

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, FÍSICAS Y NATURALES



Informe Técnico Final De Práctica Supervisada

**Diseño de las estructuras de contención de taludes en la
obra “Proyecto y construcción de la Ruta Nacional N°75
en la provincia de La Rioja” en el tramo Las Padercitas –
Dique Los Sauces**

Autor: Agustín Marcelo Nardi

Tutor interno: Dr. Ing. Guillermo Gerbaudo

Supervisor externo: Ing. Diego Sampó

Córdoba, Abril de 2016

AGRADECIMIENTOS

A mi madre, Marcela, pilar fundamental en mi formación como persona y como profesional.

A mi hermana Carolina, y a mi compañera de vida, Nieves, por su total apoyo y confianza.

A mis familiares, por el afecto que me han dado.

A mis amigos, por su compañía.

A mis compañeros de trabajo, por hacer realmente agradable mi inserción laboral. En especial, a Guillermo y a Carlos, por la oportunidad y dedicación que me otorgaron.

En memoria de mi padre, Marcelo, y de mi hermana, Giuliana.

RESUMEN

El presente Informe Técnico describe las tareas realizadas por el autor en el transcurso de la Práctica Supervisada, asignatura perteneciente al plan de estudios de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Córdoba.

En particular, las actividades se encuadraron en la participación en el diseño y cálculo estructural integral de las estructuras de sostenimiento de taludes de la obra “Proyecto y Construcción de la Ruta Nacional N° 75 en la Provincia de La Rioja”, en el tramo desde Las Padercitas hasta el Dique Los Sauces.

El primer capítulo consta de todo lo concerniente a los aspectos introductorios, objetivos perseguidos, se realiza una descripción de la obra en cuestión, se presenta una reseña en referencia a los antecedentes de este tipo de obra, y finalmente se enumeran los reglamentos de aplicación en el diseño.

En el segundo capítulo se presenta el marco teórico correspondiente a la mecánica del empuje de suelos. Se explican los diferentes tipos de empuje de suelo y se exponen las teorías de Coulomb y de Rankine para determinar el valor del coeficiente de empuje activo.

En el tercer capítulo se describen las tipologías de muros presentes en la obra, diferenciadas por ciertos condicionantes del diseño en cada caso particular. Luego se presentan las diferentes alternativas desarrolladas destacando las ventajas y desventajas de cada una respecto de la otra. Finalmente se describe la alternativa seleccionada.

En el cuarto capítulo se explicitan las principales determinaciones y verificaciones que forman parte de la memoria de cálculo del proyecto.

Finalmente, en el quinto capítulo se realizan conclusiones y comentarios sobre las actividades realizadas.

ÍNDICE

ÍNDICE	5
ÍNDICE DE FIGURAS.....	7
CAPITULO 1 INTRODUCCIÓN	10
1.1. Introducción.....	10
1.2. Objetivos	11
1.3. Descripción de la obra	11
1.4. Antecedentes en la empresa	13
1.5. Reglamentos y normativa de aplicación.....	18
CAPITULO 2 MARCO TEÓRICO	19
2.1. Empuje de suelo.....	19
2.1.1. Consideraciones fundamentales.....	19
2.1.2. Empuje de suelo en reposo	24
2.1.3. Empuje activo.....	25
2.1.4. Empuje pasivo.....	27
2.2. Teorías para determinar el empuje de suelos sobre muros rígidos.....	29
2.2.1. Teoría de Coulomb.....	29
2.2.2. Teoría de Rankine	33
2.3. Empuje adicional por sismo	43
2.3.1. Fuerzas a considerar.....	43
2.3.2. Empuje activo total	43
2.3.3. Distribución de ΔEas en función de la altura	45
2.3.4. Punto de aplicación de ΔEas	46
2.3.5. Caso particular	46
2.3.6. Fuerza sísmica debida a la inercia de la masa del muro de contención.....	46
2.3.7. Punto de aplicación de Fsq	47
2.3.8. Verificación de la estabilidad	47
2.4. Acción de las cargas de tráfico	47
2.5. Tipologías de muros de contención	48

2.5.1.	Muros de gravedad.....	48
2.5.2.	Muros en voladizo o en ménsula	49
2.5.3.	Muros con contrafuertes	51
2.5.4.	Muros de bandejas	52
2.6.	Condicionantes del diseño.....	52
2.6.1.	Infiltración de agua en el relleno	52
2.6.2.	Drenajes	54
CAPITULO 3 PRESENTACIÓN DEL CASO.....		58
3.1.	Introducción.....	58
3.2.	Predimensionado y evaluación de alternativas	61
3.2.1.	Paneles prefabricados de ancho variable	62
3.2.2.	Paneles prefabricados rectos	66
3.3.	Descripción de la alternativa seleccionada	70
3.3.1.	Muros de contención con paneles prefabricados rectos	70
CAPITULO 4 DISEÑO DE LOS MUROS.....		75
4.1.	Mecanismos de agotamiento de los muros.....	76
4.2.	Verificación de la estabilidad global del sistema	82
4.3.	Verificación de la estabilidad al vuelco.....	83
4.4.	Verificación de la estabilidad al deslizamiento	84
4.5.	Verificación de tensiones en el suelo.....	85
4.6.	Dimensionado y verificaciones estructurales	88
4.6.1.	Base de fundación.....	88
4.6.2.	Contrafuertes.....	94
4.6.3.	Paneles prefabricados.....	98
4.6.4.	Ménsulas	100
CAPITULO 5 CONCLUSIONES		102
BIBLIOGRAFÍA.....		104

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.1. Ubicación de la obra</i>	<i>12</i>
<i>Figura 1.2. Vista interior de paneles tipo U prefabricados</i>	<i>14</i>
<i>Figura 1.3. Desarrollo longitudinal de muros sin voladizo. Etapa de construcción.....</i>	<i>15</i>
<i>Figura 1.4. Pases para drenaje en paneles de arranque.....</i>	<i>16</i>
<i>Figura 1.5. Cuesta de Miranda. Obra finalizada 1</i>	<i>16</i>
<i>Figura 1.6. Cuesta de Miranda. Obra finalizada 2</i>	<i>17</i>
<i>Figura 1.7. Cuesta de Miranda. Obra finalizada 3.....</i>	<i>17</i>
<i>Figura 2.1. Equilibrio de una partícula de suelo en talud natural.....</i>	<i>20</i>
<i>Figura 2.2. Esquema de cuña de deslizamiento del talud</i>	<i>21</i>
<i>Figura 2.3. Desplazamiento del muro de contención</i>	<i>22</i>
<i>Figura 2.4. Pérdida de contacto del muro con el talud</i>	<i>22</i>
<i>Figura 2.5. Desplazamiento del muro contra el talud</i>	<i>23</i>
<i>Figura 2.6. Muro rígido sin desplazamiento</i>	<i>23</i>
<i>Figura 2.7. Cubo elemental de suelo confinado</i>	<i>25</i>
<i>Figura 2.8. Cubo elemental con confinamiento reducido por desplazamiento de muro</i>	<i>26</i>
<i>Figura 2.9. Cubo elemental confinado por presión de empuje pasivo</i>	<i>27</i>
<i>Figura 2.10. Distribución de tensiones horizontales sobre un muro genérico.....</i>	<i>28</i>
<i>Figura 2.11. Metodología propuesta por la teoría de Coulomb.....</i>	<i>30</i>
<i>Figura 2.12. Prisma elemental en una masa semi infinita de suelo.....</i>	<i>34</i>
<i>Figura 2.13. Círculo de Mohr para un suelo genérico.....</i>	<i>35</i>
<i>Figura 2.14. Distribución de presiones horizontales sobre un muro genérico.....</i>	<i>38</i>
<i>Figura 2.15. a) Introducción de pantalla rígida. b) Extracción del suelo a la izquierda.....</i>	<i>39</i>
<i>Figura 2.16. Representación de estados límites de Rankine en círculos de Mohr.....</i>	<i>40</i>
<i>Figura 2.17. Planos de falla en círculos de Mohr según Rankine.....</i>	<i>41</i>
<i>Figura 2.18. Orientación de líneas de deslizamiento en los estados de Rankine</i>	<i>41</i>
<i>Figura 2.19. Variación del valor de K_0 en función de las deformaciones</i>	<i>42</i>
<i>Figura 2.20. Empuje activo total del suelo durante el sismo.....</i>	<i>44</i>
<i>Figura 2.21. Distribución de ΔE_{as} en función de la altura.....</i>	<i>45</i>

<i>Figura 2.22. Muro de contención de calzada</i>	<i>48</i>
<i>Figura 2.23. Muros de gravedad</i>	<i>49</i>
<i>Figura 2.24. Muro en ménsula</i>	<i>50</i>
<i>Figura 2.25. Muros con contrafuertes</i>	<i>51</i>
<i>Figura 2.26. Muros de bandejas</i>	<i>52</i>
<i>Figura 2.27. Drenaje de los muros con dren de pie.....</i>	<i>55</i>
<i>Figura 2.28. Drenaje de los muros con barbacanas.....</i>	<i>55</i>
<i>Figura 2.29. Drenaje de nivel freático elevado.....</i>	<i>56</i>
<i>Figura 2.30. Sistemas de drenaje alternativos</i>	<i>57</i>
<i>Figura 3.1. Caso 1: Muro típico.....</i>	<i>59</i>
<i>Figura 3.2. Caso 2: Muro típico.....</i>	<i>59</i>
<i>Figura 3.3. Caso 3: Muro típico.....</i>	<i>60</i>
<i>Figura 3.4. Caso 4.a: Muro típico.....</i>	<i>60</i>
<i>Figura 3.5. Caso 4.b: Muro típico.....</i>	<i>61</i>
<i>Figura 3.6. Pieza típica superior PT1</i>	<i>63</i>
<i>Figura 3.7. Pieza típica intermedia PT2</i>	<i>64</i>
<i>Figura 3.8. Pieza de arranque PA4.....</i>	<i>64</i>
<i>Figura 3.9. Corte esquemático de montaje de paneles de ancho variable</i>	<i>65</i>
<i>Figura 3.10. Vista 3D muro H=8,0m con paneles variables (Frente).....</i>	<i>65</i>
<i>Figura 3.11. Vista 3D muro H=8,0m con paneles variables (Interior)</i>	<i>66</i>
<i>Figura 3.12. Pieza típica PT1.....</i>	<i>67</i>
<i>Figura 3.13. Pieza de arranque PA1</i>	<i>68</i>
<i>Figura 3.14. Corte esquemático de montaje de paneles rectos.....</i>	<i>68</i>
<i>Figura 3.15. Vista 3D muro H=8,0m con paneles rectos (Frente).....</i>	<i>69</i>
<i>Figura 3.16. Vista 3D muro H=8,0m con paneles rectos (Interior).....</i>	<i>69</i>
<i>Figura 3.17. Panel típico.....</i>	<i>71</i>
<i>Figura 3.18. Pieza de arranque.....</i>	<i>71</i>
<i>Figura 3.19. Sistema de drenaje – Colector principal.....</i>	<i>73</i>
<i>Figura 3.20. Defensa vehicular de hormigón armado. Estructura independiente.....</i>	<i>74</i>
<i>Figura 4.1. Giro excesivo del muro</i>	<i>76</i>
<i>Figura 4.2. Deslizamiento del muro.....</i>	<i>77</i>
<i>Figura 4.3. Falla general del suelo.....</i>	<i>78</i>
<i>Figura 4.4. Deformación de la pantalla del muro.....</i>	<i>78</i>

<i>Figura 4.5. Fisuración excesiva</i>	<i>79</i>
<i>Figura 4.6. Falla por flexión.....</i>	<i>80</i>
<i>Figura 4.7. Falla por corte.....</i>	<i>80</i>
<i>Figura 4.8. Falla por esfuerzo rasante</i>	<i>81</i>
<i>Figura 4.9. Falla por adherencia</i>	<i>81</i>
<i>Figura 4.10. Fuerzas que actúan sobre un muro de contención.....</i>	<i>83</i>
<i>Figura 4.11. Presión de contacto muro-suelo de fundación.....</i>	<i>87</i>
<i>Figura 4.12. Partes de la base de fundación.....</i>	<i>89</i>
<i>Figura 4.13. Tensión de trabajo en la base del muro</i>	<i>91</i>
<i>Figura 4.14. Armaduras en bases de fundación.....</i>	<i>94</i>
<i>Figura 4.15. Esfuerzos solicitantes en la sección crítica del contrafuerte</i>	<i>95</i>
<i>Figura 4.16. Armadura típica en contrafuertes</i>	<i>97</i>
<i>Figura 4.17. Armadura de paneles prefabricados</i>	<i>99</i>
<i>Figura 4.18. Vista frontal de muro típico.....</i>	<i>100</i>
<i>Figura 4.19. Ménsula de muros Caso 2</i>	<i>101</i>

CAPITULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. Introducción

En el presente Informe Técnico se describen las tareas realizadas por el autor en el marco del régimen de Práctica Supervisada, instancia final para la obtención del título de Ingeniero Civil de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la universidad Nacional de Córdoba.

Las actividades se han desarrollado en la oficina de proyectos INGROUP, especializada en la ingeniería de detalle de Puentes, Obras Viales y Estructuras Especiales.

Como supervisor por parte de la empresa se ha designado al Ing. Diego Sampó, mientras que como tutor interno por parte de la facultad al Dr. Ing. Guillermo Gerbaudo.

En particular, el autor ha participado en el diseño y cálculo estructural integral de las estructuras de sostenimiento de taludes de la obra “Proyecto y Construcción de la Ruta Nacional N° 75 en la Provincia de La Rioja”, en el tramo desde Las Padercitas hasta el Dique Los Sauces.

1.2. Objetivos

El objetivo general de la presente Práctica Supervisada es la participación en el proyecto ejecutivo de cinco tipologías de muros de sostenimiento de taludes de la obra “Proyecto y Construcción de la Ruta Nacional N° 75 en la Provincia de La Rioja”.

Específicamente se pretende participación activa en los siguientes aspectos del proyecto:

- Análisis y discusión de las Bases de Diseño para la obra en cuestión.
- Modelación numérica de los elementos estructurales de los muros.
- Planteo y evaluación técnico-económica de alternativas para las estructuras componentes.
- Interpretación del comportamiento global de la estructura de los muros ante cargas por empujes de suelo, cargas gravitatorias y cargas por acción sísmica.
- Resumen de todos los resultados y consideraciones en una Memoria de Ingeniería, realizar los documentos técnicos necesarios y transmitir los resultados obtenidos a otros profesionales y técnicos.

1.3. Descripción de la obra

El proyecto se encuentra ubicado en la zona Oeste de la ciudad de La Rioja, en el valle del Río Los Sauces, atravesado por la actual traza de la Ruta Nacional N°75.

La Provincia de La Rioja se ubica en la Región Noroeste de la República Argentina. Es una provincia en crecimiento, cuya economía se basa en la explotación de la actividad agrícola, siendo los principales cultivos la vid y el olivo, y en el turismo de Parque Nacionales como atractivos principales. La Rioja capital se encuentra ubicada al centro-este de la provincia, en el departamento Capital, cabecera de La Rioja y concentra todas las actividades comerciales de la provincia.

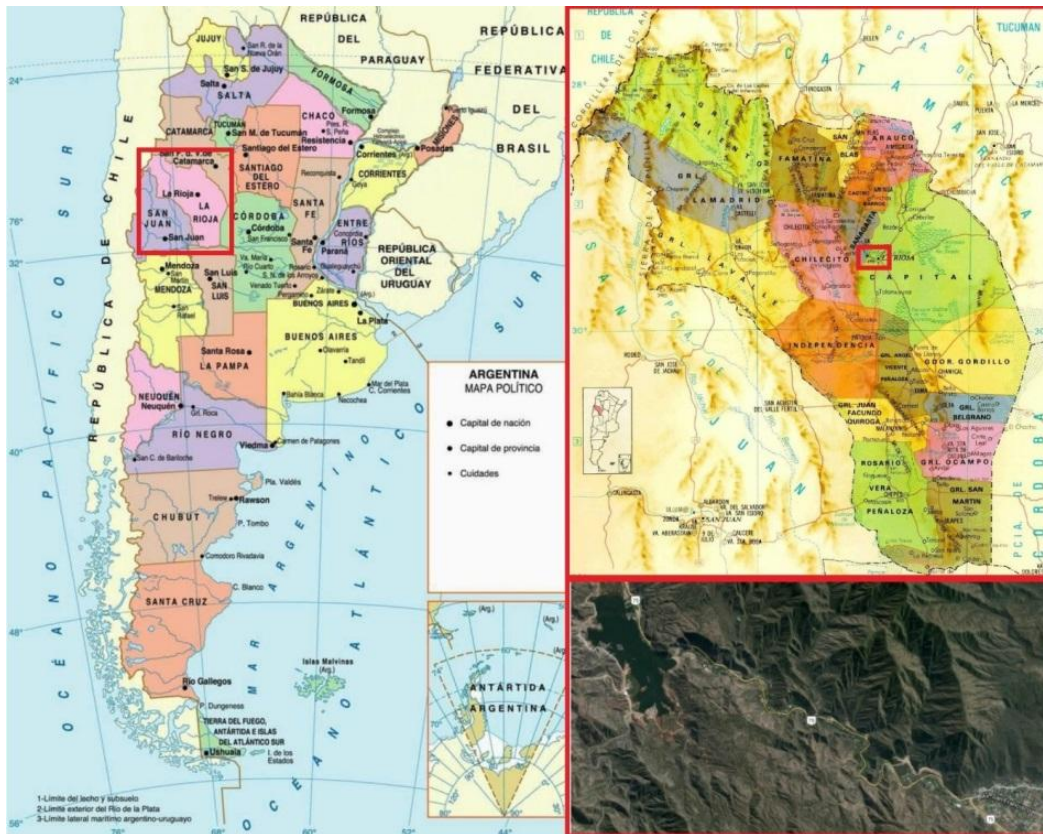


Figura 1.1. Ubicación de la obra

El tramo que se tratará en el siguiente informe está comprendido entre la Av. Circunvalación de la ciudad de la Rioja (Las Padercitas) y el dique Los Sauces con una longitud de 6 kilómetros. La traza actual se desarrolla en el valle del Río Los Sauces. Este valle presenta un ancho medio de 250 m, limitado a ambos lados por la Sierra de Velazco.

La traza actual, entre la Av. de Circunvalación de la Ciudad de La Rioja y el acceso al túnel cercano al Dique Los Sauces, se desarrolla prácticamente en su totalidad en el valle aluvial formado por el Río Los Sauces, presentando una pendiente longitudinal media del orden del 4 %. Por fuera del valle, las sierras circundantes presentan pendientes y alturas importantes, típicas de una topografía montañosa fuerte. Sobre las laderas del valle no se extiende la urbanización, fundamentalmente debido a las grandes pendientes e inestabilidad geológica de las mismas.

La nueva traza contempla la ejecución de un trazado sin intervención en la traza actual. Se ubica sobre el faldeo Norte del piedemonte en toda su longitud. Tiene origen en la intersección de la Av. de Circunvalación de la ciudad de La Rioja y la Av. San Francisco, en donde se prevé una rotonda para resolver dicho cruce. Al final del nuevo trazado propuesto, el proyecto interseca con la ruta existente en la progresiva 4+500 aproximadamente, a 1,6 kilómetros del dique Los Sauces. Se resuelve con una intersección canalizada que permite todos los movimientos incluso la maniobra de retorno. El proyecto continúa con un perfil urbano por 380 metros sobre la traza existente y se empalma dicho tramo urbano con la continuación de la ruta existente en una intersección tipo retorno.

El desarrollo del trazado rural se ubica sobre las laderas del valle por lo que existe la necesidad de ejecutar cortes y terraplenes propios del diseño de caminos montaña. En sectores donde la traza se encuentra próxima a la actual o donde la sección de terraplén demande mucho espacio debido a la proyección de los taludes, se proyectan muros de sostenimiento. A fin de minimizar la afectación en la ruta actual y la expropiación de viviendas algunos tramos presentan voladizos por fuera de la línea de los muros. En tramos con muros de sostenimiento se proyectan las defensas rígidas tipo New Jersey alta o F, de 1,070 mm de altura. Esto se fundamenta en la necesidad de asegurar el máximo nivel de contención posible, aún para impacto de vehículos de gran porte (hasta 40 Tn).

1.4. Antecedentes en la empresa

El antecedente más importante y más reciente de este tipo de estructuras de sostenimiento de taludes del que se dispone en la empresa corresponde a los muros de sostenimiento de la obra Cuesta de Miranda en la Ruta Nacional N° 40 en la Provincia de La Rioja.

Los muros de sostenimiento se utilizarán para lograr el ancho de terraplén necesario para el camino, diseñándose dos tipologías básicas que consisten en muros con y sin voladizos en su extremo superior. Para ambas tipologías de muros (sin voladizo y con

voladizo) se han proyectado secciones típicas que se corresponden con tres alturas libres de diseño: 3, 6 y 9 m.

El sistema constructivo consiste en la utilización de elementos premoldeados tipo “U” apoyados sobre bases coladas in situ y unidos mediante columnas verticales de hormigón armado colados en segunda etapa. Para los muros de 6 m y 9 m se utilizarán tensores de anclaje en roca en el tercio superior de su altura. Todos los muros se arriostrarán a nivel superior mediante una viga de Hormigón Armado realizada in-situ, y además el de 9 m de altura llevará un arriostramiento intermedio. La calidad mínima del hormigón de los muros y bases es H30.

A continuación se presenta una selección de imágenes correspondientes a los muros de sostenimiento de la cuesta de Miranda en etapa de construcción, y más adelante se presentarán imágenes de la obra concluida.



Figura 1.2. Vista interior de paneles tipo U prefabricados



Figura 1.3. *Desarrollo longitudinal de muros sin voladizo. Etapa de construcción*

Se propone ejecutar un sistema de drenaje vertical entre el muro y el relleno formado por una geomanta tipo MacDrain o similar, que capta el agua y la conduce hasta el colector principal, aliviando las presiones de poro del agua. En la parte inferior del muro de hormigón, se colocará un cajón de piedra triturada 10-30 envuelto en geotextil, que tendrá cada 2.0 m de desarrollo tubos de salida de PVC de diámetro 100 mm, que atraviesan el muro a través de un pase previsto en los elementos premoldeados de arranque



Figura 1.4. Pases para drenaje en paneles de arranque

A continuación se muestran algunas imágenes correspondientes a la obra en la Cuesta de Miranda finalizada.



Figura 1.5. Cuesta de Miranda. Obra finalizada 1



Figura 1.6. Cuesta de Miranda. Obra finalizada 2



Figura 1.7. Cuesta de Miranda. Obra finalizada 3

1.5. Reglamentos y normativa de aplicación

Los reglamentos de aplicación para el proyecto y diseño de los muros se resumen en el siguiente listado:

- CIRSOC 103 – 1991. Normas Argentinas para Construcciones Sismo-resistentes. Parte I: Construcciones en General.
- CIRSOC 103 – 2005. Reglamento Argentino para Construcciones Sismo-resistentes. Parte II: Construcciones de Hormigón Armado.
- CIRSOC 201 – Tomos 1 y 2 (1982 y modificaciones). Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón Armado.
- NAA 80 – Normas Antisísmicas Argentinas.
- Reglamento Bases para el Cálculo de Puentes de Hormigón Armado de la Dirección Nacional de Vialidad.

CAPITULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1. Empuje de suelo

Los muros de contención tienen como finalidad resistir las presiones laterales o empuje producido por el material retenido detrás de ellos.

Se designa con el nombre de empuje, a las acciones producidas por masas como arenas, gravas, cemento, trigo, etc. En general los empujes son producidos por terrenos naturales, rellenos artificiales o materiales almacenados.

2.1.1. Consideraciones fundamentales

Un volumen de suelo, que suponemos sin cohesión alguna, derramado libremente sobre un plano horizontal, toma un perfil de equilibrio que nos define el ángulo de talud natural de las tierras o ángulo de fricción interna del suelo ϕ .

Las partículas resbalan a lo largo del talud A-B, o talud natural del suelo, que constituye la inclinación límite, más allá de la cual la partícula no puede mantenerse en equilibrio.

En la Figura 2.1 se muestra un volumen de suelo derramado libremente y las fuerzas que origina una partícula sobre el talud. Considerando un elemento de peso p que reposa sobre el talud, la componente del peso según el talud vale $p.\text{sen}(\phi)$, y el equilibrio se establece entre dicha componente y la fricción que se desarrollaría por el efecto de la componente normal al talud $p.\text{cos}(\phi)$, al ponerse en movimiento dicha partícula.

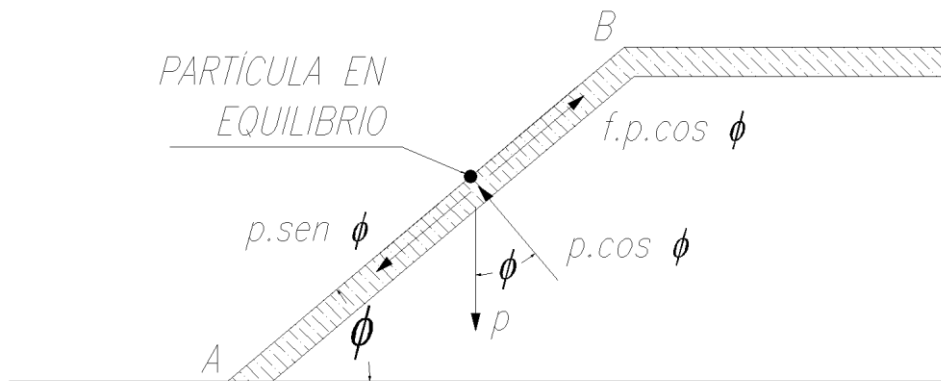


Figura 2.1. Equilibrio de una partícula de suelo en talud natural

Si se designa como f el coeficiente de fricción del suelo consigo mismo, la fuerza de fricción originada por el peso de la partícula en la dirección del talud A-B es $f.p.\text{cos}(\phi)$.

En el equilibrio:

$$p.\text{sen}(\phi) = f.p.\text{cos}(\phi)$$
$$f = \text{tan}(\phi)$$

Por lo tanto la tangente del ángulo del talud natural es igual a la fricción interna del suelo. El ángulo ϕ y el peso específico de los suelos γ , son variables y dependen del tipo de suelo, del estado de humedad, etc.

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

En la Figura 2.2 vemos un muro de gravedad que contrapone su peso propio para contrarrestar el empuje horizontal producido por la presión lateral del suelo.

