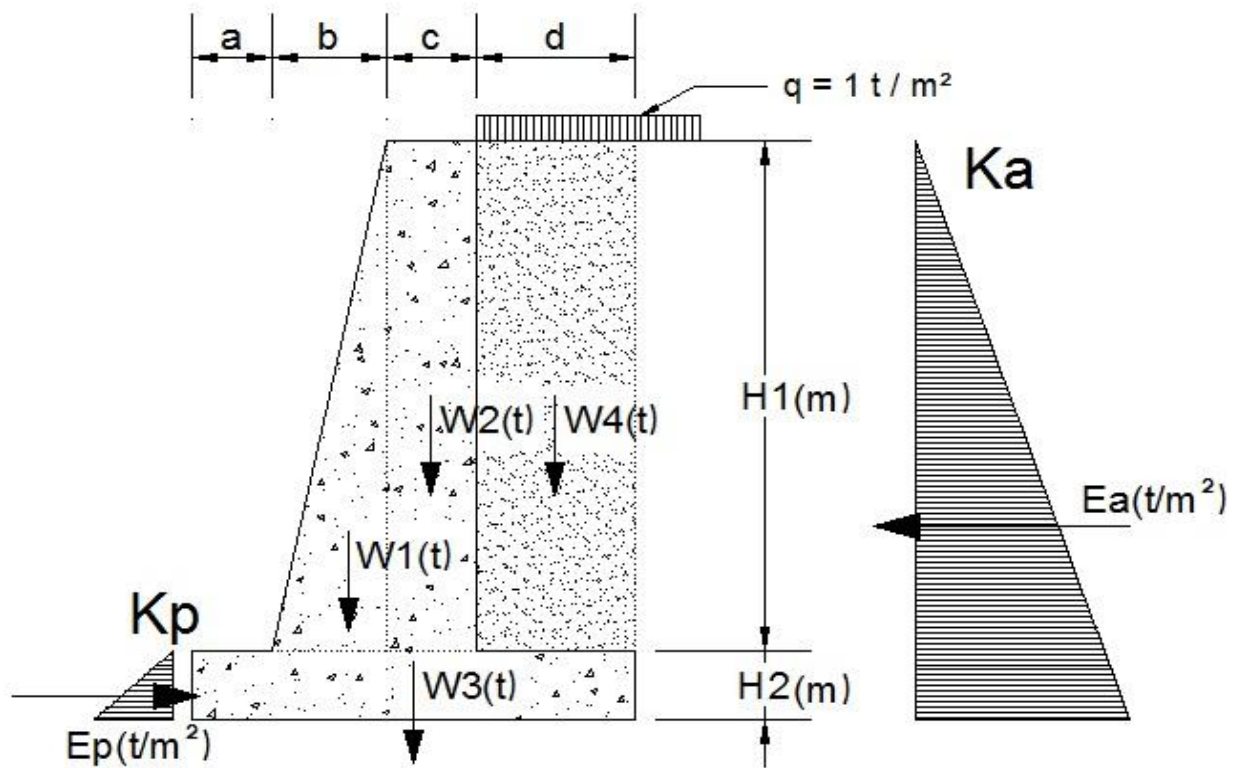
SECCIÓN	Z (m.)	h (cm.)	d (cm.)	Mu (t*m)	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{Colocado}				
A-A'	3,55	50,00	45,00	7,03	2,792	8,10	7	φ	12	c/	14
TALON		50,00	45,00	2,61	7,464	8,10	7	φ	12	c/	16
PUNTERA		50,00	45,00	2,73	7,828	6,75	7	φ	12	c/	15

DISEÑO A CORTE:

SECCIÓN	Vd (T)	Vcu (t)	As (cm ²)
A-A'	5,94	25,98	NO NECESITA
TALON	6,71	25,98	NO NECESITA
PUNTERA	10,43	25,98	NO NECESITA



MURO EN VOLADIZO "C"



DATOS:

H1	=	4,77	m.
H2	=	0,60	m.
a	=	0,90	m.
b	=	0,20	m.
c	=	0,30	m.
d	=	1,55	m.
TOTAL	=	2,95	m.
σ_{adm}	=	15	t/m^3
ϕ	=	33	$^\circ$
$\gamma_{HORM.}$	=	2,50	t/m^3
$\gamma_{SAT.}$	=	2,00	t/m^3

CÁLCULO DE MOMENTOS:

CARGAS	PUNTO DE APLICACIÓN	MOMENTO
W1 = 1,19 t.	$x_{cg} = 1,03 \text{ m.}$	M1 = 1,23 t^*m
W2 = 3,58 t.	$x_{cg} = 1,25 \text{ m.}$	M2 = 4,47 t^*m
W3 = 4,43 t.	$x_{cg} = 1,48 \text{ m.}$	M3 = 6,53 t^*m
W4 = 14,79 t.	$x_{cg} = 2,18 \text{ m.}$	M4 = 32,16 t^*m
Q = 1,00 t.	$x_{cg} = 1,25 \text{ m.}$	M5 = 1,25 t^*m
TOTAL = 24,98 t.		TOTAL = 45,64 t^*m

CÁLCULO DE EMPUJES:

Coef. De Presion Activo	Ka	=	0,29	Empuje Activo	Ea	=	10,08	t/m ²
Coef. De Presion Pasivo	Kp	=	3,39	Empuje Pasivo	Ep	=	1,22	t/m ²

FUERZA HORIZONTAL RESULTANTE:

Ea - Ep	=	8,86
----------------	---	------

ESTABILIDAD AL VUELCO:

Momento Estab.	=	45,64	t*m	
Momento Volcador	=	18,05	t*m	
Factor de Seguridad	=	2,53	> 1,5	OK

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO:

Fuerza de Rozam.	=	16,22	t	
Fuerza de Desliz.	=	10,08	t	
Factor de Seguridad	=	1,61	> 1,5	OK

TENSIONES SOBRE EL TERRENO DE FUNDACIÓN:

M	=	45,64	t*m	
N	=	24,98	t	
B/6	=	0,49	m.	
e	=	0,37	m.	< B/6 OK
SA	=	14,85	t/m ²	< σ_{adm} OK
SB	=	2,09	t/m ²	< σ_{adm} OK

TENSIONES DE DISEÑO:

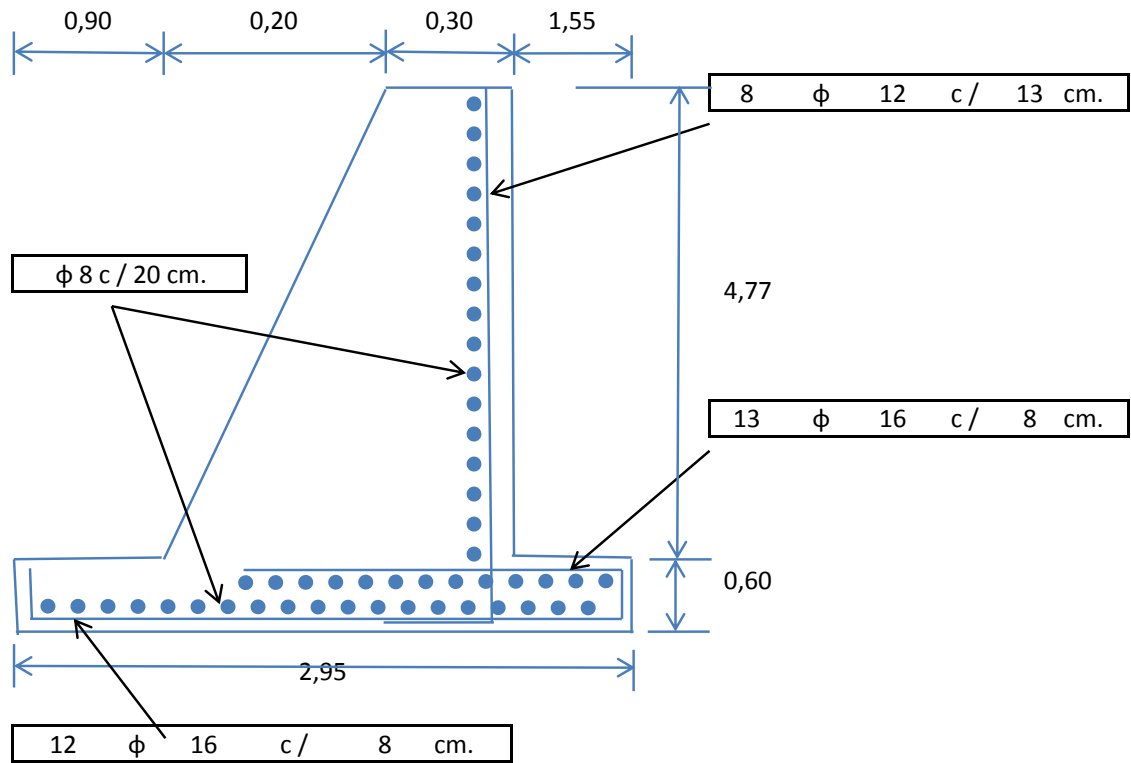
fy	=	4200	Kg/cm ²
fc'	=	250	Kg/cm ²
b	=	1,0	m.
drec	=	0,05	m.

DISEÑO A FLEXIÓN:

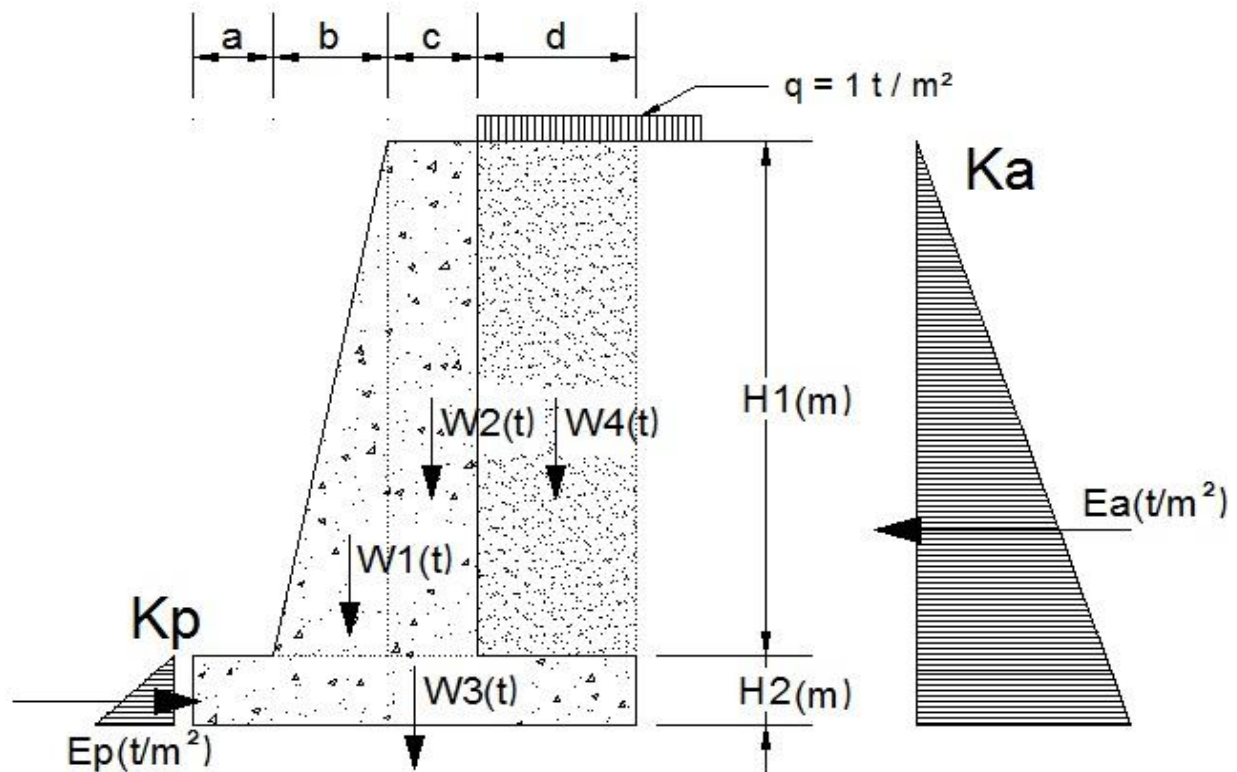
SECCIÓN	Z (m.)	h (cm.)	d (cm.)	Mu (t*m)	As (cm ²)	Amin (cm ²)	Acolocado				
A-A'	4,77	50,00	45,00	17,06	8,711	8,10	8	φ	12	c /	13
TALON		60,00	55,00	8,31	25,322	9,90	13	φ	16	c /	8
PUNTERA		60,00	55,00	7,94	24,097	8,25	12	φ	16	c /	8

DISEÑO A CORTE:

SECCIÓN	Vd (T)	Vcu (t)	As (cm ²)
A-A'	10,73	25,98	NO NECESITA
TALON	13,49	31,75	NO NECESITA
PUNTERA	18,58	31,75	NO NECESITA



MURO EN VOLADIZO "D"



DATOS:

H1	=	6,00	m.
H2	=	0,80	m.
a	=	1,50	m.
b	=	0,35	m.
c	=	0,30	m.
d	=	1,80	m.
TOTAL	=	3,95	m.
σ_{adm}	=	15	t/m ³
ϕ	=	33	°
$\gamma_{HORM.}$	=	2,50	t/m ³
$\gamma_{SAT.}$	=	2,00	t/m ³

CÁLCULO DE MOMENTOS:

CARGAS	PUNTO DE APLICACIÓN	MOMENTO
W1 = 2,63 t.	$x_{cg} = 1,73$ m.	M1 = 4,55 t*m
W2 = 4,50 t.	$x_{cg} = 2,00$ m.	M2 = 9,00 t*m
W3 = 7,90 t.	$x_{cg} = 1,98$ m.	M3 = 15,60 t*m
W4 = 21,60 t.	$x_{cg} = 3,05$ m.	M4 = 65,88 t*m
Q = 1,00 t.	$x_{cg} = 2,00$ m.	M5 = 2,00 t*m
TOTAL = 37,63 t.		TOTAL = 97,03 t*m

CÁLCULO DE EMPUJES:

Coef. De Presion Activo	Ka	=	0,29	Empuje Activo	Ea	=	15,64	t/m ²
Coef. De Presion Pasivo	Kp	=	3,39	Empuje Pasivo	Ep	=	2,17	t/m ²

FUERZA HORIZONTAL RESULTANTE:

Ea - Ep	=	13,47
----------------	---	-------

ESTABILIDAD AL VUELCO:

Momento Estab.	=	97,0	t*m	
Momento Volcador	=	35,44	t*m	
Factor de Seguridad	=	2,74	> 1,5	OK

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO:

Fuerza de Rozam.	=	24,43	t	
Fuerza de Desliz.	=	15,64	t	
Factor de Seguridad	=	1,56	> 1,5	OK

TENSIONES SOBRE EL TERRENO DE FUNDACIÓN:

M	=	97,0	t*m	
N	=	37,63	t	
B/6	=	0,66	m.	
e	=	0,34	m.	< B/6 OK
S _A	=	14,42	t/m ²	< σ_{adm} OK
S _B	=	4,63	t/m ²	< σ_{adm} OK

TENSIONES DE DISEÑO:

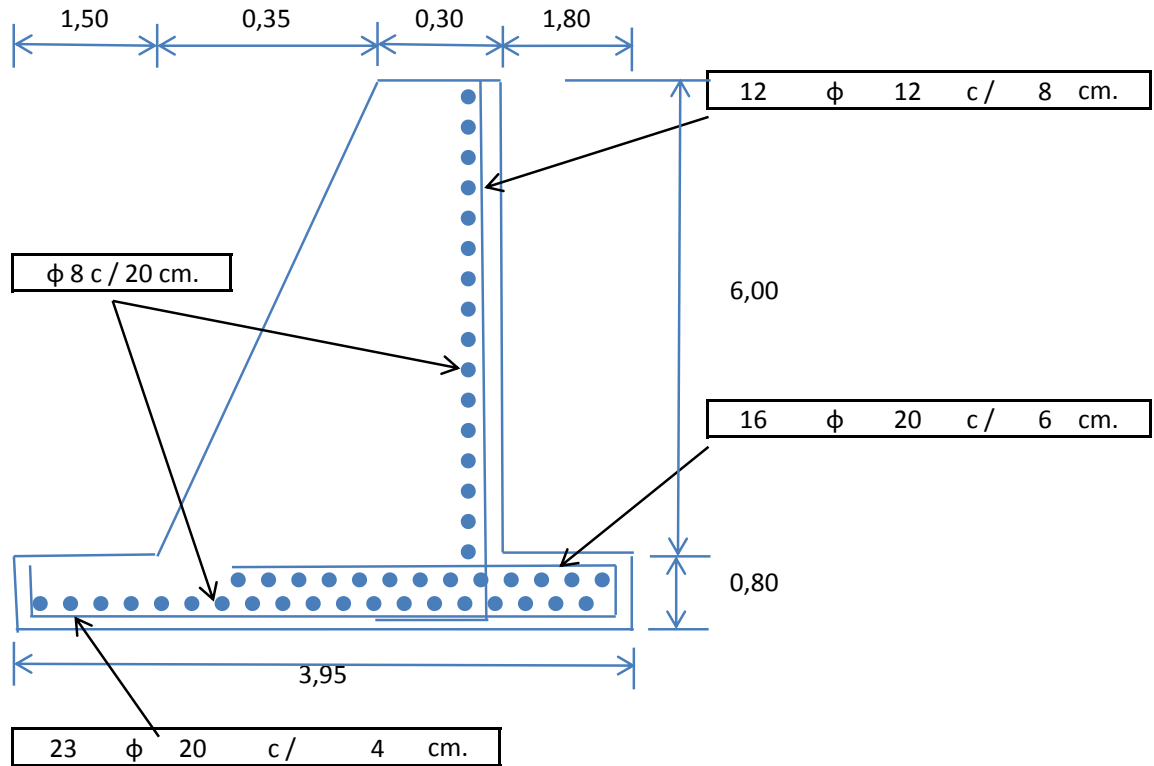
f _y	=	4200	Kg/cm ²
f _{c'}	=	250	Kg/cm ²
b	=	1,0	m.
d _{rec}	=	0,05	m.

DISEÑO A FLEXIÓN:

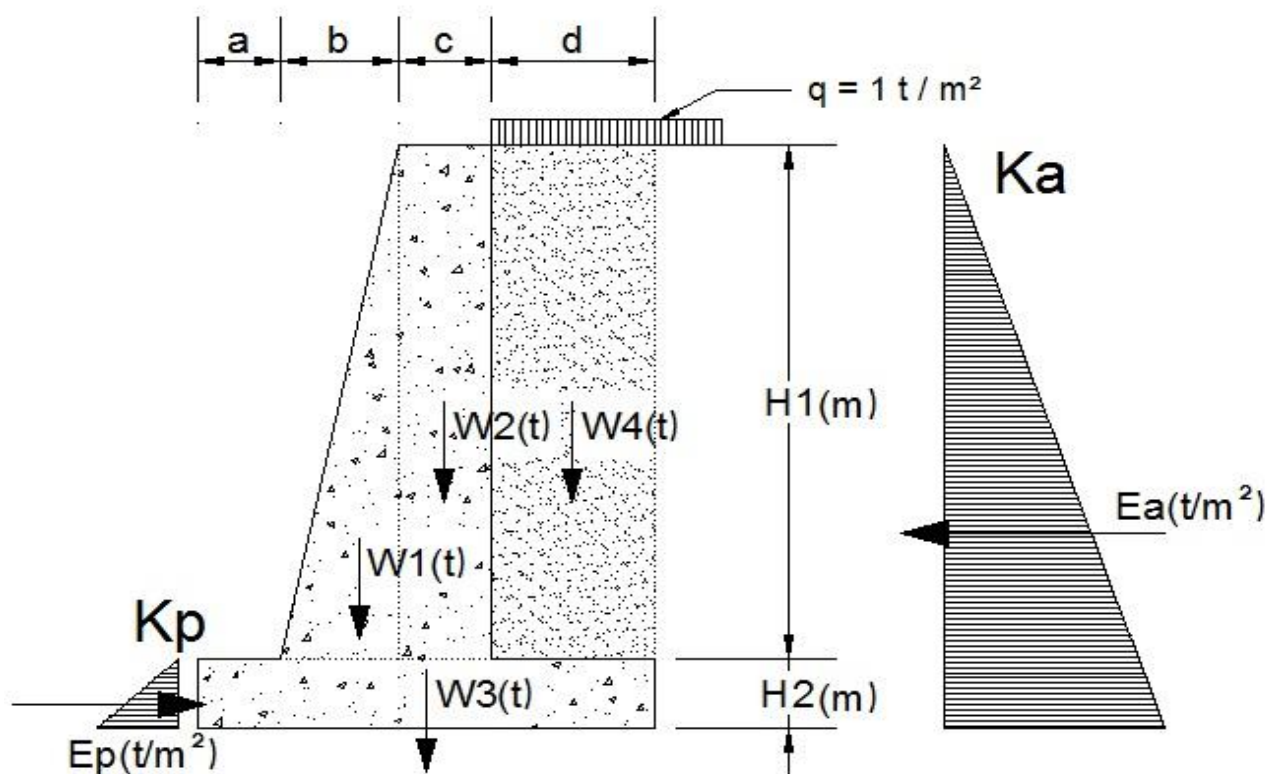
SECCIÓN	Z (m.)	h (cm.)	d (cm.)	Mu (t*m)	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{Colocado}				
A-A'	6,00	65,00	60,00	33,96	13,082	10,80	12	φ	12	c /	8
TALON		80,00	75,00	15,86	50,325	13,50	16	φ	20	c /	6
PUNTERA		80,00	75,00	21,49	71,494	11,25	23	φ	20	c /	4

DISEÑO A CORTE:

SECCIÓN	Vd (T)	Vcu (t)	As (cm ²)
A-A'	16,98	34,64	NO NECESITA
TALON	19,77	43,30	NO NECESITA
PUNTERA	30,14	43,30	NO NECESITA



MURO EN VOLADIZO "E"



DATOS:

H1	=	7,15	m.
H2	=	0,80	m.
a	=	1,80	m.
b	=	0,50	m.
c	=	0,30	m.
d	=	2,20	m.
TOTAL	=	4,80	m.
σ_{adm}	=	15	t/m ³
ϕ	=	33	°
$\gamma_{HORM.}$	=	2,50	t/m ³
$\gamma_{SAT.}$	=	2,00	t/m ³

CÁLCULO DE MOMENTOS:

CARGAS	PUNTO DE APLICACIÓN	MOMENTO
W1 = 4,47 t.	$x_{cg} = 2,13$ m.	M1 = 9,53 t*m
W2 = 5,36 t.	$x_{cg} = 2,45$ m.	M2 = 13,14 t*m
W3 = 9,60 t.	$x_{cg} = 2,40$ m.	M3 = 23,04 t*m
W4 = 31,46 t.	$x_{cg} = 3,70$ m.	M4 = 116,40 t*m
Q = 1,00 t.	$x_{cg} = 2,45$ m.	M5 = 2,45 t*m
TOTAL = 51,89 t.		TOTAL = 164,56 t*m

CÁLCULO DE EMPUJES:

Coef. De Presion Activo	Ka	=	0,29	Empuje Activo	Ea	=	20,98	t/m ²
Coef. De Presion Pasivo	Kp	=	3,39	Empuje Pasivo	Ep	=	2,17	t/m ²

FUERZA HORIZONTAL RESULTANTE:

Ea - Ep	=	18,80
----------------	---	-------

ESTABILIDAD AL VUELCO:

Momento Estab.	=	164,56	t*m	
Momento Volcador	=	55,59	t*m	
Factor de Seguridad	=	2,96	> 1,5	OK

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO:

Fuerza de Rozam.	=	33,70	t	
Fuerza de Desliz.	=	20,98	t	
Factor de Seguridad	=	1,61	> 1,5	OK

TENSIONES SOBRE EL TERRENO DE FUNDACIÓN:

M	=	164,56	t*m	
N	=	51,89	t	
B/6	=	0,80	m.	
e	=	0,30	m.	< B/6 OK
SA	=	14,86	t/m ²	< σ_{adm} OK
SB	=	6,76	t/m ²	< σ_{adm} OK

TENSIONES DE DISEÑO:

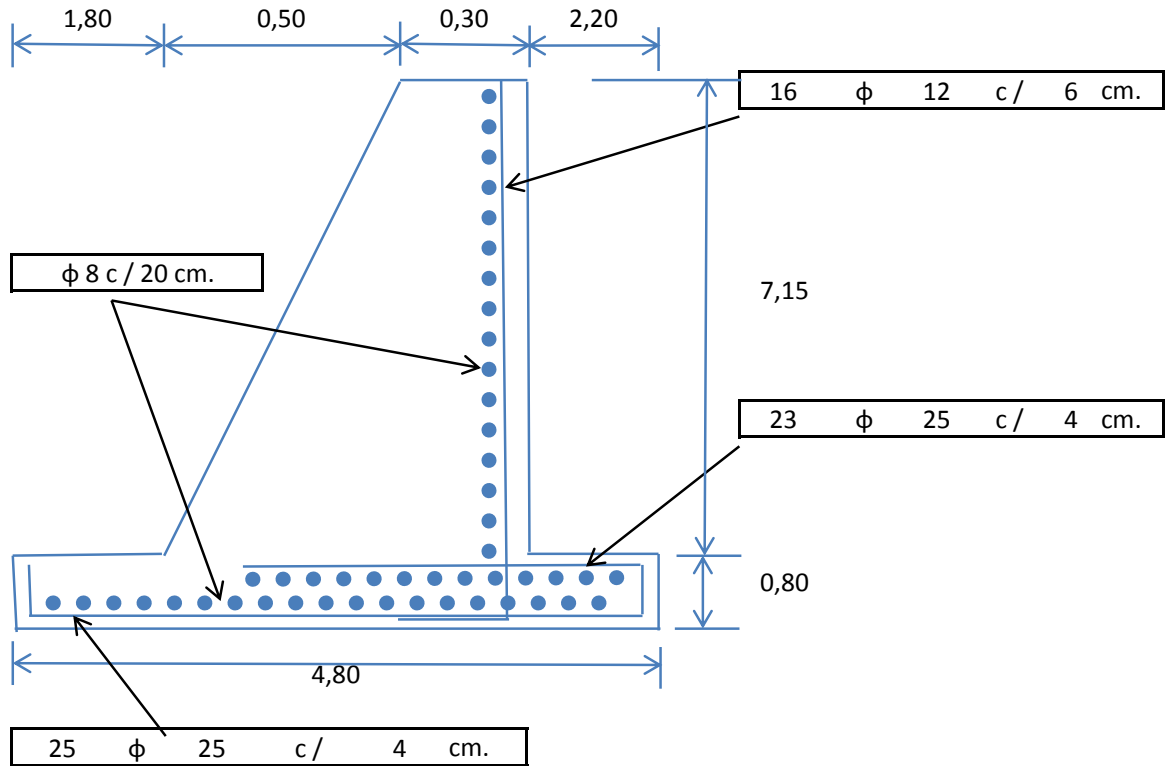
fy	=	4200	Kg/cm ²
fc'	=	250	Kg/cm ²
b	=	1,0	m.
d _{rec}	=	0,05	m.

