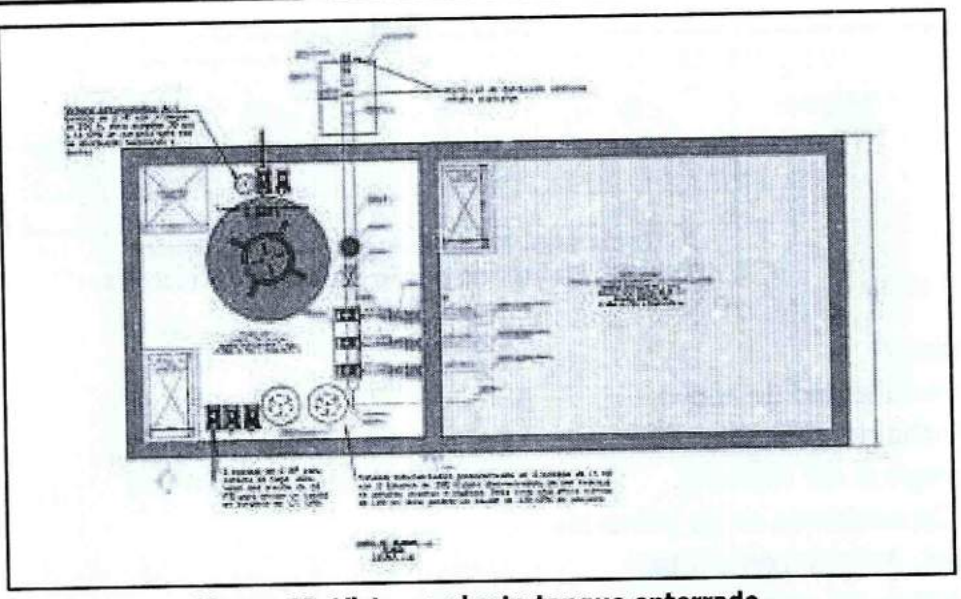


Figura 48. Vista en planta tanque enterrado.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

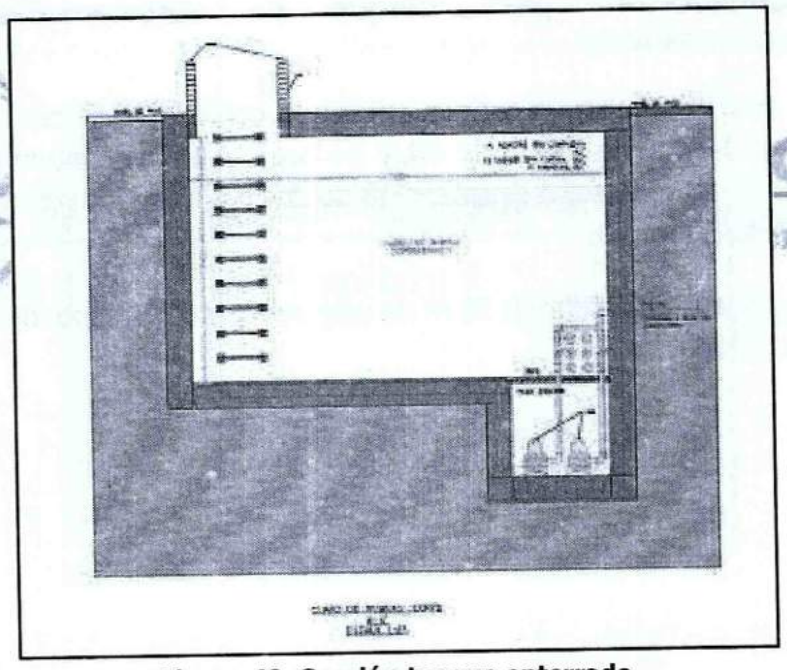


Figura 49. Sección tanque enterrado.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

165/2

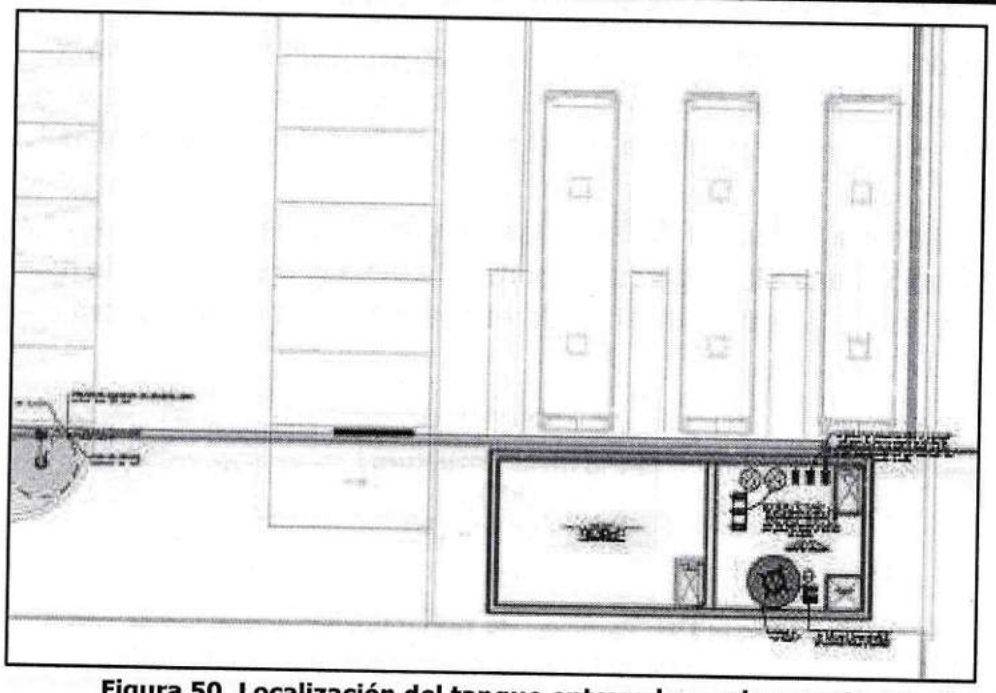


Figura 50. Localización del tanque enterrado en el proyecto.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Nota: *El espesor considerado para la estructura es de 0.30 m. En caso de que se presente alguna variación en este valor, deberá proporcionarse a la presente consultoría para realizar el recálculo correspondiente.*

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

8.14.1. Capacidad de carga.

a) Capacidad de carga a nivel de desplante:

La metodología es descrita en el numeral 8.1.3, inciso a. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

Df (m)	B (m)	L (m)	qa (kN/m2)	Carga P (kN)
3.60	5.60	12.80	**55.18**	3955.29

Tabla 150. Capacidad de carga admisible (qa) en función de la geometría del cimiento.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
qa: Capacidad de carga admisible.
P: Carga máxima admisible.

8.14.2. Factores de seguridad por capacidad de carga.

El factor de seguridad se calcula para el peso estimado de la estación con las dimensiones diseñadas hidráulicamente, se asume un espesor el cual una vez se tenga el valor real se debe enviar a esta consultoría con el fin de realizar el recálculo pertinente.

Se determinó el factor de seguridad según la capacidad de carga, realizando una comparación entre la carga que soporta el suelo a la profundidad de fundación y la carga que transmite la estructura. Los valores obtenidos se muestran a continuación:

Estructura	Tanque enterrado
Peso de la estructura (kN)	3121.15
Carga ultima (kN)	11865.88
FS	**3.80**

Tabla 151. Factores de seguridad por capacidad de carga.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

El valor obtenido es mayor a 3.00 y se considera satisfactorio.

8.14.3. Asentamientos.

La metodología utilizada es descrita en el numeral 8.1.4. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

Df (m)	**B (m)**	**L (m)**	**Se (mm)**	**Sc (mm)**	**S total (mm)**
3.60	5.60	12.80	0.31	91.12	**91.43**

Tabla 152. Asentamiento total.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
Se: Asentamientos elásticos.
Sc: Asentamientos por consolidación.
S total: Asentamientos total.

El asentamiento se considera satisfactorio debido a que es inferior al valor máximo permisible.

8.14.4. Empuje.

Las condiciones geotécnicas y geométricas para evaluar los empujes son las siguientes:

Nivel freático: E n la superficie con el fin de considerar la condición crítica del proyecto.
Peso específico del agua (γw): 10.00 kN/m^2.
Profundidad del nivel de la estructura respecto al terreno natural: 3.60 m.

La formulación utilizada para la determinación del empuje se muestra a continuación:

$$E = Hw * \gamma_w * A$$

Dónde:
Hw: Diferencia entre la profundidad de la losa y el nivel freático.
γw: Peso específico del agua.
A: Área de la losa.

A continuación, se muestran los parámetros utilizados y el valor del empuje obtenido, así como los factores de seguridad en las etapas de construcción y funcionamiento del tanque enterrado:

Estructura	Tanque enterrado
Hw (m)	3.60
A (m^2)	71.68
γ (kN/m^3)	10.00
E (kN)	**2580.48**
FS tanque vacío	**0.70**
FS tanque en funcionamiento	**1.21**

Tabla 153. Cálculo de los empujes.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

El factor de seguridad mínimo en la condición crítica, es decir, cuando la estructura se encuentra vacía, debe ser mayor a 1.20, por lo anterior, los valores obtenidos no se consideran satisfactorios y se recomienda el uso de pilotes preexcavados para evitar el empuje.

8.14.5. Pilotes para control de empuje.

Al no poder contrarrestar el empuje hidrostático con el peso del tanque enterrado, la presente consultoría recomienda el uso de pilotes preexcavados desplantados a 3.60 m, de 0.40 m de diámetro y longitud mínima de 5.00 m.

8.14.5.1. Capacidad de carga vertical del pilote por fricción.

Para este análisis se considera que los pilotes transfieren la carga mediante el mecanismo de fricción lateral. La capacidad de carga admisible neta por fricción del pilote de 0.40 m de diámetro con longitud variable se muestra a continuación:

Pilote de lado igual				0.40	m
L del pilote (m)	Cota	α/β	Qsi(KN)	Qsu (KN)	Qsa (KN)
5.00	8.60	0.59	35.63	120.11	**60.06**
7.00	10.60	0.64	63.38	183.49	**91.74**
9.00	12.60	0.30	62.17	245.66	**122.83**
10.00	13.60	0.60	35.15	280.81	**140.40**
12.00	15.60	0.64	63.38	344.18	**172.09**
17.00	20.60	0.64	158.44	502.62	**251.31**

Tabla 154. Resumen de los cálculos para la obtención de la capacidad de carga por fricción para diferentes longitudes de pilotes.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

Donde:
Qsu (kN): Capacidad de carga última acumulada del pilote.
Qsa (kN): Capacidad de carga admisible del pilote.

PABLO CASTILLA NEGRETE

8.14.5.2. Capacidad de carga por resistencia al levantamiento de los pilotes.

La forma más habitual de trabajo de los pilotes es a compresión, en aquellos casos en los que trabajen a tracción, la resistencia al arranque se calcula con los mismos procedimientos que para la determinación de la resistencia por fuste en la carga de hundimiento.

Se tiene en cuenta que la resistencia por fuste en condiciones de arranque es inferior a la que se obtiene en condiciones de compresión por lo que la resistencia a tracción se considera como un porcentaje de la resistencia por fuste.

$$\boldsymbol{Qextracción} = 0.7 * Qsa + W\ del\ pilote$$

De acuerdo con lo anterior se obtiene el siguiente valor de capacidad de carga al levantamiento.

L del pilote (m)	Q extracción
5.00	57.12
7.00	85.33
9.00	113.13

L del pilote (m)	Q extracción
10.00	128.44
12.00	156.66
17.00	227.19

Tabla 155. Capacidad de carga por resistencia al levantamiento de los pilotes. Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Donde:
Qtracción (kN): Capacidad de carga admisible del pilote.

8.14.5.3. Número de pilotes.

Con la información obtenido en numerales anteriores, se estima el número de pilotes requerido en función del peso requerido para contrarrestar el empuje y la capacidad de carga a extracción de los pilotes, los valores obtenidos se resumen a continuación:

Estructura	Empuje (kN)	Empuje mayorado (kN)	Peso de la estructura (kN)	Peso para contrarrestar el empuje (kN)	L del pilote (m)	Q total del pilote (kN)	Carga a tracción del pilote (kN)	Nº de pilotes
Tanque enterrado - zona parqueaderos	2580.48	3096.576	1801.15	1295.42	5.00	60.06	57.12	**23**
					7.00	91.74	85.33	**16**
					9.00	122.83	113.13	**12**
					10.00	140.40	128.44	**11**
					12.00	172.09	156.66	**9**
					17.00	251.31	227.19	**6**

Tabla 156. Numero de pilotes para el tanque enterrado. Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

Con base en la capacidad de carga por tracción de cada pilote, se seleccionará la configuración que resulte más adecuada para garantizar el desempeño estructural requerido.

8.14.6. Módulo de reacción horizontal y vertical.

- **Módulo de reacción de la subrasante para la losa.**

El valor obtenido se resume a continuación:

Estructura	Tanque enterrado – parqueaderos
K (kN/m³)	**603.5**

Tabla 157. Módulos de reacción de la losa de cimentación.

Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

8.15. Cimentación para tanque de almacenamiento enterrado – detrás de graderías.

Se realizó el análisis para un tanque enterrado con cuarto de bombas, con las siguientes dimensiones: 3.60 m de ancho, 10.90 m de largo, 3.10 m de profundidad y un espesor estimado de 0.30 m. El tanque estará desplantado desde la cota arquitectónica propuesta como se muestra en la Figura 53.

La losa estará apoyada sobre 0.50 m de mejoramiento correspondiente a piedra rajón con geotextil no tejido.

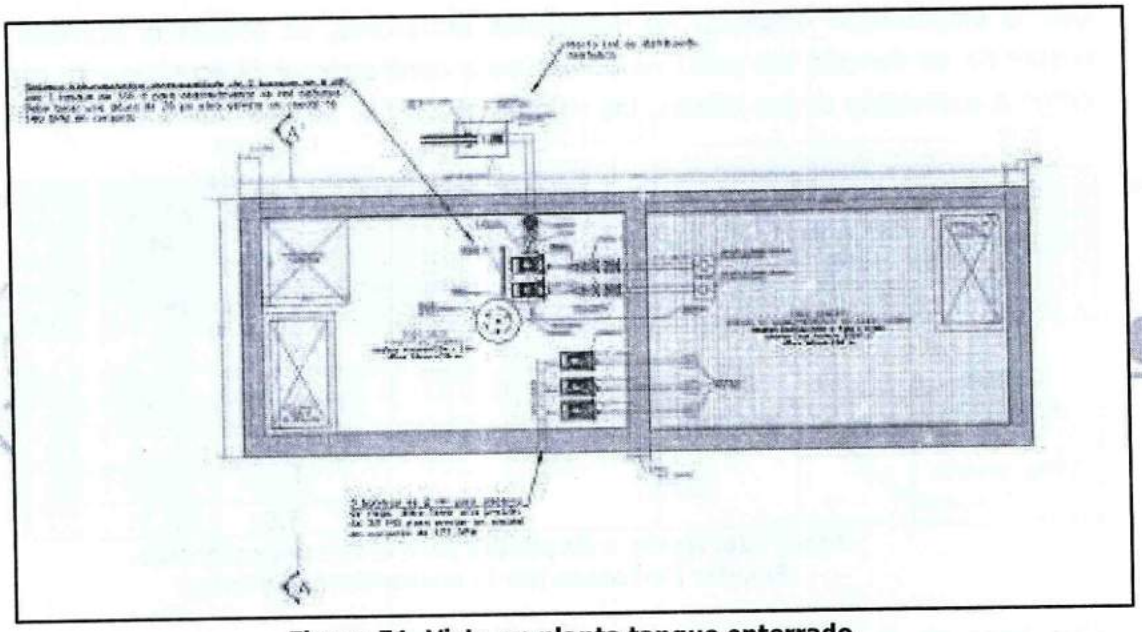


Figura 51. Vista en planta tanque enterrado.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

168/n

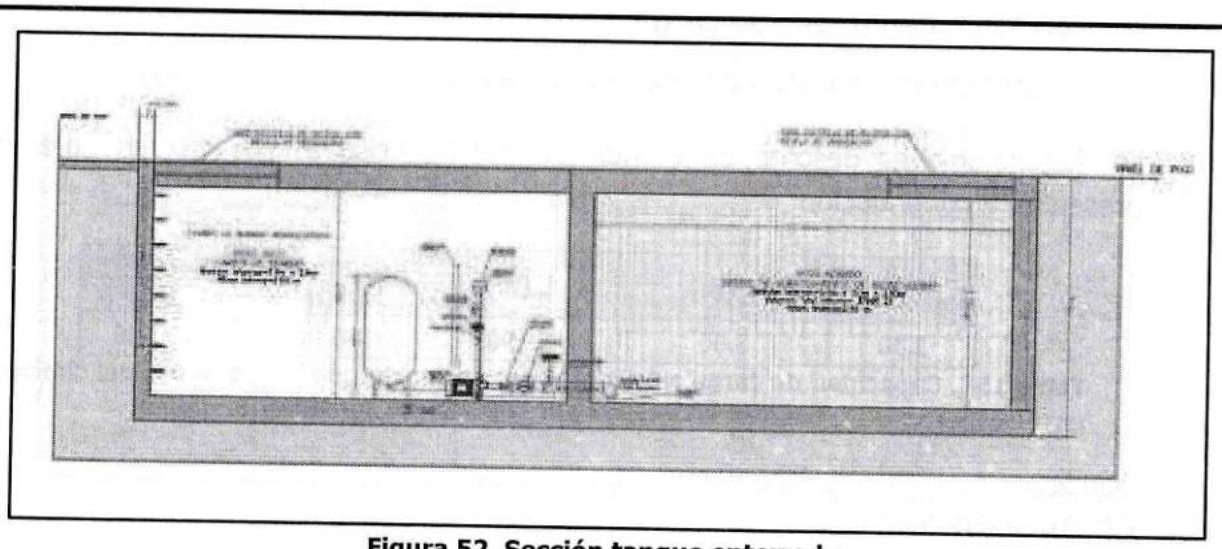


Figura 52. Sección tanque enterrado.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

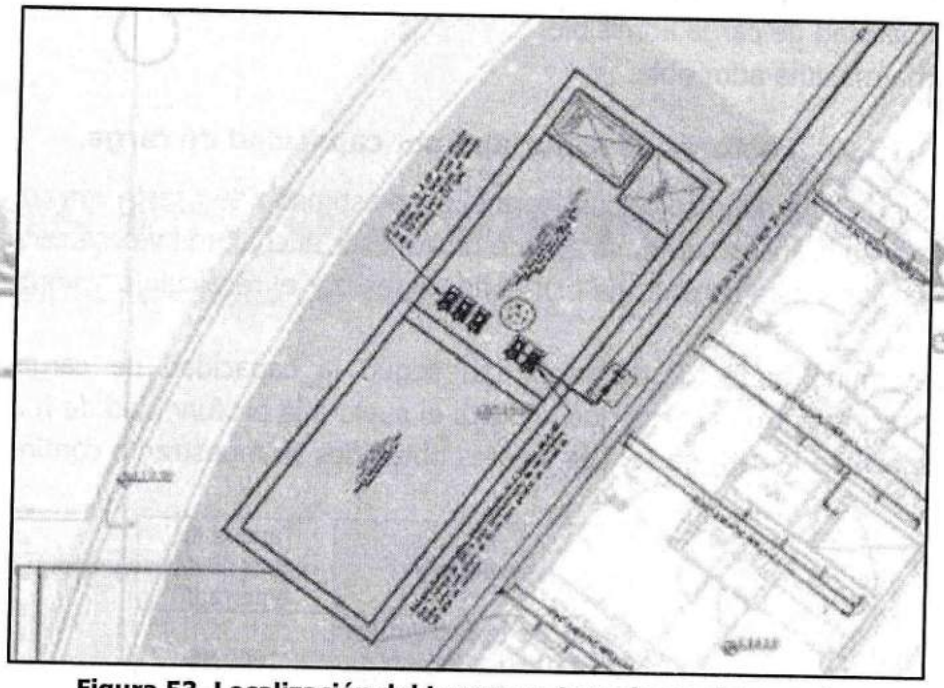


Figura 53. Localización del tanque enterrado en el proyecto.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Nota: *El espesor considerado para la estructura es de 0.30 m. En caso de que se presente alguna variación en este valor, deberá proporcionarse a la presente consultoría para realizar el recálculo correspondiente.*

8.15.1. Capacidad de carga.

a) Capacidad de carga a nivel de desplante:

La metodología es descrita en el numeral 8.1.3, inciso a. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

Df (m)	B (m)	L (m)	qa (kN/m2)	Carga P (kN)
3.10	3.60	10.90	**68.08**	2671.49

Tabla 158. Capacidad de carga admisible (qa) en función de la geometría del cimiento. Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
qa: Capacidad de carga admisible.
P: Carga máxima admisible.