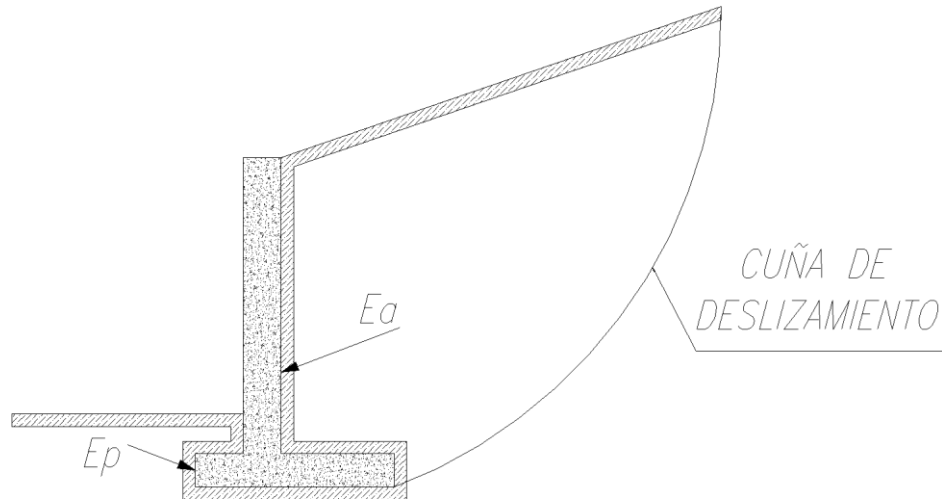


Figura 2.2. Esquema de cuña de deslizamiento del talud

El tipo de empuje que se desarrolla sobre un muro está fuertemente condicionado por la deformabilidad del muro. En la interacción muro-terreno, pueden ocurrir en el muro deformaciones que van desde prácticamente nulas, hasta desplazamientos que permiten que el suelo falle por corte. Pueden ocurrir desplazamientos de tal manera que el muro empuje contra el suelo, si se aplican fuerzas en el primero que originen este efecto.

Si el muro de sostenimiento cede, el relleno de suelo se expande en dirección horizontal, originando esfuerzos de corte en el suelo, por lo que la presión lateral ejercida por el suelo sobre la espalda del muro disminuye gradualmente y se aproxima al valor límite inferior, llamado empuje activo de suelo, ver Figura 2.3.

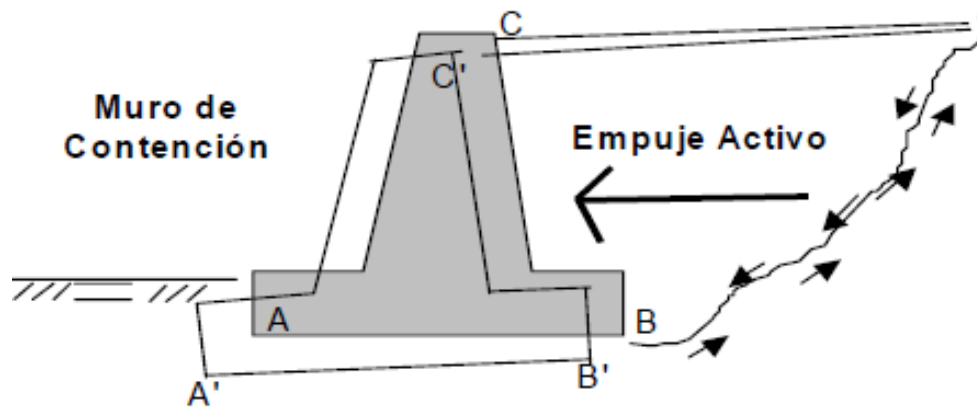


Figura 2.3. Desplazamiento del muro de contención

Si se retira el muro lo suficiente y pierde contacto con el talud, el empuje sobre él es nulo y todos los esfuerzos de corte los toma el suelo, ver Figura 2.4.

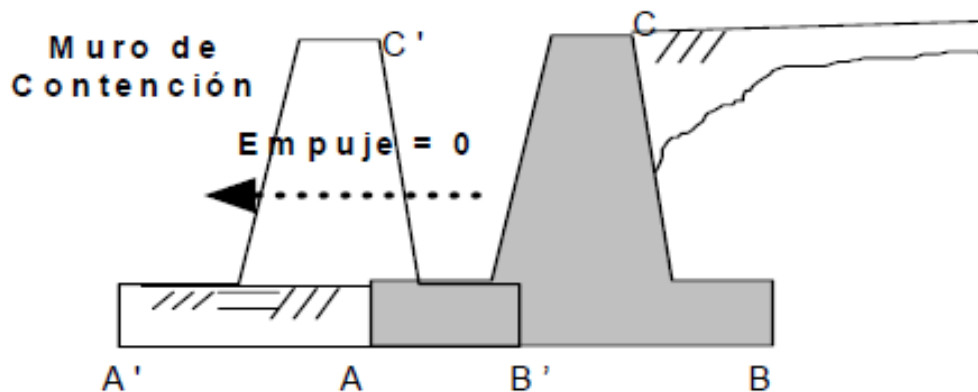


Figura 2.4. Pérdida de contacto del muro con el talud

Si el muro empuja en una dirección horizontal contra el relleno de suelo, como en el caso de los bloques de anclaje de un puente colgante, el suelo así comprimido en la dirección horizontal origina un aumento de su resistencia hasta alcanzar su valor límite superior, llamado empuje pasivo de suelo, ver Figura 2.5. Cuando el movimiento del muro da origen a uno de estos dos valores límites, el relleno de suelo falla por corte.

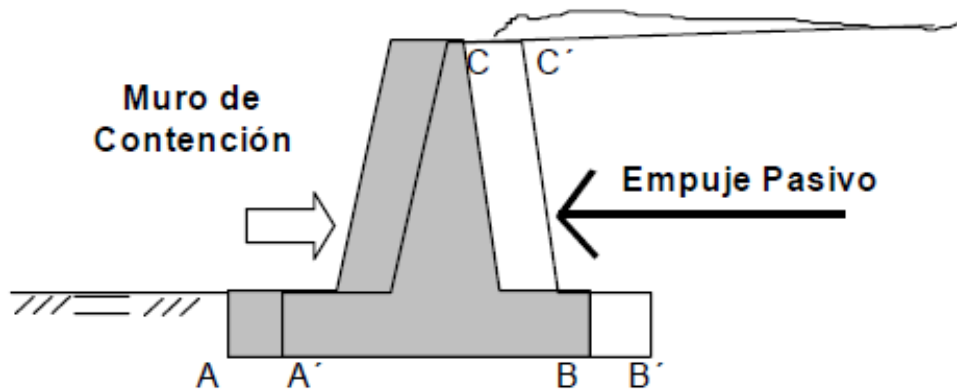


Figura 2.5. Desplazamiento del muro contra el talud

Si el muro de contención es lo suficientemente rígido como para no permitir desplazamiento en ninguna dirección, las partículas de suelo no podrán desplazarse, confinadas por el suelo que las rodea, sometidas todas ellas a un mismo régimen de compresión, originándose un estado intermedio que recibe el nombre de empuje de reposo del suelo, ver Figura 2.6.

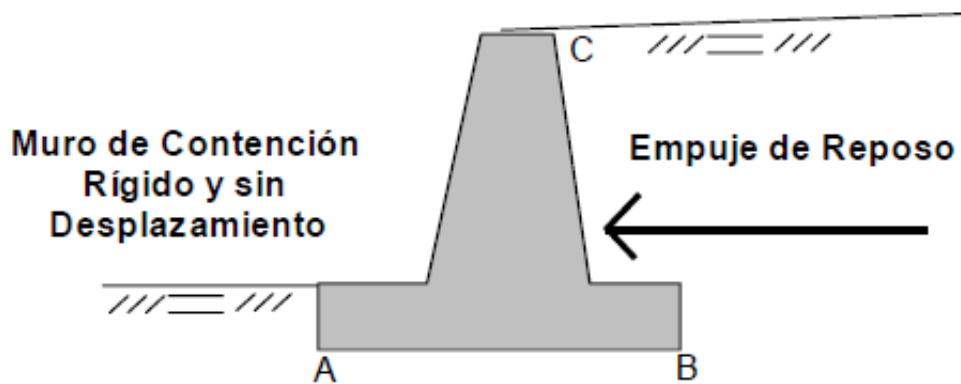


Figura 2.6. Muro rígido sin desplazamiento

Se puede apreciar que los empujes de suelo se encuentran fuertemente relacionados con los movimientos del muro de contención. Dependiendo de la interacción muro-terreno se desarrollará empuje activo, de reposo o pasivo, siendo el empuje de reposo una condición intermedia entre el empuje activo y el pasivo.

Con el estado actual del conocimiento se pueden estimar con buena aproximación los empujes del terreno en suelos granulares, en otros tipos de suelos su estimación puede tener una mayor imprecisión.

Los suelos arcillosos tienen apreciable cohesión, son capaces de mantener taludes casi verticales cuando se encuentran en estado seco, no ejercen presión sobre las paredes que lo contienen, sin embargo, cuando estos suelos se saturan pierden prácticamente toda su cohesión, originando un empuje similar al de un fluido con el peso específico de la arcilla, esta situación nos indica que si se quiere construir un muro para contener arcilla, este debe ser diseñado para resistir la presión de un líquido pesado, más resistente que los muros diseñados para sostener rellenos no cohesivos. En caso de suelos mixtos conformados por arena y arcilla, es conveniente despreciar la cohesión, utilizando para determinar el empuje de suelo solo el ángulo de fricción interna del material.

La falla de un muro de sostenimiento puede ocurrir por vuelco o por deslizamiento a lo largo de su base, paralelamente a su posición original.

Ambos tipos de falla están acompañados por un movimiento descendente de la porción de suelo en forma de cuña ubicada en la parte posterior del muro, denominada cuña de deslizamiento.

2.1.2. Empuje de suelo en reposo

Si en una masa de suelo cuyo peso específico es γ (t/m³) consideramos un cubito elemental ubicado a una profundidad h (ver Figura 2.7), en la cara posterior soporta una presión vertical

$$p_v = \gamma \cdot h$$

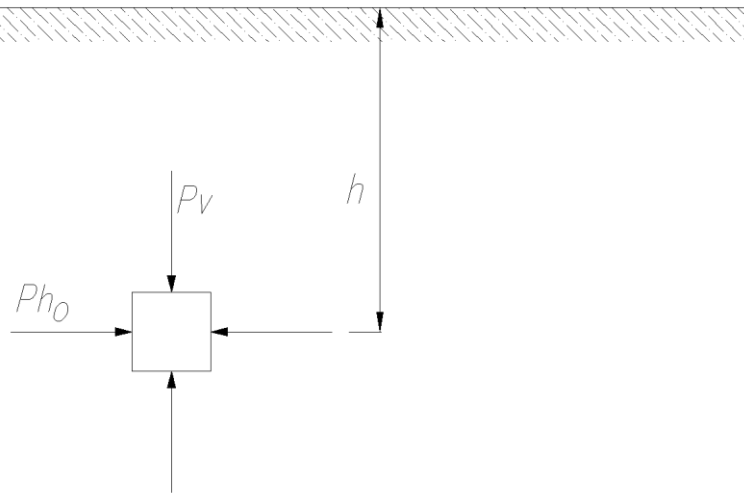


Figura 2.7. Cubo elemental de suelo confinado

Considerando la masa de suelo formada por una infinidad de columnas verticales adosadas unas a otras, cada una de ellas estará comprimida por su propio peso, y en consecuencia tenderá a acortarse en sentido longitudinal y a expandirse en sentido transversal por efecto de Poisson, pero el suelo adyacente a cada columna impide esta expansión lateral, y en consecuencia aparece una presión horizontal p_{h0} denominada presión de suelo en reposo.

Experimentalmente se ha observado que en general, la presión horizontal en un punto de una masa de suelo es una fracción de la presión vertical en dicho punto. En el caso particular de un suelo en estado natural o de reposo esta fracción oscila habitualmente entre los valores 0.6 y 0.9, es decir:

$$p_{h0} = K_0 \cdot p_v \quad \text{con} \quad K_0 = 0,6 \text{ a } K_0 = 0,9$$

K_0 se denomina coeficiente de presión lateral en reposo.

2.1.3. Empuje activo

Si se elimina la porción de suelo a la izquierda del cubo elemental que estamos considerando y se la reemplaza por un muro de sostenimiento, se tiene un esquema como el indicado en la Figura 2.8:

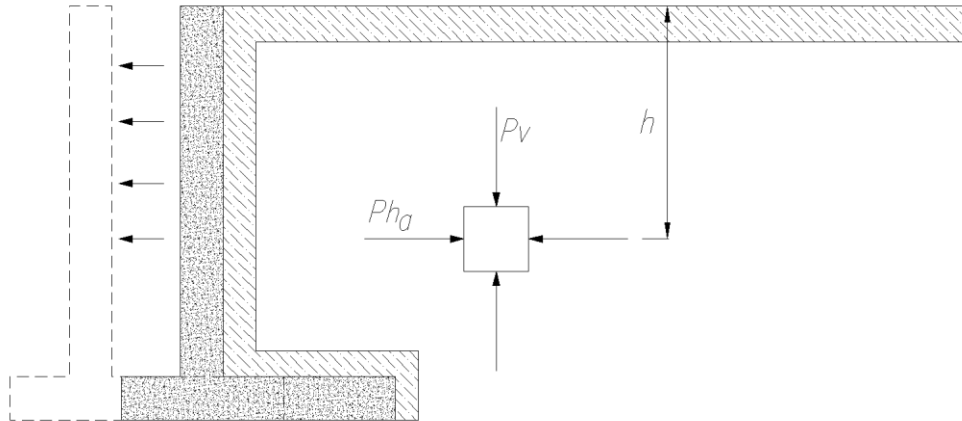


Figura 2.8. Cubo elemental con confinamiento reducido por desplazamiento de muro

Podemos considerar ahora que el muro se desplaza hacia afuera del terraplén o relleno en forma paralela a sí mismo, de manera que se produce una descompresión lateral, con lo que se disminuye la presión horizontal hasta alcanzar un valor que corresponde al empuje activo del suelo, que viene dado por la siguiente expresión:

$$p_{ha} = K_a \cdot p_v$$

donde K_a es el coeficiente de empuje activo del suelo.

En suelos que tengan cohesión, si la altura del muro no supera un valor determinado, se puede dar el caso de que se separe el muro del terraplén y éste se mantenga en pie, es decir que el suelo no se desmorone, con lo cual el empuje activo correspondiente sería nulo ($p_{ha} = 0$), ya que este suelo no ejercería empuje si se le adosara un muro, ni sería necesario que éste lo sostenga.

Sin embargo por acción de diversos agentes climáticos como lluvia, viento, frío, calor, congelamiento y deshielo, etc., a largo plazo el terraplén en general no suele mantenerse

estable sino que se va degradando en forma progresiva. Por este motivo se considera prudente no considerar el valor de la cohesión del suelo al calcular el empuje activo sobre el muro de sostenimiento, considerando solo la fricción entre las partículas del suelo, expresada por el ángulo de fricción interna ϕ del suelo.

El empuje activo del suelo se puede calcular con las expresiones debidas a la teoría de Coulomb (ver 2.2.1), o mediante las expresiones correspondientes a la teoría de Rankine (ver 2.2.2).

2.1.4. Empuje pasivo

Se analiza el caso de una acción exterior que empuja el muro hacia adentro del terraplén, como se indica en la Figura 2.9.

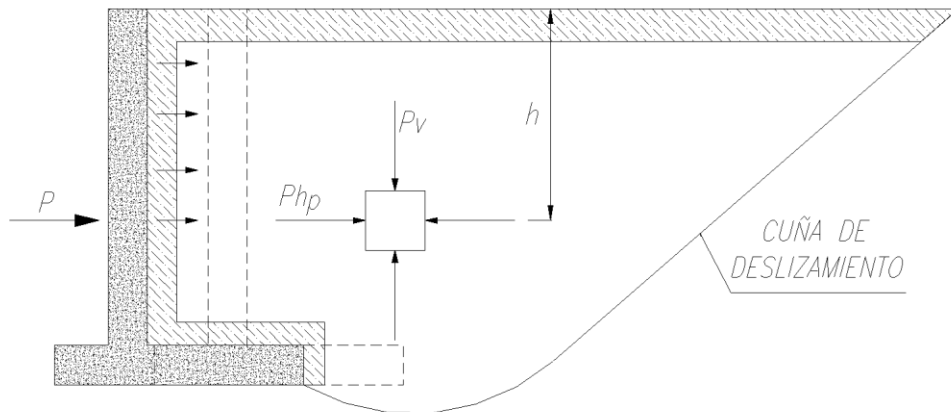


Figura 2.9. Cubo elemental confinado por presión de empuje pasivo

El desplazamiento comprime el suelo en sentido lateral de manera que las presiones horizontales que tenían el valor correspondiente a suelo en reposo, es decir, del 60% al 90% del valor de la presión vertical, ahora comienzan a crecer hasta llegar al estado de falla del suelo. El estado en que el suelo recibe un empuje que le produce la rotura se denomina empuje pasivo. En el estado de empuje pasivo se produce una cuña de deslizamiento como la que se indica en la Figura 2.9. En este caso la cuña de

deslizamiento tiende a subir respecto al nivel del suelo original, y la relación entre las presiones horizontales y verticales adopta la siguiente forma:

$$p_{hp} = K_p \cdot p_v$$

De acuerdo a la teoría de Rankine se tiene:

$$P_p = \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \right) \cdot \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

En la Figura 2.10 se muestra la distribución de las presiones horizontales.

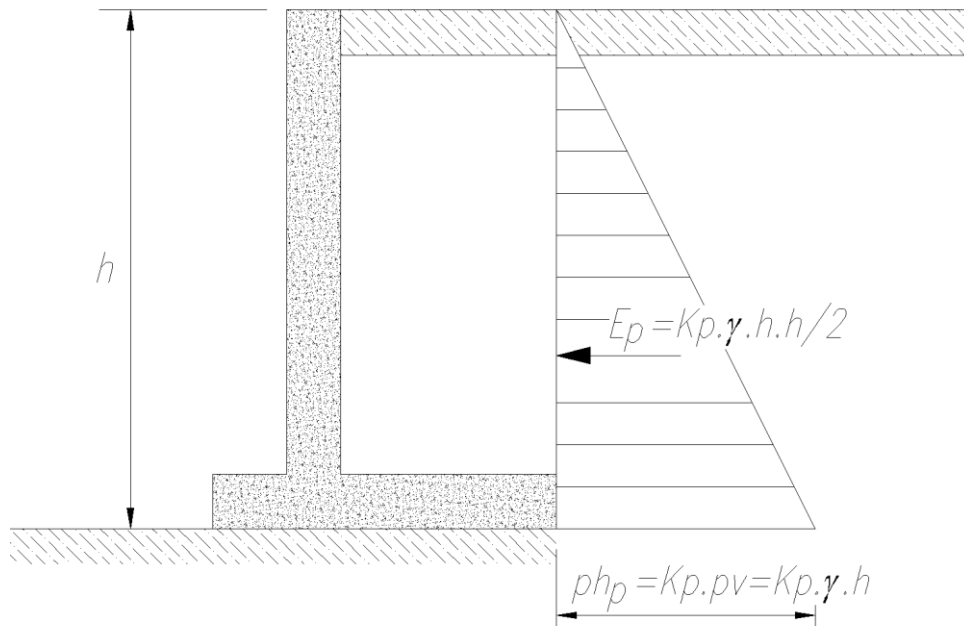


Figura 2.10. Distribución de tensiones horizontales sobre un muro genérico

Donde $K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$ es el coeficiente de empuje pasivo del suelo, que para una arena con $\phi = 30^\circ$ resulta:

$$K_p = \tan^2(45^\circ + 30^\circ/2) = 3$$

Aunque debe tenerse en cuenta que para alcanzar el estado límite de empuje pasivo deben producirse deformaciones que en algunos casos no son compatibles con la funcionalidad de la estructura de contención de que se trate. Por lo tanto el coeficiente de empuje pasivo debe reducirse por un factor de seguridad, o puede despreciarse su aporte como fuerza estabilizante en una estructura de contención de suelos.

2.2. Teorías para determinar el empuje de suelos sobre muros rígidos

Para definir el empuje de los suelos sobre las estructuras de retención, podemos decir en forma general, que en ellos se involucran todos los problemas que se le presentan al ingeniero para determinar las tensiones en la masa del suelo que actúan sobre una estructura.

En este apartado se recopilan las nociones básicas para poder calcular los empujes laterales de los suelos contra las estructuras. Como primera medida debemos decir que el tipo de empuje depende, tanto de la naturaleza del suelo como del tipo de estructura, ya que se trata de un problema de interacción entre ambos.

La mecánica de los suelos se basa en varias teorías para calcular la distribución de tensiones que se producen en los suelos y sobre las estructuras de contención. Cronológicamente, Coulomb (1776) fue el primero que estudió la distribución de tensiones sobre muros. Posteriormente, Rankine (1875) publicó sus experiencias, y por último y ya en el siglo XX se conoce la teoría de la cuña, debida a varios autores, pero especialmente a Terzaghi.

2.2.1. Teoría de Coulomb

En el año 1773 el francés Charles-Augustin de Coulomb publicó la primera teoría racional para calcular empujes de suelo, cuya validez se mantiene hasta hoy en día, el trabajo se tituló: "*Ensayo sobre una aplicación de las reglas de máximos y mínimos a algunos problemas de Estática, relativos a la arquitectura*".

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

En la Figura 2.11 se muestra la metodología propuesta por la teoría de Coulomb para calcular el empuje activo.

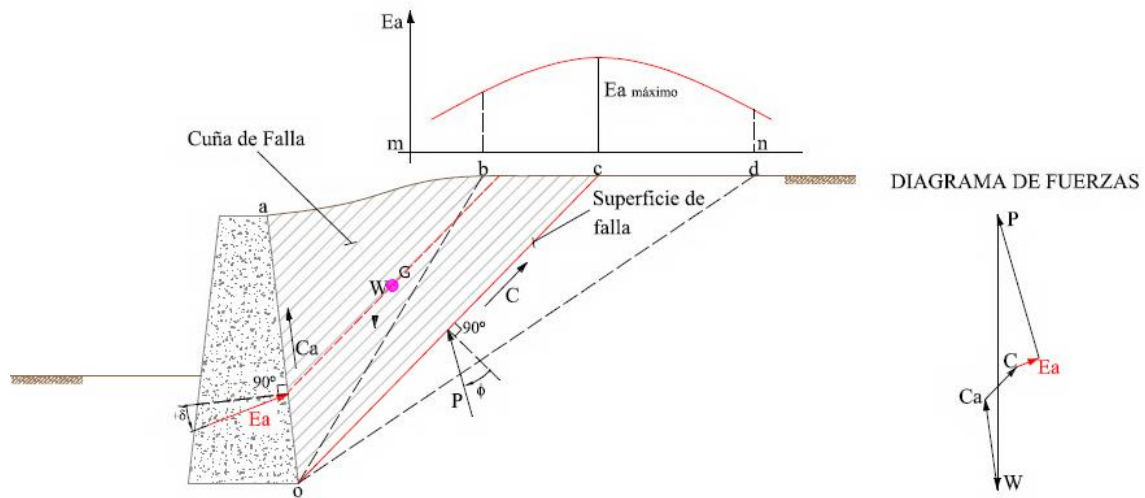


Figura 2.11. Metodología propuesta por la teoría de Coulomb

La teoría de Coulomb se fundamenta en una serie de hipótesis que se enuncian a continuación:

1. El suelo es una masa homogénea e isotrópica y se encuentra adecuadamente drenado como para no considerar presiones intersticiales en él.
2. La superficie de falla es plana.
3. El suelo posee fricción, siendo ϕ el ángulo de fricción interna del suelo, y la fricción interna se distribuye uniformemente a lo largo del plano de falla.
4. La cuña de deslizamiento se comporta como un cuerpo rígido.

5. La falla es un problema de deformación plana (bidimensional), y se considera una longitud unitaria de un muro infinitamente largo.
6. La cuña de falla se mueve a lo largo de la pared interna del muro, produciendo fricción entre éste y el suelo, δ es el ángulo de fricción entre el suelo y el muro.
7. La reacción E_a de la pared interna del muro sobre el terreno, formará un ángulo δ con la normal al muro, que es el ángulo de rozamiento entre el muro y el terreno, si la pared interna del muro es muy lisa ($\delta = 0^\circ$), el empuje activo actúa perpendicular a ella.
8. La reacción de la masa de suelo P sobre la cuña forma un ángulo ϕ con la normal al plano de falla.

El coeficiente K_a según Coulomb es:

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

donde ψ es el ángulo de la cara interna del muro con la horizontal; β es el ángulo de la superficie del relleno con la horizontal; δ es el ángulo de fricción suelo-muro.

Siguiendo recomendaciones de Terzaghi, el valor de δ puede tomarse en la práctica como:

$$\left(\frac{\phi}{2} \leq \delta \leq \frac{2}{3} \phi \right), \text{ a falta de información se usa generalmente: } \left(\delta = \frac{2}{3} \phi \right)$$

Si la cara interna del muro es vertical ($\psi = 0^\circ$), la ecuación (1) se reduce a:

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

Si el relleno es horizontal ($\beta = 0^\circ$), la ecuación (2) se reduce a:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi)}{\cos(\delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta) \cdot \sin(\phi)}{\cos(\delta)}} \right]^2} \quad (3)$$

Si no hay fricción, que corresponde a muros con paredes muy lisas ($\delta = 0^\circ$), la ecuación (3) se reduce a:

$$K_a = \frac{1 - \sin(\phi)}{1 + \sin(\phi)} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (4)$$

La teoría de Coulomb no permite conocer la distribución de las presiones sobre el muro, porque la cuña de suelo que empuja se considera un cuerpo rígido sujeto a fuerzas concentradas, resultantes de esfuerzos actuantes en áreas, de cuya distribución no hay especificación alguna, por lo que no se puede decir nada dentro de la teoría respecto al punto de aplicación del empuje activo.

Coulomb supuso que todo punto de la cara interior del muro representa el pie de una superficie potencial de deslizamiento, pudiéndose calcular el empuje sobre cualquier porción superior del muro ΔE_a , para cualquier cantidad de segmentos de altura de muro.

Este procedimiento repetido convenientemente, permite conocer con la aproximación que se desee la distribución de presiones sobre el muro en toda su altura. Esta situación conduce a una distribución de presiones de tipo hidrostática, con la resultante del empuje a la altura $H/3$ en muros con cara interior plana y con relleno limitado también por una superficie plana. Para los casos en que no se cumplan las condiciones anteriores el método resulta ser laborioso. Para facilitararlo Terzaghi propuso un procedimiento aproximado, que consiste en trazar por el centro de gravedad de la cuña crítica una paralela a la superficie de falla cuya intersección con el respaldo del muro da el punto de aplicación deseado.

