



UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
POSTGRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

MANUAL DE DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES

Trabajo de Grado presentado como requisito para optar al Título de Postgrado de
Especialista en Estructuras

Ing. Luis Alfredo Domínguez Barajas

Tutor: Prof. Rafael Torres Belandria

OCTUBRE, 2010

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

AGRADECIMIENTO

Deseo agradecer la colaboración y ayuda aportada por el Ingeniero Rafael Torres, profesor Postgrado de la Escuela de Ingeniería Civil de la ULA y tutor de este trabajo de grado, quien con su asesoría continua, orientación y conocimientos, ha hecho posible la realización de este trabajo.

Igualmente, agradezco el apoyo y colaboración brindada por el personal Docente y Administrativo del Postgrado, a la Escuela de Geología y Minas del I.U.T. Región los Andes por permitirme difundir conocimientos de Geotecnia. También, a mi esposa e hijos por el apoyo, motivación y ayuda incondicional brindada durante mi carrera profesional.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

MANUAL DE DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES

Ing. Luis Alfredo Domínguez Barajas
Tutor: Prof. Rafael Torres Belandria

RESUMEN

Este trabajo de grado presenta los criterios básicos y fundamentales para el manual de diseño de muros de contención en voladizo de concreto armado basado en la Bibliografía para diseño de muros de concreto armado elaborado por el Ingeniero Rafael Torres.

El análisis de un muro contempla el estudio de su estabilidad mediante la determinación de las fuerzas que actúan por encima de la base de fundación, como el empuje de tierra, el peso propio, el peso de la tierra de relleno, las cargas y las sobrecargas con el fin de estudiar la estabilidad al volcamiento y al deslizamiento, y determinar el valor de las presiones de contacto, para luego, realizar el diseño de los elementos o partes del muro. Para esto, se requiere de la realización de largos y tediosos cálculos mediante procesos iterativos, ya que para obtener estructuras económicas se requiere que el proceso sea repetido varias veces hasta obtener la solución óptima, razón que amerita la automatización; en consecuencia se desarrolló este manual de forma sencilla, con la finalidad de ser utilizado por estudiantes, profesionales y comunidades organizadas. Para dar soluciones a un problema de contención de Taludes, con solo conocer el estudio de suelos, tipo de relleno, altura de la falla o su profundidad; la cual es sugerida en el presente trabajo.

Este manual para su elaboración, fue necesario el realizar una serie de análisis y diseño, en el cual se emplea en su desarrollo procedimientos provenientes del método de esfuerzos admisibles y del método del estado límite último con el fin de obtener resultados más confiables. En la determinación de la magnitud, dirección y punto de aplicación de las presiones que el suelo ejerce sobre el muro, se utilizan los basamentos teóricos de Coulomb y Rankine para el estudio del empuje de tierra.

En general, se emplean las normas COVENIN-MINDUR, y también se usan algunas normas tales como: El Eurocódigo 8, AASHTO 2005, y el código ACI 2005; para obtener una estructura económica, confiable y segura que cumpla con las normativas nacionales e internacionales.

Todos los basamentos teóricos y normativos se integran y se minimizan con el fin de obtener un Manual, de uso práctico y sencillo, que permite el diseño de muros de contención en voladizo de concreto armado, en forma de "T" invertida.

En este trabajo se incorpora un manual muy práctico de uso y fácil manejo, con la finalidad de guiar al usuario de manera sencilla, y con las recomendaciones esenciales de un estudio geotécnico se resolverá el problema satisfactoriamente. Además, se incorporan anexos que constan de un ejemplo resuelto.

ÍNDICE GENERAL

	Pág.
Páginas Preliminares	
Aprobación del Trabajo de Grado	ii
Agradecimiento.....	iii
Resumen.....	iv
Índice General.....	v
Índice de Figuras	viii
Índice de Tablas.....	ix
 Introducción.....	 1
 I. El Problema.....	 3
1.1. Planteamiento.....	3
1.2. Formulación.....	4
1.3. Objetivos de la Investigación.....	5
1.4. Justificación de la Investigación.....	5
1.5. Delimitación.....	6
 II. Marco Teórico	 7
2.1. Antecedentes Históricos.....	7
2.2. Conceptos Teóricos Aplicados	9
2.2.1. Consideraciones Fundamentales.....	9
2.2.2. Muro de Contención	10
2.2.3. Estabilidad.....	12
2.2.4. Drenajes.....	14
2.2.5. Juntas	15
2.3. Métodos y Principios Teóricos Aplicados	16
2.3.1. Método de los Esfuerzos Admisibles.....	16

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

2.3.1.1. Estabilidad al volcamiento y deslizamiento.....	17
2.3.1.2. Presiones de contacto	18
2.3.2. Método del Estado Límite Último	21
2.3.2.1. Estabilidad al volcamiento y deslizamiento.....	22
2.3.2.2. Presiones de contacto	23
2.3.3. Incumplimiento de las Condiciones de Estabilidad.....	24
2.3.4. Verificación de la Resistencia a Corte y Flexión de los Elementos que Componen el Muro.....	25
2.3.4.1. Verificación de los esfuerzos de corte	25
2.3.4.2. Verificación de los esfuerzos de flexión.....	27
2.3.5. Evaluación del Empuje de Tierras	29
2.3.5.1. Empuje Activo	31
2.3.5.2. Empuje Pasivo	34
2.3.5.3. Incremento Dinámico de Presión por el Efecto Sísmico.....	35
2.3.6. Sobrecarga Uniforme	39
III. Metodología de Trabajo.....	41
3.1. Predimensionado.....	41
3.2. Uso de programa de cálculo	42
IV. Conclusiones y Recomendaciones.....	45
4.1. Conclusiones.....	45
4.2. Recomendaciones.....	46
Bibliografía.....	49

ANEXOS

Anexo A

Ejemplo Resuelto Manualmente. (Muro $H = 5$ m).

Anexo B

Análisis, Cálculos y Reportes de 36 Muros.

Anexo C

Planos correspondientes a Sección Típica y Despiece, (72 Láminas).

Anexo D

Cálculos Métricos de Acero de refuerzo.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.		Pág.
Del Marco Teórico		
2-1	Esquema de una sección típica de muro de contención en voladizo.....	11
2-2	Varios tipos de muros de contención.....	11
2-3	Empuje o presión activa del suelo	12
2-4	Empuje o presión pasiva del suelo	13
2-5	Empuje o presión de reposo del suelo	13
2-6	Sistema de drenaje de muro de contención con dren de pie.....	14
2-7	Sistema de drenaje de muro de contención con barbacanas.....	15
2-8	Esquema de juntas de dilatación	16
2-9	Casos de distribución de las presiones de contacto	20
2-10	Diagrama de Whitney. Equilibrio de fuerzas en un elemento rectangular reforzado sometido a flexión	29
2-11	Muro de contención con diagrama de presión activa	31
2-12	Gráfico de muro de contención con empuje activo + incremento dinámico del empuje activo, para el caso sísmico	37
2-13	Mapa de Zonificación Sísmica de Venezuela (COVENIN 1756-1: 2001).....	38
De la Metodología de Trabajo		
2-14	Dimensiones mínimas	41

INDICE DE TABLAS

Tabla	Pág.
Del Marco Teórico	
2-1 Valores de ángulos de fricción y pesos específicos	9
2-2 Factor de Minoración de Resistencia.....	23
2-3 Valores de recubrimiento mínimo según las condiciones ambientales.....	26
2-4 Valores de la aceleración sísmica A_0 según la zona sísmica del país.....	38
2-5 Valores de altura equivalente a sobrecarga vehicular	40

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

INTRODUCCIÓN

El problema asociado con la presión lateral de tierra y estabilidad en muros de contención es uno de los más comunes en el campo de la Ingeniería Civil, y un segmento de la Mecánica de Suelos que ha venido recibiendo, amplía la atención de los ingenieros desde hace mucho tiempo. Registros históricos indican que esfuerzos para concebir procedimientos y formular metodologías para el análisis y diseño relacionados con los efectos de la presión de tierra se remontan a más de tres siglos. Cabe destacar que muchas de las teorías desarrolladas por algunos de estos primeros investigadores aún sirven de base para el análisis actual de muros de contención.

Hasta finales del siglo XIX, se construían muros de mampostería y piedra para contener terrenos, a partir del siglo XX se comenzó a construir muros de concreto en masa y de concreto armado, desplazando en muy buena parte a los materiales anteriormente utilizados.

El propósito de una estructura de contención es resistir las presiones laterales o empuje producido por el material retenido detrás de ellos, su estabilidad la deben fundamentalmente al peso propio y al peso del material que está sobre su fundación. Para proyectar muros de contención es necesario determinar la magnitud, dirección y punto de aplicación de las presiones que el suelo ejercerá sobre el muro. El análisis de la estructura contempla la determinación de las fuerzas que actúan por encima de la base de fundación, tales como empuje de tierras, peso propio, peso de la tierra, cargas y sobrecargas con la finalidad de estudiar la estabilidad al volcamiento, deslizamiento, presiones de contacto suelo-muro y resistencia mínima requerida por los elementos que conforman el muro.

La realización del proyecto de un muro de contención consta de las siguientes etapas:

- Selección del tipo de muro y dimensiones.
- Análisis de la estabilidad del muro frente a las fuerzas que lo solicitan. En caso que la estructura seleccionada no sea satisfactoria, se modifican las dimensiones y se efectúan nuevos tanteos hasta lograr la estabilidad y resistencia según las condiciones mínimas establecidas.
- Diseño de los elementos o partes del muro.

Para la ejecución del análisis de estabilidad de la estructura se requiere de la realización de largos y tediosos cálculos mediante procesos iterativos, ya que para obtener estructuras económicas se requiere que el proceso sea repetido varias veces hasta obtener la solución óptima, razón que amerita la automatización, la cual no es de fácil acceso; razón por la cual se procede a realización del presente trabajo de grado.

En este trabajo se elaborará con la ayuda de un programa de computación en *Visual Basic*, interactivo y dinámico, que permite diseñar muros de contención en voladizo de concreto armado de manera confiable. De esta manera, se evitan engorrosos cálculos y posibles errores consecuentes, ahorrándoles tiempo al ingeniero, estudiante y comunidades organizadas, una solución a un problema dado.

En la elaboración de dicho manual, se aplicara en forma general, patrones de las normas COVENIN-MINDUR, además, se usarán algunas sugerencias o indicaciones de normas como: El Eurocódigo 8, AASHTO 2005, y el código ACI 2005; para obtener una estructura económica, confiable y segura que cumpla con las normativas nacionales e internacionales de resistencia y seguridad.

Se realiza el análisis de muros contención en voladizo para diferentes resistencias del Suelo: 1.00, 1.50, 2.00 y 2.50 kg/cm²; para que de esta manera la persona que utilice el manual tenga diferentes alternativas en base al estudio de suelo disponible y con diferentes alturas de Muros que van desde 1.50 m hasta 5.50 m.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

I. EL PROBLEMA

1.1. Planteamiento del problema

En el ejercicio de la Ingeniería Civil muchas veces se requiere el empleo de elementos estructurales para la contención de tierra o suelo, como son los muros de contención en voladizo de concreto armado, tratados en este trabajo de grado. Los muros de contención se comportan básicamente como voladizos o *cantilever*, empotrados en su base con el fin de resistir las presiones laterales o empuje producido por el material retenido detrás de ellos; su estabilidad la deben fundamentalmente al peso propio y al peso del material que está sobre su fundación.

Los muros de contención son usados, en general, en todas las ramas de la ingeniería civil (suelos, vialidad, estructuras e hidráulica) en situaciones como la estabilización de taludes, en cortes para trazos carreteras, en estribos de puentes, en terrazas artificiales, en urbanismos, etc.

El análisis de un muro de contención abarca el estudio de su estabilidad mediante la determinación de las fuerzas que actúan por encima de la base de fundación, como el empuje de tierra, el peso propio, el peso de la tierra de relleno, las cargas y las sobrecargas con el fin de estudiar la estabilidad al volcamiento y al deslizamiento, y determinar el valor de las presiones de contacto, para luego, realizar el diseño de los elementos o partes estructurales del muro.

Sin embargo, para la ejecución del análisis de estabilidad de estas estructuras se requiere de la realización de cálculos a través de procesos iterativos, con la finalidad de obtener la estructura más confiable y económica mediante la solución más óptima.

Afortunadamente, en la actualidad se cuenta con el uso y elaboración de programas de computación de fácil acceso que ayudan a facilitar las tareas y a ahorrar tiempo a los ingenieros. Estos programas otorgan la habilidad de trabajar a gran velocidad, producir resultados exactos, manejar gran cantidad de información, y llevar a cabo secuencias de operaciones largas y complejas con la mínima intervención humana.

En consecuencia, este trabajo consiste en la elaboración de un manual práctico, donde este reflejado en forma sintetizada cálculos y diseños del análisis de muros de contención para su aplicación directa en el campo de trabajo, tomando en cuenta la mayoría de los factores que intervienen y cumpliendo con los requisitos que estipulan las normas nacionales e internacionales para el cálculo y diseño de estructuras sismorresistentes. Para la elaboración de este manual de muros se utilizó un programa cuyo lenguaje de programación es *Visual Basic* bajo ambiente Windows.

1.2. Formulación del problema

Elaborar un manual de diseño de muros estructurales de contención de concreto armado en voladizo.

1.3. Objetivos del Trabajo

1.3.1. General:

- Elaborar un manual de diseño de muros de contención en voladizo de concreto armado, que aporte información para su construcción, considerando diferentes resistencias del suelo de fundación y diferentes alturas.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

1.3.2. Específicos:

- Presentar una metodología de diseño para el cálculo de muros de contención en voladizo.
- Desarrollar un manual práctico que permita el diseño de muros de contención en voladizo de concreto armado, que cumpla además con las normas venezolanas de diseño estructural.

1.4. Justificación del Trabajo

En Venezuela no se cuentan con manuales; de igual manera son escasos los programas computarizados para el cálculo de muros de contención en voladizo, los cuales no son de fácil acceso a los usuarios, como son las comunidades organizadas y estudiantes, en especial que tomen en cuenta los valores exigidos en las normas nacionales para estructuras sismo resistentes. Por lo tanto, la elaboración de un manual práctico para tal fin aportará a la ingeniería nacional una herramienta de consulta que aporta soluciones inmediatas, bajo un manejo eficiente. Evitando procedimientos de cálculo tediosos y proporcionando una solución rápida. Además, empleando los estudios geotécnicos correspondientes los resultados obtenidos de diferentes alternativas de diseño planteadas para encontrar la solución más óptima, aumentando de esta manera eficiencia sin alterar la adecuada seguridad de las obras.

1.5. Delimitación

Este trabajo está destinado únicamente al diseño de muros de contención de concreto armado en voladizo en forma de “T” invertida.

El uso de este manual, debe ser utilizado con conocimiento geotécnico o en su defecto, el estudio de suelo respectivo.

El suelo que el muro vaya a contener debe ser granular, o por lo menos, se deberá garantizar la colocación de relleno granular detrás del muro hasta la posible línea de falla del suelo. También, se deberá considerar que el suelo detrás del muro esté adecuadamente drenado de manera de aliviar o disminuir al mínimo las presiones hidrostáticas que se pudiesen producir.

La situación de interacción muro-terreno estudiada debe ser de empuje activo del suelo detrás del muro de contención, produciéndose empuje pasivo en el suelo de fundación sobre la puntera de la base del muro, y en el dentellón, cuando éste se incorpore en el diseño. El empuje pasivo en la puntera podrá ser considerado en el análisis siempre y cuando se garantice la permanencia de relleno frontal a lo largo de la vida útil del muro.

II. MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES HISTÓRICOS

En sus construcciones, los egipcios, los romanos y los chinos han demostrado tener conocimiento en lo que se refiere a problemas relacionados con fundaciones, incluso en épocas antes de Cristo. De hecho, ellos fueron más atentos en la importancia de un adecuado diseño de fundación que las generaciones de varios siglos siguientes. Desafortunadamente, se carece de detalles claros y específicos de su conocimiento para tener una evaluación precisa y comprensible de su estado del arte.

Un apreciable decrecimiento en interés y conocimiento en problemas relacionados con suelos aparecieron desde la caída del Imperio Romano hasta aproximadamente el siglo XV. No fue sino hasta los siglos XVII y XVIII que verdadera atención e interés fueron revividos y especial atención concentrada en mecánica de suelos e ingeniería de fundaciones.

El análisis de presiones de tierra en muros de contención fue una de las primeras ramas en el campo de suelos y fundaciones en generar un renovado interés. Entre los primeros en formular pautas en esta área se encuentra el ingeniero militar francés Marquis Sebastian le Pestre de Vauban (1633-1707), quien proveyó pautas y regulaciones integrales para la construcción de estructuras para retener el suelo detrás de éstas. La contribución reciente más notable fue la de Charles Augustin Coulomb (1736-1806), también ingeniero militar francés, a quien se le acredita el primer básico y científico enfoque para calcular la estabilidad en muros de contención. Otra importante contribución relacionada con las presiones de tierras y la estabilidad en muros de retención, fue hecha por William John Macquorn Rankine (1820-1872), ingeniero y físico escocés.

Rankine y Coulomb, son tal vez los más conocidos contribuyentes del siglo XIX al estudio de las presiones laterales en muros de contención, cuyos principios teóricos se estudiarán en detalle en este trabajo de investigación. Entre otros personajes que han aportado al estudio de este tema se encuentran el francés Jean Victor Poncelet y el alemán Karl Culmann, quienes establecieron métodos gráficos para resolver problemas de presiones laterales y de muros de contención. También, cabe destacar las inmensas contribuciones hechas en el siglo XX por Karl Terzaghi, quien proveyó la unificación de conceptos que hizo de la mecánica de suelos una ciencia. Desde entonces, se han venido usando cálculos más complejos para refinar la teoría de diseño de muros de contención, extendiendo su uso a determinar variantes de la vida real, como paredes no verticales, fricción de pared, superficies de terreno inclinadas y de apoyo. (Cernica, J., 1982)

Actualmente, a nivel mundial se han venido desarrollando procesos y métodos para el cálculo de muros de contención, ya sea de forma analítica o computarizada. En nuestro país algunos ingenieros se han preocupado por tratar esta materia, tal es el caso del Ing. Rafael Torres Belandria, profesor de la Universidad de los Andes, quien desarrolló una propuesta en el 2003 de metodología para el análisis y diseño de muros de contención en voladizo, basándose en los principios teóricos de Coulomb y Rankine, y aplicando el uso de las normas COVENIN, ASSHTO, y el Eurocódigo. El Profesor Torres, también desarrolló un programa en *GWBASIC* en 1987, el cual trabaja bajo entorno *MS-DOS*, para el cálculo de muros de contención en voladizo de concreto armado, también se desarrollo un software más completo y dinámico, y que trabajase bajo el entorno amigable de *Windows*, el cual fue desarrollado por el Ing. Andrés A. Méndez H.

2.2. CONCEPTOS TEÓRICOS APLICADOS

2.2.1. CONSIDERACIONES FUNDAMENTALES

Un volumen de suelo, que suponemos sin cohesión alguna, derramado libremente sobre un plano horizontal, toma un perfil de equilibrio que nos define el ángulo de talud natural del suelo o ángulo de fricción interna del suelo ϕ , en su estado de reposo. Las partículas resbalan a lo largo de este talud natural, que constituye la inclinación límite, más allá de la cual la partícula no puede mantenerse en equilibrio.

Mediante principios físicos básicos, se determina que la tangente del ángulo del talud natural es igual al coeficiente de fricción interna del suelo. El ángulo ϕ y el peso específico de los suelos γ , son variables y dependen del tipo de suelo, estado de humedad, etc. En la Tabla 2-1 se indican valores de ϕ y γ , correspondientes a distintos tipos de suelos granulares que se consideran desprovistos de cohesión.

Si por cualquier circunstancia es preciso dar al terreno un talud mayor que ϕ , será necesario evitar su derrumbamiento, colocando un muro de retención o contención, que constituye un soporte lateral para las masas de suelo.

Tabla 2-1. Valores de ángulos de fricción y pesos específicos (Torres, R., 2003)

Clase de Material	ϕ	γ (Kgm³)
Tierra de terraplenes, seca	35° a 40°	1400
Tierra de terraplenes, húmeda	45°	1600
Tierra de terraplenes, saturada	27°	1800
Arena seca	35°	1600
Arena húmeda	40°	1800
Arena saturada	25°	2000
Gravilla seca	35° a 40°	1850
Gravilla húmeda	25°	1860
Grava de cantos vivos	45°	1800
Cantos rodados	30°	1800

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

2.2.2. MURO DE CONTENCIÓN

Según Suarez J. (1998), “el propósito de una estructura de contención es el resistir las fuerzas ejercidas por la tierra contenida, y transmitir esas fuerzas en forma segura a la fundación o a un sitio por fuera de la masa analizada de movimiento”. Su estabilidad la deben fundamentalmente al peso propio y al peso del material que está sobre su fundación. Los muros de contención se comportan básicamente como voladizos empotrados en su base (Torres, R., 2003). Estos son empleados en la estabilización de taludes, en cortes para trazos carreteras, en estribos de puentes, en terrazas artificiales, etc.

Tipos de muros de contención

Muros de Gravedad: son muros con gran masa que resisten el empuje mediante su propio peso y con el peso del suelo que se apoya en ellos; suelen ser económicos para alturas moderadas, menores de 5 m, son muros con dimensiones generosas, que no requieren de refuerzo. Se construyen principalmente de piedra, concreto ciclópeo, mampostería o gaviones.

Muros en voladizo o *cantilever*: este tipo de muro, que se estudiará en detalle en este trabajo, resiste el empuje de tierra por medio de la acción en voladizo de una pantalla vertical empotrada en una losa horizontal (zapata o base), ambos adecuadamente reforzados para resistir los momentos flectores y fuerzas cortantes a que están sujetos. Generalmente, estos muros son económicos para alturas menores de 10 metros; para alturas mayores, los muros con contrafuertes suelen ser mejor alternativa.

La pantalla de concreto en estos muros es, por lo general, relativamente delgada, su espesor oscila alrededor de un décimo de la altura del muro, y depende de las fuerzas cortante y momentos flectores originados por el empuje de tierra. El espesor de la base es función de las fuerzas cortantes y momentos flectores de las secciones situadas

delante y detrás de la pantalla, por lo tanto, el espesor depende directamente de la posición de la pantalla en la base.

En general, estos muros están conformados por las siguientes partes o elementos: base o zapata, puntera, talón, pantalla y corona, como se puede apreciar en la Figura 2-1.

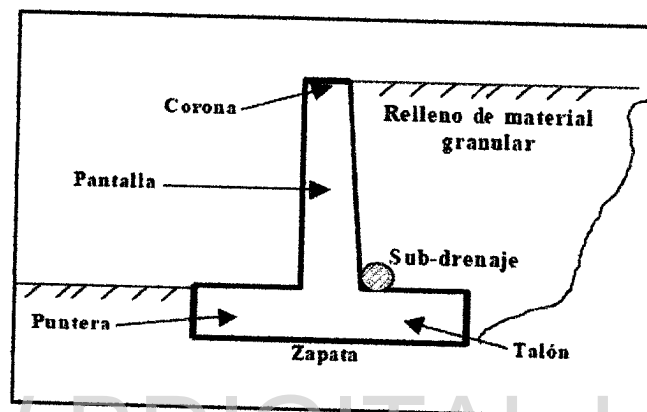


Figura 2-1. Esquema de una sección típica de muro de contención en voladizo

Muros con contrafuertes: representan una evolución de los muros en voladizo, ya que al aumentar la altura del muro aumenta el espesor de la pantalla, lo cual se reduce con el empleo de contrafuertes; la solución conlleva un armado, encofrado y vaciado más complejo.

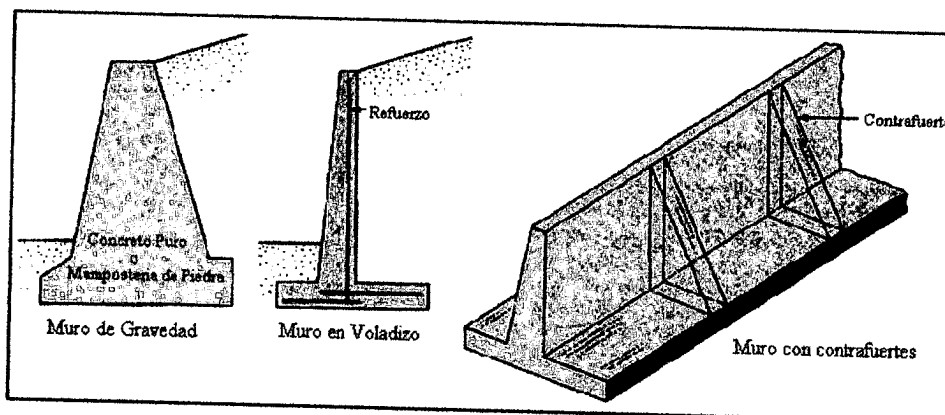


Figura 2-2. Varios tipos de muros de contención

2.2.3. ESTABILIDAD

El análisis de la estructura contempla la determinación de las fuerzas que actúan por encima de la base de fundación, tales como empuje de tierra, peso propio, peso de la tierra de relleno, cargas y sobrecargas con la finalidad de estudiar la estabilidad al volcamiento y deslizamiento, así como el valor de las presiones de contacto.

La presión o empuje que la tierra ejerce sobre el muro que la contiene mantiene una relación directa con el desplazamiento del conjunto (interacción muro-terreno), pudiéndose presentar las siguientes situaciones:

Empuje o presión activa: ocurre cuando el muro se mueve alejándose de la tierra o cede, en este caso, el relleno de tierra se expande en la dirección horizontal y la presión disminuye hasta una condición mínima, ver Figura 2-3.

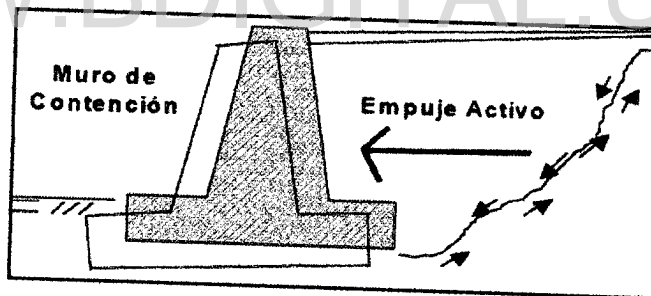


Figura 2-3. Empuje o presión activa del suelo

Empuje o presión pasiva: ocurre cuando el muro se desplaza contra la tierra, por lo que ésta se comprime en la dirección horizontal aumentando su resistencia hasta alcanzar una condición de presión máxima, ver Figura 2-4.

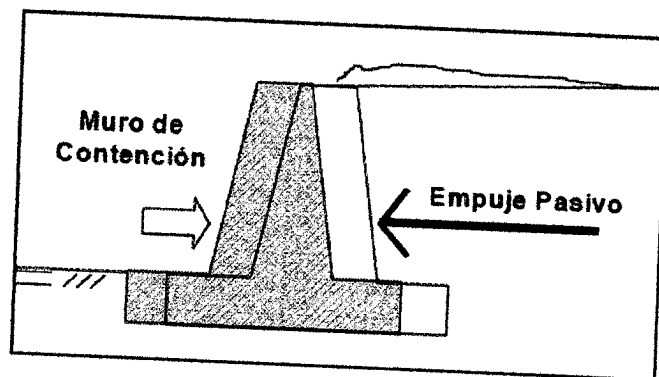


Figura 2-4. Empuje o presión pasiva del suelo

Empuje o presión de reposo: es un estado intermedio que ocurre cuando el muro de contención es tan rígido que no permite desplazamiento en ninguna dirección, por lo que las partículas de suelo quedarán confinadas entre sí, sometidas todas ellas a un mismo régimen de compresión, ver Figura 2-5.

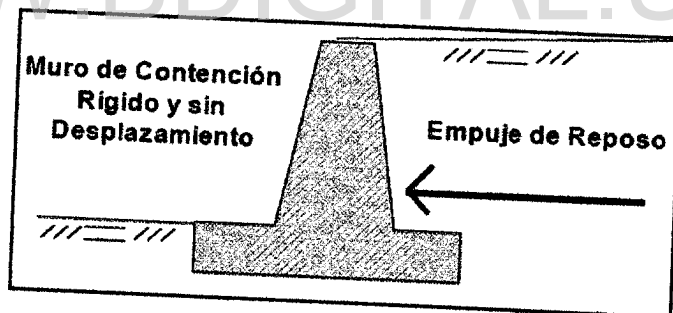


Figura 2-5. Empuje o presión de reposo del suelo

El peso propio del muro actúa en el centro de gravedad de la sección, y puede calcularse de manera fácil subdividiendo la sección del muro en áreas parciales sencillas y de propiedades geométricas conocidas. Similarmente, se puede calcular el peso del suelo de relleno, cuyas dimensiones están definidas por una sección de relleno de base igual a la longitud del talón y de altura igual a la longitud de la pantalla.

El diseño del muro suele empezar con la selección de dimensiones tentativas para luego verificar la estabilidad de esa configuración. Por conveniencia, cuando el muro es de altura constante, puede analizarse un muro de longitud unitaria, de no resultar la estructura seleccionada satisfactoria, se modifican las dimensiones y se efectúan nuevas verificaciones hasta lograr la estabilidad y la resistencia requeridas (Torres, R., 2003). También, es necesaria la determinación de espesores y refuerzos necesarios para resistir los momentos y cortantes en las partes individuales que componen el muro.

2.2.4. DRENAJES

En la práctica se ha observado que los muros de contención fallan frecuentemente debido a un inadecuado sistema de drenaje. Cuando parte de la estructura del muro de contención se encuentra bajo el nivel freático, ya sea ocasional o permanentemente, la presión del agua actúa adicionalmente sobre él, aumentando el empuje lateral. Esta situación ha sido ignorada por muchos proyectistas y es una de las causas de falla más comunes en muros de contención. En consecuencia, resulta más económico proyectar muros de contención que no soporten empujes hidrostáticos, colocando drenes ubicados adecuadamente para que alivien tales presiones y canalicen el agua de la parte interior del muro a la parte exterior, tal como se muestra en las Figuras 2-6 y 2-7.

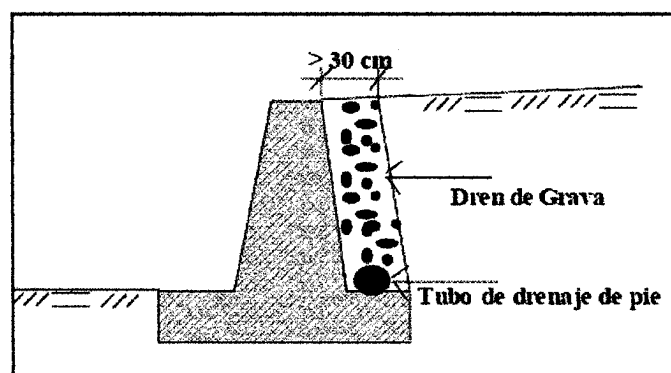


Figura 2-6. Sistema de drenaje de muro de contención con dren de pie

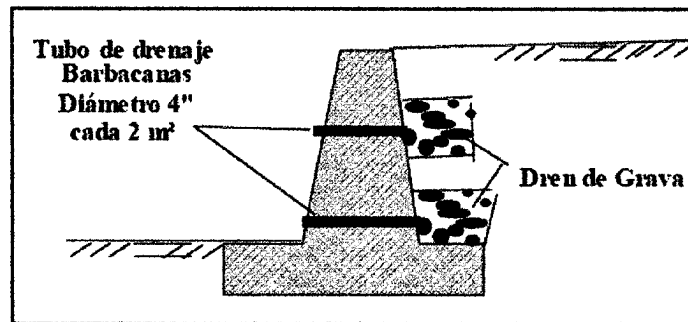


Figura 2-7. Sistema de drenaje de muro de contención con barbacanas

Al saturarse, los suelos cohesivos como las arcillas, generan empujes muy superiores a los considerados en los análisis; dada su relativa impermeabilidad, el drenaje no cumple su cometido. Por esta razón es conveniente colocar material granular ($\phi > 0$) como relleno en los muros de contención, sobre el talón hasta la línea de falla considerada, evitándose así la saturación del suelo y consecuente incremento de presión.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

2.2.5. JUNTAS

Juntas de construcción

En general, durante la construcción de los muros de contención, el gran volumen de concreto requerido no se puede colocar en un solo vaciado, por lo que hay que hacer el proceso en etapas, generando juntas de construcción verticales y horizontales. En este caso, la superficie que deja la junta debe ser rugosa, con salientes y entrantes, de tal manera que se incremente la fricción en los planos en contacto, procurando garantizar la continuidad del material.

Juntas de dilatación

Las juntas de dilatación o de expansión, son utilizadas para disminuir la fisuración y el agrietamiento del concreto a consecuencia de los cambios de temperatura ambiental y de la retracción del concreto. Estas juntas son necesarias si no se provee al muro de suficiente acero de refuerzo de temperatura y retracción. Se acostumbra rellenarlas con

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

materiales elásticos de flexibilidad permanente, de tal manera que la junta se pueda abrir y cerrar sin presentar resistencia alguna, impidiendo además el paso de la humedad a través de ella.

En nuestro país, se estila colocar juntas de dilatación a intervalos de 10 m, no excediéndose de los 25 m entre juntas. El tamaño de la abertura de la junta J comúnmente utilizado es de 2,5 cm, ver Figura 2-8.

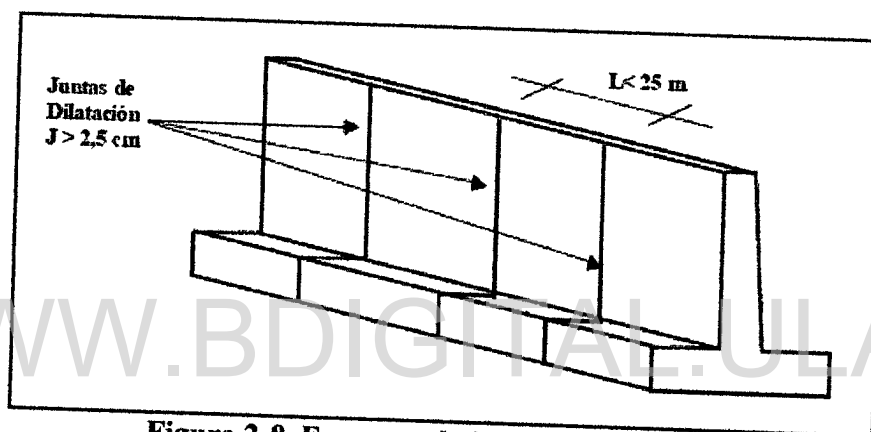


Figura 2-8. Esquema de juntas de dilatación

2.3. MÉTODOS Y PRINCIPIOS TEÓRICOS APLICADOS

En el caso de muros de contención de concreto armado, se pueden emplear los procedimientos comúnmente utilizados para dimensionar y reforzar, que son estipulados por el Código ACI, o por la Norma COVENIN 1753-85 para análisis y diseño de estructuras de Concreto Armado.

2.3.1. MÉTODO DE LOS ESFUERZOS ADMISIBLES

Las estructuras y elementos estructurales se diseñarán para tener en todas las secciones una resistencia mayor o igual a la resistencia requerida para cargas y fuerzas de servicio

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

según las combinaciones que se estipulen en las normas. En este método se disminuye la resistencia nominal última o de falla dividiéndola por un factor de seguridad FS establecido por las normas.

De esta manera se estudiará la estabilidad al volcamiento, al deslizamiento y las presiones de contacto de los muros de contención.

2.3.1.1. Estabilidad al volcamiento y deslizamiento

La Norma COVENIN-MINDUR 2002-88 “Criterio y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones” fijó, para verificar la estabilidad al volcamiento y al deslizamiento, un $FS \geq 1,5$ para todas las combinaciones de carga. Sin embargo, la Norma COVENIN-MINDUR 1756-98 “Edificaciones Sismorresistentes”, establece que para combinaciones donde se incluya el sismo se puede tomar $FS \geq 1,4$.

Para estudiar la estabilidad al volcamiento, los momentos se toman respecto a la arista inferior del extremo de la puntera.

La relación entre los momentos estabilizantes M_e , producidos por el peso propio del muro y de la masa de relleno situada sobre el talón del mismo y los momentos de volcamiento M_v , producidos por los empujes del terreno, se conoce como factor de seguridad al volcamiento FS_v , esta relación debe ser mayor de 1,5.

$$FS_v = \frac{M_e}{M_v} \geq 1,5 \quad (2-1)$$

La componente horizontal del empuje de tierra debe ser resistida por las fuerzas de roce entre el suelo y la base. La relación entre las fuerzas resistentes y las actuantes o deslizantes (empuje), se conoce como factor de seguridad al deslizamiento FS_d , esta relación debe ser mayor de 1,5. Es común determinar esta relación sin considerar el empuje pasivo que pudiera presentarse en la parte delantera del muro, a menos que se

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

garantice éste durante toda la vida de la estructura (Torres, R., 2003). Para evitar el deslizamiento se debe cumplir:

$$FS_d = \frac{F_r}{E_h} \geq 1,5 \quad (2-2)$$

$$F_r = \mu (R_v + E_{av}) + c' * B + E_p \quad (2-3)$$

$$\mu = \tan \delta \quad (2-4)$$

$$c' = (0,5 \text{ a } 0,7) c \quad (2-5)$$

Siendo:

F_r = fuerza de roce

E_h = resultante de las fuerzas horizontales

R_v = resultante de las fuerzas verticales

E_{av} = componente vertical del empuje activo

B = ancho de la base del muro

c' = coeficiente de cohesión corregido o modificado

c = coeficiente de cohesión del suelo de fundación

E_p = empuje pasivo (no se debe tomar en cuenta si el suelo de la puntera es removible)

μ = coeficiente de fricción suelo-muro

δ = ángulo de fricción suelo-muro, a falta de datos precisos, puede considerarse:

$$\delta = \frac{2}{3} \phi \quad (2-6)$$

2.3.1.2. Presiones de contacto

La capacidad admisible del suelo de fundación σ_{adm} debe ser mayor que el esfuerzo de compresión máximo o presión de contacto σ_{max} transferido al terreno por el muro, para todas las combinaciones de carga:

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{max} \quad (2-7)$$

$$\sigma_{adm} \leq \frac{q_{ult}}{FS_{cap. portante}} \quad (2-8)$$

donde, $FS_{cap. portante}$ es el factor de seguridad a la falla por capacidad del suelo. Este valor debe ser para cargas estáticas: $FS_{cap. portante} \geq 3$, y para cargas dinámicas de corta duración (sísmicas): $FS_{cap. portante} \geq 2$. q_{ult} corresponde a la capacidad última o de falla del terreno de fundación.

En general, para que toda el área de la base del muro quede teóricamente sujeta a compresión, la fuerza resultante de la presión del suelo originada por el sistema de cargas deberá actuar en el tercio medio. De los aspectos mencionados anteriormente se puede decir que no se debe exceder la resistencia admisible del suelo, y la excentricidad e_x de la fuerza resultante vertical R_v , medida desde el centro de la base del muro B , no debe exceder del sexto del ancho de ésta, en este caso el diagrama de presiones es trapezoidal. Si la excentricidad excede el sexto del ancho de la base (se sale del tercio medio), la presión máxima sobre el suelo debe recalcularse, ya que no existe compresión en toda la base, en este caso el diagrama de presión es triangular, y se acepta que exista redistribución de presiones de tal forma que la resultante R_v , coincida con el centro de gravedad del triángulo de presiones. (Torres, R., 2003)

En ambos casos, las presiones de contacto (σ_{max} y σ_{min}) por metro de ancho de muro se pueden determinar con las expresiones (2-11 a 2-14). En la figura 2-9 se muestran ambos casos de presiones de contacto.

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - X_r \right) \quad (2-9)$$

$$X_r = \frac{M_e - M_v}{R_v} \quad (2-10)$$

siendo:

e_x = excentricidad de la fuerza resultante vertical

X_r = posición de la resultante medida desde la arista inferior de la puntera del muro

B = ancho de la base o zapata del muro

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

M_e = momento total estabilizante de la estructura

M_v = momento total volcante de la estructura

R_v = fuerza resultante vertical de la estructura

Si $e_x < B/6$:

$$\sigma_{\max} = \frac{R_v}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e_x}{B} \right) \quad (2-11)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{R_v}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot e_x}{B} \right) \quad (2-12)$$

Si $B/6 \leq e_x \leq L/2$:

$$\sigma_{\max} = \frac{2 R_v}{3 \left(\frac{B}{2} - |e_x| \right)} \quad (2-13)$$

$$\sigma_{\min} = 0 \quad (2-14)$$

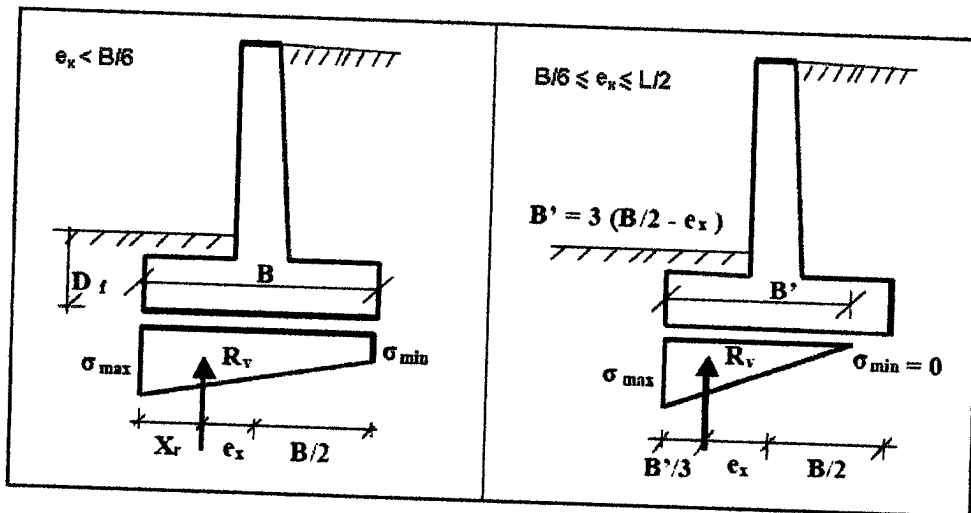


Figura 2-9. Casos de distribución de las presiones de contacto

Según Torres, R. (2003), es recomendable lograr que la resultante se localice dentro del tercio medio, ya que las presiones de contacto son mas uniformes, disminuyendo el efecto de asentamientos diferenciales entre la puntera y el talón.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

En general dos criterios pueden ser útiles para dimensionar la base:

1. La excentricidad de la fuerza resultante, medida respecto al centro de la base, no debe exceder el sexto de la misma.
2. La presión máxima de contacto muro-suelo de fundación, no debe exceder la presión admisible o capacidad de carga del suelo de fundación.

Cuando la resultante vertical no quede dentro del tercio medio, es decir, que la excentricidad sea mayor a $B/6$, se origina un diagrama de presión triangular que no abarca toda la dimensión de la base B (ver Figura 2-9), sino que abarca una longitud B' la cual se tomará en cuenta en los cálculos subsiguientes que dependan de las presiones de contacto. Esto está considerado implícitamente dentro del programa elaborado, solo se le advierte al usuario cuando la excentricidad es mayor que $B/6$, por medio de un mensaje particular.

Según recomendaciones de la norma AASHTO 96 (art. 4.4.5), la profundidad de fundación D_f , no debe ser menor de 60 cm (2 pies) en suelos sólidos, sanos y seguros. En otros casos y en terrenos inclinados, D_f no debe ser menor de 120 cm (4 pies).

La base debe encontrarse debajo de la zona de cambios de volúmenes ocasionados por las variaciones de humedad del suelo, especialmente si existen arcillas expansivas. En muchos casos, es necesario fundar a profundidades mayores que los valores mínimos, donde el estrato de suelo tenga una capacidad de carga adecuada para resistir las presiones de contacto que origina el muro de contención.

2.3.2. MÉTODO DEL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO

Las estructuras y elementos estructurales se diseñarán para tener en todas las secciones una resistencia de diseño mayor o igual a la resistencia requerida, la cual se calculará para cargas y fuerzas mayoradas y según las combinaciones que se estipulen en las normas.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

El método de diseño a la rotura del código ACI es el procedimiento aceptado por la mayoría de nuestras normas, y contempla la mayoración de las cargas de servicio para obtener la resistencia requerida, que debe ser menor que la resistencia nominal reducida por un factor de minoración de resistencia Φ .

De esta manera, se estudiará la estabilidad al volcamiento, al deslizamiento y las presiones de contacto de los muros de contención.

2.3.2.1. Estabilidad al volcamiento y deslizamiento

La estabilidad al volcamiento se determina por medio de la expresión (2-15), donde 0,70 representa, aproximadamente, el inverso del factor de seguridad de 1,5 utilizado en el método de esfuerzos admisibles.

$$\Sigma M_u \leq 0,70 \Sigma M_n \quad (2-15)$$

donde:

ΣM_u = Sumatoria de momentos últimos actuantes.

ΣM_n = Sumatoria de momentos últimos resistentes.

Por el método de los esfuerzos últimos se debe verificar que las fuerzas horizontales no excedan las fuerzas resistentes al deslizamiento, como en la siguiente expresión:

$$V_u \leq 0,80 (m \cdot N_u + c \cdot A) \quad (2-16)$$

donde:

V_u = fuerza de corte última horizontal resultante de los empujes de tierra y de la fuerza inercial del muro

μ = coeficiente de fricción suelo-muro

N_u = fuerza última normal al área de contacto resultante del peso propio, cargas y sobrecargas, que actúa simultáneamente con V_u

c = coeficiente de cohesión del suelo de fundación

A = área de contacto de la fundación, para una longitud de muro unitaria es igual a B

2.3.2.2. Presiones de contacto

Las presiones últimas de contacto q_u no deben exceder la capacidad de soporte última resistente del suelo de fundación q_{ult} :

$$q_u \leq 0,6 \cdot q_{ult} \quad (2-17)$$

Factor de reducción Φ

Es un factor de seguridad que provee de cierto margen de reserva de resistencia a la sección, de manera que permite prevenir posibles fallas del comportamiento estructural de la pieza, debido al control de calidad en la fabricación, a estimaciones y al uso de cargas y sobrecargas.

En la Tabla 2-2, se muestran algunos valores del factor Φ , indicados en la norma COVENIN 1753 de Concreto Armado.

Tabla 2-2. Factor de Minoración de Resistencia

Tipo de Solicitación	Φ
Flexión sin carga axial	0,90
Tracción axial	0,90
Corte y Torsión	0,85
Aplastamiento del concreto	0,70
Flexión de concreto sin armar	0,65
<u>Compresión axial con o sin flexión</u>	
Columnas zunchadas	0,75
Columnas con estribos	0,70

El software utilizado en este trabajo (MANUAL) toma en cuenta estos factores de minoración cuando son necesarios, por lo que el usuario no tendrá que introducirlos.

2.3.3. INCUMPLIMIENTO DE LAS CONDICIONES DE ESTABILIDAD

En caso de que el proyecto no cumpla con la estabilidad al volcamiento y/o con las presiones de contacto, se debe redimensionar el muro, aumentando el tamaño de la base.

Si no se cumple con la estabilidad al deslizamiento, debe modificarse el muro de acuerdo con las siguientes alternativas:

1. Colocar dentellón o diente que se incruste en el suelo, de manera que la fricción suelo-muro cambie en parte por fricción suelo-suelo, generando empuje pasivo frente al dentellón. Se recomienda colocar el dentellón a una distancia $2.H_d$ medida desde el extremo de la puntera, H_d es la altura del dentellón y suele escogerse en la mayoría de los casos mayor o igual que el espesor de la base. En la Figura 2-8, se muestra un muro de contención con dentellón en la base.
2. Aumentar el tamaño de la base, para de esta manera incrementar el peso del muro y la fricción suelo de fundación-muro.
3. Hacer uso del empuje pasivo E_p . Su utilización debe ser objeto de consideración, puesto que para que éste aparezca deben ocurrir desplazamientos importantes del muro que pueden ser incompatibles con las condiciones de servicio, además, se debe garantizar la permanencia del relleno sobre la puntera del muro durante toda la vida útil del muro, de lo contrario, solo se podrá considerar el empuje pasivo correspondiente a la altura del dentellón.

Generalmente, se considera más efectivo el uso del dentellón que el aumento del tamaño de la base. Sin embargo, la excavación para el dentellón, es posible que altere el subsuelo, originando en algunos casos mas daño que provecho. Para el mismo volumen de concreto, resulta la segunda alternativa más económica. (Torres, R., 2003)

2.3.4. VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTE Y FLEXIÓN DE LOS ELEMENTOS QUE COMPONEN EL MURO

Después de haber revisado la estabilidad al volcamiento, deslizamiento y presiones de contacto, y estando conformes con los resultados, se debe verificar que los esfuerzos de corte y de flexión en las secciones críticas de la pantalla y la zapata del muro no sean superiores a los valores máximos establecidos por las normas.

La verificación se basa en cargas mayoradas, utilizando los coeficientes que afectan las cargas propuestos por el código ACI, indicados anteriormente en el Método del Estado Límite Último.

2.3.4.1. Verificación de los esfuerzos de corte

La resistencia al corte de las secciones transversales debe estar basada en:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (2-18)$$

donde:

V_u = fuerza cortante mayorada en la sección considerada

V_n = resistencia nominal al corte

$$V_n = V_c + V_s \quad (2-19)$$

siendo:

V_c = resistencia nominal al corte proporcionada por el concreto

V_s = resistencia nominal al corte proporcionada por el acero de refuerzo

Se considera que la resistencia al corte la aporta solo el concreto, ya que en los muros de contención no se acostumbra colocar acero de refuerzo por corte, es decir, $V_s = 0$.

La norma COVENIN-MINDUR 1753, en la sección 11.3, indica que la resistencia al corte para miembros sometidos únicamente a corte y flexión será:

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (2-20)$$

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

donde:

f'_c = resistencia del concreto a compresión

b_w = ancho del alma de la sección, en cm, en este caso como se analizan los muros por metro de ancho, será 100 cm

d = es la altura útil de la sección medida desde la fibra extrema mas comprimida al centroide del acero de refuerzo longitudinal en tensión, en cm.

La altura útil d depende directamente del recubrimiento mínimo, que es la protección de concreto para el acero de refuerzo contra la corrosión. El Código ACI 318-99, indica que al acero de refuerzo se le debe proporcionar el recubrimiento mínimo de concreto de acuerdo a la Tabla 2-3.

Tabla 2-3. Valores de recubrimiento mínimo según las condiciones ambientales

Características del ambiente	Recubrimiento mínimo (cm)
Concreto colado en contacto con el suelo y permanentemente expuesto a él	7,5
Concreto expuesto al suelo o a la acción del clima Cabillas 3/4" o mayores	5
Cabillas 5/8" o menores	4
Concreto no expuesto a la acción del clima ni en contacto con el suelo <u>Losas, Muros, Nervaduras</u> Cabillas 1+3/4" o mayores	4
Cabillas 1+3/8" o menores	2
<u>Vigas, columnas</u> Refuerzo principal, estribos y espirales	4
<u>Cascarones y placas plegadas</u> Cabillas 3/4" o mayores	2
Cabillas 5/8" o menores	1,5

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

2.3.4.2. Verificación de los esfuerzos de flexión

La resistencia a flexión de las secciones transversales debe estar basada en:

$$\Phi M_n \geq M_u \quad (2-21)$$

donde:

M_u = momento flector mayorado en la sección considerada

M_n = momento nominal resistente

Según los conocimientos teóricos de concreto armado y haciendo uso del diagrama de Whitney (ver Figura 2-10) se tiene que el momento nominal resistente de un elemento de sección rectangular es:

$$M_n = C \cdot z \quad (2-22)$$

donde:

C = fuerza de compresión máxima

z = brazo de palanca entre la fuerza de compresión y la fuerza de tracción

$$C = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a_{max} \quad (2-23)$$

$$z = d - \frac{a_{max}}{2} \quad (2-24)$$

En zonas sísmicas:

$$a_{max} = 0,255 d \quad (2-25)$$

siendo:

f'_c = resistencia del concreto a compresión

b = ancho de la sección considerada

a_{max} = profundidad máxima del bloque a compresión

d = altura útil efectiva de la sección considerada

Sustituyendo estos valores, queda para zonas sísmicas:

$$M_n = 0,189 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2 \quad (2-26)$$

y la altura útil efectiva en una sección considerada será:

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{0,189 \cdot \Phi \cdot f'_c \cdot b}} \quad (2-27)$$

donde:

M_u = momento último actuante en la sección considerada afectado por el factor de mayoración para caso sísmico FC_u

Φ = factor de minoración, siendo a flexión igual a 0,9

$$FC_u = \frac{1,7 * E_a + \Delta DE_a + F_{spp}}{E_{a+\Delta}} \quad (2-28)$$

FC_u = factor de mayoración de carga ponderado para el caso sísmico

E_a = empuje activo del suelo

ΔDE_a = incremento dinámico del empuje activo

F_{spp} = fuerza sísmica del peso propio

$E_{a+\Delta}$ = empuje total

Para el cálculo del acero de refuerzo requerido en la sección considerada, se utilizará la siguiente expresión:

$$A_s = \left(\frac{0,85 f'_c b}{F_y} \right) \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{0,85 \phi f'_c b}} \right) \quad (2-29)$$

El acero mínimo a colocar en la sección, según la norma COVENIN, deberá ser:

$$A_{smin} = 0,0018 \cdot b \cdot t \quad (2-30)$$

donde:

F_y = resistencia del acero a la fluencia

t = espesor de la sección considerada

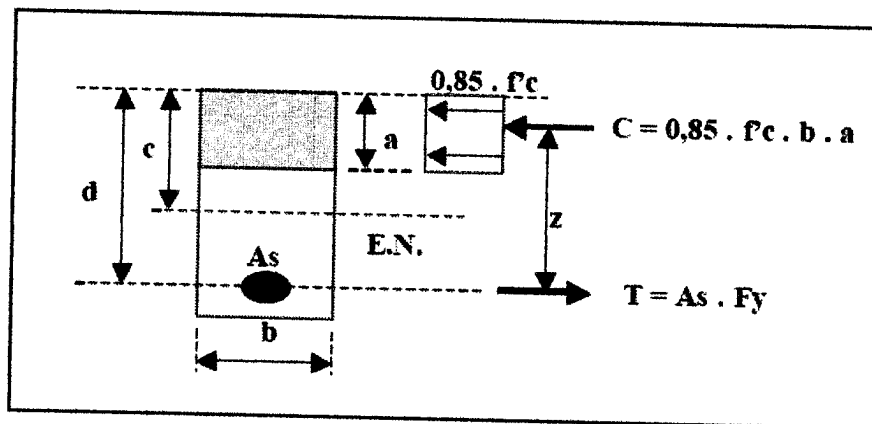


Figura 2-10. Diagrama de Whitney. Equilibrio de fuerzas en un elemento rectangular reforzado sometido a flexión.

2.3.5. EVALUACIÓN DEL EMPUJE DE TIERRAS

Para la evaluación del empuje de tierras o suelo deben tomarse en cuenta diferentes factores como la configuración y las características de deformabilidad del muro, las propiedades del relleno y las condiciones de la fricción suelo-muro, de la compactación del relleno, del drenaje, así como la posición del nivel freático.

La magnitud del empuje de tierras varía ampliamente entre el estado activo y el pasivo dependiendo de la deformabilidad del muro. En todos los casos se debe procurar que el material de relleno sea granular y de drenaje libre para evitar empujes hidrostáticos que pueden originar fuerzas adicionales no deseables. (Torres, R., 2003)

Las presiones laterales se evaluarán tomando en cuenta los siguientes componentes:

- Presión estática debida a cargas gravitatorias.
- Presión forzada determinada por el desplazamiento del muro contra el relleno.
- Incremento de presión dinámica originado por el efecto sísmico.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Las presiones que el suelo ejerce sobre un muro aumentan como las presiones hidrostáticas en forma lineal con la profundidad. Para la determinación del empuje de tierra E se utilizará el método del fluido equivalente, con expresiones del tipo:

$$E = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) K \quad (2-31)$$

donde:

E = empuje de tierra

γ = peso específico del suelo contenido

H = altura del muro

K = coeficiente de empuje

El coeficiente de empuje K se define como la relación entre el esfuerzo efectivo horizontal y el esfuerzo efectivo vertical en cualquier punto dentro de la masa de suelo. Este coeficiente se puede determinar con las teorías de Coulomb o Rankine para suelos granulares; en ambas teorías se establecen hipótesis que simplifican el problema y conducen a valores de empuje que están dentro de los márgenes de seguridad aceptables.

Para que se produzca el empuje activo o pasivo en el suelo, los muros de contención deben experimentar traslaciones o rotaciones alrededor de su base, que dependen de las condiciones de rigidez (altura y geometría) del muro y de las características del suelo de fundación.

En este trabajo se consideran las presiones estáticas y forzadas que son el empuje activo y el empuje pasivo, y las presiones dinámicas que se originan en un sismo.

2.3.5.1. Empuje activo

Cuando la parte superior de un muro o estribo se mueve suficientemente como para que se pueda desarrollar un estado de equilibrio plástico, la presión estática es activa y genera un empuje total E_a , aplicada en el tercio inferior de la altura del muro debido a su distribución triangular. En la Figura 2-9 se muestra un gráfico de muro de contención con diagrama de presión activa.

$$E_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) K_a \quad (2-32)$$

donde:

E_a = empuje de tierra activo

K_a = coeficiente de empuje activo

En este trabajo, para la determinación de K_a , se aplica la teoría de Coulomb ya que se considera más exacta y toma en cuenta la mayoría de las variables de la configuración real del muro.

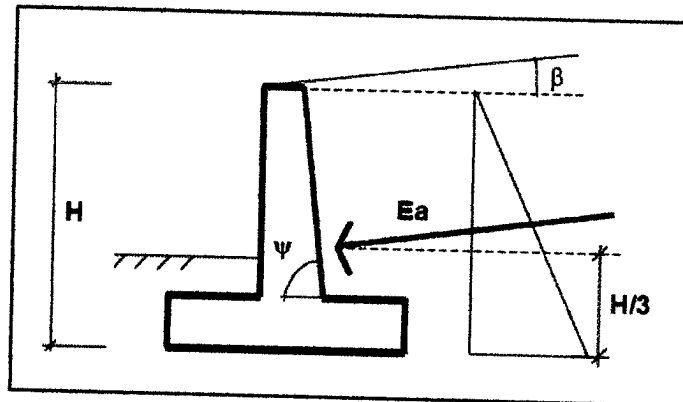


Figura 2-11. Muro de contención con diagrama de presión activa

Ecuación de Coulomb

En el año 1773, el francés C. A. Coulomb publicó la primera teoría racional para calcular empujes de tierra y mecanismos de falla de masas de suelo, cuya validez se

mantiene hasta hoy día, el trabajo se tituló: *“Ensayo sobre una aplicación de las reglas de máximos y mínimos a algunos problemas de Estática, relativos a la Arquitectura”*.

La teoría supone que el empuje se debe a una cuña de suelo limitada por la cara interna del muro, la superficie de relleno y una superficie de falla que se origina dentro del relleno que se supone plana. (Torres, R., 2003)

La teoría de Coulomb se fundamenta en la siguiente serie de hipótesis:

- El suelo es una masa homogénea e isotrópica y se encuentra adecuadamente drenado como para no considerar presiones intersticiales en él.
- La superficie de falla es planar.
- El suelo posee fricción, siendo ϕ el ángulo de fricción interna del suelo, la fricción interna se distribuye uniformemente a lo largo del plano de falla.
- La cuña de falla se comporta como un cuerpo rígido.
- La falla es un problema de deformación plana (bidimensional), y se considera una longitud unitaria de un muro infinitamente largo.
- La cuña de falla se mueve a lo largo de la pared interna del muro, produciendo fricción entre éste y el suelo, δ es el ángulo de fricción entre el suelo y el muro.
- La reacción E_a de la pared interna del muro sobre el terreno, formará un ángulo δ con la normal al muro, que es el ángulo de rozamiento entre el muro y el terreno, si la pared interna del muro es muy lisa ($\delta = 0^\circ$), el empuje activo actúa perpendicular a ella.
- La reacción de la masa de suelo sobre la cuña forma un ángulo ϕ con la normal al plano de falla.

El coeficiente K_a según Coulomb es:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi)}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\psi - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (2-33)$$

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

siendo:

Ψ = ángulo de la cara interna del muro con la horizontal

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo

β = ángulo de inclinación del relleno con la horizontal

δ = ángulo de fricción suelo-muro

Siguiendo recomendaciones de Terzaghi, el valor de δ puede tomarse en la práctica como $\left(\frac{\phi}{2} \leq \delta \leq \frac{2}{3}\phi\right)$, en general o a falta de información se usa: $\delta = \frac{2}{3}\phi$

En el programa AMCV, el usuario podrá escoger entre $\delta = \frac{2}{3}\phi$, ó $\delta = 0$ cuando considere la pared interna del muro como “muy lisa”, tanto en el suelo de relleno como en el suelo de fundación.

En la teoría de Coulomb, el E_a actúa formando un ángulo δ con la normal al muro, por esta razón esta fuerza no es, generalmente, horizontal. El E_a será horizontal solo cuando la pared del muro sea vertical ($\psi = 90^\circ$) y el ángulo $\delta = 0^\circ$. En tal sentido, las componentes horizontal y vertical (E_{ah} y E_{av}) del empuje activo se obtienen adecuando la expresión (2-32), de la siguiente manera:

$$E_{ah} = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right) K_a \cos \omega \quad (2-34)$$

$$E_{av} = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right) K_a \sen \omega \quad (2-35)$$

siendo ω el ángulo de actuación del empuje activo con la horizontal ($\omega = \delta + 90^\circ - \Psi$)

2.3.5.2. Empuje pasivo

Cuando un muro o estribo empuja contra el terreno se genera una reacción que se le da el nombre de empuje pasivo de la tierra E_p . La tierra así comprimida en la dirección horizontal, origina un aumento de su resistencia hasta alcanzar su valor límite superior E_p , la resultante de esta reacción del suelo se aplica en el extremo del tercio inferior de la altura.

El empuje pasivo se determina, análogamente, con la siguiente expresión:

$$E_p = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) K_p \quad (2-36)$$

donde:

E_p = empuje de tierra pasivo

K_p = coeficiente de empuje pasivo

En este trabajo y en el software desarrollado, se estudia el empuje pasivo que se produce delante de la puntera de la base del muro, y en el dentellón, cuando éste se incorpore en el diseño del muro. Para el cálculo del coeficiente K_p se aplica la ecuación de Rankine que, de manera más aproximada y sencilla, arroja resultados confiables para la determinación del empuje pasivo. En la mayoría de los casos prácticos no se considera el empuje pasivo que actúa en la puntera ya que, por lo general, no hay garantía de permanencia de relleno sobre ésta.

Ecuación de Rankine

En el año 1857, el escocés W. J. Macquorn Rankine realizó una serie de investigaciones y propuso una expresión mucho más sencilla que la de Coulomb. Su teoría se basó en las siguientes hipótesis:

- El suelo es una masa homogénea e isotrópica.
- No existe fricción entre el suelo y el muro.
- La cara interna del muro es vertical ($\psi = 90^\circ$).

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

- La resultante del empuje de tierras está ubicada en el extremo del tercio inferior de la altura.
- El empuje de tierras es paralelo a la inclinación de la superficie del terreno, es decir, forma un ángulo β con la horizontal. (Torres, R., 2003)

El coeficiente K_p según Rankine es:

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (2-37)$$

Si la inclinación del terreno es nula ($\beta = 0^\circ$), se obtiene una ecuación igual a la de Coulomb para el caso particular que $\delta = \beta = 0^\circ$ y $\psi = 90^\circ$, coincidiendo ambas teorías:

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2-38)$$

Para que la hipótesis de un muro sin fricción ($\delta = 0$) se cumpla, el muro debe tener paredes muy lisas; ésta condición casi nunca ocurre, sin embargo, los resultados obtenidos son aceptables ya que están del lado de la seguridad.

2.3.5.3. Incremento dinámico de presión por el efecto sísmico

Los efectos dinámicos producidos por los sismos se simularán mediante empujes de tierra debidos a las fuerzas de inercia de las masas del muro y del relleno. Las fuerzas de inercia se determinarán teniendo en cuenta la masa de tierra apoyada directamente sobre la cara interior y zapata del muro con adición de las masas propias de la estructura de retención.

El empuje sísmico generado por el relleno depende del nivel de desplazamiento que experimente el muro. Se considerará un estado activo de presión de tierras cuando el desplazamiento resultante permita el desarrollo de la resistencia al corte del relleno. Si el

desplazamiento de la corona del muro está restringido, el empuje sísmico se calculará con la condición de tierras en reposo. El estado pasivo de presión de tierras solo puede generarse cuando el muro tenga tendencia a moverse hacia el relleno y el desplazamiento sea importante. (Torres, R., 2003)

Incremento dinámico del empuje activo

Cuando el muro de contención es suficientemente flexible como para desarrollar desplazamientos en su parte superior, la presión activa se incrementa bajo la acción de un sismo. Este aumento de presión se denomina incremento dinámico del empuje activo ΔDE_a .

La metodología expuesta por el Eurocódigo 8, donde se propone calcular el coeficiente de presión dinámica activa K_{as} a partir de la fórmula de Mononobe-Okabe. Este coeficiente incluye el efecto estático más el dinámico, aplicando la fuerza total en un mismo sitio. Sin embargo, considerando que la cuña movilizada en el caso dinámico es un triángulo invertido con centro de gravedad ubicado a 2/3 de la altura, medido desde la base, se separa el efecto estático del dinámico por tener diferentes puntos de aplicación. El incremento dinámico del empuje activo se determina mediante la siguiente expresión:

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) (K_{as} - K_a) (1 - C_{sv}) \quad (2-39)$$

Fórmula de Mononobe-Okabe

-. Para $\beta < \phi - \theta$:

$$K_{as} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \delta - \theta) \cdot \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (2-40)$$

-. Para $\beta > \phi - \theta$:

$$K_{as} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta - \theta)} \quad (2-41)$$

$$C_{sh} = 0,50 \cdot A_o \quad (2-42)$$

$$C_{sv} = 0,70 \cdot C_{sh} \quad (2-43)$$

$$\theta = \arctan \left(\frac{C_{sh}}{1 - C_{sv}} \right) \quad (2-44)$$

donde:

C_{sh} = coeficiente sísmico horizontal

C_{sv} = coeficiente sísmico vertical

θ = ángulo de influencia sísmica

A_o = aceleración sísmica dependiendo de la zona (ver tabla 2-4)

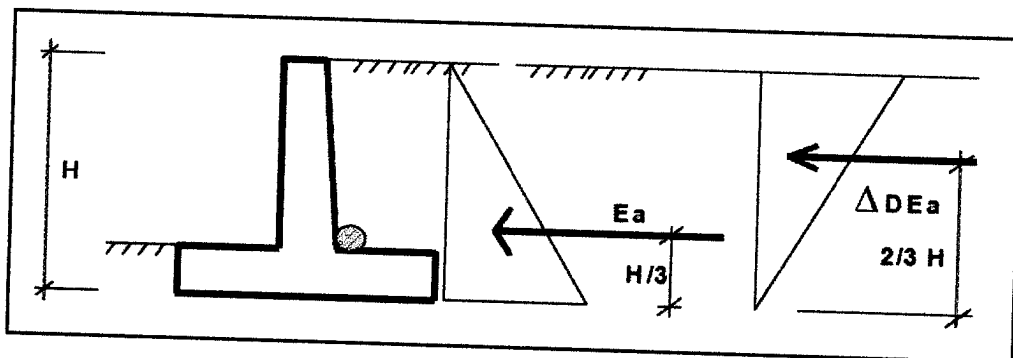


Figura 2-12. Gráfico de muro de contención con empuje activo + incremento dinámico del empuje activo, para el caso sísmico.

**Tabla 2-4. Valores de la aceleración sísmica A_0 según la zona sísmica del país
(COVENIN 1756-1: 2001)**

Zona	A_0 (g)	Peligro sísmico
7	0,40	Elevado
6	0,35	
5	0,30	
4	0,25	Intermedio
3	0,20	
2	0,15	Bajo
1	0,10	
0	-	

Para conocer la zona sísmica se cuenta con el mapa de zonificación sísmica de la norma “Edificaciones Sismorresistentes” COVENIN 1756-1: 2001. (Ver Figura 2-13)

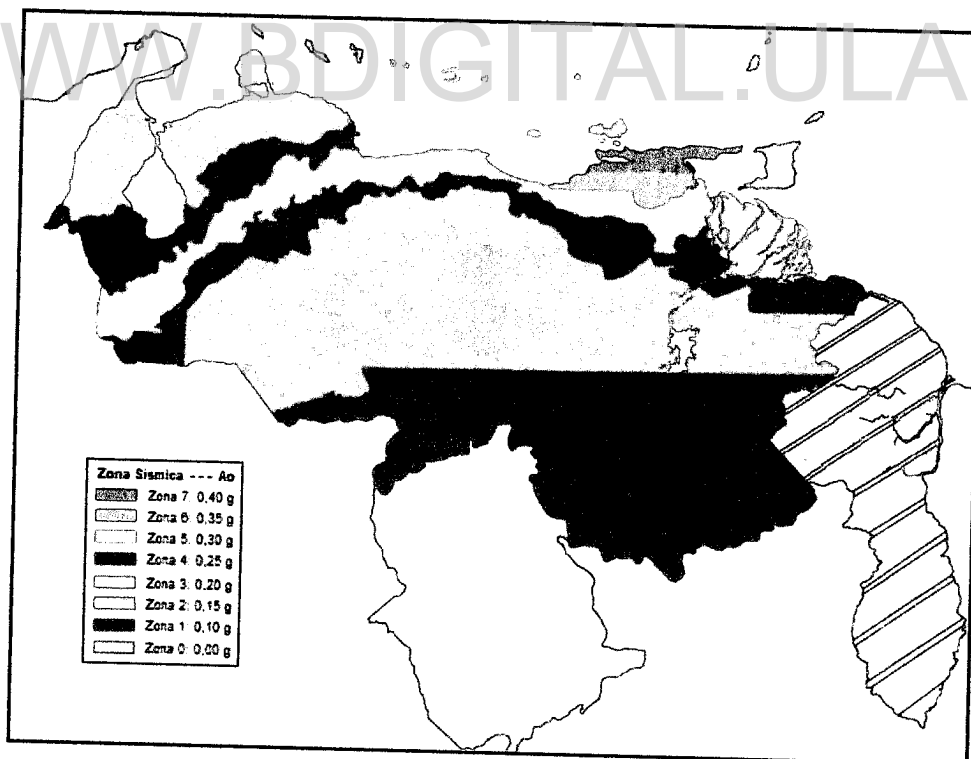


Figura 2-13. Mapa de zonificación sísmica de Venezuela (COVENIN 1756-1: 2001)

2.3.6. SOBRECARGA UNIFORME

En ciertas ocasiones, los muros de contención tienen que soportar sobrecargas uniformes q , originadas por el tráfico o por depósitos de materiales en la superficie, incrementando la presión sobre el muro.

El procedimiento usual para tomar en cuenta la sobrecarga uniforme es transformarla en una porción de tierra equivalente de altura H_s , con peso específico similar al del suelo de relleno γ . La altura H_s se coloca por encima del nivel del suelo contenido por el muro.

$$H_s = \frac{q}{\gamma} \quad (2-45)$$

Frecuentemente se usa una altura de relleno equivalente a carga viva de 61 cm o 2 pies, indicada por la norma AASHTO 96. La norma AASHTO LRFD 94, indica valores de relleno equivalentes a sobrecarga vehicular que varían con la altura del muro, estos valores se muestran en la tabla 2-5.

El empuje activo de la sobrecarga se determina de la siguiente manera:

$$E_s = (\gamma H_s) H K_a \quad (2-46)$$

aplicado a $H/2$ medidos desde la base del muro

donde:

E_s = empuje de la sobrecarga

γ = peso específico del suelo de relleno

H_s = altura de la sobrecarga (para sobrecarga vehicular, generalmente = 0,61 cm)

H = altura del muro

K_a = coeficiente de empuje activo

El procedimiento descrito solo sirve para sobrecargas uniformemente distribuidas, para sobrecargas no uniformes o lineales se debe realizar un estudio detallado según sea el caso. Si el relleno tras el muro está formado por varios estratos de suelo de espesor constante y paralelos a la superficie de relleno, la presión lateral total podrá calcularse considerando la carga total sobre cada estrato como sobrecarga uniforme.

**Tabla 2-5. Valores de altura equivalente a sobrecarga vehicular
(AASHTO LRFD 94)**

Altura del muro	H_s
≤ 1,53 m (5 pies)	1,68 m (5,5 pies)
3,05 m (10 pies)	1,22 m (4 pies)
6,10 m (20 pies)	0,76 m (2,5 pies)
≥ 9,15 m (30 pies)	0,61 m (2 pies)

III. METODOLOGIA DE TRABAJO

3.1 Predimensionado

Para la elaboración de este manual se realizaron cálculos de muros de diferentes alturas que van desde 1.50 m hasta 5.50 m. el muro a utilizar es el canteliver o voladizo en concreto armado.

Para el diseño, se procedió a realizar el predimensionado según Fig. 2.14 de cada uno de ellos con el fin de estudiar su estabilidad mediante la determinación de las fuerzas que actúan por encima de la base de fundación, como el empuje de tierra, el peso propio, el peso de la tierra de relleno, las cargas y las sobrecargas; con ellos podemos estudiar la estabilidad al volcamiento y al deslizamiento, y determinar el valor de las presiones de contacto, para luego, realizar el diseño definitivo de los elementos o partes del muro. Se realizaron cálculos iterativos, para obtener una estructura económica y confiable para dar soluciones a un problema de contención de Taludes, de igual manera se elaboro una Tabla 2-6 donde se compara las diferentes Bases del Muro con parámetros de Resistencia de Suelo que van desde 1.00, 1.50, 2.00, hasta 2.50 kg/cm².

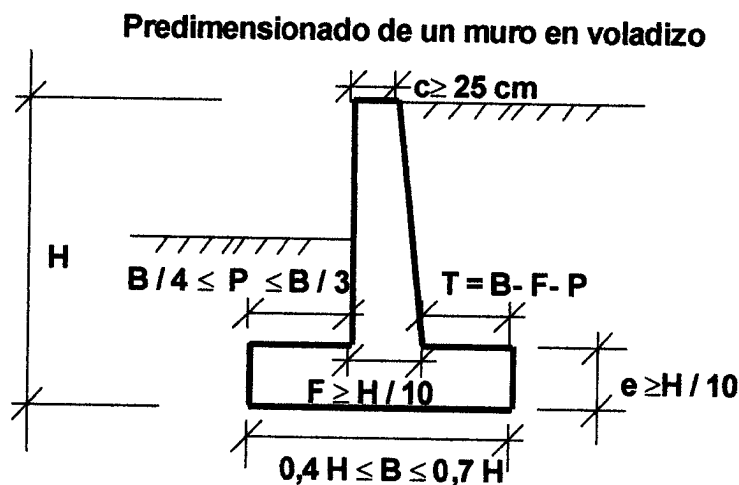


Fig. 2.14. Dimensiones Mínimas

3.2 Uso de programa de cálculo

Para la realización del manual fue necesaria la utilización de un programa de cálculo; el cual permite la ejecución del análisis de estabilidad de la estructura. Evitando la realización de largos y tediosos cálculos mediante procesos iterativos, ya que para obtener estructuras económicas se requiere que el proceso sea repetido varias veces hasta obtener la solución óptima, razón que amerita la automatización, la cual no es de fácil acceso; razón por la cual se procede a realización del presente trabajo de grado.

