

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“ESTABILIZACIÓN DE LADERA CON MUROS DE CONTENCIÓN Y
ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL PARA LA PROTECCIÓN DE
VIVIENDAS EN EL BARRIO DE SAN ISIDRO DEL DISTRITO DE
SAN MARCOS – HUARI, ANCASH”**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

Línea de investigación: ESTRUCTURAS

AUTOR : Br. ROBIN LUIS BERNUY RAMIREZ
Br. ALCIDES BUENO HERRERA

ASESOR : Ms. Ing. RICARDO ANDRES NARVAEZ ARANDA

TRUJILLO, NOVIEMBRE DEL 2015

PRESENTACION

Señores Miembros Del Jurado:

Dando cumplimiento al Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Privada “Antenor Orrego”, es grato poner a vuestra consideración, el presente trabajo de investigación titulado: “ESTABILIZACIÓN DE LADERA CON MUROS DE CONTENCIÓN Y ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL PARA LA PROTECCIÓN DE VIVIENDAS EN EL BARRIO DE SAN ISIDRO DEL DISTRITO DE SAN MARCOS – HUARI, ANCASH”, con el propósito de obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil.

Atentamente,

Br. ALCIDES BUENO HERRERA

Br. ROBIN LUIS BERNUY RAMIREZ

Tesis: "ESTABILIZACIÓN DE LADERA CON MUROS DE CONTENCIÓN Y ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL PARA LA PROTECCIÓN DE VIVIENDAS EN EL BARRIO DE SAN ISIDRO DEL DISTRITO DE SAN MARCOS – HUARI, ANCASH"

JURADO EVALUADOR

Ing. FELIX GILBERTO, PERRIGO SARMIENTO
Presidente

Ing. JORGE LUIS, PAREDES ESTACIO
Secretario

Ing. TITO ALFREDO, BURGOS SARMIENTO
Vocal

Ms. RICARDO NARVAEZ ARANDA
Asesor

Fecha: Noviembre del 2015

DEDICATORIA

Dedicamos este proyecto de tesis a Dios y a nuestros padres. A Dios porque ha estado con nosotros en cada paso que hemos dado, cuidándonos y brindándonos la fortaleza necesaria para continuar con nuestras metas trazadas, a nuestros padres, quienes a lo largo de nuestra vida han velado por nuestro bienestar y educación siendo nuestro apoyo en todo momento. Depositando su entera confianza en cada reto que se nos presentaba sin dudar ni un solo momento en nuestra inteligencia y capacidad. Gracias a ellos es que somos lo que somos ahora.

AGRADECIMIENTO

El presente trabajo de tesis, en primer lugar nos gustaría agradecer a Dios por bendecirnos para llegar hasta donde hemos llegado y a nuestros padres por estar siempre con nosotros.

A la Universidad Privada Antenor Orrego por darnos la oportunidad de estudiar y ser profesionales.

También me nos gustaría agradecer a nuestros profesores durante toda nuestra carrera profesional porque todos han aportado con un granito de arena a nuestra formación

Son muchas las personas que han formado parte de nuestra vida profesional a las que nos encantaría agradecerles su amistad, consejos, apoyo, ánimo y compañía en los momentos más difíciles de nuestras vidas, por todo lo que nos han brindado y por todas sus bendiciones. Para ellos: Muchas gracias y que Dios los bendiga.

INDICE DEL CONTENIDO

CAPITULO I: INTRODUCCION	1
1.1 ANTECEDENTES Y JUSTIFICACION DEL PROBLEMA	2
1.2 CARACTERÍSTICAS SOCIOECONÓMICAS Y CULTURALES	3
1.2.1 POBLACIÓN	3
1.2.2 EDUCACIÓN	3
1.2.3 SALUD	3
1.2.4 VIVIENDA	4
1.2.5 SANEAMIENTO	4
1.3 SITUACIÓN ACTUAL	4
1.4 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	5
1.5 ALCANCE	5
1.6 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	5
1.7 OBJETIVOS	6
1.7.1 GENERAL	6
1.7.2 ESPECÍFICOS	6
CAPITULO II: MARCO TEORICO	7
2.1 GENERALIDADES	8
2.2 DESIGNACIONES	9
2.3 TIPOS DE MUROS	10
2.3.1 MUROS DE GRAVEDAD	10
2.3.2 MUROS MENSULA	10
2.3.3 MUROS DE CONTRAFUERTES	11
2.3.4 MUROS DE BANDEJAS	11
2.3.5 MUROS CRIBRAS Y OTROS MUROS PREFABRICADOS	12
2.4 TIPOS DE EMPUJE	13
2.5 FORMAS DE AGOTAMIENTO DE LOS MUROS	14
CAPITULO III: MATERIAL Y METODOS	19
3.1 ANÁLISIS DEL EMPUJE ACTIVO	20
3.1.1 TEORÍA DE COULOMB	20
3.1.2 PROCEDIMIENTO GRÁFICO	23
3.2 NORMAS Y ESTUDIOS PRELIMINARES	31
3.2.1 NORMAS	31
3.2.2 ESTUDIOS PRELIMINARES	31
3.3 METODOLOGÍA Y CRITERIOS DE DISEÑO	45
CAPITULO IV: RESULTADOS	47

4.1	CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO	48
4.1.1	UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO	48
4.1.2	ESTENSIÓN Y ALTITUD	48
4.1.3	LÍMITES Y ACCESOS	49
4.1.4	ASPECTO FÍSICO DEL ENTORNO	51
4.2	RESULTADOS TOPOGRÁFICOS	52
4.3	ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS	53
4.3.1	GENERALIDADES	53
4.3.2	CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO	53
4.3.3	ALCANCES DEL ESTUDIO	53
4.3.4	INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA EFECTUADA	54
4.3.5	DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO (TEORÍA DE TERZAGHI)	55
4.3.6	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	56
4.3.7	REPORTE DE ENSAYOS	57
4.4	ZONAS DE EMERGENCIA PARA UBICACIÓN DE LOS MUROS	61
4.5	DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN	62
4.5.1	MURO DE CONTENCIÓN DE 8 m DE ALTURA	63
4.5.2	MURO DE CONTENCIÓN DE 5 m DE ALTURA	67
4.5.3	MURO DE CONTENCIÓN DE 4 m DE ALTURA	71
4.5.4	MURO DE CONTENCIÓN DE 3.5 m DE ALTURA	75
4.5.5	MURO DE CONTENCIÓN DE 3 m DE ALTURA	82
4.6	ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL	86
4.6.1	ANTECEDENTES	86
4.6.2	OBJETIVOS DEL ESTUDIO	86
4.6.3	MARCO LEGAL Y ADMINISTRATIVO	87
4.6.3.1	MARCO LEGAL	87
4.6.3.2	MARCO ADMINISTRATIVO	88
4.6.4	JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO	88
4.6.5	LOCALIZACIÓN	88
4.6.6	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	88
4.6.7	RESIDUOS Y CONTAMINANTES	90
4.6.8	CONSUMO DE ENERGÍA	92
		92
4.6.10	IDENTIFICACIÓN DE IMPACTOS	95
4.6.11	FACTORES AMBIENTALES	95
4.6.12	ACCIONES QUE PUEDEN CAUSAR IMPACTOS	96
4.6.13	MEDIDAS DE MITIGACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL	99
	CAPITULO V: CONCLUSIONES	101
	CAPITULO VI: RECOMENDACIONES	104

ANEXOS

- ANEXO 1: CALCULOS ADICIONALES DE DISEÑO ESTRUCUTRAL DE MUROS
- ANEXO3. PANEL FOTOGRAFICO
- ANAEXO 2: PLANOS

RESUMEN

La presente tesis denominada “Estabilización de Ladera Con Muros de Contención y Estudio de Impacto Ambiental para la Protección de Viviendas en el Barrio de San Isidro del Distrito de San Marcos – Huari, Ancash”, surge ante la necesidad de mejorar zonas con alta de vulnerabilidad y riesgo con el que vive la población del Barrio de San Isidro del Distrito de San Marcos, que debido al crecimiento urbano del barrio, movimiento sísmico, grandes caídas de lluvias que han debilitado la formación de estos bloques de terreno en una zona crítica de aproximadamente 490ml donde se encuentran localizadas las viviendas. Además presentan una gran inestabilidad topográfica debido a proyectos que se realizaron con movimiento de tierras con la finalidad de mejorar las calles y veredas para la ruta de acceso al distrito y por las excesivas precipitaciones pluviales que existen, que generan grandes caídas y desprendimientos y deslizamientos de bloques de tierras y rocas (derrumbes), generando considerables peligros de pérdidas humanas y materiales.

La vulnerabilidad y el riesgo con el que vive la población data de muchos años atrás; ya que con el pasar de los tiempos estos peligros han sido aumentando debido a la urbanización del barrio, movimiento sísmico, grandes caídas de lluvias que de una u otra manera han ido debilitando la formación de estos bloques de terreno en una zona crítica donde se encuentran localizadas las viviendas.

Para esta tesis se ha realizado estudios topográficos, de mecánica de suelos y diseño estructural de los muros de contención para diferentes alturas según la ubicación de las viviendas.

Finalmente se realizó un estudio de impacto ambiental para una futura ejecución de los muros donde se debe contemplar las medidas de mitigación de impacto ambiental, medidas que el ingeniero residente de la obra es responsable por velar, de acuerdo a la buena práctica profesional,

evitando molestias a la población y un deterioro significativo del entorno ambiental a la obra, respetar la imagen urbana y conservar el carácter rural y tranquilo de la localidad.

El contenido de la tesis se ha dividido en 7 capítulos: en el primer capítulo se presenta la información general para el desarrollo de la tesis, en el capítulo 2 se presenta el marco teórico fundamental para el desarrollo de la tesis. En el tercer capítulo se presentan los materiales y métodos de diseño, en el cuarto capítulo se presentan los resultados de los estudios y diseños, En el capítulo cinco se presentan las conclusiones, el capítulo 6 las recomendaciones y finalmente en el capítulo 7 la bibliografía consultada.

ABSTRACT

This thesis called "Stabilization hillside retaining walls and Environmental Impact Assessment for the Protection of Housing in the Barrio de San Isidro district of San Marcos - Huari, Ancash," arises from the need to improve areas with high vulnerability and risk to the population living in the neighborhood of San Isidro district of San Marcos, which due to urban growth in the neighborhood, earthquake, big drops of rain that has weakened the formation of these blocks of land in a critical area of approximately 490ml where homes are located. Also they have a great topographic instability due to projects undertaken with earthworks in order to improve the streets and sidewalks for the path to the district and excessive rainfall that exist, that generate large falls and landslides and landslides soil and rock blocks (landslides), generating considerable dangers of human and material losses.

Vulnerability and risk to the population living back many years ago ; because with the passage of time these dangers have been increasing due to urbanization of the neighborhood, earthquake , big drops of rain in one way or another have weakened the formation of these blocks of land in a critical area where there are localized housing.

For this thesis has done surveying, soil mechanics and structural design of retaining walls for different heights according to the location of housing.

Finally an environmental impact for future implementation of the walls where they must contemplate the environmental impact mitigation measures that the resident engineer's work is responsible for ensuring, in accordance with good professional practice was held avoiding discomfort the population and a significant deterioration of the surrounding environment to work, respect the urban image and preserve the rural and peaceful character of the town.

The content of the thesis is divided into seven chapters: the first chapter general information for the development of the thesis, in chapter 2 the basic

framework for the development of the thesis is presented is presented. In the third chapter the materials and design methods, in the fourth chapter presents the results of studies and designs are presented in chapter five concludes the paper, chapter 6 and finally the recommendations in Chapter 7 the literature.

CAPITULO I: INTRODUCCION

1.1 ANTECEDENTES Y JUSTIFICACION DEL PROBLEMA

El distrito de San Marcos, se encuentra ubicado en la provincia de Huari, departamento de Ancash, región de Chavín, es el más extenso de los 16 distritos de la provincia, con 557 km².

Fue creado como villa mediante decreto provisional del general don José de San Martín el 12 de febrero de 1822. Se le da la categoría de distrito el 2 de enero de 1836, mediante decreto, durante el segundo Gobierno de Ramón Castilla.

Este estudio surge ante la necesidad de mejorar zonas afectadas que presentan una gran inestabilidad topográfica debido a proyectos que se realizaron con movimiento de tierras con la finalidad de mejorar las calles y veredas para la ruta de acceso al distrito y por las excesivas precipitaciones pluviales que existen, que generan grandes caídas y desprendimientos y deslizamientos de bloques de tierras y rocas (derrumbes), generando considerables peligros de pérdidas humanas y materiales.

La vulnerabilidad y el riesgo con el que vive la población data de muchos años atrás; ya que con el pasar de los tiempos estos peligros han sido aumentando debido a la urbanización del barrio, movimiento sísmico, grandes caídas de lluvias que de una u otra manera han ido debilitando la formación de estos bloques de terreno en una zona crítica de aproximadamente 490m donde se encuentran localizadas las viviendas.

1.2 CARACTERÍSTICAS SOCIOECONÓMICAS Y CULTURALES

1.2.1 Población

- Según el último censo (año 2007) el distrito de san marcos cuenta con una población de 13,607 habitantes, de los cuales 7,834 son hombres (57,57%) y 5,773 son mujeres (42,43%). De la población total el 28% se encuentra en área urbana y el 72% en área rural

1.2.2 Educación

- La población del distrito de san marcos de 3 a más años de edad que no ha alcanzado ningún nivel educativo, según el censo del 2007 es el 17% de los cuales el 12% son mujeres y el 6% son hombre.
- El mayor porcentaje de nivel educativo alcanzado por la población es el nivel primario (35%) y el nivel secundario (26%).para el caso de la zona urbana el 14% no ha alcanzado ningún estudio educativo el 34% tiene el nivel primario y el 31% el nivel secundario. en la zona rural el 19% de la población no ha alcanzado el nivel primario y el 24% el nivel secundario, con respecto al genero la población femenina es la que tiene mayor porcentaje de algún nivel alcanzado respecto a la población masculina.

1.2.3 Salud

- El distrito de san marcos cuenta con un centro de salud ubicado en la capital distrital y 3 puestos de salud (carhuayoc, huaripampa y santa cruz de pichiu) que atiende a un total de 22 comunidades.
- Actualmente cuenta con un centro materno perinatal en la ciudad de san marcos cuya cobertura atención permite ampliarse a los centros poblados y sus anexos.

1.2.4 Vivienda

- En el distrito de san marcos las vivienda se caracterizan por ser de construcción de material rustico (97%) utilizan adobe, tapia o piedra con barro, los techos son principalmente de tejas y calaminas.

1.2.5 Saneamiento

- Según el nuevo mapa de pobreza distrital elaborado por foncodes año 2006, las viviendas que se encuentran abastecidas de agua potable son el 84% existiendo un 16% que se abastece de fuentes de agua como ríos, acequias y manantiales y son en su mayoría en el área rural.
- Mientras que la red de desagüe (alcantarillado), solo el 66% cuenta con algún servicio de desagüe ya sea de una red pública, pozo séptico o letrinas y el 44% no disponen de servicios higiénicos.

1.3 SITUACION ACTUAL

Actualmente no se han hecho presentes ninguna institución pública o privada donado de infraestructura de prevención de desastres y pérdidas cuantiosas en esta zona para el próximo año 2016 debido a la presencia del fenómeno del niño este problema se puede agudizar, por este motivo se plantea como alternativa diseñar muros de contención de concreto armado en las zona de peligro de la zona urbana del distrito, pudiendo de esta forma minimizar los riesgos y peligros dentro de la zona afectada en caso que de llevarse a cabo su construcción.



Figura 1.1: zona de peligro de la zona urbana en ladera

1.4 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA:

¿Cómo determinar la estabilización de ladera aplicando muros de contención y analizar el impacto ambiental para la protección de viviendas?

1.5 ALCANCE:

El alcance del proyecto de investigación es a nivel local para la protección de las viviendas en la zona de estudio.

1.6 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

Justificación académica: El proyecto de investigación se justifica académicamente porque permitirá al alumno de ingeniería civil realizar estudios básicos de ingeniería fundamentales como los estudios de mecánica de suelos, topografía y parámetros

hidrológicos para plantear el diseño de muros de contención considerando factores de seguridad de la estructura.

1.7 OBJETIVOS

1.7.1 General

Realizar el estudio de estabilización de ladera con muros de contención y estudio de impacto ambiental para la protección de viviendas en el Barrio de San Isidro del Distrito de San Marcos – Huari, Ancash

1.7.2 Específicos

- Realizar estudios básicos de ingeniería: topografía, mecánica de suelos.
- Determinar los criterios de diseño de muros de contención.
- Realizar el diseño estructural de los muros de contención para diferentes alturas.
- Realizar el estudio de impacto ambiental.

CAPITULO II: MARCO TEORICO

2.1 GENERALIDADES

Una estructura de contención es una construcción estructural e ingeniería, cuyo fin es contener los empujes de tierras que pueden afectar a una determinada obra.

Puede ser una única obra con un único proyecto (como es el caso de la construcción de un muro de contención con el fin de obtener parcelas de superficie horizontal), o puede ser parte de un proyecto más grande, (como por ejemplo, un muro para contener el empuje de tierras próximo a una carretera, o pantallas para la construcción de los sótanos de un edificio).

Se denomina muro de contención a un tipo estructura de contención rígida, destinada a contener algún material, generalmente tierras

Los muros son elementos constructivos cuya principal misión es servir de contención, bien de un terreno natural, bien de un relleno artificial o de un elemento a almacenar. En los dos primeros casos el ejemplo típico es el de un muro de sostenimiento de tierras, mientras que un almacén granero es una muestra del tercero.

En las situaciones anteriores el muro trabaja fundamentalmente a flexión, siendo la compresión vertical debida a su peso propio generalmente despreciable. En ocasiones los muros desempeñan la función de cimiento, al transmitir las presiones o cargas suministradas por los pilares o por los forjados que se apoyan en la coronación del muro. Esta situación es característica de los muros de sótano, muy desarrollada en la edificación actual.

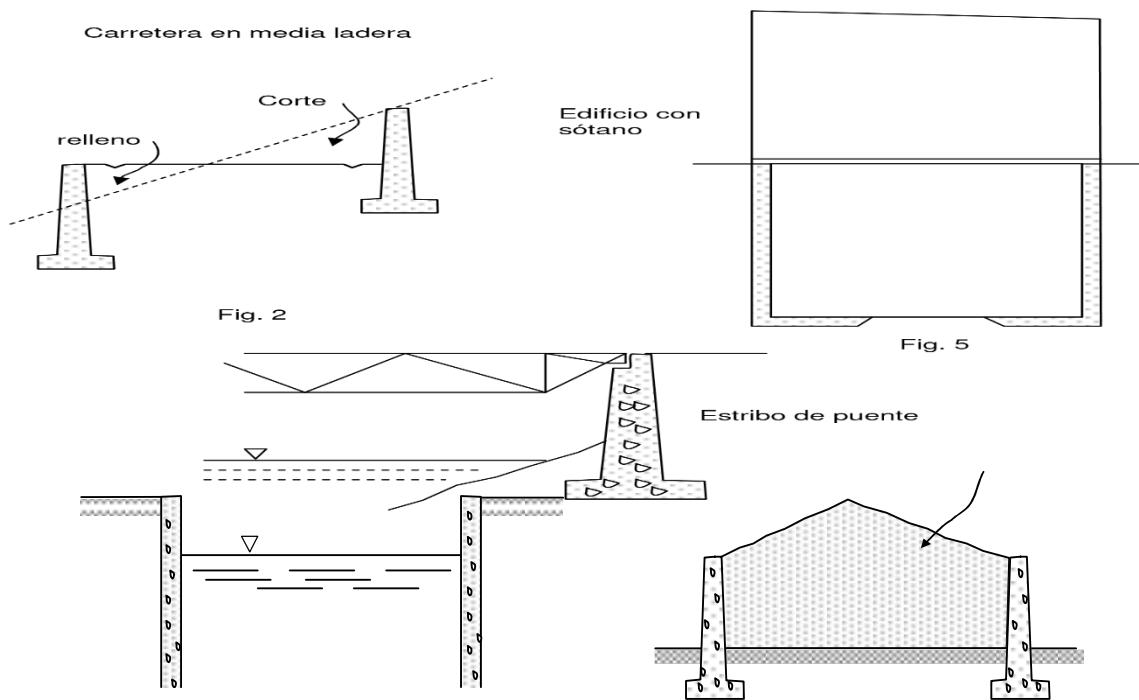


Fig. 2.1: Aplicaciones de muros de contención

Las formas de funcionamiento del muro de contención y del muro de sótano son diferentes. Mientras que el muro de contención se comporta básicamente como un voladizo empotrado en el cimiento, el cuerpo de un muro de sótano se comporta como una losa de uno o varios vanos.

2.2 DESIGNACIONES

Tomando el caso más común de un muro de contención, emplearemos las designaciones que se indican en la figura.

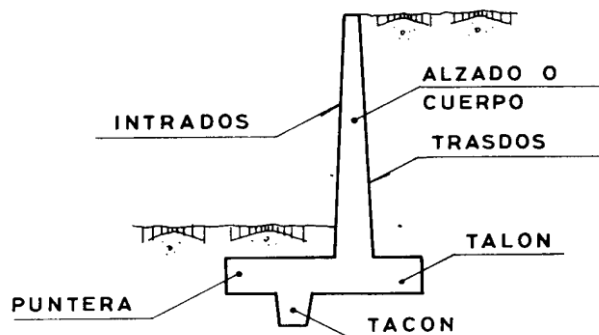


Fig. 2.2. Designación de un muro de contención.

Un muro sin talón se usa cuando el terreno del trasdós es de propiedad ajena. En este caso el muro, además de los inconvenientes técnicos que esta forma encierra, arrastra otros de tipo constructivo, ya que el terreno puede no estar drenado, la impermeabilización del trasdós no suele ser posible y, por tanto, la impermeabilidad del muro será difícil de garantizar y el empuje del terreno puede ser de difícil evaluación. En cuanto al tacón, se prescindirá de él cuando no exista problema de deslizamiento.

2.3 TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN

Los tipos de muros de contención de uso más frecuente son:

2.3.1 MUROS DE GRAVEDAD.

Son muros de hormigón en masa en los que la resistencia se consigue por su propio peso (figura 3 a). Normalmente carecen de cimiento diferenciado, aunque pueden tenerlo (figura 3 b). Su ventaja fundamental es que no van armados. Pueden ser interesantes para alturas moderadas si su longitud no es muy grande, pues en caso contrario representan una solución antieconómica frente a los muros de hormigón armado.

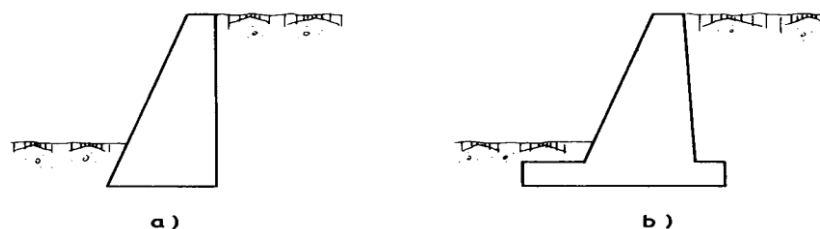


Figura 2.3. Muros de gravedad

2.3.2 MUROS MÉNSULA.

Son los muros de contención de uso más frecuente, y aunque su campo de aplicación depende de los costes de excavación, hormigón, acero, encofrado y relleno, se puede pensar que constituyen la solución más económica para muros de hasta 10 ó 12 m de altura.

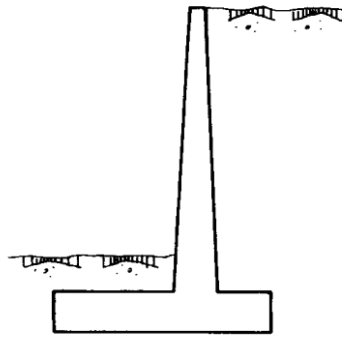


Fig. 2.4. Muro ménsula.

2.3.3 MUROS DE CONTRAFUERTES.

Representan una evolución del tipo anterior. Al crecer la altura, y por ende los espesores de hormigón, compensa aligerar las piezas con la solución de los contrafuertes, aunque conlleva un tajo de ferralla y encofrado más complicados y un hormigonado más difícil.

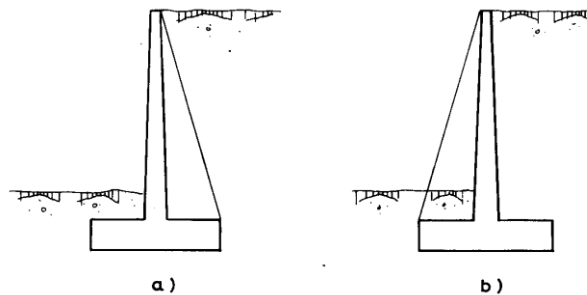


Fig. 2.5: Muros de contrafuerte

Los contrafuertes pueden disponerse en el trasdós (figura 5 a) o en el intradós (figura 5 b), aunque la primera solución es técnica y económicamente mejor por colocarse el alzado en la zona comprimida de la sección en T que se forma. La segunda solución, además, presenta un claro inconveniente estético.

2.3.4 MUROS DE BANDEJAS.

En los muros de bandejas se pretende contrarrestar parte del momento flector que se ha de resistir mediante la colocación de bandejas a distinta

altura en las que se producen unos momentos de sentido contrario, debidos a la carga del propio relleno sobre las bandejas (figura 6).

Su inconveniente fundamental radica en la complejidad de su construcción. Puede representar una solución alternativa al muro de contrafuertes para grandes alturas, en los que para resistir el momento flector se aumenta el canto y se aligera la sección colocando los contrafuertes.

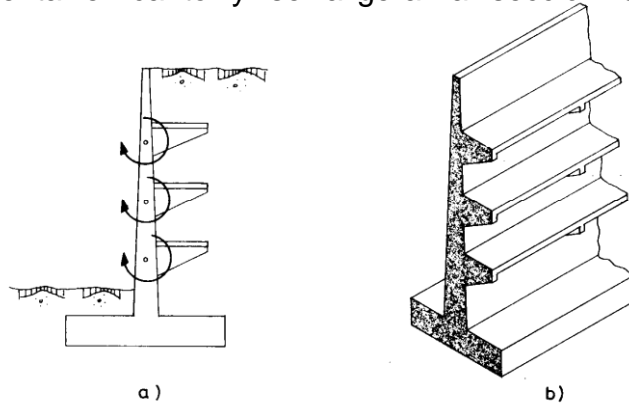


Fig. 2.6: Muros de bandejas.

2.3.5 MUROS CRIBAS Y OTROS MUROS PREFABRICADOS.

El concepto de muro criba de piezas prefabricadas tiene su origen en muros análogos realizados con troncos de árboles. El sistema emplea piezas prefabricadas de hormigón de muy diversos tipos que forman una red espacial que se rellena con el propio suelo.

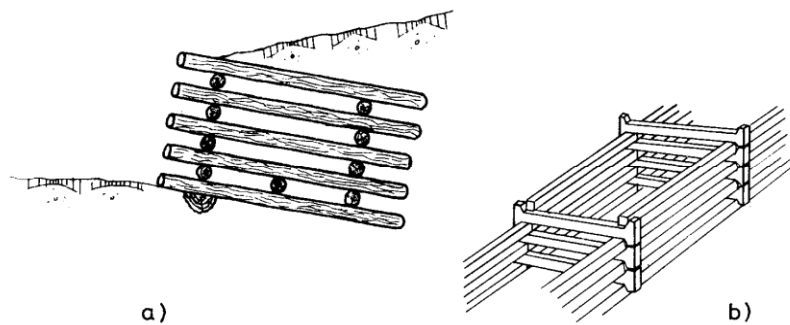


Fig. 2.7. Muros cribas.

MURO DE CONTENCIÓN PARA TERRENOS EN LADERA

Para aplanar una ladera, tenemos dos opciones:

1) Cortamos el cerro, lo que muchas veces es difícil porque para hacerlo hay que excavar en roca; logrando así un terreno horizontal.

2) Rellenamos el talud, para lo que previamente se requiere hacer un muro de con- tención, lo que explicamos a continuación:

Excavación del cimiento del muro de contención

Antes de comenzar a levantar el muro, se debe trazar el área de excavación con ayuda de cordeles y estacas. Luego, procedemos a excavar el terreno hasta encontrar un suelo firme donde se pueda apoyar el muro. Si el muro se asienta sobre un terreno blando, terreno de arenas sueltas, arcillas húmedas o de relleno, éste podría voltearse.

Es importante proteger las áreas de trabajo, sobre todo las áreas de excavación, ya que pueden caer piedras de la ladera. Por ejemplo, se puede colocar unas maderas de protección para evitar el paso de las piedras que pueden rodar hacia el área de trabajo

2.4 TIPOS DE EMPUJE.

La presión del terreno sobre un muro está fuertemente condicionada por la deformabilidad del muro, entendiendo por tal no sólo la deformación que el muro experimenta como pieza de hormigón, sino también la que produce en el muro la deformación del terreno de cimentación.

En la interacción entre el muro y el terreno sobre el que cimienta puede ocurrir que las deformaciones sean prácticamente nulas, diciéndose que la masa de suelo se encuentra en estado de reposo y se está en el caso de empuje al reposo.

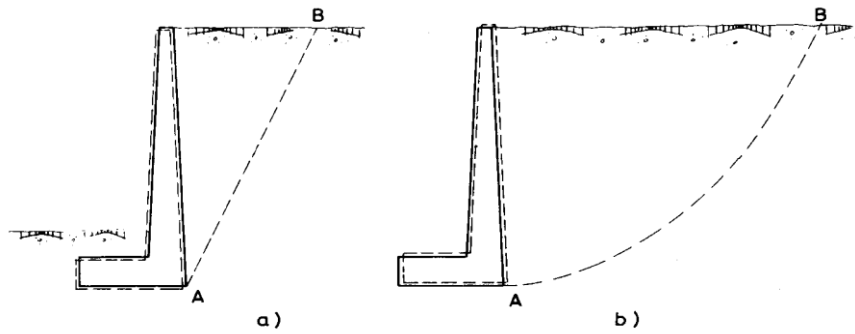


Fig.2.8. Empujes activo y pasivo.

Si el muro se desplaza, permitiendo la expansión lateral del suelo, se produce un fallo por corte del suelo, y la cuña de rotura avanza hacia el muro y desciende. El empuje se reduce desde el valor del empuje al reposo hasta el denominado valor de **empuje activo**, que es el mínimo valor posible del empuje (fig. 2.8.a).

Por el contrario, si se aplican fuerzas al muro de forma que éste empuje al relleno, el fallo se produce mediante una cuña mucho más amplia, que experimenta un ascenso. Este valor recibe el nombre de empuje pasivo y es el mayor valor que puede alcanzar el empuje. Por tanto, el empuje al reposo es de valor intermedio entre el empuje activo y el **empuje pasivo**.

2.5 FORMAS DE AGOTAMIENTO DE LOS MUROS.

En general un muro puede alcanzar los siguientes estados límites:

- **Giro excesivo del muro**

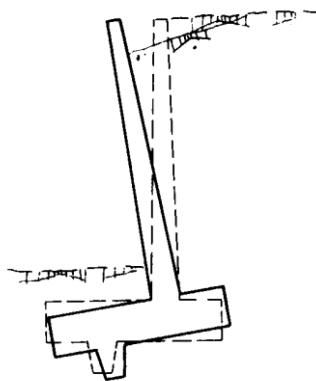


Fig. 2.9. Giro excesivo del muro.

- **Deslizamiento del muro**

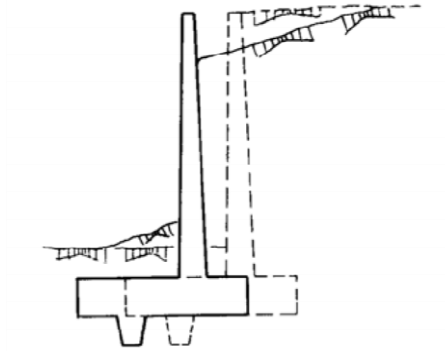


Fig. 2.10: Deslizamiento del muro.

- **Deslizamiento profundo del muro.**

Se debe a la formación de una superficie de deslizamiento profunda, de forma aproximadamente circular. Este tipo de fallo puede presentarse si existe una capa de suelo blando a una profundidad aproximada de vez y media la altura del muro, contada desde el plano de cimentación.

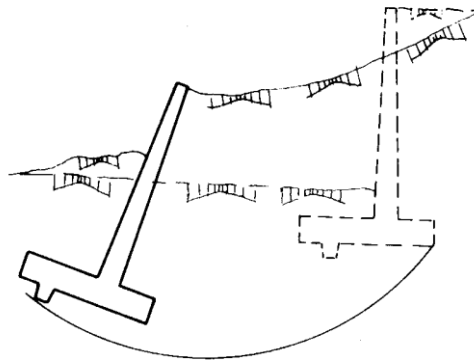


Fig. 2.11: Deslizamiento profundo.

- **Deformación excesiva del alzado.**

Es una situación rara, salvo en muros muy esbeltos.

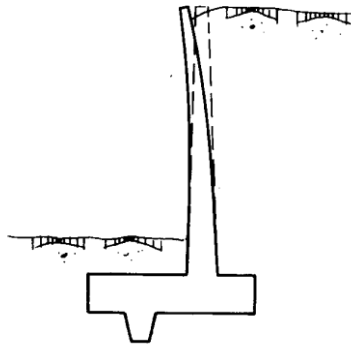


Fig. 2.12: Deformación excesiva del alzado.

- **Fisuración excesiva** (figura 21).

Puede presentarse en todas las zonas de tracción, y se trata de una fisuración grave si su ancho es excesivo al estar en contacto con terreno húmedo, pues no es observable.

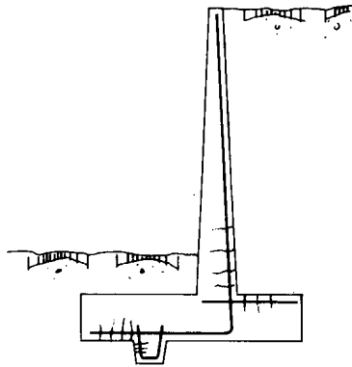


Fig. 2.13. Fisuración excesiva.

- **Rotura por flexión.**

Puede producirse en el alzado, la puntera o el talón. Como las cuantías en muros suelen ser bajas, los síntomas de pre rotura sólo son observables en la cara de tracción, que en todos los casos está oculta, con lo que no existe ningún síntoma de aviso.

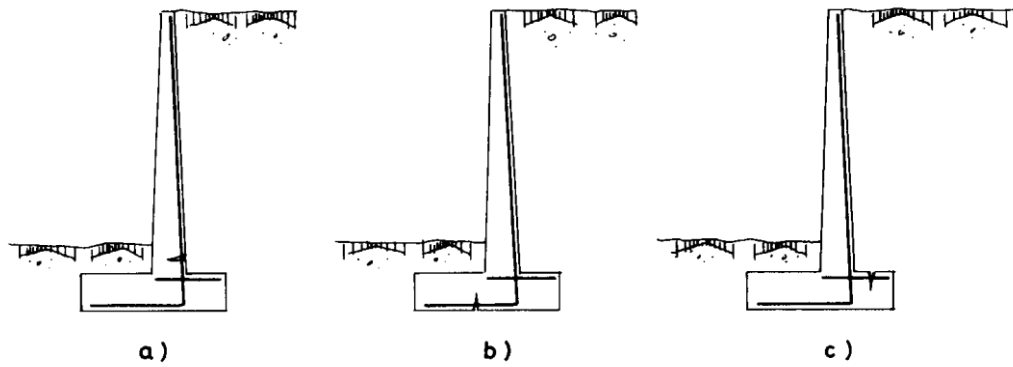


Fig. 2.14: Rotura por flexión.

- **Rotura por esfuerzo cortante**

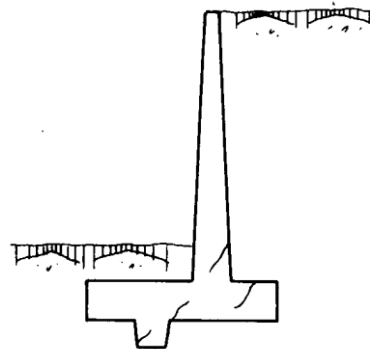


Fig. 2.15: Rotura por esfuerzo cortante

- **Rotura por esfuerzo rasante.**

La sección peligrosa es la de arranque del alzado, que es una junta de hormigonado obligada, en la que coinciden el máximo momento flector y el máximo esfuerzo cortante.

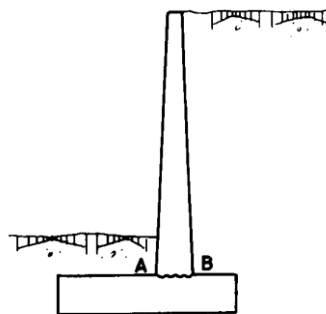


Fig. 2.16. Rotura por rasante

- **Rotura por fallo de solape.**

La sección peligrosa es la de arranque de la armadura de tracción del alzado, donde la longitud de solape debe estudiarse detenidamente, pues por razones constructivas el solape ha de realizarse para la totalidad de la armadura en la zona de máximos esfuerzos de flexión y corte.

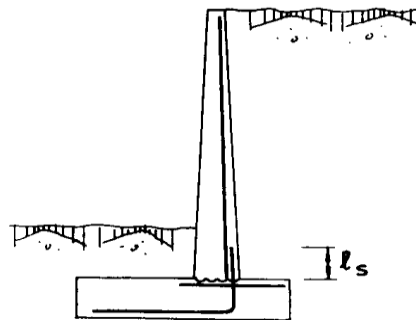


Fig. 2.17: Rotura por fallo de solape.

CAPITULO III: MATERIAL Y METODOS

3.1 ANALISIS DEL EMPUJE ACTIVO.

Existen diversas teorías para la determinación del empuje activo, entre las que destacan las debidas a Coulomb y Rankine. En ambas teorías se establecen diversas hipótesis simplificativas del problema, que conducen a cierto grado de error, pero producen valores de empuje que entran dentro de los márgenes de seguridad. En el estado actual de conocimientos se pueden calcular los empujes del terreno con razonable precisión en el caso de suelo granulares. Para otros tipos de suelo la precisión es poco satisfactoria.

3.1.1 TEORÍA DE COULOMB. (Coulomb desarrolló su teoría para suelos granulares bien drenados en 1773)

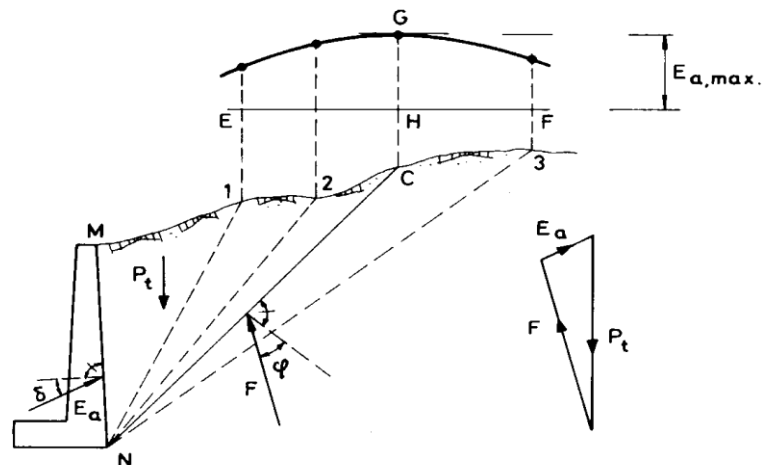


Figura 11. Teoría de Coulomb.

La teoría se basa en suponer que al moverse el muro bajo la acción del empuje, se produce el deslizamiento de una cuña de terreno MNC, limitada por el trasdós del muro MN, por un plano que pase por el pie del muro y por la superficie del terreno. Por tanto, se establece una primera hipótesis, que es suponer una superficie de deslizamiento plana, lo cual no es del todo cierto, aunque el error introducido sea pequeño.

El resto de los supuestos de partida se pueden sintetizar en los siguientes puntos:

- Considera la existencia de fricción entre el terreno y el muro.
- Supone que el terreno es un material granular, homogéneo e isotrópico y que el drenaje es lo suficientemente bueno como para no considerar presiones intersticiales en el terreno.
- De todos los posibles planos de deslizamiento, el que realmente se produce es el que conlleva un valor de empuje máximo.
- La falla es un problema bidimensional. Considera una longitud unitaria de un cuerpo infinitamente largo.

El problema consiste ahora en determinar el plano de deslizamiento crítico que produce un valor máximo del empuje. Para ello se elige un plano arbitrario que forme un ángulo θ con la horizontal y se establece el equilibrio de la cuña MNC. Las fuerzas que intervienen son:

- Peso de la cuña **MNC** del terreno P_t
- Reacción E_a del trasdós sobre el terreno, que formará un ángulo δ con la normal al trasdós. Dicho ángulo será el de rozamiento entre muro y terreno.
- Reacción F de la masa de suelo sobre la cuña, que formará un ángulo ϕ

Con la normal a la línea de rotura **NC**. Dicho ángulo será el de rozamiento interno del terreno.

Como se conoce P_t en magnitud y dirección y E_a y F en dirección, se podrá calcular el valor de estas dos últimas fuerzas a través del polígono de fuerzas que forman.

El peso de la cuña de terreno MNC viene dado por:

$$P_t = \frac{\gamma \cdot H^2}{2 \cdot \text{sen}^2 \alpha} \cdot \text{sen}(\alpha + \theta) \cdot \frac{\text{sen}(\alpha + \beta)}{\text{sen}(\theta - \beta)} \quad [1]$$

Aplicando el teorema del seno al triángulo de fuerzas de la figura 11 se obtiene la relación:

$$\frac{E_a}{\text{sen}(\theta - \varphi)} = \frac{P_t}{\text{sen}(180 - \alpha - \theta + \varphi + \delta)}$$

Despejando E_a se obtiene:

$$E_a = \frac{P_t \cdot \text{sen}(\theta - \varphi)}{\text{sen}(180 - \alpha - \theta + \varphi + \delta)} \quad [2]$$

Combinando las expresiones [1] y [2] se tiene el valor del empuje activo:

$$E_a = \frac{\gamma \cdot H^2}{2 \cdot \text{sen}^2 \alpha} \cdot \text{sen}(\alpha + \theta) \cdot \frac{\text{sen}(\alpha + \beta)}{\text{sen}(\theta - \beta)} \cdot \frac{\text{sen}(\theta - \varphi)}{\text{sen}(180 - \alpha - \theta + \varphi + \delta)} \quad [3]$$

En esta ecuación se puede observar que el valor del empuje activo es función de θ , $E_a = f(\theta)$, ya que el resto de los términos son constantes y conocidos para una situación concreta.

Para obtener el valor del ángulo θ que hace máximo el empuje activo, se deriva e iguala a cero la expresión [3], e introduciendo su valor en la ecuación se obtiene:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad [4]$$

Esta expresión se puede escribir de una manera más sencilla como:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_A \quad [5]$$

En la que K_A es el coeficiente de empuje activo, y viene dado por:

$$K_A = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad [6]$$

La distribución del empuje activo a lo largo de la altura del muro se puede obtener derivando la ecuación [5] con respecto a H:

$$\frac{dE_a}{dH} = \gamma \cdot H \cdot K_A \quad [7]$$

Como se puede observar, la distribución es lineal, dando un diagrama triangular. El punto de aplicación del empuje activo será el centro de gravedad del diagrama de fuerzas, que en este caso estará situado a una profundidad $Z = 2/3 \cdot H$, desde la coronación del muro.

3.1.2 PROCEDIMIENTO GRÁFICO.

Para un terreno de forma cualquiera, la mejor solución es el procedimiento gráfico. Suponiendo una línea de rotura recta, habrán de estar en equilibrio el peso P_t de la cuña de suelo comprendida entre el muro y la línea de rotura, la reacción E_a del muro contra el suelo, igual y de sentido contrario al empuje activo sobre el muro, y la reacción F del terreno sobre la cuña, que formará con la normal a la línea de rotura un ángulo igual al de rozamiento interno del terreno ϕ . Los valores de ϕ , a falta de ensayos directos, pueden obtenerse de la tabla 1, tomada de Calavera, que incluye además valores orientativos de las densidades secas de los distintos terrenos.

Cuadro 3.1: Densidades secas y Angulo de rozamiento interno de suelos granulares

Clase de terreno	Densidad seca γ (kN/m^3)	Angulo de rozamiento interno ϕ
Grava arenosa	20	35 – 45 °
Arena compacta	20	35 – 45 °
Arena suelta	17	30 – 35 °
Pedraplén	18	35 – 45 °

El método consiste en proceder por tanteos sucesivos. Elegido un punto 1 como posible origen de una cuña de deslizamiento, se calcula el peso P_t de la cuña, y en el polígono vectorial de la figura se trazan los vectores E_a

y F correspondientes, ambos de direcciones conocidas. El valor de E_a se lleva a partir de un origen EF convencional.

El cálculo se repite para varios puntos 1, 2, 3... Tres tanteos suelen ser suficientes para determinar el punto G correspondiente a la cuña de empuje máximo, que es el empuje activo. Con ello se tiene el punto C y la posición NC de la superficie de rotura de la cuña correspondiente.