En la teoría de Coulomb el E_a actúa formando un ángulo δ con la normal al muro, por esta razón esta fuerza no es horizontal generalmente. El E_a será horizontal solo cuando la pared del muro sea vertical ($\psi = 90^\circ$) y el ángulo ($\delta = 0^\circ$). En tal sentido, las componentes en dirección horizontal y vertical del E_a se obtienen adecuando la expresión (1) según Coulomb de la siguiente manera:

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

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

donde E_{ah} y E_{av} son las componentes horizontal y vertical del empuje activo respectivamente, y ω es el ángulo que forma la recta de acción del empuje respecto de la horizontal.

Para valores de $\psi = 90^\circ$ y $\delta = 0^\circ$, resulta $\omega = 0^\circ$, $E_{ah} = E_a$ y $E_{av} = 0$.

2.2.2. Teoría de Rankine

Rankine hace referencia a las variaciones de tensiones que se producen en una masa de suelos cuando se produce un relajamiento o un aumento de la presión horizontal; considera esos dos casos extremos e impone ciertas condiciones de borde para un prisma elemental que se encuentra dentro de una masa semi infinita.

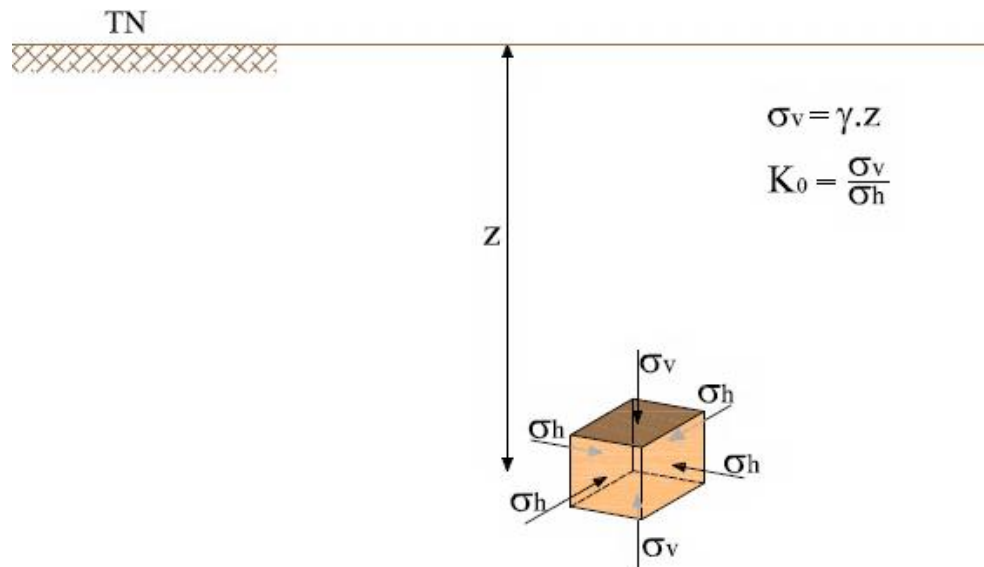


Figura 2.12. Prisma elemental en una masa semi infinita de suelo

Las condiciones de borde impuestas por Rankine para determinar la relación entre tensiones principales en cada estado, fundamentalmente son:

- 1) Masa semi infinita y homogénea.
- 2) Superficie del terreno horizontal.
- 3) Superficie vertical del borde que admite desplazamiento.
- 4) Tensiones de corte nulas en el contacto entre la superficie que se desplaza y el suelo.

No existe un caso práctico en el que se cumplan estrictamente las condiciones de borde impuestas por la teoría de Rankine.

El estudio teórico de Rankine se caracteriza entonces, como se mencionó anteriormente, por dos estados límites de equilibrio plástico. El estado original del terreno se presenta por un prisma elemental sometido a cierta profundidad a una presión vertical σ_v , igual al peso de la "tapada" de suelo que está por encima, y que vale el producto de su peso unitario

por la profundidad en la cual se encuentra el elemento prismático estudiado $\sigma_v = \gamma \cdot z$, como se muestra en la Figura 2.12. A esta presión vertical σ_v , le corresponde una tensión horizontal σ_h . La relación entre ambas es un coeficiente K , que en el estado original – denominado estado de reposo – se lo denomina K_0 .

En la Figura 2.13 se indica el diagrama de Mohr correspondiente a un suelo genérico. La ordenada al origen representa la cohesión (c), y la fricción (ϕ) está dada por la pendiente del ángulo que forma la recta con la horizontal. A partir de esta figura se encuentra la relación que existe entre las tensiones horizontales en función de las tensiones verticales y de los parámetros de corte del suelo, para el denominado “Estado activo de Rankine”.

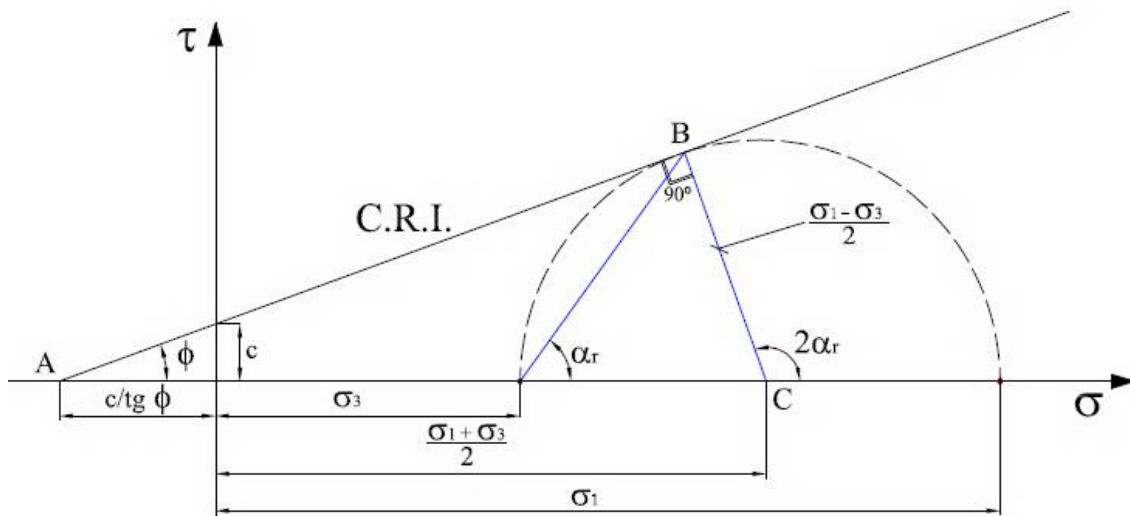


Figura 2.13. Círculo de Mohr para un suelo genérico

Del triángulo ABC podemos deducir que:

$$\text{sen}(\phi) = \frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}}{\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{c}{\tan(\phi)}} \quad (1)$$

Desarrollando la ecuación (1), obtenemos:

$$\frac{\sigma_1}{2} \cdot \text{sen}(\phi) + \frac{\sigma_3}{2} \cdot \text{sen}(\phi) + \frac{c}{\tan(\phi)} \cdot \text{sen}(\phi) = \frac{\sigma_1}{2} - \frac{\sigma_3}{2} \quad (2)$$

Multiplicando todos los términos por 2 y haciendo el siguiente reemplazo en el tercer término de la izquierda

$$\frac{\text{sen}(\phi)}{\text{tan}(\phi)} = \text{cos}(\phi)$$

Se obtiene

$$\sigma_1 \cdot \text{sen}(\phi) + \sigma_3 \cdot \text{sen}(\phi) + 2 \cdot c \cdot \text{cos}(\phi) = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (3)$$

Agrupando términos:

$$\sigma_3 \cdot (1 + \text{sen}(\phi)) = \sigma_1 \cdot (1 - \text{sen}(\phi)) - 2 \cdot c \cdot \text{cos}(\phi) \quad (4)$$

Dividiendo todos los términos por $(1 - \text{sen}(\phi))$, se tiene:

$$\sigma_3 = \sigma_1 \cdot \frac{(1 - \text{sen}(\phi))}{(1 + \text{sen}(\phi))} - 2 \cdot c \cdot \frac{\text{cos}(\phi)}{(1 + \text{sen}(\phi))} \quad (5)$$

Puede demostrarse matemáticamente las siguientes identidades trigonométricas:

$$\frac{(1 - \text{sen}(\phi))}{(1 + \text{sen}(\phi))} = \text{tan}^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$\frac{\text{cos}(\phi)}{(1 + \text{sen}(\phi))} = \text{tan}\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

Reemplazando estas identidades en la ecuación (5), se obtiene:

$$\sigma_3 = \sigma_1 \cdot \text{tan}^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) - 2 \cdot c \cdot \text{tan}\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (6)$$

La ecuación (6), es la expresión que relaciona las tensiones horizontales σ_3 en función de las tensiones verticales σ_1 y los parámetros de corte. Para los casos prácticos se suelen utilizar las siguientes expresiones:

$$\frac{1}{N\phi} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$N\phi = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

Con lo que la ecuación 6, queda:

$$\sigma_3 = \sigma_1 \cdot \frac{1}{N\phi} - \frac{2 \cdot c}{\sqrt{N\phi}} \quad (7)$$

En el caso del empuje activo la tensión principal menor es la horizontal (σ_3); despejando σ_3 para arenas donde la cohesión es nula ($c = 0$), se obtiene el valor del coeficiente de empuje activo de Rankine, denominado K_a . Por lo tanto, en la teoría de Rankine la distribución de presiones está afectada por un coeficiente constante, y la presión vertical crece con la profundidad. La distribución de empujes es triangular, ya que es:

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_1}{N\phi} \quad ; \quad K_a = \frac{1}{N\phi} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

Por lo tanto, la expresión de la que resulta la fuerza de empuje activo para el caso de suelos puramente friccionales es la siguiente:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (8)$$

Si se mantienen las hipótesis de partida pero suponemos además que el terreno natural en superficie, tenga una inclinación tal que forma un ángulo β con la horizontal (que no podrá superar el valor del ángulo de fricción interna ϕ del material) se puede calcular matemáticamente el valor del empuje activo con la siguiente expresión:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \left[\cos(\beta) \cdot \frac{\cos(\beta) - \sqrt{(\cos^2(\beta) - \cos^2(\phi))}}{\cos(\beta) + \sqrt{(\cos^2(\beta) - \cos^2(\phi))}} \right] \quad (9)$$

La distribución de las presiones sobre el muro tendrán una dirección paralela a la inclinación del terreno superficial, y su distribución en profundidad seguirá siendo triangular (ver Figura 2.14).

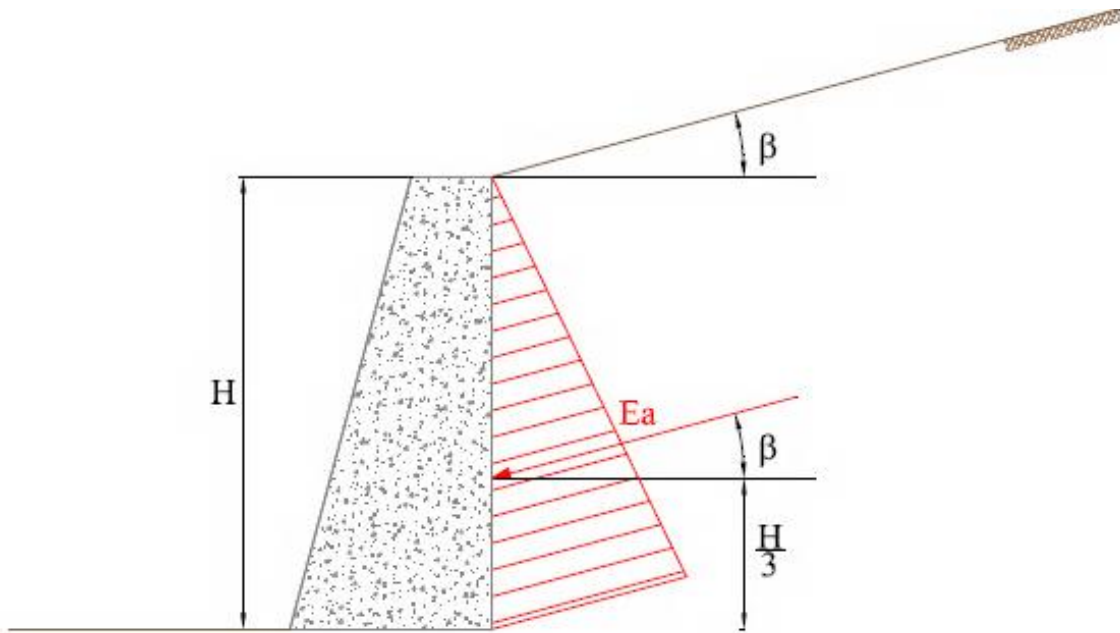


Figura 2.14. Distribución de presiones horizontales sobre un muro genérico

Si $\beta = 0^\circ$, la ecuación (9) se transforma en la (8).

Se supone idealmente que es posible insertar en esta masa semi infinita, una pantalla rígida como se muestra en la Figura 2.15.a, de tal forma que si se retira el suelo que se encuentra a la izquierda de la pantalla, no cambian las condiciones iniciales del terreno en el lado derecho de la pantalla, tal como se esquematiza en la Figura 2.15.b.

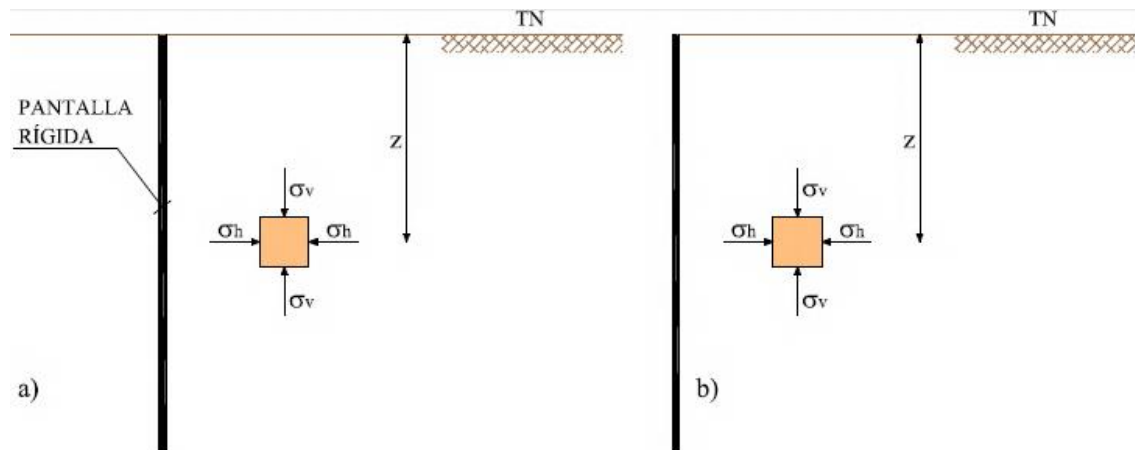


Figura 2.15. a) Introducción de pantalla rígida. b) Extracción del suelo a la izquierda

Si se permite que este paramento vertical se traslade una cierta magnitud hacia la izquierda a presión constante, se producirá una reducción de la presión horizontal. A medida que el paramento se desplaza a presión constante, para cierto corrimiento, toda la masa de suelo entra en equilibrio plástico; cada punto llega al límite de rotura, y en ese momento la relación entre las presiones horizontal y vertical se indica por el coeficiente de empuje activo de Rankine, K_a . Este coeficiente es entonces la relación entre las tensiones principales, cuando por disminución de la presión horizontal toda la masa semi infinita de suelo está al borde de la rotura, este es el primer estado límite.

Si se corriera el paramento vertical hacia la derecha, la presión vertical prácticamente se mantendría constante, pero se produciría un incremento de la presión horizontal. También se llegaría al borde de la rotura, pero con una inversión de las tensiones principales: ahora la tensión horizontal sería mayor que la vertical. Es otro estado límite característico de Rankine, para el cual la relación entre las dos presiones está dada por el coeficiente de pasivo, K_p .

En la Figura 2.16 se indica la representación de los estados límites por círculos de rotura de Mohr.

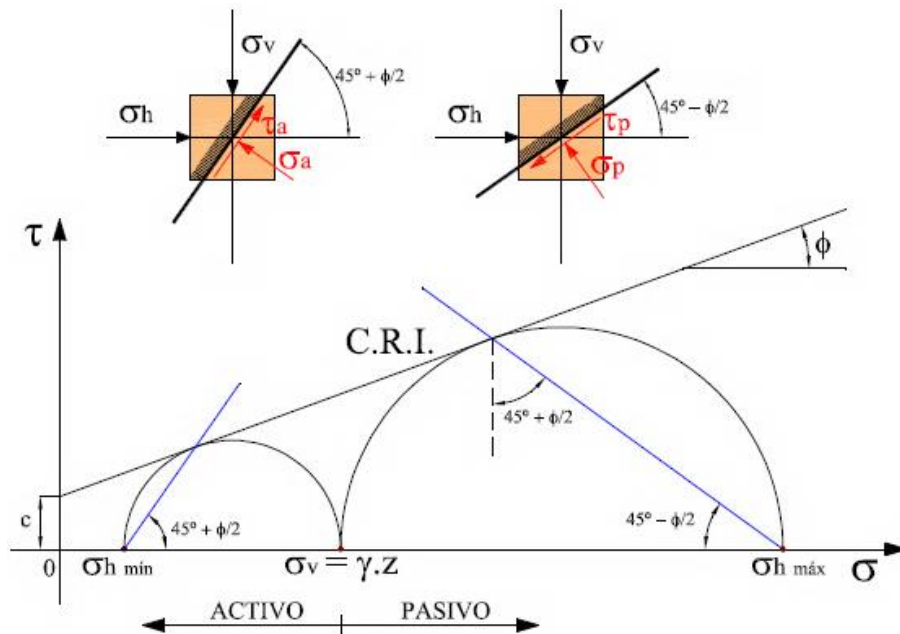


Figura 2.16. Representación de estados límites de Rankine en círculos de Mohr

Si se mantiene la tensión vertical σ_v constante, se disminuye la tensión horizontal hasta llegar a la rotura, el segmento $0 - \sigma_{h \text{ min}}$ de la Figura 2.16 representa la presión horizontal en ese momento. En cambio, si se mantiene la tensión vertical constante y aumenta la tensión horizontal, el círculo va creciendo hacia la derecha, hasta que en el estado límite de Rankine toca la curva de resistencia intrínseca y se produce el estado límite de rotura.

En la Figura 2.17 se indican para el mismo diagrama las inclinaciones para las cuales se producen los estados límites. En el estado activo, la línea de rotura forma un ángulo de $(45^\circ + \phi/2)$ con la horizontal. En el estado pasivo, forman también un ángulo de $(45^\circ + \phi/2)$ pero con la vertical.

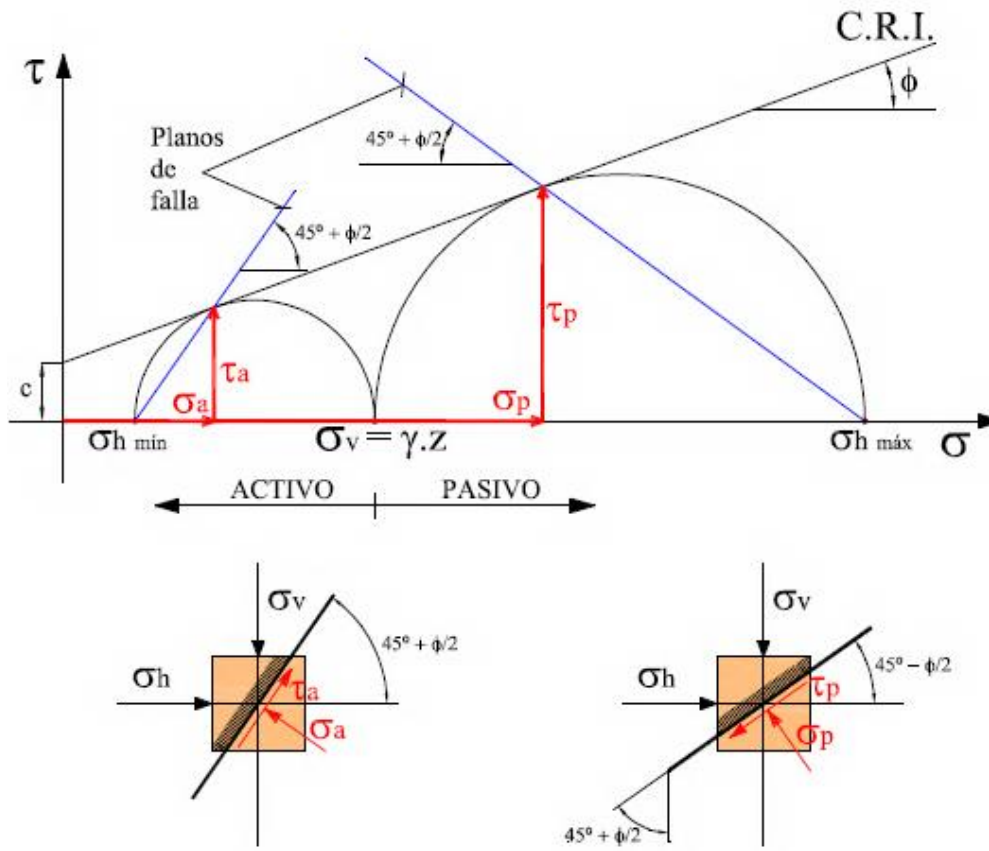


Figura 2.17. Planos de falla en círculos de Mohr según Rankine

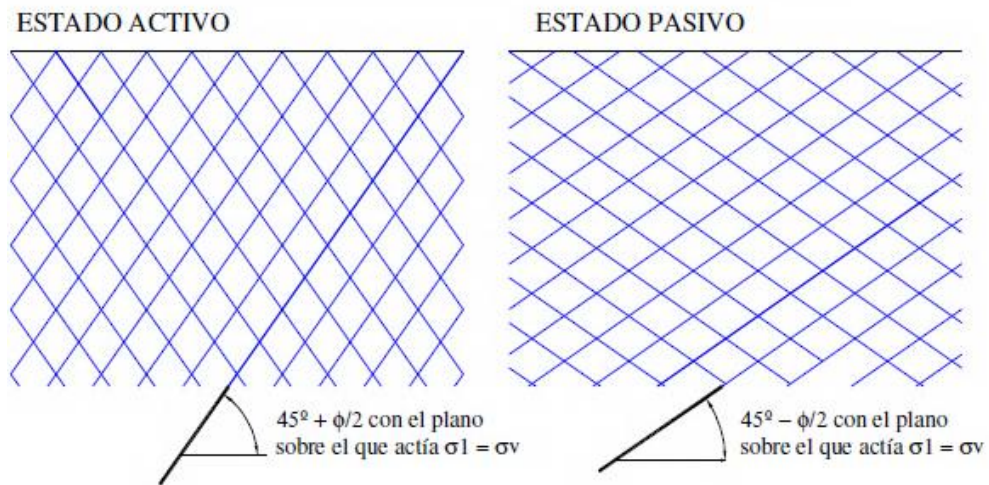


Figura 2.18. Orientación de líneas de deslizamiento en los estados de Rankine

Se ha demostrado experimentalmente que la deformación para alcanzar el estado límite de empuje activo es bastante pequeña; basta un leve desplazamiento del paramento que contiene a la masa de suelo para que ésta entre en estado límite de empuje activo, en cambio, para llegar al estado de empuje pasivo de Rankine es necesario un desplazamiento mucho mayor, alrededor de 10 veces el que se necesita para alcanzar el estado límite de empuje activo.

En la Figura 2.19 se representan las variaciones de los coeficientes K_a y K_p para distintas condiciones de densidad relativa del material (arena), en función del giro del paramento vertical que lo contiene. Se puede observar que se debe producir una gran deformación para generar K_p , que en el caso de las arenas densas tienen un pico máximo mientras que en el caso de las arenas sueltas dicho pico no se alcanza y la pendiente de crecimiento es muy débil.

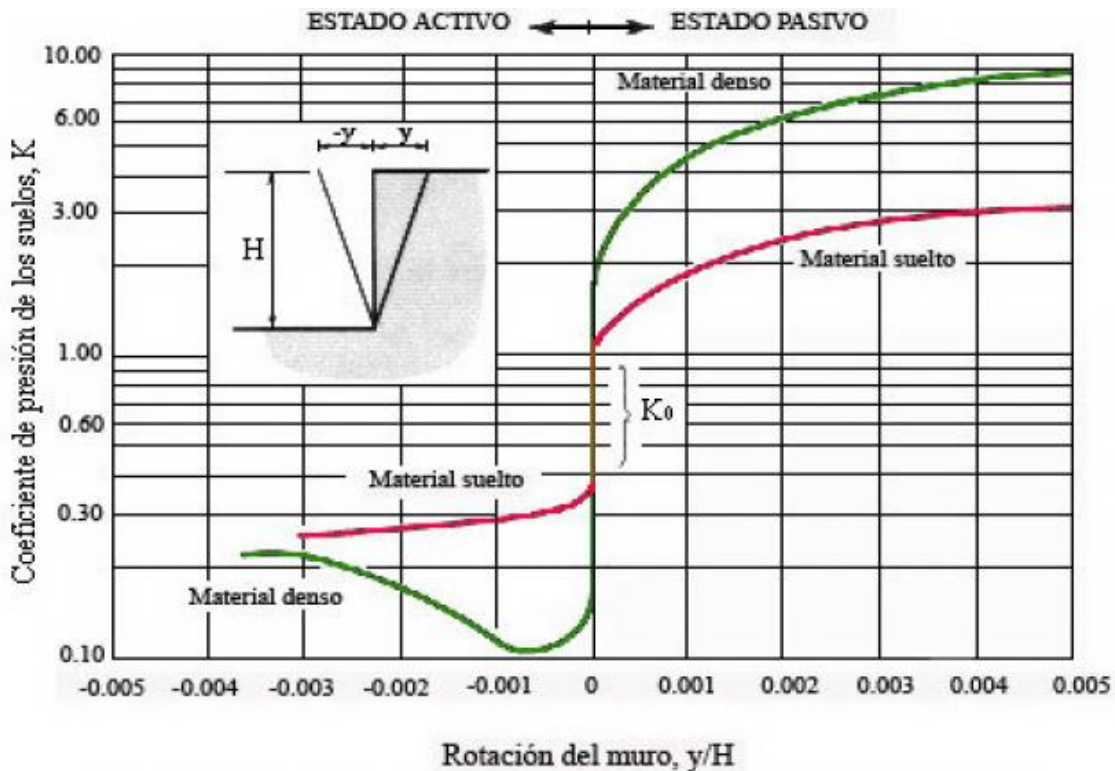


Figura 2.19. Variación del valor de K_0 en función de las deformaciones

Por lo expuesto en párrafos anteriores se aconseja para el cálculo del empuje pasivo, reducir el valor de K_p por un coeficiente de seguridad, ya que en la mayoría de los casos, las estructuras no pueden aceptar la gran deformación que se necesita para generar el empuje pasivo máximo. Por el contrario, se puede apreciar que en el caso de empuje activo las deformaciones necesarias para alcanzar el valor mínimo de K_a son muy pequeñas.