En este trabajo se elaborará con la ayuda de un programa de computación en *Visual Basic*, interactivo y dinámico, que permite diseñar muros de contención en voladizo de concreto armado de manera confiable. De esta manera, se evitan engorrosos cálculos y posibles errores consecuentes, ahorrándoles tiempo al ingeniero, estudiante y comunidades organizadas, una solución a un problema dado.

Los pasos a seguir:

3.2.1. Introducción de Datos

- Suelo de fundación (γ , D_f , ϕ , c , q_{ult} , δ); suelo de relleno (γ , ϕ , δ); materiales del muro (f'_c , F_y , γ_c) ; y condiciones del sitio (A_o , H_s)
- Predimensionado del muro (H , B , P , T , e , F , C , H_d , B_d) y los ángulos (β , Ψ),

3.2.2. Realizar Análisis → Resultados

- Peso propio del muro (PP)
- Centros de gravedad (X_{cg} , Y_{cg})
- Peso de la sobrecarga vehicular (W_s)
- Peso del relleno (W_r)
- Coeficiente del empuje activo (K_a)

- Empuje activo (E_a)
- Coeficiente del empuje pasivo (K_p)
- Empuje pasivo (E_p)

3.2.3. Análisis Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

- Empuje de la sobrecarga vehicular (E_s)
- Empuje activo de la tierra + Empuje activo de la sobrecarga (E_{a+s})
- Resultante de las fuerzas verticales (R_v)
- Fuerza de roce (F_r)
- Factor de seguridad contra el deslizamiento (FS_d)
- Momento estabilizante y Momento de volcamiento (M_v , M_e)
- Factor de seguridad contra el volcamiento (FS_v)
- Esfuerzo admisible del suelo de fundación (σ_{adm})
- Punto de aplicación de la fuerza resultante, y excentricidad (X_r , e_x)
- Presiones de contacto muro-suelo de fundación (σ_{max} , σ_{min})

3.2.4. Análisis Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

- Coeficiente sísmico horizontal, Coeficiente sísmico vertical (C_{sh} , C_{sv})
- Fuerza Sísmica del peso propio (F_{spp})
- Coeficiente de presión dinámica activa (K_{as})
- Incremento dinámico del empuje activo de tierra (ΔDE_a)
- Empuje total ($E_{a+\Delta}$)
- Resultante de las fuerzas verticales (R_v)
- Fuerza de roce (F_r)
- Factor de seguridad contra el deslizamiento (FS_d)
- Momento estabilizante y Momento de volcamiento (M_v , M_e)
- Factor de seguridad contra el volcamiento (FS_v)
- Esfuerzo admisible del suelo de fundación (σ_{adm})
- Punto de aplicación de la fuerza resultante y excentricidad (X_r , e_x)

Licencia Creative Commons.

- Presiones de contacto muro-suelo de fundación ($\sigma_{\max}$, $\sigma_{\min}$)

3.2.5. Calculo de la Base

- Caso 1 Puntera: Solicitaciones de corte y momento (V , M)
- Caso 1 Talón: Solicitaciones de corte y momento (V , M)
- Caso 2 Puntera: Solicitaciones de corte y momento (V , M)
- Caso 2 Talón: Solicitaciones de corte y momento (V , M)
- Factor de mayoración ponderado para sismo (FC_u)
- Resistencia al corte del concreto (V_c , V_u/Φ)
- Espesor mínimo requerido a flexión (M_u , e_{req})
- Cálculo de aceros requeridos en puntera y en talón (A_s)

3.2.6. Calculo de la Pantalla (en secciones hechas cada 1 m)

- Solicitaciones de corte y momento máximas ($V_{\max}$, $M_{\max}$)
- Aceros mínimos y Aceros requeridos ($A_{s\min}$, $A_{s\text{req}}$)
- Acero definitivo y Separación (A_s , Sep)
- Fuste o espesor de pantalla mínimo requerido (F_{req})
- Impresión de resultados del diseño de pantalla

3.2.7. Resumen de Datos y Resultados

- Mostrar los datos y resultados más representativos del análisis y diseño del muro. Ver: Tabla 2-7, Tabla 2-9, Tabla 2-11, Tabla 2-13
- Imprimir el resumen de datos y resultados. Ver: Tabla 2-7, Tabla 2-10, Tabla 2-12, Tabla 2-14

IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones

Culminado cada uno de los conceptos teóricos y los cálculos respectivos para el diseño de muros de contención en voladizo de concreto armado entre 1.50 m y 5.50 m. Es muy importante tener los conocimientos necesarios para la aplicación del método de los esfuerzos admisibles, el cual nos permitirá diseñar una estructura y sus elementos estructurales de tal manera de poder obtener en todas las secciones una resistencia mayor o igual a la resistencia requerida para cargas y fuerzas de servicio, según las combinaciones que se estipulen en las normas. Lo cual nos permitirá hallar un factor de seguridad por la norma.

El diseño del muro suele empezar con la selección de dimensiones tentativas para luego verificar la estabilidad de esa configuración. Por conveniencia, cuando el muro es de altura constante, puede analizarse un muro de longitud unitaria, de no resultar la estructura seleccionada satisfactoria, se modifican las dimensiones y se efectúan nuevas verificaciones hasta lograr la estabilidad y la resistencia requeridas. También, es necesaria la determinación de espesores y refuerzos necesarios para resistir los momentos y cortantes en las partes individuales que componen el muro.

De esta manera se estudio en cada uno de los 36 muros; hallando su estabilidad al volcamiento, al deslizamiento y las presiones de contacto. Teniendo como dato la resistencia de suelo, concreto, acero de refuerzo y las propiedades del relleno y suelo de fundación.

Se realizo el cálculo manual de un muro tipo de altura 5 m para tener como referencia; pues el realizar a mano cada uno de ellos es muy lento y tedioso. Es por ello que se utilizo una herramienta de programación en Visual Basic llamada AMCV; el cual

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

cumple con los requisitos y normativas establecidas por las normas venezolanas COVENIN para el diseño de estructuras de concreto armado sismoresistentes; e incorpora también sugerencias e indicaciones de normas internacionales como el Euro código, código ACI, y las normas ASSHTO; por lo que su uso en este trabajo es confiable.

El manual de muros de concreto armado está dirigido a comunidades bajo supervisión técnica, así como a alcaldías, gobernaciones, estudiantes, profesionales y afines que les sirva este material como herramienta útil al momento de su consulta.

En consecuencia se ha desarrollado una alternativa de consulta de diseño de muros de contención de concreto armado en voladizo con setenta y dos planos conteniendo detalles típicos y despiécese de cada uno de ellos.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

4.2 Recomendaciones

Su utilización plantea la necesidad de seguir algunas recomendaciones importantes; tales como.

Realizar el levantamiento topográfico de la falla en cuestión, incluyendo su perfil; debido a que nos va permitir seleccionar la altura de muro que mejor se adapte a la necesidad del lugar.

Realizar el estudio de suelo necesario y obligatorio, que nos va a permitir obtener los datos necesarios como son: la Resistencia del suelo, ángulos de fricción interna, cohesión y peso específico (suelo – relleno).

Es muy importante que la resistencia del concreto a utilizar no debe ser menor a $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

El acero de refuerzo utilizado para el diseño es de $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Cualquier cambio de denominación, se deberá realizar los cálculos nuevamente con la ayuda de un profesional de la materia.

La escogencia del material de relleno detrás de una estructura de contención depende del material disponible. El relleno ideal generalmente, es un material drenante, durable de alta resistencia y rígido que esté libre de materiales indeseables. Este material no debe contener: Turba, material vegetal, maderas, materiales orgánicos o degradables, materiales tóxicos, materiales susceptibles a combustión, cauchos, metales plásticos o materiales sintéticos, lodo, arcillas expansivas. También el relleno no debe ser químicamente agresivo; por ejemplo la presencia de sulfatos en los suelos puede acelerar el deterioro del concreto o el acero.

Todos los materiales que se coloquen detrás de la estructura de contención, incluyendo los filtros, deben ser compactados. Generalmente se especifica que la densidad debe cumplir una especificación del 90% de la densidad Proctor modificado.

Es muy importante que en el proceso constructivo; lo que respecta a la excavación, relleno, bombeo del agua freática, etc., deben organizarse para evitar poner en peligro la estabilidad y reducir la resistencia de los elementos de la estructura.

Durante el proceso de excavación debe tenerse en cuenta el efecto del tráfico de vehículos, la exposición al clima, movimientos sísmicos, etc. El control inadecuado del agua freática durante la construcción induce fallas en los taludes o produce debilidad de las fundaciones de los muros.

Se recomienda que la mínima excavación de cimentación de todo muro de contención sea de un 1.20 m por debajo de la superficie de suelo; para evitar que al construir zanjas para servicios el muro quede en el aire.

Es importante colocar juntas de dilatación o de expansión; el cual evita la fisuración y agrietamiento del concreto a intervalos de 10 m, no excediéndose de los 25 m entre juntas (Fig. 2-8). El tamaño de la abertura de la junta comúnmente utilizado es de 2,5 cm.

Como resultado de la lluvia u otras condiciones de humedad, el material de relleno para un muro de contención se satura, lo que incrementara la presión sobre el muro y crea una condición de inestabilidad. Por esta razón, debe proporcionarse un drenaje adecuado usando tubos perforados de drenaje (Fig. 2-6) colocado en base de muro; de igual manera se ubicaran barbicanas (Fig. 2-7) de $D=4''$, espaciados a cada 2 metros cuadrados de pantalla. Note que siempre existe la posibilidad de que el material de relleno sea lavado a través de dichos tubos por eso debe colocarse un filtro de geotextil o de piedra picada.

BIBLIOGRAFIA

- COVENIN-MINDUR 1756-98 (Rev. 2001), “Edificaciones Sismorresistentes”. Ministerio de Desarrollo Urbano - FUNVISIS, Caracas, 2001.
- COVENIN-MINDUR 1753, “Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones, Análisis y Diseño”. Ministerio de Desarrollo Urbano - FUNVISIS, Caracas, 1985.
- Alberto Olivares TABLAS PARA LOSAS CONTINUAS NERVADAS Y MUROS DE CONCRETO ARMADO (Caracas 1985).
- José Barros, “MUROS DE CONTENCIÓN (2005)“.
- Braja M. Das, “FUNDAMENTOS DE INGENIERIA GEOTECNICA”.
- Jesús A. López P., Luis López García, Amparo Moreno Valencia. “MUROS DE CONTENCIÓN Y DE SOTANO”.
- Suarez Díaz, Jaime (1998). “DESLIZAMIENTO Y ESTABILIDAD DE TALUDES EN ZONAS TROPICALES”
- Terzaghi and Peck (1967). “SOIL MECHANICS IN ENGINEERING PRACTICE”, 2 ed. JOHN WILEY & SONS, INC. New York – London – Sydney.
- Torres Belandria, Rafael (2003). “ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO”. Mérida, Venezuela.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Anexo A

Ejemplo Resuelto Manualmente. (Muro $H = 5$ m).

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Anexo A

Ejemplo Resuelto Manualmente. (Muro H= 5 m)

Diseñar un muro de contención de concreto armado en voladizo de 5.00 mts de altura, para contener un terraplén cuya superficie horizontal sirve para la circulación de vehículos, las características de los materiales, del suelo de fundación, del relleno y condiciones de sitio son las siguientes.

1) Suelo de fundación:

$$\gamma = 1850 \text{ kg/m}^3$$

$$\phi = 31^\circ$$

$$c = \frac{2}{3} \phi$$

$$R_s = 1.50 \text{ kg/cm}^2$$

2) Suelo de relleno:

$$\gamma = 1850 \text{ kg/m}^3$$

$$\phi = 31^\circ$$

$$C = 0$$

$$\beta = 0^\circ$$

3) Materiales del Muro:

$$F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_c = 2500 \text{ kg/m}^3$$

4) Condición de sitio:

Zona sísmica 5

Sobrecarga vehicular

Drenar aguas de lluvia.

Predimensionamiento del muro en voladizo de 5 m de altura.

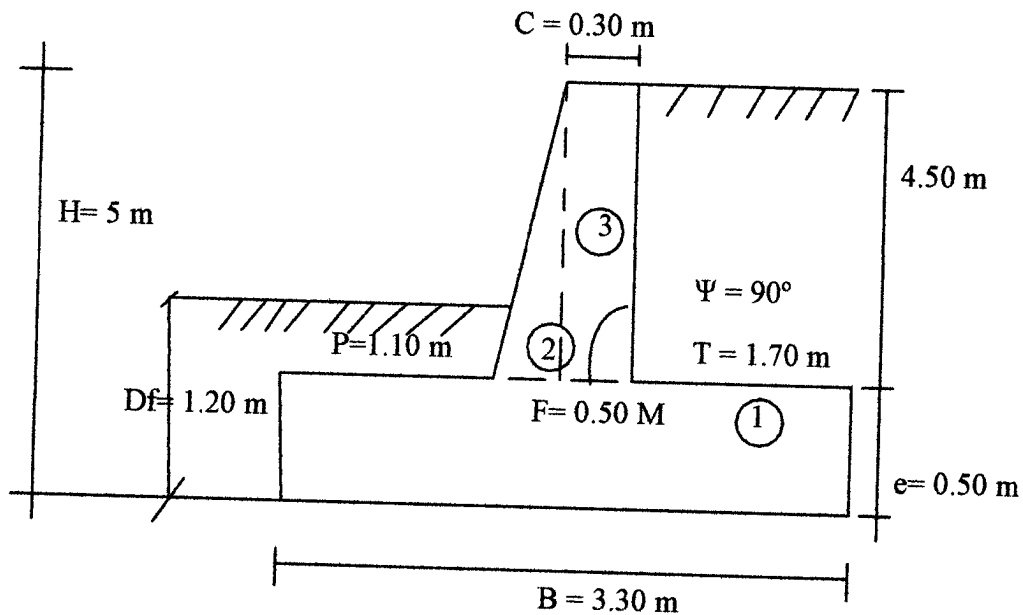


Figura 2-15

Cálculos:

Caso 1= Empuje de Tierra + Sobrecarga Vehicular

Tabla 2-15. Hallamos peso y momentos estabilizantes por 1 m de longitud de muro.

Figura	Brazo X (m)	Brazo Y (m)	Peso (kg/m)	Peso x brazo X (kg-m/m)	Peso x brazo Y (kg-m/m)
1	1.65	0.25	4.125,00	6.806,25	1.031,25
2	1.23	2.00	1.125,00	1.383,75	2.250,00
3	1.45	2.75	3.375,00	4.893,75	9.281,25
		Σ=	8.625,00	13.083,75	12.562,50

Centro de gravedad

$$X_{cg} = \frac{13083,75 \text{ kg-m}}{8625,00 \text{ kg}} = 1,52 \text{ m}$$

$$Y_{cg} = \frac{12562,50 \text{ kg-m}}{8625,00 \text{ kg}} = 1,46 \text{ m}$$

Sobre carga q: Altura de relleno equivalente

$$Q = \gamma H_s = 1850 \text{ Kg/m}^3 \times 0.60 \text{ m} = 1.110,00 = \text{Kg/m}^2$$

Peso total de la sobrecarga W_s

$$W_s = qL = 1.110,00 \text{ Kg/m}^2 \times (1.70 \text{ m} + 0.30 \text{ m}) = 2.220,00 \text{ Kg/m}$$

Aplicado a: 2.30 m del punto (A)

Peso del relleno W_r .

$$V_r = 4.50 \text{ m} \times 1.70 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 7.65 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$W_r = 7.65 \text{ m}^3/\text{m} \times 1850 \text{ Kg/m}^3 = 14152,50 \text{ Kg/m}$$

Aplicado a = 2.45 m del punto (A).

Coefficiente de empuje activo K_a : Aplicando la ecuación de Rankine

$$K_a = \frac{1 - \text{Sen}\phi}{1 + \text{Sen}\phi} = \frac{1 - \text{Sen}31^\circ}{1 + \text{Sen}31^\circ} = 0,32$$

Hallamos empuje activo de la tierra E_a :

$$E_a = \left[\frac{1}{2} \gamma H^2 \right] K_a = \left[\frac{1}{2} \cdot 1850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot (5 \text{ m})^2 \right] \times 0,32 = 7400 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Aplicado } a = \frac{1}{3} H = \frac{5}{3} = 1,67 \text{ m medida desde la base del muro.}$$

Empuje de la sobrecarga E_s :

$$E_s = (\gamma H_s) H K_a = 1.850 \text{ Kg/m}^3 \times 0.60 \text{ m} \times 5 \text{ m} \times 0.32 = 1776,00 \text{ Kg/m}$$

Empuje total E_{a+s} :

$$E_{a+s} = E_a + E_s = 7.400 \text{ Kg/m} + 1.776,00 \text{ Kg/m} = 9.176,00 \text{ Kg/m}$$

Hallamos la Resultante de las fuerzas verticales R_v :

$$R_v = p.p + W_r + W_s = 8.625,00 \text{ Kg/m} + 14152,50 \text{ Kg/m} + 2.220,00 \text{ Kg/m}$$

$$R_v = 24.997,50 \text{ Kg/m}$$

CASO 1: Empuje de Tierra + Sobrecarga

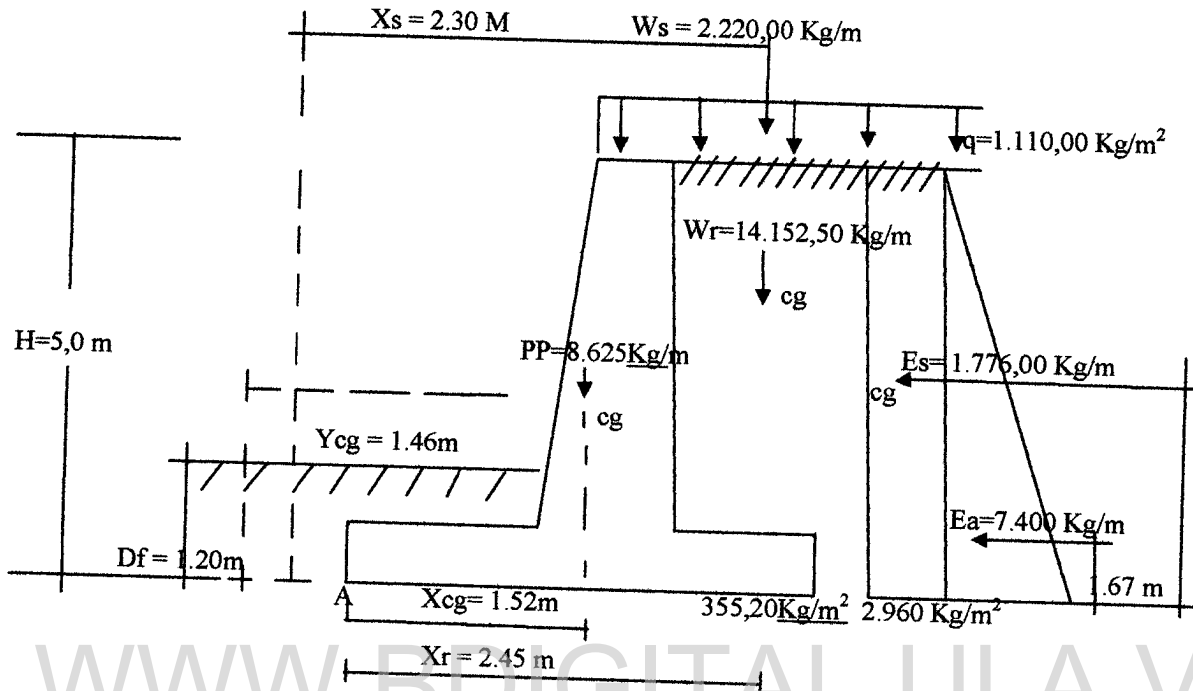


Figura 2-16

Hallamos la fuerza de Roce (F_r):

$$\delta = \text{Angulo de fricción suelo - muro} = 2/3\phi = 2/3 \cdot 31^\circ = 20.67^\circ$$

$$F_r = \mu (R_v + E_{av}) + C' \times B + E_p = \mu R_v + C' \times B$$

$$\mu = \tan(\delta) = \tan 20.67^\circ = 0.38$$

$$C' = 0.50 c = 0.50 \times (0.207 \text{ Kg/cm}^2) = 0.1035 \text{ Kg/cm}^2 = 1.035,00 \text{ Kg/m}^2$$

$$F_r = 0.38 \times 24.997,50 \text{ Kg/m} + 1.035,00 \text{ Kg/cm}^2 \times 3.30 \text{ m} = 12.914,55 \text{ Kg/m}$$

Factores de seguridad contra el deslizamiento (FSd)

$$FSd = \frac{F_r}{E_h} = \frac{12914,55 \text{ kg/m}}{9176,00 \text{ kg/m}} = 1,41 < 1,50 \text{ "NO CUMPLE"}$$

Falla el factor de seguridad al deslizamiento, se colocara un dentellon de pie, con altura y ancho igual al decimo de altura del muro.

$H_d = 5 \text{ m}/10 = 0.50 \text{ m}$, $B_d = 5 \text{ m}/10 = 0.50 \text{ m}$ se colocara bajo la pantalla del muro.

Muro con dentellón en la Base

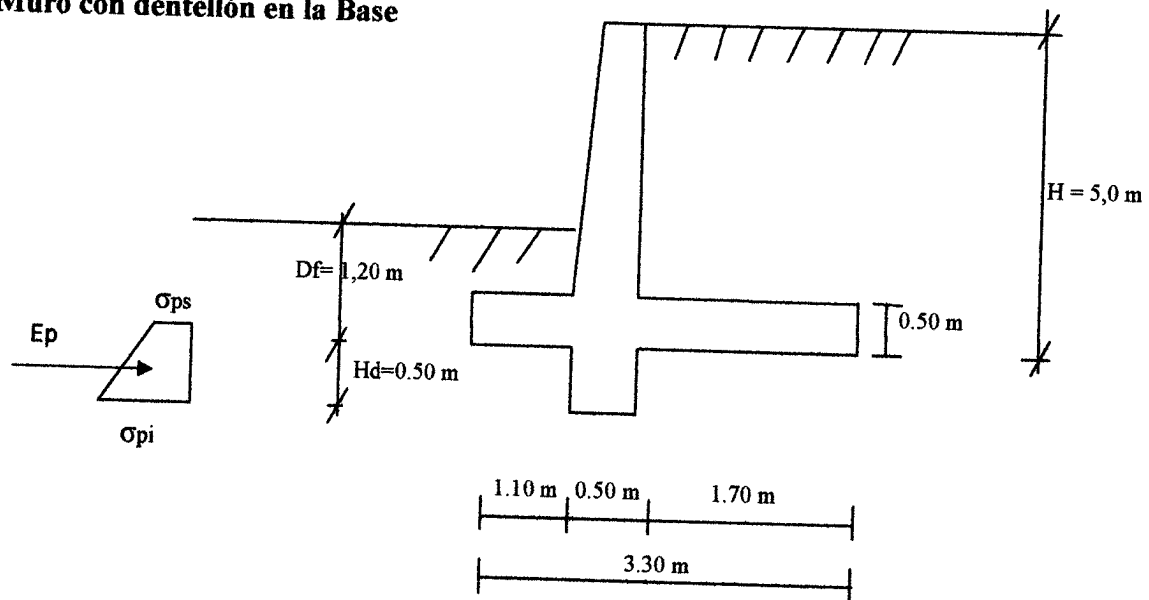


Figura 2-17

Coefficiente de empuje pasivo K_p .

$$K_p = \frac{1 + \text{Sen } \phi}{1 - \text{Sen } \phi} = \frac{1 + \text{Sen } 31^\circ}{1 - \text{Sen } 31^\circ} = 3,124$$

Calculo de presión pasiva superior en dentellar σ_{ps} .

$$\Sigma_{ps} = (\gamma D_f) K_p = 1850 \text{ Kg/m}^3 \times 1.20 \text{ m} \times 3,124 = 6.935,28 \text{ Kg/m}^2$$

Calculo de presión pasiva inferior en dentellar σ_{pi} .

$$\Sigma_{pi} = \gamma (D_f + H_d) K_p = 1.850 \text{ Kg/m}^3 \times (1.20 \text{ m} + 0.50 \text{ m}) \times 3,124$$

$$\sigma_{pi} = 9.824,98 \text{ Kg/m}^2$$

Empuje pasivo actuando sobre el dentalle E_p . Calculado con la altura del dentellón H_d .

$$E_p = \left[\frac{\sigma_{ps} + \sigma_{pi}}{2} \right] H_d = \left[\frac{6935,28 \text{ kg/m}^2 + 9824,98 \text{ kg/m}^2}{2} \right] \times 0,50 = 4190,07 \text{ kg/m}$$

$$E_p = 4.190,07 \text{ Kg/m}$$

Hallamos la fuerza de roce F_r , tomando en cuenta la colaboración del empuje pasivo actuando sobre el dentellón.

$$F_r = \mu (R_v) + C' \times B + E_p$$

$$F_r = 0.38 \times 24.997,50 \text{ Kg/m} + 1.035 \text{ kg/m}^2 \times 3.30 \text{ m} + 4.190,07 \text{ kg/m}$$

$$F_r = 17.104,62 \text{ kg/m}$$

Hallamos factor de seguridad contra el deslizamiento FS_d con dentellón de Pie.

$$FS_d = \frac{F_r}{E_h} = \frac{17104,62 \text{ kg/m}}{9176,00 \text{ kg/m}} = 1,86 > 1,50 \text{ "CUMPLE"}$$

Momento de volcamiento (M_v): Las fuerzas que intentan volcar el muro son el empuje activo y el empuje de sobrecarga.

$$M_v = 7.400 \text{ kg/m} \times 1.67 \text{ m} + 1.776 \text{ kg/m} \times 2.50 \text{ m} = 16798 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momento estabilizante (M_e): Las fuerzas que dan la estabilidad al muro son el peso propio del muro, el peso del relleno y el peso total de la sobrecarga.

$$M_e = 8.625 \text{ Kg/m} \times 1.52 \text{ m} + 2.220 \text{ kg/m} \times 2.30 \text{ m} + 14152,50 \text{ kg/m} \times 2,45 \text{ m}$$

$$M_e = 52889,63 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Calculamos el factor de seguridad contra el volcamiento (FS_v).

$$FS_v = \frac{M_e}{M_v} = \frac{52889,63 \text{ kg} \cdot \text{m}}{16798,00 \text{ kg} \cdot \text{m}} = 3,15 \geq 1,50 \text{ "ok"}$$

Esfuerzo admisible del suelo de fundación σ_{adm} .

$$\sigma_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS_{cap. por tan te}} = \frac{4,5 \text{ kg/cm}^2}{3} = 1,50 \text{ kg/cm}^2$$

Punto de aplicación de la fuerza resultante X_r : medido desde A

$$X_r = \frac{M_e - M_v}{R_v} = \frac{52889,63 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}} - 16798 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}}{24997,50 \frac{\text{kg}}{\text{m}}} = 1,44 \text{ m}$$

Excentricidad de la fuerza restante e_x :

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - X_r \right) = \left(\frac{3,30m}{2} - 1,44m \right) = 0,21m$$

$$e_x = 0,21 \leq \frac{B}{6} = \frac{3,30m}{6} = 0,55m \quad \text{"OK"}$$

Existe compresión en toda la base con diagrama Trapezoidal.

Calculamos la presión de contacto muro-suelo de fundación, $\sigma_{\max}$, $\sigma_{\min}$ para $e_x < \frac{B}{6}$

$$\sigma_{\max} = \frac{R_v}{B} \left(1 + \frac{6e_x}{B} \right) = \frac{24997,50 \frac{kg}{m}}{3,30m} \left(1 + \frac{6 \times 0,21m}{3,30} \right) = 10467,27 \frac{kg}{m^2}$$

$$\sigma_{\max} = 1,05 \text{ Kg/m}^2 \leq \sigma_{adm} = 1,50 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{"OK"}.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{R_v}{B} \left(1 - \frac{6e_x}{B} \right) = \frac{24997,50 \frac{kg}{m}}{3,30m} \left(1 - \frac{6 \times 0,21m}{3,30} \right) = 4682,73 \frac{kg}{m^2}$$

$$\sigma_{\min} = 0,47 \text{ Kg/m}^2$$

CASO 1 = Presión de Contacto Muro – Suelo de Fundación

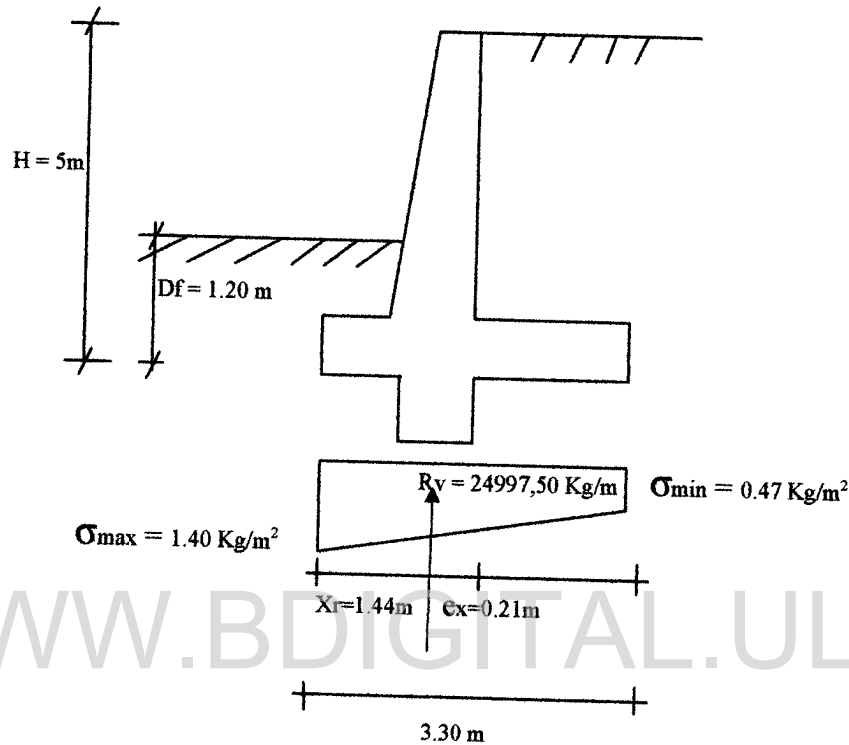


Figura. 2-18.

El predimensionado cumple con los factores de seguridad al deslizamiento, volcamiento y con las presiones de contacto para el CASO 1.

Hallamos ahora la estabilidad del muro para el caso de carga 2, aquí se incluye el efecto del sismo.

CASO2: EMPUJE DE TIERRA + SISMO

Para Venezuela: Zona 5 $\rightarrow A_0 = 0.30\text{ g}$.

Coefficiente sísmico horizontal C_{sh} :

$$C_{sh} = 0,50 A_0 = 0.50 \times 0.30\text{ g} = 0,15$$

Coefficiente Sísmico vertical C_{sv} :

$$C_{sv} = 0.70 C_{sh} = 0.70 \times 0.15 = 0.105$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{C_{sh}}{1 - C_{sv}}\right) = \arctan\left(\frac{0.15}{1 - 0.105}\right) = 9.51^\circ$$

Hallamos Fuerza Sísmica del peso propio F_{spp}

$$F_{spp} = C_{sh} \times (pp) = 0.15 \times 8625 \text{ Kg/m} = 1293.75 \text{ Kg/m}$$

Coefficiente de presión dinámica activa K_a

Aplicamos la ecuación Mononoble Okabe para: $B < \phi - \theta$

$$\beta = 0 < 31^\circ - 9.51 = 21.49^\circ$$

$$K_a = \frac{\text{Sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\text{Cos} \theta \cdot \text{Sen}^2 \psi \cdot \text{Sen}(\psi - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{Sen}(\psi - \delta - \theta) \cdot \text{Sen}(\tau + \beta)}} \right]^2}$$

δ = Angulo de fricción relleno muro

$$\delta = \frac{2}{3} \phi = \frac{2}{3} 31^\circ = 20.66$$

Sustituyendo: $\theta = 9.51^\circ$; $\beta = 0$; $\psi = 90^\circ$; $\phi = 31^\circ$

$$K_a = \frac{\text{Sen}^2(90^\circ + 31 - 9.51)}{\text{Cos} 9.51 \cdot \text{Sen}^2 90 \cdot \text{Sen}(90 - 20.66 - 9.51) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(31 + 20.66) \cdot \text{Sen}(31 - 0 - 9.51)}{\text{Sen}(90 - 20.66 - 9.51) \cdot \text{Sen}(90 + 0)}} \right]^2}$$

$$K_a = 0.409$$

Incremento dinámico del empuje activo de la tierra ΔDE_a

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) (K_a - K_a) (1 - C_{sv})$$

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2} \cdot 1850 \text{ kg/m}^3 \cdot (5 \text{ m})^2 \right) (0.409 - 0.32) (1 - 0.105)$$

$$\Delta DE_a = 1842,02 \text{ kg/m}$$

$$\text{Aplicado} = \frac{2}{3}H = \frac{2}{3}5m = 3.33m \quad (\text{Medido de la base})$$

Empuje total $E_{a+\Delta}$

$$E_{a+\Delta} = E_a + \Delta DE_a + F_{spp} = 7400 \text{ kg/m} + 1842,02 \text{ Kg/m} + 1293,75 \text{ kg/m}$$

$$E_{a+\Delta} = 10.535,77 \text{ kg/m}$$

Resultante de las Fuerza Verticales R_v :

$$R_v = p.p + W_r = 8.625 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 14152,50 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 22.777,50 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

CASO 2: Empuje de Tierra + Sismo

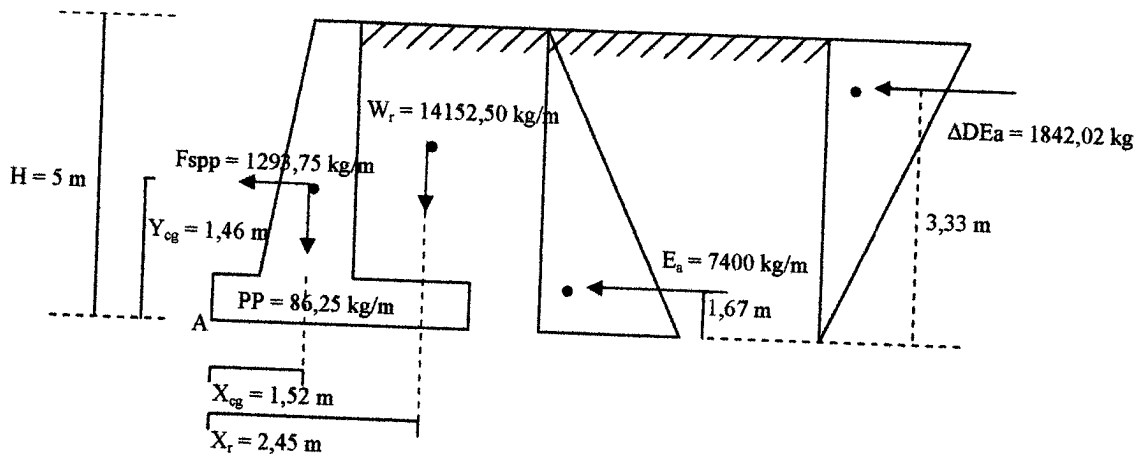


Figura. 2-19

Calculo de la fuerza de roce (Fr)

$$Fr = \mu(R_v + E_{av}) + C'.B + E_p \quad ; \quad E_{av} = 0, \quad E_p = 0$$

$$Fr = \mu R_v + C'.B$$

$$\mu = \tan\left(\frac{2}{3}31^\circ\right) = 0.38$$

$$C' = 0,50 \times 0,207 \text{ kg/cm}^2 = 0,1035 \text{ kg/cm}^2 = 1,035 \text{ kg/m}^2$$

$$Fr = 0,38 \times 22.777,50 \text{ kg/m} + 1035 \text{ kg/m}^2 \times 3,30 \text{ m} = 12.070,95 \text{ kg/m}$$

Factor de Seguridad contra el deslizamiento (FSd):

$$FSd = \frac{Fr + E_p}{E_h} = \frac{12070,95 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 4.190,07 \frac{\text{kg}}{\text{m}}}{10.535,77 \frac{\text{kg}}{\text{m}}} = 1.54 \geq 1.40 \quad \text{"OK"}$$

Momento de Volcamiento (Mv): Las fuerzas que intentan volcar el muro son:

$$F_{spp}, E_a + \Delta DE_a$$

$$M_v = 1293,75 \text{ kg/m} \times 1,46 \text{ m} + 7400 \text{ kg} \times 1,67 \text{ m} + 1842,02 \text{ kg/m} \times 3,33 \text{ m}$$

$$M_v = 20380,80 \text{ (kg-m)/m}$$

Momento Estabilizante (Me): Las fuerzas que estabilizan el Muro son PP, Wr

$$M_e = 8625 \text{ kg/m} \times 1,52 \text{ m} + 14152,50 \text{ kg/m} \times 2,45 \text{ m} = 47783,60 \text{ (kg-m)/m}$$

Factor de Seguridad contra el Volcamiento (Fsv):

$$FS_v = \frac{M_e}{M_v} = \frac{47783,63 \frac{\text{kg-m}}{\text{m}}}{20380,80 \frac{\text{kg-m}}{\text{m}}} = 2,34 \geq 1,40 \quad \text{"OK"}$$

Calculo del esfuerzo admisible del Suelo de Fundación σ_{adm} :

$$F_{Scap.por tante} \geq 2$$

$$\sigma_{adm} = \frac{qult}{F_{scap.por tante}} = \frac{4.50 \text{ kg/cm}^2}{2} = 2,25 \text{ kg/cm}^2$$

Punto de aplicación de la fuerza resultante X_r : Medido desde el Pto. A.

$$X_r = \frac{M_e M_v}{R_v} = \frac{47783.63 \text{ kg/m} - 20380,80 \text{ kg.m/m}}{22777,50} = 1,20m$$

Excentricidad de la fuerza resultante e_x : Medida del centro de la base.

Composición en toda la base y diagrama Trapezoidal.

$$e_x \leq \frac{B}{6} \therefore \frac{3.30m}{6} = 0,55m$$

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - X_r \right) = \left(\frac{3.30}{2} - 1.20m \right) = 0,45m$$

$$e_x = 0,45 \text{ m} \leq \frac{B}{6} = 0,55m \quad OK$$

Presión de contacto muro – suelo de fundación: σ_{max} , σ_{min} para $e_x \leq \frac{B}{6}$

$$\sigma_{max} = \frac{R_v}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e_x}{B} \right) = \frac{22778 \text{ kg/m}}{3.30m} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,45m}{3.30m} \right) = 12549.86 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 1,25 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_{adm} = 2,25 \text{ kg/cm}^2 \quad "OK"$$

$$\sigma_{min} = \frac{R_v}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot e_x}{B} \right) = \frac{22778 \text{ kg/m}}{3,30m} \left(1 - \frac{6 \cdot 0.45m}{3,30m} \right) = 1254,9 \text{ kg/m}^2 = 0,13 \text{ kg/cm}^2$$

El predimensionado cumple con los factores de seguridad al volcamiento, deslizamiento y presiones de contacto para el caso de Carga 2.

CASO 2: Presión de contacto Muro – Suelo de Fundación

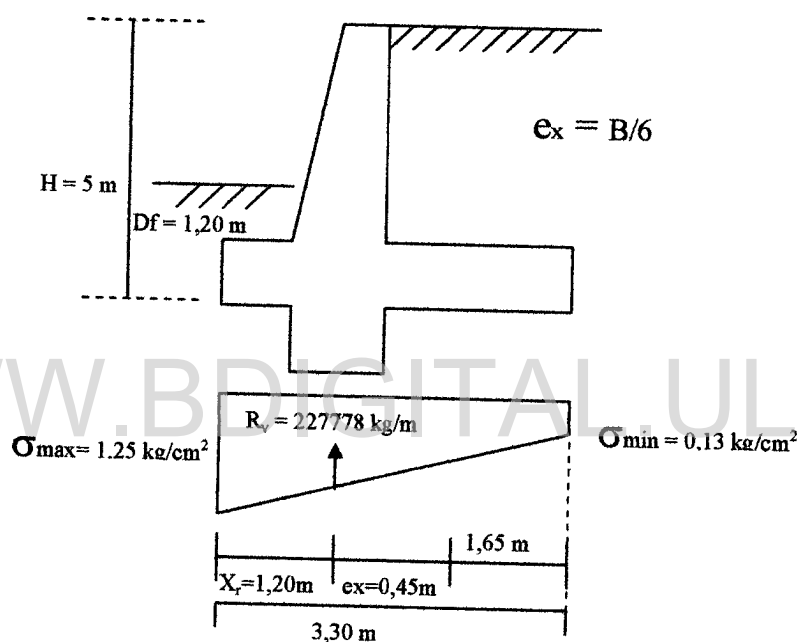


Figura 2-20

Dimensiones definitivas para el diseño del muro de 5 m de altura

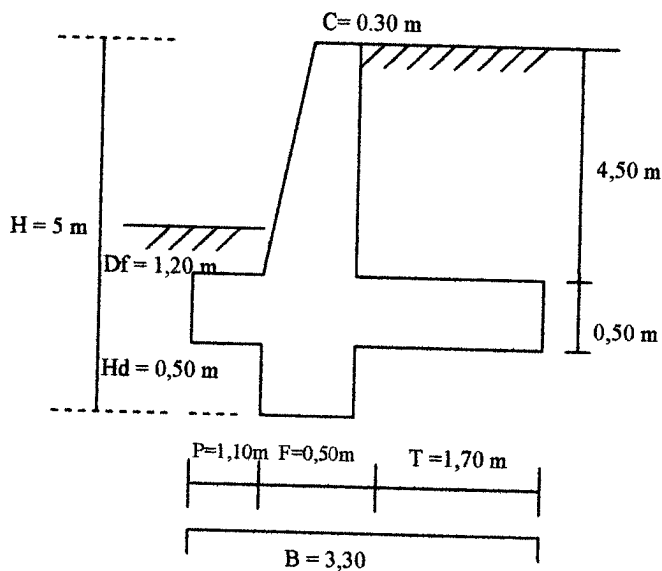


Figura 2.21

DISEÑO DE LA BASE

Caso 1: Empuje de tierra + sobrecarga vehicular

Caso 2: Empuje de tierra + sismo

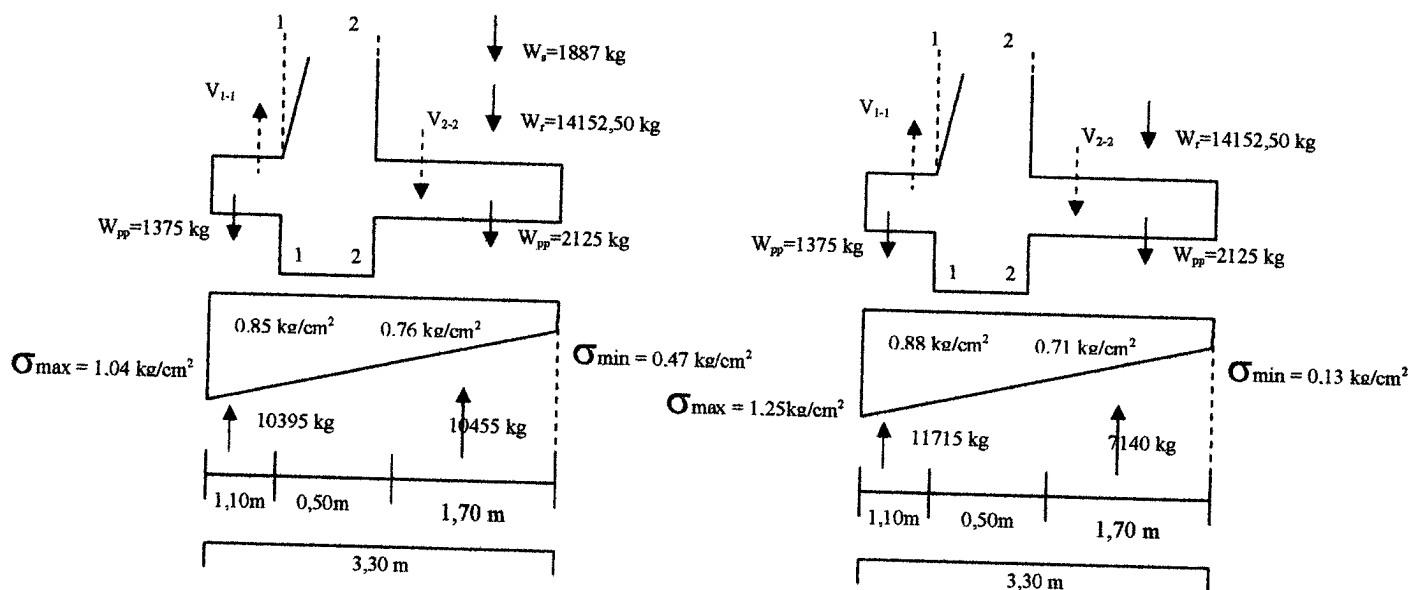


Figura 2-22

CASO 1: Puntera

Hallamos fuerzas y brazos respecto a la Sección crítica 1-1

Paso propio: por metro lineal de muro (hacia abajo)

$$W_{pp} = 0,50 \text{ m} \times 1,10 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2.500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 1375 \text{ kg}$$

Brazo del peso propio:

$$b_{pp} = \frac{1}{2} * 1,10 \text{ m} = 0,55 \text{ m}$$

Reacción del suelo: por metro lineal de muro (hacia arriba)

$$R_{s1} = \left(\frac{1,05 \text{ kg/cm}^2 + 0,85 \text{ kg/cm}^2}{2} \right) * 110 \text{ cm} * 100 \text{ cm} = 10.395,00 \text{ kg}$$

Fuerza cortante resultante en la puntera V_{1-1} (hacia arriba)

$$V_{1-1} = 10.395,00 \text{ kg} - 1.375,00 \text{ kg} = 9.020,00 \text{ kg}$$

El diagrama de presión Trapezoidal se puede dividir en un triángulo de altura

$(1,04 - 0,85 = 0,19) \text{ kg/cm}^2$ y un rectángulo de altura $0,85 \text{ kg/cm}^2$

$$R_{\text{triángulo}} = \frac{1}{2} * 0,19 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 110 \text{ cm} * 100 \text{ cm} = 1.045,00 \text{ kg}$$

$$b_{\text{triángulo}} = \frac{2}{3} * 1,10 \text{ m} = 0,73 \text{ m}$$

$$R_{\text{rectángulo}} = 0,85 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 110 \text{ cm} * 100 \text{ cm} = 9.350,00 \text{ kg}$$

$$b_{\text{rectángulo}} = \frac{1}{2} * 1,10 \text{ m} = 0,55 \text{ m}$$

Hallamos momento en la sección 1-1: por metro lineal de muro, horario positivo.

$$M_{1-1} = 1.045,00 \text{ kg} * 0,73 \text{ m} + 9.350,00 \text{ kg} * 0,55 \text{ m} = 5.441,33 \text{ kg-m}$$

CASO 1: Talón (Fuerza y brazos respecto a la sección crítica 2-2)

Paso propio: Por metro lineal del muro (hacia abajo)

$$W_{pp} = 0,50 \text{ m} \times 1,70 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2500 \text{ kg/m}^3 = 2125 \text{ kg}$$

Brazo del peso propio

$$b_{pp} = \frac{1}{2} \cdot 1,70 \text{ m} = 0.85 \text{ m}$$

Reacción del suelo: por metro lineal del muro (hacia arriba)

$$R_{s2} = \left(\frac{0.76 \text{ kg/cm}^2 + 0.47 \text{ kg/cm}^2}{2} \right) * 170 \text{ cm} * 100 \text{ cm} = 10.455,00 \text{ kg}$$

Peso del relleno:

$$W_r = 4,50 \text{ m} \times 1.70 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 1.850,00 \text{ Kg/m}^3 = 14.152,50 \text{ kgs}$$

Brazo de relleno:

$$b_r = \frac{1}{2} * 1,7 \text{ m} = 0,85 \text{ m}$$

Peso de la sobrecarga: equivalente a 60 cm de relleno, por metro lineal de muro.

$$W_s = 0,60 \text{ m} \times 1,70 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 1.850,00 \text{ kg/m}^3 = 1.887,00 \text{ kg}$$

Brazo de la sobrecarga:

$$b_s = \frac{1}{2} * 1,7 \text{ m} = 0,85 \text{ m}$$

Fuerza cortante resultante en el Talón V_{2-2} (hacia abajo)

$$V_{2-2} = 10.455,00 \text{ kg} - 1.887,00 \text{ kg} - 14.152,50 \text{ kg} - 2.125,00 \text{ kg} = -7.709,50 \text{ kg}$$

El diagrama de presión Trapezoidal se puede dividir en un Triangulo de altura $(0,76 - 0,47 = 0,29) \text{ kg/cm}^2$ y un Rectángulo de altura $0,47 \text{ kg/cm}^2$

$$R_{\text{triangulo}} = \frac{1}{2} * 0,29 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 170 \text{ cm} * 100 \text{ cm} = 2.465,00 \text{ kg}$$

$$R_{\text{rectángulo}} = 0,47 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 170 \text{ cm} * 100 \text{ cm} = 7.990,00 \text{ kg}$$

$$b_{\text{triangulo}} = \frac{1}{2} * 1.70m = 0,85m$$

$$b_{\text{rectángulo}} = \frac{1}{3} * 1.7m = 0,57m$$

Momentos respecto a la sección 2-2: Por metro lineal de muro, horario positivo:

$$M_{2-2} = -2.465,00 \text{ kg} \times 0,57 \text{ m} - 7.990,00 \text{ kg} \times 0,85 \text{ m} + 1.887,00 \text{ kg} \times 0,85 \text{ m} + 14.152,00 \text{ kg} \times 0,85 + 2.125,00 \text{ kg} \times 0,85 \text{ m}$$

$$M_{2-2} = 7.242,85 \text{ kg-m}$$

CASO 2: Puntera (fuerzas y brazos respecto a la sección crítica 1-1)

Peso propio: Por metro lineal de muro (hacia abajo)

$$W_{pp} = 0,50 \text{ m} \times 1.10 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} \times 2.500,00 \text{ kg/m}^3 = 1.375,00 \text{ kg}$$

Brazo del peso propio:

$$b_{pp} = \frac{1}{2} * 1.10m = 0,55m$$

Reacción del suelo: por metro lineal de muro (hacia arriba)

$$R_{s1} = \left(\frac{1.25 \text{ kg/cm}^2 + 0,88 \text{ kg/cm}^2}{2} \right) \times 110 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 11.715,00 \text{ kg}$$

Fuerza cortante resultante en la puntera V_{1-1} (hacia arriba)

$$V_{1-1} = 11.715,00 \text{ kg} - 1.375,00 \text{ kg} = 10.340,00 \text{ kg}$$

El diagrama de presión Trapezoidal se puede dividir en un Triangulo de altura

$(1.25 - 0,88 = 0,37) \text{ kg/cm}^2$ y un Rectángulo de altura $0,88 \text{ kg/cm}^2$

$$R_{\text{triangulo}} = \frac{1}{2} * 0,37 \text{ kg/cm}^2 \times 110 \text{ cm} \times 100 = 2.035,00 \text{ kg}$$

$$b_{\text{triangulo}} = \frac{2}{3} * 1.10m = 0,73m$$

$$R_{\text{rectángulo}} = 0,88 \text{ kg/cm}^2 \times 110 \text{ cm} \times 100 = 9.680,00 \text{ kg}$$

$$b_{\text{rectángulo}} = \frac{1}{2} * 110m = 0,55m$$

Momentos respecto a la sección 1-1: por metro lineal de muro, horario positivo.

$$M_{1-1} = 2.035,00 \text{ kg} \times 0,73 \text{ m} + 9.680,00 \text{ kg} \times 0,55 \text{ m} - 1.375,00 \text{ kg} \times 0,55 \text{ m}$$

$$M_{1-1} = 6.053,30 \text{ kg-m}$$

CASO 2: Talón (Fuerzas y brazos respecto a la sección crítica 2-2)

Peso propio: Por metro lineal de muro (hacia abajo)

$$W_{pp} = 0,50 \text{ m} \times 1,70 \text{ m} \times 1,0 \text{ m} \times 2.500,00 \text{ kg/m}^3 = 2.125,00 \text{ kg}$$

Brazo del peso propio:

$$b_{pp} = \frac{1}{2} * 1,70m = 0,85m$$

Reacción del suelo: Por metro lineal de muro (hacia arriba)

$$R_{s2} = \left(\frac{0,71 \text{ kg/cm}^2 + 0,13 \text{ kg/cm}^2}{2} \right) \times 170 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 7.140,00 \text{ kg}$$

Peso del relleno:

$$W_r = 4,50 \text{ m} \times 1,70 \text{ m} \times 1,0 \text{ m} \times 1.850,00 \text{ kg/m}^3 = 14.152,50 \text{ kg}$$

Brazo del relleno:

$$b_r = \frac{1}{2} * 1,70m = 0,85m$$

Fuerza cortante resultante en el talón V_{2-2} (hacia abajo)

$$V_{2-2} = 7.140,00 \text{ kg} - 2.125,00 \text{ kg} - 14.152,50 \text{ kg} = -9.137,50 \text{ kg}$$

El diagrama de presión Trapezoidal se puede dividir en un triángulo de altura $(0,71 - 0,13 = 0,58) \text{ kg/cm}^2$ y un rectángulo de altura $0,13 \text{ kg/cm}^2$

$$R_{\text{triángulo}} = \frac{1}{2} * 0,58 \text{ kg/cm}^2 * 170 \text{ cm} * 100 \text{ cm} = 4.930,00 \text{ kg}$$

$$b_{\text{triángulo}} = \frac{1}{3} * 1,70m = 0,57m$$

$$R_{\text{rectángulo}} = 0,13 \text{ kg/cm}^2 \times 170 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 2.210,00 \text{ kg}$$

$$b_{\text{rectángulo}} = \frac{1}{2} * 1.7 \text{ cm} = 0,85 \text{ m}$$

Momento respecto a la sección 2-2: Por metro lineal de muro, horario positivo.

$$M_{2-2} = - 4.930,00 \text{ kg} \times 0,57 \text{ m} - 2.210,00 \text{ kg} \times 0,85 + 14.152,50 \text{ kg} \times 0,85 \text{ m} + 2.125,00 \text{ kg} \times 0,85 \text{ m}$$

$$M_{2-2} = 9.147,28 \text{ kg} - \text{m}$$

Tabla 2-16. Comparación de fuerza cortante y momentos flectores en las secciones críticas.

CASO	V ₁₋₁ kg	V ₂₋₂ kg	M ₁₋₁ kg-m	M ₂₋₂ kg-m
1	9.020,00	-7.709,50	5.441,10	7.242,85
2	10.340,00	- 9.137,50	6053,30	9.147,28

Resultaron ser mas grandes para el caso de carga 2 (Empuje de tierra + sismo).

Factores de mayoración de cargas

El factor de mayoración para empujes de tierra estáticos y sobrecargas vivas indicado por el código ACI y la Norma Venezolana 1753-2006 es de 1,6. Para los empujes dinámicos sísmicos el factor de mayoración indicado es de 1,0. En el caso de carga 2 (Empuje de tierra x sismo) se propone utilizar un factor de mayoración ponderado por tratarse de una combinación de cargas estáticas y dinámicas, determinado de la siguiente manera:

Empuje estática activo:

$$Ea = \left(\frac{1}{2} rH^2 \right) Ka = 7.400,00 \text{ kg} / \text{m}$$

Incremento dinámico del empuje activo:

$$\Delta DEa = \left(\frac{1}{2} rH^2 \right) (Kas - Ka)(1 - C_{sv}) = 1.842,02 \text{ kg} / \text{m}$$

Fuerza sísmica del peso propio:

$$F_{spp} = C_{sh} (pp) = 1.293,75 \text{ kg/m}$$

Empuje total:

$$E_a + \Delta = E_a + \Delta D E_a + F_{spp} = 10.535,77 \text{ kg/m}$$

Factor de mayoración de caja ponderado para el caso sísmico:

$$F.C.u = \left(\frac{1,6(7.400,00 \text{ kg/m}) + 1,0(1.842,02 \text{ kg/m}) + 1,0(1.293,75 \text{ kg/m})}{10.535,77 \text{ kg/m}} \right)$$

$$F.C.u = 1.421$$

Nota:

Es conveniente determinar este factor de mayoración de carga ponderado para casos donde se incluya el sismo, ya que mayorar directamente por 1.6 sobre estima las solicitaciones últimas, resultando mayor acero de refuerzo y una estructura más costosa.

Diseño de la Zapata por corte:

El máximo corte que actúa en la zapata ocurre en la puntera (sección 1-1) y resultado del caso de carga 2 (Empuje de tierra + sismo) se usará el factor de mayoración de carga ponderado de 1,421 y el factor de minoración de resistencia por corte: $\Phi = 0,75$

Corte máximo:

$$V_{\max} = 10.340,00 \text{ kg}$$

Corte último Máximo:

$$V_u = 1.421 \times 10.340,00 \text{ kg} = 14.693,14 \text{ kg}$$

El recubrimiento mínimo inferior de la zapata del muro debe ser de 7.5 cm, concreto vaciado directamente a tierra. Si es sobre concreto pobre, el recubrimiento será 5 cm.

$$d = e - r = 50 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} = 42,50 \text{ cm}$$

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Corte máximo resistente del concreto

$$V_c = 0,53\sqrt{f'c}.b.w..d = 0,53\sqrt{210\text{kg/cm}^2}.100\text{cm}.42,50\text{cm}$$

$$V_c = 32.641,83 \text{ kg}$$

$$V_c = 32.641,83\text{kg} > \frac{Vu}{\Phi} = \frac{1.469,14\text{kg}}{0,75} = 19.590,85\text{kg}$$

El espesor de la zapata de 50 cm es adecuado para resistir las fuerzas cortantes que resultan de los casos de carga consideradas.

Diseño por Flexión Zapata:

Para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme el área mínima de refuerzo será la misma requerido por el código ACI = 3185,05:
Para varillas corrugadas grado 28 (2800 kg/cm²)

$$A_{s_{\min}} = 0,002 \text{ b.t.}$$

Donde t es el espesor total de la base.

Por equilibrio de fuerzas con Diagramas de Whitney donde la fuerza de Tracción es igual a la fuerza de Compresión:

$$A_s F_y = 0,85 f'c . b . a$$

Despejando la profundidad del bloque de compresión a:

$$a = \frac{A_s.F_y}{0,85 f'c.b}$$

Licencia Creative Commons:

El Momento Nominal resistente (M_n):

$$M_n = T \cdot Z \geq \frac{M_u}{\Phi}$$

$$\frac{M_u}{\Phi} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Al acero de refuerzo requerido A_s se puede determinar iterando entre ambas ecuaciones, asumiendo un valor de a .

Otra forma de hallar el acero de refuerzo directamente.

$$A_s = \tilde{n} \cdot d \cdot \sqrt{(\tilde{n} \cdot d)^2 - \frac{2M_u \cdot \tilde{n}}{\Phi F_y}} \quad \tilde{n} = \frac{0.85 f'_{c,b}}{F_y}$$

Datos para el cálculo del acero de refuerzo en la zapata.

$$\left. \begin{array}{l} M_{1-1} = 6.053,30 \text{ kg-m} \\ M_{2-2} = 9.137,28 \text{ kg-m} \end{array} \right\} \text{ Caso 2}$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$e = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento superior} = 5 \text{ cm}$$

$$d_s = 50 \text{ cm} - 5 \text{ cm} = 45 \text{ cm}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento inferior} = 7.5 \text{ cm}$$

$$d_i = 50 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} = 42,50 \text{ cm}$$

Momento último en puntera:

$$M_u = 1,421 \times M_{1-1} = 1,421 \times 6.053,30 \text{ kg-m} = 8.601,74 \text{ kg-m}$$

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Momento último en talón:

$$M_u = 1.421 \times M_{2-2} = 1.421 \times 9.147,28 \text{ kg-m} = 12.998,28 \text{ kg-m.}$$

Se verifica el espesor de la losa por flexión considerando el muro en zona sísmica. El máximo momento está en el talón, el factor de minoración de resistencia por flexión es:

$$\Phi = 0,90$$

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{0,189 \cdot \Phi \cdot f'_{c,b}}} = \sqrt{\frac{(9.147,28 \times 100 \text{ kg} - \text{cm})}{0,189 \times 0,90 \times 210 \text{ kg} / \text{cm}^2 \times 100 \text{ cm}}} = 16,00 \text{ cm}$$

Espesor de la zapata e requerido por flexión.

$$e = d + \text{recubrimiento} = 16 \text{ cm} + 5 \text{ cm} = 21 \text{ cm} < 50 \text{ cm} \quad \text{“OK”}$$

Acero mínimo: de refuerzo por metro lineal de muro.

$$A_{s_{\min}} = 0,00118 \text{ b.t} = 0,0018 \times 100 \text{ cm} \times 5 \text{ cm} = 9 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Acero requerido en puntera: (cara inferior) por metro lineal de muro.

$$\tilde{n} = \frac{0,85 \times 210 \text{ kg} / \text{cm}^2 \times 100 \text{ cm}}{4200 \text{ kg} / \text{cm}^2} = 4,25 \text{ cm}$$

$$A_s = 4,25 \text{ cm} \times 45 \text{ cm} - \sqrt{(4,25 \text{ cm} \times 45 \text{ cm})^2 - \frac{2 \times (8.601,74 \times 100 \text{ Kg} - \text{cm}) \times 4,25 \text{ cm}}{0,90 \times 4200 \text{ kg} / \text{cm}^2}}$$

$$A_s = 191,25 \text{ cm}^2 - \sqrt{36.576,56 \text{ cm}^4 - 1.934,25 \text{ cm}^4}$$

$$A_s = 5,13 \text{ cm}^2 \leq A_{s_{\min}} \rightarrow A_{s_{\min}} = 9 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \Phi 5/8 \text{ C } 22 \text{ cm (Abajo)}$$

Acero requerido en talón: (cara superior) por metro lineal de muro $\tilde{n} = 4,25$

$$A_s = 4,25 \text{ cm} \times 42,50 \text{ cm} - \sqrt{(4,25 \text{ cm} \times 42,50 \text{ cm})^2 - \frac{2 \times (12998,28 \times 100 \text{ kg} - \text{cm}) \times 4,35}{0,90 \times 4200 \text{ kg} / \text{cm}^2}}$$

$$A_s = 8,29 \text{ cm}^2 < A_{\min} \rightarrow A_{s_{\min}} = 9 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \Phi 5/8'' @ 22 \text{ cm (superior)}$$

Licencia Creative Commons:

Momentos flectores máximos y acero de refuerzo en secciones críticas

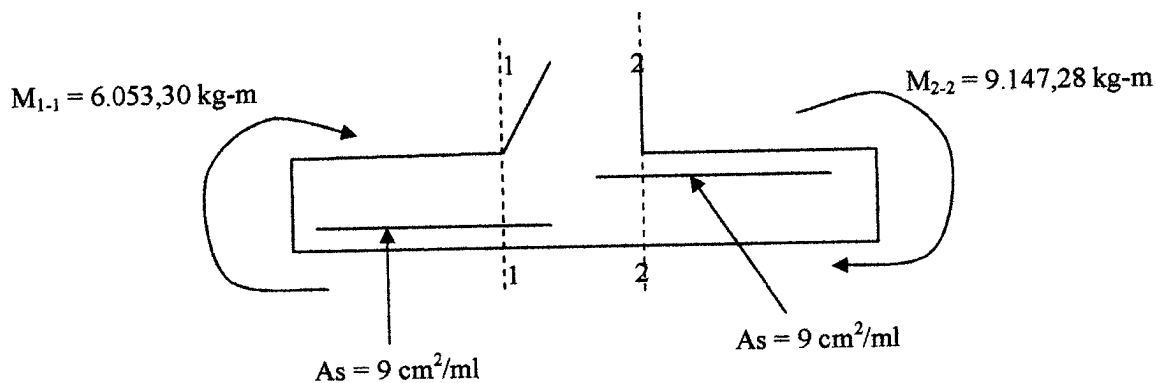


Figura 2-23

DISEÑO DE LA PANTALLA:

CASO 1: Empuje de tierra + sobrecarga vehicular

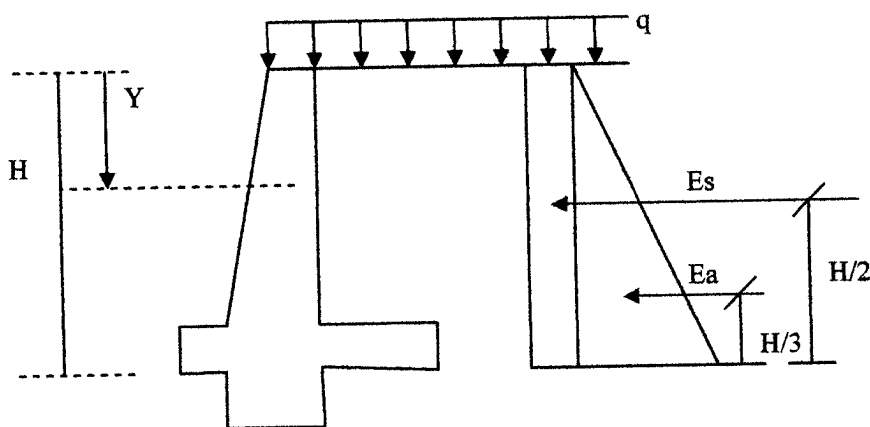


Figura 2-24

Empuje activo de la tierra Ea .

$$Ea = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) Ka = \left(\frac{1}{2} \times 1850 \text{ kg/cm}^2 \times y^2 \right) \times 0,32 = 296y^2 (\text{kg/m})$$

Aplicada a $= \frac{y}{3}$ medida de la sección (y) hacia arriba

Empuje de la sobrecarga Es :

$$Es = (\gamma Hs) HKa = 1850 \text{ kg/m}^3 \times 0,60 \text{ m} (y) 0,32 = 355,20y (\text{kg/m})$$

Aplicado a: $y/2$ medido de la sección (y) hacia arriba

Empuje total:

$$Ea+s = 296y^2 + 355,20y$$

Momento total M_{a+s}

$$M_{a+s} = 296y^2 \times (y/3) + 355,20y \cdot y/2$$

$$M_{a+s} = 98,67 y^3 + 177,6y^2$$

CASO 2: Empuje de tierra + sismo

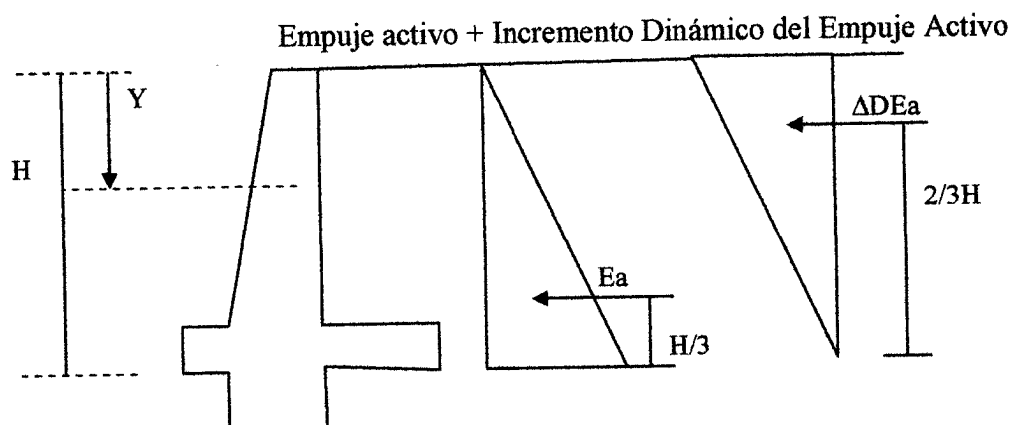


Figura 2-25

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Empuje activo de la tierra E_a

$$E_a = 296 \text{ y}^2 \text{ (kg/m)}$$

Aplicada a: $y/3$ medida de la sección (y) hacia arriba

Incremento dinámico del empuje activo de la tierra (ΔDEa)

$$\Delta DEa = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) (K_{as} - K_a) (1 - C_{sv})$$

$$\Delta DEa = \left(\frac{1}{2} 1850 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{y}^2 \right) (0,409 - 0,32) (1 - 0,105) = 73,68 \text{ y}^2$$

Aplicada a: $\frac{2}{3} y$ medido de la sección (y) hacia arriba

Fuerza sísmica del peso propio F_{pp}

Se divide la pantalla en dos figuras geométricas. La fuerza se determina por metro lineal de muro para el coeficiente sísmico horizontal de 0,15.

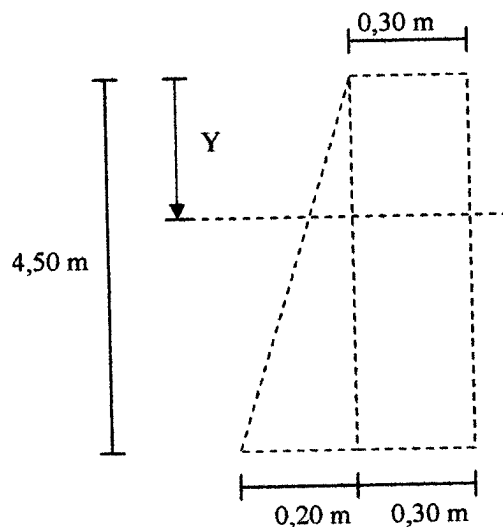


Figura 2-26

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Triángulo:

$$F_{spp} = \frac{0,20m}{4,50m} y \cdot \frac{y}{2} \cdot 2500kg / m^3 \cdot 0,15 = 8,33y^2$$

Aplicada a: $\frac{y}{3}$ (medida de la sección (y) hacia arriba)

Rectángulo

$$F_{spp} = 0,30m \cdot y \cdot 2500kg / m^3 \cdot 0,15 = 112,50y$$

Aplicada a: $\frac{y}{2}$ (medida de la sección (y) hacia arriba)

Empuje total $E_{a+\Delta}$

$$E_{a+\Delta} = 296y^2 + 73,68y^2 + 8,33y^2 + 112,50y$$

$$E_{a+\Delta} = 378,01y^2 + 112,50y$$

Momento total $M_{a+\Delta}$:

$$M_{a+\Delta} = 296y^2 \cdot \frac{y}{3} + 73,68y^2 \cdot \frac{2}{3}y + 8,33y^2 \cdot \frac{y}{3} + 112,50y \cdot \frac{y}{2}$$

$$M_{a+\Delta} = 98,67y^3 + 49,12y^3 + 2,78y^3 + 56,25y^2$$

$$M_{a+\Delta} = 150,57y^3 + 56,25y^2$$

Las solicitaciones de corte y momento determinado en el caso 1:

Empuje de tierra + sobrecarga vehicular, se mayoran para factor de 1,6

Las solicitaciones de corte y momento determinado en el caso 2:

Empuje de Tierra + Sismo, se mayoran por el factor ponderado determinado anteriormente de 1,421

Licencia Creative Commons:

CASO 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Corte último Vu: en la sección (y) para el caso 1:

$$Vu = 1,6(296y^2 + 355,20y) = 473,6y^2 + 568,32y$$

Momento último Mu: en la sección (y) para el caso 1.

$$Mu = 1.6 (98,67 y^3 + 177,6y^2) = 157,87y^3 + 284,16y^2$$

CASO 2: Empuje de Tierra + Sismo

Corte último Vu: en la sección (y) para el caso 2.

$$Vu = 1.421 (378,01y^2 + 112,50y) = 537,15y^2 + 159,86y$$

Momento último Mu: en la sección (y) para el caso 2.

$$Mu = 1.421 (150,57 y^3 + 56,25y^2) = 213,96y^3 + 79,93y^2$$

Las solicitaciones últimas de corte y momento para las dos casos de carga estudiado se determinaron en la tabla 2-17, para diferentes valores de (y), que varia desde 1 m hasta 5m con secciones a cada metro. También se indican los valores para cada sección.

Tabla 2-17. Solicitaciones Últimas de Corte y Momento

Y (m)	Caso 1		Caso 2		Solicitaciones Max	
	Vu (kg)	Mu (Kg.m)	Vu (kg)	Mu (kg.m)	Vu (kg)	Mu (kg.m)
1	1.041,92	492,03	697,01	293,89	1.041,92	442,09
2	3.031,04	2.399,60	2.468,32	2.031,40	3.031,04	2.399,60
3	5.967,36	6.819,53	5.313,93	6.496,29	5.967,36	6.819,93
4	9.850,88	14.650,24	9.233,84	14.972,32	9.850,88	14.972,32
4.50	12.147,84	20.140,14	11.596,66	21.115,69	12.147,84	21.115,69

Licencia Creative Commons.

El espesor de la pantalla o fuste $F(y)$ varía desde 30 cm hasta 50 cm, de la siguiente manera, en cm:

$$F(y) = \frac{20\text{cm}}{450\text{cm}} Y + 30 = 0.04444y + 30(\text{cm})$$

La altura útil en variable $d(y)$, se determina para un recubrimiento del concreto en la pantalla de 5 cm.

El corte máximo resistente del concreto varía con la altura de la pantalla:

$$\Phi V_c = 0.75 \cdot 0.53 \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d(y)$$

$$\Phi V_c = 0.75 \cdot 0.53 \sqrt{210\text{kg/m}^2} \cdot 100\text{cm} \cdot d(y) = 576,03d(y)$$

El acero de refuerzo mínimo varía con la altura de la siguiente manera:

$$A_{s\min} = 0.0018 b \cdot F(y) = 0,18 F(y)$$

En la Tabla 2-18 se indican los valores de solicitaciones máximos de corte y momentos, espesor de la pantalla, altura útil, corte máximo resistente, acero mínimo, acero requerido, para diferentes valores de (y) , que varían desde 1 m hasta 4.50 m

Tabla 2-18. Solicitaciones Máxima, Corte Resistente y Acero de Refuerzo

y (m)	Vu (kg)	Mu (kg.m)	F(y) (m)	D(y) (cm)	ΦV_c (kg)	Asmin (cm ² /ml)	Asrequerido (cm ² /ml)
1	1.041,92	442,03	34,44	29,44	16.960,63	6,20	0,90
2	3.031,04	2.399,60	38,89	33,89	19.520,50	7,00	1,89
3	5.967,36	6.819,93	43,33	38,33	22.080,38	7,80	4,78
4	9.850,88	14.972,32	47,78	42,78	24.640,26	8,60	9,51
4.50	12.147,84	21.115,69	50,00	45,00	25.920,20	9,00	12,85

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Se puede observar en la Tabla 2-18 que el corte resistente es superior al corte actuante en todas las reacciones, de tal manera que el espesor de la pantalla propuesta es adecuado para resistir las fuerzas cortantes que resulten de los casos de carga considerados.