8.15.2. Factores de seguridad por capacidad de carga.

El factor de seguridad se calcula para el peso estimado de la estación con las dimensiones diseñadas hidráulicamente, se asume un espesor el cual una vez se tenga el valor real se debe enviar a esta consultoría con el fin de realizar el recálculo pertinente.

Se determinó el factor de seguridad según la capacidad de carga, realizando una comparación entre la carga que soporta el suelo a la profundidad de fundación y la carga que transmite la estructura. Los valores obtenidos se muestran a continuación:

Estructura	Tanque de aguas lluvias enterrado
Peso de la estructura en funcionamiento (kN)	1500.46
Carga ultima (kN)	8014.47
FS	**5.34**

Tabla 159. Factores de seguridad por capacidad de carga. Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

El valor obtenido es mayor a 3.00 y se considera satisfactorio.

169/n

8.15.3. Asentamientos.

La metodología utilizada es descrita en el numeral 8.1.4. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

Df (m)	B (m)	L (m)	Se (mm)	Sc (mm)	S total (mm)
3.10	3.60	10.90	0.24	21.31	**21.55**

Tabla 160. Asentamiento total.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
Se: Asentamientos elásticos.
Sc: Asentamientos por consolidación.
S total: Asentamientos total.

El asentamiento se considera satisfactorio debido a que es inferior al valor máximo permisible.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

8.15.4. Empuje.

La metodología utilizada es descrita en el numeral 8.14.4. A continuación, se muestran los parámetros utilizados y el valor del empuje obtenido, así como los factores de seguridad en las etapas de construcción y funcionamiento del tanque y del cuarto de bombas:

Estructura	Tanque enterrado
Hw (m)	3.10
A (m^2)	39.24
γ (kN/m^3)	10.00
E (kN)	**1216.44**
FS tanque vacío	**0.88**
FS tanque en funcionamiento	**1.23**

Tabla 161. Cálculo de los empujes.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

El factor de seguridad mínimo en la condición crítica, es decir, cuando la estructura se encuentra vacía, debe ser mayor a 1.20, por lo anterior, los valores obtenidos no se consideran satisfactorios y se recomienda el uso de pilotes para evitar el empuje.

8.15.5. Pilotes para control de empuje.

Al no poder contrarrestar el empuje hidrostático con el peso del tanque y el peso de cuarto de bombas, la presente consultoría recomienda el uso de pilotes preexcavados desplantados a 3.10 m, de 0.40 m de diámetro y longitud mínima de 6.00 m.

8.15.5.1. Capacidad de carga vertical del pilote por fricción.

Para este análisis se considera que los pilotes transfieren la carga mediante el mecanismo de fricción lateral. La capacidad de carga admisible neta por fricción del pilote de 0.40 m de diámetro con longitud variable se muestra a continuación:

Pilote de lado igual				0.40	m
L del pilote (m)	Cota	α/β	Qsi(KN)	Qsu (KN)	Qsa (KN)
6.00	9.10	0.59	71.26	152.07	**76.03**
7.00	10.10	0.64	31.69	183.75	**91.88**
9.00	12.10	0.30	58.81	242.56	**121.28**
10.00	13.10	0.60	35.15	277.71	**138.85**
12.00	15.10	0.64	63.38	341.08	**170.54**
17.00	20.10	0.64	158.44	499.52	**249.76**

Tabla 162. Resumen de los cálculos para la obtención de la capacidad de carga por fricción para diferentes longitudes de pilotes.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

Donde:
Qsu (kN): Capacidad de carga última acumulada del pilote.
Qsa (kN): Capacidad de carga admisible del pilote.

8.15.5.2. Capacidad de carga por resistencia al levantamiento de los pilotes.

De acuerdo con lo anterior se obtiene el siguiente valor de capacidad de carga al levantamiento.

L del pilote (m)	Q extracción
6.00	71.32
7.00	85.43
9.00	112.04
10.00	127.36
12.00	155.57

L del pilote (m)	Q extracción
17.00	226.10

Tabla 163. Capacidad de carga por resistencia al levantamiento de los pilotes.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Donde:
Qtracción (kN): Capacidad de carga admisible del pilote.

8.15.5.3. Número de pilotes.

Con la información obtenido en numerales anteriores, se estima el número de pilotes requerido en función del peso requerido para contrarrestar el empuje y la capacidad de carga a extracción de los pilotes, los valores obtenidos se resumen a continuación:

Estructura	Empuje (kN)	Empuje mayorado (kN)	Peso de la estructura (kN)	Peso para contrarrestar el empuje (kN)	L del pilote (m)	Q total del pilote (kN)	Carga a tracción del pilote (kN)	Nº de pilotes
Tanque enterrado – detrás de graderías	1216.44	1459.728	1065.46	394.27	6.00	76.03	71.32	**6**
					7.00	91.88	85.43	**5**
					9.00	121.28	112.04	**4**
					10.00	138.85	127.36	**4**
					12.00	170.54	155.57	**3**
					17.00	249.76	226.10	**2**

Tabla 164. Numero de pilotes para el tanque enterrado.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

Con base en la capacidad de carga por tracción de cada pilote, se seleccionará la configuración que resulte más adecuada para garantizar el desempeño estructural requerido.

8.15.6. Módulo de reacción horizontal y vertical.

- **Módulo de reacción de la subrasante para la losa.**

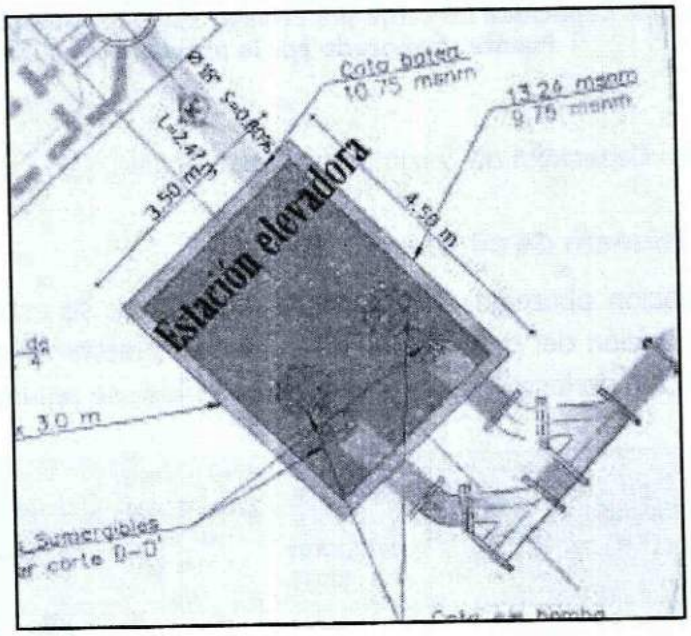
El valor obtenido se resume a continuación:

Estructura	Tanque enterrado – detrás de graderías
K (kN/m³)	**3158.9**

Tabla 165. Módulos de reacción de la losa de cimentación.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

8.16. Cimentación para estación elevadora.

La estación se muestra en las siguientes figuras:



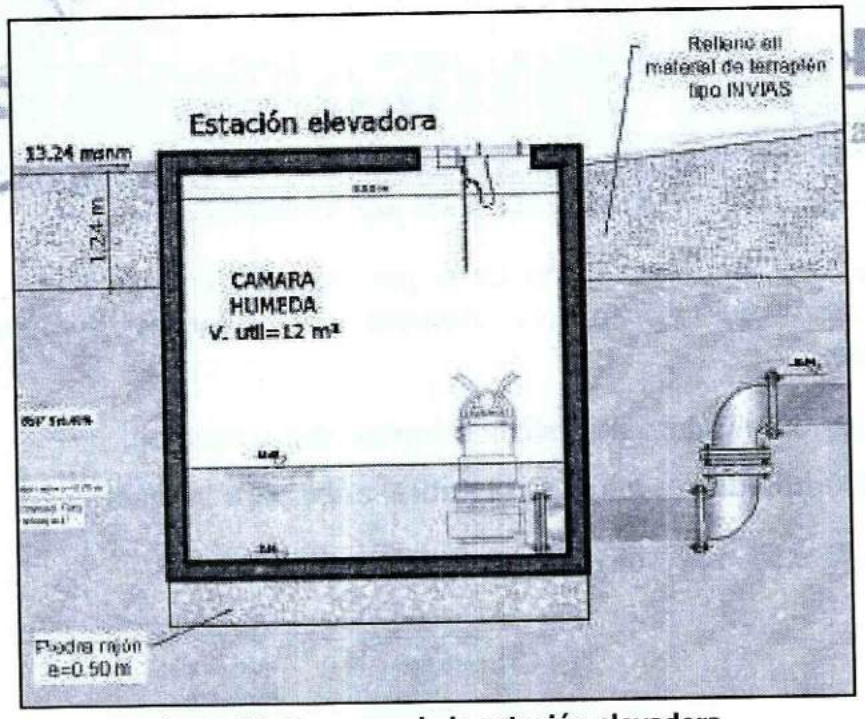


Figura 54. Esquema de la estación elevadora.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Se realizó un análisis para una estación elevadora con las siguientes dimensiones: 3.50 m de ancho, 4.50 m de largo, 4.57 m de altura y un espesor estimado de 0.25 m.

Nota: *El espesor de la estructura, proporcionado por el solicitante, es de 0.25 m. En caso de que se presente alguna variación en este valor, deberá proporcionarse a la presente consultoría para realizar el recálculo correspondiente.*

El valor del espesor de relleno en material de terraplén tipo INVIAS para alcanzar la cota 13.24 m.s.n.m. es de 1.24 m.

La estructura será desplantada a una profundidad de 4.37 m respecto al nivel arquitectónico propuesto y estarán apoyadas sobre un mejoramiento correspondiente a 0.50 m de piedra rajón envuelto en geotextil NT.

8.16.1. Capacidad de carga.

a) Capacidad de carga a nivel de desplante:

La metodología es descrita en el numeral 8.1.3, inciso a. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

Df (m)	B (m)	L (m)	qa (kN/m2)	Carga P (kN)
4.37	3.50	4.50	**105.52**	1661.91

Tabla 166. Capacidad de carga admisible (qa) en función de la geometría del cimiento. Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
qa: Capacidad de carga admisible.
P: Carga máxima admisible.

8.16.2. Factores de seguridad por capacidad de carga.

El factor de seguridad se calcula para el peso estimado de la estación con las dimensiones diseñadas hidráulicamente, se asume un espesor el cual una vez se tenga el valor real se debe enviar a esta consultoría con el fin de realizar el recálculo pertinente.

Se determinó el factor de seguridad según la capacidad de carga, realizando una comparación entre la carga que soporta el suelo a la profundidad de fundación y la carga que transmite la estructura. Los valores obtenidos se muestran a continuación:

Estructura	Estación elevadora
Peso de la estructura en funcionamiento (kN)	750.09
Carga ultima (kN)	14957.19
FS	**19.94**

Tabla 167. Factores de seguridad por capacidad de carga.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

El valor obtenido es mayor a 3.00 y se considera satisfactorio.

8.16.3. Asentamientos.

La metodología utilizada es descrita en el numeral 8.1.4. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

Df (m)	B (m)	L (m)	Se (mm)	Sc (mm)	S total (mm)
4.37	3.50	4.50	1.66	9.78	**11.43**

Tabla 168. Asentamiento total.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
Se: Asentamientos elásticos.
Sc: Asentamientos por consolidación.
S total: Asentamientos total.

El asentamiento se considera satisfactorio debido a que es inferior al valor máximo permisible.

8.16.4. Empuje.

La metodología utilizada es descrita en el numeral 8.14.4. A continuación, se muestran los parámetros utilizados y el valor del empuje obtenido, así como los factores de seguridad en las etapas de construcción y funcionamiento de la estación elevadora:

Estructura	Estación elevadora
Hw (m)	3.13
A (m^2)	15.75
γ (kN/m^3)	10.00
E (kN)	**492.98**
FS tanque vacío	**1.24**
FS tanque en funcionamiento	**1.56**

Tabla 169. Cálculo de los empujes.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

El factor de seguridad mínimo en la condición crítica, es decir, cuando la estructura se encuentra vacía, debe ser mayor a 1.20, por lo anterior, los valores obtenidos se consideran satisfactorios.

- **Módulo de reacción de la subrasante para la losa.**

El valor obtenido se resume a continuación:

PABLO CASTILLA NEGRETE
Geotécnicos y Ambientales

Estructura	Estación elevadora
K (kN/m^3)	**4165**

Tabla 170. Módulos de reacción de la losa de cimentación.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

8.17. Cimentación para cajas de interconexión y de válvulas.

Se realizó un análisis para una caja de interconexión pequeña con las siguientes dimensiones: 2.40 m de ancho, 4.40 m de largo, 1.10 m de altura y un espesor estimado de 0.20 m.

Y para una caja de válvulas de 3.70 m de ancho, 3.70 m de largo, 3.35 m de altura y un espesor estimado de 0.25 m en paredes y tapa y 0.25 m de espesor en la base.

Además, se dispondrá de un mejoramiento correspondiente a 0.50 m de piedra rajón envuelto en geotextil NT.

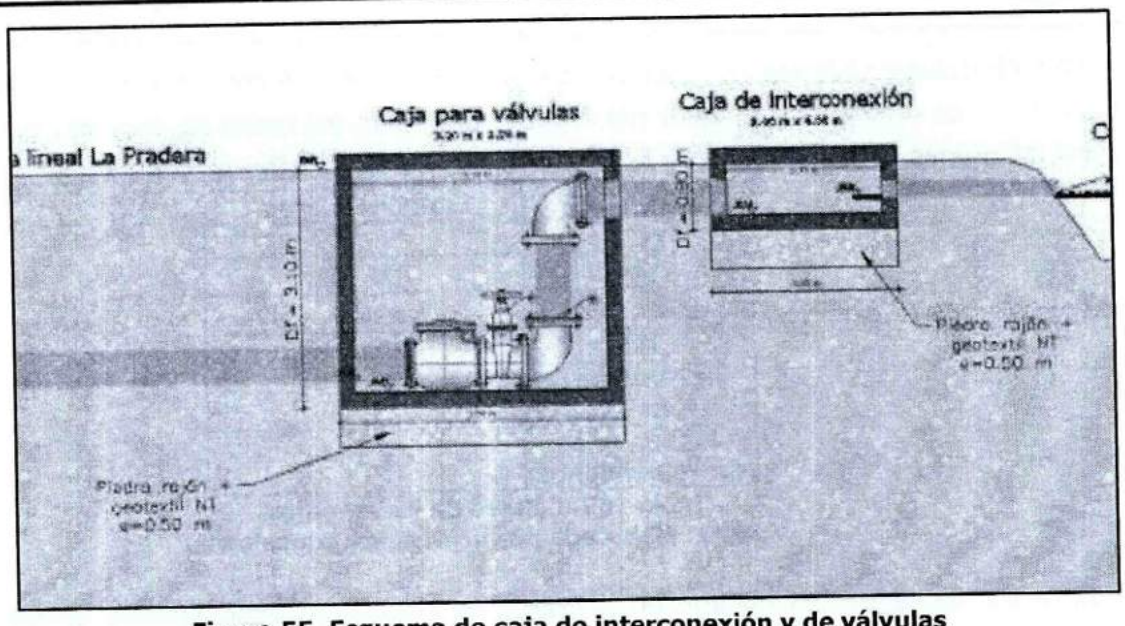


Figura 55. Esquema de caja de interconexión y de válvulas
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Nota: *El espesor de la estructura, proporcionado por el solicitante, es de 0.25 m. En caso de que se presente alguna variación en este valor, deberá proporcionarse a la presente consultoría para realizar el recálculo correspondiente.*

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

8.17.1. Capacidad de carga.

b) Capacidad de carga a nivel de desplante:

La metodología es descrita en el numeral 8.1.3, inciso a. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

Df (m)	B (m)	L (m)	qa (kN/m2)	Carga P (kN)
3.10	3.70	3.70	**82.98**	1136.00
0.90	2.40	4.40	**95.93**	1013.05

Tabla 171. Capacidad de carga admisible (qa) en función de la geometría del cimiento.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
qa: Capacidad de carga admisible.
P: Carga máxima admisible.

8.17.2. Factores de seguridad por capacidad de carga.

El factor de seguridad se calcula para el peso estimado de las cajas con las dimensiones diseñadas hidráulicamente, se asume un espesor el cual una vez se tenga el valor real se debe enviar a esta consultoría con el fin de realizar el recálculo pertinente.

Se determinó el factor de seguridad según la capacidad de carga, realizando una comparación entre la carga que soporta el suelo a la profundidad de fundación y la carga que transmite la estructura. Los valores obtenidos se muestran a continuación:

Estructura	Caja de válvulas
Peso de la estructura (kN)	404.40
Carga ultima (kN)	6816.02
FS	**16.85**

Tabla 172. Factores de seguridad por capacidad de carga de la caja de válvulas.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Estructura	Caja de interconexión pequeña
Peso de la estructura (kN)	114.72
Carga ultima (kN)	4052.20
FS	**35.32**

Tabla 173. Factores de seguridad por capacidad de carga de la caja de interconexión pequeña.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

El valor obtenido es mayor a 3.00 y se considera satisfactorio.

8.17.3. Asentamientos.

La metodología utilizada es descrita en el numeral 8.1.4. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

Df (m)	**B (m)**	**L (m)**	**Se (mm)**	**Sc (mm)**	**S total (mm)**
3.10	3.70	3.70	1.43	14.62	**16.05**
0.90	2.40	4.40	0.34	11.25	**11.60**

Tabla 174. Asentamiento total.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
Se: Asentamientos elásticos.
Sc: Asentamientos por consolidación.
S total: Asentamientos total.

El asentamiento se considera satisfactorio debido a que es inferior al valor máximo permisible.