2.3. Empuje adicional por sismo

Para determinar la acción de las fuerzas dinámicas adicionales sobre los muros con relleno seco durante la ocurrencia de un sismo las Normas Antisísmicas Argentina, edición 1980 (NAA-80) indican lo siguiente.

2.3.1. Fuerzas a considerar

Los muros de contención se deberán calcular considerando, además de las fuerzas actuantes en condiciones estáticas (empuje de suelo, peso propio, etc.), las fuerzas sísmicas debidas a la inercia de su masa y el incremento de empuje del suelo como consecuencia del sismo.

2.3.2. Empuje activo total

El empuje activo total del suelo durante el sismo (ver Figura 2.20), se determinará por la fórmula siguiente:

$$E_{as} = E_a + \Delta E_{as} = (1 - C_v) \cdot \left[q \cdot H \cdot \frac{\cos(\alpha)}{\cos(\alpha - \beta)} + \gamma_s \cdot \frac{H^2}{2} \right] \cdot K_{as}$$

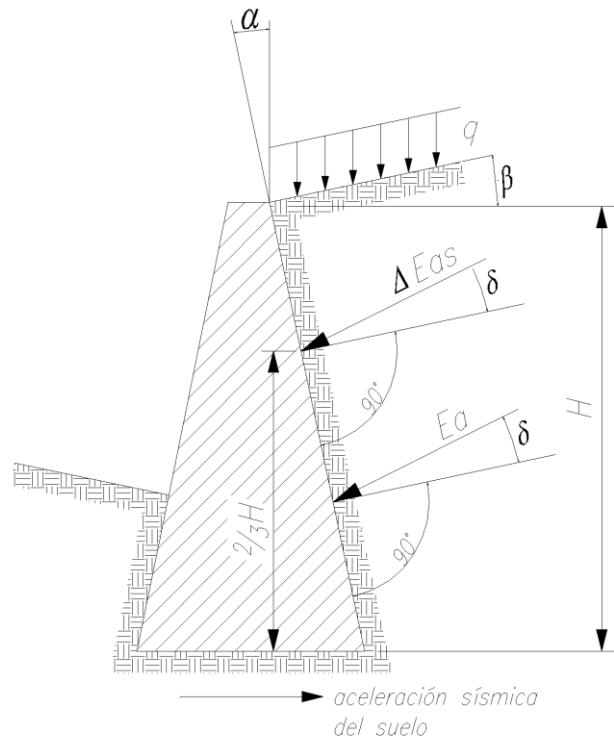


Figura 2.20. Empuje activo total del suelo durante el sismo

donde E_{as} es el empuje activo total del suelo durante el sismo en t/m ; E_a es el empuje activo estático, resultante del diagrama de presiones que ejerce el suelo sobre el muro. Se obtiene como caso particular de E_{as} sustituyendo en la fórmula $C = C_v = 0$; ΔE_{as} es el incremento del empuje activo originado por la acción sísmica. Se obtiene como diferencia entre E_{as} y E_a ; γ_s es el peso específico del suelo en t/m^3 ; H es la altura del relleno medida desde la superficie de fundación del muro en m ; q es la intensidad de la sobrecarga uniformemente distribuida sobre la superficie del suelo en t/m^2 . K_{as} se calcula como

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

C_v es el coeficiente sísmico vertical; $C_v = 0,5$; C ; C es el coeficiente sísmico definido por la siguiente expresión: $C = 2 \cdot C_0$, donde C_0 es el coeficiente sísmico zonal; ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo; β es el ángulo que forma la superficie del relleno con la

horizontal; α es el ángulo que forma el paramento posterior del muro con la vertical; δ es el ángulo de fricción entre el paramento posterior del muro y el relleno;

$$\theta = \text{arc tg} \left(\frac{C}{1 - C_v} \right)$$

Si $(\phi - \beta - \theta)$ es negativo, se adopta $(\phi - \beta - \theta) = 0$.

2.3.3. Distribución de ΔE_{as} en función de la altura

Se adoptará la distribución triangular indicada en la Figura 2.21.

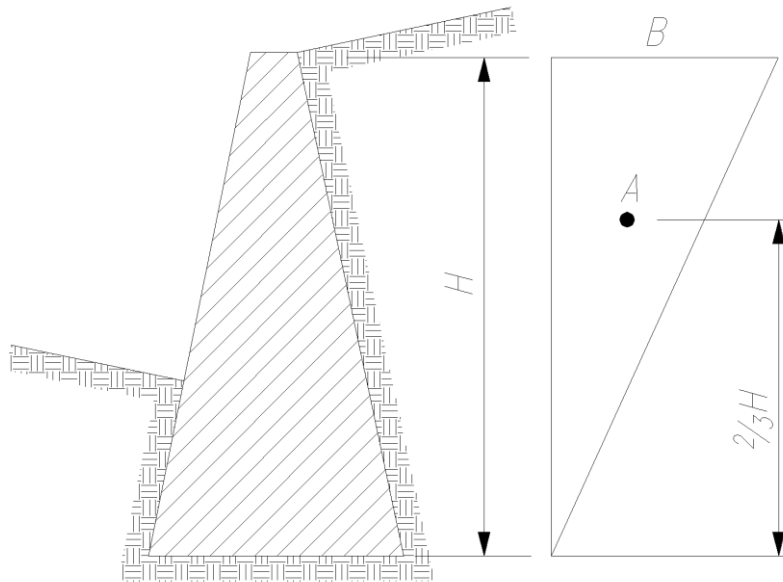


Figura 2.21. Distribución de ΔE_{as} en función de la altura

Siendo:

$$\Delta E_{as} = C_v \cdot \left[q \cdot H \cdot \frac{\cos(\alpha)}{\cos(\alpha - \beta)} + \gamma_s \cdot \frac{H^2}{2} \right] \cdot K_{as} = \frac{B \cdot H}{2}$$

donde:

$$B = \frac{2 \cdot C_v}{H} \cdot \left[q \cdot H \cdot \frac{\cos(\alpha)}{\cos(\alpha - \beta)} + \gamma_s \cdot \frac{H^2}{2} \right] \cdot K_{as}$$

2.3.4. Punto de aplicación de ΔE_{as}

El incremento de ΔE_{as} , determinado según 2.3.3 se considerará aplicado a una altura igual a $\frac{2}{3} \cdot H$, medida desde la base del muro (punto A, Figura 2.21)

2.3.5. Caso particular

Para el caso particular en el que se presenten las siguientes condiciones:

- a) La superficie del relleno contenido es horizontal ($\beta = 0$).
- b) El paramento posterior del muro es vertical ($\alpha = 0$).
- c) El ángulo de fricción entre el paramento del muro y el relleno sea nulo ($\delta = 0$).

el incremento del empuje activo ΔE_{as} podrá calcularse mediante la siguiente fórmula:

$$\Delta E_{as} = 0,375 \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot C \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot q}{\gamma_s \cdot H^2} \right)$$

con todas las variables definidas como en 2.3.2.

En referencia a la distribución de ΔE_{as} en función de la altura del muro y a su punto de aplicación, valen las prescripciones efectuadas en 2.3.3 y 2.3.4.

2.3.6. Fuerza sísmica debida a la inercia de la masa del muro de contención

La fuerza sísmica debida a la inercia de la masa del muro, se calculará mediante la fórmula:

$$F_{sq} = Q \cdot C$$

donde F_{sq} es la fuerza sísmica por metro lineal de muro en t/m ; Q es el peso del muro de contención por metro lineal en t/m ; C es el coeficiente sísmico según la siguiente expresión:

$$C = 2 \cdot C_0$$

donde C_0 es el coeficiente sísmico zonal.

2.3.7. Punto de aplicación de F_{sq}

La fuerza F_{sq} determinada según 2.3.6 se considerará aplicada en el baricentro de la sección transversal del muro.

2.3.8. Verificación de la estabilidad

Los coeficientes de seguridad que se adopten para la verificación de la estabilidad del muro, tanto al vuelco como al deslizamiento, serán mayores o iguales a 1,5 cuando se consideren superpuestos el empuje estático y el empuje adicional por sismo.

2.4. Acción de las cargas de tráfico

Es una situación frecuente y aunque su estudio puede abordarse como el caso de sobrecargas distribuidas o puntuales sobre el relleno, un método más simple es adoptar una carga equivalente uniformemente distribuida. La práctica ha demostrado que una sobrecarga equivalente de 1 t/m^2 cubre, a estos efectos, el caso del tráfico habitual en la ciudad.

En teoría, tal sobrecarga no debería extenderse más allá de la zona de acera (ver Figura 2.22), pero el proyectista debe ser cauto con esta hipótesis, ya que en futuros desarrollos pueden suprimir provisional o definitivamente la acera.

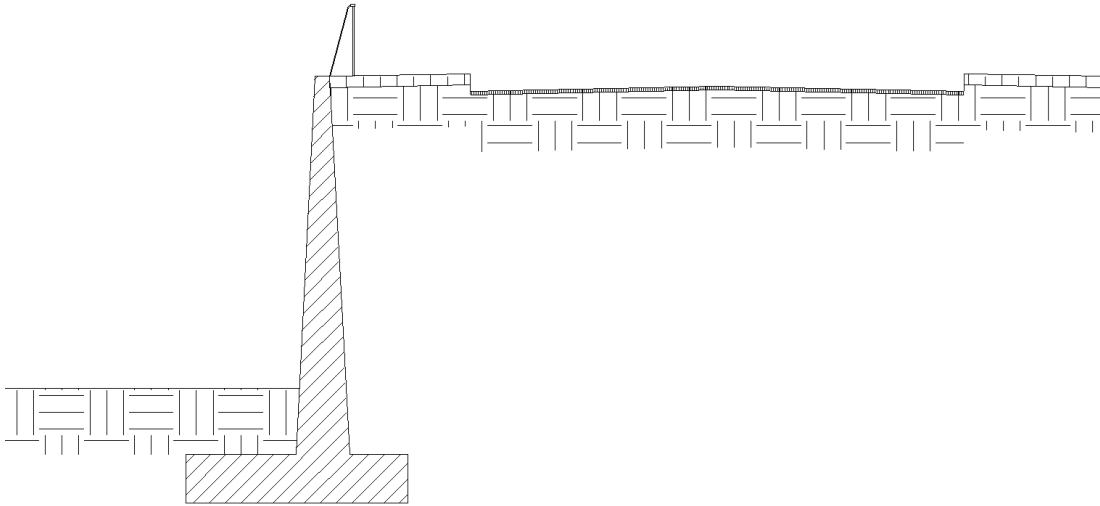


Figura 2.22. Muro de contención de calzada

2.5. Tipologías de muros de contención

Los tipos de muros de contención de uso más frecuente en la actualidad son:

2.5.1. Muros de gravedad

Son muros de hormigón masivo en los que la resistencia se consigue por su propio peso. Normalmente carecen de un cimientado diferenciado, aunque pueden tenerlo.

En cuanto a su sección transversal, puede ser de varias formas, en la Figura 2.23 se muestran algunas de las formas seccionales más utilizadas.

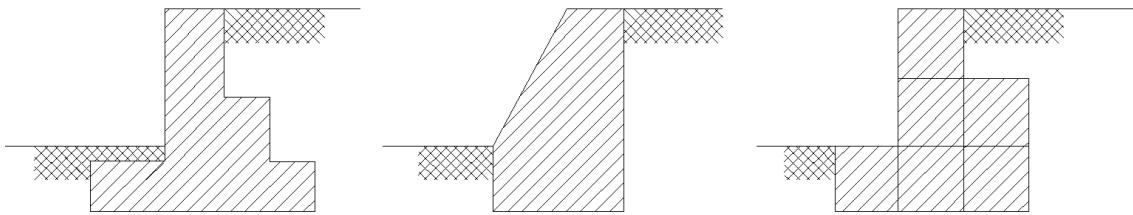


Figura 2.23. Muros de gravedad

Los muros de gravedad pueden ser de hormigón ciclópeo, mampostería, piedra o gaviones. La estabilidad se logra con su propio peso, por lo que requieren grandes dimensiones dependiendo del empuje. La dimensión de la base de estos muros oscila alrededor de 0,4 a 0,7 de la altura del muro. Por economía, la base debe ser lo más angosta posible, pero debe ser lo suficientemente ancha para proporcionar estabilidad al vuelco y al deslizamiento, y para originar presiones de contacto no mayores que las máximas admisibles.

Su ventaja fundamental es que no requieren armaduras, con lo cual no aparece en la obra el trabajo de corte y doblado de armaduras. Pueden ser interesantes para alturas moderadas si su longitud no es muy grande, ya que en caso contrario representan una solución antieconómica frente a los muros de hormigón armado.

2.5.2. Muros en voladizo o en ménsula

Son los muros de contención de uso más frecuente, y aunque su campo de aplicación depende de los costos de excavación, hormigón, acero, encofrado y relleno, se puede pensar que constituyen una solución más económica que los muros de gravedad para muros desde 6 m hasta 10 m de altura.

En la Figura 2.24 se muestra la sección transversal de un muro en voladizo.

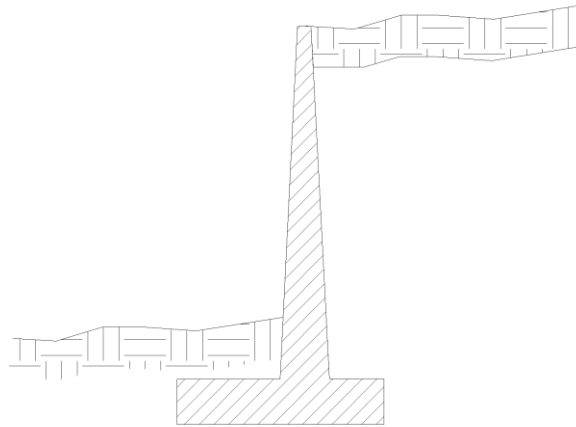


Figura 2.24. Muro en ménsula

Este tipo de muro resiste el empuje de tierra por medio de la acción en voladizo de una pantalla vertical empotrada en una losa horizontal (zapata), ambos adecuadamente reforzados para resistir los momentos flectores y esfuerzos de corte a los que están sujetos.

Estos muros por lo general son económicos para alturas menores de 10 metros, para alturas mayores, los muros con contrafuertes suelen ser más económicos.

La forma más usual es la llamada T, que logra su estabilidad por el ancho de la zapata, de tal manera que el suelo colocado en la parte posterior de ella, ayuda a impedir el volcamiento y lastra el muro aumentando la fricción suelo-muro en la base, mejorando de esta forma la seguridad del muro al deslizamiento.

Estos muros se diseñan para soportar la presión del suelo, el agua debe eliminarse con diversos sistemas de drenaje que pueden ser barbacanas colocadas atravesando la pantalla vertical, o sub-drenajes colocados detrás de la pantalla cerca de la parte inferior del muro (ver 2.6.2). Si el terreno no está drenado adecuadamente, se puede presentar presiones hidrostáticas no deseables.

La pantalla de hormigón en estos muros es por lo general delgada, su espesor oscila alrededor de (1/10) de la altura del muro, y depende de las fuerzas cortantes y momentos

flectores originados por el empuje de suelo. El espesor del coronamiento debe ser lo suficientemente grande para permitir el colado del hormigón fresco, generalmente se emplean valores de 1/8 a 1/12 de la altura del muro.

2.5.3. Muros con contrafuertes

Representan una evolución del tipo anterior. Al crecer en altura, y por ende los espesores de hormigón, compensa aligerar las piezas con la solución de contrafuertes, aunque esto conlleve un trabajo de corte, doblado y colocación de armaduras y encofrado más complicado, y un hormigonado más difícil. En la Figura 2.25, se muestra una vista principal de un muro con contrafuertes.

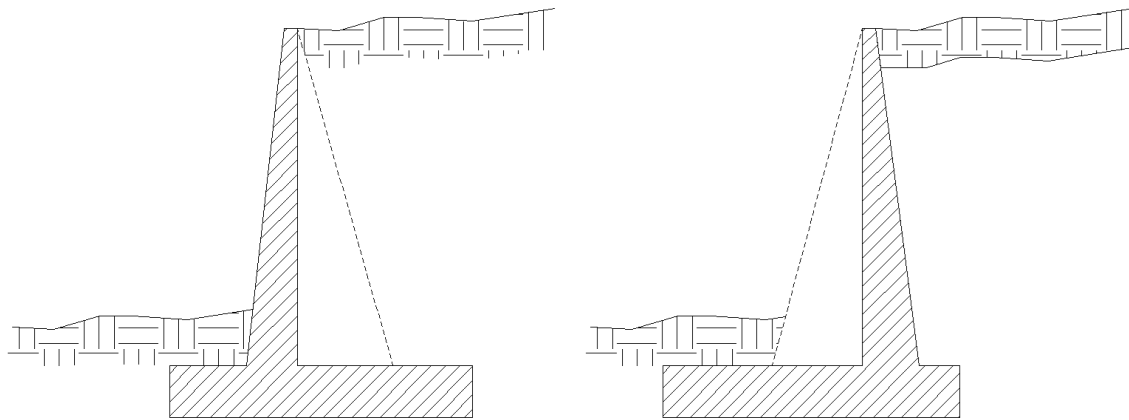


Figura 2.25. Muros con contrafuertes

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

Los contrafuertes son uniones entre la pantalla vertical del muro y la base. La pantalla de estos muros resiste los empujes trabajando como losa continua apoyada en los contrafuertes, es decir, el refuerzo principal del muro se coloca horizontalmente, son muros de hormigón armado, económicos para alturas mayores a 10 metros.

2.5.4. 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 momentos de sentido contrario (ver Figura 2.26), debidos a la carga del propio relleno sobre las bandejas.

Su inconveniente fundamental radica en la complejidad de su construcción. Puede representar una solución alternativa al muro de contrafuertes para grandes alturas.

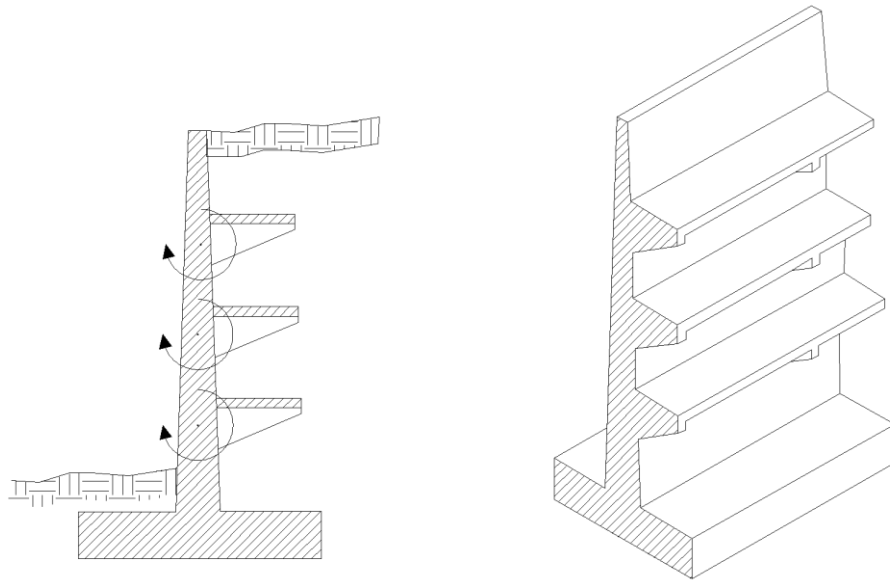


Figura 2.26. Muros de bandejas

2.6. Condicionantes del diseño

2.6.1. Infiltración de agua en el relleno

En todo lo anterior se ha supuesto el terreno seco y por lo tanto se ha considerado su peso específico seco para calcular el empuje. Esta es una situación poco frecuente en la práctica.

La presencia de agua en el relleno, bien por la acción de la lluvia, o por infiltraciones subterráneas, afecta de manera importante a todo lo anterior.

a) Si el material del relleno es muy permeable como es el caso de las gravas y de las arenas gruesas e incluso medias, la aportación de agua será evacuada por el sistema de drenaje mediante el establecimiento de una red de filtración de dirección predominantemente vertical. Mientras el sistema de drenaje sea capaz de evacuar el agua filtrante, el nivel de agua no rebasará la cota inferior del sistema de drenaje y las fórmulas vistas hasta ahora para calcular las presiones y empujes siguen siendo válidas sin más que reemplazar en ellas el peso específico seco por el peso específico aparente. Este último varía naturalmente con el grado de humedad del suelo.

b) Si el material del relleno es de baja permeabilidad, como ocurre en arenas finas y arenas limosas, y la aportación de agua es importante, aunque se establezca la red filtrante hacia el drenaje y éste sea capaz de desaguar el caudal correspondiente, se produce un aumento de las presiones y empujes respecto al caso anterior.

Las presiones en este caso pueden ser estimadas sustituyendo en las fórmulas el peso específico seco por el peso específico sumergido y añadiendo una presión que a una profundidad z viene estimada por

$$p' = 0,5 \cdot z \cdot \gamma_a$$

donde γ_a es el peso específico del agua y p' actúa perpendicularmente al trasdós. El empuje correspondiente es de cálculo inmediato.

c) Si la aportación de agua excede a la capacidad de desagüe de la red de drenaje, el nivel del agua puede alcanzar la cota del coronamiento del muro en el caso límite, y en ese caso la presión p' se duplica alcanzando el valor de la presión hidrostática.

$$p' = z \cdot \gamma_a$$

d) En cualquier caso, la presión hidrostática debe ser considerada siempre para niveles inferiores al más bajo del sistema de drenaje.

2.6.2. Drenajes

En la práctica se ha observado que los muros de contención fallan por una mala condición del suelo de fundación y por un inadecuado sistema de drenaje. Determinar cuidadosamente la resistencia y compresibilidad del suelo de fundación, así como el estudio detallado de los flujos de agua superficiales y subterráneos son aspectos muy importantes en el proyecto de muros de contención.

Cuando parte de la estructura del muro se encuentra bajo el nivel freático, bien sea de manera ocasional o permanente, la presión del agua actúa adicionalmente sobre él. En la zona sumergida la presión es igual a la suma de la presión hidrostática más la presión del suelo calculada de la expresión más conveniente de empuje efectivo, de manera que la presión resultante es considerablemente superior a la obtenida en la condición de relleno no sumergido. Esta situación ha sido ignorada por muchos proyectistas y es una de las causas de falla más comunes en muros de contención. En consecuencia resulta más económico proyectar muros de contención que no soporten empujes hidrostáticos, colocando drenes ubicados adecuadamente para que canalicen el agua de la parte interior del muro a la parte exterior. Una posible solución es colocar un dren vertical tal que conduzca el agua hacia un colector principal ubicado al pie del muro tal como se muestra en la Figura 2.28, o colocar drenes longitudinales distribuidos en la altura del muro, con barbacanas que atraviesen el muro y evacúen el agua hacia el exterior tal como se presenta en la Figura 2.28.

En condiciones estables de humedad, las arcillas contribuyen a disminuir el empuje de suelo, sin embargo, si estas se saturan, generan empujes muy superiores a los considerados en el análisis. Por esta razón es conveniente colocar material granular ($\phi > 0$) como relleno de los muros de contención.

Las estructuras sumergidas o fundadas por debajo del nivel freático, están sujetas a empujes hacia arriba, denominado sub-presión. Si la sub-presión equilibra parte del peso

de las estructuras, es beneficiosa ya que disminuye la presión de contacto estructura-suelo, pero si la sub-presión supera el peso de la estructura, se produce una resultante neta hacia arriba, la cual es equilibrada por la fricción entre las paredes de la estructura y el suelo. Esta fricción puede ser vencida inmediatamente al saturarse el suelo, produciendo la emersión de la estructura.

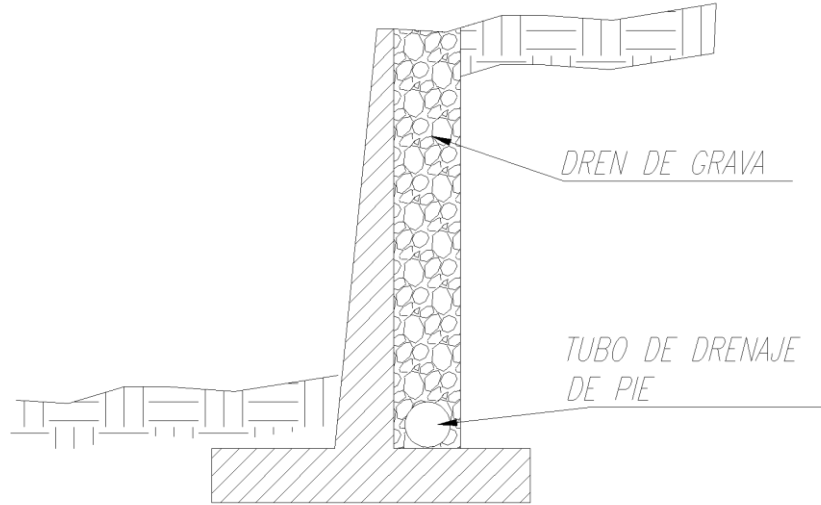


Figura 2.27. Drenaje de los muros con dren de pie

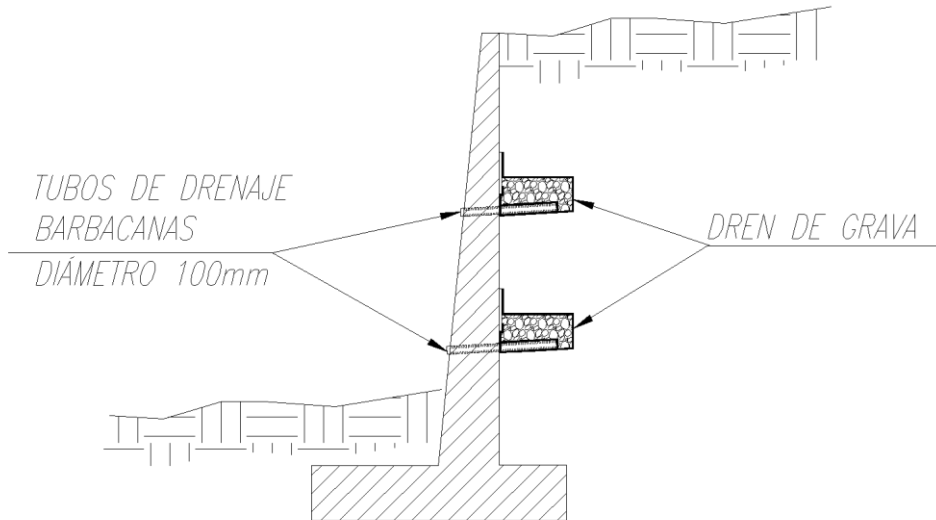


Figura 2.28. Drenaje de los muros con barbacanas

El agua puede acceder al paramento interno del muro fundamentalmente de dos maneras; la primera es por un aporte directo de la capa freática o por un ascenso fuera de lo común del nivel freático, la segunda se produce por el aporte pluvial en la superficie del terreno natural que se filtra a través del relleno permeable, o por las grietas de desecación que comúnmente se observan en la superficie de los rellenos cohesivos, sobre todo en la cercanía del muro y paralelas a la línea de coronamiento.