Se verifica el espesor de la pantalla por flexión empleando la ecuación; por encontrarse el muro en zona sísmica, el máximo momento flector o curva en la base de la pantalla.

$$d \geq \sqrt{\frac{Mu}{0.189 \cdot \Phi f'_{c,b}}} = \sqrt{\frac{(21.115,19 \times 100 \text{ kg} \cdot \text{cm})}{0,189 \times 0,90 \times 210 \text{ kg} / \text{cm}^2 \times 100 \text{ cm}}} = 24,31 \text{ cm}$$

El espesor de la pantalla F requerido en el sitio de máxima flexión:

$$F = d + \text{recubrimiento} = 24,31 + 5 \text{ cm} = 39,31 \text{ cm} < 50 \text{ cm}$$

El espesor de la pantalla es adecuada para resistir las sollicitaciones de flexión que resultan de los casos de carga consideradas.

Acero en la pantalla: (Caso interno en contacto con la tierra)

En la tabla 2-18, se observa que entre las secciones $y = 1 \text{ m}$ a $y = 3 \text{ m}$ predomina acero mínimo.

$$A_{s_{\min}} = 7,80 \text{ cm}^2 / \text{ml} \left(\frac{5''}{8} C / 22 \text{ cm} \right)$$

En la base de la pantalla es mayor al acero requerido

$$A_{s_{\text{requerido}}} = 12,85 \text{ cm}^2 / \text{ml} \left(\frac{5''}{8} C / 11 \text{ cm} \right)$$

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Acero de refuerzo definitivo:

Pantalla (cara interior en contacto con la tierra).

Corona del muro $\phi \frac{5''}{8} C / 22cm$

Base de pantalla $\phi \frac{5''}{8} C / 11cm$

Pantalla cara exterior

Se colocará acero vertical y horizontal por retracción y temperatura indicado por la norma AASHTO 2002.

$$AS_{\text{ret. y temp.}} = 3,30cm^2 / ml \left(\phi \frac{3''}{8} C / 25cm \right)$$

Zapata Acero de Refuerzo, Cara inferior y superior: $\phi \frac{5''}{8} C / 22cm$

Acero de repartición por retracción y temperatura según norma AASHTO 2002, en ambas caras

$$AS_{\text{ret. y temp.}} = 2,65cm^2 / ml \left(\phi \frac{3''}{8} C / 25cm \right)$$

Sistema de drenaje del muro, se colocarán barbacanas de diámetro 4" de PVC colocadas a cada 2 m² de pantalla.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Anexo B

Análisis, Cálculos y Reportes de 36 Muros.

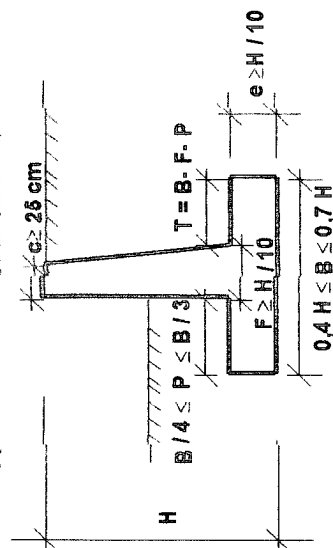
Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

TABLA 2-6. CUADRO COMPARATIVO DE BASE MURO SEGÚN RESISTENCIA DE SUELOS

H (m)	Df (m)	C (m)	F (m)	e (m)	RESISTENCIA DE SUELO (Rs)						
					1 kg/cm ²	B	1,50 kg/cm ²	B	2,00 kg	B	2,50 kg/cm ²
1,50	0,60	0,30	0,30	0,30	1,05	1,00	1,00	0,95	0,90		
2,00	0,60	0,30	0,30	0,30	1,40	1,35	1,35	1,30	1,20		
2,50	0,60	0,30	0,30	0,30	1,75	1,70	1,70	1,60	1,50		
3,00	1,20	0,30	0,30	0,30	2,10	2,00	2,00	1,90	1,80		
3,50	1,20	0,30	0,35	0,35	2,45	2,30	2,30	2,20	2,10		
4,00	1,20	0,30	0,40	0,40	2,80	2,60	2,60	2,50	2,40		
4,50	1,20	0,30	0,45	0,45	3,15	3,00	3,00	2,80	2,70		
5,00	1,20	0,30	0,50	0,50	3,50	3,30	3,30	3,20	3,00		
5,50	1,20	0,30	0,55	0,55	3,85	3,60	3,60	3,50	3,40		

PRE-DISEÑO

Pre-dimensionado de un muro en voladizo



MATERIALES

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

C= Corona
H= Altura
P= Puntera
T= Talon
F= Fuste
e= espesor
B= Base

Licencia Creative Commons:

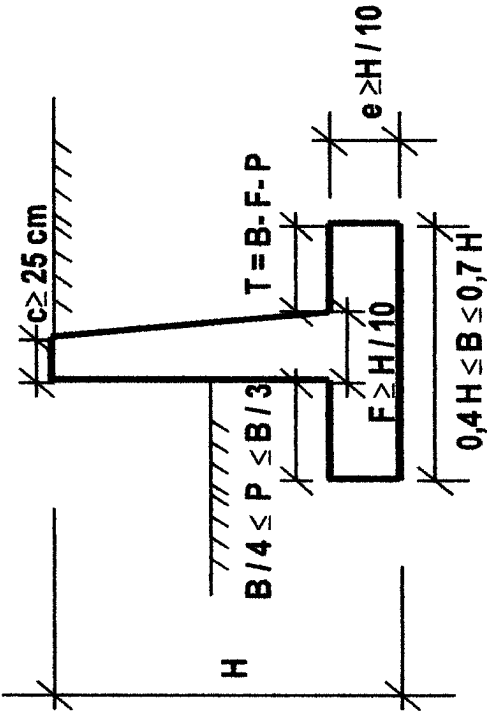
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

TABLA 2-7. RESUMEN DE DIMENSIONES PARA RESISTENCIA DEL SUELO DE 1,00 kg/cm2

H (m)	Df (m)	C (m)	e (m)	B (m)	P (m)	F (m)	T (m)	Fs volc	Fs desl
1,50	0,60	0,30	0,30	1,05	0,35	0,30	0,40	2,86	1,86
2,00	0,60	0,30	0,30	1,40	0,50	0,30	0,60	2,96	1,7
2,50	0,60	0,30	0,30	1,75	0,60	0,30	0,85	3,09	1,62
3,00	1,20	0,30	0,30	2,10	0,70	0,30	1,10	3,19	2,14
3,50	1,20	0,30	0,35	2,45	0,85	0,35	1,25	3,24	2,02
4,00	1,20	0,30	0,40	2,80	0,95	0,40	1,45	3,31	1,94
4,50	1,20	0,30	0,45	3,15	1,05	0,45	1,65	3,38	1,88
5,00	1,20	0,30	0,50	3,50	1,20	0,50	1,80	3,40	1,80
5,50	1,20	0,30	0,55	3,85	1,30	0,55	2,00	3,59	1,82

DETALLE TÍPICO

Predimensionado de un muro en voladizo



MATERIALES

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

RELLENO

$\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$
 $\phi = 30 \text{ grados}$
 $C = 0 \text{ kg/cm}^2$
 $\beta = 0 \text{ grados}$

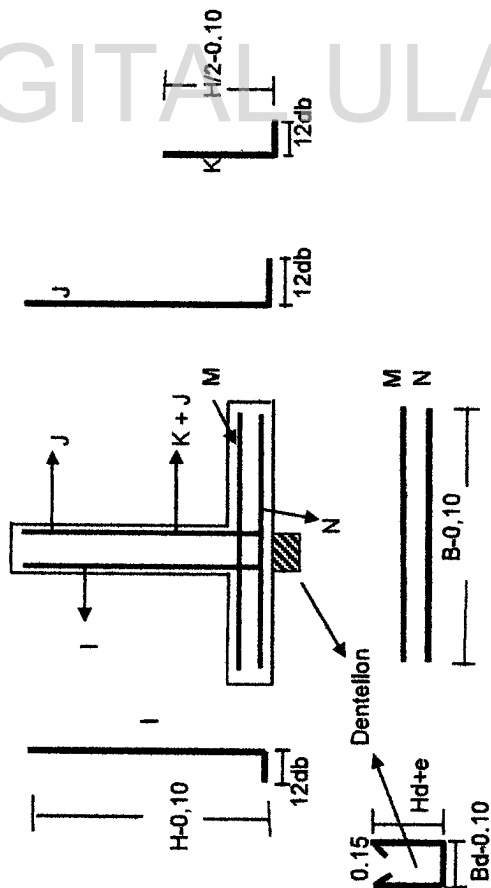
SUELO

$\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$
 $\phi = 30 \text{ grados}$
 $C = 2/3 \phi \text{ kg/cm}^2$
 $\beta = 1,00 \text{ kg/cm}^2$

TABLA 2.8. ACERO DE REFUERZO EN MUROS PARA RESISTENCIA DE SUELO DE 1,00 kg/cm²

ACERO MINIMO											DENTELLON			
H	I	J	K + J	M/N	As Rep.	Vol. Conc.	Refuerzo	Acero/Conc.	Hd	Bd	Acero			
(m)	cm2/ml	cm2/ml	cm2/ml	cm2/ml	cm2/ml	m3/ml	Kg/ml	Kg/m3	m	m	As			
1,50	2,65	5,40	0,00	5,40	2,65	0,68	28,67	42,16	0	0	0			
2,00	2,65	5,40	0,00	5,40	2,65	0,93	43,71	47,00	0	0	0			
2,50	2,65	5,40	0,00	5,40	2,65	1,18	56,71	48,06	0	0	0			
3,00	2,65	6,08	0,00	5,40	2,65	1,44	86,07	59,77	0,30	0,30	1/2"@20 cm			
3,50	2,65	5,97	7,59	6,30	2,65	1,88	100,39	53,40	0,35	0,35	1/2"@20 cm			
4,00	2,65	6,40	9,28	7,20	2,65	2,38	130,71	54,92	0,40	0,40	1/2"@20 cm			
4,50	2,65	6,73	11,15	8,10	2,65	2,94	144,39	49,11	0,45	0,45	1/2"@16cm			
5,00	2,65	7,80	11,35	9,00	2,65	3,55	193,05	54,38	0,50	0,50	5/8"@22 cm			
5,50	2,65	8,13	16,20	9,90	2,65	4,28	205,28	47,96	0,60	0,55	5/8"@20 cm			

DESPIECE DE MURO



Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro: $H = 1,5$ m
Talón: $T = 0,4$ m
Puntera: $P = 0,35$ m
Fuste: $F = 0,3$ m
Base total: $B = 1,05$ m
Espesor de Base: $e = 0,3$ m
Corona: $C = 0,3$ m

Peso Propio del Muro = 1688 Kg/m
Volumen de Concreto = $0,68$ m³/m
 $f'c = 210$ Kg/cm²
 $Fy = 4200$ Kg/cm²
Suelo Relleno: $\gamma = 1800$ Kg/m³
 $\phi = 30$ °
Inclinación: $\beta = 0$ °
Sobrecarga: $Hs = 0,6$ m
Suelo Fundación: $q_{ult} = 3$ Kg/cm²
 $\gamma = 1800$ Kg/m³
 $\phi = 30$ °

$Ka = 0,333$ $Kas = 0,423$ $Kp = 0$

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Empuje total = 1215 Kg/m $FS_{desl} = 1,86$ $\sigma_{max} = 0,51$ Kg/cm²
Excentricidad = $0,11$ m $FS_{volc} = 2,86$ $\sigma_{min} = 0,12$ Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total = 1090 Kg/m $FS_{desl} = 1,81$ $\sigma_{max} = 0,45$ Kg/cm²
Excentricidad = $0,15$ m $FS_{volc} = 2,5$ $\sigma_{min} = 0,04$ Kg/cm²

Puntera

$d = 22,5$ cm $As_{min} = 5,4$ cm²/m
 $Mu = 341$ Kg.m $As = 5,4$ cm²/m → ϕ 1/2" @ 23 cm (abajo)

Talón

$d = 25$ cm $As_{min} = 5,4$ cm²/m
 $Mu = 260$ Kg.m $As = 5,4$ cm²/m → ϕ 1/2" @ 23 cm (arriba)

Recomendaciones

Acero de retracción y temperatura o Repartición: $2,65$ cm²/m → ϕ 3/8" @ 25 cm

Juntas de dilatación: @ 10 m

Drenaje: Barbacanas PVC 4" @ 2 m² de pantalla

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Diámetro de cabilla a usar (ϕ): ϕ 1/2

Recubrimiento: 5 (cm)

Pantalla

Y (m)	Vu1 (Kg)	Mu1 (Kg)	Vu2 (Kg)	Mu2 (Kg)	Vu max (Kg)	Mu max (Kg)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	ϕ Vc (Kg)	As min (cm ² /m)	As req (cm ² /m)	As (cm ² /m)	Sep. (cm)
1	1122	476	695	293	1122	476	30	25	16321	5,4	0,5	5,4	23
1,2	1469	734	961	483	1469	734	30	25	16321	5,4	0,78	5,4	23

d_{req} = 4,53 cm

F_{req} = 9,53 cm Fuste (F) Adecuado

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro: H = 2 m
Talón: T = 0,6 m
Puntera: P = 0,5 m
Fuste: F = 0,3 m
Base total: B = 1,4 m
Espesor de Base: e = 0,3 m
Corona: C = 0,3 m

Ka = 0,333 Kas = 0,423 Kp = 0

Peso Propio del Muro = 2325 Kg/m
Volumen de Concreto = 0,93 m³/m
f'c = 210 Kg/cm²
Fy = 4200 Kg/cm²
Suelo Relleno: γ = 1800 Kg/m³
φ = 30 °
Inclinación: β = 0 °
Sobrecarga: Hs = 0,6 m
Suelo Fundación: q_{ult} = 3 Kg/cm²
γ = 1800 Kg/m³
φ = 30 °

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Empuje total = 1920 Kg/m FS desl = 1,7 σ_{max} = 0,55 Kg/cm²
Excentricidad = 0,12 m FS volc = 2,96 σ_{min} = 0,18 Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total = 1837 Kg/m FS desl = 1,59 σ_{max} = 0,53 Kg/cm²
Excentricidad = 0,18 m FS volc = 2,51 σ_{min} = 0,07 Kg/cm²

Puntera

d = 22,5 cm As min = 5,4 cm²/m
Mu = 789 Kg.m As = 5,4 cm²/m → φ 1/2" @ 23 cm (abajo)

Talón

d = 25 cm As min = 5,4 cm²/m
Mu = 669 Kg.m As = 5,4 cm²/m → φ 1/2" @ 23 cm (arriba)

Recomendaciones

Acero de retracción y temperatura o Repartición: 2,65 cm²/m → φ 3/8" @ 25 cm

Juntas de dilatación: @ 10 m

Drenaje: Barbacanas PVC 4" @ 2 m² de pantalla

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Diámetro de cabilla a usar (plg): ϕ

Recubrimiento: (cm)

Pantalla

Y (m)	Vu1 (Kg)	Mu1 (Kg)	Vu2 (Kg)	Mu2 (Kg)	Vu max (Kg)	Mu max (Kg)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	ϕ Vc (Kg)	As min (cm ² /m)	As req (cm ² /m)	As (cm ² /m)	Sep. (cm)
1 1,7	1122 2514	476 1720	706 1846	298 1297	1122 2514	476 1720	30 30	25 25	16321 16321	5,4 5,4	0,5 1,84	5,4 5,4	23 23

$d_{req} = 6,94$ cm

$F_{req} = 11,94$ cm Fuste (F) Adecuado

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro: H = 2,5 m
Talón: T = 0,85 m
Puntera: P = 0,6 m
Fuste: F = 0,3 m
Base total: B = 1,75 m
Espesor de Base: e = 0,3 m
Corona: C = 0,3 m

Ka = 0,333 Kas = 0,423 Kp = 0

Peso Propio del Muro = 2962 Kg/m
Volumen de Concreto = 1,18 m³/m
f'c = 210 Kg/cm²
Fy = 4200 Kg/cm²
Suelo Relleno: γ = 1800 Kg/m³
φ = 30 °
Inclinación: β = 0 °
Sobrecarga: Hs = 0,6 m
Suelo Fundación: q_{ult} = 3 Kg/cm²
γ = 1800 Kg/m³
φ = 30 °

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Empuje total = 2775 Kg/m FS desl = 1,62 σ_{max} = 0,63 Kg/cm²
Excentricidad = 0,13 m FS volc = 3,09 σ_{min} = 0,24 Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total = 2770 Kg/m FS desl = 1,46 σ_{max} = 0,63 Kg/cm²
Excentricidad = 0,22 m FS volc = 2,55 σ_{min} = 0,09 Kg/cm²

Puntera

d = 22,5 cm As min = 5,4 cm²/m
Mu = 1352 Kg.m As = 5,4 cm²/m → φ 1/2" @ 23 cm (abajo)

Talón

d = 25 cm As min = 5,4 cm²/m
Mu = 1556 Kg.m As = 5,4 cm²/m → φ 1/2" @ 23 cm (arriba)

Recomendaciones

Acero de retracción y temperatura o Repartición: 2,65 cm²/m → φ 3/8" @ 25 cm

Juntas de dilatación: @ 10 m

Drenaje: Barbacanas PVC 4" @ 2 m² de pantalla

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Diámetro de cabilla a usar (plg): ϕ 1/2

Recubrimiento: 5 (cm)

Pantalla

Y (m)	Vu1 (Kg)	Mu1 (Kg)	Vu2 (Kg)	Mu2 (Kg)	Vu max (Kg)	Mu max (Kg)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	ϕ Vc (Kg)	As min (cm ² /m)	As req (cm ² /m)	As (cm ² /m)	Sep. (cm)
1	1122	476	714	301	1122	476	30	25	16321	5,4	0,5	5,4	23
2	3264	2584	2525	2077	3264	2584	30	25	16321	5,4	2,77	5,4	23
2,2	3815	3291	3019	2725	3815	3291	30	25	16321	5,4	3,54	5,4	23

$d_{req} = 9,6$ cm

$F_{req} = 14,6$ cm Fuste (F) Adecuado

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro: $H = 3$ m
Talón: $T = 1,1$ m
Puntera: $P = 0,7$ m
Fuste: $F = 0,3$ m
Base total: $B = 2,1$ m
Espesor de Base: $e = 0,3$ m
Corona: $C = 0,3$ m

$K_a = 0,333$ $K_{as} = 0,423$ $K_p = 3$

Peso Propio del Muro = 3600 Kg/m
Volumen de Concreto = $1,44$ m³/m
 $f'c = 210$ Kg/cm²
 $F_y = 4200$ Kg/cm²
Suelo Relleno: $\gamma = 1800$ Kg/m³
 $\phi = 30$ °
Inclinación: $\beta = 0$ °
Sobrecarga: $H_s = 0,6$ m
Suelo Fundación: $q_{ult} = 3$ Kg/cm²
 $\gamma = 1800$ Kg/m³
 $\phi = 30$ °

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Empuje total = 3780 Kg/m $FS_{desl} = 2,14$ $\sigma_{max} = 0,71$ Kg/cm²
Excentricidad = $0,15$ m $FS_{volc} = 3,19$ $\sigma_{min} = 0,29$ Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total = 3889 Kg/m $FS_{desl} = 1,94$ $\sigma_{max} = 0,73$ Kg/cm²
Excentricidad = $0,25$ m $FS_{volc} = 2,57$ $\sigma_{min} = 0,12$ Kg/cm²

Puntera $d = 22,5$ cm $As_{min} = 5,4$ cm²/m
 $M_u = 2151$ Kg.m $As = 5,4$ cm²/m → ϕ 1/2" @ 23 cm (abajo)

Talón $d = 25$ cm $As_{min} = 5,4$ cm²/m
 $M_u = 3018$ Kg.m $As = 5,4$ cm²/m → ϕ 1/2" @ 23 cm (arriba)

Dentellón $As = \phi$ 1/2" @ 23 cm $H_d = 0,3$ m $B_d = 0,3$ m

Recomendaciones

Acero de retracción y temperatura o Repartición: $2,65$ cm²/m → ϕ 3/8" @ 25 cm

Juntas de dilatación: @ 10 m

Drenaje: Barbacanas PVC 4" @ 2 m² de pantalla

Colocar el dentellón a una distancia = $2 \cdot H_d$ medida desde el extremo de la puntera

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Diámetro de cabilla a usar (plg): ϕ 1.2

Recubrimiento: 5 (cm)

Pantalla

Y (m)	Vu1 (Kg)	Mu1 (Kg)	Vu2 (Kg)	Mu2 (Kg)	Vu max (Kg)	Mu max (Kg)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	ϕ Vc (Kg)	As min (cm ² /m)	As req (cm ² /m)	As (cm ² /m)	Sep. (cm)
1	1122	476	720	304	1122	476	30	25	16321	5,4	0,5	5,4	23
2	3264	2584	2546	2094	3264	2584	30	25	16321	5,4	2,77	5,4	23
2,7	5370	5577	4482	4940	5370	5577	30	25	16321	5,4	6,08	6,08	21

d_{req} = 12,49 cm

F_{req} = 17,49 cm *Fuste (F) Adecuado*

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro: $H = 3,5$ m
Talón: $T = 1,25$ m
Puntera: $P = 0,85$ m
Fuste: $F = 0,35$ m
Base total: $B = 2,45$ m
Espesor de Base: $e = 0,35$ m
Corona: $C = 0,3$ m

$K_a = 0,333$ $K_{as} = 0,423$ $K_p = 3$

Peso Propio del Muro = 4703 Kg/m
Volumen de Concreto = $1,88$ m³/m
 $f'c = 210$ Kg/cm²
 $F_y = 4200$ Kg/cm²
Suelo Relleno: $\gamma = 1800$ Kg/m³
 $\phi = 30$ °
Inclinación: $\beta = 0$ °
Sobrecarga: $H_s = 0,6$ m
Suelo Fundación: $q_{ult} = 3$ Kg/cm²
 $\gamma = 1800$ Kg/m³
 $\phi = 30$ °

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Empuje total = 4935 Kg/m FS desl = $2,02$ $\sigma_{max} = 0,75$ Kg/cm²
Excentricidad = $0,15$ m FS volc = $3,24$ $\sigma_{min} = 0,35$ Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total = 5263 Kg/m FS desl = $1,77$ $\sigma_{max} = 0,82$ Kg/cm²
Excentricidad = $0,28$ m FS volc = $2,56$ $\sigma_{min} = 0,15$ Kg/cm²

Puntera

$d = 27,5$ cm $A_{s \min} = 6,3$ cm²/m
 $M_u = 3504$ Kg.m $A_s = 6,3$ cm²/m $\rightarrow \phi \ 1/2" @ 20$ cm (abajo)

Talón

$d = 30$ cm $A_{s \min} = 6,3$ cm²/m
 $M_u = 4589$ Kg.m $A_s = 6,3$ cm²/m $\rightarrow \phi \ 1/2" @ 20$ cm (arriba)

Dentellón $A_s = \phi \ 1/2" @ 20$ cm $H_d = 0,35$ m $B_d = 0,35$ m

Recomendaciones

Acero de retracción y temperatura o Repartición: $2,65$ cm²/m $\rightarrow \phi \ 3/8" @ 25$ cm

Juntas de dilatación: @ 10 m

Drenaje: Barbacanas PVC $4" @ 2$ m² de pantalla

Colocar el dentellón a una distancia = $2.H_d$ medida desde el extremo de la puntera

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Diámetro de cabilla a usar (plg): ϕ 1,2

Recubrimiento: 5 (cm)

Pantalla

Y (m)	Vu1 (Kg)	Mu1 (Kg)	Vu2 (Kg)	Mu2 (Kg)	Vu max (Kg)	Mu max (Kg)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	ϕ Vc (Kg)	As min (cm ² /m)	As req (cm ² /m)	As (cm ² /m)	Sep. (cm)
1	1122	476	726	306	1122	476	31,6	26,6	17357	5,69	0,47	5,69	22
2	3264	2584	2568	2110	3264	2584	33,2	28,2	18393	5,97	2,45	5,97	21
3	6426	7344	5528	6745	6426	7344	34,8	29,8	19430	6,26	6,71	6,71	19
3,15	6988	8350	6068	7766	6988	8350	35	30	19585	6,3	7,59	7,59	17

$d_{req} = 15,29$ cm

$F_{req} = 20,29$ cm Fuste (F) Adecuado

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro: $H = 4$ m
Talón: $T = 1,45$ m
Puntera: $P = 0,95$ m
Fuste: $F = 0,4$ m
Base total: $B = 2,8$ m
Espesor de Base: $e = 0,4$ m
Corona: $C = 0,3$ m

Peso Propio del Muro = 5950 Kg/m
Volumen de Concreto = 2,38 m³/m
 $f'c = 210$ Kg/cm²
 $Fy = 4200$ Kg/cm²
Suelo Relleno: $\gamma = 1800$ Kg/m³
 $\phi = 30$ °
Inclinación: $\beta = 0$ °
Sobrecarga: $Hs = 0,6$ m
Suelo Fundación: $q_{ult} = 3$ Kg/cm²
 $\gamma = 1800$ Kg/m³
 $\phi = 30$ °

$Ka = 0,333$ $Kas = 0,423$ $Kp = 3$

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Empuje total = 6240 Kg/m $FS_{desl} = 1,94$ $\sigma_{max} = 0,82$ Kg/cm²
Excentricidad = 0,15 m $FS_{volc} = 3,31$ $\sigma_{min} = 0,41$ Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total = 6846 Kg/m $FS_{desl} = 1,67$ $\sigma_{max} = 0,93$ Kg/cm²
Excentricidad = 0,32 m $FS_{volc} = 2,57$ $\sigma_{min} = 0,17$ Kg/cm²

Puntera $d = 32,5$ cm $As_{min} = 7,2$ cm²/m
 $Mu = 4978$ Kg.m $As = 7,2$ cm²/m $\rightarrow \phi \ 1/2" @ 18$ cm (abajo)

Talón $d = 35$ cm $As_{min} = 7,2$ cm²/m
 $Mu = 7004$ Kg.m $As = 7,2$ cm²/m $\rightarrow \phi \ 1/2" @ 18$ cm (arriba)

Dentellón $As = \phi \ 1/2" @ 18$ cm $Hd = 0,4$ m $Bd = 0,4$ m

Recomendaciones

Acero de retracción y temperatura o Repartición: 2,65 cm²/m $\rightarrow \phi \ 3/8" @ 25$ cm

Juntas de dilatación: @ 10 m

Drenaje: Barbacanas PVC 4" @ 2 m² de pantalla

Colocar el dentellón a una distancia = 2.Hd medida desde el extremo de la puntera

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Diámetro de cabilla a usar (plg): ϕ 1/2

Rocubrimiento: 5 (cm)

Pantalla

Y (m)	Vu1 (Kg)	Mu1 (Kg)	Vu2 (Kg)	Mu2 (Kg)	Vu max (Kg)	Mu max (Kg)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	ϕ Vc (Kg)	As min (cm ² /m)	As req (cm ² /m)	As (cm ² /m)	Sep. (cm)
1	1122	476	730	307	1122	476	32,8	27,8	18134	5,9	0,45	5,9	21
2	3264	2584	2585	2122	3264	2584	35,6	30,6	19948	6,4	2,26	6,4	20
3	6426	7344	5565	6784	6426	7344	38,3	33,3	21761	6,9	5,95	6,9	18
3,6	8813	11897	7893	11505	8813	11897	40	35	22849	7,2	9,28	9,28	14

$d_{req} = 18,25$ cm

$F_{req} = 23,25$ cm Fuste (F) Adecuado

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro: $H = 4,5$ m
Talón: $T = 1,65$ m
Puntera: $P = 1,05$ m
Fuste: $F = 0,45$ m
Base total: $B = 3,15$ m
Espesor de Base: $e = 0,45$ m
Corona: $C = 0,3$ m

Peso Propio del Muro = 7341 Kg/m
Volumen de Concreto = $2,94$ m³/m
 $f'c = 210$ Kg/cm²
 $Fy = 4200$ Kg/cm²
Suelo Relleno: $\gamma = 1800$ Kg/m³
 $\phi = 30$ °
Inclinación: $\beta = 0$ °
Sobrecarga: $Hs = 0,6$ m
Suelo Fundación: $q_{ult} = 3$ Kg/cm²
 $\gamma = 1800$ Kg/m³
 $\phi = 30$ °

$Ka = 0,333$ $Kas = 0,423$ $Kp = 3$

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Empuje total = 7695 Kg/m $FS_{desl} = 1,88$ $\sigma_{max} = 0,89$ Kg/cm²
Excentricidad = $0,16$ m $FS_{volc} = 3,38$ $\sigma_{min} = 0,47$ Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total = 8636 Kg/m $FS_{desl} = 1,58$ $\sigma_{max} = 1,03$ Kg/cm²
Excentricidad = $0,36$ m $FS_{volc} = 2,58$ $\sigma_{min} = 0,2$ Kg/cm²

Puntera

$d = 37,5$ cm $As_{min} = 8,1$ cm²/m
 $Mu = 6814$ Kg.m $As = 8,1$ cm²/m → ϕ 1/2" @ 16 cm (abajo)

Talón

$d = 40$ cm $As_{min} = 8,1$ cm²/m
 $Mu = 10143$ Kg.m $As = 8,1$ cm²/m → ϕ 1/2" @ 16 cm (arriba)

Dentellón $As = \phi$ 1/2" @ 16 cm $Hd = 0,45m$ $Bd = 0,45m$

Recomendaciones

Acero de retracción y temperatura o Repartición: $2,65$ cm²/m → ϕ 3/8" @ 25 cm

Juntas de dilatación: @ 10 m

Drenaje: Barbacanas PVC 4" @ 2 m² de pantalla

Colocar el dentellón a una distancia = $2.Hd$ medida desde el extremo de la puntera

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Diámetro de cabilla a usar (plg): ϕ

Recubrimiento: (cm)

Pantalla

Y (m)	Vu1 (Kg)	Mu1 (Kg)	Vu2 (Kg)	Mu2 (Kg)	Vu max (Kg)	Mu max (Kg)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	ϕ Vc (Kg)	As mín (cm ² /m)	As req (cm ² /m)	As (cm ² /m)	Sep. (cm)
1	1122	476	734	308	1122	476	33,7	28,7	18739	6,07	0,44	6,07	21
2	3264	2584	2598	2131	3264	2584	37,4	32,4	21157	6,73	2,13	6,73	19
3	6426	7344	5595	6815	6426	7344	41,1	36,1	23575	7,4	5,48	7,4	17
4	10608	15776	9722	15706	10608	15776	44,8	39,8	25993	8,07	10,83	10,83	12
4,05	10844	16312	9958	16285	10844	16312	45	40	26113	8,1	11,15	11,15	11

$d_{req} = 21,37$ cm

$F_{req} = 26,37$ cm Fuste (F) Adecuado

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro: H = 5 m
Talón: T = 1,8 m
Puntera: P = 1,2 m
Fuste: F = 0,5 m
Base total: B = 3,5 m
Espesor de Base: e = 0,5 m
Corona: C = 0,3 m

Ka = 0,333 Kas = 0,423 Kp = 3

Peso Propio del Muro = 8875 Kg/m
Volumen de Concreto = 3,55 m³/m
f'c = 210 Kg/cm²
Fy = 4200 Kg/cm²
Suelo Relleno: γ = 1800 Kg/m³
φ = 30 °
Inclinación: β = 0 °
Sobrecarga: Hs = 0,6 m
Suelo Fundación: q_{ult} = 3 Kg/cm²
γ = 1800 Kg/m³
φ = 30 °

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Empuje total = 9300 Kg/m FS desl = 1,8 σ_{max} = 0,94 Kg/cm²
Excentricidad = 0,16 m FS volc = 3,4 σ_{min} = 0,53 Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total = 10633 Kg/m FS desl = 1,5 σ_{max} = 1,12 Kg/cm²
Excentricidad = 0,39 m FS voic = 2,56 σ_{min} = 0,22 Kg/cm²

Puntera d = 42,5 cm As min = 9 cm²/m
Mu = 9582 Kg.m As = 9 cm²/m → φ 5/8" @ 22 cm (abajo)

Talón d = 45 cm As min = 9 cm²/m
Mu = 13537 Kg.m As = 9 cm²/m → φ 5/8" @ 22 cm (arriba)

Dentellón As = φ 5/8" @ 22 cm Hd = 0,5 m Bd = 0,5 m

Recomendaciones

Acero de retracción y temperatura o Repartición: 2,65 cm²/m → φ 3/8" @ 25 cm

Juntas de dilatación: @ 10 m

Drenaje: Barbacanas PVC 4" @ 2 m² de pantalla

Colocar el dentellón a una distancia = 2.Hd medida desde el extremo de la puntera

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Diámetro de cabilla a usar (plg): ϕ 5/8

Recubrimiento: 5 (cm)

Pantalla

Y (m)	Vu1 (Kg)	Mu1 (Kg)	Vu2 (Kg)	Mu2 (Kg)	Vu max (Kg)	Mu max (Kg)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	ϕ Vc (Kg)	As min (cm ² /m)	As req (cm ² /m)	As (cm ² /m)	Sep. (cm)
1	1122	476	736	309	1122	476	34,4	29,4	19222	6,2	0,43	6,2	32
2	3264	2584	2609	2138	3264	2584	38,9	33,9	22124	7	2,03	7	28
3	6426	7344	5618	6839	6426	7344	43,3	38,3	25025	7,8	5,15	7,8	25
4	10608	15776	9764	15764	10608	15776	47,8	42,8	27927	8,6	10,03	10,03	20
4,5	13081	21688	12263	22232	13081	22232	50	45	29378	9	13,55	13,55	15

$d_{req} = 24,95$ cm

$F_{req} = 29,95$ cm Fuste (F) Adecuado

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro: H = 5,5 m
Talón: T = 2 m
Puntera: P = 1,4 m
Fuste: F = 0,55 m
Base total: B = 3,95 m
Espesor de Base: e = 0,55 m
Corona: C = 0,3 m

Ka = 0,333 Kas = 0,423 Kp = 3

Peso Propio del Muro = 10691 Kg/m
Volumen de Concreto = 4,28 m³/m
f'c = 210 Kg/cm²
Fy = 4200 Kg/cm²
Suelo Relleno: γ = 1800 Kg/m³
φ = 30 °
Inclinación: β = 0 °
Sobrecarga: Hs = 0,6 m
Suelo Fundación: q_{ult} = 3 Kg/cm²
γ = 1800 Kg/m³
φ = 30 °

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Empuje total = 11055 Kg/m FS desl = 1,82 σ_{max} = 0,94 Kg/cm²
Excentricidad = 0,13 m FS volc = 3,59 σ_{min} = 0,63 Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total = 12859 Kg/m FS desl = 1,49 σ_{max} = 1,14 Kg/cm²
Excentricidad = 0,38 m FS volc = 2,68 σ_{min} = 0,3 Kg/cm²

Puntera

d = 47,5 cm As min = 9,9 cm²/m
Mu = 13267 Kg.m As = 9,9 cm²/m → φ 5/8" @ 20 cm (abajo)

Talón

d = 50 cm As min = 9,9 cm²/m
Mu = 17506 Kg.m As = 9,9 cm²/m → φ 5/8" @ 20 cm (arriba)

Dentellón As = φ 5/8" @ 20 cm Hd = 0,6 m Bd = 0,6 m

Recomendaciones

Acero de retracción y temperatura o Repartición: 2,65 cm²/m → φ 3/8" @ 25 cm

Juntas de dilatación: @ 10 m

Drenaje: Barbacanas PVC 4" @ 2 m² de pantalla

Colocar el dentellón a una distancia = 2.Hd medida desde el extremo de la puntera

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Diámetro de cabilla a usar (plg): ϕ

Recubrimiento: (cm)

Plantilla

Y (m)	Vu1 (Kg)	Mu1 (Kg)	Vu2 (Kg)	Mu2 (Kg)	Vu max (Kg)	Mu max (Kg)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	ϕ Vc (Kg)	As min (cm ² /m)	As req (cm ² /m)	As (cm ² /m)	Sep. (cm)
1	1122	476	738	310	1122	476	35,1	30,1	19618	6,31	0,42	6,31	31
2	3264	2584	2616	2143	3264	2584	40,1	35,1	22915	7,22	1,96	7,22	27
3	6426	7344	5635	6856	6426	7344	45,2	40,2	26212	8,13	4,91	8,13	24
4	10608	15776	9793	15803	10608	15803	50,2	45,2	29510	9,04	9,48	9,48	21
4,95	15526	28117	14799	29459	15526	29459	55	50	32642	9,9	16,2	16,2	12

d_{req} = 28,72 cm

F_{req} = 33,72 cm *Fuste (F) Adecuado*

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

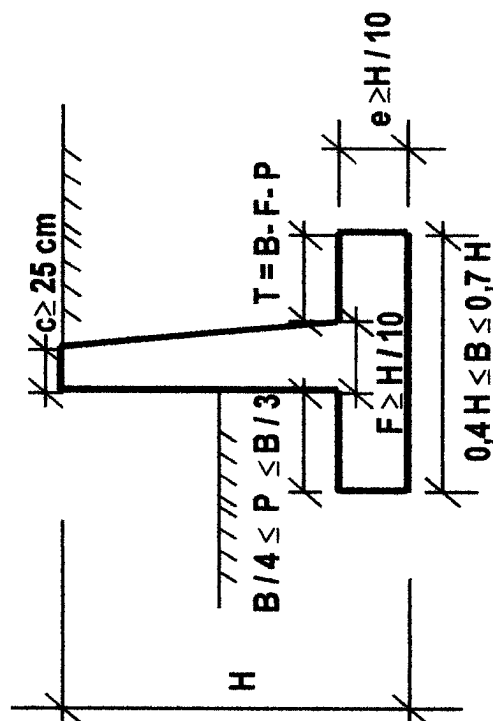
Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

TABLA 2-9. RESUMEN DE DIMENSIONES PARA RESISTENCIA DEL SUELO DE 1,50 kg/cm²

H (m)	Df (m)	C (m)	e (m)	B (m)	P (m)	F (m)	T (m)	Fs volc	Fs desl
1,50	0,60	0,30	0,30	1,00	0,30	0,30	0,40	>1,50	>1,50
2,00	0,60	0,30	0,30	1,35	0,45	0,30	0,60	2,72	1,92
2,50	0,60	0,30	0,30	1,70	0,55	0,30	0,85	2,89	1,78
3,00	1,20	0,30	0,30	2,00	0,65	0,30	1,05	3,05	1,71
3,50	1,20	0,30	0,35	2,30	0,75	0,35	1,20	3,01	2,23
4,00	1,20	0,30	0,40	2,60	0,85	0,40	1,35	2,99	2,09
4,50	1,20	0,30	0,45	3,00	1,00	0,45	1,55	2,98	1,98
5,00	1,20	0,30	0,50	3,30	1,10	0,50	1,70	3,17	1,94
5,50	1,20	0,30	0,55	3,60	1,20	0,55	1,85	3,15	1,86
								3,13	1,84

DETALLE TÍPICO

Predimensionado de un muro en voladizo



MATERIALES

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

RELLENO

$\gamma = 1850 \text{ kg/m}^3$
 $\phi = 31^\circ$ grados
 $C = 0 \text{ kg/cm}^2$
 $\beta = 0$ grados

SUELO

$\gamma = 1850 \text{ kg/m}^3$
 $\phi = 31^\circ$ grados
 $C = 2/3 \phi \text{ kg/cm}^2$
 $\beta = 1/30 \text{ kg/cm}^2$

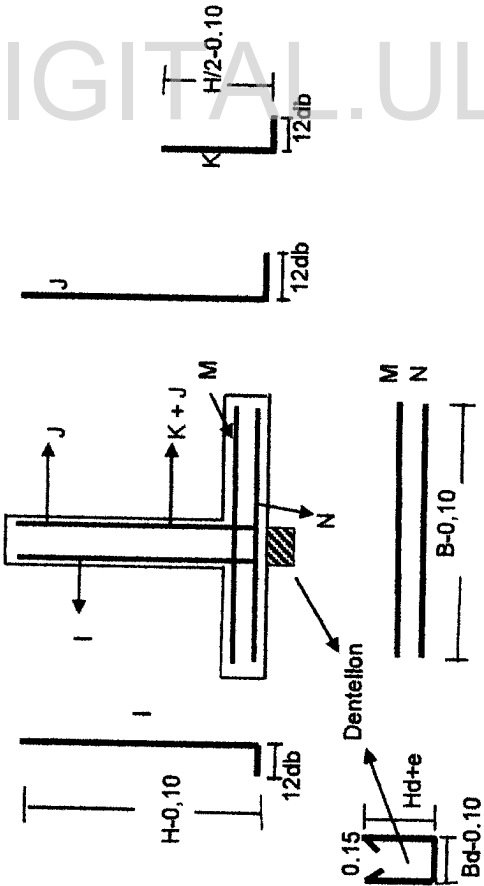
Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

TABLA 2.10. ACERO DE REFUERZO EN MUROS PARA RESISTENCIA DE SUELO DE 1,50 kg/cm²

ACERO MINIMO										DENTELLON			
H	I	J	K + J	M/N	As Rep.	Vol. Conc.	Refuerzo	Acero/Conc.	Hd	Bd	Acero		
(m)	cm ² /ml	cm ² /ml	cm ² /ml	cm ² /ml	cm ² /ml	m ³ /ml	Kg/ml	Kg/m ³	m	m	As		
1,50	2,65	5,40	0,00	5,40	2,65	0,66	32,55	49,32	0	0	0		
2,00	2,65	5,40	0,00	5,40	2,65	0,92	44,38	48,24	0	0	0		
2,50	2,65	5,40	0,00	5,40	2,65	1,17	56,22	48,05	0	0	0		
3,00	2,65	5,99	0,00	5,40	2,65	1,41	85,07	60,33	0,30	0,30	1/2"@23 cm		
3,50	2,65	5,97	7,49	6,30	2,65	1,83	98,89	54,04	0,35	0,35	1/2"@20 cm		
4,00	2,65	6,40	9,16	7,20	2,65	2,30	128,33	55,80	0,40	0,40	1/2"@18 cm		
4,50	2,65	6,73	11,09	8,10	2,65	2,87	142,78	49,75	0,45	0,45	5/8"@24cm		
5,00	2,65	7,80	13,49	9,00	2,65	3,45	189,17	54,83	0,50	0,50	5/8"@22 cm		
5,50	2,65	8,13	16,15	9,90	2,65	4,08	203,34	49,84	0,60	0,55	5/8"@20 cm		

DESPIECE DE MURO



Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro: H = 1,5 m
Talón: T = 0,4 m
Puntera: P = 0,3 m
Fuste: F = 0,3 m
Base total: B = 1 m
Espesor de Base: e = 0,3 m
Corona: C = 0,3 m

Ka = 0,32 Kas = 0,409 Kp = 0

Peso Propio del Muro = 1650 Kg/m
Volumen de Concreto = 0,66 m³/m
f'c = 210 Kg/cm²
Fy = 4200 Kg/cm²
Suelo Relleno: γ = 1850 Kg/m³
φ = 31 °
Inclinación: β = 0 °
Sobrecarga: Hs = 0,6 m
Suelo Fundación: q_{ult} = 4,5 Kg/cm²
γ = 1850 Kg/m³
φ = 31 °

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Empuje total = 1199 Kg/m FS desl = 1,92 σ_{max} = 0,57 Kg/cm²
Excentricidad = 0,12 m FS volc = 2,72 σ_{min} = 0,09 Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total = 1079 Kg/m FS desl = 1,86 σ_{max} = 0,5 Kg/cm²
Excentricidad = 0,16 m FS volc = 2,34 σ_{min} = 0 Kg/cm²

Puntera
d = 22,5 cm As min = 5,4 cm²/m
Mu = 288 Kg.m As = 5,4 cm²/m → φ 1/2" @ 23 cm (abajo)

Talón
d = 25 cm As min = 5,4 cm²/m
Mu = 287 Kg.m As = 5,4 cm²/m → φ 1/2" @ 23 cm (arriba)

Recomendaciones

Acero de retracción y temperatura o Repartición: 2,65 cm²/m → φ 3/8" @ 25 cm

Juntas de dilatación: @ 10 m

Drenaje: Barbacanas PVC 4" @ 2 m² de pantalla

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Pantalla

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro: $H = 2$ m
Talón: $T = 0,6$ m
Puntera: $P = 0,45$ m
Fuste: $F = 0,3$ m
Base total: $B = 1,35$ m
Espesor de Base: $e = 0,3$ m
Corona: $C = 0,3$ m

$K_a = 0,32$ $K_{as} = 0,409$ $K_p = 0$

Peso Propio del Muro = 2288 Kg/m
Volumen de Concreto = 0,92 m³/m
 $f'_c = 210$ Kg/cm²
 $F_y = 4200$ Kg/cm²
Suelo Relleno: $\gamma = 1850$ Kg/m³
 $\phi = 31$ °
Inclinación: $\beta = 0$ °
Sobrecarga: $H_s = 0,6$ m
Suelo Fundación: $q_{ult} = 4,5$ Kg/cm²
 $\gamma = 1850$ Kg/m³
 $\phi = 31$ °

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Empuje total = 1895 Kg/m FS desl = 1,78 $\sigma_{max} = 0,6$ Kg/cm²
Excentricidad = 0,13 m FS volc = 2,89 $\sigma_{min} = 0,16$ Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total = 1821 Kg/m FS desl = 1,64 $\sigma_{max} = 0,58$ Kg/cm²
Excentricidad = 0,19 m FS volc = 2,41 $\sigma_{min} = 0,04$ Kg/cm²

Puntera
 $d = 22,5$ cm $A_{s\ min} = 5,4$ cm²/m
 $M_u = 705$ Kg.m $A_s = 5,4$ cm²/m → ϕ 1/2" @ 23 cm (abajo)

Talón
 $d = 25$ cm $A_{s\ min} = 5,4$ cm²/m
 $M_u = 710$ Kg.m $A_s = 5,4$ cm²/m → ϕ 1/2" @ 23 cm (arriba)

Recomendaciones

Acero de retracción y temperatura o Repartición: 2,65 cm²/m → ϕ 3/8" @ 25 cm

Juntas de dilatación: @ 10 m

Drenaje: Barbacanas PVC 4" @ 2 m² de pantalla

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Diámetro de cabilla a usar (plg): ϕ 1/2

Recubrimiento: 5 (cm)

Pantalla

Y (m)	Vu1 (Kg)	Mu1 (Kg)	Vu2 (Kg)	Mu2 (Kg)	Vu max (Kg)	Mu max (Kg)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	ϕ Vc (Kg)	As min (cm²/m)	As req (cm²/m)	As (cm²/m)	Sep. (cm)
1	1107	470	701	297	1107	470	30	25	16321	5,4	0,5	5,4	23
1,7	2482	1697	1832	1292	2482	1697	30	25	16321	5,4	1,81	5,4	23

$d_{req} = 6,89$ cm

$F_{req} = 11,89$ cm *Fuste (F) Adecuado*

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro: $H = 2,5$ m
Talón: $T = 0,85$ m
Puntera: $P = 0,55$ m
Fuste: $F = 0,3$ m
Base total: $B = 1,7$ m
Espesor de Base: $e = 0,3$ m
Corona: $C = 0,3$ m

$K_a = 0,32$ $K_{as} = 0,409$ $K_p = 0$

Peso Propio del Muro = 2925 Kg/m
Volumen de Concreto = $1,17$ m³/m
 $f'_c = 210$ Kg/cm²
 $F_y = 4200$ Kg/cm²

Suelo Relleno: $\gamma = 1850$ Kg/m³
 $\phi = 31$ °
Inclinación: $\beta = 0$ °
Sobrecarga: $H_s = 0,6$ m

Suelo Fundación: $q_{ult} = 4,5$ Kg/cm²
 $\gamma = 1850$ Kg/m³
 $\phi = 31$ °

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Empuje total = 2739 Kg/m FS desl = $1,71$ $\sigma_{max} = 0,67$ Kg/cm²
Excentricidad = $0,14$ m FS volc = $3,05$ $\sigma_{min} = 0,23$ Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total = 2747 Kg/m FS desl = $1,53$ $\sigma_{max} = 0,68$ Kg/cm²
Excentricidad = $0,23$ m FS volc = $2,48$ $\sigma_{min} = 0,07$ Kg/cm²

Puntera

$d = 22,5$ cm $A_{s\ min} = 5,4$ cm²/m
 $M_u = 1227$ Kg.m $A_s = 5,4$ cm²/m → ϕ 1/2" @ 23 cm (abajo)

Talón

$d = 25$ cm $A_{s\ min} = 5,4$ cm²/m
 $M_u = 1639$ Kg.m $A_s = 5,4$ cm²/m → ϕ 1/2" @ 23 cm (arriba)

Recomendaciones

Acero de retracción y temperatura o Repartición: $2,65$ cm²/m → ϕ 3/8" @ 25 cm

Juntas de dilatación: @ 10 m

Drenaje: Barbacanas PVC 4" @ 2 m² de pantalla

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Pantalla

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro: H = 3 m
Talón: T = 1,05 m
Puntera: P = 0,65 m
Fuste: F = 0,3 m
Base total: B = 2 m
Espesor de Base: e = 0,3 m
Corona: C = 0,3 m

Ka = 0,32 Kas = 0,409 Kp = 3,124

Peso Propio del Muro = 3525 Kg/m
Volumen de Concreto = 1,41 m³/m
f'c = 210 Kg/cm²
Fy = 4200 Kg/cm²
Suelo Relleno: γ = 1850 Kg/m³
φ = 31 °
Inclinación: β = 0 °
Sobrecarga: Hs = 0,6 m
Suelo Fundación: q_{ult} = 4,5 Kg/cm²
γ = 1850 Kg/m³
φ = 31 °

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Empuje total = 3731 Kg/m FS desl = 2,23 σ_{max} = 0,77 Kg/cm²
Excentricidad = 0,16 m FS volc = 3,01 σ_{min} = 0,26 Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total = 3853 Kg/m FS desl = 2,01 σ_{max} = 0,8 Kg/cm²
Excentricidad = 0,28 m FS volc = 2,4 σ_{min} = 0,07 Kg/cm²

Puntera

d = 22,5 cm As min = 5,4 cm²/m
Mu = 2036 Kg.m As = 5,4 cm²/m → φ 1/2" @ 23 cm (abajo)

Talón

d = 25 cm As min = 5,4 cm²/m
Mu = 3053 Kg.m As = 5,4 cm²/m → φ 1/2" @ 23 cm (arriba)

Dentellón As = φ 1/2" @ 23 cm Hd = 0,3 m Bd = 0,3 m

Recomendaciones

Acero de retracción y temperatura o Repartición: 2,65 cm²/m → φ 3/8" @ 25 cm

Juntas de dilatación: @ 10 m

Drenaje: Barbacanas PVC 4" @ 2 m² de pantalla

Colocar el dentellón a una distancia = 2.Hd medida desde el extremo de la puntera

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Y (m)	Vu1 (Kg)	Mu1 (Kg)	Vu2 (Kg)	Mu2 (Kg)	Vu max (Kg)	Mu max (Kg)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	ϕ Vc (Kg)	As min (cm²/m)	As req (cm²/m)	As (cm²/m)	Sep. (cm)
1	1107	470	715	302	1107	470	30	25	16321	5,4	0,5	5,4	23
2	3221	2550	2527	2086	3221	2550	30	25	16321	5,4	2,73	5,4	23
2,7	5300	5504	4447	4919	5300	5504	30	25	16321	5,4	5,99	5,99	21

$d_{req} = 12,41$ cm

$F_{req} = 17,41$ cm Fuste (F) Adecuado

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro: H = 3,5 m
Talón: T = 1,2 m
Puntera: P = 0,75 m
Fuste: F = 0,35 m
Base total: B = 2,3 m
Espesor de Base: e = 0,35 m
Corona: C = 0,3 m

Ka = 0,32 Kas = 0,409 Kp = 3,124

Peso Propio del Muro = 4572 Kg/m
Volumen de Concreto = 1,83 m³/m
f'c = 210 Kg/cm²
Fy = 4200 Kg/cm²
Suelo Relleno: γ = 1850 Kg/m³
φ = 31 °
Inclinación: β = 0 °
Sobrecarga: Hs = 0,6 m
Suelo Fundación: q_{ult} = 4,5 Kg/cm²
γ = 1850 Kg/m³
φ = 31 °

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Empuje total = 4871 Kg/m FS desl = 2,09 σ_{max} = 0,85 Kg/cm²
Excentricidad = 0,18 m FS volc = 2,99 σ_{min} = 0,3 Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total = 5211 Kg/m FS desl = 1,83 σ_{max} = 0,93 Kg/cm²
Excentricidad = 0,33 m FS volc = 2,34 σ_{min} = 0,07 Kg/cm²

Puntera

d = 27,5 cm As min = 6,3 cm²/m
Mu = 3149 Kg.m As = 6,3 cm²/m → φ 1/2" @ 20 cm (abajo)

Talón

d = 30 cm As min = 6,3 cm²/m
Mu = 4804 Kg.m As = 6,3 cm²/m → φ 1/2" @ 20 cm (arriba)

Dentellón As = φ 1/2" @ 20 cm Hd = 0,35m Bd = 0,35m

Recomendaciones

Acero de retracción y temperatura o Repartición: 2,65 cm²/m → φ 3/8" @ 25 cm

Juntas de dilatación: @ 10 m

Drenaje: Barbacanas PVC 4" @ 2 m² de pantalla

Colocar el dentellón a una distancia = 2.Hd medida desde el extremo de la puntera

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Y (m)	Vu1 (Kg)	Mu1 (Kg)	Vu2 (Kg)	Mu2 (Kg)	Vu max (Kg)	Mu max (Kg)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	ϕ Vc (Kg)	As mín (cm²/m)	As req (cm²/m)	As (cm²/m)	Sep. (cm)
1	1107	470	721	305	1107	470	31,6	26,6	17357	5,69	0,47	5,69	22
2	3221	2550	2550	2102	3221	2550	33,2	28,2	18393	5,97	2,42	5,97	21
3	6342	7248	5486	6718	6342	7248	34,8	29,8	19430	6,26	6,62	6,62	19
3,15	6897	8241	6022	7736	6897	8241	35	30	19585	6,3	7,49	7,49	17

$d_{req} = 15,19 \text{ cm}$

$F_{req} = 20,19 \text{ cm}$ Fuste (F) Adecuado

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro: H = 4 m
Talón: T = 1,35 m
Puntera: P = 0,85 m
Fuste: F = 0,4 m
Base total: B = 2,6 m
Espesor de Base: e = 0,4 m
Corona: C = 0,3 m

Peso Propio del Muro = 5750 Kg/m
Volumen de Concreto = 2,3 m³/m
f'c = 210 Kg/cm²
Fy = 4200 Kg/cm²
Suelo Relleno: γ = 1850 Kg/m³
φ = 31 °
Inclinación: β = 0 °
Sobrecarga: Hs = 0,6 m
Suelo Fundación: q_{ult} = 4,5 Kg/cm²
γ = 1850 Kg/m³
φ = 31 °

Ka = 0,32 Kas = 0,409 Kp = 3,124

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Empuje total = 6159 Kg/m FS desl = 1,98 σ_{max} = 0,94 Kg/cm²
Excentricidad = 0,2 m FS volc = 2,98 σ_{min} = 0,34 Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total = 6773 Kg/m FS desl = 1,7 σ_{max} = 1,07 Kg/cm²
Excentricidad = 0,38 m FS volc = 2,29 σ_{min} = 0,07 Kg/cm²

Puntera

d = 32,5 cm As min = 7,2 cm²/m
Mu = 4610 Kg.m As = 7,2 cm²/m → φ 1/2" @ 18 cm (abajo)

Talón

d = 35 cm As min = 7,2 cm²/m
Mu = 7124 Kg.m As = 7,2 cm²/m → φ 1/2" @ 18 cm (arriba)

Dentellón As = φ 1/2" @ 18 cm Hd = 0,4 m Bd = 0,4 m

Recomendaciones

Acero de retracción y temperatura o Repartición: 2,65 cm²/m → φ 3/8" @ 25 cm

Juntas de dilatación: @ 10 m

Drenaje: Barbacanas PVC 4" @ 2 m² de pantalla

Colocar el dentellón a una distancia = 2.Hd medida desde el extremo de la puntera

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Diámetro de cabilla a usar (plg): ϕ

Recubrimiento: (cm)

Pantalla

Y (m)	Vu1 (Kg)	Mu1 (Kg)	Vu2 (Kg)	Mu2 (Kg)	Vu max (Kg)	Mu max (Kg)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	ϕ Vc (Kg)	As mín (cm ² /m)	As req (cm ² /m)	As (cm ² /m)	Sep. (cm)
1	1107	470	726	306	1107	470	32,8	27,8	18134	5,9	0,45	5,9	21
2	3221	2550	2567	2114	3221	2550	35,6	30,6	19948	6,4	2,23	6,4	20
3	6342	7248	5525	6759	6342	7248	38,3	33,3	21761	6,9	5,87	6,9	18
3,6	8698	11742	7835	11462	8698	11742	40	35	22849	7,2	9,16	9,16	14

d_{req} = 18,13 cm

F_{req} = 23,13 cm *Fuste (F) Adecuado*

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro: H = 4,5 m
Talón: T = 1,55 m
Puntera: P = 1 m
Fuste: F = 0,45 m
Base total: B = 3 m
Espesor de Base: e = 0,45 m
Corona: C = 0,3 m

Peso Propio del Muro = 7172 Kg/m
Volumen de Concreto = 2,87 m³/m
f'c = 210 Kg/cm²
Fy = 4200 Kg/cm²
Suelo Relleno: γ = 1850 Kg/m³
φ = 31 °
Inclinación: β = 0 °
Sobrecarga: Hs = 0,6 m
Suelo Fundación: q_{ult} = 4,5 Kg/cm²
γ = 1850 Kg/m³
φ = 31 °

Ka = 0,32 Kas = 0,409 Kp = 3,124

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Empuje total = 7595 Kg/m FS desl = 1,94 σ_{max} = 0,95 Kg/cm²
Excentricidad = 0,19 m FS volc = 3,17 σ_{min} = 0,43 Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total = 8556 Kg/m FS desl = 1,63 σ_{max} = 1,12 Kg/cm²
Excentricidad = 0,39 m FS volc = 2,4 σ_{min} = 0,13 Kg/cm²

Puntera
d = 37,5 cm As min = 8,1 cm²/m
Mu = 6682 Kg.m As = 8,1 cm²/m → φ 5/8" @ 24 cm (abajo)

Talón
d = 40 cm As min = 8,1 cm²/m
Mu = 9996 Kg.m As = 8,1 cm²/m → φ 5/8" @ 24 cm (arriba)

Dentellón As = φ 5/8" @ 24 cm Hd = 0,45m Bd = 0,45m

Recomendaciones

Acero de retracción y temperatura o Repartición: 2,65 cm²/m → φ 3/8" @ 25 cm

Juntas de dilatación: @ 10 m

Drenaje: Barbacanas PVC 4" @ 2 m² de pantalla

Colocar el dentellón a una distancia = 2.Hd medida desde el extremo de la puntera

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Diámetro de cabilla a usar (plg): ϕ

Recubrimiento: (cm)

Pantalla

Y (m)	Vu1 (Kg)	Mu1 (Kg)	Vu2 (Kg)	Mu2 (Kg)	Vu max (Kg)	Mu max (Kg)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	ϕ Vc (Kg)	As min (cm ² /m)	As req (cm ² /m)	As (cm ² /m)	Sep. (cm)
1	1107	470	729	307	1107	470	33.7	28.7	18739	6.07	0.43	6.07	33
2	3221	2550	2579	2123	3221	2550	37.4	32.4	21157	6.73	2.1	6.73	29
3	6342	7248	5551	6786	6342	7248	41.1	36.1	23575	7.4	5.41	7.4	27
4	10470	15570	9646	15639	10470	15639	44.8	39.8	25993	8.07	10.73	10.73	18
4.05	10703	16100	9880	16215	10703	16215	45	40	26113	8.1	11.09	11.09	18

$d_{req} = 21,31$ cm

$F_{req} = 26,31$ cm Fuste (F) Adecuado

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro: H = 5 m
Talón: T = 1,7 m
Puntera: P = 1,1 m
Fuste: F = 0,5 m
Base total: B = 3,3 m
Espesor de Base: e = 0,5 m
Corona: C = 0,3 m

Ka = 0,32 Kas = 0,409 Kp = 3,124

Peso Propio del Muro = 8625 Kg/m
Volumen de Concreto = 3,45 m³/m
f'c = 210 Kg/cm²
Fy = 4200 Kg/cm²
Suelo Relleno: γ = 1850 Kg/m³
φ = 31 °
Inclinación: β = 0 °
Sobrecarga: Hs = 0,6 m
Suelo Fundación: q_{ult} = 4,5 Kg/cm²
γ = 1850 Kg/m³
φ = 31 °

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Empuje total = 9179 Kg/m FS desl = 1,86 σ_{max} = 1,04 Kg/cm²
Excentricidad = 0,21 m FS volc = 3,15 σ_{min} = 0,47 Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total = 10528 Kg/m FS desl = 1,54 σ_{max} = 1,25 Kg/cm²
Excentricidad = 0,45 m FS volc = 2,35 σ_{min} = 0,13 Kg/cm²

Puntera d = 42,5 cm As min = 9 cm²/m
Mu = 9030 Kg.m As = 9 cm²/m → φ 5/8" @ 22 cm (abajo)

Talón d = 45 cm As min = 9 cm²/m
Mu = 13680 Kg.m As = 9 cm²/m → φ 5/8" @ 22 cm (arriba)

Dentellón As = φ 5/8" @ 22 cm Hd = 0,5 m Bd = 0,5 m

Recomendaciones

Acero de retracción y temperatura o Repartición: 2,65 cm²/m → φ 3/8" @ 25 cm

Juntas de dilatación: @ 10 m

Drenaje: Barbacanas PVC 4" @ 2 m² de pantalla

Colocar el dentellón a una distancia = 2.Hd medida desde el extremo de la puntera

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Y	Vu1	Mu1	Vu2	Mu2	Vu max	Mu max	F(y)	d(y)	ϕ Vc	As min	As req	As	Sep.
(m)	(Kg)	(Kg)	(Kg)	(Kg)	(Kg)	(Kg)	(cm)	(cm)	(Kg)	(cm²/m)	(cm²/m)	(cm²/m)	(cm)
1	1107	470	731	308	1107	470	34,4	29,4	19222	6,2	0,42	6,2	32
2	3221	2550	2590	2130	3221	2550	38,9	33,9	22124	7	2	7	28
3	6342	7248	5576	6812	6342	7248	43,3	38,3	25025	7,8	5,08	7,8	25
4	10470	15570	9689	15700	10470	15700	47,8	42,8	27927	8,6	9,98	9,98	20
4,5	12911	21405	12169	22141	12911	22141	50	45	29378	9	13,49	13,49	15

$d_{req} = 24,9$ cm

$F_{req} = 29,9$ cm Fuste (F) Adecuado

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro: $H = 5,5$ m
Talón: $T = 1,85$ m
Puntera: $P = 1,2$ m
Fuste: $F = 0,55$ m
Base total: $B = 3,6$ m
Espesor de Base: $e = 0,55$ m
Corona: $C = 0,3$ m

$K_a = 0,32$ $K_{as} = 0,409$ $K_p = 3,124$

Peso Propio del Muro = 10209 Kg/m
Volumen de Concreto = $4,08$ m³/m
 $f'_c = 210$ Kg/cm²
 $F_y = 4200$ Kg/cm²
Suelo Relleno: $\gamma = 1850$ Kg/m³
 $\phi = 31$ °
Inclinación: $\beta = 0$ °
Sobrecarga: $H_s = 0,6$ m
Suelo Fundación: $q_{ult} = 4,5$ Kg/cm²
 $\gamma = 1850$ Kg/m³
 $\phi = 31$ °

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular.