DISEÑO A FLEXIÓN:

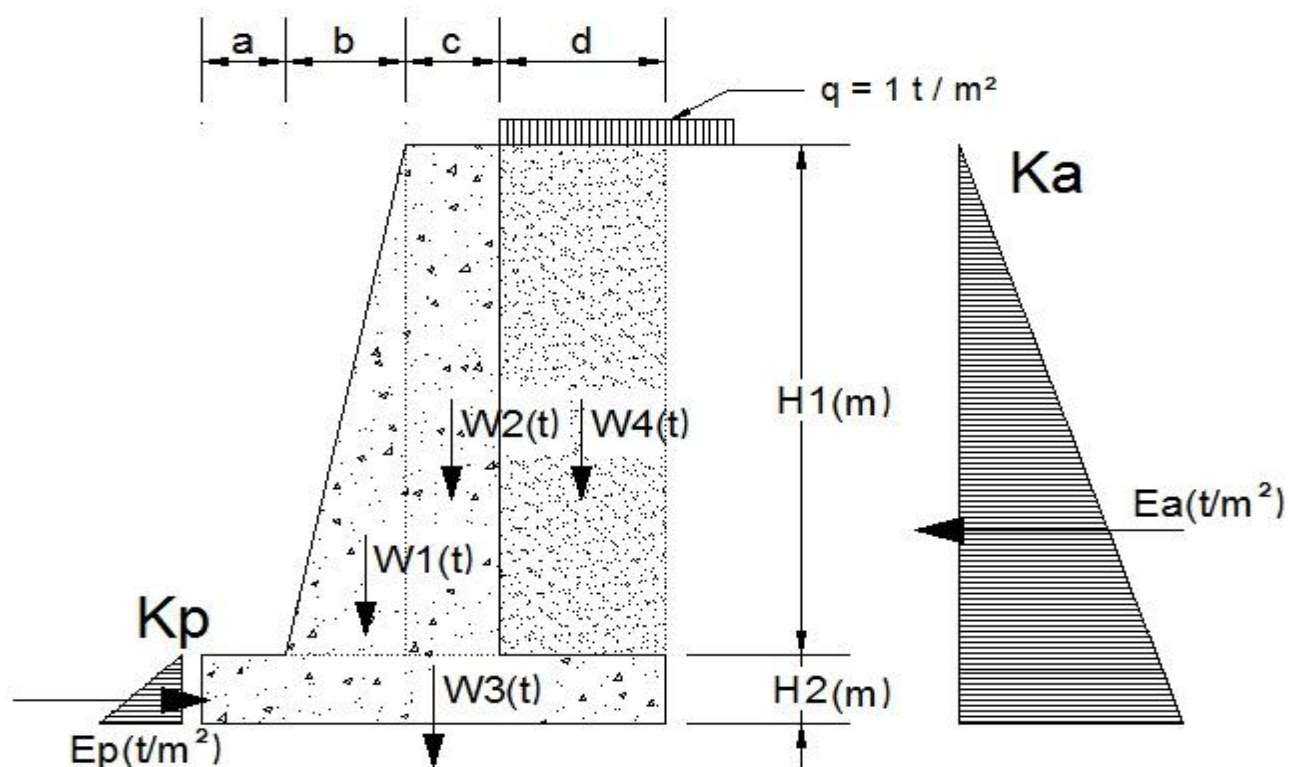
SECCIÓN	Z (m.)	h (cm.)	d (cm.)	Mu (t*m)	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{Colocado}			
A-A'	7,15	80,00	75,00	57,47	17,716	13,50	16	φ	12	c / 6
TALON		80,00	75,00	30,96	111,027	13,50	23	φ	25	c / 4
PUNTERA		80,00	75,00	33,27	121,419	11,25	25	φ	25	c / 4

DISEÑO A CORTE:

SECCIÓN	Vd (T)	Vcu (t)	As (cm ²)
A-A'	24,11	43,30	NO NECESITA
TALON	30,33	43,30	NO NECESITA
PUNTERA	38,43	43,30	NO NECESITA



MURO EN VOLADIZO "F"



DATOS:

H1	=	6,90	m.
H2	=	0,80	m.
a	=	1,80	m.
b	=	0,50	m.
c	=	0,30	m.
d	=	2,00	m.
TOTAL	=	4,60	m.
σ_{adm}	=	15	t/m ³
ϕ	=	33	°
$\gamma_{HORM.}$	=	2,50	t/m ³
$\gamma_{SAT.}$	=	2,00	t/m ³

CÁLCULO DE MOMENTOS:

CARGAS	PUNTO DE APLICACIÓN	MOMENTO
W1 = 4,31 t.	$x_{cg} = 2,13 \text{ m.}$	M1 = 9,20 t*m
W2 = 5,18 t.	$x_{cg} = 2,45 \text{ m.}$	M2 = 12,68 t*m
W3 = 9,20 t.	$x_{cg} = 2,30 \text{ m.}$	M3 = 21,16 t*m
W4 = 27,60 t.	$x_{cg} = 3,60 \text{ m.}$	M4 = 99,36 t*m
Q = 1,00 t.	$x_{cg} = 2,45 \text{ m.}$	M5 = 2,45 t*m
TOTAL = 47,29 t.		TOTAL = 144,85 t*m

CÁLCULO DE EMPUJES:

Coef. De Presion Activo	Ka	=	0,29	Empuje Activo	Ea	=	19,75	t/m ²
Coef. De Presion Pasivo	Kp	=	3,39	Empuje Pasivo	Ep	=	2,17	t/m ²

FUERZA HORIZONTAL RESULTANTE:

Ea - Ep	=	17,58
----------------	---	-------

ESTABILIDAD AL VUELCO:

Momento Estab.	=	144,8	t*m	
Momento Volcador	=	50,69	t*m	
Factor de Seguridad	=	2,86	> 1,5	OK

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO:

Fuerza de Rozam.	=	30,71	t	
Fuerza de Desliz.	=	19,75	t	
Factor de Seguridad	=	1,55	> 1,5	OK

TENSIONES SOBRE EL TERRENO DE FUNDACIÓN:

M	=	144,8	t*m	
N	=	47,29	t	
B/6	=	0,77	m.	
e	=	0,31	m.	< B/6 OK
SA	=	14,42	t/m ²	< σ_{adm} OK
SB	=	6,14	t/m ²	< σ_{adm} OK

TENSIONES DE DISEÑO:

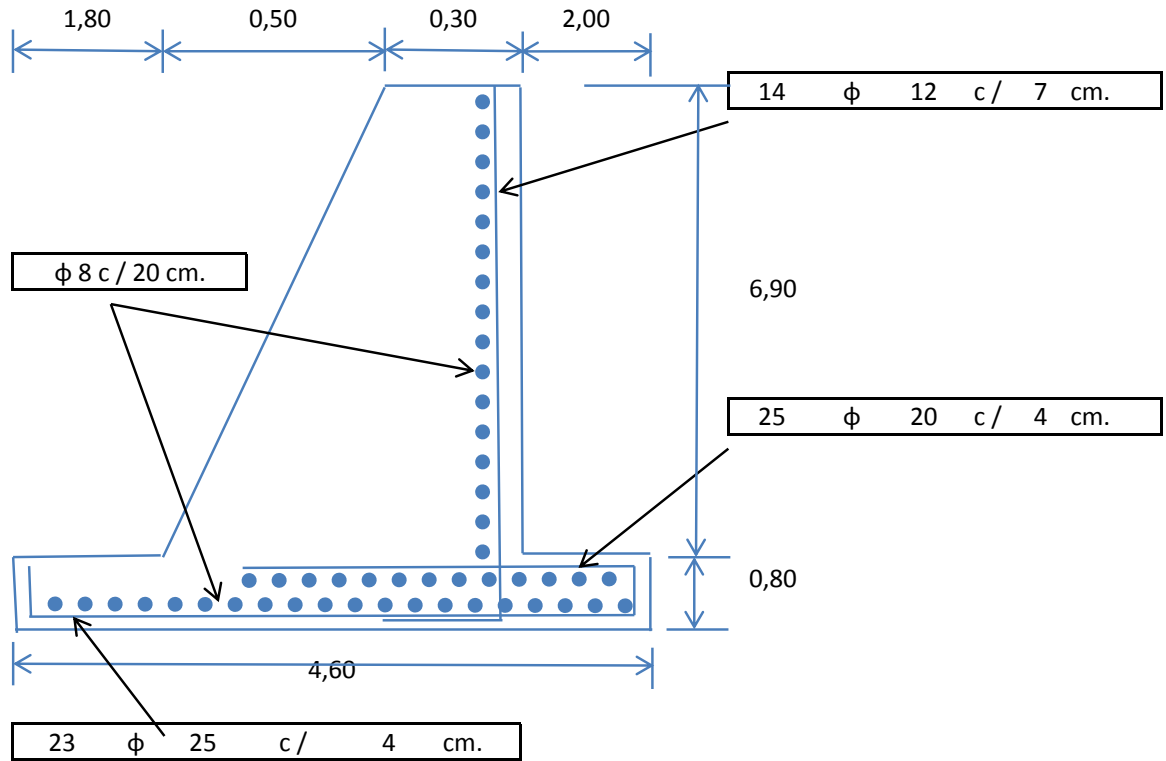
fy	=	4200	Kg/cm ²
fc'	=	250	Kg/cm ²
b	=	1,0	m.
d _{rec}	=	0,05	m.

DISEÑO A FLEXIÓN:

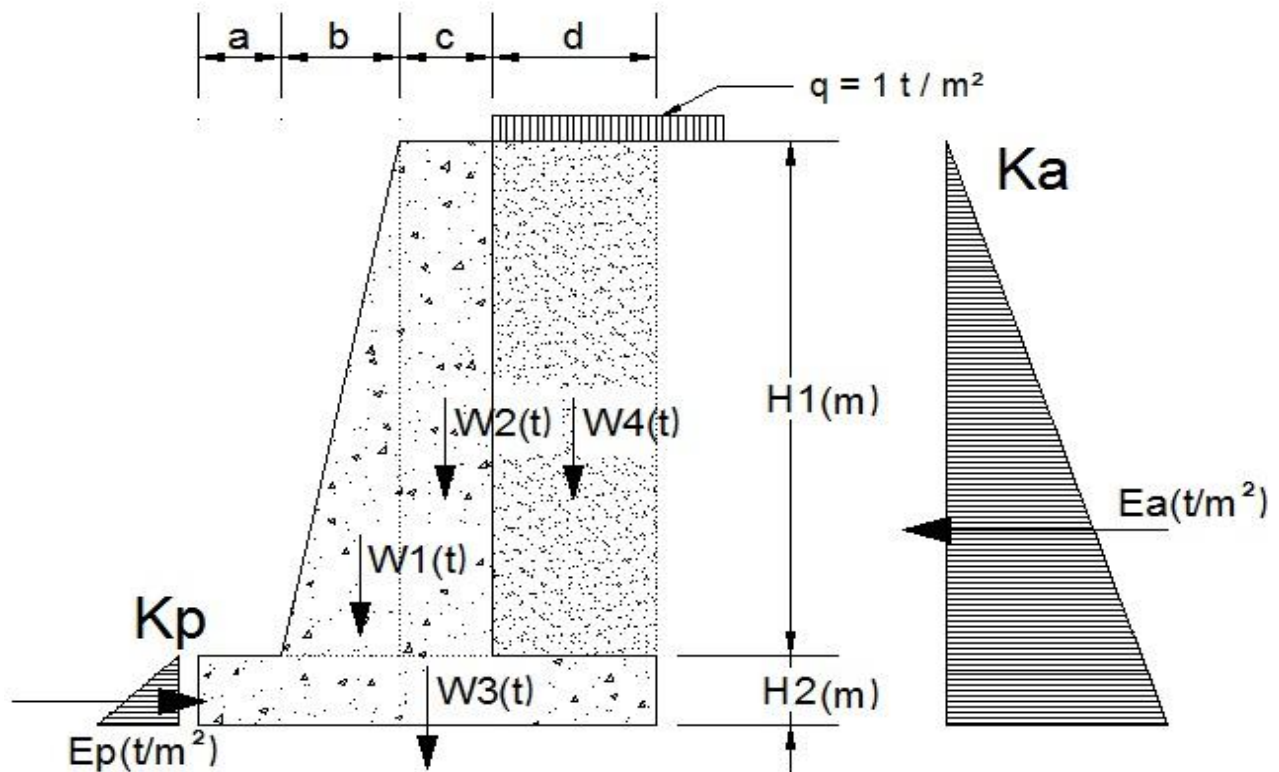
SECCIÓN	Z (m.)	h (cm.)	d (cm.)	Mu (t*m)	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{Colocado}				
A-A'	6,90	80,00	75,00	51,65	15,533	13,50	14	φ	12	c /	7
TALON		80,00	75,00	23,49	79,415	13,50	25	φ	20	c /	4
PUNTERA		80,00	75,00	31,78	114,661	11,25	23	φ	25	c /	4

DISEÑO A CORTE:

SECCIÓN	Vd (T)	Vcu (t)	As (cm ²)
A-A'	22,46	43,30	NO NECESITA
TALON	25,41	43,30	NO NECESITA
PUNTERA	36,86	43,30	NO NECESITA



MURO EN VOLADIZO "G"



DATOS:

H1	=	6,56	m.
H2	=	0,80	m.
a	=	1,80	m.
b	=	0,50	m.
c	=	0,30	m.
d	=	1,90	m.
TOTAL	=	4,50	m.
σ_{adm}	=	15	t/m ³
ϕ	=	33	°
$\gamma_{HORM.}$	=	2,50	t/m ³
$\gamma_{SAT.}$	=	2,00	t/m ³

CÁLCULO DE MOMENTOS:

CARGAS	PUNTO DE APLICACIÓN	MOMENTO
W1 = 4,10 t.	$x_{cg} = 2,13$ m.	M1 = 8,75 t*m
W2 = 4,92 t.	$x_{cg} = 2,45$ m.	M2 = 12,05 t*m
W3 = 9,00 t.	$x_{cg} = 2,25$ m.	M3 = 20,25 t*m
W4 = 24,93 t.	$x_{cg} = 3,55$ m.	M4 = 88,49 t*m
Q = 1,00 t.	$x_{cg} = 2,45$ m.	M5 = 2,45 t*m
TOTAL = 43,95 t.		TOTAL = 132,00 t*m

CÁLCULO DE EMPUJES:

Coef. De Presion Activo	Ka	=	0,29	Empuje Activo	Ea	=	18,14	t/m ²
Coef. De Presion Pasivo	Kp	=	3,39	Empuje Pasivo	Ep	=	2,17	t/m ²

FUERZA HORIZONTAL RESULTANTE:

Ea - Ep	=	15,97
----------------	---	-------

ESTABILIDAD AL VUELCO:

Momento Estab.	=	132,00	t*m	
Momento Volcador	=	44,50	t*m	
Factor de Seguridad	=	2,97	> 1,5	OK

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO:

Fuerza de Rozam.	=	28,54	t	
Fuerza de Desliz.	=	18,14	t	
Factor de Seguridad	=	1,57	> 1,5	OK

TENSIONES SOBRE EL TERRENO DE FUNDACIÓN:

M	=	132,00	t*m	
N	=	43,95	t	
B/6	=	0,75	m.	
e	=	0,26	m.	< B/6 OK
SA	=	13,14	t/m ²	< σ_{adm} OK
SB	=	6,39	t/m ²	< σ_{adm} OK

TENSIONES DE DISEÑO:

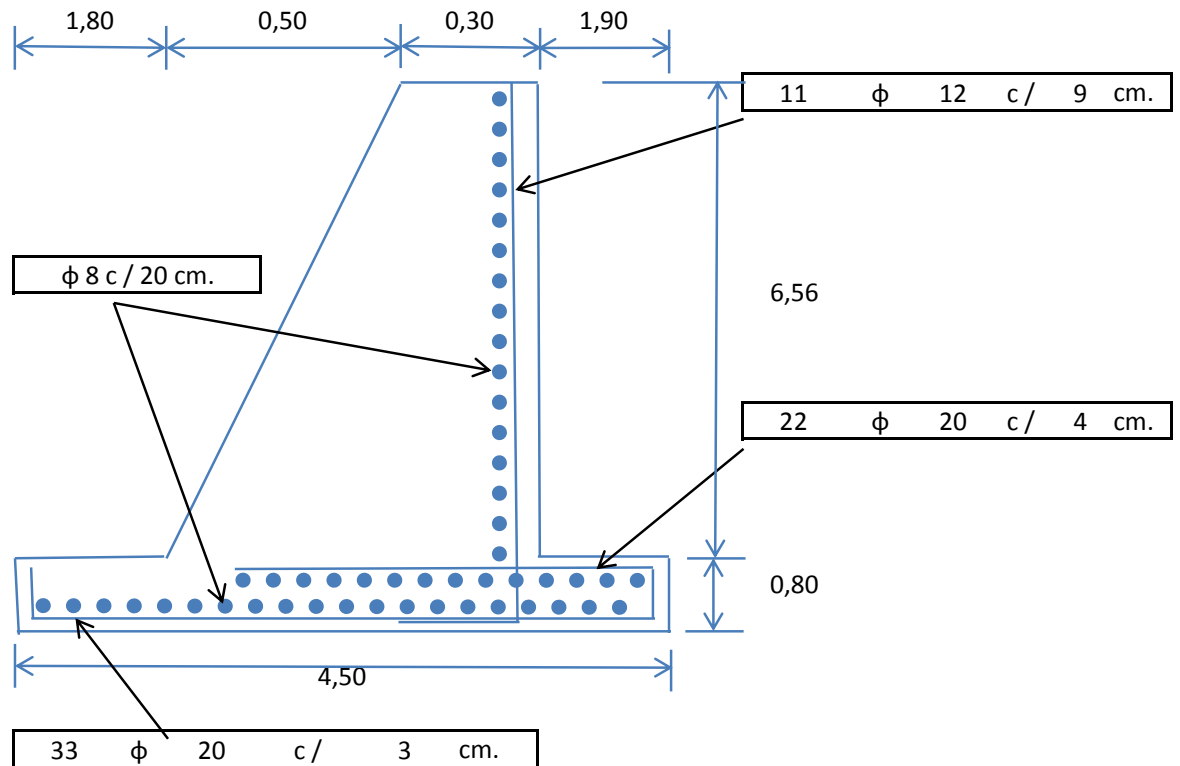
fy	=	4200	Kg/cm ²
fc'	=	250	Kg/cm ²
b	=	1,0	m.
drec	=	0,05	m.

DISEÑO A FLEXIÓN:

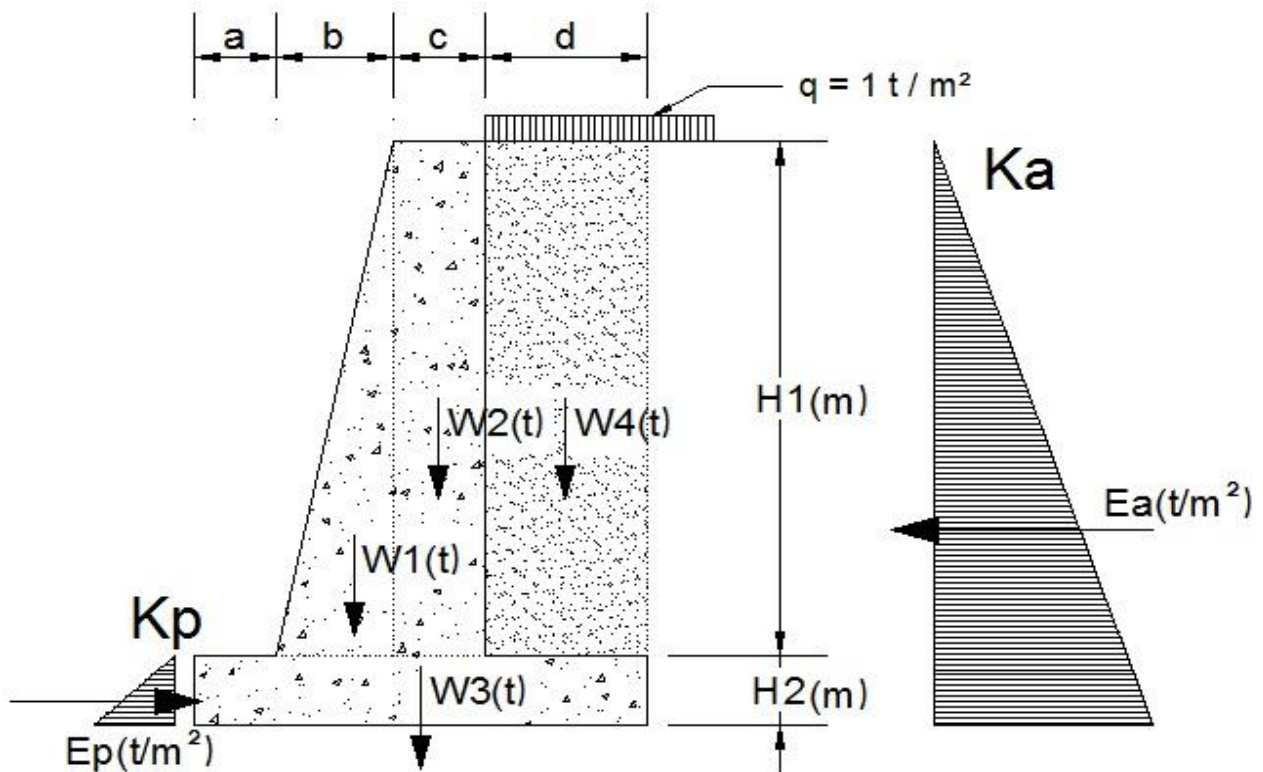
SECCIÓN	Z (m.)	h (cm.)	d (cm.)	Mu (t*m)	As (cm ²)	Amin (cm ²)	Acolocado			
A-A'	6,56	80,00	75,00	44,39	12,860	13,50	11	φ	12	c / 9
TALON		80,00	75,00	21,20	70,364	13,50	22	φ	20	c / 4
PUNTERA		80,00	75,00	29,40	104,149	11,25	33	φ	20	c / 3

DISEÑO A CORTE:

SECCIÓN	Vd (T)	Vcu (t)	As (cm ²)
A-A'	20,30	43,30	NO NECESITA
TALON	23,76	43,30	NO NECESITA
PUNTERA	33,96	43,30	NO NECESITA



MURO EN VOLADIZO "H"



DATOS:

H1	=	5,97	m.
H2	=	0,80	m.
a	=	1,50	m.
b	=	0,35	m.
c	=	0,30	m.
d	=	1,80	m.
TOTAL	=	3,95	m.
σ_{adm}	=	15	t/m ³
ϕ	=	33	°
$\gamma_{HORM.}$	=	2,50	t/m ³
$\gamma_{SAT.}$	=	2,00	t/m ³

CÁLCULO DE MOMENTOS:

CARGAS	PUNTO DE APLICACIÓN	MOMENTO
W1 = 2,61 t.	$x_{cg} = 1,73$ m.	M1 = 4,53 t*m
W2 = 4,48 t.	$x_{cg} = 2,00$ m.	M2 = 8,96 t*m
W3 = 7,90 t.	$x_{cg} = 1,98$ m.	M3 = 15,60 t*m
W4 = 21,49 t.	$x_{cg} = 3,05$ m.	M4 = 65,55 t*m
Q = 1,00 t.	$x_{cg} = 2,00$ m.	M5 = 2,00 t*m
TOTAL = 37,48 t.		TOTAL = 96,64 t*m

CÁLCULO DE EMPUJES:

Coef. De Presion Activo	Ka	=	0,29	Empuje Activo	Ea	=	15,51	t/m ²
Coef. De Presion Pasivo	Kp	=	3,39	Empuje Pasivo	Ep	=	2,17	t/m ²

FUERZA HORIZONTAL RESULTANTE:

Ea - Ep	=	13,34
----------------	---	-------

ESTABILIDAD AL VUELCO:

Momento Estab.	=	96,64	t*m	
Momento Volcador	=	34,99	t*m	
Factor de Seguridad	=	2,76	> 1,5	OK

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO:

Fuerza de Rozam.	=	24,34	t	
Fuerza de Desliz.	=	15,51	t	
Factor de Seguridad	=	1,57	> 1,5	OK

TENSIONES SOBRE EL TERRENO DE FUNDACIÓN:

M	=	96,64	t*m	
N	=	37,48	t	
B/6	=	0,66	m.	
e	=	0,33	m.	< B/6 OK
S _A	=	14,25	t/m ²	< σ_{adm} OK
S _B	=	4,73	t/m ²	< σ_{adm} OK

TENSIONES DE DISEÑO:

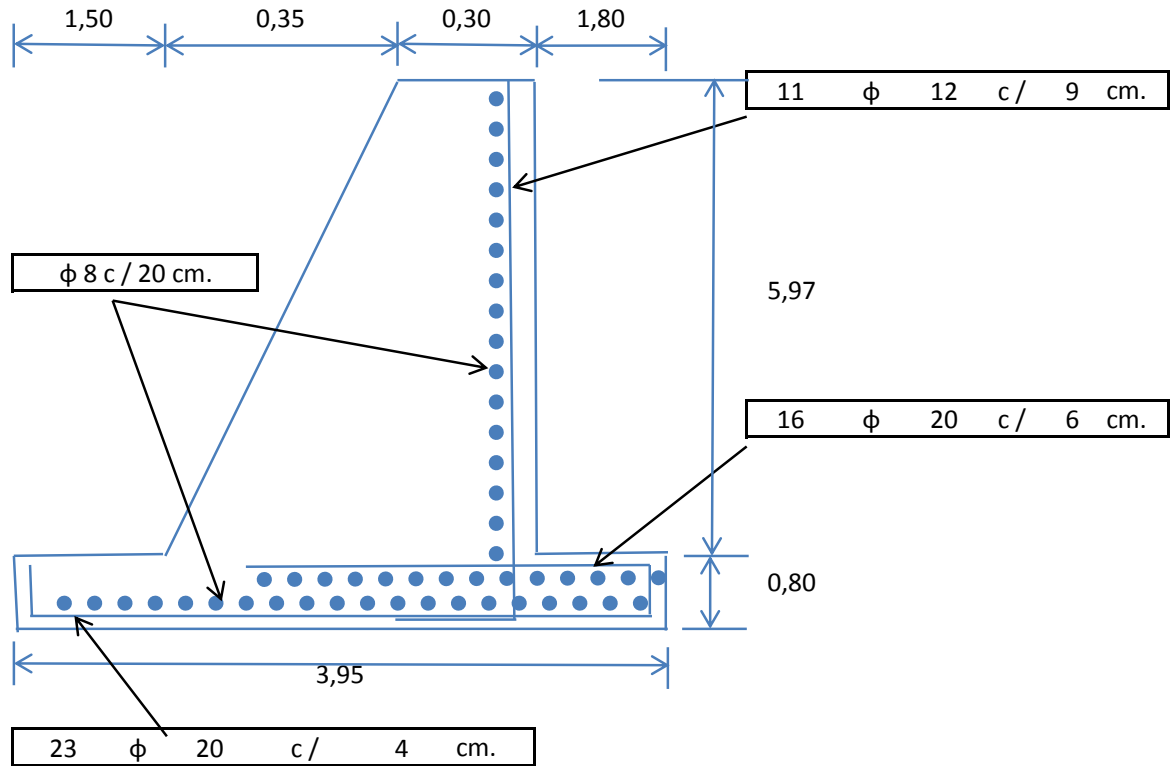
f _y	=	4200	Kg/cm ²
f _{c'}	=	250	Kg/cm ²
b	=	1,0	m.
d _{rec}	=	0,05	m.

