



Informe Técnico Final

VERIFICACIÓN DE PILAS - VIADUCTO LA NORIA ETAPA ACCESO A CAMINO NEGRO

Práctica Supervisada
Carrera de Ingeniería Civil

Alumno: Agustín Oyola Marletta

Tutor Docente: Dr. Ing. Federico Pinto

Supervisor Externo: Ing. Gustavo Ramírez

Año: 2014

AGRADECIMIENTOS

A mis padres, quienes me han dado la posibilidad y libertad de elegir y terminar mi carrera.

A mi novia, Melani, porque su presencia me incentiva a superarme y porque con su compañía todo se hace fácil.

A mis hermanos, a Dolores y a Bonifacio, con quienes he compartido tanto que llevo sus huellas a todos lados.

A Andrés y a Gastón, compañeros de principio a fin, por permitirme recordar gratamente cualquier materia y examen.

A mis amigos y compañeros, especialmente a Alejandro y a Emiliano, por su apoyo incondicional y por darme ánimo en todo este proceso.

Al Dr. Federico Pinto, por la paciencia, por la dedicación y por la calidad de sus respuestas, al Ing. Gustavo Ramírez, por presentarme la oportunidad de trabajar en el proyecto y por su predisposición a contribuir en mi capacitación y al Dr. Tomás. Prato, por abrirme las puertas de su empresa.



RESUMEN

El presente informe describe las tareas efectuadas para la verificación de las pilas correspondientes a la primera etapa del viaducto La Noria, ubicado en la ciudad de Buenos Aires. A su vez, constituye el marco de referencia teórico de la práctica profesional que todo alumno debe realizar y presentar para obtener el grado de Ingeniero Civil.

La infraestructura del viaducto se compone por tres pilotes columnas que se verifican empleando una metodología estructurada en nueve capítulos y complementada con cuatro anexos. En el primer capítulo, se introduce al lector las características generales del proyecto. En el segundo capítulo, se describe la tipología del viaducto y se explica brevemente las cargas actuantes en el proyecto y las expresiones empleadas obtenidas del reglamento de puentes de Dirección Nacional de Vialidad. En el tercer capítulo se cuantifican a las mismas, se analiza el efecto que producen y se concluye el mismo con la determinación de las combinaciones de carga a considerar. En el cuarto capítulo se analiza la información contenida en el estudio de suelo y se la ordena mediante la construcción del perfil geológico, además se estudia la resistencia al corte no drenada asociada a cada perfil del suelo a lo largo del viaducto. En el quinto capítulo, se evalúa la capacidad geotécnica de los suelos de fundación siguiendo las especificaciones AASHTO para el diseño de puentes. El análisis estructural de la infraestructura se efectúa mediante un modelo numérico de elementos finitos y la construcción del mismo se describe en los capítulos seis y siete. En el octavo capítulo, se dimensiona el pilote adoptando una armadura longitudinal que resista los esfuerzos normales y los de flexión oblicua a los que se encuentran sometidos los pilotes columna. Se realiza en el mismo capítulo la determinación de los momentos de segundo orden y se concluye con la verificación del esfuerzo de corte. Finalmente se incluye en el último capítulo las conclusiones personales del alumno acerca de los resultados obtenidos, de las hipótesis empleadas y de la experiencia adquirida en el ámbito profesional.

ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTOS	I
RESUMEN	III
ÍNDICE GENERAL	V
ÍNDICE DE FIGURAS	VIII
ÍNDICE DE TABLAS	X
CAPITULO 1 - INTRODUCCIÓN	1
1.1 - INTRODUCCIÓN	1
1.2 - ENTIDAD RECEPTORA	1
1.3 - DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	1
1.3.1 - Ubicación del Proyecto	1
1.3.2 - Motivo del Proyecto	2
1.3.3 - Etapas del Proyecto	3
1.4 - OBJETIVOS	4
CAPITULO 2 - BASES DE DISEÑO	5
2.1 - RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE ANTECEDENTES	5
2.1.1 - Anteproyecto 2011	5
2.1.2 - Anteproyecto 2013	5
2.2 - VIADUCTO LA NORIA	6
2.2.1 - Condicionantes de Diseño	7
2.2.2 - Luz y Gálibo	7
2.2.3 - Tablero	7
2.2.4 - Vigas Longitudinales	8
2.2.5 - Vigas Transversales	9
2.2.6 - Carpeta de Rodamiento	9
2.2.7 - Defensas	9
2.2.8 - Juntas de Dilatación	9
2.2.9 - Pilotes	9
2.2.10 - Columnas	9
2.2.11 - Viga Dintel	10
2.2.12 - Apoyos	10
2.3 - MATERIALES EMPLEADOS	11
2.3.1 - Hormigones	11
2.3.2 - Aceros	11
2.4 - NORMAS Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE APLICACIÓN	12
2.5 - CARGAS DE DISEÑO	12
2.5.1 - Cargas no actuantes	12
2.5.2 - Carga permanente	12
2.5.3 - Sobrecarga accidental	12
2.5.4 - Influencias de la temperatura, la contracción y la fluencia del hormigón	13
2.5.5 - Acción del viento	14
2.5.6 - Acción de Frenado	14
2.5.7 - Acción Centrífuga	14