8.17.4. Empuje.

La metodología utilizada es descrita en el numeral 8.14.4. A continuación, se muestran los parámetros utilizados y el valor del empuje obtenido, así como los factores de seguridad en las etapas de construcción y funcionamiento de las cajas:

Estructura	Caja de válvulas
Hw (m)	3.10
A (m^2)	13.69
γ (kN/m^3)	10.00
E (kN)	**424.39**
FS tanque vacío	**0.95**
FS tanque en funcionamiento	**1.06**

Tabla 175. Cálculo de los empujes.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

Estructura	Caja de interconexión pequeña
Hw (m)	0.90
A (m^2)	10.56
γ (kN/m^3)	10.00
E (kN)	**95.04**
FS tanque vacío	**1.21**
FS tanque en funcionamiento	**1.34**

Tabla 176. Cálculo de los empujes.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría

El factor de seguridad mínimo en la condición crítica, es decir, cuando la estructura se encuentra vacía, debe ser mayor a 1.20, por lo anterior, los valores se consideran

satisfactorios para la caja de interconexión pequeña. Mientras que para la caja de válvulas se recomienda el uso de pilotes para el control del empuje.

8.17.5. Pilotes para control de empuje.

Al no poder contrarrestar el empuje hidrostático con el peso la caja de válvulas, la presente consultoría recomienda el uso de pilotes preexcavados desplantados a 3.10 m, de 0.40 m de diámetro y longitud de 5.00 m.

8.17.5.1. Capacidad de carga vertical del pilote por fricción.

Para este análisis se considera que los pilotes transfieren la carga mediante el mecanismo de fricción lateral.

La capacidad de carga admisible neta por fricción del pilote de 0.40 m de diámetro con longitud de 5.00 se muestra a continuación:

Pilote de lado igual		0.40	m	
Cota	**α/β**	**Qsi(KN)**	**Qsu (KN)**	**Qsa (KN)**
4.10	0.30	8.04	8.04	4.02
6.10	0.30	27.30	35.34	17.67
8.10	0.53	82.12	117.46	58.73
TOTAL				**58.73**

Tabla 177. Resumen de los cálculos para la obtención de la capacidad de carga por fricción para diferentes longitudes de pilotes.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

Donde:
Qsu (kN): Capacidad de carga última acumulada del pilote.
Qsa (kN): Capacidad de carga admisible del pilote.

8.17.5.2. Capacidad de carga por resistencia al levantamiento de los pilotes.

De acuerdo con lo anterior se obtiene el siguiente valor de capacidad de carga al levantamiento.

L del pilote (m)	Q extracción
5.00	56.19

Tabla 178. Capacidad de carga por resistencia al levantamiento de los pilotes.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Donde:
Qtracción (kN): Capacidad de carga admisible del pilote.

8.17.5.3. Número de pilotes.

Con la información obtenido en numerales anteriores, se estima el número de pilotes requerido en función del peso requerido para contrarrestar el empuje y la capacidad de carga a extracción de los pilotes, los valores obtenidos se resumen a continuación:

Estructura	Empuje (kN)	Empuje mayorado (kN)	Peso de la estructura (kN)	Peso para contrarrestar el empuje (kN)	Q total del pilote (kN)	Carga a tracción del pilote (kN)	Nº de pilotes
Caja de válvulas	424.39	509.268	404.40	104.87	58.73	56.19	**2**

Tabla 179. Numero de pilotes para la caja de válvulas.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

Con base en la capacidad de carga por tracción del pilote, se recomienda el uso de 2 pilotes para el control del empuje.

8.17.6. Módulo de reacción horizontal y vertical.

- **Módulo de reacción de la subrasante para la losa.**

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

El valor obtenido se resume a continuación:

Estructura	Caja de válvulas
K (kN/m³)	**1841**

Tabla 180. Módulos de reacción de la losa de cimentación.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Estructura	Caja de interconexión pequeña
K (kN/m³)	**937**

Tabla 181. Módulos de reacción de la losa de cimentación.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

175/12

8.18. Cimentación para zonas de parqueo con geoceldas.

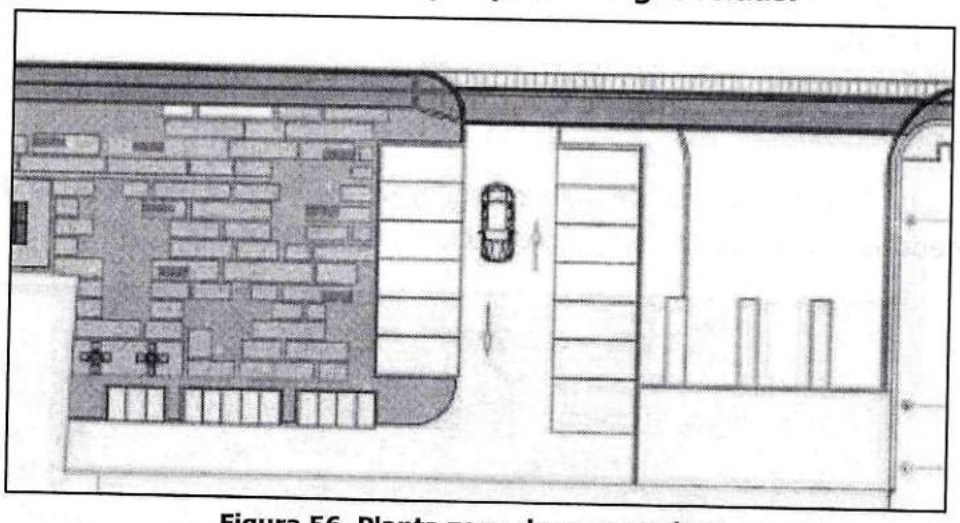


Figura 56. Planta zona de parqueadero.
Fuente: Suministrada por el solicitante.

Se plantea el uso de geoceldas para mejorar la capacidad estructural del pavimento, incrementando el coeficiente estructural (ai) de la capa reforzada. Para optimizar esta solución, se recomienda la instalación de geotextiles tejidos de separación en la interfaz entre la subrasante y el material de terraplén, así como debajo de la geocelda. Esto permitirá evitar la migración de partículas finas hacia las capas superiores y la intrusión de materiales gruesos en las capas inferiores. La geocelda debe colocarse sobre el terraplén una vez que este haya sido nivelado y compactado adecuadamente.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

En el caso de la zona de estacionamiento, la construcción con geoceldas debe seguir un proceso estructurado. Primero, se debe nivelar y compactar el terreno, garantizando las pendientes mínimas requeridas para el adecuado drenaje del agua (al menos 1%).

Nota: Se advierte que esta solución puede experimentar encharcamiento, dado que el drenaje se efectúa de manera superficial una vez que el sistema alcanza su capacidad de saturación. Por lo tanto, es fundamental garantizar un adecuado escurrimiento del agua hacia la carrera 22C para evitar acumulaciones que puedan afectar su desempeño.

Una vez preparada la base, las geoceldas se instalan de manera contigua, asegurando su correcta trabazón para evitar desplazamientos y mejorar la estabilidad de la estructura. Posteriormente, se procede al relleno de las geoceldas con gravas, las cuales deben cumplir con las siguientes especificaciones:

- Gravas de diámetro de entre 5 mm y 20 mm (Ret entre tamiz ¾" y No.4).
- O canto rodado con un diámetro de entre 5 mm y 25 mm (Ret entre tamiz 1" y No.4).
- En cualquier caso, el material debe cumplir con los ensayos de desgaste, solidez y absorción.

La grava debe distribuirse de manera uniforme, dejando al menos 2 cm de espesor sobre las geoceldas para garantizar su protección y funcionalidad.

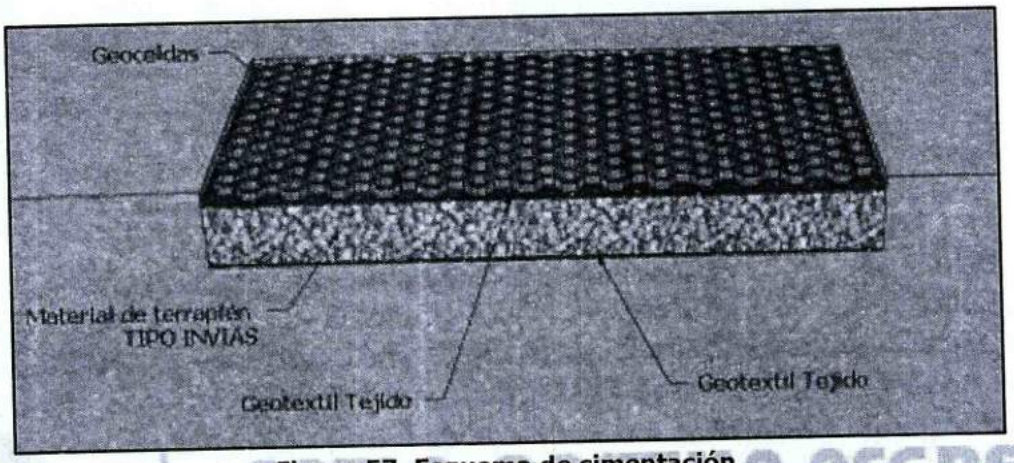


Figura 57. Esquema de cimentación.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Es espesor de material de terraplén debe ser mínimo de 0.30 m.

8.19. Cimentación para andenes y zonas peatonales.

Para las zonas peatonales, ubicadas alrededor del coliseo cubierto, se utilizarán adoquines tipo deck. Para la instalación, se debe comenzar nivelando el terreno y asegurando que tenga las pendientes adecuadas para el drenaje. Posteriormente, se colocan bordillos o bordes de contención alrededor del área para mantener los adoquines en su lugar. Se extiende una capa uniforme de arena de 0.02 m de espesor sobre la base preparada y esta se envuelve en geotextil NT.

Las especificaciones granulométricas para la arena de la cama de asiento se muestran a continuación:

TAMIZ ASTM	Arena para Cama % que pasa, en peso
9,5 mm (3/8")	100
4,75 mm (No.4)	95 - 100
2,36 mm (No.8)	75 - 100

TAMIZ ASTM	Arena para Cama % que pasa, en peso
1,18 mm (No. 16)	50 - 95
600 µm (No. 30)	25 - 60
300 µm (No. 50)	10 - 30
150 µm (No. 100)	0 - 15
75 µm (No. 200)	0 - 5

Tabla 182. Granulometría para la cámara de arena.
Fuente: Hindural.

Luego, se colocan los adoquines, asegurándose de que estén bien alineados y nivelados, utilizando un mazo de goma para ajustar si es necesario.

Una vez colocado el Deck, se barre inicialmente arena y se sugiere mezclar a arena con un aglomerante de las mismas (Paverfix) solo en las ranuras y se procede a compactarlo una sola vez en zigzag, con una rana o vibrocompactadora, sobre una lámina de tríplex para repartir las cargas de vibración.

Nota: *En todas las zonas de construcción de andenes y senderos peatonales se debe asegurar un espesor mínimo de relleno de 0.30 m, en caso de no cumplir con este espesor hacer un reemplazo hasta completarlo.*

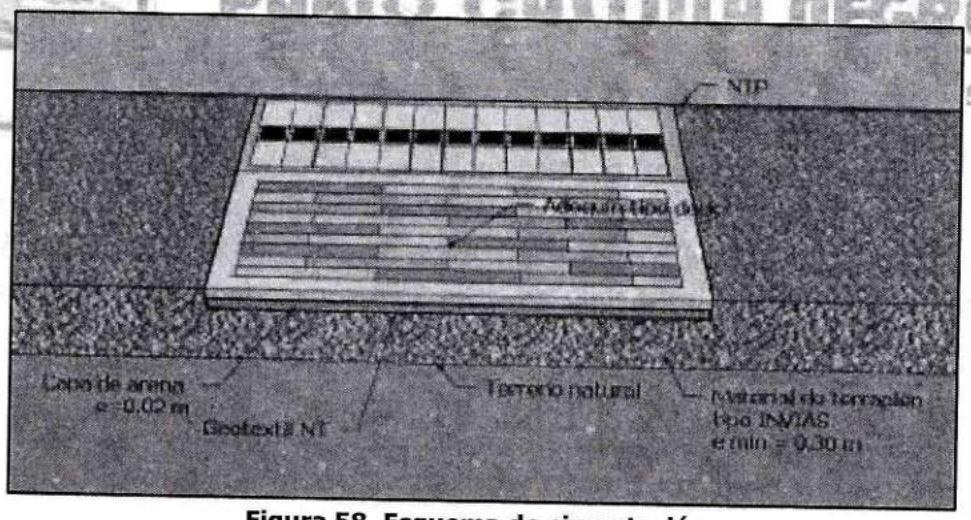


Figura 58. Esquema de cimentación.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

En las áreas donde se instalará adoquín convencional, se seguirán las recomendaciones previamente establecidas, con las siguientes excepciones: no se utilizará geotextil para cubrir la cama de arena, ni se aplicará Paverfix. En su lugar, será suficiente con esparcir arena sobre los adoquines para rellenar los espacios entre estos.

Para el caso de las placas de concreto que irán en la zona peatonal al lado de los parqueaderos, estas estarán apoyadas sobre mínimo 0.30 m el material de terraplén tipo INVIAS.

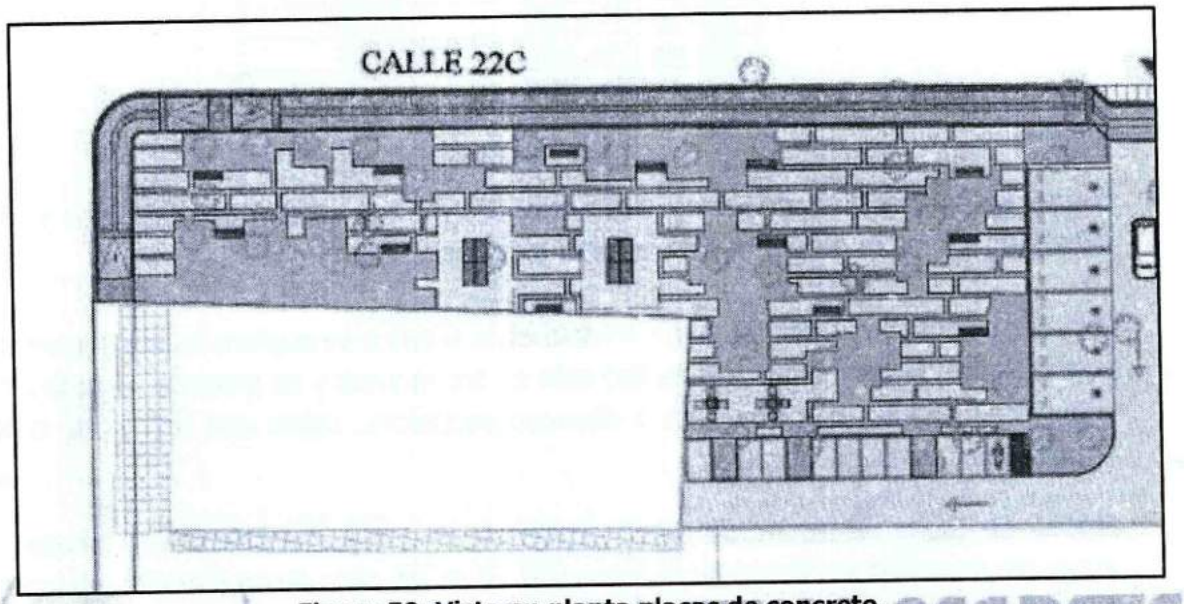


Figura 59. Vista en planta placas de concreto.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

9. CIMENTACIÓN PARA CUNETAS PROYECTADAS.

Para la captación del caudal de escorrentía se recomienda la construcción de cunetas con tapa, con pendiente longitudinal variable. Dichas estructuras se ubicarán tal como se muestra en la imagen a continuación. Cabe resaltar que cada tramo está definido por la llegada del drenaje superficial de las vías. Se recomienda transmitir las cargas a través de losas de cimentación.

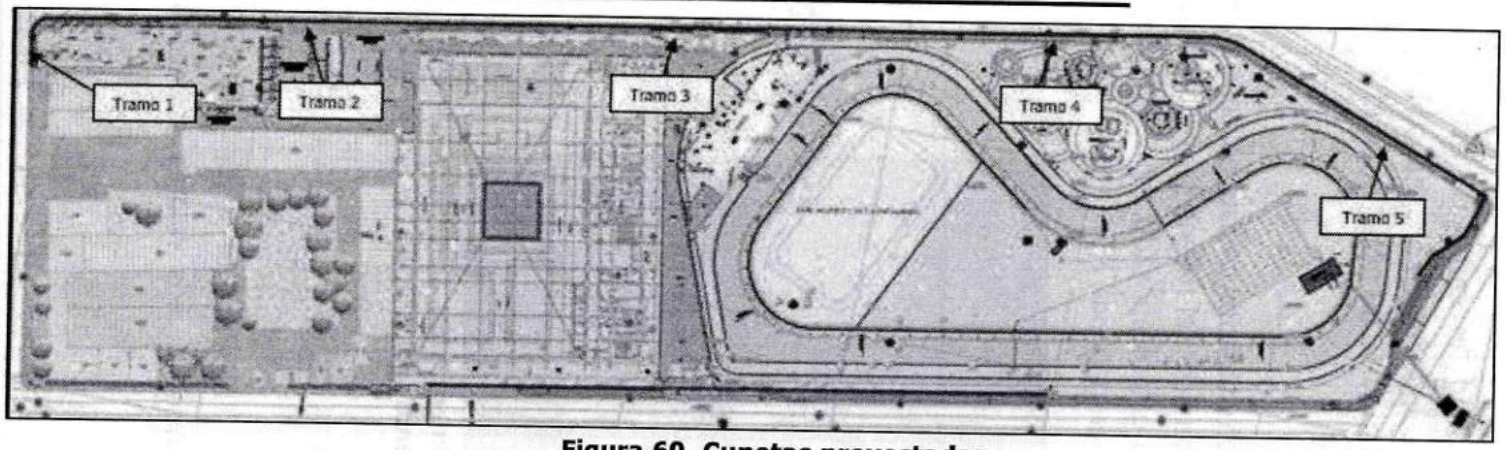


Figura 60. Cunetas proyectadas.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría. Tomado del estudio HEH.

Localización	Abscisa Inicial	Abscisa Final	B (m)	H (m)	B Libre (m)	Cota del terreno natural inicio (msnm)	Cota del terreno natural final (msnm)	Cota de fondo inicial (msnm)	Cota de fondo final (msnm)	Cota clave inicial (msnm)	Cota clave final (msnm)	Longitud (m)	Profundidad de la cuenta al inicio (m)	Profundidad de la cuenta al final (m)	Espesor de relleno (m)
Tramo 1	K0+000.00	K0+012.17	0.60	0.30	0.05	13.26	13.20	12.77	12.75	13.330	13.350	10.89	0.560	0.600	0.15
Tramo 2	K0+012.17	K0+105.92	0.60	0.30	0.05	13.20	13.60	12.75	12.56	13.350	13.850	93.43	0.600	1.290	0.25
Tramo 3	K0+105.92	K0+201.22	0.60	0.50	0.05	13.60	13.96	12.56	12.47	13.850	14.000	94.27	1.290	1.530	0.04
Tramo 4	K0+201.22	K0+299.21	0.60	0.50	0.05	13.96	14.00	12.47	12.36	14.000	14.140	98.97	1.530	1.780	0.14
Tramo 5	K0+299.21	K0+366.94	0.60	0.50	0.05	14.00	13.80	12.36	12.24	14.140	14.030	115.48	1.780	1.790	0.23

Figura 61. Cunetas proyectadas.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría. Tomado del estudio HEH.