Empuje total = 10911 Kg/m FS desl = $1,84$ $\sigma_{max} = 1,13$ Kg/cm²
Excentricidad = $0,23$ m FS volc = $3,13$ $\sigma_{min} = 0,51$ Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total = 12705 Kg/m FS desl = $1,51$ $\sigma_{max} = 1,38$ Kg/cm²
Excentricidad = $0,5$ m FS volc = $2,31$ $\sigma_{min} = 0,13$ Kg/cm²

Puntera $d = 47,5$ cm As min = $9,9$ cm²/m
Mu = 11873 Kg.m As = $9,9$ cm²/m → ϕ 5/8" @ 20 cm (abajo)

Talón $d = 50$ cm As min = $9,9$ cm²/m
Mu = 18174 Kg.m As = $9,9$ cm²/m → ϕ 5/8" @ 20 cm (arriba)

Dentellón As = ϕ 5/8" @ 20 cm Hd = $0,6$ m Bd = $0,55$ m

Recomendaciones

Acero de retracción y temperatura o Repartición: $2,65$ cm²/m → ϕ 3/8" @ 25 cm

Juntas de dilatación: @ 10 m

Drenaje: Barbacanas PVC 4" @ 2 m² de pantalla

Colocar el dentellón a una distancia = $2.H_d$ medida desde el extremo de la puntera

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Diámetro de cabilla a usar (plg): ϕ 5/8

Recubrimiento: 5 (cm)

Fantana

Y (m)	Vu1 (Kg)	Mu1 (Kg)	Vu2 (Kg)	Mu2 (Kg)	Vu max (Kg)	Mu max (Kg)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	ϕ Vc (Kg)	As min (cm²/m)	As req (cm²/m)	As (cm²/m)	Sep. (cm)
1	1107	470	734	309	1107	470	35.1	30.1	19618	6.31	0.41	6.31	31
2	3221	2550	2599	2137	3221	2550	40.1	35.1	22915	7.22	1.93	7.22	27
3	6342	7248	5596	6833	6342	7248	45.2	40.2	26212	8.13	4.84	8.13	24
4	10470	15570	9725	15750	10470	15750	50.2	45.2	29510	9.04	9.45	9.45	21
4.95	15323	27750	14695	29359	15323	29359	55	50	32642	9.9	16.15	16.15	12

$d_{req} = 28,67 \text{ cm}$ $F_{req} = 33,67 \text{ cm}$ Fuste (F) Adecuado

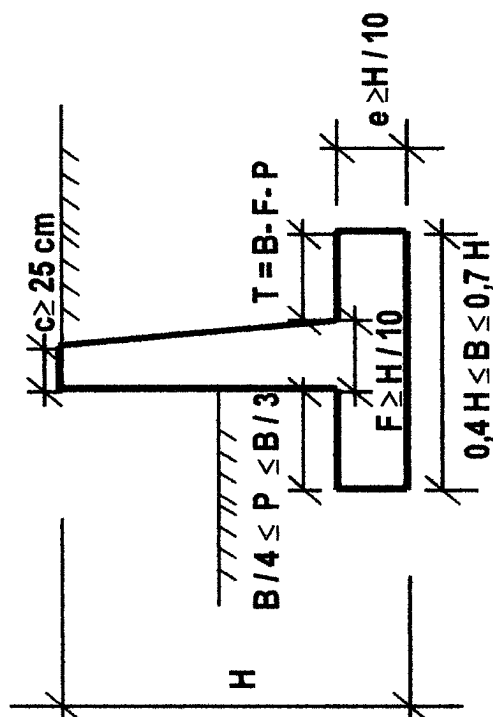
WWW.BDIGITAL.ULA.VE

TABLA 2-11. RESUMEN DE DIMENSIONES PARA RESISTENCIA DEL SUELO DE 2,00 kg/cm²

H	Df	C	e	B	P	F	T	Fs volc	Fs desl
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		
1,50	0,60	0,30	0,30	0,95	0,30	0,30	0,35	>1,50	>1,50
2,00	0,60	0,30	0,30	1,30	0,40	0,30	0,60	2,53	1,90
2,50	0,60	0,30	0,30	1,60	0,50	0,30	0,80	2,80	1,83
3,00	1,20	0,30	0,30	1,90	0,60	0,30	1,00	2,82	1,71
3,50	1,20	0,30	0,35	2,20	0,70	0,35	1,15	2,83	2,50
4,00	1,20	0,30	0,40	2,50	0,80	0,40	1,30	2,85	2,35
4,50	1,20	0,30	0,45	2,80	0,90	0,45	1,45	2,87	2,23
5,00	1,20	0,30	0,50	3,20	1,00	0,50	1,70	2,88	2,13
5,50	1,20	0,30	0,55	3,50	1,15	0,55	1,80	3,11	1,97
								3,08	1,93

DETALLE TÍPICO

Predimensionado de un muro en voladizo



MATERIALES

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $F_v = 4200 \text{ kg/cm}^2$

RELLENO

$\gamma = 1900 \text{ kg/m}^3$
 $\phi = 32 \text{ grados}$
 $C = 0 \text{ kg/cm}^2$
 $\beta = 0 \text{ grados}$

SUELO

$\gamma = 1900 \text{ kg/m}^3$
 $\phi = 32 \text{ grados}$
 $C = 2/3 \phi \text{ kg/cm}^2$
 $F_v = 2,00 \text{ kg/cm}^2$

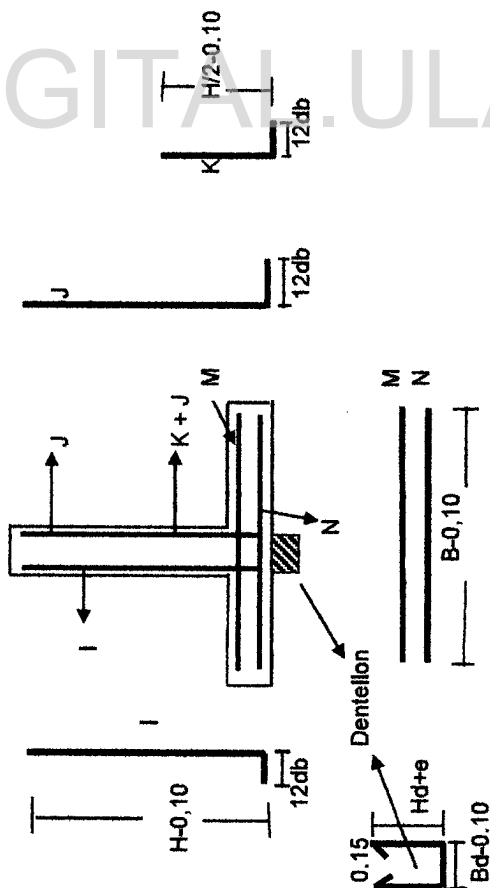
Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

TABLA 2.12. ACERO DE REFUERZO EN MUROS PARA RESISTENCIA DE SUELO DE 2,00 kg/cm²

ACERO MINIMO											DENTELLON		
H	I	J	K + J	M/N	As Rep.	Vol. Conc.	Refuerzo	Acero/Conc.	Hd	Bd	Acero		
(m)	cm2/ml	cm2/ml	cm2/ml	cm2/ml	cm2/ml	m3/ml	Kg/ml	Kg/m3	m	m	As		
1,50	2,65	5,40	0,00	5,40	2,65	0,64	27,88	43,56	0	0	0		
2,00	2,65	5,40	0,00	5,40	2,65	0,90	42,77	47,52	0	0	0		
2,50	2,65	5,40	0,00	5,40	2,65	1,14	54,11	47,46	0	0	0		
3,00	2,65	5,40	5,91	5,40	2,65	1,38	82,96	60,12	0,30	0,30	1/2"@23 cm		
3,50	2,65	5,97	7,38	6,30	2,65	1,79	96,78	54,07	0,35	0,35	1/2"@20 cm		
4,00	2,65	6,40	9,02	7,20	2,65	2,26	126,02	55,76	0,40	0,40	1/2"@18 cm		
4,50	2,65	6,73	11,03	8,10	2,65	2,78	140,29	50,46	0,45	0,45	5/8"@24 cm		
5,00	2,65	7,80	13,42	9,00	2,65	3,40	185,38	54,52	0,50	0,50	5/8"@22 cm		
5,50	2,65	8,13	16,06	9,90	2,65	4,03	197,61	49,03	0,60	0,55	5/8"@20 cm		

DESPIECE DE MURO



Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro: $H = 1,5$ m
Talón: $T = 0,35$ m
Puntera: $P = 0,3$ m
Fuste: $F = 0,3$ m
Base total: $B = 0,95$ m
Espesor de Base: $e = 0,3$ m
Corona: $C = 0,3$ m

$K_a = 0,307$ $K_{as} = 0,395$ $K_p = 0$

Peso Propio del Muro = 1612 Kg/m
Volumen de Concreto = $0,64$ m³/m
 $f'c = 210$ Kg/cm²
 $F_y = 4200$ Kg/cm²
Suelo Relleno: $\gamma = 1900$ Kg/m³
 $\phi = 32$ °
Inclinación: $\beta = 0$ °
Sobrecarga: $H_s = 0,6$ m
Suelo Fundación: $q_{ult} = 6$ Kg/cm²
 $\gamma = 1900$ Kg/m³
 $\phi = 32$ °

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Empuje total = 1182 Kg/m FS desl = $1,9$ $\sigma_{max} = 0,59$ Kg/cm²
Excentricidad = $0,13$ m FS volc = $2,53$ $\sigma_{min} = 0,07$ Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total = 1066 Kg/m FS desl = $1,83$ $\sigma_{max} = 0,53$ Kg/cm²
Excentricidad = $0,17$ m FS volc = $2,15$ $\sigma_{min} = 0$ Kg/cm²

Puntera $d = 22,5$ cm $As_{min} = 5,4$ cm²/m
 $M_u = 299$ Kg.m $As = 5,4$ cm²/m → ϕ 1/2" @ 23 cm (abajo)

Talón $d = 25$ cm $As_{min} = 5,4$ cm²/m
 $M_u = 248$ Kg.m $As = 5,4$ cm²/m → ϕ 1/2" @ 23 cm (arriba)

Recomendaciones

Acero de retracción y temperatura o Repartición: $2,65$ cm²/m → ϕ 3/8" @ 25 cm

Juntas de dilatación: @ 10 m

Drenaje: Barbacanas PVC 4" @ 2 m² de pantalla

Галгала

Y (m)	Vu1 (Kg)	Mu1 (Kg)	Vu2 (Kg)	Mu2 (Kg)	Vu max (Kg)	Mu max (Kg)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	Φ Vc (Kg)	As min (cm ² /m)	As req (cm ² /m)	As (cm ² /m)	Sep. (cm)
1	1092	463	685	291	1092	463	30	25	16321	5,4	0,49	5,4	23
1,2	1429	715	948	479	1429	715	30	25	16321	5,4	0,76	5,4	23

$$d_{\text{req}} = 4,47 \text{ cm}$$

F_{req} = 9,47 cm Fuste (F) Adecuado

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro: H = 2 m
Talón: T = 0,6 m
Puntera: P = 0,4 m
Fuste: F = 0,3 m
Base total: B = 1,3 m
Espesor de Base: e = 0,3 m
Corona: C = 0,3 m

Ka = 0,307 Kas = 0,395 Kp = 0

Peso Propio del Muro = 2250 Kg/m
Volumen de Concreto = 0,9 m³/m
f'c = 210 Kg/cm²
Fy = 4200 Kg/cm²
Suelo Relleno: γ = 1900 Kg/m³
φ = 32 °
Inclinación: β = 0 °
Sobrecarga: Hs = 0,6 m
Suelo Fundación: q_{ult} = 6 Kg/cm²
γ = 1900 Kg/m³
φ = 32 °

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Empuje total = 1868 Kg/m FS desl = 1,83 σ_{max} = 0,66 Kg/cm²
Excentricidad = 0,14 m FS volc = 2,8 σ_{min} = 0,14 Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total = 1803 Kg/m FS desl = 1,68 σ_{max} = 0,63 Kg/cm²
Excentricidad = 0,21 m FS volc = 2,31 σ_{min} = 0,01 Kg/cm²

Puntera d = 22,5 cm As min = 5,4 cm²/m
Mu = 616 Kg.m As = 5,4 cm²/m → φ 1/2" @ 23 cm (abajo)

Talón d = 25 cm As min = 5,4 cm²/m
Mu = 756 Kg.m As = 5,4 cm²/m → φ 1/2" @ 23 cm (arriba)

Recomendaciones

Acero de retracción y temperatura o Repartición: 2,65 cm²/m → φ 3/8" @ 25 cm

Juntas de dilatación: @ 10 m

Drenaje: Barbacanas PVC 4" @ 2 m² de pantalla

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Recubrimiento: $\sqrt{5}$ (cm)

1. अवलोकन

Y (m)	Vu1 (Kg)	Mu1 (Kg)	Vu2 (Kg)	Mu2 (Kg)	Vu max (Kg)	Mu max (Kg)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	Φ Vc (Kg)	As min (cm²/m)	As req (cm²/m)	As (cm²/m)	Sep. (cm)
1	1092	463	696	295	1092	463	30	25	16321	5,4	0,49	5,4	23
1,7	2446	1673	1817	1286	2446	1673	30	25	16321	5,4	1,79	5,4	23

$$d_{req} = 6,84 \text{ cm}$$

F_{req} = 11,84 cm Fuste (F) Adecuado

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro: H = 2,5 m
Talón: T = 0,8 m
Puntera: P = 0,5 m
Fuste: F = 0,3 m
Base total: B = 1,6 m
Espesor de Base: e = 0,3 m
Corona: C = 0,3 m

Ka = 0,307 Kas = 0,395 Kp = 0

Peso Propio del Muro = 2850 Kg/m
Volumen de Concreto = 1,14 m³/m
f'c = 210 Kg/cm²
Fy = 4200 Kg/cm²
Suelo Relleno: γ = 1900 Kg/m³
φ = 32 °
Inclinación: β = 0 °
Sobrecarga: Hs = 0,6 m
Suelo Fundación: q_{ult} = 6 Kg/cm²
γ = 1900 Kg/m³
φ = 32 °

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Empuje total = 2700 Kg/m FS desl = 1,71 σ_{max} = 0,75 Kg/cm²
Excentricidad = 0,16 m FS volc = 2,82 σ_{min} = 0,18 Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total = 2718 Kg/m FS desl = 1,52 σ_{max} = 0,76 Kg/cm²
Excentricidad = 0,26 m FS volc = 2,26 σ_{min} = 0,02 Kg/cm²

Puntera

d = 22,5 cm As min = 5,4 cm²/m
Mu = 1130 Kg.m As = 5,4 cm²/m → φ 1/2" @ 23 cm (abajo)

Talón

d = 25 cm As min = 5,4 cm²/m
Mu = 1659 Kg.m As = 5,4 cm²/m → φ 1/2" @ 23 cm (arriba)

Recomendaciones

Acero de retracción y temperatura o Repartición: 2,65 cm²/m → φ 3/8" @ 25 cm

Juntas de dilatación: @ 10 m

Drenaje: Barbacanas PVC 4" @ 2 m² de pantalla

Diámetro de cabilla a usar (plg): ϕ

Recubrimiento: (cm)

Pantalla

	Y (m)	Vu1 (Kg)	Mu1 (Kg)	Vu2 (Kg)	Mu2 (Kg)	Vu max (Kg)	Mu max (Kg)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	ϕ Vc (Kg)	As min (cm ² /m)	As req (cm ² /m)	As (cm ² /m)	Sep. (cm)
↓	1	1092	463	704	299	1092	463	30	25	16321	5,4	0,49	5,4	23
	2	3176	2514	2485	2059	3176	2514	30	25	16321	5,4	2,69	5,4	23
	2,2	3712	3202	2971	2701	3712	3202	30	25	16321	5,4	3,44	5,4	23

$d_{req} = 9,47$ cm

$F_{req} = 14,47$ cm Fuste (F) Adecuado

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro: $H = 3$ m
Talón: $T = 1$ m
Puntera: $P = 0,6$ m
Fuste: $F = 0,3$ m
Base total: $B = 1,9$ m
Espesor de Base: $e = 0,3$ m
Corona: $C = 0,3$ m

$K_a = 0,307$ $K_{as} = 0,395$ $K_p = 3,255$

Peso Propio del Muro = 3450 Kg/m
Volumen de Concreto = 1,38 m³/m
 $f'_c = 210$ Kg/cm²
 $F_y = 4200$ Kg/cm²
Suelo Relleno: $\gamma = 1900$ Kg/m³
 $\phi = 32^\circ$
Inclinación: $\beta = 0^\circ$
Sobrecarga: $H_s = 0,6$ m
Suelo Fundación: $q_{ult} = 6$ Kg/cm²
 $\gamma = 1900$ Kg/m³
 $\phi = 32^\circ$

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Empuje total = 3678 Kg/m FS desl = 2,5 $\sigma_{max} = 0,84$ Kg/cm²
Excentricidad = 0,18 m FS volc = 2,83 $\sigma_{min} = 0,22$ Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total = 3816 Kg/m FS desl = 2,26 $\sigma_{max} = 0,88$ Kg/cm²
Excentricidad = 0,3 m FS volc = 2,23 $\sigma_{min} = 0,02$ Kg/cm²

Puntera $d = 22,5$ cm $A_s \text{ min} = 5,4$ cm²/m
 $\mu_u = 1914$ Kg.m $A_s = 5,4$ cm²/m → ϕ 1/2" @ 23 cm (abajo)

Talón $d = 25$ cm $A_s \text{ min} = 5,4$ cm²/m
 $\mu_u = 3089$ Kg.m $A_s = 5,4$ cm²/m → ϕ 1/2" @ 23 cm (arriba)

Dentellón $A_s = \phi$ 1/2" @ 23 cm $H_d = 0,3$ m $B_d = 0,3$ m

Recomendaciones

Acero de retracción y temperatura o Repartición: 2,65 cm²/m → ϕ 3/8" @ 25 cm

Juntas de dilatación: @ 10 m

Drenaje: Barbacanas PVC 4" @ 2 m² de pantalla

Colocar el dentellón a una distancia = 2.H_d medida desde el extremo de la puntera

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Diámetro de cabilla a usar (plg): ϕ

Recubrimiento: (cm)

Carrión

Y (m)	Vu1 (Kg)	Mu1 (Kg)	Vu2 (Kg)	Mu2 (Kg)	Vu max (Kg)	Mu max (Kg)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	ϕ Vc (Kg)	As min (cm ² /m)	As req (cm ² /m)	As (cm ² /m)	Sep. (cm)
1	1092	463	710	301	1092	463	30	25	16321	5,4	0,49	5,4	23
2	3176	2514	2506	2076	3176	2514	30	25	16321	5,4	2,69	5,4	23
2,7	5225	5426	4409	4896	5225	5426	30	25	16321	5,4	5,91	5,91	21

$d_{req} = 12,32$ cm

$F_{req} = 17,32$ cm Fuste (F) Adecuado

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro: $H = 3,5$ m
Talón: $T = 1,15$ m
Puntera: $P = 0,7$ m
Fuste: $F = 0,35$ m
Base total: $B = 2,2$ m
Espesor de Base: $e = 0,35$ m
Corona: $C = 0,3$ m

$K_a = 0,307$ $K_{as} = 0,395$ $K_p = 3,255$

Peso Propio del Muro = 4484 Kg/m
Volumen de Concreto = $1,79$ m³/m
 $f'c = 210$ Kg/cm²
 $F_y = 4200$ Kg/cm²
Suelo Relleno: $\gamma = 1900$ Kg/m³
 $\phi = 32$ °
Inclinación: $\beta = 0$ °
Sobrecarga: $H_s = 0,6$ m
Suelo Fundación: $q_{ult} = 6$ Kg/cm²
 $\gamma = 1900$ Kg/m³
 $\phi = 32$ °

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Empuje total = 4802 Kg/m FS desl = $2,35$ $\sigma_{max} = 0,92$ Kg/cm²
Excentricidad = $0,2$ m FS volc = $2,85$ $\sigma_{min} = 0,27$ Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total = 5162 Kg/m FS desl = $2,06$ $\sigma_{max} = 1,01$ Kg/cm²
Excentricidad = $0,35$ m FS volc = $2,2$ $\sigma_{min} = 0,02$ Kg/cm²

Puntera $d = 27,5$ cm $As_{min} = 6,3$ cm²/m
 $M_u = 2986$ Kg.m $As = 6,3$ cm²/m → ϕ 1/2" @ 20 cm (abajo)

Talón $d = 30$ cm $As_{min} = 6,3$ cm²/m
 $M_u = 4841$ Kg.m $As = 6,3$ cm²/m → ϕ 1/2" @ 20 cm (arriba)

Dentellón $As = \phi$ 1/2" @ 20 cm $H_d = 0,35$ m $B_d = 0,35$ m

Recomendaciones

Acero de retracción y temperatura o Repartición: $2,65$ cm²/m → ϕ 3/8" @ 25 cm

Juntas de dilatación: @ 10 m

Drenaje: Barbacanas PVC 4" @ 2 m² de pantalla

Colocar el dentellón a una distancia = $2.H_d$ medida desde el extremo de la puntera

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Diámetro de cabilla a usar (plg): ϕ 1/2

Recubrimiento: 5 (cm)

1.00000

Y (m)	Vu1 (Kg)	Mu1 (Kg)	Vu2 (Kg)	Mu2 (Kg)	Vu max (Kg)	Mu max (Kg)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	ϕ Vc (Kg)	As min (cm ² /m)	As req (cm ² /m)	As (cm ² /m)	Sep. (cm)
1	1092	463	716	303	1092	463	31,6	26,6	17357	5,69	0,46	5,69	22
2	3176	2514	2528	2092	3176	2514	33,2	28,2	18393	5,97	2,38	5,97	21
3	6252	7146	5438	6685	6252	7146	34,8	29,8	19430	6,26	6,52	6,52	19
3,15	6799	8124	5970	7698	6799	8124	35	30	19585	6,3	7,38	7,38	17

$d_{req} = 15,08$ cm

$F_{req} = 20,08$ cm Fuste (F) Adecuado

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro: H = 4 m
Talón: T = 1,3 m
Puntera: P = 0,8 m
Fuste: F = 0,4 m
Base total: B = 2,5 m
Espesor de Base: e = 0,4 m
Corona: C = 0,3 m

Ka = 0,307 Kas = 0,395 Kp = 3,255

Peso Propio del Muro = 5650 Kg/m
Volumen de Concreto = 2,26 m³/m
f'c = 210 Kg/cm²
Fy = 4200 Kg/cm²
Suelo Relleno: γ = 1900 Kg/m³
φ = 32 °
Inclinación: β = 0 °
Sobrecarga: Hs = 0,6 m
Suelo Fundación: q_{ult} = 6 Kg/cm²
γ = 1900 Kg/m³
φ = 32 °

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Empuje total = 6071 Kg/m FS desl = 2,23 σ_{max} = 1 Kg/cm²
Excentricidad = 0,22 m FS volc = 2,87 σ_{min} = 0,31 Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total = 6711 Kg/m FS desl = 1,91 σ_{max} = 1,14 Kg/cm²
Excentricidad = 0,4 m FS volc = 2,18 σ_{min} = 0,02 Kg/cm²

Puntera d = 32,5 cm As min = 7,2 cm²/m
Mu = 4398 Kg.m As = 7,2 cm²/m → φ 1/2" @ 18 cm (abajo)

Talón d = 35 cm As min = 7,2 cm²/m
Mu = 7161 Kg.m As = 7,2 cm²/m → φ 1/2" @ 18 cm (arriba)

Dentellón As = φ 1/2" @ 18 cm Hd = 0,4 m Bd = 0,4 m

Recomendaciones

Acero de retracción y temperatura o Repartición: 2,65 cm²/m → φ 3/8" @ 25 cm

Juntas de dilatación: @ 10 m

Drenaje: Barbacanas PVC 4" @ 2 m² de pantalla

Colocar el dentellón a una distancia = 2.Hd medida desde el extremo de la puntera

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Diámetro de cabilla a usar (plg): ϕ

Recubrimiento: (cm)

Pantalla

Y (m)	Vu1 (Kg)	Mu1 (Kg)	Vu2 (Kg)	Mu2 (Kg)	Vu max (Kg)	Mu max (Kg)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	ϕ Vc (Kg)	As min (cm ² /m)	As req (cm ² /m)	As (cm ² /m)	Sep. (cm)
1	1092	463	720	305	1092	463	32,8	27,8	18134	5,9	0,44	5,9	21
2	3176	2514	2546	2104	3176	2514	35,6	30,6	19948	6,4	2,2	6,4	20
3	6252	7146	5476	6725	6252	7146	38,3	33,3	21761	6,9	5,79	6,9	18
3,6	8575	11576	7766	11405	8575	11576	40	35	22849	7,2	9,02	9,02	14

d_{req} = 18 cm

F_{req} = 23 cm Fuste (F) Adecuado

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro: H = 4,5 m
Talón: T = 1,45 m
Puntera: P = 0,9 m
Fuste: F = 0,45 m
Base total: B = 2,8 m
Espesor de Base: e = 0,45 m
Corona: C = 0,3 m

Ka = 0,307 Kas = 0,395 Kp = 3,255

Peso Propio del Muro = 6947 Kg/m
Volumen de Concreto = 2,78 m³/m
f'c = 210 Kg/cm²
Fy = 4200 Kg/cm²

Suelo Relleno: γ = 1900 Kg/m³
φ = 32 °
Inclinación: β = 0 °
Sobrecarga: Hs = 0,6 m

Suelo Fundación: qult = 6 Kg/cm²
γ = 1900 Kg/m³
φ = 32 °

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Empuje total = 7487 Kg/m FS desl = 1,97 σmax = 1,08 Kg/cm²
Excentricidad = 0,24 m FS volc = 2,88 σmin = 0,35 Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total = 8463 Kg/m FS desl = 1,65 σmax = 1,28 Kg/cm²
Excentricidad = 0,45 m FS volc = 2,15 σmin = 0,02 Kg/cm²

Puntera d = 37,5 cm As min = 8,1 cm²/m
Mu = 6199 Kg.m As = 8,1 cm²/m → φ 5/8" @ 24 cm (abajo)

Talón d = 40 cm As min = 8,1 cm²/m
Mu = 10128 Kg.m As = 8,1 cm²/m → φ 5/8" @ 24 cm (arriba)

Dentellón As = φ 5/8" @ 24 cm Hd = 0,45m Bd = 0,45m

Recomendaciones

Acero de retracción y temperatura o Repartición: 2,65 cm²/m → φ 3/8" @ 25 cm
Juntas de dilatación: @ 10 m
Drenaje: Barbacanas PVC 4" @ 2 m² de pantalla
Colocar el dentellón a una distancia = 2.Hd medida desde el extremo de la puntera

Diámetro de cabilla a usar (plg): ϕ 5/8 Recubrimiento: 5 (cm)

Y (m)	Vu1 (Kg)	Mu1 (Kg)	Vu2 (Kg)	Mu2 (Kg)	Vu max (Kg)	Mu max (Kg)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	ϕ Vc (Kg)	As min (cm ² /m)	As req (cm ² /m)	As (cm ² /m)	Sep. (cm)
1	1092	463	723	306	1092	463	33.7	28.7	18739	6.07	0.43	6.07	33
2	3176	2514	2559	2114	3176	2514	37.4	32.4	21157	6.73	2.07	6.73	29
3	6252	7146	5506	6757	6252	7146	41.1	36.1	23575	7.4	5.33	7.4	27
4	10321	15350	9566	15569	10321	15569	44.8	39.8	25993	8.07	10.68	10.68	19
4.05	10551	15872	9798	16143	10551	16143	45	40	26113	8.1	11.03	11.03	18

$d_{req} = 21,26$ cm

$F_{req} = 26,26$ cm *Austo = Adequado*

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro: H = 5 m
Talón: T = 1,7 m
Puntera: P = 1 m
Fuste: F = 0,5 m
Base total: B = 3,2 m
Espesor de Base: e = 0,5 m
Corona: C = 0,3 m

Ka = 0,307 Kas = 0,395 Kp = 3,255

Peso Propio del Muro = 8500 Kg/m
Volumen de Concreto = 3,4 m³/m
f'c = 210 Kg/cm²
Fy = 4200 Kg/cm²

Suelo Relleno: γ = 1900 Kg/m³
 ϕ = 32 °
Inclinación: β = 0 °
Sobrecarga: Hs = 0,6 m

Suelo Fundación: q_{ult} = 6 Kg/cm²
 γ = 1900 Kg/m³
 ϕ = 32 °

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Empuje total = 9049 Kg/m FS desl = 1,97 σ_{max} = 1,12 Kg/cm²
Excentricidad = 0,22 m FS volc = 3,11 σ_{min} = 0,46 Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total = 10437 Kg/m FS desl = 1,62 σ_{max} = 1,35 Kg/cm²
Excentricidad = 0,47 m FS volc = 2,29 σ_{min} = 0,09 Kg/cm²

Puntera

d = 42,5 cm As min = 9 cm²/m
Mu = 8134 Kg.m As = 9 cm²/m → ϕ 5/8" @ 22 cm (abajo)

Talón

d = 45 cm As min = 9 cm²/m
Mu = 14333 Kg.m As = 9 cm²/m → ϕ 5/8" @ 22 cm (arriba)

Dentellón As = ϕ 5/8" @ 22 cm Hd = 0,5 m Bd = 0,5 m

Recomendaciones

Acero de retracción y temperatura o Repartición: 2,65 cm²/m → ϕ 3/8" @ 25 cm

Juntas de dilatación: @ 10 m

Drenaje: Barbacanas PVC 4" @ 2 m² de pantalla

Colocar el dentellón a una distancia = 2.Hd medida desde el extremo de la puntera

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Diámetro de cabilla a usar (plg): ϕ Recubrimiento: (cm)

Pantalla

Y (m)	Vu1 (Kg)	Mu1 (Kg)	Vu2 (Kg)	Mu2 (Kg)	Vu max (Kg)	Mu max (Kg)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	ϕ Vc (Kg)	As min (cm ² /m)	As req (cm ² /m)	As (cm ² /m)	Sep. (cm)
2	1092	463	726	307	1092	463	34,4	29,4	19222	6,2	0,42	6,2	32
3	3176	2514	2568	2120	3176	2514	38,9	33,9	22124	7	1,98	7	28
4	6252	7146	5527	6778	6252	7146	43,3	38,3	25025	7,8	5,01	7,8	25
4,5	10321	15350	9602	15619	10321	15619	47,8	42,8	27927	8,6	9,93	9,93	20
	12728	21102	12058	22027	12728	22027	50	45	29378	9	13,42	13,42	15

$d_{req} = 24,83$ cm

$F_{req} = 29,83$ cm *Fuste (F) Adecuado*

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro: H = 5,5 m
Talón: T = 1,8 m
Puntera: P = 1,15 m
Fuste: F = 0,55 m
Base total: B = 3,5 m
Espesor de Base: e = 0,55 m
Corona: C = 0,3 m

Ka = 0,307 Kas = 0,395 Kp = 3,255

Peso Propio del Muro = 10072 Kg/m
Volumen de Concreto = 4,03 m³/m
f'c = 210 Kg/cm²
Fy = 4200 Kg/cm²
Suelo Relleno: γ = 1900 Kg/m³
φ = 32 °
Inclinación: β = 0 °
Sobrecarga: Hs = 0,6 m
Suelo Fundación: q_{ult} = 6 Kg/cm²
γ = 1900 Kg/m³
φ = 32 °

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Empuje total = 10756 Kg/m FS desl = 1,93 σ_{max} = 1,17 Kg/cm²
Excentricidad = 0,23 m FS volc = 3,08 σ_{min} = 0,51 Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total = 12596 Kg/m FS desl = 1,57 σ_{max} = 1,45 Kg/cm²
Excentricidad = 0,51 m FS volc = 2,24 σ_{min} = 0,09 Kg/cm²

Puntera d = 47,5 cm As min = 9,9 cm²/m
Mu = 11481 Kg.m As = 9,9 cm²/m → φ 5/8" @ 20 cm (abajo)

Talón d = 50 cm As min = 9,9 cm²/m
Mu = 18188 Kg.m As = 9,9 cm²/m → φ 5/8" @ 20 cm (arriba)

Dentellón As = φ 5/8" @ 20 cm Hd = 0,6 m Bd = 0,55m

Recomendaciones

Acero de retracción y temperatura o Repartición: 2,65 cm²/m → φ 3/8" @ 25 cm

Juntas de dilatación: @ 10 m

Drenaje: Barbacanas PVC 4" @ 2 m² de pantalla

Colocar el dentellón a una distancia = 2.Hd medida desde el extremo de la puntera

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Diámetro de cabilla a usar (plg): ϕ 5/8 Recubrimiento: 5 (cm)

Y (m)	Vu1 (Kg)	Mu1 (Kg)	Vu2 (Kg)	Mu2 (Kg)	Vu max (Kg)	Mu max (Kg)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	ϕ Vc (Kg)	As min (cm ² /m)	As req (cm ² /m)	As (cm ² /m)	Sep. (cm)
1	1092	463	728	308	1092	463	35.1	30.1	19618	6.31	0.41	6.31	31
2	3176	2514	2577	2126	3176	2514	40.1	35.1	22915	7.22	1.91	7.22	27
3	6252	7146	5547	6799	6252	7146	45.2	40.2	26212	8.13	4.77	8.13	24
4	10321	15350	9637	15668	10321	15668	50.2	45.2	29510	9.04	9.4	9.4	21
4.95	15106	27357	14561	29205	15106	29205	55	50	32842	9.9	16.06	16.06	12

$d_{req} = 28,59$ cm

$F_{req} = 33,59$ cm Fuste (F) Adecuado

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

TABLA 2-13. RESUMEN DE DIMENSIONES PARA RESISTENCIA DEL SUELO DE 2,50 kg/cm2

H (m)	Df (m)	C (m)	e (m)	B (m)	P (m)	F (m)	T (m)	Fs volc	Fs desl
1,50	0,60	0,30	0,30	0,90	0,30	0,30	0,30	>1,50	>1,50
2,00	0,60	0,30	0,30	1,20	0,40	0,30	0,50	2,34	1,91
2,50	0,60	0,30	0,30	1,50	0,50	0,30	0,70	2,46	1,78
3,00	1,20	0,30	0,30	1,80	0,60	0,30	0,90	2,55	1,69
3,50	1,20	0,30	0,35	2,10	0,70	0,35	1,05	2,62	2,36
4,00	1,20	0,30	0,40	2,40	0,80	0,40	1,20	2,68	2,24
4,50	1,20	0,30	0,45	2,70	0,90	0,45	1,35	2,73	2,14
5,00	1,20	0,30	0,50	3,00	1,00	0,50	1,50	2,77	2,05
5,50	1,20	0,30	0,55	3,40	1,10	0,55	1,75	2,80	1,99
								3,03	2,04

DETALLE TÍPICO

MATERIALES
fc= 210 kg/cm2
Fy=4200 kg/cm2

RELLENO
γ=1920 kg/m3
φ=33 grados
C= 0 kg/cm2
β= 0 grados

SUELO
γ=1920 kg/m3
φ=33 grados
C= 2/3 φ kg/cm2
β= 2/3 φ kg/cm2

Predimensionado de un muro en voladizo

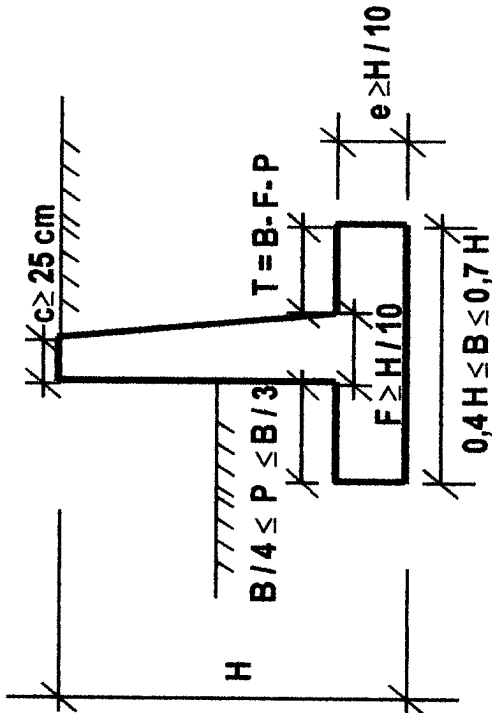
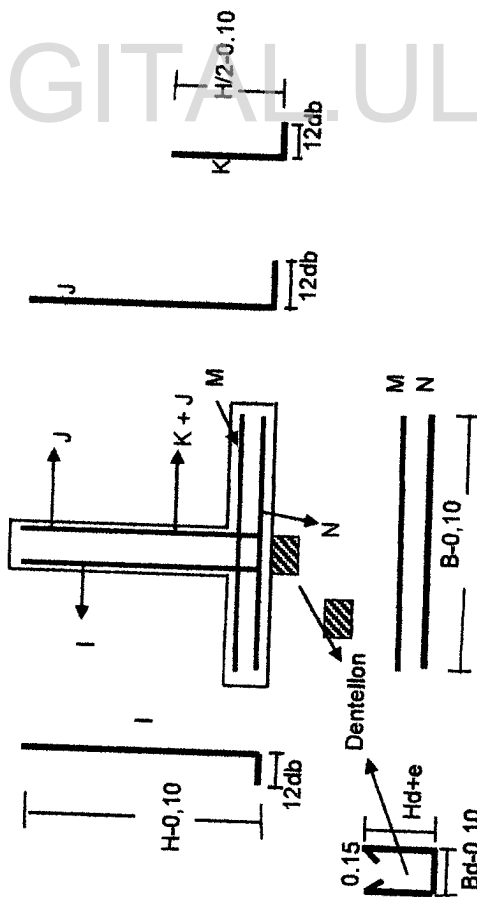


TABLA 2.14. ACERO DE REFUERZO EN MUROS PARA RESISTENCIA DE SUELO DE 2,50 kg/cm²

H (m)	ACERO MINIMO					Vol. Conc. m ³ /ml	Refuerzo Kg/ml	Acero/Conc. Kg/m ³	DENTELLON		
	I cm ² /ml	J cm ² /ml	K + J cm ² /ml	M/N cm ² /ml	As Rep. cm ² /ml				Hd m	Bd m	Acero As
1.50	2,65	5,40	0,00	5,40	2,65	0,63	27,48	43,62	0	0	0
2.00	2,65	5,40	0,00	5,40	2,65	0,87	41,77	48,01	0	0	0
2.50	2,65	5,40	0,00	5,40	2,65	1,10	53,11	48,28	0	0	0
3.00	2,65	5,40	5,72	5,40	2,65	1,35	81,97	60,72	0,30	0,30	1/2" @ 23 cm
3.50	2,65	6,32	7,15	6,30	2,65	1,76	95,79	54,43	0,35	0,35	1/2" @ 20 cm
4.00	2,65	6,40	8,74	7,20	2,65	2,22	123,71	55,73	0,40	0,40	1/2" @ 18 cm
4.50	2,65	6,73	10,81	8,10	2,65	2,73	174,43	63,89	0,45	0,45	5/8" @ 24 cm
5.00	2,65	7,80	13,15	9,00	2,65	3,30	181,15	54,89	0,50	0,50	5/8" @ 22 cm
5.50	2,65	8,13	15,72	9,90	2,65	3,97	198	49,87	0,60	0,55	5/8" @ 20 cm

DESPIECE DE MURO



Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro:	H =	1,5	m
Talón:	T =	0,3	m
Puntera:	P =	0,3	m
Fuste:	F =	0,3	m
Base total:	B =	0,9	m
Espesor de Base:	e =	0,3	m
Corona:	C =	0,3	m

Ka = 0,295 Kas = 0,382 Kp = 0

Peso Propio del Muro =	1575	Kg/m
Volumen de Concreto =	0,63	m³/m
f 'c =	210	Kg/cm²
Fy =	4200	Kg/cm²

Suelo Relleno:	γ =	1920	Kg/m³
	φ =	33	°
Inclinación:	β =	0	°
Sobrecarga:	Hs =	0,6	m

Suelo Fundación:	q _{ult} =	7,5	Kg/cm²
	γ =	1920	Kg/m³
	φ =	33	°

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Empuje total =	1146	Kg/m	FS desl =	1,91	σ _{max} =	0,62	Kg/cm²
Excentricidad =	0,13	m	FS volc =	2,34	σ _{min} =	0,04	Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total =	1041	Kg/m	FS desl =	1,83	σ _{max} =	0,57	Kg/cm²
Excentricidad =	0,18	m	FS volc =	1,97	σ _{min} =	0	Kg/cm²

Puntera	d = 22,5	cm	As min =	5,4	cm²/m	→ φ 1/2" @ 23 cm (abajo)
	Mu = 307	Kg.m	As =	5,4	cm²/m	

Talón	d = 25	cm	As min =	5,4	cm²/m	→ φ 1/2" @ 23 cm (arriba)
	Mu = 203	Kg.m	As =	5,4	cm²/m	

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Recomendaciones

Acero de retracción y temperatura o Repartición: 2,65 cm²/m → φ 3/8" @ 25 cm

Juntas de dilatación: @ 10 m

Drenaje: Barbacanas PVC 4" @ 2 m² de pantalla

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Diámetro de cabilla a usar (plg): ϕ Recubrimiento: (cm)

Pantalla

Y (m)	Vu1 (Kg)	Mu1 (Kg)	Vu2 (Kg)	Mu2 (Kg)	Vu max (Kg)	Mu max (Kg)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	ϕ Vc (Kg)	As min (cm ² /m)	As req (cm ² /m)	As (cm ² /m)	Sep. (cm)
1	1058	449	672	286	1058	449	30	25	16321	5,4	0,48	5,4	23
1,2	1386	693	928	471	1386	693	30	25	16321	5,4	0,74	5,4	23

$d_{req} = 4,4$ cm

$F_{req} = 9,4$ cm Fuste (F) Adecuado

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro: $H = 2$ m
Talón: $T = 0,5$ m
Puntera: $P = 0,4$ m
Fuste: $F = 0,3$ m
Base total: $B = 1,2$ m
Espesor de Base: $e = 0,3$ m
Corona: $C = 0,3$ m

$K_a = 0,295$ $K_{as} = 0,382$ $K_p = 0$

Peso Propio del Muro = 2175 Kg/m
Volumen de Concreto = $0,87$ m³/m
 $f'c = 210$ Kg/cm²
 $F_y = 4200$ Kg/cm²

Suelo Relleno: $\gamma = 1920$ Kg/m³
 $\phi = 33$ °
Inclinación: $\beta = 0$ °
Sobrecarga: $H_s = 0,6$ m

Suelo Fundación: $q_{ult} = 7,5$ Kg/cm²
 $\gamma = 1920$ Kg/m³
 $\phi = 33$ °

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Empuje total = 1811 Kg/m FS desl = $1,78$ $\sigma_{max} = 0,7$ Kg/cm²
Excentricidad = $0,16$ m FS volc = $2,46$ $\sigma_{min} = 0,08$ Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total = 1757 Kg/m FS desl = $1,63$ $\sigma_{max} = 0,69$ Kg/cm²
Excentricidad = $0,23$ m FS volc = 2 $\sigma_{min} = 0$ Kg/cm²

Puntera
 $d = 22,5$ cm $A_{s \text{ min}} = 5,4$ cm²/m
 $M_u = 650$ Kg.m $A_s = 5,4$ cm²/m → ϕ 1/2" @ 23 cm (abajo)

Talón
 $d = 25$ cm $A_{s \text{ min}} = 5,4$ cm²/m
 $M_u = 630$ Kg.m $A_s = 5,4$ cm²/m → ϕ 1/2" @ 23 cm (arriba)

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Recomendaciones

Acero de retracción y temperatura o Repartición: $2,65$ cm²/m → ϕ 3/8" @ 25 cm
Juntas de dilatación: @ 10 m
Drenaje: Barbacanas PVC 4" @ 2 m² de pantalla

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Diámetro de cabilla a usar (plg): ϕ

Recubrimiento: (cm)

Pantalla

Y (m)	Vu1 (Kg)	Mu1 (Kg)	Vu2 (Kg)	Mu2 (Kg)	Vu max (Kg)	Mu max (Kg)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	ϕ Vc (Kg)	As min (cm ² /m)	As req (cm ² /m)	As (cm ² /m)	Sep. (cm)
1	1058	449	682	291	1058	449	30	25	16321	5,4	0,48	5,4	23
1,7	2372	1622	1778	1264	2372	1622	30	25	16321	5,4	1,73	5,4	23

$d_{req} = 6,74$ cm

$F_{req} = 11,74$ cm Fuste (F) Adecuado

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro: $H = 2,5$ m
Talón: $T = 0,7$ m
Puntera: $P = 0,5$ m
Fuste: $F = 0,3$ m
Base total: $B = 1,5$ m
Espesor de Base: $e = 0,3$ m
Corona: $C = 0,3$ m

$K_a = 0,295$ $K_{as} = 0,382$ $K_p = 0$

Peso Propio del Muro = 2775 Kg/m
Volumen de Concreto = $1,11$ m³/m
 $f'c = 210$ Kg/cm²
 $F_y = 4200$ Kg/cm²

Suelo Relleno: $\gamma = 1920$ Kg/m³
 $\phi = 33$ °
Inclinación: $\beta = 0$ °
Sobrecarga: $H_s = 0,6$ m

Suelo Fundación: $q_{ult} = 7,5$ Kg/cm²
 $\gamma = 1920$ Kg/m³
 $\phi = 33$ °

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Empuje total = 2618 Kg/m
Excentricidad = $0,18$ m

FS desl = $1,69$
FS volc = $2,55$

$\sigma_{max} = 0,79$ Kg/cm²
 $\sigma_{min} = 0,13$ Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total = 2652 Kg/m
Excentricidad = $0,28$ m

FS desl = $1,5$
FS volc = $2,03$

$\sigma_{max} = 0,81$ Kg/cm²
 $\sigma_{min} = 0$ Kg/cm²

Puntera

$d = 22,5$ cm
 $M_u = 1178$ Kg.m

$A_s \min = 5,4$ cm²/m
 $A_s = 5,4$ cm²/m

→ ϕ 1/2" @ 23 cm (abajo)

Talón

$d = 25$ cm
 $M_u = 1469$ Kg.m

$A_s \min = 5,4$ cm²/m
 $A_s = 5,4$ cm²/m

→ ϕ 1/2" @ 23 cm (arriba)

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Recomendaciones

Acero de retracción y temperatura o Repartición: $2,65$ cm²/m → ϕ 3/8" @ 25 cm
Juntas de dilatación: @ 10 m
Drenaje: Barbacanas PVC 4" @ 2 m² de pantalla

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Diámetro de cabilla a usar (plg): ϕ

Recubrimiento: (cm)

Pantalla

Y (m)	Vu1 (Kg)	Mu1 (Kg)	Vu2 (Kg)	Mu2 (Kg)	Vu max (Kg)	Mu max (Kg)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	ϕ Vc (Kg)	As min (cm ² /m)	As req (cm ² /m)	As (cm ² /m)	Sep. (cm)
1	1058	449	690	294	1058	449	30	25	16321	5,4	0,48	5,4	23
2	3079	2438	2429	2022	3079	2438	30	25	16321	5,4	2,61	5,4	23
2,2	3599	3105	2903	2651	3599	3105	30	25	16321	5,4	3,34	5,4	23

$d_{req} = 9,32$ cm

$F_{req} = 14,32$ cm Fuste (F) Adecuado

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro: $H = 3$ m
Talón: $T = 0,9$ m
Puntera: $P = 0,6$ m
Fuste: $F = 0,3$ m
Base total: $B = 1,8$ m
Espesor de Base: $e = 0,3$ m
Corona: $C = 0,3$ m

$K_a = 0,295$ $K_{as} = 0,382$ $K_p = 3,392$

Peso Propio del Muro = 3375 Kg/m
Volumen de Concreto = $1,35$ m³/m
 $f'c = 210$ Kg/cm²
 $F_y = 4200$ Kg/cm²

Suelo Relleno: $\gamma = 1920$ Kg/m³
 $\phi = 33$ °
Inclinación: $\beta = 0$ °
Sobrecarga: $H_s = 0,6$ m

Suelo Fundación: $q_{ult} = 7,5$ Kg/cm²
 $\gamma = 1920$ Kg/m³
 $\phi = 33$ °

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Empuje total = 3566 Kg/m
Excentricidad = $0,2$ m

FS desl = $2,36$
FS volc = $2,62$

$\sigma_{max} = 0,87$ Kg/cm²
 $\sigma_{min} = 0,18$ Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total = 3726 Kg/m
Excentricidad = $0,33$ m

FS desl = $2,11$
FS volc = $2,04$

$\sigma_{max} = 0,94$ Kg/cm²
 $\sigma_{min} = 0$ Kg/cm²

Puntera

$d = 22,5$ cm
 $M_u = 2000$ Kg.m

$A_s \text{ min} = 5,4$ cm²/m
 $A_s = 5,4$ cm²/m

→ ϕ 1/2" @ 23 cm (abajo)

Talón

$d = 25$ cm
 $M_u = 2816$ Kg.m

$A_s \text{ min} = 5,4$ cm²/m
 $A_s = 5,4$ cm²/m

→ ϕ 1/2" @ 23 cm (arriba)

Dentellón

$A_s = \phi$ 1/2" @ 23 cm

$H_d = 0,3$ m $B_d = 0,3$ m

Recomendaciones

Acero de retracción y temperatura o Repartición: $2,65$ cm²/m → ϕ 3/8" @ 25 cm
Juntas de dilatación: @ 10 m

Drenaje: Barbacanas PVC 4" @ 2 m² de pantalla

Colocar el dentellón a una distancia = $2.H_d$ medida desde el extremo de la puntera

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Diámetro de cabilla a usar (plg): ϕ Recubrimiento: (cm)

Pantalla

Y (m)	Vu1 (Kg)	Mu1 (Kg)	Vu2 (Kg)	Mu2 (Kg)	Vu max (Kg)	Mu max (Kg)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	ϕ Vc (Kg)	As min (cm ² /m)	As req (cm ² /m)	As (cm ² /m)	Sep. (cm)
1	1058	449	695	296	1058	449	30	25	16321	5,4	0,48	5,4	23
2	3079	2438	2448	2038	3079	2438	30	25	16321	5,4	2,61	5,4	23
2,7	5066	5261	4305	4802	5066	5261	30	25	16321	5,4	5,72	5,72	22

$d_{req} = 12,14$ cm

$F_{req} = 17,14$ cm Fuste (F) Adecuado

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro: $H = 3,5$ m
Talón: $T = 1,05$ m
Puntera: $P = 0,7$ m
Fuste: $F = 0,35$ m
Base total: $B = 2,1$ m
Espesor de Base: $e = 0,35$ m
Corona: $C = 0,3$ m

$K_a = 0,295$ $K_{as} = 0,382$ $K_p = 3,392$

Peso Propio del Muro = 4397 Kg/m
Volumen de Concreto = $1,76$ m³/m
 $f'c = 210$ Kg/cm²
 $F_y = 4200$ Kg/cm²

Suelo Relleno: $\gamma = 1920$ Kg/m³
 $\phi = 33$ °
Inclinación: $\beta = 0$ °
Sobrecarga: $H_s = 0,6$ m

Suelo Fundación: $q_{ult} = 7,5$ Kg/cm²
 $\gamma = 1920$ Kg/m³
 $\phi = 33$ °

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Empuje total = 4655 Kg/m
Excentricidad = $0,21$ m

FS desl = $2,24$
FS volc = $2,68$

$\sigma_{max} = 0,94$ Kg/cm²
 $\sigma_{min} = 0,23$ Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total = 5042 Kg/m
Excentricidad = $0,38$ m

FS desl = $1,94$
FS volc = $2,04$

$\sigma_{max} = 1,06$ Kg/cm²
 $\sigma_{min} = 0$ Kg/cm²

Puntera

$d = 27,5$ cm
 $M_u = 3093$ Kg.m

$A_s \text{ min} = 6,3$ cm²/m
 $A_s = 6,3$ cm²/m

→ ϕ 1/2" @ 20 cm (abajo)

Talón

$d = 30$ cm
 $M_u = 4457$ Kg.m

$A_s \text{ min} = 6,3$ cm²/m
 $A_s = 6,3$ cm²/m

→ ϕ 1/2" @ 20 cm (arriba)

Dentellón

$A_s = \phi$ 1/2" @ 20 cm

$H_d = 0,35$ m $B_d = 0,35$ m

Recomendaciones

Acero de retracción y temperatura o Repartición: $2,65$ cm²/m → ϕ 3/8" @ 25 cm

Juntas de dilatación: @ 10 m

Drenaje: Barbacanas PVC 4" @ 2 m² de pantalla

Colocar el dentellón a una distancia = $2.H_d$ medida desde el extremo de la puntera

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Diámetro de cabilla a usar (plg): ϕ

Recubrimiento: (cm)

Pantalla

Y (m)	Vu1 (Kg)	Mu1 (Kg)	Vu2 (Kg)	Mu2 (Kg)	Vu max (Kg)	Mu max (Kg)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	ϕ Vc (Kg)	As min (cm ² /m)	As req (cm ² /m)	As (cm ² /m)	Sep. (cm)
1	1058	449	701	298	1058	449	31,6	26,6	17357	5,69	0,45	5,69	22
2	3079	2438	2471	2053	3079	2438	33,2	28,2	18393	5,97	2,31	5,97	21
3	6062	6928	5309	6555	6062	6928	34,8	29,8	19430	6,26	6,32	6,32	20
3,15	6592	7877	5827	7547	6592	7877	35	30	19585	6,3	7,15	7,15	18

$d_{req} = 14,85$ cm

$F_{req} = 19,85$ cm Fuste (F) Adecuado

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro: H = 4 m
Talón: T = 1,2 m
Puntera: P = 0,8 m
Fuste: F = 0,4 m
Base total: B = 2,4 m
Espesor de Base: e = 0,4 m
Corona: C = 0,3 m

Ka = 0,295 Kas = 0,382 Kp = 3,392

Peso Propio del Muro = 5550 Kg/m
Volumen de Concreto = 2,22 m³/m
f'c = 210 Kg/cm²
Fy = 4200 Kg/cm²

Suelo Relleno: γ = 1920 Kg/m³
φ = 33 °
Inclinación: β = 0 °
Sobrecarga: Hs = 0,6 m

Suelo Fundación: q_{ult} = 7,5 Kg/cm²
γ = 1920 Kg/m³
φ = 33 °

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Empuje total = 5887 Kg/m FS desl = 2,14 σ_{max} = 1,02 Kg/cm²
Excentricidad = 0,23 m FS volc = 2,73 σ_{min} = 0,28 Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total = 6556 Kg/m FS desl = 1,81 σ_{max} = 1,19 Kg/cm²
Excentricidad = 0,42 m FS volc = 2,04 σ_{min} = 0 Kg/cm²

Puntera
d = 32,5 cm As min = 7,2 cm²/m
Mu = 4527 Kg.m As = 7,2 cm²/m → φ 1/2" @ 18 cm (abajo)

Talón
d = 35 cm As min = 7,2 cm²/m
Mu = 6642 Kg.m As = 7,2 cm²/m → φ 1/2" @ 18 cm (arriba)

Dentellón As = φ 1/2" @ 18 cm Hd = 0,4 m Bd = 0,4 m

Recomendaciones

Acero de retracción y temperatura o Repartición: 2,65 cm²/m → φ 3/8" @ 25 cm

Juntas de dilatación: @ 10 m

Drenaje: Barbacanas PVC 4" @ 2 m² de pantalla

Colocar el dentellón a una distancia = 2.Hd medida desde el extremo de la puntera

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Diámetro de cabilla a usar (plg): ϕ

Recubrimiento: (cm)

Pantalla

Y (m)	Vu1 (Kg)	Mu1 (Kg)	Vu2 (Kg)	Mu2 (Kg)	Vu max (Kg)	Mu max (Kg)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	ϕ Vc (Kg)	As min (cm ² /m)	As req (cm ² /m)	As (cm ² /m)	Sep. (cm)
1	1058	449	705	300	1058	449	32,8	27,8	18134	5,9	0,43	5,9	21
2	3079	2438	2487	2065	3079	2438	35,6	30,6	19948	6,4	2,13	6,4	20
3	6062	6928	5346	6595	6062	6928	38,3	33,3	21761	6,9	5,61	6,9	18
3,6	8314	11223	7579	11179	8314	11223	40	35	22849	7,2	8,74	8,74	14

$d_{req} = 17,73$ cm

$F_{req} = 22,73$ cm Fuste (F) Adecuado

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro: $H = 4,5$ m
Talón: $T = 1,35$ m
Puntera: $P = 0,9$ m
Fuste: $F = 0,45$ m
Base total: $B = 2,7$ m
Espesor de Base: $e = 0,45$ m
Corona: $C = 0,3$ m

$K_a = 0,295$ $K_{as} = 0,382$ $K_p = 3,392$

Peso Propio del Muro = 6834 Kg/m
Volumen de Concreto = 2,73 m³/m
 $f'c = 210$ Kg/cm²
 $F_y = 4200$ Kg/cm²

Suelo Relleno: $\gamma = 1920$ Kg/m³
 $\phi = 33$ °
Inclinación: $\beta = 0$ °
Sobrecarga: $H_s = 0,6$ m

Suelo Fundación: $q_{ult} = 7,5$ Kg/cm²
 $\gamma = 1920$ Kg/m³
 $\phi = 33$ °

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Empuje total = 7259 Kg/m
Excentricidad = 0,24 m

FS desl = 2,05
FS volc = 2,77

$\sigma_{max} = 1,1$ Kg/cm²
 $\sigma_{min} = 0,33$ Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total = 8269 Kg/m
Excentricidad = 0,47 m

FS desl = 1,71
FS volc = 2,04

$\sigma_{max} = 1,32$ Kg/cm²
 $\sigma_{min} = 0$ Kg/cm²

Puntera

$d = 37,5$ cm
 $M_u = 6348$ Kg.m

$A_s \text{ min} = 8,1$ cm²/m
 $A_s = 8,1$ cm²/m

→ ϕ 5/8" @ 24 cm (abajo)

Talón

$d = 40$ cm
 $M_u = 9447$ Kg.m

$A_s \text{ min} = 8,1$ cm²/m
 $A_s = 8,1$ cm²/m

→ ϕ 5/8" @ 24 cm (arriba)

Dentellón

$A_s = \phi$ 5/8" @ 24 cm

$H_d = 0,45$ m $B_d = 0,45$ m

Recomendaciones

Acero de retracción y temperatura o Repartición: 2,65 cm²/m → ϕ 3/8" @ 25 cm
Juntas de dilatación: @ 10 m

Drenaje: Barbacanas PVC 4" @ 2 m² de pantalla

Colocar el dentellón a una distancia = 2.H_d medida desde el extremo de la puntera

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Diámetro de cabilla a usar (plg): ϕ 5/8

Recubrimiento: 5 (cm)

Pantalla

Y (m)	Vu1 (Kg)	Mu1 (Kg)	Vu2 (Kg)	Mu2 (Kg)	Vu max (Kg)	Mu max (Kg)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	ϕ Vc (Kg)	As min (cm²/m)	As req (cm²/m)	As (cm²/m)	Sep. (cm)
1	1058	449	709	301	1058	449	33.7	28.7	18739	6.07	0.41	6.07	33
2	3079	2438	2501	2074	3079	2438	37.4	32.4	21157	6.73	2	6.73	29
3	6062	6928	6376	6625	6062	6928	41.1	36.1	23575	7.4	5.16	7.4	27
4	10007	14882	9334	15258	10007	15258	44.8	39.8	25993	8.07	10.46	10.46	19
4.05	10230	15388	9560	15821	10230	15821	45	40	26113	8.1	10.81	10.81	18

d_{req} = 21,05 cm

F_{req} = 26,05 cm Fuste (F) Adecuado

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro: $H = 5$ m
Talón: $T = 1,5$ m
Puntera: $P = 1$ m
Fuste: $F = 0,5$ m
Base total: $B = 3$ m
Espesor de Base: $e = 0,5$ m
Corona: $C = 0,3$ m

$K_a = 0,295$ $K_{as} = 0,382$ $K_p = 3,392$

Peso Propio del Muro = 8250 Kg/m
Volumen de Concreto = $3,3$ m³/m
 $f'c = 210$ Kg/cm²
 $F_y = 4200$ Kg/cm²

Suelo Relleno: $\gamma = 1920$ Kg/m³
 $\phi = 33$ °
Inclinación: $\beta = 0$ °
Sobrecarga: $H_s = 0,6$ m

Suelo Fundación: $q_{ult} = 7,5$ Kg/cm²
 $\gamma = 1920$ Kg/m³
 $\phi = 33$ °

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Empuje total = 8773 Kg/m
Excentricidad = $0,26$ m
FS desl = $1,99$
FS volc = $2,8$
 $\sigma_{max} = 1,18$ Kg/cm²
 $\sigma_{min} = 0,38$ Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total = 10181 Kg/m
Excentricidad = $0,52$ m
FS desl = $1,63$
FS volc = $2,04$
 $\sigma_{max} = 1,45$ Kg/cm²
 $\sigma_{min} = 0$ Kg/cm²

Puntera
 $d = 42,5$ cm
 $M_u = 8603$ Kg.m
 $A_s \text{ min} = 9$ cm²/m
 $A_s = 9$ cm²/m $\rightarrow \phi \ 5/8" @ 22$ cm (abajo)

Talón
 $d = 45$ cm
 $M_u = 12951$ Kg.m
 $A_s \text{ min} = 9$ cm²/m
 $A_s = 9$ cm²/m $\rightarrow \phi \ 5/8" @ 22$ cm (arriba)

Dentellón $A_s = \phi \ 5/8" @ 22$ cm $H_d = 0,5$ m $B_d = 0,5$ m

Recomendaciones

Acero de retracción y temperatura o Repartición: $2,65$ cm²/m $\rightarrow \phi \ 3/8" @ 25$ cm

Juntas de dilatación: @ 10 m

Drenaje: Barbacanas PVC $4"$ @ 2 m² de pantalla

Colocar el dentellón a una distancia = $2.H_d$ medida desde el extremo de la puntera

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Diámetro de cabilla a usar (plg): ϕ

Recubrimiento: (cm)

Pantalla

Y (m)	Vu1 (Kg)	Mu1 (Kg)	Vu2 (Kg)	Mu2 (Kg)	Vu max (Kg)	Mu max (Kg)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	ϕ Vc (Kg)	As min (cm ² /m)	As req (cm ² /m)	As (cm ² /m)	Sep. (cm)
1	1058	449	711	302	1058	449	34,4	29,4	19222	6,2	0,4	6,2	32
2	3079	2438	2511	2082	3079	2438	38,9	33,9	22124	7	1,92	7	28
3	6062	6928	5399	6650	6062	6928	43,3	38,3	25025	7,8	4,85	7,8	25
4	10007	14882	9375	15316	10007	15316	47,8	42,8	27927	8,6	9,73	9,73	20
4,5	12341	20459	11772	21596	12341	21596	50	45	29378	9	13,15	13,15	15

$d_{req} = 24,59$ cm

$F_{req} = 29,59$ cm Fuste (F) Adecuado

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Análisis de Muro de Contención en Voladizo

Altura del Muro: $H = 5,5$ m
Alcance: $T = 1,75$ m
Anchura: $P = 1,1$ m
Ajuste: $F = 0,55$ m
Base total: $B = 3,4$ m
Espesor de Base: $e = 0,55$ m
Corona: $C = 0,3$ m

$a = 0,295$ $Kas = 0,382$ $Kp = 3,392$

Peso Propio del Muro = 9934 Kg/m
Volumen de Concreto = $3,97$ m³/m
 $f'c = 210$ Kg/cm²
 $Fy = 4200$ Kg/cm²

Suelo Relleno: $\gamma = 1920$ Kg/m³
 $\phi = 33$ °
Inclinación: $\beta = 0$ °
Sobrecarga: $Hs = 0,6$ m

Suelo Fundación: $q_{ult} = 7,5$ Kg/cm²
 $\gamma = 1920$ Kg/m³
 $\phi = 33$ °

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Empuje total = 10429 Kg/m
Excentricidad = $0,24$ m
FS desl = $2,04$
FS volc = $3,03$
 $\sigma_{max} = 1,21$ Kg/cm²
 $\sigma_{min} = 0,49$ Kg/cm²

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Empuje total = 12312 Kg/m
Excentricidad = $0,53$ m
FS desl = $1,65$
FS volc = $2,18$
 $\sigma_{max} = 1,51$ Kg/cm²
 $\sigma_{min} = 0,05$ Kg/cm²

Puntera
 $d = 47,5$ cm
 $Mu = 10941$ Kg.m
 $As_{min} = 9,9$ cm²/m
 $As = 9,9$ cm²/m $\rightarrow \phi$ 5/8" @ 20 cm (abajo)

Alcance
 $d = 50$ cm
 $Mu = 17894$ Kg.m
 $As_{min} = 9,9$ cm²/m
 $As = 9,9$ cm²/m $\rightarrow \phi$ 5/8" @ 20 cm (arriba)

Dentellón
 $As = \phi$ 5/8" @ 20 cm
 $Hd = 0,6$ m $Bd = 0,55$ m

Recomendaciones

Refracción de retracción y temperatura o Repartición: $2,65$ cm²/m $\rightarrow \phi$ 3/8" @ 25 cm
Distancias de dilatación: @ 10 m
Acabado: Barbacanas PVC 4" @ 2 m² de pantalla
Colocar el dentellón a una distancia = 2.Hd medida desde el extremo de la puntera

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Diámetro de cabilla a usar (plg): ϕ 5/8

Recubrimiento: 5 (cm)

Pantalla

Y (m)	Vu1 (Kg)	Mu1 (Kg)	Vu2 (Kg)	Mu2 (Kg)	Vu max (Kg)	Mu max (Kg)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	ϕ Vc (Kg)	As min (cm ² /m)	As req (cm ² /m)	As (cm ² /m)	Sep. (cm)
1	1058	449	713	302	1058	449	35.1	30.1	19818	6.31	6.4	6.31	31
2	3079	2428	2518	2087	3079	2428	40.1	35.1	22915	7.22	1.85	7.22	27
3	6062	6928	5415	6666	6062	6928	45.2	40.2	26212	8.13	4.63	8.13	24
4	10007	14882	9404	15355	10007	15355	50.2	45.2	29510	9.04	9.21	9.21	21
4.95	14646	26524	14205	28613	14646	28613	55	50	32642	9.9	15.72	15.72	13

$d_{req} = 28,3$ cm

$F_{req} = 33,3$ cm Fuste (F) Adecuado

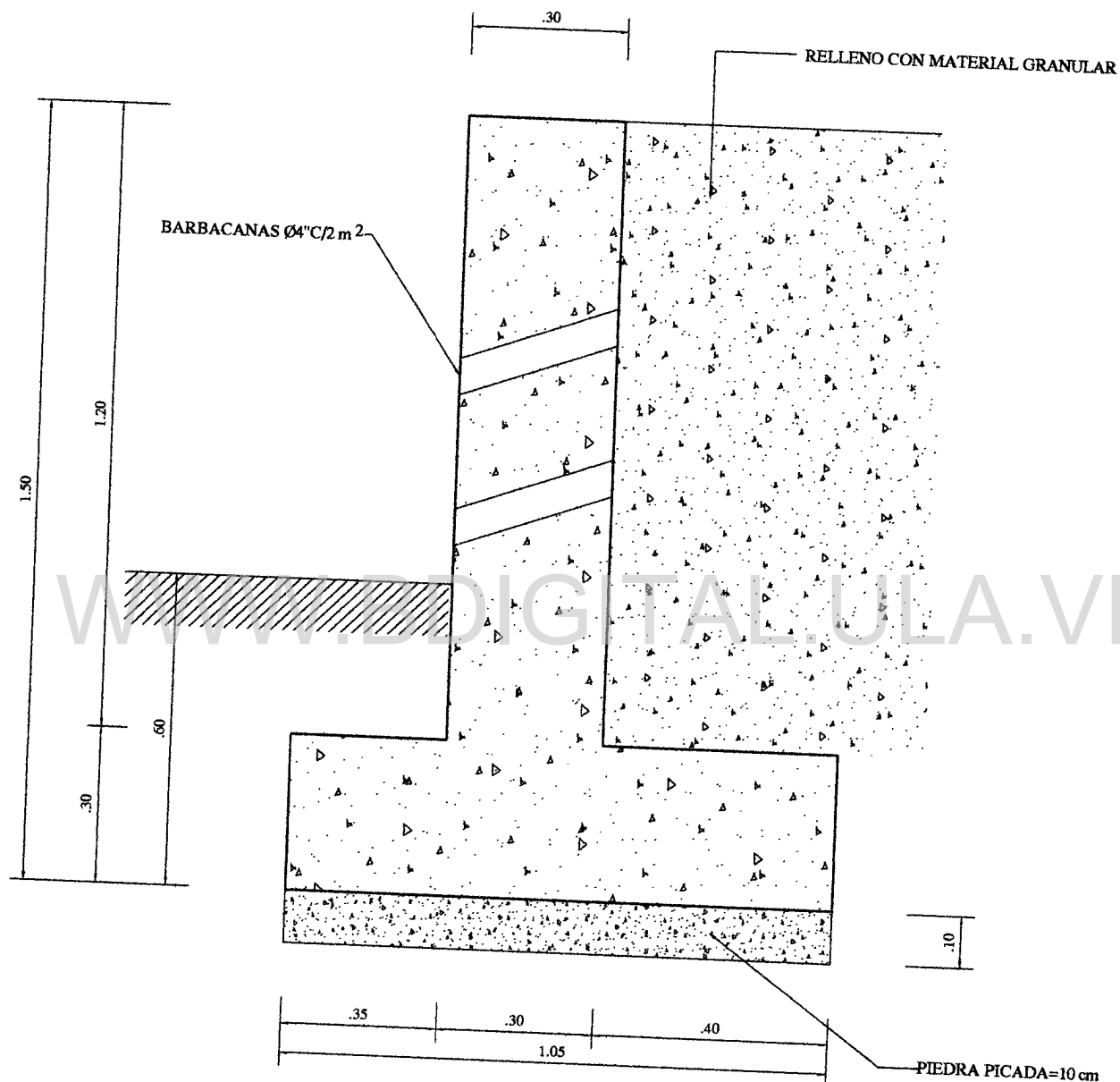
WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Anexo C

**Planos correspondientes a Sección Típica y Despiece,
(72 Laminas).**

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

MURO DE CONCRETO ARMADO H=1.50 m



SECCION TIPICA

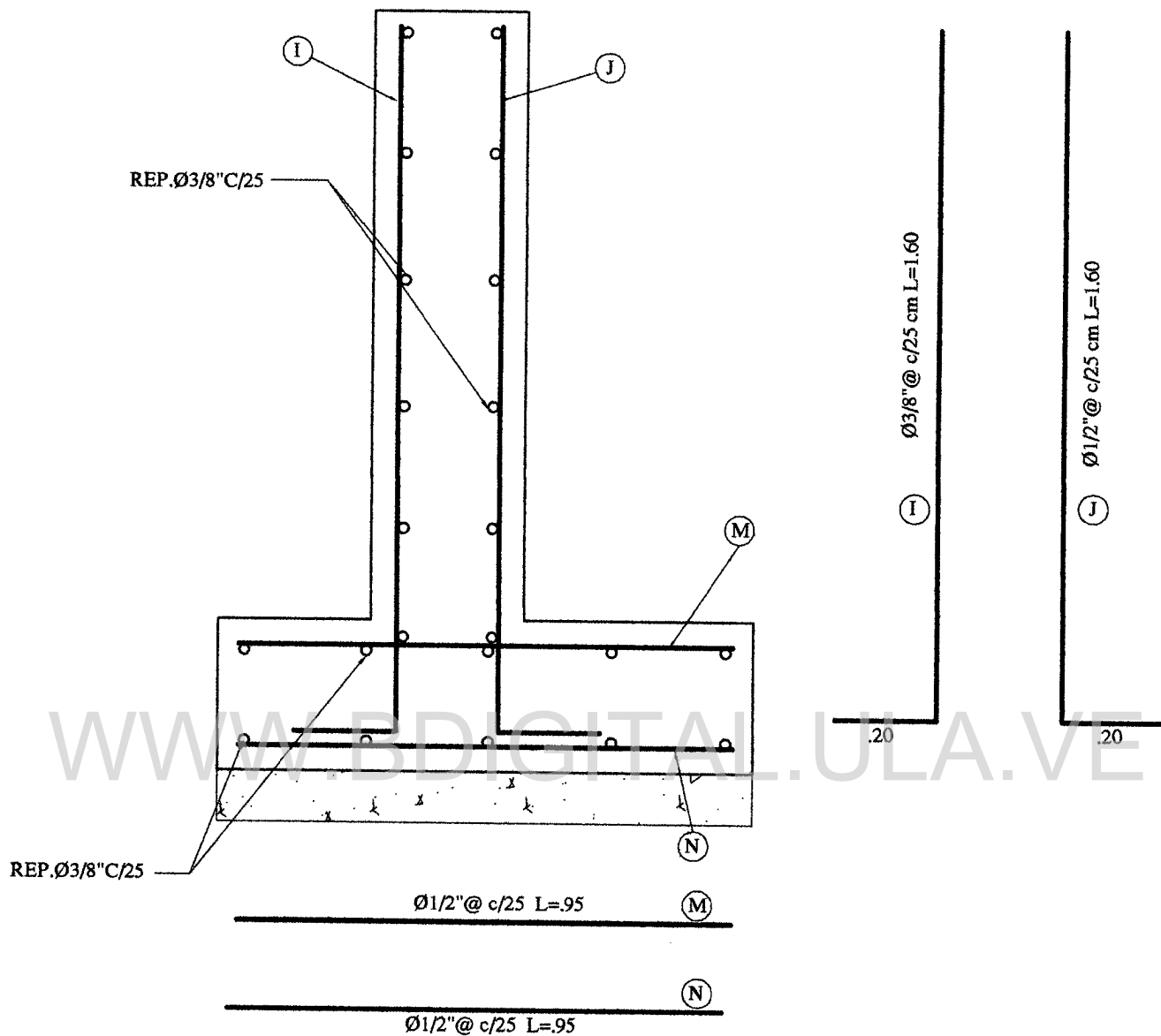
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

MURO CANTELIVER

MATERIALES
CONCRETO..... $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
ACEROS $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
SUELO $R_s=1.00 \text{ Kg/cm}^2$

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES	CONTINENTE ALZADA MURO		SITIO MUROS
INGENIERO CALC CIV 56302	Escala JUNIO / 2010		Hoja N° E-1
LUIS DOMINGUEZ DISEÑO CIVIL J. HENRY LEALA			Escala S/E



DESPIECE MURO H=1.50 m

VOLUMEN DE CONCRETO : 0.68 m³/ml
 ACERO DE REFUERZO : 28.67 Kg /ml
 ACERO / CONCRETO : 42.16 Kg /m³

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
 POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
 MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

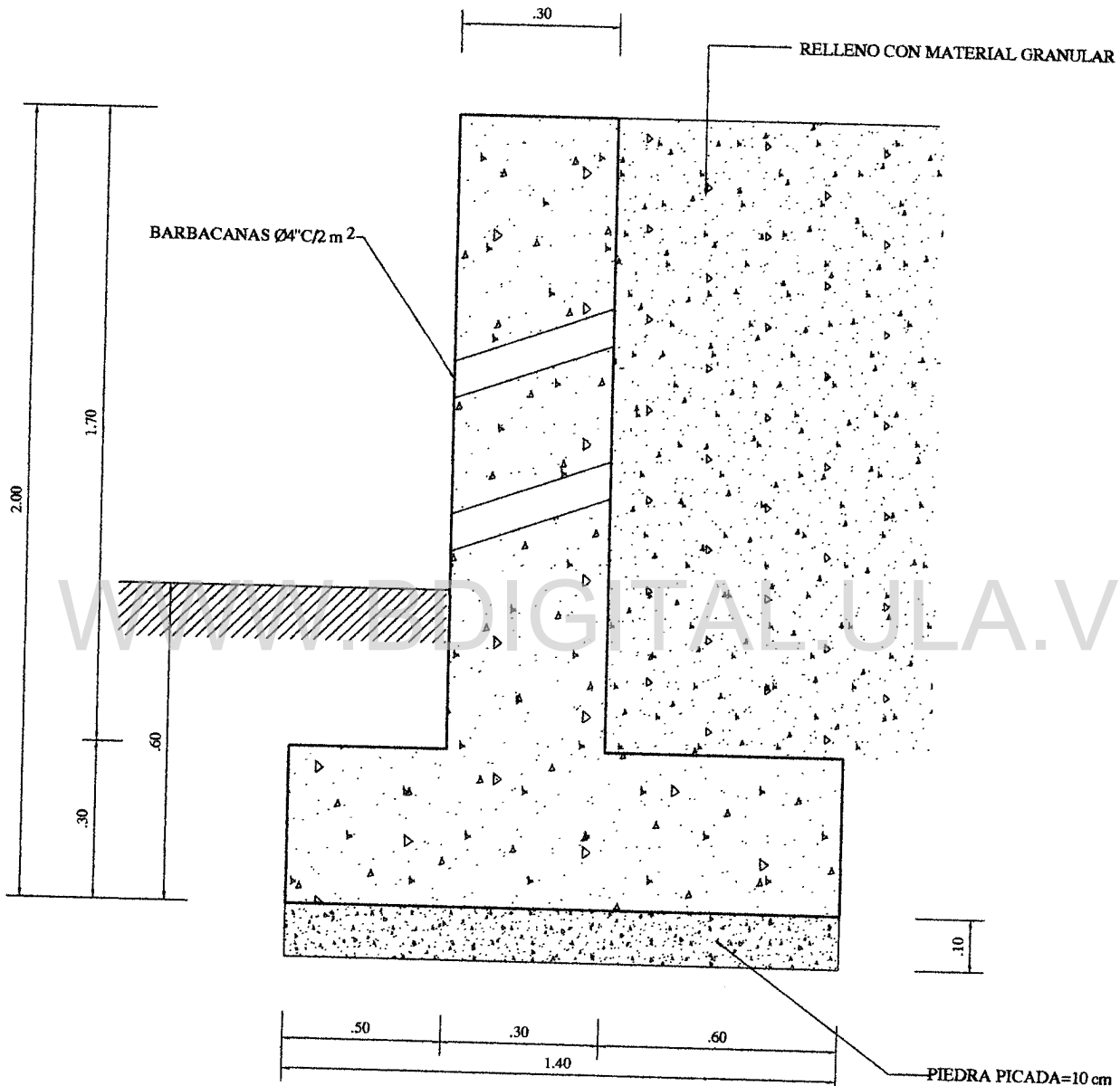
MURO CANTELIVER

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES	CONTENIDO ACEROS DE REFUERZO	SERIE MUROS	HOJA N° E-1
INGENIERO CALC CIV 5632			
INGENIERO DISEÑO LUIS DOMINGUEZ			
INGENIERO DISEÑO J. HENRY LEAL A.	FECHA JUNIO / 2010	ESCALA S/E	

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

MURO DE CONCRETO ARMADO H=2.00 m



SECCION TIPICA

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

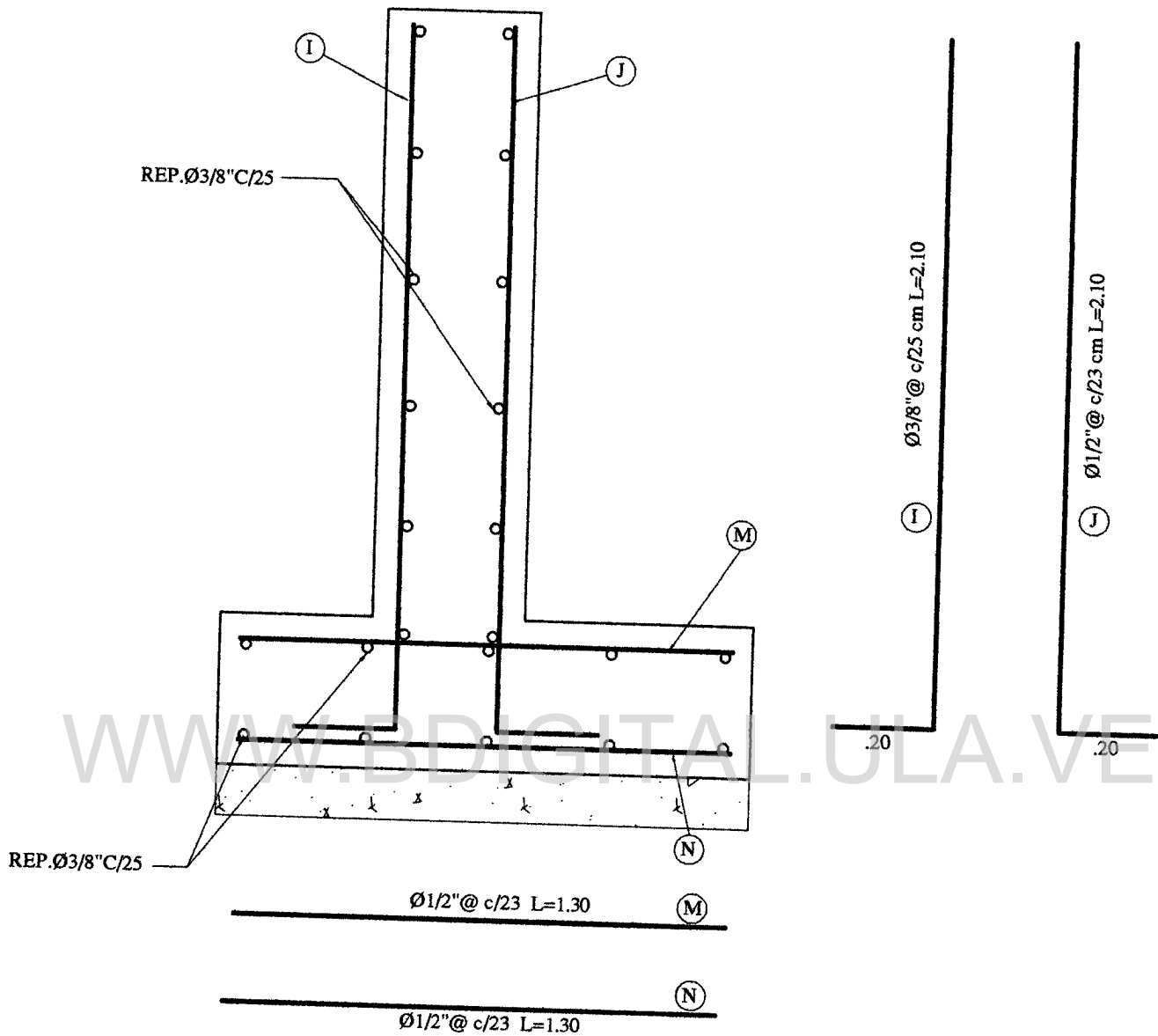
MURO CANTELIVER

MATERIALES
CONCRETO..... $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
ACEROS $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
SUELO $R_s=1.00 \text{ Kg/cm}^2$

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO RVV RAFAEL TORRES	CONTENIDO ALZADA MURO	MUROS	
INGENIERO CALC CIV 5632 CARLOS DOMINGUEZ	FECHA JUNIO / 2010	BOA N° E-2	
PROFESOR J. HENRY LEAL A.	ESCALA S/E		

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



DESPIECE MURO H=2.00 m

VOLUMEN DE CONCRETO : 0.93 m³/ml
 ACERO DE REFUERZO : 43.71 Kg /ml
 ACERO / CONCRETO : 47.00 Kg /m³

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
 POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
 MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

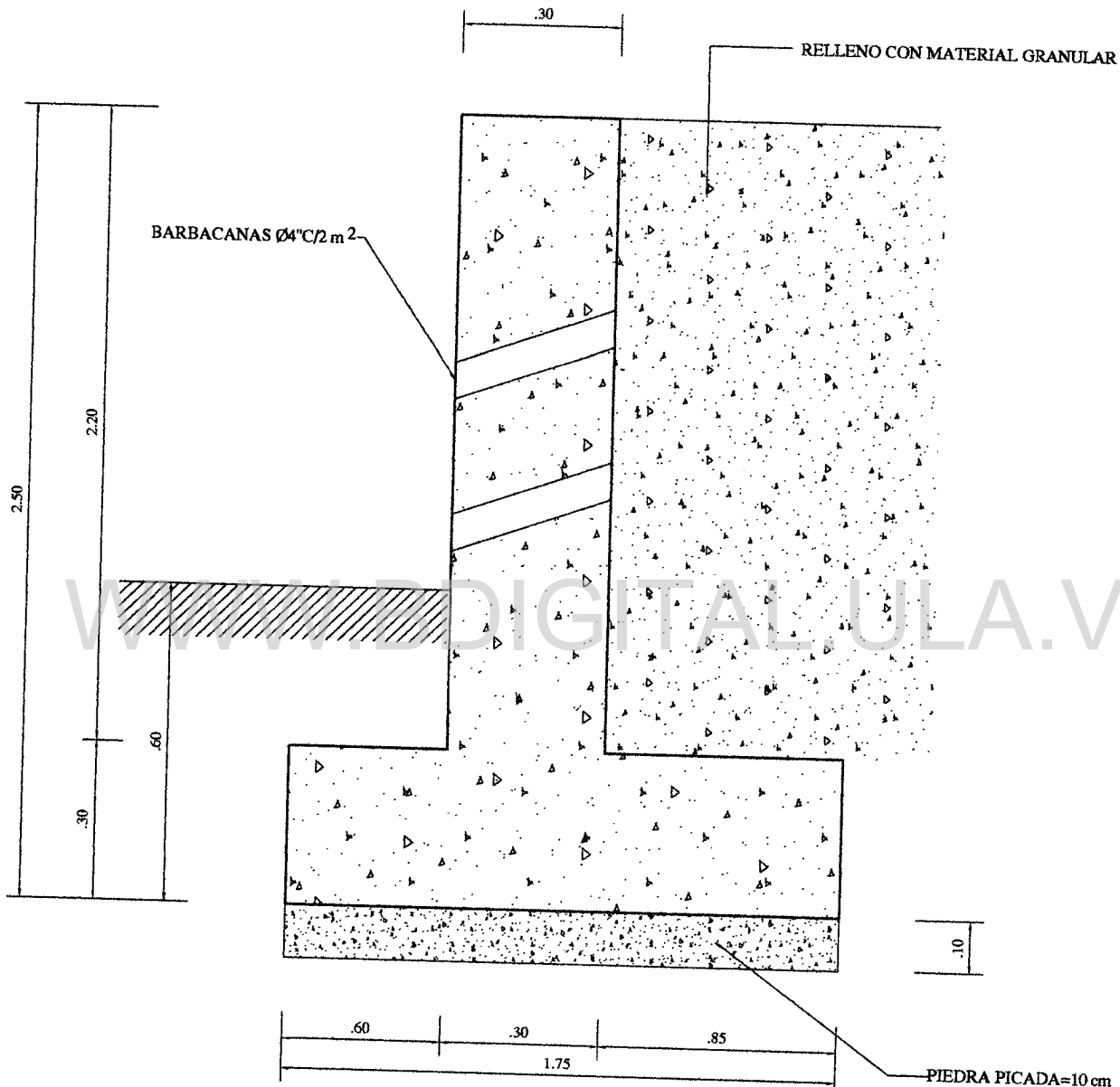
MURO CANTELIVER

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES		CONTENIDO ACEROS DE REFUERZO	SERIE MUROS
INGENIERO CALC. CIV 5032			HOJA N°
LUIS DOMINGUEZ			E-2
DISEÑADOR J. HENRY LEALA			
FECHA JUNIO / 2010		ESCALA S/E	

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

MURO DE CONCRETO ARMADO H=2.50 m



SECCION TIPICA

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

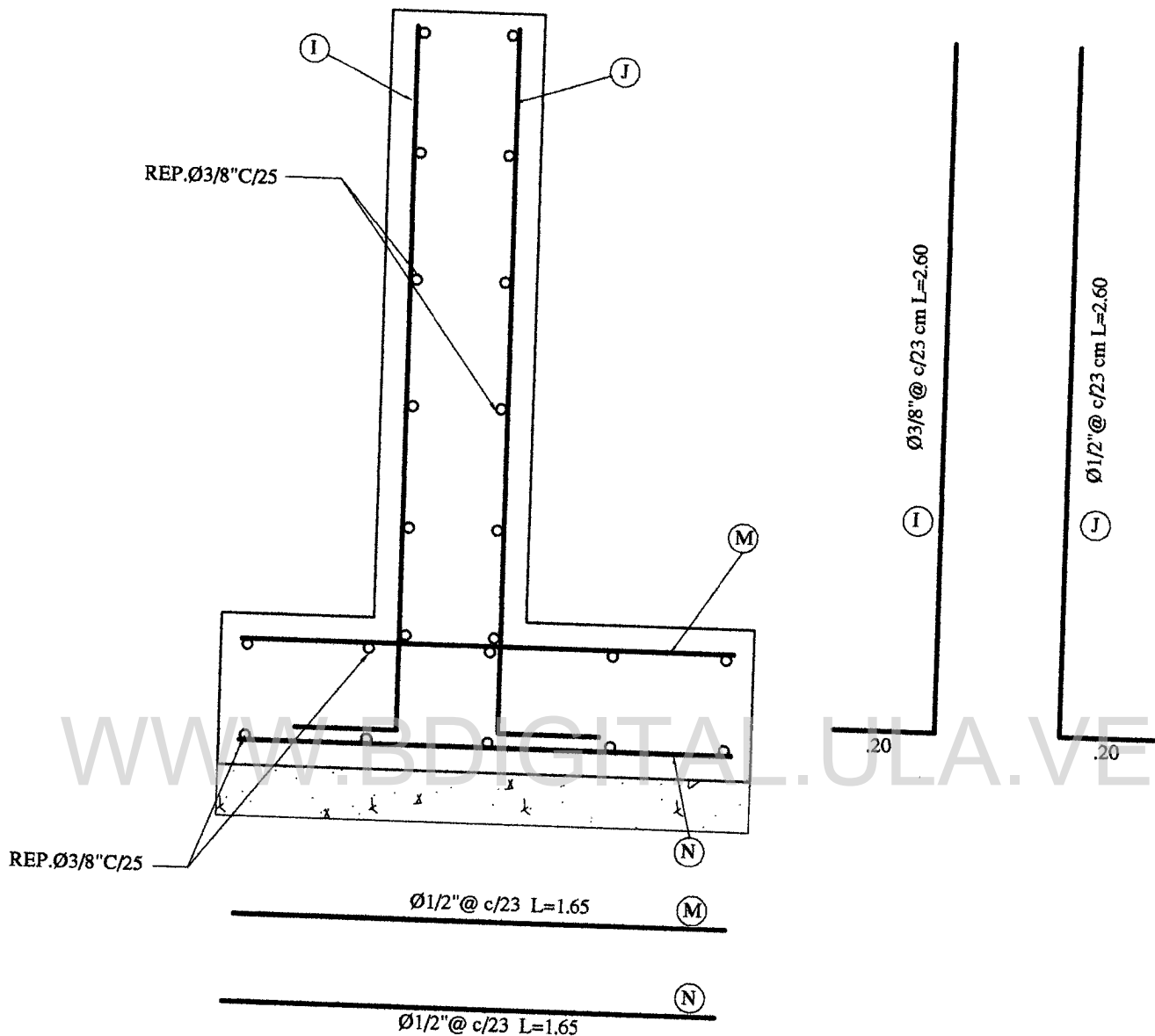
MURO CANTELIVER

MATERIALES
CONCRETO..... $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
ACEROS $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
SUELO $R_s=1.00 \text{ Kg/cm}^2$

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO CIVIL RAFAEL TORRES	CONTENIDO ALZADA MURO	SERIE MUROS	
INGENIERO CALC CIV 5032		HOJA 1ª	
MCS DOMINQUEZ	FECHA JUNIO / 2010	ESCALA S/E	E-3
INGENIERO CIVIL J. HENRY LEAL A.			