La posición de la resultante de las presiones sobre el muro, es decir, el empuje activo, puede obtenerse con suficiente aproximación trazando por el centro de gravedad de la cuña MNC la paralela a NC hasta cortar el trasdós del muro.

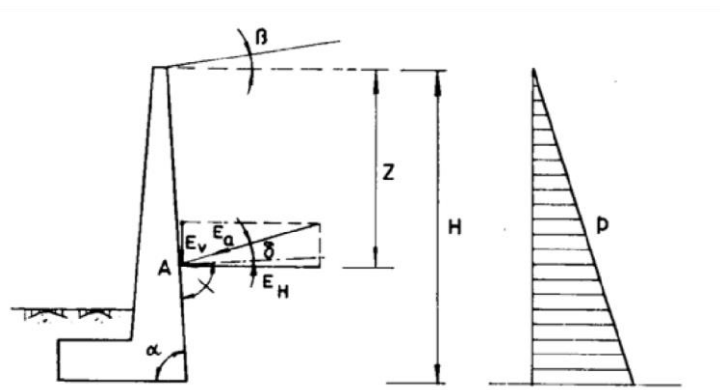


Fig. 3.1 Presiones y empujes en el caso de un relleno limitado por una línea recta

Los valores de las componentes horizontal y vertical de la presión en un punto del muro a profundidad Z son:

$$\left. \begin{aligned} P_h &= \gamma \cdot z \cdot \lambda_h \\ P_v &= \gamma \cdot z \cdot \lambda_v \end{aligned} \right\} \quad [8]$$

donde λ_h y λ_v vienen dados por las expresiones:

$$\left. \begin{aligned} \lambda_h &= \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \\ \lambda_v &= \lambda_h \cdot \text{cotag}(\alpha - \delta) \end{aligned} \right\} \quad [9]$$

Cuadro 3.2, tomada de la NBE AE-88, proporciona los coeficientes λ_h y λ_v para distintos valores de α , β , δ y ϕ .

La presión total P viene dada por:

$$P = \sqrt{P_h^2 + P_v^2} = \gamma \cdot z \cdot \sqrt{\lambda_h^2 + \lambda_v^2} = \gamma \cdot z \cdot \lambda \quad [10]$$

Que forma un ángulo δ con la normal al trasdós.

Las componentes horizontal y vertical del empuje total, por unidad de longitud de muro, vienen dadas por las expresiones:

$$\left. \begin{aligned} E_h &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \lambda_h \\ E_v &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \lambda_v \end{aligned} \right\} \quad [11]$$

El punto de aplicación del empuje total $E_a = \sqrt{E_h^2 + E_v^2}$ está situado a una profundidad $y = \frac{2}{3} \cdot H$ desde la coronación del muro.

Para el caso particular de superficie de terreno horizontal ($\beta = 0$), ángulo $\delta = 0$ y trasdós del muro vertical ($\alpha = 90^\circ$), las expresiones [9] se transforman en:

$$\lambda_h = \frac{1 - \text{sen} \phi}{1 + \text{sen} \phi} \quad [12]$$

siendo $\lambda_v = 0$.

Cuadro 3.2														
Coeficientes de empuje activo														
ϕ	δ	β	Coef. de empuje activo horizontal λ_H La inclinación del muro es $b/h=\cotg \alpha$						Coef. de empuje activo vertical λ_V La inclinación del muro es $b/h=\cotg \alpha$					
			0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2	0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2
			20°	0	0	0.71	0.67	0.62	0.56	0.49	0.42	0.57	0.40	0.25
5	0.78	0.73			0.67	0.60	0.52	0.44	0.62	0.44	0.27	0.12	0.00	-0.09
10	0.88	0.81			0.74	0.65	0.57	0.48	0.70	0.49	0.29	0.13	0.00	-0.10
15	1.01	0.92			0.83	0.74	0.64	0.54	0.81	0.55	0.33	0.15	0.00	-0.11
20	1.47	1.31			1.16	1.02	0.88	0.76	1.18	0.79	0.46	0.20	0.00	-0.15
$\phi / 3=$	0	0.63		0.60	0.56	0.51	0.45	0.39	0.64	0.46	0.28	0.16	0.05	-0.03
	5	0.70		0.66	0.62	0.56	0.48	0.42	0.71	0.51	0.31	0.18	0.06	-0.03
	10	0.80		0.75	0.68	0.61	0.54	0.46	0.81	0.58	0.34	0.20	0.06	-0.04
	15	0.95		0.87	0.79	0.70	0.61	0.52	0.96	0.67	0.39	0.23	0.07	-0.04
	20	1.47		1.21	1.16	1.02	0.88	0.76	1.49	1.01	0.58	0.33	0.10	-0.06
6°40'	0	0.56		0.54	0.52	0.48	0.42	0.37	0.72	0.53	0.36	0.22	0.10	0.01
	5	0.63		0.61	0.57	0.52	0.46	0.40	0.81	0.60	0.40	0.24	0.11	0.01
	10	0.73		0.69	0.64	0.58	0.51	0.44	0.93	0.67	0.45	0.27	0.12	0.02
	15	0.88		0.82	0.75	0.67	0.59	0.50	1.13	0.81	0.53	0.31	0.14	0.02
	20	1.47		1.31	1.16	1.02	0.88	0.76	1.88	1.28	0.82	0.47	0.21	0.03
13°20'	0	0.49		0.49	0.47	0.44	0.40	0.35	0.80	0.60	0.42	0.27	0.15	0.05
	5	0.56		0.55	0.53	0.48	0.44	0.38	0.92	0.69	0.47	0.29	0.16	0.06
	10	0.66		0.64	0.60	0.55	0.49	0.42	1.08	0.78	0.54	0.33	0.18	0.06
	15	0.82		0.77	0.71	0.64	0.57	0.48	1.35	1.01	0.69	0.39	0.21	0.07
	20	1.47		1.31	1.16	1.02	0.88	0.76	2.42	1.62	1.04	0.60	0.32	0.12
20	0	0.49	0.49	0.47	0.44	0.40	0.35	0.80	0.60	0.42	0.27	0.15	0.05	
	5	0.56	0.55	0.53	0.48	0.44	0.38	0.92	0.69	0.47	0.29	0.16	0.06	
	10	0.66	0.64	0.60	0.55	0.49	0.42	1.08	0.78	0.54	0.33	0.18	0.06	
	15	0.82	0.77	0.71	0.64	0.57	0.48	1.35	1.01	0.69	0.39	0.21	0.07	
	20	1.47	1.31	1.16	1.02	0.88	0.76	2.42	1.62	1.04	0.60	0.32	0.12	

ϕ Angulo de rozamiento interno del elemento contenido. δ
 Angulo de rozamiento entre elemento contenido y muro. β
 Angulo del talud natural del elemento contenido.

Coeficientes de empuje activo														
ϕ	δ	β	Coef. de empuje activo horizontal						Coef. de empuje activo vertical λ_v					
			λ_H La inclinación del muro es $b/h=\cotg \alpha$						La inclinación del muro es $b/h=\cotg \alpha$					
			0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2	0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2
25°	0	0	0.65	0.60	0.55	0.48	0.41	0.33	0.52	0.36	0.22	0.10	0.00	-0.07
		10	0.79	0.72	0.64	0.55	0.46	0.37	0.63	0.43	0.26	0.11	0.00	-0.07
		15	0.89	0.80	0.70	0.60	0.50	0.41	0.71	0.48	0.28	0.12	0.00	-0.08
		20	1.03	0.92	0.80	0.69	0.57	0.46	0.82	0.55	0.32	0.14	0.00	-0.09
		25	1.55	1.35	1.16	0.98	0.82	0.68	1.24	0.81	0.46	0.20	0.00	-0.14
	$\phi / 3=$	0	0.56	0.53	0.49	0.44	0.37	0.30	0.60	0.43	0.28	0.16	0.05	-0.02
		10	0.70	0.65	0.58	0.51	0.43	0.34	0.75	0.53	0.34	0.18	0.06	-0.02
		15	0.80	0.73	0.65	0.56	0.47	0.38	0.86	0.60	0.38	0.20	0.07	-0.02
		20	0.96	0.86	0.76	0.65	0.55	0.44	1.03	0.70	0.44	0.23	0.08	-0.02
		25	1.55	1.35	1.16	0.98	0.82	0.68	1.66	1.10	0.67	0.35	0.12	-0.03
	$8^{\circ}20'$	0	0.48	0.47	0.44	0.40	0.35	0.29	0.69	0.51	0.35	0.21	0.10	0.03
		10	0.61	0.58	0.53	0.47	0.40	0.33	0.88	0.64	0.42	0.25	0.12	0.03
		15	0.72	0.67	0.60	0.53	0.45	0.37	1.04	0.73	0.48	0.28	0.14	0.03
		20	0.88	0.80	0.71	0.62	0.52	0.42	1.27	0.88	0.56	0.33	0.16	0.04
		25	1.55	1.35	1.16	0.98	0.82	0.68	2.24	1.47	0.92	0.52	0.25	0.06
	$2 \cdot \phi / 3=$	0	0.40	0.41	0.39	0.37	0.32	0.27	0.81	0.60	0.42	0.27	0.15	0.07
		10	0.53	0.52	0.48	0.44	0.38	0.31	1.07	0.77	0.51	0.32	0.18	0.07
		15	0.63	0.60	0.56	0.50	0.43	0.35	1.27	0.89	0.60	0.37	0.20	0.08
		20	0.79	0.74	0.67	0.59	0.50	0.41	1.60	1.10	0.71	0.43	0.23	0.10
		25	1.55	1.35	1.16	0.98	0.82	0.68	3.13	1.99	1.23	0.72	0.38	0.17
$16^{\circ}40'$	0	0.60	0.54	0.48	0.41	0.33	0.26	0.48	0.33	0.19	0.08	0.00	-0.05	
	10	0.71	0.64	0.55	0.46	0.37	0.28	0.57	0.38	0.22	0.09	0.00	-0.06	
	20	0.89	0.78	0.67	0.55	0.44	0.33	0.71	0.47	0.27	0.11	0.00	-0.07	
	25	1.04	0.90	0.77	0.63	0.50	0.38	0.83	0.54	0.31	0.13	0.00	-0.08	
	30	1.60	1.36	1.14	0.93	0.75	0.59	1.28	0.82	0.45	0.19	0.00	-0.12	

30°	$\phi / 3=$	0	0.50	0.47	0.42	0.37	0.30	0.24	0.57	0.41	0.26	0.14	0.05	-0.01
		10	0.61	0.56	0.50	0.42	0.34	0.27	0.69	0.49	0.31	0.16	0.06	-0.01
		20	0.79	0.71	0.61	0.51	0.41	0.32	0.90	0.62	0.38	0.20	0.07	-0.01
		25	0.95	0.84	0.72	0.60	0.48	0.37	1.08	0.73	0.45	0.23	0.08	-0.01
		30	1.60	1.36	1.14	0.93	0.75	0.59	0.82	1.18	0.71	0.36	0.13	-0.01
	$2 \cdot \phi / 3=$	0	0.41	0.40	0.37	0.33	0.28	0.22	0.68	0.49	0.33	0.20	0.10	0.03
		10	0.52	0.49	0.44	0.39	0.32	0.25	0.85	0.60	0.39	0.24	0.12	0.04
		20	0.69	0.63	0.56	0.48	0.39	0.30	1.13	0.78	0.50	0.29	0.14	0.05
		25	0.86	0.77	0.67	0.57	0.46	0.35	1.41	0.96	0.60	0.35	0.17	0.05
		30	1.60	1.36	1.14	0.93	0.75	0.59	2.63	1.68	1.02	0.57	0.27	0.09
	30	0	0.32	0.33	0.33	0.30	0.26	0.21	0.82	0.60	0.41	0.26	0.15	0.07
		10	0.42	0.42	0.39	0.35	0.30	0.24	1.07	0.76	0.50	0.31	0.17	0.08
		20	0.58	0.56	0.51	0.44	0.37	0.29	1.48	1.01	0.65	0.39	0.21	0.10
		25	0.75	0.70	0.62	0.53	0.44	0.34	1.92	1.26	0.79	0.47	0.25	0.12
		30	1.60	1.36	1.14	0.93	0.75	0.59	4.10	2.45	1.44	0.82	0.43	0.20
ϕ Angulo de rozamiento interno del elemento contenido. δ Angulo de rozamiento entre elemento contenido y muro. β Angulo del talud natural del elemento contenido.														

Coefficientes de empuje activo														
ϕ	δ	β	Coef. de empuje activo horizontal λ_H La inclinación del muro es $b/h=\cotg \alpha$						Coef. de empuje activo vertical λ_V La inclinación del muro es $b/h=\cotg \alpha$					
			0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2	0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2
0	0	0	0.54	0.49	0.42	0.35	0.27	0.20	0.43	0.29	0.17	0.07	0.00	-0.04
		15	0.70	0.61	0.51	0.42	0.32	0.23	0.56	0.37	0.20	0.08	0.00	-0.05
		25	0.88	0.75	0.62	0.50	0.38	0.27	0.70	0.45	0.25	0.10	0.00	-0.05
		30	1.04	0.88	0.72	0.57	0.44	0.31	0.83	0.53	0.29	0.11	0.00	-0.06
		35	1.63	1.35	1.10	0.87	0.67	0.50	1.31	0.81	0.44	0.17	0.00	-0.10
$\phi / 3=$	15	0	0.44	0.41	0.37	0.31	0.25	0.18	0.53	0.38	0.24	0.13	0.05	0.00
		15	0.60	0.53	0.46	0.38	0.29	0.21	0.72	0.49	0.30	0.16	0.06	0.00

35°	11°40'	25	0.77	0.67	0.57	0.46	0.35	0.25	0.93	0.62	0.38	0.19	0.07	0.00	
		30	0.94	0.81	0.67	0.54	0.41	0.30	1.13	0.75	0.44	0.23	0.08	0.00	
		35	1.63	1.35	1.10	0.87	0.67	0.50	1.96	1.24	0.73	0.37	0.14	0.00	
	2·φ /3=	0	0.35	0.34	0.32	0.28	0.22	0.17	0.81	0.47	0.32	0.19	0.10	0.04	
		15	0.49	0.46	0.41	0.34	0.27	0.20	0.92	0.64	0.41	0.23	0.12	0.04	
		25	0.66	0.60	0.52	0.43	0.33	0.24	1.24	0.83	0.52	0.30	0.14	0.05	
		23°20'	30	0.83	0.73	0.62	0.51	0.39	0.29	1.56	1.02	0.62	0.35	0.17	0.06
			35	1.63	1.35	1.10	0.87	0.67	0.50	3.07	1.88	1.10	0.60	0.29	0.11
	35	0	0.25	0.27	0.27	0.24	0.21	0.16	0.85	0.60	0.41	0.26	0.14	0.07	
		15	0.36	0.37	0.35	0.31	0.25	0.19	1.23	0.83	0.53	0.30	0.17	0.08	
		25	0.52	0.51	0.46	0.39	0.31	0.23	1.77	1.14	0.70	0.37	0.22	0.10	
		30	0.69	0.64	0.57	0.48	0.37	0.27	2.35	1.43	0.87	0.46	0.26	0.12	
		35	1.63	1.35	1.10	0.87	0.67	0.50	5.57	3.03	1.68	0.91	0.47	0.22	
	40°	0	0	0.49	0.44	0.37	0.29	0.22	0.15	0.39	0.26	0.15	0.06	0.00	-0.03
			15	0.63	0.53	0.44	0.34	0.25	0.17	0.50	0.32	0.18	0.07	0.00	-0.03
25			0.76	0.64	0.52	0.40	0.29	0.19	0.61	0.38	0.21	0.08	0.00	-0.04	
35			1.02	0.84	0.67	0.51	0.37	0.24	0.82	0.50	0.27	0.10	0.00	-0.05	
40			1.64	1.32	1.05	0.80	0.59	0.41	1.31	0.79	0.42	0.16	0.00	-0.08	
φ / 3=		0	0.40	0.36	0.31	0.26	0.20	0.14	0.51	0.35	0.22	0.12	0.05	0.00	
		15	0.52	0.46	0.39	0.31	0.23	0.16	0.66	0.45	0.27	0.14	0.05	0.01	
		25	0.65	0.56	0.46	0.36	0.27	0.18	0.83	0.55	0.32	0.16	0.06	0.01	
		13°20'	35	0.92	0.77	0.62	0.48	0.35	0.23	1.18	0.76	0.44	0.22	0.08	0.01
			40	1.64	1.32	1.05	0.80	0.59	0.41	2.10	1.30	0.74	0.37	0.14	0.01
2·φ /3=		0	0.30	0.29	0.27	0.23	0.18	0.13	0.65	0.46	0.30	0.18	0.09	0.04	
		15	0.41	0.38	0.33	0.28	0.21	0.15	0.89	0.60	0.37	0.22	0.10	0.04	
		25	0.52	0.48	0.41	0.33	0.25	0.17	1.13	0.76	0.46	0.26	0.12	0.05	
		26°40'	35	0.79	0.69	0.58	0.45	0.33	0.22	1.72	1.09	0.65	0.35	0.17	0.06
			40	1.64	1.32	1.05	0.80	0.59	0.41	3.57	2.08	1.19	0.62	0.30	0.11
	0	0.18	0.21	0.22	0.20	0.16	0.12	0.89	0.61	0.40	0.25	0.14	0.07		
	15	0.26	0.29	0.28	0.24	0.19	0.14	1.30	0.84	0.52	0.30	0.16	0.08		

	40	25	0.35	0.37	0.35	0.29	0.23	0.16	1.74	1.07	0.65	0.36	0.19	0.09
		35	0.59	0.58	0.51	0.42	0.31	0.21	2.94	1.68	0.95	0.52	0.26	0.11
		40	1.64	1.32	1.05	0.80	0.59	0.41	8.17	3.83	1.95	1.00	0.49	0.22
ϕ Angulo de rozamiento interno del elemento contenido. δ Angulo de rozamiento entre elemento contenido y muro. β Angulo del talud natural del elemento contenido.														

Coeficientes de empuje activo														
ϕ	δ	β	Coef. de empuje activo horizontal λ_H La inclinación del muro es $b/h=\cotg \alpha$						Coef. de empuje activo vertical λ_V La inclinación del muro es $b/h=\cotg \alpha$					
			0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2	0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2
45°	0	0	0.45	0.38	0.32	0.24	0.17	0.11	0.36	0.23	0.13	0.05	0.00	-0.02
		15	0.56	0.47	0.37	0.28	0.19	0.12	0.45	0.28	0.15	0.06	0.00	-0.02
		30	0.73	0.60	0.47	0.34	0.23	0.14	0.58	0.36	0.19	0.07	0.00	-0.03
		40	0.99	0.79	0.61	0.45	0.30	0.18	0.79	0.47	0.24	0.09	0.00	-0.04
		45	1.62	1.28	0.98	0.72	0.50	0.32	1.30	0.77	0.39	0.14	0.00	-0.06
	$\phi / 3=$	0	0.35	0.32	0.27	0.21	0.14	0.10	0.48	0.33	0.20	0.10	0.04	0.01
		15	0.45	0.39	0.32	0.25	0.18	0.11	0.61	0.40	0.24	0.12	0.05	0.01
		30	0.55	0.52	0.42	0.31	0.22	0.13	0.75	0.54	0.31	0.15	0.06	0.01
		40	0.88	0.72	0.57	0.42	0.29	0.17	1.20	0.74	0.43	0.21	0.08	0.01
		45	1.62	1.28	0.98	0.72	0.50	0.32	2.20	1.32	0.73	0.36	0.13	0.02
	15°	0	0.25	0.25	0.22	0.19	0.14	0.09	0.64	0.44	0.28	0.16	0.08	0.03
		15	0.33	0.31	0.27	0.22	0.16	0.10	0.84	0.56	0.34	0.19	0.09	0.03
		30	0.48	0.43	0.36	0.28	0.20	0.13	1.23	0.77	0.46	0.25	0.11	0.04
		40	0.74	0.64	0.52	0.39	0.27	0.17	1.89	1.15	0.66	0.34	0.16	0.06
		45	1.62	1.28	0.98	0.72	0.50	0.32	4.15	2.31	1.25	0.63	0.29	0.11
	2· ϕ /3=	0	0.11	0.16	0.17	0.16	0.13	0.09	0.97	0.63	0.40	0.24	0.13	0.06
		15	0.16	0.21	0.22	0.19	0.15	0.10	1.44	0.84	0.51	0.28	0.15	0.07
		30	0.25	0.31	0.30	0.25	0.18	0.12	2.25	1.24	0.70	0.37	0.18	0.08
		40	0.45	0.50	0.45	0.35	0.25	0.16	4.05	2.00	1.05	0.52	0.25	0.11
		45	0.45	0.50	0.45	0.35	0.25	0.16	4.05	2.00	1.05	0.52	0.25	0.11

		45	1.62	1.28	0.98	0.72	0.50	0.32	14.6	5.12	2.29	1.08	0.50	0.21
ϕ Angulo de rozamiento interno del elemento contenido. δ Angulo de rozamiento entre elemento contenido y muro. β Angulo del talud natural del elemento contenido.														

3.2 NORMAS Y ESTUDIOS PRELIMINARES

3.2.1 NORMAS

- **La norma E050 SUELOS Y CIMENTACIONES**, nos proporciona ciertos parámetros a tener en cuenta para el diseño de muros de contención. Los cuales son complementados con la norma del concreto armado para su aceptación total en un diseño.
- **La norma E070 de ALBAÑILERIA**, Esta norma establece los requisitos y las exigencias mínimas para el análisis, el diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad y la inspección de las edificaciones de albañilería estructuradas principalmente por muros confinados y por muros armados. Para estructuras especiales de albañilería, tales como arcos, chimeneas, muros de contención y reservorios, las exigencias de esta Norma serán satisfechas en la medida que sean aplicables.
- **La norma E060 de CONCRETO ARMADO**, esta norma fija los requisitos y exigencias mínimas para el análisis, diseño, materiales, construcción, control de calidad e inspección de estructuras de concreto simple o armado. Los planos y las especificaciones técnicas del proyecto estructural deberán cumplir con esta norma.

3.2.2 ESTUDIOS PRELIMINARES

- MECANICA DE SUELOS :

Para la elaboración de muros de contención es muy importante tener en cuenta las condiciones geológicas y geográficas del sitio para ello se elabora un estudio del

suelo, para determinar el tipo de suelo a través de la relación gravimétrica y volumétrica de este. Para ello se realiza lo siguiente:

1. Sondeo y Extracción de Muestras.

El objetivo de la investigaciones exploratorias es el de poder determinar información precisa de las características del suelo y de la roca en el lugar en que se investiga. Como pueden ser, la profundidad, espesor, extensión y composición de cada uno de los estratos; la profundidad de la roca; la profundidad del agua subterránea.



Fig. 3.2 Sondeos y extracción de muestra

2. Trabajos de Laboratorio.

- **Peso Volumétrico:** El peso volumétrico en estado natural del suelo o peso específico de la masa de suelo, es la relación entre el peso del mismo y el volumen que ocupa.

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$$

Donde : W_m : es la masa del suelo.

V_m : es el volumen total de la muestra de suelos.



Fig. 3.3: Labrado de muestras

- **Determinación de la Humedad Natural:** El contenido de agua de un suelo o contenido de humedad es la relación entre el agua contenida en el mismo y el peso de su fase sólida, y se expresa en forma de porcentaje. La cantidad de agua se obtiene mediante la diferencia de peso entre el suelo en estado natural y el suelo secado en horno. La relación que expresa la humedad de un suelo es la siguiente.

$$w\% = \frac{W_w}{W_s} * 100$$

Donde: W_w : es el peso del agua.

W_s : es peso del suelo seco.

- **Peso específico relativo de sólidos S_s :** El peso específico relativo, se define como el peso específico del

suelo con respecto al peso específico del agua a 4°C, destilada y sujeta a presión atmosférica.

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} = \frac{\frac{W_s}{V_s}}{\frac{W_o}{V_o}}$$

Donde: W_s : peso de los sólidos.
 V_s : volumen de los sólidos.
 W_o : peso del agua.
 V_o : volumen del agua.

Para determinar este parámetro se utilizó un procedimiento donde prácticamente se igualen los volúmenes de agua y de suelo, mediante un matraz de volumen definido, quedando la ecuación expresada en función de los pesos, de la siguiente forma.

$$S_s = \frac{W_s}{W_s + W_{fw} - W_{fsw}}$$

Donde : W_{fw} = peso del matraz + agua.
 W_{fsw} = peso del matraz con agua y suelo.

El Procedimiento de prueba consiste en llenar un matraz cuyo volumen está bien definido mediante una marca de enrase, con agua destilada (W_{fw}), posteriormente llenar el mismo matraz con agua y 50gr. de suelo y agua destilada (W_{fsw}). La diferencia de peso entre los dos matraces es el peso del agua desplazada por el suelo, siempre y cuando no haya variación en la temperatura del agua, lo que afectaría su densidad.

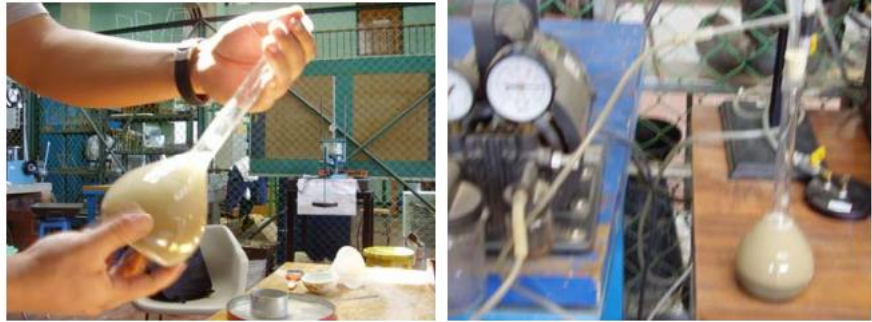


Fig. 3.4: Determinación del peso específico relativo de sólidos S_s .

- **Relación de Vacíos:** Otra de las relaciones que calculamos fue la relación de vacíos, oquedad o índice de poros, esta se define como la relación que existe entre el volumen de vacíos y el de sólidos del suelo.

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

donde : e : es la relación de vacíos
 V_v : es el volumen de vacíos
 V_s : es el volumen de sólidos

Ya que
$$V_s = \frac{W_s}{S_s \gamma}$$

$$\text{y } V_v = V_m - V_s$$

- **Clasificación de los suelos**

El SUCS, es actualmente el sistema más empleado en el mundo, y funciona dividiendo el suelo en dos grandes grupos. El primer grupo es la fracción “gruesa”, que está conformada por las partículas mayores a la malla #200 (0.074mm). Y el segundo es la parte “fina”, la cual está conformada por todas aquellas partículas menores a la malla 200. Se considera un suelo grueso, cuando el 50% del peso de una muestra queda retenido en la malla 200. Los suelos gruesos se subdividen en:

- a) gravas de símbolo genérico G.
- b) arenas, de símbolo genérico S.

Las gravas y las arenas se separan con la malla #4 (4.76mm). Se considera como grava a todo el material retenido en dicha malla, El material que pasa la malla #4 y es retenido en la malla # 200, es una arena.

Estos grupos G y S, se subdividen en cuatro grupos más, en función de su gama de tamaños, de la presencia de finos y la plasticidad de los mismos. De esta forma a cada grupo formado se le asigna un símbolo conformado por dos letras mayúsculas. 31 Cuando el 50% del peso total de la muestra traspasa la malla # 200, se dice que el suelo es fino. De la misma forma que los suelos gruesos, los finos se subdividen en tres grupos, en función de su índice plástico (IP). Estos tres grupos son:

- a) Limos inorgánicos, de símbolo genérico M.
- b) Arcillas inorgánicas, de símbolo C.
- c) Arcillas y limos orgánicos de símbolo genérico O.

Al igual que los suelos gruesos, el símbolo consta de dos letras, esta segunda letra es asignada en función de su grado de compresibilidad, definida por el límite líquido (LL), esta segunda letra puede ser H, para una alta compresibilidad o L, para baja compresibilidad.

Las divisiones entre los grupos de suelos finos son claramente definidas en la carta de plasticidad.

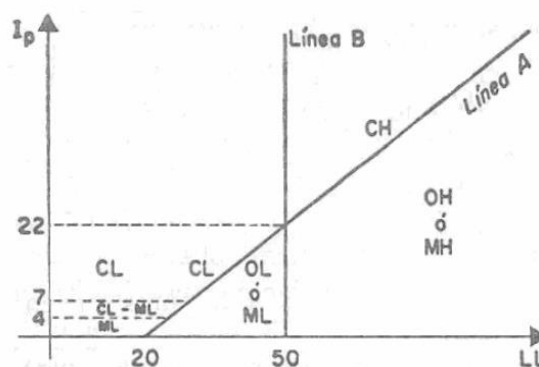


Fig. 3.5 carta de plasticidad

- Granulometría

Como ya hemos visto, la granulometría es muy importante en el proceso de clasificación de suelos, ya que permite en primera instancia separar la fracción gruesa de la fina. Además las características del tamaño de las partículas de un suelo, tienen gran importancia en su comportamiento mecánico, e influyen considerablemente en la compactación adecuada de los suelos. La estabilidad de un suelo depende de su cantidad de vacíos, mientras esta sea menor mejor será el comportamiento del mismo. Para lograr que los vacíos de un suelo sean reducidos al mínimo es necesario que el material tenga una gama de tamaños que permita que los huecos resultantes del acomodo de las partículas mayores, sean ocupados por partículas más pequeñas.



Fig. 3.6: Proceso para determinar la granulometría de las muestras del terreno

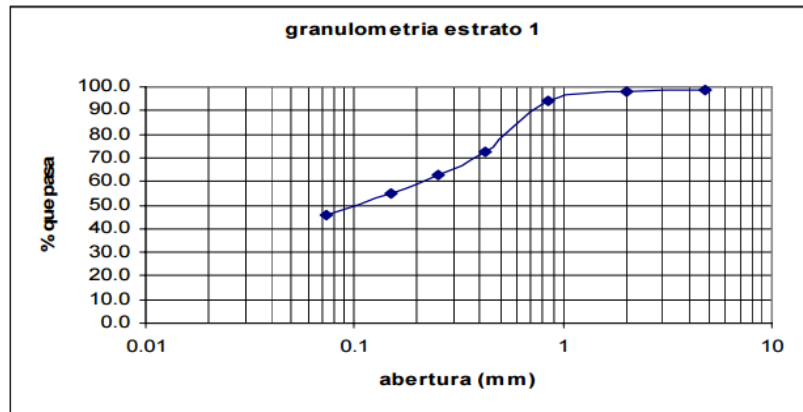


Fig. 3.7 Curva Granulométrica

- **Prueba del Hidrómetro:** La prueba del hidrómetro tiene como propósito determinar el tamaño de las partículas menores a 0.075mm (malla 200), esta prueba está basada en la ley de Stokes, que dice que la velocidad de sedimentación de las partículas disueltas en un fluido es función de su tamaño. Aplicando esta ley a la mecánica de suelos, podemos determinar el diámetro equivalente de una partícula de suelo, en función de la velocidad con la que esta se sedimenta en una suspensión. Dichas velocidades pueden obtenerse midiendo el peso específico relativo de una suspensión de suelo, a una misma profundidad y en distintos tiempos.



Fig. 3.8: Prueba del hidrómetro.

- **Plasticidad:** En la mecánica de suelos la plasticidad se puede definir como la propiedad de un material por la cual

es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse o agrietarse. El comportamiento plástico del suelo se da entre estos dos extremos. Atterberg determinó los siguientes estados de consistencia de un suelo acuerdo al contenido decreciente de agua.

1. Estado Líquido. Tiene las propiedades y apariencia de una suspensión.
2. Estado semilíquido. Tiene las propiedades de un fluido viscoso.
3. Estado plástico. El suelo se comporta plásticamente.
4. Estado semisólido. Tiene apariencia sólida pero presenta disminuciones de temperatura durante el secado.
5. Estado sólido. El volumen del suelo ya no varía durante el secado.

Para nuestro estudio solo nos interesan el límite líquido, que es el límite entre los estados semilíquido, y plástico, y el límite plástico que en la frontera entre los estados plástico y semisólido. A estos dos límites se le conoce como los límites de plasticidad, y existe la siguiente relación entre ellos.

$$I_p = LL - LP$$

Donde: I_p : es el Índice plástico.
LL: es el límite líquido.
LP: el límite plástico.

- **Determinación del Límite Líquido:** La determinación del límite líquido se hace mediante la copa de Casagrande, para la cual necesitaremos material cribado en la malla N° 40. Esta prueba consiste básicamente en depositar el material y ranurarlo, una vez ranurado se golpea la cápsula, dejándola

caer desde una altura de 1cm, hasta que la ranura en el suelo se cierre en una longitud de 1.27cm. una vez que el material se haya cerrado se determinara el contenido de humedad de la muestra.

Esta prueba se realiza tres veces, con diferentes humedades, de tal forma que obtengamos valores entre los 6 y los 35 golpes.



Fig. 3.9: Determinación del límite líquido, mediante la copa de Casagrande.

- **Determinación del Limite Plástico e Índice Plástico:** Para la determinación del límite plástico se hace formando rollitos de 3mm de espesor hechos de una pasta de suelo, estos se hacen una y otra vez hasta que esté al alcanzar los 3mm se desmorone. En ese momento se dice que llegó a su límite plástico. De igual forma este proceso se realiza tres veces, de tal forma que el valor del límite plástico sea el promedio de estas tres pruebas.





Fig. 3.10: Determinación del límite plástico.

- **Determinación del Límite de Contracción:** Además de los límites de plasticidad, determinamos el límite de contracción que en la frontera entre los estados semisólidos y sólidos. El límite de contracción, el límite entre los estados semisólido y sólido, y es definido como el contenido de agua con que el suelo deja de disminuir su volumen al seguirse secando. La determinación del límite de contracción se obtiene midiendo el peso y el volumen de una muestra de suelo, contenida en un recipiente de volumen definido. El límite de contracción está dado por la expresión:

$$LC\% = \frac{W_1 - W_s - (V_1 - V_2)\gamma_w}{W_s} \times 100$$

Donde:

- W₁: peso húmedo de la muestra
- W_s: peso seco de la muestra
- V₁: volumen inicial de la muestra
- V₂: volumen final de la muestra

- **Resistencia al Esfuerzo Cortante:** Uno de los puntos fundamentales de la mecánica de suelos es la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. Es imprescindible contar con este concepto al tratar de aplicar la mecánica de suelos al análisis de estabilidad de obras civiles.

Existen principalmente dos métodos experimentales para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, las pruebas de compresión (triaxial y simple) y de corte directo.

Las pruebas triaxiales, son actualmente la más utilizadas, ya que permiten controlar y medir las presiones actuantes en tres direcciones, Las pruebas se dividen en tres tipos, que tratan de representar los distintos factores circunstanciales que influyen en la resistencia al corte del suelo.

La prueba consolidada-drenada o lenta (L), la prueba consolidada no drenada o consolidada rápida (Rc), y la prueba no consolidada-no drenada o rápida (R). En nuestro estudio llevamos a cabo la prueba rápida en los estratos tres y cuatro.



Fig. 3.11: Prueba triaxial rápida R, no consolidada no drenada.

La prueba de corte directo funciona básicamente con dos marcos, uno móvil y uno fijo, la muestra de suelo se coloca

dentro de los marcos y es confinada mediante una placa donde se aplica una fuerza normal σ . La parte móvil desplaza a una velocidad constante, aplicando una fuerza rasante, que induce en el material un esfuerzo cortante τ , que provoca la falla del material sobre un plano bien definido.



Fig.3.12: Mecanismo para la prueba de corte directo

- **Calculo de la Capacidad de Carga.**

Como sabemos el suelo recibe la carga total de una estructura, a través de la cimentación, La capacidad de carga del suelo es la carga máxima que este puede soportar por unidad de área. Una vez rebasada la capacidad de carga el suelo sufre asentamientos o fractura, lo que implica daño a la estructura. Una cimentación bien diseñada transmite las cargas al suelo, sin llegar a solicitar la capacidad máxima del mismo.

Utilizando la teoría de la elasticidad, al igual que los estudios previos, la capacidad de carga última está definida por la ecuación, la cual fue calculada por Prandtl, como la presión límite que puede aplicarse sobre una determinada superficie.

$$q_u = (2 + \pi) * c$$

Donde: q: es la carga ultima o admisible.
c: es la cohesión.

- ESTUDIOS TOPOGRAFICOS:

El estudio topográfico busca delimitar bien el área del terreno donde se va hacer la construcción, lotearlo si es el caso y determinar los niveles del terreno con el objeto de saber en que casos habrá que excavar o rellenar para lograr los niveles de piso deseados en el proyecto.

De esta forma, el estudio topográfico consta de dos partes: Planimetría y Altimetría.



Fig. 3.13: Trabajos topográficos

Planimetría: tiene solo en cuenta el plano horizontal imaginario sobre el cual se proyecta el terreno. Se considera el terreno como un polígono y se trata de calcular su área.

Altimetría: Ubica las diferencias de nivel existente entre los diferentes puntos del terreno, la operación se denomina nivelación.

Estos trabajos comprenden dos clases de actividades: una de campo donde se realiza la recopilación de datos y otra de oficina, que comprende el cálculo y el dibujo.

La actividad topográfica no se realiza solo antes de construir; debe hacerse durante la construcción para ir verificando que la construcción se esté haciendo de acuerdo con lo diseñado y con los niveles del terreno.

3.3 METODOLOGIA Y CRITERIOS DE DISEÑO

El procedimiento a seguir en el diseño de un muro de contención consiste esencialmente en la repetición de dos pasos:

- 1.- Selección tentativa de las dimensiones de la estructura.
- 2.- El análisis de estabilidad de la estructura frente a las fuerzas que actúan sobre ella.

Si el análisis indica que la estructura no es satisfactoria, se alteran las dimensiones y se efectúa un nuevo análisis.

Para hacer la primera tentativa con respecto a las dimensiones del muro, el proyectista se guía por su experiencia, o utiliza tablas que proporcionan la relación entre el ancho de la base y la altura para muros de contención comunes. Para efectuar el análisis se calcula primero la magnitud de las fuerzas que actúan por arriba de la base del muro, incluido el empuje de tierra y el peso propio del muro, luego se calcula la estabilidad del muro con respecto al volcamiento. Finalmente se calcula si el suelo donde se apoya el muro tiene resistencia para:

- a. Impedir que el muro pueda deslizarse por el plano de su base.
- b. Resistir la presión máxima en el borde exterior de la base sin que llegue a volcar.
- c. Soportar las fuerzas verticales, incluido el peso del terraplén sin asentamiento excesivo, volcamiento o deslizamiento hacia afuera del muro.

FUERZAS ACTUANTES SOBRE UN MURO DE CONTENCIÓN

A. peso propio del muro: Es la fuerza que actúa en el centro de gravedad de la sección, puede calcularse cómodamente subdividiendo la sección en áreas parciales de cálculo sencillo.

B. la presión del relleno contra la sección vertical: Atraves del talón, con su correspondiente intensidad y distribución.

C. la componente normal de las presiones en la cimentación: Usualmente se considera a la presión en la cimentación como linealmente

distribuida a lo largo de base dando lugar a un diagrama especial. La resultante vertical de estas presiones actúa en el centro de gravedad de tal diagrama.

D. la componente horizontal de las presiones de cimentación: La resultante de estos efectos horizontales se representa como la distribución de estas presiones horizontales.

E. la presión de la tierra contra el frente del muro: El nivel de desplante de un muro de contención debe colocarse bajo la zona de influencia de las heladas y al nivel que garantice la adecuada capacidad de carga del terreno, así la tierra colocada en el frente del muro ejerce una resistencia adecuada.

F. fuerzas de filtración y otras debido al agua: Si se permite la acumulación de agua tras el muro genera presiones hidrostáticas sobre él, independientes de la calidad del relleno, pero en este caso, se reduce la presión debida a la tierra, por efecto del peso específico sumergido.

G. Las sobrecargas: Actuantes sobre el relleno usualmente uniformemente distribuidas o lineales.

Otras fuerzas que deben tomarse en cuenta para el cálculo y estabilidad de un muro son: fuerzas de puente, las subpresiones, la vibración, los temblores, el impacto de fuerzas, la acción de las heladas y las expansiones debidas a la humedad en el relleno.

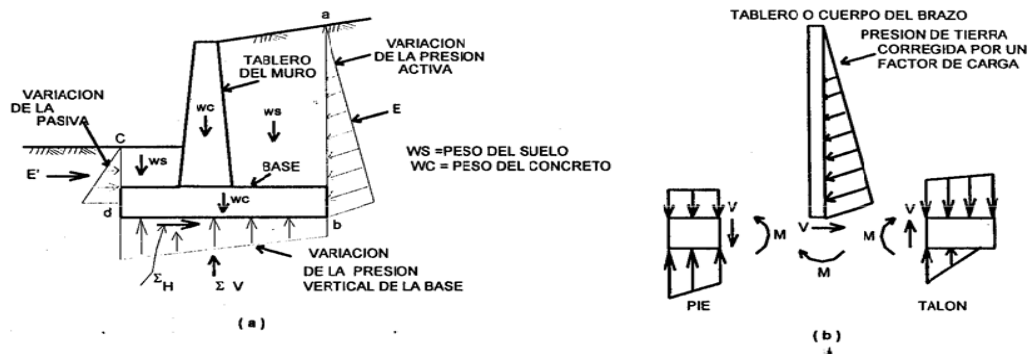


Fig. 3.14: cargas actuantes: muro de contención en cantiliver
 a) Fuerza a considerar en el análisis de estabilidad
 b) Fuerzas que obran en los elementos estructurales principales del muro

CAPITULO IV: RESULTADOS

4.1 CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO

4.1.1 UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

- El distrito de San Marcos, se encuentra ubicado en la provincia de Huari, departamento de Ancash, región de Chavín, es el más extenso de los 16 distritos de la provincia, con 557 km².
- Fue creado como villa mediante decreto provisional del general don José de San Martín el 12 de febrero de 1822. Se le da la categoría de distrito el 2 de enero de 1836, mediante decreto, durante el segundo gobierno de Ramón Castilla.
- Ubicación Geográfica

Departamento: Ancash

Provincia : Huari

Distrito : San Marcos

Localidad : San Isidro



Fig. 4.1: Esquema del Distrito de San Marcos

4.1.2 EXTENSIÓN Y ALTITUD

- El Distrito de San Marcos de norte a sur tiene una extensión máxima de unos 44 km de este a oeste una extensión de unos 20

km en sus partes anchas. El río Mosna lo separa de los Distritos de Chavín (al sur) y Huantar (al norte), y la divisoria de aguas de los Distritos de Aquia (Bolognesi), más al sur, y Huallanca al suroriente.

- El distrito de San Marcos se ubica básicamente en la margen derechas del río Mosna y sus afluentes (salvo pequeñas extensiones de tierra en su margen izquierda, en particular el caserío de Mulhuish), entre los 2,964 y los 4.700 m.s.n.m. con varios pisos ecológicos

Cuadro 4.2: características de la altitud y extensión

Altitud Capital m.s.n.m.	Superficie km ²	Densidad Poblacional Hab / km ²
2,964	556,75	19,3

Fuente: INEI, Censos Nacionales

4.1.3 LÍMITES Y ACCESOS

- El distrito de San Marcos limita geográficamente:
 - **Por el norte con** : Los Distritos de Huachis y Huari
 - **Por el sur con** : La provincia de Bolognesi
 - **Por el Este con** : Los distritos de San Pedro de Chana y la provincia de Huamalíes Del departamento de Huánuco.
 - **Por el Oeste con** : Los distritos de Huantar y Chavín de Huantar

- La principal vía de acceso a San Marcos es la carretera que va de Catac, en la Provincia de Recuay a Huari (y de allí a Llamallin, capital de la provincia de Antonio Raymondi), pasando por el túnel de Kahuish. Esta carretera tiene un trazo de carretera asfaltada y está en proceso de ampliación.

- El otro acceso es por la carretera asfaltada de Conococha (punto más alto de la carretera Huaraz – Pativilca – Lima) a Antamina,

construida por la compañía Minera Antamina. De allí a la capital del distrito hay un camino carrozable de 30 km parcialmente afirmado que pasa por Ayash Huaripampa, la mina de Contonga - a la altura de pajuscocha - y Carhuayoc, tramo que toma aproximadamente una y media horas en vehiculó particular.