DISEÑO A FLEXIÓN:

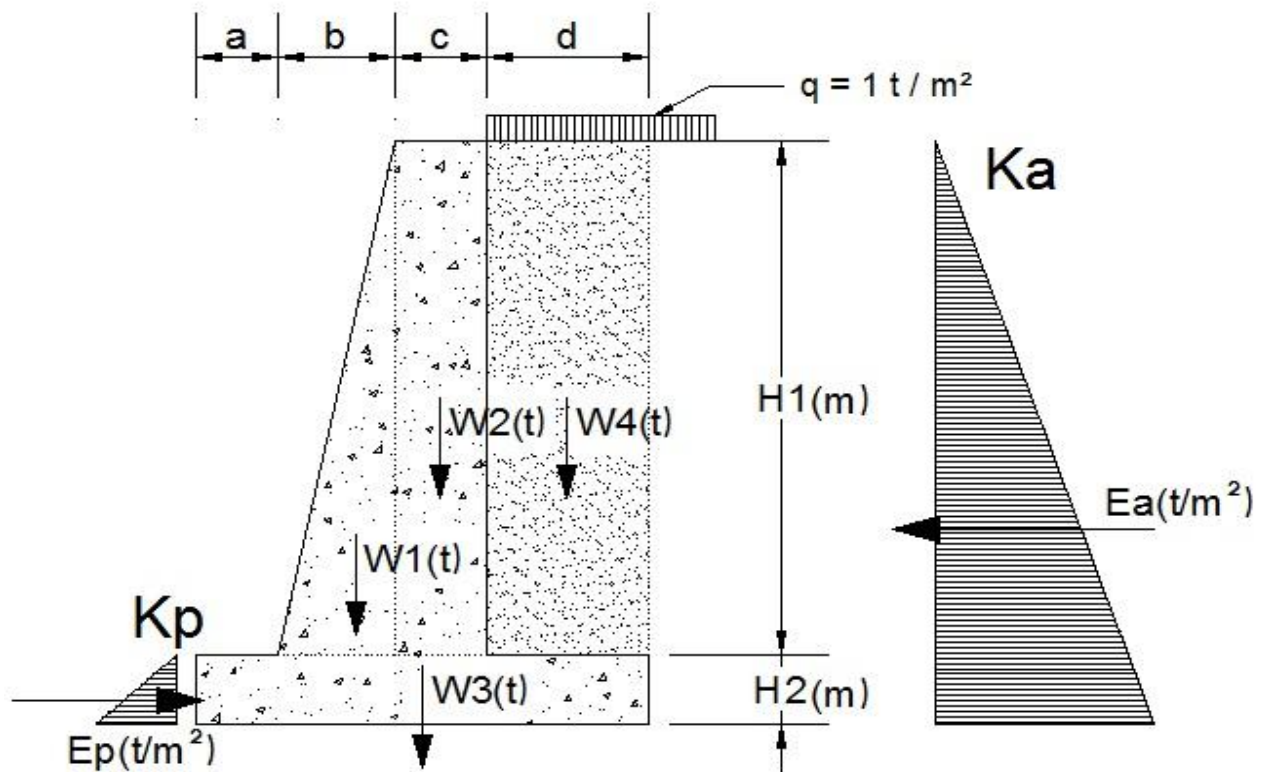
SECCIÓN	Z (m.)	h (cm.)	d (cm.)	Mu (t*m)	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{Colocado}			
A-A'	5,97	65,00	60,00	33,45	12,844	10,80	11	φ	12	c / 9
TALON		80,00	75,00	16,00	50,821	13,50	16	φ	20	c / 6
PUNTERA		80,00	75,00	21,31	70,792	11,25	23	φ	20	c / 4

DISEÑO A CORTE:

SECCIÓN	Vd (T)	Vcu (t)	As (cm ²)
A-A'	16,81	34,64	NO NECESITA
TALON	19,86	43,30	NO NECESITA
PUNTERA	29,86	43,30	NO NECESITA



MURO EN VOLADIZO "I"



DATOS:

H1	=	5,32	m.
H2	=	0,70	m.
a	=	1,40	m.
b	=	0,30	m.
c	=	0,30	m.
d	=	1,60	m.
TOTAL	=	3,60	m.
σ_{adm}	=	15	t/m ³
ϕ	=	33	°
$\gamma_{HORM.}$	=	2,50	t/m ³
$\gamma_{SAT.}$	=	2,00	t/m ³

CÁLCULO DE MOMENTOS:

CARGAS	PUNTO DE APLICACIÓN	MOMENTO
W1 = 2,00 t.	$x_{cg} = 1,60$ m.	M1 = 3,19 t*m
W2 = 3,99 t.	$x_{cg} = 1,85$ m.	M2 = 7,38 t*m
W3 = 6,30 t.	$x_{cg} = 1,80$ m.	M3 = 11,34 t*m
W4 = 17,02 t.	$x_{cg} = 2,80$ m.	M4 = 47,67 t*m
Q = 1,00 t.	$x_{cg} = 1,85$ m.	M5 = 1,85 t*m
TOTAL = 30,31 t.		TOTAL = 71,43 t*m

CÁLCULO DE EMPUJES:

Coef. De Presion Activo	Ka	=	0,29	Empuje Activo	Ea	=	12,46	t/m ²
Coef. De Presion Pasivo	Kp	=	3,39	Empuje Pasivo	Ep	=	1,66	t/m ²

FUERZA HORIZONTAL RESULTANTE:

Ea - Ep	=	10,80
----------------	---	-------

ESTABILIDAD AL VUELCO:

Momento Estab.	=	71,43	t*m	
Momento Volcador	=	25,00	t*m	
Factor de Seguridad	=	2,86	> 1,5	OK

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO:

Fuerza de Rozam.	=	19,68	t	
Fuerza de Desliz.	=	12,46	t	
Factor de Seguridad	=	1,58	> 1,5	OK

TENSIONES SOBRE EL TERRENO DE FUNDACIÓN:

M	=	71,43	t*m	
N	=	30,31	t	
B/6	=	0,60	m.	
e	=	0,27	m.	< B/6 OK
S _A	=	12,18	t/m ²	< σ _{adm} OK
S _B	=	4,66	t/m ²	< σ _{adm} OK

TENSIONES DE DISEÑO:

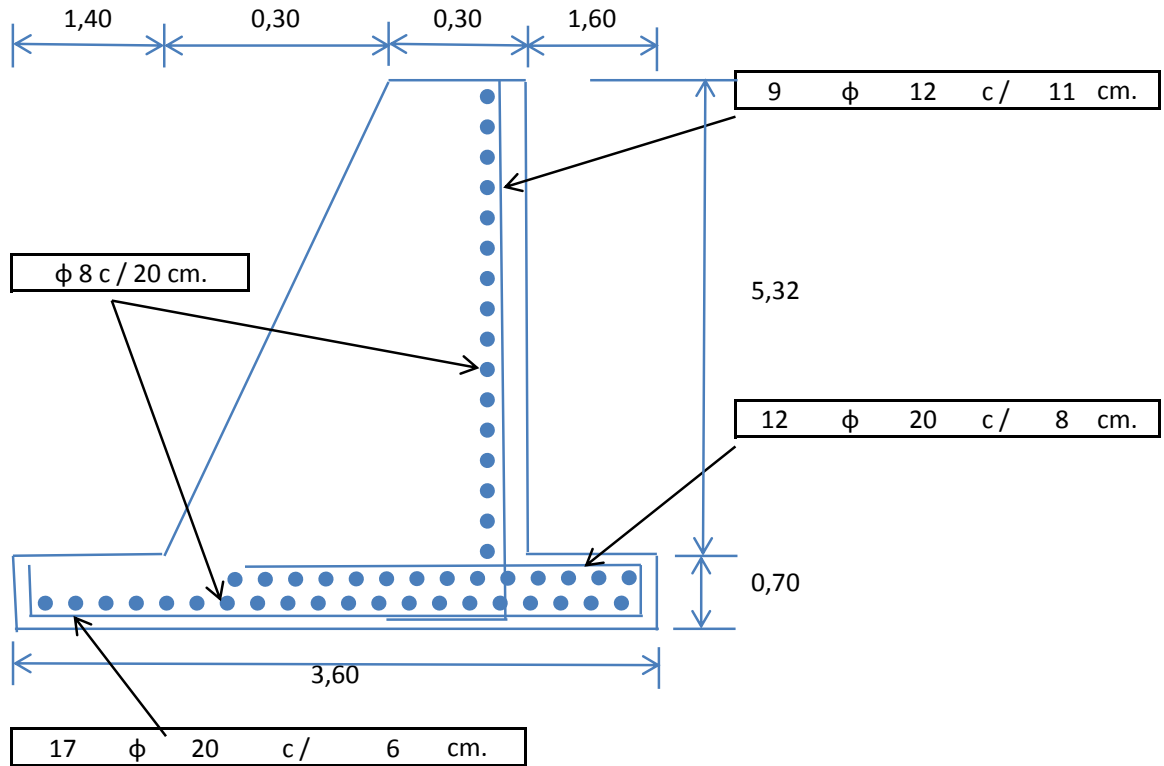
f _y	=	4200	Kg/cm ²
f _{c'}	=	250	Kg/cm ²
b	=	1,0	m.
d _{rec}	=	0,05	m.

DISEÑO A FLEXIÓN:

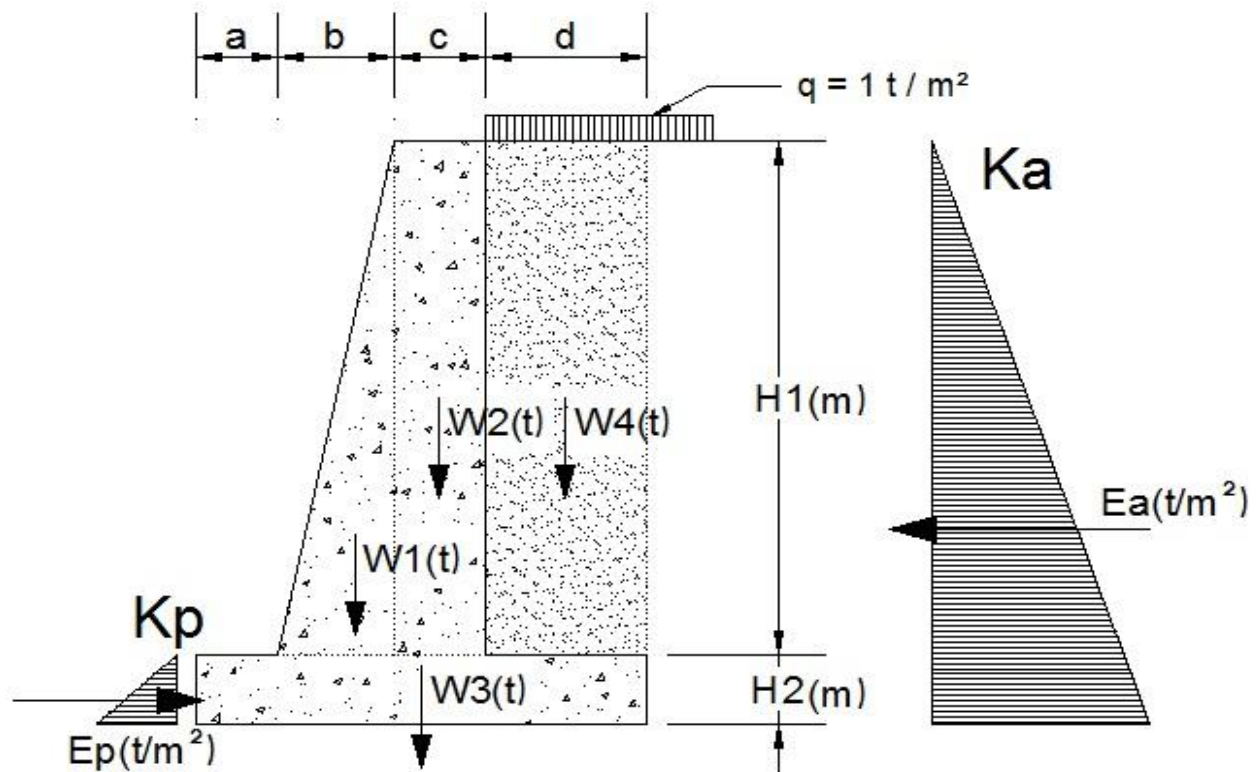
SECCIÓN	Z (m.)	h (cm.)	d (cm.)	Mu (t*m)	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{Colocado}			
A-A'	5,32	60,00	55,00	23,67	9,601	9,90	9	φ	12	c/ 11
TALON		70,00	65,00	11,82	36,782	11,70	12	φ	20	c/ 8
PUNTERA		70,00	65,00	16,04	52,052	9,75	17	φ	20	c/ 6

DISEÑO A CORTE:

SECCIÓN	Vd (T)	Vcu (t)	As (cm ²)
A-A'	13,35	31,75	NO NECESITA
TALON	16,20	37,53	NO NECESITA
PUNTERA	24,01	37,53	NO NECESITA



MURO EN VOLADIZO "J"



DATOS:

H1	=	4,72	m.
H2	=	0,60	m.
a	=	0,90	m.
b	=	0,20	m.
c	=	0,30	m.
d	=	1,60	m.
TOTAL	=	3,00	m.
σ_{adm}	=	15	t/m ³
ϕ	=	33	°
$\gamma_{HORM.}$	=	2,50	t/m ³
$\gamma_{SAT.}$	=	2,00	t/m ³

CÁLCULO DE MOMENTOS:

CARGAS	PUNTO DE APLICACIÓN	MOMENTO
W1 = 1,18 t.	Xcg = 1,03 m.	M1 = 1,22 t*m
W2 = 3,54 t.	Xcg = 1,25 m.	M2 = 4,43 t*m
W3 = 4,50 t.	Xcg = 1,50 m.	M3 = 6,75 t*m
W4 = 15,10 t.	Xcg = 2,20 m.	M4 = 33,2 t*m
Q = 1,00 t.	Xcg = 1,25 m.	M5 = 1,25 t*m
TOTAL = 25,32 t.		TOTAL = 46,9 t*m

CÁLCULO DE EMPUJES:

Coef. De Presion Activo	Ka	=	0,29	Empuje Activo	Ea	=	9,91	t/m ²
Coef. De Presion Pasivo	Kp	=	3,39	Empuje Pasivo	Ep	=	1,22	t/m ²

FUERZA HORIZONTAL RESULTANTE:

Ea - Ep	=	8,69
----------------	---	------

ESTABILIDAD AL VUELCO:

Momento Estab.	=	46,87	t*m	
Momento Volcador	=	17,58	t*m	
Factor de Seguridad	=	2,67	> 1,5	OK

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO:

Fuerza de Rozam.	=	16,45	t	
Fuerza de Desliz.	=	9,91	t	
Factor de Seguridad	=	1,66	> 1,5	OK

TENSIONES SOBRE EL TERRENO DE FUNDACIÓN:

M	=	46,87	t*m	
N	=	25,32	t	
B/6	=	0,50	m.	
e	=	0,34	m.	< B/6 OK
S _A	=	14,23	t/m ²	< σ _{adm} OK
S _B	=	2,65	t/m ²	< σ _{adm} OK

TENSIONES DE DISEÑO:

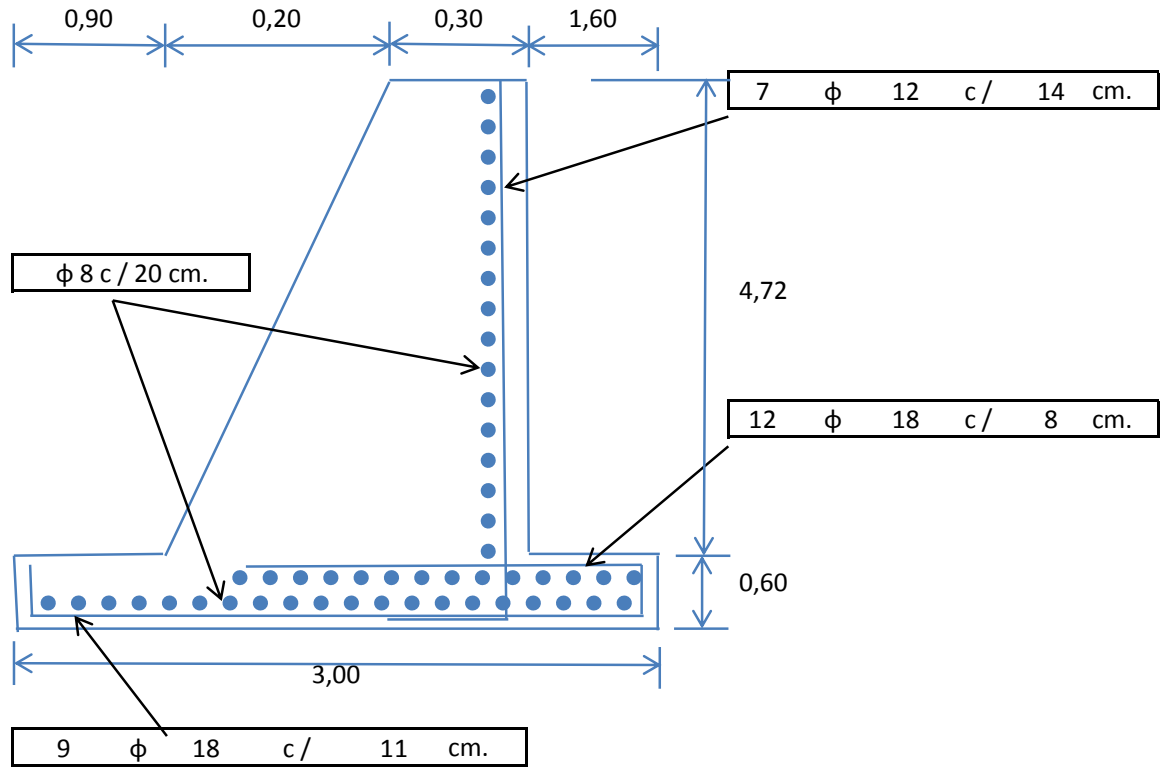
f _y	=	4200	Kg/cm ²
f _{c'}	=	250	Kg/cm ²
b	=	1,0	m.
d _{rec}	=	0,05	m.

DISEÑO A FLEXIÓN:

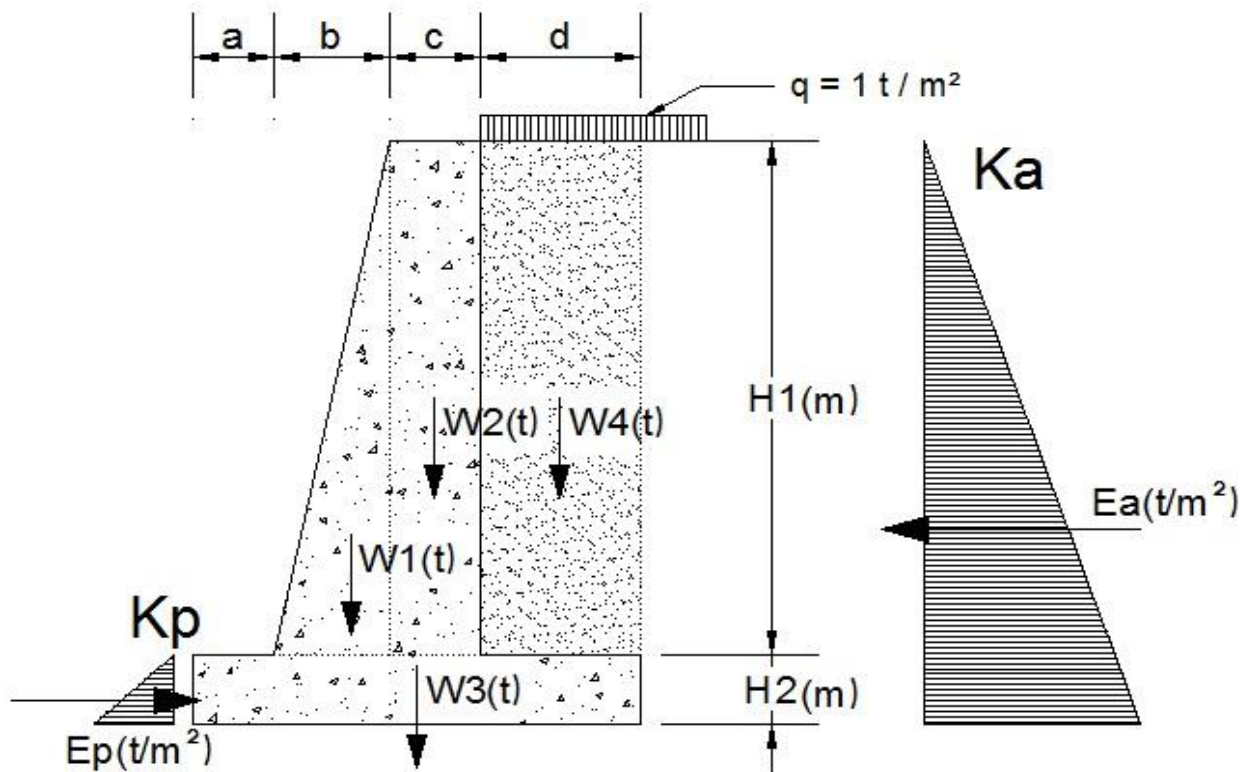
SECCIÓN	Z (m.)	h (cm.)	d (cm.)	Mu (t*m)	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{Colocado}			
A-A'	4,72	50,00	45,00	16,53	8,383	8,10	7	φ	12	c / 14
TALON		60,00	55,00	9,64	29,871	9,90	12	φ	18	c / 8
PUNTERA		60,00	55,00	7,72	23,371	8,25	9	φ	18	c / 11

DISEÑO A CORTE:

SECCIÓN	Vd (T)	Vcu (t)	As (cm ²)
A-A'	10,51	25,98	NO NECESITA
TALON	14,69	31,75	NO NECESITA
PUNTERA	18,00	31,75	NO NECESITA



MURO EN VOLADIZO "K"



DATOS:

H1	=	4,15	m.
H2	=	0,60	m.
a	=	0,85	m.
b	=	0,20	m.
c	=	0,25	m.
d	=	1,30	m.
TOTAL	=	2,60	m.
σ_{adm}	=	15	t/m ³
ϕ	=	33	°
$\gamma_{HORM.}$	=	2,50	t/m ³
$\gamma_{SAT.}$	=	2,00	t/m ³

CÁLCULO DE MOMENTOS:

CARGAS	PUNTO DE APLICACIÓN	MOMENTO
W1 = 1,04 t.	$x_{cg} = 0,98$ m.	M1 = 1,02 t*m
W2 = 2,59 t.	$x_{cg} = 1,18$ m.	M2 = 3,05 t*m
W3 = 3,90 t.	$x_{cg} = 1,30$ m.	M3 = 5,07 t*m
W4 = 10,79 t.	$x_{cg} = 1,95$ m.	M4 = 21,04 t*m
Q = 1,00 t.	$x_{cg} = 1,18$ m.	M5 = 1,18 t*m
TOTAL = 19,32 t.		TOTAL = 31,35 t*m

CÁLCULO DE EMPUJES:

Coef. De Presion Activo	Ka	=	0,29	Empuje Activo	Ea	=	8,05	t/m ²
Coef. De Presion Pasivo	Kp	=	3,39	Empuje Pasivo	Ep	=	1,22	t/m ²

FUERZA HORIZONTAL RESULTANTE:

Ea - Ep	=	6,83
----------------	---	------

ESTABILIDAD AL VUELCO:

Momento Estab.	=	31,35	t*m	
Momento Volcador	=	12,75	t*m	
Factor de Seguridad	=	2,46	> 1,5	OK

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO:

Fuerza de Rozam.	=	12,55	t	
Fuerza de Desliz.	=	8,05	t	
Factor de Seguridad	=	1,56	> 1,5	OK

TENSIONES SOBRE EL TERRENO DE FUNDACIÓN:

M	=	31,35	t*m	
N	=	19,32	t	
B/6	=	0,43	m.	
e	=	0,34	m.	< B/6 OK
SA	=	13,21	t/m ²	< σ_{adm} OK
SB	=	1,65	t/m ²	< σ_{adm} OK

TENSIONES DE DISEÑO:

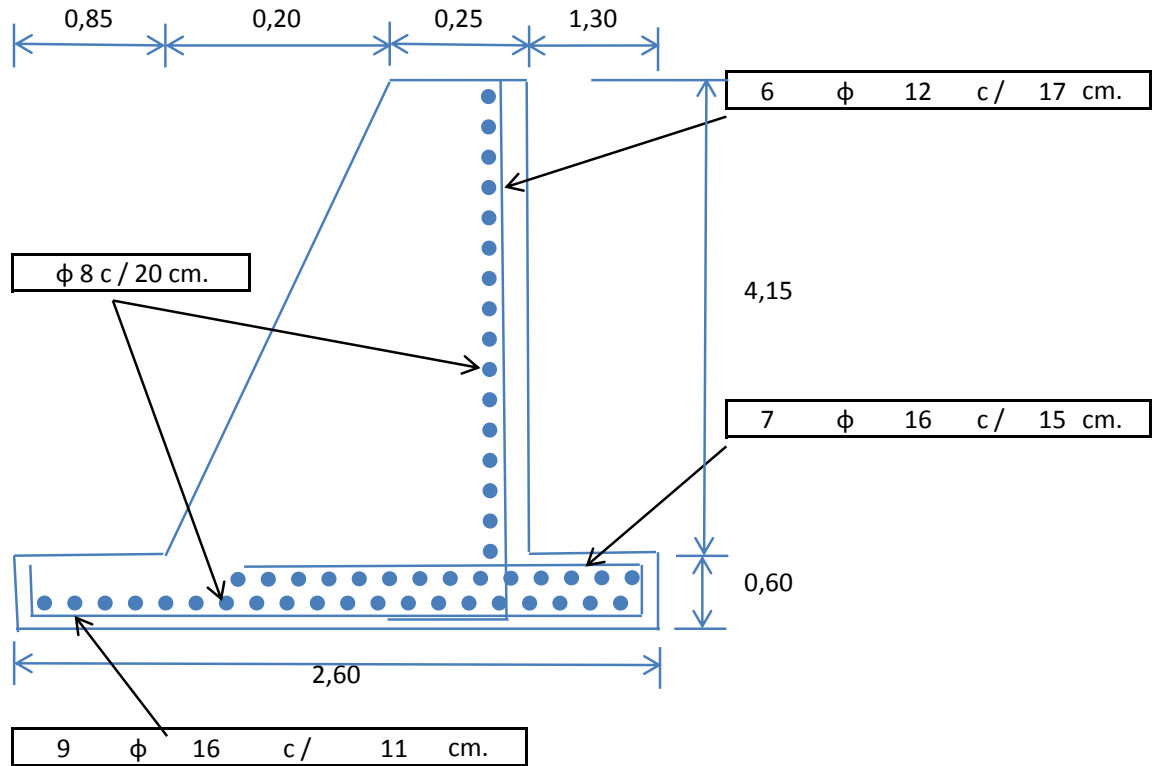
fy	=	4200	Kg/cm ²
fc'	=	250	Kg/cm ²
b	=	1,0	m.
d _{rec}	=	0,05	m.