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



DESPIECE MURO H=2.50 m

VOLUMEN DE CONCRETO : 1.18 m³/ml
 ACERO DE REFUERZO : 56.71 Kg /ml
 ACERO / CONCRETO : 48.06 Kg /m³

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
 POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
 MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

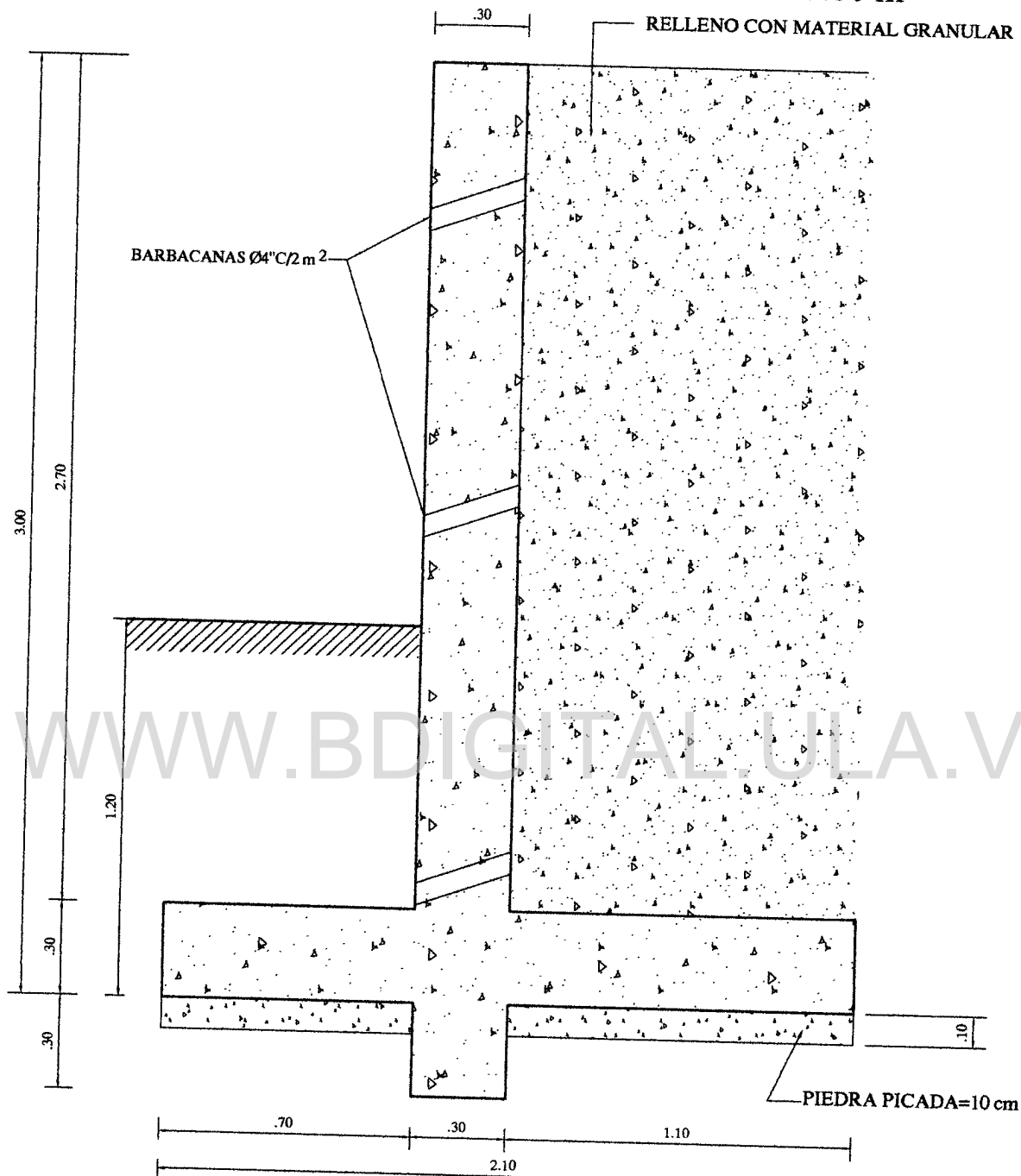
MURO CANTELIVER

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO RIV RAFAEL TORRES	CONTENIDO ACEROS DE REFUERZO	MUROS	
INGENIERO CALC. CIV. 5032		HOLA Nº	
INGENIERO ESTRUCTURAL J. HENRY LEAL A.		E-3	
FECHA JUNIO / 2010		ESCALA S/E	

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

MURO DE CONCRETO ARMADO H= 3.00 m



SECCION TIPICA

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

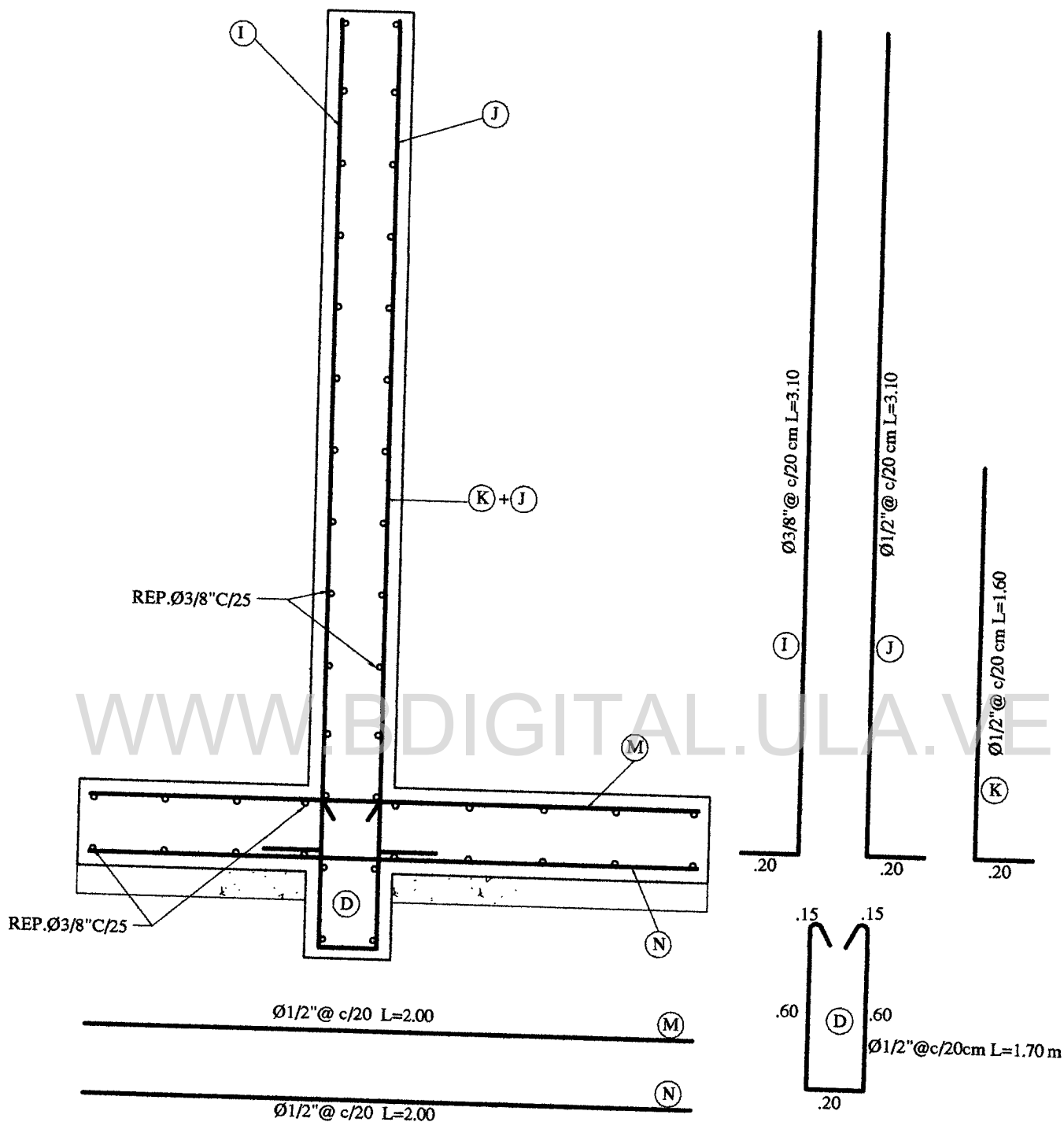
MURO CANTELIVER

MATERIALES
CONCRETO..... $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
ACEROS $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
SUELO $R_s=1.00 \text{ Kg/cm}^2$

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES	CONTIENE ALZADA MURO	ESCALA S/E	MUROS
INGENIERO CALC CIV 5032 LUIS DOMINGUEZ			HOJA N°
DIST. L.C. C. S. V. J. HENRY LEAL A.			E-4
FECHA JUNIO / 2010			

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



VOLUMEN DE CONCRETO : 1.44 m³/ml
 ACERO DE REFUERZO : 86.07 Kg /ml
 ACERO / CONCRETO : 59.77 Kg /m³

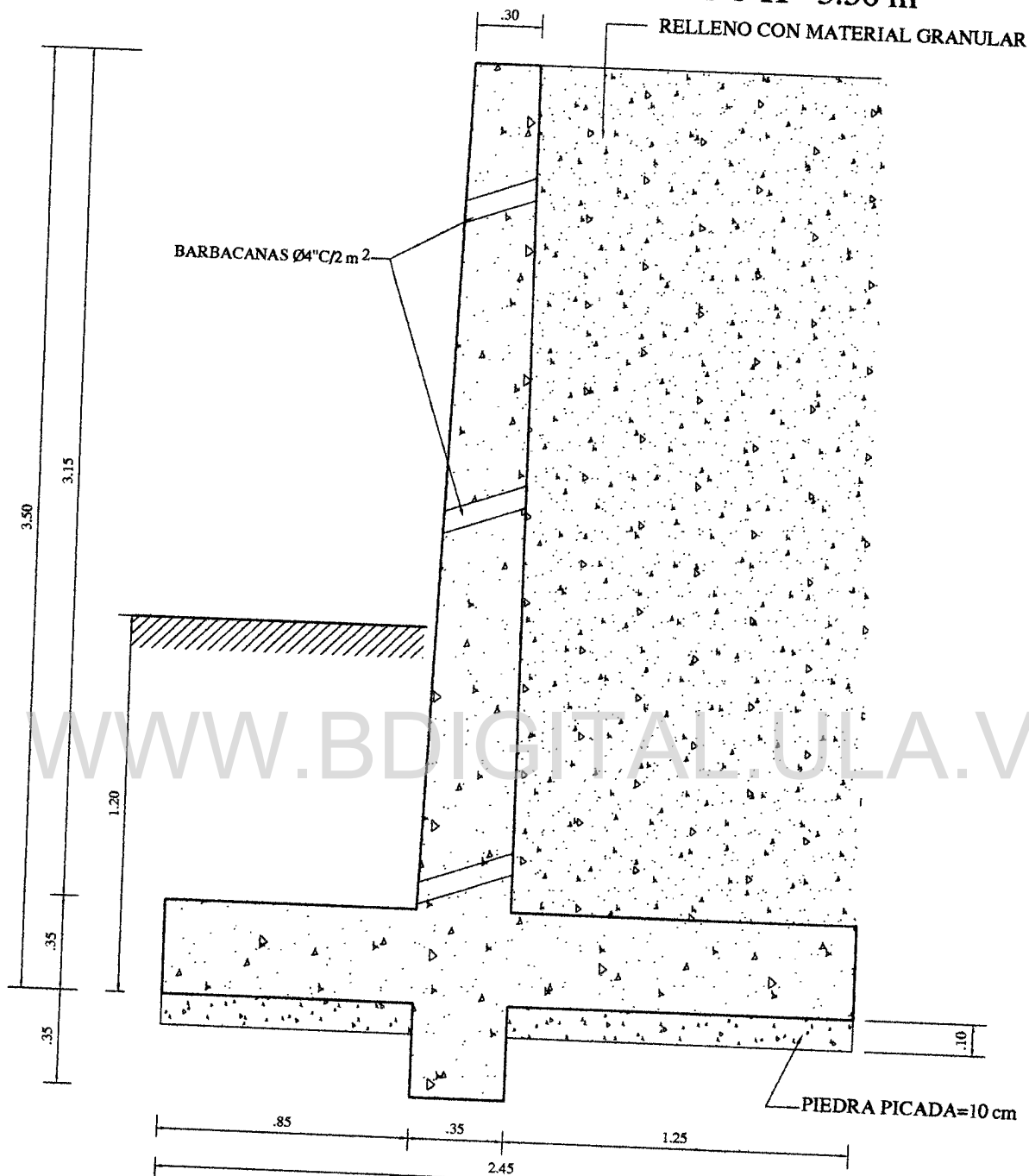
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
 POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
 MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

MURO CANTELIVER

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO CIVIL RAFAEL TORRES	CONTENIDO ACEROS DE REFUERZO	MUROS	
INGENIERO CALC. CIV 5632 LUIS DOMINGUEZ		HOLIA N°	
INGENIERO ESTRUCTURAL J. HENRY LEAL A.	FECHA JUNIO / 2010	ESCALA S/E	E-4

MURO DE CONCRETO ARMADO H= 3.50 m



SECCION TIPICA

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

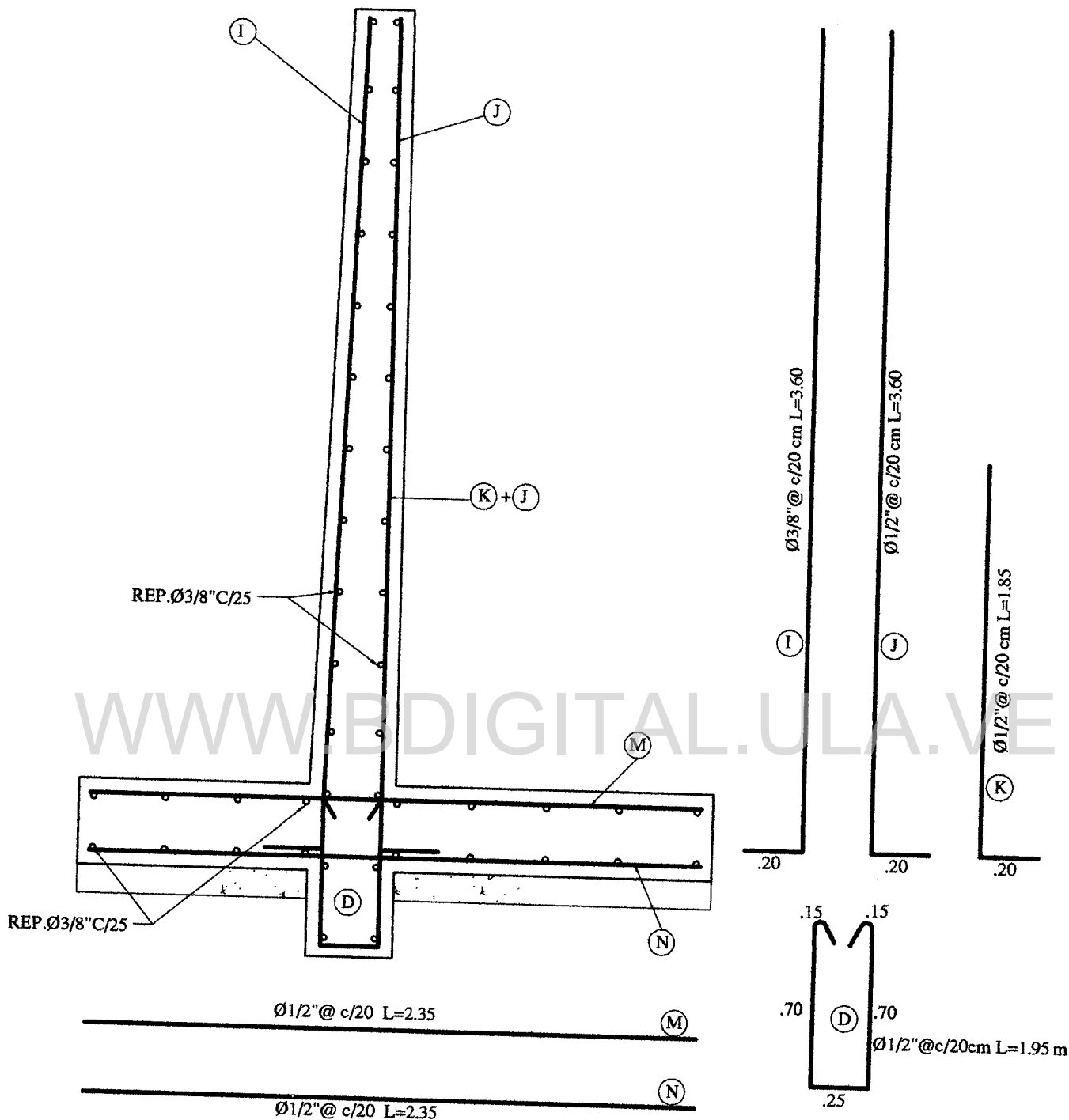
MURO CANTELIVER

MATERIALES
CONCRETO..... $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
ACEROS $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
SUELO $R_s=1.00 \text{ Kg/cm}^2$

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO RVV RAFAEL TORRES	CONTINENTE	ALZADA MURO	
INGENIERO CALC CIV 5632	REVISOR	Escala	
LUIS DOMINGUEZ		Escala	
DE DISEÑO CIVIL	JUNIO / 2010		Muros HOGA N° E-5
J. HENRY LEALA A.			

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



DESPIECE MURO H= 3.50 m

VOLUMEN DE CONCRETO : 1.88 m³/ml
 ACERO DE REFUERZO : 100.39 Kg /ml
 ACERO / CONCRETO : 53.40 Kg /m³

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
 POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
 MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

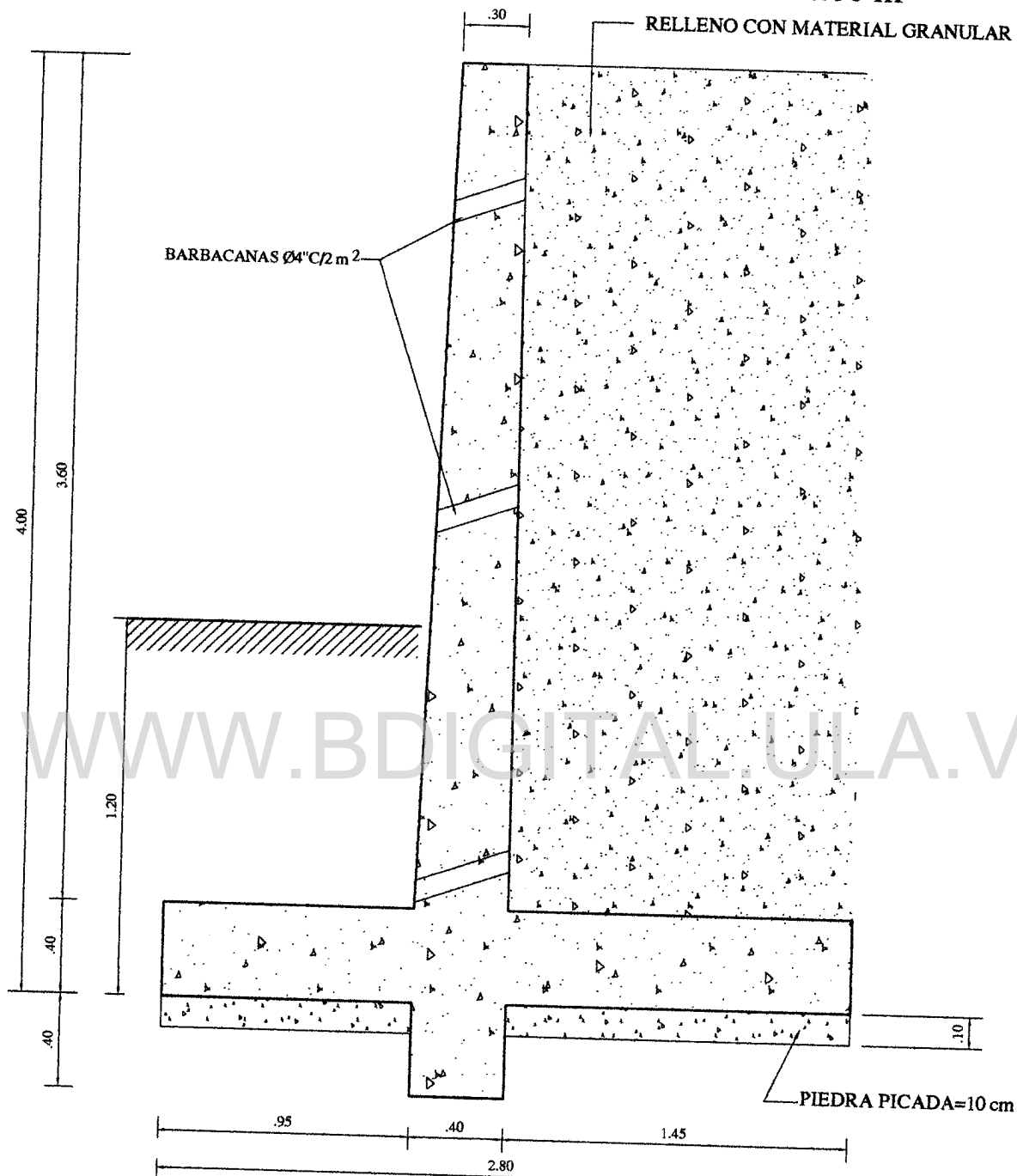
MURO CANTELIVER

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES	CONTENIDO ACEROS DE REFUERZO	Escala S/E	Muros HOJA N° E-5
INGENIERO CALC. CIV 5632 LUIS DOMINGUEZ			
DEPTO DE CIVIL J. HENRY LEAL A.			
FECHA JUNIO / 2010			

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

MURO DE CONCRETO ARMADO H= 4.00 m



SECCION TIPICA

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

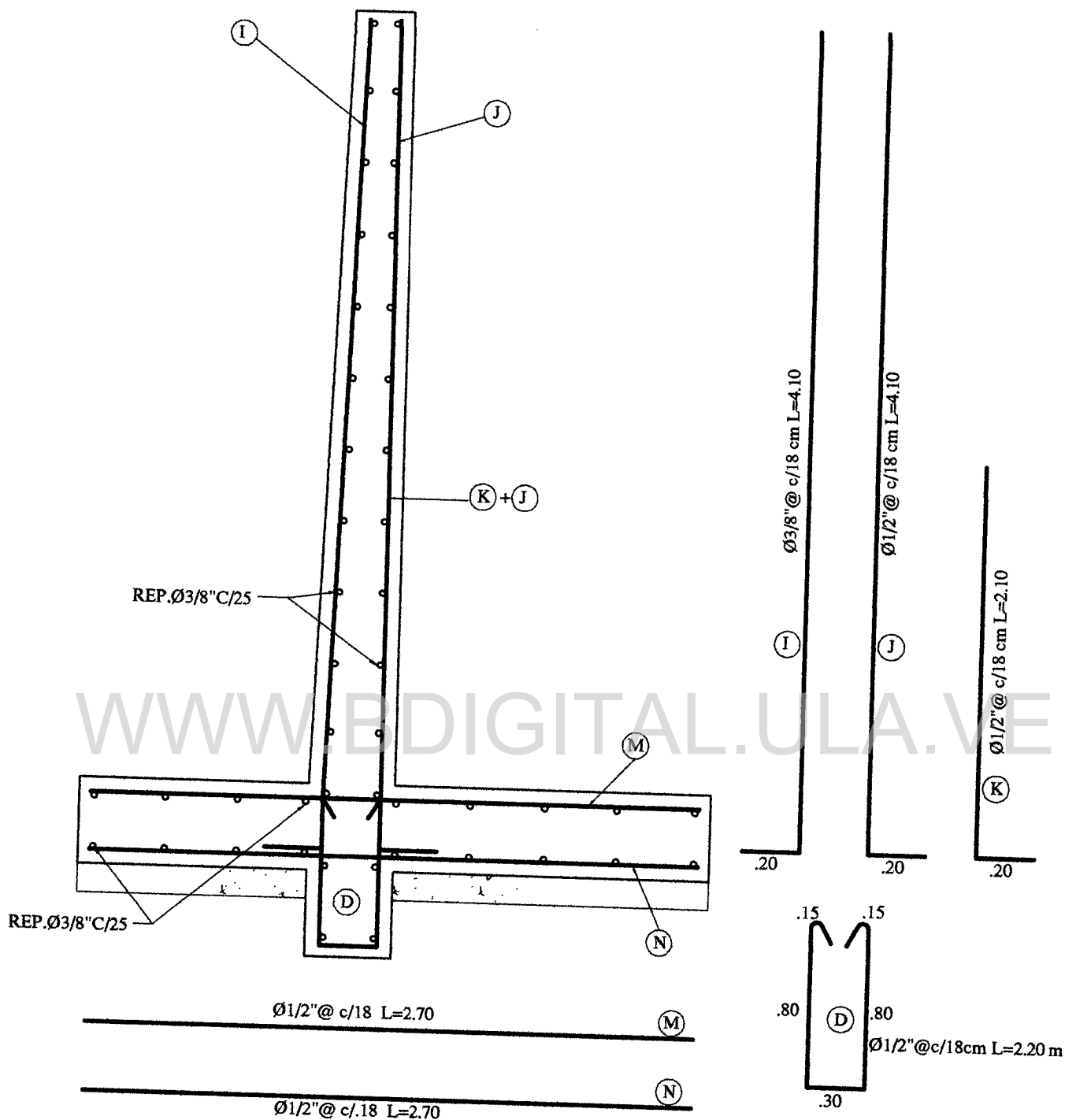
MURO CANTELIVER

MATERIALES
CONCRETO..... $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
ACEROS $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
SUELO $R_s=1.00 \text{ Kg/cm}^2$

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO RIV RAFAEL TORRES	CONTENIDO ALZADA MURO	SERIE MUROS	
INGENIERO CALC CIV. 5032 LUIS DOMINGUEZ		FOIA N° E-6	
INGENIERO CIVIL J. HENRY LEALA		FECHA JUNIO / 2010	ESCALA S/E

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



VOLUMEN DE CONCRETO : 2.38 m³/ml
 ACERO DE REFUERZO : 130.71 Kg /ml
 ACERO / CONCRETO : 54.92 Kg /m³

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
 POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
 MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

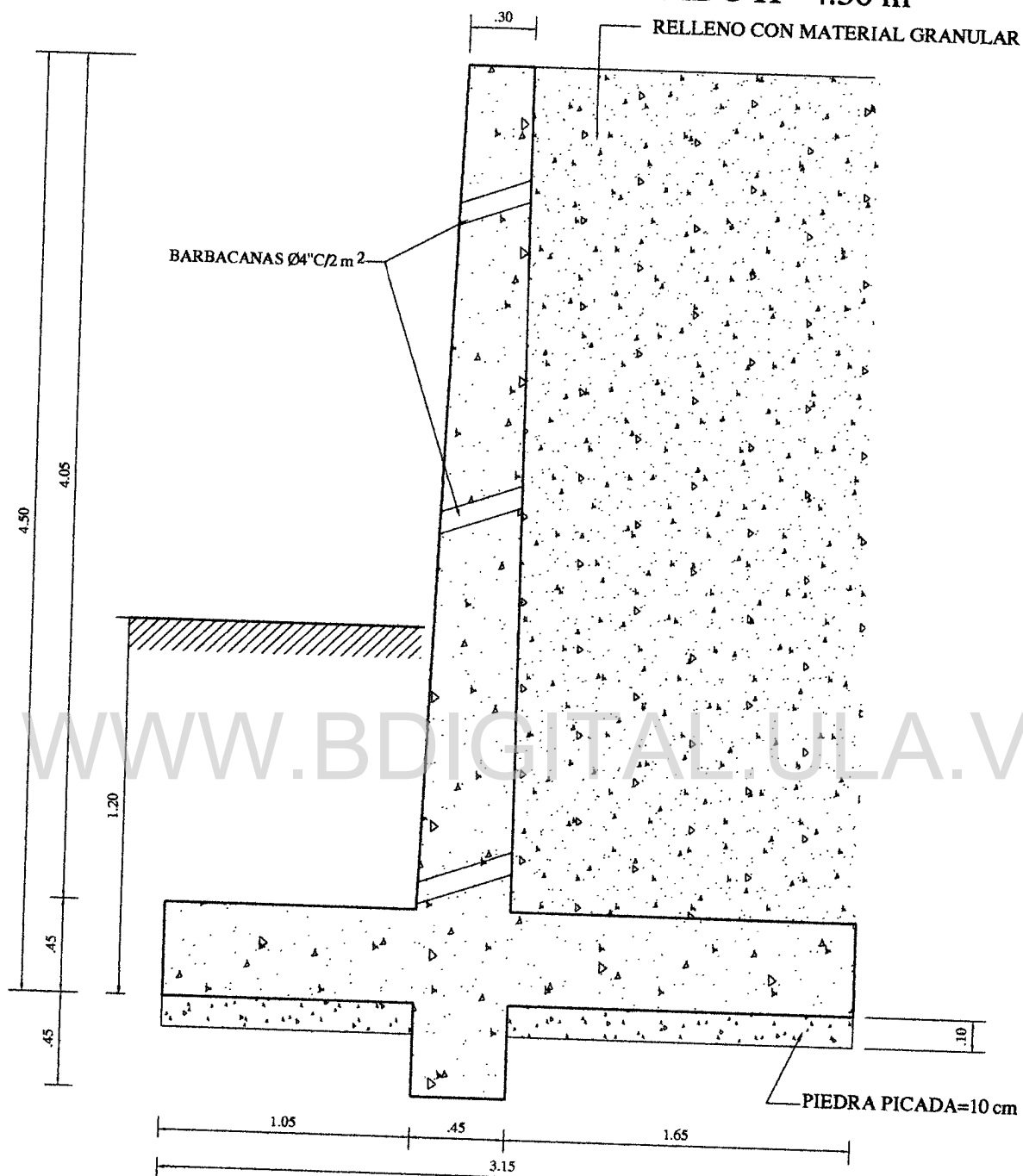
MURO CANTELIVER

PROPIETARIO: FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION:	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES	CONTENIDO ACEROS DE REFUERZO	SIRIOS MUROS	
INGENIERO CALC. CIV 5632		HOJA N°	
INGENIERO DISEÑO J. HENRY LEAL A.		E-6	
INGENIERO DISEÑO J. HENRY LEAL A.		FECHA JUNIO / 2010	ESCALA S/E

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

MURO DE CONCRETO ARMADO H= 4.50 m



SECCION TIPICA

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

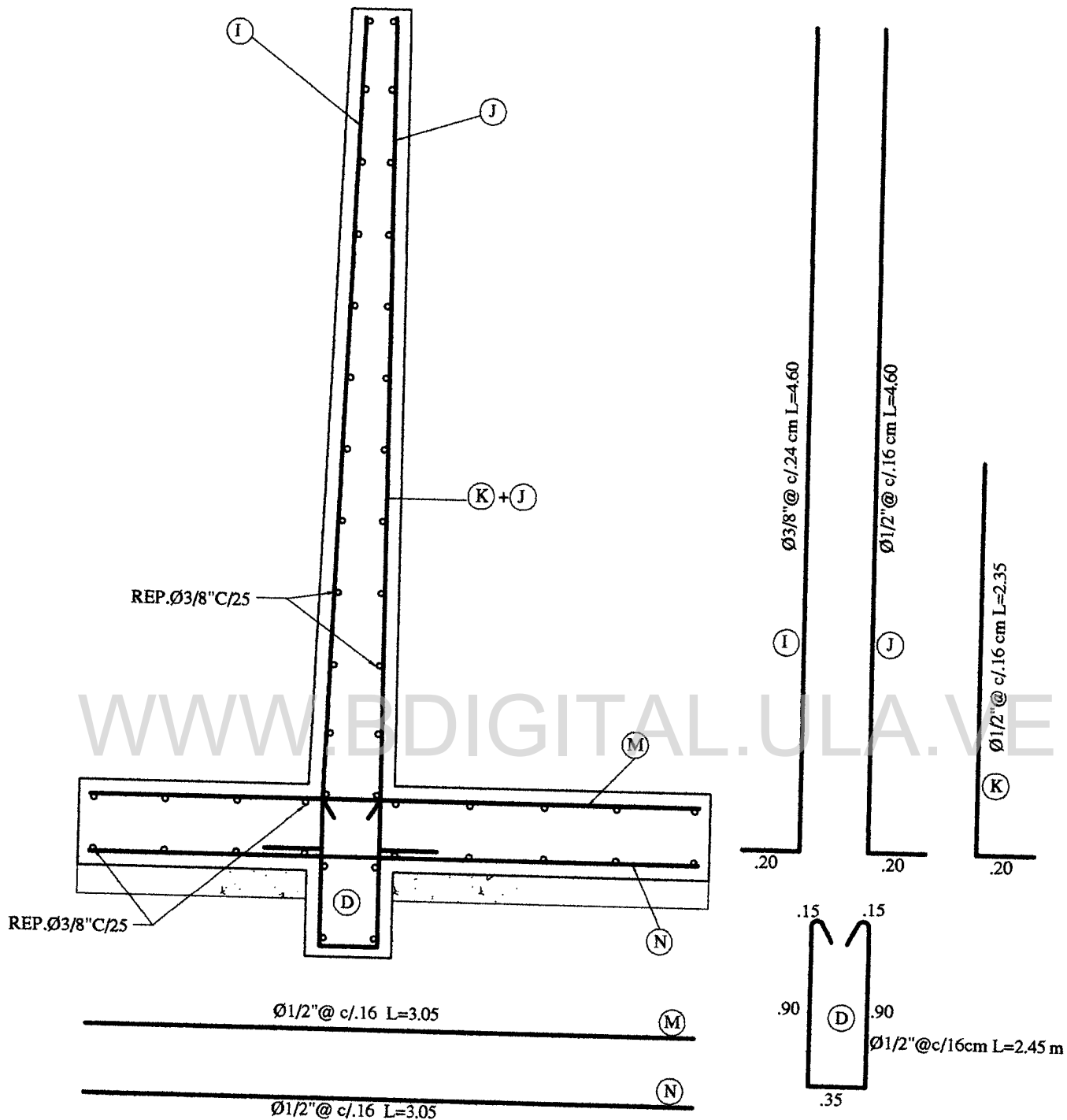
MURO CANTELIVER

MATERIALES
CONCRETO..... $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
ACEROS $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
SUELO $R_s=1.00 \text{ Kg/cm}^2$

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES	CONTINENTE ALZADA MURO	SERIE MURCS	HOJA N° E-7
INGENIERO CALC. CIV 3032 LUIS DOMINGUEZ			
INGENIERO DISEÑO J. HENRY LEAL A.	FECHA JUNIO / 2010	ESCALA S/E	

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



DESPIECE MURO H= 4.50 m

VOLUMEN DE CONCRETO : 2.94 m³/ml
 ACERO DE REFUERZO : 144.39 Kg /ml
 ACERO / CONCRETO : 49.11 Kg /m³

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
 POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
 MERIDA - VENEZUELA

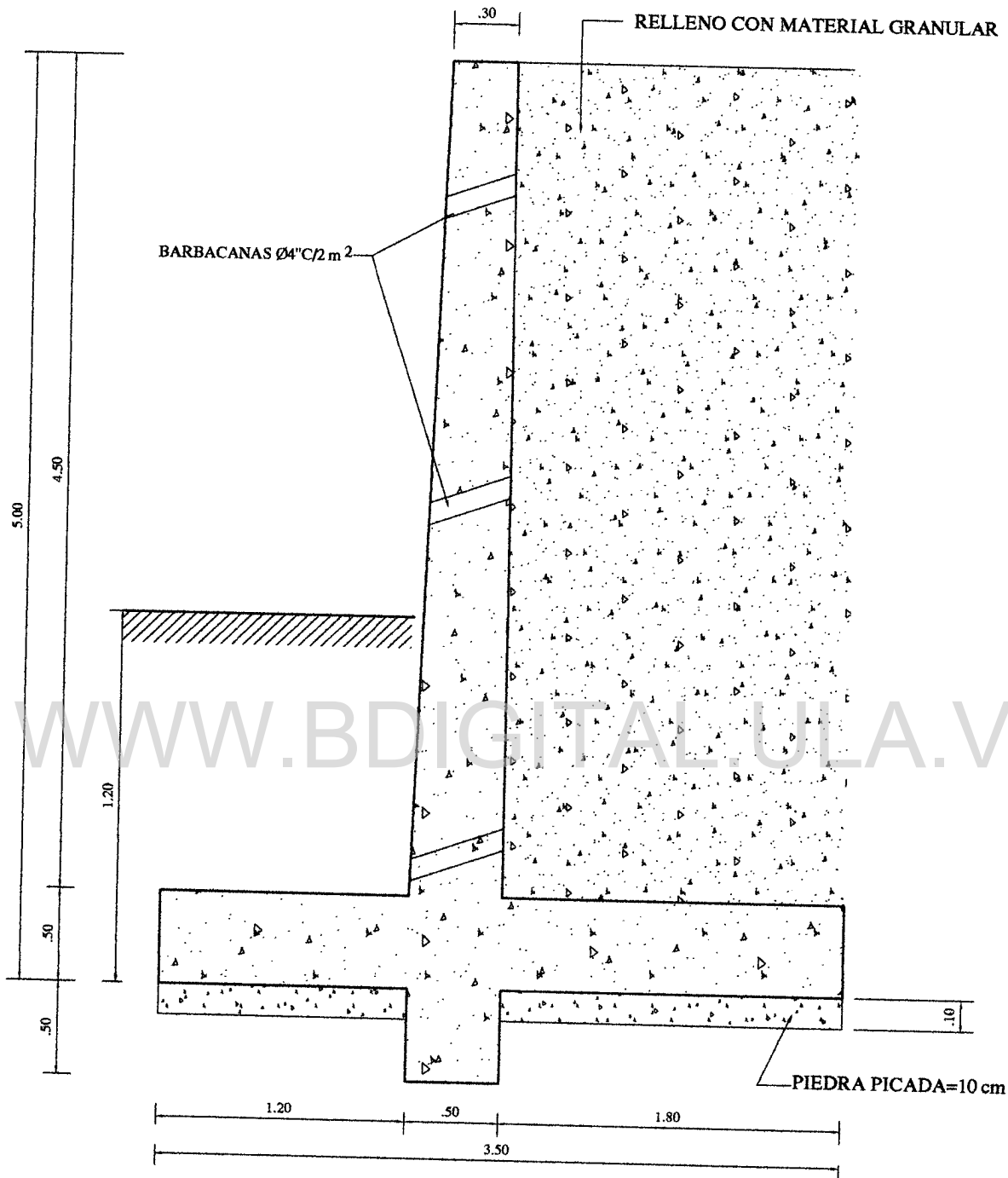
OBRA:

MURO CANTELIVER

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO RIV RAFAEL TORRES	CONTENIDO ACEROS DE REFUERZO	Muros	
INGENIERO CALC. CIV 5632 LUIS DOMINGUEZ		HOJA N°	
DEPTO. E/CIV J. HENRY LEAL A.		FECHA JUNIO / 2010	ESCALA S/E

E-7

MURO DE CONCRETO ARMADO H= 5.00 m



SECCION TIPICA

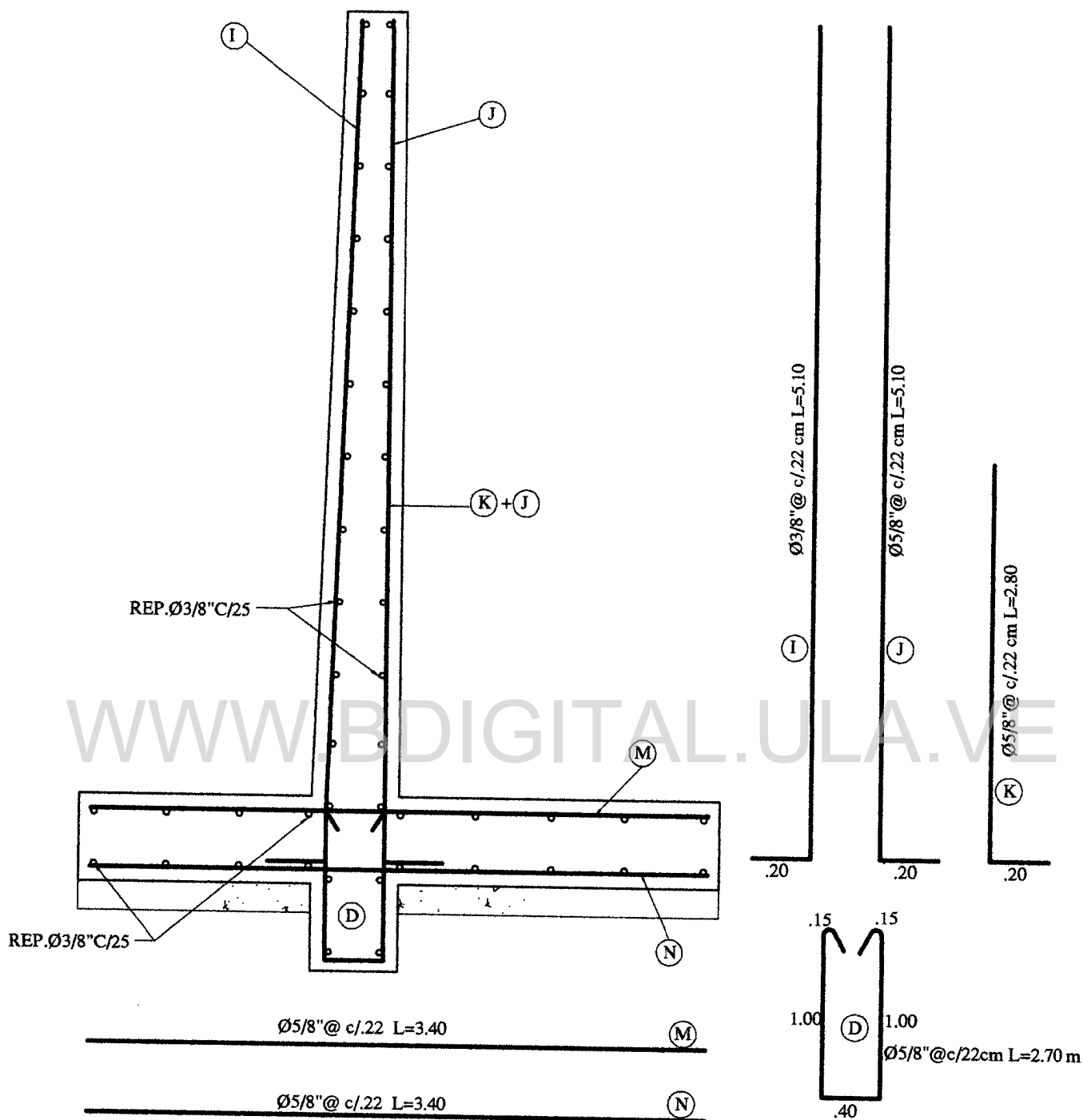
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

MURO CANTELIVER

MATERIALES
CONCRETO..... $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
ACEROS $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
SUELO $R_s=1.00 \text{ Kg/cm}^2$

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO RVV RAFAEL TORRES	CONTINENTE	ALZADA MURO	SUBITO
INGENIERO CALC CIV 56022 LUIS DOMINGUEZ			MUROS
DEPT. INGENIERIA J. HENRY LEAL A.	FECHA JUNIO / 2010	ESCALA S/E	HOJA N° E-8



VOLUMEN DE CONCRETO : 3.55 m³/ml
 ACERO DE REFUERZO : 193.05 Kg /ml
 ACERO / CONCRETO : 54.38 Kg /m³

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
 POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
 MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

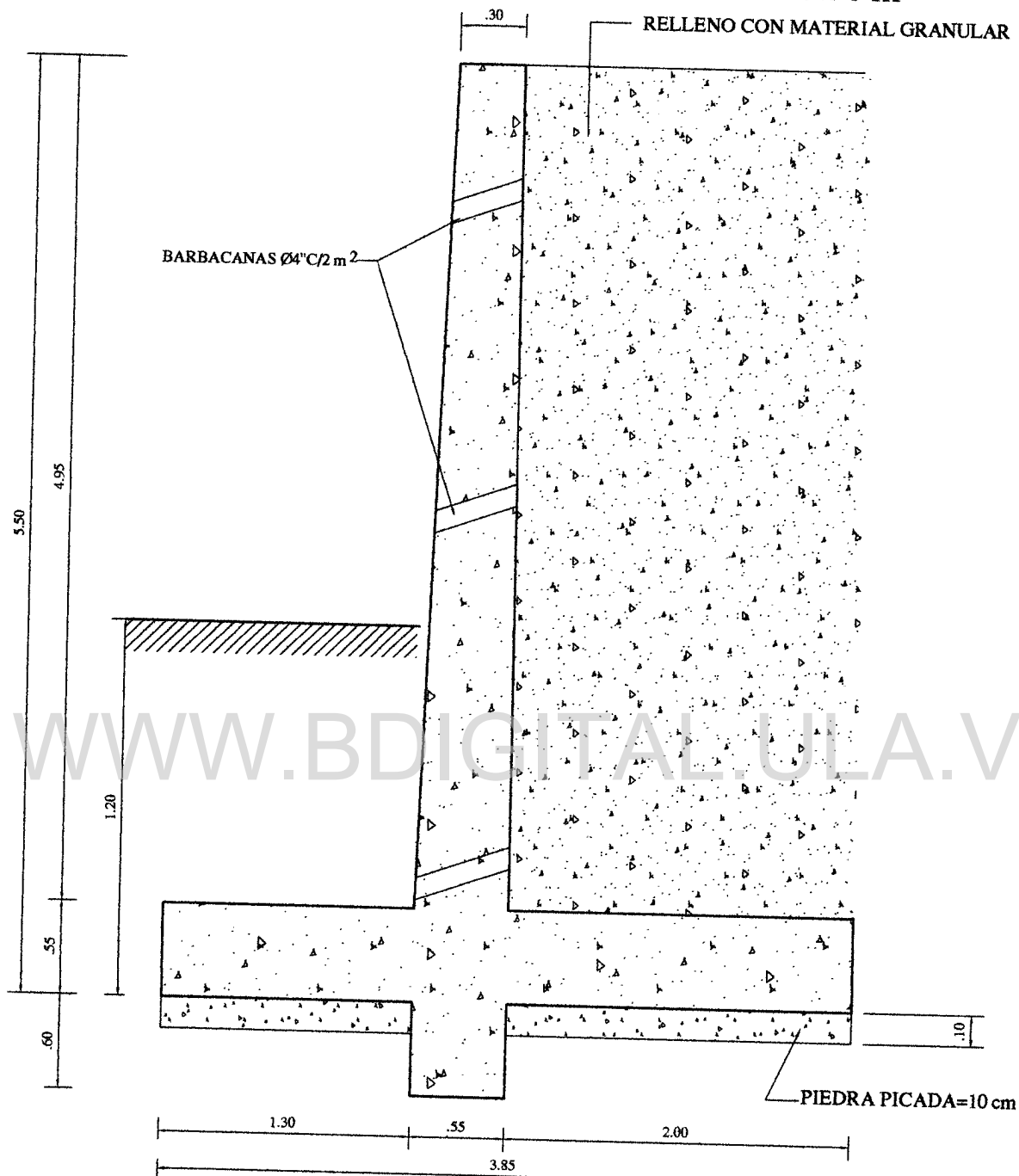
MURO CANTELIVER

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES	CONTENIDO ACEROS DE REFUERZO	SEAL MUROS	
INGENIERO CALC. CIV 5032		HOJA N°	
INGENIERO CALC. CIV 5032 LUIS DOMINGUEZ		E-8	
INGENIERO CALC. CIV 5032 J. HENRY LEAL A.	FECHA JUNIO / 2010	ESCALA S/E	

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

MURO DE CONCRETO ARMADO H= 5.50 m



SECCION TIPICA

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

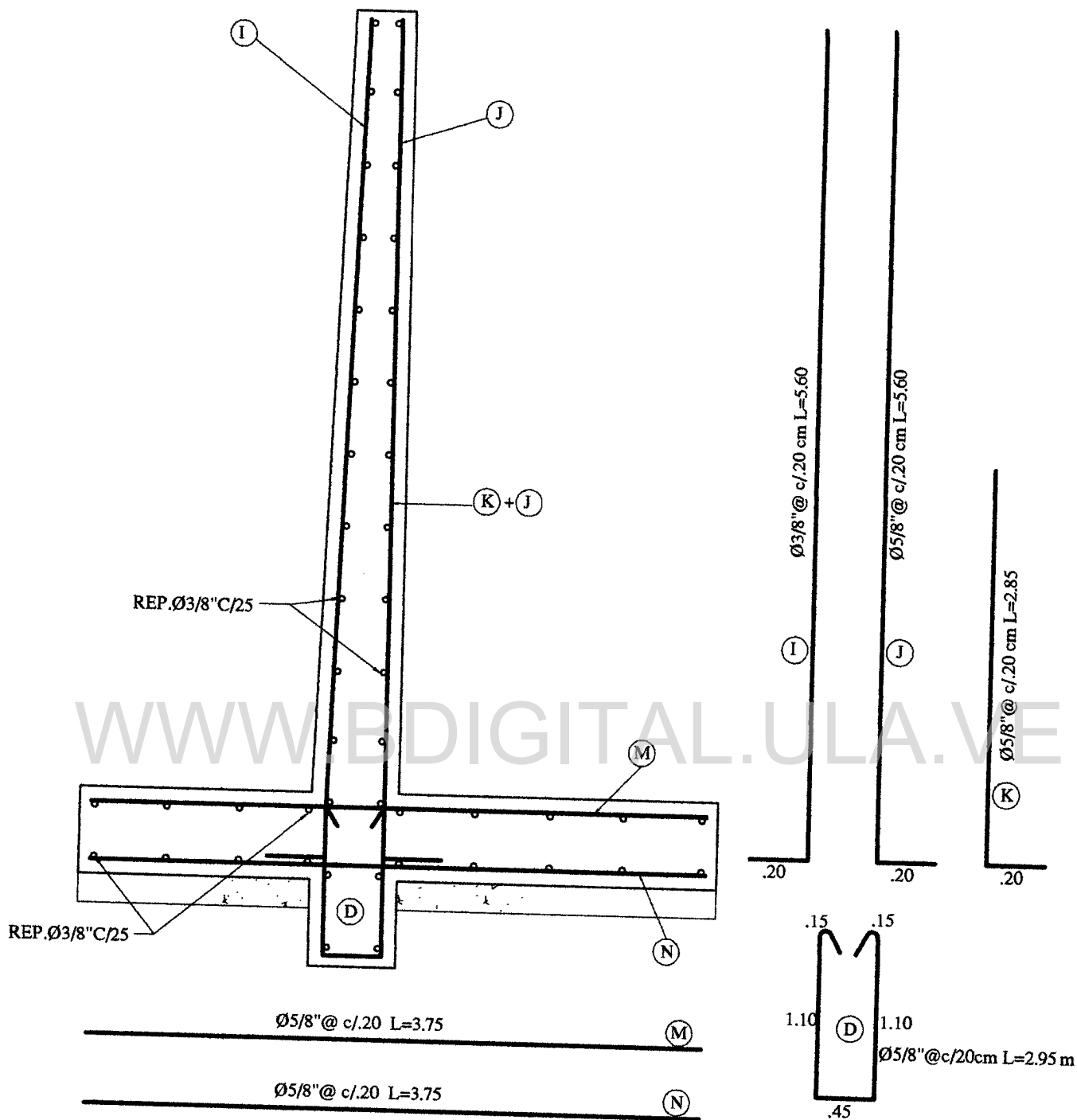
MURO CANTELIVER

MATERIALES
CONCRETO..... $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
ACEROS $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
SUELO $R_s=1.00 \text{ Kg/cm}^2$

PROFESARIO: FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES	CONTINENTE ALZADA MURO	SERIE MUROS	
INGENIERO CALC CIV 5032 J. LUIS DOMINGUEZ	BOLSA JUNIO / 2010	HOJA N° E-9	
DISEÑO DE ACERO J. HENRY LEALA		BOLSA S/E	

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



DESPIECE MURO H= 5.50 m

VOLUMEN DE CONCRETO : 4.28 m³/ml
 ACERO DE REFUERZO : 205.28 Kg /ml
 ACERO / CONCRETO : 47.96 Kg /m³

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
 POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
 MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

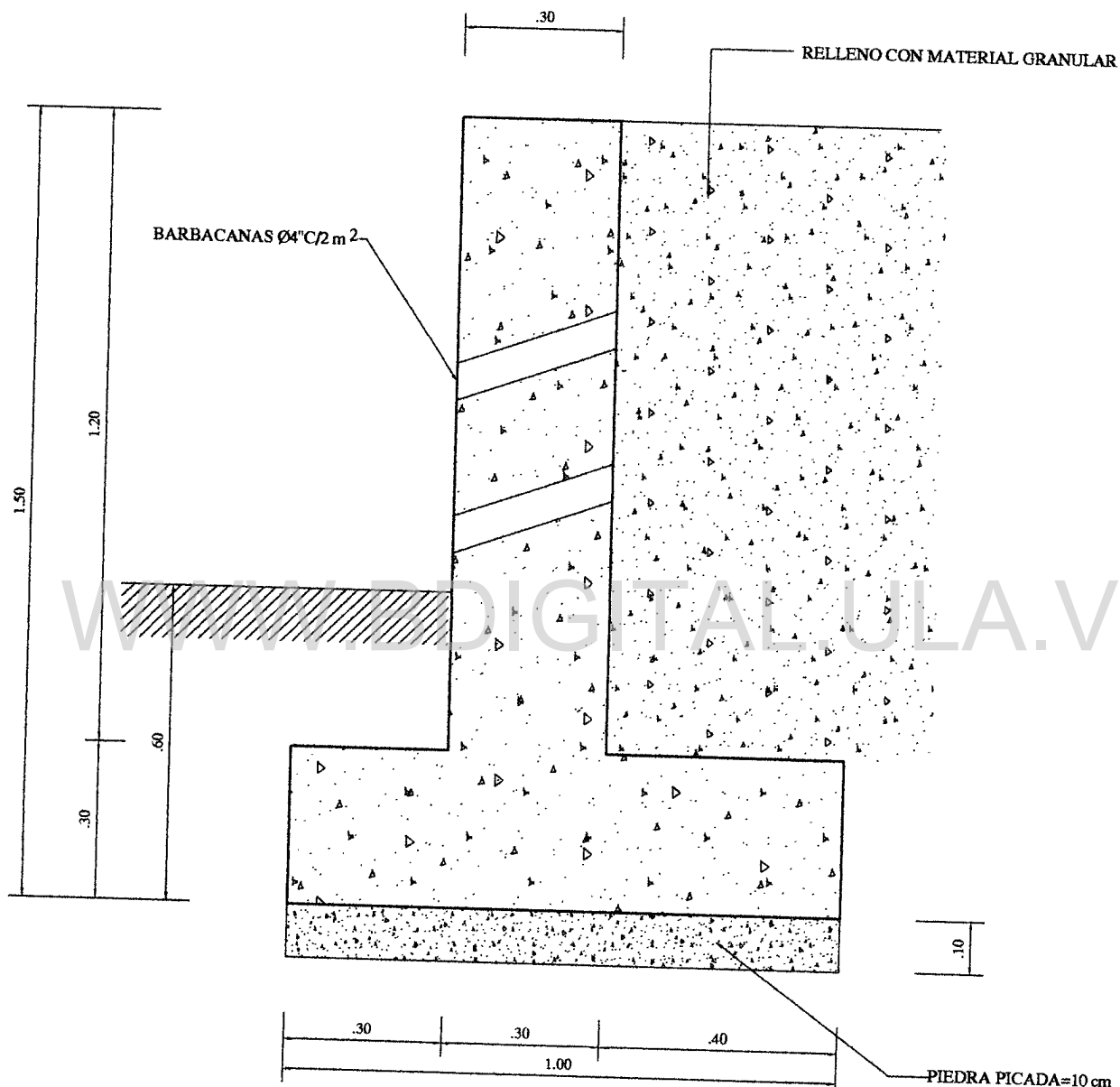
MURO CANTELIVER

PROPIETARIO: FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION:	
INGENIERO RIV RAFAEL TORRES	CONTENIDO: ACEROS DE REFUERZO	SERIE: MUROS	
INGENIERO CALC. CIV 5632 LUIS DOMINGUEZ		HOJA N° E-9	
DISEÑO LIZ. CIVIL J. HENRY LEAL A.	FECHA: JUNIO / 2010	ESCALA: 5/5	

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

MURO DE CONCRETO ARMADO H=1.50 m



SECCION TIPICA

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

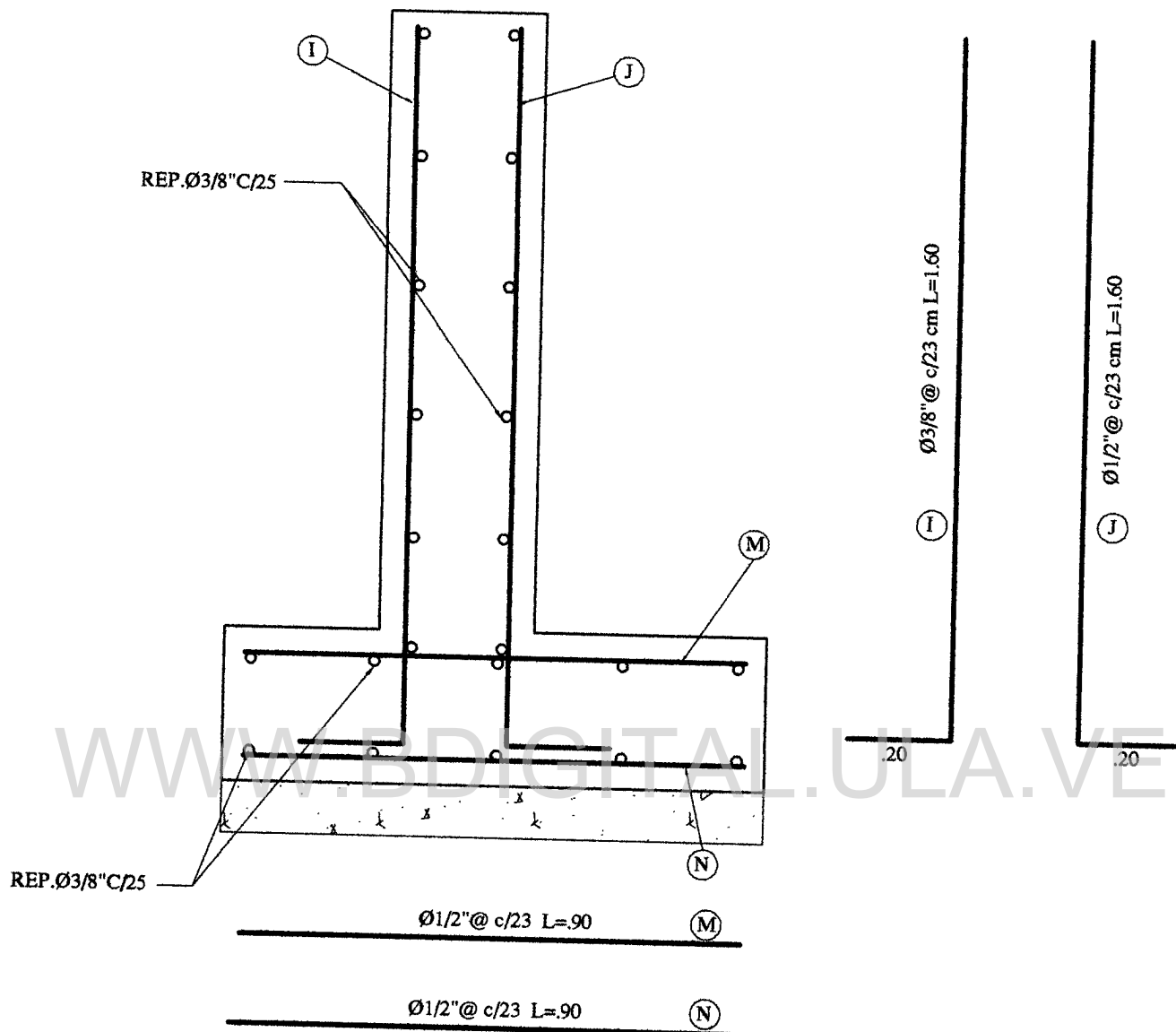
MURO CANTELIVER

MATERIALES
CONCRETO..... $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
ACEROS $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
SUELO $R_s=1.50 \text{ Kg/cm}^2$

PROPIETARIO: FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION:	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES	CONTENEDOR ALZADA MURO	SERIE MUROS	
INGENIERO CALC CIV 3632 LUIS DOMINGUEZ	FECHA JUNIO / 2010	HOJA Nº E-10	
DISEÑADOR CIVIL J. HENRY LEALA		ESCALA S/E	

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



DESPIECE MURO H=1.50 m

VOLUMEN DE CONCRETO : 0.66 m³/ml
 ACERO DE REFUERZO : 32.55 Kg /ml
 ACERO / CONCRETO : 49.32 Kg /m³

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
 POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
 MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

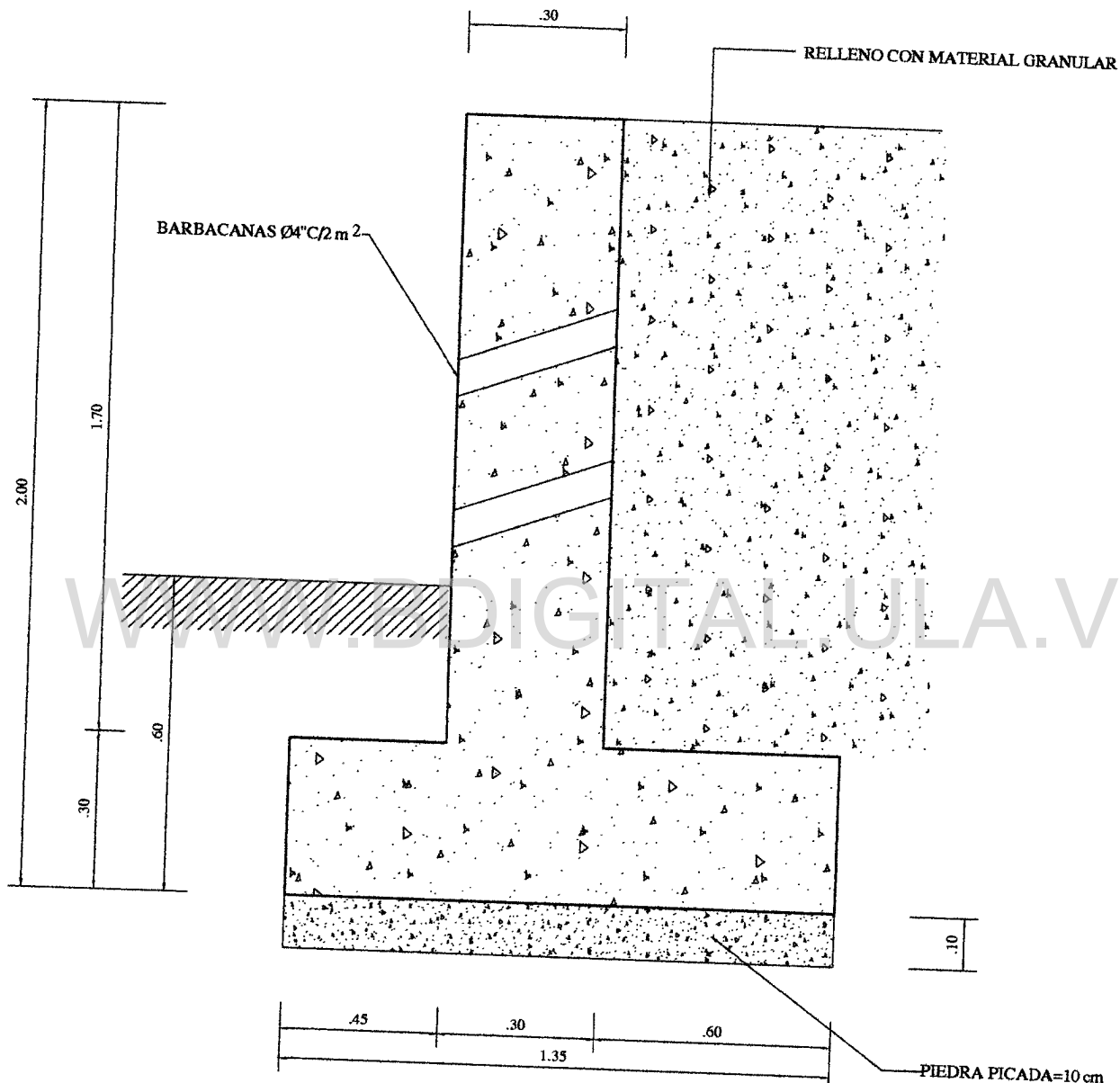
MURO CANTELIVER

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES	CONTIENE ACEROS DE REFUERZO	ESCALA	MUROS
INGENIERO CALC. CIV 96322 LUIS DOMINGUEZ		HOLA N° E-10	
DISEÑADO POR J. HENRY LEAL A.		FECHA JUNIO / 2010	ESCALA S/E

Licencia Creative Commons

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

MURO DE CONCRETO ARMADO H=2.00 m



SECCION TIPICA

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

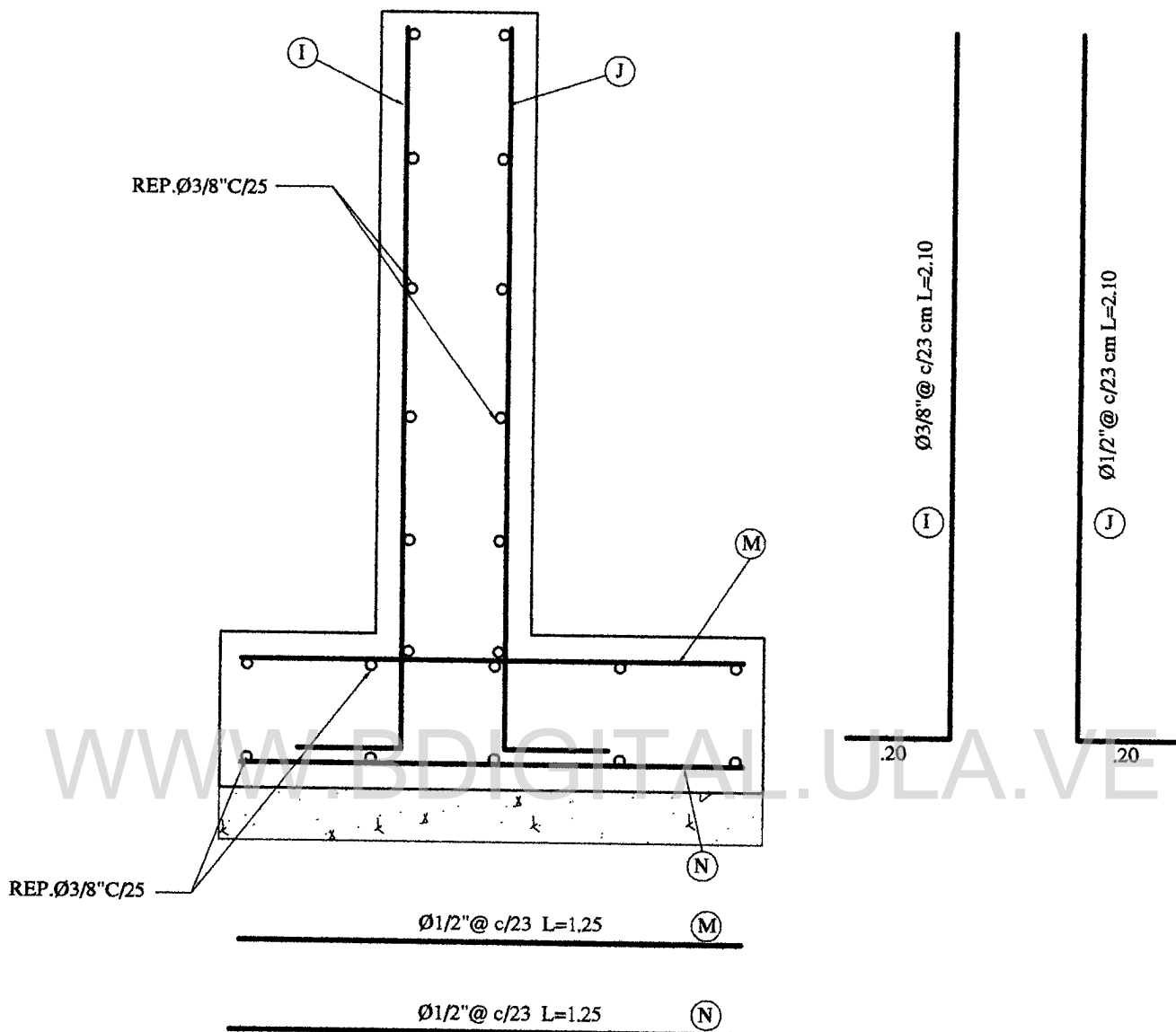
MURO CANTELIVER

MATERIALES
CONCRETO..... $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
ACEROS..... $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
SUELO..... $R_s=1.50 \text{ Kg/cm}^2$