S



Fig. 4.2: Mapa de límites y acceso

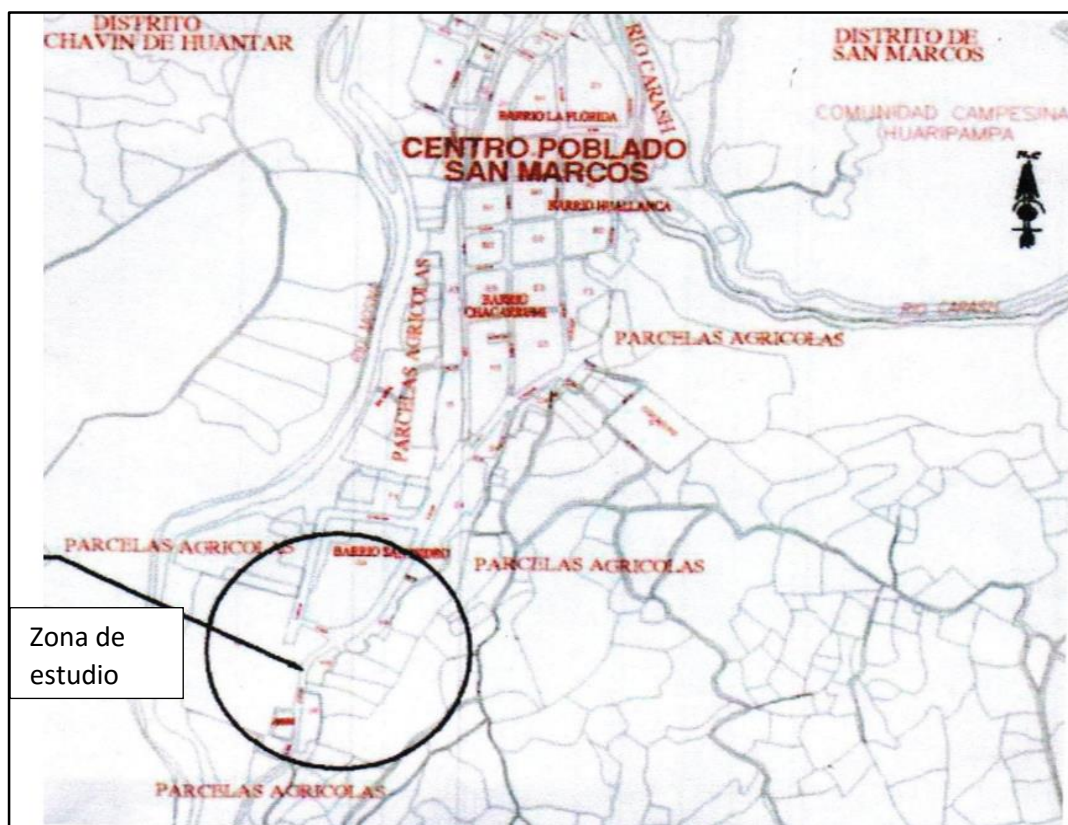


Fig. 4.3: Ubicación de la zona de estudio en San Marcos

4.1.4 ASPECTO FISICO DEL ENTORNO

CLIMA

- EL clima es continental, con marcadas diferencias de temperatura entre el día y la noche, con una temperatura media anual de 15°C. las diferencias de temperatura entre el invierno y el verano son relativamente pequeñas en sus valores mínimos y son marizadas, durante el día, por la coincidencia del invierno con la estación seca, de modo que aumenta fuertemente la insolación solar y la temperatura, mientras que en las noches aumenta el frío (con peligro de heladas).
- Las fluctuaciones de la temperatura es muy variable en un mismo día y en un mismo lugar, más aun en los diferentes pisos altitudinales .la presencia de heladas se dan entre abril a julio, en

estas épocas las temperaturas descienden hasta $- 2^{\circ}\text{C}$ dependiendo de la altitud.

- En los meses de invierno los días son calurosos y las noches a veces con presencia de heladas que originan pérdidas en los cultivos de los campesinos. Las temperaturas más altas sobrepasan los 22°C al aire libre y en la sombra el promedio es de 14°C , se dan en la primavera.
- Los meses de lluvia corresponden a los meses de octubre a marzo (primavera y verano) con un promedio de precipitación de 650 mm. Conforme va aumentando la latitud, la precipitación se incrementa llegando a sobrepasar los 890 mm y se presentan desde septiembre a abril.

4.2 RESULTADOS TOPOGRAFICOS

- El territorio de este distrito, va desde los 2760 m.s.n.m. hasta los 4300 m.s.n.m. donde la topografía es accidentada, abarca desde valles profundos y templados hasta quebradas y picos nevados. Presenta numerosas quebradas, espacios limitados por abruptas y empinadas pendientes rocosas verticales, con secciones predominantemente en forma de “U” y fondo plano; posee glaciares; sus altas cimas se cubren de nieves transitorias.
- En cambio la topografía de la zona urbana es semiplano con pendientes moderadas en sentido sur que varían entre 3 – 4 % manteniendo la pendiente de los ríos que la circulan, la pendiente de Este a Oeste es de 1% terminando en un barranco de 20 m de profundidad que al río Mosna.
- Los resultados se pueden apreciar en el plano topográfico del anexo de planos.

4.3 ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

4.3.1 GENERALIDADES

El presente estudio técnico de Suelos, tiene por objetivo determinar las características Físico – Mecánicas del terreno, a lo largo de área proyectada en estudio, por medio de trabajos de exploración de campo, consistentes en calicatas y ensayos de laboratorio, para conocer sus Propiedades e Índices, y de Resistencia, mediante los cuales se podrá diseñar la estructura del muro de contención.

4.3.2 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

Se trata de determinar las características del suelo para muros de contención en un recorrido de 325.38 m, la cual variara sus dimensiones según requerimiento de cada poblador beneficiado. Los muros de contención serán con zapatas corridas.

Los suelos son predominante Gravas con finos, Según la clasificación SUCS ASTM D-2487: GC - GM

4.3.3 ALCANCES DEL ESTUDIO

El siguiente Informe Técnico y el trabajo desarrollado tiene por finalidad:

- Determinar las características físicas-mecánicas de los materiales subyacentes (dentro de la profundidad de interés) para el diseño del muro de contención en el Barrio de San Isidro.
- Determinar las condiciones de la cimentación que garantice la estabilidad del muro de contención proyectado, asegurando la permanencia física de la misma, indicándose: Capacidad Portante Admisible del Suelo (q_{ad}), Profundidad de la cimentación (D_f), tipo de cemento a usar en los elementos enterrados y las recomendaciones necesaria para el correcto diseño del muro de contención.

- Todo esto se ha efectuado mediante exploración de campo y ensayos de laboratorio, labores de gabinete, mediante los cuales se deducen los parámetros antes indicados que complementan la metodología aplicada con la utilización de las Normas técnicas: E-050 suelos y cimentaciones.

4.3.4 INVESTIGACION GEOTECNICA EFECTUADA

Trabajo de Campo

Se excavaron 04 calicatas o pozos a cielo abierto en el área en estudio, con una profundidad de 1.60 metros, para definir las características del suelo y obtener muestras; para su remisión al laboratorio de Mecánica de suelos, con el objeto de determinar su resistencia y determinar el contenido de sulfatos y cloruros.

Trabajo de laboratorio

Se realizó la extracción de un número de muestras representativas de suelo para sus respectivos análisis en el laboratorio a fin de determinar principalmente las características físicas, las propiedades mecánicas del suelo de cimentación así como también los componentes químicos del suelo.

- Análisis granulométricos por tamizado (ASTM - D 422)
- Limite líquido (ASTM - D 4318)
- Limite plástico (ASTM - D 4318)
- Sales Solubles Totales (ASTM – D 1889)
- Sulfatos (ASTM – D 516)
- Ensayo de Corte Directo (ASTM - D 3080)
- Densidad Mínima (ASTM - D 4254)
- Densidad Máxima (ASTM - D 4253)

ANALISIS QUIMICO

El resultado del Análisis Físicoquímico efectuados en una muestra representativa, muestra los siguientes valores:

Cuadro 4.3: Resultado del Análisis Físicoquímico

Calicata N^a	Profundidad (m)	Cloruros ppm	Sulfatos ppm
1	0.00 - 1.60	431	293

Dichos valores están dentro de los límites permisibles de agresividad al concreto, debiéndose utilizar por lo tanto Cemento Portland Tipo I, en la preparación del concreto de los cimientos y en los muros de contención.

4.3.5 DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO (TEORIA DE TERZAGHI).

CLASIFICACION SUCS DE LOS SUELOS

GC – GM

POR TEORIA DE TERZAGHI

Se conoce que para una cimentación corrida la capacidad de carga última es:

$$q_u = c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

Se han asumido los siguientes parámetros para el cálculo:

c= Cohesion del suelo 0.06 Ton/m²

γ= peso unitario del suelo 1.57 Ton/m³

D_f=Profundidad de la cimentación 1.60 m

B=Ancho de la cimentación 2.50 m

N_c, N_q, N_γ=Factores de capacidad de carga

Ø=Angulo de fricción interna del suelo 25.1 °

$$N_c = 20.88$$

$$N_q = 10.78$$

$$N_y = 11.04$$

$$Q_u = 50.00 \text{ Ton/m}^2$$

$$F.S. = 3.00$$

$$Q_a = 16.7 \text{ Ton/m}^2$$

$$Q_a = 1.67 \text{ kg/cm}^2$$

Presión admisible del terreno para el proyecto

$$q_a = 1.67 \text{ kg/cm}^2$$

4.3.6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El presente reporte corresponde al informe técnico del Estudio de Suelos con fines de cimentación y diseño del Muro de Contención en el Barrio de San Isidro distrito de San Marcos, provincia de Huari y departamento de Ancash.

La geología del suelo donde se ubica el distrito de san marcos predomina el material semirocoso, manteniendo una capa de conglomerado entre 1.00 – 2.00 m de profundidad. En la cuenca media de la zona predomina el terreno con zonas rocosas y aéreas de terreno para cultivos de cereales, tubérculos arborizaciones y pastizales.

De los resultados de los análisis químicos, el material presenta un moderado contenido de sulfatos, por lo que la utilización de cemento portland Tipo I, y cal si lo fuese necesario que se justifica para contrarrestar el ataque del concreto.

Se recomienda realizar una estabilización adecuada del material que sale del corte, evitando deslizamiento ante la ejecución del proyecto.

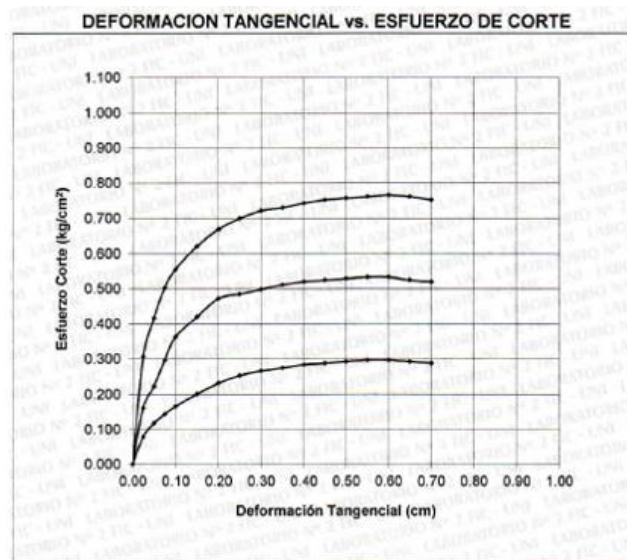
Se recomienda realizar un control de calidad de todos los materiales a utilizarse en la construcción de los cimientos, en especial a los agregados y el agua a utilizarse.

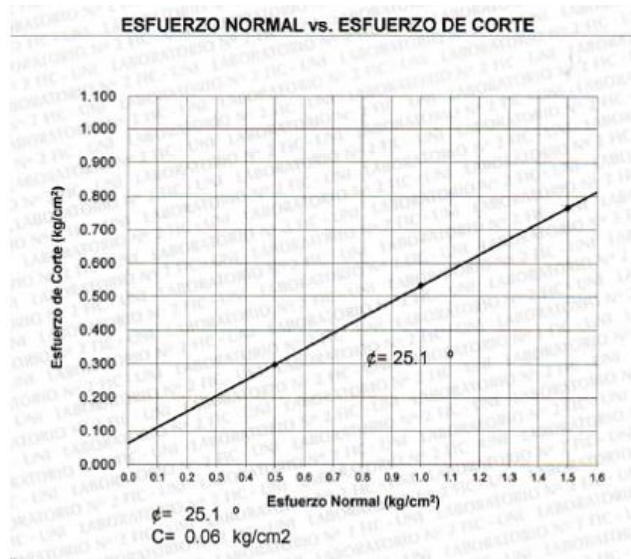
Los ensayos de laboratorio fueron realizados por encargo de la Municipalidad de San Marcos a la Universidad Nacional de Ingeniería, a cargo el Ing. Juan reyes Cubas.

4.3.7 REPORTE DE LOS ENSAYOS

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

Remoldeado (material < tamiz N^o4)





REPORTE DE ENSAYO DE LABORATORIO

MUESTRA: UNICA

DENSIDAD MINIMA –ASTM D4254

Material < tamiz N^o4:

Densidad mínima (gr/cm³): 1.420

DENSIDAD MÁXIMA –ASTM D4253

Material < tamiz N^o4:

Densidad máxima (gr/cm³): 1.723

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

Material < tamiz N°4:

Especimen N°	I	II	III
Diametro del anillo (cm)	6.36	6.36	6.36
Altura Inicial de muestra (cm)	2.16	2.16	2.16
Densidad húmeda inicial (gr/cm ³)	1.642	1.642	1.642
Densidad seca inicial (gr/cm ³)	1.571	1.571	1.571
Cont. de humedad inicial (%)	4.5	4.5	4.5
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	2.033	1.995	1.924
Altura final de muestra (cm)	1.962	1.939	1.873
Densidad húmeda final (gr/cm ³)	2.038	2.052	2.106
Densidad seca final (gr/cm ³)	1.730	1.750	1.812
Cont. de humedad final (%)	17.8	17.3	16.2
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte maximo (kg/cm ²)	0.298	0.534	0.766
Angulo de fricción interna :	25.1 °		
Cohesion (Kg/cm ²) :	0.06		

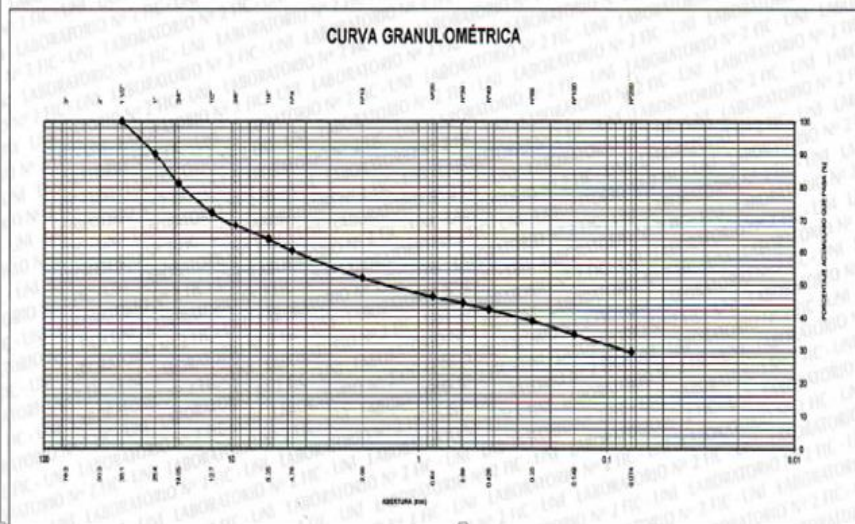
ANALISIS GRANULOMETRICO TAMIZADO-ASTM D422

Tamiz	Abertura (mm)	Parcial Retenido (%)	(% Acumulado)	
			Reteni	Pasa
3"	76.200	-	-	
2"	50.300	-	-	
1 1/2"	38.100	-	-	100.0
1"	25.400	10.0	10.0	90.0
3/4"	19.050	9.0	18.9	81.1
1/2"	12.700	8.8	27.7	72.3
3/8"	9.525	4.1	31.8	68.2
1/4"	6.350	4.3	36.2	63.8
N°4	4.760	3.5	39.7	60.3
N°10	2.000	8.3	48.0	52.0
N°20	0.840	5.8	53.7	46.3
N°30	0.590	1.9	55.7	44.3
N°40	0.426	1.9	57.6	42.4
N°60	0.250	3.4	61.0	39.0
N°100	0.149	4.1	65.2	34.8
N°200	0.074	5.5	70.6	29.4
- N°200		29.4		

% grava :	39.7
% arena :	31.0
% finos :	29.4

LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
Límite Líquido (%) :	21.2
Límite plástico (%) :	16.0
Índice Plástico (%) :	5.2

Clasificación SUCS ASTM D2487 : GC-GM



4.4 ZONAS DE EMERGENCIA PARA UBICACIÓN DE LOS MUROS DE CONTENCION



Fig. 4.3: Zonas para ubicación y diseño de muros de contención en San Marcos

4.5 DISEÑO DE MURO DE CONTENCION

Se trata del diseño de muros de contención en un recorrido de 325.38 m, la cual variara sus dimensiones según requerimiento de cada poblador beneficiado. Los muros de contención serán con zapatas corridas con diferentes alturas.

4.5.1 MURO DE CONTENCION DE 8m DE ALTURA

DISEÑO DE MURO DE CONTENCION DE 8 m DE ALTURA

PROGRESIVA : 0+00.00 a 0+60.00 2+05.00 a 2+30.00 3+80.00 a 4+05.00

1.- NORMA Y MATERIALES

Norma	:	RNE
Hormigón	:	$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Acero	:	$f_y = 4100 \text{ kg/cm}^2$
Recubrimiento pantalla	:	4 cm
Recubrimiento cimentación	:	7 cm
Tamaño máximo de árido	:	30 mm

2.- DATOS GENERALES

Longitud de muro en planta	:	110 m
Separación de juntas	:	5 m
Tipo de muro	:	Concreto armado
Tipo de cimentación	:	Zapata corrida

3.- DESCRIPCIÓN DEL TERRENO

Evacuación por drenaje	:	100%
Sobrecarga	:	1 t/m ²
Ángulo de fricción interna del suelo (ϕ)	:	25.1 °
Capacidad portante (σ_t)	:	1.67 kg/cm ²
Densidad del suelo (γ_s)	:	1.57 t/m ²
Profundidad de cimentación (Df)	:	1.6 m
Coefficiente de empuje activo según Rankine (K_a)	:	0.404
Coefficiente de fricción (f)	:	0.60

4.- GEOMETRÍA

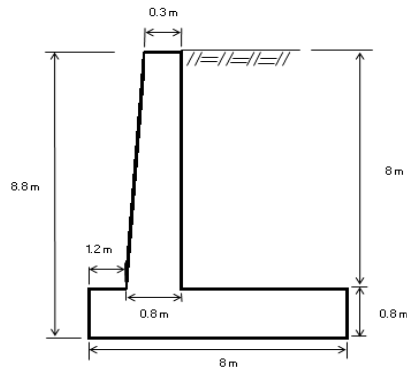
Muro pantalla

Altura	:	8 m
Espesor inferior	:	0.8 m
Espesor superior	:	0.3 m

Zapata corrida

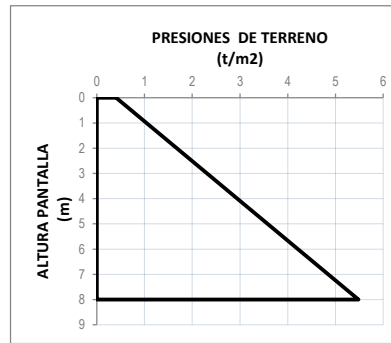
Con puntería y talón	:	
Altura	:	0.8 m
Volado exterior	:	1.2 m
Volado interior	:	6 m
Base	:	8 m

5.- ESQUEMA



6.- CARGAS

Altura (m)	Presión del terreno (t/m ²)
0	0.40
1	1.04
2	1.67
3	2.31
4	2.94
5	3.58
6	4.21
7	4.85
8	5.48



7.- ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Elemento	Wi (t)	Xi (m)	Mr (t-m)
Pantalla	10.56	1.71	18.02
Cimentación	15.36	4.00	61.44
Suelo	75.36	5.00	376.80
SUMA	101.28		456.26

Verificación por Deslizamiento

$$F_a = 28.14 \text{ t}$$

$$FSD = 2.16 > 1.50 \quad \text{Conforme!}$$

Verificación por Volteo

$$M_a = 87.75 \text{ t-m}$$

$$FSV = 5.20 > 1.75 \quad \text{Conforme!}$$

Presiones de terreno

$$q_{1,2} = \frac{P}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$X_r = 3.64 \text{ m}$$

$$e = 0.36 \text{ m} < B/6 = 1.33 \text{ m} \quad \text{Conforme!}$$

$$q_1 = 16.08 \text{ t/m}^2 \quad \text{Conforme!}$$

$$q_2 = 9.24 \text{ t/m}^2 \quad \text{Conforme!}$$

8.- RESULTADOS DE ESFUERZOS

Cortante en pantalla

Profundidad (m)	Presión Suelo (t/m)	Cortante Vu (t)	Cortante diseño (t)	
0	0.40	0.00	16.32	Conforme!
1	1.04	1.23	20.40	Conforme!
2	1.67	3.53	24.48	Conforme!
3	2.31	6.92	28.56	Conforme!
4	2.94	11.38	32.64	Conforme!
5	3.58	16.92	36.72	Conforme!
6	4.21	23.55	40.80	Conforme!
7	4.85	31.25	44.88	Conforme!
8	5.48	40.03	48.96	Conforme!

4.5.2 MURO DE CONTENCION DE 5m DE ALTURA

DISEÑO DE MURO DE CONTENCION DE 5m DE ALTURA

PROGRESIVA : 0+60.00 a 1+10.00 3+54.40 a 3+80.00

1.- NORMA Y MATERIALES

Norma	:	RNE
Hormigón	:	$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Acero	:	$f_y = 4100 \text{ kg/cm}^2$
Recubrimiento pantalla	:	4 cm
Recubrimiento cimentación	:	7 cm
Tamaño máximo de árido	:	30 mm

2.- DATOS GENERALES

Longitud de muro en planta	:	75.60 m
Separación de juntas	:	5 m
Tipo de muro	:	Concreto armado
Tipo de cimentación	:	Zapata corrida

3.- DESCRIPCIÓN DEL TERRENO

Evacuación por drenaje	:	100%
Sobrecarga	:	1 t/m ²
Ángulo de fricción interna del suelo (ϕ)	:	25.1 °
Capacidad portante (σ_1)	:	1.67 kg/cm ²
Densidad del suelo (γ_s)	:	1.57 t/m ²
Profundidad de cimentación (D_f)	:	1.6 m
Coefficiente de empuje activo según Rankine (K_a)	:	0.404
Coefficiente de fricción (f)	:	0.60

4.- GEOMETRÍA

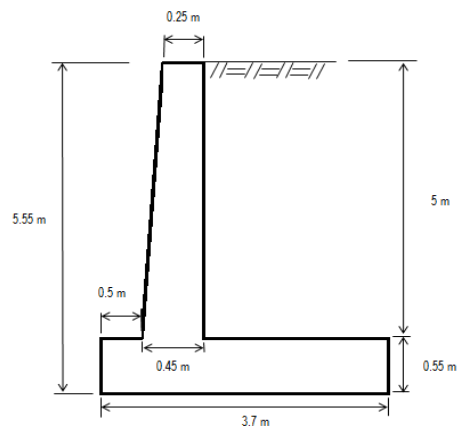
Muro pantalla

Altura	:	5 m
Espesor inferior	:	0.45 m
Espesor superior	:	0.25 m

Zapata corrida

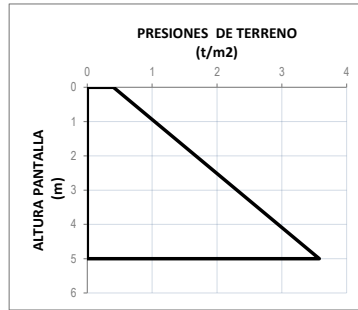
Con puntería y talón	:	
Altura	:	0.55 m
Volado exterior	:	0.5 m
Volado interior	:	2.75 m
Base	:	3.7 m

5.- ESQUEMA



6.- CARGAS

Altura (m)	Presión del terreno (t/m ²)
0	0.40
1	1.04
2	1.67
3	2.31
4	2.94
5	3.58



7.- ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Elemento	Wi (t)	Xi (m)	Mr (t-m)
Pantalla	4.20	0.77	3.24
Cimentación	4.88	1.85	9.04
Suelo	21.59	2.33	50.19
SUMA	30.67		62.46

Verificación por Deslizamiento

$$F_a = 12.02 \text{ t}$$

$$FSD = 1.53 > 1.50 \quad \text{Conforme!}$$

Verificación por Volteo

$$M_a = 24.31 \text{ t-m}$$

$$FSV = 2.57 > 1.75 \quad \text{Conforme!}$$

Presiones de terreno

$$q_{1,2} = \frac{P}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$X_r = 1.24 \text{ m}$$

$$e = 0.61 \text{ m} < B/6 = 0.62 \text{ m} \quad \text{Conforme!}$$

$$q_1 = 16.49 \text{ t/m}^2 \quad \text{Conforme!}$$

$$q_2 = 0.09 \text{ t/m}^2 \quad \text{Conforme!}$$

8.- RESULTADOS DE ESFUERZOS

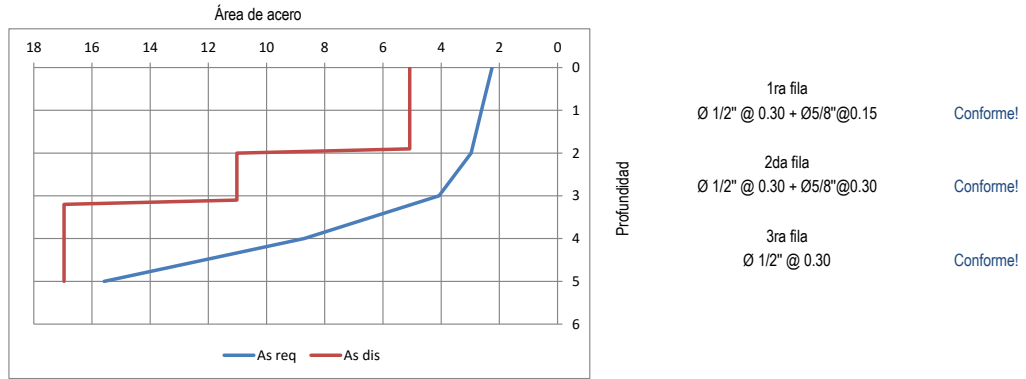
Cortante en pantalla

Profundidad (m)	Presión Suelo (t/m)	Cortante Vu (t)	Cortante diseño (t)	
0	0.40	0.00	13.06	Conforme!
1	1.04	1.23	15.67	Conforme!
2	1.67	3.53	18.28	Conforme!
3	2.31	6.92	20.89	Conforme!
4	2.94	11.38	23.50	Conforme!
5	3.58	16.92	26.11	Conforme!

Momento en pantalla

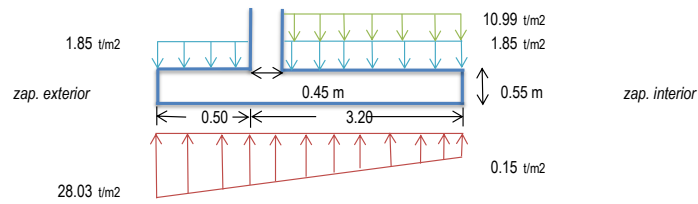
Profundidad (m)	Presión Suelo (t/m)	Peralte (m)	Momento Mu (t-m)	As requerido (cm2)	As diseño (cm2)	
0	0.40	0.20	0.00	0.00	5.08	Conforme!
1	1.04	0.24	0.18	0.20	5.08	Conforme!
2	1.67	0.28	1.44	1.37	11.02	Conforme!
3	2.31	0.32	4.86	4.08	11.02	Conforme!
4	2.94	0.36	11.51	8.71	16.96	Conforme!
5	3.58	0.40	22.48	15.58	16.96	Conforme!

Gráfico de envolvente de área de acero



8.- DISEÑO DE CIMENTACIÓN

Cargas en zapata:



Zapata exterior:

d =	0.46 m	As =	1.80 cm2	
M _{umáx} =	3.12 t-m	As min =	9.90 cm2	RNE
Refuerzo vertical:	Ø 1/2" @ 0.30 + Ø 5/8" @ 0.15	As diseño =	16.96 cm2	Conforme!
Verificación por corte:		V _{ud} =	12.15 ton	
		φV _c =	30.03 ton	Conforme!

Zapata interior:

Verificación por corte:		V _{ud} =	6.39 ton	
		φV _c =	30.03 ton	Conforme!

Diseño del acero de refuerzo:

M _{umáx} =	21.85 t-m	As =	13.00 cm2	
		As min =	9.90 cm2	RNE
	Ø 5/8" @ 0.15	As diseño =	13.20 cm2	Conforme!

4.5.3 MURO DE CONTENCION DE 4m DE ALTURA

DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE 4m DE ALTURA

PROGRESIVA	:	0+000 a 0+070	0+210 a 0+250	0+262 a 0+343.71
		0+390 a 0+410		

1.- NORMA Y MATERIALES

Norma	:	RNE
Hormigón	:	$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Acero	:	$f_y = 4100 \text{ kg/cm}^2$
Recubrimiento pantalla	:	4 cm
Recubrimiento cimentación	:	7 cm
Tamaño máximo de árido	:	30 mm

2.- DATOS GENERALES

Longitud de muro en planta	:	262.78 m
Separación de juntas	:	5 m
Tipo de muro	:	Concreto armado
Tipo de cimentación	:	Zapata corrida

3.- DESCRIPCIÓN DEL TERRENO

Evacuación por drenaje	:	100%
Sobrecarga	:	1 t/m ²
Ángulo de fricción interna del suelo (ϕ)	:	25.1 °
Capacidad portante (σ_1)	:	1.67 kg/cm ²
Densidad del suelo (γ_s)	:	1.57 t/m ²
Profundidad de cimentación (D_f)	:	1.6 m
Coefficiente de empuje activo según Rankine (K_a)	:	0.404
Coefficiente de fricción (f)	:	0.60

4.- GEOMETRÍA

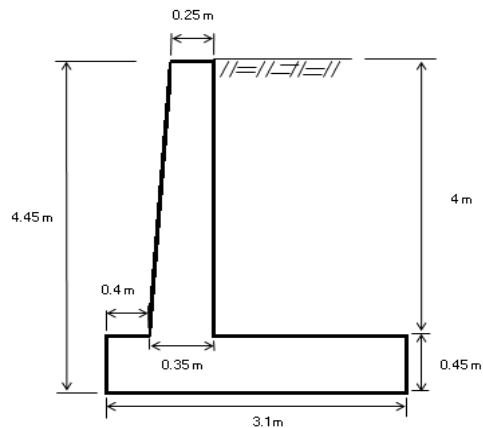
Muro pantalla

Altura	:	4 m
Espesor inferior	:	0.35 m
Espesor superior	:	0.25 m

Zapata corrida

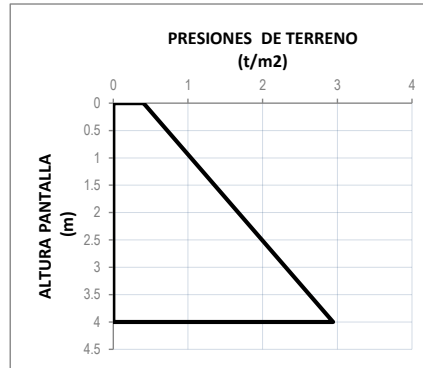
Con puntería y talón	:	
Altura	:	0.45 m
Volado exterior	:	0.4 m
Volado interior	:	2.35 m
Base	:	3.1 m

5.- ESQUEMA



6.- CARGAS

Altura (m)	Presión del terreno (t/m2)
0	0.40
1	1.04
2	1.67
3	2.31
4	2.94



7.- ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Elemento	Wi (t)	Xi (m)	Mr (t-m)
Pantalla	2.88	0.60	1.72
Cimentación	3.35	1.55	5.19
Suelo	14.76	1.93	28.41
SUMA	20.99		35.32

Verificación por Deslizamiento

$$F_a = 8.08 \text{ t}$$

$$FSD = 1.56 > 1.50 \quad \text{Conforme!}$$

Verificación por Volteo

$$M_a = 13.33 \text{ t-m}$$

$$FSV = 2.65 > 1.75 \quad \text{Conforme!}$$

Presiones de terreno

$$q_{1,2} = \frac{P}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$X_r = 1.05 \text{ m}$$

$$e = 0.5 \text{ m} < B/6 = 0.52 \text{ m} \quad \text{Conforme!}$$

$$q_1 = 13.32 \text{ t/m}^2 \quad \text{Conforme!}$$

$$q_2 = 0.22 \text{ t/m}^2 \quad \text{Conforme!}$$

8.- RESULTADOS DE ESFUERZOS

Cortante en pantalla

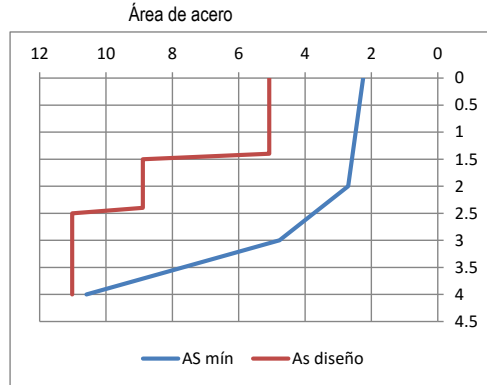
Profundidad (m)	Presión Suelo (t/m)	Cortante Vu (t)	Cortante diseño (t)	
0	0.40	0.00	13.06	Conforme!
1	1.04	1.23	14.69	Conforme!
2	1.67	3.53	16.32	Conforme!
3	2.31	6.92	17.95	Conforme!
4	2.94	11.38	19.59	Conforme!

Momento en pantalla

Profundidad (m)	Presión Suelo (t/m)	Peralte (m)	Momento Mu (t-m)	As requerido (cm2)	As diseño (cm2)
0	0.40	0.20	0.00	0.00	5.08
1	1.04	0.23	0.18	0.21	5.08
2	1.67	0.25	1.44	1.53	8.89
3	2.31	0.28	4.86	4.77	11.02
4	2.94	0.30	11.51	10.59	11.02

Conforme!
Conforme!
Conforme!
Conforme!
Conforme!

Gráfico de envolvente de área de acero



1ra fila
Ø 1/2" @ 0.15 + Ø3/8" @ 0.30

Conforme!

2da fila
Ø 1/2" @ 0.15 m

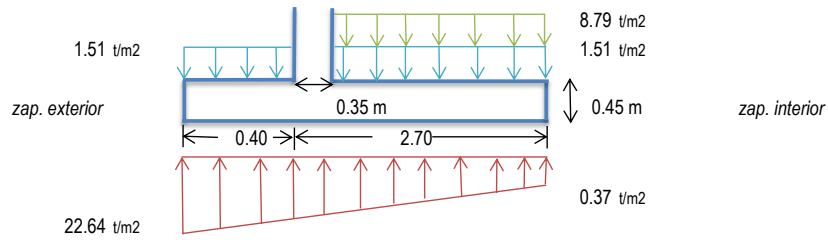
Conforme!

3ra fila
Ø 1/2" @ 0.30 m

Conforme!

8.- DISEÑO DE CIMENTACIÓN

Cargas en zapata:



Zapata exterior:

$d = 0.36 \text{ m}$ $As = 1.19 \text{ cm}^2$
 $Mu_{\text{máx}} = 1.61 \text{ t-m}$ $As \text{ mín} = 8.10 \text{ cm}^2$ RNE
 Refuerzo: Ø 1/2" @ 0.15 + Ø3/8" @ 0.30 $As \text{ diseño} = 11.02 \text{ cm}^2$ Conforme!

Verificación por corte: $V_{ud} = 7.88 \text{ ton}$
 $\phi V_c = 23.50 \text{ ton}$ Conforme!

Zapata interior:

Verificación por corte: $V_{ud} = 3.50 \text{ ton}$
 $\phi V_c = 23.50 \text{ ton}$ Conforme!

Diseño del acero de refuerzo:

$Mu_{\text{máx}} = 11.88 \text{ t-m}$ $As = 9.00 \text{ cm}^2$
 $As \text{ mín} = 8.10 \text{ cm}^2$ RNE
 Ø 5/8" @ 0.20 $As \text{ diseño} = 9.90 \text{ cm}^2$ Conforme!

4.5.4 MURO DE CONTENCION DE 3.5 DE ALTURA

DISEÑO DE MURO DE CONTECIÓN DE 3.5 m DE ALTURA

1.- Parámetros de Diseño

Suelo de Cimentación:

γ =	1800.00	kg/m ³	Peso Volumetrico
ϕ =	25.1	° (grados)	Ángulo de Fricción interna
q_u =	1.00	kg/cm ²	Capacidad de carga del terreno
C_f =	0.65		Coefficiente de fricción entre el terreno y el concreto

Material de Relleno:

γ =	800.00	ton/m ³	Peso Volumetrico
ϕ =	25.1	° (grados)	Ángulo de Fricción interna

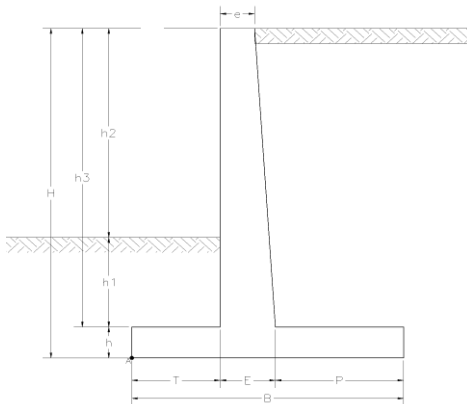
Concreto reforzado

f'_c =	250.00	kg/cm ²	Esfuerzo de compresión del concreto
f^*_c =	200.00	kg/cm ²	
f''_c =	170.00	kg/cm ²	
γ_c =	2400.00	kg/m ³	Peso Volumetrico del concreto reforzado
f_y =	4200.00	kg/cm ²	Esfuerzo a la fluencia del acero de refuerzo

Factores de carga

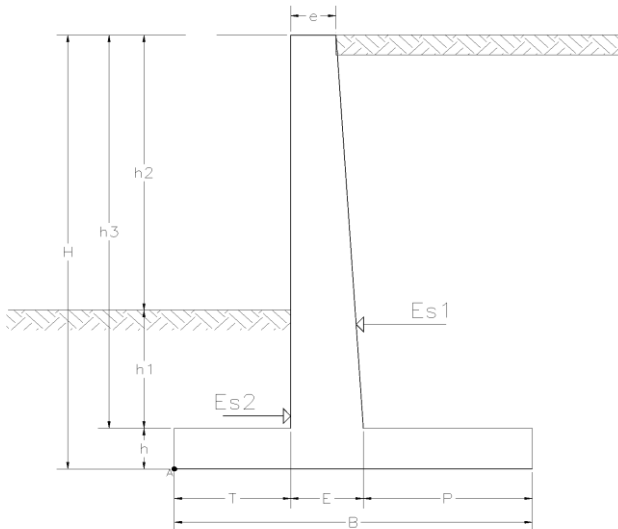
F_c =	1.40	Factor de carga
F_{r_f} =	0.90	Factor de resistencia a flexión
F_{r_c} =	0.80	Factor de resistencia a cortante

2.- Geometria del Muro de Contención



H =	3.5	m	Altura total del muro
h =	0.25	m	Peralte total de losa
h_1 =	0	m	Profundidad de enterramiento
e =	0.25	m	Espesor del muro
T =	2	m	Talón
E =	0.25	m	Espesor final del muro
P =	0	m	Pie
h_2 =	3.25	m	Altura libre del terreno
h_3 =	3.25	m	Altura del muro en cantiliver
B =	2.25	m	Base total del muro

3.- Cálculo de los empujes del terreno sobre el muro de contención



Módulo de reacción del suelo

$$k = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad K_a = 0.404$$

Empujes activos del suelo

$$E_s = \frac{\gamma H^2 k}{2} \quad E_{s1} = 1981.06 \text{ kg/m} \\ E_{s2} = 10.11 \text{ kg/m}$$

Puntos de aplicación de los empujes activos

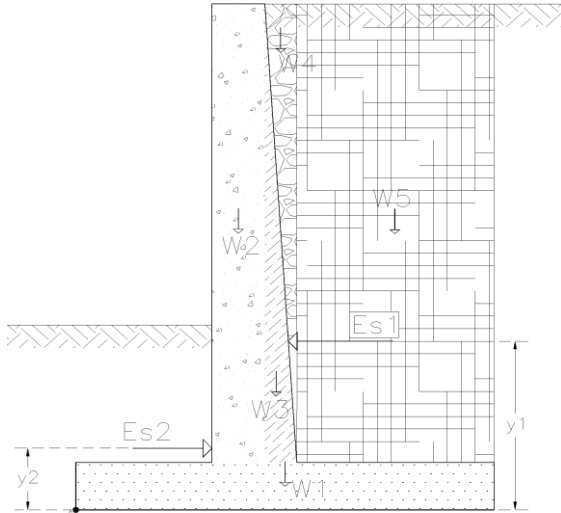
$$y_1 = H/3 \quad y_1 = 1.167 \text{ m} \\ y_2 = (h+h_1)/2 \quad y_2 = 0.083 \text{ m}$$

4.- Cálculo del momento de volteo

$$Mv = (Es_1 * y_1) - (Es_2 * y_2)$$

$$Mv = 2310.39 \text{ kg-m/m}$$

5.- Cálculo del momento de equilibrio



Calculo de los pesos muertos sobre la estructura y momentos con respecto al punto A

	W (kg/m)	Brazo de palanca (m)	Momento de equilibrio (kg-m/m)
W1	1350.00	1.13	1518.75
W2	3865.00	2.13	8213.13
W3	548.00	2.25	1233.00
W4	0.00	2.25	0.00
W5	0.00	2.25	0.00

$$\Sigma W = 5763.00 \quad \Sigma Me = 10964.88$$

Peso por descarga de columnas sobre muro

$$P = 0 \text{ kg}$$

$$\Sigma W = 5763 \text{ kg}$$

6.- Revisión a volteo del muro

La revisión a volteo del muro es la relación entre el momento de resistente y el momento de volteo la cual debe ser mayor o igual a un Factor de Seguridad $Fs=2$

$$\frac{\Sigma Me}{Mv} \geq 2 \quad \frac{10964.88}{2310.39} = 4.75 \quad \text{Pasa por volteo!}$$

7.- Revisión contra deslizamiento del muro

La revisión a deslizamiento del muro es la relación que existe entre la suma de los pesos actuantes por el coeficiente de deslizamiento entre el suelo de cimentación y el material del muro, dividido por el empuje activo del suelo.

El resultado obtenido debe ser mayor al factor de seguridad al deslizamiento $Fsd = 1.5$

$$Fsd = \frac{\Sigma w \cdot c_f}{Es_1 - Es_2} = \frac{3745.95}{1970.95} = 1.90 \quad \text{Pasa por deslizamiento!}$$

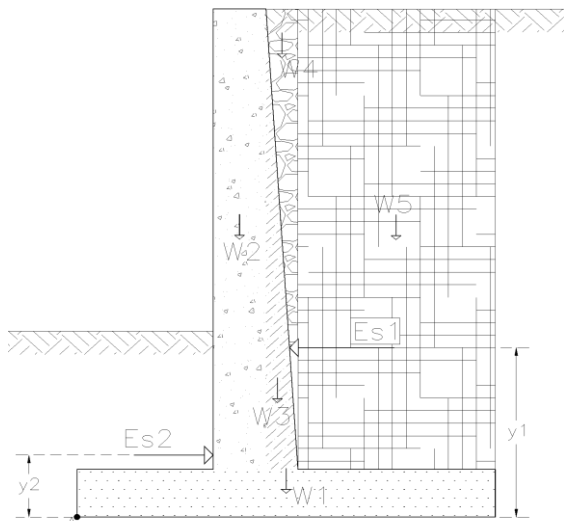
8.- Cálculo del punto de aplicación de la resultante de las fuerzas actuantes.

Es necesario demostrar que la resultante R del empuje activo Es y la suma de los pesos de la estructura ΣW y su punto de aplicación con el objeto de ver si ésta cae dentro del tercio medio de la base del muro asegurando su estabilidad y no generar tensiones en la misma.

De la ecuación de esfuerzo podemos notar que debemos limitarnos a una excentricidad menor o a lo mas igual a la base entre 6.

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M \cdot c}{I} = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$e_1 \leq \frac{B}{6} \quad \text{por tanto } e_1 \leq 0.375 \text{ m}$$



Tomando momentos con respecto al punto A

$$M_A = 0 = (E_{s1} y_1) - (E_{s2} y_2) - \left(\sum w \left(e_p - \frac{B}{2} + e_1 \right) \right)$$

donde e_p es el brazo de palanca de la resultante de los pesos en la estructura

$$e_p = \frac{\sum M_e}{\sum W} = \frac{10964.88}{5763.00} = 1.90 \text{ m}$$

y e_1 es la excentricidad formada por la resultante de las fuerzas actuantes por lo tanto:

$$e_1 = \frac{Mv}{\sum W} - e_p + \frac{B}{2} = -0.38 \text{ m}$$

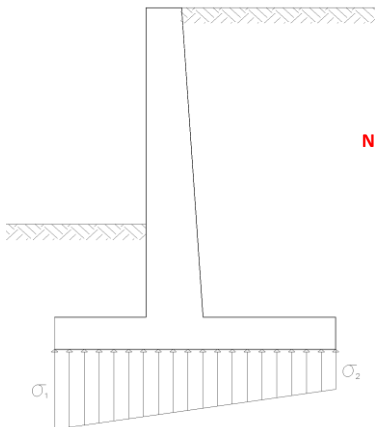
Comprobando que la resultante este dentro del tercio medio de la estructura:

$$e_1 = -0.38 \leq 0.375 \text{ Cumple con la condición!}$$

9.- Cálculo de las presiones del muro sobre el suelo de cimentación

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M c}{I} = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6 e}{B} \right)$$

Se debe verificar que en los esfuerzos de la losa del muro de contención no se generen tensiones.



$$\begin{aligned} \sigma_1 &= 0.254 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 &= 0.259 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

No se generan tensiones en la Losa!