CAPITULO 3 - ANÁLISIS DE CARGA.....	15
3.1 - ANÁLISIS DE CARGA	15
3.1.1 - Cargas Verticales	15
3.1.2 - Cargas Horizontales	17
3.1.3 - Cargas Actuantes por Grupo de Pila.....	19
3.2 - COMBINACIONES DE CARGA	21
3.2.1 - Carga Permanente (D).....	22
3.2.2 - Sobrecarga Móvil (L_N , L_M)	23
3.2.3 - Fuerza de Frenado (L_F).....	24
3.2.4 - Fuerza Centrífuga (L_C).....	24
3.2.5 - Fuerza de Viento (W).....	24
3.2.6 - Combinaciones de Cargas Empleadas	24
CAPITULO 4 - ESTUDIO DE SUELOS.....	26
4.1 - DESCRIPCIÓN DEL ESTUDIO DE SUELOS	26
4.1.1 - Estratigrafía.....	26
4.1.2 - Nivel de Agua Subterránea.....	27
4.1.3 - Fricción Negativa.....	27
4.2 - PERFIL GEOLÓGICO.....	28
4.3 - RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA	29
CAPITULO 5 - CURVAS DE CAPACIDAD DE CARGA.....	33
5.1 - PERFIL GEOTÉCNICO	33
5.2 - METODOLOGÍA DE CÁLCULO EMPLEADA.....	34
5.3 - RESISTENCIA FRICCIONAL.....	35
5.3.1 - Resistencia Friccional Unitaria en Suelos Cohesivos	35
5.3.2 - Resistencia Friccional Unitaria en Suelos No Cohesivos.....	36
5.4 - RESISTENCIA DE PUNTA.....	36
5.4.1 - Resistencia de Punta Unitaria en Suelos Cohesivos.....	36
5.4.2 - Resistencia de Punta Unitaria en Suelos No Cohesivos.....	36
5.5 - CURVAS DE CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE.....	37
5.6 - LONGITUD DE LOS PILOTES.....	39
CAPITULO 6 - MODELADO DEL SUELO.....	41
6.1 - MÓDULO DE ELASTICIDAD	41
6.1.1 - Módulo de Elasticidad en Suelos Cohesivos.....	41
6.1.2 - Módulo de Elasticidad en Suelos No Cohesivos.....	41
6.1.3 - Módulo de Elasticidad del Perfil del Suelo de la Pila VIII	42
6.2 - MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO.....	43
6.2.1 - Módulo de Reacción Horizontal del Fuste	43
6.2.2 - Módulo de Reacción Vertical del Fuste	44
6.2.3 - Módulo de Reacción Torsional del Fuste.....	44
6.2.4 - Módulo de Reacción Vertical de la Punta.....	44
6.2.5 - Módulos de Reacción Del Perfil De Suelo De La Pila VIII.....	44
6.3 - REACCIÓN MÁXIMA DEL SUELO	45
CAPITULO 7 - MODELADO DE LA ESTRUCTURA.....	47
7.1 - MODELO EMPLEADO.....	47
7.2 - CARGAS APLICADAS.....	48

7.2.1 - Cargas Permanentes (D)	48
7.2.2 - Sobrecarga Móvil (L _N)	49
7.2.3 - Sobrecarga Móvil (L _M)	49
7.2.4 - Fuerza de Frenado (L _F)	49
7.2.5 - Fuerza de Viento (W).....	49
7.2.6 - Cargas No Actuantes	49
7.3 - PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	49
7.4 - SECCIONES	50
7.4.1 - Viga Dintel.....	50
7.4.2 - Columna	51
7.4.3 - Pilotes.....	52
7.5 - RIGIDEZ LATERAL.....	52
7.5.1 - Apoyos de Neopreno.....	52
7.5.2 - Rigidez de un Pila.....	53
7.5.3 - Rigidez de un Grupo de Pilas.....	53
7.6 - DIAGRAMA DE ESFUERZOS.....	55
7.6.1 - Esfuerzo Axial.....	55
7.6.2 - Momento Flector en la Dirección Y.....	55
7.6.3 - Momento Flector en la Dirección X.....	56
7.6.4 - Esfuerzo de Corte en la Dirección X.....	57
7.6.5 - Esfuerzo de Corte en la Dirección Y.....	57
7.7 - VERIFICACIÓN DE REACCIÓN MÁXIMA DEL SUELO	58
CAPITULO 8 - DIMENSIONADO	59
8.1 - VERIFICACIONES.....	59
8.2 - SOLICITACIONES DE DISEÑO.....	59
8.2.1 - Solicitaciones de Diseño de la Columna.....	59
8.2.2 - Solicitaciones de Diseño del Pilote.....	60
8.3 - EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN	61
8.3.1 - Análisis de Pandeo.....	62
8.3.2 - Determinación de la esbeltez del pilote columna.....	63
8.3.3 - Momento de Diseño	64
8.4 - VERIFICACIÓN A FLEXIÓN COMPUESTA	65
8.4.1 - Diagramas de Interacción.....	65
8.4.2 - Verificación a Flexión Compuesta Biaxial de la Columna.....	67
8.4.3 - Verificación a Flexión Compuesta Biaxial del Pilote.....	67
8.5 - VERIFICACIÓN A CORTE	68
8.6 - ARMADURA ADOPTADA.....	69
CAPITULO 9 - CONCLUSIONES.....	70
BIBLIOGRAFÍA.....	72
ANEXOS.....	73