PROPIETARIO: FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO CIVIL RAFAEL TORRES	CONTENEDOR	ALZADA MURO	
INGENIERO CALC CIV 3032 LUIS DOMINGUEZ	ESCALA	JUNIO / 2010	
INGENIERO CALC CIV 3032 J. HENRY LEAL A.	ESCALA	S/E	
		SIGLAS	MUROS
		Hoja N°	E-11

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



DESPIECE MURO H=2.00 m

VOLUMEN DE CONCRETO : 0.92 m³/ml
 ACERO DE REFUERZO : 44.38 Kg /ml
 ACERO / CONCRETO : 48.24 Kg /m³

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
 POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
 MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

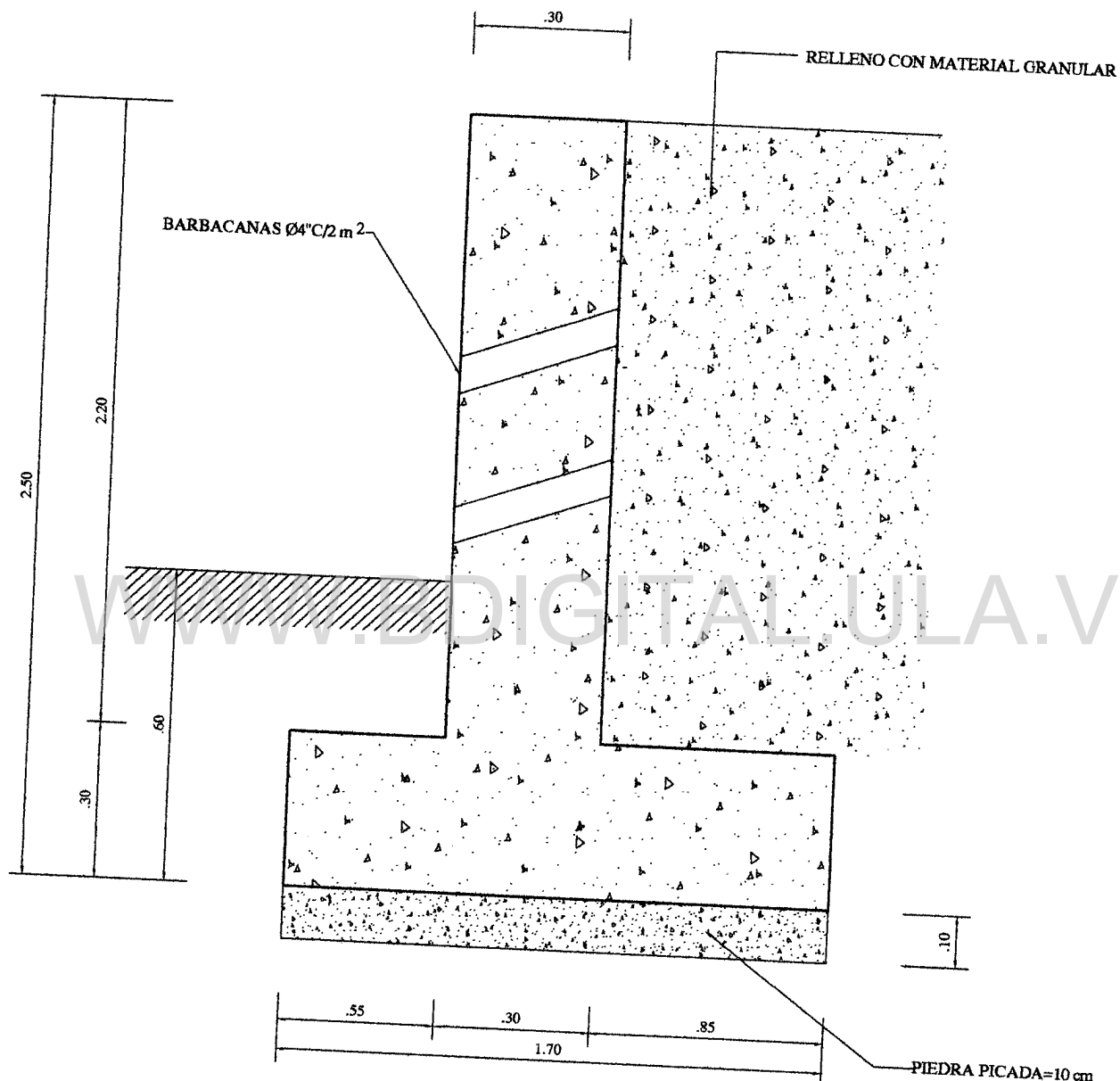
MURO CANTELIVER

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO CIVIL RAFAEL TORRES	CONTENIDO ACEROS DE REFUERZO	SERIE MUROS	HOJA N° E-11
INGENIERO CALC. CIV. 5032 LUIS DOMINGUEZ			
INGENIERO ALFABICADO J. HENRY LEAL A.	FECHA JUNIO / 2010	ESCALA S/E	

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

MURO DE CONCRETO ARMADO H=2.50 m



SECCION TIPICA

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

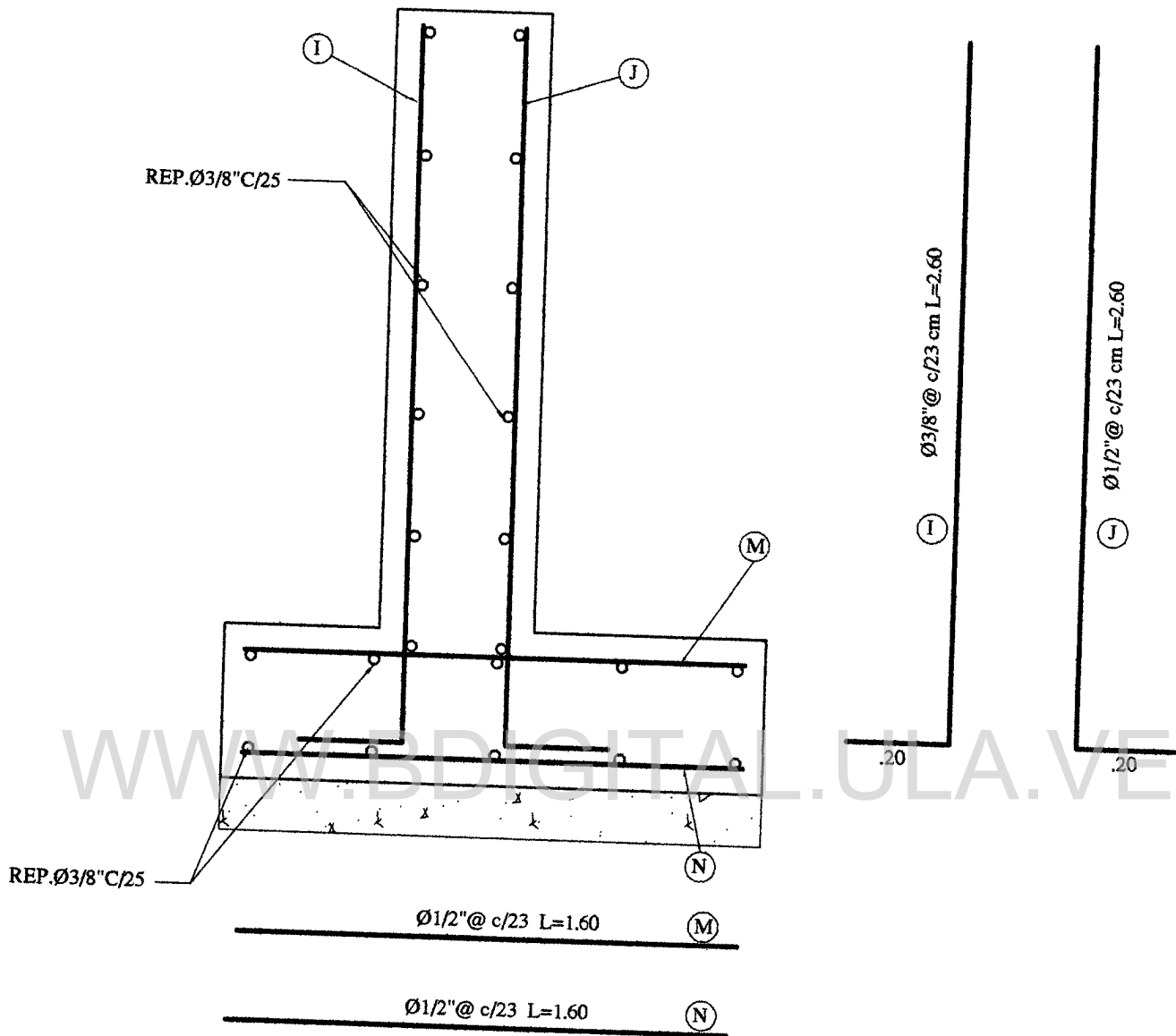
MURO CANTELIVER

MATERIALES
CONCRETO..... $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
ACEROS..... $P_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
SUELO..... $R_s=1.50 \text{ Kg/cm}^2$

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO RIV RAFAEL TORRES	COMITENTE ALZADA MURO	SERIE MUROS	
INGENIERO CALC. CIV. 5032 LUIS DOMINGUEZ	FECHA JUNIO / 2010	HORA N° E-12	
DESEÑADOR J. HENRY LEAL A.	ESCALA S/E		

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



DESPIECE MURO H=2.50 m

VOLUMEN DE CONCRETO : 1.17 m³/ml
 ACERO DE REFUERZO : 56.22 Kg /ml
 ACERO / CONCRETO : 48.05 Kg /m³

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
 POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
 MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

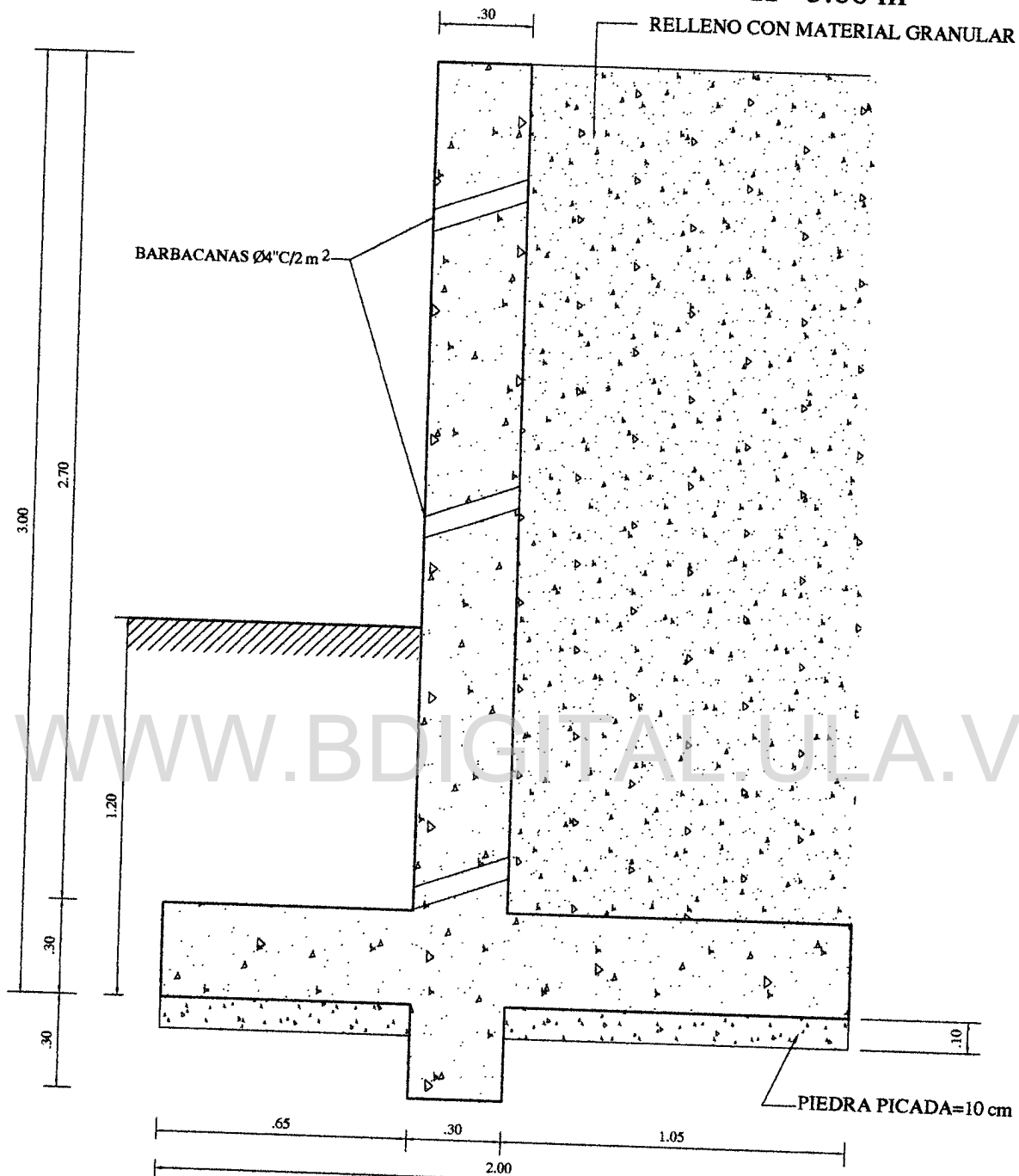
MURO CANTELIVER

PROPIETARIO: FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES	CONTENIDO ACEROS DE REFUERZO	SERIE MUROS	
INGENIERO CALC. CIV. 9032		HOJA N°	
LUIS DOMINGUEZ		E-12	
INGENIERO CALIFICADO J. HENRY LEAL A.		FECHA JUNIO / 2010	ESCALA SE

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

MURO DE CONCRETO ARMADO H= 3.00 m



SECCION TIPICA

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

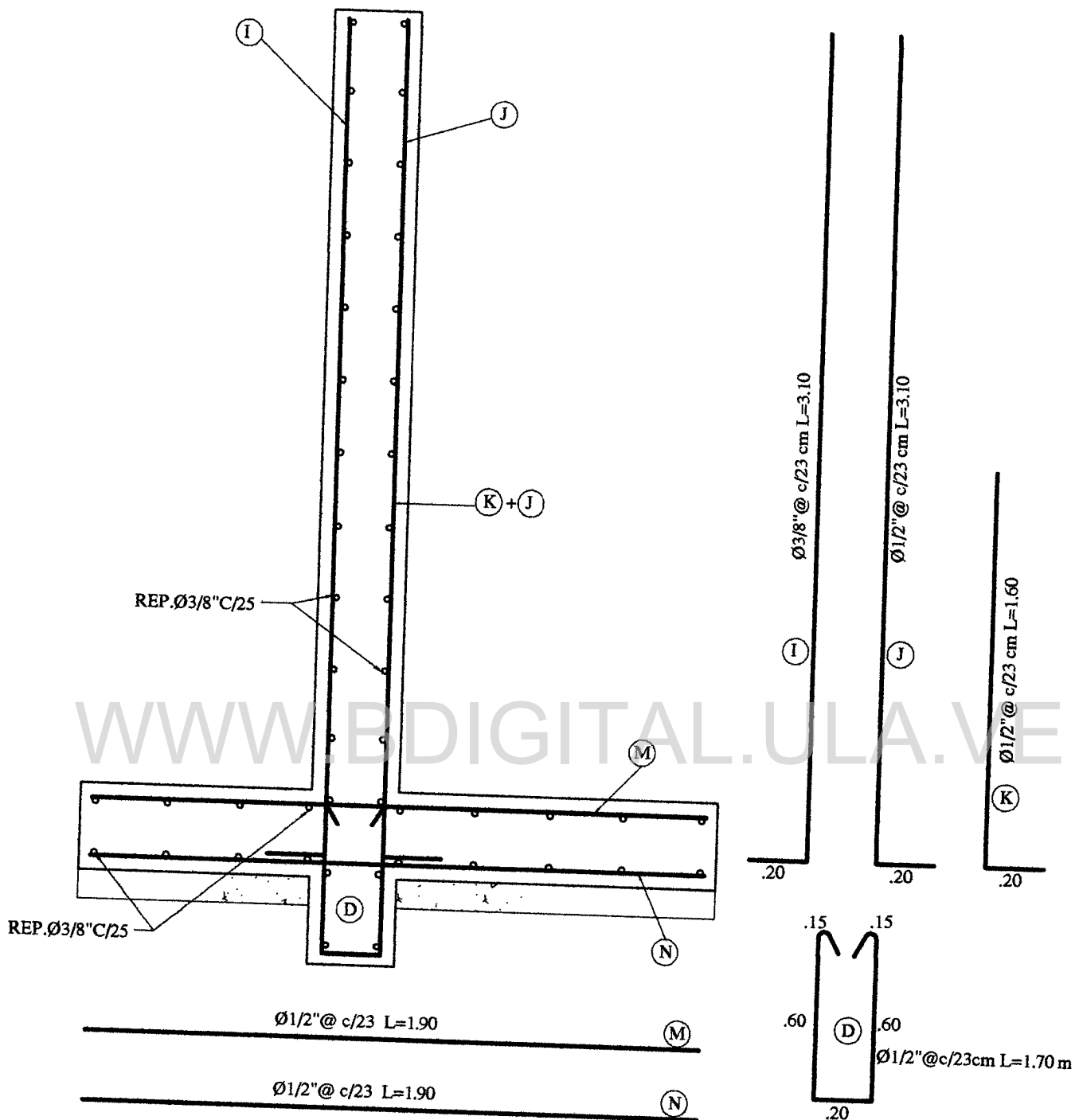
MURO CANTELIVER

MATERIALES
CONCRETO..... $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
ACEROS $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
SUELO $R_s=1.50 \text{ Kg/cm}^2$

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO RVV RAFAEL TORRES	CONTENIDO ALZADA MURO	Escala S/E	SERIE MUROS
INGENIERO CALC. CIV. 5022 LUIS DOMINGUEZ			HOJA N° E-13
DOCTOR EN CIVIL J. HENRY LEALA A.			
JUNIO / 2010			

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



DESPIECE MURO H= 3.00 m

VOLUMEN DE CONCRETO : 1.41 m³/ml
 ACERO DE REFUERZO : 85.07 Kg /ml
 ACERO / CONCRETO : 60.33 Kg /m³

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
 POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
 MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

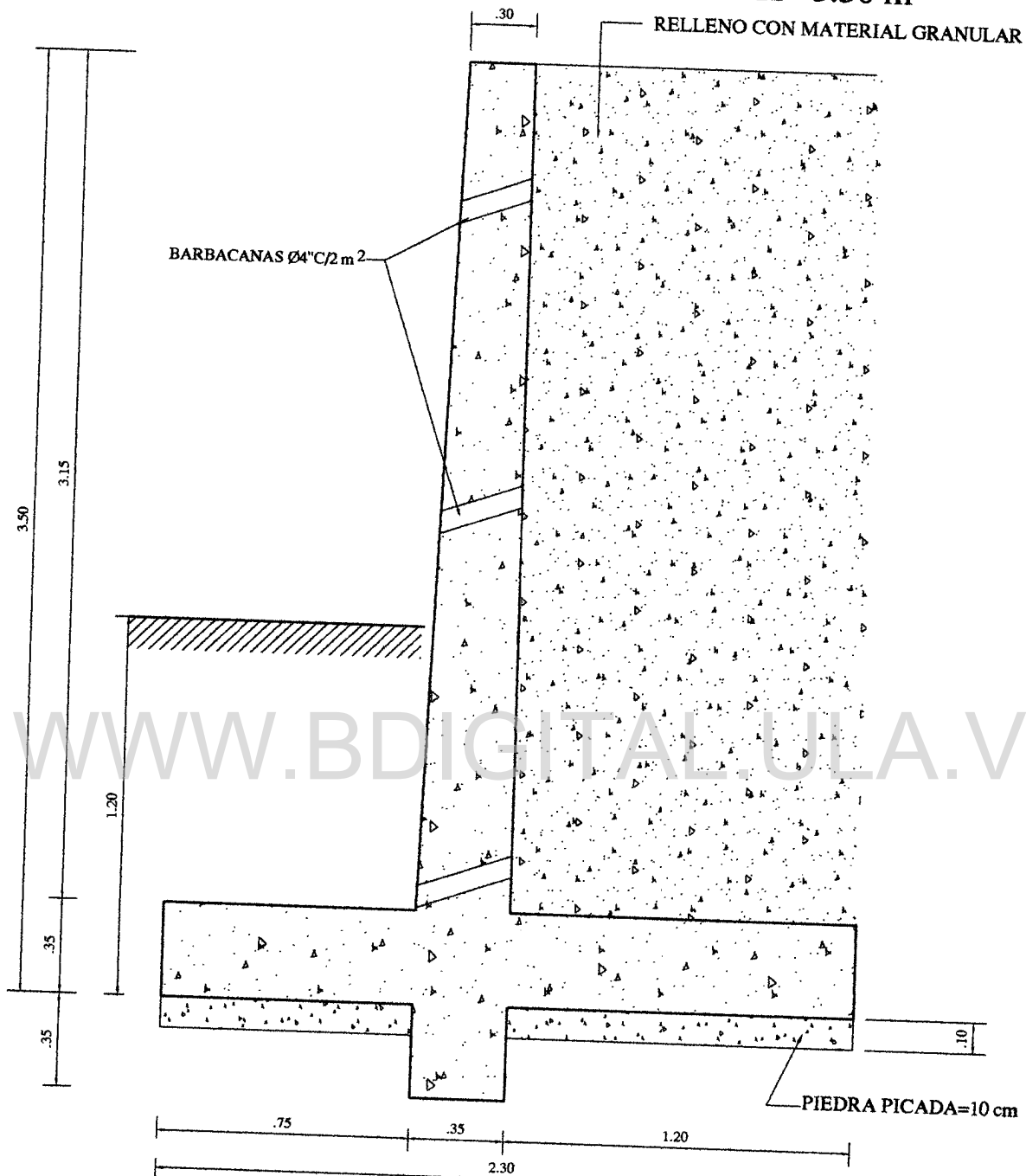
MURO CANTELIVER

PROYECTADO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES	CONTINGE	ACEROS DE REFUERZO	SEÑAL MUROS
INGENIERO CALC. CIV 5022 LUIS DOMINGUEZ			HOJA N°
DISEÑADO POR J. HENRY LEAL A.	FECHA JUNIO / 2010	ESCALA S/E	E-13

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

MURO DE CONCRETO ARMADO H= 3.50 m



SECCION TIPICA

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

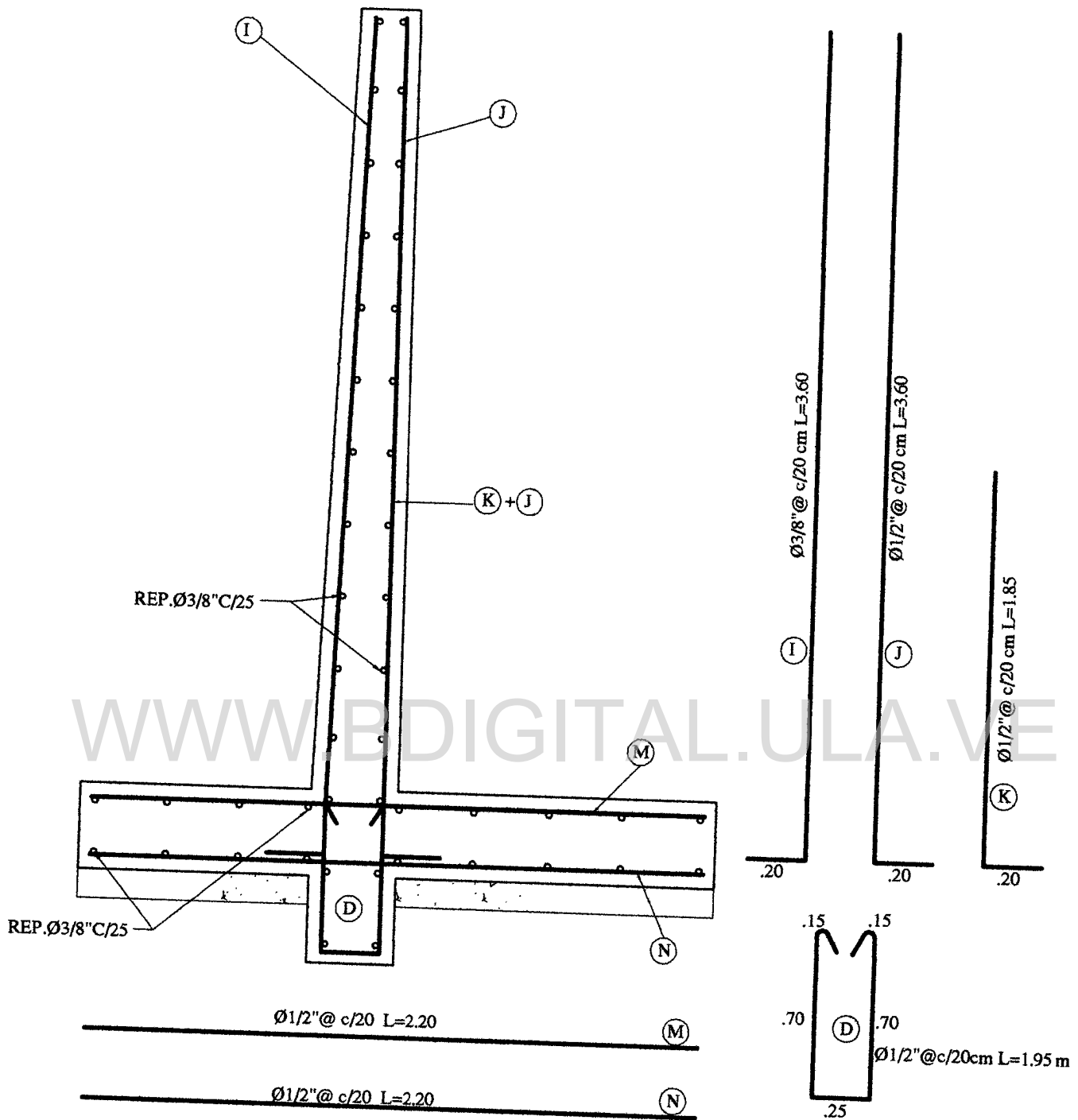
MURO CANTELIVER

MATERIALES
CONCRETO..... $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
ACEROS $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
SUELO $R_s=1.50 \text{ Kg/cm}^2$

PROFESOR: FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
DISEÑO RIV RAFAEL TORRES	CONTINENTE ALZADA MURO	SIGNO MUROS	HOJA N° E-14
DISEÑO CALC. CIV. 5022 LUIS DOMINGUEZ			
DISEÑO ELEC. CIV. J. HENRY LEAL A.	FECHA JUNIO / 2010	ESCALA S/E	

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



VOLUMEN DE CONCRETO : 1.83 m³/ml
 ACERO DE REFUERZO : 98.89 Kg /ml
 ACERO / CONCRETO : 54.04 Kg /m³

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
 POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
 MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

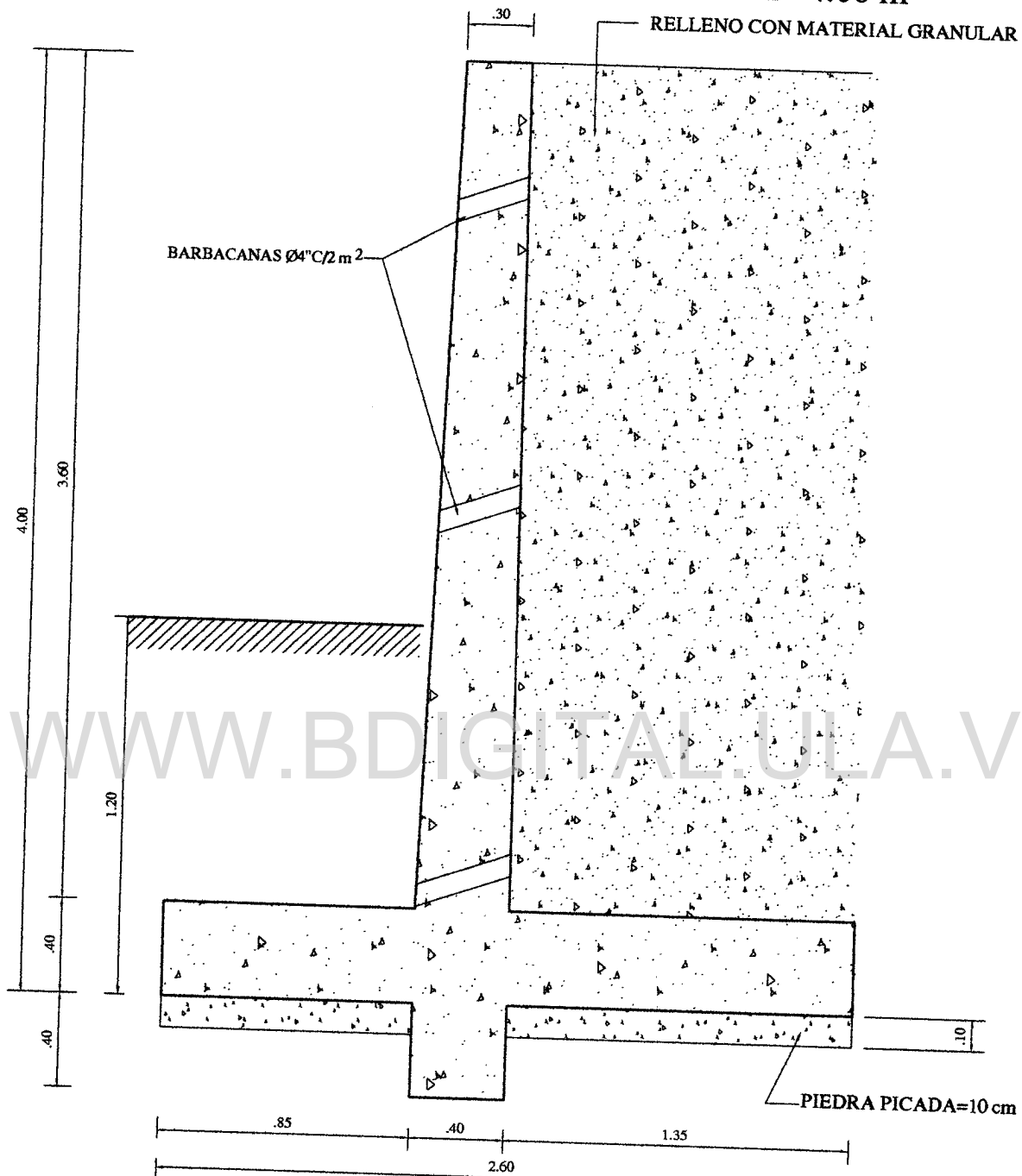
MURO CANTELIVER

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES	CONTINER ACEROS DE REFUERZO	ESCALA S/E	Muros HOJA N° E-14
INGENIERO CALC. CIV 5032 LUIS DOMINGUEZ			
DIPTA 22. CON J. HENRY LEAL A.	JUNIO / 2010		

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

MURO DE CONCRETO ARMADO H= 4.00 m



SECCION TIPICA

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

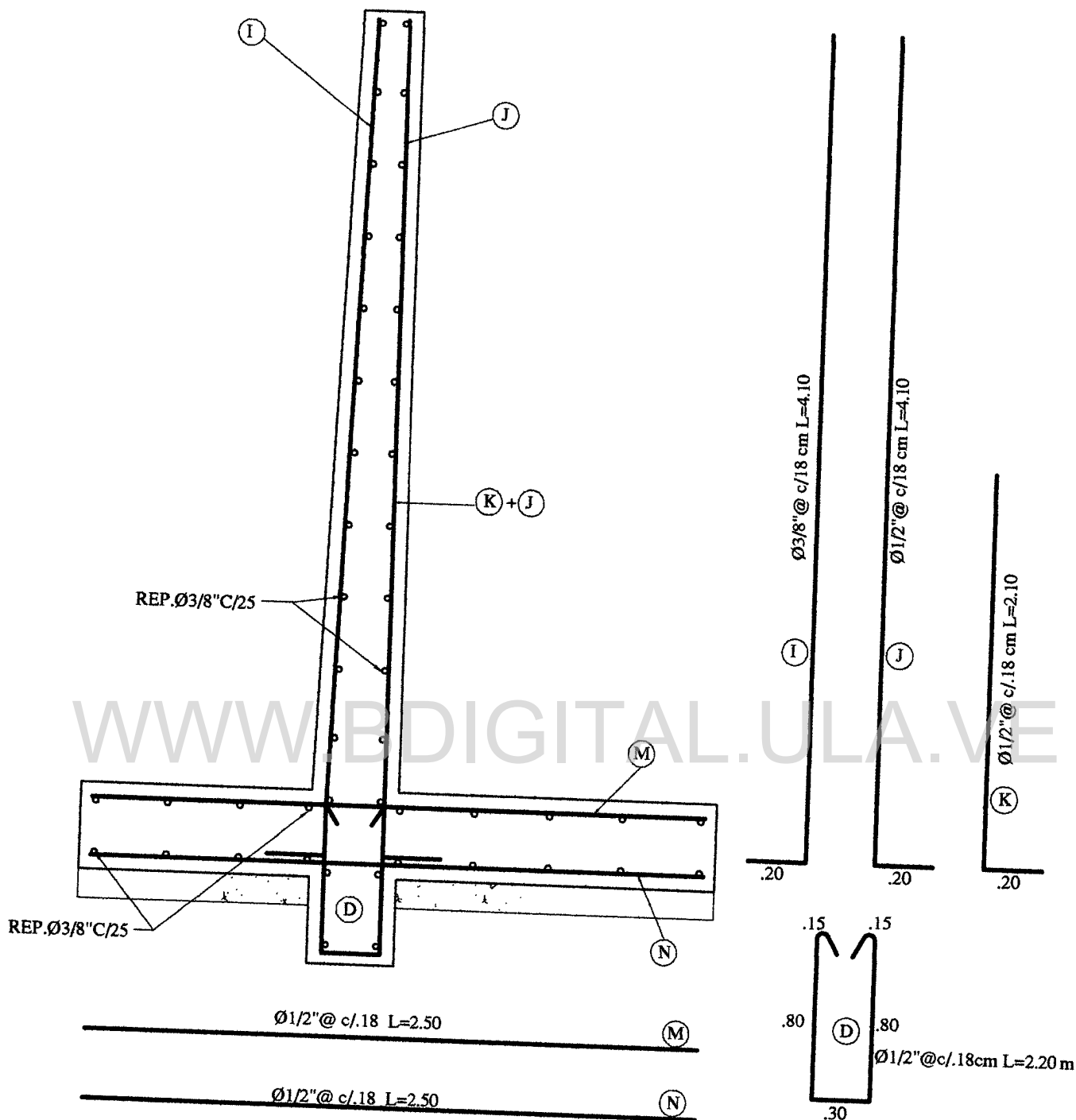
MURO CANTELIVER

MATERIALES
CONCRETO..... $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
ACEROS $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
SUELO $R_s=1.50 \text{ Kg/cm}^2$

PROYECTO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
DISEÑADOR CIV RAFAEL TORRES DISEÑADOR CALC CIV 5622 LUIS DOMINGUEZ DISEÑADOR ALACER J. HENRY LEAL A.	CONTENIDO ALZADA MURO ESCALA JUNIO / 2010	SERIAL MUROS HOJA N° E-15	ESCALA S/E

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



DESPIECE MURO H= 4.00 m

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
 POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
 MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

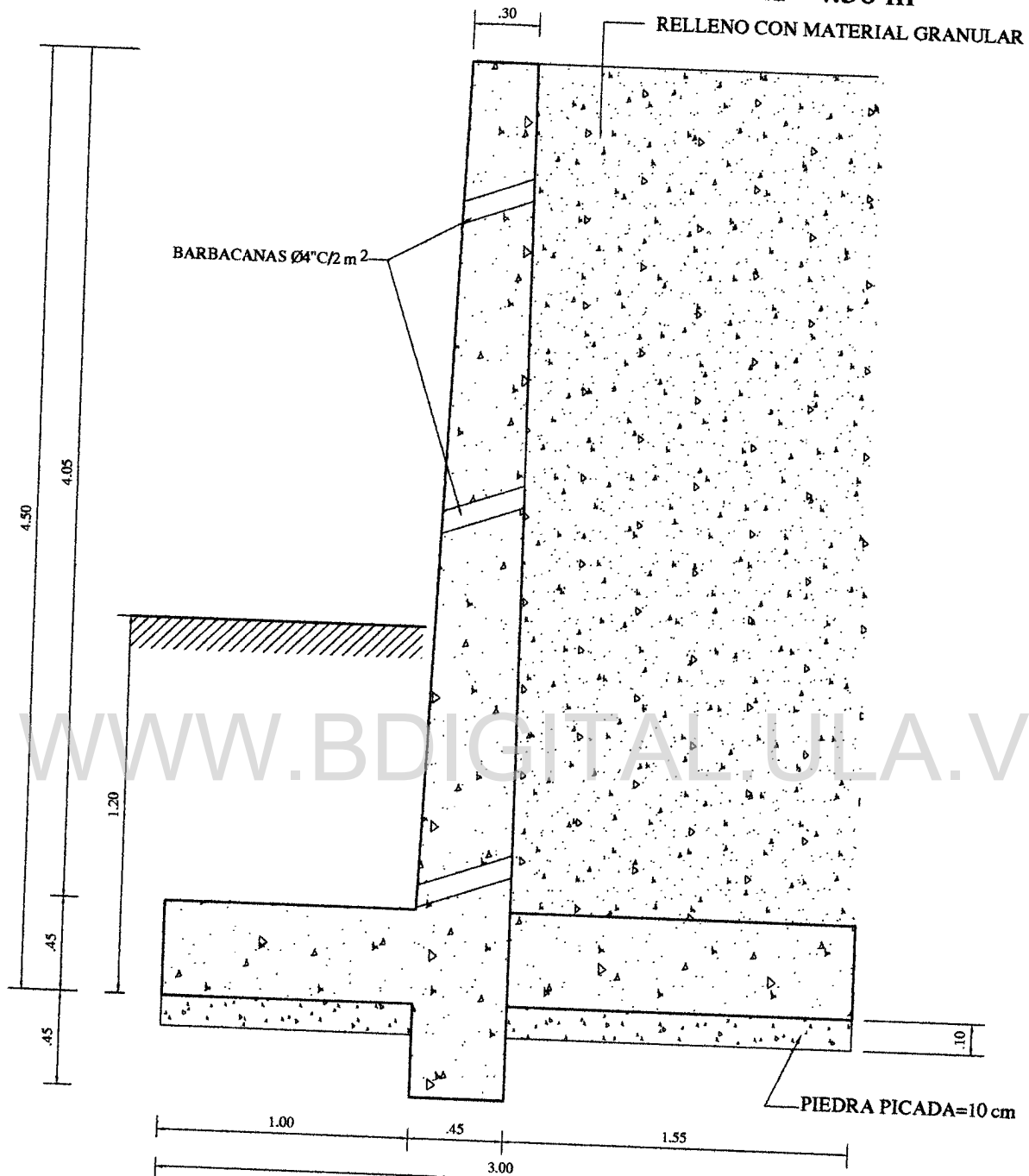
MURO CANTELIVER

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO CIVIL RAFAEL TORRES	CONTIENE ACEROS DE REFUERZO	MUROS	
INGENIERO CALC. CIV. 5632 LUIS DOMINGUEZ		FOLIO N°	
DIPOA / DISEÑO J. HENRY LEAL A.	FECHA JUNIO / 2010	ESCALA S/E	E-15

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

MURO DE CONCRETO ARMADO H= 4.50 m



SECCION TIPICA

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

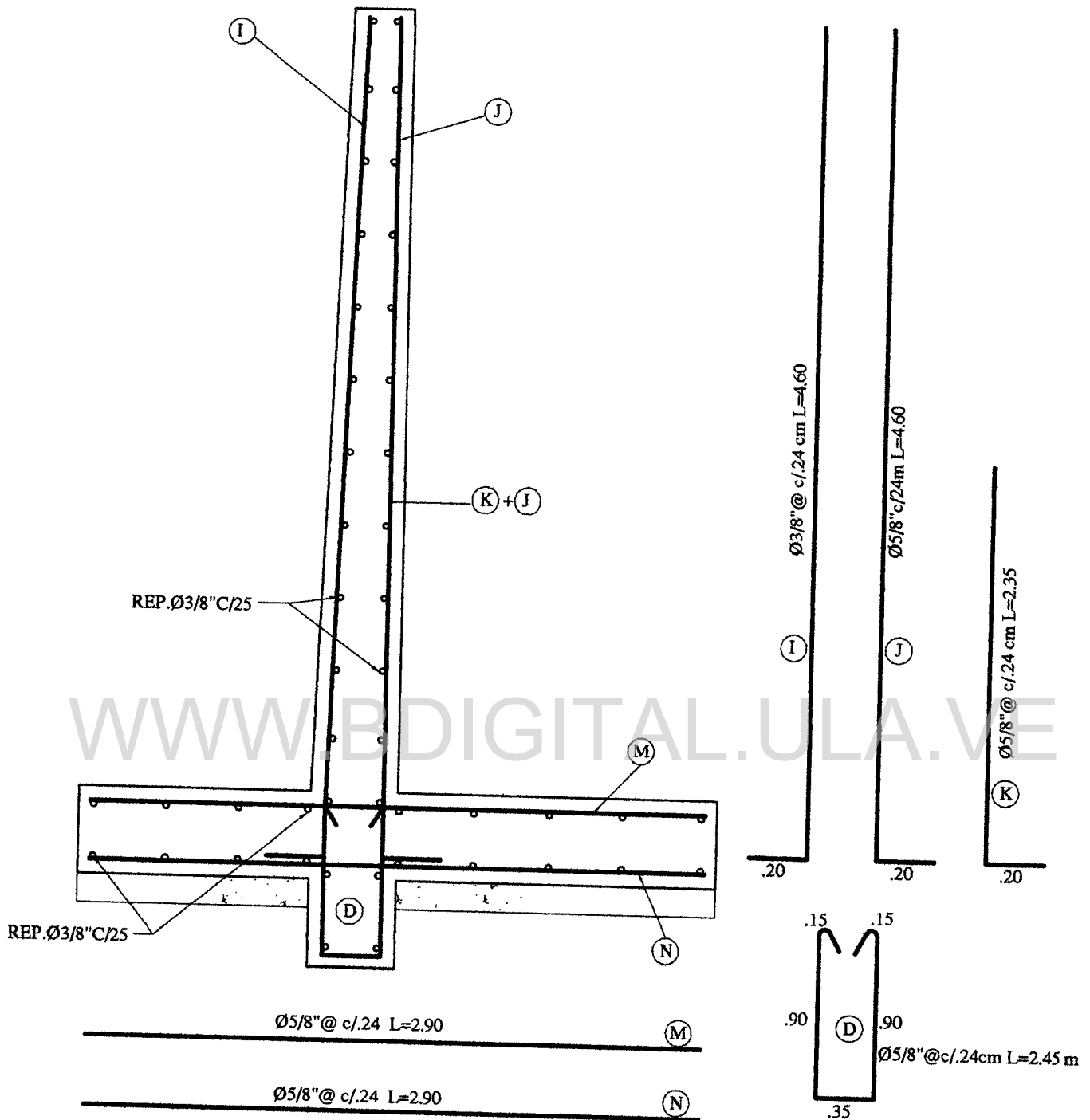
MURO CANTELIVER

MATERIALES
CONCRETO..... $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
ACEROS $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
SUELO $R_s=1.50 \text{ Kg/cm}^2$

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES	CONTENIDO ALZADA MURO	Escala S/E	Muros Hoja N° E-16
INGENIERO CALC CIV 3032 LUIS DOMINGUEZ			
INGENIERO CIVIL J. HENRY LEAL A.	FECHA JUNIO / 2010		

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



VOLUMEN DE CONCRETO : 2.87 m³/ml
 ACERO DE REFUERZO : 142.78 Kg /ml
 ACERO / CONCRETO : 49.75 Kg /m³

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
 POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
 MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

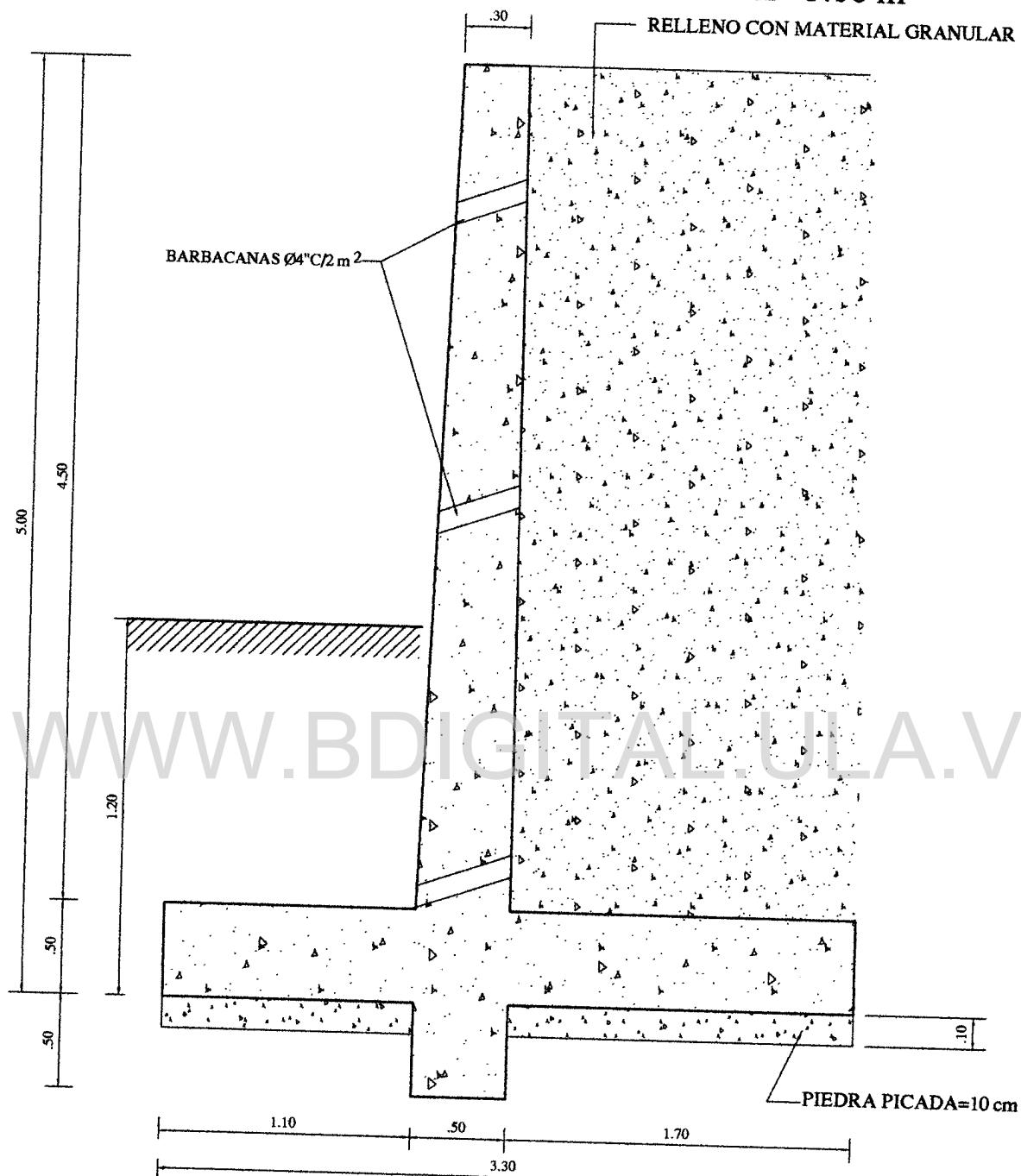
MURO CANTELIVER

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO RVV RAFAEL TORRES	CONTIENE ACEROS DE REFUERZO	SERIAL MUROS	
INGENIERO CALC. CIV. 9032		HOJA Nº	
LUIS DOMINGUEZ		E-16	
ESTRUTURACION			
J. HENRY LEAL A.	JUNIO / 2010	ESCALA S/E	

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

MURO DE CONCRETO ARMADO H= 5.00 m



SECCION TIPICA

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

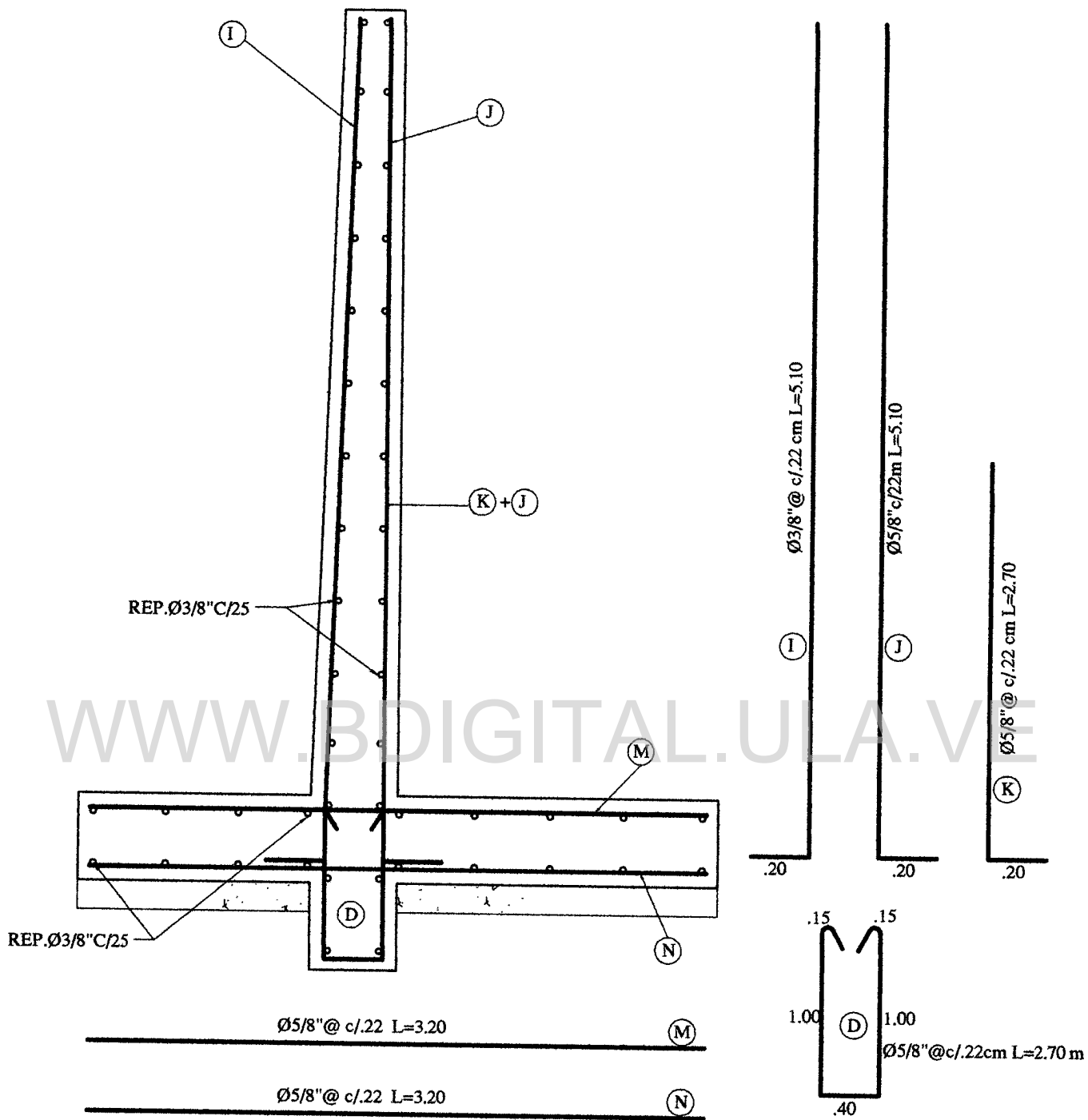
MURO CANTELIVER

MATERIALES
CONCRETO..... $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
ACEROS $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
SUELO $R_s=1.50 \text{ Kg/cm}^2$

PROFESOR: FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES	CONTIENE: ALZADA MURO	SERIE: MUROS	
INGENIERO CALC CIV. 5032 J. LUIS DOMINGUEZ	BOA JUNIO / 2010	HOJA N° E-17	
DIR. DE LA OBRA J. HENRY LEAL A.		ESCALA S/E	

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



DESPIECE MURO H= 5.00 m

VOLUMEN DE CONCRETO : 3.45 m³/ml
 ACERO DE REFUERZO : 189.17 Kg /ml
 ACERO / CONCRETO : 54.83 Kg /m³

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
 POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
 MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

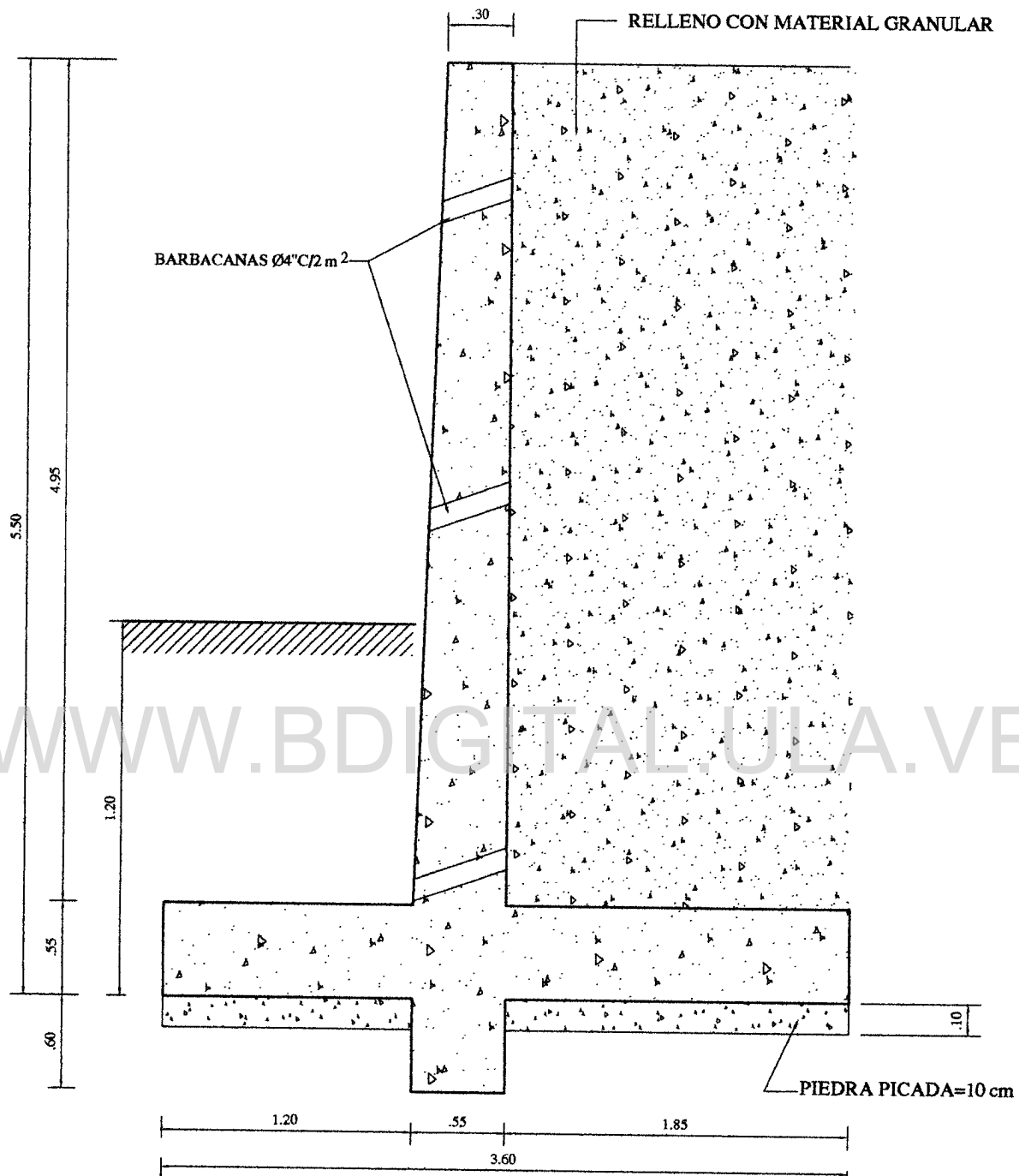
MURO CANTELIVER

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA	UBICACION
INGENIERO RIV RAFAEL TORRES	CONTENIDO ACEROS DE REFUERZO
INGENIERO CALC. CIV. 5022 LUIS DOMINCUEZ	SERIE MUROS
EDIFICACION J. HENRY LEAL A.	ESCALA SE
	FECHA JUNIO / 2010
	HOJA N° E-17

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

MURO DE CONCRETO ARMADO H= 5.50 m



SECCION TIPICA

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

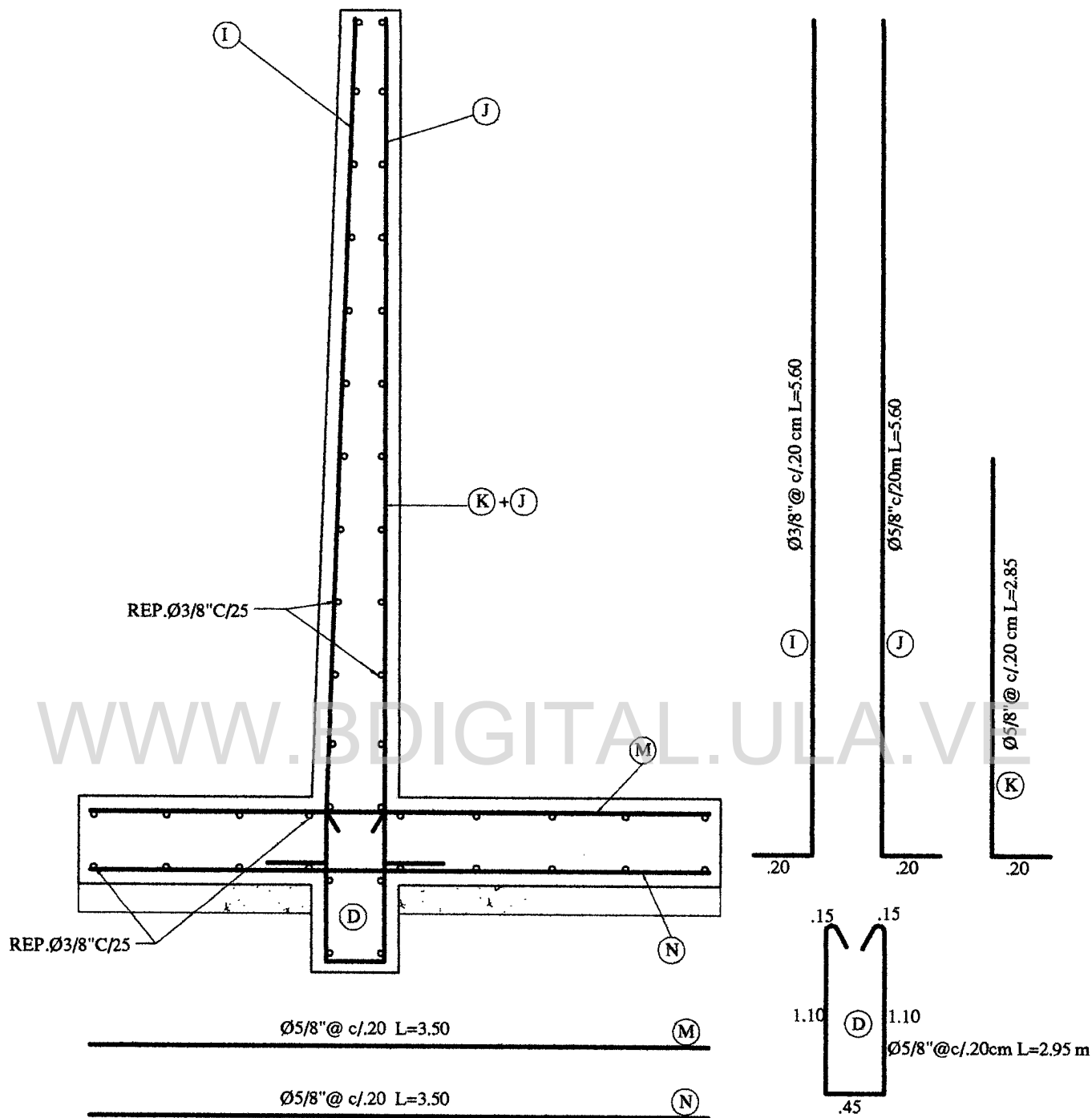
MURO CANTELIVER

MATERIALES
CONCRETO..... $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
ACEROS $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
SUELO $R_s=1.50 \text{ Kg/cm}^2$

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO RUV RAFAEL TORRES	CONTIENE ALZADA MURO	ESCALA S/E	MUROS
INGENIERO CALC. CIV. 5632 LUIS DOMINGUEZ			HOJA N°
DISEÑADOR J. HENRY LEAL A.			E-18
JUNIO / 2010			

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



DESPIECE MURO H= 5.50 m

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

VOLUMEN DE CONCRETO : 4.08 m³/ml
ACERO DE REFUERZO : 203.34 Kg /ml
ACERO / CONCRETO : 49.84 Kg /m³

OBRA:

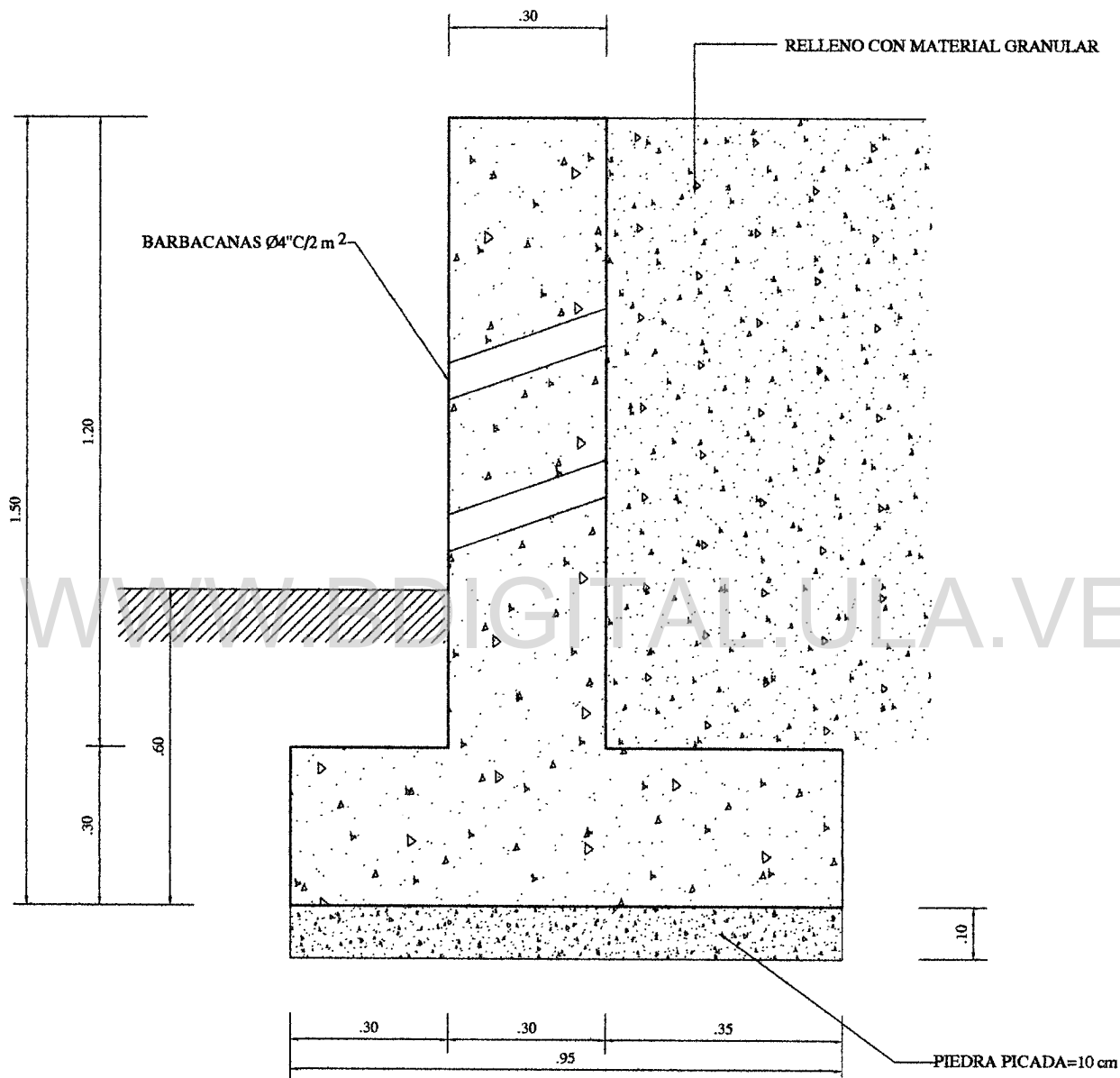
MURO CANTELIVER

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO REV. RAFAEL TORRES	CONTENIDO ACEROS DE REFUERZO	ESCALA S/E	SUSCR. MUROS
INGENIERO CALC. CIV. 3602 LUIS DOMINGUEZ			HOJA N° E-18
DIRECCION J. HENRY LEAL A.			FECHA JUNIO / 2010

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

MURO DE CONCRETO ARMADO H=1.50 m



SECCION TIPICA

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

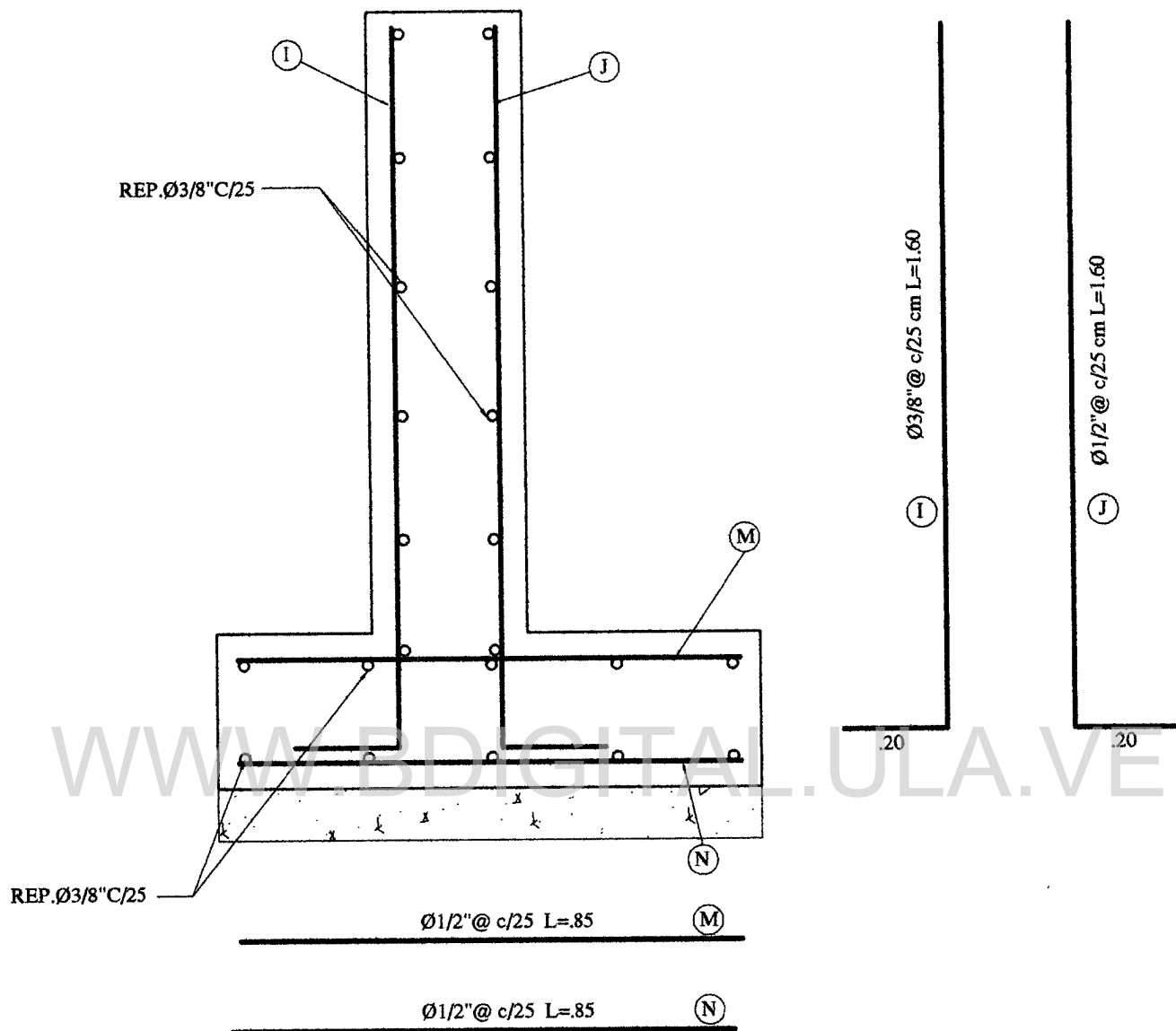
MURO CANTELIVER

MATERIALES
CONCRETO..... $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
ACEROS $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
SUELO $R_s=2.00 \text{ Kg/cm}^2$

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES	CONTIENE ALZADA MURO	ESCALA MUROS	FICHA N° E-19
INGENIERO CALC. CIV. MARIO LUIS DOMINGUEZ			
PROFESOR ASISTENTE J. HENRY LEAL A.		FECHA JUNIO / 2010	

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



DESPIECE MURO H=1.50 m

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

VOLUMEN DE CONCRETO : 0.64 m³/ml
ACERO DE REFUERZO : 27.88 Kg /ml
ACERO / CONCRETO : 43.56 Kg /m³

OBRA:

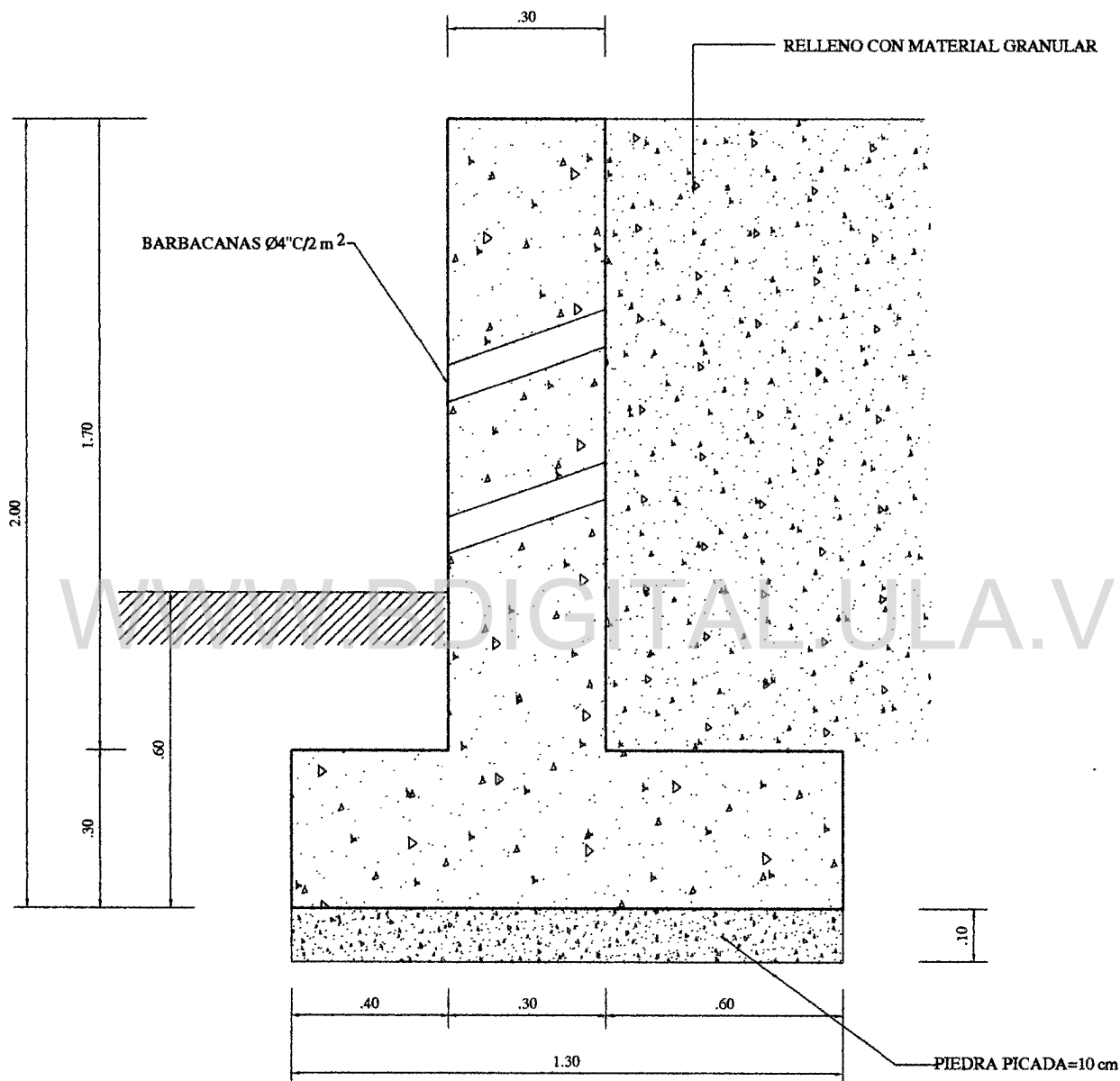
MURO CANTELIVER

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES	CONTENIDO ACEROS DE REFUERZO	SERIE MUROS	
INGENIERO CALC. CIV 5022 LUIS DOMINGUEZ		HOJA N° E-19	
DISEÑADOR J. HENRY LEAL A.		ESCALA S/E	

Licencia Creative Commons.