Se observa que el mayor esfuerzo encontrado se debe comparar con la capacidad de carga del suelo y verificar que ésta no sea sobrepasada.

$$q_u = 1 \text{ kg/cm}^2 \geq \sigma_1 = 0.259 \text{ kg/cm}^2 \text{ La capacidad de carga no es sobrepasada!}$$

10.- Diseño a flexión del muro Pantalla

El muro pantalla se calcula como cantiliver empotrado en la case de la zapata de la estructura.

Fuerzas actuantes sobre el muro: $E_{s1} = 1981.06$ kg/m
 $E_{s2} = 10.11$ kg/m

Momento en la base del muro: $M_{Base} = (E_{s1} * \gamma_1) - (E_{s2} * \gamma_2)$ igual al moento de volteo.

$M_{Base} = 2310.39$ kg-m/m

Cálculo de momento último $M_u = F_c M_{base}$ $M_u = 3234.55$ kg-m/m

Tomado en cuenta un recubrimiento de: $r = 5$ cm.
 Entonces el peralte efectivo será: $d = 20$ cm.

Cálculo de índice de refuerzo $q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{F_r b d^2 f'' c}}$ $q = 0.0543$

Calculo de porcentaje de acero $P = q \frac{f'' c}{f_y}$ $P = 0.0022$

Porcentaje Mínimo $P_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'' c}}{f_y}$ $P_{min} = 0.00264$

Porcentaje balanceado $P_{bal} = \frac{4800}{6000 + f_y} \left(\frac{f'' c}{f_y} \right)$ $P_{bal} = 0.01905$

Porcentaje máximo $P_{máx} = 0.75 P_{bal}$ $P_{máx} = 0.01429$

Verificando que el porcenatje de acero este entre el máximo y el mínimo.

$P_{min} \leq P \leq P_{máx}$ $0.00264 \leq 0.0022 \leq 0.01429$

Porcentaje de acero a utilizar: 0.0026

Verificando que el momento resistente sea mayor o igual al momento último

Nuevo valor del índice de refuerzo tomando el porcentaje adecuado: $q = P \frac{f_y}{f'' c} = 0.065$

$M_r = F_r b d^2 f'' c q (1 - 0.5q)$ $M_r = 3854.76$ kg-m/m

$M_r \geq M_u$ $3854.76 \geq 3234.55$ **Ok!**

Area de acero en cm^2/m

$A_s = P b d$ $A_s = 5.27$ cm^2/m

Separación del refuerzo vertical para el muro pantalla

No. Var.	Area de acero cm^2	Separación cm
Var. # 3	0.71	13.47
Var. # 4	1.27	24.10
Var. # 5	1.98	37.57
Var. # 6	2.85	54.07
Var. # 8	5.08	96.39

11.- Revisión por cortante del muro pantalla

Fuerzas cortantes actuantes: $V_a = (E_{s1} - E_{s2})$ por lo tanto el cortante último es $V_u = 2763.37$ kg/m

Cálculo del cortante que resiste el concreto:

Si $P < 0.0015$

$$V_{cr} = Fr b d (0.2 + 20 P) \sqrt{f'_c}$$

$V_{cr} = 5718.05$ kg/m

Si $P > 0.0015$

$$V_{cr} = 0.5 Fr b d \sqrt{f'_c}$$

$V_{cr} = 11313.71$ kg/m

El cortante resistente será igual a: $V_{cr} = 11313.71$ kg/m

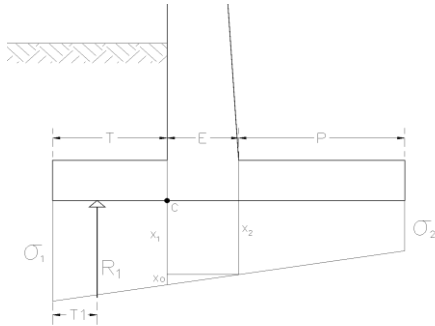
La fuerza cortante debe ser menor al cortante que resiste el concreto

$$V_u \leq V_{cr}$$

$V_u = 2763.37 \leq V_{cr} = 11313.71$ **Pasa por cortante!**

12.- Diseño a flexión de losa de muro de contención.

$W_c = 1200$ kg/m **Peso de losa**
 $W_t = 200$ kg/m **Peso de relleno**
 $W_a = 1400$ kg/m **Peso total sobre la losa del muro**



$X_o = -0.0006$ kg/cm²
 $X_1 = -0.0057$ kg/cm²
 $R_1 = 5122.67$ kg/m
 $T_1 = 0.65$ m

Momento actuante sobre la losa del muro de contención de acuerdo a la resultante encontrada.

$$M_c = [R_1 (T - T_1)] - \left(\frac{W_a T^2}{2} \right)$$

$M_c = 4109.01$ kg-m/m

Cálculo de momento último

$$M_u = F_c M_c$$

$M_u = 5752.62$ kg-m/m

Para el diseño de losa:

Tomado en cuenta un recubrimiento de:

$r = 5$ cm.

Entonces el peralte efectivo será:

$d = 20$ cm.

Cálculo de índice de refuerzo

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{Fr b d^2 f'_c}}$$

$q = 0.0989$

Cálculo de porcentaje de acero

$$P = q \frac{f'_c}{f_y}$$

$P = 0.0040$

Porcentaje Mínimo

$$P_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y}$$

$P_{min} = 0.00264$

Porcentaje balanceado

$$P_{bal} = \frac{4800}{6000 + f_y} \left(\frac{f'_c}{f_y} \right)$$

$P_{bal} = 0.01905$

Porcentaje máximo

$$P_{max} = 0.75 P_{bal}$$

$P_{max} = 0.01429$

Verificando que el porcentaje de acero este entre el máximo y el mínimo.

$P_{min} \leq P \leq P_{max}$ $0.00264 \leq 0.0040 \leq 0.01429$

Porcentaje de acero a utilizar: **0.0040**

Verificando que el momento resistente sea mayor o igual al momento último

Nuevo valor del índice de refuerzo tomando el porcentaje adecuado:

$$q = P \frac{f_y}{f'_c} = 0.099$$

$$Mr = Fr b d^2 f'_c q (1 - 0.5q) \quad Mr = 5752.62 \quad \text{kg-m/m}$$

$$Mr \geq Mu \quad 5752.62 \geq 5752.62 \quad \text{Ok!}$$

Area de acero en cm^2/m

$$As = P b d \quad As = 8.01 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Separación del refuerzo vertical para losa de muro.

No. Var.	Area de acero cm^2	Separación cm
Var. # 3	0.71	13.47
Var. # 4	1.27	24.10
Var. # 5	1.98	37.57
Var. # 6	2.85	54.07
Var. # 8	5.08	96.39

13.- Revisión por cortante de la losa del muro de contención.

Fuerzas cortantes actuantes: $Va = R_1 - Wa$ por lo tanto el cortante último es $Vu = 10000.00 \quad \text{kg/m}$

Revisión por tensión diagonal como viga ancha.

Cálculo del cortante que resiste el concreto:

Si $P < 0.0015$

$$V_{cr} = Fr b d (0.2 + 20 P) \sqrt{f'_c} \\ V_{cr} = 6336.83 \quad \text{kg/m}$$

Si $P > 0.0015$

$$V_{cr} = 0.5 Fr b d \sqrt{f'_c} \\ V_{cr} = 11313.71 \quad \text{kg/m}$$

El cortante resistente será igual a: $V_{cr} = 11313.71 \quad \text{kg/m}$

La fuerza cortante debe ser menor al cortante que resiste el concreto $Vu \leq V_{cr}$

$$Vu = 10000.00 \leq V_{cr} = 11313.71 \quad \text{Pasa por tensión diagonal!}$$

Revisión por penetración.

El esfuerzo cortante en la sección sera:

$$v_u = \frac{Vu}{b d} \quad v_u = 1.852 \quad \text{kg/cm}^2/\text{m}$$

El esfuerzo cortante resistente sera igual a:

$$v_{cr} = Fr \sqrt{f'_c} \quad v_{cr} = 11.31 \quad \text{kg/cm}^2/\text{m}$$

El esfuerzo cortante debe ser menor al esfuerzo que resiste el concreto.

$$v_u = 1.852 \leq v_{cr} = 11.31 \quad \text{Pasa por penetración!}$$

4.5.5 MURO DE CONTENCION DE 3 m DE ALTURA

DISEÑO DE MURRO DE CONTENCIÓN DE LADERA PARA 3 m DE ALTURA

PROGRESIVA : 0+360.34 a 0+390 0+410 a 0+494

1.- NORMA Y MATERIALES

Norma	:	RNE
Hormigón	:	$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Acero	:	$f_y = 4100 \text{ kg/cm}^2$
Recubrimiento pantalla	:	4 cm
Recubrimiento cimentación	:	7 cm
Tamaño máximo de árido	:	30 mm

2.- DATOS GENERALES

Longitud de muro en planta	:	23.07 m
Separación de juntas	:	5 m
Tipo de muro	:	Concreto armado
Tipo de cimentación	:	Zapata corrida

3.- DESCRIPCIÓN DEL TERRENO

Evacuación por drenaje	:	100%
Sobrecarga	:	1 t/m ²
Ángulo de fricción interna del suelo (ϕ)	:	25.1 °
Capacidad portante (σ_1)	:	1.67 kg/cm ²
Densidad del suelo (Y_s)	:	1.57 t/m ²
Profundidad de cimentación (D_f)	:	1.5 m
Coefficiente de empuje activo según Rankine (K_a)	:	0.404
Coefficiente de fricción (f)	:	0.60

4.- GEOMETRÍA

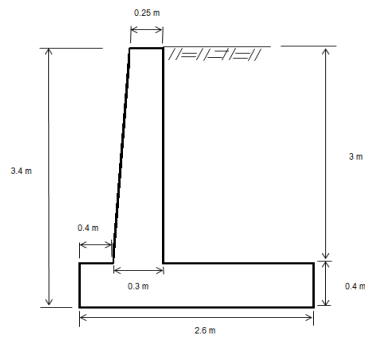
Muro pantalla

Altura	:	3 m
Espesor inferior	:	0.3 m
Espesor superior	:	0.25 m

Zapata corrida

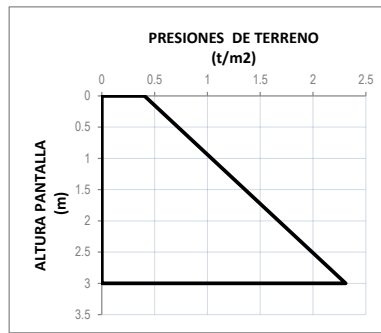
Con puntería y talón		
Altura	:	0.4 m
Volado exterior	:	0.4 m
Volado interior	:	1.9 m
Base	:	2.6 m

5.- ESQUEMA



6.- CARGAS

Altura (m)	Presión del terreno (t/m ²)
0	0.40
1	1.04
2	1.67
3	2.31



7.- ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Elemento	Wi (t)	Xi (m)	Mr (t-m)
Pantalla	1.98	0.56	1.11
Cimentación	2.50	1.30	3.24
Suelo	8.95	1.65	14.77
SUMA	13.43		19.12

Verificación por Deslizamiento

$$F_a = 5.04 \text{ t}$$

$$FSD = 1.60 > 1.50 \quad \text{Conforme!}$$

Verificación por Volteo

$$M_a = 6.49 \text{ t-m}$$

$$FSV = 2.94 > 1.75 \quad \text{Conforme!}$$

Presiones de terreno

$$q_{1,2} = \frac{P}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$X_r = 0.94 \text{ m}$$

$$e = 0.36 \text{ m} < B/6 = 0.43 \text{ m} \quad \text{Conforme!}$$

$$q_1 = 9.45 \text{ t/m}^2 \quad \text{Conforme!}$$

$$q_2 = 0.87 \text{ t/m}^2 \quad \text{Conforme!}$$

8.- RESULTADOS DE ESFUERZOS

Cortante en pantalla

Profundidad (m)	Presión Suelo (t/m)	Cortante Vu (t)	Cortante diseño (t)
0	0.40	0.00	13.06
1	1.04	1.23	14.14
2	1.67	3.53	15.23
3	2.31	6.92	16.32

Conforme!

Conforme!

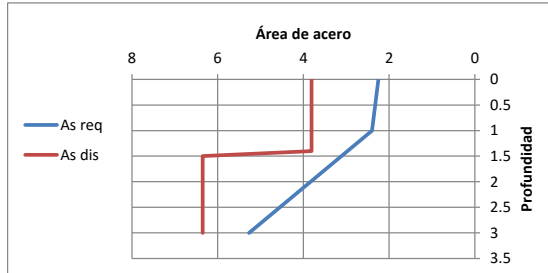
Conforme!

Conforme!

Momento en pantalla

Profundidad (m)	Presión Suelo (t/m)	Peralte (m)	Momento Mu (t-m)	As requerido (cm ²)	As diseño (cm ²)	
0	0.40	0.20	0.00	0.00	3.81	Conforme!
1	1.04	0.22	0.18	0.22	3.81	Conforme!
2	1.67	0.23	1.44	1.64	6.35	Conforme!
3	2.31	0.25	4.86	5.27	6.35	Conforme!

Gráfico de envolvente de área de acero

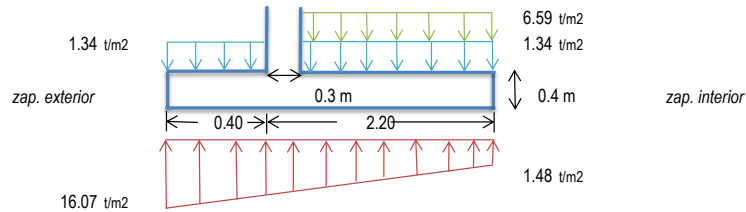


1ra fila
 Ø 1/2" @ 0.20 m Conforme!

2da fila
 Ø 1/2" @ 0.40 m Conforme!

8.- DISEÑO DE CIMENTACIÓN

Cargas en zapata:



Zapata exterior:

$d = 0.31$ m $As = 0.96$ cm²
 $M_{U\text{máx}} = 1.12$ t-m $As_{\text{mín}} = 7.20$ cm² RNE
 Refuerzo: Ø 1/2" @ .10 m $As_{\text{diseño}} = 12.70$ cm² Conforme!

Verificación por corte: $V_{Ud} = 5.44$ ton
 $\phi V_c = 20.24$ ton Conforme!

Zapata interior:

Verificación por corte: $V_{Ud} = 2.15$ ton
 $\phi V_c = 20.24$ ton Conforme!

Diseño del acero de refuerzo:
 $M_{U\text{máx}} = 5.25$ t-m $As = 4.56$ cm²
 $As_{\text{mín}} = 7.20$ cm² RNE
 Ø 5/8" @ 0.25 $As_{\text{diseño}} = 7.92$ cm² Conforme!

4.6 ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

4.6.1 ANTECEDENTES

El Distrito de San Marcos se encuentra ubicado en la Provincia de Huari – Región Ancash.

En la actualidad el Distrito de San Marcos, cuenta con los servicios básicos de saneamiento - agua y desagüe, alumbrado público y redes telefónicas; de otro lado, en el área de proyecto se encuentran viviendas que colindan con el proyecto que son de material noble y en otros casos de adobe.

4.6.2 OBJETIVOS DEL ESTUDIO

El objetivo del presente Estudio de Impacto Ambiental (IA), es asegurar que el desarrollo del proyecto sea ambientalmente adecuado y sustentable, y que toda consecuencia ambiental, sea negativa o positiva, sea identificada pronto en el ciclo del proyecto (construcción, operación-puesta en marcha) y tomada en cuenta para el diseño del mismo.

La evaluación ambiental identifica maneras de mejorar los proyectos ambientalmente y minimizar, atenuar, o compensar los impactos adversos o negativos, así como potencializar los impactos positivos. Alertan pronto sobre la existencia de problemas, por lo que:

- Posibilitan tratar los problemas ambientales de manera oportuna y práctica.
- Reducen la necesidad de imponer limitaciones al proyecto, porque se puede tomar los pasos apropiados con anticipación o incorporarlos dentro del diseño del proyecto.
- Ayudan a evitar costos y demoras en la implementación producidos por problemas ambientales no anticipados.
-

4.6.3 MARCO LEGAL Y ADMINISTRATIVO

4.6.3.1 MARCO LEGAL

En el Perú la base legal para la realización de Estudio de Impacto Ambiental en obras públicas es la Ley N° 26786 "Ley de Evaluación de Impacto Ambiental para Obras y Actividades", publicado en "El Peruano" el 13 de Mayo de 1997.

Dicha Ley en su artículo 1° modifica el artículo 51 del Decreto Legislativo N° 757 (Ley marco para el crecimiento de la inversión privada), en los términos siguientes:

"La autoridad sectorial competente comunicará al Consejo Nacional del Ambiente-CONAM, sobre las actividades a desarrollarse en su sector, que por su riesgo ambiental, pudieran exceder los niveles o estándares tolerables de contaminación o deterioro del ambiente, las que obligatoriamente deberán presentar Estudios de Impacto Ambiental previos a su ejecución y, sobre los límites máximos permisibles del impacto ambiental acumulado".

Asimismo, propondrá al Consejo Nacional del Ambiente - CONAM:

- a) Los requisitos para la elaboración de los Estudios de Impacto Ambiental y Programas de Adecuación del Manejo Ambiental.
- b) El trámite para la aprobación de dichos estudios, así como la supervisión correspondiente.
- c) Las demás normas referentes al Impacto Ambiental.

Con opinión favorable del CONAM, las actividades y límites máximos permisibles del impacto ambiental acumulado, así como las propuestas mencionadas en el párrafo precedente serán aprobados por el Consejo de Ministros, mediante Decreto Supremo.

Los Estudios de Impacto Ambiental y Programas de Adecuación de Manejo Ambiental serán realizados por empresas o instituciones que se encuentren debidamente calificadas e inscritas en el registro que para el efecto abrirá la Autoridad Sectorial Competente".

4.6.3.2 MARCO ADMINISTRATIVO

De otro lado, la Municipalidad de San Marcos, deberá tener establecido en sus los términos de Referencia para la ejecución del proyecto, la realización de un estudio de impacto ambiental de tal manera de prevenir cualquier impacto negativo en el ambiente por causa de dicho proyecto.

4.6.4 JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

Lograr una adecuada infraestructura vial para una eficiente transitabilidad en el Distrito de San Marcos, facilitando el tráfico peatonal y vehicular, la reducción de los focos contaminantes y la recuperación económica de las actividades de la zona.

Los principales beneficiarios con la ejecución del proyecto, son los pobladores del mencionado Distrito de San Marcos.

4.6.5 LOCALIZACIÓN

Políticamente el proyecto se localiza en el Distrito de San Marcos, Provincia de Huari, Región Ancash, en la zona circunscrita por la Avenida San Isidro.

4.6.6 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto para la construcción del Muro constará de una serie de etapas consistentes en:

- 1) Movimientos de tierras.
- 2) Demolición de Muro existentes de adobe
- 3) Construcción de Muro de Concreto Armado

- 3) Construcción de Muro de adobe
- 4) Revegetación

A continuación se hace una descripción de cada una de las etapas antes mencionadas.

Movimiento de tierras

Las actividades previas a esta etapa consistirán en la movilización de equipo pesado, los cuales serán instalados en los almacenes de la Obra.

El trabajo de Movimiento de tierras, consiste en cortar con Retroexcavadora. El terreno existente, para que de esta manera se construya la estructura del Muro que consistirá en: El trabajo de movimiento de tierras conlleva a realizar las siguientes actividades:

- Acopio de material excedente a eliminar.
- Maniobra de vehículos.
- Pernoctación de maquinaria
- Depósito de insumos diversos.
- Área del Residente de Obra.
- Vestuario y equipos personales de trabajo

Todo ello, con la excepción del comedor, se ubicará en una zona abierta y en un lugar estratégico. Se recomienda habilitar el comedor en una de las viviendas de los vecinos del lugar.

Demolición de Muros de adobe:

Consiste básicamente en la demolición de las estructuras o cerco de adobe que los pobladores han construido precariamente para protegerse de los posibles deslizamientos de taludes.

Construcción de Muro de concreto Armado

Los trabajos de Muro consisten en armar la estructura del muro como es la de preparación de la caja de la zapata, para luego elevar la pantalla del propio muro de concreto armado de $F'C=210 \text{ KG/CM}^2$.

El trabajo de construcción de muro conlleva a realizar las siguientes actividades:

- Corte de material.
- Eliminación de material proveniente de cortes para la estructura.
- Habilitación de acero.
- Encofrado y desencofrado del cuerpo del muro (pantalla)
- Llenado de las cajas de concreto o moldes de las pantallas del muro
- Maniobra de vehículos.
- Pernoctación de maquinaria.
- Depósito de insumos diversos.
- Área del Residente de Obra
- Vestuario y equipos personales de trabajo

Construcción de Muros de Adobe

Se construirán a manera de reposición muros de adobe en los sectores que se indiquen los planos.

Revegetación

Se realizaran trabajos de revegetación en las zonas que se indique en los planos a manera de dar estabilidad a los taludes trabajados.

4.6.7 RESIDUOS Y CONTAMINANTES

Como consecuencia de los trabajos a realizar en sus diferentes etapas, se producirán residuos y contaminantes de diversa índole, tal como se indica a continuación.

a) Residuos

- Tierra de recorte y excavaciones.
- Latas de pintura,
- Restos de material de concreto.
- Restos de tuberías, latas otros
- Restos de fierro de construcción.
- Bolsas de cemento.
- Restos de alimentos de refrigerios.
- Aceite y grasa de vehículos en el depósito de maquinaria pesada

b) Contaminantes

- Polvo
- Gases
- Ruido.
- Efluentes líquidos de servicios higiénicos.

Los residuos de mayor importancia, en virtud de su volumen, lo constituyen el movimiento de tierras para la preparación de la caja de la estructura del pavimento.

Dicha remoción y movimientos de tierra, por tratarse de un terreno que en su mayoría es relleno, producirá emisiones fugitivas de polvo que se dispersarán en la dirección del viento y que podrían ser considerables si es que no se toman las medidas del caso, tal como se indica posteriormente.

También se producirán emisiones de gases de combustión de los vehículos pesados que se utilizarán en las obras y los que eventualmente traerán los materiales de construcción.

Dichos vehículos por lo general están accionados por motores diesel cuyas emisiones son típicamente como se muestran en el Cuadro siguiente:

Características de los gases emitidos por motores diesel

Parámetro	Valor típico
Análisis de gases	
O ₂ (%)	12.8
CO ₂ (%)	6.0
N ₂ (%)	81.08
CO (ppm)	127
SO ₂ (ppm)	59
NO _x (ppm)	1013
Temperatura de gases (°C)	370

Por otro lado tanto los vehículos pesados como las propias labores de las obras a realizar, producirán emisiones de ruido de diferente intensidad que serán sentidas principalmente en las cercanías de la obra.

Todas las emisiones de gases, ruido y polvo sólo se producirán en las horas de trabajo, esto es 7 a.m. a 5 p.m.

4.6.8 CONSUMO DE ENERGÍA

El consumo de energía será básicamente para el accionamiento de la maquinaria pesada, la cual consumirá combustible Diesel-2 en sus motores, produciendo finalmente emisiones de gases tal como se señaló anteriormente.

4.6.9 DESCRIPCIÓN DE LOS COMPONENTES AMBIENTALES

Antes de describir los componentes ambientales es preciso definir el área de Influencia del proyecto a fin de establecer luego los alcances de los probables impactos que pueden ocurrir en virtud de las diferentes actividades a realizar.

AREA DE INFLUENCIA DEL PROYECTO

El área de influencia es el espacio donde ocurren las interacciones entre un proyecto y el medio. Tales interacciones son identificadas por las alteraciones o modificaciones que pueden sufrir las variables ambientales, que en este caso podrían ser:

- Alteraciones en la calidad y uso de las aguas.
- Alteraciones en la calidad del suelo local.
- Alteraciones en la calidad del aire de la zona.
- Alteraciones de factores culturales (territorio, estética, social, infraestructura).

De acuerdo a los conceptos anteriormente mencionados, se ha establecido que el área de influencia del proyecto comprendería el tramo de la Av. San Isidro.

ASPECTOS FÍSICOS

A continuación se hace una descripción de los aspectos físicos del ambiente en el área de influencia del proyecto, pero sin la existencia del mismo, estableciendo de esta manera una línea base en dicha área.

- Clima

Considerando que el proyecto se situará a espaldas de las viviendas ubicadas en la Av. San Isidro Distrito de San Marcos.

El clima de la localidad es frío, donde las precipitaciones pluviales se presentan entre los meses de septiembre a abril y el periodo de sequía entre los meses de Mayo a Agosto, en la cual la temperatura media es de 17° C.

Aire

La calidad del aire en el sitio del proyecto es un aire puro por encontrarse en zona Rural. Libre de Contaminación.

Ruido

En el sitio del proyecto no existen ruidos molestos. Existen solo los ruidos que tiene su origen principalmente en el tráfico vehicular. Dicho ruido es continuo y manifiesta intensidades variables, llegando a su máximo en las horas de máximo tráfico vehicular.

Agua

Los recursos hídricos de la zona lo constituyen básicamente el río Carash y el Río Mosna, que discurren por la zona del proyecto.

Cabe señalar que la población involucrada cuenta con suministro de agua y red de desagüe.

Suelos

De otro lado, de las excavaciones y pruebas realizadas al suelo se obtuvo como resultado que el suelo de la zona explorada contiene material gravoso. Clasificación SUCS ASTM D2487: GC - GM

ASPECTOS BIOLÓGICOS

Tratándose de una zona rural, los aspectos de flora y fauna en el área de influencia están presentes.

En el caso de la flora se ha identificado algunas especies que son nativas de la zona como la Magnolias y muchas otras naturales de la zona.

ASPECTOS SOCIO-ECONOMICOS

Aspectos de salud pública

En la zona del proyecto se cuenta con un Centro de Salud que dan atención a los pobladores del Distrito de San Marcos, entre otros.

Infraestructura y servicios existentes

En toda la zona de influencia del proyecto a la margen izquierda llegando a San Marcos se encuentran ejecutando un Hospital. De otro lado, se indica que cuenta con servicios de agua, desagüe, energía eléctrica, teléfono y disponibilidad de líneas de transporte.

PAISAJE URBANO Y VALORES CULTURALES

En el sitio del proyecto propiamente dicho no existe ningún atractivo turístico ni paisajístico de importancia. El paisaje que se observa corresponde a una zona rural urbana de clase económica baja y por algunas viviendas precarias en su alrededor.

4.6.10 IDENTIFICACIÓN DE IMPACTOS

La identificación de impactos permitirá determinar qué actividades del proyecto, en sus diferentes etapas, tienen potencial de producir alteraciones en los factores o componentes ambientales del área de influencia del proyecto.

En tal sentido a continuación se hará una descripción de aquellos factores o componentes ambientales que están comprometidos con el proyecto en forma específica, y de las actividades del proyecto que pueden causar impactos en tales componentes.

4.6.11 FACTORES AMBIENTALES

De todos los factores o componentes ambientales descritos en el Capítulo 5, los que podrían verse impactados por las acciones del proyecto son los que figuran en el Cuadro siguiente. Para cada uno de ellos se menciona los atributos que directamente están comprometidos.

Cuadro: Factores/componentes ambientales del proyecto

Factor Ambiental	Componente	Atributo
Características Físicas y químicas	Tierra	Geomorfología
	Atmósfera	Ruido
		Calidad
	Procesos	Estabilidad
Factores Culturales	Nivel social	Salud y seguridad
		Empleo
	Servicio e infraestructura	Estructuras
		Red de transporte
		Red de servicios

4.6.12 ACCIONES QUE PUEDEN CAUSAR IMPACTOS AMBIENTALES

De todas las actividades a realizarse en las distintas etapas del proyecto, las que tienen potencial de ocasionar impactos en los factores o componentes ambientales antes descritos son principalmente las siguientes:

- a) Construcción de Muro de Concreto Armado**
- Almacenamiento de materiales y otros insumos para la obra.
 - Corte del terreno natural (excavación).
 - Demolición de muros de adobe existente
 - Movimiento masivo de talud para estabilizarlo.
 - Construcción de Muro de concreto F'C=210 KG/CM2
 - Revegetación
 - Disposición de residuos, principalmente tierra y desmonte.
 - Uso de maquinaria pesada.

- Tránsito de vehículos pesados.

b) Uso de las instalaciones

Tránsito de vehículos

A modo de resumen, en el siguiente cuadro, se hace una agrupación de todas las actividades del proyecto que pueden ocasionar impactos potenciales en el ambiente y la salud en su área de influencia; así como una clasificación cualitativa de dichos impactos, lo cual ayudará a evaluar y predecir sus efectos en el ambiente.

El significado de los términos usados para agrupar los impactos son los que se indican a continuación:

- **Beneficios o perjudiciales**

El impacto es benéfico si la calidad futura del indicador ambiental es mejor que la inicial. Es perjudicial si la calidad empeora.

- **Planeados o accidentales**

Son planeados si los impactos que se identifican son los que el proyecto tiene previsto. Son accidentales los impactos no planeados y que pueden ocurrir por accidentes.

- **Directos o indirectos**

En el impacto directo los efectos son causados por la acción y ocurren al mismo tiempo y en el mismo lugar donde se generan. En el impacto indirecto los efectos resultantes pueden manifestarse tardíamente o alejados del sitio donde se generan.

- **Acumulativos o no acumulativos.**

En los impactos acumulativos los efectos se suman sobre el ambiente y/o salud como resultado

del impacto de varias actividades del proyecto o cuando se asocia con otras acciones presentes. Estos efectos pueden ser resultado de acciones individuales menores pero colectivamente significativas que se verifican en un determinado lugar durante un período de tiempo. Los acumulativos son lo contrario.

- **Reversible o irreversible.**

Son reversibles si los efectos sobre el ambiente y/o salud pueden volverse a las condiciones existentes antes de implementar el proyecto, una vez que sus actividades se suspenden. Son irreversibles si la naturaleza de los efectos no permite que las condiciones iniciales se restablezcan; aunque las actividades del proyecto sean suspendidas o eliminadas.

- **Costo o largo plazo.**

En los impactos a corto plazo, los efectos significativos aparecen en lapsos relativamente cortos una vez que se realizan las actividades del proyecto y pueden desaparecer con ellas.

En los impactos a largo plazo los efectos aparecen en lapsos distantes del inicio de la acción y pueden no desaparecer con ellas.

- **Temporales o permanentes.**

Los impactos temporales están restringidos a una etapa específica del desarrollo del proyecto; mientras que los permanentes están planeados a que ocurran durante toda la vida útil del proyecto, especialmente en la etapa de operación.

- **Local, regional, nacional.**

La cobertura geográfica del impacto de las actividades de un proyecto puede ser variable según el elemento causante en cuanto a sus características básicas, como tamaño y ubicación. Dicha cobertura puede ir desde la escala local hasta la nacional e inclusive la internacional.

- **Remediable o irremediable.**

El impacto es remediable si hay posibilidades de que el daño o la pérdida ocasionada pueden ser atenuados o compensada de alguna manera.

También si hay posibilidad que a través de la intervención con alguna medida correctiva, se permita la recuperación y mejoría de las condiciones originales, anulando así los impactos negativos producidos por una determinada acción.

- **Poco o muy probable.**

El riesgo del impacto mide la probabilidad de ocurrencia, sobre todo de aquellas circunstancias no periódicas pero de excepcional gravedad.

Un impacto de gravedad pero de poca probabilidad de ocurrencia presenta menor significado que un impacto moderado de alta probabilidad de ocurrencia.

4.6.13 MEDIDAS DE MITIGACION DE IMPACTO AMBIENTAL

En la ejecución de los trabajos de construcción se tiene contemplado medidas de mitigación de impacto ambiental, medidas que el ingeniero residente de la obra es responsable por velar, de acuerdo a la buena práctica profesional, su objetivo es evitar molestias a la población y un deterioro significativo del entorno ambiental a la obra, respetar la imagen urbana y conservar

el carácter rural y tranquilo de la localidad. Los puntos principales son:

ACCION	EFEECTO	MITIGACION
DEMOLICIONES Y COLOCACION DE MATERIALES AGREGADOS)	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Liberación de polvo al aire en el entorno inmediato de la obra, ➤ Ruido producido por las maquinarias y equipos. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Prever que la descarga de agregados se realice en una hora adecuada, sin vientos fuertes. ➤ Programar el uso de los equipos a horas adecuadas.
MOVIMIENTOS DE TIERRAS	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Liberación de polvo al aire en el entorno inmediato de la obra. ➤ Ruido producido por las maquinarias y equipos. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Tomar medidas de protección en las excavaciones. Para evitar mayores deslizamientos. ➤ Procurar mantener el material excedente en el movimiento de tierras a un adecuado nivel de humedad para que no desprenda polvo considerablemente.
OBRAS DE SIMPLE Y C ^o A ^o .	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Posible contaminación de corrientes de agua cercanas al liberarse residuos de concreto fresco. ➤ Ruido en el proceso 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ No verter aguas contaminadas con residuos de concreto y u otras materias a las corrientes de agua cercanas. ➤ Programar eficientemente las acciones que produzcan ruido considerable para que no moleste a los pobladores de las inmediaciones. ➤ Prever la colocación de los residuos sólidos de las obras de concreto para que no afecten las inmediaciones de la obra.

CAPITULO V: CONCLUSIONES

En la presente tesis se ha determinado las siguientes conclusiones:

1. Se determinó que la zona de vulnerabilidad y el riesgo con el que vive la población del Barrio de San Isidro del Distrito de San Marcos, que es debido al crecimiento urbano del barrio, movimiento sísmico, grandes caídas de lluvias que han debilitado la formación de estos bloques de terreno en una zona crítica de aproximadamente 490ml donde se encuentran localizadas las viviendas.
2. Se ha realizado los estudios de topografía de la zona urbana, siendo esta semiplano con pendientes moderadas en sentido sur que varían entre 3 a 4 % manteniendo la pendiente de los ríos que la circulan, la pendiente de Este a Oeste es de 1% terminando en un barranco de 20 m de profundidad que da al río Mosna.
3. Geológicamente la zona donde se ubica el distrito de San Marcos predomina el material semirocoso, manteniendo una capa de conglomerado entre 1.00 – 2.00 m de profundidad. En la cuenca media de la zona predomina el terreno con zonas rocosas y aéreas de terreno para cultivos de cereales, tubérculos arborizaciones y pastizales.
4. Se realizó un a calicata, realizándose una clasificación según SUCS los suelos es del tipo GC – GM. Por la teoría de Terzaghi, la Presión admisible del terreno para los diseño es de $q_a = 1.67 \text{ kg/cm}$
5. Se determinó los criterios de diseño de muros de contención. Existen diversas teorías para la determinación del empuje activo, entre las que destacan las debidas a Coulomb y Rankine.
6. Se realizó el diseño estructural de muros de contención para alturas de 3, 3.5m, 4m, 5m y 8 m de altura, según la ubicación de las viviendas, como se muestran en los planos.

7. Se realizó el estudio de impacto ambiental para una futura ejecución de los muros donde se debe contemplar las medidas de mitigación de impacto ambiental, medidas que el ingeniero residente de la obra es responsable por velar, de acuerdo a la buena práctica profesional, evitando molestias a la población y un deterioro significativo del entorno ambiental a la obra, respetar la imagen urbana y conservar el carácter rural y tranquilo de la localidad, considerando los siguientes aspectos:

- Demoliciones y colocación de materiales (agregados)
- Movimientos de tierras
- Obras de Concreto simple y concreto armado.

CAPITULO VI: RECOMENDACIONES

Se presenta las siguientes recomendaciones:

1. Realizar más calicatas en la zona de estudio.
2. Se recomienda realizar una estabilización adecuada del material que sale del corte, evitando deslizamiento ante la ejecución del proyecto.
3. Se recomienda realizar un control de calidad de todos los materiales a utilizarse en la construcción de los cimientos, en especial a los agregados y el agua a utilizarse.

CAPITULO VII:

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- William Lambe. Robert V. Whitman. Mecánica de suelos. Editora Limusa. México. 1997. ISBN 968-18-1894-6
- Terzaghi, K., 1934, "Large Retaining Wall Tests," Engineering News Record Feb.1, Mar. 8, Abr. 19
- Terzaghi, K., 1943, Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons, New York
- Presas de tierra y enrocamiento.- Raul J. Marsal y Daniel Resendiz.
- Hidráulica &Termofluidos

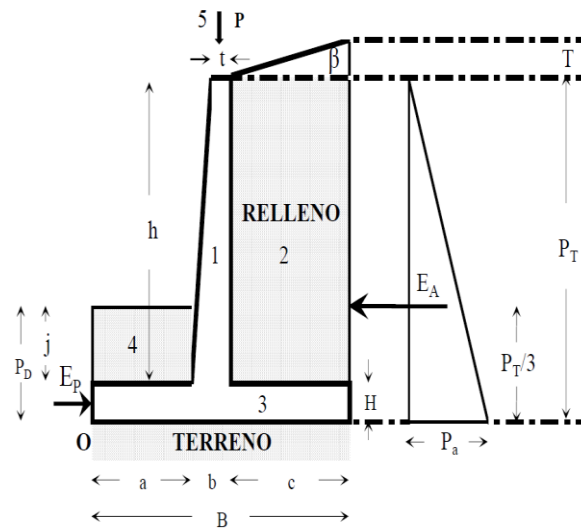
ANEXOS

ANEXO 1: DISEÑO DE MUROS DE CONTENCION PARA OTRO ANGULO DE FRICCION INTERNA

Muro de 3m de altura

Datos iniciales:

- $\gamma_0 = 2.40 \text{ ton/m}^2$ (peso específico del suelo natural)
- $F'c = 250 \text{ kg/m}^2$ (el esfuerzo máximo de compresión)
- $h = 1.70 \text{ m}$
- $a = 0.85 \text{ m}$
- $b = 0.30 \text{ m}$
- $c = 0.85 \text{ m}$
- $t = 0.30 \text{ m}$
- $j = 0.00 \text{ m}$
- $PD = 0.30 \text{ m}$
- $H = 0.30 \text{ m}$
- $T = 0.00 \text{ m}$
- $B = 2.00 \text{ m}$
- $Pt = 2.00 \text{ m}$



DATOS DEL TERRENO NATUR.	
$\gamma_1 =$	1.60 ton / m ³
$C =$	0.00 ton / m ³
$\phi_1 =$	30°
$\sigma_a =$	17049 ton / m ²

DATOS DEL RELLENO	
$\gamma_2 =$	1.60 ton / m ³
$C =$	0.00 ton / m ³
$\phi =$	30°
$\beta =$	0

$$F.S_{\text{volteo}} \geq 2.0$$

$$F.S_{\text{desliza}} \geq 1.5$$

CALCULOS

1. presión activa

$$P_a = K_A \cdot \gamma_2 \cdot (P_T + T)$$

K_A : empuje activo del relleno

γ_2 : peso específico del relleno (ton/m³)

β : Angulo formado con la hor.