DISEÑO A FLEXIÓN:

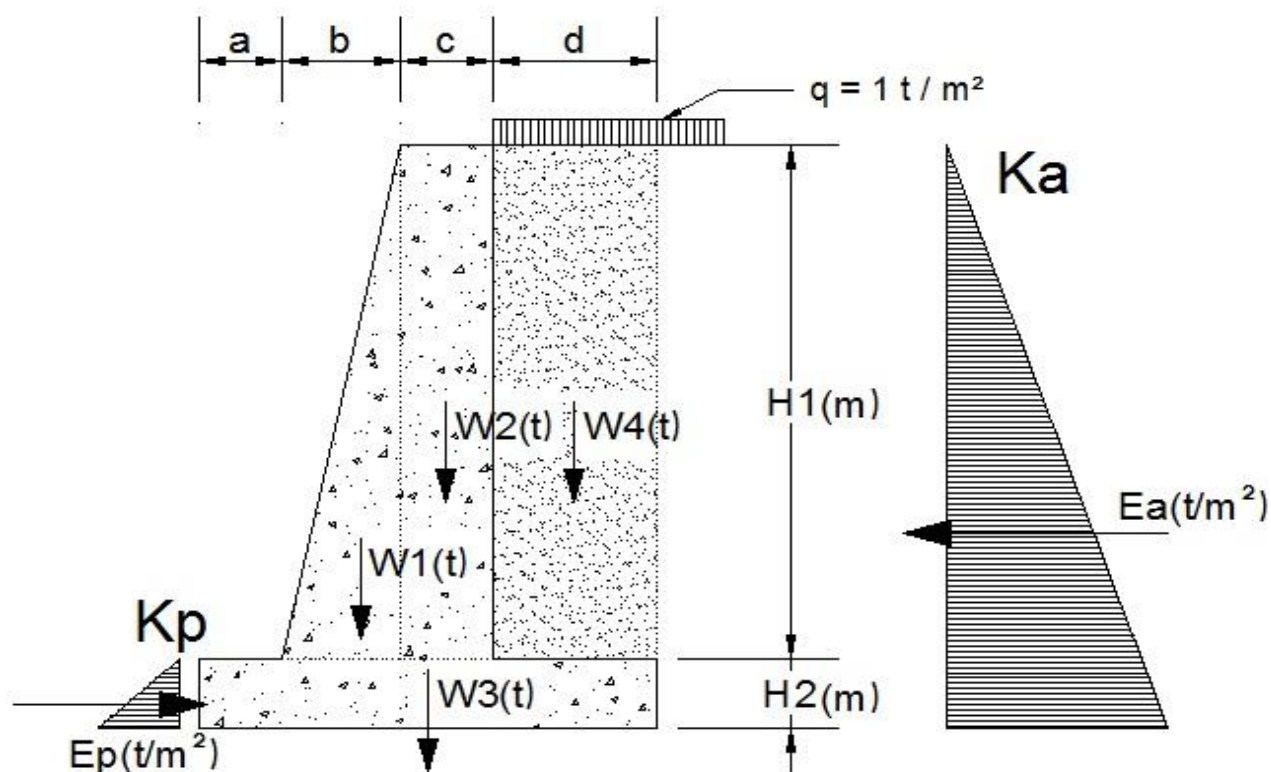
SECCIÓN	Z (m.)	h (cm.)	d (cm.)	Mu (t*m)	As (cm ²)	Amin (cm ²)	Acolocado		
A-A'	4,15	45,00	40,00	11,24	6,356	7,20	6	φ	12 c / 17
TALON		60,00	55,00	4,84	14,117	9,90	7	φ	16 c / 15
PUNTERA		60,00	55,00	6,18	18,348	8,25	9	φ	16 c / 11

DISEÑO A CORTE:

SECCIÓN	Vd (T)	Vcu (t)	As (cm ²)
A-A'	8,12	23,09	NO NECESITA
TALON	9,45	31,75	NO NECESITA
PUNTERA	15,40	31,75	NO NECESITA



MURO EN VOLADIZO "L"



DATOS:

H1	=	3,40	m.
H2	=	0,50	m.
a	=	0,70	m.
b	=	0,15	m.
c	=	0,25	m.
d	=	1,00	m.
TOTAL	=	2,10	m.
σ_{adm}	=	15	t/m ³
ϕ	=	33	°
$\gamma_{HORM.}$	=	2,50	t/m ³
$\gamma_{SAT.}$	=	2,00	t/m ³

CÁLCULO DE MOMENTOS:

CARGAS	PUNTO DE APLICACIÓN	MOMENTO
W1 = 0,64 t.	$x_{cg} = 0,80$ m.	M1 = 0,51 t*m
W2 = 2,13 t.	$x_{cg} = 0,98$ m.	M2 = 2,07 t*m
W3 = 2,63 t.	$x_{cg} = 1,05$ m.	M3 = 2,76 t*m
W4 = 6,80 t.	$x_{cg} = 1,60$ m.	M4 = 10,88 t*m
Q = 1,00 t.	$x_{cg} = 0,98$ m.	M5 = 0,98 t*m
TOTAL = 13,19 t.		TOTAL = 17,19 t*m

CÁLCULO DE EMPUJES:

Coef. De Presion Activo	Ka	=	0,29	Empuje Activo	Ea	=	5,63	t/m ²
Coef. De Presion Pasivo	Kp	=	3,39	Empuje Pasivo	Ep	=	0,85	t/m ²

FUERZA HORIZONTAL RESULTANTE:

Ea - Ep	=	4,79
----------------	---	------

ESTABILIDAD AL VUELCO:

Momento Estab.	=	17,19	t*m	
Momento Volcador	=	7,32	t*m	
Factor de Seguridad	=	2,35	> 1,5	OK

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO:

Fuerza de Rozam.	=	8,56	t	
Fuerza de Desliz.	=	5,63	t	
Factor de Seguridad	=	1,52	> 1,5	OK

TENSIONES SOBRE EL TERRENO DE FUNDACIÓN:

M	=	17,19	t*m	
N	=	13,19	t	
B/6	=	0,35	m.	
e	=	0,30	m.	< B/6 OK
S _A	=	11,69	t/m ²	< σ _{adm} OK
S _B	=	0,87	t/m ²	< σ _{adm} OK

TENSIONES DE DISEÑO:

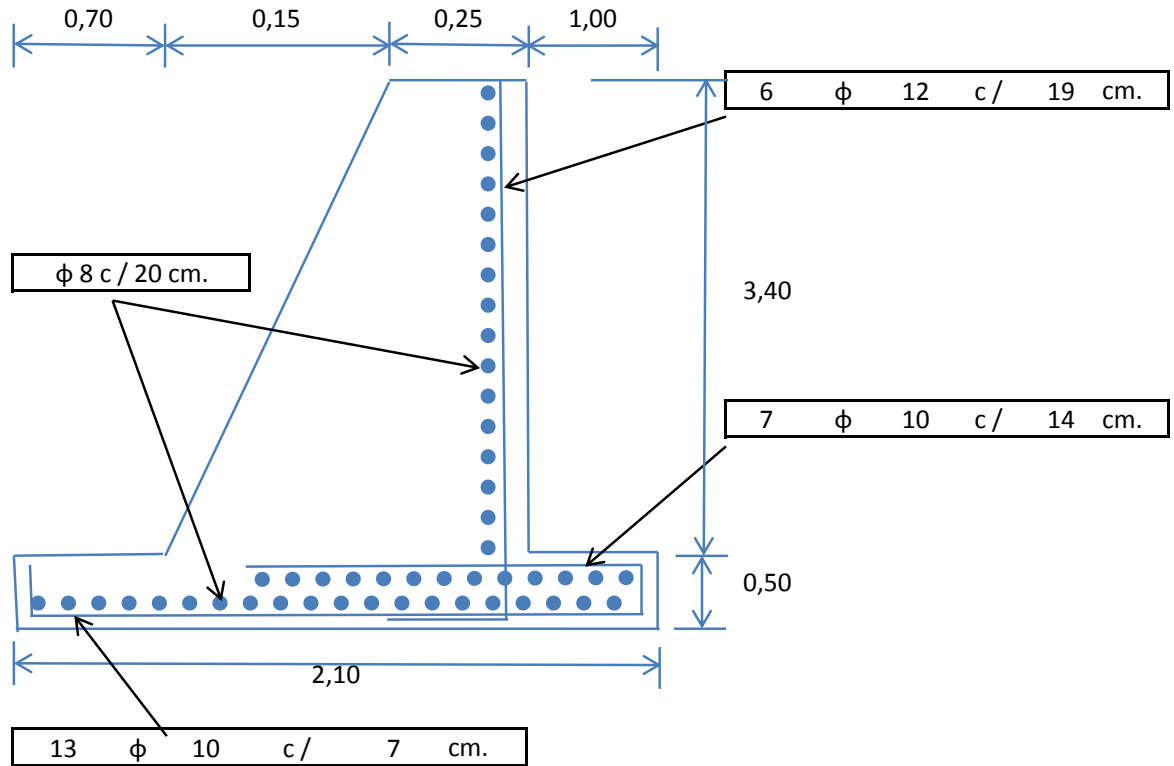
f _y	=	4200	Kg/cm ²
f _{c'}	=	250	Kg/cm ²
b	=	1,0	m.
d _{rec}	=	0,05	m.

DISEÑO A FLEXIÓN:

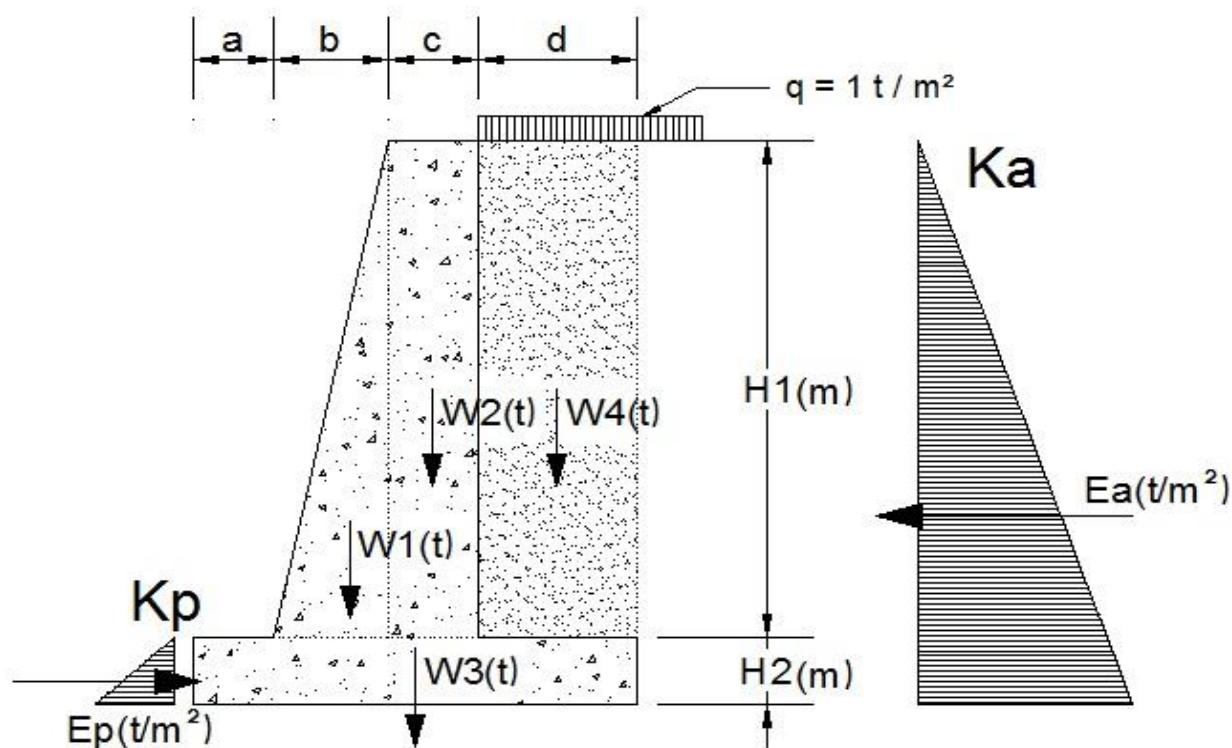
SECCIÓN	Z (m.)	h (cm.)	d (cm.)	Mu (t*m)	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{Colocado}			
A-A'	3,40	40,00	35,00	6,18	3,737	6,30	6	φ	12	c / 19
TALON		50,00	45,00	2,07	5,860	8,10	7	φ	10	c / 14
PUNTERA		50,00	45,00	3,64	10,572	6,75	13	φ	10	c / 7

DISEÑO A CORTE:

SECCIÓN	Vd (T)	Vcu (t)	As (cm ²)
A-A'	5,45	20,21	NO NECESITA
TALON	5,51	25,98	NO NECESITA
PUNTERA	11,07	25,98	NO NECESITA



MURO EN VOLADIZO "M"



DATOS:

H1	=	2,51	m.
H2	=	0,40	m.
a	=	0,40	m.
b	=	0,20	m.
c	=	0,30	m.
d	=	0,65	m.
TOTAL	=	1,55	m.
σ_{adm}	=	15	t/m ³
ϕ	=	33	°
$\gamma_{HORM.}$	=	2,50	t/m ³
$\gamma_{SAT.}$	=	2,00	t/m ³

CÁLCULO DE MOMENTOS:

CARGAS	PUNTO DE APLICACIÓN	MOMENTO
W1 = 0,63 t.	$x_{cg} = 0,53$ m.	M1 = 0,33 t*m
W2 = 1,88 t.	$x_{cg} = 0,75$ m.	M2 = 1,41 t*m
W3 = 1,55 t.	$x_{cg} = 0,78$ m.	M3 = 1,20 t*m
W4 = 3,26 t.	$x_{cg} = 1,23$ m.	M4 = 4,00 t*m
Q = 1,00 t.	$x_{cg} = 0,75$ m.	M5 = 0,75 t*m
TOTAL = 8,32 t.		TOTAL = 7,69 t*m

CÁLCULO DE EMPUJES:

Coef. De Presion Activo	Ka	=	0,29	Empuje Activo	Ea	=	3,35	t/m ²
Coef. De Presion Pasivo	Kp	=	3,39	Empuje Pasivo	Ep	=	0,54	t/m ²

FUERZA HORIZONTAL RESULTANTE:

Ea - Ep	=	2,81
----------------	---	------

ESTABILIDAD AL VUELCO:

Momento Estab.	=	7,69	t*m	
Momento Volcador	=	3,25	t*m	
Factor de Seguridad	=	2,37	> 1,5	OK

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO:

Fuerza de Rozam.	=	5,41	t	
Fuerza de Desliz.	=	3,35	t	
Factor de Seguridad	=	1,61	> 1,5	OK

TENSIONES SOBRE EL TERRENO DE FUNDACIÓN:

M	=	7,69	t*m	
N	=	8,32	t	
B/6	=	0,26	m.	
e	=	0,24	m.	< B/6 OK
SA	=	10,39	t/m ²	< σ_{adm} OK
SB	=	0,35	t/m ²	< σ_{adm} OK

TENSIONES DE DISEÑO:

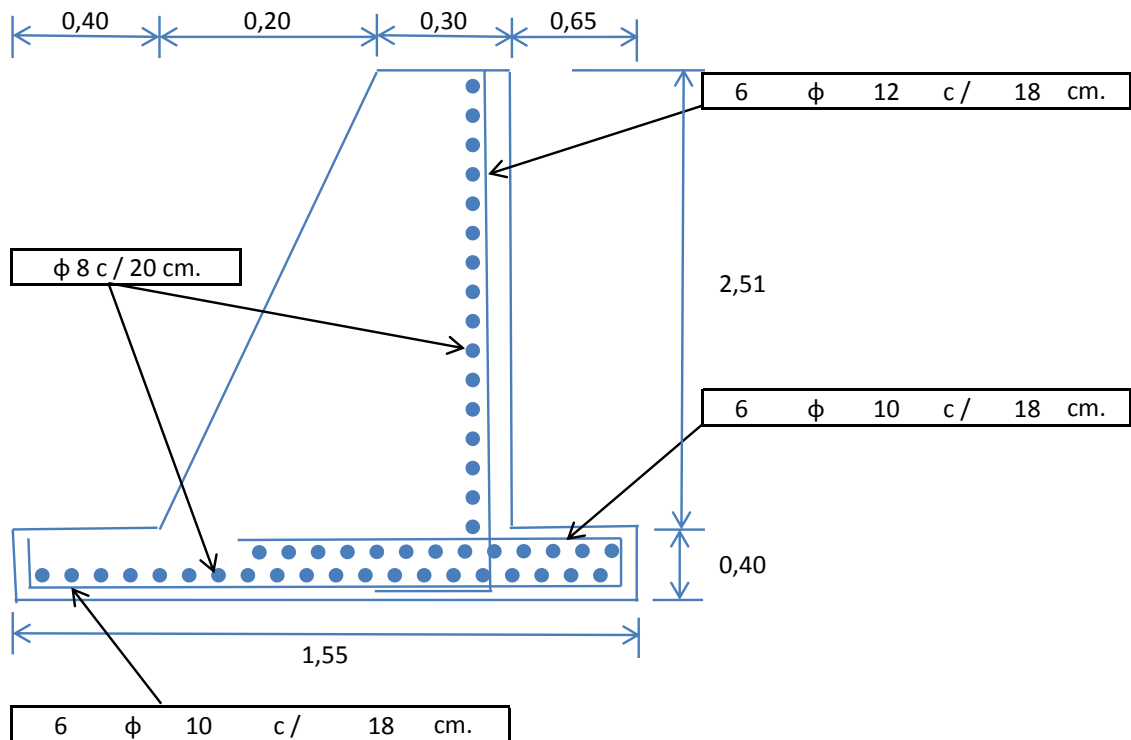
fy	=	4200	Kg/cm ²
fc'	=	250	Kg/cm ²
b	=	1,0	m.
d _{rec}	=	0,05	m.

DISEÑO A FLEXIÓN:

SECCIÓN	Z (m.)	h (cm.)	d (cm.)	Mu (t*m)	As (cm ²)	Amin (cm ²)	Acolocado				
A-A'	2,51	50,00	45,00	2,49	0,421	8,10	6	φ	12	c /	18
TALON		40,00	35,00	0,59	1,645	6,30	6	φ	10	c /	18
PUNTERA		40,00	35,00	1,11	3,107	5,25	6	φ	10	c /	18

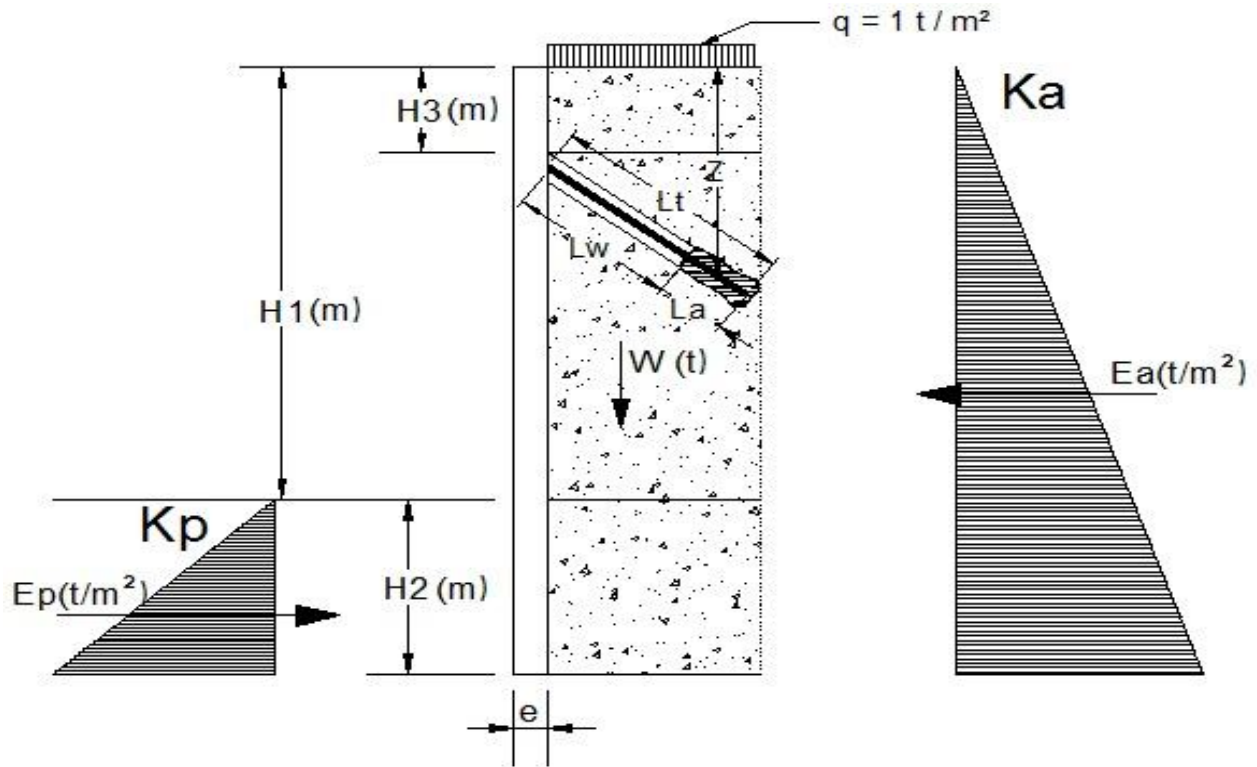
DISEÑO A CORTE:

SECCIÓN	Vd (T)	Vcu (t)	As (cm ²)
A-A'	2,97	25,98	NO NECESITA
TALON	2,55	20,21	NO NECESITA
PUNTERA	5,82	20,21	NO NECESITA



5.1.4 Cálculo de Muros Pantalla de Hormigón Armado.-

MURO PANTALLA "A"



DATOS:

H1	=	2,00	m.
H3	=	0,50	m.
e	=	0,30	m.
q	=	1,00	t/m ²
φ	=	33	°
γ HORM.	=	2,50	t/m ³
γ SAT.	=	2,00	t/m ³

PARA LA LONG. DE ANCLAJE:

Pu	=	1,54	t
D	=	1 1/2	pulg.
Z	=	1,40	m
Kt	=	5,50	

CÁLCULO:

EMPOTRAMIENTO CON UN NIVEL DE ANCLAJE:

H2	=	0,78	m.
Emp.	=	2,94	m.

TENSIONES TIRANTE:

T	=	1,0234 t.
---	---	-----------

TENSIONES DE DISEÑO:

γ_s	=	1,15
γ_c	=	1,50
f_{yk}	=	4200,0 Kg / cm ²
f_{ck}	=	200,0 Kg / cm ²
b	=	1,00 m.
d'	=	0,06 m.

LONGITUD DE ANCLAJE:

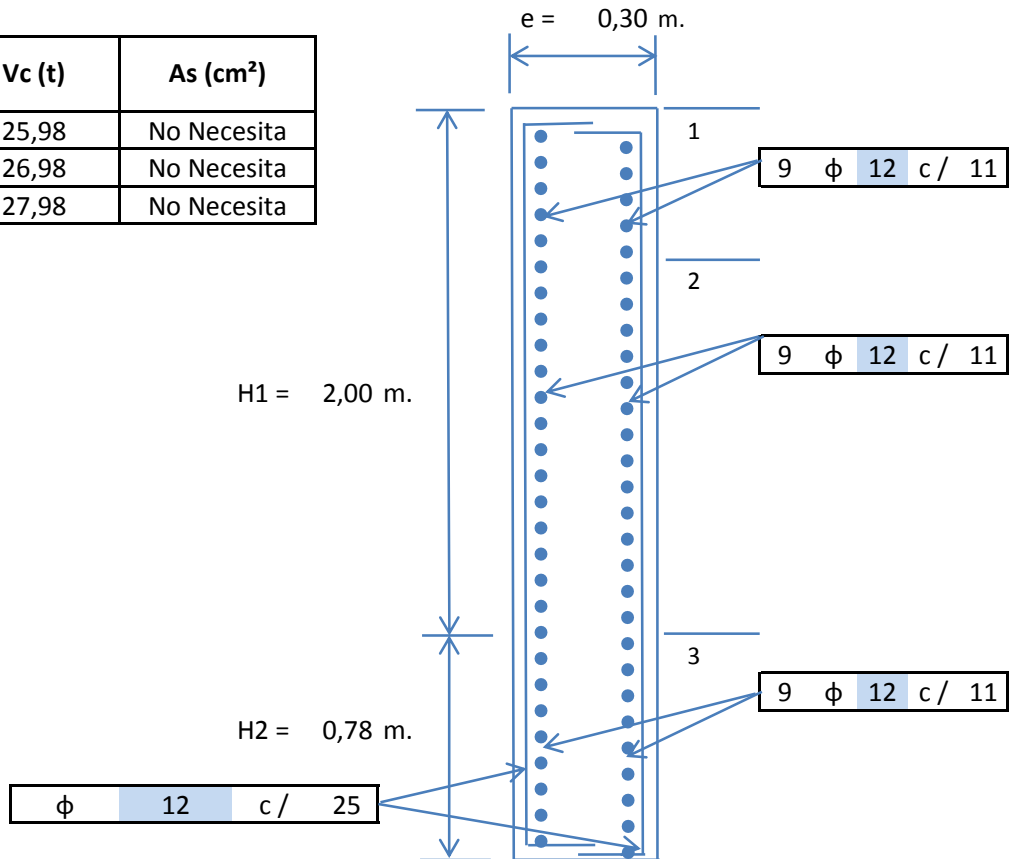
L_w	=	0,83 m.
L_a	=	0,58 m.
L_t	=	1,42 m.

DISEÑO A FLEXIÓN:

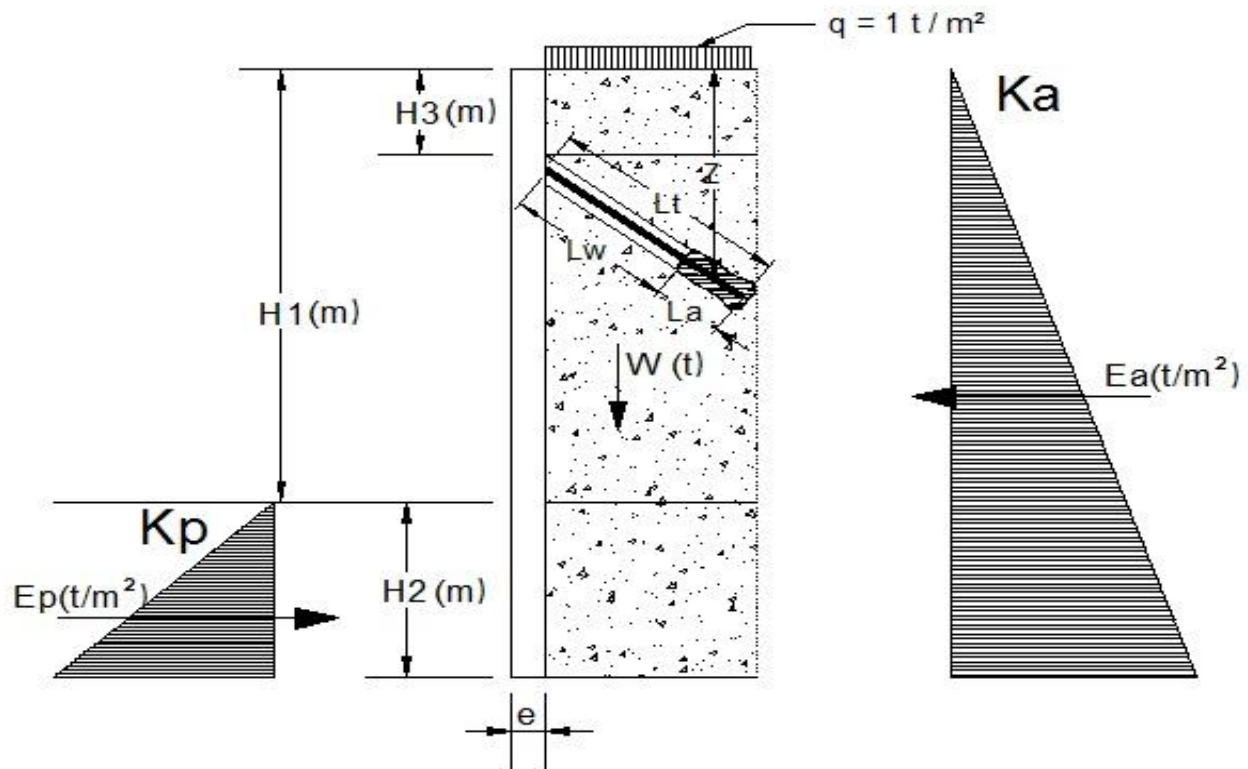
SECCIÓN	d (cm.)	Mu (t*m)	u	w	As (cm ²)	Amin (cm ²)	AColocado
1	39,00	0,08	0,000	0,000	0,022	9,90	9 ϕ 12 c / 11
2	39,00	0,76	0,002	0,002	0,208	9,90	9 ϕ 12 c / 11
3	39,00	0,76	0,002	0,002	0,209	9,90	9 ϕ 12 c / 11

DISEÑO A CORTE:

SECCIÓN	Vu (t)	Vc (t)	As (cm ²)
1	1,52	25,98	No Necesita
2	1,468	26,98	No Necesita
3	1,313	27,98	No Necesita



MURO PANTALLA "B"



DATOS:

H1	=	3,55	m.
H3	=	0,80	m.
e	=	0,40	m.
q	=	1,00	t/m ²
φ	=	33	°
Y HORM.	=	2,50	t/m ³
Y SAT.	=	2,00	t/m ³

PARA LA LONG. DE ANCLAJE:

Pu	=	4,09	t
D	=	1 1/2	pulg.
Z	=	2,49	m
Kt	=	5,50	

CÁLCULO:

EMPOTRAMIENTO CON UN NIVEL DE ANCLAJE:

H2	=	1,28	m.
Emp.	=	5,09	m.