Se considerarán las mayores profundidades alcanzadas en cada tramo de las cunetas para asumir una condición crítica.

9.1. Dimensión de los cimientos.

Se realiza una sensibilización numérica de la capacidad de carga de las losas de cimentación con base a las dimensiones internas del canal, dadas en el estudio HEH, para ello se harán cálculos para anchos de cimientos de 0.60 m y 10.00 m de longitud.

9.2. Profundidad de apoyo.

Se analiza una profundidad de desplante según las profundidades críticas en cada tramo (columna 15 de la tabla anterior) medidos desde la superficie del relleno proyectado para alcanzar el nivel arquitectónico propuesto. El cimiento estará apoyado sobre 0.50 m de mejoramiento correspondiente a piedra rajón envuelto en geotextil NT.

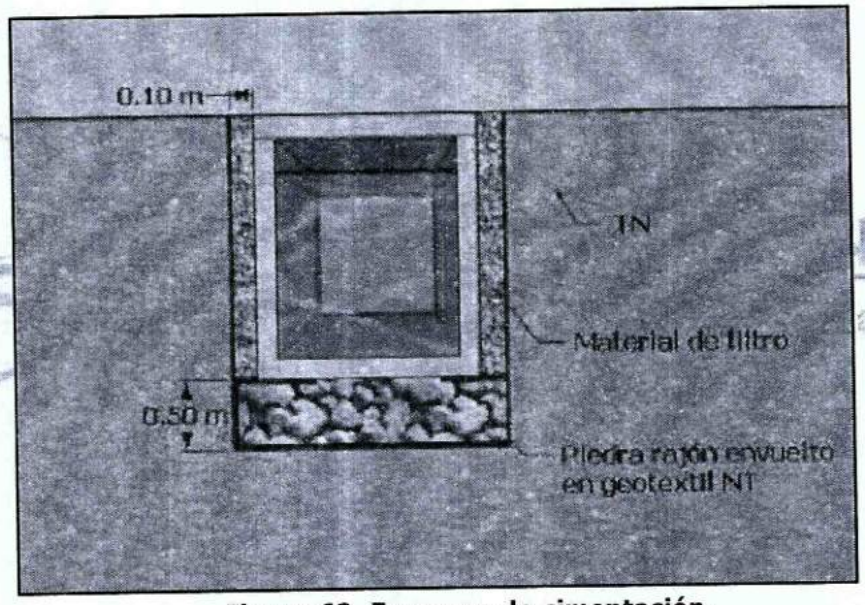


Figura 62. Esquema de cimentación.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

9.3. Capacidad de carga

a) Capacidad de carga a nivel de desplante:

La metodología es descrita en el numeral 8.1.3, inciso a. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

Tramo	Df (m)	B (m)	L (m)	qa (KN/m2)	Carga P (KN)
1	0.60	0.60	10.00	**79.57**	477.44
2	1.29	0.60	10.00	**89.05**	534.32
3	1.53	0.60	10.00	**75.76**	454.56
4	1.78	0.60	10.00	**57.80**	346.78
5	1.79	0.60	10.00	**57.83**	347.00

Tabla 183. Capacidad de carga admisible (qa) en función de la geometría del cimiento. Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
qa: Capacidad de carga admisible.
P: Carga máxima admisible.

b) Capacidad de carga profunda:

La metodología es descrita en el numeral 8.1.3, inciso b. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

Z (m)	Df (m)	B+Z (m)	L+Z (m)	qa 2 (KN/m^2)	Δq (KN/m^2)	FS
1.40	2.00	2.00	11.40	**42.60**	**20.94**	**6.10**
0.71	2.00	1.31	10.71	**44.57**	**38.08**	**3.51**
0.47	2.00	1.07	10.47	**45.43**	**40.58**	**3.36**
0.22	2.00	0.82	10.22	**46.41**	**41.38**	**3.36**
0.21	2.00	0.81	10.21	**46.45**	**41.96**	**3.32**

Tabla 184. Capacidad de carga profunda y revision del factor de seguridad. Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Los resultados se consideran satisfactorios, debido a que el factor de seguridad es mayor a 3.00.

9.4. Asentamientos.

La metodología utilizada es descrita en el numeral 8.1.4. Para este caso, el esfuerzo de trabajo utilizado para calcular los asentamientos fue estimado en base al peso de la estructura en concreto, asumiendo un espesor de 0.20. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

Tramo	Df (m)	B (m)	L (m)	Se (mm)	Sc (mm)	S total (mm)
1	0.60	0.60	10.00	0.20	2.38	**2.59**
2	1.29	0.60	10.00	0.33	7.65	**7.97**
3	1.53	0.60	10.00	0.49	16.93	**17.42**
4	1.78	0.60	10.00	0.57	17.24	**17.81**
5	1.79	0.60	10.00	0.50	17.25	**17.75**

Tabla 185. Asentamiento total.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
Se: Asentamientos elásticos.
Sc: Asentamientos por consolidación.
S total: Asentamientos total.

Los asentamientos se consideran satisfactorios debido a que son inferiores al valor máximo dado en el título H de la NSR-10, es decir, 150 mm para construcciones entre medianeros siempre y cuando no se afecten las construcciones vecinas.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

9.4.1. Empuje.

La metodología utilizada es descrita en el numeral 8.14.4. A continuación, se muestran los parámetros utilizados y el valor del empuje obtenido, así como los factores de seguridad en las etapas de construcción y funcionamiento de las cunetas.

Tramo	1
Df (m)	0.60
B (m)	0.60
L (m)	10.00
Nf (m)	0.00
γ agua (kN/m3)	10.00
Área (m2)	6.00
W canal (kN)	153.60
E (KN)	**36.00**
FS (Estructura Vacía)	4.27
FS (funcionamiento)	6.04

Tabla 186. Cálculo de los empujes.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

Tramo	2
Df (m)	1.29
B (m)	0.60
L (m)	10.00
Nf (m)	0.00
y agua (kN/m3)	10.00
Área (m2)	6.00
W canal (kN)	219.84
E (KN)	**77.40**
FS (Estructura Vacía)	2.84
FS (funcionamiento)	4.02

Tabla 187. Cálculo de los empujes.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

Tramo	3
Df (m)	1.53
B (m)	0.60
L (m)	10.00
Nf (m)	0.00
y agua (kN/m3)	10.00
Área (m2)	6.00
W canal (kN)	242.88
E (KN)	**91.80**
FS (Estructura Vacía)	2.65
FS (funcionamiento)	3.75

Tabla 188. Cálculo de los empujes.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

Tramo	4
Df (m)	1.78
B (m)	0.60
L (m)	10.00
Nf (m)	0.00
y agua (kN/m3)	10.00
Área (m2)	6.00
W canal (kN)	266.88
E (KN)	**106.80**
FS (Estructura Vacía)	2.50
FS (funcionamiento)	3.54

Tabla 189. Cálculo de los empujes.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría

Tramo	5
Df (m)	1.79
B (m)	0.60
L (m)	10.00

Tramo	5
Nf (m)	0.00
γ agua (kN/m3)	10.00
Área (m2)	6.00
W canal (kN)	145.46
E (KN)	**107.40**
FS (Estructura Vacía)	1.35
FS (funcionamiento)	1.92

Tabla 190. Cálculo de los empujes.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría

El factor de seguridad mínimo en la condición crítica, es decir, cuando la estructura se encuentra vacía, debe ser mayor a 1.20, por lo anterior, los valores se consideran satisfactorios.

10. DISEÑO DE PAVIMENTO RÍGIDO PARA ZONA DE ACCESO DE AMBULANCIAS.

La zona de acceso de ambulancias se muestra a continuación:

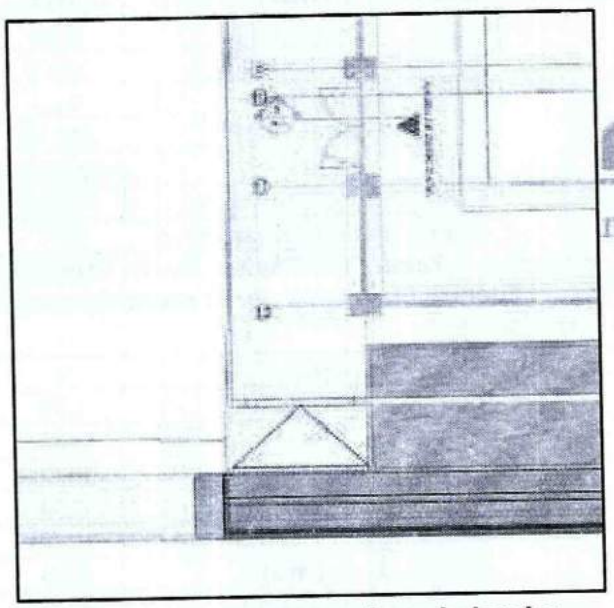


Figura 63. Zona acceso de ambulancias.
Fuente: Suministrado por el solicitante.

Para ello, se utiliza para el diseño el procedimiento simplificado de diseño para el caso en que no se disponga de datos sobre distribución de cargas por eje.

Este método se ha desarrollado para para abordar escenarios donde no se disponga de información precisa sobre el deterioro debido a la fatiga o la erosión, ni se cuente con la distribución de cargas por eje obtenida a partir de pesajes confiables. La Asociación de

Cemento Portland (PCA) ha preparado tablas de diseño simplificadas basadas en distribuciones típicas de cargas por eje para diferentes tipos de vías. Estas tablas permiten diseñar pavimentos sin necesidad de tener información detallada sobre las cargas de tránsito esperadas.

10.1. Pasos a seguir en el diseño.

10.1.1. Elegir la categoría de carga por eje.

Para el diseño de esta zona, se seleccionó la Categoría 1. Esta categoría es la más adecuada debido a que el estacionamiento clasifica como una instalación con un tránsito bajo a medio.

Tabla 6.12
Categorías de carga por eje

Categorías de carga por eje	Descripción	Tránsito			Máximas cargas por eje (KN)	
		TPD	TPDC			
			%	Diario	Ejes simples	Ejes tándem
1	- Calles residenciales, carreteras rurales y secundarias (bajo a medio).	200 - 800	1-3	hasta 25	98	160
2	- Calles colectoras, carreteras rurales y secundarias (alto). - Calles, arterias y carreteras primarias (bajo).	700 - 5000	5 - 18	40 - 1000	115	195
3	- Calles arterias, y carreteras primarias (medio). - Vías expresas y autopistas urbanas e interestatales (bajo a medio).	3000 - 12000 (2 carriles) 3000 -50000+ (4 carriles o más)	8 - 30	500 -5000+	133	230
4	- Calles arterias, carreteras primarias y vías expresas (alto). - Autopistas urbanas e interestatales (medio a alto).	3000 - 20000 (2 carriles) 3000 -150000 (4 carriles o más)	8 - 30	1500 -8000+	151	267

* Los términos bajo, medio y alto se refieren a los pesos relativos de las cargas por eje, para el tipo de calle o carretera considerada; esto es, "bajo" para una autopista interestatal puede representar cargas mucho más pesadas en una carretera secundaria.

Tabla 191. Categoría de carga por eje.
Fuente: Canadian Portland Cement Association. ThinckNess Design for Concrete Hoghway and Street Pavements.

Nota: *La anterior tabla considera factores de seguridad de carga de 1.0, 1.1 y 1.2 para las categorías 1, 2, 3 y 4, respectivamente. Los datos están preparados para un periodo de diseño de 20 años.*

10.1.2. Determinar la resistencia del Conjunto Subrasante-Subbase

La resistencia se describe con términos como bajo, medio, alto y muy alto, relacionados aproximadamente con los valores reales del módulo de reacción, como se muestra en la

Tabla 195. Al usar subbase, se debe considerar el incremento del módulo K con la ayuda de la Tabla 193.

Para ello primero se deben calcular los siguientes parámetros:

a) Capacidad de soporte de diseño.

De acuerdo con lo establecido en el numeral 4.7 se establece que el CBR de diseño es igual a 2.10%, utilizando el CBR sumergido con el objetivo de contemplar el escenario más desfavorable al cual puede llegar a ser sometida la estructura, es decir, un nivel de saturación del suelo de subrasante.

b) Mejoramiento de la subrasante.

De acuerdo con el "Manual de diseño de pavimentos de concreto para vías con bajos. medios y altos volúmenes de tránsito" para subrasantes con CBR menores a 2%, se requieren tratamientos especiales como la sustitución de los materiales inadecuados. Sin embargo, con el fin de asegurar una buena superficie de trabajo en campo, se recomienda realizar un mejoramiento del suelo cuando se tengan valores menores a 5%, con este valor se asegura un módulo resiliente del terreno de fundación igual a 50 Mpa.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Para estimar el mejoramiento se debe obtener el valor K de la subrasante mejorada y se calcula el módulo de elasticidad mediante la ecuación de Ivanov:

$$E_{cc} = \frac{E_s}{1 - \frac{2}{\pi}\left[1 - \frac{1}{n^{3.5}}\right] * arctang\left[n * \frac{h_m}{2a}\right]}$$

$$n = \left[\frac{E_m}{E_s}\right]^{1/2.5}$$

Dónde:
a: Radio de la huella (mm).
Es: Módulo de la subrasante (Kg/cm^2).
hm: Espesor del reemplazo (cm), se tantea hasta que se tenga un espesor tal que el CBR sea mayor al 5%.
Em: Módulo del material de mejoramiento (Kg/cm^2).
Ecc: Módulo del sistema combinado (Kg/cm^2).
El módulo del mejoramiento se calcula con la siguiente formulación:

$$Ei = 130 * CBR^{0.714}$$

A continuación. se estima el espesor del mejoramiento y el CBR de la subrasante mejorada:

a (mm)	10.80
ES (Kg/cm2)	220.80
hm (cm)	**30.00**
Em (Kg/cm2)	673
Ecc (Kg/cm2)	516.66
CBR subrasante (%)	**2.10**
n	1.56
CBR subrasante mejorada %	**6.9**

Tabla 192. Cálculos para el mejoramiento de la subrasante.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

Dónde:
a: Radio de la huella (cm).
Es: Módulo de la subrasante (Kg/cm2).
hm: Espesor del reemplazo (cm), se tantea hasta que se tenga un espesor tal que el CBR sea mayor al 5%.
Em: Módulo del material de mejoramiento (Kg/cm2).
Ecc: Módulo del sistema combinado (Kg/cm2).

Se recomienda el uso de un mejoramiento correspondiente a piedra rajón con geotextil no tejido de 0.30 m de espesor, con el cual se obtiene un CBR de la subrasante mejorada igual a 6.90%.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

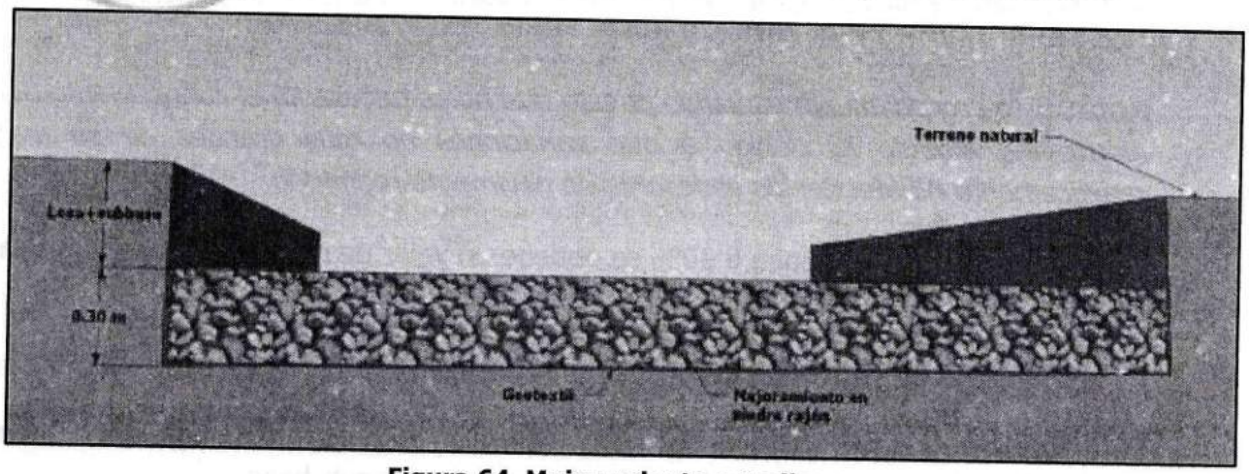
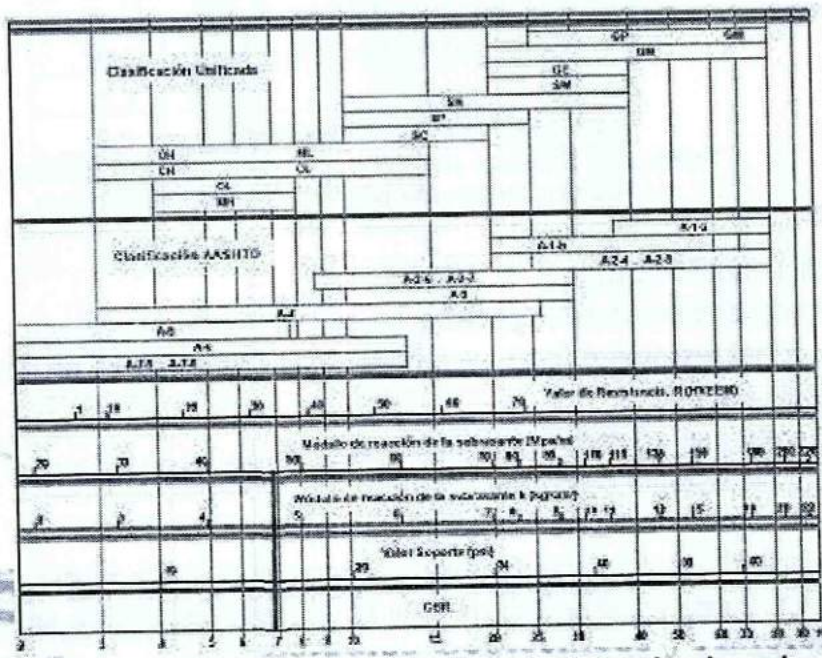


Figura 64. Mejoramiento a realizar.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría. con ayuda de la herramienta SketchUp.

c) Módulo de reacción de la subrasante.

La resistencia de la subrasante se mide en términos del módulo de reacción (K). determinado por pruebas de placa directa, sin embargo, teniendo en cuenta que estas pruebas son de difícil consecución en la zona del proyecto, el valor K se estima con pruebas más sencillas como el CBR, de acuerdo con la siguiente tabla:



Gráfica 30. Relación aproximada entre la clasificación del suelo y los valores de CBR y K. Fuente: Juárez Badillo. E. y Rico. A. Mecánica de suelo. Tomo 1; Fundamentos de la mecánica de suelos. U.N.A.M. México. 1969. 3ª. Edición.