ϕ : Angulo de fricción Interna.

$$K_A = \frac{\cos \beta - (\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)^{1/2}}{\cos \beta + (\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)^{1/2}}$$

Remplazando tenemos el valor de K_A :

$$K_A = 0.333$$

Entonces el valor de P_a es:

$$P_a = 1.07 \text{ ton / m}$$

2. Empuje de relleno activo

$$E_A = 1/2 P_a (P_T + T)$$

$$E_A = 1.07 \text{ ton / m}$$

3. hallamos las componentes horizontales y verticales

- componente horizontal

$$E_{AH} = EA \cdot \cos \beta :$$

$$E_{AH} = 1.07 \text{ ton / m}$$

-componente vertical

$$E_{AV} = EA \cdot \text{sen } \beta :$$

$$E_{AV} = 0.00 \text{ ton / m}$$

4. Empuje pasivo del terreno de cimentación en el frente del muro

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi_1 / 2) \quad K_p : \text{Empuje pasivo del terreno}$$

$$K_p = 3.0$$

$$E_{PH} = 1/2 \cdot K_p \cdot \gamma_1 \cdot P_D^2 + 2C P_D^{1/2} \quad E_{PH} : \text{empuje pasivo horizontal}$$

Reemplazando tenemos:

$$E_{PH} = 0.216 \text{ ton}$$

Considerando un factor de reducción del empuje pasivo de 2/3.

$$E_{ph} = 0.216 \times 2/3 = 0.14 \text{ ton}$$

5. Pesos

$$W_1 = \frac{(b + t) \cdot h}{2} \cdot \gamma_0 = 1.22 \text{ Ton.}$$

$$W_2 = \frac{(h + T + h) \cdot c}{2} \cdot \gamma_2 = 2.31 \text{ Ton.}$$

$$W_3 = H \cdot B \cdot \gamma_0 = 1.44 \text{ Ton.}$$

$$W_4 = \frac{(a + a') \cdot j}{2} \cdot \gamma_2 = 0.00 \text{ Ton.}$$

6. Calculo del momento resistente al volteo con respecto al punto "O"

Pza. #	Peso Ton	Brazo m	Momento Ton·m
1	1.22	1.00	1.22
2	2.31	1.58	3.64

3	1.44	1.00	1.44
4	0.00	0.43	0.00
5	2.35	1.00	2.35
E_{AV}	0.00	0.67	0.00
E_{PH}	0.22	0.10	0.02
Σ_{FV}	7.32	$M_+ =$	8.68

7. calculo del momento negativo que provoca el vuelco

$$M_- = E_{AH} \cdot P_T / 3$$

$$M_- = 0.711 \text{ ton.m}$$

8. factor de seguridad contra volteo

$$F.S. = 8.68 / 0.711 = \frac{M_+}{M_-} = 12.2 \geq 2.0$$

CUMPLE $F.S._{\text{volteo}} \geq 2.0$
 $F.S._{\text{desliza}} \geq 1.5$

9. Factor de seguridad contra deslizamiento

$$F.S. = \frac{F_+}{F_-} = \frac{F_R + E_{PH}}{E_{AH}}$$

FR: fuerza resultante

$$F.S._{\text{volteo}} \geq 2.0$$

$$F.S._{\text{desliza}} \geq 1.5$$

$$FR = \sum_{FV} F = 2.666 \text{ Ton.}$$

$$F = \tan(2/3\phi) = 0.364$$

$$F.S. = 2.7 \geq 1.5 \quad \text{CUMPLE}$$

10. Revisión por capacidad de cargas

$$\sigma = \frac{V}{A} \cdot \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right]$$

Donde el valor de "e" es igual:

$$e = \frac{M}{V} - \frac{B}{2} \quad \text{Donde: } M = M_+ - M_- = 7.96 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

Entonces:

$$e = 0.087 \text{ m}$$

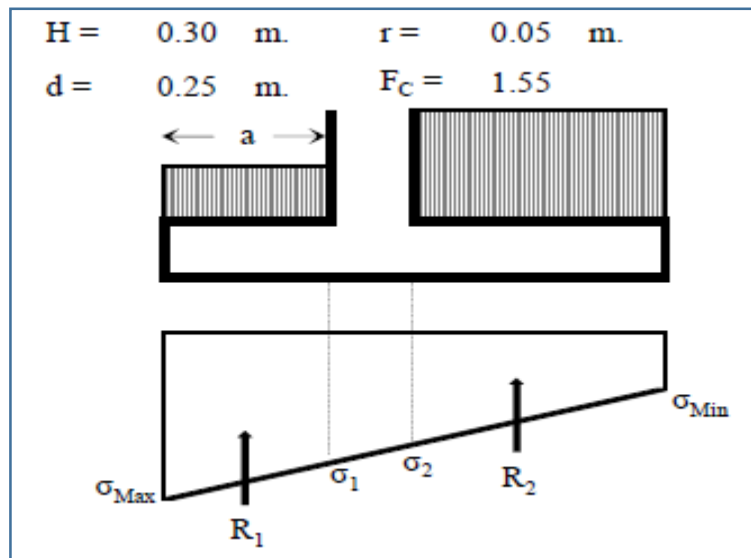
$$V = \sum_{FV} = 7.32 \text{ Ton.}$$

Entonces:

$$\sigma_{\max} = 2.702 < 17.49 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{Cumple}$$

$$\sigma_{\min} = 4.622 > 0 \quad \text{Ton/m}^2 \quad \text{Cumple}$$

11. calculo de la zapata



$$\sigma_{\max} = 2.702 < 17.49 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 4.622 > 0 \quad \text{Ton/m}^2$$

$$\sigma_1 = 3.52 \text{ Ton/m}^2 \quad \sigma_2 = 3.81 \text{ Ton/m}^2$$

$$R_1 = \frac{(\sigma_{Max} + \sigma_1)}{2} \cdot a = 2.64 \text{ Ton}$$

$$R_2 = \frac{(\sigma_{Min} + \sigma_2)}{2} \cdot c = 3.58 \text{ Ton}$$

$$V_{U1} = \frac{F_C \cdot R_1}{\emptyset 100 d} = 1.93 \text{ Kg}$$

Resistencia al corte del concreto

$$\emptyset V_c = \emptyset 0.53 \sqrt{f_c} b d$$

Reemplazando tenemos

$$V_c = 17.808 \qquad V_c > V_d \qquad \text{cumple}$$

$$S_1 = \frac{a}{3} \cdot \frac{\sigma_{Max} + 2\sigma_1}{\sigma_{Max} + \sigma_1} :$$

Reemplazando tenemos:

$$S_1 = 0.4058 \text{ m}$$

Hallamos el momento último (Mu)

$$M_U = R_1 (a - S_1) :$$

Reemplazando valores:

$$M_u = 1820 \text{ kg-m}$$

12. diseño por flexión de la zapata

$$M_U = M \cdot F_C = 1.8202 \text{ Ton-m}$$

$$\rho = 0.001 < \rho_{Min} < \rho_{Max}$$

$$A_s = \rho 100d = 8.33 \text{ cm}^2$$

Se tomara el ρ_{min}

Con ϕ # 5 (5/8 “)

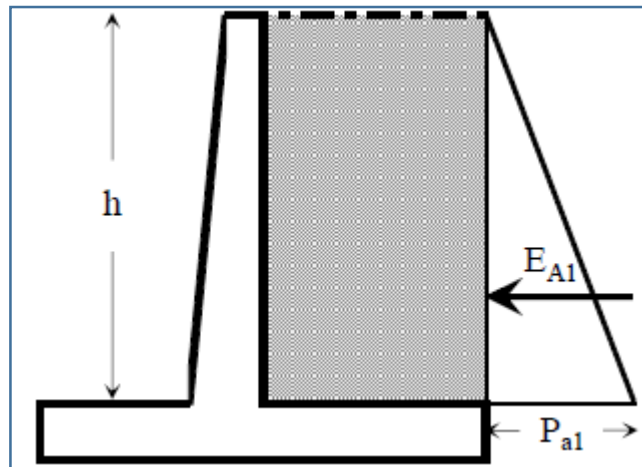
$$S = \frac{A_v \cdot 100}{A_s}$$

$$S = 24 \text{ cm} \cong 20 \text{ cm}$$

$$A_{St} = 0.002d B = \underline{5.00 \text{ cm}^2}$$

$$S = 39.6 \text{ cm} \cong 20 \text{ cm}$$

13. Verificación por cortante y flexión



$$P_{a1} = K_A \cdot \gamma_2 \cdot h = 0.91 \text{ Ton}$$

V_u : cortante ultima

$$E_{A1} = \frac{P_{a1} \cdot h}{2} = 0.77 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$V_u = 1.7 \cdot E_{A1} = \underline{1310 \text{ Kg}}$$

Con recubrimiento de 2 cm resulta:

$$b' = 29 \text{ cm}$$

$$V_u = \frac{Vu}{\phi \cdot 100 \cdot d} = 0.54 \text{ Kg} \cdot \text{cm}^2$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} = 8.38 \quad \text{CUMPLE}$$

$$M_u = V_u \cdot \frac{h}{3} = 0.74 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

Para un $F_y = 4200 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$

$$R_n = \left[1 - \frac{0.5 \rho f_y}{0.85 f_c} \right] = 13.54 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 f_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 (M_u / 100 \cdot d^2)}{\phi \cdot 0.85 f_c}} \right]$$

$$\rho = 0.00333$$

$$b'' = \sqrt{\frac{M_u}{R_n b}} = 7 \text{ cm.} < b'$$

$$A_s = \rho \cdot 100 \cdot b' = 9.50 \text{ cm}^2$$

CUMPLE

Calculamos la separa utilizando varilla # 5.

$$S = \frac{a_s \cdot 100}{A_s} = 21$$

Se trabajara con **20 cm.**

Acero de temperatura con ϕ # 3 (3/8")

$$A_s = 0.002 \cdot 100 \cdot b' = 5.70 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{a_s \cdot 100}{A_s} = 13$$

Se trabajara con **10 cm**.

$$P_{a2} = K_A \cdot \gamma_2 \cdot 2h/3 = 0.60 \text{ Ton}$$

$$E_{A2} = \frac{P_{a2} \cdot 2h}{6} = 0.34 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$V_u = 1.7 \cdot E_{A1} = 582.28 \text{ Kg}$$

$$M_u = V_u \cdot \frac{2h}{9} = 0.22 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$\rho = 0.00333$$

$$A_s = \rho \cdot 100 \cdot b' = 9.50 \text{ cm}^2$$

Con varilla # 5 separación calculada:

$$S = \frac{a_s \cdot 100}{A_s} = 21 \text{ cm}$$

Se trabajara con **20 cm**.

$$P_{a3} = K_A \cdot \gamma_2 \cdot h/3 = 0.30 \text{ Ton}$$

$$E_{A3} = \frac{P_{a2} \cdot h}{6} = 0.09 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$V_u = 1.7 \cdot E_{A1} = 145.57 \text{ Kg}$$

$$M_u = V_u \cdot \frac{h}{9} = 0.03 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$\rho = 0.00333$$

$$A_s = \rho \cdot 100 \cdot b' = 9.50 \text{ cm}^2$$

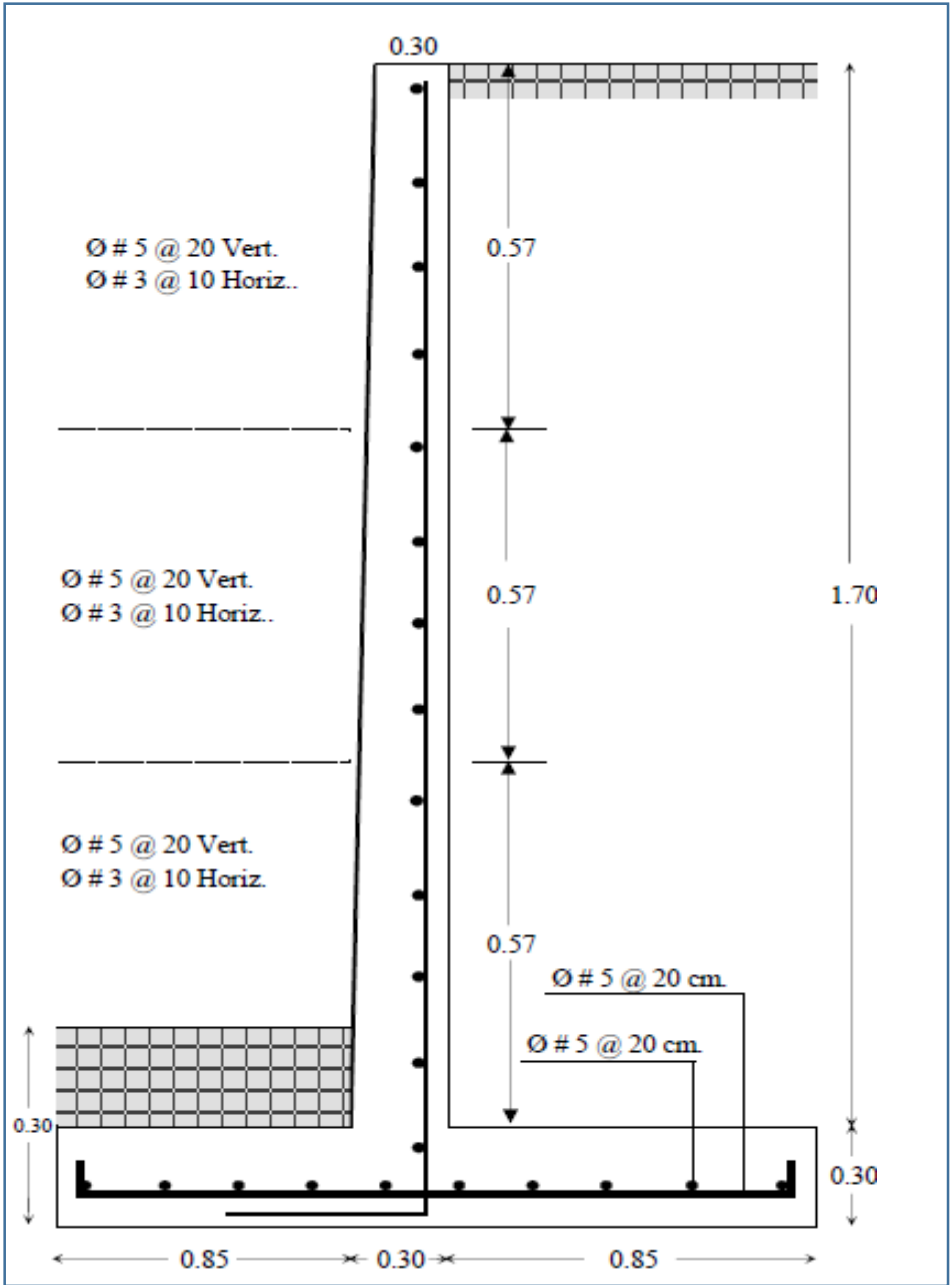
Con varilla del # 5.

Separacion Calculada

$$S = \frac{a_s \cdot 100}{A_s} = 21 \text{ cm}$$

Se trabajara con **20 cm**.

CONCLUSIONES FINALES DE DISEÑO



DISEÑO DE MURO DE CONTENCION PARA UNA ALTURA DE 6 m.

Parámetros de diseño.

- **Material de relleno:**

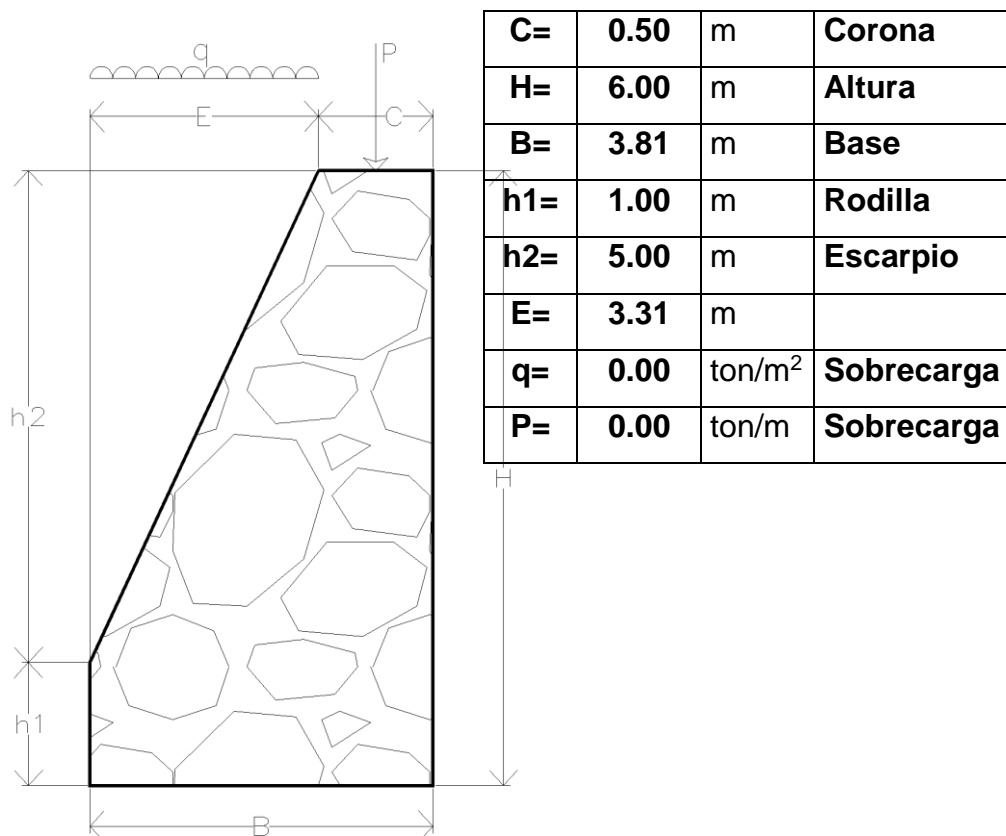
$\gamma = 1.79 \text{ ton/m}^3$ (peso volumétrico)
 $c = 3.00 \text{ ton/m}^2$ cohesión
 $\phi = 20^\circ$ Angulo de fricción interna

- **Suelo de cimentación**

$\gamma = 1.79 \text{ ton/m}^3$ (peso volumétrico)
 $c = 3.00 \text{ ton/m}^2$ cohesión
 $\phi = 20^\circ$ Angulo de fricción interna
 $q_u = 12.36 \text{ ton/m}^2$ capacidad de carga del terreno

- **Muro de contención**

$\gamma = 2.20 \text{ ton/m}^3$ (peso volumétrico)



CALCULOS

1. Módulo de reacción

$$k = \frac{1 - \sin \emptyset}{1 + \sin \emptyset}$$

Reemplazando tenemos

$$K = 0.4903$$

2. Empujes y punto de aplicación

- empuje debido a la sobrecarga

$$E_q = q H k$$

$$P.A. = 1/2 H$$

Reemplazando tenemos

$$E_q = 0.00 \text{ ton}$$

$$P.A = 3.00 \text{ m}$$

- Empuje debido al suelo

$$E_s = \frac{\gamma H^2 k}{2}$$

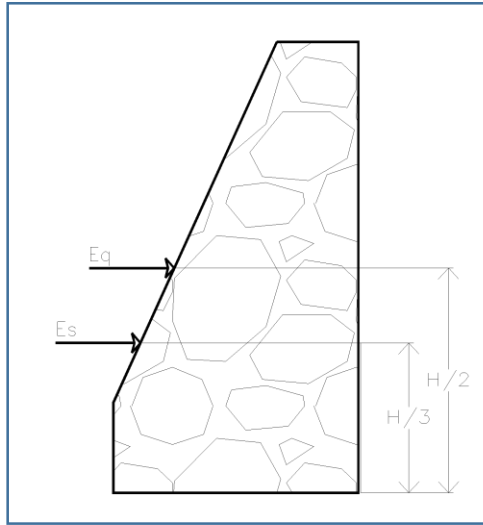
$$P.A. = 1/3 H$$

Reemplazando tenemos

$$E_s = 15.80 \text{ ton}$$

$$P.A = 2.00 \text{ m}$$

- Resultante de empujes y puntos de aplicación

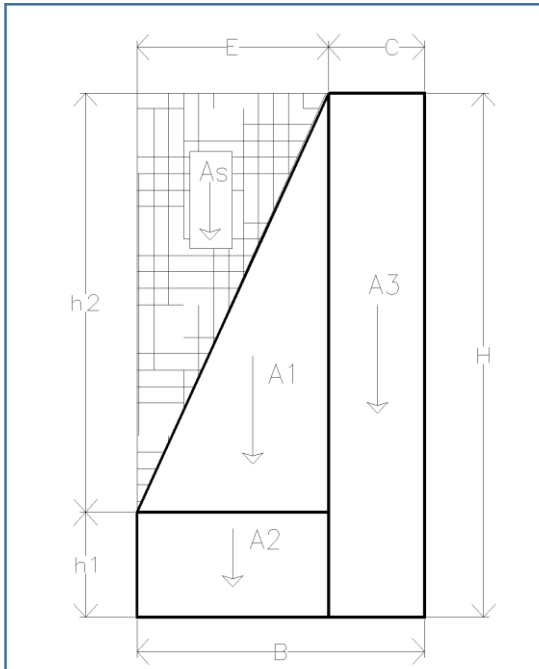


$E_t = 15.80 \text{ ton}$

$P.A = 2.00 \text{ m}$

3. Peso del muro de contención

- Para calcular el peso del muro de contención se divide el muro en las diferentes secciones:



Areas de las secciones		
$A_1 =$	8.28	m^2
$A_2 =$	3.31	m^2
$A_3 =$	3.00	m^2
$A_s =$	8.28	m^2

Cálculo del peso del muro		
$W_1 =$	18.21	ton/m
$W_2 =$	7.28	ton/m
$W_3 =$	6.60	ton/m
$W_s =$	14.81	ton/m
$P =$	0.00	ton/m

Wt=	46.90	ton/m
------------	--------------	--------------

- **Calculo del punto de aplicación**

para	W₁=	P.A.=	1.60	m
para	W₂=	P.A.=	2.155	m
para	W₃=	P.A.=	0.25	m
para	W_s=	P.A.=	2.71	m
para	P=	P.A.=	0.25	m

4. Calculo del volteo y deslizamiento

Fuerza vertical	Fuerza Horizontal	Brazo de palanca	Momento	Momento total	
	0.00	3.00	0.00	31.59	
	15.80	2.00	31.59		
18.21		1.60	29.19	86.62	Momento resultante
7.28		2.16	15.69		
6.60		0.25	1.65		
14.81		2.71	40.09		55.03
0.00		0.25	0.00		
46.90	15.80				

- **Revisión por deslizamiento**

F.S. > 1.50 Factor de seguridad

$$F.S._{Deslizamiento} = \frac{\sum Fv}{\sum Fh}$$

F.S.= 2.97 Ok, pasa

- Revisión por volteo

F.S. > 2.00 Factor de seguridad

$$F.S._{Volteo} = \frac{\sum M \text{ resistentes}}{\sum a \text{ volteo}}$$

F.S.= 2.74 Ok, pasa

5. Revisión por capacidad de carga del terreno

qu = 12.36 ton/m² (Capacidad de carga del terreno)

Wt = 46.89925 ton/m (Peso total del Muro contención)

- Presión del muro de contención sobre el terreno

$$Pt = Wt / B$$

B Pt= 12.3095144 ton/m²

- Verificación de la capacidad de carga.

q_u	\geq	P_t
12.36	\geq	12.3095

Ok, pasa

Anexo 2. APLICACIONES DE MUROS DE CONTENCIÓN



Figura 1. En esta imagen se aprecia un tipo de muro de contención utilizado en una ladera

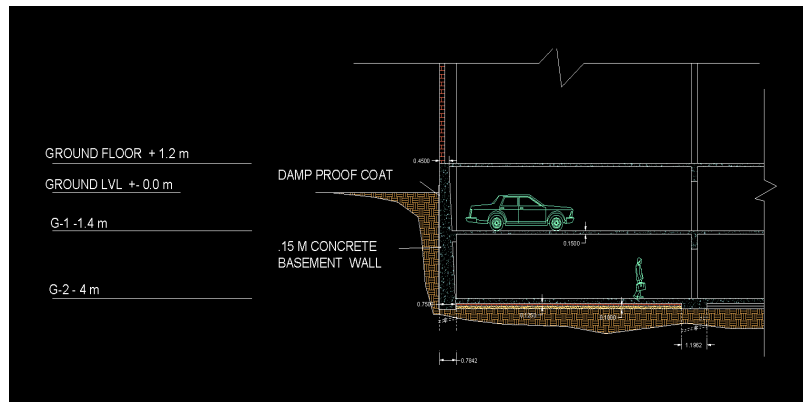


Figura 2: Muro de contención utilizado en un sótano



Figura 3. Muro de contención utilizado en un tanque para almacenar agua.



Figura 4: Muro de contención de gravedad



Figura 5: Muro de contención de ménsula.



Figura 6: Muros de contención de contrafuerte.



Figura 7: Muros de contención de bandejas.

FALLAS POR AUSENCIA DE MUROS DE CONTENCIÓN



Figura 8: En esta imagen se aprecia cómo se deslizo la carretera por falta de un muro de contención.



Figura 9: En esta imagen se aprecia con un río se desborda a causa de un mal diseño de un muro de contención.

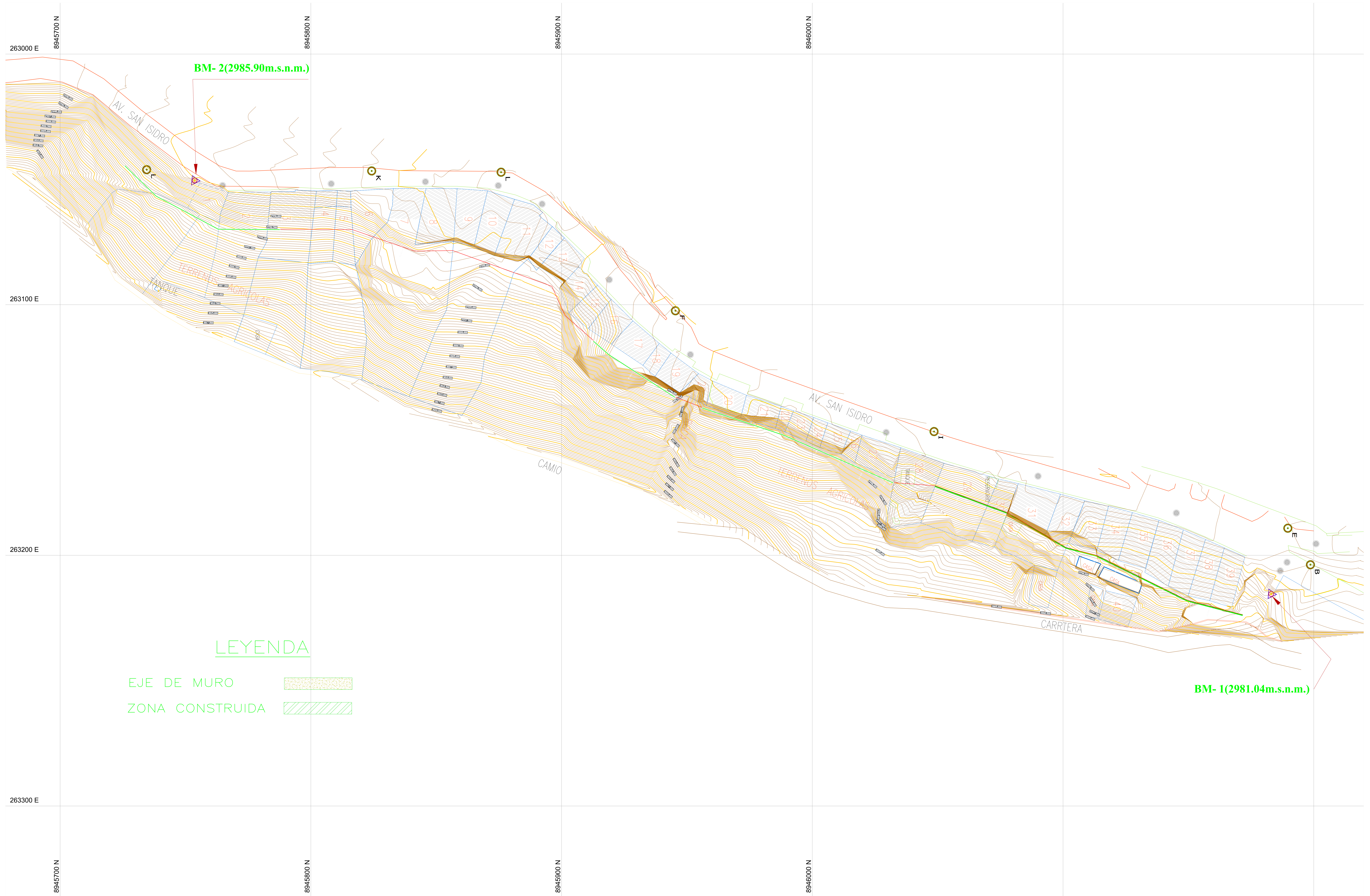


Figura 10: En esta imagen se aprecia el derrumbe de una ladera por falta de un muro de contención.



Figura 11: En esta imagen se aprecia el derrumbe de una carretera.