TENSIONES TIRANTE:

T	=	2,7277 t.
---	---	-----------

TENSIONES DE DISEÑO:

γ_s	=	1,15
γ_c	=	1,50
f_{yk}	=	4200,0 Kg / cm ²
f_{ck}	=	200,0 Kg / cm ²
b	=	1,00 m.
d'	=	0,06 m.

LONGITUD DE ANCLAJE:

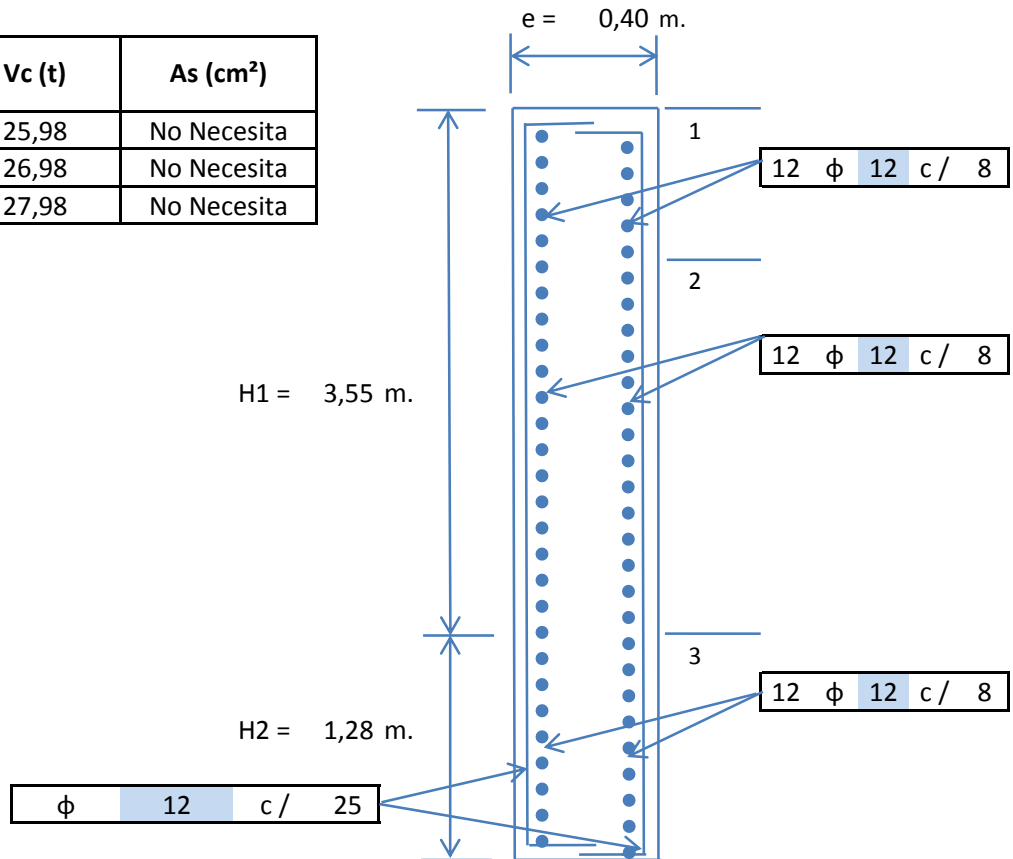
L_w	=	1,25 m.
L_a	=	1,55 m.
L_t	=	2,80 m.

DISEÑO A FLEXIÓN:

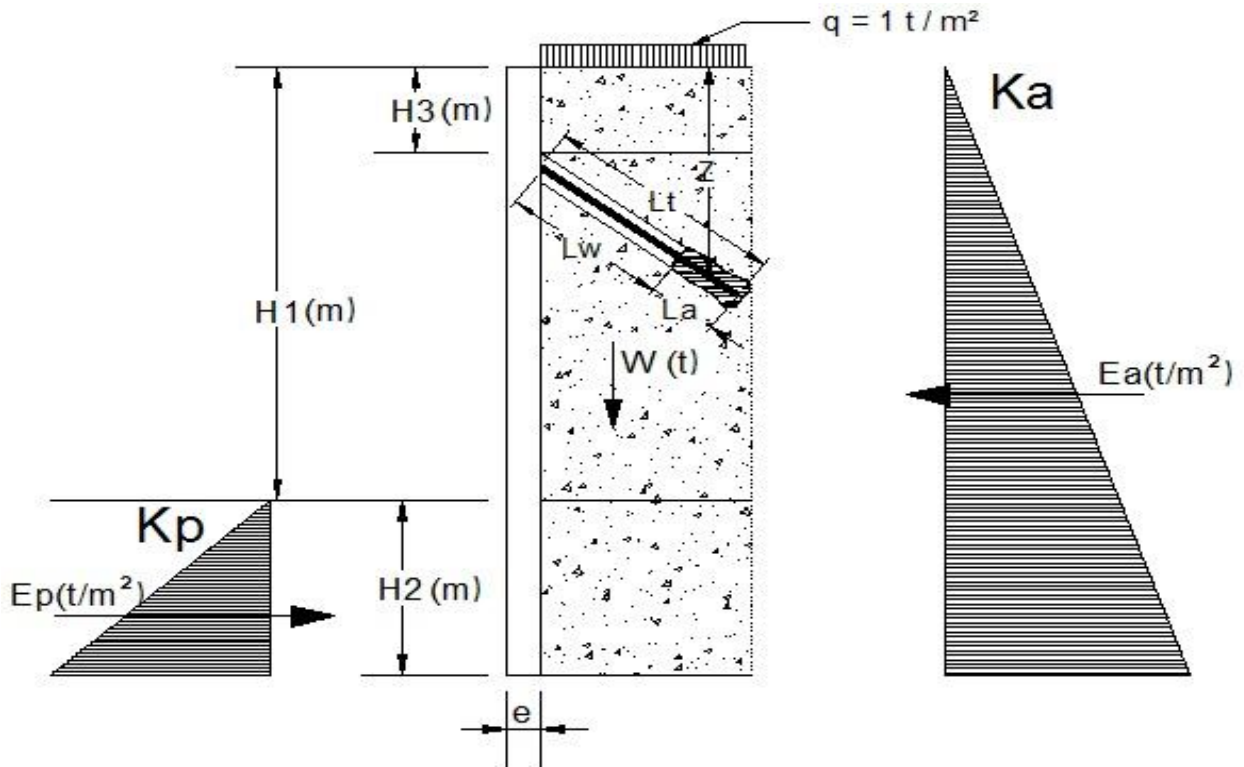
SECCIÓN	d (cm.)	Mu (t*m)	u	w	As (cm ²)	Amin (cm ²)	AColocado
1	39,00	0,05	0,000	0,000	0,014	13,20	12 ϕ 12 c / 8
2	39,00	3,35	0,006	0,006	0,922	13,20	12 ϕ 12 c / 8
3	39,00	3,35	0,006	0,006	0,922	13,20	12 ϕ 12 c / 8

DISEÑO A CORTE:

SECCIÓN	Vu (t)	Vc (t)	As (cm ²)
1	4,06	25,98	No Necesita
2	3,893	26,98	No Necesita
3	2,280	27,98	No Necesita



MURO PANTALLA "C"



DATOS:

H1	=	4,77	m.
H3	=	0,80	m.
e	=	0,40	m.
q	=	1,00	t/m ²
φ	=	33	°
Y HORM.	=	2,50	t/m ³
Y SAT.	=	2,00	t/m ³

PARA LA LONG. DE ANCLAJE:

Pu	=	6,66	t
D	=	1 1/2	pulg.
Z	=	3,34	m
Kt	=	5,50	

CÁLCULO:

EMPOTRAMIENTO CON UN NIVEL DE ANCLAJE:

H2	=	1,70	m.
Emp.	=	6,81	m.

TENSIONES TIRANTE:

T	=	4,4396 t.
---	---	-----------

TENSIONES DE DISEÑO:

γ_s	=	1,15
γ_c	=	1,50
f_{yk}	=	4200,0 Kg / cm ²
f_{ck}	=	200,0 Kg / cm ²
b	=	1,00 m.
d'	=	0,06 m.

LONGITUD DE ANCLAJE:

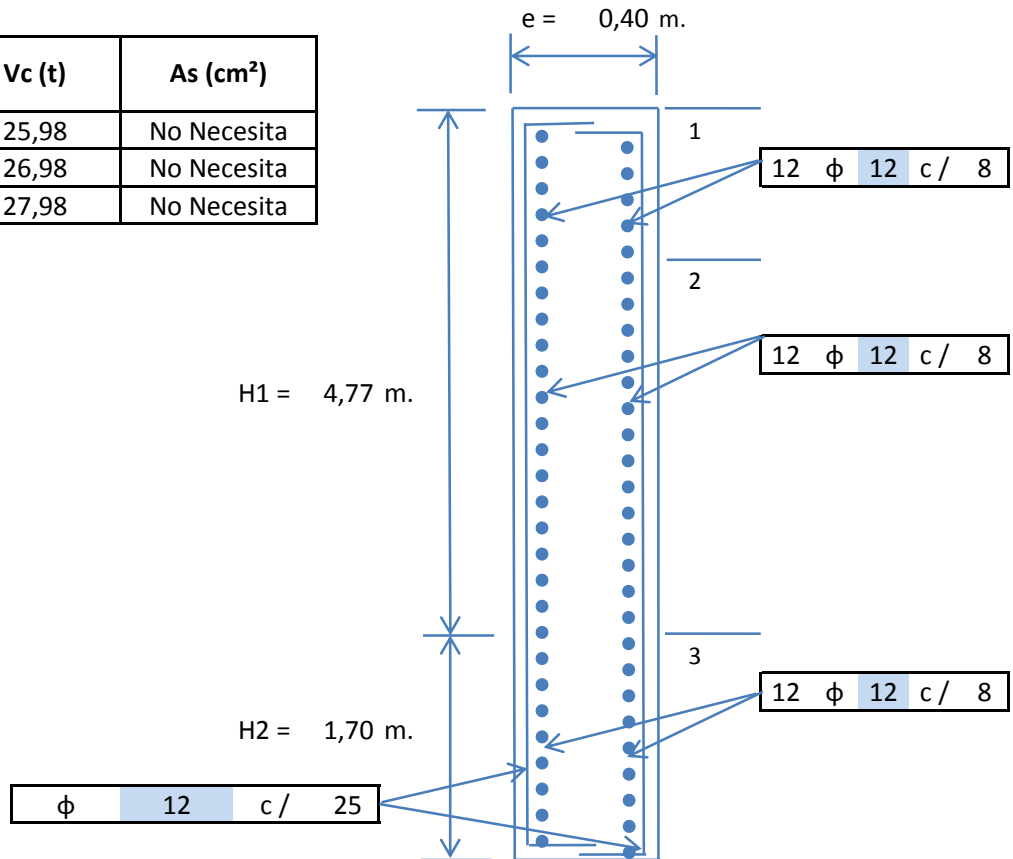
L _w	=	1,51 m.
L _a	=	2,53 m.
L _t	=	4,04 m.

DISEÑO A FLEXIÓN:

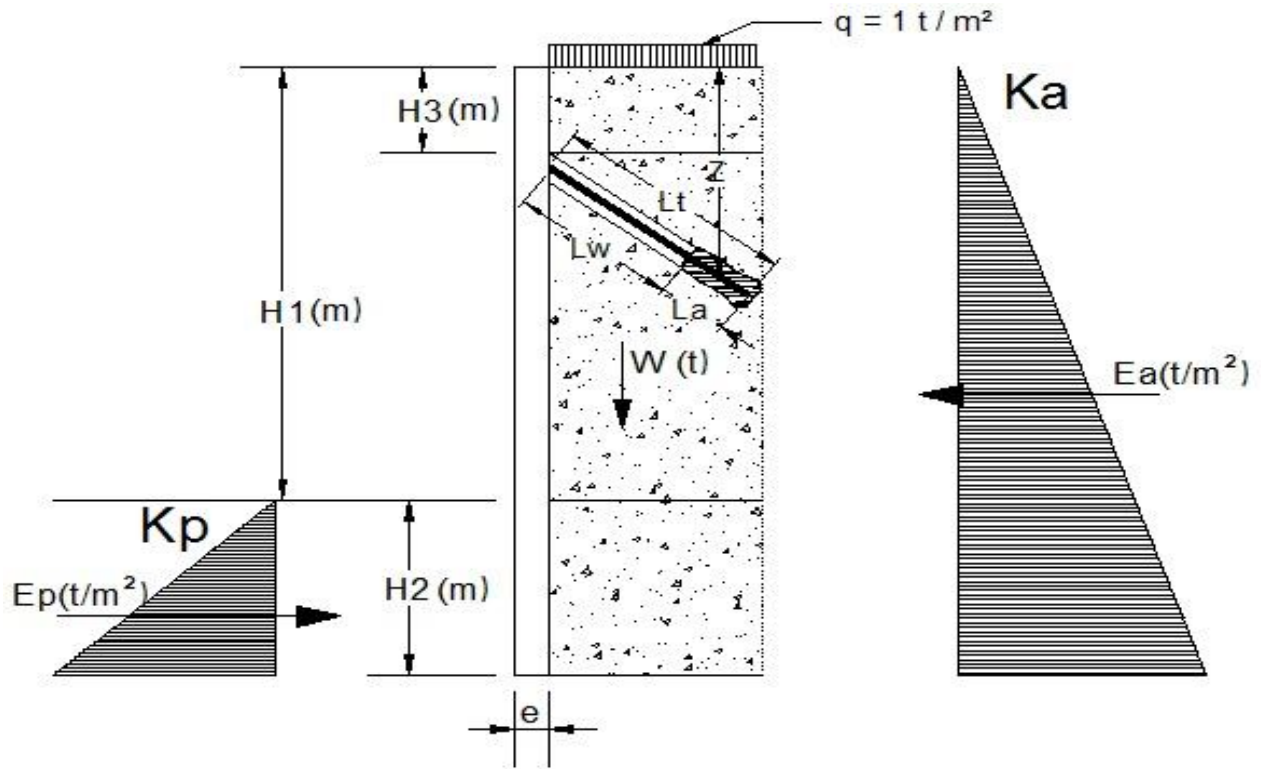
SECCIÓN	d (cm.)	M _u (t*m)	u	w	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{Colocado}
1	39,00	0,05	0,000	0,000	0,014	13,20	12 φ 12 c / 8
2	39,00	7,93	0,015	0,015	2,205	13,20	12 φ 12 c / 8
3	39,00	7,93	0,015	0,015	2,205	13,20	12 φ 12 c / 8

DISEÑO A CORTE:

SECCIÓN	V _u (t)	V _c (t)	A _s (cm ²)
1	6,80	25,98	No Necesita
2	6,553	26,98	No Necesita
3	3,052	27,98	No Necesita



MURO PANTALLA "D"



DATOS:

H1	=	6,00	m.
H3	=	1,00	m.
e	=	0,45	m.
q	=	1,00	t/m ²
ϕ	=	33	°
Y HORM.	=	2,50	t/m ³
Y SAT.	=	2,00	t/m ³

PARA LA LONG. DE ANCLAJE:

Pu	=	10,18	t
D	=	1 1/2	pulg.
Z	=	4,20	m
Kt	=	5,50	

CÁLCULO:

EMPOTRAMIENTO CON UN NIVEL DE ANCLAJE:

H2	=	2,10	m.
Emp.	=	8,52	m.

TENSIONES TIRANTE:

T	=	6,7889 t.
---	---	-----------

TENSIONES DE DISEÑO:

γ_s	=	1,15
γ_c	=	1,50
f_{yk}	=	4200,0 Kg / cm ²
f_{ck}	=	200,0 Kg / cm ²
b	=	1,00 m.
d'	=	0,06 m.

LONGITUD DE ANCLAJE:

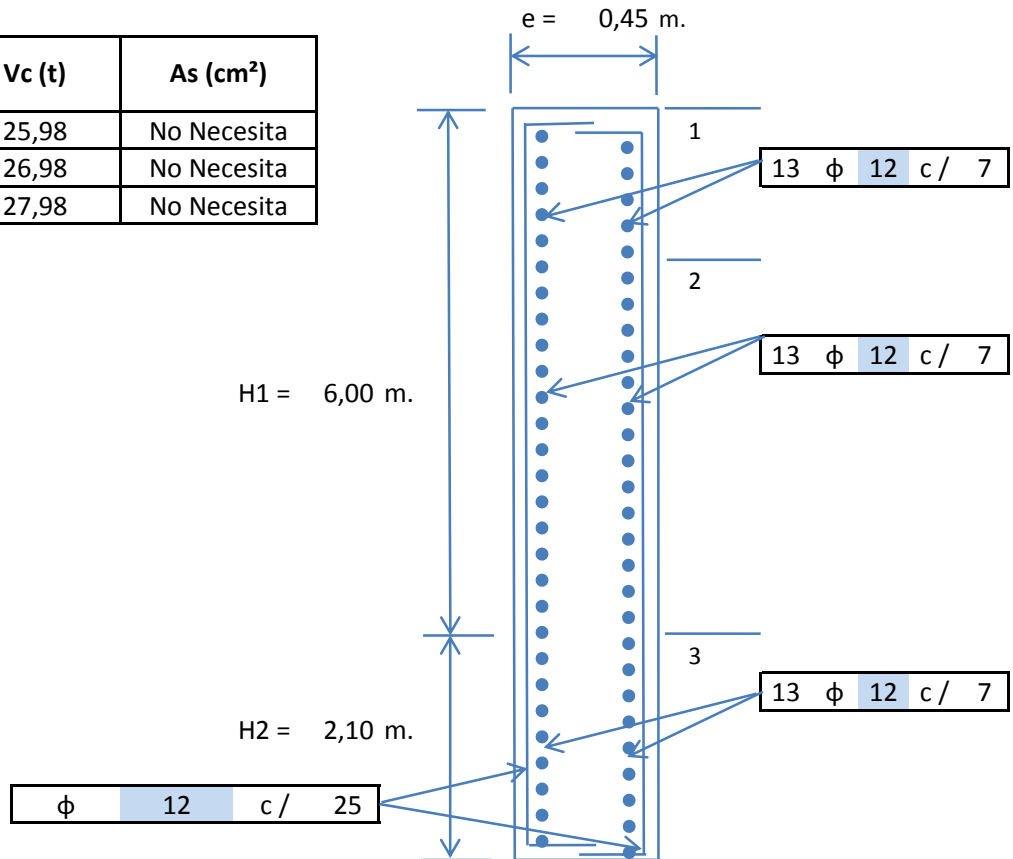
L_w	=	1,84 m.
L_a	=	3,87 m.
L_t	=	5,71 m.

DISEÑO A FLEXIÓN:

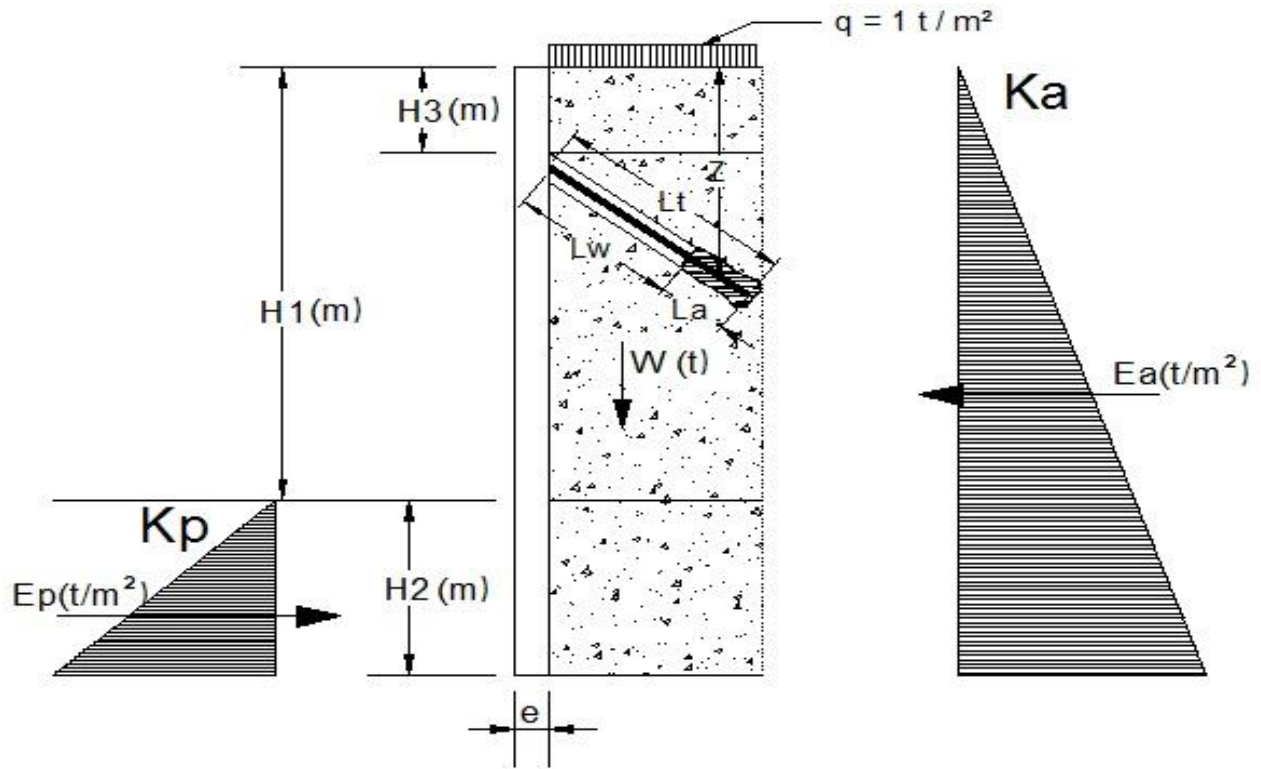
SECCIÓN	d (cm.)	Mu (t*m)	u	w	As (cm ²)	Amin (cm ²)	AColocado
1	39,00	0,10	0,000	0,000	0,027	14,85	13 ϕ 12 c / 7
2	39,00	14,93	0,025	0,025	4,189	14,85	13 ϕ 12 c / 7
3	39,00	14,93	0,025	0,025	4,189	14,85	13 ϕ 12 c / 7

DISEÑO A CORTE:

SECCIÓN	Vu (t)	Vc (t)	As (cm ²)
1	10,39	25,98	No Necesita
2	10,003	26,98	No Necesita
3	3,820	27,98	No Necesita



MURO PANTALLA "E"



DATOS:

H1	=	7,15	m.
H3	=	1,00	m.
e	=	0,45	m.
q	=	1,00	t/m ²
ϕ	=	33	°
Y HORM.	=	2,50	t/m ³
Y SAT.	=	2,00	t/m ³

PARA LA LONG. DE ANCLAJE:

Pu	=	13,84	t
D	=	1 1/2	pulg.
Z	=	5,01	m
Kt	=	5,50	

CÁLCULO:

EMPOTRAMIENTO CON UN NIVEL DE ANCLAJE:

H2	=	2,49	m.
Emp.	=	10,14	m.

TENSIONES TIRANTE:

T	=	9,2257 t.
---	---	-----------

TENSIONES DE DISEÑO:

γ_s	=	1,15
γ_c	=	1,50
f_{yk}	=	4200,0 Kg / cm ²
f_{ck}	=	200,0 Kg / cm ²
b	=	1,00 m.
d'	=	0,06 m.

LONGITUD DE ANCLAJE:

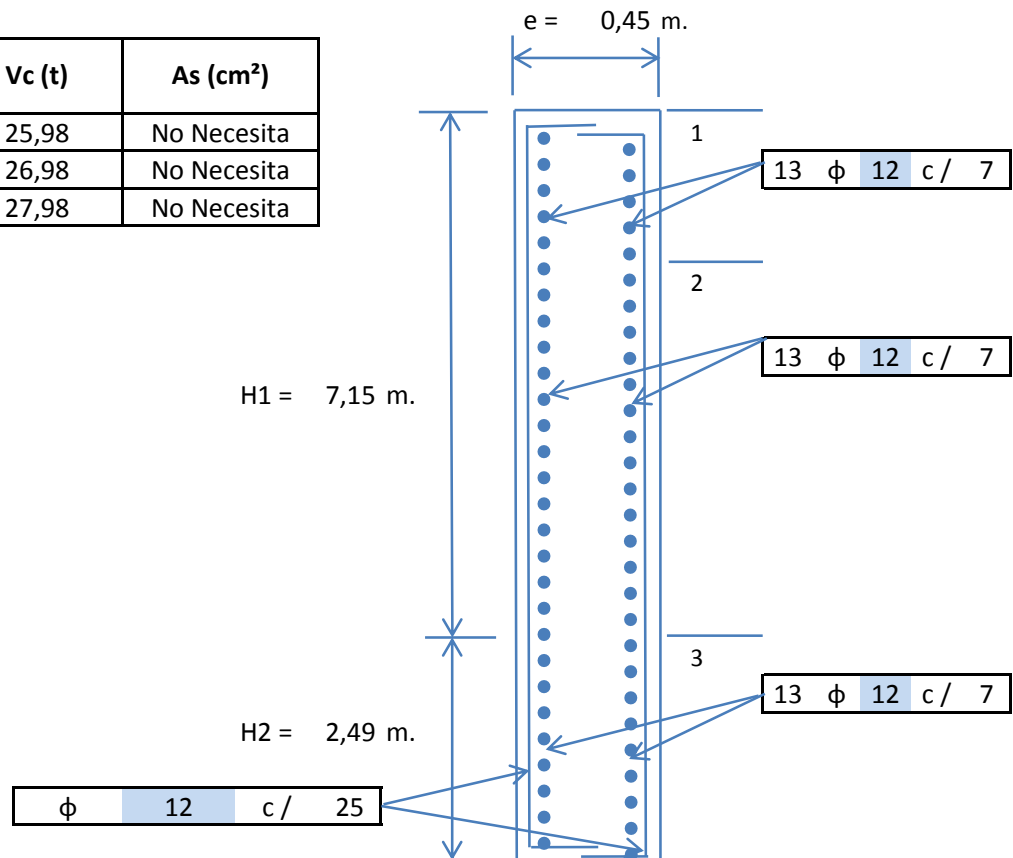
L _w	=	2,10 m.
L _a	=	5,26 m.
L _t	=	7,36 m.