Nota: *Este procedimiento es válido puesto que no es necesario, el conocimiento del valor exacto del módulo K, debido a que variaciones no muy grandes de su magnitud prácticamente no afectan los espesores de pavimento requerido.*

Para el CBR de diseño igual a 6.90% se obtiene un valor de módulo de reacción igual a 46 Mpa/m.

d) Módulo de reacción del Soporte K combinado (Subrasante – Subbase).

Para lograr un apoyo más uniforme y controlar futuros problemas de bombeo del pavimento. se recomienda la colocación de una capa de sub-base.

A partir de la siguiente tabla se adoptará un valor de Módulo de reacción (K) del conjunto sub-base/subrasante que regirá los diseños teniendo en cuenta el módulo de reacción sobre la subrasante.

Efecto de la sub-base granular sobre los valores de K				
Valor de K para sub-rasante	Valor de K para la sub-base combinada (Mpa/m)			
	100 mm	150 mm	225 mm	300 mm
20	23	26	32	38
40	45	49	57	66
60	64	66	76	90
80	87	90	100	117

Tabla 193. Efecto de la subbase granular sobre los valores de K.
Fuente: Canadian Portland Cement Association. ThinckNess Design for Concrete Hoghway and Street Pavements.

Nota: *La compactación de la capa de subbase en el terreno debe ser tal que se garantice un incremento mínimo de la densidad luego de poner en funcionamiento el pavimento, por tanto, se exigirá un porcentaje de compactación cuando menos del 100% de la máxima densidad seca obtenida en un ensayo de Proctor Modificado.*

Para este diseño se contemplará la utilización de subbase granular con espesor de 200 mm. Con el módulo de reacción K de la subrasante igual a 46 Mpa/m, se estima el K combinado en función del espesor tentativo de subbase, el cual se muestra a continuación:

K de la subrasante (Mpa/m)	Espesor sub-base (mm)	K combinada subrasante – sub-base (Mpa/m)
46	200	59.8

Tabla 194. Valor obtenido de K combinado.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

Nota: *La subbase granular debe cumplir con los requisitos dados por el INVIAS artículo 320-22.*

En base al valor obtenido de K combinado de la Tabla 194, se procede a consultar la Tabla 195 para determinar el tipo de soporte subrasante-subbase que regirá el diseño del pavimento para el estacionamiento:

Tabla 6.13 Tipos de suelos de subrasante y valores aproximados de k		
Tipo de suelo	Soporte	Rango de valores k MPa/m
Suelos de grano fino, en los que predominan partículas del tamaño del limo y la arcilla	Bajo	20-34
Arenas y mezclas de grava y arena con cantidades moderadas de limo y arcilla.	Medio	35-49
Arenas y mezclas de grava y arena relativamente libres de finos plásticos.	Alto	50-60
Subbases tratadas con cemento.	Muy alto	70-110

Tabla 195. Tipos de suelos de subrasante y valores aproximados de k.
Fuente: Canadian Portland Cement Association. ThinckNess Design for Concrete Hoghway and Street Pavements.

De acuerdo con el módulo de reacción combinado se tiene un soporte alto.

10.1.3. Determinar el Módulo de rotura del concreto.

Este parámetro es considerado por el criterio de fatiga, es decir, el control del agrietamiento de las losas como consecuencia de la acción repetida de las cargas generadas por el tráfico. La resistencia a la flexión considerada en la metodología es determinada mediante ensayo de módulo de rotura sobre vigas de 15x15x75cm cargadas en los tercios de la luz luego de 28 días de curado.

Para la modelación realizada sobre la estructura se ha considerado un concreto hidráulico (INVIAS-2013. Artículo 500) con módulo de rotura MR de 38.00 de Kg/cm^2.

10.1.4. Determinar el espesor necesario de las losas.

Para calcular el espesor de la losa del pavimento del estacionamiento, se utiliza la Tabla 196 que proporciona los espesores adecuados únicamente para la Categoría de carga por eje 1, determinada anteriormente. Dado que las bermas no son habituales en los estacionamientos, se elige la subcategoría "Sin berma o sardinel de concreto". Considerando que el soporte de la subrasante es de tipo Alto y el módulo de rotura del concreto es de 3.8 MPa, se consulta la tabla para obtener el espesor requerido. El resultado indica que se necesitará una losa con un espesor de 160 mm para el estacionamiento.

Tabla 6.14
TPD-C Admisible – categoría 1 de carga por eje pavimentos con juntas de trabazón de agregados (sin pasadores)

	Sin berma o sardinel de concreto				Con berma o sardinel de concreto			
	Espesor de losa (mm)	Soporte subrasante -subbase (MPa/m)			Espesor de losa (mm)	Soporte subrasante -subbase (MPa/m)		
		Bajo (20-34)	Medio (35-49)	Alto (50-60)		Bajo (20-34)	Medio (35-49)	Alto (50-60)
MR = 4.4 MPa	120 130 140	0.2 2	0.1 1 11	0.3 4 33	100 110 120	0.3 4	0.1 2 21	0.4 6 60
	150 160 170	18 110 500	77 407	210	130 140	38 240	160	410
MR = 4.1 MPa	130 140 150	0.4 4	0.2 2 19	0.7 8 54	110 120 130	0.8 9	0.3 5 41	1 15 110
	160 170 180	27 140 600	110 530	290	140 150	65 360	260	650
MR = 3.8 MPa	140 150 160	0.1 0.7 5	0.4 4 26	1 10 72	110 120 130	0.1 2	0.8 9	0.2 3 26
	170 180	32 150	130 570	350	140 150 160	14 90 430	63 340	170

Notas:
1. El análisis de fatiga controla el diseño.
2. Un valor fraccional de TPD-C indica que el pavimento puede soportar un número ilimitado de automóviles y camiones de 2 ejes y 4 llantas, pero solo unos pocos camiones pesados por semana (TPDVC de 0.3 X 7 días = 2.1, indica dos camiones pesados por semana).

Tabla 196. TPD-C Admisible- Categoría 1.
Fuente: Canadian Portland Cement Association. ThinckNess Design for Concrete Hoghway and Street Pavements.

Siendo así, la estructura de pavimento recomendada se resume a continuación:

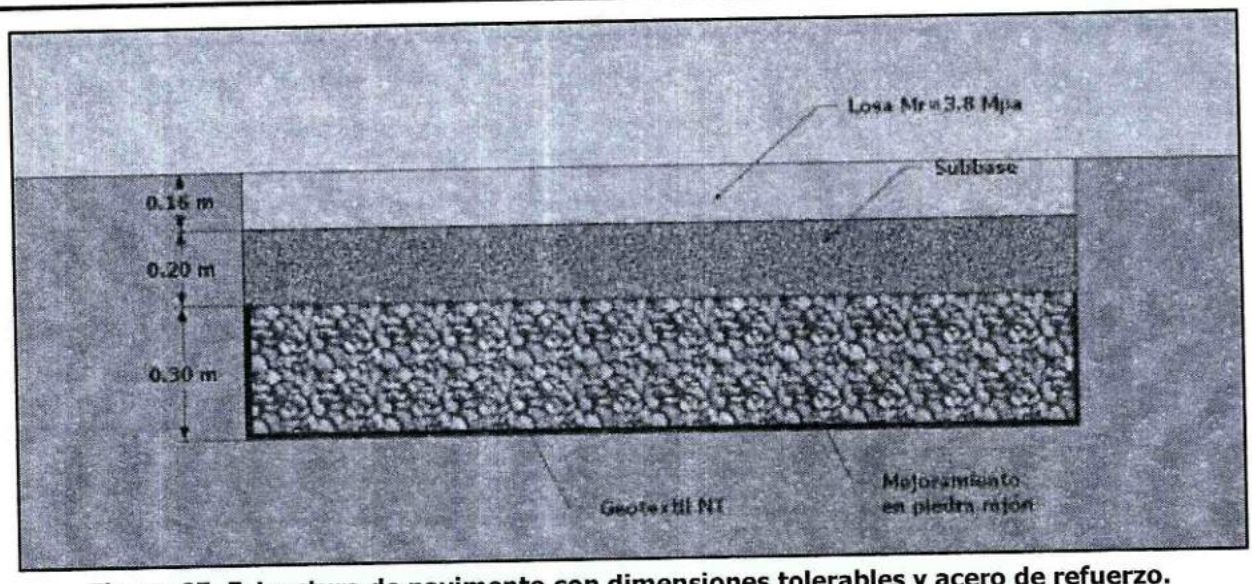


Figura 65. Estructura de pavimento con dimensiones tolerables y acero de refuerzo. Fuente: Elaborado por la presente consultoría, con ayuda de la herramienta SketchUp.

Nota: *En la Tabla 196, no se considera la presencia de juntas con pasadores. dado el bajo volumen de tránsito involucrado; sin embargo, debe tenerse en cuenta que donde no se usen los pasadores, el espaciamiento entre juntas debe reducirse.*

En caso de elegir el uso de pasadores se recomienda las siguientes dimensiones:

Pasadores de carga				
fy (KSI)	**Espesor del pavimento (mm)**	**Diámetro del pasador (pulg)**	**Longitud total (mm)**	**Separación entre centros (mm)**
60	160	7/8	350	300

Tabla 197. Resumen características de los pasadores de carga. Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

11. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO PARA LA PISTA DE PATINAJE.

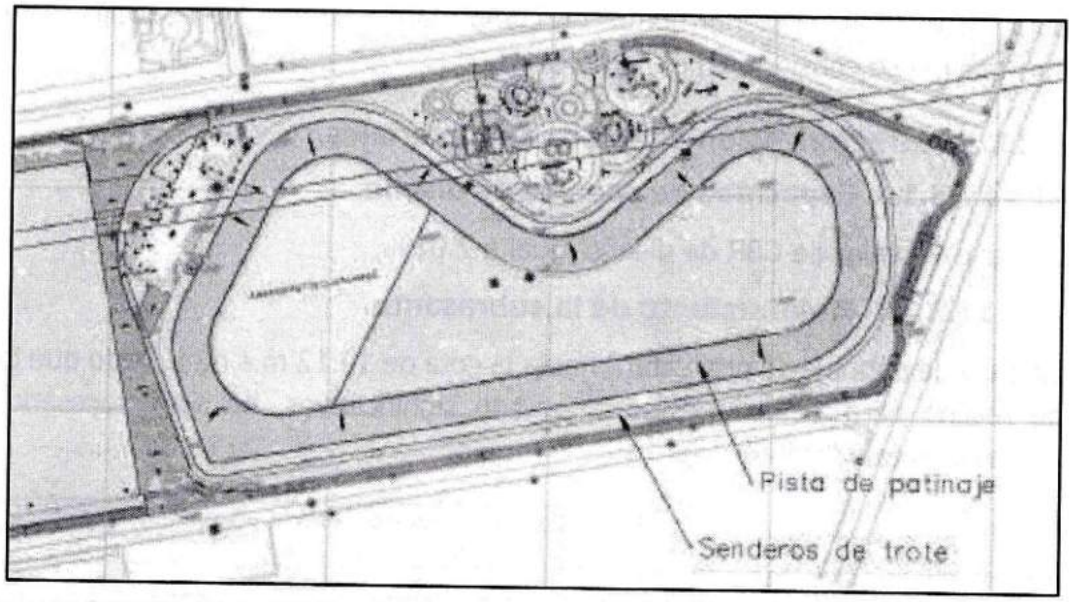


Figura 66. Vista en planta pista de patinaje.
Fuente: Suministrada por el solicitante.

Para el diseño de la alternativa con pavimento flexible se utilizará el método racional, en el cual se contemplan las siguientes etapas:

- Determinación de variable tránsito.
- Determinación de variable clima.
- Caracterización dinámica de materiales.
- Determinación de modelo estructural.
- Cálculo de esfuerzos y deformaciones.
- Determinación de esfuerzos y deformaciones admisibles.
- Comparación de solicitaciones críticas.
- Determinación de la estructura diseñada.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

11.1. Variable tránsito.

El pronóstico del tránsito en el caso de la pista de patinaje se toma como una condición crítica en la que en determinado momento circulan vehículos pesados tipo C2 grande y C3; suponiendo que circulen durante la etapa de construcción o realizando algún trabajo de logística para eventos, suministro de comidas etc, una vez construido.

Con lo anterior se obtiene un numero de ejes equivalente a 8.2 t igual a 7.25e+01 ejes.

11.2. Variable clima.

Es importante considerar el conocimiento de las condiciones de la temperatura ambiente. para determinar posteriormente el comportamiento de las mezclas asfálticas. Esta información se consigna en el numeral 2.5.

11.3. Caracterización dinámica de materiales.

11.3.1. Capacidad de soporte de diseño.

Se tiene un valor de CBR de diseño igual a 2.07%.

11.3.2. Mejoramiento de la subrasante.

La pista de patinaje se proyectará hasta la cota de 14.12 m.s.n.m. Dado que los espesores de relleno para alcanzar estas cotas son significativos, no será necesario realizar un mejoramiento adicional.

	Cota de terreno natural (m.s.n.m.)		Espesor de relleno (m)	
Estructura	Min.	Máx.	Min.	Máx.
Pista de patinaje	11.80	13.00	1.10	2.30

Tabla 198. Espesores de rellenos necesarios para cada estructura.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

Nota: *Para efectos de cálculo, se considerará que el relleno actuará como mejoramiento de la subrasante, con un espesor mínimo de 0.30 m.*

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Con el relleno proyectado se tiene un CBR de la subrasante mejorada igual a 6.88%.

11.3.3. Subrasante.

El procedimiento de diseño requiere el módulo resiliente de la subrasante como uno de los principales parámetros de diseño, este puede obtenerse por un ensayo triaxial dinámico. o con ayuda de las correlaciones con el valor del CBR de diseño, a continuación, se muestra la correlación dada por la AASHTO.

$$\boldsymbol{Mr = 2555 * CBR^{0.64}\ (PSI)}$$

Donde el CBR está expresado en porcentaje.

Para el CBR de diseño dado en el numeral anterior igual a 6.88%, se tiene lo siguiente:

$$Mr = 2555 * (6.88\%)^{0.64} = 8775\ PSI = \boldsymbol{617\ Kg/cm2}$$

11.3.4. Capas granulares.

El módulo resiliente de los suelos de las capas granulares ya sea subbase o base dependen del estado de esfuerzos al que están sometidos y del material sobre el que se apoyan. se utilizará la expresión dada por la Shell:

$$Mr_{Capa\ granular} = 0.206 * h^{0.45} * Mr_{Capa\ de\ apoyo}$$

Dónde:

$Mr_{Capa\ granular}$: Modulo resiliente de la capa granular que se está evaluando (Kg/cm^2).

h: Espesor de la capa de subbase (mm).

$Mr_{Capa\ de\ apoyo}$: Modulo resiliente de la capa de apoyo. ya sea subrasante o subbase granular.

Los valores obtenidos se resumen a continuación:

Capa	Módulo resiliente (E=Kg/cm^2)
Subrasante	617
Subbase granular	1010
Base granular	1652

Tabla 199. Resumen de los módulos de las capas granulares.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

11.3.5. Mezcla asfáltica.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

El módulo dinámico establece una relación entre los esfuerzos aplicados y las deformaciones resultantes para una condición particular de temperatura y tiempo o frecuencia de aplicación de la carga.

$$E_{din}(t.T) = \frac{\tau}{\epsilon}$$

Dónde:

τ: Estado de esfuerzos.

ϵ: Deformación inducida en el material.

Puede ser determinado por varias metodologías:

a) Ensayos dinámicos.
b) Método Witczak.
c) Metodología de la Shell.
d) Cuervas maestras.
e) Referencias.

La formulación se basa en la frecuencia de aplicación de la carga. la composición volumétrica de la mezcla compactada, la granulometría de los agregados y la viscosidad del ligante que en este caso se determina en nivel 3, a partir de correlaciones con la penetración.

$$Log(E) = 3.750063 + 0.02932p_{200} - 0.001767(p_{200})^2 - 0.002841p_4 - 0.058097V_a - 0.802208\left[\frac{V_{beff}}{V_{beff}+V_a}\right]$$

$$+ \frac{3.871977 - 0.0021p_4 + 0.003958p_{38} - 0.000017(p_{38})^2 + 0.005470p_{34}}{1 + e^{-0.603313 - 0.313351\log(\eta) - 0.393532\log(F)}}$$

Dónde:
E: Módulo dinámico (PSI).
η: Viscosidad del ligante (10^6 Poises)
F: Frecuencia de carga (Hz)
Va: Contenido de aire (%).
Vbeff: Contenido efectivo de ligante (%).
P_{34}: Porcentaje retenido en ¾".
P_{38}: Porcentaje retenido en 3/8".
P_4: Porcentaje retenido en #4.
P_{200}: Porcentaje que pasa en #200.

$$Log(\eta) = 10.5012 - 2.2601\ Log(Pen) + 0.00389\ Log(Pen)^2$$

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Dónde:
Pen: Penetración para 100 gr y 5 s en (1/10 mm).

Se recomienda la colocación de un mínimo de 7.00 cm de mezcla de pavimentos asfaltico caliente.

11.4. Modelo estructural (método AASHTO).

Para definir el modelo estructural del pavimento para el diseño por el método racional. se debe seleccionar una estructura según las características del tránsito, la disponibilidad de materiales. procesos constructivos y la tecnología existente. Este predimensionamiento se realizará utilizando la metodología dada por la AASHTO 1993.
El método de la American Association of State Highway Transportation Officials (AASHTO). considera los siguientes parámetros de cálculo:

- Tránsito especificado
- Nivel de confianza
- Error normal combinado

- Nivel de serviciabilidad
- Módulo resiliente de la subrasante
- Numero estructural del pavimento
- Calidad del drenaje
- Módulos dinámicos de las diferentes capas de la estructura.

Teniendo información de estos parámetros se determina el número estructural del pavimento que es una cifra abstracta que representa la resistencia total de un pavimento para determinadas condiciones de subrasante, tránsito, índice de servicio y condiciones ambientales. La ecuación básica se muestra a continuación:

$$\mathbf{Log}(N) = Zr * So + 9.36 * Log(SN+1) - 0.20 + \frac{Log\left(\frac{\Delta PSI}{4.2-1.5}\right)}{0.40 + \frac{1.094}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32 * Log(Mr) - 8.07$$

Dónde:
N: Número de ejes equivalentes a 8.2 t.
Zr: Desviación normal estándar.
So: Error normal.
ΔPSI: Diferencia entre el índice de serviciabilidad inicial Po y final Pt.
Mr: Modulo resiliente de la subrasante (lb/pulg^2).
SN: Número de estructural indicativo del espesor total del pavimento.