Para evitar la acumulación del agua, en estos casos debemos diseñar un sistema de drenaje que nos asegure un rápido escurrimientos de las aguas, ya sea por gravedad hacia el paramento exterior del muro o por gravedad o bombeo mediante tubos colectores hacia otros sectores de la obra.

En la Figura 2.29 podemos observar esquemáticamente lo que sería una solución apropiada para un muro que debe ser construido en una zona donde el nivel freático se encuentra elevado.

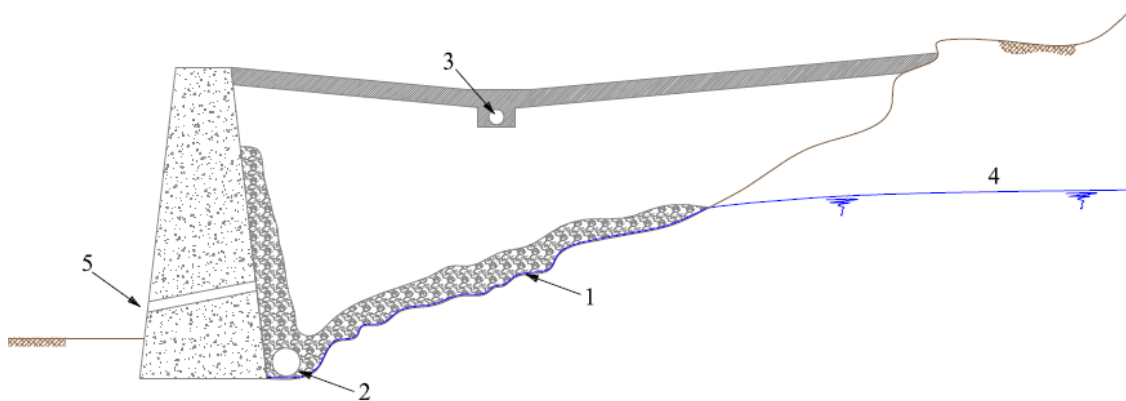


Figura 2.29. Drenaje de nivel freático elevado

En esta solución se ha proyectado un filtro que se apoya sobre el nivel del terreno natural, de tal forma que permita el escurrimiento del agua y que a su vez cumpla la función de filtro para los granos más finos del suelo. Para ello conociendo la granulometría de los materiales que estarán en contacto con filtro (suelo natural y relleno) y haciendo uso de la ley de filtros se puede proyectar convenientemente. El filtro así proyectado permite que el agua escurra por gravedad hacia un dren colector. Para resolver el problema del agua

proveniente de la superficie se ha dispuesto en este caso una calzada impermeable que con una cierta pendiente hace que el agua escurra hacia otro dren colector próximo a la superficie.

Esta última solución que se le ha dado al agua superficial no siempre es posible de implementar, por lo tanto en la Figura 2.30 se pueden observar otros tipos de proyectos de drenajes que pueden resolver este problema.

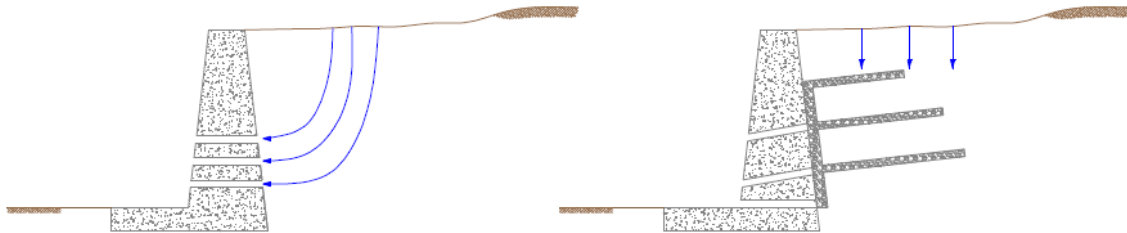


Figura 2.30. *Sistemas de drenaje alternativos*

CAPITULO 3

PRESENTACIÓN DEL CASO

3.1. Introducción

En el presente capítulo se describen las tipologías de muros desarrollados en la etapa de Proyecto Ejecutivo de los muros de sostenimiento de la obra Proyecto y Construcción de la Ruta Nacional N° 75 en la Provincia de La Rioja. Los muros de sostenimiento se utilizarán para lograr el ancho de terraplén necesario para el camino, diseñándose cinco tipologías básicas que poseen las siguientes características:

CASO 1: Muro simple de 4.00 m, 6.00 m y 8.00 m de altura, ubicado al pie de la ladera, sin pendiente del relleno posterior, y sin voladizo. En la Figura 3.1 se presenta un perfil típico de los muros correspondientes al Caso 1.

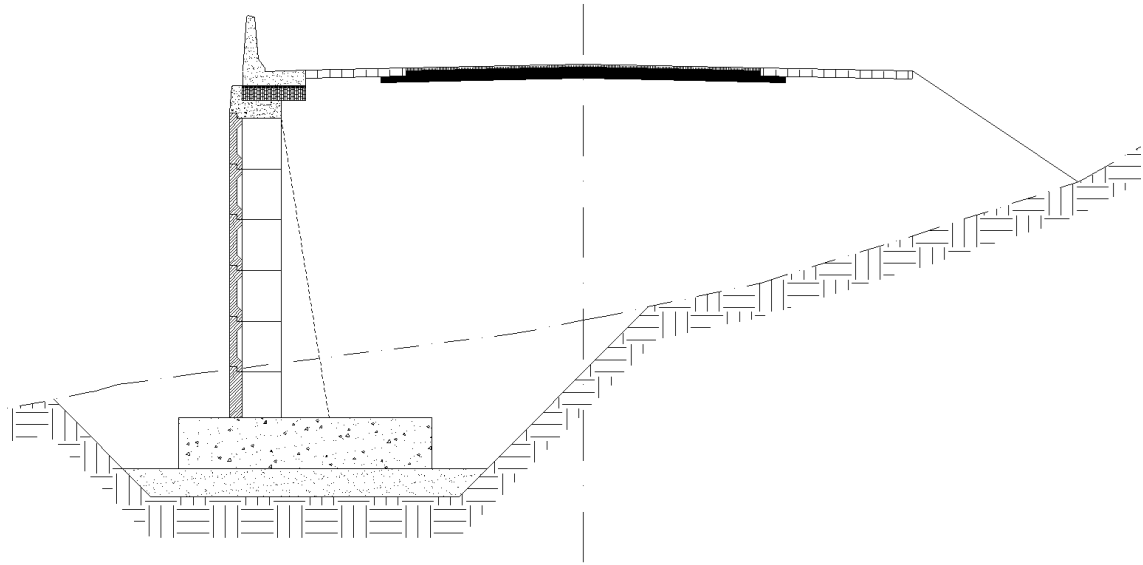


Figura 3.1. Caso 1: Muro típico

CASO 2: Muro de 6.00 m y 8.00 m de altura, ubicado al pie de la ladera, sin pendiente del relleno posterior, y con voladizo de 2.00 m (1.50 m útil). En la Figura 3.2 se presenta un perfil típico de los muros correspondientes al Caso 2.

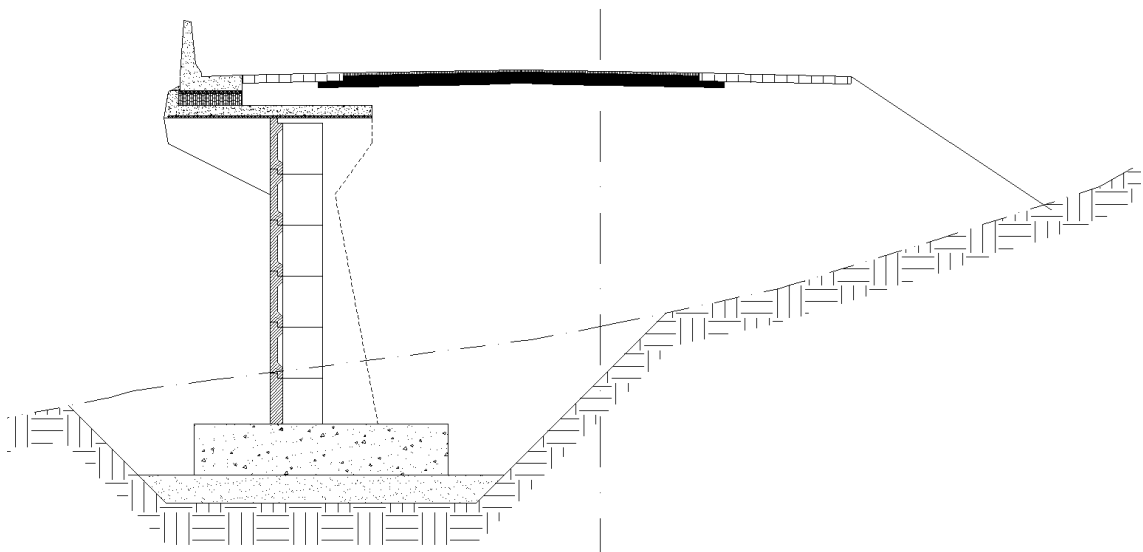


Figura 3.2. Caso 2: Muro típico

CASO 3: Muro de 4.00 m, 6.00 m y 8.00 m de altura, ubicado al pie de la ladera, con pendiente del relleno posterior, y sin voladizo. En la Figura 3.3 se presenta un perfil típico de los muros correspondientes al Caso 3.

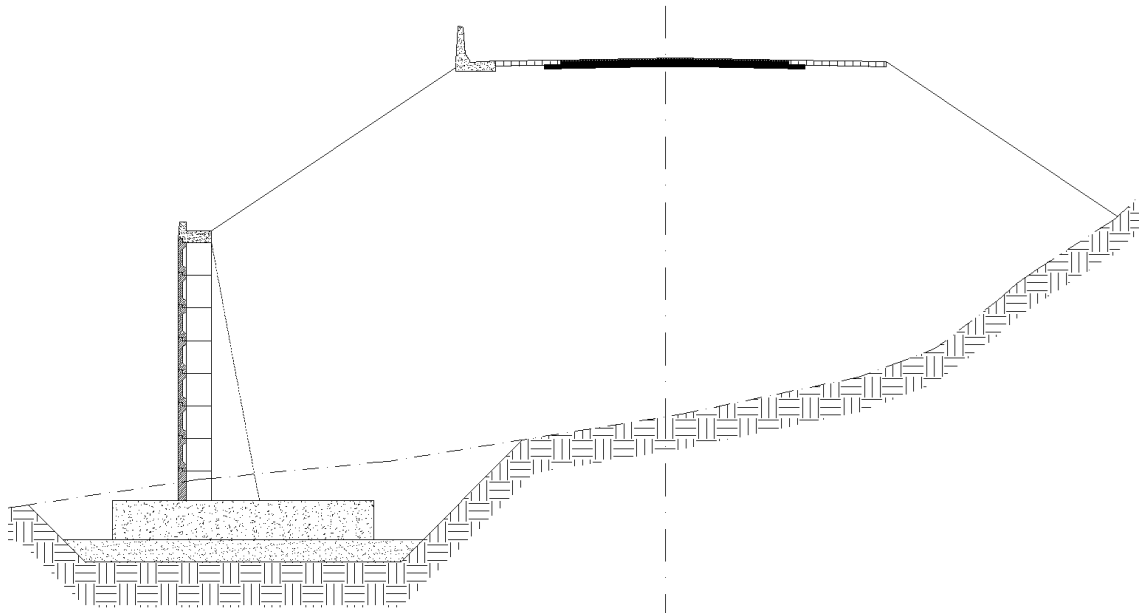


Figura 3.3. Caso 3: Muro típico

CASO 4a: Muro de 7.00 m de altura y voladizo de 3.00 m (2.50 m útil), ubicado al pie de la ladera, sin pendiente del relleno posterior. En la Figura 3.4 se presenta un perfil típico de los muros correspondientes al Caso 4a.

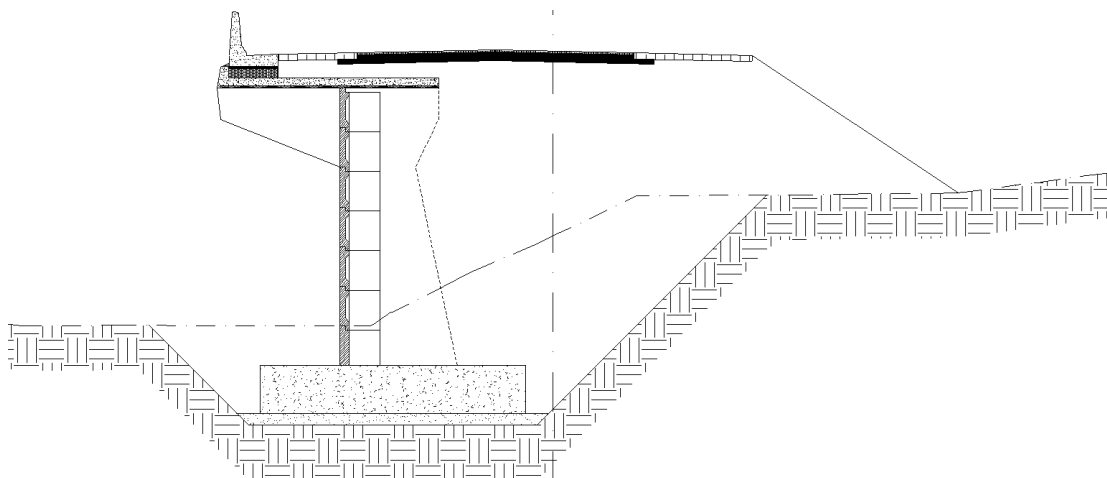


Figura 3.4. Caso 4.a: Muro típico

CASO 4b: Muro doble de 7.00 m de altura y voladizo de 3.00 m (2.50 m útil). Vinculados mediante un tensor de Hormigón Armado. En la Figura 3.5 se presenta un perfil típico de los muros correspondientes al Caso 4b.

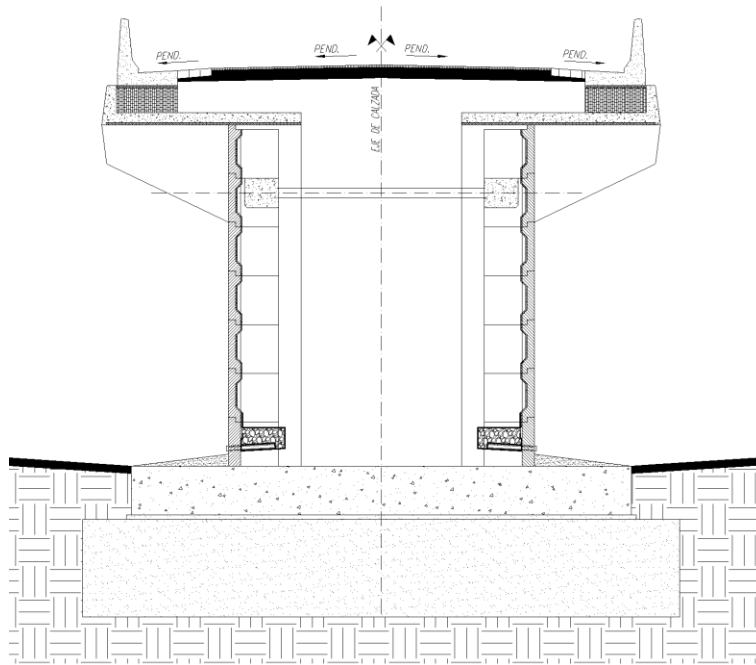


Figura 3.5. Caso 4.b: Muro típico

3.2. Predimensionado y evaluación de alternativas

La característica principal que define a los muros proyectados es la metodología constructiva, basada en paneles prefabricados tipo “U” apoyados sobre una base de fundación y vinculados mediante contrafuertes de hormigón armado colado en segunda etapa, por lo tanto al momento de analizar diferentes alternativas para la solución de las distintas tipologías se identificaron las posibles variantes en la geometría de los paneles premoldeados.

Para la metodología constructiva de los muros se plantearon dos diseños alternativos, cuya principal diferencia radica en la forma de las piezas premoldeadas que conforman la pantalla, la primera alternativa de diseño consiste en fabricar las piezas premoldeadas

con una geometría de alas de ancho variable, mientras que la segunda alternativa se basa en paneles premoldeados rectos, es decir, con alas de ancho constante.

En las secciones siguientes se exponen de manera detallada las particularidades de las alternativas mencionadas en el párrafo anterior.

3.2.1. Paneles prefabricados de ancho variable

Esta alternativa de diseño se basa en la utilización de múltiples paneles de canto variable para ajustar su geometría según la pendiente del contrafuerte, de tal manera que sirvan de encofrado para el contrafuerte que se construirá con hormigón de segunda etapa colado in-situ. Para estos paneles se propone una altura de 2.0 m para poder utilizarlos para todos los casos de muros planteados y reducir la cantidad de elementos prefabricados.

Para esta alternativa también se prevé la posibilidad de fabricar módulos de 1.0 m de altura, de esta manera se tendrían módulos con menor peso para facilitar su transporte y manipulación.

El primer panel superior de todos los muros tendrá un canto constante de 1.0 m para proporcionar un canto mínimo en el borde superior. Luego se colocarán los paneles de canto variable, resultando el ancho del contrafuerte en la base de fundación fijado en función de la altura del muro.

Este sistema presentaría la ventaja de reducir el trabajo in-situ de encofrado, pero presenta el inconveniente de tener cantidad de piezas diferentes que deben ser colocadas prestando especial atención al orden en el que se colocan ya que cada pieza tiene predefinida su ubicación en cada tipo de muro. Otra inconveniente que presentaría esta alternativa es que estas piezas podrían sufrir modificaciones para otros casos, de modo que ya no podrían ser utilizadas si se presenta tal situación.

Es importante destacar que, debido a que el ancho del contrafuerte en la base es función de la altura del muro y que en la pieza de arranque de la pantalla se prevé la

materialización de un pase para el desagüe del sistema de drenaje, se tendrán tantas piezas de arranque diferentes como alturas típicas de diseño para los muros. Esto es lo que lleva a que esta alternativa implique un número importante de piezas premoldeadas diferentes.

En las figuras que se presentan a continuación se muestra la geometría de los paneles característicos que componen la pantalla según la alternativa de diseño expuesta en esta sección.

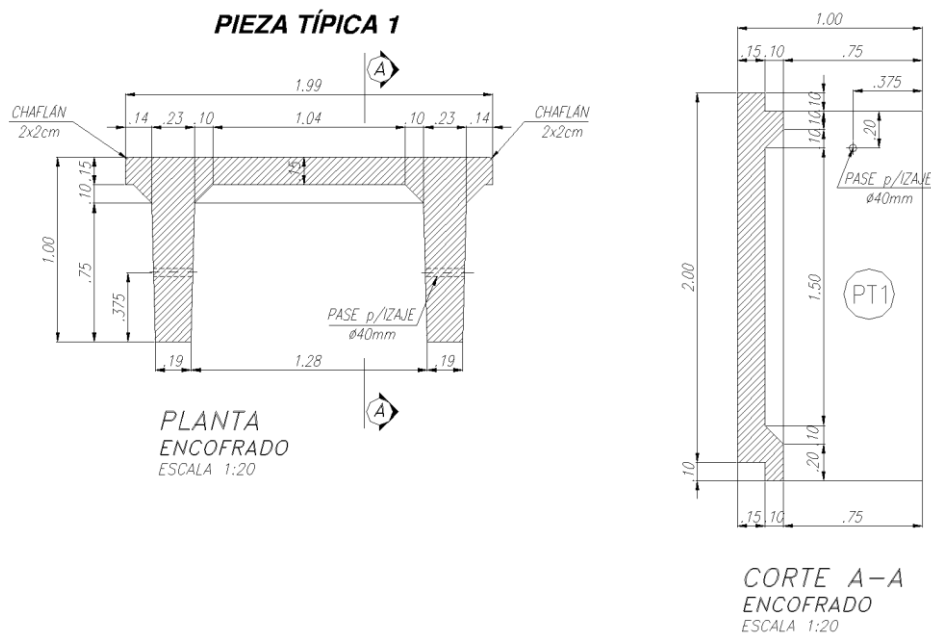


Figura 3.6. Pieza típica superior PT1

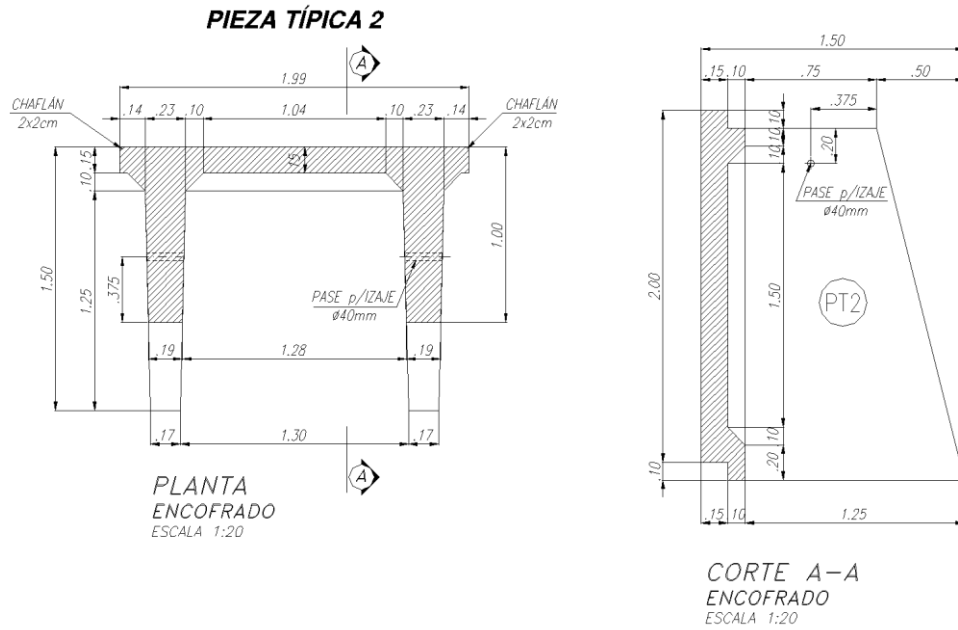


Figura 3.7. Pieza típica intermedia PT2

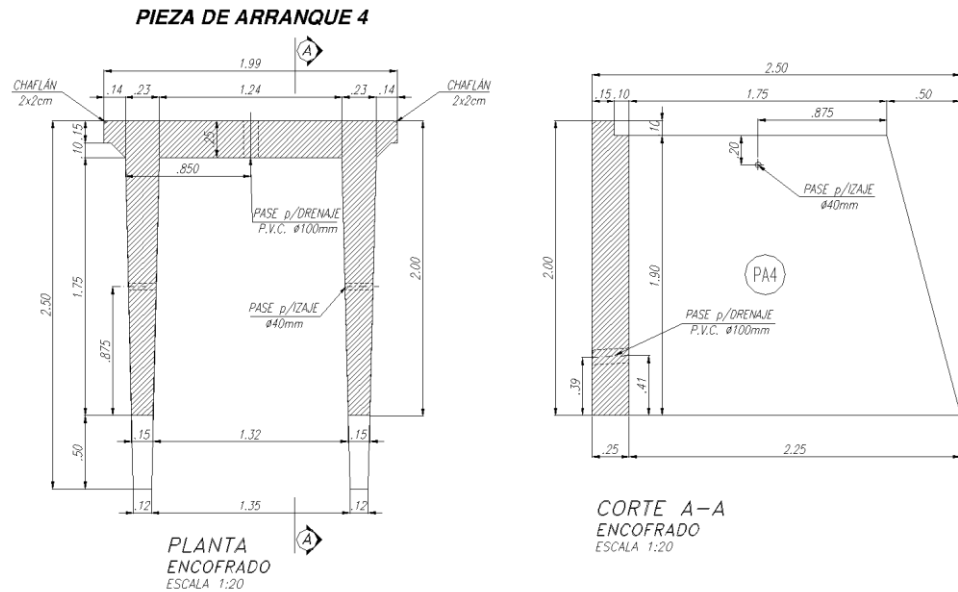


Figura 3.8. Pieza de arranque PA4

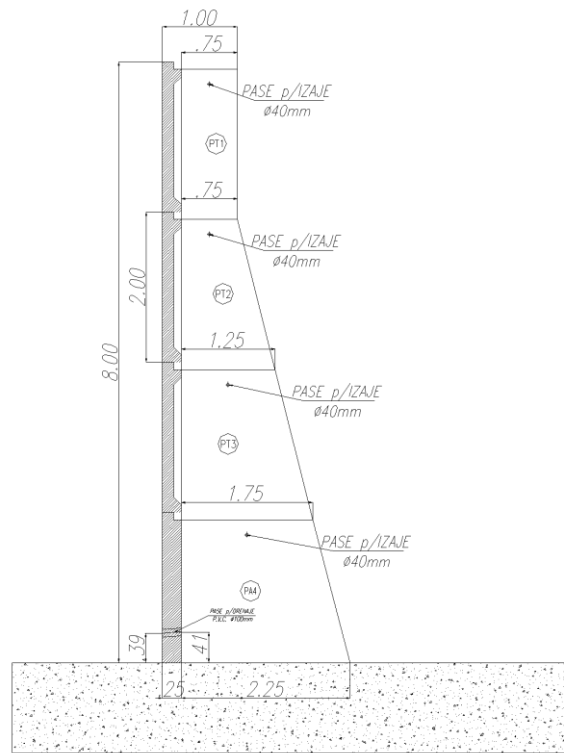


Figura 3.9. Corte esquemático de montaje de paneles de ancho variable

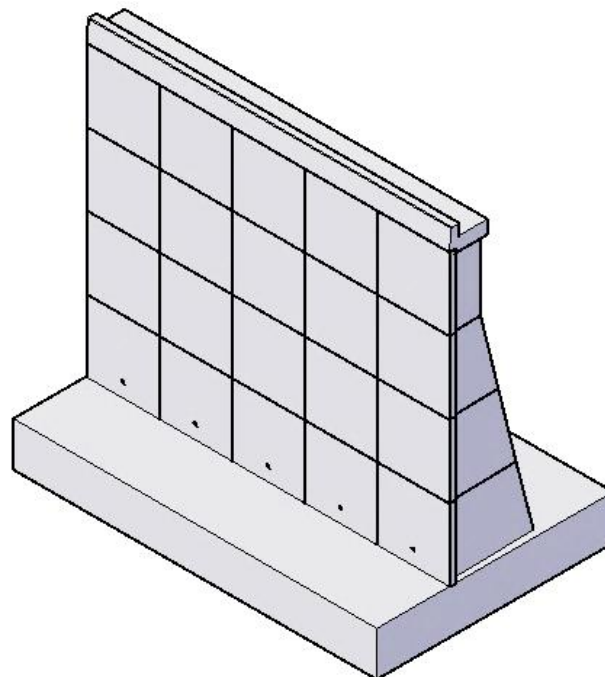


Figura 3.10. Vista 3D muro H=8,0m con paneles variables (Frente)

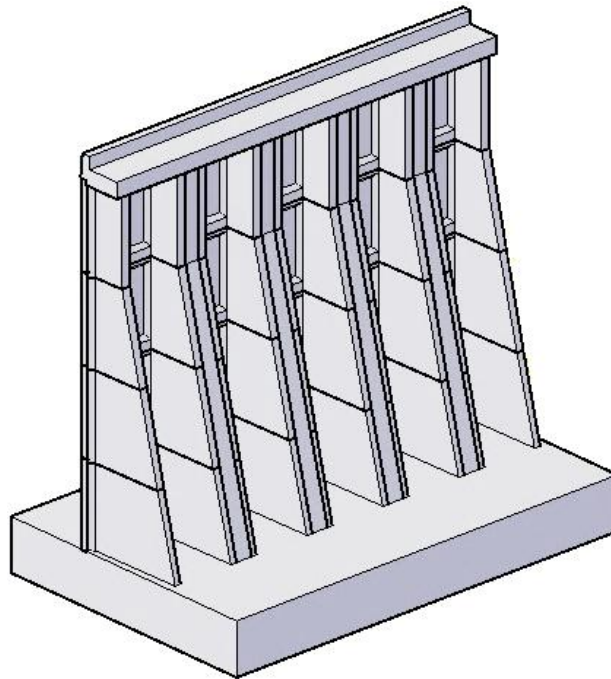


Figura 3.11. Vista 3D muro $H=8,0m$ con paneles variables (Interior)

3.2.2. Paneles prefabricados rectos

Esta alternativa prevé la utilización de un único panel típico de canto constante. Debido a su geometría, estos paneles servirán parcialmente de encofrado para el contrafuerte, debiendo realizar un encofrado in-situ para lograr el contrafuerte de canto variable. En este caso, se propone una altura de 1.0 m para los paneles, lo que permitirá ajustarse a alturas de muros intermedios.