DISEÑO A FLEXIÓN:

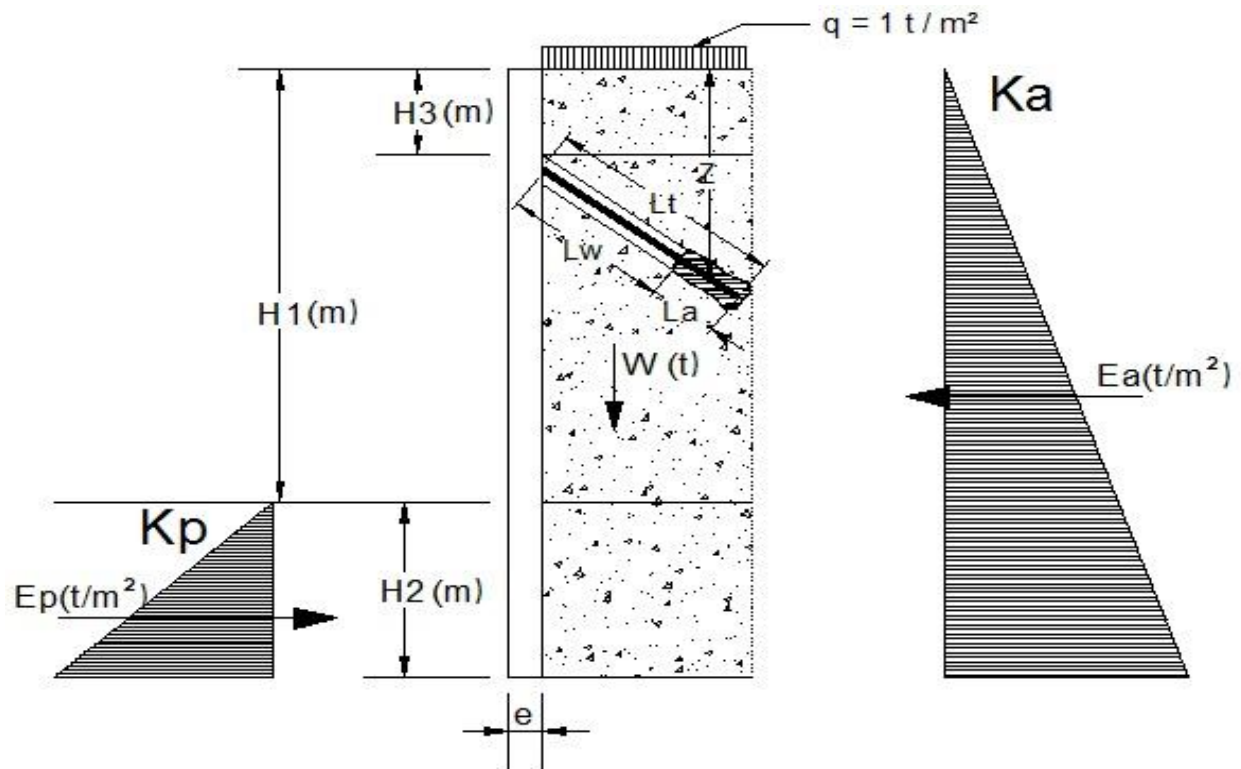
SECCIÓN	d (cm.)	M _u (t*m)	u	w	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{Colocado}
1	39,00	0,10	0,000	0,000	0,027	14,85	13 ϕ 12 c / 7
2	39,00	25,18	0,042	0,044	7,183	14,85	13 ϕ 12 c / 7
3	39,00	25,18	0,042	0,044	7,183	14,85	13 ϕ 12 c / 7

DISEÑO A CORTE:

SECCIÓN	V _u (t)	V _c (t)	A _s (cm ²)
1	14,29	25,98	No Necesita
2	13,901	26,98	No Necesita
3	4,546	27,98	No Necesita



MURO PANTALLA "F"



DATOS:

H1	=	6,90	m.
H3	=	1,00	m.
e	=	0,45	m.
q	=	1,00	t/m ²
φ	=	33	°
Y HORM.	=	2,50	t/m ³
Y SAT.	=	2,00	t/m ³

PARA LA LONG. DE ANCLAJE:

Pu	=	13,00	t
D	=	1 1/2	pulg.
Z	=	4,83	m
Kt	=	5,50	

CÁLCULO:

EMPOTRAMIENTO CON UN NIVEL DE ANCLAJE:

H2	=	2,40	m.
Emp.	=	9,78	m.

TENSIONES TIRANTE:

T	=	8,6636 t.
---	---	-----------

TENSIONES DE DISEÑO:

γ_s	=	1,15
γ_c	=	1,50
f_{yk}	=	4200,0 Kg / cm ²
f_{ck}	=	200,0 Kg / cm ²
b	=	1,00 m.
d'	=	0,06 m.

LONGITUD DE ANCLAJE:

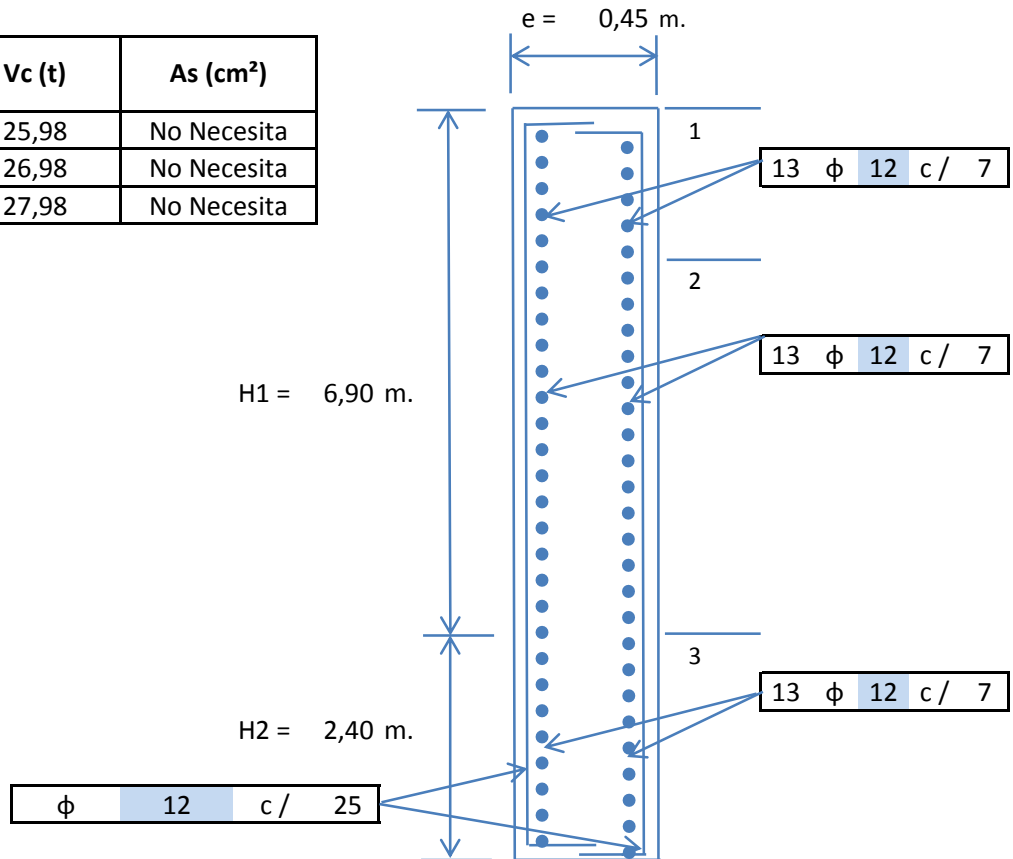
L_w	=	2,04 m.
L_a	=	4,94 m.
L_t	=	6,98 m.

DISEÑO A FLEXIÓN:

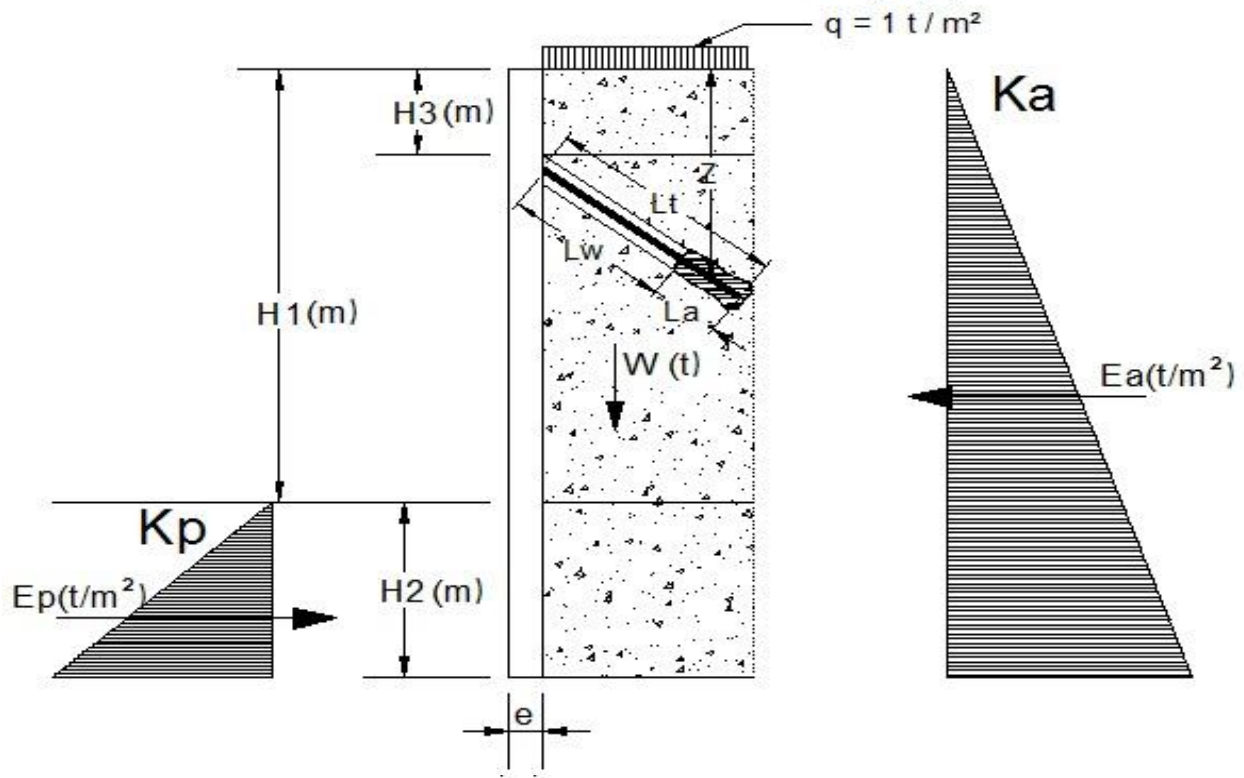
SECCIÓN	d (cm.)	Mu (t*m)	u	w	As (cm ²)	Amin (cm ²)	AColocado
1	39,00	0,10	0,000	0,000	0,027	14,85	13 ϕ 12 c / 7
2	39,00	22,62	0,038	0,039	6,427	14,85	13 ϕ 12 c / 7
3	39,00	22,62	0,038	0,039	6,427	14,85	13 ϕ 12 c / 7

DISEÑO A CORTE:

SECCIÓN	Vu (t)	Vc (t)	As (cm ²)
1	13,39	25,98	No Necesita
2	13,002	26,98	No Necesita
3	4,388	27,98	No Necesita



MURO PANTALLA "G"



DATOS:

H1	=	6,56	m.
H3	=	1,00	m.
e	=	0,45	m.
q	=	1,00	t/m ²
ϕ	=	33	°
Y HORM.	=	2,50	t/m ³
Y SAT.	=	2,00	t/m ³

PARA LA LONG. DE ANCLAJE:

P_u	=	11,89	t
D	=	1 1/2	pulg.
Z	=	4,59	m
K_t	=	5,50	

CÁLCULO:

EMPOTRAMIENTO CON UN NIVEL DE ANCLAJE:

H2	=	2,29	m.
Emp.	=	9,31	m.

TENSIONES TIRANTE:

T	=	7,9279 t.
---	---	-----------

TENSIONES DE DISEÑO:

γ_s	=	1,15
γ_c	=	1,50
f_{yk}	=	4200,0 Kg / cm ²
f_{ck}	=	200,0 Kg / cm ²
b	=	1,00 m.
d'	=	0,06 m.

LONGITUD DE ANCLAJE:

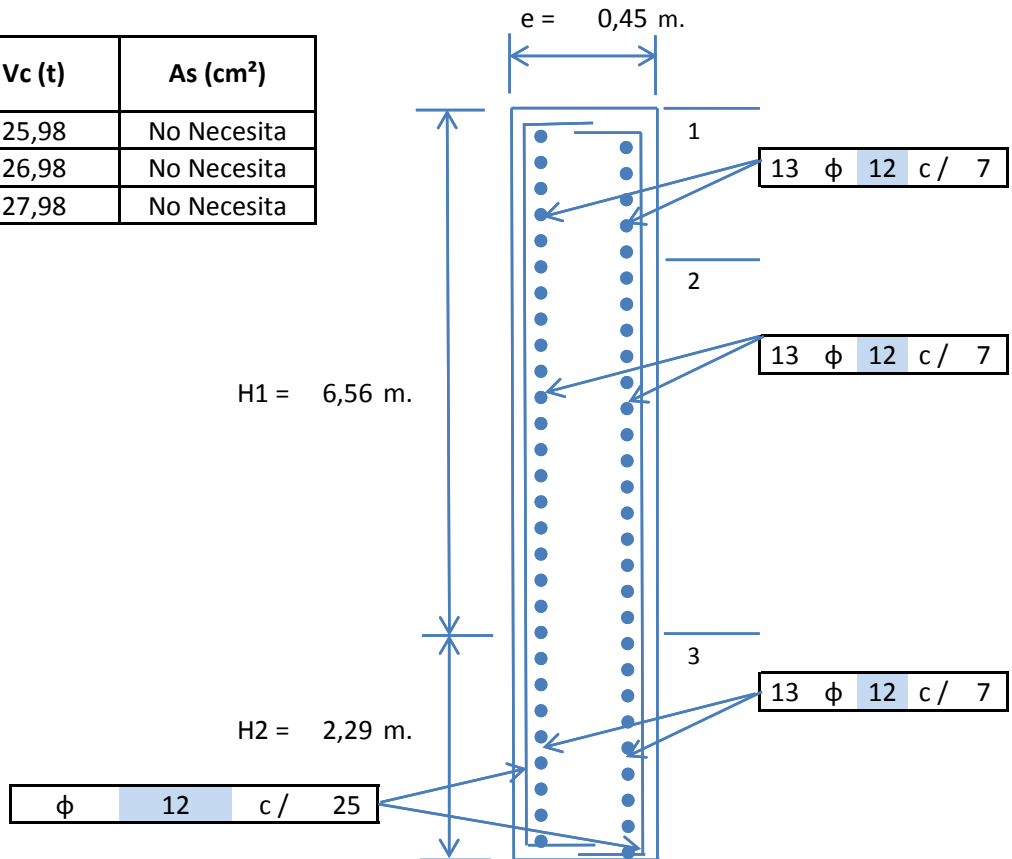
L_w	=	1,97 m.
L_a	=	4,52 m.
L_t	=	6,48 m.

DISEÑO A FLEXIÓN:

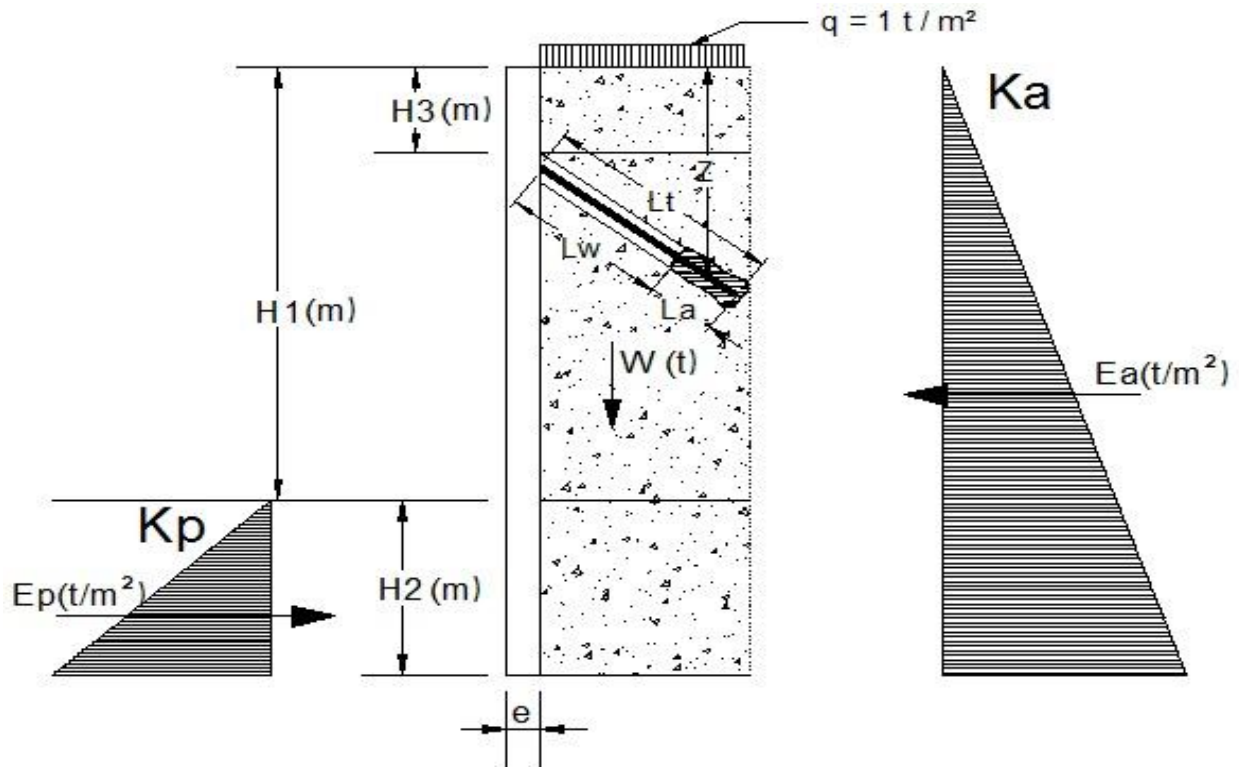
SECCIÓN	d (cm.)	Mu (t*m)	u	w	As (cm ²)	Amin (cm ²)	AColocado
1	39,00	0,10	0,000	0,000	0,027	14,85	13 ϕ 12 c / 7
2	39,00	19,48	0,032	0,034	5,507	14,85	13 ϕ 12 c / 7
3	39,00	19,48	0,032	0,034	5,507	14,85	13 ϕ 12 c / 7

DISEÑO A CORTE:

SECCIÓN	Vu (t)	Vc (t)	As (cm ²)
1	12,21	25,98	No Necesita
2	11,825	26,98	No Necesita
3	4,174	27,98	No Necesita



MURO PANTALLA "H"



DATOS:

H_1	=	5,97	m.
H_3	=	1,00	m.
e	=	0,45	m.
q	=	1,00	t/m^2
ϕ	=	33	$^\circ$
γ HORM.	=	2,50	t/m^3
γ SAT.	=	2,00	t/m^3

PARA LA LONG. DE ANCLAJE:

P_u	=	10,10	t
D	=	1 1/2	pulg.
Z	=	4,18	m
K_t	=	5,50	

CÁLCULO:

EMPOTRAMIENTO CON UN NIVEL DE ANCLAJE:

H_2	=	2,09	m.
Emp.	=	8,48	m.

TENSIONES TIRANTE:

T	=	6,7304 t.
---	---	-----------

TENSIONES DE DISEÑO:

γ_s	=	1,15
γ_c	=	1,50
f_{yk}	=	4200,0 Kg / cm ²
f_{ck}	=	200,0 Kg / cm ²
b	=	1,00 m.
d'	=	0,06 m.

LONGITUD DE ANCLAJE:

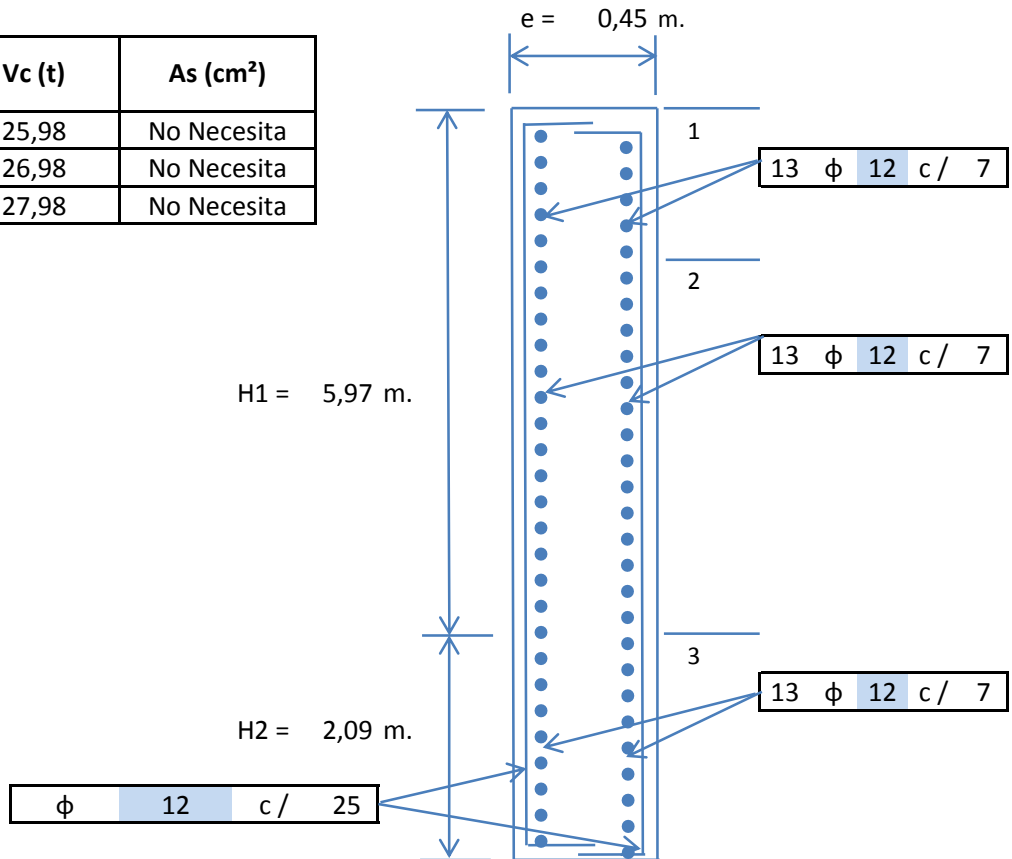
L _w	=	1,83 m.
L _a	=	3,83 m.
L _t	=	5,67 m.

DISEÑO A FLEXIÓN:

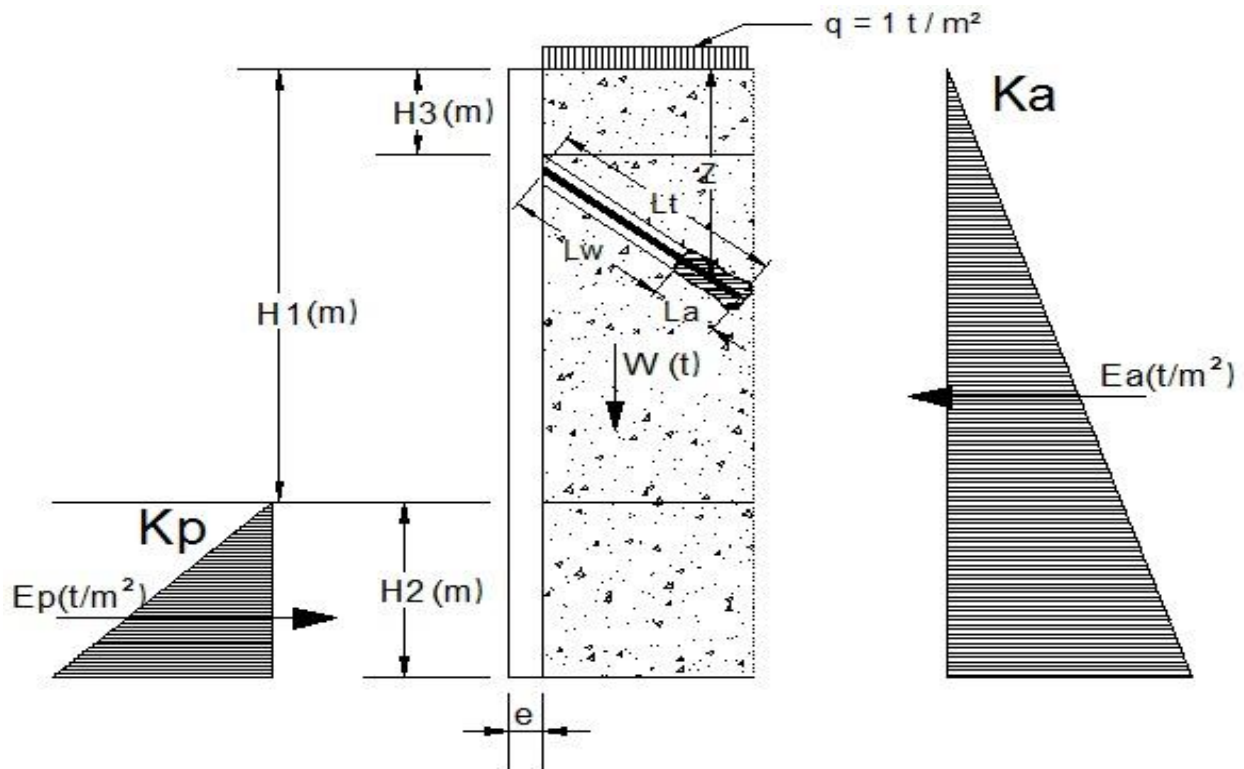
SECCIÓN	d (cm.)	M _u (t*m)	u	w	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{Colocado}
1	39,00	0,10	0,000	0,000	0,027	14,85	13 ϕ 12 c / 7
2	39,00	14,70	0,025	0,025	4,124	14,85	13 ϕ 12 c / 7
3	39,00	14,70	0,025	0,025	4,124	14,85	13 ϕ 12 c / 7

DISEÑO A CORTE:

SECCIÓN	V _u (t)	V _c (t)	A _s (cm ²)
1	10,30	25,98	No Necesita
2	9,909	26,98	No Necesita
3	3,801	27,98	No Necesita



MURO PANTALLA "I"



DATOS:

H1	=	5,32	m.
H3	=	0,80	m.
e	=	0,40	m.
q	=	1,00	t/m ²
ϕ	=	33	°
Y HORM.	=	2,50	t/m ³
Y SAT.	=	2,00	t/m ³

PARA LA LONG. DE ANCLAJE:

Pu	=	8,03	t
D	=	1 1/2	pulg.
Z	=	3,72	m
Kt	=	5,50	

CÁLCULO:

EMPOTRAMIENTO CON UN NIVEL DE ANCLAJE:

H2	=	1,89	m.
Emp.	=	7,59	m.

TENSIONES TIRANTE:

T	=	5,3522 t.
---	---	-----------

TENSIONES DE DISEÑO:

γ_s	=	1,15
γ_c	=	1,50
f_{yk}	=	4200,0 Kg / cm ²
f_{ck}	=	200,0 Kg / cm ²
b	=	1,00 m.
d'	=	0,06 m.