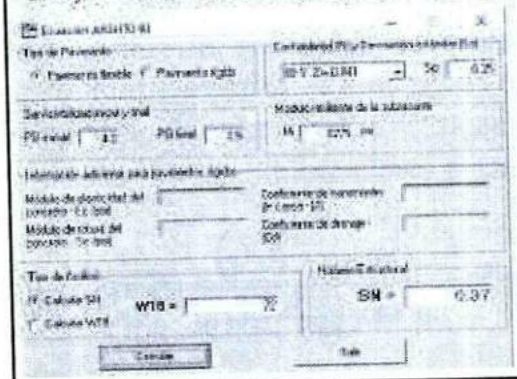
A continuación. se muestran los parámetros y el SN del tránsito, obteniéndose un valor de 0.37.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

1. Numero estructural SN del transito

R (%)	80	Confiabilidad
Zr	-0.481	Desviacion normal estandar
So	0.45	Error estandar combinado
PSIo	4.20	Indice de servicio incial
PSIf	2.50	Indice de servicio final
W18	72	Numero de ejes equivalente a 8.2 t en el carril de diseño duante el periodo de diseño
Mr (PSI)	8775	Modulo resiliente subrasante

Con ayuda del software AASHTO se determina el SN del transito



SN transito	0.37

Tabla 200. Determinación del SN del tránsito.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

El SN de la estructura del pavimento se determina en función de los espesores supuestos de las capas (d_i). el coeficiente de estructural (a_i) y los coeficientes de drenaje de las capas granulares (m_i). utilizando la siguiente formulación:

$$\boldsymbol{SNestructura = a1d1 + a2d2m2 + a3d3m3 + \cdots andnmn}$$

Dónde:
di: Espesores de las capas.
mi: Coeficiente de drenaje para las capas granulares.
ai: Coeficiente estructural de las capas. tomados de la siguiente tabla. la cual se obtiene de diferentes investigaciones realizadas en el país. y con las recomendaciones establecidas para estos parámetros por el método AASHTO.

Mezcal densa en caliente	MDC a1=0.44	TMAP<13°C
	MDC a1=0.37	13°C≤TMAP<20°C
	MDC a1=0.30	20°C≤TMAP≤30°C
Mezcal densa en frio	MDF a1=0.80 x 0.44	TMAP<13°C
	MDF a1=0.80 x 0.37	13°C≤TMAP<20°C
	MDF a1=0.80 x 0.33	20°C≤TMAP≤30°C
Base estabilizada con emulsión asfáltica	BEE-1 a1=0,28	Agregado grueso
	BEE-2 a1=0.21	Agregado medio
	BEE-3 a1=0.14	Suelo
Base estabilizada con cemento	BEC-1 a1=0.16	A-1-a; A-1-b
	BEC-2 a1=0.14	A-3; A-2-4; A-2-5
	BEC-3 a1=0.13	A-2-6; A-2-7; A-4; A-5; A-6; A-7
Base granular	BG-1, BG-2 a1=0.14	
Subbase granular	SBG-1, SBG-2 a1=0.12	

Tabla 201. Valores de coeficientes estructurales (a/pulg).
Fuente: INVIAS. Manual de diseño de pavimentos asfalticos en vías con medios y altos volúmenes de tránsito. Popayán. 1998. p. 71.

El valor obtenido se muestra a continuación, utilizando los espesores mínimos recomendados:

2. Numero estructural SN de la estructura del pavimento

E CA (Mpa)	4706
E base (PSI)	23496
E sub base (PSI)	14359

Capa	a Coeficiente estructural (/pulg))	m (Coefciente de drenaje)	Espesor (pulg)	Espesor (cm)	SN
Cemento asfaltico capa 2	0.30		3	7	0.83
Base	0.14	1.00	4	10	0.55
Subbase	0.12	1.00	4	10	0.47
				Σ	1.85

Si	0.37	<	1.85	=	Cumple

Capa	Tipo	Tmax	Tmax (mm)	e capa (cm)
MDC -2		3/4"	19	6
base	1	1 1/2"	37.5	11
subbase	1	2"	50	15

Tabla 202. Determinación del SN de la estructura del pavimento.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

El SN de la estructura es mayor que el SN del tránsito, por lo tanto, la estructura propuesta en el predimensionamiento es viable para realizar el análisis de esfuerzos y deformaciones. y se muestra en la siguiente tabla:

Capa	Espesor (cm)
Cemento asfaltico	7
Base granular	10
Subbase granular	10

Tabla 203. Resumen de la estructura del pavimento a analizar.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

11.5. Determinación de esfuerzos y deformaciones.

Partiendo de los datos de la caracterización de las capas de la estructura del pavimento. tales como CBR, módulo resiliente (Mr) y módulo dinámico de la mezcla, se calculan los esfuerzos y deformaciones de la carpeta asfáltica (esfuerzos por tracción en la fibra inferior) y en la subrasante (esfuerzos por compresión en la fibra superior), mediante el uso del software WESLEA. Los resultados obtenidos se muestran a continuación:

- **Capa asfáltica:**

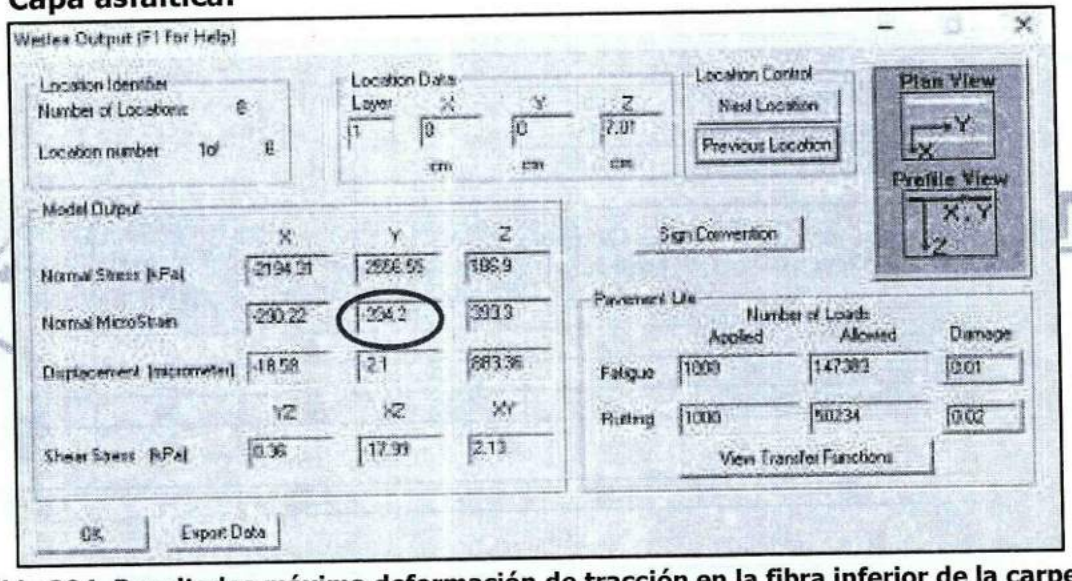


Tabla 204. Resultados máxima deformación de tracción en la fibra inferior de la carpeta asfáltica.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría, con ayuda del software WESLEA.

- **Subrasante:**

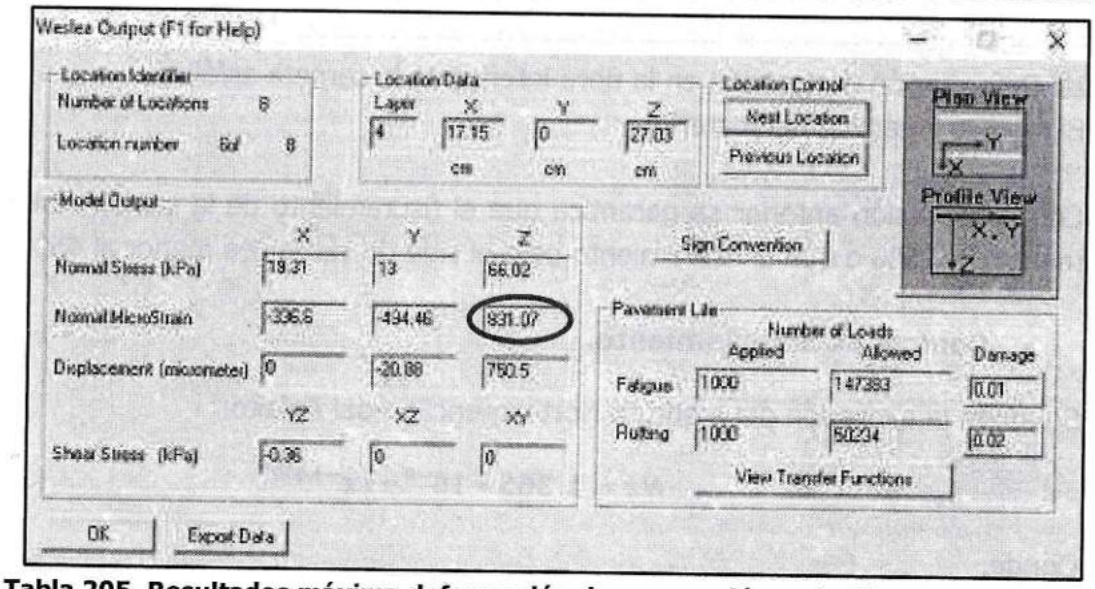
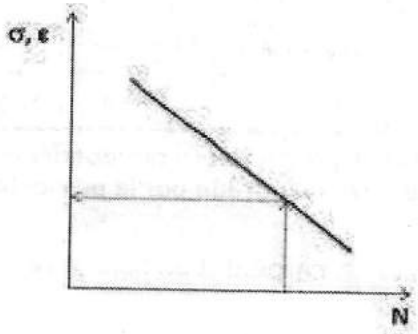


Tabla 205. Resultados máxima deformación de compresión en la fibra superior de la subrasante.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría. con ayuda del software WESLEA.

11.6. Número de repeticiones de carga admisibles.

Los modelos de comportamiento o leyes de fatiga. se relacionan con la magnitud de las solicitaciones con el número de repeticiones de carga, y normalmente se representan con modelos bilogarítmicos.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales



- **Control de fisuración.**

Para diseñar y controlar el agrietamiento de las capas asfálticas. se recomienda la expresión del Instituto Norteamericano del Asfalto, la cual se muestra a continuación:

$$Nf = (0.00432 * C * K1) * \frac{1}{\varepsilon t}^{K2} * \frac{1}{E}^{K3}$$

Dónde:

Nf: Repeticiones admisibles.

K1. K2 y K3: Parámetros de calibración de laboratorio.
C: Factor que depende de las características de la mezcla.
εt: Deformación de tracción en la fibra inferior de la carpeta asfáltica.
E: Modulo dinámico del material.

Con la expresión anterior se garantiza que el fisuramiento de la sección transversal sea menor del 25% o que el fisuramiento bajo el sitio de carga sea menor al 45%.

- **Control de ahuellamiento.**

Se utiliza la expresión del Instituto Norteamericano del Asfalto:

$$Nz = 1.365 * 10^{-9} * \varepsilon z^{-4.477}$$

Dónde:
Nz: Repeticiones admisibles.
εz: Deformación de compresión en la fibra superior de la subrasante.
Con la expresión se pretende lograr que el ahuellamiento sea menor de 10 mm.

Los valores obtenidos se muestran a continuación:

PABLO CASTILLA NEGRETE

COMPARACION DE SOLICITACIONES CON TRANSITO EQUIVALENTE (POR CONSUMOS)						
ANALISIS POR ------>			AGRIETAMIENTO		AHUELLAMIENTO	
TIPO DE EJE	MAGNITUD CARGA EJE (ton)	TRANSITO CALCULADO (Repeticiones esperadas)	EVALUACION ESTRUCTURAL CAPA DE RODADURA		EVALUACION ESTRUCTURAL SUBRASANTE	
			Deformacion de traccion εt	Repeticiones admisibles	Deformacion de compresión εz	Repeticiones admisibles
CARGA DE REFERENCIA	8.2	7.25E+01	3.9E-04	4.4E+05	8.3E-04	8.4E+04

Tabla 206. Cálculo del número de repeticiones de carga admisibles.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

Por control de fisuración de la carpeta asfáltica se tienen $4.4+e^5$ ejes equivalentes a 8.2 t de repeticiones admisibles.

Por control de ahuellamiento de la subrasante se tienen $8.4+e^4$ ejes equivalentes a 8.2 t de repeticiones admisibles.

11.7. Comparación de solicitaciones críticas.

El proceso final de comparación de las solicitaciones críticas con las solicitaciones admisibles se puede realizar de 2 formas cuando se trabaja con ejes equivalentes:

a) Los esfuerzos y deformaciones calculados se pueden comparar con los esfuerzos y deformaciones admisibles, si los primeros son inferiores a los segundos se considera el diseño como adecuado.
b) Con el cociente entre el número de repeticiones esperadas y el número de repeticiones admisibles por 100, se puede calcular el consumo el cual debe ser inferior a 100%.

Se trabaja en este caso con la segunda opción:

COMPARACION DE SOLICITACIONES CON TRANSITO EQUIVALENTE (POR CONSUMOS)								
ANALISIS POR ------>			AGRIETAMIENTO			AHUELLAMIENTO		
TIPO DE EJE	MAGNITUD CARGA EJE (ton)	TRANSITO CALCULADO (Repeticiones esperadas)	EVALUACION ESTRUCTURAL CAPA DE RODADURA		Porcentaje de consumo	EVALUACION ESTRUCTURAL SUBRASANTE		Porcentaje de consumo
			Deformacion de traccion et	Repeticiones admisibles		Deformacion de compresion zz	Repeticiones admisibles	
CARGA DE REFERENCIA	8.2	7.23E+01	1.0E-04	4.4E+05	0.02	8.3E-04	8.4E+04	0.09

Tabla 207. Cálculo de los consumos debido a la fisuración y el ahuellamiento.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

Como se puede observar de los resultados de los consumos son inferiores a 100%, se consideran óptimos, por lo tanto, la estructura del pavimento propuesta es adecuada, el diseño está gobernado por la carpeta asfáltica, siendo la estructura poco afectada por ahuellamiento.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

11.8. Estructura diseñada.

En resumen, la estructura del pavimento sería como se muestra en la siguiente tabla:

Capa	Espesor (cm)
MDC-12 modificada con caucho	3
MDC-19	4
Base granular	10
Subbase granular	10

Tabla 208. Resumen de la estructura del pavimento flexible.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

11.8.1. Aspectos a tener en cuenta para preparación de superficie.

Primer paso: Se marca con topografía cada uno de los niveles, necesarios solicitados en planos, a esto se le llama colocación de chaflanes o hitos con sus niveles respectivos, ya conociendo la altura del lleno, la motoniveladora, pasa distribuyendo, la base antes dejada por las volquetas, a los niveles deseados, con el vibro compactador, se va compactando la

base, en capas de 10 cm hasta alcanzar los niveles deseados, hasta llegar a la altura de cada uno de los peraltes que se pide en planos.

Segundo paso: Verificación de planimetría en rectas y altimetría en curvas

Tercer paso: Ya teniendo toda la base compactada y teniendo en cuenta que hay que sellar la base para evitar el paso de humedad, se hace la Imprimación con emulsión CRL-1, a todo el largo y ancho de la pista.

Cuarto paso: Se comienza a colocar la mezcla asfáltica MDC-19 o similar y se da rodillo para una mejor compactación, y acabado de la misma.

Quinto paso: Se continúa con la colocación de la Liga con emulsión asfáltica tipo CRR-1 para una mejor adherencia entre la mezcla asfáltica MDC-19 y la mezcla asfáltica MDC-11 y se hace alrededor de toda la pista.

Sexto paso: Se comienza a colocar la mezcla asfáltica MDC-12 modificada con caucho y se da rodillo para una mejor compactación, acabado de la misma, y velocidad de la pista y se debe aplicar con rodillo de llanta para mejorar su textura.

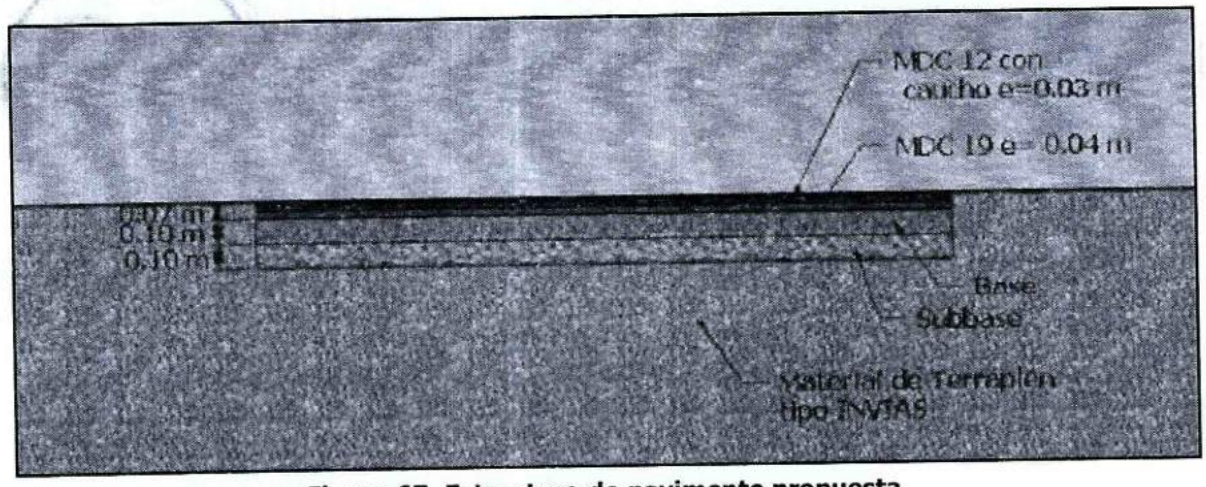


Figura 67. Estructura de pavimento propuesta.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría, con ayuda de la herramienta SketchUp.

La base de rodadura debe estar conformada por **MDC-19**, una mezcla asfáltica de alta resistencia mecánica con un espesor recomendado de 4 cm, cuya compactación adecuada es fundamental para prevenir asentamientos diferenciales. Sobre esta, se coloca la capa de rodadura de 3 cm de espesor, esta versión modificada de la **MDC-12 con caucho** es una alternativa viable para carpeta de rodadura en pistas de patinaje, siempre que se controle la granulometría, compactación y acabado superficial.

artículo 100 del INVIAS y el tránsito estimado en función del número de ejes equivalente que corresponde en todos los casos a un nivel de tránsito NT1, la subbase y base a utilizar deben ser clase C.

12. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Al realizar el presente informe se generan las siguientes conclusiones:

- El subsuelo del proyecto se compone inicialmente por material de relleno contaminado con escombros y material de relleno correspondiente a gravas areno limosas contaminado con residuos sólidos con espesor variable entre 0.25 y 1.30 m. seguido de materiales finos correspondientes a limos de mediana plasticidad de consistencia variable entre media y firme, y arcillas de baja plasticidad de consistencia blanda, y finalizando con material granular correspondiente a arena limosa en estado de densidad suelto.
- Se registra la presencia del nivel freático entre 0.70 y 0.80 m de profundidad.
- El material fino que conforma el subsuelo del proyecto, de acuerdo con lo establecido en el titulo H de la norma NSR-10, cualifica los suelos con potencial expansivo variable entre medio y bajo.
- Los suelos encontrados no son potencialmente licuables.
- Los suelos encontrados no son susceptibles de colapso.
- Arquitectónicamente el proyecto considera la construcción de las siguientes zonas. para lo cual se recomienda transmitir las cargas generadas por las diferentes estructuras:
  - Bloque de graderías cubiertas más estructura de un nivel detrás de las mismas: Cimientos corridos o cimientos aislados.
  - Edificio de coliseo cubierto: Sistema losa- pilotes hincados.
  - Locales comerciales y baños: Vigas de cimentación.
  - Cerramiento de la pista de patinaje: Vigas de cimentación.
  - Cerramiento perimetral y cerramiento del circuito canino: Vigas de cimentación.
  - Cerramiento en muro de bloque estructural: Cimientos corridos con pilotes de anclaje.
  - Zona de juegos infantiles: Losa de cimentación.
  - Área de calentamiento: Losas de cimentación.
  - Sendero de trote: Losas de cimentación.
  - Postes de iluminación: pilotes prexcavados.
  - Mástiles: Pilas preexcavadas.
  - Tanque red contra incendios enterrado: Losa de cimentación.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

- Tanque de almacenamiento enterrado, zona de parqueaderos: Losa de cimentación y pilotes preexcavados.
- Tanque de almacenamiento enterrado, detrás de graderías: Losa de cimentación y pilotes preexcavados.
- Estación elevadora: Losa de cimentación.
- Cajas de interconexión pequeña: Losa de cimentación. Y caja de válvulas: Losa de cimentación y pilotes preexcavados.
- Zonas de parqueo: Geoceldas.
- Andenes y zonas peatonales: Adoquín.
- Cunetas proyectadas: Losas de cimentación.
- Zona de acceso a ambulancias: Pavimento rígido.
- Pista de patinaje: Pavimento asfáltico.