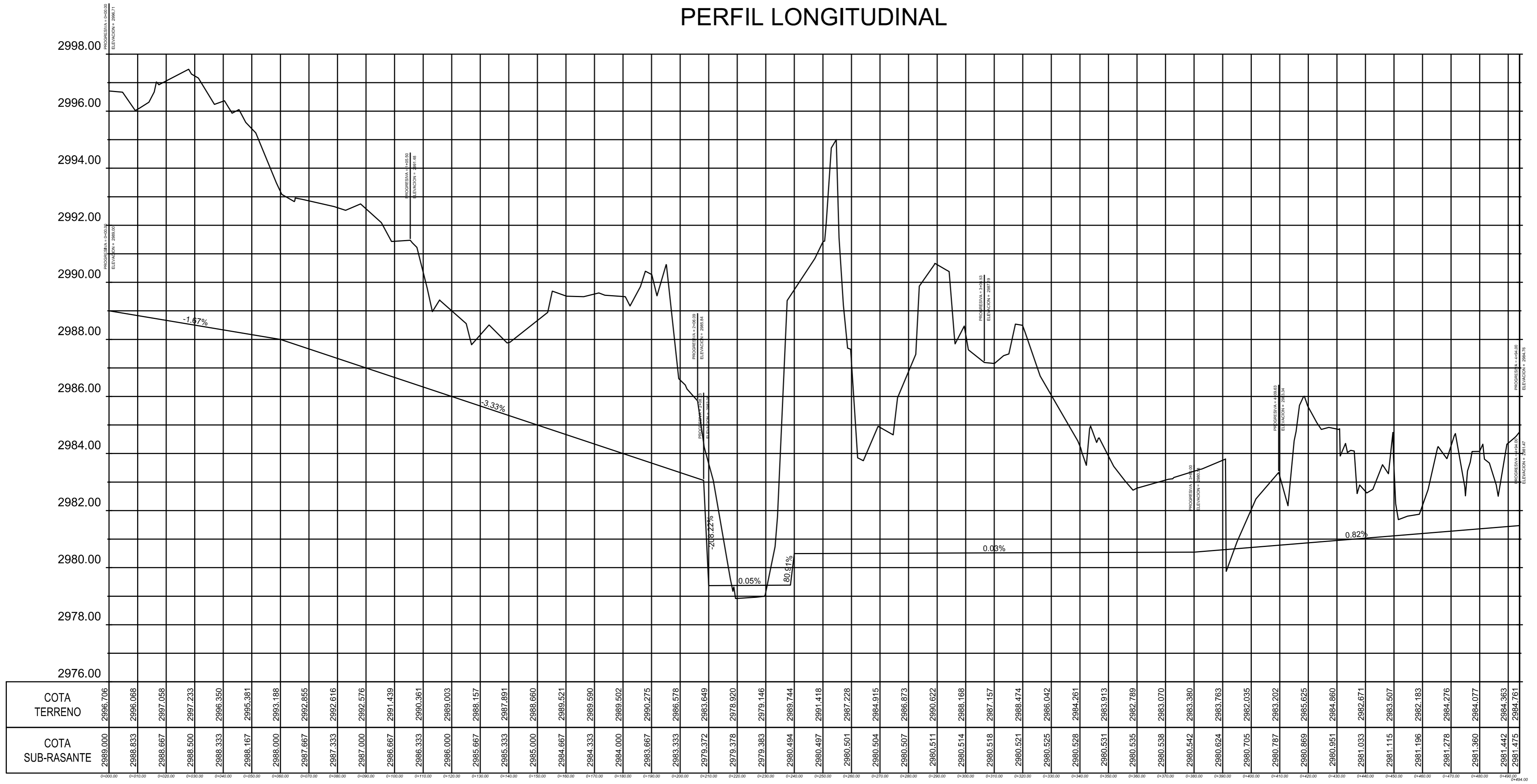
ANEXO 3: PLANOS



LEYENDA

- EJE DE MURO 
- ZONA CONSTRUIDA 

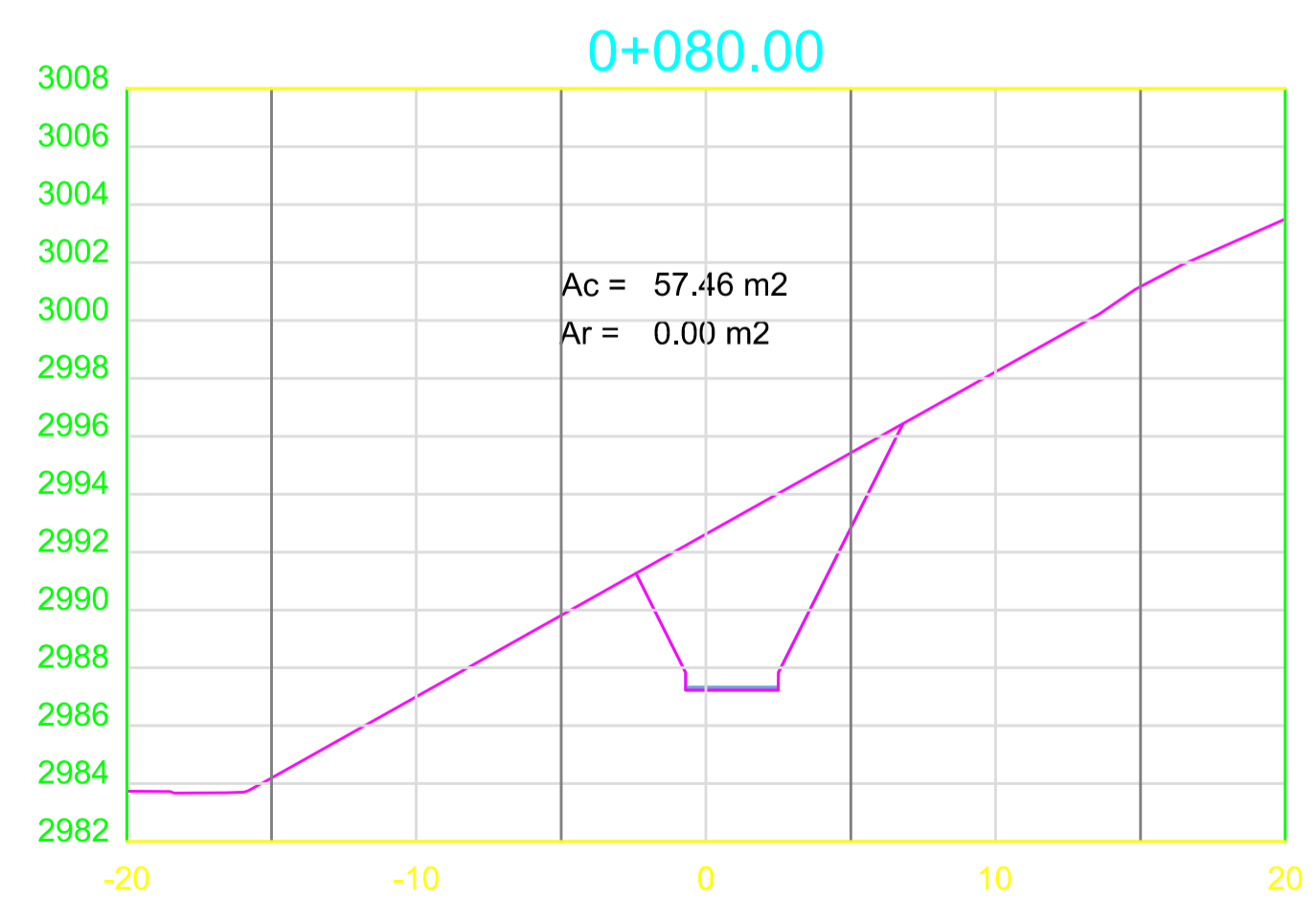
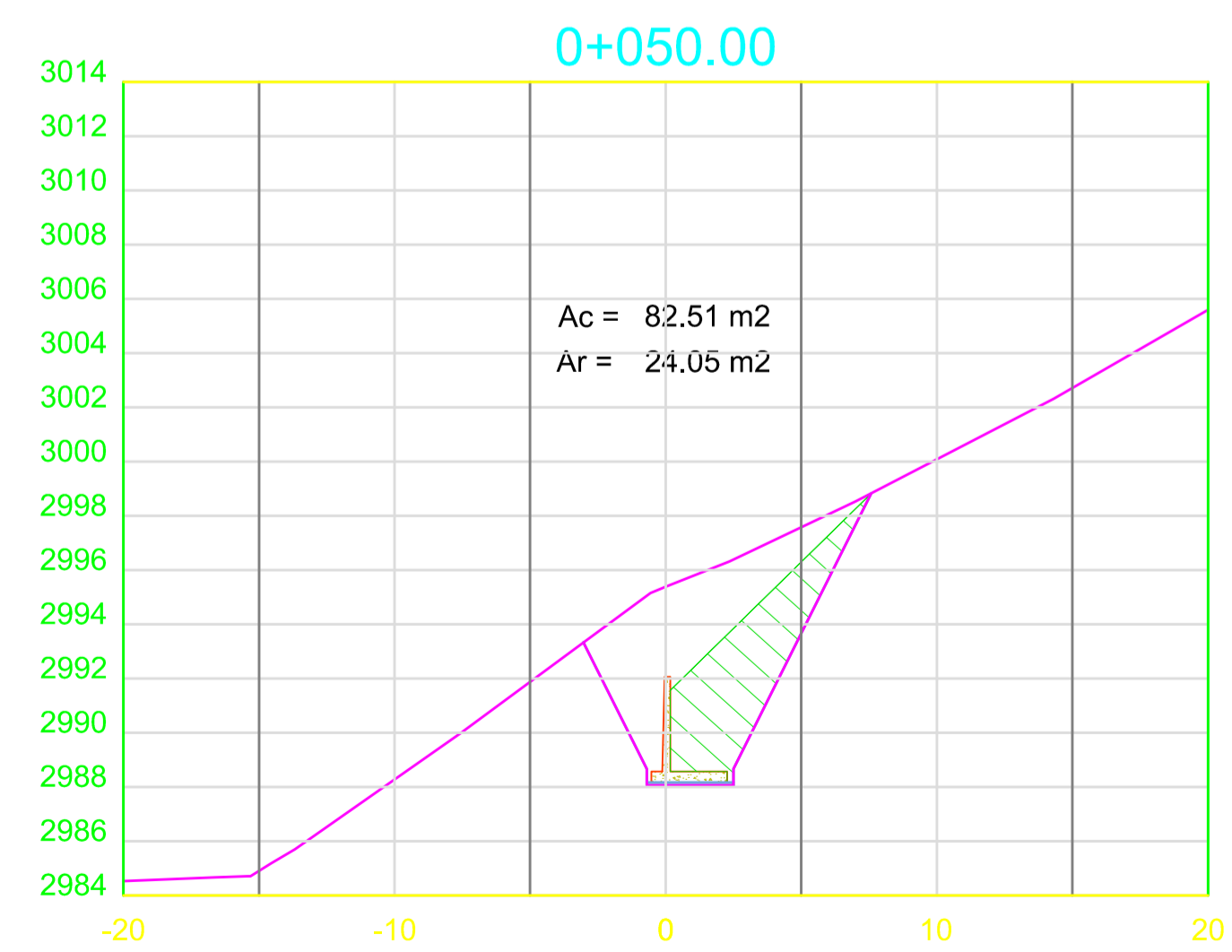
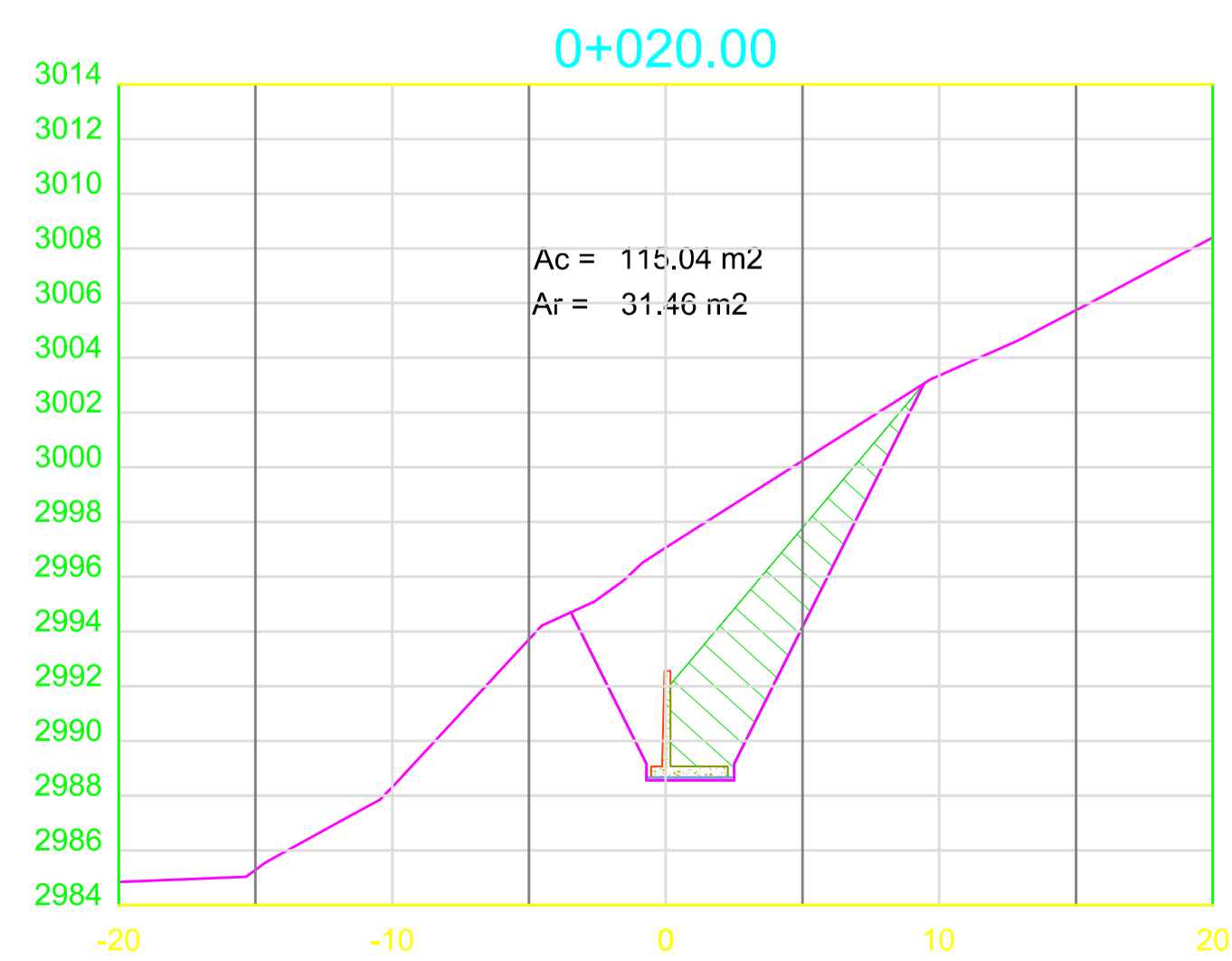
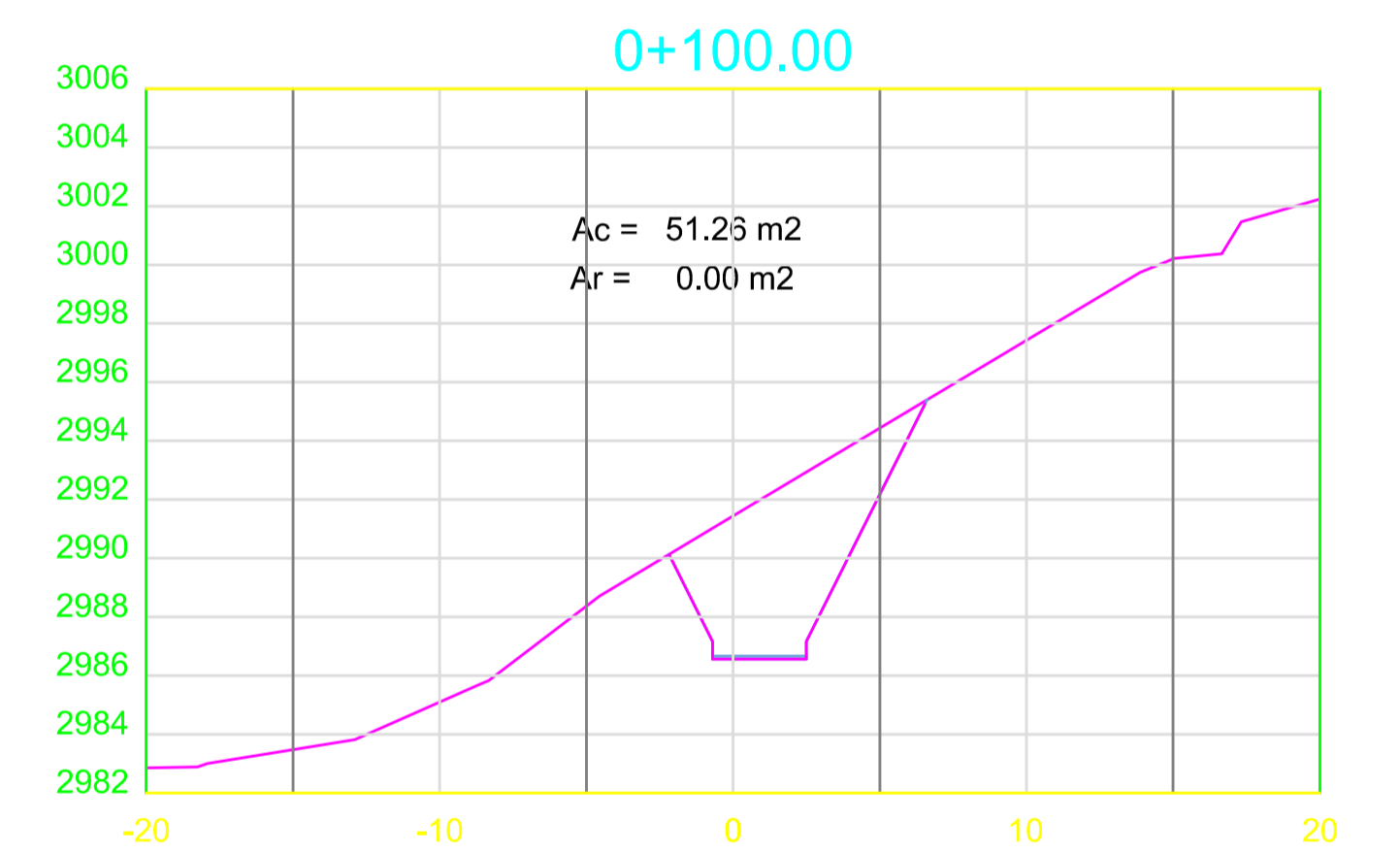
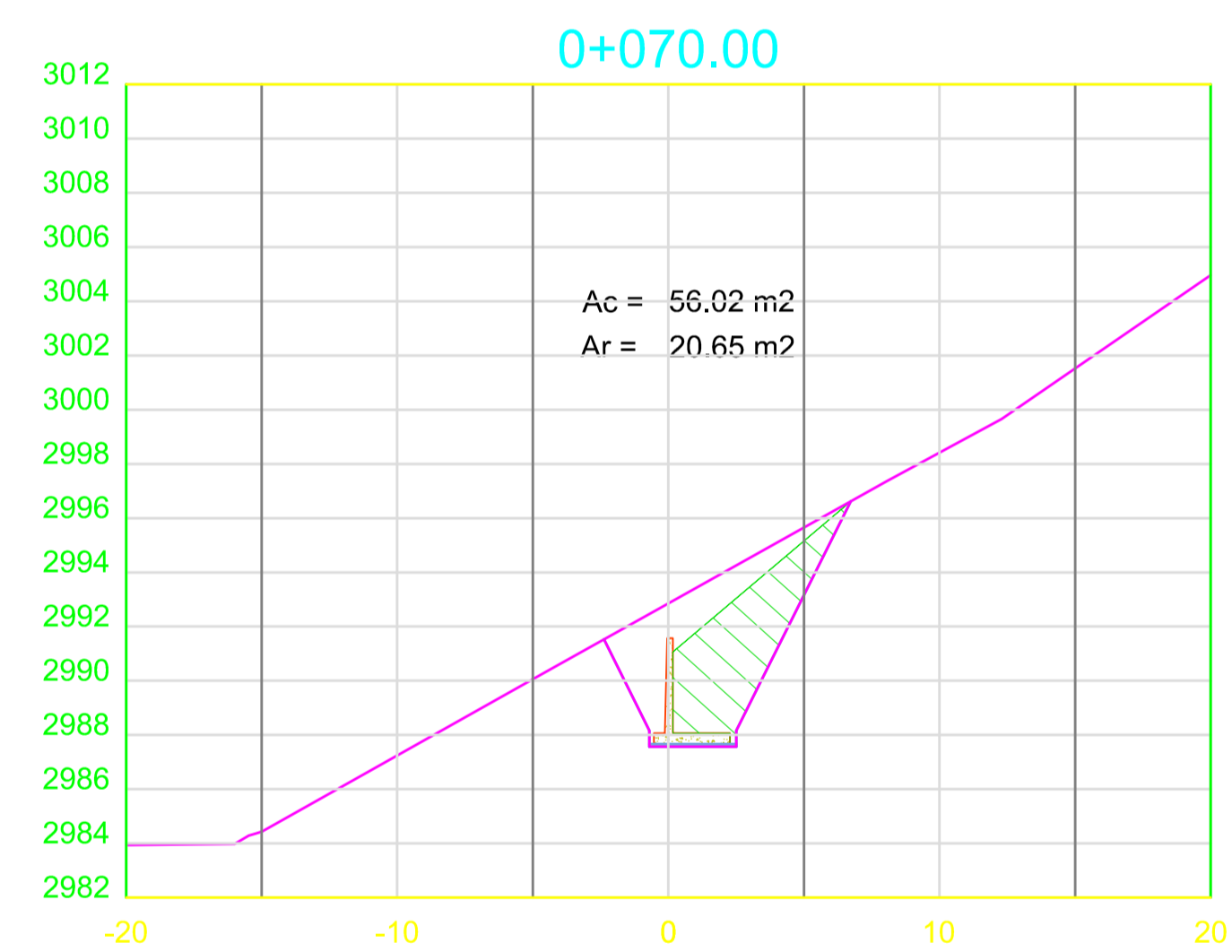
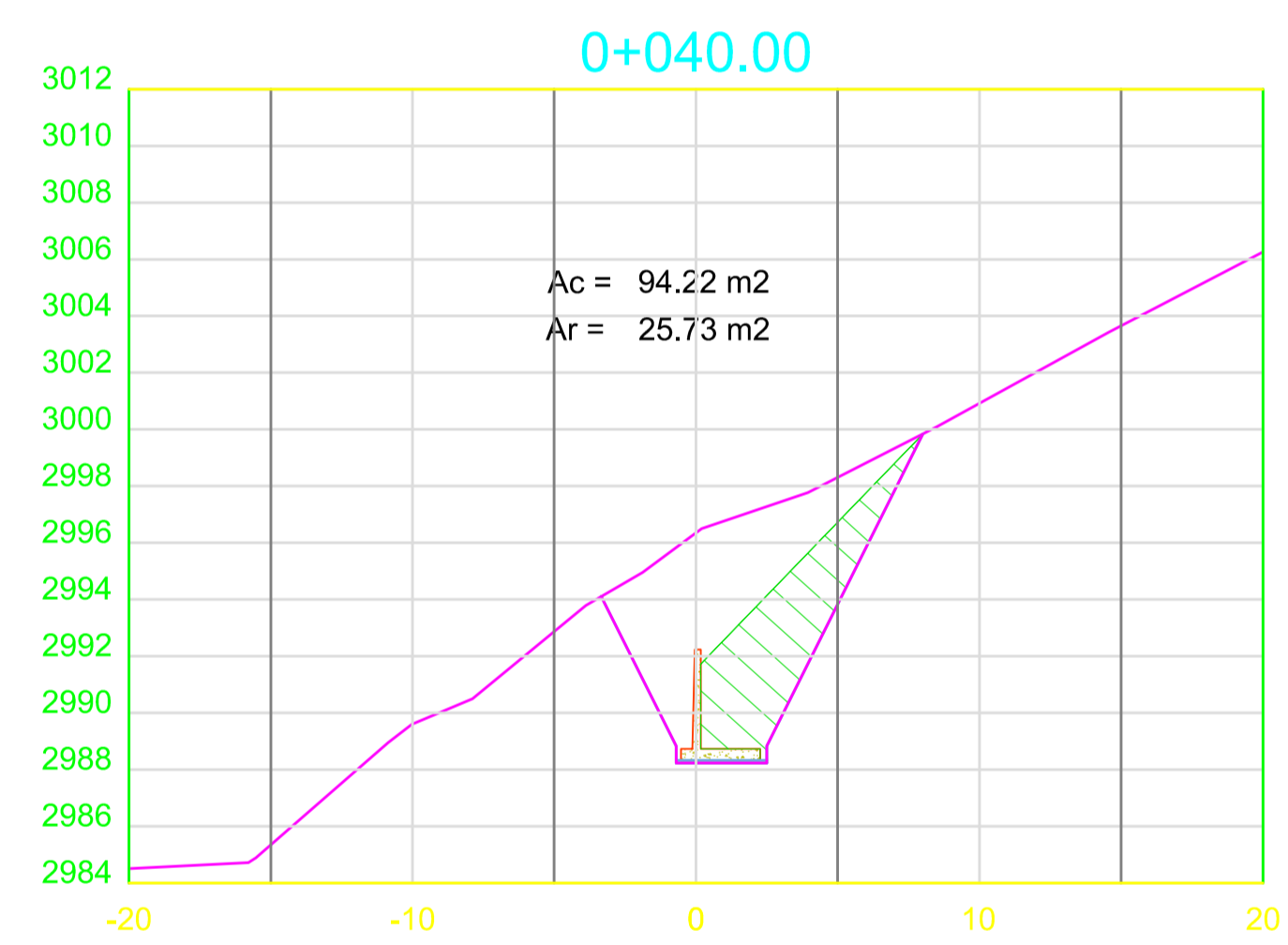
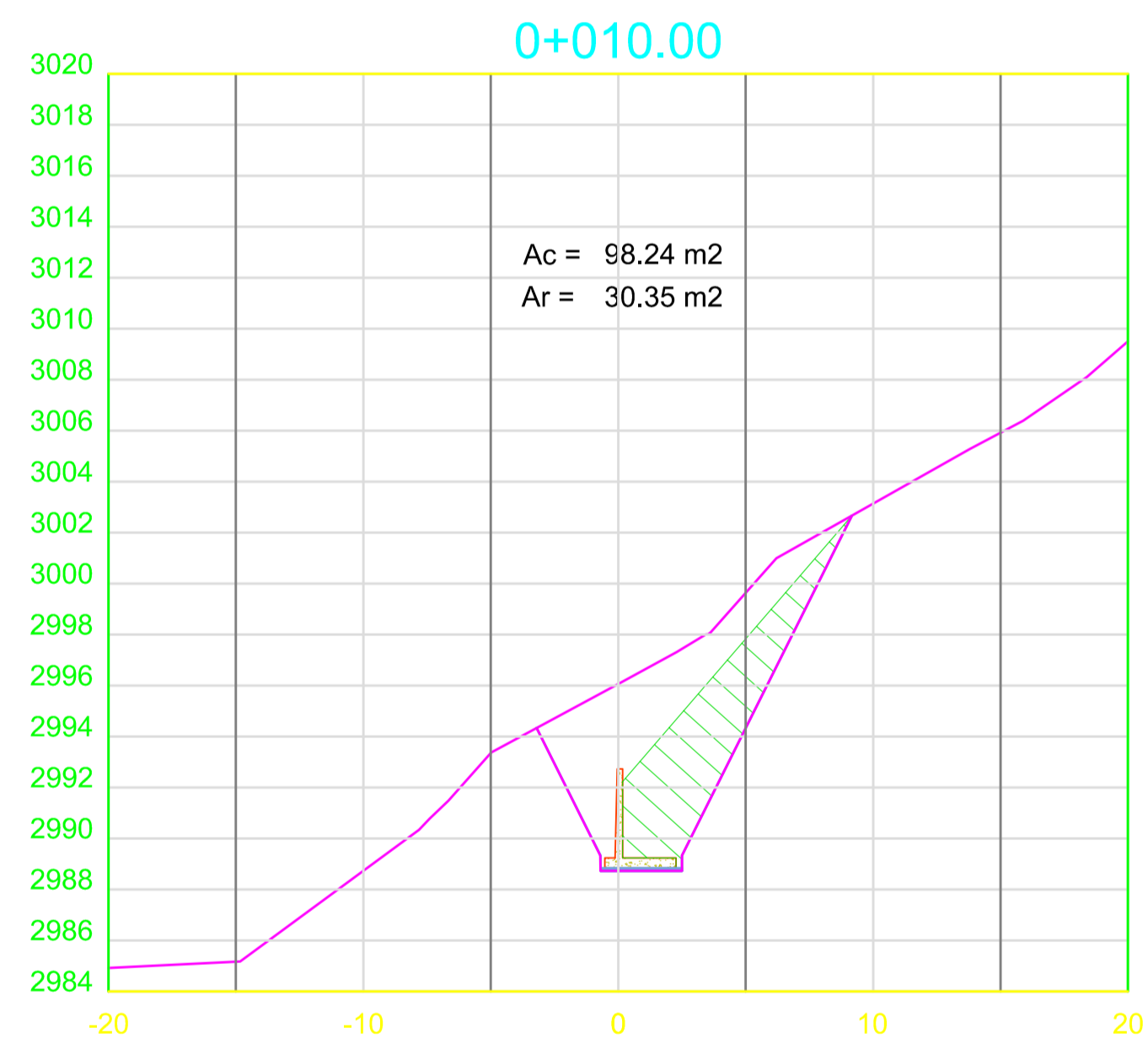
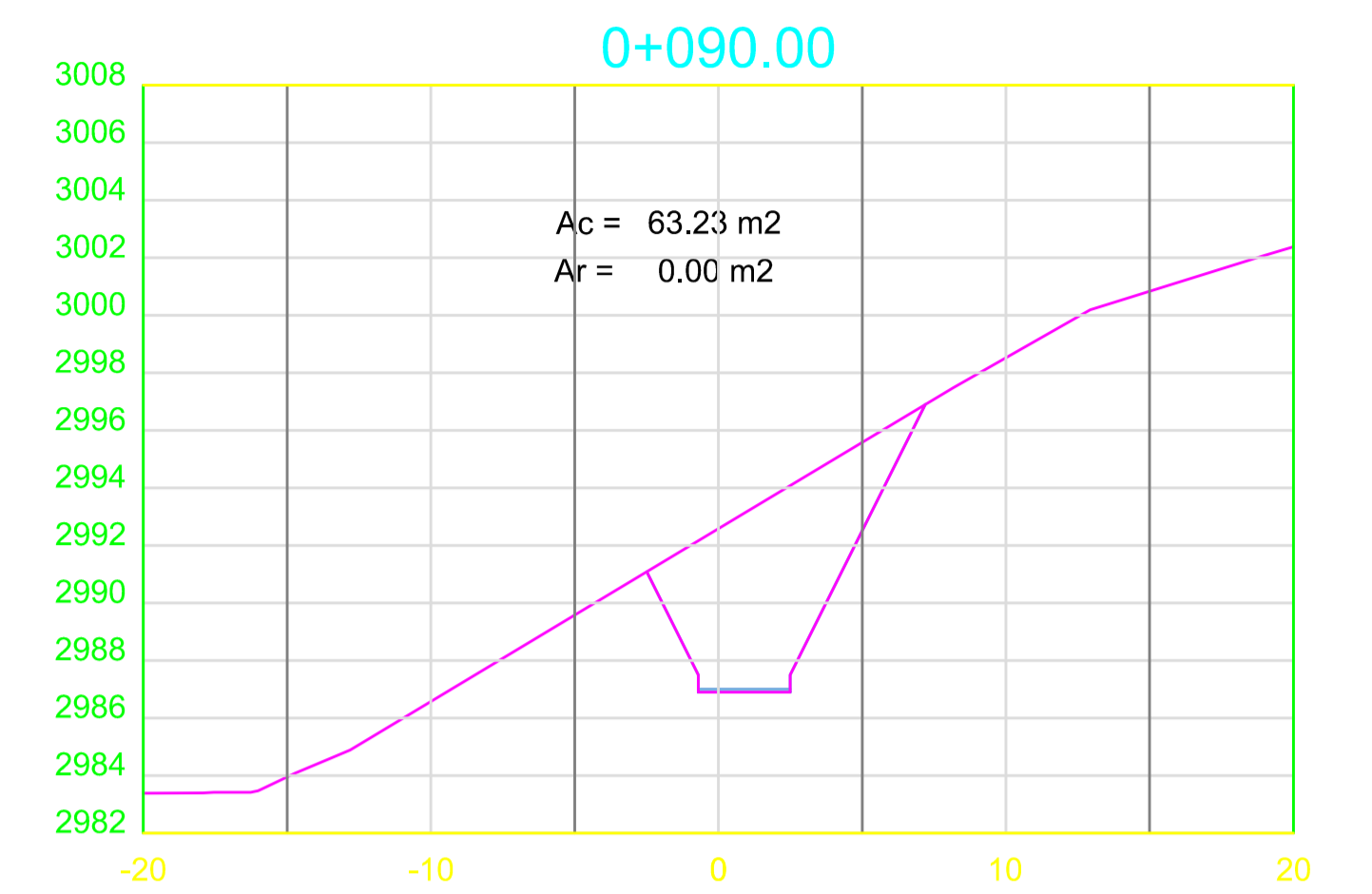
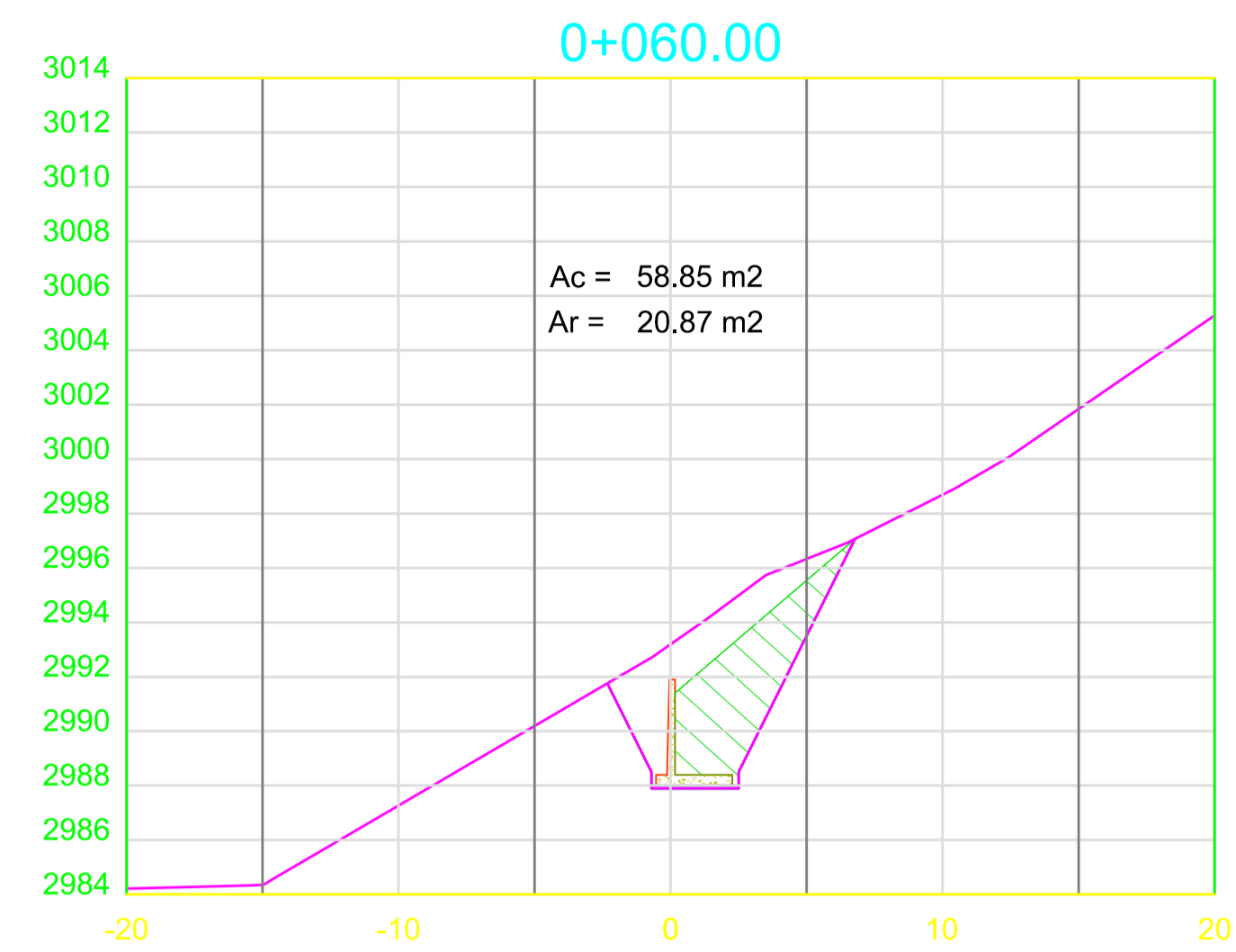
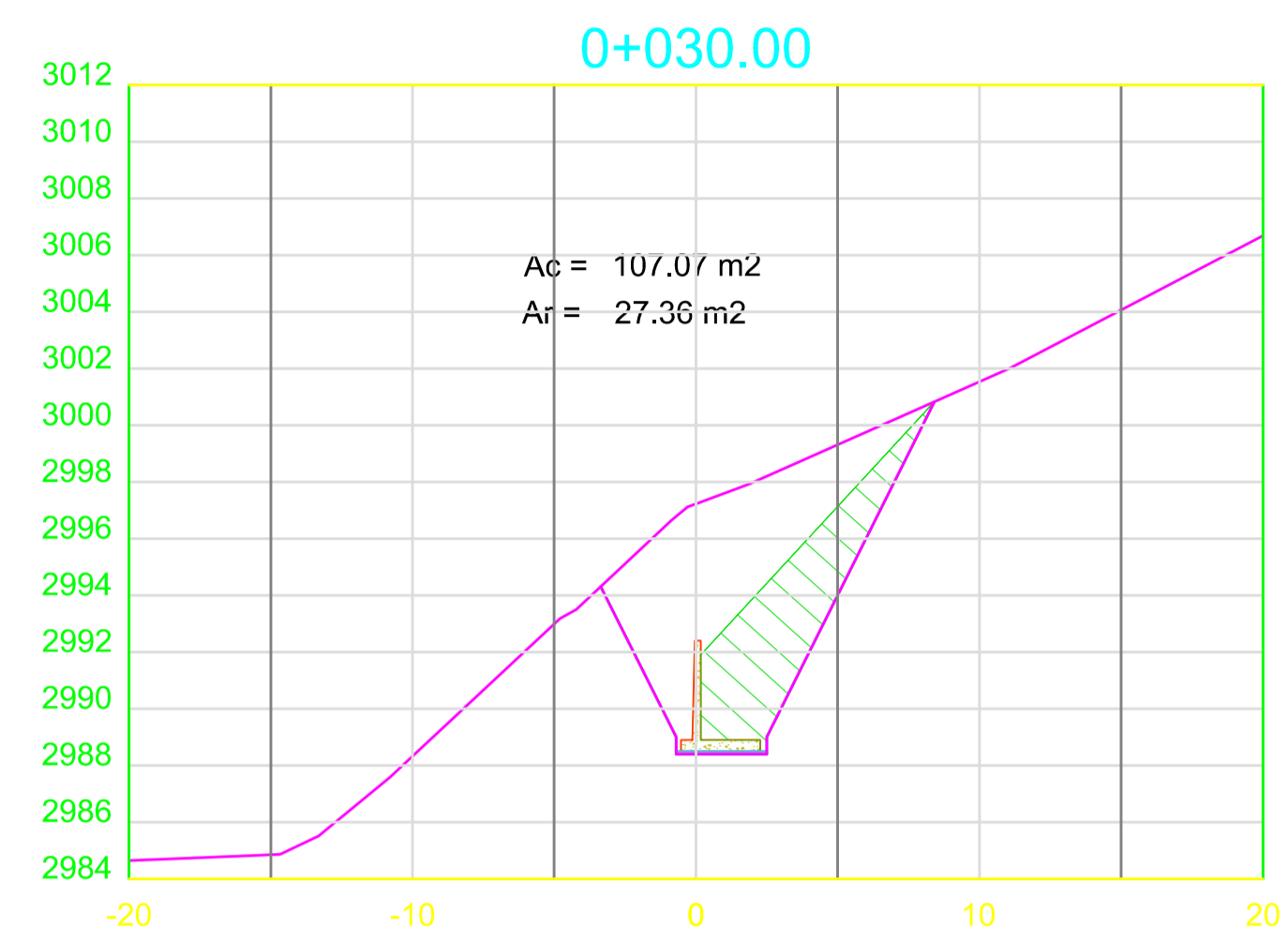
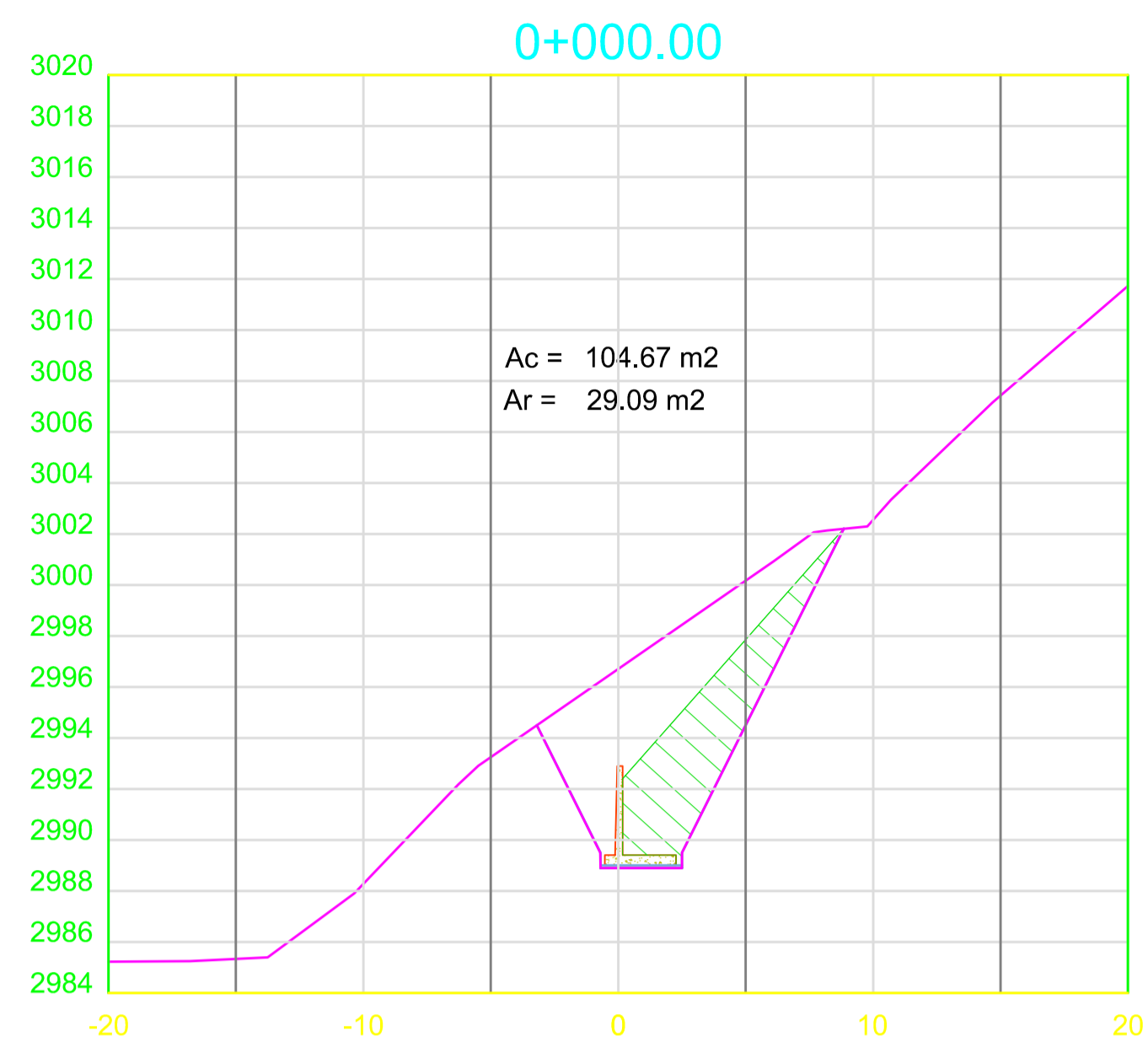
PERFIL LONGITUDINAL




PROGRESIVA: 0+000.00 – 0+070.00 (MURO TIPO II)
 0+070.00 – 0+210.00 REFORESTACION
 0+210.00 – 0+250.00 (MURO TIPO II)
 0+250.00 – 0+262.00 ROCA
 0+262.00 – 0+343.72 (MURO TIPO II)

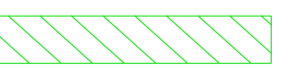
PROGRESIVA: 0+343.72– 0+360.34 (NO HAY MURO)
 0+360.34– 0+390.00 (MURO TIPO II)
 0+390.00– 0+410.00 (MURO TIPO I)
 0+410.00– 0+494.00 (MURO TIPO II)