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Ubicación del viaducto La Noria	2
Figura 1.2 - Congestionamiento en rotonda La Noria.....	3
Figura 1.3 - Etapa Acceso a Camino Negro	3
Figura 2.1 - Imagen renderizada del anteproyecto realizado en 2011	5
Figura 2.2 - Imagen renderizada del viaducto La Noria.....	6
Figura 2.3 - Modelado en 3D de dos tramos del viaducto	7
Figura 2.4 - Sección transversal de la Etapa 1	8
Figura 2.5 - Secciones transversales de la viga principal.....	8
Figura 2.6 - Dibujo en 3D de la viga principal	9
Figura 2.7 - Planta y sección transversal de la viga dintel.....	10
Figura 2.8 - Detalle de los apoyos de las vigas principales.....	11
Figura 3.1 - Posiciones de aplanadora	17
Figura 3.2 - Cargas por pilote	21
Figura 3.3 - Cargas permanentes y sobrecarga por multitud compacta para máximo esfuerzo normal	22
Figura 3.4 - Sobrecarga por aplanadora para máximo esfuerzo normal	23
Figura 3.5 - Sobrecarga por aplanadora para máximo momento flector	23
Figura 3.6 - Sobrecarga por multitud compacta para máximo momento flector	23
Figura 3.7 - Fuerza de frenado	24
Figura 3.8 - Fuerza centrífuga y cargas de viento	24
Figura 4.1- Perfil geológico	28
Figura 4.2 - S_u por sondeos - Relleno Artificial	31
Figura 4.3 - S_u por sondeos - Arcillas y Limos NP	31
Figura 4.4 - S_u por sondeos - Arcillas Plásticas	31
Figura 4.5 - S_u por sondeos - Transición.....	31
Figura 4.6 - S_u por sondeos - Formación Pampeana.....	31
Figura 5.1 - Curvas de capacidad de carga admisible	39
Figura 6.1 - Módulo de elasticidad de la pila VIII.....	43
Figura 6.2 - Reacción máxima del suelo	45
Figura 7.1 - Modelo de la infraestructura	47
Figura 7.2 - Representación del suelo por resortes	48
Figura 7.3 - Viga dintel de la pila VIII	50
Figura 7.4 - Sección I de la viga dintel	51
Figura 7.5 - Sección II de la viga dintel.....	51
Figura 7.6 - Sección III de la viga dintel	51
Figura 7.7 - Sección IV de la viga dintel	51
Figura 7.8 - Sección de la columna.....	52
Figura 7.9 - Rigidez lateral de un grupo de pila.....	53
Figura 7.10 - Esquema de rigidez lateral.....	54
Figura 7.11 - Esfuerzos Normales	55
Figura 7.12 - Momento flector en la dirección Y.....	56

Figura 7.13 - Momento flector en la dirección X.....	56
Figura 7.14 - Esfuerzo de corte en la dirección X.....	57
Figura 7.15 - Esfuerzo de corte en la dirección Y.....	57
Figura 7.16 - Reacciones del suelo obtenidas.....	58
Figura 8.1 - Deformada por pandeo en dirección longitudinal.....	63
Figura 8.2 - Deformada por pandeo en dirección transversal.....	63
Figura 8.3 - Diagrama de interacción de la columna.....	67
Figura 8.4 - Diagrama de interacción del pilote.....	68