- Los cimientos estarán apoyados sobre mejoramiento correspondiente a piedra rajón sobre geotextil no tejido.
- Debido a la presencia de una zona de acumulación de agua en el lote de construcción, la cual por información suministrada por el solicitante será rellenada hasta alcanzar el nivel arquitectónico propuesto, esta consultoría recomienda el uso de un relleno inicial en piedra rajón sobre geotextil no tejido y se continua con material de terraplén tipo INVIAS.
- Con las dimensiones de cimientos evaluados se obtienen capacidades de carga y asentamiento que se consideran adecuados.
- En caso de presentar variaciones en las dimensiones de los cimientos se deben suministrar a esta consultoría para hacer el recalculo pertinente.
- Una vez se tengan las cargas del proyecto, se deben suministrar a esta consultoría para hacer el recalculo pertinente.

Al realizar el presente informe se generan las siguientes recomendaciones:

- Se debe retirar todo el material orgánico y/o contaminado.
- El terreno debe ser adecuadamente nivelado.
- La limpieza del fondo de las excavaciones es fundamental para evitar asientos instantáneos.
- El material excavado no podrá ser acumulado alrededor de la excavación a una distancia horizontal equivalente menor a 3 veces la profundidad de la excavación,
- Si se dispone de espacio los taludes de excavación deben ser realizados con inclinaciones de 45º, de lo contrario deben ser realizadas empleando entibados de tableros verticales empotrados 1.50 veces la profundidad de apoyo del cimiento, para fines de seguridad esta recomendación aplica para excavaciones que estén a

menos de 3.00 m de estructuras vecinas. El entibado se debe construir antes de realizar la excavación.

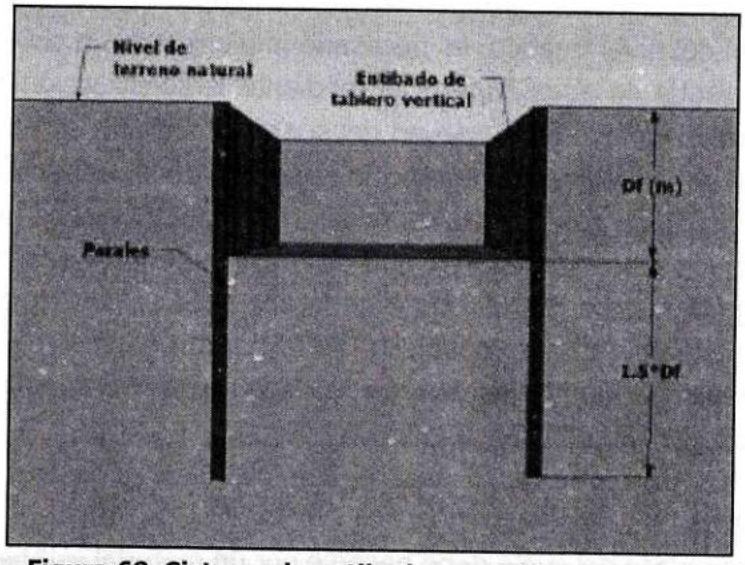


Figura 68. Sistema de entibado con tableros vertical.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

- Las excavaciones deben permanecer abiertas por cortos periodos de tiempo con el fin de evitar su deterioro, si se anticipan periodos de tiempos superiores entre la construcción de la cimentación y los rellenos se debe conservar la humedad natural del subsuelo, para ello se deben cubrir las caras expuestas de la excavación con polietileno negro de alto calibre.
- Para prevenir la aparición de grietas o fisuras en casos extremos donde las excavaciones estén expuestas a la acción del clima, las caras deben ser recubiertas con mortero fluido y disponer de entibados con las características expresadas con anterioridad.
- Las labores de excavación, relleno y construcción de los cimientos se deben realizar en forma continua para evitar la recuperación elástica del suelo.
- En caso de presentarse inundación en la excavación por precipitación se recomienda la utilización de un sistema de bombeo para la evacuación de las aguas, las cuales deben ser bombeadas lentamente para controlar la presión intersticial del material del fondo.
- Las excavaciones deben ser señalizadas e inspeccionadas diariamente por personal calificado antes y durante la jornada laboral, especialmente cuando haya ocurrencia de precipitación.

- En caso de detectarse asentamientos. Agrietamientos, fisuras o movimientos de tierras durante la etapa de cortes y excavaciones deberá informarse al ingeniero geotecnista y el personal será retirado de la zona.
- Debido a la naturaleza expansiva del suelo de la superficie y debido a la profundidad actual del nivel freático, es necesario implementar un sistema de evacuación de la escorrentía de agua superficial mediante la construcción de drenes perimetrales. ya que el cambio de humedad del suelo potencializa su naturaleza expansiva.
- No se debe establecer vegetación alrededor de las estructuras. en especial se debe tener cuidado con plantas de raíces radiculares y avidez por el agua. En todos los casos los árboles estarán a una distancia superior a 1.50 veces la amplitud de su follaje medido desde el borde de la acera. Si se construyen jardineras deben ser completamente impermeables y no se podrán rellenar con suelo procedente de la excavación. durante las labores de riego no se podrá permitir que el agua residual de esta actividad alcance el suelo natural.
- Las tuberías enterradas para el suministro de todo tipo de servicios deben ser flexibles.
- El reemplazo del suelo debe hacerse por un material estable de baja permeabilidad. carente de finos plásticos.
- Se recomienda realizar aceras amplias de mínimo 2.00 m de ancho y de igual forma se recomienda que los tejados sobresalgan mínimo 1.50 m.

12.1. Procedimiento y recomendaciones de excavación.

- Durante todo el proceso de excavación se debe disponer de equipos de bombeo para evitar que aguas lluvias ablanden los suelos excavados.
- En obra se debe disponer de plástico para cubrir el área de trabajo de excavación en caso de que ocurran lluvias.
- Se debe cumplir con las normas ambientales para el manejo de material de excavación, disponer del material de excavación en sitios autorizados.

12.2. Recomendaciones de diseño para edificaciones.

- Se recomienda limitar la rigidez de cimientos a una flexión menor a un L/300 con el fin de evitar la aparición de fisuras por movimientos diferenciales de las zapatas según tabla H.4.9-1.
- Para que el diseñador estructural pueda determinar el área base de los cimientos, debe hacerlo a partir de las fuerzas y momentos sin mayorar transmitidos al suelo, de la misma manera para determinar los esfuerzos que actúan sobre el suelo de cimentación. a partir de las reacciones de la estructura y su cimentación sobre el

suelo. deberá emplear las combinaciones de carga para el método de esfuerzos de trabajo de la sección B.2.3, empleando las cargas apropiadas y las fuerzas sísmicas reducidas de diseño. de tal manera que los efectos de la estructura y del sismo sobre el suelo así obtenidos estén definidos al nivel de esfuerzos de trabajo y deben evaluarse de acuerdo a los requisitos del Título H de la NSR-10 y los definidos en el presente informe. Ver numeral C.15.2.2 y A.1.3.5 de la NSR-10.

- Luego de haber diseñado la cimentación, el diseñador estructural debe chequear que el esfuerzo de contacto suelo/cimentación luego de diseñada la cimentación no superé las capacidades admisibles de carga establecidas para los factores de seguridad indirectos indicados y para las condiciones de análisis dadas.
- El calculista estructural debe suministrar a esta consultoría el listado de cargas resultantes de cimentación de los diseños para revisar los factores de seguridad de acuerdo a lo establecido en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, título H.2.4. Se deben suministrar los listados de cargas correspondientes a las siguientes condiciones del análisis de la estructura: 1) Carga Muerta + Carga Viva Normal. 2) Carga Muerta + Carga Viva Máxima, y, 3) Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo Estático aplicado para un R=1 en alguno de los dos sentidos; estas combinaciones de carga son, respectivamente, (B.2.3.7), (B.2.3.2) y (B.2.3.8) del numeral B.2.3.1 de la NSR-10.

12.3. Pilotes hincados.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

- Los pilotes serán hincados a percusión.
- El principio del orden de hincado debe ser hacia la línea de menor resistencia: alejándose de otros pilotes ya hincados para evitar forzar los pilotes que posteriormente se hinquen.

a) Instalación del pilote.

Para la instalación del pilote, se deben realizar las siguientes actividades:

- Colocar marcas a una separación máxima de 1.00 m, a todo lo largo del pilote, con el fin de determinar con facilidad el número de golpes necesarios para cada metro de hincado.
- Colocarlo en el punto correcto de su ubicación o en la perforación previa, si existe, de acuerdo con los planos.
- Para lograr la verticalidad del pilote se emplean plomadas o niveles.

- La instalación de pilotes de concreto debe efectuarse de tal manera que se garantice la integridad estructural del pilote y se alcance la integración deseada con el suelo, en forma tal que el pilote pueda adecuadamente cumplir con su cometido.
- Al hincar a percusión cada pilote se llevará un registro de su ubicación, su longitud y dimensiones transversales, la fecha de colocación, el nivel del terreno antes de la hinca y el nivel de la cabeza inmediatamente después de la hinca.
- Se deben realizar pruebas de carga a una muestra representativa de los pilotes construidos, para determinar la capacidad de carga real.

12.4. Pilotes preexcavado.

- Los pilotes deberán estar separadas centro a centro una distancia mínima de tres veces el diámetro.
- Los pilotes propuestos llevarán el refuerzo necesario para soportar tanto las cargas verticales como las cargas horizontales y momentos que puedan ser inducidos por las sobrecargas. El refuerzo longitudinal deberá empalmarse adecuadamente con el refuerzo del cabezal.
- Se mantendrá la uniformidad del concreto a lo largo del fuste, con el fin de evitar el degüelle o estrangulamiento de los pilotes. Si es necesario se utilizarán aditivos para mejorar la plasticidad o para modificar el tiempo de fraguado de la mezcla, siempre y cuando se verifique que ésta no perjudicará la resistencia del concreto.
- No se permitirán pilotes cuyo desplome sea mayor que el 10% del diámetro o mayor de 0.10 m. Ningún pilote podrá quedar desplazado más de 0.10 m del sitio que le corresponde.
- No se construirán pilotes dentro de un radio de 3.00 m medidos desde otro que tenga menos de 48 horas de haberse fundido.

a) Método constructivo.

Debido a la tipología del suelo encontrado, la construcción de los pilotes se puede realizar por el siguiente método:

Método húmedo:

- Se utiliza lodo para mantener abierto el agujero durante toda la excavación.
- A medida en que se avanza la perforación, esta se rellena con lodo.
- Si se requiere refuerzo, la canasta se introduce dentro del lodo.
- Para terminar, el concreto introducido desplaza el lodo asegurando la estabilidad de la perforación.

193/R

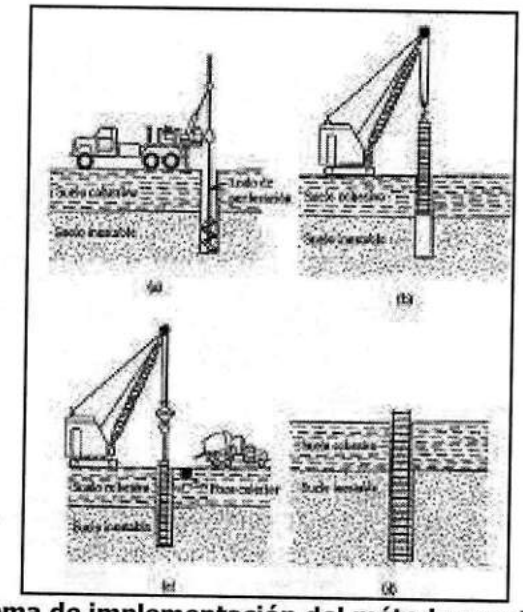


Figura 69. Esquema de implementación del método constructivo húmedo.
Fuente: Braja M. Das, "Principio de ingeniería de cimentaciones", Thomson.

De acuerdo con las condiciones de humedad reinantes durante la ejecución de los pilotes, se pueden presentar derrumbes incontrolables con el uso de bentonita, por lo tanto, puede ser necesario emplear ademes.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Método ademe:

Este método se usa en rocas o suelos en los que existe la posibilidad de derrumbe o deformación excesiva cuando se efectúa la perforación.

- La excavación se lleva a cabo, usando herramientas apropiadas de perforación y el escombro extraído de agujero se deposita en un lugar cercano.
- Cuando se encuentra suelo inestable se introduce lodo bentonítico en la perforación. La perforación se continua hasta que la excavación deja atrás el suelo inestable y se encuentra un estrato de suelo o roca impermeable.
- Se introduce un ademe en el agujero.
- El lodo se extrae del ademe con una bomba sumergible.
- Una perforadora más pequeña que pueda pasar por el ademe se introduce en el agujero, y la excavación continua.
- Se coloca el refuerzo y se vierte concreto en la excavación. El ademe se retira gradualmente.

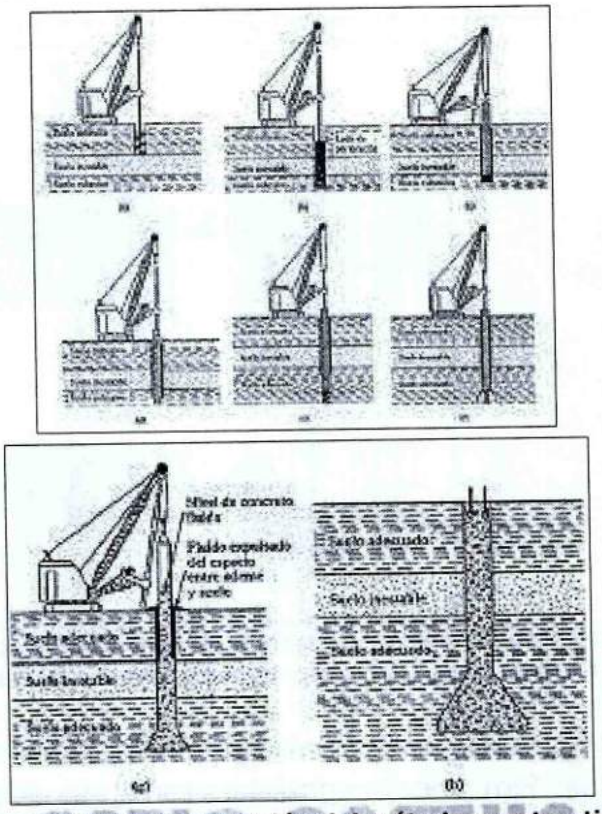


Figura 70. Esquema de implementación del método constructivo con ándeme.
Fuente: Braja M. Das, "Principio de ingeniería de cimentaciones", Thomson.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

12.5. Pavimento asfaltico pista de patinaje.

- El extendido de la capa asfáltica debe realizarse con un equipo capaz de esparcir la mezcla asfáltica sin producir segregación, respetando el alineamiento, los perfiles y los espesores de diseño.
- En caso de trabajar en condiciones atmosféricas desfavorables (vientos fuertes. tiempo nublado o temperaturas muy bajas) se deben tomar las precauciones necesarias para limitar el enfriamiento durante el transporte del material.
- Para minimizar los problemas de ejecución de las juntas transversales y longitudinales. se deben utilizar equipos de gran ancho o tabla ancha, o equipos en paralelo o acoplables.

12.6. Pavimento rígido.

Las recomendaciones hacen énfasis a la construcción del pavimento, en razón a que este elemento de la vía representa gran parte de la estabilidad del mismo, por lo tanto, debe hacerse con toda la técnica y personal especializado disponible:

- Antes de realizar los trabajos tendientes a la construcción del proyecto. se debe replantear el proyecto a partir de la cartera de localización y rasante, el eje de la vía y sus bordes para determinar la congruencia de abscisas y cotas con los elementos adyacentes a la vía.
- Se recomienda hacer control estricto de la superficie o nivelación del material granular antes de instalar el concreto con equipo topográfico, con el fin de evitar dejar desniveles o depresiones que generen en el concreto esfuerzo de tensión inadmisible para el mismo.
- El comportamiento de una estructura de pavimento ante las solicitudes de carga es función de la calidad de cada uno de los materiales empleados en la construcción. por lo tanto, se debe verificar que cumplan con los requisitos dados por el INVIAS artículo 500-22. 320-22 y 300-22.
- Antes de instalar el concreto se recomienda la revisión del Módulo de Reacción K con el fin de verificar las hipótesis del diseño. Para tal fin se propone realizar ensayos de placa controlada.
- Se recomienda reforzar las losas irregulares (geometrías con diferencias superiores al 8% en su largo y ancho de la losa) con acero de refuerzo corrugado de ½" cada 0.20 m en ambas direcciones, ubicadas a 1/3 del espesor en la fibra superior e inferior, como medida de control de autofisuración del concreto. También, se recomienda el empleo de este refuerzo en las losas que hacen parte de zonas de paraderos, considerando los efectos de frenado y aceleración de los vehículos.

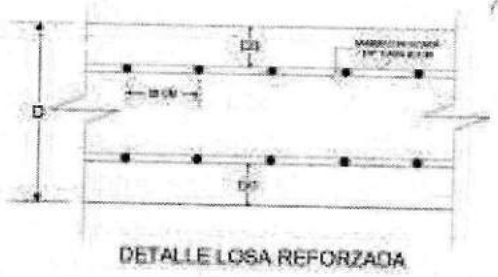


Figura 71. Detalle de las losas reforzadas.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

- Los pasadores se deben colocar en la mitad del espesor de las losas, paralelos entre sí, al eje longitudinal de la vía y a la superficie del pavimento, con una tolerancia medida en el extremo del pasador que no sobrepase los 10.00 mm respecto a la posición teórica. La manera más eficiente de lograr esto, es la de colocar los pasadores sobre unos soportes hechos con varillas, que quedan embebidos en el concreto.

- El concreto alrededor de los pasadores debe tener la misma compactación que en el resto del pavimento, para evitar la creación de zonas en las cuales la resistencia a la tracción sea más baja y por ende se convierta en un área que se puede fisurar.
- Se recomienda el empleo de protectores de juntas o sellos temporales con el fin de evitar agrietamiento tipo desportillamientos en las juntas que, comúnmente se encuentran en los pavimentos recién construidos.
- Se recomienda dar servicio al tráfico hasta que el concreto alcance una resistencia superior al 100% de la de diseño.
- Se recomienda realizar mantenimiento rutinario y preventivo del pavimento para conservar la estructura hasta el periodo final del pavimento, tales como: sellos de juntas, limpieza, revisión de las obras de drenaje, etc.
- Al realizar la modulación de las losas de concreto hidráulico, con el fin de controlar los esfuerzos de alabeo por temperatura se recomienda limitar la esbeltez de la misma, es decir, la relación entre la longitud de la losa (Lx) y su ancho (Ly). Lo ideal es diseñar losas cuadradas, con una relación de esbeltez igual a 1.00, para losas rectangulares la relación de esbeltez debe ser menor a 1.25, según las recomendaciones de la AASHTO.