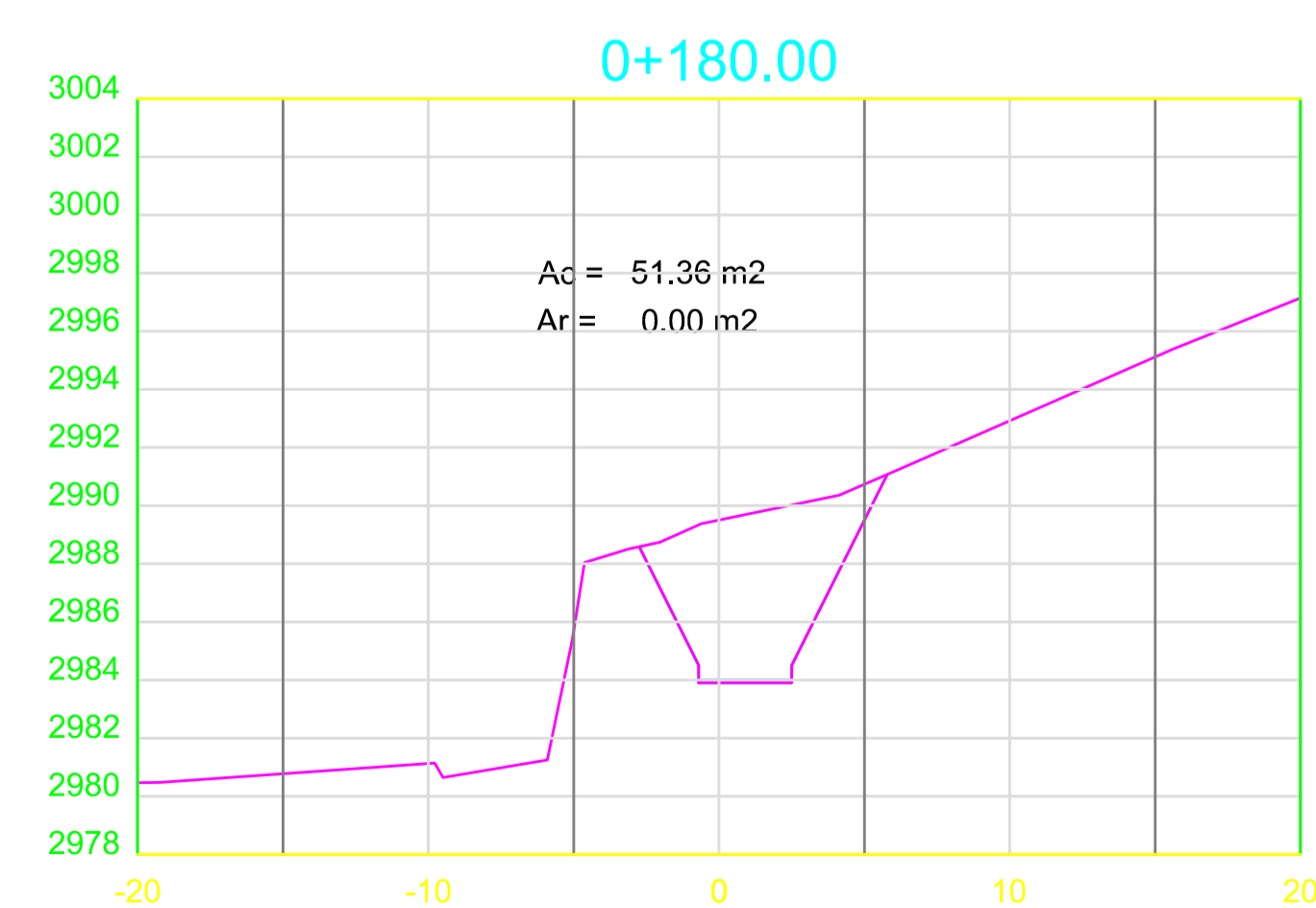
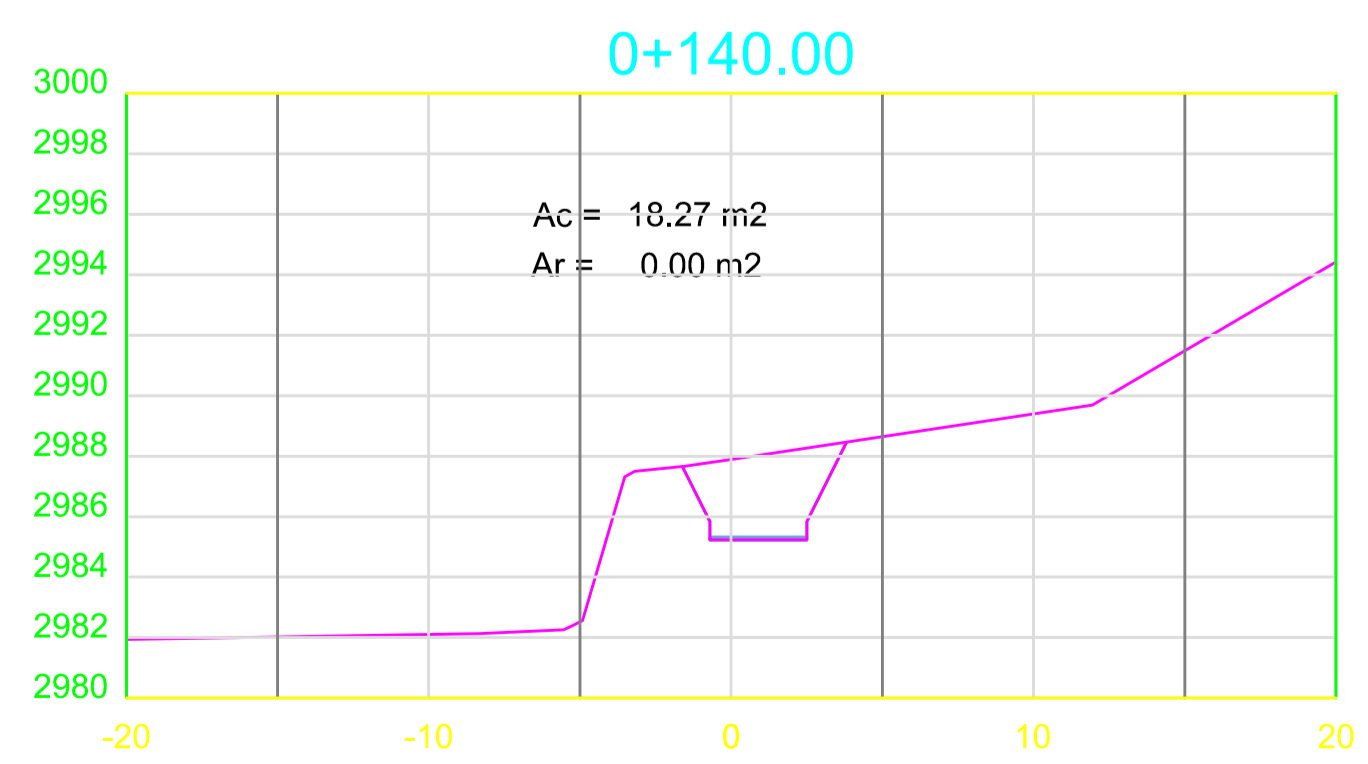
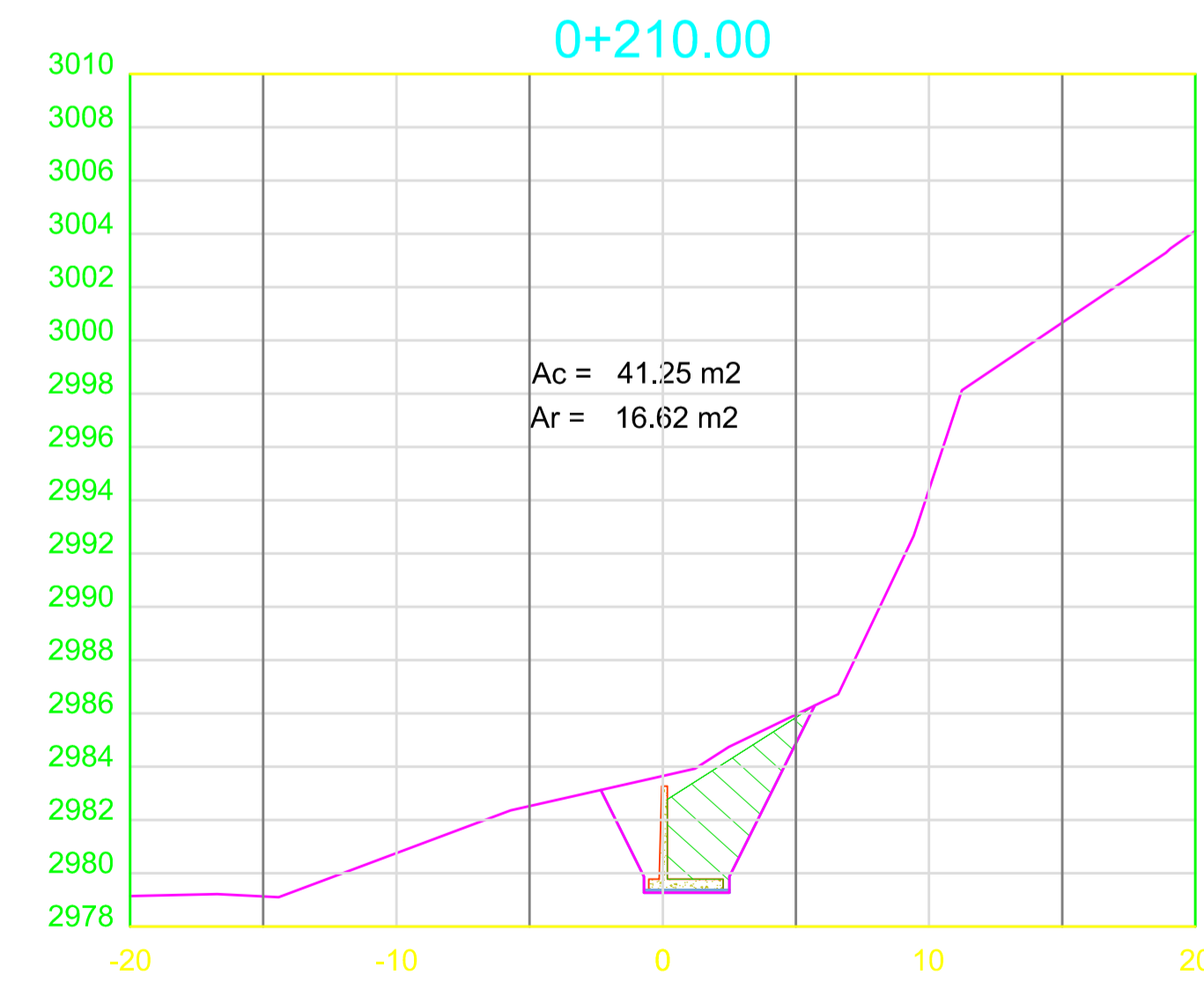
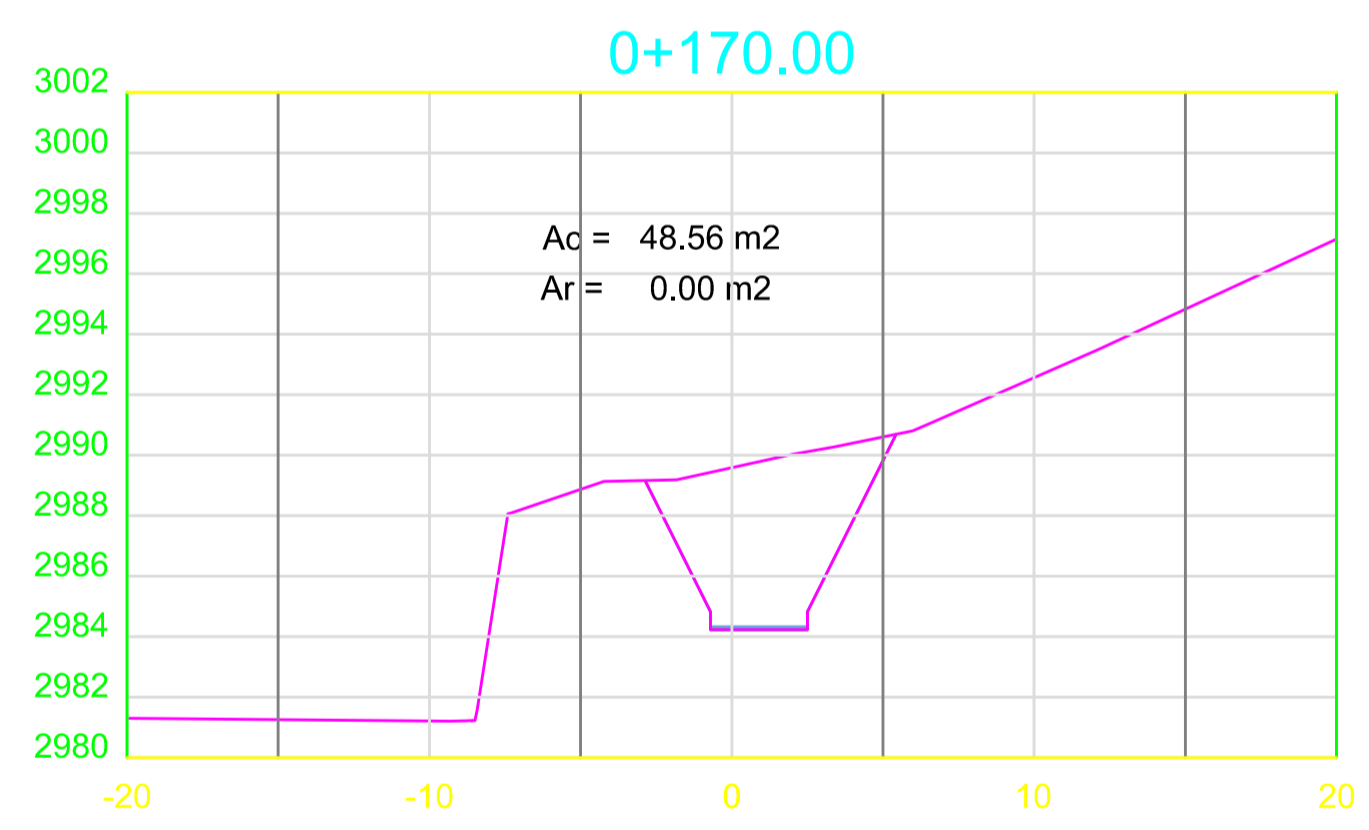
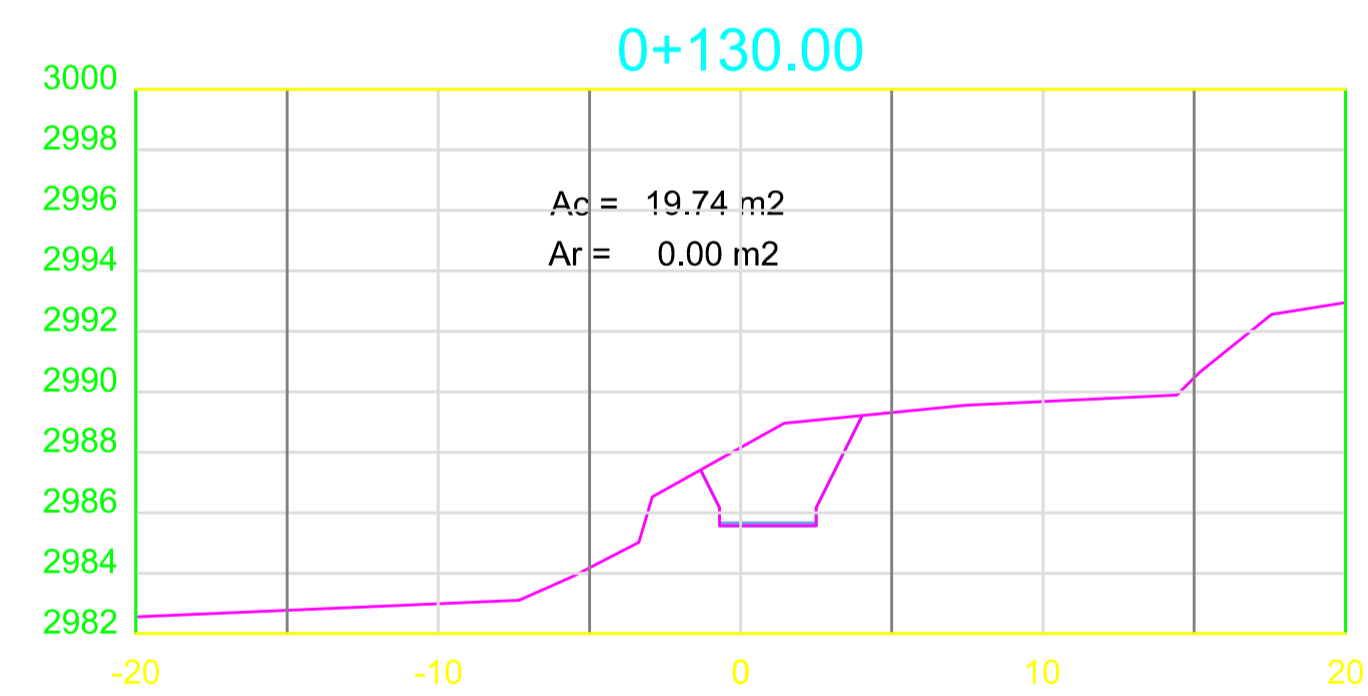
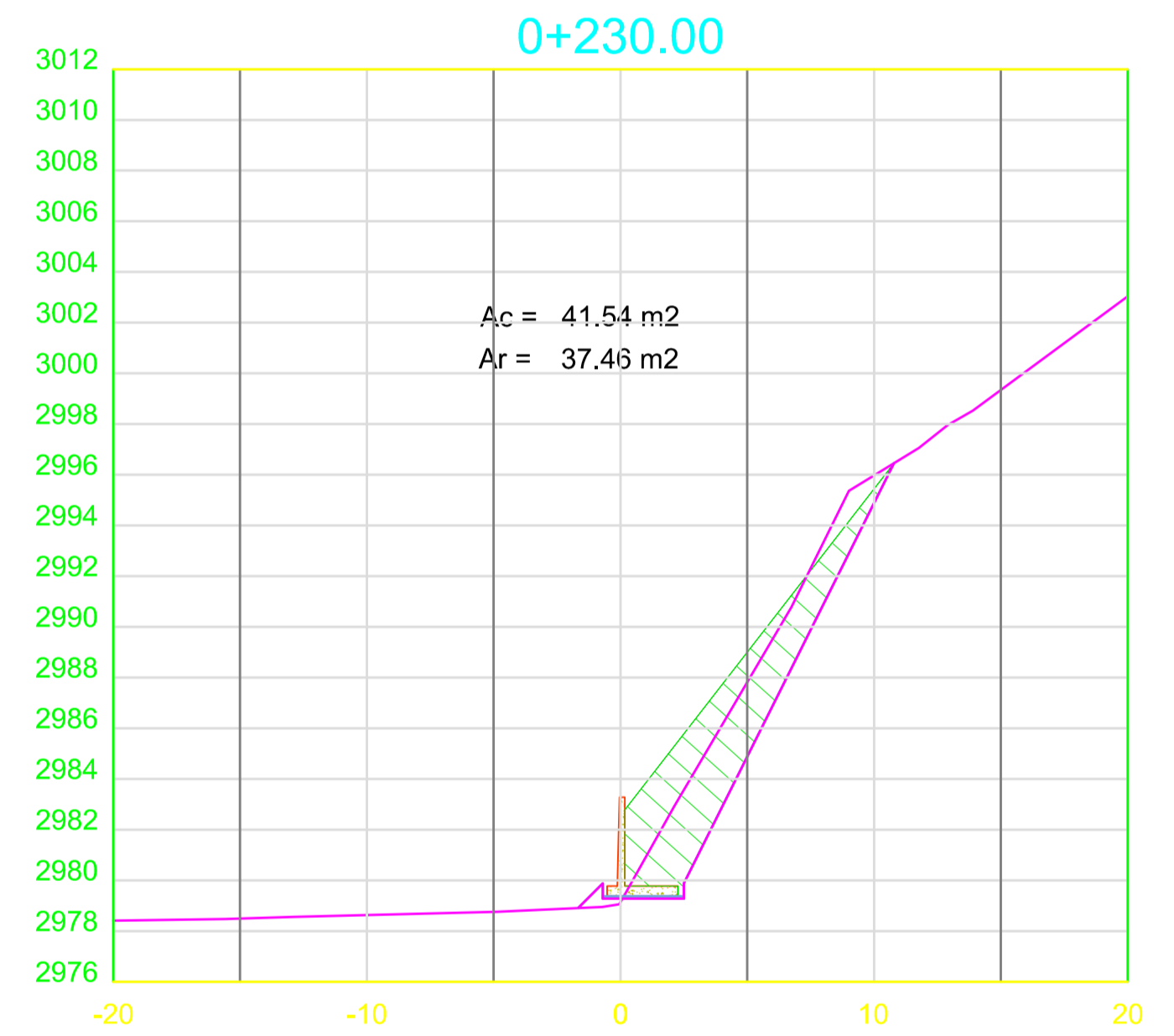
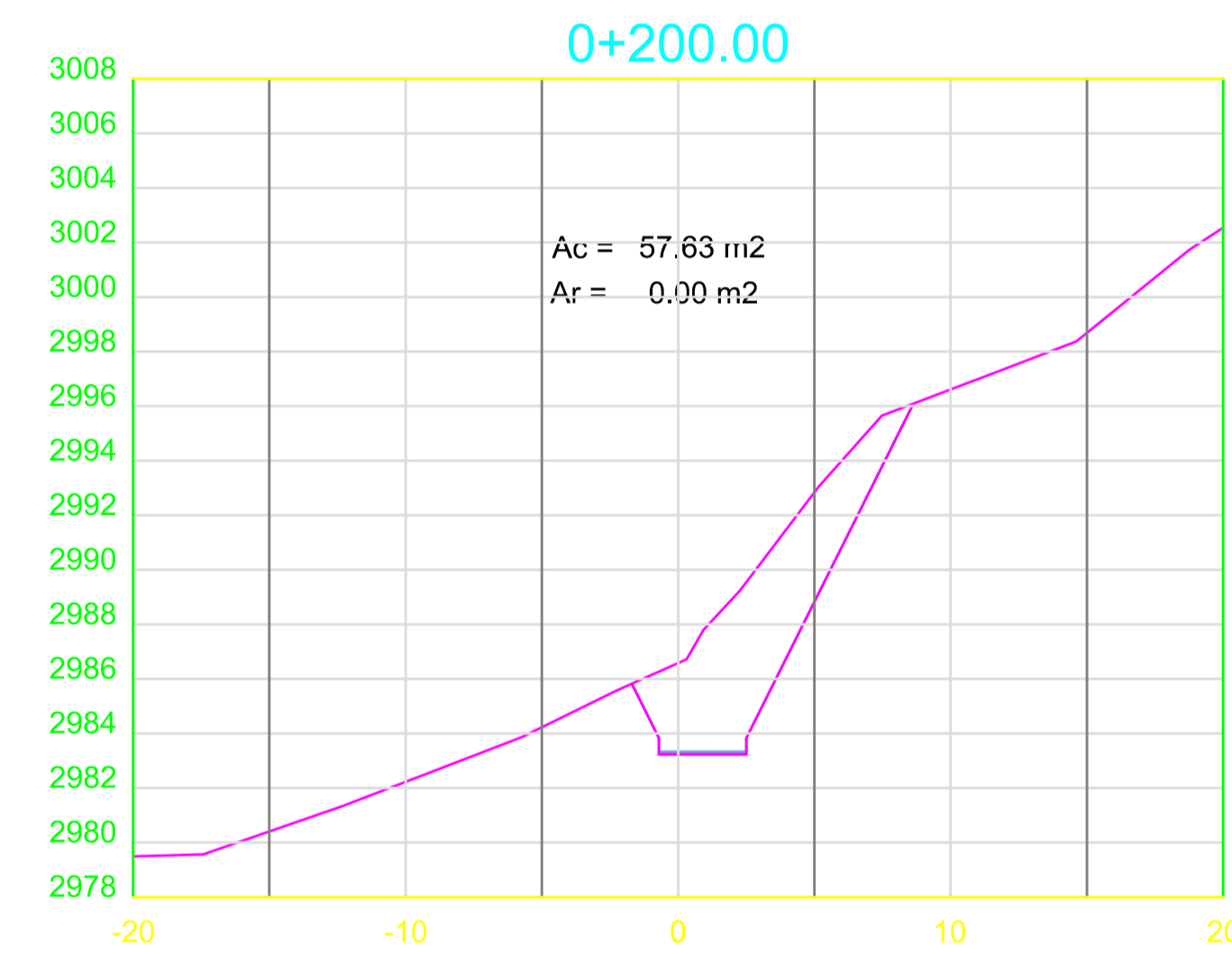
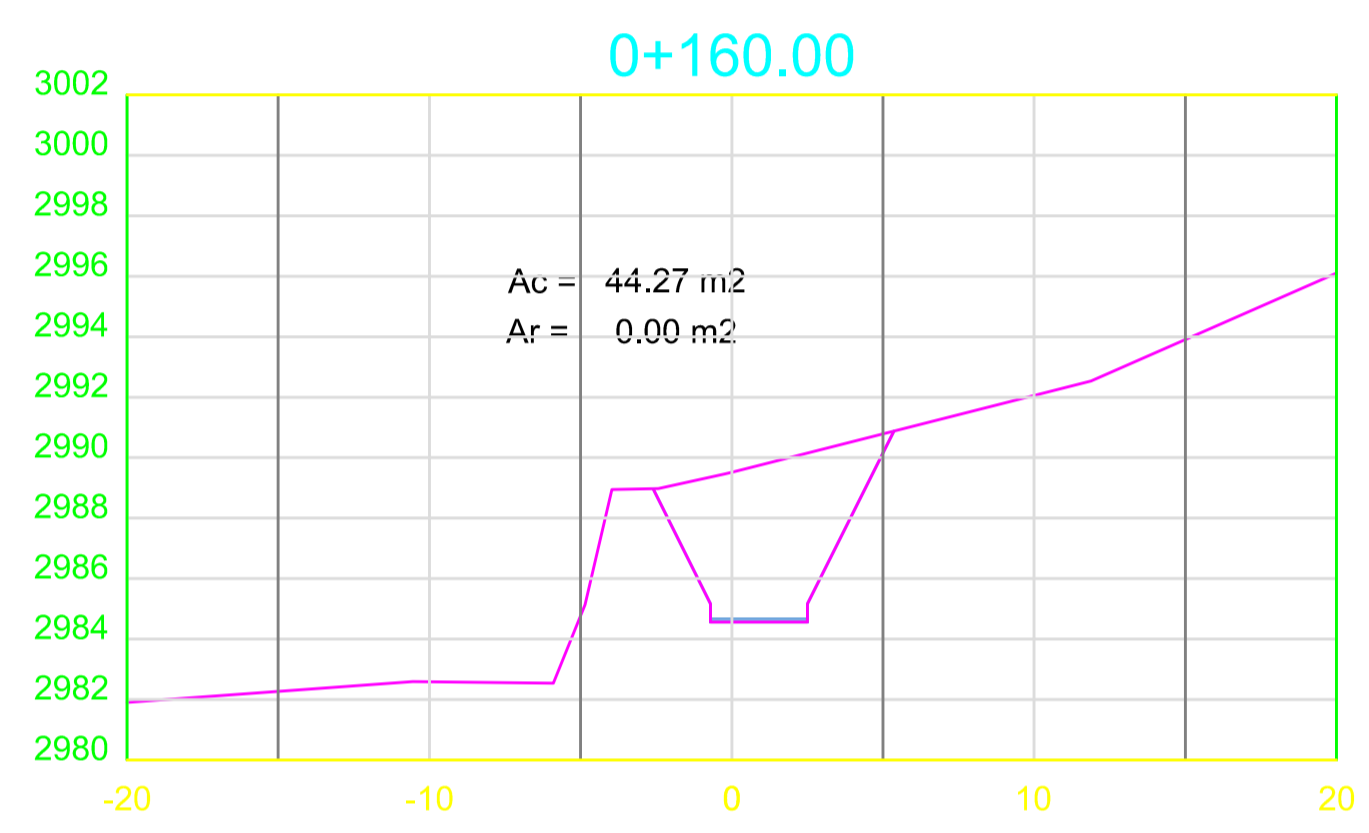
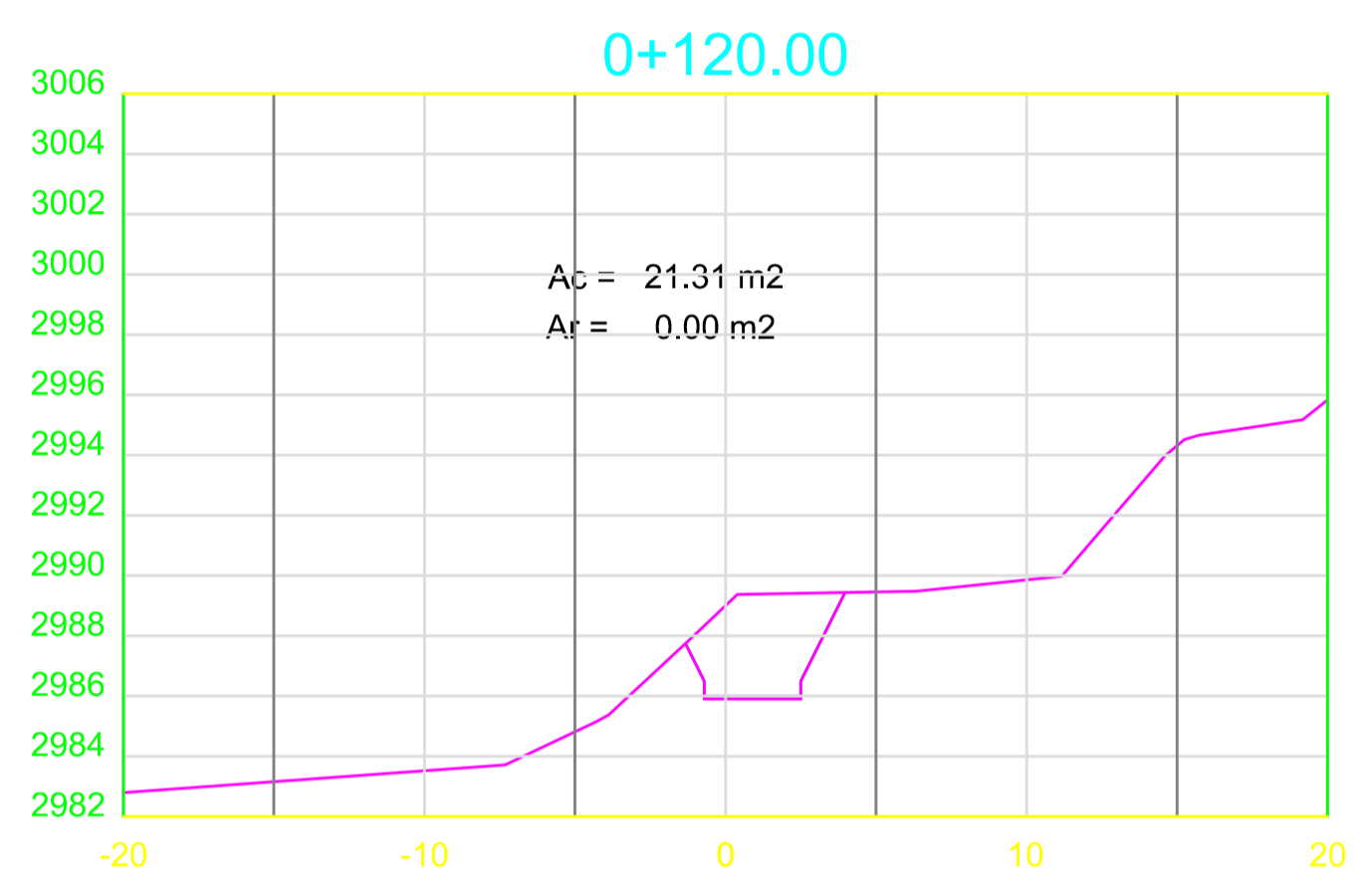
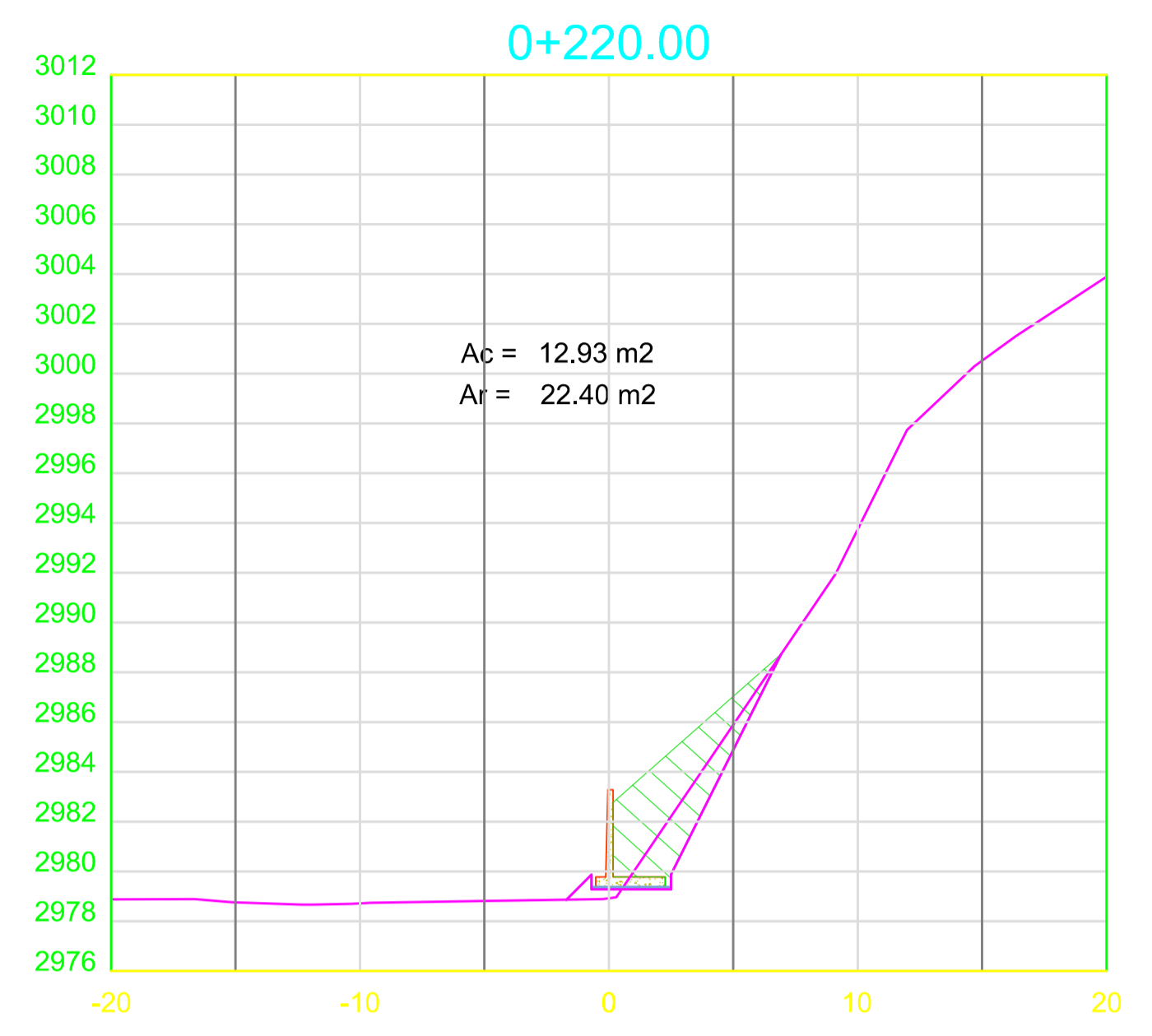
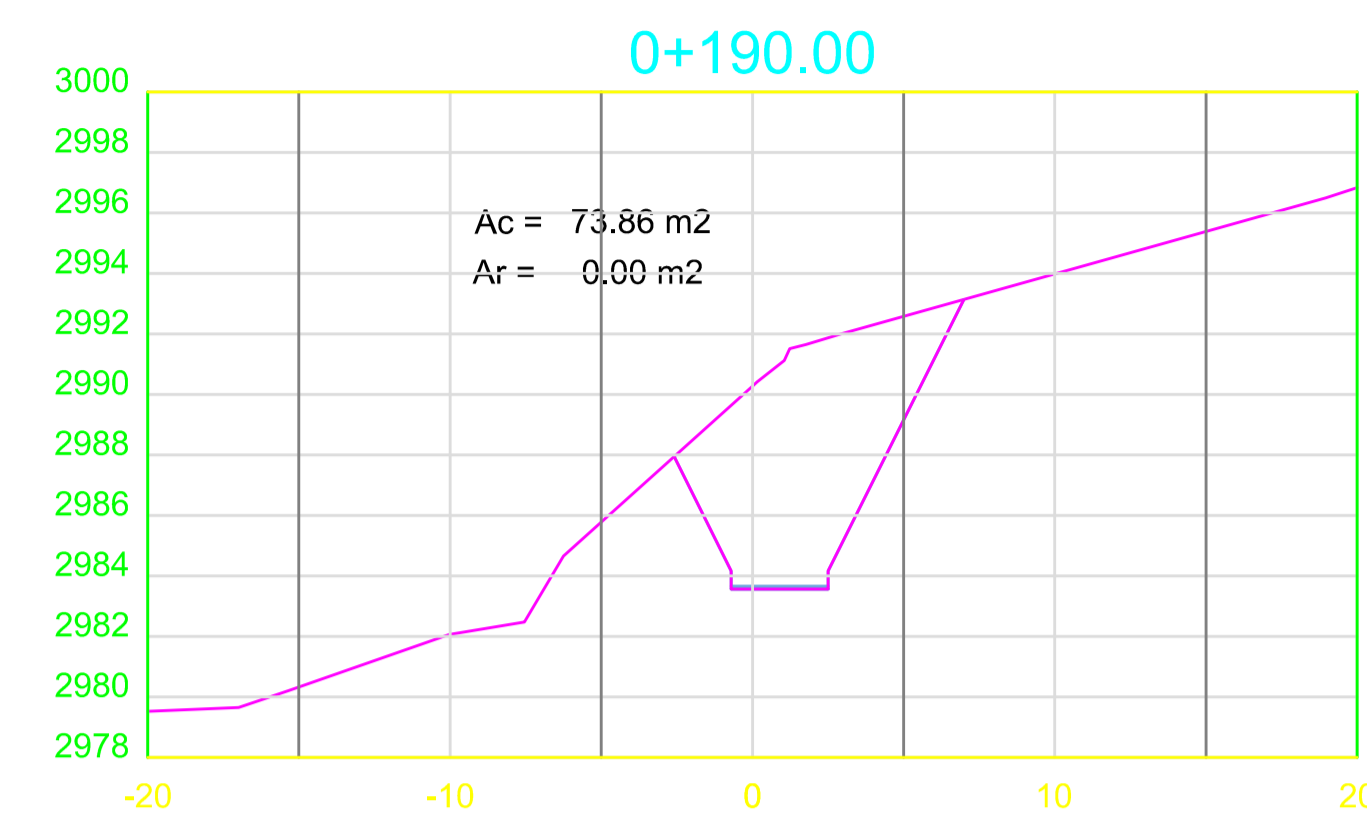
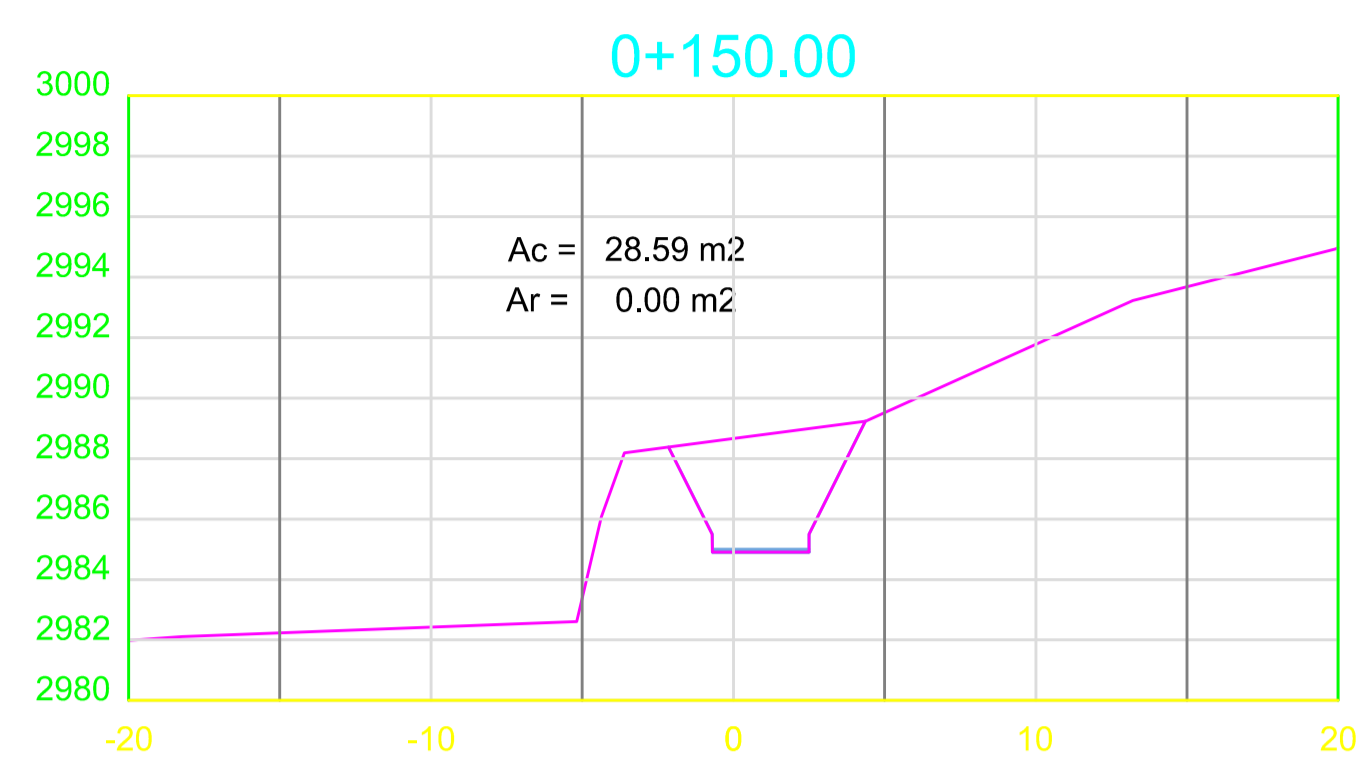
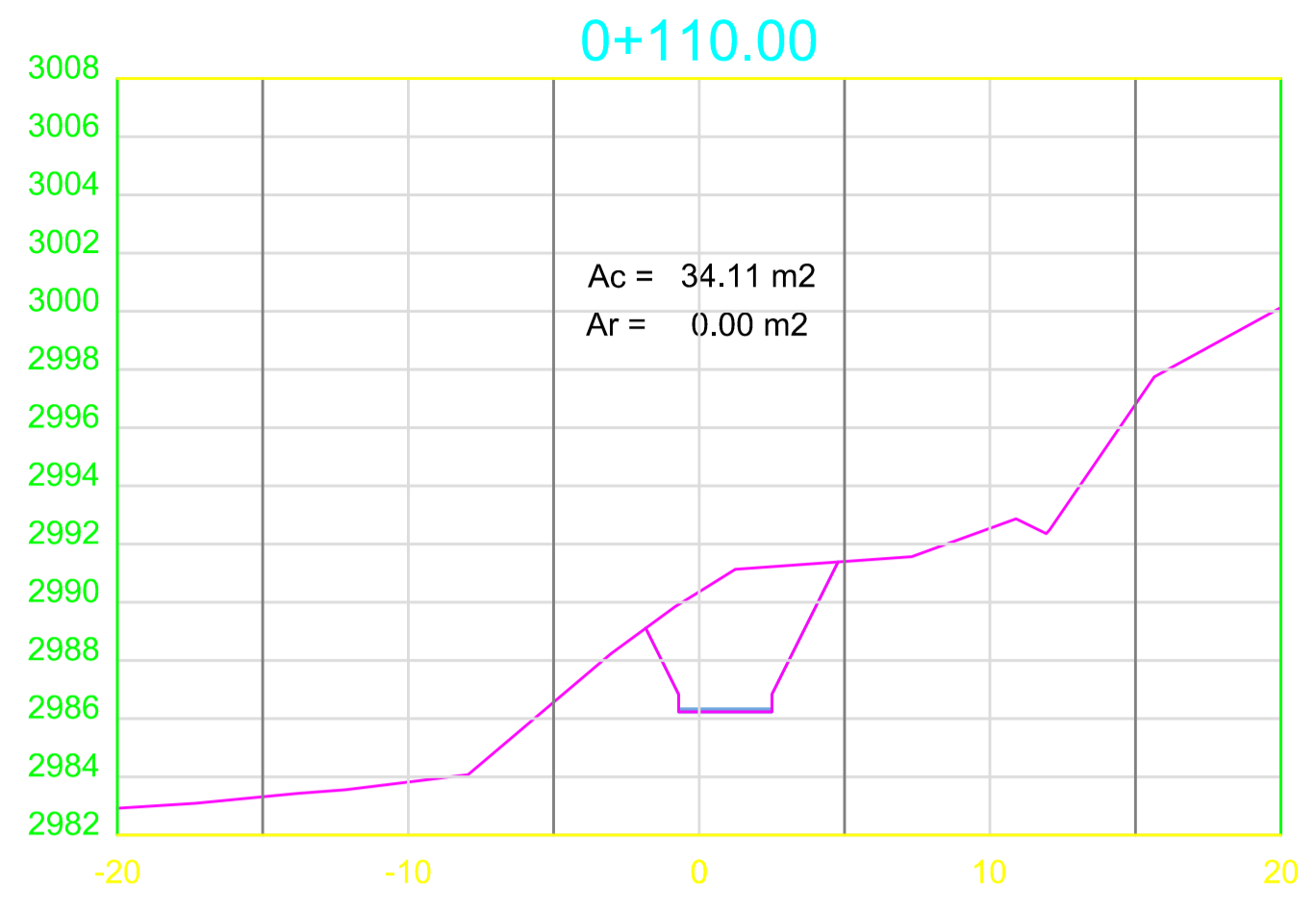
ESCALA:
 V: 1/100
 H: 1/1000