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 - Hormigones empleados.....	11
Tabla 2.2 - Aceros Empleados	11
Tabla 3.1 - Cargas permanentes distribuidas.....	15
Tabla 3.2 - Cargas permanentes concentradas	16
Tabla 3.3 - Cargas por aplanadoras.....	16
Tabla 3.4 - Cargas de aplanadoras con reducción por multitud compacta.....	17
Tabla 3.5 - Fuerza de Frenado.....	17
Tabla 3.6 - Fuerza de viento.....	18
Tabla 3.7 - Peso propio de la infraestructura.....	19
Tabla 3.8 - Cargas por grupo de pilas	20
Tabla 3.9 - Combinaciones de carga.....	22
Tabla 3.10 - Signos de los esfuerzos.....	25
Tabla 4.1 - Resistencia al corte recomendada por el estudio de suelos.	29
Tabla 4.2 - Perfil geotécnico del sondeo N11.....	30
Tabla 5.1 - Perfil geotécnico del sondeo N7	33
Tabla 5.2 - Perfil geotécnico del sondeo S1	33
Tabla 5.3 - Perfil geotécnico de la pila VII.....	33
Tabla 5.4 - Resistencia friccional de la pila VII	37
Tabla 5.5 - Resistencia de punta de la pila VII.....	38
Tabla 5.6 - Capacidad de carga admisible de la pila VII.....	38
Tabla 5.7 - Resumen de pilotes.....	40
Tabla 6.1 - Perfil Geotécnico de la pila VIII	42
Tabla 6.2 - Modulo de Elasticidad de la pila VIII	42
Tabla 6.3 - Módulos de reacción de la pila VIII	44
Tabla 7.1 - Resumen de cargas de la pila VIII	48
Tabla 7.2 - Propiedades de los hormigones empleados	50
Tabla 8.1 - Solicitaciones de la columna.....	59
Tabla 8.2 - Momentos considerando excentricidad constructiva de la columna	60
Tabla 8.3 - Solicitaciones del pilote.....	60
Tabla 8.4 - Momentos considerando excentricidad constructiva del pilote	61
Tabla 8.5 - Momentos de diseño de la columna.....	64
Tabla 8.6 - Momentos de diseño del pilote.....	65
Tabla 8.7 - Diagrama de interacción de la pila.....	66
Tabla 8.8 - Diagrama de Interacción de la columna.....	66
Tabla 8.9 - Solicitaciones últimas de la columna.....	67
Tabla 8.10 - Solicitaciones últimas del pilote.....	68

CAPITULO 1 - INTRODUCCIÓN

1.1 - INTRODUCCIÓN

El presente informe resume las actividades desarrolladas durante la Práctica Supervisada para la carrera de Ingeniería Civil. Las tareas se encuentran destinadas a verificar la fundación proyectada para la primera etapa del viaducto La Noria. La infraestructura del viaducto se compone de una viga dintel y de tres pilotes columnas de diámetro igual a 1.50m y de longitud variable de acuerdo al suelo de fundación. Una descripción más detallada de las características de la obra se encuentra en la sección 1.3 - del informe.

El objetivo del presente informe consiste en la verificación de los pilotes columnas, determinando para ello, la longitud y la armadura necesaria. Por otro lado, no se analizan los restantes elementos estructurales del viaducto, sino que se adoptan las dimensiones originales del proyecto. Este grupo de elementos que no se analizan, contiene a los elementos que conforman la infraestructura y a la viga dintel de cada grupo de pilotes columnas. Además, debe mencionarse que solo se realiza la verificación de las pilas intermedias de la primera etapa del viaducto, sin estudiar el estribo en el acceso al Camino Negro ni el eje de pilas límite entre la primera y segunda etapa del viaducto.

En los primeros cinco capítulos del informe, se realizan los cálculos de todos los grupos de pilas, concluyendo el capítulo con la determinación de la longitud de cada grupo de pilotes. A partir del sexto capítulo, se trabaja con un pilote columna correspondiente al eje que requiere la mayor longitud de fundación.

1.2 - ENTIDAD RECEPTORA

La Práctica Supervisada se desarrolla en la Empresa INDIGO S.A. *“Investigación, Desarrollo en Ingeniería y Gestión de Obras”* localizada en el barrio Tejas Dos de la Ciudad de Córdoba.

INDIGO S.A. se especializa en proyectos de Puentes, Estructuras Especiales, Obras Viales y Obras Hidráulicas contando para ello con diferentes grupos de trabajo.

Las actividades llevadas a cabo pertenecen al área de estructuras de la empresa.

1.3 - DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Las tareas desarrolladas durante la Práctica Supervisada pertenecen al Proyecto Viaducto La Noria que contempla la construcción de un viaducto de 787 metros de longitud en la provincia de Buenos Aires.

1.3.1 - Ubicación del Proyecto

La obra se encuentra ubicada al sur de la ciudad de Buenos Aires, en el partido de Lomas de Zamora, conectando el Puente La Noria y el Camino Presidente Perón, éste último popularizado como Camino

Negro. Como puede observarse en la *Figura 1.1*, el Camino Negro resulta la continuación de la Av. General Paz.