Este sistema tiene como ventaja la posibilidad de ser utilizado en todos los muros y lograr el canto del contrafuerte según las necesidades estructurales de cada caso. Por otro lado, presenta como desventaja, la necesidad de encofrar in-situ la parte posterior del contrafuerte para colar el hormigón de segunda etapa.

Además de las ventajas mencionadas de este sistema de paneles rectos respecto del sistema que prevé paneles de canto variable, se destaca que se deberá fabricar una única pieza de arranque con pase para desagüe y que se podrá utilizar en todos los casos de

muros sin importar la altura de cada caso. Esta característica trae como consecuencia una considerable reducción en la cantidad de piezas diferentes. Además, como todos los paneles típicos serán iguales, será indistinto el orden en el que se coloquen para conformar la pantalla.

A continuación se presenta la geometría de los paneles premoldeados correspondientes a esta alternativa.

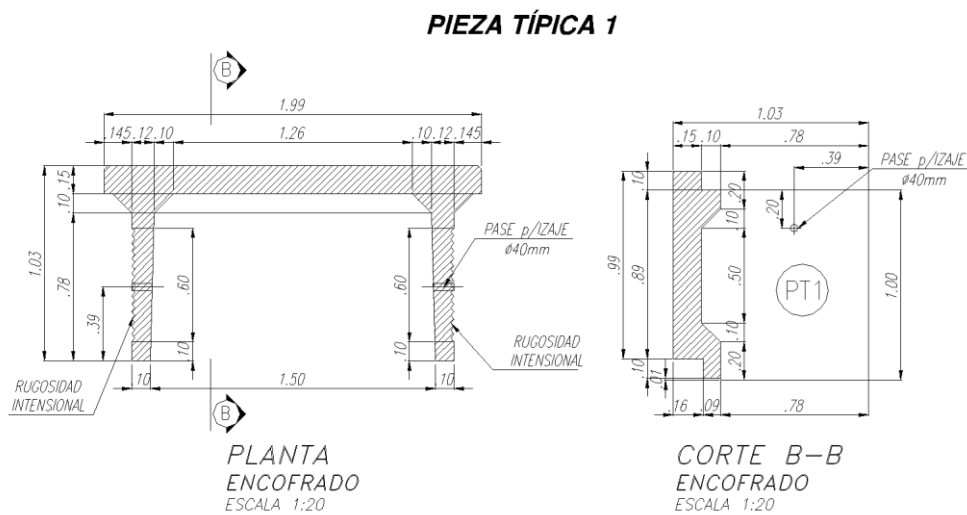


Figura 3.12. Pieza típica PT1

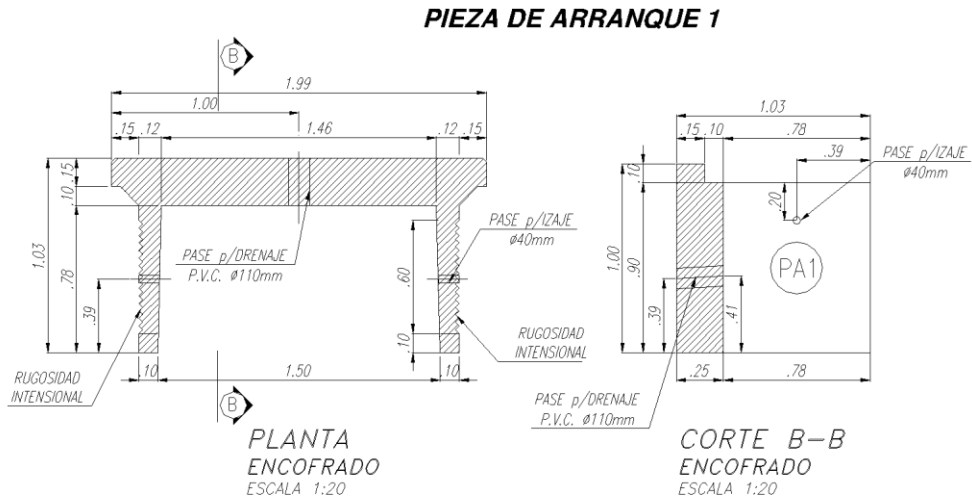


Figura 3.13. Pieza de arranque PA1

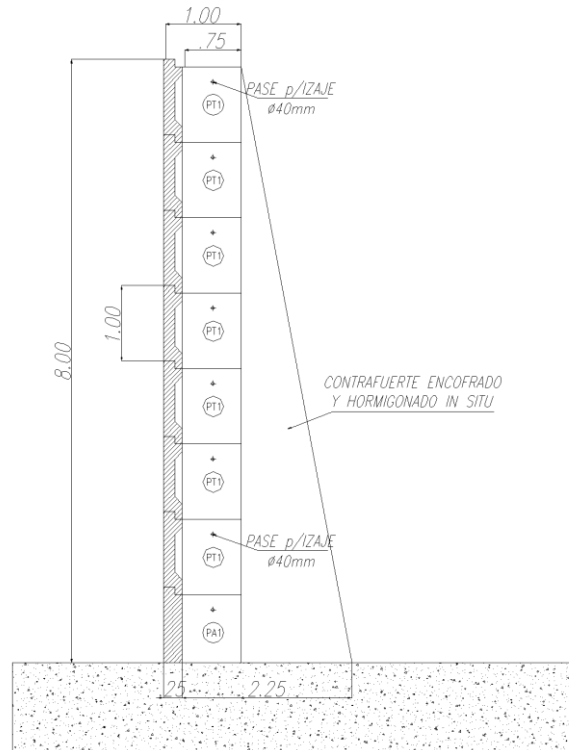


Figura 3.14. Corte esquemático de montaje de paneles rectos

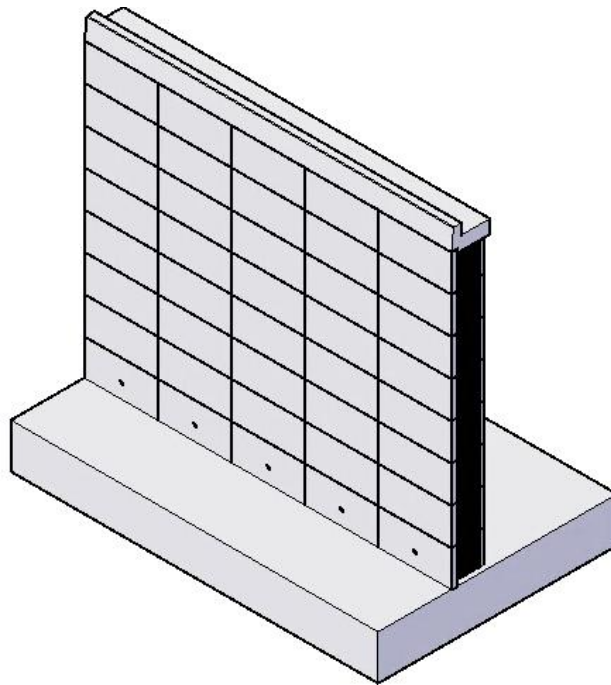


Figura 3.15. Vista 3D muro $H=8,0m$ con paneles rectos (Frente)

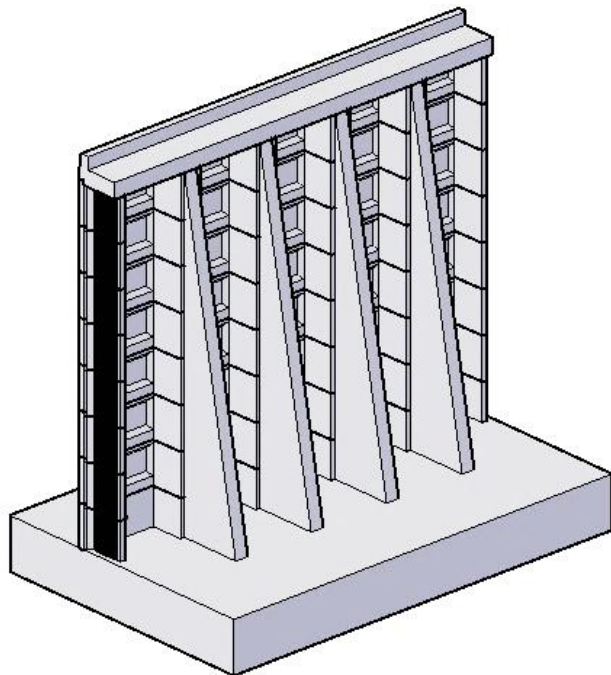


Figura 3.16. Vista 3D muro $H=8,0m$ con paneles rectos (Interior)

3.3. Descripción de la alternativa seleccionada

En esta sección se describe la alternativa seleccionada para el desarrollo del proyecto ejecutivo de los muros de contención. La alternativa seleccionada corresponde a la que consiste en una pantalla compuesta por paneles prefabricados de ancho recto, unidos mediante un contrafuerte hormigonado in situ.

3.3.1. Muros de contención con paneles prefabricados rectos

Esta tipología de muros se ha proyectado para tres (3) alturas libres: 4.00 m, 6.00 m y 8.00 m. El sistema constructivo consiste en la utilización de elementos premoldeados tipo U apoyados sobre bases coladas in situ y unidos mediante contrafuertes verticales de Hormigón Armado colados en 2da etapa. Todos los muros se arriostrarán a nivel superior mediante una viga de Hormigón Armado realizada in-situ. La calidad mínima del hormigón de los muros y bases es H-30.

Elementos Premoldeados tipo U

Los elementos premoldeados tipo U se conforman de una pantalla frontal de 0.15 m de espesor y dos paredes laterales de espesor variable de 0.10 m a 0.12 m. Las paredes laterales son de ancho constante de 0.78 m. La altura útil de estos elementos es de 1.00 m. En las paredes laterales se deja una superficie intencionalmente rugosa para vincular los elementos prefabricados con el contrafuerte de Hormigón Armado in-situ. En la Figura 3.17 se muestra una vista en 3D del panel típico.

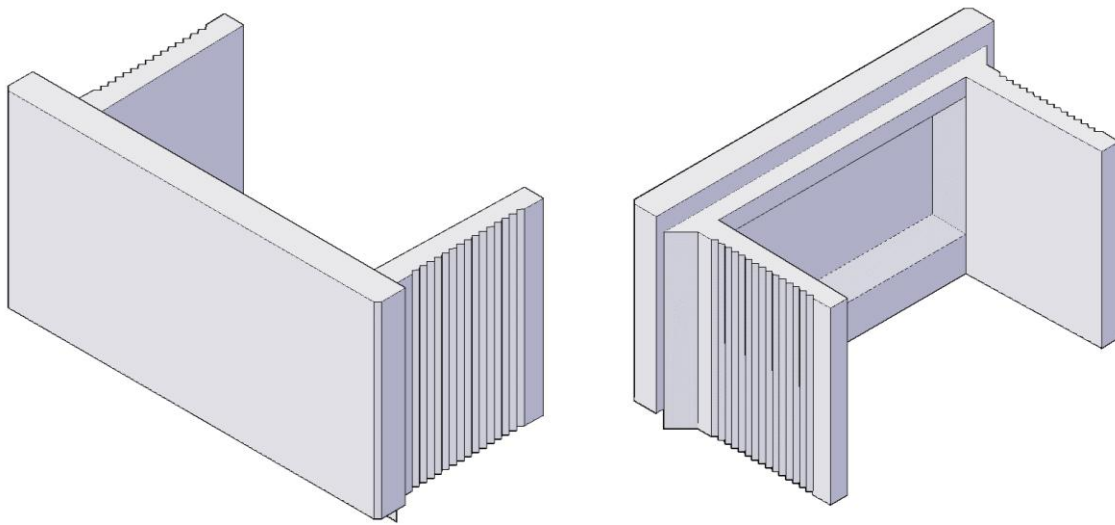


Figura 3.17. Panel típico

Adicionalmente a los módulos típicos, se dispone de los módulos de arranque. El espesor de la pantalla frontal de estos elementos es de 0.25 m. Los módulos de arranque tienen la particularidad de no poseer el encastramiento en su borde inferior y son los primeros elementos que se apoyan sobre la base in-situ. Estos módulos contarán además con un pase previsto para introducir los tubos que formarán parte del sistema de drenaje de los muros. En la Figura 3.18 se presenta una vista 3D correspondiente a la pieza de arranque.

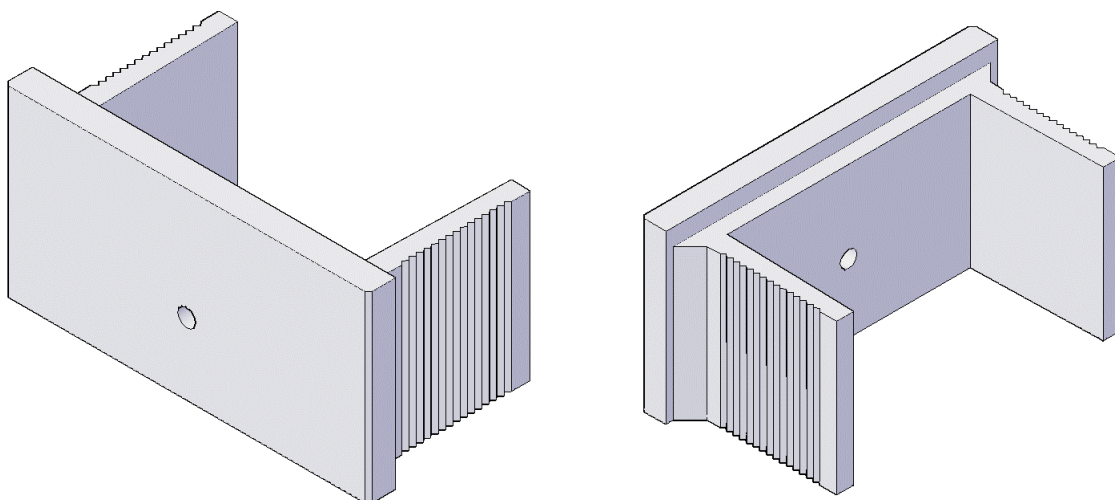


Figura 3.18. Pieza de arranque

Elementos in-situ

Como se mencionó anteriormente, todos los elementos premoldeados se vincularán entre sí in-situ mediante hormigón de segunda etapa que conformará un contrafuerte vertical y completará el muro de contención. Estos contrafuertes tienen un ancho de 0.30 m y una altura que varía de 1.00 m a 2.50 m en función de las dimensiones de los elementos premoldeados.

Por encima del muro, se prevé la construcción de una viga de cierre cuya función es completar la altura final necesaria del muro. La viga de cierre tiene 0.25 m de altura y 1.00 m de ancho y en su borde exterior tiene un cordón de 0.20 m de ancho y altura variable. Este cordón permite colocar suelo entre la defensa y el muro de contención y por lo tanto se logra desvincular la defensa de hormigón armado del muro, de forma que la fuerza de impacto no es trasferida al muro.

Fundación

La fundación de los muros se realizará mediante una base de Hormigón Armado in-situ. Las bases tendrán un espesor de 0.80 m, 1.00 m o 1.20 m, y un ancho de 3.50 m, 5.00 m o 6.50 m para los muros de 4.00 m, 6.00 m y 8.00 m de altura respectivamente. Estas bases se construirán con un noyo en coincidencia con la ubicación de los contrafuertes verticales in-situ. Las paredes del noyo tienen una rugosidad intencional y se utilizarán para empotrar el contrafuerte en la base mediante un mecanismo de transferencia de corte. Por debajo de la base del muro y hasta alcanzar la cota donde las tensiones admisibles del suelo natural sean compatibles con las tensiones transmitidas por la estructura, se colocará un reemplazo de suelo constituido por un material seleccionado compactado, cuyas características y dimensiones surgirán del estudio de suelo definitivo que se realizará en el lugar de emplazamiento de cada muro. Entre el suelo de reemplazo y la base de Hormigón Armado se ejecutará una capa de hormigón de nivelación de calidad H-8 y con un espesor de no menos de 10 cm.

Drenajes

Se propone ejecutar un sistema de drenaje vertical entre el muro y el relleno formado por una geomanta tipo MacDrain o similar, que capta el agua y la conduce hasta el colector principal, aliviando las presiones de poro del agua. En la parte inferior del muro de hormigón, se colocará un cajón de piedra triturada 10-30 envuelto en geotextil, que tendrá

cada 2.00 m de desarrollo tubos de salida de PVC de diámetro 100 mm, que atraviesan el muro a través de un pase previsto en los elementos premoldeados de arranque. En la Figura 3.19 se muestra el detalle del sistema de drenaje.

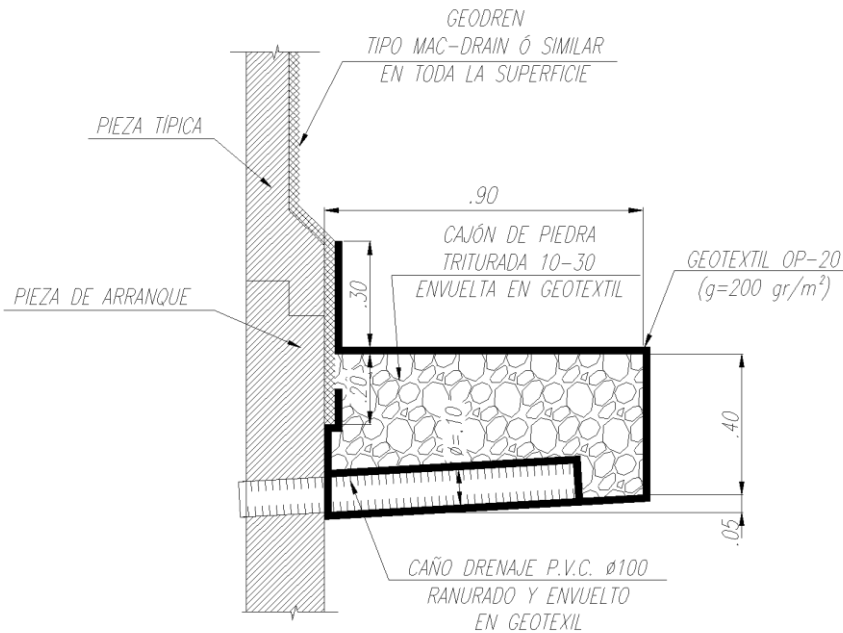


Figura 3.19. Sistema de drenaje – Colector principal

Defensa Vehicular

Se destaca que las soluciones desarrolladas no contemplan la vinculación de una defensa vehicular con la estructura de sostenimiento, y por lo tanto, los casos de diseño desarrollados no soportan un posible impacto de vehículo. Para los muros de los casos 1, 2 y 4 en los que la defensa vehicular se encuentra sobre el muro, no es viable conectar monólicamente la defensa con la estructura de sostenimiento, y la defensa tendrá que ser vinculada a una estructura independiente que no transfiera carga horizontal a la estructura de sostenimiento, por ejemplo una estructura de viga de hormigón armado tipo "L" formada por una losa inferior y la propia defensa de hormigón con perfil tipo New Jersey o "F" según corresponda. A continuación, en la Figura 3.20 se muestra un detalle de la solución planteada para la estructura independiente de la defensa vehicular de hormigón armado.

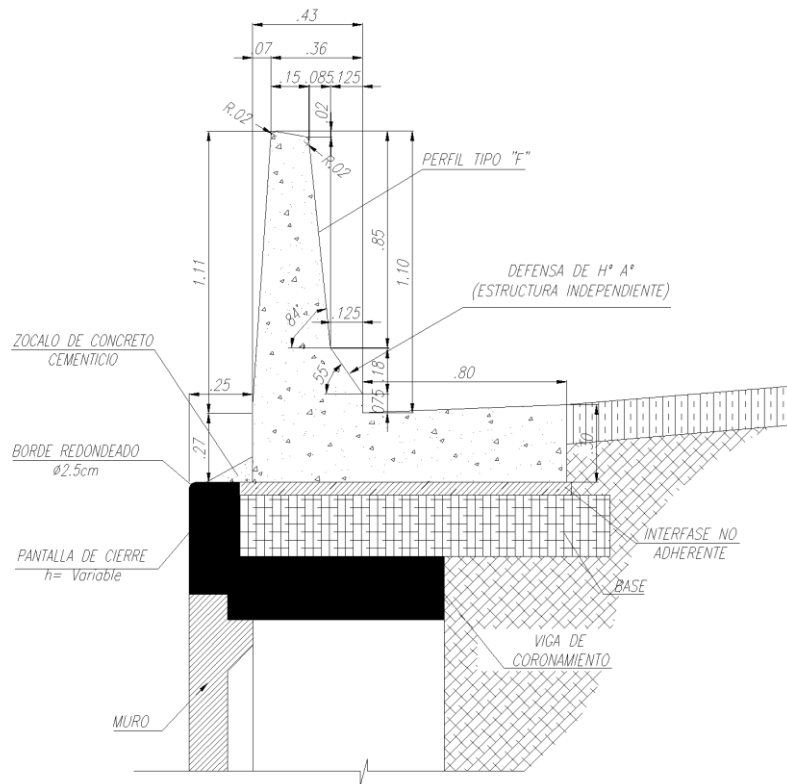


Figura 3.20. Defensa vehicular de hormigón armado. Estructura independiente

CAPITULO 4

DISEÑO DE LOS MUROS

Para proyectar muros de contención es necesario determinar la magnitud, dirección y punto de aplicación de las presiones que el suelo ejercerá sobre el muro.

El proyecto de los muros de contención consiste en:

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

El análisis de la estructura contempla la determinación de las fuerzas que actúan por encima de la base de fundación, tales como empuje de suelo, peso propio, peso del suelo, cargas y sobrecargas con la finalidad de estudiar la estabilidad al volcamiento,

deslizamiento, presiones de contacto suelo-muro y resistencia mínima requerida por los elementos que conforman el muro.

4.1. Mecanismos de agotamiento de los muros

En este título se presentan las diferentes formas en las que los muros pueden alcanzar la falla o el agotamiento. En general un muro puede alcanzar los siguientes estados límites:

Giro excesivo del muro

Este tipo de falla se produce cuando el momento de vuelco solicitante debido principalmente a las fuerzas horizontales que actúan sobre el muro supera al momento producido por las cargas verticales y horizontales estabilizantes.

Cuando un muro se encuentra sometido al empuje activo del relleno y a las cargas gravitatorias debidas al peso propio, cargas permanentes y sobrecarga, toda la estructura tiende a girar alrededor de un eje longitudinal ubicado al pie de la puntera de la base acompañado por un descenso de la estructura. Por lo tanto el giro que presentaría un muro con tales características sería como el que se muestra a continuación en la Figura 4.1.

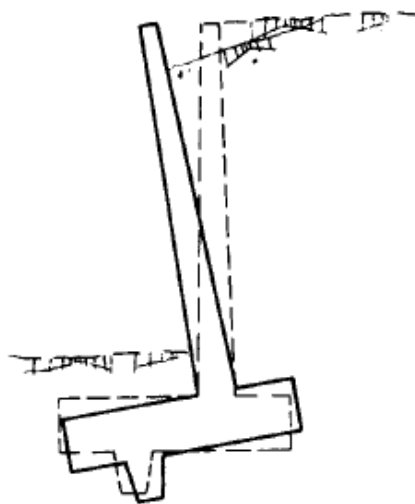


Figura 4.1. Giro excesivo del muro

Deslizamiento del muro

Esta falla se debe a que las fuerzas que actúan en la dirección del plano de fundación del muro y que tienden a desplazarlo separándolo del relleno superan a las fuerzas que se oponen a dicho desplazamiento, es decir que el muro no verifica la condición de estabilidad al deslizamiento. En la Figura 4.2 se presenta esquemáticamente un caso típico de este mecanismo de falla.