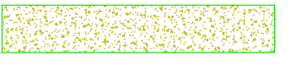
LEYENDA

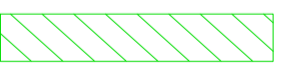
MURO 

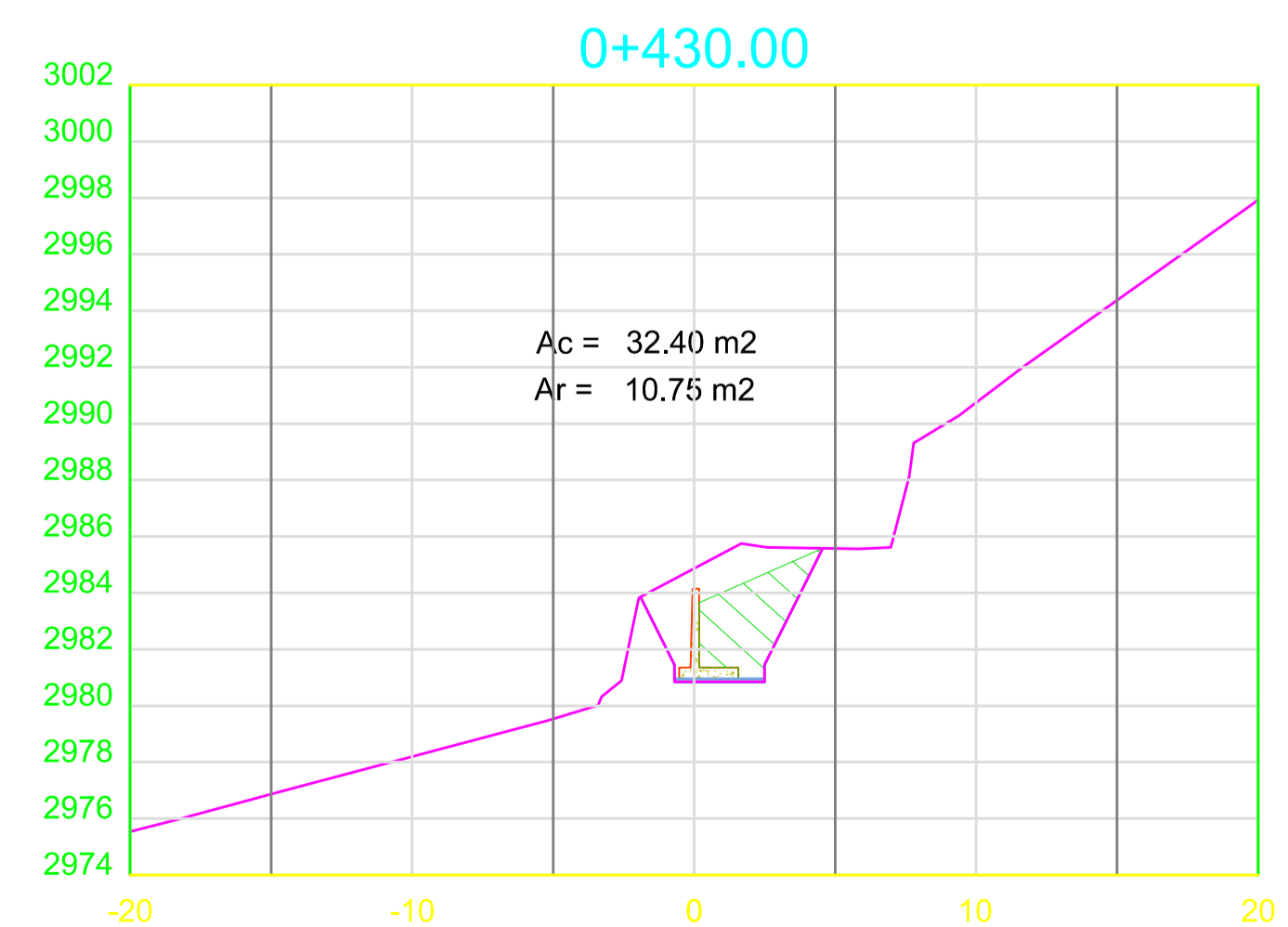
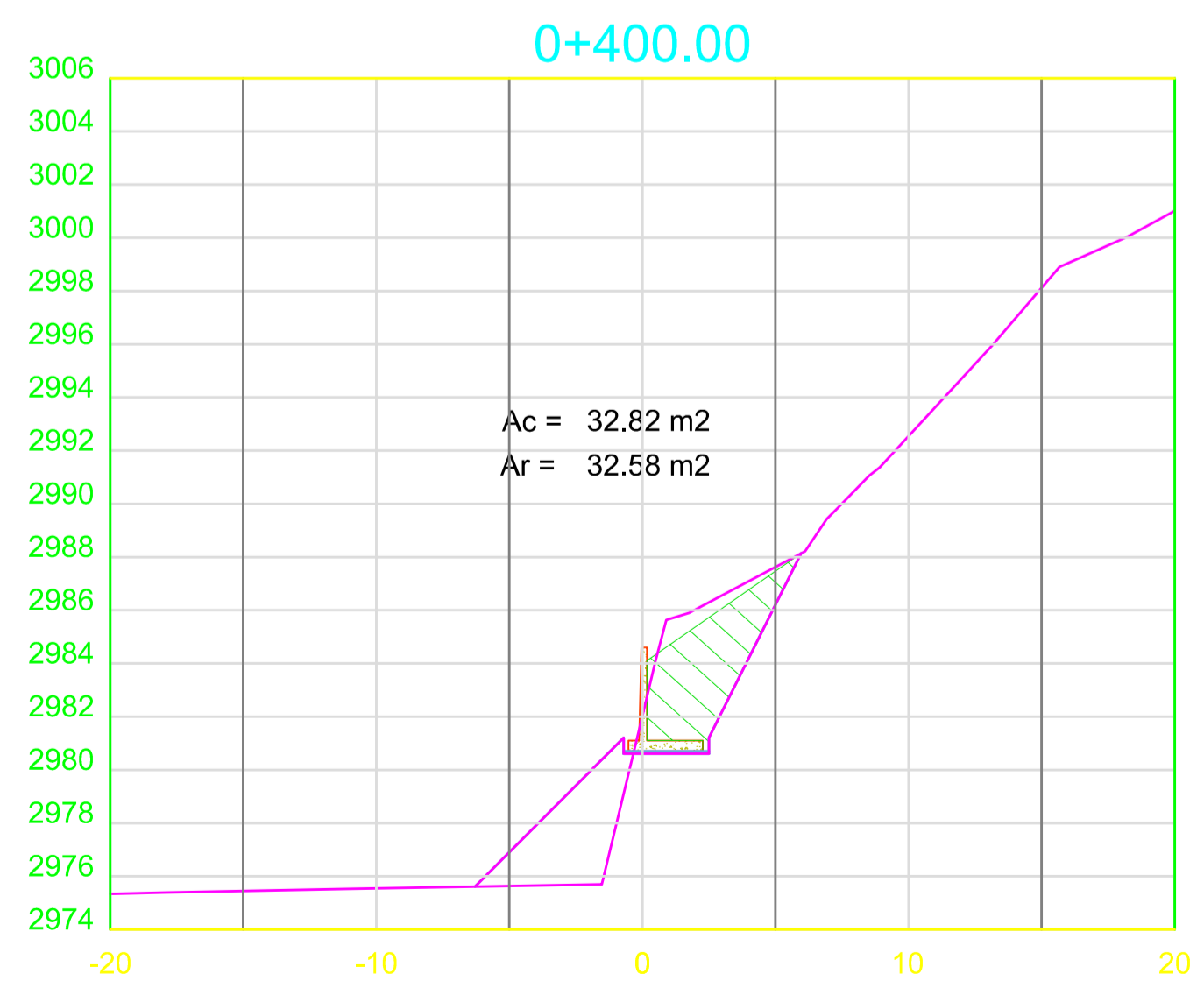
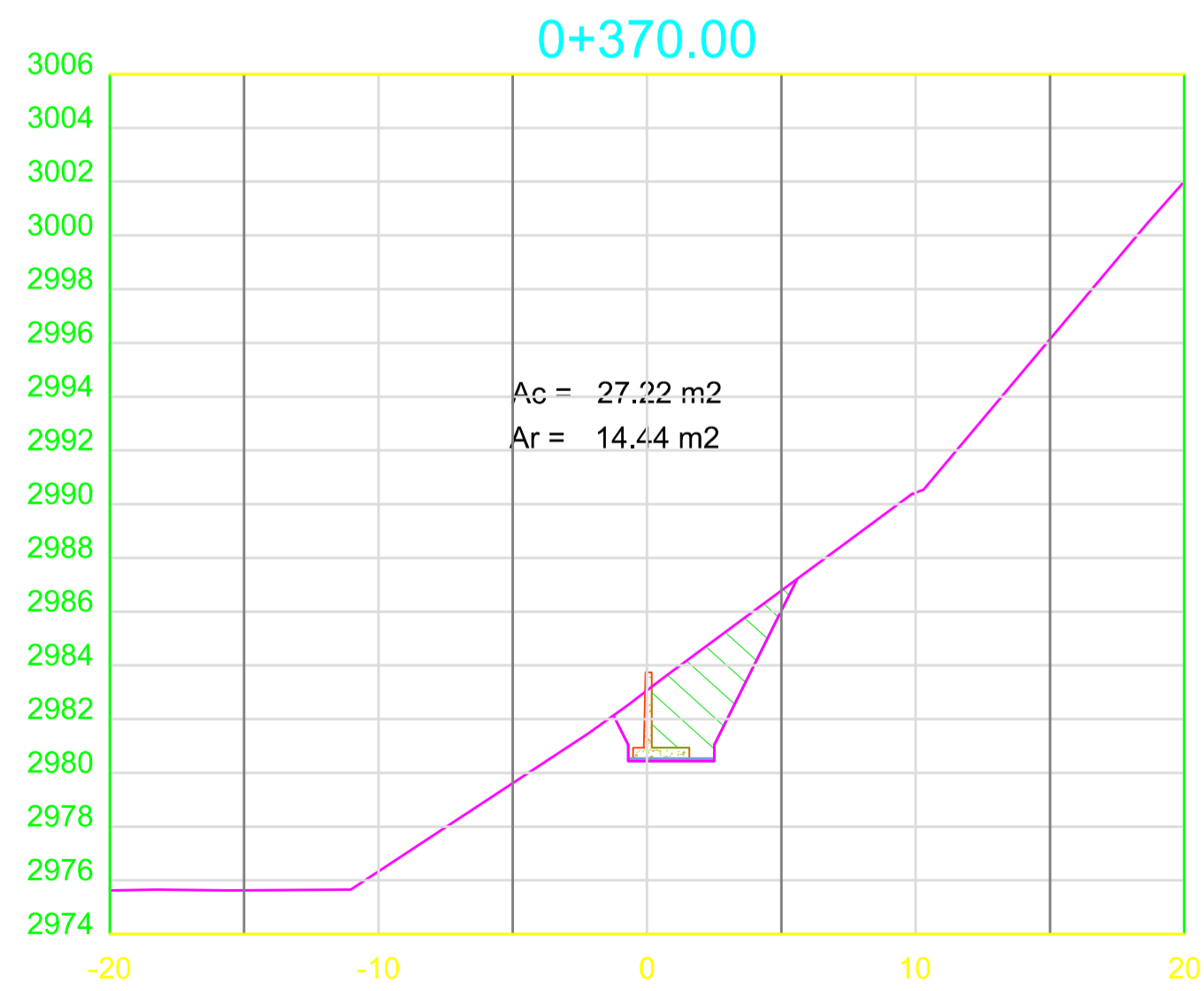
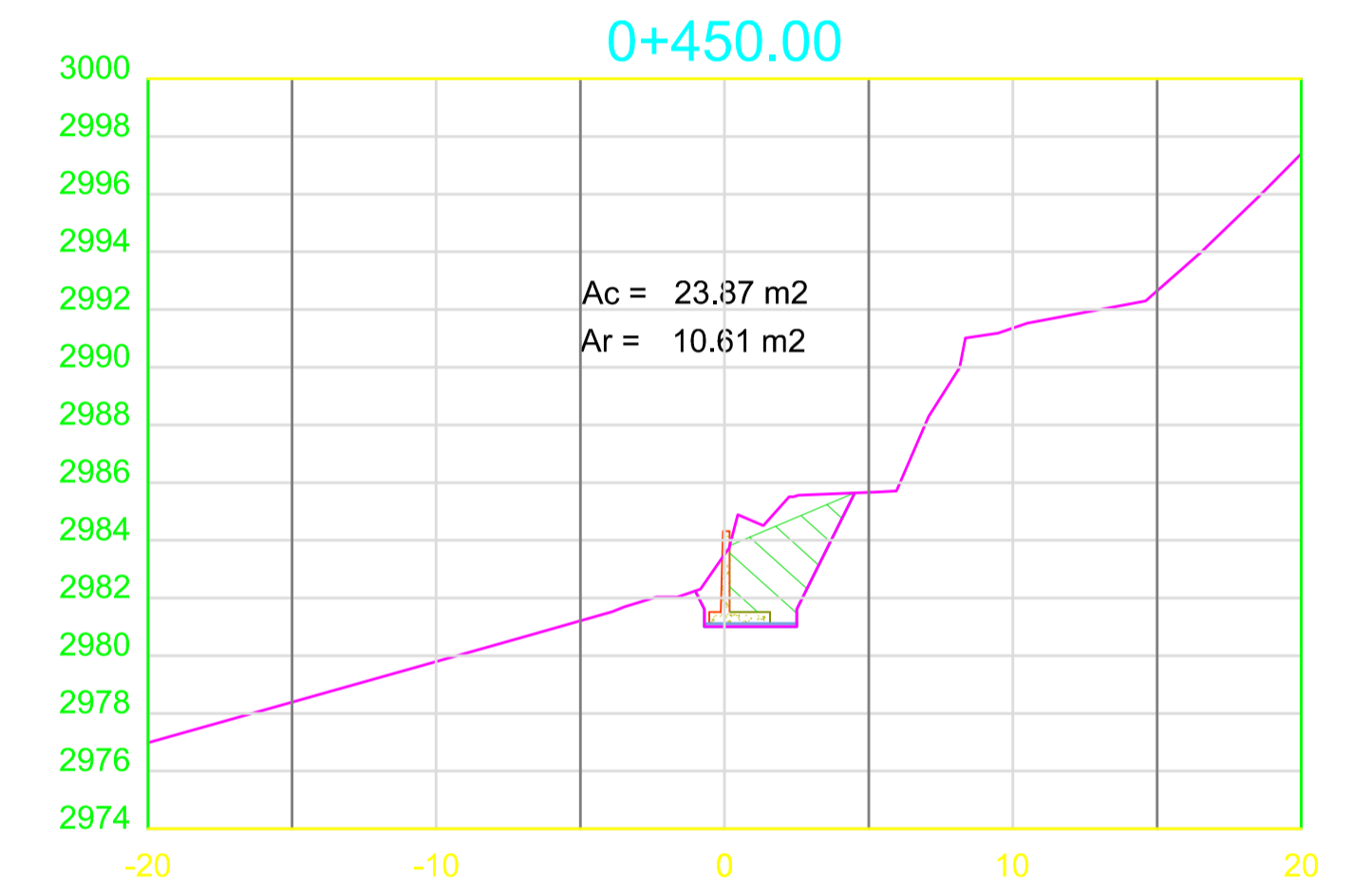
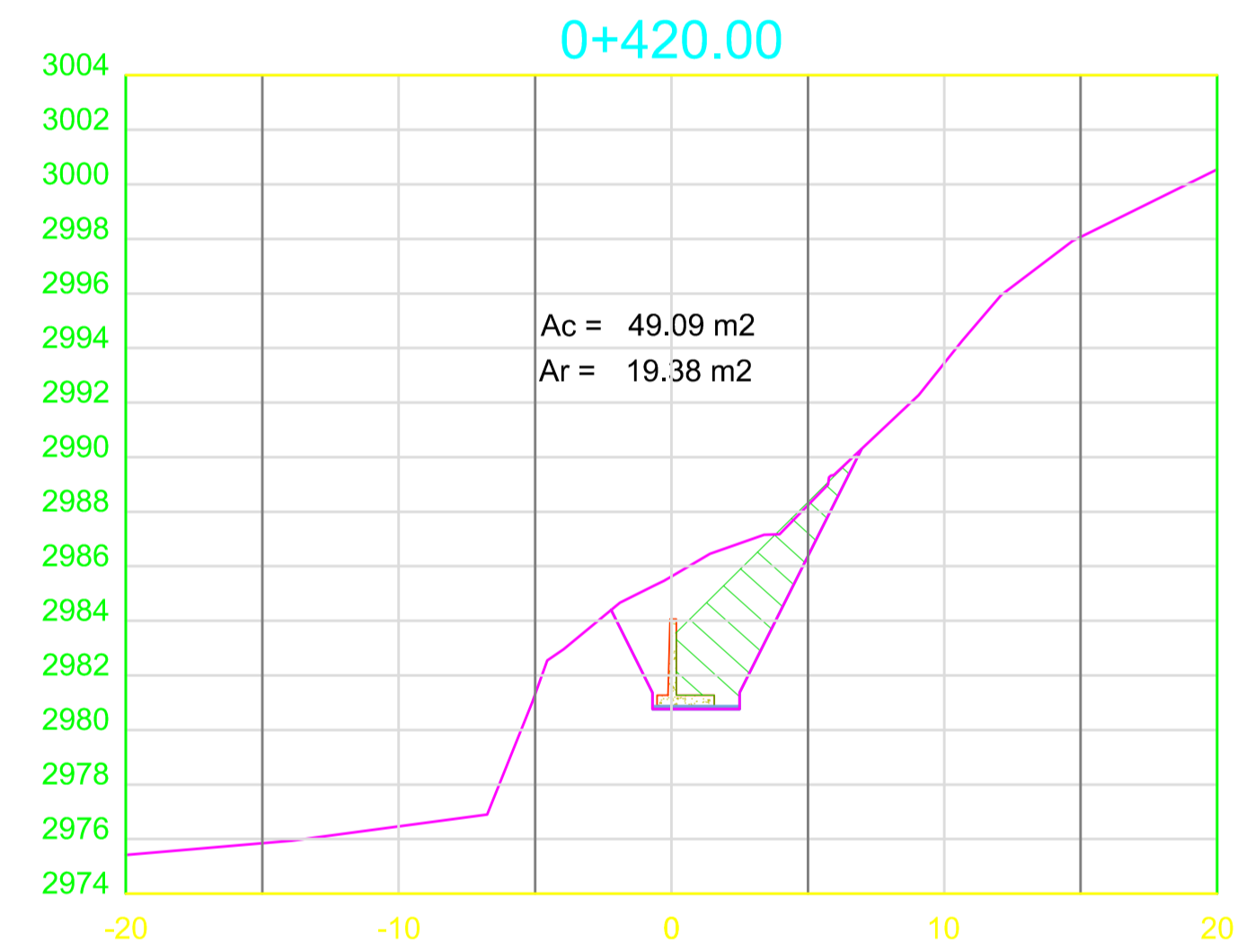
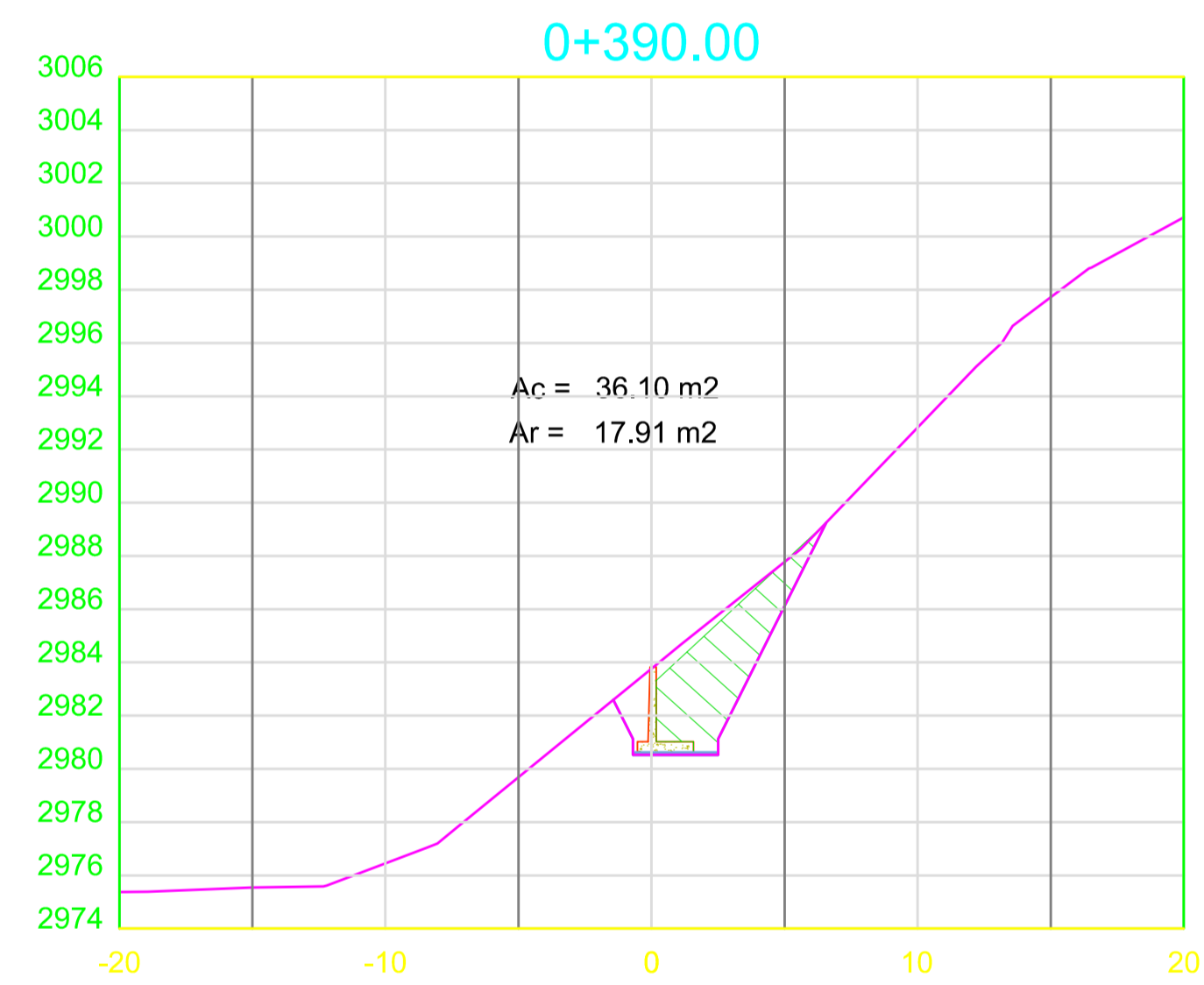
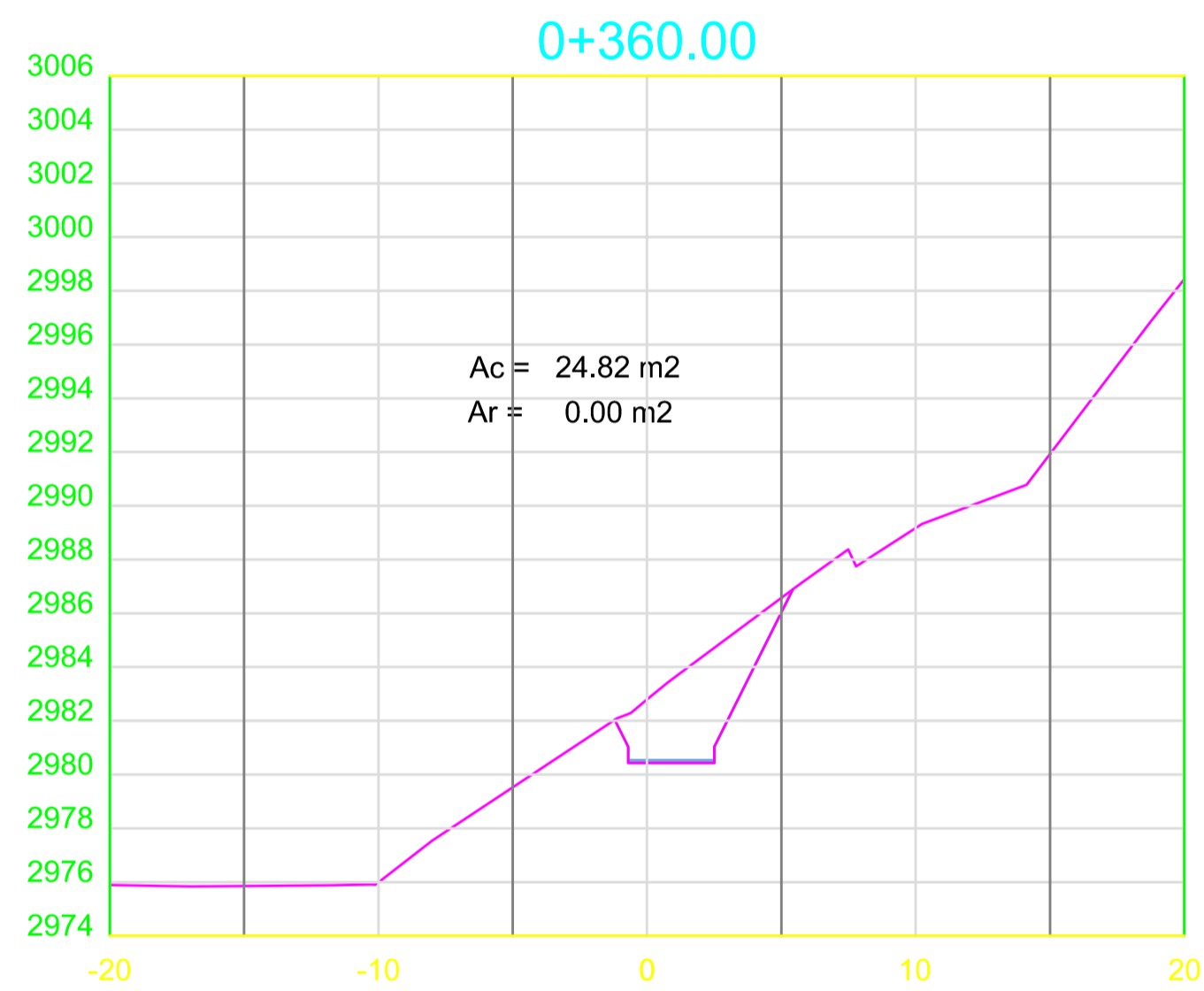
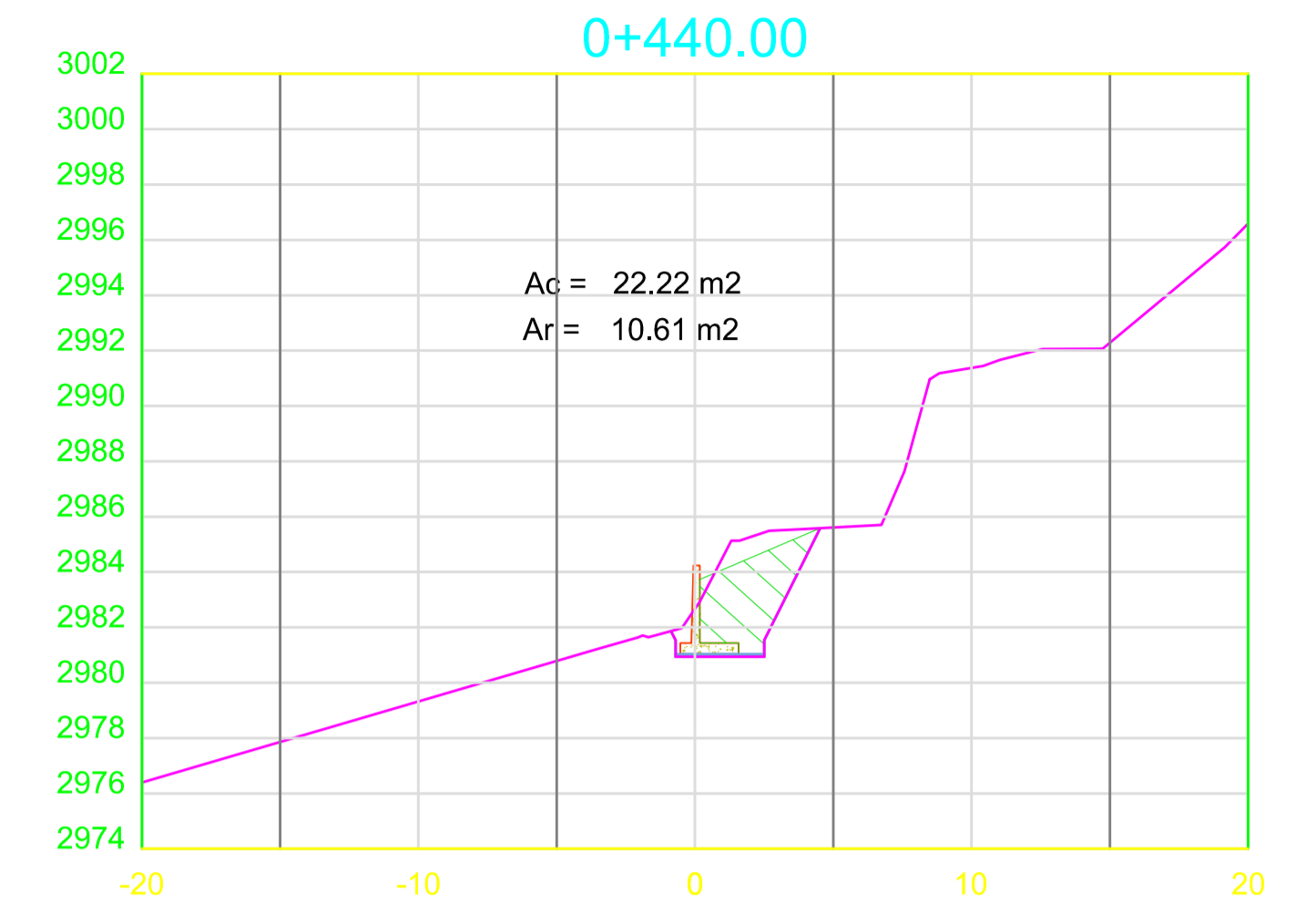
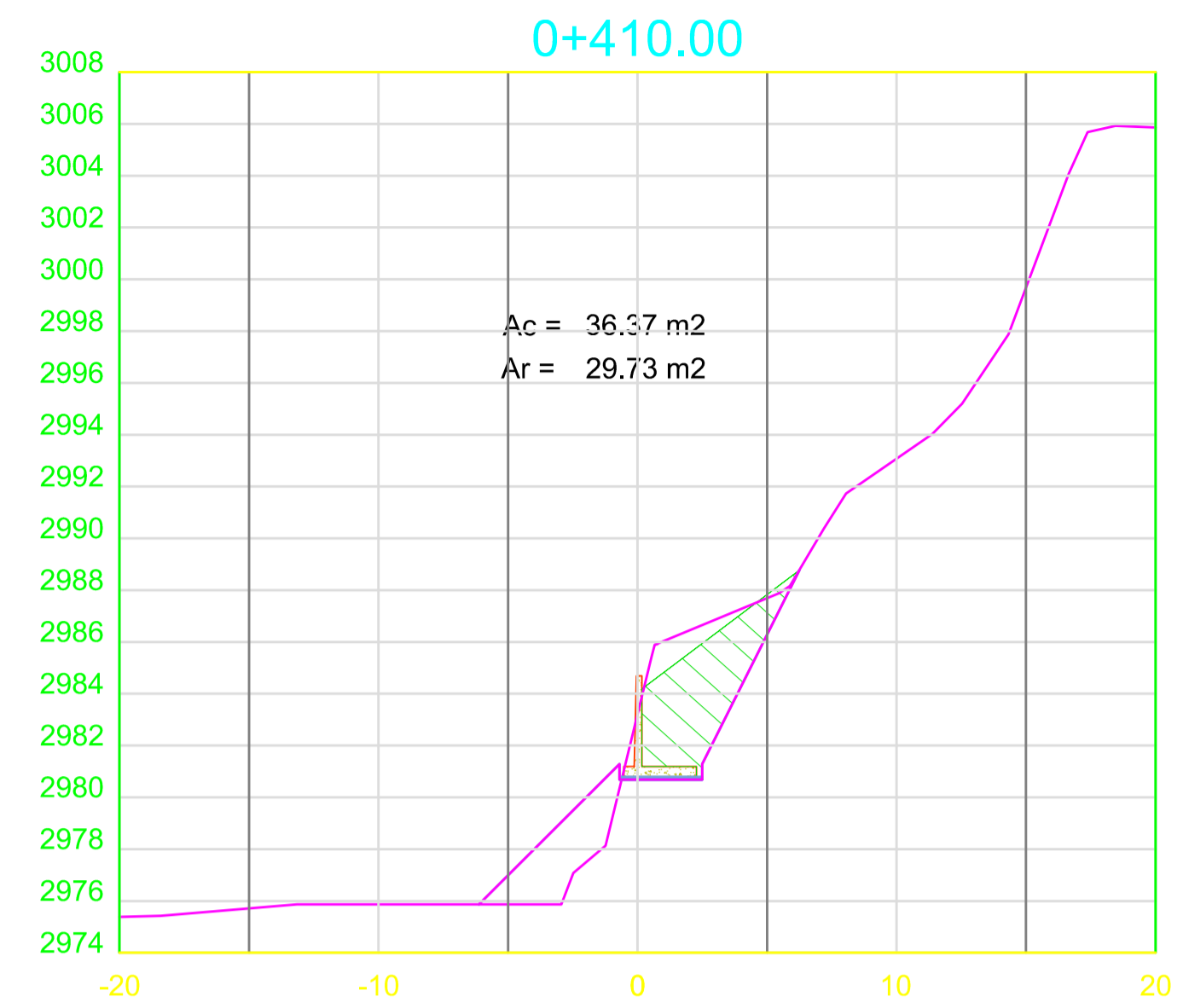
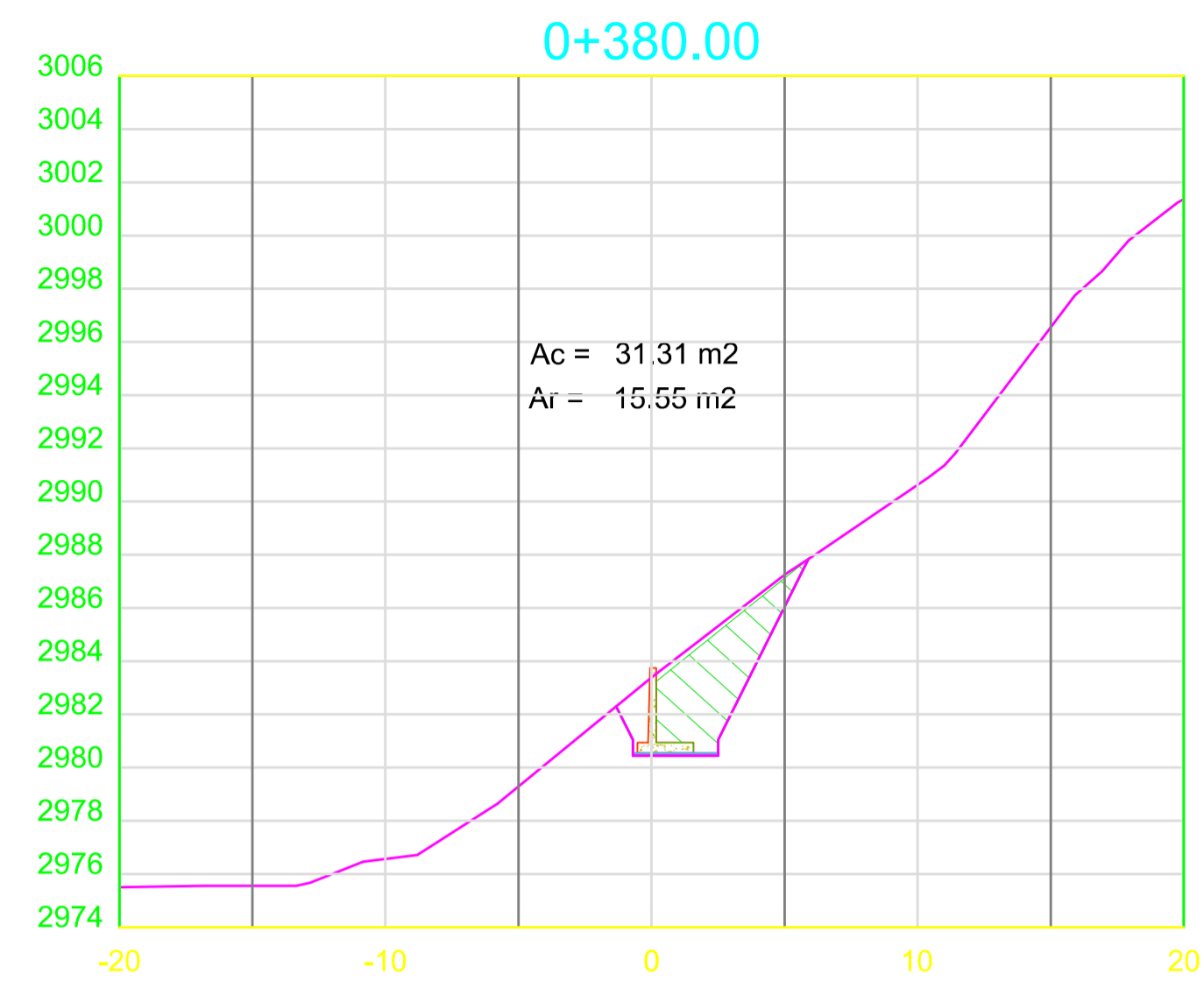
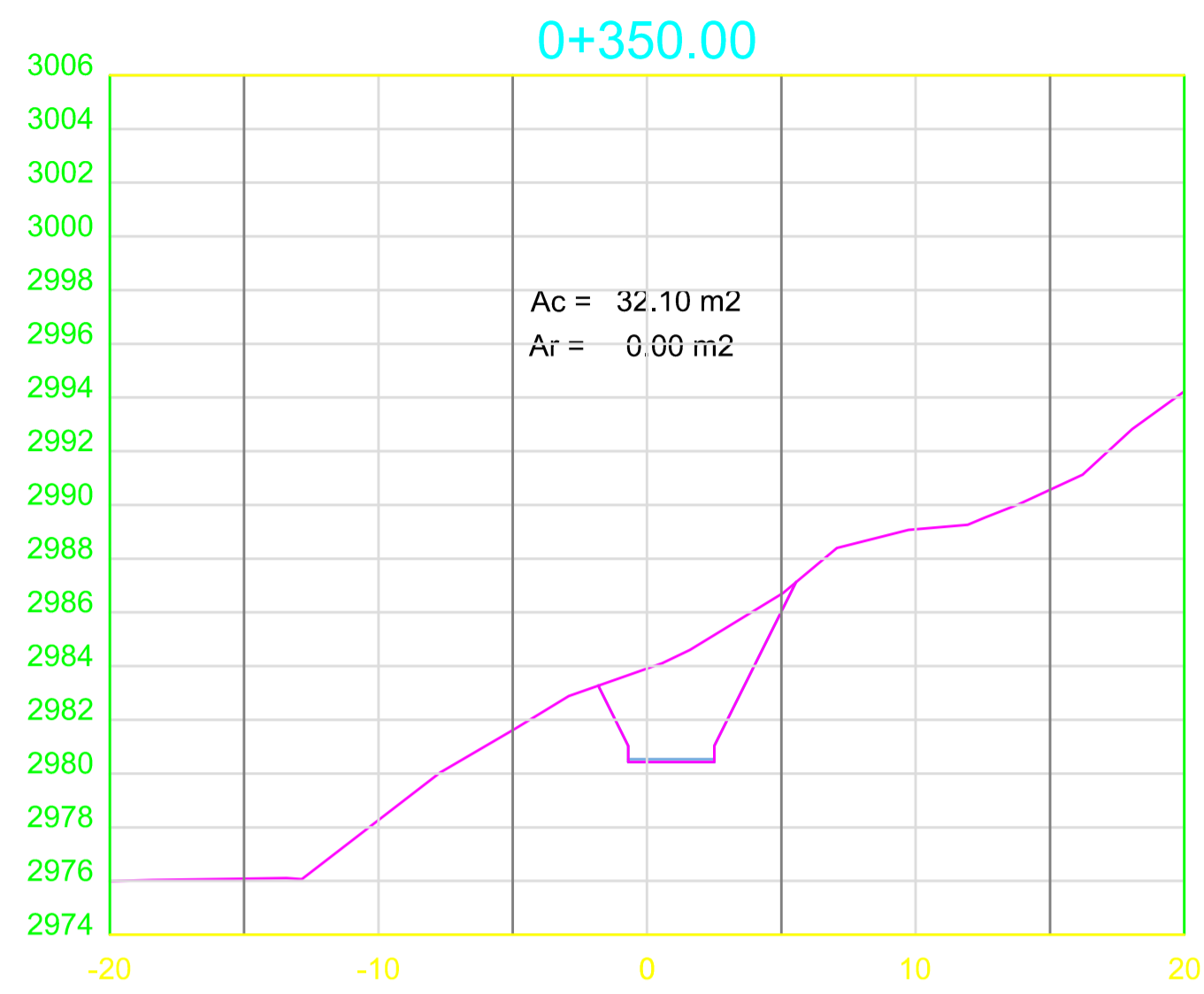
RELLENO 



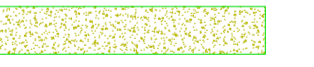
LEYENDA

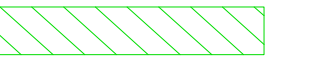
MURO 

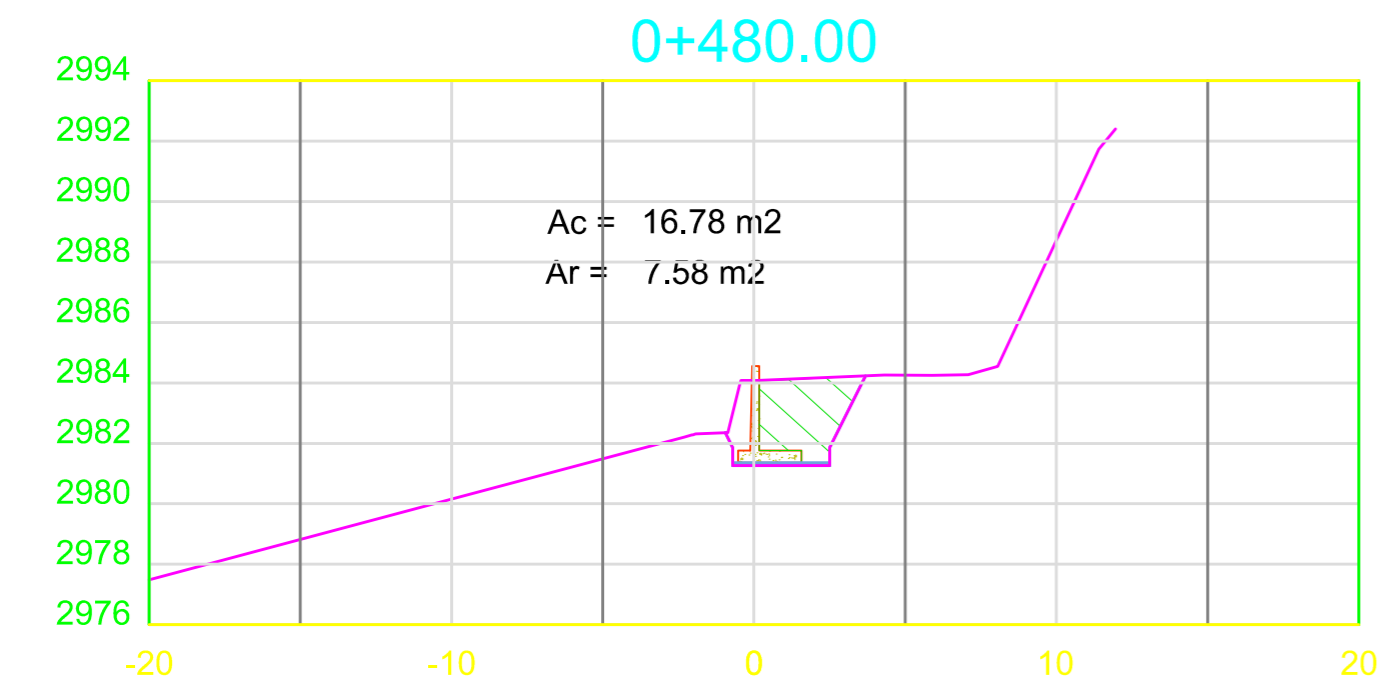
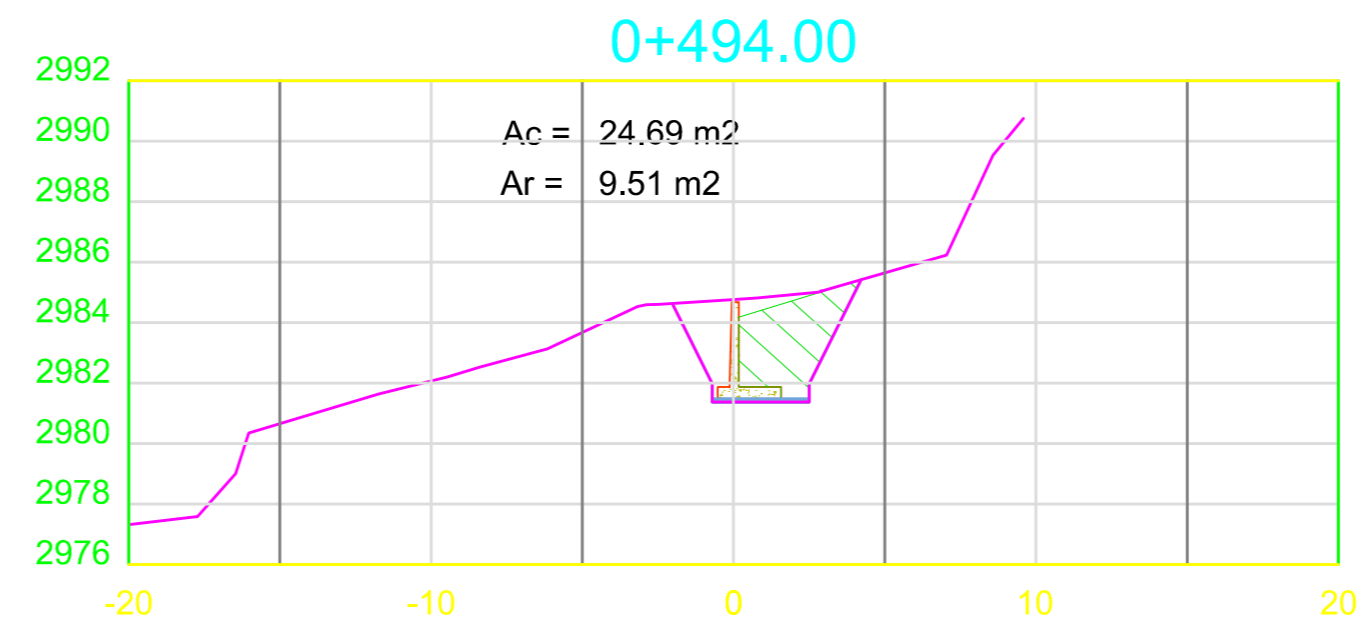
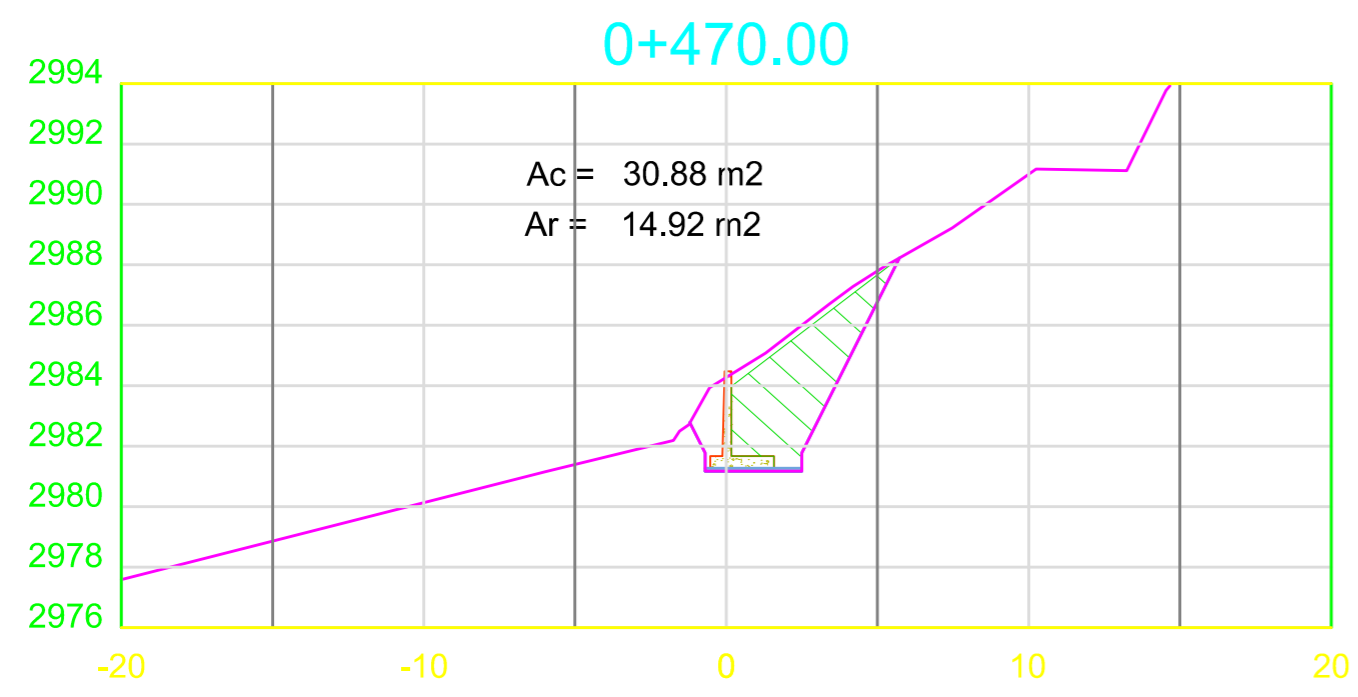
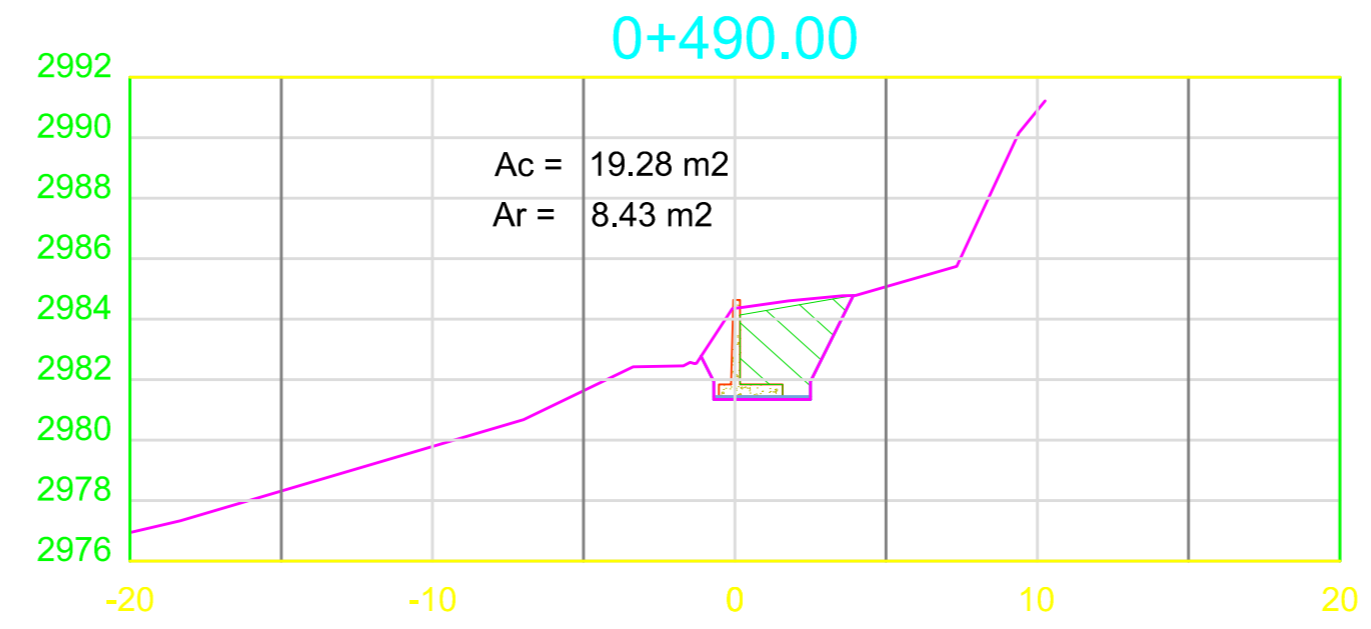
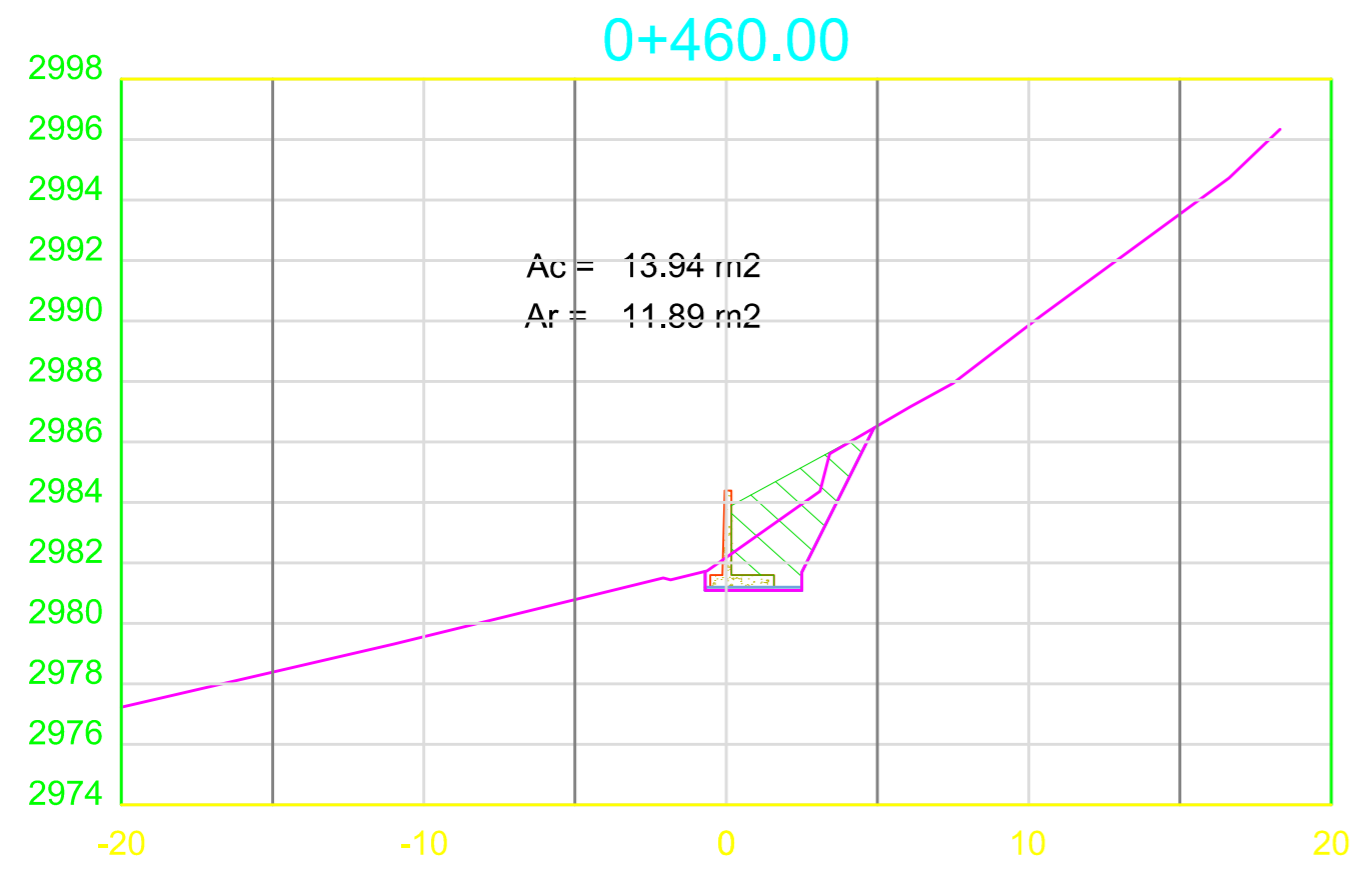
RELLENO 



LEYENDA

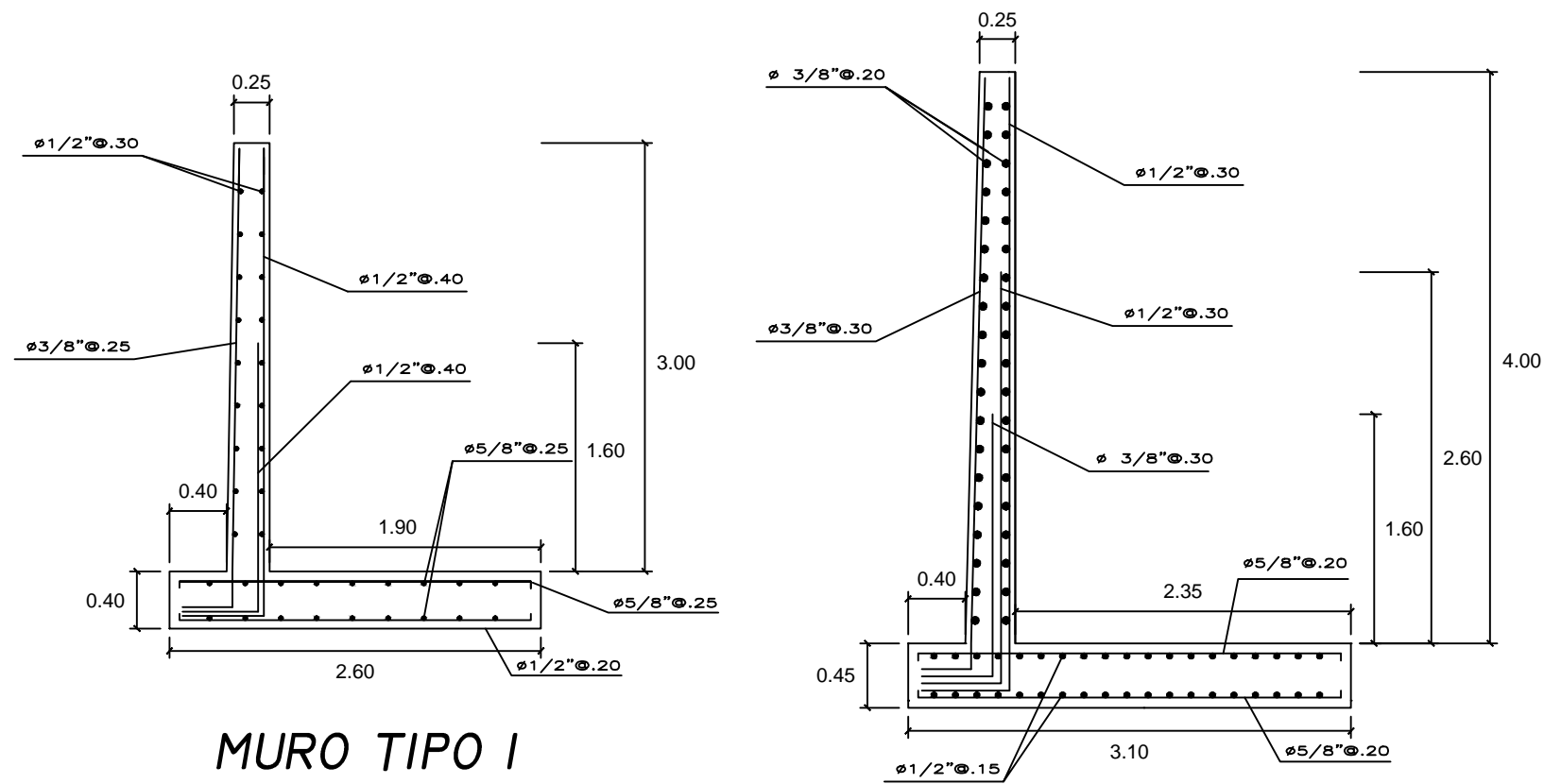
MURO 

RELLENO 



LEYENDA

- MURO
- RELLENO



MURO TIPO I

MURO TIPO II

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO SOLADO:
 CEMENTO-HORMIGON: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $h = 4''$

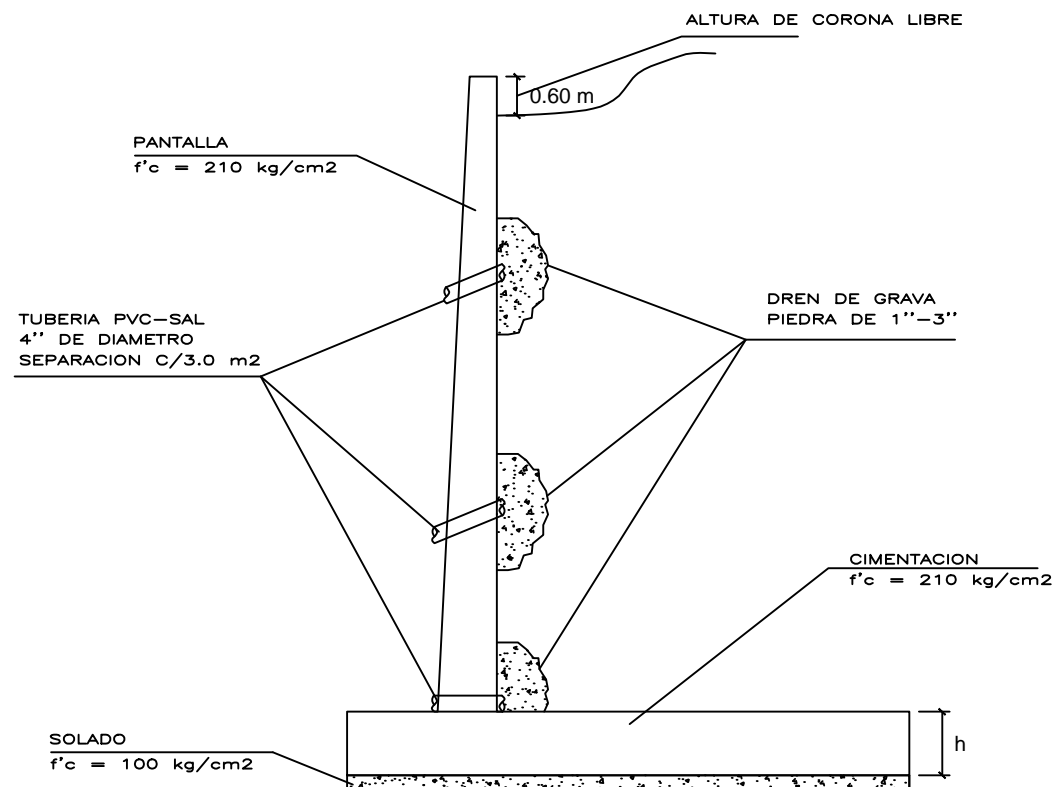
TERRENO:
 $\sigma_t = 1.67 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 25.1'$

RECUBRIMIENTO DEL ACERO
 4.0 cms en pantalla
 7.0 cms en cimentacion

CONCRETO ARMADO:
 CONCRETO - CIMENTO $fc = 210 \text{ kg/cm}^2$
 CONCRETO - PANTALLA $fc = 210 \text{ kg/cm}^2$
 ACERO GRADO 60 $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$

TRASLAPE
 $\phi 3/8'' = 40 \text{ cm}$
 $\phi 1/2'' = 50 \text{ cm}$
 $\phi 5/8'' = 60 \text{ cm}$

SOBRECARGA:
 SOBRE TERRENO 1.00 t/m²



DETALLE DE MURO

CUADRO DE GANCHOS STANDARD EN VARILLAS DE FIERRO CORRUGADAS

ϕ	G(cm)
1/4"	15
3/8"	20
1/2"	25
5/8"	35
3/4"	45

NOTA:
 EL ACERO DE REFUERZO UTILIZADO EN FORMA LONGITUDINAL, EN CIMENTACION Y PANTALLA DEL MURO, DEBERAN TERMINAR EN GANCHOS STANDARD, LOS CUALES SE ALOJARAN EN EL CONCRETO CON LAS DIMENSIONES ESPECIFICADAS EN EL CUADRO MOSTRADO.