LONGITUD DE ANCLAJE:

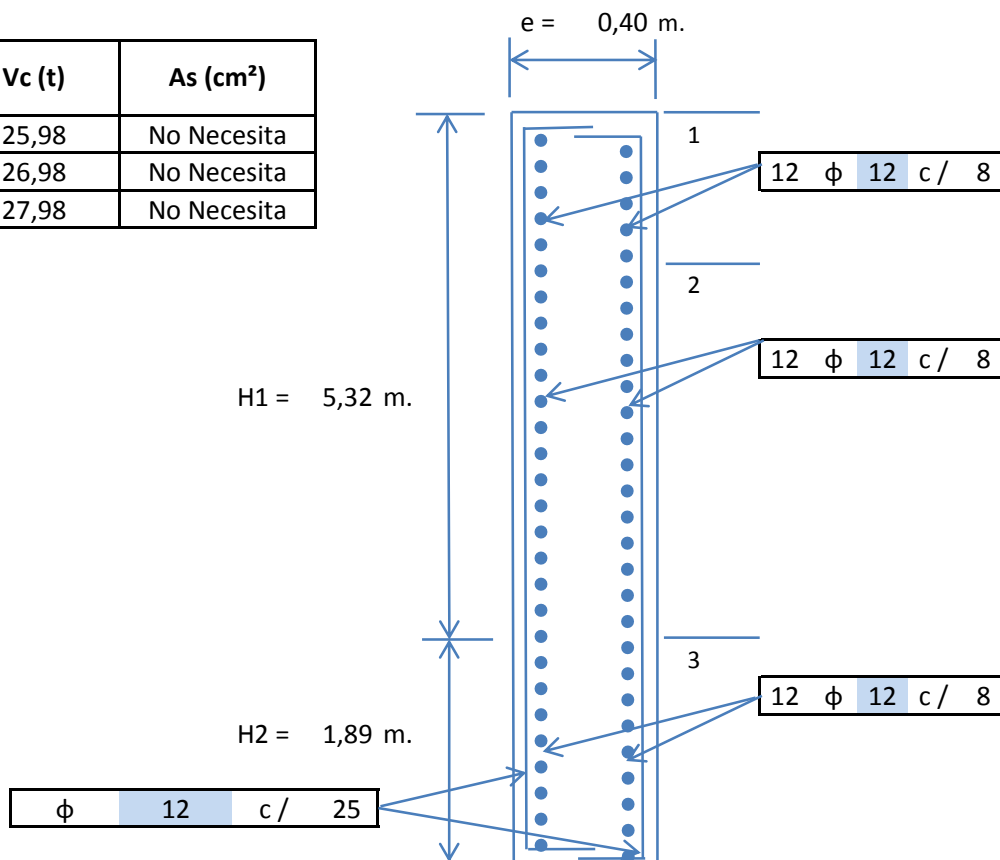
L_w	=	1,64 m.
L_a	=	3,05 m.
L_t	=	4,69 m.

DISEÑO A FLEXIÓN:

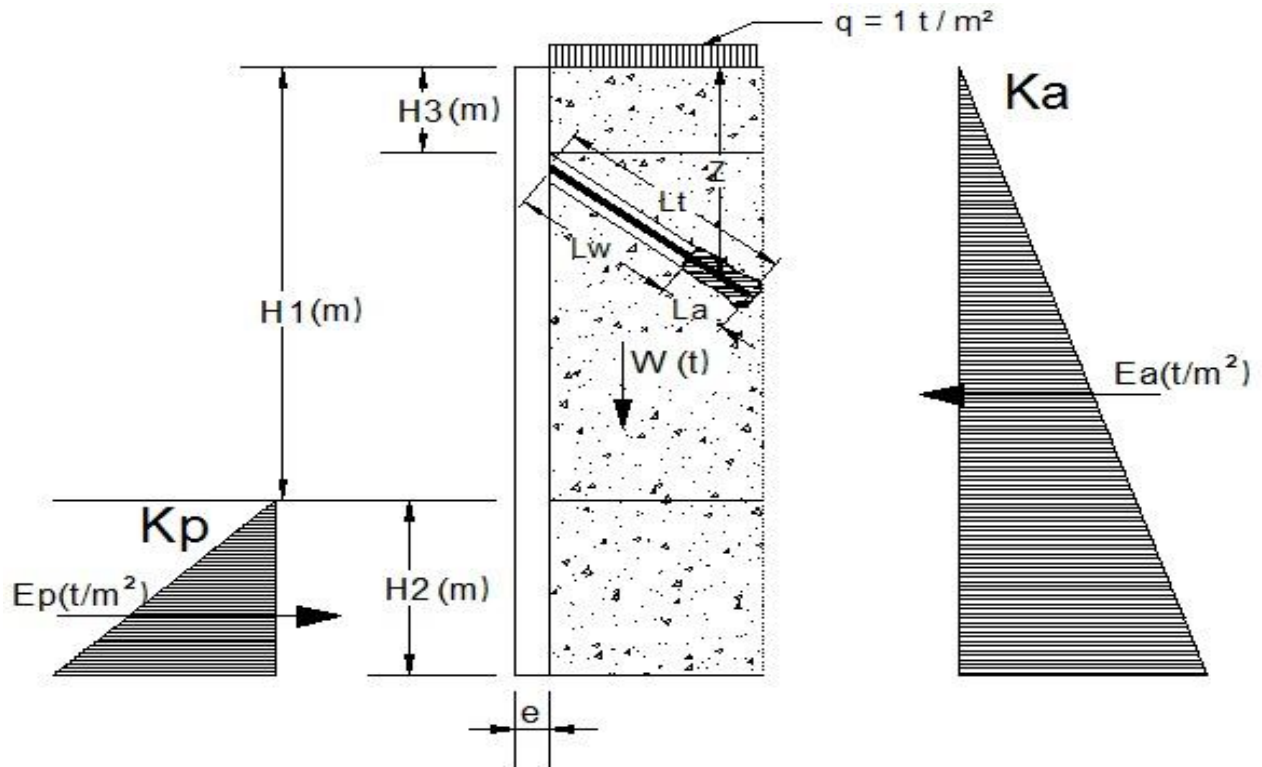
SECCIÓN	d (cm.)	Mu (t*m)	u	w	As (cm ²)	Amin (cm ²)	AColocado
1	39,00	0,05	0,000	0,000	0,014	13,20	12 ϕ 12 c / 8
2	39,00	10,91	0,020	0,021	3,048	13,20	12 ϕ 12 c / 8
3	39,00	10,91	0,020	0,021	3,048	13,20	12 ϕ 12 c / 8

DISEÑO A CORTE:

SECCIÓN	Vu (t)	Vc (t)	As (cm ²)
1	8,26	25,98	No Necesita
2	8,013	26,98	No Necesita
3	3,400	27,98	No Necesita



MURO PANTALLA "J"



DATOS:

H1	=	4,72	m.
H3	=	0,80	m.
e	=	0,40	m.
q	=	1,00	t/m ²
φ	=	33	°
Y HORM.	=	2,50	t/m ³
Y SAT.	=	2,00	t/m ³

PARA LA LONG. DE ANCLAJE:

Pu	=	6,54	t
D	=	1 1/2	pulg.
Z	=	3,30	m
Kt	=	5,50	

CÁLCULO:

EMPOTRAMIENTO CON UN NIVEL DE ANCLAJE:

H2	=	1,68	m.
Emp.	=	6,74	m.

TENSIONES TIRANTE:

T	=	4,3611 t.
---	---	-----------

TENSIONES DE DISEÑO:

γ_s	=	1,15
γ_c	=	1,50
f_{yk}	=	4200,0 Kg / cm ²
f_{ck}	=	200,0 Kg / cm ²
b	=	1,00 m.
d'	=	0,06 m.

LONGITUD DE ANCLAJE:

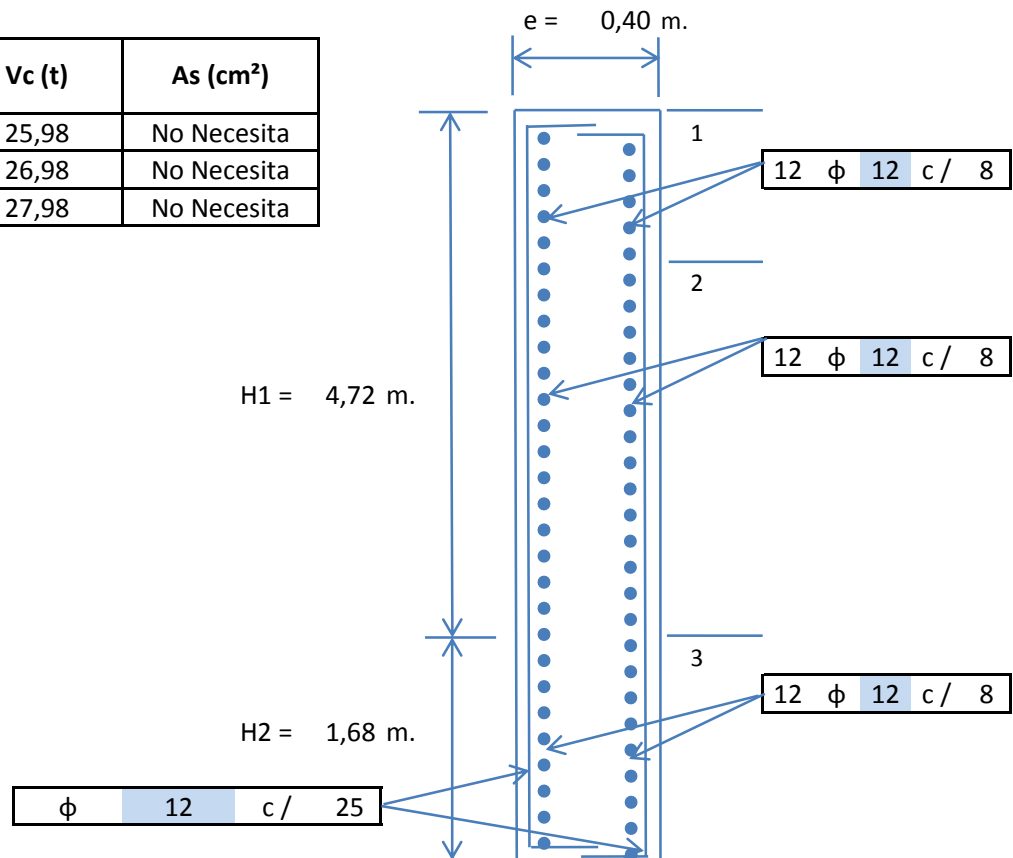
L_w	=	1,50 m.
L_a	=	2,48 m.
L_t	=	3,99 m.

DISEÑO A FLEXIÓN:

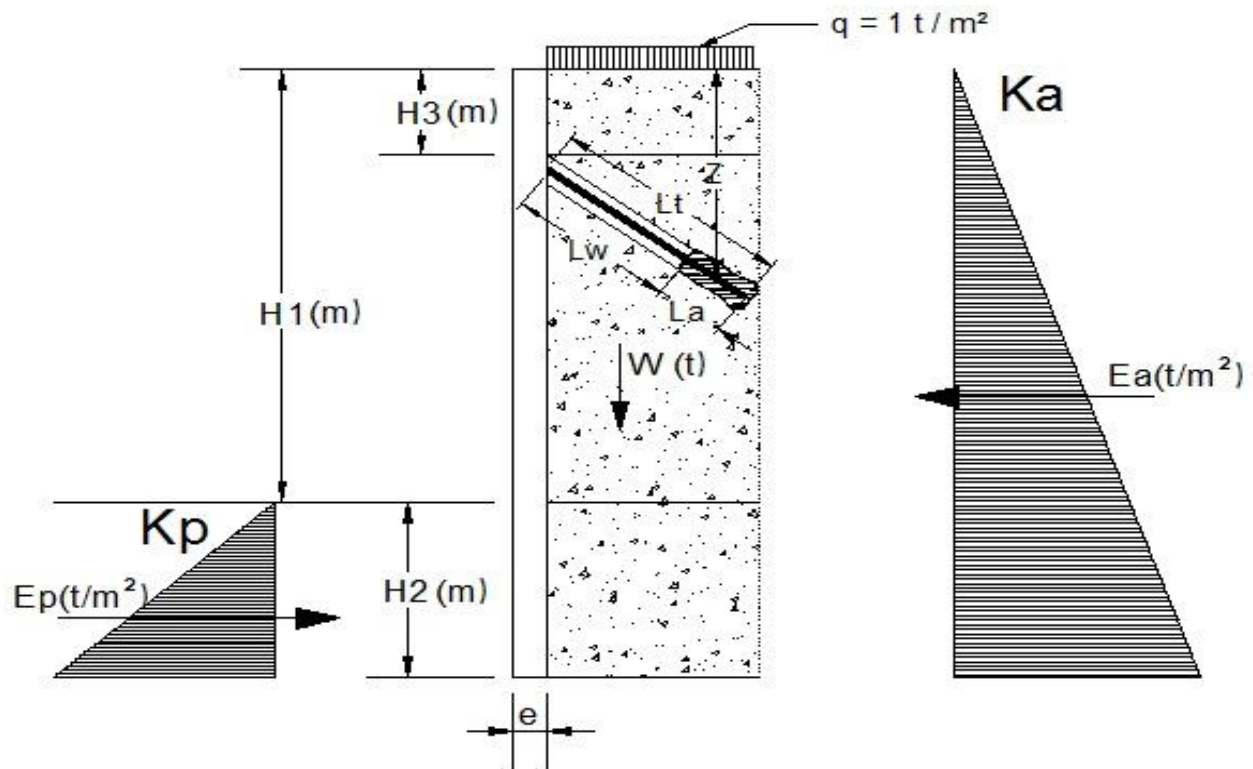
SECCIÓN	d (cm.)	Mu (t*m)	u	w	As (cm ²)	Amin (cm ²)	AColocado
1	39,00	0,05	0,000	0,000	0,014	13,20	12 ϕ 12 c / 8
2	39,00	7,69	0,014	0,015	2,137	13,20	12 ϕ 12 c / 8
3	39,00	7,69	0,014	0,015	2,137	13,20	12 ϕ 12 c / 8

DISEÑO A CORTE:

SECCIÓN	Vu (t)	Vc (t)	As (cm ²)
1	6,68	25,98	No Necesita
2	6,428	26,98	No Necesita
3	3,020	27,98	No Necesita



MURO PANTALLA "K"



DATOS:

H1	=	4,15	m.
H3	=	0,80	m.
e	=	0,40	m.
q	=	1,00	t/m ²
φ	=	33	°
Y HORM.	=	2,50	t/m ³
Y SAT.	=	2,00	t/m ³

PARA LA LONG. DE ANCLAJE:

Pu	=	5,27	t
D	=	1 1/2	pulg.
Z	=	2,91	m
Kt	=	5,50	

CÁLCULO:

EMPOTRAMIENTO CON UN NIVEL DE ANCLAJE:

H2	=	1,49	m.
Emp.	=	5,94	m.

TENSIONES TIRANTE:

T	=	3,5158 t.
---	---	-----------

TENSIONES DE DISEÑO:

γ_s	=	1,15
γ_c	=	1,50
f_{yk}	=	4200,0 Kg / cm ²
f_{ck}	=	200,0 Kg / cm ²
b	=	1,00 m.
d'	=	0,06 m.

LONGITUD DE ANCLAJE:

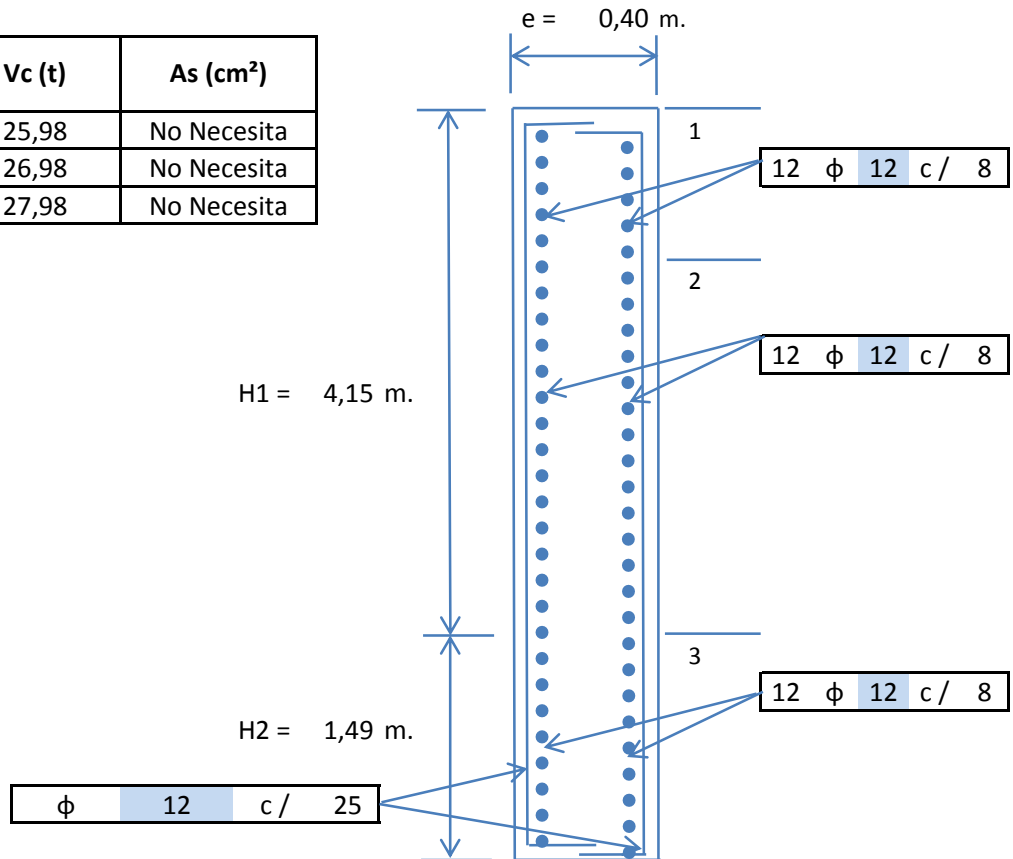
L_w	=	1,38 m.
L_a	=	2,00 m.
L_t	=	3,38 m.

DISEÑO A FLEXIÓN:

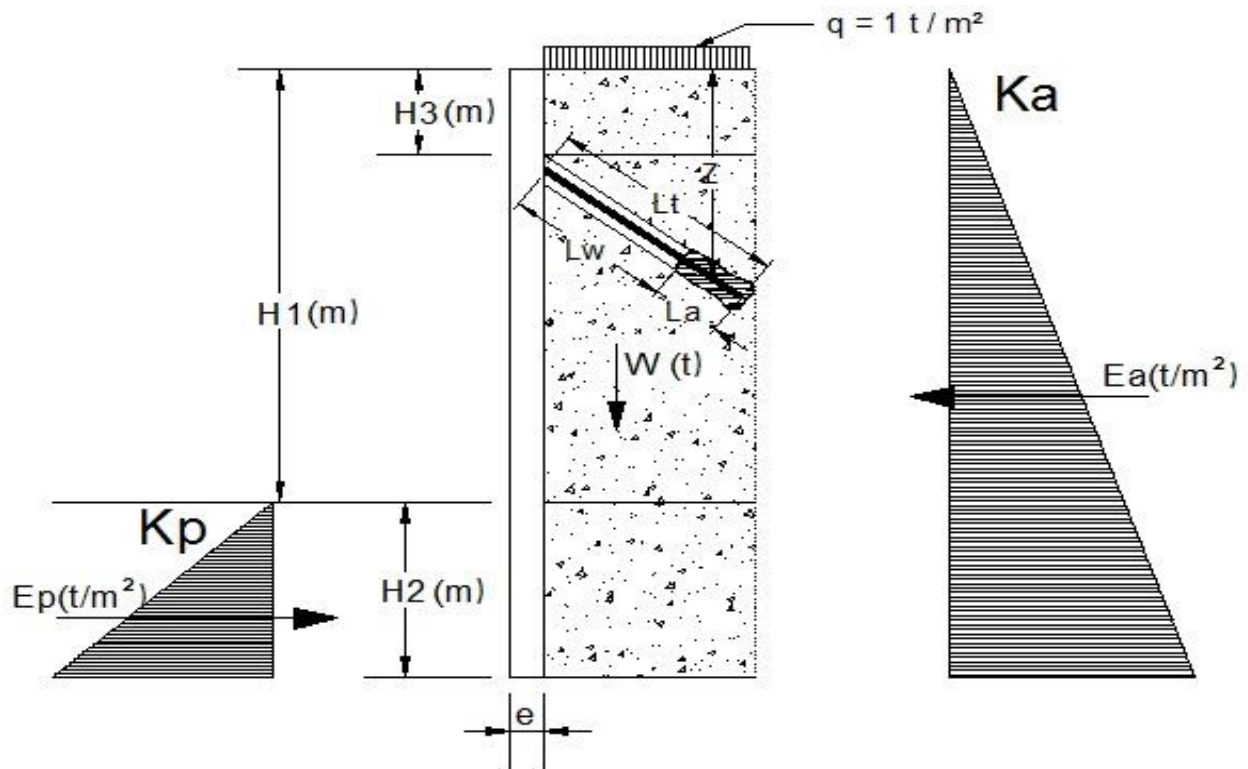
SECCIÓN	d (cm.)	Mu (t*m)	u	w	As (cm ²)	Amin (cm ²)	AColocado
1	39,00	0,05	0,000	0,000	0,014	13,20	12 ϕ 12 c / 8
2	39,00	5,27	0,010	0,010	1,457	13,20	12 ϕ 12 c / 8
3	39,00	5,27	0,010	0,010	1,457	13,20	12 ϕ 12 c / 8

DISEÑO A CORTE:

SECCIÓN	Vu (t)	Vc (t)	As (cm ²)
1	5,32	25,98	No Necesita
2	5,125	26,98	No Necesita
3	2,660	27,98	No Necesita



MURO PANTALLA "L"



DATOS:

H1	=	3,40	m.
H3	=	0,80	m.
e	=	0,40	m.
q	=	1,00	t/m ²
ϕ	=	33	°
Y HORM.	=	2,50	t/m ³
Y SAT.	=	2,00	t/m ³

PARA LA LONG. DE ANCLAJE:

Pu	=	3,82	t
D	=	1 1/2	pulg.
Z	=	2,38	m
Kt	=	5,50	

CÁLCULO:

EMPOTRAMIENTO CON UN NIVEL DE ANCLAJE:

H2	=	1,23	m.
Emp.	=	4,88	m.

TENSIONES TIRANTE:

T	=	2,5472 t.
---	---	-----------

TENSIONES DE DISEÑO:

γ_s	=	1,15
γ_c	=	1,50
f_{yk}	=	4200,0 Kg / cm ²
f_{ck}	=	200,0 Kg / cm ²
b	=	1,00 m.
d'	=	0,06 m.

LONGITUD DE ANCLAJE:

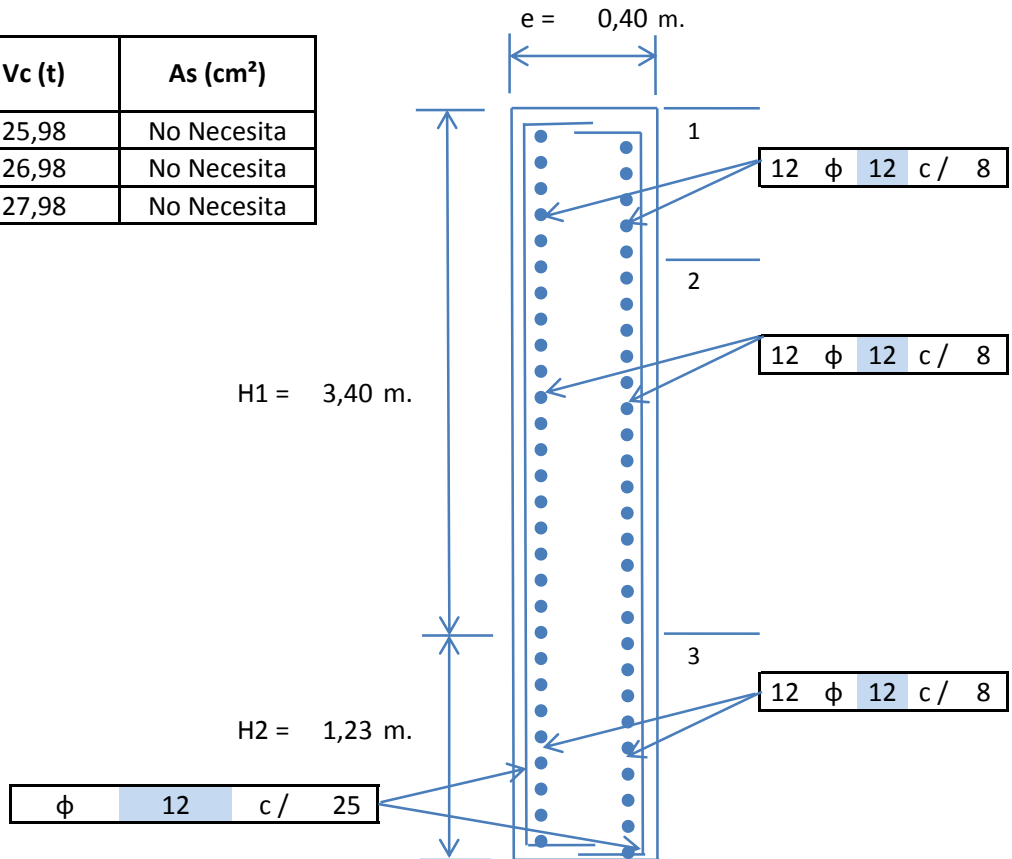
L_w	=	1,22 m.
L_a	=	1,45 m.
L_t	=	2,67 m.

DISEÑO A FLEXIÓN:

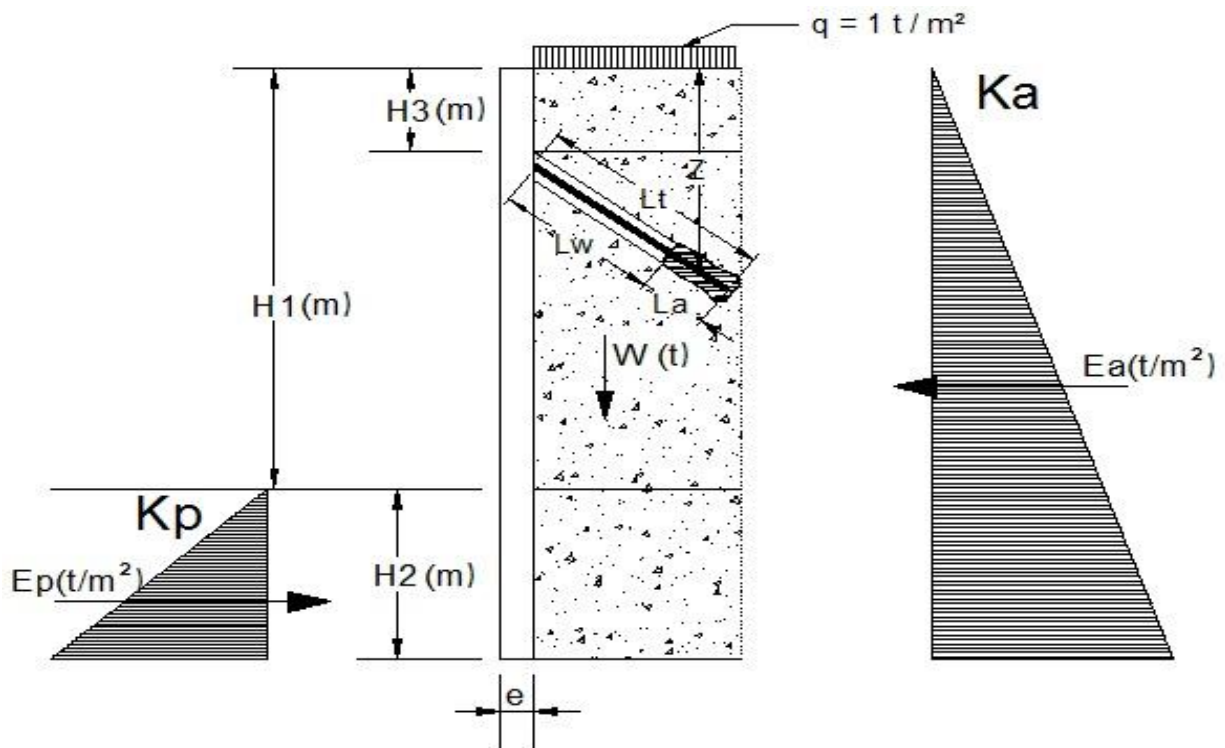
SECCIÓN	d (cm.)	Mu (t*m)	u	w	As (cm ²)	Amin (cm ²)	AColocado
1	39,00	0,05	0,000	0,000	0,014	13,20	12 ϕ 12 c / 8
2	39,00	2,95	0,006	0,006	0,813	13,20	12 ϕ 12 c / 8
3	39,00	2,95	0,006	0,006	0,813	13,20	12 ϕ 12 c / 8

DISEÑO A CORTE:

SECCIÓN	Vu (t)	Vc (t)	As (cm ²)
1	3,77	25,98	No Necesita
2	3,623	26,98	No Necesita
3	2,184	27,98	No Necesita



MURO PANTALLA "M"



DATOS:

H1	=	2,51	m.
H3	=	0,80	m.
e	=	0,40	m.
q	=	1,00	t/m ²
ϕ	=	33	°
Y HORM.	=	2,50	t/m ³
Y SAT.	=	2,00	t/m ³

PARA LA LONG. DE ANCLAJE:

Pu	=	2,42	t
D	=	1 1/2	pulg.
Z	=	1,76	m
Kt	=	5,50	

CÁLCULO:

EMPOTRAMIENTO CON UN NIVEL DE ANCLAJE:

H2	=	0,92	m.
Emp.	=	3,61	m.