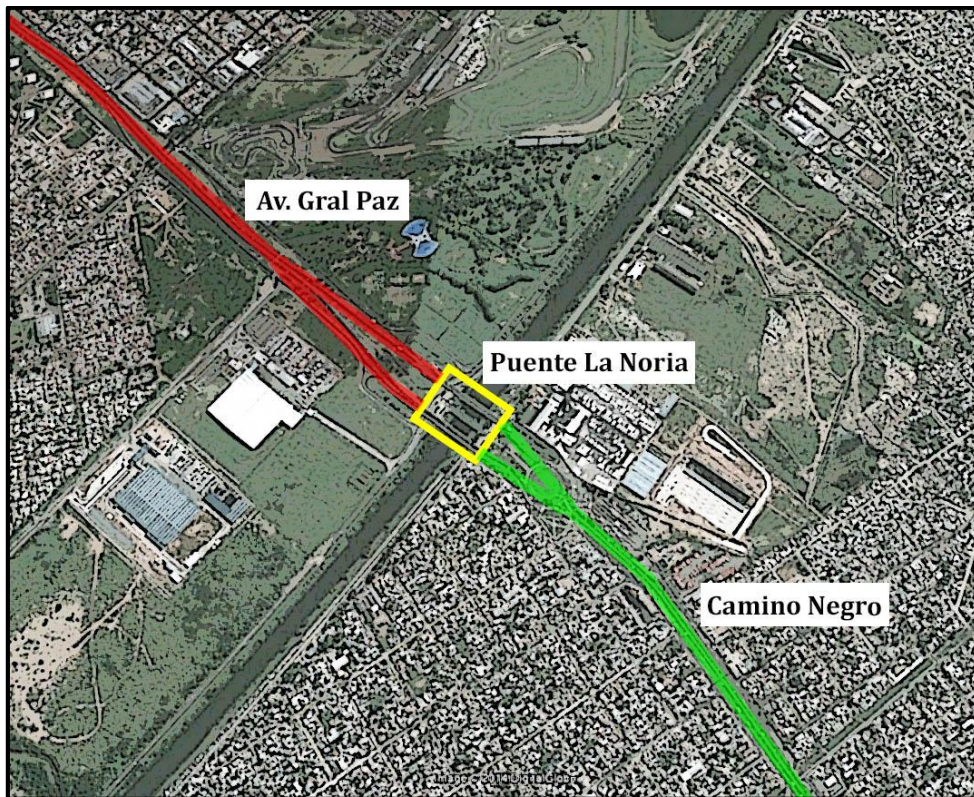


Figura 1.1 - Ubicación del viaducto La Noria

1.3.2 - Motivo del Proyecto

La zona del proyecto se encuentra en el límite entre Ciudad Autónoma de Buenos Aires y el Partido de Lomas de Zamora por lo que contiene una gran demanda de tránsito de quienes circulan la Autopista General Paz, además debe considerarse la importancia del transporte público, pues en la zona se encuentran además de la terminal La Noria, cuatro terminales de líneas de colectivos.

Tanto el tránsito pasante hacia la autopista como el que constituye el transporte público confluye en la rotonda La Noria, ocasionando en ella un congestionamiento en horas pico con demoras superiores a noventa minutos. Se estima que diariamente circulan 70,000 vehículos por la rotonda. En la *Figura 1.2* puede observarse un embotellamiento típico en la rotonda.



Figura 1.2 - Congestionamiento en rotonda La Noria

Para resolver el problema, se plantea un viaducto que conecta directamente al Puente La Noria con el Camino Negro por encima de la rotonda en conflicto. De ésta manera se logra desacoplar al tránsito de la autopista con el tránsito interno de Lomas de Zamora, alcanzando un ordenamiento del tránsito y reduciendo la demanda sobre la rotonda como así también las demoras en ella.

1.3.3 - Etapas del Proyecto

Debido a la magnitud del proyecto, el mismo se plantea en cinco etapas. La primera etapa, demarcada en la *Figura 1.3*, se denomina “Acceso a Camino Negro” y comprende el inicio del viaducto desde Lomas de Zamora. La Práctica Supervisada se concentra íntegramente en ésta etapa.