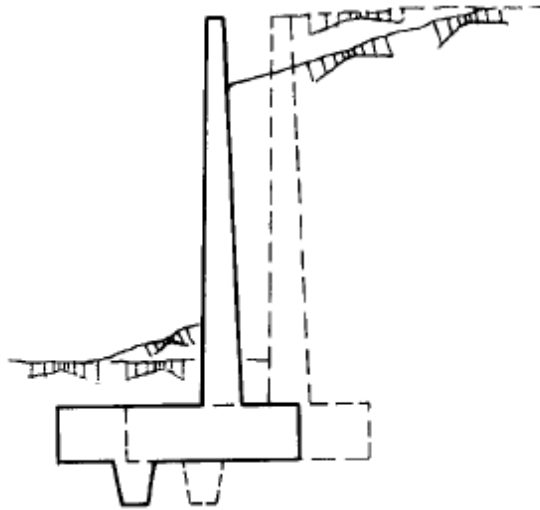


Figura 4.2. Deslizamiento del muro

Falla general del suelo

Se debe a la formación de una superficie de deslizamiento profunda, de forma aproximadamente circular. Este tipo de falla puede presentarse si existe una capa de suelo poco rígido a una profundidad aproximada de una vez y media la altura del muro desde el plano de fundación. En la Figura 4.3 se muestra un esquema de este tipo de falla.

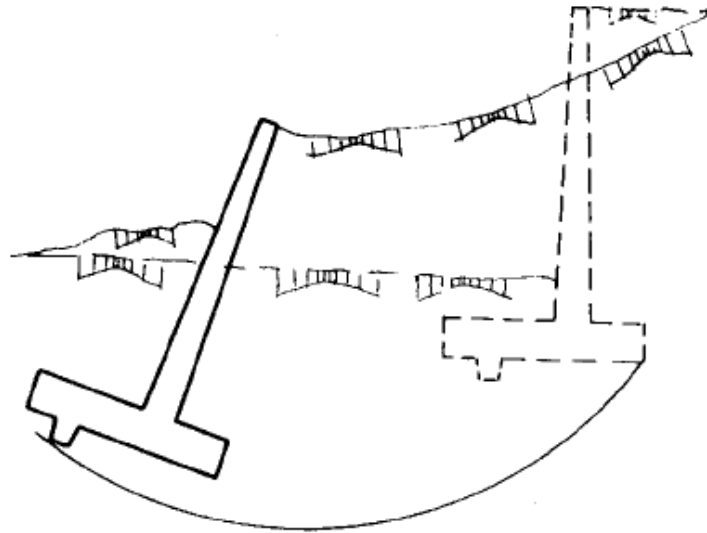


Figura 4.3. Falla general del suelo

Deformación excesiva de la pantalla

Es una situación poco frecuente, que puede presentarse en muros muy esbeltos. En la Figura 4.4 se muestra un esquema de este tipo de falla.

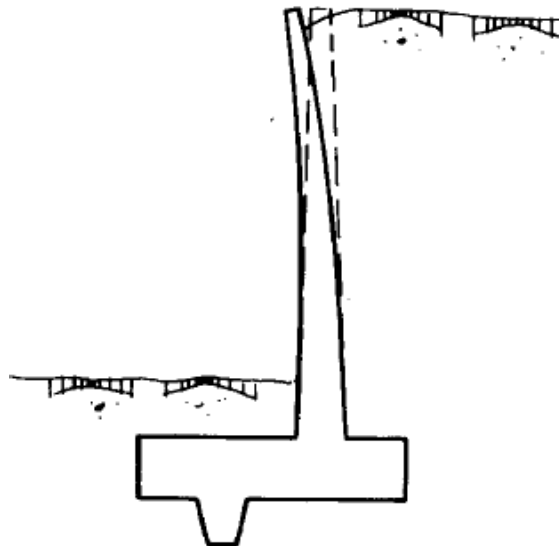


Figura 4.4. Deformación de la pantalla del muro

Fisuración excesiva

Puede presentarse en todas las zonas donde existan esfuerzos de tracción, y se trata de una Fisuración grave si su ancho es excesivo al estar en contacto con terreno húmedo, puesto que no es observable.

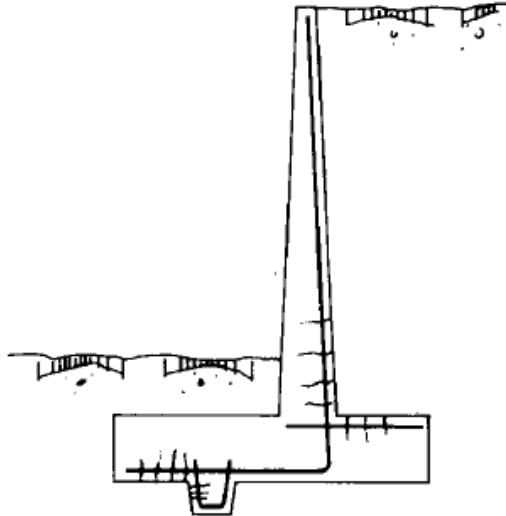


Figura 4.5. Fisuración excesiva

Rotura por flexión

Este estado límite puede producirse en la pantalla, en la puntera o en el talón. Como las cuantías en muros suelen ser bajas, los síntomas previos a la falla solo son observables en la cara de tracción, que en todos los casos está oculta, con lo que no existe ningún síntoma que pueda alertar sobre la falla inminente.

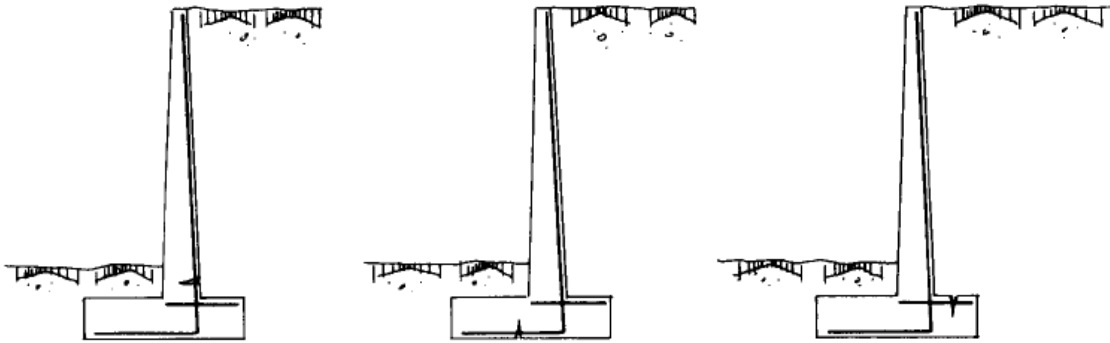


Figura 4.6. Falla por flexión

Rotura por esfuerzo cortante

Puede producirse en la pantalla, en el talón o en el diente inferior de la base del muro.

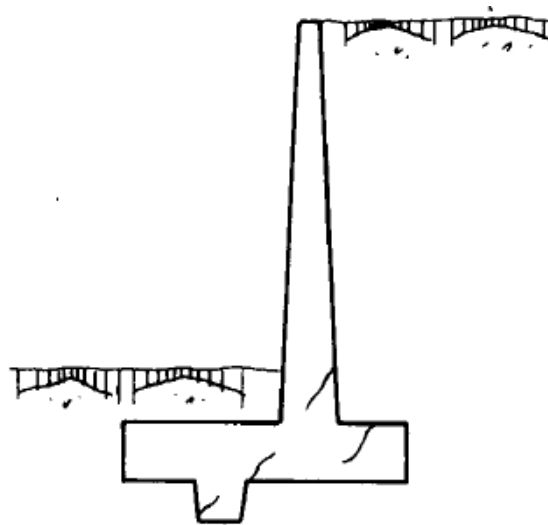


Figura 4.7. Falla por corte

Rotura por esfuerzo rasante

La sección crítica en este estado es la sección de arranque de la pantalla, que es un junta de hormigonado obligada, en la que coinciden el máximo momento flector y el máximo esfuerzo cortante.

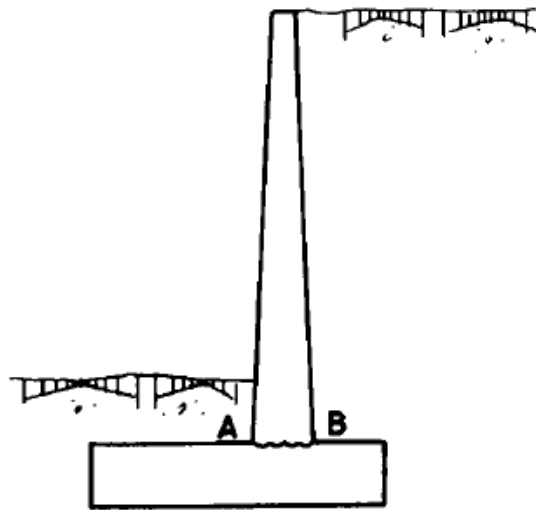


Figura 4.8. Falla por esfuerzo rasante

Rotura por falta de anclaje

La sección crítica es la de arranque de la armadura de tracción de la pantalla, donde la longitud de empalme debe estudiarse detenidamente, puesto que por razones constructivas el empalme ha de realizarse para la totalidad de la armadura en la zona de máximos esfuerzos de flexión y corte.

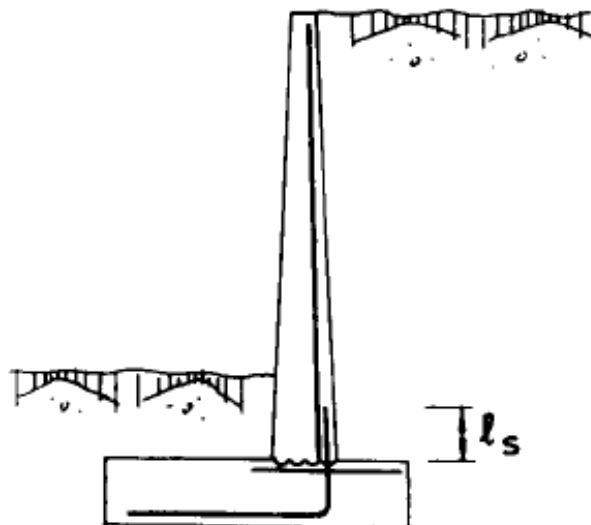


Figura 4.9. Falla por adherencia

4.2. Verificación de la estabilidad global del sistema

El análisis de la estructura contempla la determinación de las fuerzas que actúan por encima de la base de fundación, tales como empuje de suelo, peso propio, peso del suelo de relleno, cargas y sobrecargas con la finalidad de estudiar la estabilidad al volcamiento y deslizamiento, así como el valor de las presiones de contacto. Adoptando valores adecuados para los coeficientes de seguridad mínimos en la verificación de la estabilidad al volcamiento y al deslizamiento se evita que se desarrollen los mecanismos de falla por giro excesivo del muro y deslizamiento excesivo del muro respectivamente. Definiendo además el valor de tensión máxima admisible en el suelo de fundación se controla la falla general del suelo.

El peso propio del muro: esta fuerza actúa en el centro de gravedad de la sección, y puede calcularse de manera fácil subdividiendo la sección del muro en áreas parciales sencillas de propiedades geométricas conocidas.

La presión que el suelo ejerce sobre el muro que la contiene mantiene una relación directa con el desplazamiento del conjunto, en el estado natural si el muro no se mueve se dice que existe presión de reposo; si el muro se mueve alejándose del suelo de relleno o cede, la presión disminuye hasta una condición mínima denominada presión activa. Si el muro se desplaza contra el suelo, la presión aumenta hasta alcanzar un valor máximo denominada presión pasiva.

El diseño suele comenzar con la selección de dimensiones tentativas para luego verificar la estabilidad de esa configuración. Por conveniencia, cuando el muro es de altura constante, puede analizarse un muro de longitud unitaria, de no resultar satisfactoria la estructura seleccionada se modifican las dimensiones y se efectúan nuevas verificaciones hasta lograr la estabilidad y la resistencia requeridas.

En un muro pueden fallar las partes individuales por no ser capaces de resistir las fuerzas que actúan, para diseñar contra esta posibilidad se requiere la determinación de espesores y refuerzos necesarios para resistir los momentos y los esfuerzos cortantes.

4.3. Verificación de la estabilidad al vuelco

Para estudiar la estabilidad al vuelco los momentos se toman respecto a la arista inferior de la base en el extremo del talón delantero.

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

$$FS_v = \frac{M_e}{M_v} \geq 1,5$$

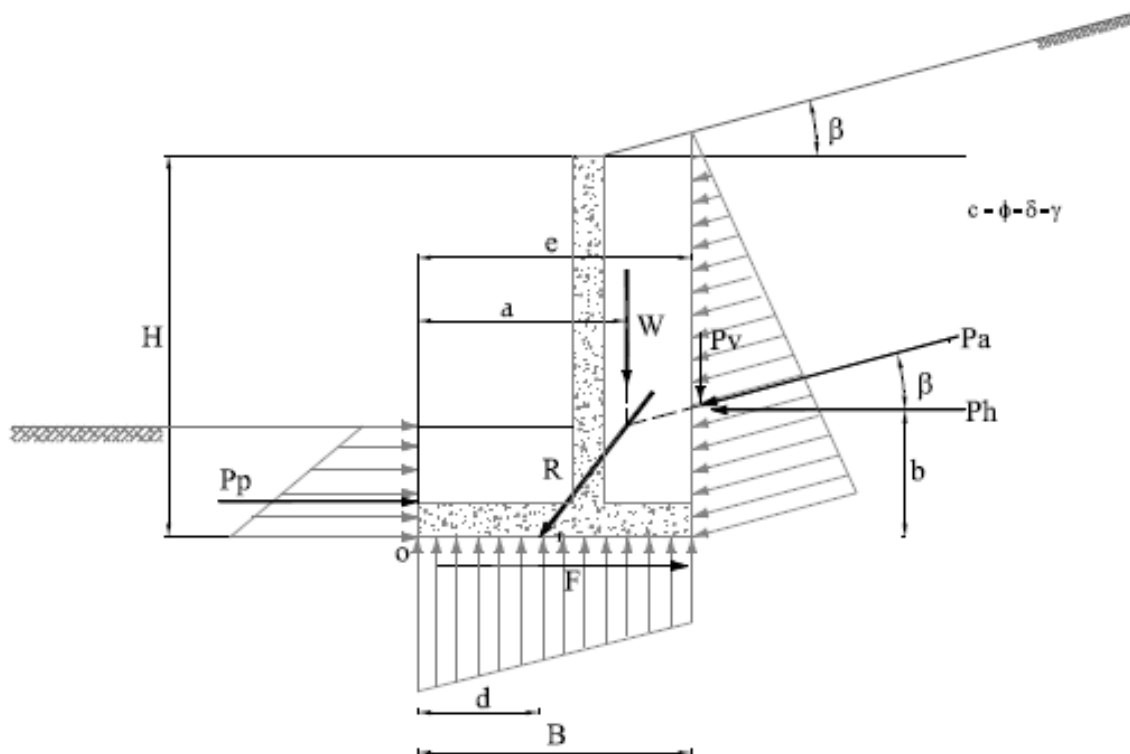


Figura 4.10. Fuerzas que actúan sobre un muro de contención

La primera ecuación que se debe plantear es aquella a partir de la que se obtiene la ubicación de la resultante "R". Para ello se toma el momento de las fuerzas actuantes con

respecto al punto "o", para lo cual se asume que el valor del empuje pasivo P_p es igual a cero. Se tendrá entonces:

$$d = \frac{W \cdot a + P_v \cdot e - P_h \cdot b}{W + P_v}$$

Con el valor de la distancia "d" se tiene ubicada a la resultante "R" que tiene una componente vertical igual a $(W + P_v)$ y una componente horizontal igual a P_h . La seguridad al vuelco deberá ser tal que se cumpla:

$$FS_V = \frac{W \cdot a}{P_v \cdot e - P_h \cdot b} \geq 1,5$$

4.4. Verificación de la estabilidad al deslizamiento

La componente horizontal del empuje de suelo debe ser resistida por las fuerzas de rozamiento entre el suelo y base del muro. La relación entre las fuerzas resistentes y las actuantes o deslizantes (empuje), se conoce como factor de seguridad al deslizamiento FS_d , esta relación debe ser mayor que 1,5. Es común determinar esta relación sin considerar el empuje pasivo que pudiera presentarse en la parte delantera del muro, ya sea porque las deformaciones necesarias para alcanzar tal estado límite sean incompatibles con la función de la estructura o porque no se pueda garantizar su presencia durante toda la vida útil de la estructura. Para evitar el deslizamiento se debe cumplir:

$$FS_d = \frac{F_r}{E_h} \geq 1,5$$

$$F_r = \mu(R_v + E_v) + c' \cdot B + E_p$$

$$\mu = \tan \delta$$

$$c' = (0,5 \text{ a } 0,7) \cdot c$$

Donde, F_r es la fuerza de rozamiento, E_h es la componente horizontal del empuje de suelo, R_v es la resultante de las fuerzas verticales, E_v es la componente vertical del empuje de suelo, B es el ancho de la base de fundación del muro, c' es el coeficiente de cohesión corregido o modificado, c es el coeficiente de cohesión del suelo de fundación, E_p es el empuje pasivo (si el suelo por delante del muro es removible, no debe tomarse en cuenta este empuje), μ es el coeficiente de fricción entre el suelo y el muro, δ es el ángulo de fricción entre el suelo y el muro, que a falta de datos precisos puede considerarse:

$$\delta = \left(\frac{2}{3}\phi\right)$$

4.5. Verificación de tensiones en el suelo

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

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{m\acute{a}x}$$

$$\sigma_{adm} \leq \frac{q_{ult}}{FS_{cap.portante}}$$

$FS_{cap.portante}$ es el factor de seguridad a la falla por capacidad portante del suelo, este valor no debe ser menor que tres para cargas estáticas ($FS_{cap.portante} \geq 3$), y para cargas dinámicas de corta duración no menor que dos ($FS_{cap.portante} \geq 2$). En caso que la información geotécnica disponible sea σ_{adm} para cargas estáticas, se admite una sobre resistencia del suelo de 33% para cargas dinámicas de corta duración.

En los muros corrientes, para que toda el área de la base quede teóricamente sujeta a compresión, la ubicación del punto de aplicación de la fuerza resultante de la presión del suelo originada por el sistema de cargas debe quedar en el tercio centra del ancho de la base. De los aspectos mencionados anteriormente podemos decir que no se debe

exceder la capacidad admisible del suelo, y la excentricidad e_x de la fuerza resultante vertical R_v , medida desde el centro de la base del muro de ancho B , no debe exceder del sexto del ancho de ésta, en este caso el diagrama de presiones será trapezoidal. Si la excentricidad excede el sexto del ancho de la base (se sale del tercio medio), la presión máxima sobre el suelo debe recalcularse, ya que no existe compresión en toda la base, en este caso el diagrama de presiones es triangular, y se acepta que exista redistribución de presiones de tal forma que la resultante R_v coincida con el centro de gravedad del triángulo de presiones.

En ambos casos las presiones de contacto por metro de ancho de muro se pueden determinar con las expresiones 1 a 4 según sea el caso. En la Figura 4.11 se muestran ambos casos de presiones de contacto.

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

$$X_r = \frac{M_e - M_v}{R_v}$$

X_r es la posición de la resultante medida desde el extremo inferior de la arista de la puntera del muro.

Si: $e_x \leq B/6$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{R_v}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e_x}{B} \right) \quad (1)$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = \frac{R_v}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot e_x}{B} \right) \quad (2)$$

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

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{2 \cdot R_v}{3 \left(\frac{B}{2} - |e_x| \right)} \quad (3)$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = 0 \quad (4)$$

Es buena práctica lograr que la resultante se localice dentro del tercio medio, ya que la distribución de presiones de contacto es más uniforme, disminuyendo el efecto de asentamientos diferenciales entre la puntera y el talón.

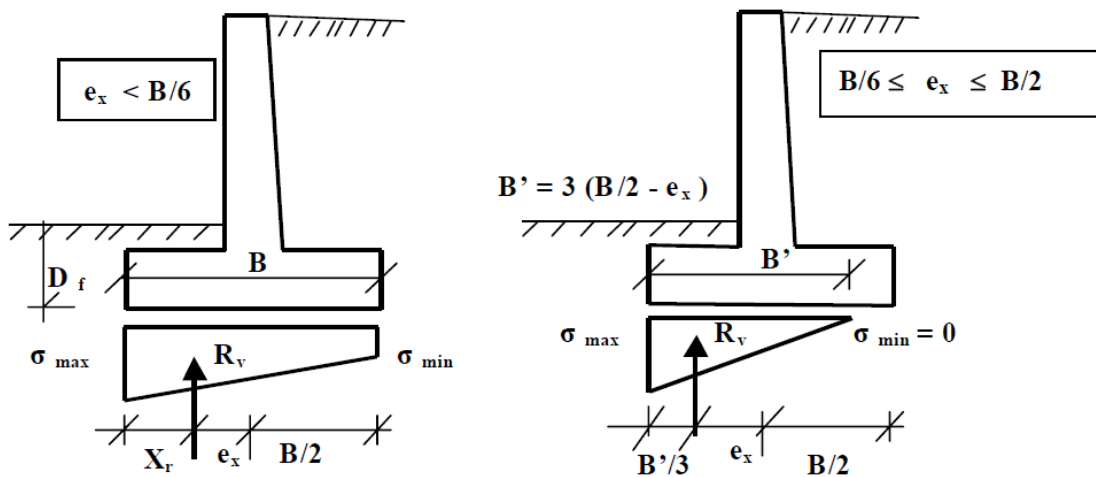


Figura 4.11. Presión de contacto muro-suelo de fundación

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

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

En zonas donde la temperatura llega a alcanzar valores bajo cero grados centígrados, la profundidad de fundación D_f debe ser suficiente para evitar los movimientos producidos por la congelación y el deshielo del agua contenida en el suelo, este fenómeno ocurre más intensamente en la superficie del suelo, decreciendo con la profundidad.

La base debe encontrarse debajo de la zona de cambios de volúmenes ocasionados por las variaciones de humedad del suelo, especialmente si existen arcillas expansivas. En

muchos casos es necesario fundar a profundidades mayores que los valores mínimos, donde el estrato de suelo tenga una capacidad de carga adecuada para resistir las presiones de contacto que origina el muro de contención.

Debe tratarse con particular atención cuando el suelo se componga por arenas sueltas saturadas, el problema de licuación o licuefacción es precedente a la capacidad de carga. Cuando se vibra una arena seca o húmeda, ésta se densifica, pero si está saturada, la tendencia a disminuir el volumen incrementa la presión de poros, si ésta se hace igual a la presión total resulta en esfuerzos efectivos nulos, en consecuencia la resistencia al corte se pierde completamente, transformándose la arena en un fluido (arena movediza).

El fenómeno de la licuación es una de las causas de daños a estructuras durante los terremotos, hundiéndose o asentándose estructuras completas en el subsuelo. Este fenómeno ocurre en arenas finas poco densas, con valores del ensayo de penetración normal (SPT) menores que 25 golpes/pie, y con un 10% de sus granos con diámetros entre 0,01 y 0,25 mm.

Se recomienda que las capas de suelo potencialmente licuables no sean usadas directamente como capas de soporte, a menos que sean tratadas debidamente para minimizar dicho efecto. Una técnica comúnmente utilizada es la de densificación de las capas de suelo, o el uso de fundaciones profundas tipo pilotes, que evitan los asentamientos o fallas durante un terremoto.

4.6. Dimensionado y verificaciones estructurales

A continuación se presentan las bases de diseño aplicadas en la definición de la geometría y las dimensiones de los componentes de las estructuras de contención de taludes en la obra "Proyecto y construcción de la Ruta Nacional N°75, en la provincia de La Rioja". Además se indican los criterios aplicados para realizar las verificaciones estructurales correspondientes a cada uno de los componentes.

4.6.1. Base de fundación

Cuando se trata de definir las dimensiones para las bases de fundación de los muros, la atención se centra principalmente en el ancho B , ya que de éste dependerán las presiones de contacto entre la base y el suelo de fundación. En la Figura 4.12 se indican las dimensiones que componen el ancho total de la base de fundación.

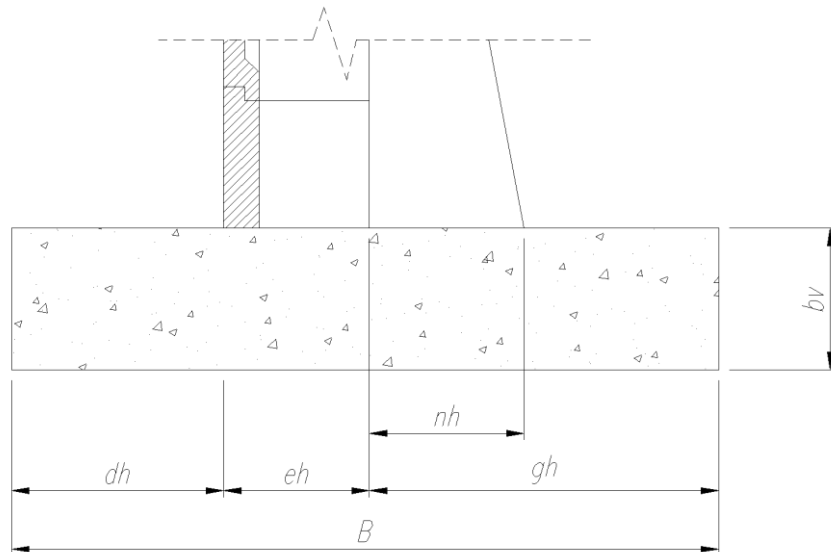


Figura 4.12. Partes de la base de fundación

Para determinar el ancho de la base necesario para que el muro no sufra desplazamientos o asentamientos de tal magnitud que resulten incompatibles con su funcionalidad se aplica una serie de criterios que deben cumplirse simultáneamente. A continuación se presentan los criterios a tener en cuenta:

- 1) La excentricidad de la resultante de acciones no debe exceder de un sexto del ancho de la base, es decir, que la resultante se aplique dentro del núcleo central de presiones de la base, que tiene un ancho igual a un tercio del ancho de la base.
- 2) La tensión cobaricéntrica con la resultante uniformemente distribuida debe ser menor que la tensión de contacto admisible según sea la combinación de cargas.
- 3) El valor máximo de tensión del diagrama de tensiones de contacto resultante no debe exceder en un 25% el valor de la tensión admisible.

- 4) El ancho de la base y la posición relativa de la pantalla respecto de la base debe garantizar la verificación de las condiciones de estabilidad al vuelco y al deslizamiento según se indica en 4.3 y 4.4 respectivamente.

Para lograr un equilibrio entre los criterios mencionados en el párrafo anterior se debe encontrar los valores del ancho de la puntera y del talón que garanticen el cumplimiento simultáneo de las condiciones establecidas.

Luego de haber definido el ancho total de la base, se debe calcular el espesor de la base. Éste se determina aplicando un criterio estructural, ya que será de importancia en la resistencia al corte de la base y en la resistencia a los esfuerzos de flexión.