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

MURO DE CONCRETO ARMADO H=2.00 m



SECCION TIPICA

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

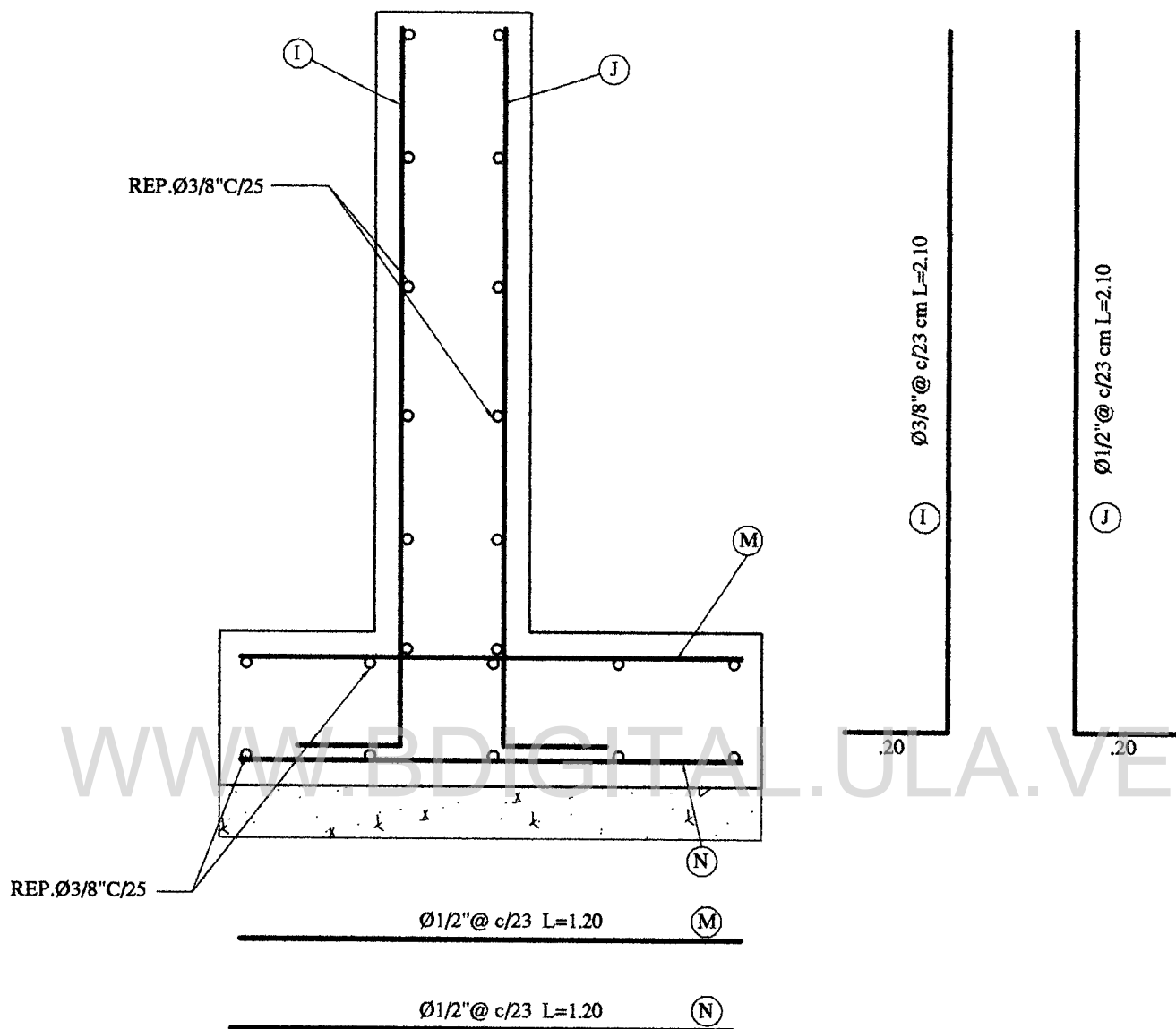
MURO CANTELIVER

MATERIALES
CONCRETO..... $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
ACEROS $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
SUELO $R_s=2.00 \text{ Kg/cm}^2$

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES	CONTENIDO ALZADA MURO	SISTEMA MUROS	
INGENIERO CALC. CIV 5032 LUIS DOMINGUEZ	REVISOR J. HENRY LEAL A.	FECHA JUNIO / 2010	ESCALA S/E
		HOJA N° E-20	

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



DESPIECE MURO H=2.00 m

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

VOLUMEN DE CONCRETO : 0.90 m³/ml
ACERO DE REFUERZO : 42.77 Kg /ml
ACERO / CONCRETO : 47.52 Kg /m³

OBRA:

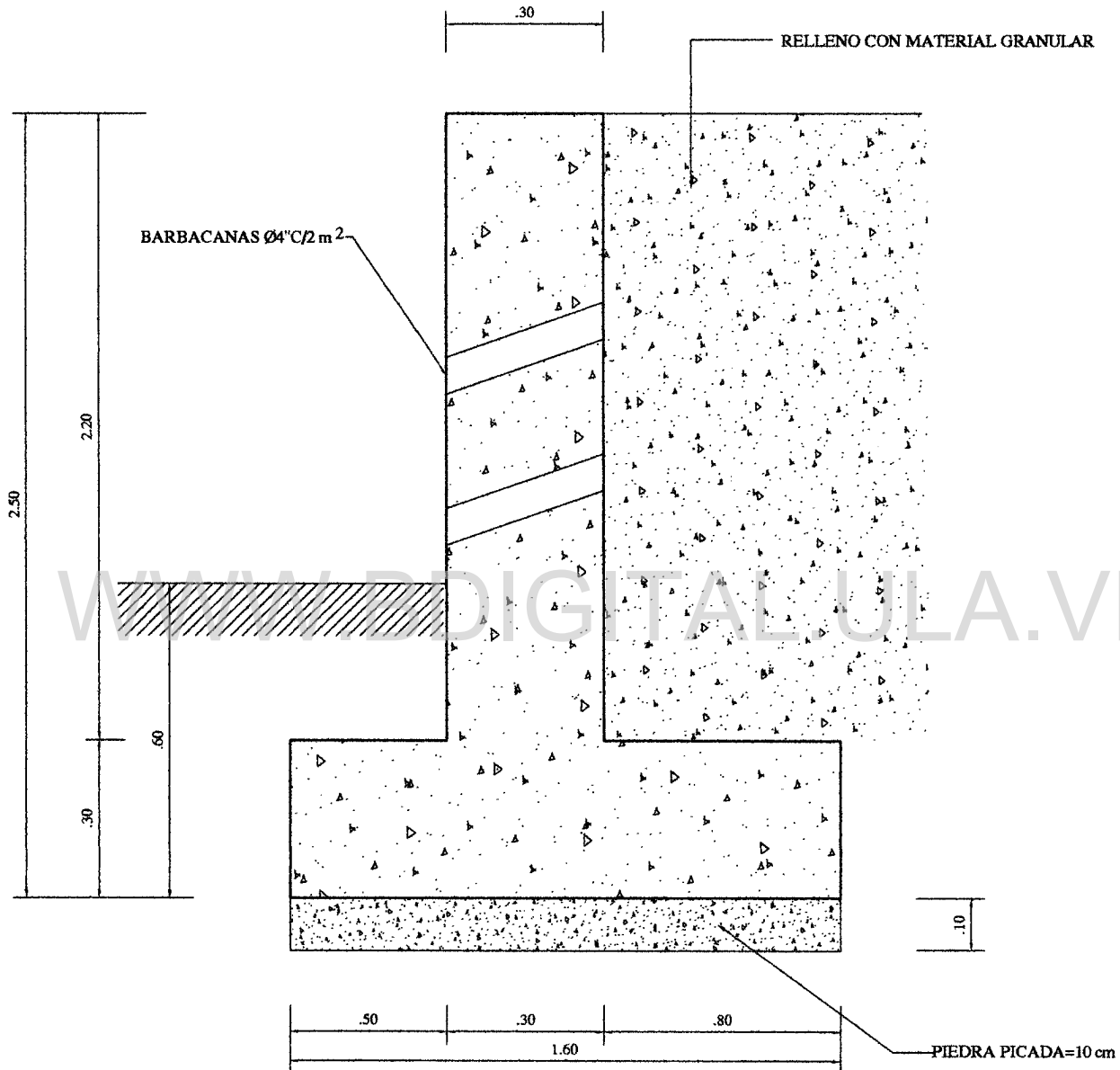
MURO CANTELIVER

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES		CONTENIDO ACEROS DE REFUERZO	SERIE MUROS
INGENIERO CALC CIV 5632 LUIS DOMINGUEZ			HOJA N° E-20
DISEÑADOR J. HENRY LEAL A.			FECHA JUNIO / 2010
		ESCALA	S/E

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

MURO DE CONCRETO ARMADO H=2.50 m



SECCION TIPICA

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

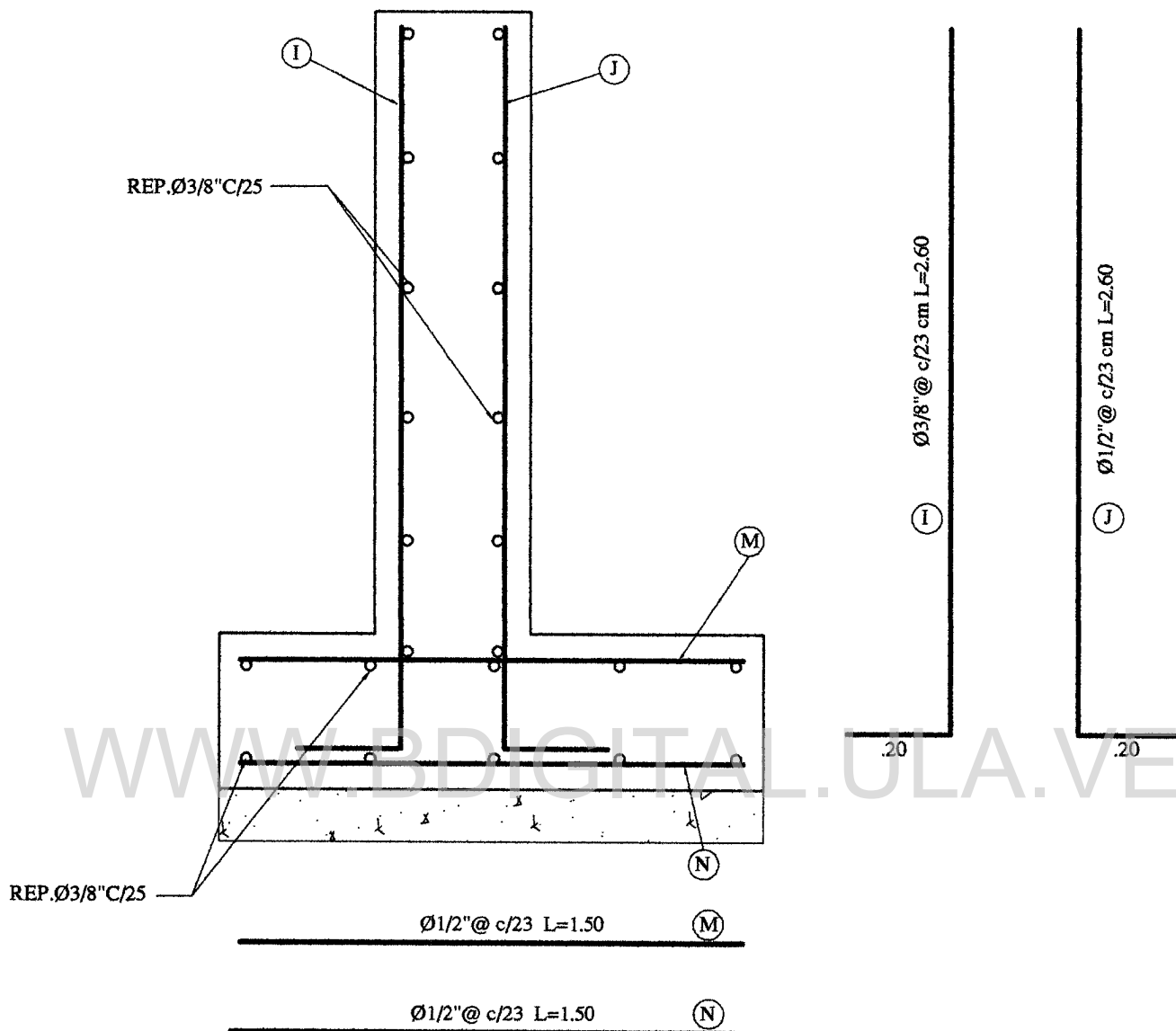
MURO CANTELIVER

MATERIALES
CONCRETO..... $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
ACEROS $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
SUELO $R_s=2.00 \text{ Kg/cm}^2$

PROPIETARIO: FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES	CONTENIDO ALZADA MURO	SERIE MUROS	HORA N° E-21
INGENIERO CALC CIV 3022 LUIS DOMINGUEZ			
PROF. ALUMNO J. HENRY LEAL A.	FECHA JUNIO / 2010	ESCALA S/E	

Licencia Creative Commons

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



DESPIECE MURO H=2.50 m

VOLUMEN DE CONCRETO : 1.14 m³/ml
 ACERO DE REFUERZO : 54.11 Kg /ml
 ACERO / CONCRETO : 47.46 Kg /m³

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
 POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
 MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

MURO CANTELIVER

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES	CONTENIDO ACEROS DE REFUERZO	SERIE MUROS	
INGENIERO CALC. CIV. 5632 LUIS DOMINGUEZ	FECHA JUNIO / 2010	HOJA N° E-21	
PROF. TACTICO J. HENRY LEALA		ESCALA S/E	

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

RELLENO CON MATERIAL GRANULAR

BACANAS Ø4" C/2 m 2

PIEDRA PICADA=10

1.90

1.60

0.30

0.60

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

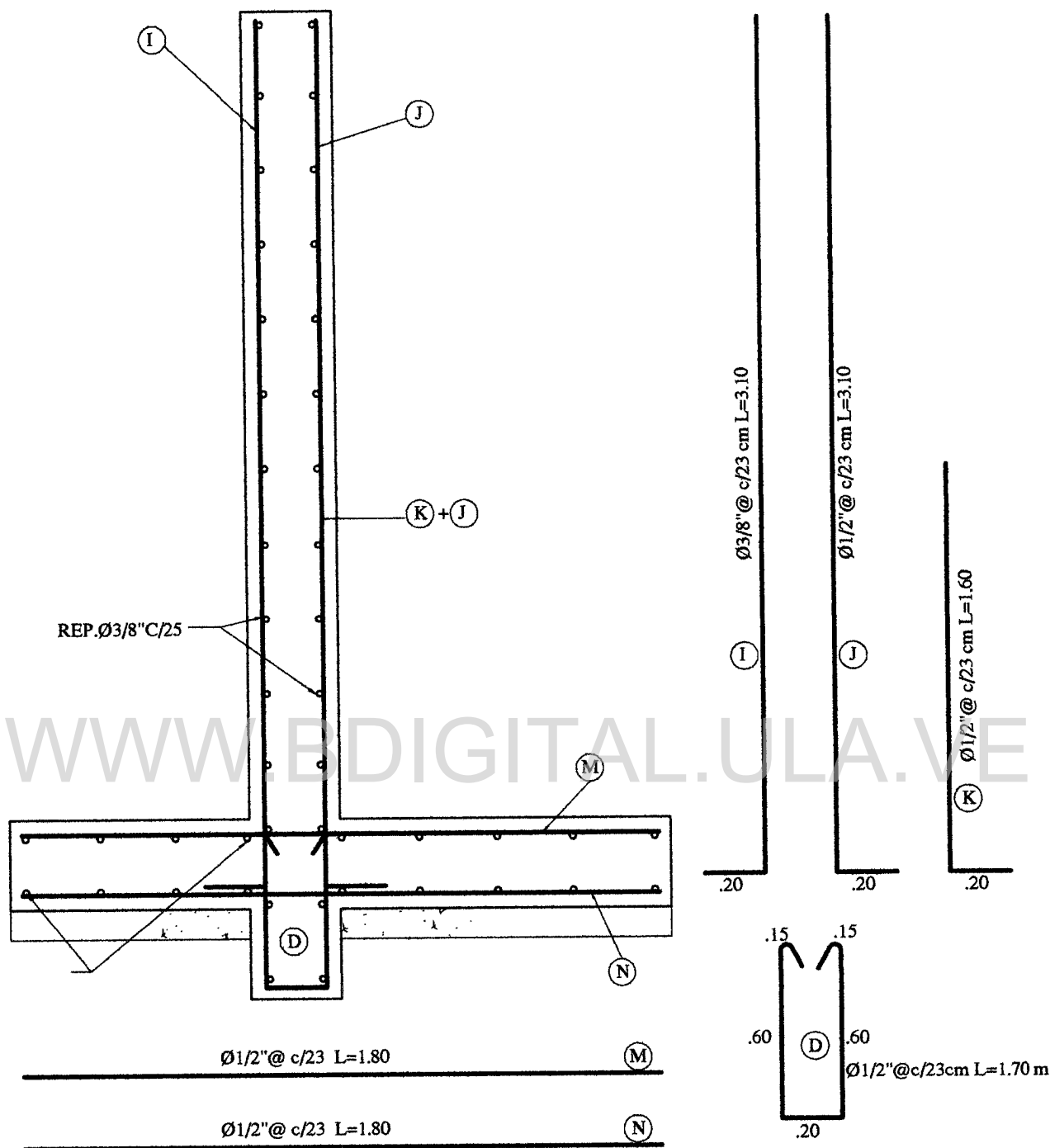
MURO CANTELIVER

CONCRETO..... $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
ACEROS $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
SUELO $R_s=2.00 \text{ Kg/cm}^2$

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INVENTARIO REV RAFAEL TORRES	CONTIENE ALZADA MURO	SERIAL MUROS	
INVENTARIO CALC. CIV. 3032		HOJA Nº	
LUIS DOMINGUEZ		E-22	
UNIVERSIDAD	FECHA JUNIO / 2010	ESCALA S/E	
J. HENRY LEAL A.			

Licencia Creative Commons

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



DESPIECE MURO H= 3.00 m

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

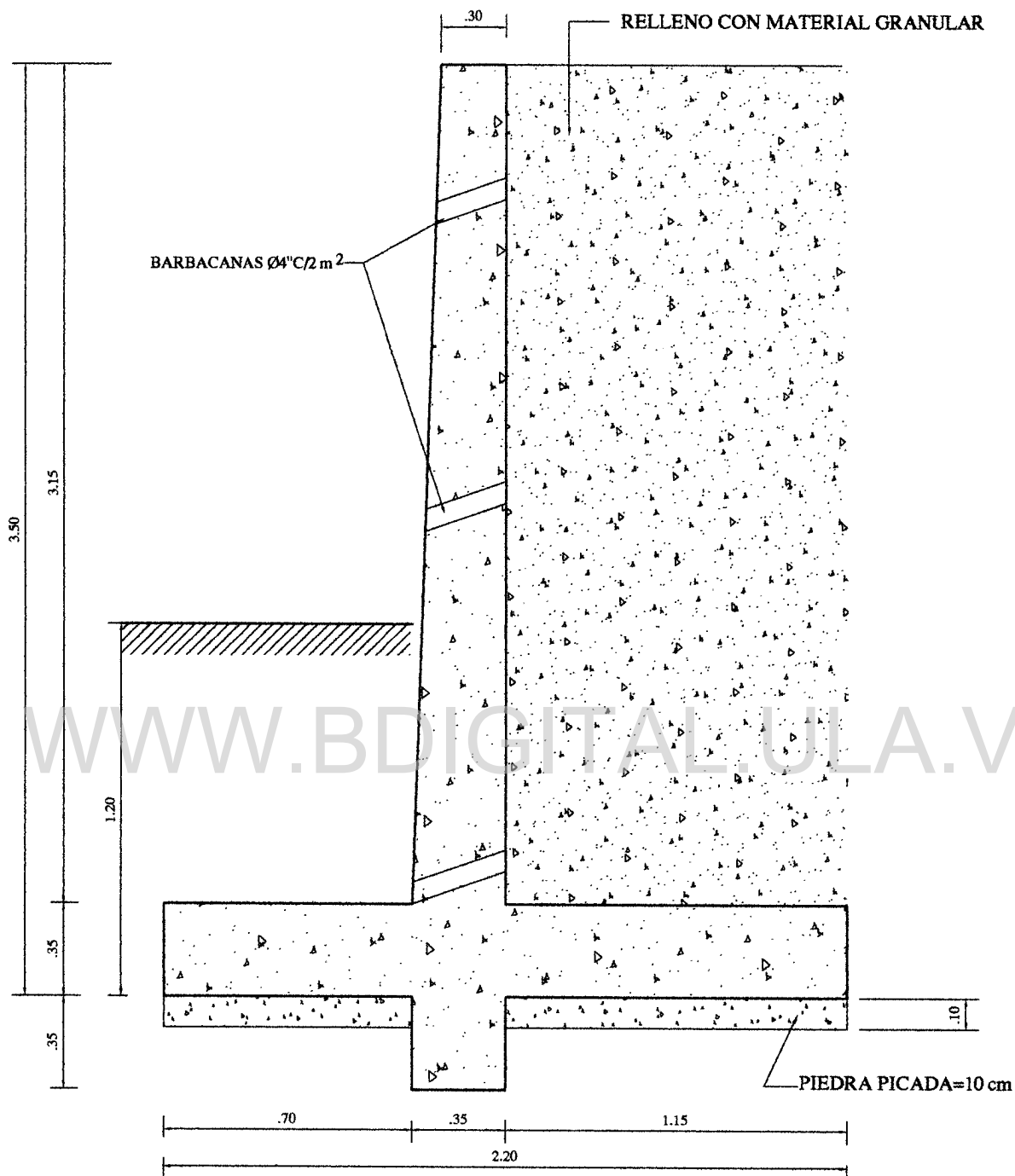
VOLUMEN DE CONCRETO : 1.38 m³/ml
ACERO DE REFUERZO : 82.96 Kg /ml
ACERO / CONCRETO : 60.12 Kg /m³

OBRA:

MURO CANTELIVER

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES	CONTENIDO ACEROS DE REFUERZO	SERIE MUROS	
INGENIERO CALC. CIV. 5032 LUIS DOMINGUEZ		HOJA N° E-22	
INGENIERO CALIFICADO J. HENRY LEAL A.		ESCALA S/E	

MURO DE CONCRETO ARMADO H= 3.50 m



SECCION TIPICA

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

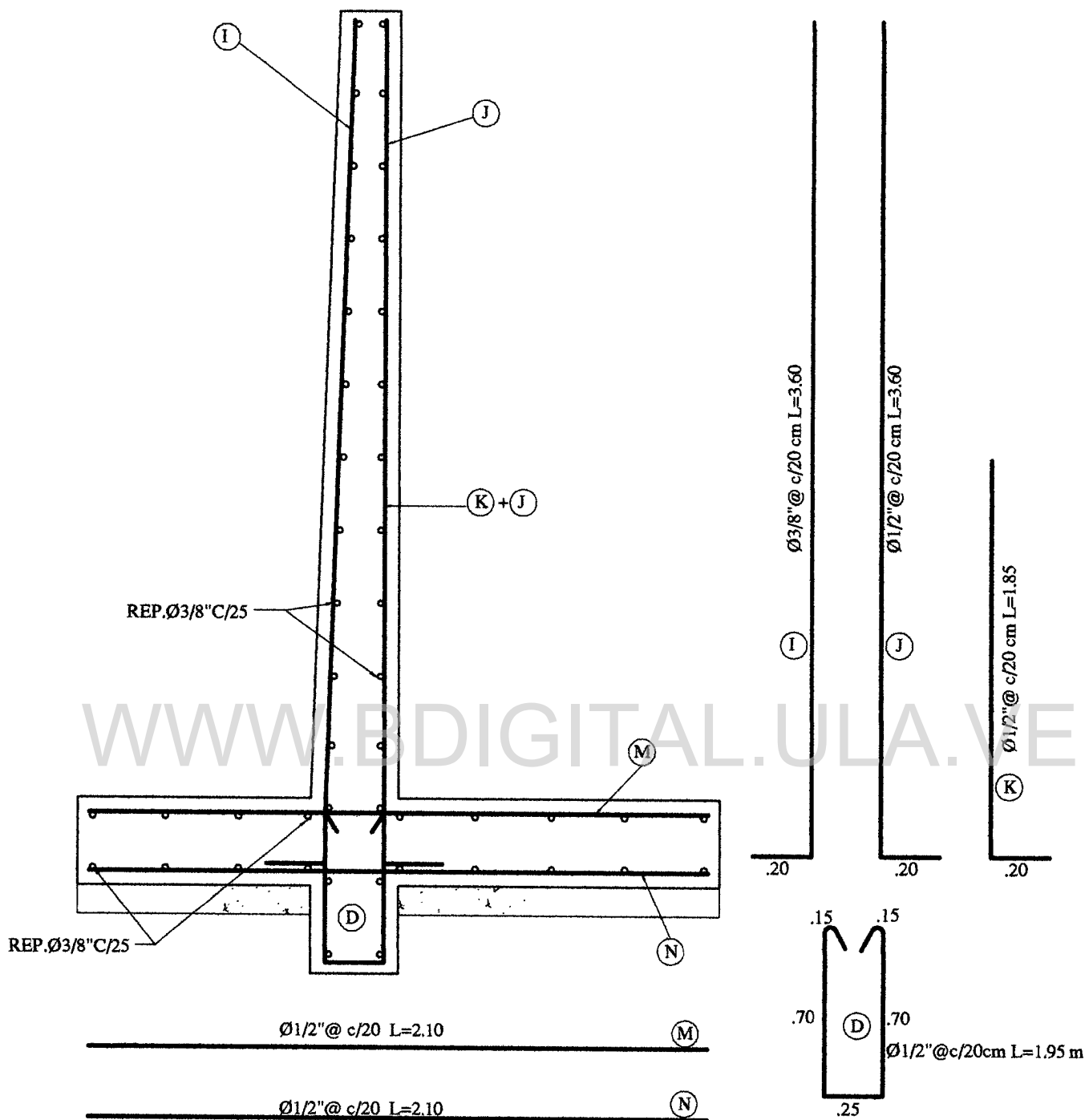
MURO CANTELIVER

MATERIALES
CONCRETO..... $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
ACEROS..... $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
SUELO..... $R_s=2.00 \text{ Kg/cm}^2$

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO RVV RAFAEL TORRES	COSTEERO	MUROS	
INGENIERO CALC CIV 5532	ALZADA MURO	HOJA N°	
INGENIERO E-23		E-23	
INGENIERO E-23	FECHA JUNIO / 2010	ESCALA S/E	

Licencia Creative Commons

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



DESPIECE MURO H= 3.50 m

VOLUMEN DE CONCRETO : 1.79 m³/ml
 ACERO DE REFUERZO : 96.78 Kg /ml
 ACERO / CONCRETO : 54.07 Kg /m³

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
 POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
 MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

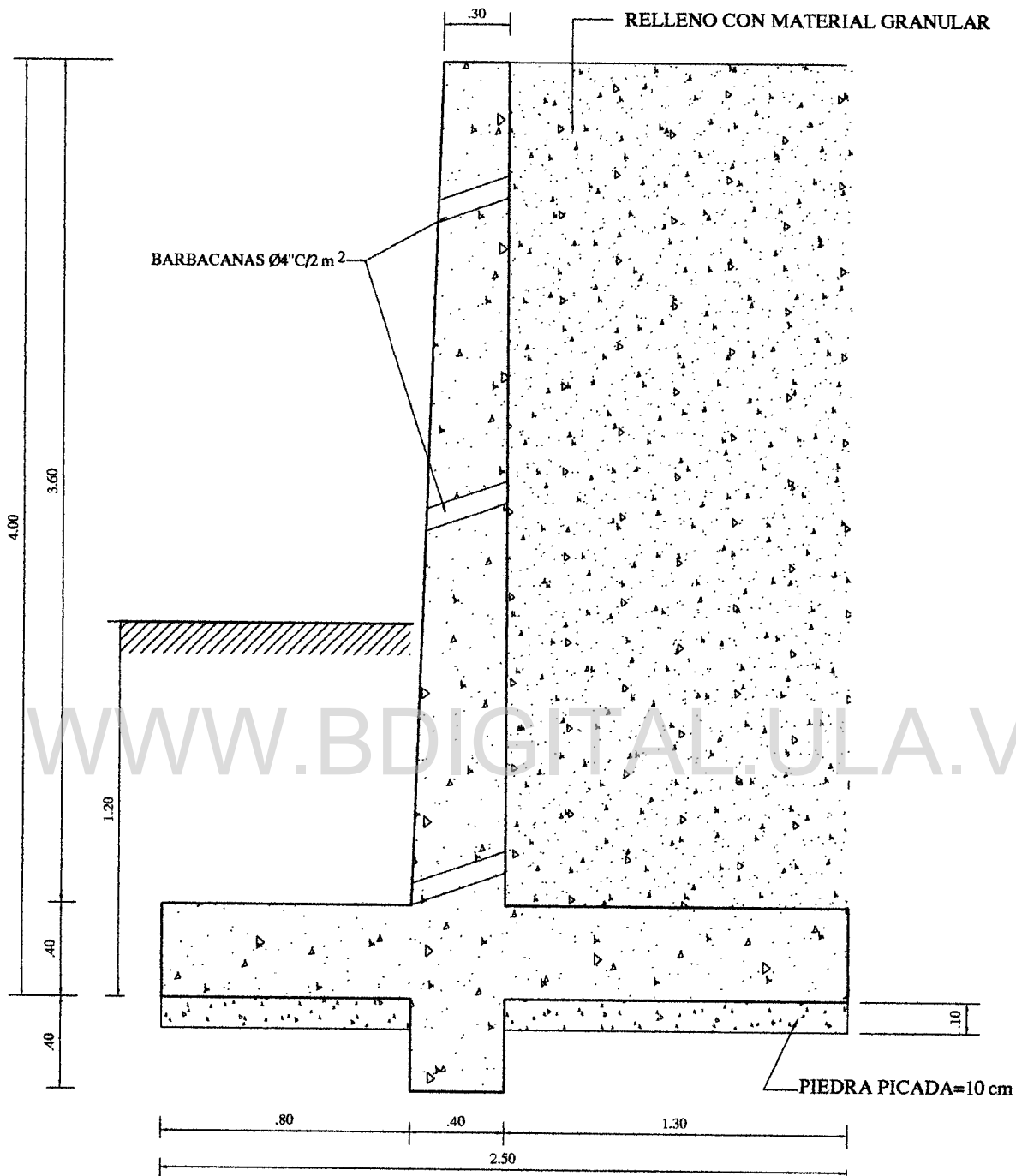
MURO CANTELIVER

PROPIETARIO		UBICACION	
FACULTAD DE INGENIERIA			
INGENIERO REV	CONTENIDO	SERIE	
RAFAEL TORRES	ACEROS DE REFUERZO	MUROS	
INGENIERO CALC. CIV 3032		HOJA N°	
LUIS DOMINGUEZ		E-23	
DICHA LL. ACERO	FECHA	ESCALA	
J. HENRY LEAL A.	JUNIO / 2010	S/E	

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

MURO DE CONCRETO ARMADO H= 4.00 m



SECCION TIPICA

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

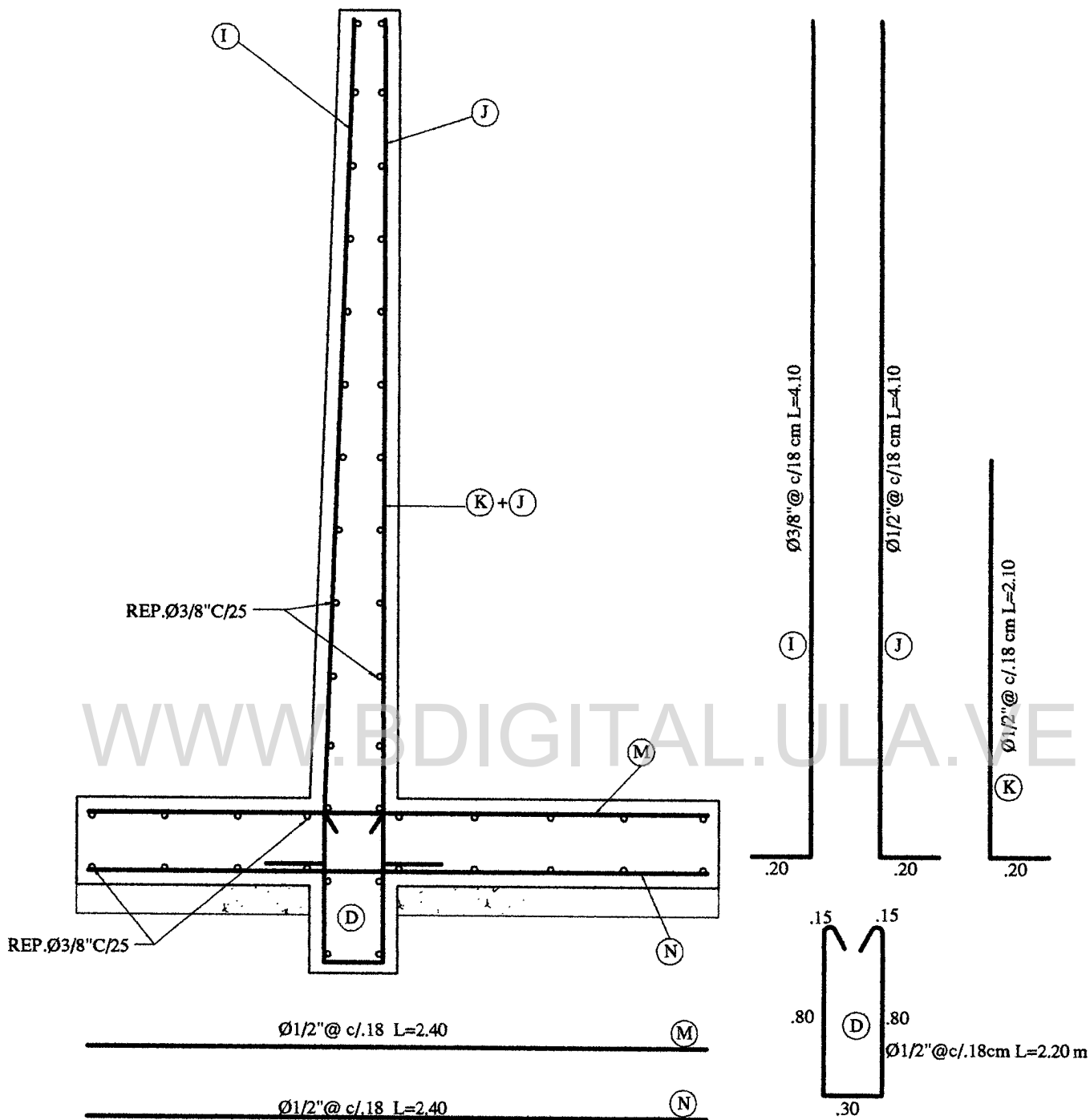
MURO CANTELIVER

MATERIALES
CONCRETO..... $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
ACEROS $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
SUELO $R_s=2.00 \text{ Kg/cm}^2$

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES	CONTENIDO ALZADA MURO	SERIE MUROS	
INGENIERO CALC CIV 5632 LUIS DOMINGUEZ	FECHA JUNIO / 2010	HOJA N° E-24	
DISEÑO DE OBRA J. HENRY LEAL A.	ESCALA S/E		

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



VOLUMEN DE CONCRETO : 2.26 m³/ml
ACERO DE REFUERZO : 126.02 Kg /ml
ACERO / CONCRETO : 55.76 Kg /m³

OBRA:

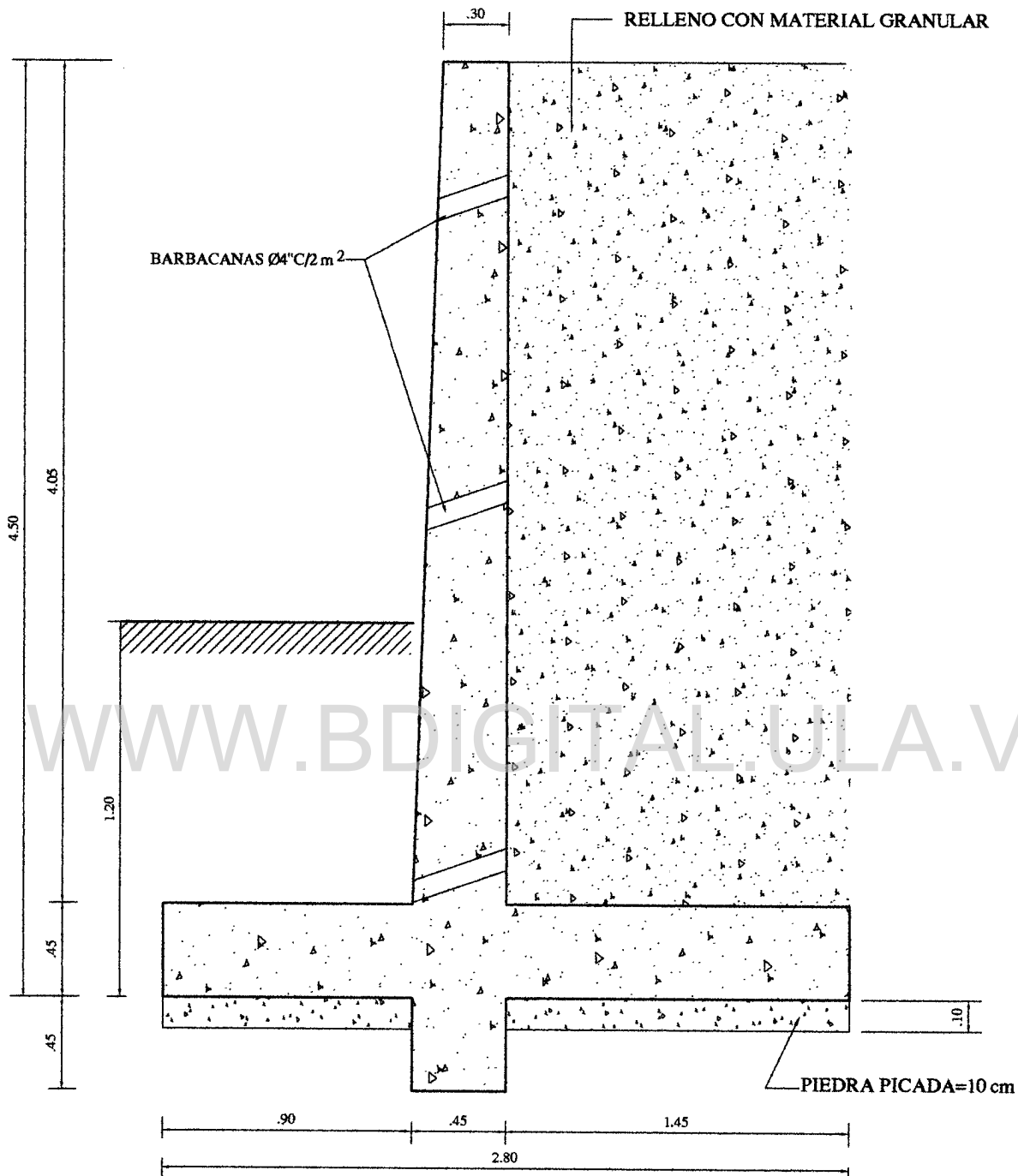
MURO CANTELIBER

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
DISEÑADOR REV RAFAEL TORRES	CONTIENE ACEROS DE REFUERZO	MUROS	
DISEÑADOR CALC. CIV 5032 J. HENRY LEAL A.		HOJA N° E-24	
DISEÑADOR CALC. CIV 5032 J. HENRY LEAL A.	FECHA JUNIO / 2010	ESCALA S/E	

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

MURO DE CONCRETO ARMADO H= 4.50 m



SECCION TIPICA

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

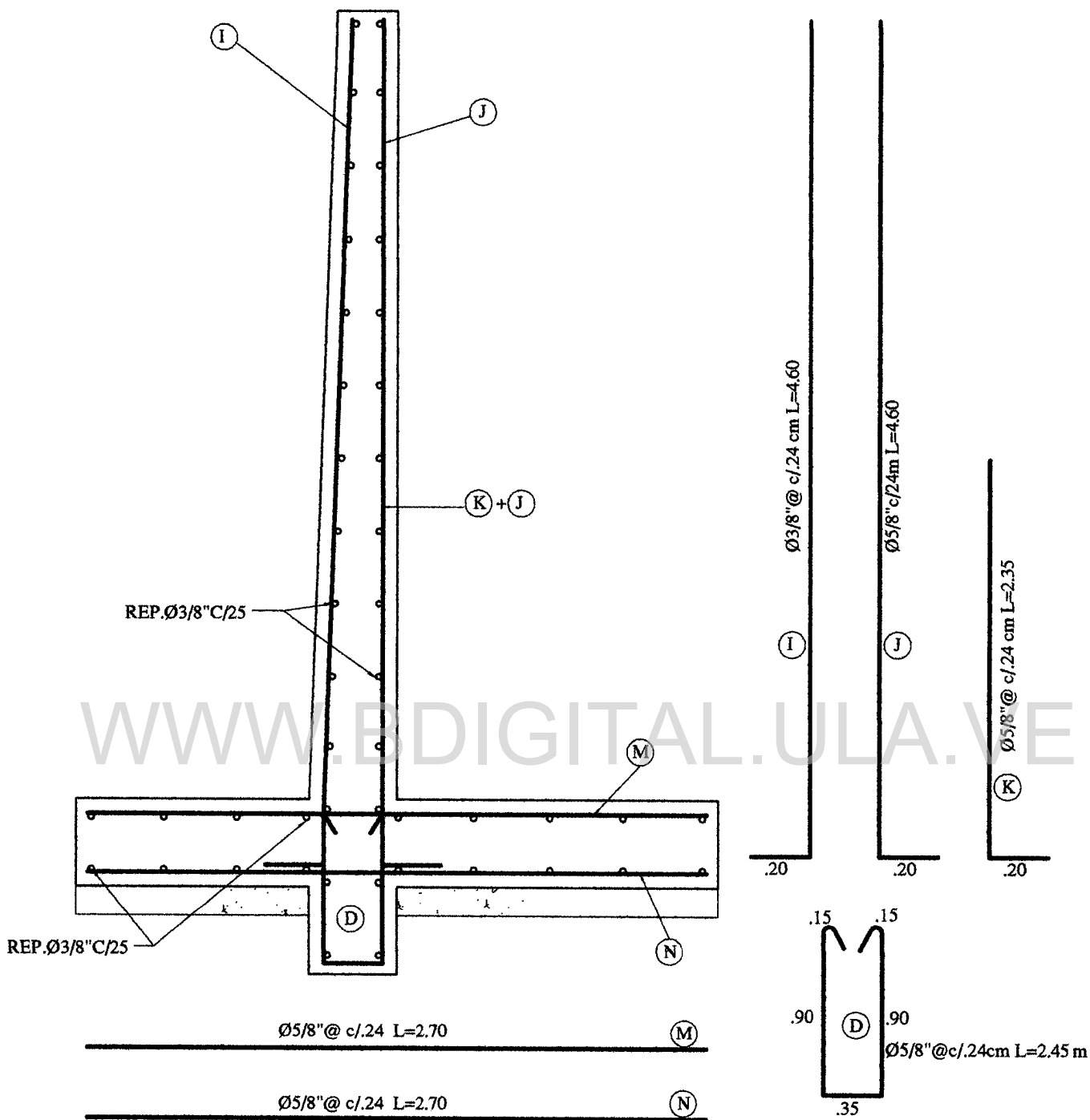
MURO CANTELIVER

MATERIALES
CONCRETO..... $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
ACEROS $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
SUELO $R_s=2.00 \text{ Kg/cm}^2$

PROPIETARIO: FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION:	
INGENIERO ARQ: RAFAEL TORRES	CONTENIDO: ALZADA MURO	SERIE: MUROS	HOJA Nº: E-25
INGENIERO CALC CIV 5032 ENIS DOMINGUEZ			
PROFESOR: J. HENRY LEAL A.	FECHA: JUNIO / 2010	ESCALA: S/E	

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



DESPIECE MURO H= 4.50 m

VOLUMEN DE CONCRETO : 2.78 m³/ml
 ACERO DE REFUERZO : 140.29 Kg /ml
 ACERO / CONCRETO : 50.46 Kg /m³

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
 POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
 MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

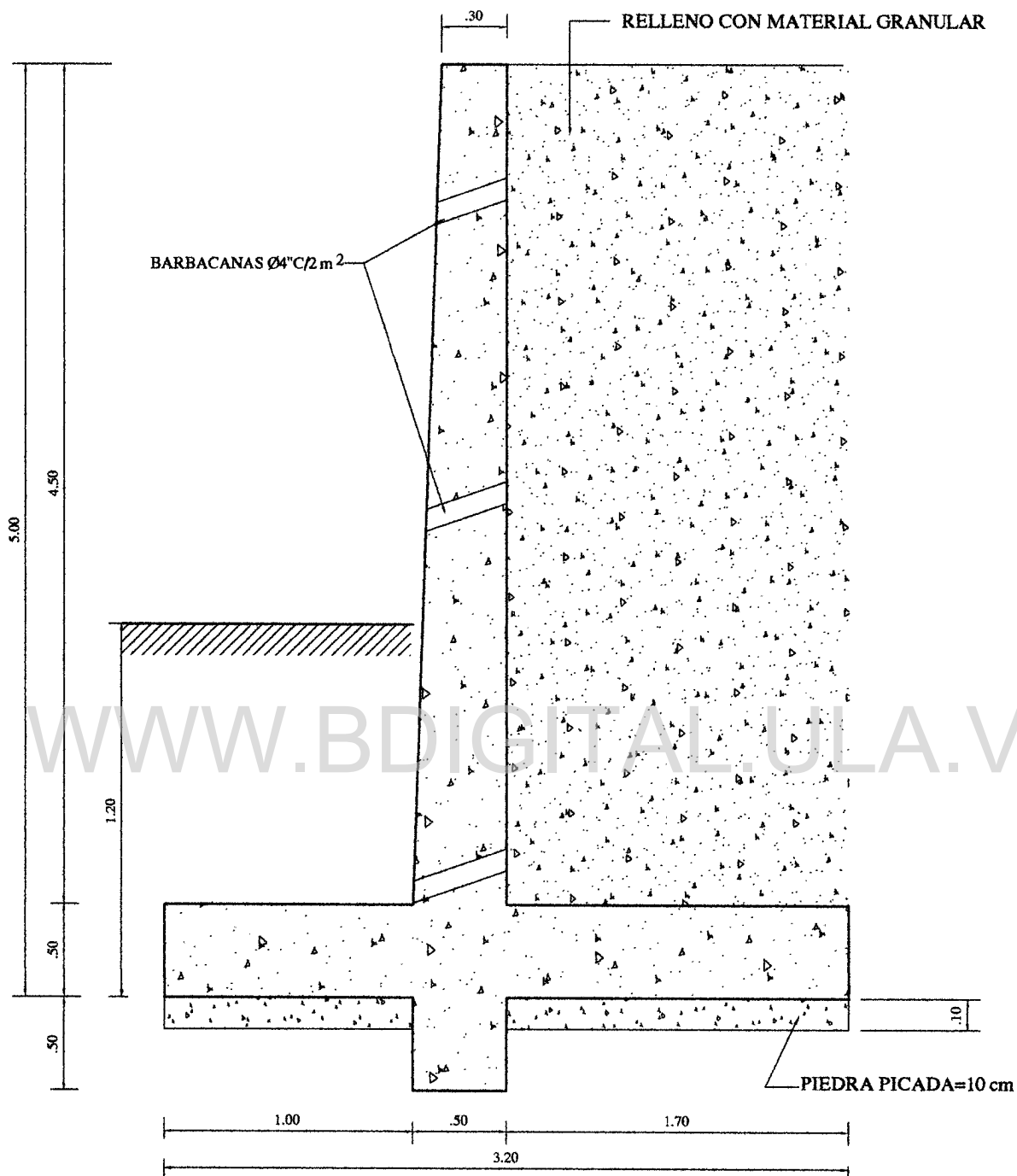
MURO CANTELIVER

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES	CONTENIDO ACEROS DE REFUERZO	SERIE MUROS	
INGENIERO CALC. CIV. 5032 LUIS DOMINGUEZ		HOJA N° E-25	
DISEÑADOR J. HENRY LEAL A.		ESCALA JUNIO / 2010	S/E

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

MURO DE CONCRETO ARMADO H= 5.00 m



SECCION TIPICA

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

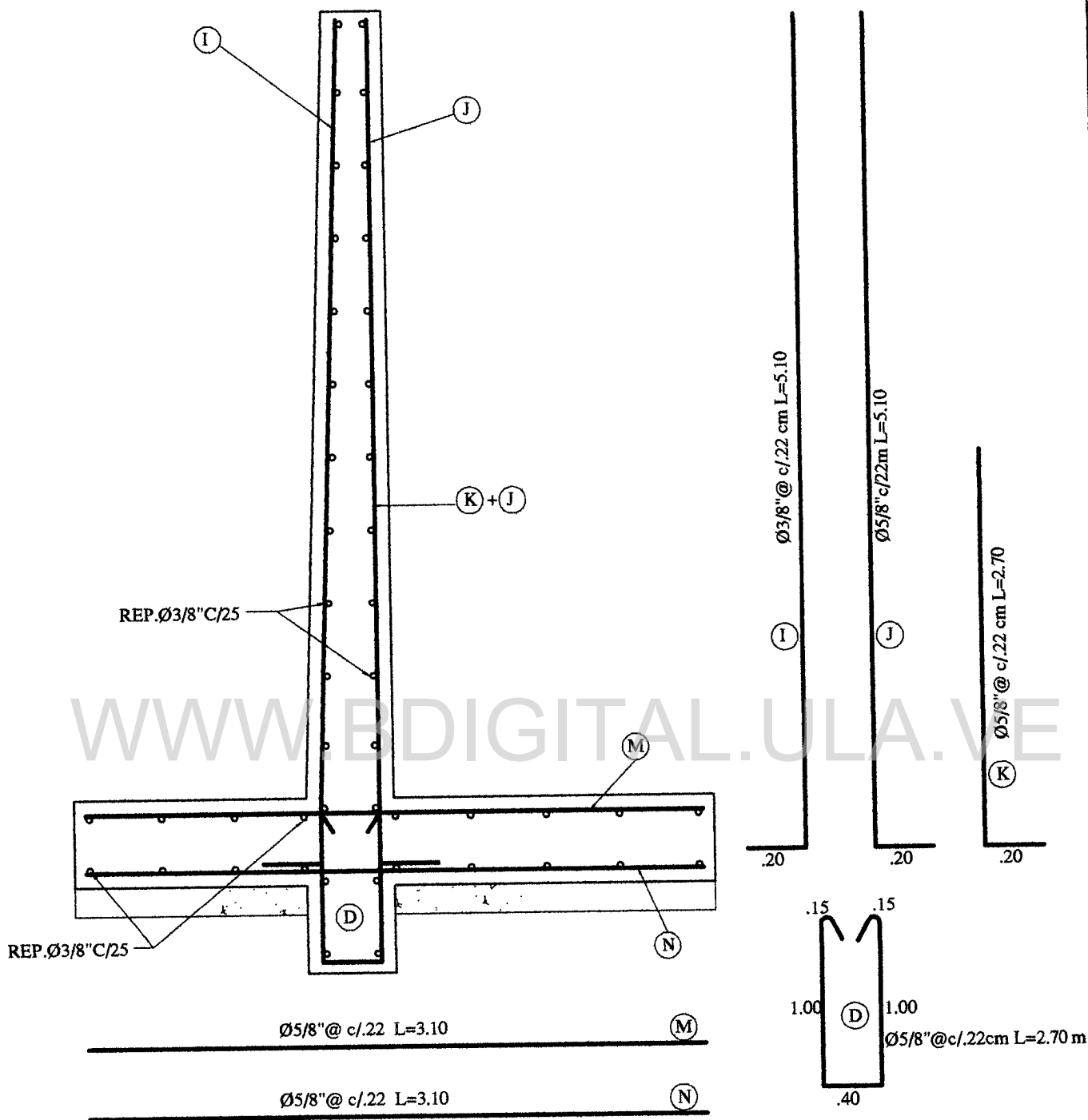
MURO CANTELIVER

MATERIALES
CONCRETO..... $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
ACEROS $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
SUELO $R_s=2.00 \text{ Kg/cm}^2$

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		VERIFICACION	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES	CONTENIDO ALZADA MURO	SIRIM MUROS	
INGENIERO CALC. CIV 5032 LUIS DOMINGUEZ	FECHA JUNIO / 2010	HOLA N° E-26	
DE DISEÑO J. HENRY LEAL A.	ESCALA 5/E		

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



DESPIECE MURO H= 5.00 m

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

VOLUMEN DE CONCRETO : $3.40 \text{ m}^3/\text{ml}$
ACERO DE REFUERZO : 185.38 Kg /ml
ACERO / CONCRETO : 54.52 Kg /m^3

OBRA:

MURO CANTELIVER

PROPIETARIO:		UBICACION	
FACULTAD DE INGENIERIA			
INGENIERO RIV	CONTENIDO	SERIE:	
RAFAEL TORRES	ACEROS DE REFUERZO	MUROS	
INGENIERO CALC. CIV. 5632		HOJA N°	
LUIS DOMINQUEZ		E-26	
INGENIERO CIVIL	ESCALA		
J. HENRY LEALA	JUNIO / 2010	S/E	

Licencia Creative Commons

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

RELLENO CON MATERIAL GRANULAR

BARBACANAS Ø4" C/2 m²

PIEDRA PICADA=10

3.00

1.80

0.50

2.50

1.15

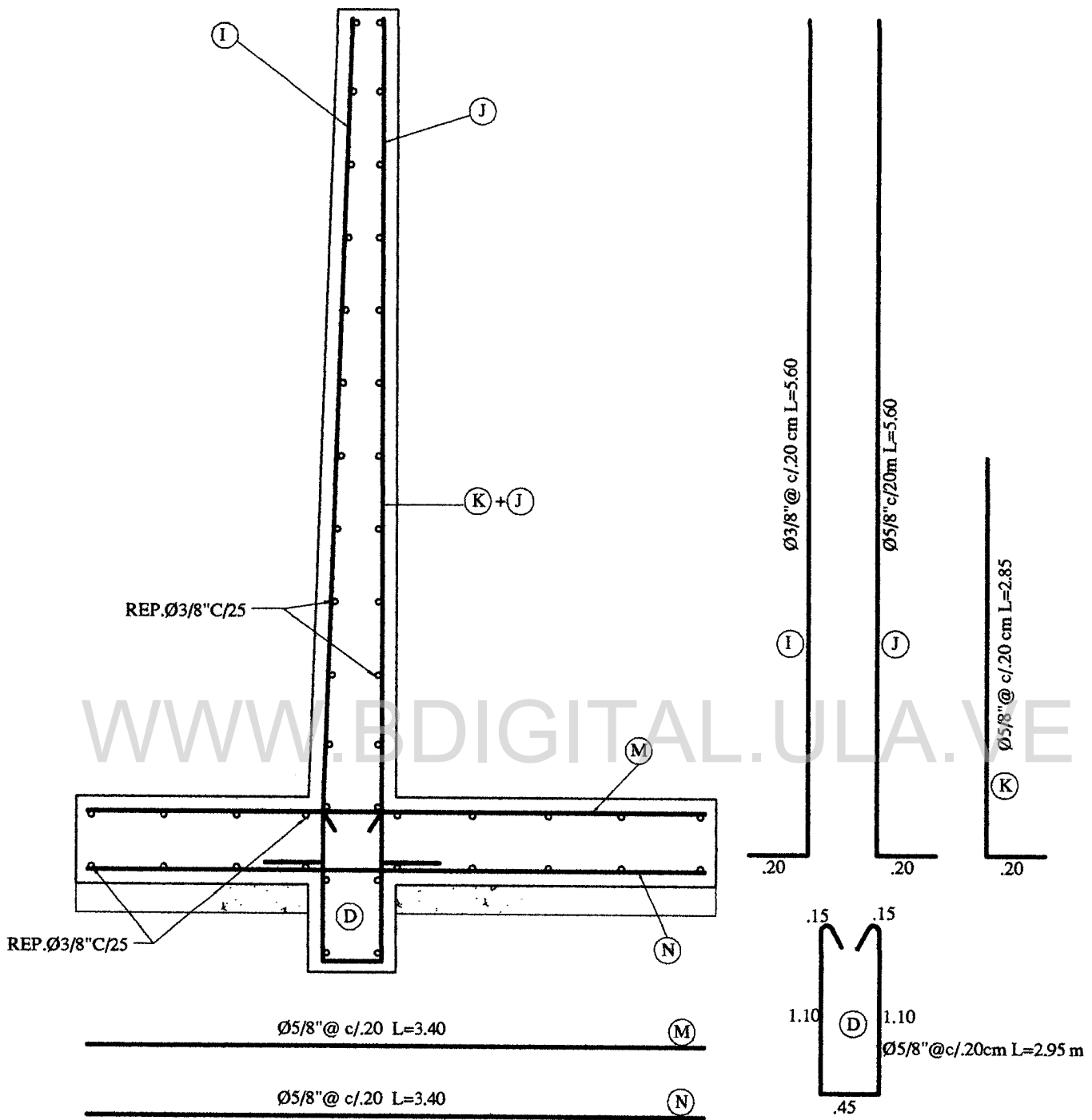
0.55

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

MURO CANTELIVER

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES	CONTENIDO ALZADA MURO	SERIE MUROS	
INGENIERO CALC. CIV. 5022		FOMA N°	
LUIS DOMINGUEZ		E-27	
DESAIGNACION J. HENRY LEAL A.	FECHA JUNIO / 2010	SECALA	S/E

E-27



DESPIECE MURO H= 5.50 m

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

VOLUMEN DE CONCRETO : 4.03 m³/ml
ACERO DE REFUERZO : 197.61 Kg /ml
ACERO / CONCRETO : 49.03 Kg /m³

OBRA:

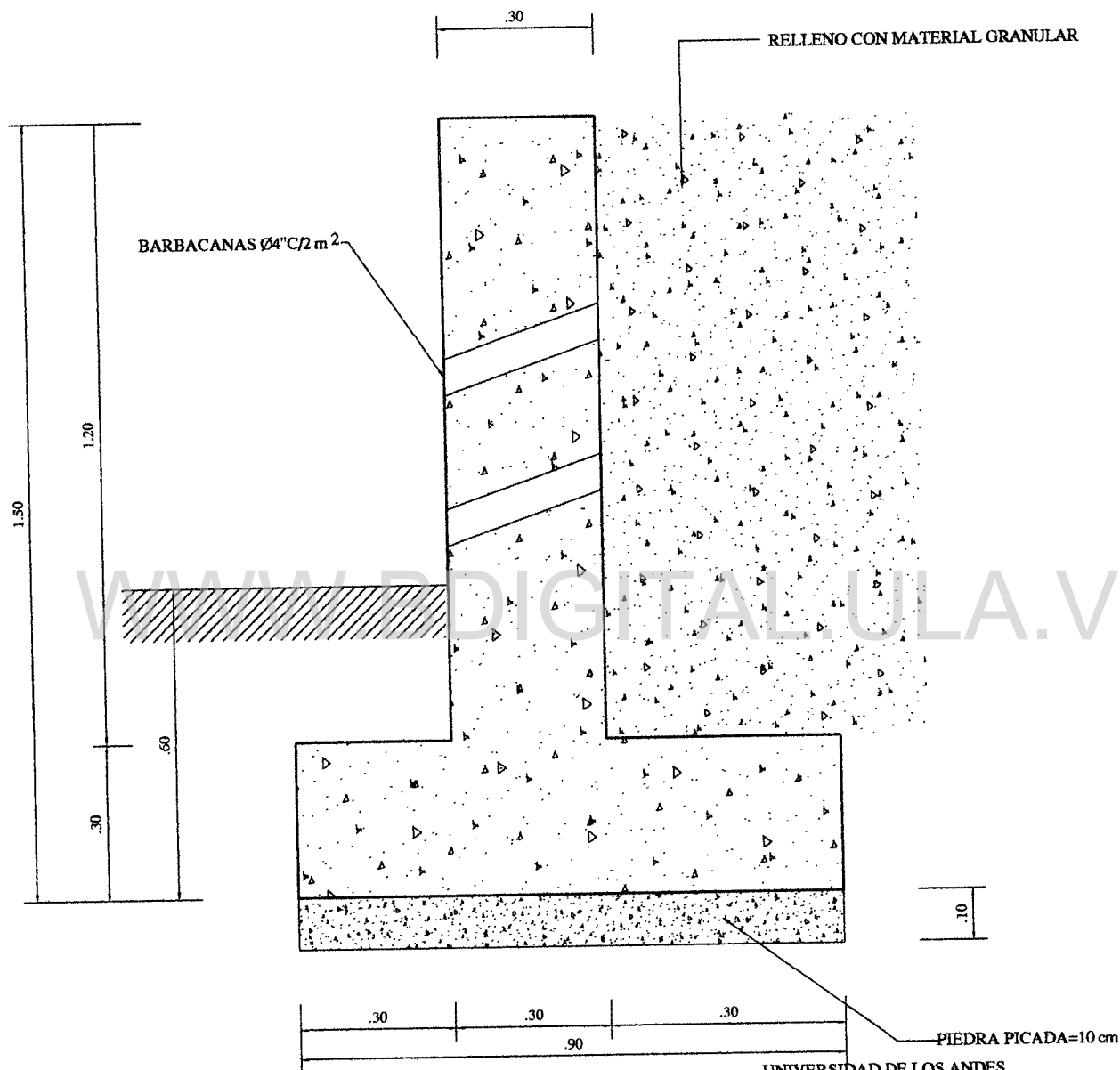
MURO CANTELIVER

PROPIETARIO		UBICACION	
FACULTAD DE INGENIERIA			
INGENIERO REV	CONTENIDOR	REVISOR	
RAFAEL TORRES		MUROS	
INGENIERO CALC. CIV 5032		HOJA Nº	
LUIS DOMINGUEZ		E-27	
INGENIERO CALC. CIV 5032			
J. HENRY LEAL A.	JUNIO / 2010	S/E	

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

MURO DE CONCRETO ARMADO H=1.50 m



SECCION TIPICA

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

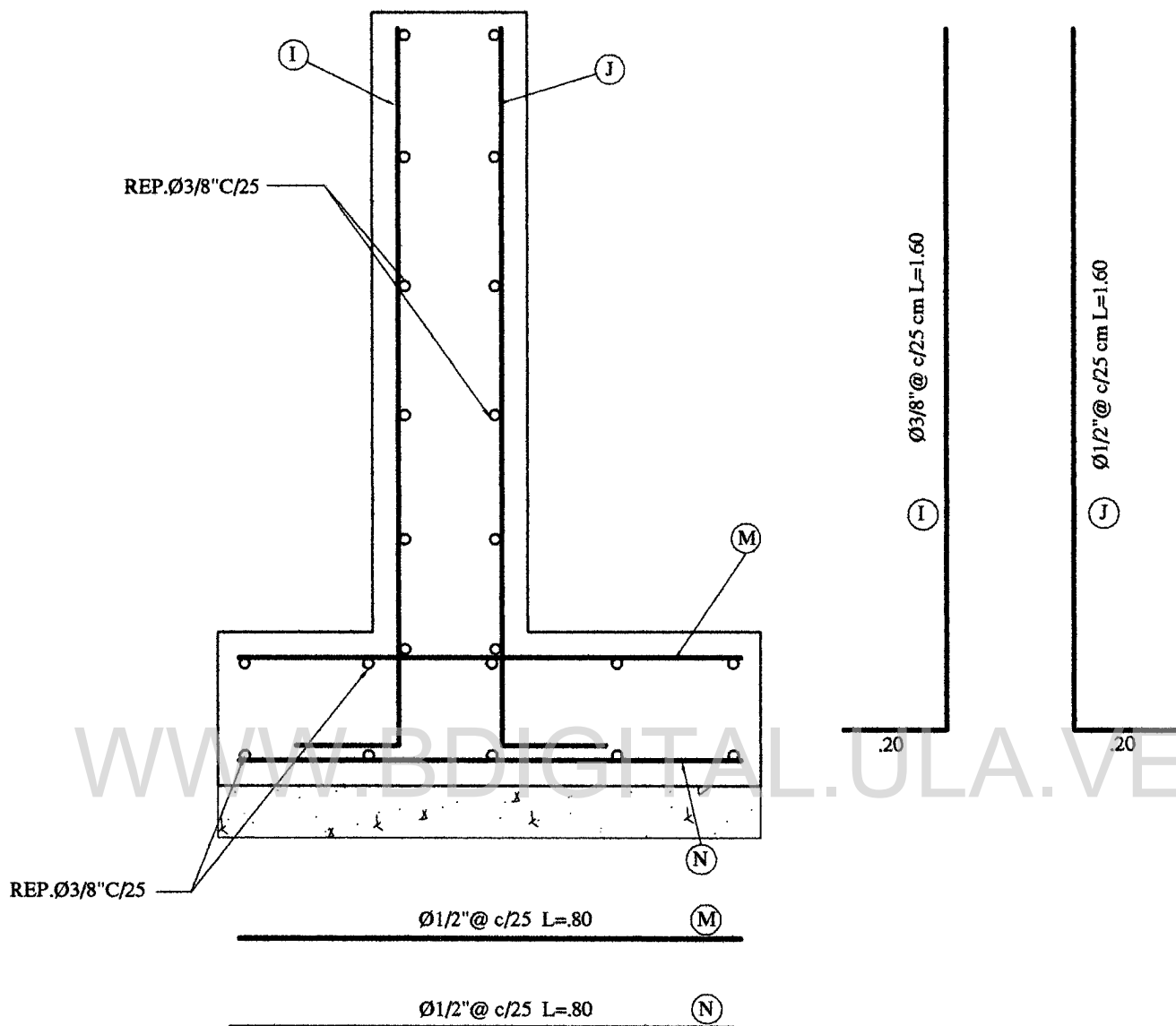
MURO CANTELIVER

MATERIALES
CONCRETO..... $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
ACEROS $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
SUELO $R_s=2.50 \text{ Kg/cm}^2$

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO CIVIL RAFAEL TORRES	CONTENIDO ALZADA MURO	SERIE MUROS	BOLEA N° E-28
INGENIERO CALC. CIV. 5032 LUIS DOMINGUEZ			
INGENIERO CIVIL J. HENRY LEAL A.	FECHA JUNIO / 2010	ESCALA S/E	

Licencia Creative Commons

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



VOLUMEN DE CONCRETO : 0.63 m³/ml
 ACERO DE REFUERZO : 27.48 Kg /ml
 ACERO / CONCRETO : 43.62 Kg /m³

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
 POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
 MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

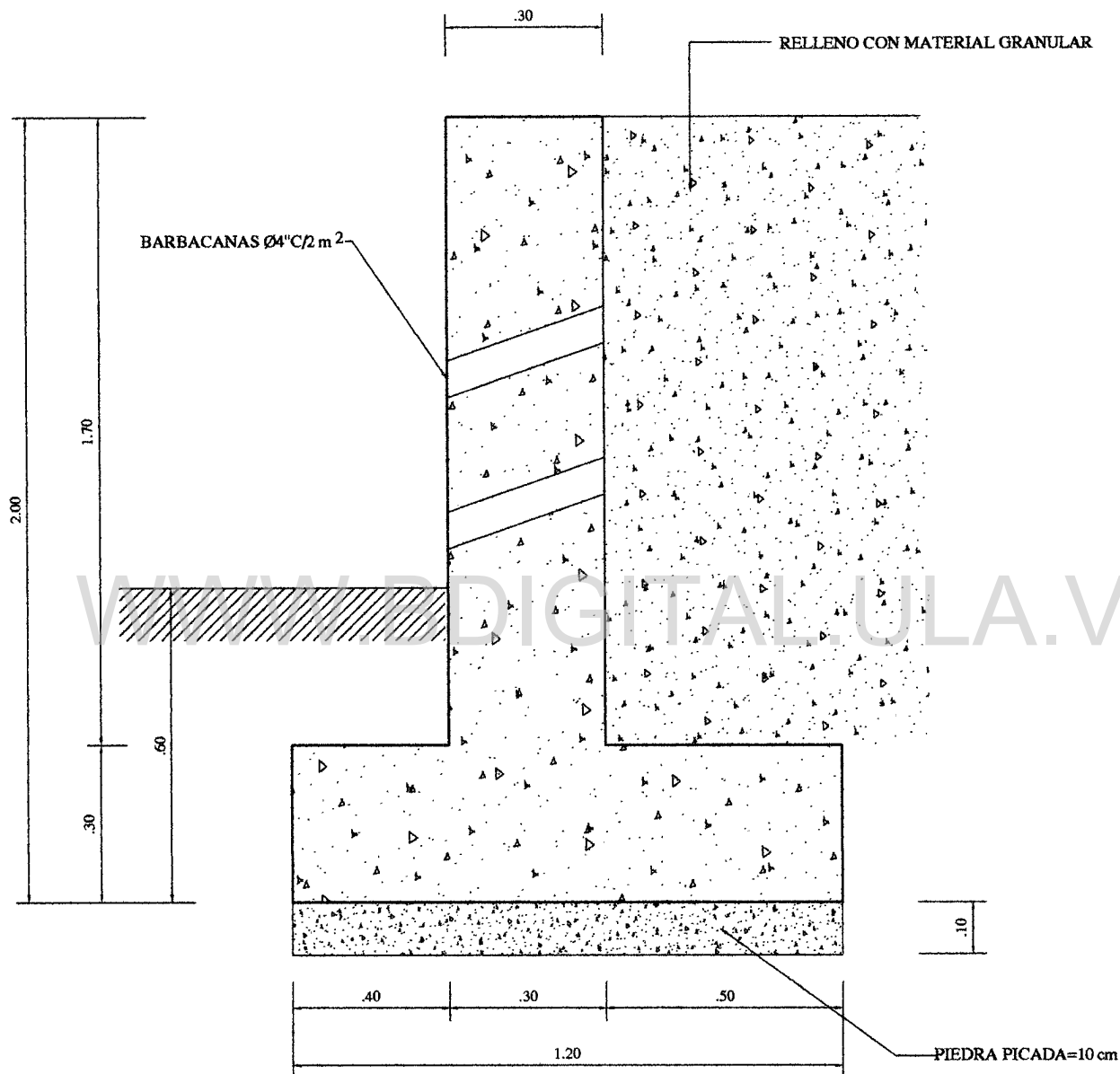
MURO CANTELIVER

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES		CONTENIDO ACEROS DE REFUERZO	SIRUB MUROS
INGENIERO CALC. CIV 5022 LUIS DOMINGUEZ			HOJA N° E-28
DISEÑADOR J. HENRY LEAL A.			FECHA JUNIO / 2010
		ESCALA S/E	

Licencia Creative Commons

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

MURO DE CONCRETO ARMADO H=2.00 m



SECCION TIPICA

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

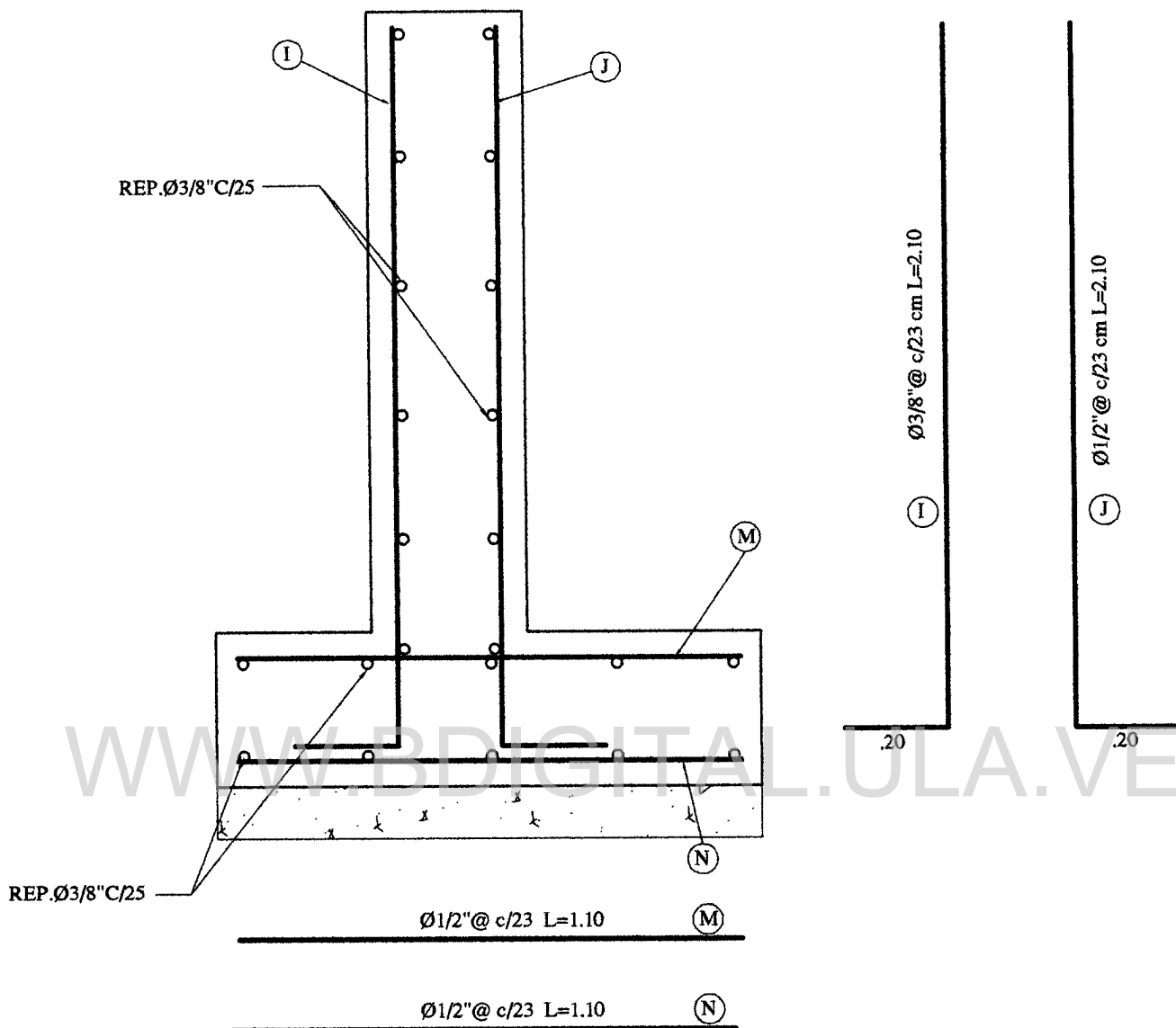
MURO CANTELIVER

MATERIALES
CONCRETO..... $f_c=210\text{ kg/cm}^2$
ACEROS $F_y=4200\text{ kg/cm}^2$
SUELO $R_s=2.50\text{ Kg/cm}^2$

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO RIV RAFAEL TORRES	CONTENIDO ALZADA MURO	SERIE MUROS	
INGENIERO CALC CIV 5032 LUIS DOMINGUEZ	FECHA JUNIO / 2010	ESCALA S/E	
DISEÑO AL CALIFICADO J. HENRY LEAL A.		HOJA N° E-29	

Licencia Creative Commons

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



DESPIECE MURO H=2.00 m

VOLUMEN DE CONCRETO : $0.87 \text{ m}^3/\text{ml}$
 ACERO DE REFUERZO : $41.77 \text{ Kg}/\text{ml}$
 ACERO / CONCRETO : $48.01 \text{ Kg}/\text{m}^3$