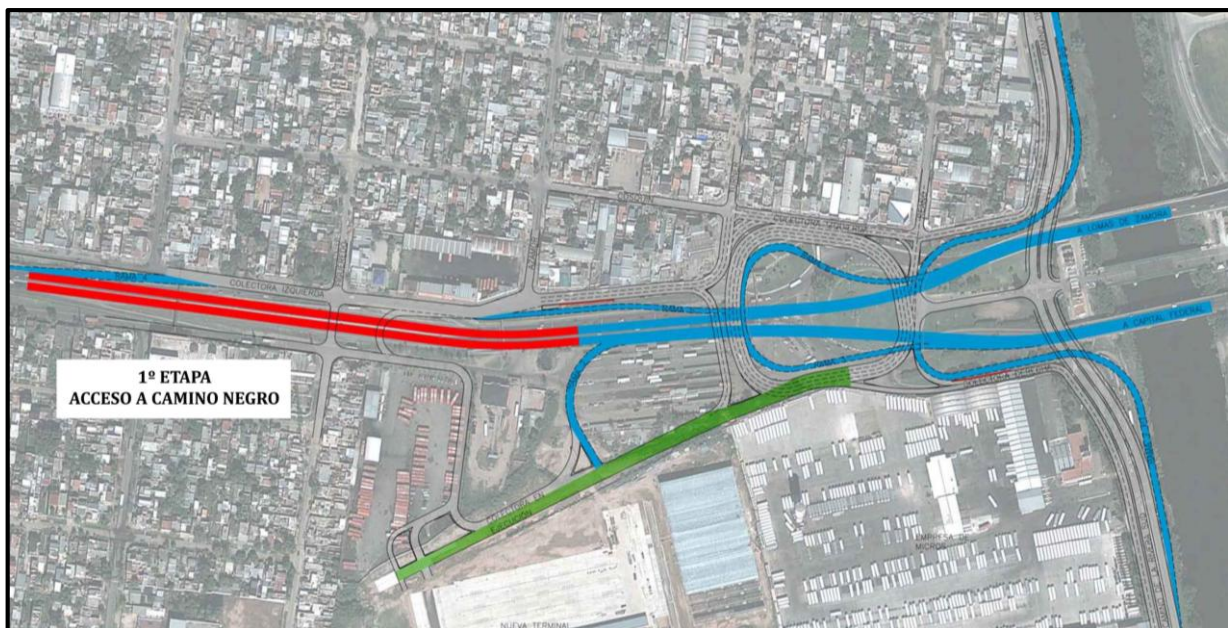


Figura 1.3 - Etapa Acceso a Camino Negro

En la primera etapa, el viaducto se desarrolla en dirección desde el Camino Negro hacia el puente La Noria con 341 m de longitud total, contando con 11 tramos de 31.00 m de longitud, elevándose desde el nivel existente del Camino Negro hasta alcanzar la cota de rasante necesaria para verificar el gálibo vertical y un retorno de colectora.

Si bien es la etapa de mayor extensión del proyecto y contiene a ambas calzadas en toda su longitud, cuenta con la ventaja de no presentar singularidades. Todos los tramos presentan la misma longitud y la misma tipología estructural. Además no contiene accesos al viaducto, losas de continuidad o curvas pronunciadas.

1.4 - OBJETIVOS

Se ha mencionado que la finalidad de las tareas efectuadas, consiste en la verificación de los pilotes columnas de la primera etapa del viaducto. Para alcanzar éste propósito es necesario cumplir de manera ordenada la siguiente serie de objetivos:

- Identificar y cuantificar las acciones que solicitan la estructura. Además, reconocer las combinaciones críticas que determinan las solicitaciones de diseño de la estructura.
- Interpretar el estudio de suelos identificando las características relevantes y el comportamiento de los diferentes estratos de suelo presentes en la zona de emplazamiento de la obra.
- Determinar los parámetros resistentes a utilizar y obtener la capacidad de carga del suelo en cada grupo de pilas mediante el trazado de curvas de capacidad de carga.
- Determinar la longitud necesaria de todos los pilotes de la primera etapa del viaducto.
- Efectuar un modelo numérico computacional de la estructura que represente el comportamiento real de la misma.
- Desarrollar un juicio crítico acerca de los resultados del modelo.
- Aplicar el Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón Armado para determinar las dimensiones finales del pilote.

CAPITULO 2 - BASES DE DISEÑO

2.1 - RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE ANTECEDENTES

El proyecto del viaducto cuenta con dos anteproyectos anteriores que proveen información de interés para afrontar el problema. Se describen ambos proyectos en lo siguiente, identificados por el año en que fueron encomendados.

2.1.1 - Anteproyecto 2011

El primer anteproyecto presenta un diseño geométrico similar al proyecto actual. El mismo puede observarse en la *Figura 2.1*. Éste anteproyecto contempla la construcción de sólo un solo viaducto emplazado en la zona de la rotonda mientras que para las zonas restantes se plantea la utilización de tierra armada. La utilización de tierra armada como solución para gran parte del proyecto es la principal desventaja del mismo, ya que genera una indeseada barrera visual en una zona urbana.

El ancho de calzado es de 7.30 m aunque en algunos accesos éste valor se ve reducido ligeramente.

Respecto a la tipología estructural del viaducto, no se poseen datos relevantes que puedan utilizarse como experiencia para el planteo de la solución.



Figura 2.1 - Imagen renderizada del anteproyecto realizado en 2011

2.1.2 - Anteproyecto 2013

El anteproyecto realizado en el año 2013 resulta una solución intermedia entre el anteproyecto anterior y el finalmente adoptado. Mantiene la utilización de tierra armada pero a lo largo de una longitud significativamente menor. Consecuentemente a lo anterior, los viaductos abarcan una zona mayor del proyecto.

La tipología estructural de los viaductos tanto en infraestructura como en superestructura presenta semejanzas a la del proyecto vigente. La superestructura está conformada por una carpeta de rodamiento, por una losa de tablero, por vigas longitudinales de sección llena de sección doble te y por vigas secundarias transversales de sección rectangular, además de elementos complementarios como juntas, y defensas de hormigón. La infraestructura se compone de una viga dintel de sección rectangular y de cuatro pilotes columnas. Los dispositivos de apoyos son de neopreno reforzado.