La verificación de las tensiones de corte en el hormigón de la base se realiza para el estado de servicio de la estructura, por tal razón no se aplicarán coeficientes de seguridad.

La sección crítica en la verificación de la resistencia al corte de la base de fundación de los muros es aquella en la que se encuentra con el pie del contrafuerte (sección M-N en la Figura 4.13). La tensión de trabajo en el hormigón de la base resulta de restar la presión vertical debida al peso del hormigón de la base y la presión vertical originada por el suelo sobre la base a la presión vertical de contacto entre la base del muro y el suelo de fundación. A esta presión la llamaremos presión de trabajo.

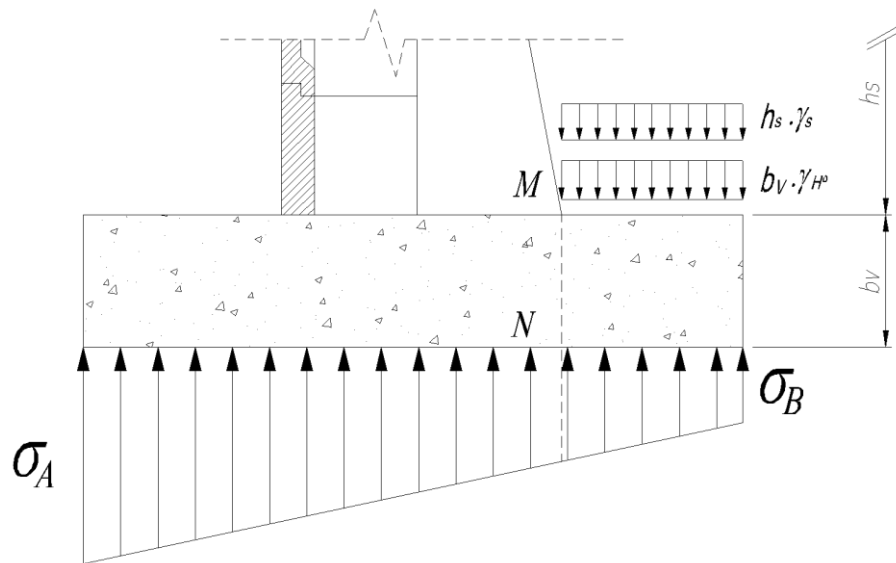


Figura 4.13. Tensión de trabajo en la base del muro

Resulta:

$$\sigma^* = \sigma_{cob} - b_v \cdot \gamma_{H^o} - h_s \cdot \gamma_s$$

donde σ^* es la presión de trabajo de la base del muro; σ_{cob} es la presión de contacto cobaricéntrica entre la base del muro y el suelo de fundación; b_v es el espesor o altura de la base; γ_{H^o} es el peso específico del hormigón; h_s es la altura de suelo que se encuentra por encima de la base del muro; γ_s es el peso específico del suelo por encima de la base.

A partir de la tensión de trabajo se determina el valor de la fuerza de corte en la sección crítica.

$$Q = \sigma^* \cdot (gh - nh)$$

donde Q es la fuerza de corte en la sección crítica M-N en t/m ; $(gh - nh)$ es la distancia desde el borde de la base hasta la sección crítica en m .

La tensión de corte en la sección crítica será igual a la fuerza de corte repartida uniformemente en todo el espesor de la base.

$$\tau_0 = \frac{Q}{b_v}$$

donde τ_0 es la tensión de corte en la sección crítica en t/m².

La tensión τ_0 se debe comparar con las tensiones límites que indica el Reglamento CIRSOC 201 – edición 1982 para una losa sin armadura de corte adicional, que dependen del tipo de hormigón utilizado.

El cálculo y la verificación de las armaduras necesarias para resistir la flexión en la base del muro se realiza en estado límite último, es decir que se aplicará el coeficiente de seguridad global al momento flector solicitante.

La sección crítica para el cálculo de la armadura de flexión transversal en la base se corresponde con la sección crítica para la verificación al corte, por lo tanto se calcula el momento flector contenido en el plano perpendicular al eje longitudinal del muro originado por la tensión de trabajo σ^* calculada anteriormente. El modelo estático de cálculo corresponde al de una losa en voladizo empotrada en uno de sus bordes.

El momento flector resulta entonces:

$$M = \frac{\sigma^* \cdot (gh - nh)^2}{2}$$

La armadura necesaria para resistir el momento flector en la sección crítica se determina de la siguiente manera:

$$A_s = \frac{v \cdot M}{0,9 \cdot d \cdot f_y}$$

donde A_s es la cantidad de armadura necesaria para resistir el momento último en la sección crítica en cm²/m; v es el coeficiente de seguridad global; M es el momento flector

resultante en la sección crítica en tm/m ; d es la distancia desde la cara superior de la base hasta el baricentro de la armadura de flexión en m ; f_y es la tensión de fluencia del acero en t/cm^2 .

La armadura transversal que adoptaremos será la menor entre la armadura calculada y la armadura resultante de aplicar la cuantía mínima, que en este caso es la que indica el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 para estructuras sismo-resistentes. El valor de la cuantía mínima así definida resulta igual al 0.14% de la sección de hormigón en cada cara.

Para calcular la cantidad de armadura longitudinal necesaria para resistir los esfuerzos originados por el momento flector en esta dirección consideramos a la base como una viga continua apoyada en los contrafuertes, por lo tanto momento máximo entre contrafuertes resulta:

$$M_l = \frac{\sigma^* \cdot l_b^2}{12}$$

donde M_l es el momento longitudinal en la base en tm/m ; σ^* es la presión de trabajo en t/m^2 ; l_b es la separación entre ejes de contrafuertes en m .

La cantidad de armadura longitudinal necesaria se calcula de forma análoga a la armadura de flexión transversal.

La cuantía de armadura mínima en la dirección longitudinal será igual 0,12% por cara.

En la Figura 4.14 se muestra un corte transversal de la base en el que se indica la disposición de armadura típica en la base de fundación.

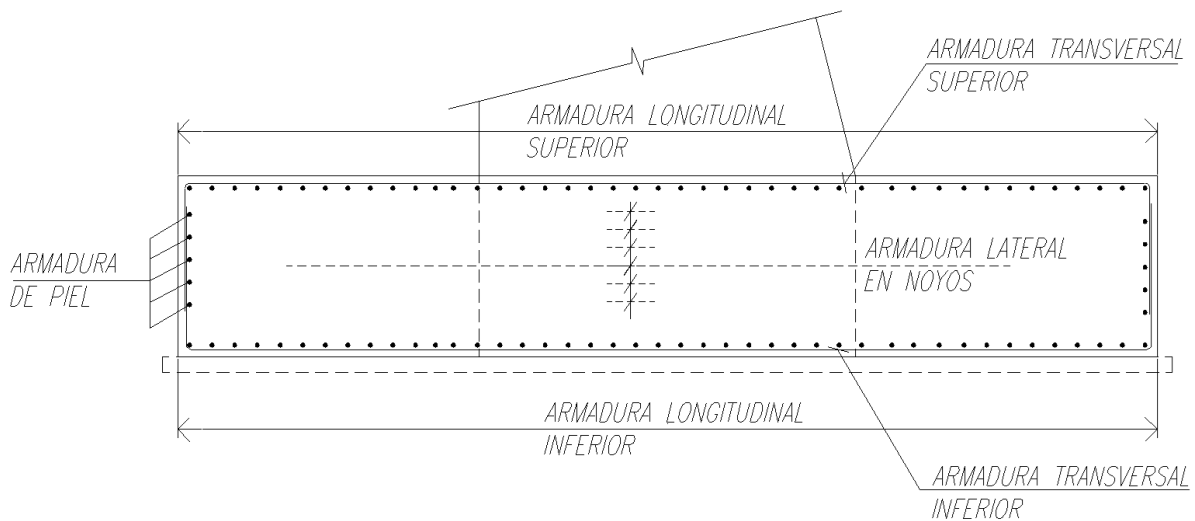


Figura 4.14. Armaduras en bases de fundación

4.6.2. Contrafuertes

Las dimensiones de los contrafuertes, a diferencia de las bases que se dimensionan en función de criterios relacionados a la estabilidad de los muros, surgen de criterios que tienen en cuenta el comportamiento de los contrafuertes como elemento estructural. Por lo tanto lo primero que se debe definir es cómo debe realizarse la verificación estructural de los contrafuertes y cuáles son los esfuerzos a los que estarán sometidos durante la vida útil de la estructura de contención.

El diseño estructural del contrafuerte se realiza a partir de la premisa que el contrafuerte se comporta como una viga en voladizo empotrada con su empotramiento en la base de fundación, y que se encuentra sometido a esfuerzos de flexo-compresión con la flexión como esfuerzo predominante.

De acuerdo con lo expuesto en el párrafo anterior la sección crítica para la verificación estructural del contrafuerte es la sección de empotramiento en la unión del contrafuerte con la base de fundación, sección A-B en la Figura 4.15.

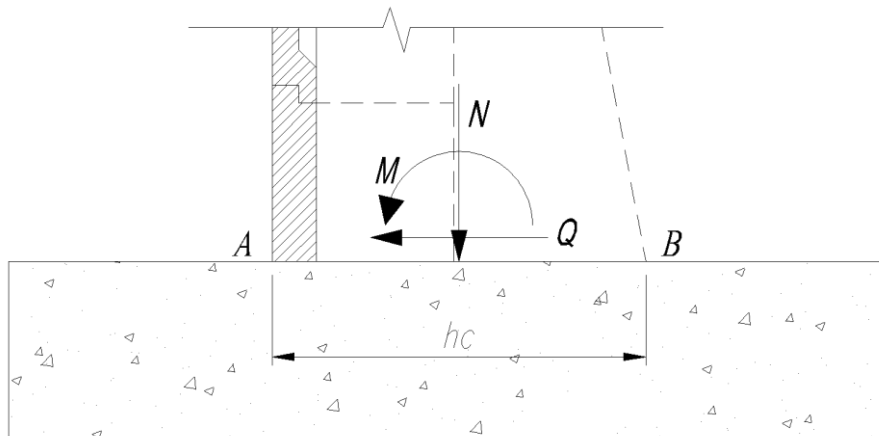


Figura 4.15. Esfuerzos solicitantes en la sección crítica del contrafuerte

La fuerza de compresión N proviene principalmente del peso propio del contrafuerte y en menor medida de las cargas permanentes que se encuentran sobre éste, como por ejemplo la viga de coronamiento del muro, las ménsulas y la estructura de la defensa vehicular en los casos que corresponda. El momento flector M en la sección crítica del contrafuerte es originado por la fuerza resultante de las acciones horizontales Q que actúan por encima de la sección crítica, debidas principalmente al empuje de suelo. En los casos de muros con ménsula en voladizo se debe tener en cuenta el momento flector adicional debido a las cargas gravitatorias sobre la ménsula.

El cálculo estructural de los contrafuertes consiste en realizar la verificación al corte en la sección crítica para las fuerzas actuantes en estado de servicio, y en el caso que la sección de hormigón no verifique las tensiones de corte se calcularán los estribos necesarios para resistir el corte en estado límite último.

Además de realizar la verificación de resistencia al corte, se calcularán las armaduras necesarias para resistir los esfuerzos de flexo-compresión en la sección de empotramiento del contrafuerte en la base de fundación. El procedimiento consiste en realizar el cálculo considerando en principio sólo la flexión y luego verificar si las armaduras adoptadas resultan suficientes para resistir la acción combinada de flexo-compresión a partir del diagrama de interacción correspondiente.

La armadura de flexión adoptada será la que resulte el mayor valor entre:

- a) La armadura necesaria para resistir el momento flector último en la sección crítica.
- b) El valor de armadura resultante de aplicar la cuantía mínima según el reglamento CIRSOC 201, que indica que para este tipo de estructura se debe adoptar una cuantía mínima de armadura traccionada igual a 0,2% de la sección de hormigón.
- c) La armadura mínima según el reglamento INPRES-CIRSOC 103 en caso que el sitio de emplazamiento de la obra se encuentre en zona sísmica. Según este reglamento la armadura en tracción mínima que debe adoptarse resulta de la siguiente expresión:

$$A_{mín} = 0,12 \cdot \left(\frac{\beta_r}{\beta_s} \right) \cdot A_b$$

donde β_r es la resistencia de cálculo del hormigón en t/m^2 ; β_s es la tensión de fluencia del acero t/m^2 ; A_b es el área de la sección de hormigón en cm^2 .

Para un hormigón H-30 con un valor de resistencia de cálculo igual a 2300 t/m^2 resulta:

$$A_{mín} = 0,12 \cdot \left(\frac{2300 \text{ t/m}^2}{42000 \text{ t/m}^2} \right) \cdot A_b = 0,00657 \cdot A_b$$

es decir que la cuantía mínima de armadura traccionada así calculada resulta mayor que la cuantía mínima indicada por el reglamento CIRSOC 201.

En el caso de los muros con paneles prefabricados para la Ruta Nacional N°75 se adoptó un criterio de optimización de la sección transversal para definir el canto del contrafuerte, es decir, se determinó el valor del canto que diera como resultado un valor de armadura traccionada, calculada a partir del momento flector último, similar a la armadura

traccionada necesaria según la cuantía mínima calculada de acuerdo a lo que indica el reglamento INPRES-CIRSOC 103.

La armadura del contrafuerte que se dispone en la cara comprimida se adopta como valor de armadura mínima igual al 50% de la armadura traccionada adoptada.

Finalmente, se determina la armadura lateral necesaria en cada cara para el control de la fisuración por variaciones del volumen debidas a la retracción del hormigón durante el fraguado. Esta armadura se determina como un porcentaje de la armadura traccionada adoptada.

En la Figura 4.16 se muestra un corte del contrafuerte en el que se presentan las posiciones que conforman la armadura típica del contrafuerte.

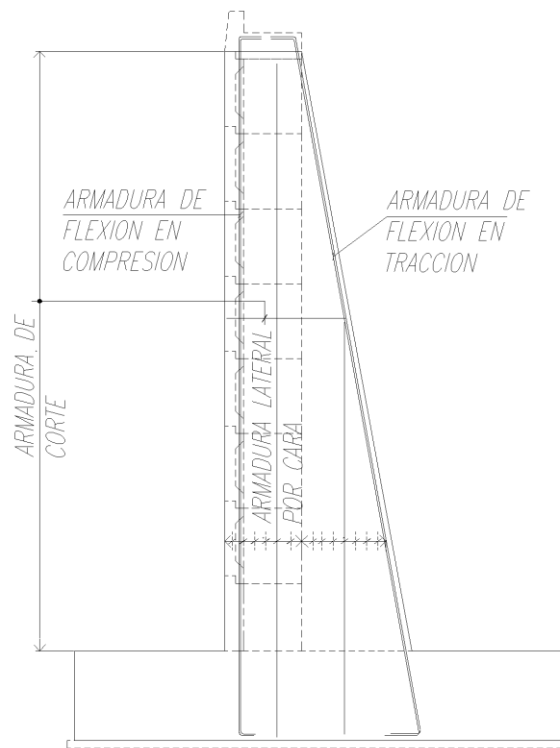


Figura 4.16. Armadura típica en contrafuertes

Se destaca la importancia de asegurar una longitud de anclaje de las barras de la armadura de tracción en la base de fundación, de tal manera que éstas puedan transmitir completamente los esfuerzos desde el contrafuerte hacia la base. En el caso que en la base se deje armadura en espera que se empalmará en una etapa posterior con la armadura del contrafuerte, deberá tener una longitud tal que asegure un anclaje mecánico con las barras traccionadas del contrafuerte.

4.6.3. Paneles prefabricados

Como se mencionó en el apartado 3.2, los paneles prefabricados conforman la pantalla frontal de los muros, por lo tanto son estos elementos los que cumplen la función de contener al suelo del relleno para que no se desmorone, y deben transmitir los esfuerzos generados por las fuerzas actuantes hacia los contrafuertes.

Para lograr la transferencia de las fuerzas horizontales desde los paneles tipo “U” hacia los contrafuertes se genera una superficie intencionalmente rugosa en toda la altura de las paredes laterales de los paneles. La transferencia de esfuerzos por este mecanismo de superficie rugosa se ve favorecido por la fuerza normal en las paredes laterales de los paneles debida al empuje del suelo contenido en el interior de cada pieza. Se prevé que ésta fuerza normal garantice el contacto entre la superficie rugosa y los contrafuertes luego de que el hormigón de los contrafuertes haya reducido su volumen debido a la retracción por fragüe.

En función de lo explicado en los párrafos anteriores respecto a la función estructural de los paneles prefabricados se puede asumir con seguridad que el esquema estático de la pantalla frontal de los paneles corresponde al de una viga con vínculo de empotramiento elástico en cada extremo, sometida a una carga horizontal uniformemente distribuida, por lo tanto la dirección de la armadura principal es horizontal. Del diagrama de momento flector resultante se deduce que la armadura de la cara exterior de la pantalla se encuentra traccionada en el centro del ancho del panel, mientras que la armadura de la cara interior se encuentra traccionada en los extremos, donde la pantalla se empotra elásticamente en las paredes laterales.

En la Figura 4.17 se muestra la disposición de las armaduras principales en un panel típico.

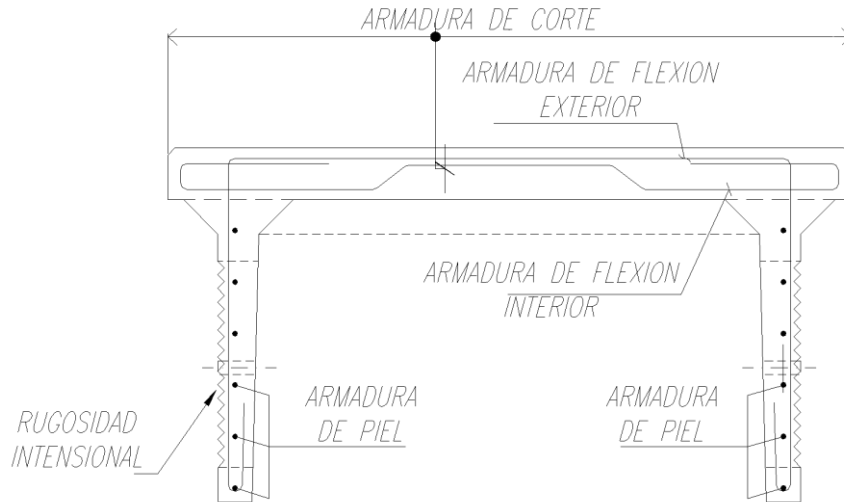


Figura 4.17. Armadura de paneles prefabricados

Tal como se explicó en el punto 3.2, además de cumplir la función estructural de conformar la pantalla del muro, los paneles prefabricados cumple la función de servir de encofrado parcial de los contrafuertes.

El aspecto estético de los muros está relacionado al sistema constructivo y por lo tanto depende en gran medida de la forma de los paneles prefabricados. Para lograr un aspecto mejorado de los muros de la Ruta Nacional N°75 con respecto a los muros de la Cuesta de Miranda en la Ruta Nacional N°40 donde los contrafuertes quedaban a la vista en la cara externa de los muros, se ha desarrollado una geometría de los paneles de tal manera que en la cara eterna de los muros solo se visualicen juntas verticales y horizontales de 1 cm de espesor. En la Figura 4.18 se muestra una vista frontal de un muro típico.

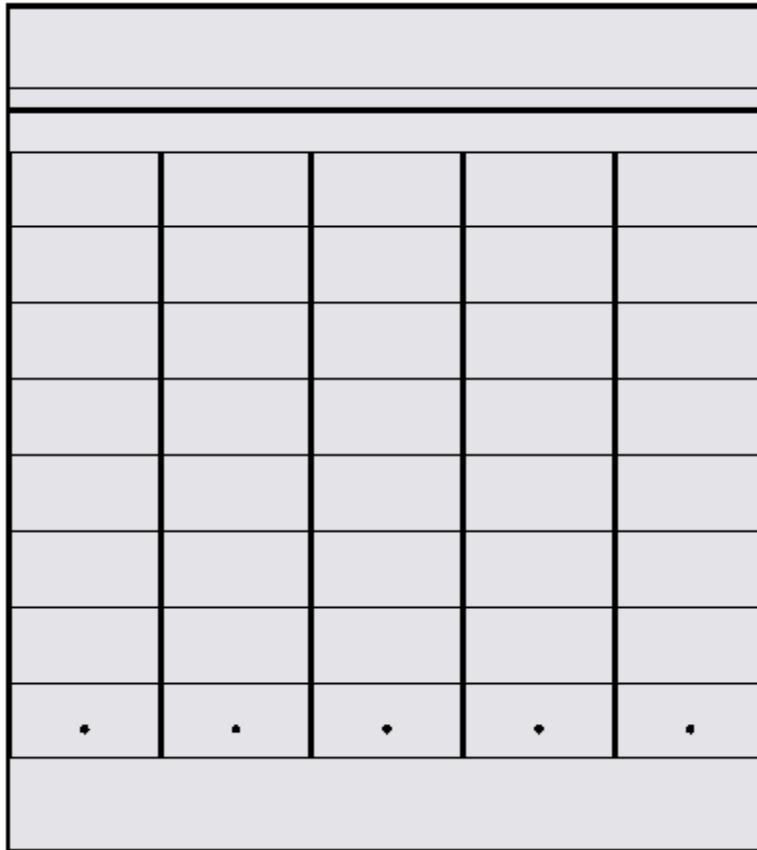


Figura 4.18. Vista frontal de muro típico

4.6.4. Ménsulas

Las ménsulas se dimensionan y se verifican de acuerdo a las disposiciones del Reglamento CIRSOC 201.

Se destaca que en los casos de muros con ménsulas se dispone una ménsula en el interior del relleno para contrarrestar parte del momento que se transmite a los contrafuertes. En la Figura 4.19 se muestra la ménsula y contra ménsula de una muro del Caso 2.

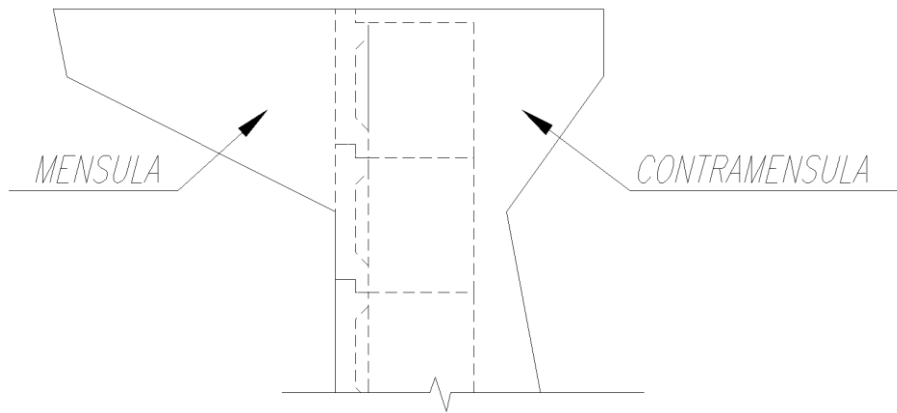


Figura 4.19. Ménsula de muros Caso 2

En el caso de las ménsulas también se han realizado algunas modificaciones en pos de mejorar el aspecto de los muros.

CAPITULO 5

CONCLUSIONES

En función de todo lo expresado en el presente informe técnico se puede enunciar una serie de conclusiones, a saber:

- a) Al inicio de las tareas correspondientes al proyecto ejecutivo de los muros se planteó como objetivo sentar las bases de diseño aplicables a las estructuras de sostenimiento que se utilizan en nuestro medio y que sean de aplicación para futuros proyectos de este tipo que puedan presentarse en la empresa. Al finalizar las tareas que fueron competencia del autor en el proyecto ejecutivo de los muros se logró establecer una serie de bases de diseño que incluso han sido provechosas en proyectos posteriores.
- b) La evaluación de diferentes alternativas con características propias fue de relevante utilidad para poner en evidencia los volúmenes de hormigón que implicaba cada una y la potencia requerida para los equipos utilizados para el acopio y montaje de los paneles prefabricados.

- c) Los condicionantes de diseño de cada uno de los casos desarrollados presentaron un desafío importante, ya que se buscó desarrollar un diseño que permitiera dar características geométricas similares para muros de casos diferentes de manera de uniformizar las soluciones. El trabajo que requirió llegar a éste diseño permitió entender cuán sensible es el comportamiento de las estructuras de sostenimiento a las variaciones de las diferentes variables y/o parámetros involucrados en el análisis.

- d) A título personal, el autor reconoce la relevancia de interactuar con un equipo de trabajo experimentado, el que le ha permitido una importante participación en el proyecto de una obra de singular importancia para la provincia de La Rioja, como lo es la obra “Proyecto y construcción de la Ruta Nacional N°75 en la provincia de La Rioja”, superando ampliamente los objetivos personales planteados al inicio de la práctica.

- e) Otro aspecto a destacar es el aprendizaje continuo que se ha podido lograr al tomar contacto y al observar los distintos pasos y tareas que involucran al profesional proyectista. En particular, se ha notado una permanente retroalimentación e innumerables readecuaciones de las soluciones planteadas, con el objetivo de satisfacer los requerimientos exigidos por el cliente o repartición pública y, a la vez, dotar a las soluciones planteadas de buena viabilidad técnica y económica.

- f) Finalmente, se reconocen los nuevos conocimientos adquiridos durante el ejercicio de la práctica en materia de confección de memorias de cálculo, respuesta a observaciones realizadas por las reparticiones y todo tipo de elementos de comunicación sobre las actividades realizadas y conceptos implementados.

BIBLIOGRAFÍA

CIRSOC 103 – 1991. *Normas Argentinas para Construcciones Sismo-resistentes. Parte I: Construcciones en General.*

CIRSOC 103 – 2005. *Reglamento Argentino para Construcciones Sismo-resistentes. Parte II: Construcciones de Hormigón Armado.*

CIRSOC 201 – Tomos 1 y 2 (1982 y modificaciones). *Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón Armado.*

NAA 80 – *Normas Antisísmicas Argentinas.*

Reglamento Bases para el Cálculo de Puentes de Hormigón Armado de la Dirección Nacional de Vialidad.

Das, B. M., (2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, Cengage Learning.*

Calavera Ruiz, J., (1989). *Muros de contención y muros de sótano, 2ª edición, Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC).*

Larsson, C. et al., (2008). *Hormigón armado y pretensado, Jorge Sarmiento/Universitas.*

Leonhardt, F. – Mönning, E., (1986). *Estructuras de hormigón armado. Tomo III. Bases para el armado de estructuras de hormigón armado, 3ª edición, El Ateneo.*

PCI design handbook, 4th edition (1992). *Precast and prestressed concrete, Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI).*