12.7. Senderos peatonales.

- Se recomienda utilizar adoquines de 6 cm de altura para las zonas peatonales.
- La arena a utilizar debe ser almacenada de tal manera que se pueda manejar sin contaminarla y donde se pueda proteger de la lluvia, esto último para asegurar que su contenido de humedad sea lo más uniforme posible.
- Antes de la colocación de la capa de arena, se debe verificar el correcto nivel de la capa de mejoramiento, en ningún caso se puede utilizar la capa de arena para compensar irregularidades de la capa anterior.
- No se permite la colocación de adoquines sobre una capa de arena afectada por lluvias o escorrentía, lo que implica que esta capa se debe reemplazar.
- Los adoquines se colocan directamente sobre la capa de arena, asegurándose que las caras laterales generen juntas que no excedan los 5 mm.
- En zonas de pendientes pronunciadas la colocación de los adoquines se debe hacer de abajo hacia arriba.
- Al finalizar la colocación de los adoquines se colocarán ajustes en los espacios que hayan quedado libres contra las estructuras de confinamiento, esto se realiza colocando adoquines previamente partidos según la forma necesaria.
- Se debe compactar los adoquines una vez finalizada su colocación, con por lo menos dos pasadas en diferentes direcciones con una maquina vibrocompactadora de

placa. Si no se dispone de estos equipos se pueden utilizar rodillos manuales duplicando el número de pasadas.

- Finalmente se deben sellar las juntas esparciendo la arena en las juntas. este procedimiento se puede alternar con el de compactación, evitando dejar sitios con acumulaciones excesivas de material de sello.

12.8. Canchas dentro del coliseo cubierto.

Según el IDER se recomienda:

- El espesor de la zona de pisos será determinado de acuerdo con los requerimientos estructurales, y geotécnicamente se recomienda apoyar los pisos sobre mínimo 0.30 m de relleno en material de terraplén tipo INVIAS.
- Utilizar madera sólida o laminada en el área de juego, con un máximo de 20 planchas de madera tratada y un acabado antideslizante para mejorar la seguridad y el rendimiento durante la actividad.
- Construir el área de seguridad con caucho sólido de un espesor mínimo de 3.0 centímetros para absorber impactos y reducir el riesgo de lesiones.
- Utilizar concreto con un acabado en resina sintética en las áreas auxiliares y de circulación, aplicando tres capas de 3 milímetros de espesor cada una, para asegurar una superficie duradera y de fácil mantenimiento.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Para el mantenimiento del piso de caucho:

- Limpiar con agua mediante riego a baja presión para eliminar la suciedad acumulada.
- Evitar el uso de disolventes y agentes químicos agresivos que puedan dañar el material.
- Eliminar acumulaciones de tierra, arena o piedras mediante un barrido suave para mantener la integridad de la superficie.

Para el mantenimiento del piso de madera laminada:

- Retirar previamente la suciedad gruesa, polvo y guijarros con una aspiradora para evitar arañazos al fregar.
- Fregar con un paño ligeramente humedecido, asegurando que no se use un exceso de agua, comparable al efecto de una niebla ligera posada sobre la superficie.
- Complementar con un fregado en seco posterior si se desea, para asegurar un acabado óptimo.

12.9. Recomendaciones para mástiles de iluminación.

- Verificar que la base de la fundación esté adecuadamente nivelada y compactada antes de verter el concreto. Incluir pernos de anclaje bien alineados para la fijación del mástil.
- Asegurarse de que las conexiones eléctricas y cableados cumplan con las normativas de seguridad. Utilizar conductores adecuados y protegerlos contra la intemperie y daños mecánicos.
- Instalar sistemas de puesta a tierra para los mástiles y luminarias para evitar riesgos eléctricos y daños por descargas atmosféricas (pararrayos).
- Ajustar las luminarias en ángulos adecuados para maximizar la cobertura de luz y minimizar el deslumbramiento para los jugadores y espectadores.
- Utilizar reflectores o lentes especializados para una distribución uniforme de la luz, evitando puntos oscuros y sombras.

12.10. Procedimiento y recomendaciones de construcción.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

- Para evitar daños por carbonatación y oxidación del acero de refuerzo se debe realizar la impermeabilización del concreto de las estructuras enterradas.
- Los residuos sólidos se deben disponerse de modo que se cumpla la reglamentación ambiental, se recomienda reducir las emisiones de polvo, la contaminación del agua, y el control de emisiones de gases de los equipos mecánicos usados durante la construcción, es recomendable el reciclaje de todos los materiales que lo permitan.

12.11. Plan de contingencia.

- Con el fin de identificar elementos vulnerables, se deben identificar los predios y vías colindantes, con localización y descripción del proyecto; esto no exime de identificar otros riesgos que puedan surgir durante la construcción del cimiento.
- El constructor debe tener en cuenta los riesgos potenciales del proyecto, previniendo los que puedan surgir durante la construcción y en caso de ser necesario se debe solicitar a esta consultoría una visita para evaluar y prevenir riesgos potenciales.

- Debe contarse con el análisis de trabajo seguro. panorama de riesgos, plan de capacitación en trabajo seguro, manejo de emergencias y cumplimientos de las normas de seguridad industrial y salud ocupacional.
- Se debe elaborar en obra un sistema de contingencia con ayuda del ingeniero estructural y el constructor de manera que se tengan en cuenta los elementos para atender la contingencia y los procedimientos para montar y ejecutar elementos de control.

13. BIBLIOGRAFÍA.

Como parte de este estudio se utilizó la siguiente bibliografía:

- Instituto geográfico Agustín Codazzi. "Estudio general de suelos y zonificación de tierras – Departamento de Córdoba". Imprenta nacional de Colombia. Bogotá D.C. 2009.
- González Vallejo. "Ingeniería geológica". editorial: PRENTICE HALL.
- Braja M. Das. "Fundamentos de ingeniería de cimentaciones". Thomson Learning.
- Título A Norma Sismo Resistente de 2010. decreto final 2010-01-13.
- Título H Norma Sismo Resistente de 2010. decreto final 2010-01-13.
- Moya Julio. Salazar Ricardo. Gómez Gustavo y Salazar Francisco. "Excavaciones en condiciones complejas". Editorial escuela colombiana de ingeniería.
- Geotecnia y cimientos III "Cimentaciones. excavaciones y aplicaciones de la geotecnia". Editorial Rueda.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

14. LIMITACIONES DEL ESTUDIO.

Las recomendaciones planteadas en el presente estudio se basan en los resultados de las investigaciones de campo y de laboratorio y en los análisis de ingeniería anteriormente descritos. Si durante la construcción del proyecto llegaran a presentarse condiciones diferentes a las enunciadas y asumidas como típicas, o surgiese cualquier dificultad imprevista, está situación deberá ser informada oportunamente a fin de realizar los ajustes y evaluaciones pertinentes.

Todo el material impreso o digital producto del informe es propiedad de PABLO CASTILLA y no podrá ser empleado o reproducido en forma total o parcial sin el consentimiento de su representante legal.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Ingeniero Civil
Especialista en mecánica de suelos y cimentaciones.
Especialista en ingeniería ambiental.
Especialista en Prevención. atención y reducción de desastres.
Especialista en gerencia para ingenieros.
M.P. 1320251172BLV
Montería, julio de 2025.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

ANEXO 1.
PERFILES ESTRATIGRÁFICOS

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

ESTRATIGRAFIA

Consultorías Geotecnia y Ambiente

V1

PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DE LA UNIDAD DEPORTIVA
LOCALIZACIÓN: BARRIO LA PRADERA, MUNICIPIO DE MONTERÍA CÓRDOBA
CONTRATISTA: MUNICIPIO DE MONTERÍA

SONDEO N°: 1
FECHA: MAYO DE 2024
CODIGO: 0524048

Perfil Estratigráfico	Peso Unitario (KN/m3)	Cohesión (KN/m2)	N	w	LL	IP	Clasificación SUCS	Observaciones
0 m								MATERIAL DE RELLENO (CONTAMINADO CON ESCOMBROS) (e=0.40 m)
								PASA N°4 = 100.00%
								PASA N°200 = 95.00%
1m	18.47	58.14		27.00%	43.00%	11.00%	ML	LIMO DE MEDIANA PLASTICIDAD PARDO
								PASA N°4 = 100.00%
								PASA N°200 = 94.91%
2m	16.77	16.59		25.00%	29.00%	8.00%	CL	ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD PARDO Y GRIS
2.6m								
3m								
								PASA N°4 = 99.75%
								PASA N°200 = 19.25%
4m			9	19.00%	NL	NP	SM	ARENA LIMOSA PARDO Y GRIS
5m								
								PASA N°4 = 99.53%
								PASA N°200 = 19.69%
6m			8	19.00%	NL	NP	SM	ARENA LIMOSA PARDO Y GRIS

Nivel Freático: 0.80 m

Ing. Civil NATHALIA HERNANDEZ R
M.P. 22202166765COR

Ing. Geotecnista PABLO CASTILLA NEGRETE
M.P. 1320251172BLV

Consultorías Geotécnica y Ambiente SAS

ESTRATIGRAFIA

PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DE LA UNIDAD DEPORTIVA
LOCALIZACIÓN: BARRIO LA PRADERA, MUNICIPIO DE MONTERÍA CÓRDOBA
CONTRATISTA: MUNICIPIO DE MONTERÍA

SONDEO N°: 2
FECHA: MAYO DE 2024
CODIGO: 0524048

V1

Perfil Estratigráfico	Peso Unitario (KN/m3)	Cohesión (KN/m2)	N	w	LL	IP	Clasificación SUCS	Observaciones
0 m								MATERIAL DE RELLENO (CONTAMINADO CON ESCOMBROS) (e=0.30 m)
1m	18.43	56.67		28.00%	43.00%	12.00%	ML	PASA N°4 = 100.00% PASA N°200 = 95.66% LIMO DE MEDIANA PLASTICIDAD PARDO
2m	17.18	14.88		26.00%	30.00%	9.00%	CL	PASA N°4 = 100.00% PASA N°200 = 94.02% ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD PARDO Y GRIS
2.7m								
3m								
4m			10	17.00%	NL	NP	SM	PASA N°4 = 97.11% PASA N°200 = 17.84% ARENA LIMOSA PARDO Y GRIS
5m								
6m			9	19.00%	NL	NP	SM	PASA N°4 = 99.76% PASA N°200 = 20.96% ARENA LIMOSA PARDO Y GRIS

Nivel Freático: 0.70 m

Ing. Civil NATHALIA HERNANDEZ R
M.P. 22202166765COR

Ing. Geotecnista PABLO CASTILLA NEGRETE
M.P. 1320251172BLV

198/12

ESTRATIGRAFIA

Consultorías Geotecnia y Ambiente SAS

V1

PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DE LA UNIDAD DEPORTIVA
LOCALIZACIÓN: BARRIO LA PRADERA, MUNICIPIO DE MONTERÍA CÓRDOBA
CONTRATISTA: MUNICIPIO DE MONTERÍA

SONDEO Nº: 3
FECHA: MAYO DE 2024
CODIGO: 0524048

Perfil Estratigráfico	Peso Unitario (KN/m3)	Cohesión (KN/m2)	N	w	LL	IP	Clasificación SUCS	Observaciones
0 m								MATERIAL DE RELLENO (CONTAMINADO CON ESCOMBROS) (e=0.40 m)
1m	18.24	57.28		27.00%	42.00%	10.00%	ML	PASA Nº4 = 100.00% PASA Nº200 = 97.16% LIMO DE MEDIANA PLASTICIDAD PARDO
2m	17.87	16.50		24.00%	29.00%	9.00%	CL	PASA Nº4 = 100.00% PASA Nº200 = 95.26% ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD PARDO Y GRIS
2.5m								
3m								
4m			8	19.00%	NL	NP	SM	PASA Nº4 = 99.23% PASA Nº200 = 25.80% ARENA LIMOSA PARDO Y GRIS
5m								
6m			10	19.00%	NL	NP	SM	PASA Nº4 = 99.46% PASA Nº200 = 20.24% ARENA LIMOSA PARDO Y GRIS

Nivel Freático: 0.75 m

Ing. Civil NATHALIA HERNANDEZ R
M.P. 22202166765COR

Ing. Geotecnista PABLO CASTILLA NEGRETE
M.P. 1320251172BLV

Consultorías Geotecnia y Ambiente SAS

ESTRATIGRAFIA

V1

PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DE LA UNIDAD DEPORTIVA
LOCALIZACIÓN: BARRIO LA PRADERA, MUNICIPIO DE MONTERÍA CÓRDOBA
CONTRATISTA: MUNICIPIO DE MONTERÍA

SONDEO N°: 4
FECHA: MAYO DE 2024
CODIGO: 0524048

Perfil Estratigráfico	Peso Unitario (KN/m3)	Cohesión (KN/m2)	N	w	LL	IP	Clasificación SUCS	Observaciones
0 m								MATERIAL DE RELLENO (CONTAMINADO CON ESCOMBROS) (e=0.25 m)
1m 1.15m	18.72	58.21		26.00%	42.00%	13.00%	ML	PASA N°4 = 100.00% PASA N°200 = 97.22% LIMO DE MEDIANA PLASTICIDAD PARDO
2m 2.5m	17.18	17.16		26.00%	30.00%	9.00%	CL	PASA N°4 = 100.00% PASA N°200 = 95.86% ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD PARDO Y GRIS
3m								
4m			9	20.00%	NL	NP	SM	PASA N°4 = 99.52% PASA N°200 = 21.26% ARENA LIMOSA PARDO Y GRIS
5m								
6m			9	18.00%	NL	NP	SM	PASA N°4 = 99.20% PASA N°200 = 24.14% ARENA LIMOSA PARDO Y GRIS

Nivel Freático: 0.80 m

Ing. Civil NATHALIA HERNANDEZ R
M.P. 22202166765COR

Ing. Geotecnista PABLO CASTILLA NEGRETE
M.P. 1320251172BLV

ESTRATIGRAFIA

V1

PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DE LA UNIDAD DEPORTIVA
LOCALIZACIÓN: BARRIO LA PRADERA, MUNICIPIO DE MONTERÍA CÓRDOBA
CONTRATISTA: MUNICIPIO DE MONTERÍA

SONDEO Nº: 5
FECHA: MAYO DE 2024
CODIGO: 0524048

Perfil Estratigráfico	Peso Unitario (KN/m3)	Cohesión (KN/m2)	N	w	LL	IP	Clasificación SUCS	Observaciones
0 m								MATERIAL DE RELLENO (CONTAMINADO CON ESCOMBROS) (e=0.30 m)
1m	18.64	57.30		28.00%	44.00%	13.00%	ML	PASA Nº4 = 100.00% PASA Nº200 = 95.63% LIMO DE MEDIANA PLASTICIDAD PARDO
2m	16.17	16.25		25.00%	30.00%	9.00%	CL	PASA Nº4 = 100.00% PASA Nº200 = 97.17% ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD PARDO
2.5m								
3m								
4m			9	19.00%	NL	NP	SM	PASA Nº4 = 99.46% PASA Nº200 = 24.45% ARENA LIMOSA PARDO Y GRIS
5m								
6m			9	19.00%	NL	NP	SM	PASA Nº4 = 99.58% PASA Nº200 = 22.05% ARENA LIMOSA PARDO Y GRIS

Nivel Freático: 0.70 m

Ing. Civil NATHALIA HERNANDEZ R
M.P. 22202166765COR

Ing. Geotecnista PABLO CASTILLA NEGRETE
M.P. 1320251172BLV

Consultorías Geotécnicas y Ambiente SAS

ESTRATIGRAFIA

PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DE LA UNIDAD DEPORTIVA
LOCALIZACIÓN: BARRIO LA PRADERA, MUNICIPIO DE MONTERÍA CÓRDOBA
CONTRATISTA: MUNICIPIO DE MONTERÍA

SONDEO Nº: 6
FECHA: MAYO DE 2024
CODIGO: 0524048

V1

Perfil Estratigráfico	Peso Unitario (KN/m3)	Cohesión (KN/m2)	N	w	LL	IP	Clasificación SUCS	Observaciones
0 m								
1m				8.00%	NL	NP	GM	PASA Nº4 = 60.04% PASA Nº200 = 21.77% MATERIAL DE RELLENO CORRESPONDIENTE A GRAVA ARENO LIMOSA CONTAMINADO CON RESIDUOS SÓLIDOS PARDO
1.3m								
2m	19.05	25.15		26.00%	44.00%	13.00%	ML	PASA Nº4 = 100.00% PASA Nº200 = 95.30% LIMO DE MEDIANA PLASTICIDAD PARDO
3m								
3.4m								
4m			9	18.00%	NL	NP	SM	PASA Nº4 = 99.89% PASA Nº200 = 21.82% ARENA LIMOSA PARDO
5m								
6m			8	18.00%	NL	NP	SM	PASA Nº4 = 99.44% PASA Nº200 = 18.88% ARENA LIMOSA PARDO

Nivel Freático: 0.80 m

Ing. Civil NATHALIA HERNANDEZ R
M.P. 22202166765COR

Ing. Geotecnista PABLO CASTILLA NEGRETE
M.P. 1320251172BLV

200/12

ESTRATIGRAFIA

Consultorías Geotécnicas y Ambiente S.A.S.

V1

PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DE LA UNIDAD DEPORTIVA
LOCALIZACIÓN: BARRIO LA PRADERA, MUNICIPIO DE MONTERÍA CÓRDOBA
CONTRATISTA: MUNICIPIO DE MONTERÍA

SONDEO Nº: 6
FECHA: MAYO DE 2024
CODIGO: 0524048

Perfil Estratigráfico	Peso Unitario (KN/m3)	Cohesión (KN/m2)	N	w	LL	IP	Clasificación SUCS	Observaciones
0 m								
								PASA Nº4 = 60.01% PASA Nº200 = 22.14% MATERIAL DE RELLENO CORRESPONDIENTE A GRAVA ARENO LIMOSA CONTAMINADO CON RESIDUOS SÓLIDOS PARDO
1m				8.00%	NL	NP	GM	
1.2m								
								PASA Nº4 = 100.00% PASA Nº200 = 93.97% LIMO DE MEDIANA PLASTICIDAD PARDO
2m	19.19	25.42		24.00%	42.00%	10.00%	ML	
3m								
3.5m								
								PASA Nº4 = 99.71% PASA Nº200 = 23.33% ARENA LIMOSA PARDO
4m			9	20.00%	NL	NP	SM	
5m								
								PASA Nº4 = 99.73% PASA Nº200 = 24.62% ARENA LIMOSA PARDO
6m			10	19.00%	NL	NP	SM	

Nivel Freático: 0.70 m

Ing. Civil NATHALIA HERNANDEZ R
M.P. 22202166765COR

Ing. Geotecnista PABLO CASTILLA NEGRETE
M.P. 1320251172BLV