Comparando el anteproyecto formulado en el año 2013 con el viaducto La Noria, el mayor contraste se observa en que en el primero se mantienen sectores con tierra armada. Además se encuentran diferencias en el número de elementos estructurales adoptados y en las dimensiones de los mismos.

2.2 - VIADUCTO LA NORIA

Viaducto La Noria presenta un diseño vial que puede observarse en la *Figura 2.2*. El mismo contiene dos accesos y dos salidas y se encuentra integrado a un proyecto que involucra la renovación de la terminal de Lomas de Zamora y del Camino de Rivera. Por esto mismo, contempla la modificación del trazado de la rotonda de manera de complementarse de manera más fluida con los accesos al viaducto.

El viaducto tiene un funcionamiento estructural de puente viga con un sistema estructural isostático. Tanto la superestructura como la infraestructura se componen de los mismos elementos mencionados para el anteproyecto 2013. Las características más importantes de éstos elementos estructurales que materializan al viaducto se detallan en los párrafos siguientes.



Figura 2.2 - Imagen renderizada del viaducto La Noria

2.2.1 - Condicionantes de Diseño

Resulta importante mencionar los condicionantes de diseño de la obra para explicar las soluciones propuestas para componer el viaducto. Ambos anteproyectos mencionados recurren a sectores con tierra armada, lo que constituye una barrera visual entre ambos lados del viaducto y un efecto estético indeseado. Por ésta razón, se dictaron directivas de proyectar un viaducto sin la utilización de tierra armada en toda su longitud. Consecuentemente, se contó con el objetivo de utilizar el menor número de pilas para explotar la ventaja por sobre el empleo de tierra armada y encajar en el contexto social de la zona de emplazamiento.

Un primer anteproyecto proponía la utilización de cuatro pilas con diferentes alternativas de fundación. A lo largo de las reuniones con el ente encargado de aprobar el proyecto se decantó en la solución actual de tres pilotes columnas de 1.50 m de diámetro.

En la *Figura 2.3* se visualiza los elementos estructurales adoptados para el viaducto.

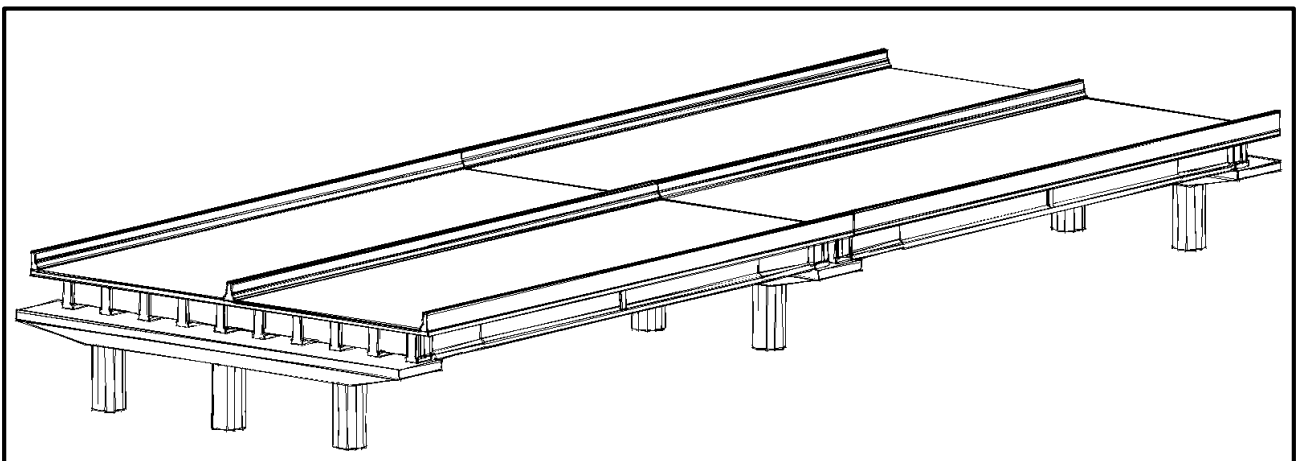


Figura 2.3 - Modelado en 3D de dos tramos del viaducto

2.2.2 - Luz y Gálibo

La primera etapa del viaducto se proyecta en once luces de 31.00m de longitud. Con respecto al gálibo vertical, para asegurar la circulación por debajo del viaducto, la cota mínima de fondo de viga se ha definido a partir de la cota de rasante de los pasos inferiores proyectados, respetando una altura mínima libre de 4,50m según lo especificado por Dirección Nacional de Vialidad.

2.2.3 - Tablero

La superestructura del viaducto se compone de un tablero de 23.00 m de ancho. El tablero incluye dos calzadas unidireccionales de 7.30 m de ancho, cada una separadas por una defensa rígida tipo New-Jersey, un sobrecancho interno de 1.00 m y una banquina externa 2.50 m. Ésta disposición se observa en la *Figura 2.4*.