TENSIONES TIRANTE:

T	$=$	$1,6127 \text{ t.}$
-----	-----	---------------------

TENSIONES DE DISEÑO:

γ_s	$=$	$1,15$
γ_c	$=$	$1,50$
f_{yk}	$=$	$4200,0 \text{ Kg / cm}^2$
f_{ck}	$=$	$200,0 \text{ Kg / cm}^2$
b	$=$	$1,00 \text{ m.}$
d'	$=$	$0,06 \text{ m.}$

LONGITUD DE ANCLAJE:

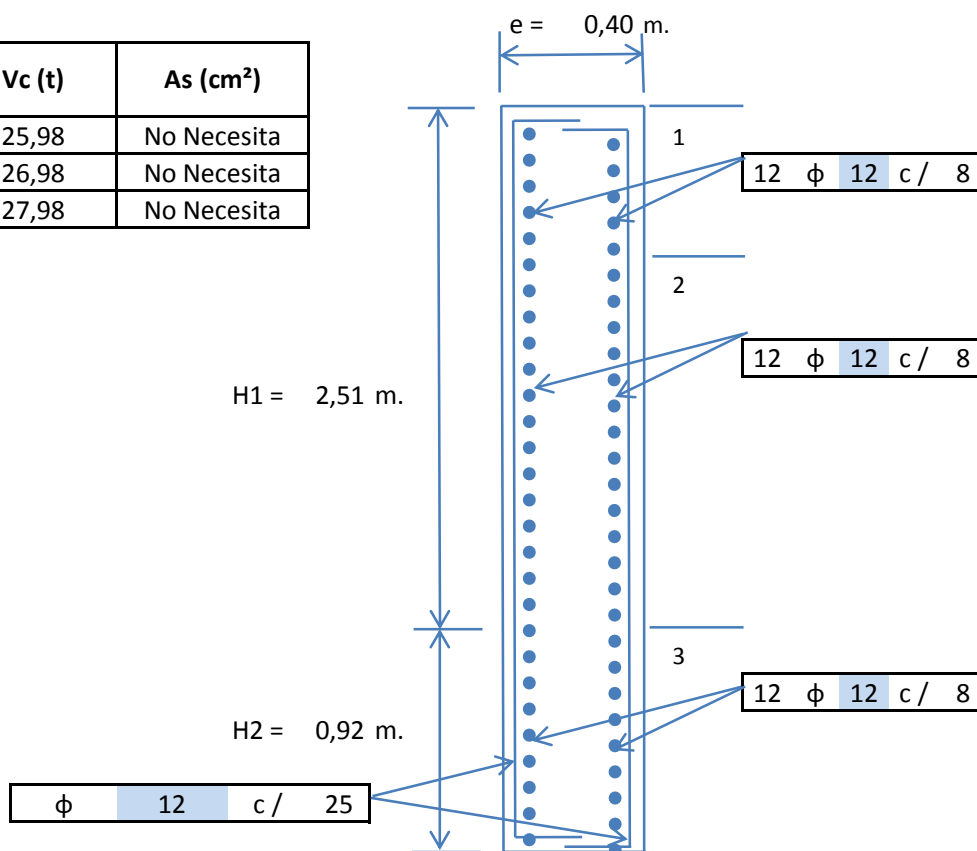
L_w	$=$	$1,05 \text{ m.}$
L_a	$=$	$0,92 \text{ m.}$
L_t	$=$	$1,96 \text{ m.}$

DISEÑO A FLEXIÓN:

SECCIÓN	d (cm.)	Mu (t*m)	u	w	As (cm ²)	Amin (cm ²)	AColocado
1	39,00	0,05	0,000	0,000	0,014	13,20	12 ϕ 12 c / 8
2	39,00	1,22	0,002	0,002	0,336	13,20	12 ϕ 12 c / 8
3	39,00	1,51	0,003	0,003	0,416	13,20	12 ϕ 12 c / 8

DISEÑO A CORTE:

SECCIÓN	Vu (t)	Vc (t)	As (cm ²)
1	2,28	25,98	No Necesita
2	2,181	26,98	No Necesita
3	3,440	27,98	No Necesita



CAPÍTULO VI

ANÁLISIS DE COSTOS

6.1 Análisis de Precios Unitarios.-

Para el análisis de costos, se acudió al Gobierno Municipal de la Ciudad de Tarija, que gracias a su larga experiencia en Obras Urbanas, nos proporcionó información importante de los tres componentes específicos de los precios unitarios, equipo, mano de obra y materiales. Con los cuales realizamos el análisis.

El Análisis de Precios Unitarios para cada uno de los ítems solicitados y consignados en el Presupuesto por Ítems, ha sido llenado en su integridad de acuerdo con las especificaciones técnicas y aplicando leyes sociales y tributarias vigentes.

Los principales ítems a considerar son:

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD
1	Hormigón	m ³
2	Armadura	m ³
3	Encofrado	m ²
4	Movimiento de Tierras	m ³
5	Anclaje	m ²
6	Excavación con Bentonita	m ²

Tabla 6.1
Elaboración Propia

A continuación se describen los precios unitarios considerados:

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES

Proyecto: "COMPARACION TEC.-ECONOM. ENTRE MUROS EN VOLADIZO Y MUROS PANTALLA DE H°A°"

Actividad: **HORMIGON**

Cantidad: -

Unidad: M3

Moneda: Bolivianos

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1 MATERIALES				
CEMENTO	Kg	350,000	1,03	360,50
ARENA	m3	0,500	80,00	40,00
GRAVA	m3	0,900	100,00	90,00
TOTAL MATERIALES				490,50
2 MANO DE OBRA				
ALBAÑIL	HR	25,000	8,00	200,00
AYUDANTE	HR	25,000	6,00	150,00
SUB TOTAL MANO DE OBRA				350,00
CARGAS SOCIALES-%DEL SUBTOTAL M.DE O.		0,550		192,50
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA-%M.DE O.+CS)		0,149		81,05
TOTAL MANO DE OBRA				623,55
3 EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
HORMIGONERA	HR	0,300	35,00	10,50
VIBRADORA DE INMERSION	HR	0,300	20,00	6,00
HERRAMIENTAS (5%DE LA M.DE O.)				31,18
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				47,68
4 GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				
GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3		0,150		174,26
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				174,26
5 UTILIDAD				
UTILIDAD - %DE 1+2+3+4		0,050		66,80
TOTAL UTILIDAD				66,80
6 IMPUESTOS				
IMPUESTOS IT - % DE 1+2+3+4+5		0,031		43,35
TOTAL IMPUESTOS				43,35
TOTAL PRECIO UNITARIO 1+2+3+4+5+6				1.446,14
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO				1.446,14

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES

Proyecto: "COMPARACION TEC.-ECONOM. ENTRE MUROS EN VOLADIZO Y MUROS PANTALLA DE H°A°

Actividad: **ARMADURA**

Cantidad: -

Unidad: KG

Moneda: Bolivianos

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1 MATERIALES				
ACERO ESTRUCTURAL	kg	1,000	10,00	10,00
ALAMBRE	Kg	0,150	13,00	1,95
TOTAL MATERIALES				11,95
2 MANO DE OBRA				
AYUDANTE	HR	0,400	6,00	2,40
ENFERRADOR	HR	0,400	8,00	3,20
SUB TOTAL MANO DE OBRA				5,60
CARGAS SOCIALES-%DEL SUBTOTAL M.DE O.		0,550		3,08
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA-%M.DE O.+CS)		0,149		1,30
TOTAL MANO DE OBRA				9,98
3 EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
HERRAMIENTAS (5%DE LA M.DE O.)				0,50
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				0,50
4 GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				
GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3		0,150		3,36
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				3,36
5 UTILIDAD				
UTILIDAD - %DE 1+2+3+4		0,050		1,29
TOTAL UTILIDAD				1,29
6 IMPUESTOS				
IMPUESTOS IT - % DE 1+2+3+4+5		0,031		0,84
TOTAL IMPUESTOS				0,84
TOTAL PRECIO UNITARIO 1+2+3+4+5+6				27,92
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO				27,92

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES

Proyecto: "COMPARACION TEC.-ECONOM. ENTRE MUROS EN VOLADIZO Y MUROS PANTALLA DE H°A°

Actividad: ENCOFRADO

Cantidad: -

Unidad: M2

Moneda: Bolivianos

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1 MATERIALES				
MADERA	p2	40,000	6,00	240,00
TOTAL MATERIALES				240,00
2 MANO DE OBRA				
ENCOFRADOR	HR	8,000	8,00	64,00
AYUDANTE	HR	8,000	6,00	48,00
SUB TOTAL MANO DE OBRA				112,00
CARGAS SOCIALES-%DEL SUBTOTAL M.DE O.		0,550		61,60
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA-%M.DE O.+CS)		0,149		25,94
TOTAL MANO DE OBRA				199,54
3 EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
HERRAMIENTAS (5%DE LA M.DE O.)				9,98
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				9,98
4 GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				
GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3		0,150		67,43
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				67,43
5 UTILIDAD				
UTILIDAD - %DE 1+2+3+4		0,050		25,85
TOTAL UTILIDAD				25,85
6 IMPUESTOS				
IMPUESTOS IT - % DE 1+2+3+4+5		0,031		16,77
TOTAL IMPUESTOS				16,77
TOTAL PRECIO UNITARIO 1+2+3+4+5+6				559,57
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO				559,57

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES

Proyecto: "COMPARACION TEC.-ECONOM. ENTRE MUROS EN VOLADIZO Y MUROS PANTALLA DE H°A°

Actividad: **MOVIMIENTO DE TIERRAS**

Cantidad: -

Unidad: M3

Moneda: Bolivianos

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1 MATERIALES				
TOTAL MATERIALES				
2 MANO DE OBRA				
OPERADOR	HR	0,100	15,00	1,50
AYUDANTE	HR	0,100	6,00	0,60
SUB TOTAL MANO DE OBRA				2,10
CARGAS SOCIALES-%DEL SUBTOTAL M.DE O.		0,550		1,16
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA-%M.DE O.+CS)		0,149		0,49
TOTAL MANO DE OBRA				3,75
3 EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
RETROEXCAVADORA	HR	0,100	200,00	20,00
HERRAMIENTAS (5%DE LA M.DE O.)				0,19
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				20,19
4 GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				
GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3		0,150		3,59
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				3,59
5 UTILIDAD				
UTILIDAD - %DE 1+2+3+4		0,050		1,38
TOTAL UTILIDAD				1,38
6 IMPUESTOS				
IMPUESTOS IT - % DE 1+2+3+4+5		0,031		0,89
TOTAL IMPUESTOS				0,89
TOTAL PRECIO UNITARIO 1+2+3+4+5+6				29,80
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO				29,80

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES

Proyecto: "COMPARACION TEC.-ECONOM. ENTRE MUROS EN VOLADIZO Y MUROS PANTALLA DE H°A°

Actividad: **ANCLAJE**

Cantidad: -

Unidad: ML

Moneda: Bolivianos

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1 MATERIALES				
ACERO PARA ANCLAJE	ml	1,000	75,00	75,00
CEMENTO	Kg	15,000	1,03	15,45
ARENA	m3	0,100	80,00	8,00
TOTAL MATERIALES				98,45
2 MANO DE OBRA				
ESPECIALISTA	HR	5,000	12,00	60,00
OPERADOR	HR	5,000	15,00	75,00
AYUDANTE	HR	10,000	6,00	60,00
SUB TOTAL MANO DE OBRA				195,00
CARGAS SOCIALES-%DEL SUBTOTAL M.DE O.		0,550		107,25
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA-%M.DE O.+CS)		0,149		45,16
TOTAL MANO DE OBRA				347,41
3 EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
EQUIPO DE PERFORACION	HR	0,100	450,00	45,00
EQUIPO PARA INYECCION HORMIGON	HR	1,000	230,00	230,00
HERRAMIENTAS (5%DE LA M.DE O.)				17,37
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				292,37
4 GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				
GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3		0,150		110,73
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				110,73
5 UTILIDAD				
UTILIDAD - %DE 1+2+3+4		0,050		42,45
TOTAL UTILIDAD				42,45
6 IMPUESTOS				
IMPUESTOS IT - % DE 1+2+3+4+5		0,031		27,54
TOTAL IMPUESTOS				27,54
TOTAL PRECIO UNITARIO 1+2+3+4+5+6				918,95
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO				918,95

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES

Proyecto: "COMPARACION TEC.-ECONOM. ENTRE MUROS EN VOLADIZO Y MUROS PANTALLA DE H°A°

Actividad: **EXCAVACION CON BENTONITA**

Cantidad: -

Unidad: M3

Moneda: Bolivianos

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1 MATERIALES				
BENTONITA	Kg	3,000	12,00	36,00
TOTAL MATERIALES				36,00
2 MANO DE OBRA				
AYUDANTE	HR	0,200	6,00	1,20
OPERADOR	HR	0,200	15,00	3,00
SUB TOTAL MANO DE OBRA				4,20
CARGAS SOCIALES-%DEL SUBTOTAL M.DE O.		0,550		2,31
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA-%M.DE O.+CS)		0,149		0,97
TOTAL MANO DE OBRA				7,48
3 EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
CUCHARA VIVALBA	HR	0,200	450,00	90,00
HERRAMIENTAS (5%DE LA M.DE O.)				0,37
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				90,37
4 GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				
GASTOS GENERALES - % DE 1+2+3		0,150		20,08
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				20,08
5 UTILIDAD				
UTILIDAD - %DE 1+2+3+4		0,050		7,70
TOTAL UTILIDAD				7,70
6 IMPUESTOS				
IMPUESTOS IT - % DE 1+2+3+4+5		0,031		4,99
TOTAL IMPUESTOS				4,99
TOTAL PRECIO UNITARIO 1+2+3+4+5+6				166,62
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO				166,62

6.2 Cuadro de Resumen Costo vs Altura.-

CUADRO DE RESUMEN DE COSTOS DE CONSTRUCCIÓN POR METRO LINEAL DE MURO

PROYECTO: Comparación Técnico-Economica entre Muros en Voladizo y Muros de Contención.

Muro	Altura (m.)	HORMIGON (Bs.)		ARMADURA (Bs.)		ENCOFRADO (Bs.)		MOVIMIENTO DE TIERRAS (Bs.)	ANCLAJE (Bs.)	EXC. BENTONITA (Bs.)	COSTO TOTAL (Bs.)		DIFERENCIA (%)
		Muro Voladizo	Muro Pantalla	Muro Voladizo	Muro Pantalla	Muro Voladizo	Muro Pantalla				Muro Voladizo	Muro Pantalla	
A	2,00	1.424,45	1.207,46	360,32	650,94	2.575,42	895,31	100,20	1.302,40	463,74	4.460,38	4.519,85	-1,3%
B	3,55	3.391,20	2.795,61	565,95	867,92	4.535,67	895,31	814,44	2.579,78	805,25	9.307,25	7.943,88	17,2%
C	4,77	5.058,60	3.743,01	1.331,31	867,92	6.012,13	895,31	507,75	3.720,06	1.078,15	12.909,78	10.304,44	25,3%
D	6,00	8.344,23	5.269,88	3.042,67	325,47	7.615,86	895,31	844,89	5.251,67	1.349,29	19.847,65	13.091,62	51,6%
E	7,15	10.893,05	6.272,19	5.599,35	325,47	8.906,93	895,31	1.191,52	6.766,42	1.605,92	26.590,85	15.865,31	67,6%
F	6,90	10.462,82	6.054,37	4.696,18	325,47	8.627,50	895,31	1.107,72	6.419,90	1.550,15	24.894,22	15.245,20	63,3%
G	6,56	10.076,70	5.758,08	4.191,23	325,47	8.247,52	895,31	1.036,26	5.963,95	1.474,29	23.551,70	14.417,10	63,4%
H	5,97	8.323,62	5.243,72	3.031,39	325,47	7.582,31	895,31	841,10	5.214,87	1.342,59	19.778,42	13.021,96	51,9%
I	5,32	6.802,64	4.169,36	2.229,07	867,92	6.741,95	895,31	685,33	4.310,98	1.200,95	16.459,00	11.444,53	43,8%
J	4,72	5.073,06	3.704,23	1.405,77	289,31	5.956,19	895,31	510,85	3.668,71	1.066,98	12.945,88	9.624,53	34,5%
K	4,15	4.139,58	3.261,91	916,68	289,31	5.318,61	895,31	399,26	3.110,83	939,57	10.774,12	8.496,94	26,8%
L	3,40	2.935,66	2.678,84	539,65	289,31	4.366,50	895,31	269,59	2.456,54	771,62	8.111,39	7.091,61	14,4%
M	2,51	2.174,99	1.983,46	399,91	867,92	3.261,15	895,31	152,43	1.807,14	571,32	5.988,48	6.125,15	-2,2%

6.3 Cuadro de Resumen Costo Total del Muro de Contención.-

COSTO TOTAL DEL MURO DE CONTENCIÓN

PROYECTO: Comparación Técnico-Economica entre Muros en Voladizo y Muros de Contención.

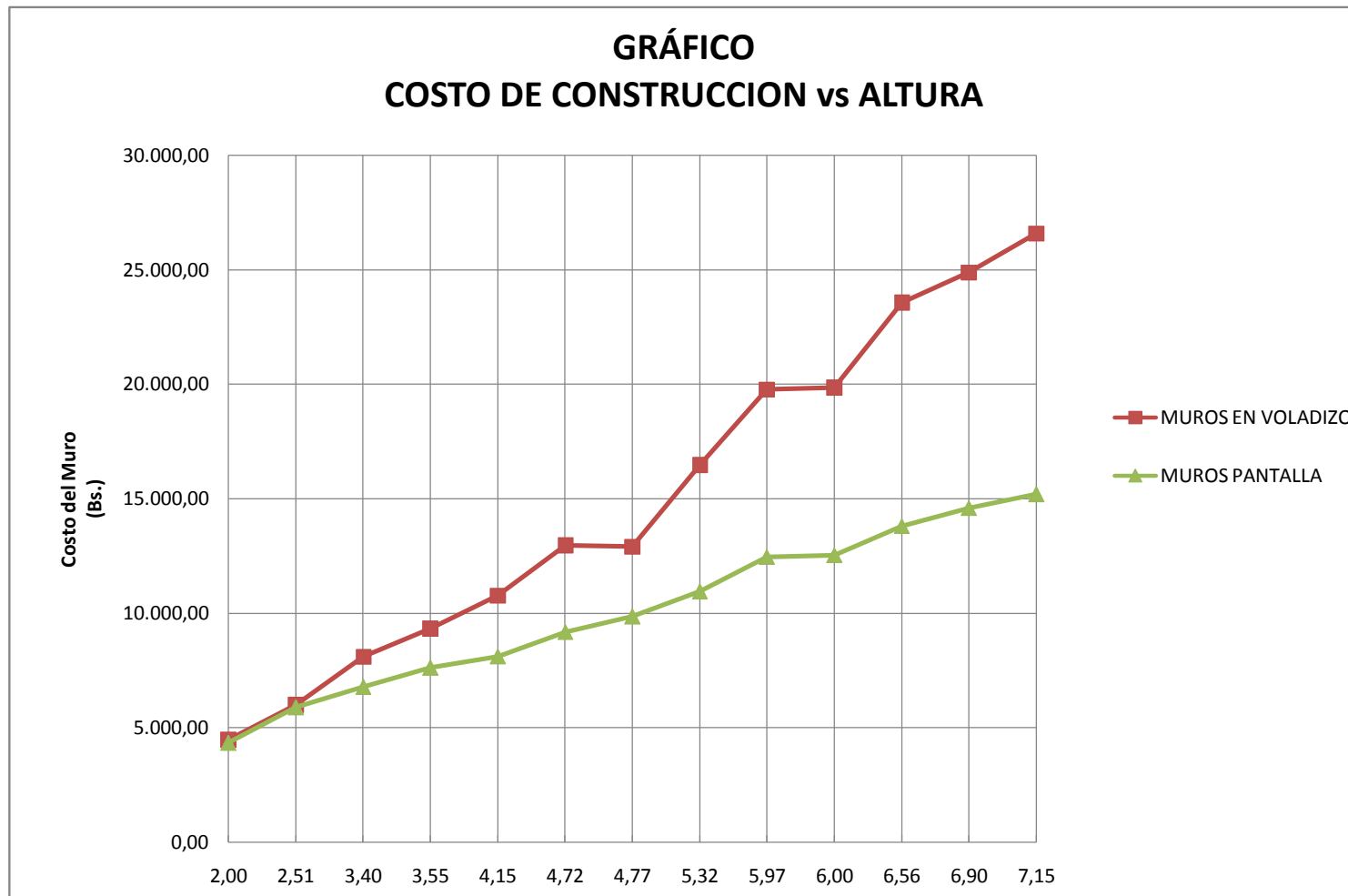
Planilla de Presupuesto Muros de Hormigón Armado en Voladizo

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD (Longitud)	PRECIO UNITARIO (Bs.)	COSTO POR METRO LINEAL (Bs.)	COSTO TOTAL (Bs.)
1	HORMIGÓN	m ³	20 m.	1446,14	79100,60	1.582.012,08
2	ARMADURA	m ³	20 m.	27,92	28309,46	566.189,29
3	ENCOFRADO	m ³	20 m.	559,57	79747,74	1.594.954,87
4	MOVIENTO DE TIERRAS	m ³	20 m.	29,80	8461,33	169.226,64
						3.912.382,88

Planilla de Presupuesto Muros Pantalla de Hormigón Armado

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD (Longitud)	PRECIO UNITARIO	COSTO POR METRO	COSTO TOTAL (Bs.)
1	HORMIGÓN	m ³	20 m.	1446,14	52142,12	1.042.842,48
2	ARMADURA	m ³	20 m.	27,92	6617,90	132.357,97
3	ENCOFRADO	m ²	20 m.	559,57	11639,06	232.781,12
4	ANCLAJE	ml	20 m.	29,80	52573,25	1.051.465,00
5	EXC. CON BENTONITA	m ³	20 m.	30,80	14219,81	284.396,20
						2.743.842,78

6.4 Gráfica: Costo del Muro vs Altura.-



CAPÍTULO VII

CONCLUSIONES

7.1 Conclusiones Generales.-

El trabajo realizado contiene actualizaciones prácticas respecto a la construcción de *Muros Pantallas*, los cuales representan, por sus variadas ventajas, una alternativa muy atractiva a partir de los 3 metros de altura en adelante, ante los tradicionales y ampliamente conocidos métodos convencionales de muros de contención, en este caso: *Muros en Voladizo*.

7.2 Conclusiones Específicas.-

Entre las ventajas más sobresalientes de los *Muros Pantalla* con respecto a los *Muros en Voladizo*, se pueden mencionar:

- La ejecución es previa a la excavación del Intradós y se efectúa desde la superficie del terreno, sin la necesidad de entibaciones, pues el papel de estas queda sustituido por el efecto estabilizador sobre las paredes de la excavación que producen los lodos bentoníticos. En este último caso, evitándose la necesidad de agotamiento de napa freática.
- Las pantallas resultan ser un elemento de gran impermeabilidad, siendo por lo tanto un elemento estanco ante niveles freáticos altos. Permite además, atravesar estratos duros, consiguiendo alcanzar grandes profundidades (alrededor de 45 m. para pantallas estructurales y 150 m. para pantallas plásticas).
- El uso de anclajes permite construir pantallas con un mínimo de descompresión del terreno.
- Del análisis de costos se desprende: el uso de *Muros Pantallas* con anclajes es aconsejable económicamente, para alturas superiores a 3 m.
- El uso de encofrados es menor en los *Muros Pantallas*, lo cual conlleva a un ahorro considerable, en lo que respecta al tiempo total de construcción.
- Los costos de movimiento de tierra, son menores para *Muros Pantallas* con anclaje, para alturas superiores a 3 m.
- El espesor de la pared, para *Muros Pantallas*, es constante y relativamente pequeño, limitándose este a 45 cm. para alturas comprendidas entre 2.00 y 8.00 m. de altura.

Y 60 cm. para alturas mayores, lo cual permite un mejor aprovechamiento del terreno.

- Con respecto a la ubicación de los anclajes se pudo notar que una variación en su altura (H3), produce una variación aproximadamente igual en el empotramiento requerido (H2), esto no implica que al ubicar el anclaje en el coronamiento del muro su empotramiento sea nulo.
- Cabe recordar que el cálculo de la estabilidad de un *Muro Pantalla* está directamente relacionado con la secuencia de excavación del intradós del muro. Por lo tanto, se constituye una de las diferencias más importantes con respecto a los *Muros en Voladizo*, puesto que el cálculo de estos se basa en los empujes máximos del suelo que pueden actuar sobre ellos.
- En la realización de este trabajo se han empleado una serie de supuestos, como por ejemplo: la inexistencia de estructuras adyacentes que se perjudiquen por un posible asentamiento o que los *Muros Pantallas* son bastante flexibles como para alcanzar el empuje activo. Sin embargo, el presente trabajo nos entrega un buen índice de lo que significa la utilización de esta tecnología.

7.3 Recomendaciones.-

- Los posibles derrumbes de las paredes, debido a estratos más blandos especialmente, cuando la cuchara esta excavando, o posibles desviaciones en la excavación provocadas por la tendencia de las cucharas a desviarse al encuentro de un estrato más blando, constituyen una desventaja de los *Muros Pantalla*, por lo que es recomendable tener un buen estudio geotécnico, que pueda prever posibles problemas.
- En terrenos muy duros o la de presencia de obstáculos, es necesario el uso de trepano con el consiguiente encarecimiento de la obra.
- No cabe duda que los sistemas de *Muros Pantallas*, son sistemas de construcción extraordinariamente positivos, presentando más ventajas que desventajas sobre

sistemas de *Muros en Voladizo*. Ahora bien la decisión de cual sistema a utilizar en un determinado caso dependerá de las particularidades del mismo.

- Se recomienda la pronta ejecución del proyecto, puesto que se resolvería las actuales condiciones de tráfico vehicular, que debido al constante crecimiento del parque automotor en la ciudad, provocan excesivos conflictos de tránsito y en muchos casos accidentes fatales.