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
 POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
 MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

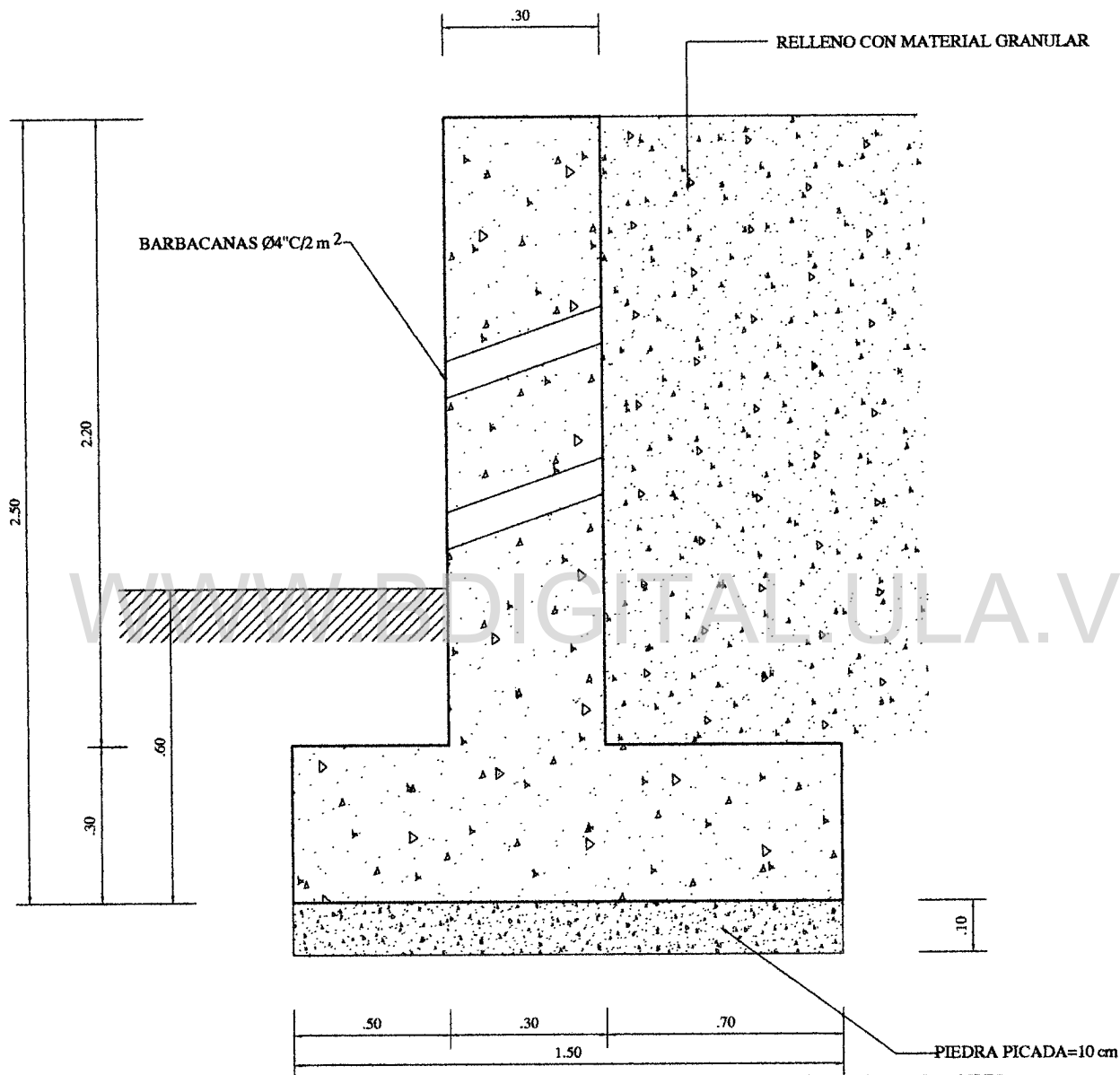
MURO CANTELIVER

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES	CONTIENE: ACEROS DE REFUERZO		SURTI MUROS
INGENIERO CALC. CIV 5632 LUIS DOMINGUEZ			HOJA N° E-29
REVISOR J. HENRY LEAL A.			FECHA JUNIO / 2010

Licencia Creative Commons

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

MURO DE CONCRETO ARMADO H=2.50 m



SECCION TIPICA

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

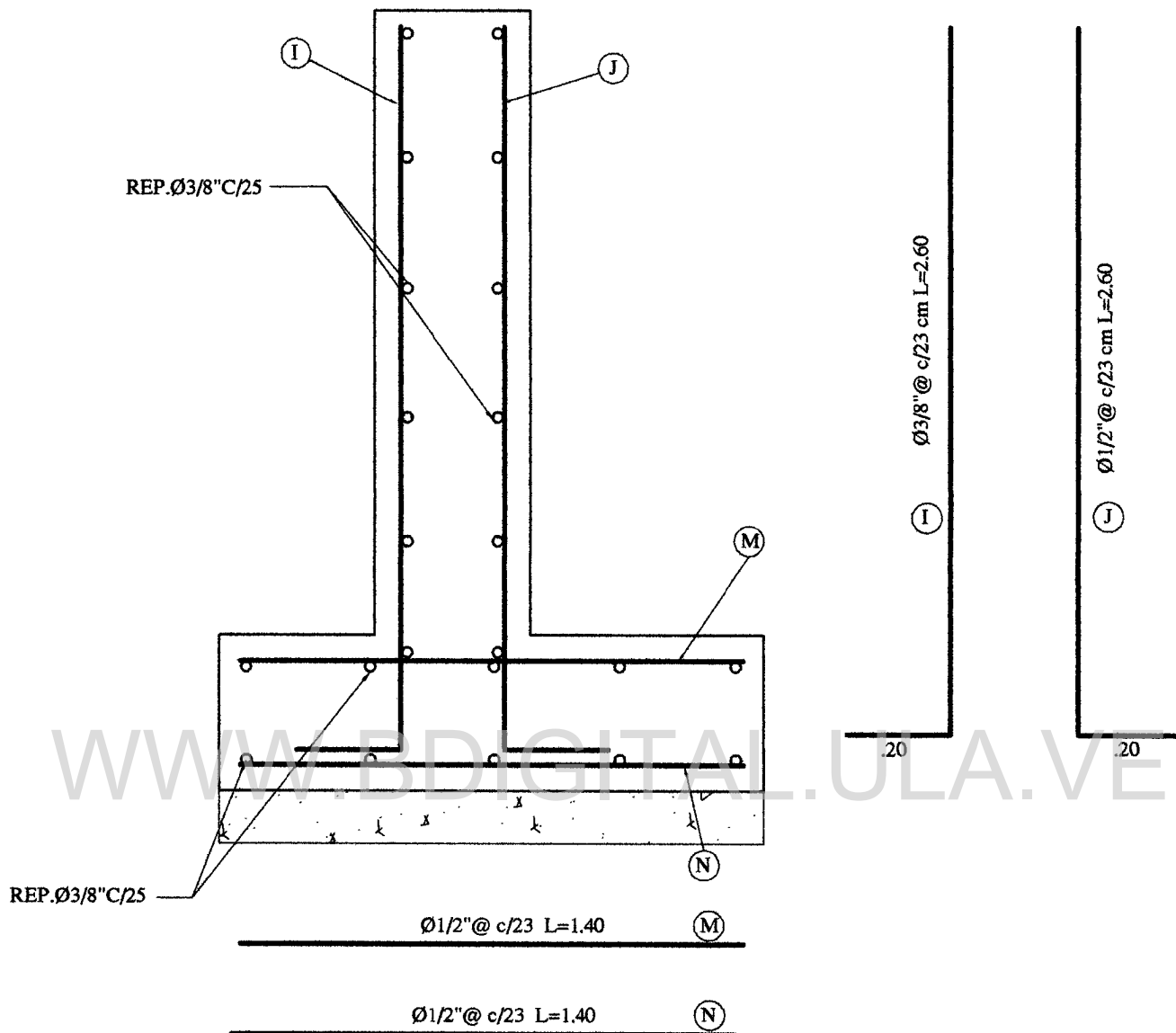
MURO CANTELIVER

MATERIALES
CONCRETO..... $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
ACEROS $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
SUELO $R_s=2.50 \text{ Kg/cm}^2$

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		VERIFICACION	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES	CONTINENTE ALZADA MURO	SERIE MUROS	
INGENIERO CALC. CIV. 5632 LUIS DOMINGUEZ	RESEA JUNIO / 2010	ESCALA S/E	
DIR. DE LA OBRA J. HENRY LEAL A.		HOJA Nº E-30	

Licencia Creative Commons

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



DESPIECE MURO H=2.50 m

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

VOLUMEN DE CONCRETO : $1.10 \text{ m}^3/\text{ml}$
ACERO DE REFUERZO : 53.11 Kg /ml
ACERO / CONCRETO : 48.28 Kg /m^3

OBRA:

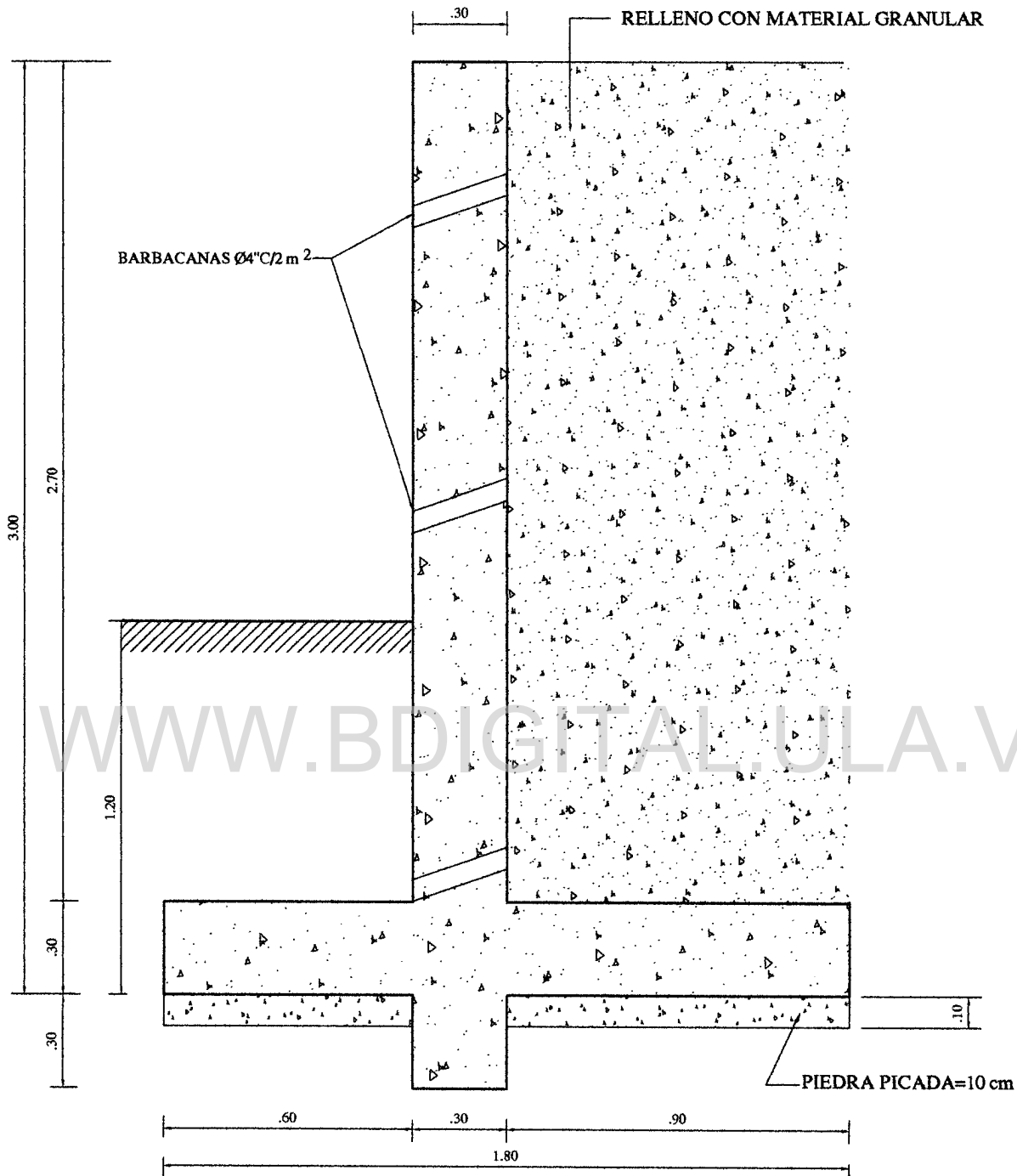
MURO CANTELIVER

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO CIVIL RAFAEL TORRES	CONTINENTE ACEROS DE REFUERZO	ESCALA S/E	SURTI MUROS
INGENIERO CALC. CIV 5032 LUIS DOMINEZ			HOJA Nº
INGENIERO CIVIL J. HENRY LEAL A.			E-30
FECHA JUNIO / 2010			

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

MURO DE CONCRETO ARMADO H= 3.00 m



SECCION TIPICA

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

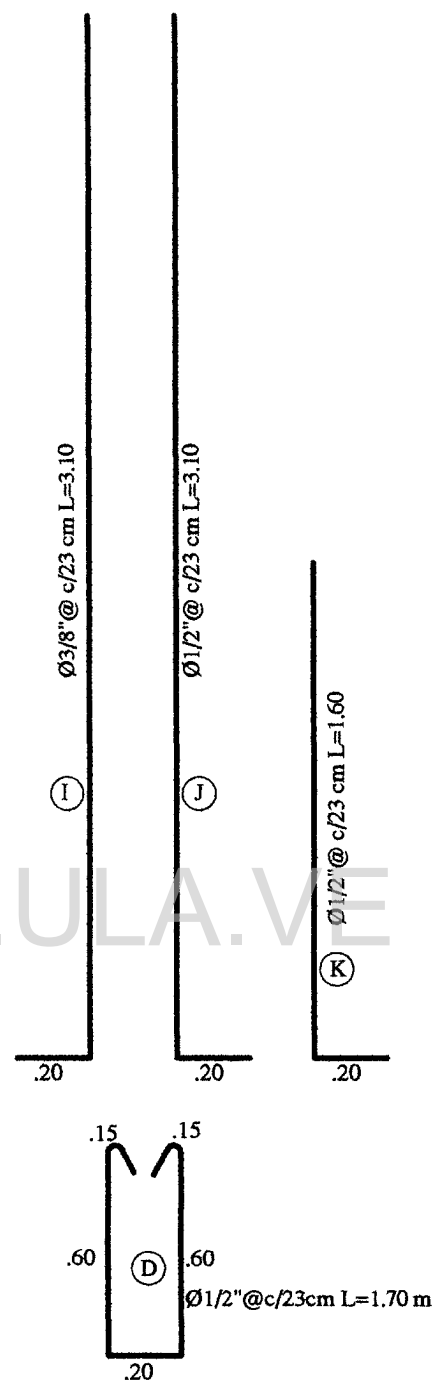
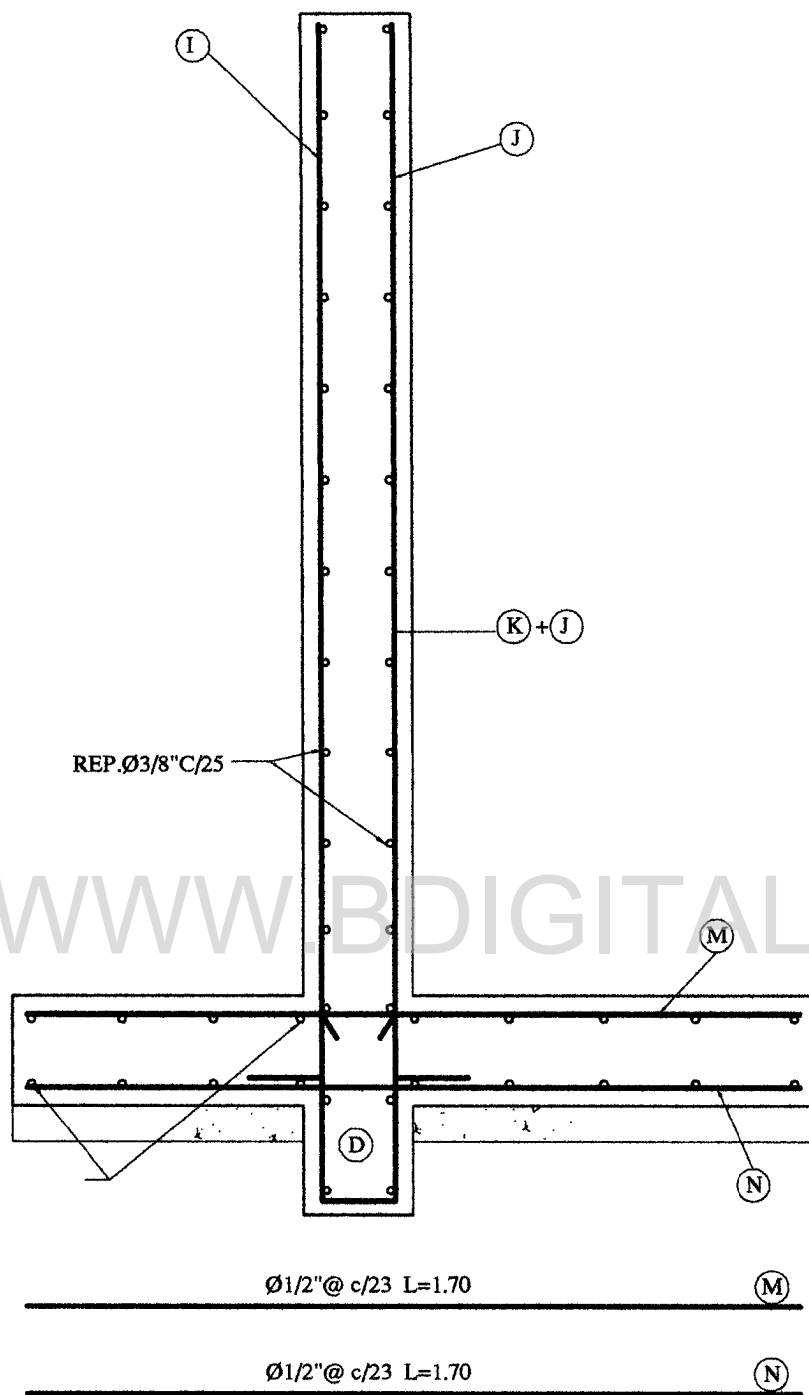
MURO CANTELIVER

MATERIALES
CONCRETO..... $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
ACEROS $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
SUELO $R_s=2.50 \text{ Kg/cm}^2$

PROPIETARIO		UBICACION	
FACULTAD DE INGENIERIA			
INGENIERO CIVIL	CONTIENE	SERIE	
RAFAEL TORRES		MUROS	
INGENIERO CALC. CIV. 9032		HOJA N°	
INGENIERO DOMINGUEZ		E-31	
INGENIERO LEAL A.			
	JUNIO / 2010	SE	

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



DESPIECE MURO H= 3.00 m

VOLUMEN DE CONCRETO : 1.35 m³/ml
 ACERO DE REFUERZO : 81.97 Kg /ml
 ACERO / CONCRETO : 60.72 Kg /m³

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
 POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
 MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

MURO CANTELIVER

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES	CONTENIDO ACEROS DE REFUERZO	SISTEMA MUROS	
INGENIERO CALC. CIV 3632 LUIS DOMINGUEZ		HOJA N° E-31	
DISEÑADOR CIVIL J. HENRY LEAL A.		ESCALA S/E	
FECHA JUNIO / 2010			

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

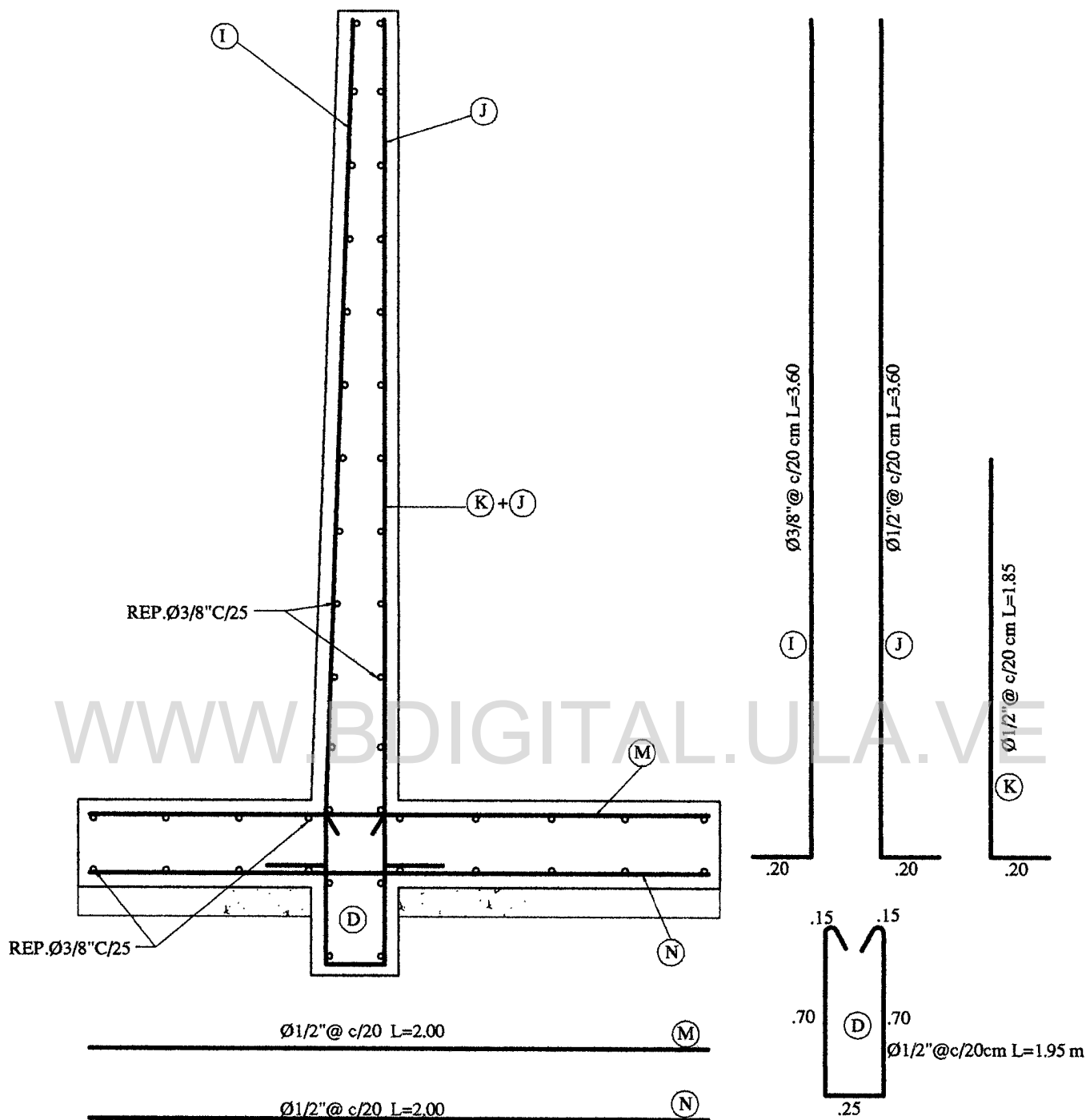
Technical drawing of a retaining wall cross-section. The wall is 2.10m high and 0.30m thick. It features a vertical stem with horizontal reinforcement bars (Ø4" C/2 m²) and a base with a 0.70m wide footing. The wall is filled with granular material (RELLENO CON MATERIAL GRANULAR) and has a 0.10m wide base layer (PIEDRA PICADA=10). Dimensions are given in meters.

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

MURO CANTELIVER

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES	CONTENIDO ALZADA MURO		SERIE MUROS
INGENIERO CALC CIV 56322 LUIS DOMINGUEZ			Hoja N° E-32
INGENIERO E.E. J. HENRY LEAL A.	FECHA JUNIO/2010	RECALA S/E	

E-32



VOLUMEN DE CONCRETO : 1.76 m³/ml
 ACERO DE REFUERZO : 95.79 Kg /ml
 ACERO / CONCRETO : 54.43 Kg /m³

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
 POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
 MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

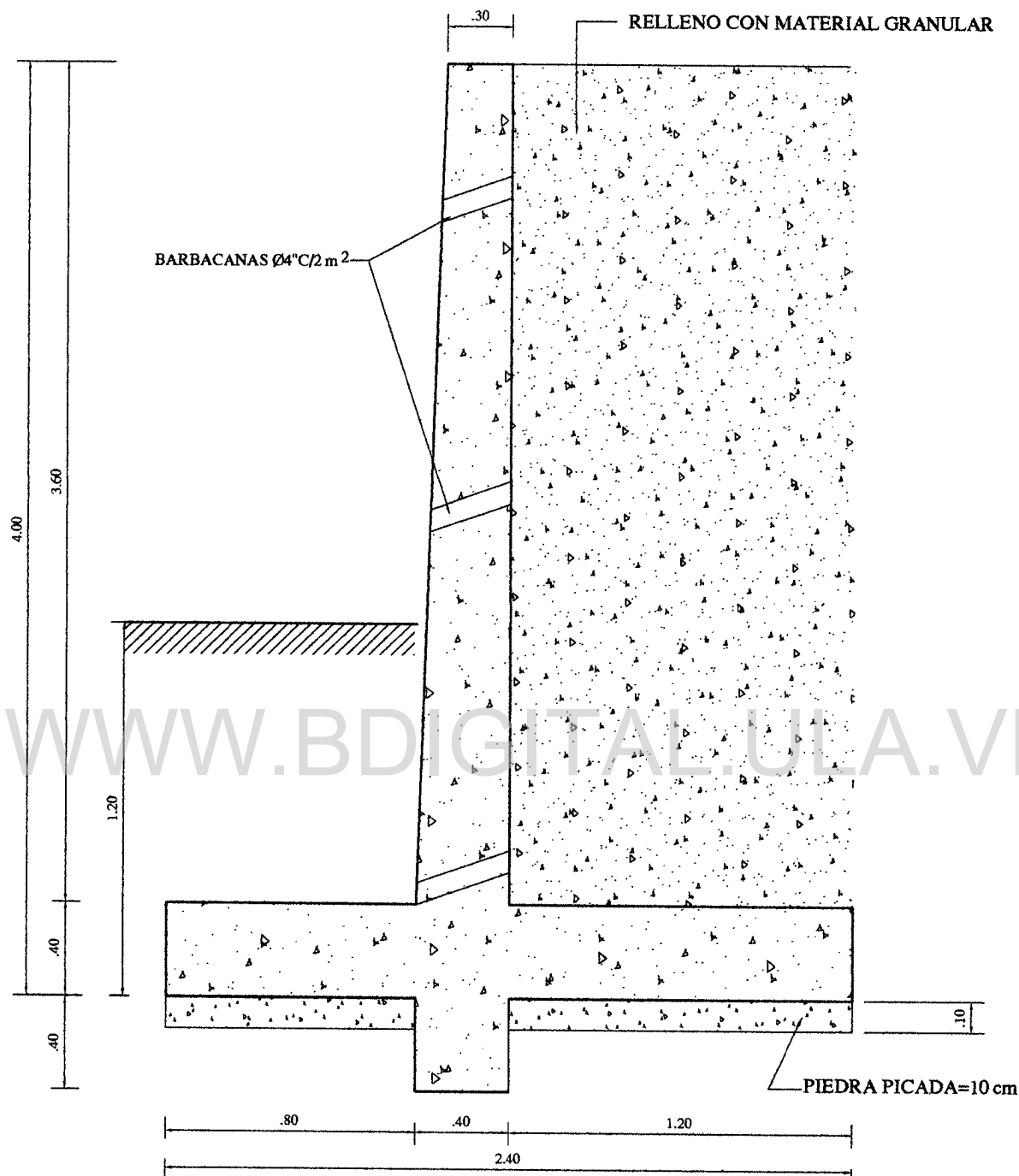
MURO CANTELIVER

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES	CONTENIDO ACEROS DE REFUERZO	SERIE MUROS	
INGENIERO CALC. CIV. 5602 LUIS DOMIGUEZ		HOJA N° E-32	
PROFESOR J. HENRY LEAL A.		FECHA JUNIO / 2010	ESCALA S/E

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

MURO DE CONCRETO ARMADO H= 4.00 m



SECCION TIPICA

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

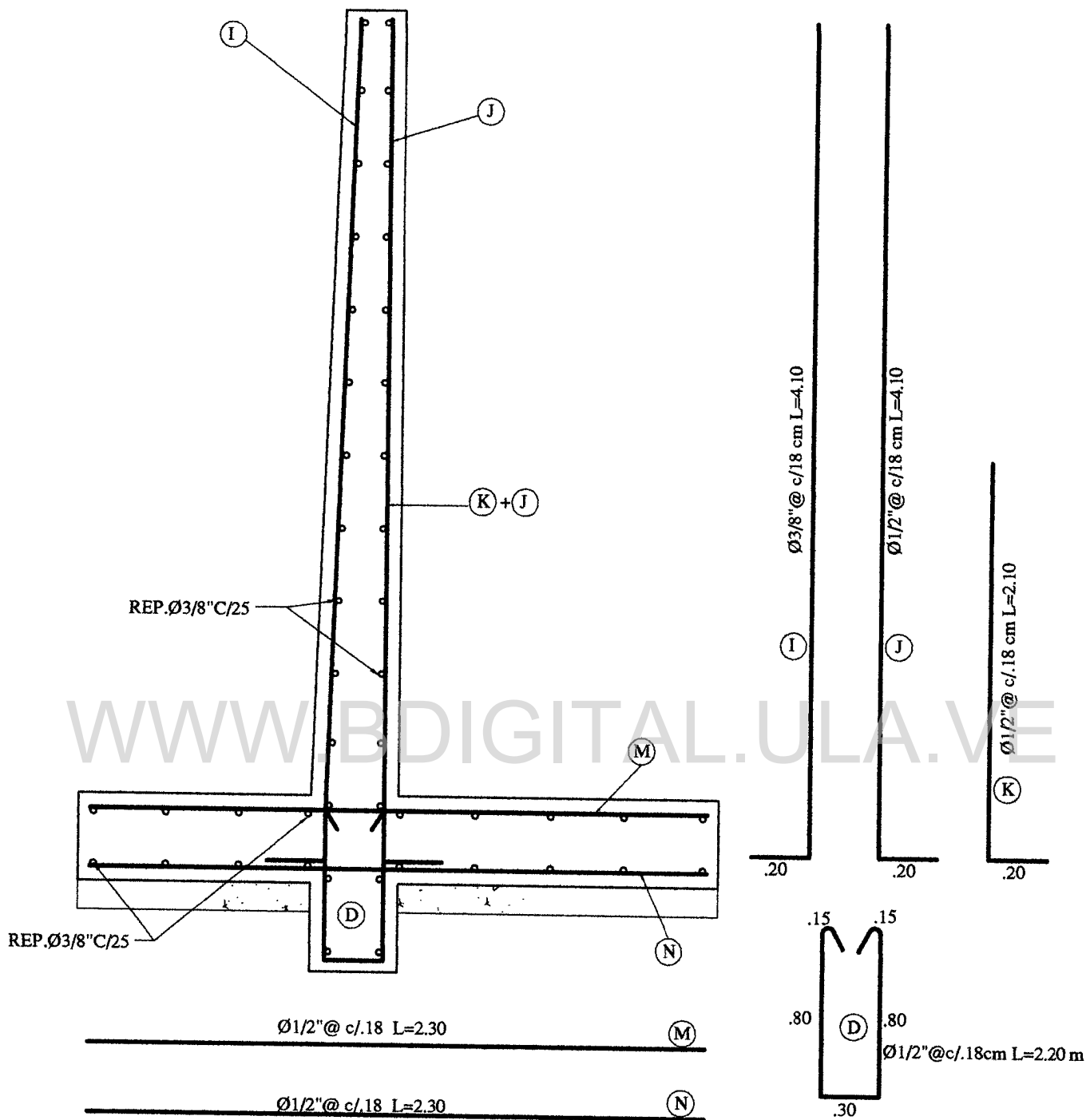
MURO CANTELIVER

MATERIALES
CONCRETO..... $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
ACEROS $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
SUELO $R_s=2.50 \text{ Kg/cm}^2$

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES	CONTENIDO ALZADA MURO	SURTE MUROS	HOJA N° E-33
INGENIERO CALC CIV 3632 LUIS DOMINGUEZ			
PROFESOR EN JEFE J. HENRY LEALA	FECHA JUNIO / 2010	ESCALA S/E	

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



DESPIECE MURO H= 4.00 m

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

VOLUMEN DE CONCRETO : 2.22 m³/ml
ACERO DE REFUERZO : 123.71 Kg /ml
ACERO / CONCRETO : 55.73 Kg /m³

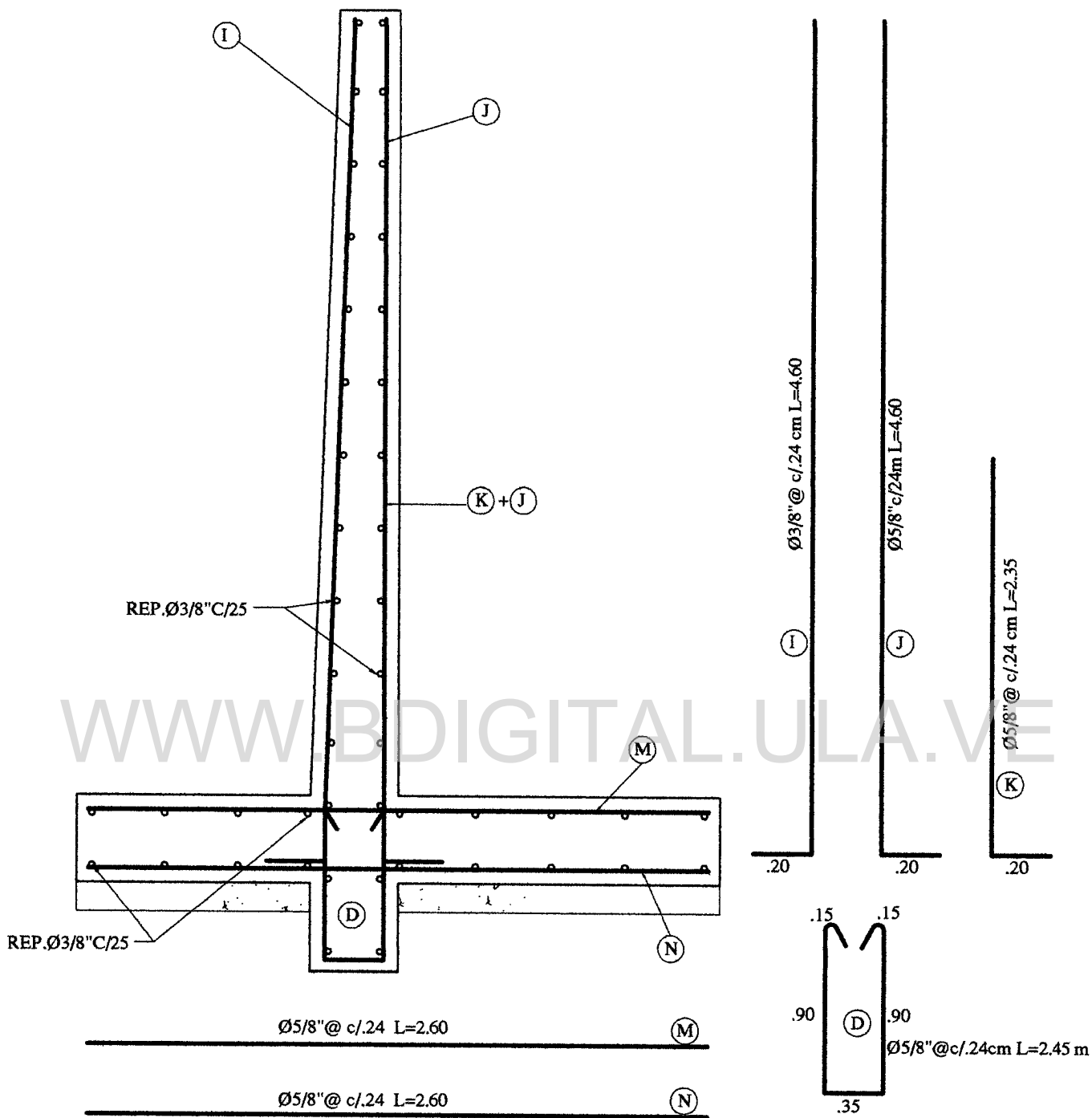
OBRA:

MURO CANTELIVER

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES	CONTIENE ACEROS DE REFUERZO	SERIE MUROS	
INGENIERO CALC. CIV 5032 LUIS DOMINGUEZ		HOJA N° E-33	
DIRECCION J. HENRY LEALA		FECHA JUNIO / 2010	ESCALA S/E

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



DESPIECE MURO H= 4.50 m

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

VOLUMEN DE CONCRETO : 2.73 m³/ml
ACERO DE REFUERZO : 174.43 Kg /ml
ACERO / CONCRETO : 63.89 Kg /m³

OBRA:

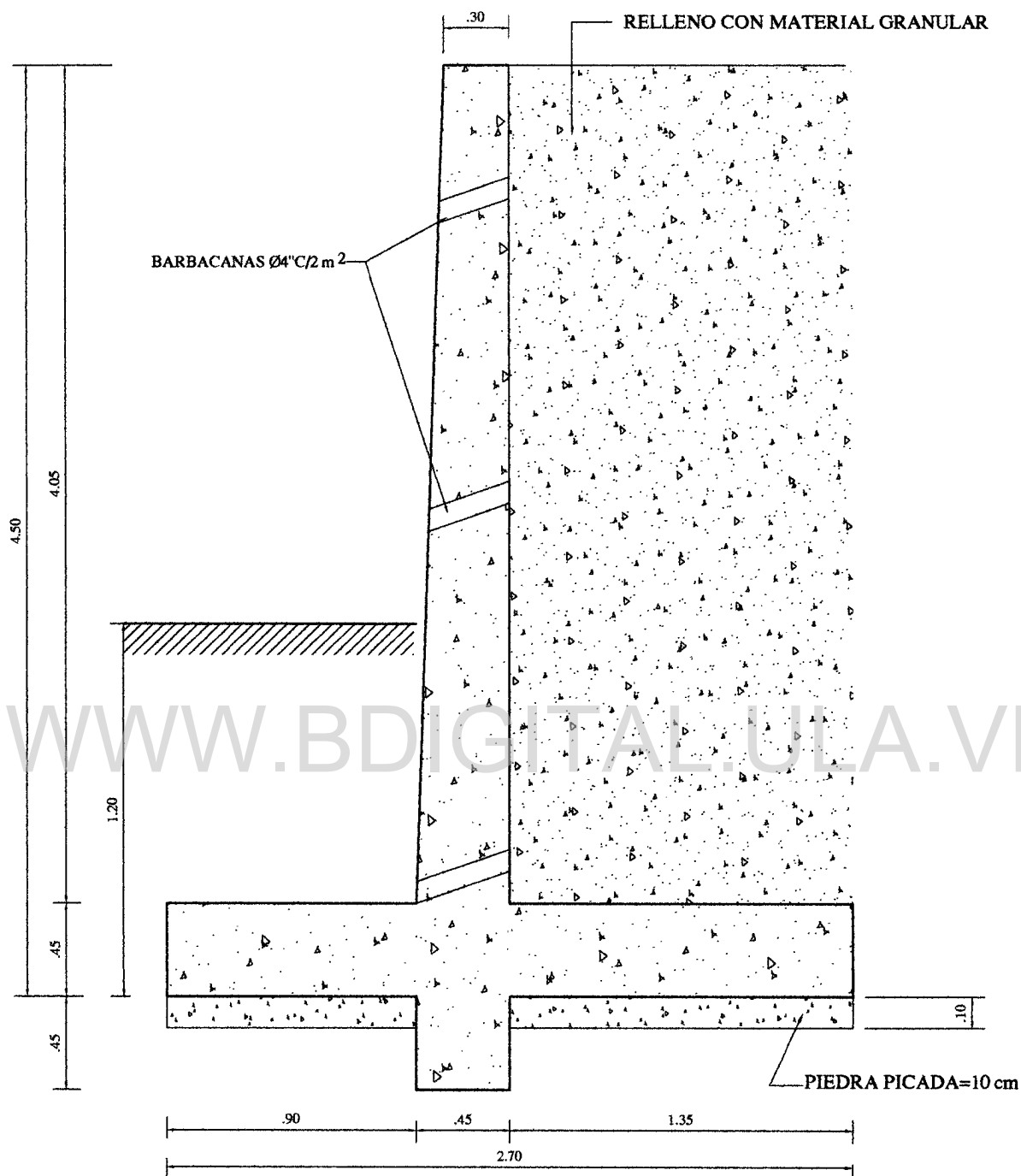
MURO CANTELIVER

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO REV. RAFAEL TORRES	CONTENIDO ACEROS DE REFUERZO	SUBTITULO MUROS	
INGENIERO CALC. CIV 5632 LUIS DOMINGUEZ		ESCALA Nº E-34	
INGENIERO CALC. E J. HENRY LEAL A.		FECHA JUNIO / 2010	ESCALA S/E

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

MURO DE CONCRETO ARMADO H= 4.50 m



SECCION TIPICA

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

MURO CANTELIVER

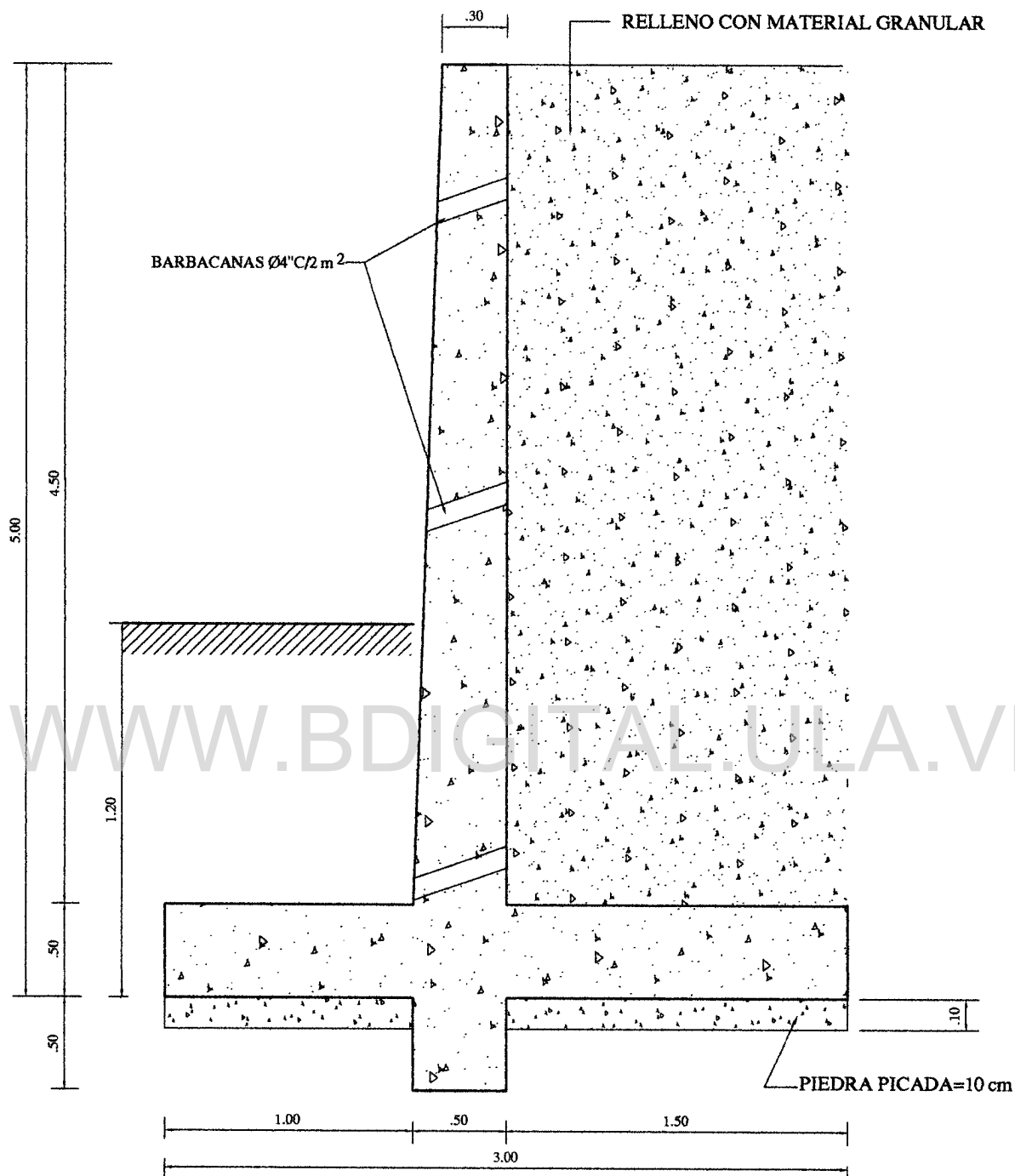
MATERIALES
CONCRETO..... $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
ACEROS $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
SUELO $R_s=2.50 \text{ Kg/cm}^2$

PROPIETARIO		UBICACION	
FACULTAD DE INGENIERIA			
INGENIERO REV	CONTENIDO	ALZADA MURO	SERIE
RAFAEL TORRES			MUROS
INGENIERO CALC CIV 5032		ESCALA	HOJA N°
LUIS DOMINGUEZ			E-34
DE CALIFICACION	FECHA		
J. HENRY LEALA	JUNIO / 2010	S/E	

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

MURO DE CONCRETO ARMADO H= 5.00 m



SECCION TIPICA

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

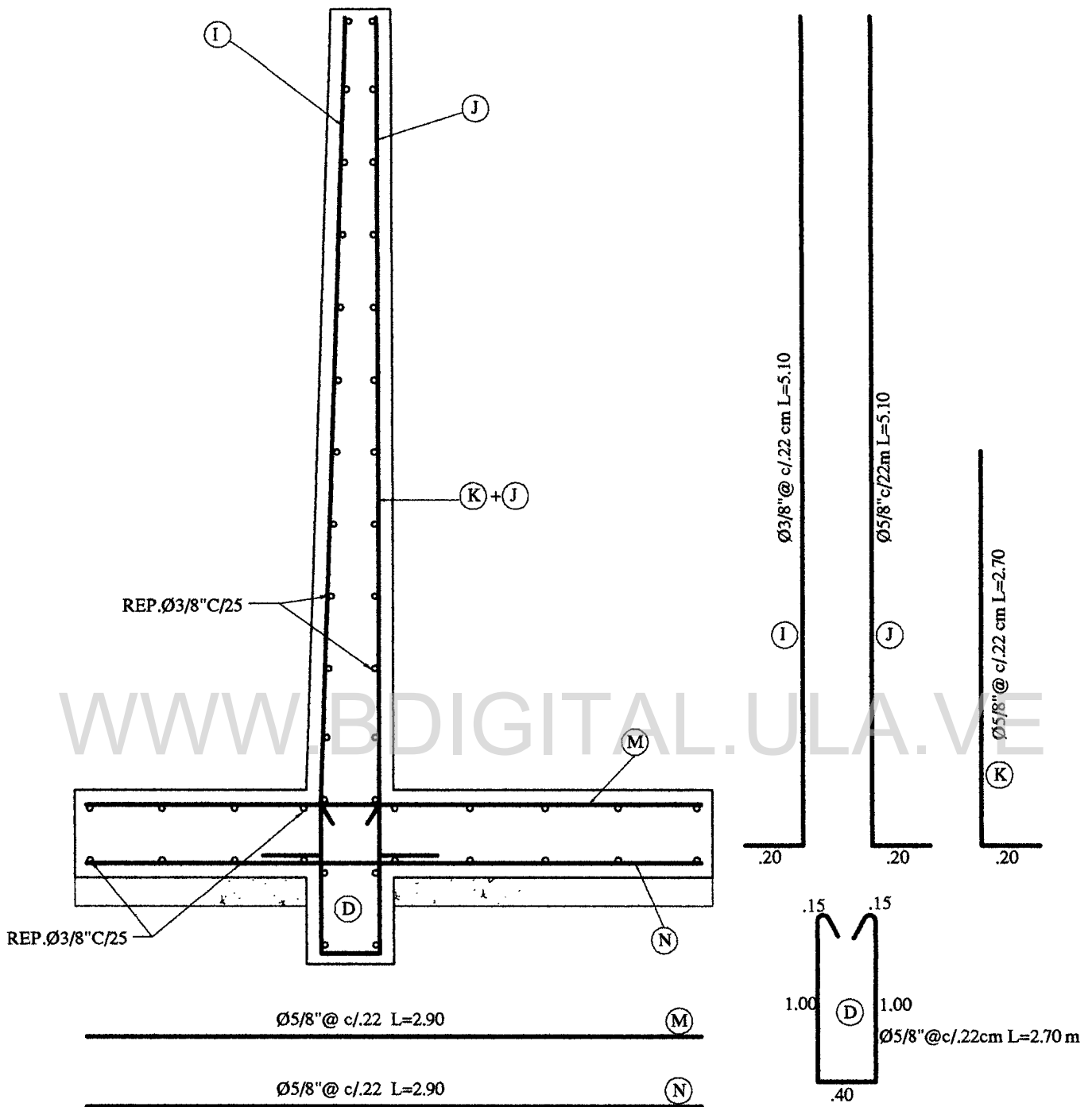
MURO CANTELIVER

MATERIALES
CONCRETO..... $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
ACEROS $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
SUELO $R_s=2.50 \text{ Kg/cm}^2$

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO ARQ RAFAEL TORRES	CONTENIDO ALZADA MURO	SUBJE.	MUROS
INGENIERO CALC CIV 50323		HOJA N°	
LUIS DOMINGUEZ		E-35	
INGENIERO CIVIL J. HENRY LEAL A.		ESCALA JUNIO / 2010	ESCALA S/E

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



DESPIECE MURO H= 5.00 m

VOLUMEN DE CONCRETO : 3.30 m³/ml
 ACERO DE REFUERZO : 181.15 Kg /ml
 ACERO / CONCRETO : 54.89 Kg /m³

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
 POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
 MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

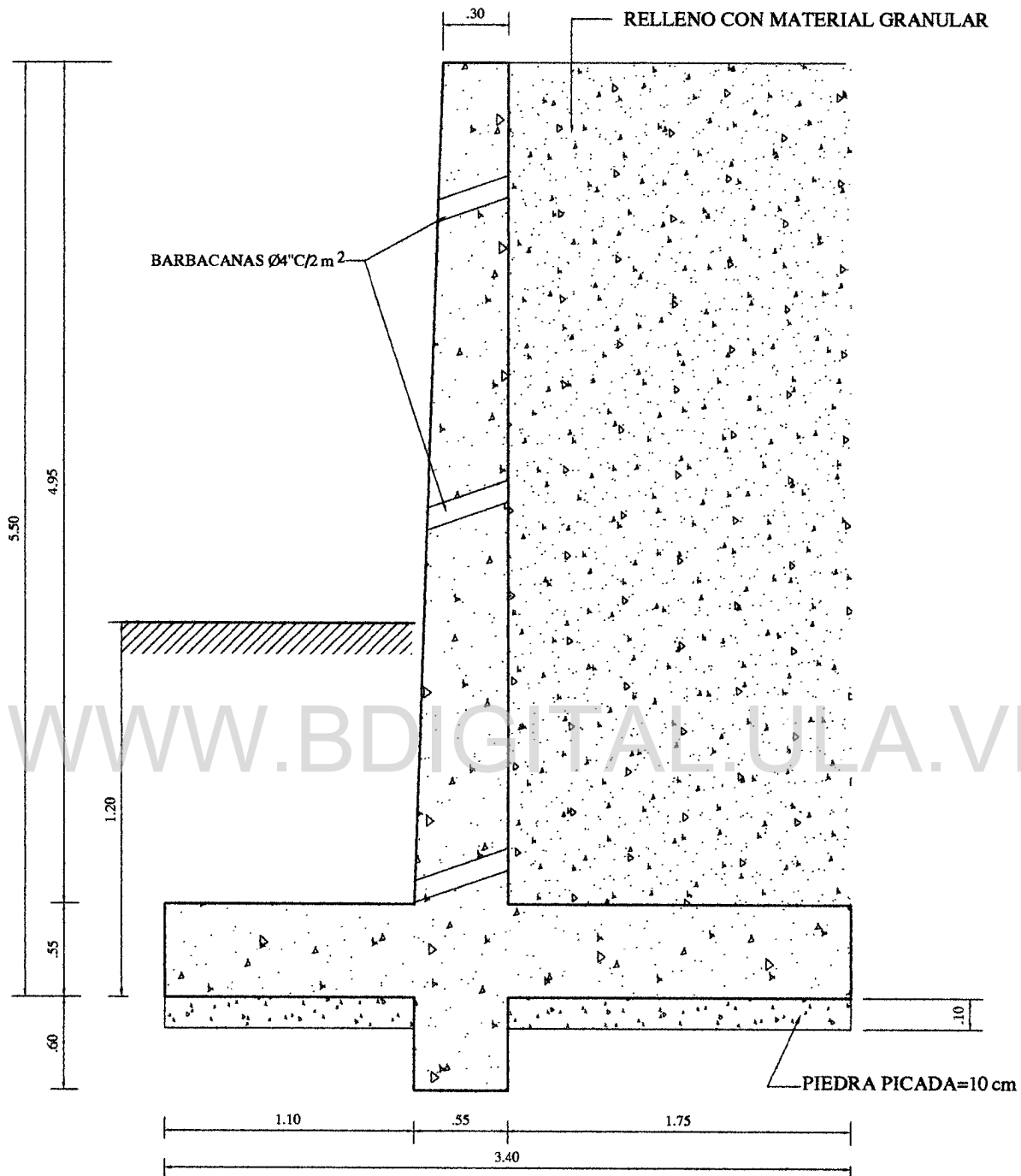
MURO CANTELIVER

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES	CONTENIDO ACEROS DE REFUERZO	REVISOR MUROS	
INGENIERO CALC. CIV. 3022 LUIS DOMINGUEZ	B. RA JUNIO / 2010	HOJA N° E-35	
DISEÑADOR J. HENRY LEAL A.		ESCALA S/E	

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

MURO DE CONCRETO ARMADO H= 5.50 m



SECCION TIPICA

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

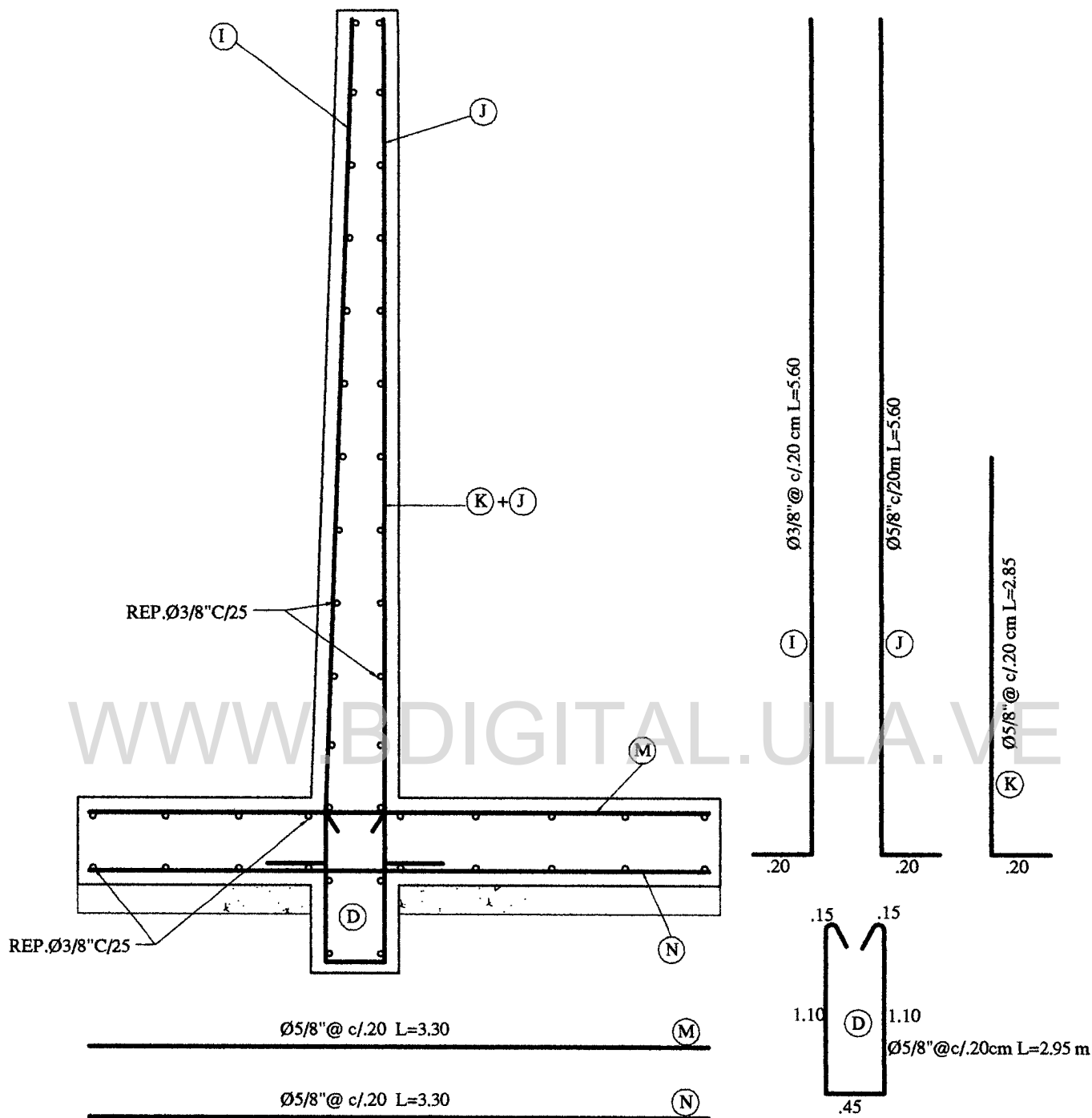
MURO CANTELIVER

MATERIALES
CONCRETO..... $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
ACEROS $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
SUELO $R_s=2.50 \text{ Kg/cm}^2$

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO CIVIL RAFAEL TORRES	CONTENIDO ALZADA MURO	SERIE MUROS	HOJA Nº E-36
INGENIERO CALC CIV 5632 LUIS DOMINQUEZ	PIEZA JUNIO / 2010	ESCALA S/E	
INGENIERO CIVIL J. HENRY LEALA			

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



DESPIECE MURO H= 5.50 m

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POST GRADO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
MERIDA - VENEZUELA

OBRA:

MURO CANTELIVER

PROPIETARIO FACULTAD DE INGENIERIA		UBICACION	
INGENIERO REV RAFAEL TORRES	CONTIENE ACEROS DE REFUERZO	SERIE MUROS	HOJA N° E-36
INGENIERO CALC. CIV. 9632			
INGENIERO CALC. CIV. 9632 LUIS DOMINGUEZ			
INGENIERO CALC. CIV. 9632 J. HENRY LEAL A.	FECHA JUNIO / 2010	ESCALA S/E	

Licencia Creative Commons

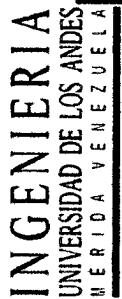
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Anexo D

Cómputos Métricos de Acero de refuerzo.

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
MÉRIDA VENEZUELA

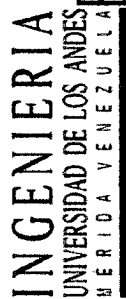
PAGINA
Nº / de

MANUAL: MUROS DE CONCRETO

PESO TOTAL 28,67 Kg/ml

Revisado:

Ing. Rafael Torres

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
MÉRIDA VENEZUELA

MANUAL: MUROS DE CONCRETO

PESO TOTAL 43,71 Kg/ml

Revisado:

Ing. Rafael Torres



INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES

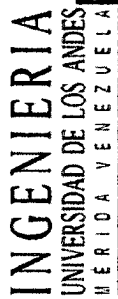
ALTURA MURO H= 2,50 m	Rs= 1,00 kg/cm ²	Fy 4200 kg/cm ²	PAGINA
COMPUTADO POR: Ing. Luis Dominguez		FECHA:	Nº / de
REVISADO POR:		FECHA:	

MANUAL: MUROS DE CONCRETO

[illegible]

PESO TOTAL 56,71 Kg/ml

Medido y calculado por: Ing. Luis Domínguez	Revisado: Ing. Rafael Torres
--	---------------------------------



INGENIERIA

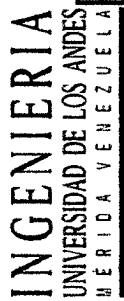
ALTURA MURO H= 3,00 m	Rs= 1,00 kg/cm ²	Fy: 4200 kg/cm ²	PAGINA
COMPUTADO POR: Ing. Luis Dominguez		FECHA:	N° / de
REVISADO POR:		FECHA:	

MANUAL: MUROS DE CONCRETO

[illegible]

PESO TOTAL 86.07 Kg/ml

Medido y calculado por: Ing. Luis Domínguez	Revisado: Ing. Rafael Torres
--	---------------------------------



COMPUTO METRICO - CALCULADO DEL REFUERZO- BARRAS

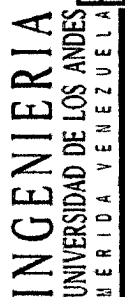
ALTURA MURO H= 3.50 m	Rs= 1.00 kg/cm ²	Fy: 4200 kg/cm ²	PAGINA
COMPUTADO POR: Ing. Luis Dominguez		FECHA:	Nº / de
REVISADO POR:		FECHA:	

MANUAL: MUROS DE CONCRETO

[illegible]

PESO TOTAL 100,39 Kg/ml

Medido y calculado por: Ing. Luis Domínguez	Revisado: Ing. Rafael Torres
--	---------------------------------



COMPUTO METRICO - CALCULO DEL REFUERZO-BARRAS

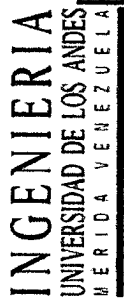
ALTURA MURO H= 4,00 m	Rs= 1,00 kg/cm ²	Fy: 4200 Kg/Cm ²	PAGINA
COMPUTADO POR: Ing. Luis Dominguez		FECHA:	Nº / de
REVISADO POR:		FECHA:	

MANUAL: MUROS DE CONCRETO

[illegible]

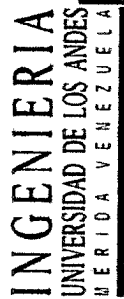
PESO TOTAL 130,71 Kg/ml

Medido y calculado por: Ing. Luis Domínguez	Revisado: Ing. Rafael Torres
--	---------------------------------



INVENIERIA

Medido y calculado por: Ing. Luis Domínguez	Revisado: Ing. Rafael Torres
--	---------------------------------



INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
MÉRIDA VENEZUELA

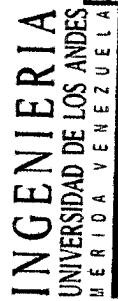
ALTURA MURO H= 5,00 m	Rs= 1,00 kg/cm2	Fy= 4200 kg/cm2	PAGINA
COMPUTADO POR: Ing. Luis Dominguez		FECHA:	N° / de
REVISADO POR:		FECHA:	

MANUAL: MUROS DE CONCRETO

[illegible]

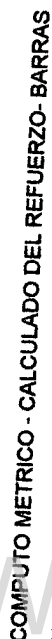
PESO TOTAL 193,05 Kg

Medido y calculado por: Ing. Luis Domínguez	Revisado: Ing. Rafael Torres
--	---------------------------------



ALTURA MURO H= 5,50 m	R= 1,00 kg/cm2	Fy 4200 Kg/Cm2	PAGINA
COMPUTADO POR:	Ing. Luis Dominguez	FECHA:	N° / de
REVISADO POR:		FECHA:	

Medido y calculado por: Ing. Luis Dominguez	Revisado: Ing. Rafael Torres	PESO TOTAL 205,28 Kg/ml
--	---------------------------------	----------------------------



COMPUTO METRICO - CALCULADO DEL REFUERZO- BARRAS

ALTURA MURO H= 2,00 m	Rs= 1,50 kg/cm ²	Fy: 4200 Kg/Cm ²	PAGINA
COMPUTADO POR: Ing. Luis Dominguez			Nº / de
REVISADO POR:			FECHA:
			FECHA:

MANUAL: MUROS DE CONCRETO

[illegible]

Medido y calculado por:

ing. Luis Dominguez

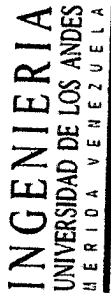
Revisado:

ng. Rafael Torres

PESO TOTAL 44,38 Kg/ml

PESO TOTAL

44,38 Kg/ml



INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
MÉRIDA VENEZUELA

[illegible]

Medido y calculado por:

Ing. Luis Dominguez

Revisado:

Ing. Rafael Torres

PESO TOTAL 85,07 Kg/ml



COMPUTO METRICO - CALCULADO DEL REFUERZO- BARRAS

ALTURA MURO H= 3,50 m

$$R_s = 1,50 \text{ kg/cm}^2$$

COMPUTADO POR: Ing. Luis Domínguez
REVISADO POR:

Fy: 4200 Kg/Cm2

PAGINA

MANUAL: MUROS DE CONCRETO

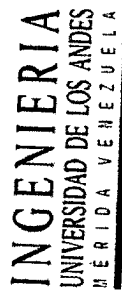
[illegible]

Medido y calculado por:

Revisado:

ng. Luis Dominguez

Ing. Rafael Torres



MANUAL: MUROS DE CONCRETO

ALTURA MURO H= 4,50 m
COMPUTADO POR: _____
REVISADO POR: _____

 $R_s = 1,50 \text{ kg/cm}^2$

Ing. Luis Dominguez

Fy: 4200 Kg/Cm2

FECHA:

PAGINA

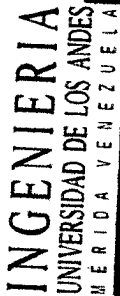
PESO TOTAL 142,78 Kg/ml

Medido y calculado por:

ing. Luis Dominguez

Revisado:

Ing. Rafael Torres



UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
MÉRIDA VENEZUELA

ERITREA VENEZUELA

Ing. Luis Dominguez

Ing. Luis Dominguez

Ing. Luis Dominguez

PAGINA

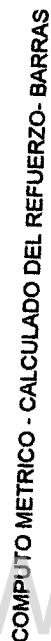
FECHA:

Abstract

1

5

1



COMPUTO METRICO - CALCULADO DEL REFUERZO- BARRAS

ALTURA MURO H= 5,50 m

 $R_s = 1.50 \text{ km/cm}^2$

COMPUTADO POR: _____
REVISADO POR: _____

ing. Luis Dominguez

7

Fy: 4200 Kg/Cm2

PAGINA

MANUAL: MUROS DE CONCRETO

[illegible]

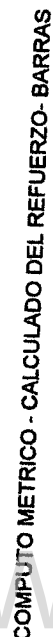
Medido y calculado por:

RESIDUAL
203,34 Kg/ml

Revisado:

ing. Luis Dominguez

ng. Rafael Torres



COMPUTO METRICO - CALCULADO DEL REFUERZO- BARRAS

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
MÉRIDA VENEZUELA

ALTURA MURO H= 1,50 M

Rs= 2,00 kg/cm ²

MANUAL: MUROS DE CONCRETO

REVISADO POR:

ing. Luis Dominguez

Y: 4200 Kg/Cm2
ECHA:

PAGINA

[illegible]

Medido y calculado por:

Ing. Luis Dominguez

Revisado:

Ing. Rafael Torres

PESO TOTAL 27,88 Kg/ml

PESO TOTAL 27,88 Kg/ml



COMPUTO METRICO - CALCULADO DEL REFUERZO- BARRAS

MÉRIDA VENEZUELA

ALTURA MURO H= 2,50 m

 $R_s = 2.00 \text{ kg/cm}^2$

1

CHAMBERS COUNTY, MISSISSIPPI

1000

COMPUTADO POR:
REVISADO POR:

ing. Luis Dominguez

10

1

1000

MANUAL: MUROS DE CONCRETO

DATE RECEIVED

1

SECRET

1

[illegible]

Medido y calculado por:

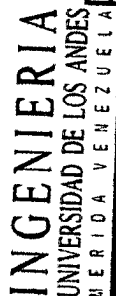
ng. Luis Dominguez

Revisado:

ng. Rafael Torres

PESO TOTAL 54,11 Kg/ml

PESO TOTAL 54,11 Kg/ml



COMPUTO METRICO - CALCULADO DEL REFUERZO-BARRAS

MANUAL: MUROS DE CONCRETO[illegible]

Medido y calculado por:

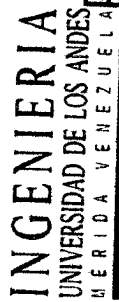
Revisado:

ing. Luis Domínguez

Ing. Rafael Torres

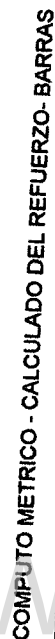
PESO TOTAL 82,96 Kg/ml





		ALTURA MURO H= 4,00 m R= 1,00 kg/cm ²		Fy 4200 kg/cm ²		PAGINA	
COMPUTADO POR: Ing. Luis Dominguez						N° / de	
REVISADO POR:						FECHA:	
						FECHA:	
MANUAL: MUROS DE CONCRETO							

Medido y calculado por:	Revisado:	PESO TOTAL	126.02 kg/ml
Ing. Luis Dominguez	Ing. Rafael Torres		



COMPUTO METRICO - CALCULADO DEL REFUERZO-BARRAS

ALTEURA MURO H= 4,50 m	Rs= 2,00 kg/cm2
COMBITADO DO	

ALICURA MURO H= 4,
COMPUTADO POR:

REJILLA MURO H= 4,50 m	Rs= 2,00
COMPUTADO POR:	Ing. Luis Dominguez
REVISADO POR:	

Fy: 4200 Kg/Cm2

Fy: 4200 Kg/Cm2	PAGINA
FECHA:	Nº / de
FECHA:	

Fy: 4200 Kg/Cm2	PAGINA
FECHA:	Nº / de
FECHA:	

Fy: 4200 Kg/Cm2	PAGINA
FECHA:	Nº / de
FECHA:	

Medido y calculado por:	Revisado:	PESO TOTAL	140,28 Kg/ml
Ing. Luis Dominguez	Ing. Rafael Torres		



COMPUTO METRICO - CALCULO DEL REFUERZO- BARRAS

Medido y calculado por: Ing. Luis Domínguez	Revisado: Ing. Rafael Torres
--	-------------------------------------



**INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
MÉRIDA VENEZUELA**

PESO TOTAL 27,48 Kg/ml

Revisado:

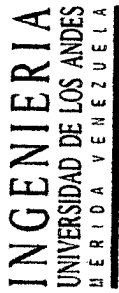
Ing. Rafael Torres



ALTURA MURO H= 2.00 m	Rs= 2.50 kg/cm ²	Fy= 4200 Kg/Cm ²	PAGINA
COMPUTADO POR: Ing. Luis Dominguez		FECHA:	N° / de
REVISADO POR:		FECHA:	

[illegible]

Medido y calculado por: Ing. Luis Domínguez	Revisado: Ing. Rafael Torres
--	---------------------------------



INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
MÉRIDA VENEZUELA

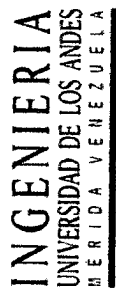
INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
MÉRIDA VENEZUELA

INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
MÉRIDA VENEZUELA

INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
MÉRIDA VENEZUELA

INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
MÉRIDA VENEZUELA

INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
MÉRIDA VENEZUELA



ALTURA MURO H= 3.00 m	Rs= 2.50 kg/cm ²	Fy= 4200 Kg/cm ²	PAGINA
COMPUTADO POR:	Ing. Luis Dominguez	FECHA:	N° / de
REVISADO POR:		FECHA:	

MANUAL: MUROS DE CONCRETO

[illegible]

PESO TOTAL 81,97 Kg/ml

Medido y calculado por:

Revisado:

ing. Luis Dominguez

Ing. Rafael Torres



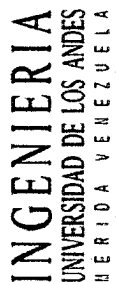
COMPUTO METRICO - CALCULADO DEL REFUERZO-BARRAS

ALTURA MURO H= 3.50 m	Re= 2.50 kg/cm ²	Fy: 4200 kg/cm ²	PAGINA
COMPUTADO POR: Ing. Luis Dominguez		FECHA:	Nº de
REVISADO POR:		FECHA:	

[illegible]

PESO TOTAL 95,79 Kg/ml

Medido y calculado por: Ing. Luis Domínguez	Revisado: Ing. Rafael Torres
--	---------------------------------



INGENIERIA

ALTURA MURO H= 4,00 m	Rs= 2,50 kg/cm ²	Fy= 4200 kg/cm ²	PAGINA
COMPUTADO POR: Ing. Luis Dominguez		FECHA:	Nº / de
REVISADO POR:		FECHA:	

MANUAL: MUROS DE CONCRETO

[illegible]

PESO TOTAL 123,71 Kg/ml

Medido y calculado por:

Ing. Luis Dominguez

Revisado:

Ing. Rafael Torres



INFLUENZA

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
MÉRIDA VENEZUELA

Fy: 4200 Kg/Cm2	PAGINA
-----------------	--------

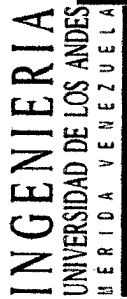
MANUAL: MUROS DE CONCRETO

[illegible]

PESO TOTAL

Revisado:

Ing. Rafael Torres



UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
MÉRIDA VENEZUELA

ALTURA MURO H= 5,00 m	Rs= 2,50 kg/cm ²	Fy 4200 Kg/Cm ²	PAGINA
COMPUTADO POR: Ing. Luis Dominguez		FECHA:	N° / de
REVISADO POR:		FECHA:	

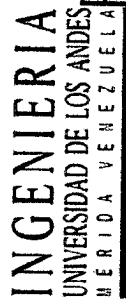
№ п/п	Наименование	Единица измерения	Количество	Стоимость
1	2	3	4	5

[illegible]

PESO TOTAL

Revisado:

Ing. Rafael Torres



COMPUTO METRICO - CALCULADO DEL REFUERZO- BARRAS

ALTURA MURO H= 5,50 m	Re= 2,50 kg/cm ²	Fy= 4200 kg/cm ²	PAGINA
COMPUTADO POR: Ing. Luis Dominguez		FECHA:	Nº / de
REVISADO POR:		FECHA:	

[illegible]

PESO TOTAL 198,00 Kg/ml

Medido y calculado por: Ing. Luis Domínguez	Revisado: Ing. Rafael Torres
--	---------------------------------