La losa de tablero tiene 0.20 m de espesor total y se coloca sobre las vigas principales. En la zona inferior, la losa se materializa por “prelosas”, las cuales consisten en losas prefabricadas de hormigón armado con armadura de tipo “Trilogic”. Éstas losetas tienen un espesor de 0.05 m. El espesor total de la losa de tablero se alcanza con un hormigón en segunda etapa de 0.15 m, en donde se coloca la armadura complementaria de la losa.

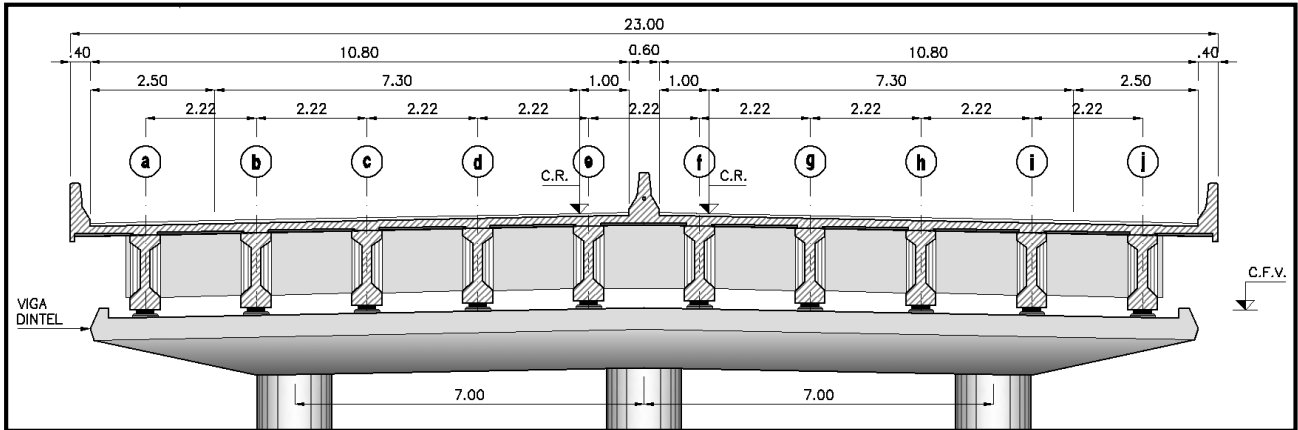


Figura 2.4 - Sección transversal de la Etapa 1

2.2.4 - Vigas Longitudinales

La losa de tablero apoya sobre diez vigas prefabricadas pretensadas. Las vigas de la totalidad de los tramos de la etapa, presentan idénticas dimensiones. Se trata de vigas de alma llena, de sección “I” de 29,50 m de longitud y 1,50 m de altura. Las vigas pretensadas distan entre sí 2,22 m, y se montan sobre apoyos de neopreno armado.

A lo largo de su longitud, la viga longitudinal contiene tres secciones tipos y dos transiciones lineales por semiluz. Las secciones utilizadas pueden observarse en la *Figura 2.5*.

La primer sección, de mayor área, se mantiene constante a lo largo de una longitud de 1.00 m. La primer transición se desarrolla en 0.30 m mientras que la segunda se desarrolla en 3.50 m.

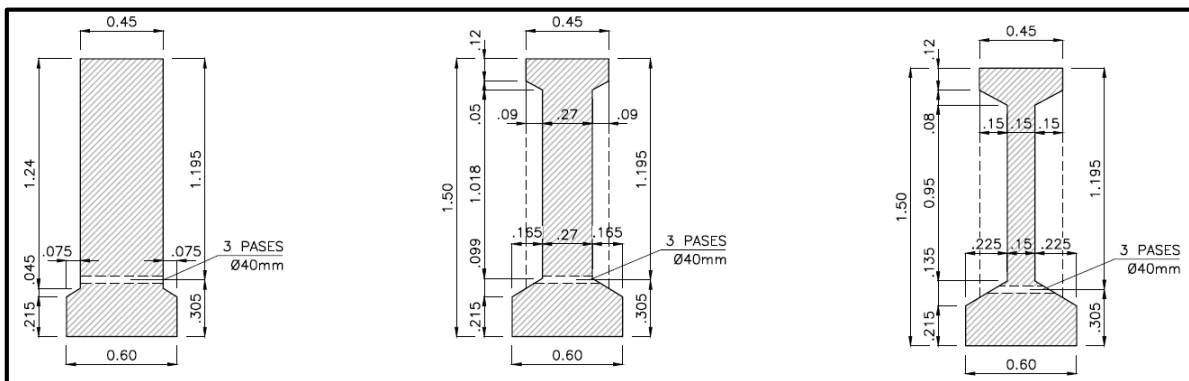


Figura 2.5 - Secciones transversales de la viga principal

En la *Figura 2.6* se observa un dibujo en tres dimensiones de la viga longitudinal donde permite apreciar la variación de sección y la longitud de las transiciones.

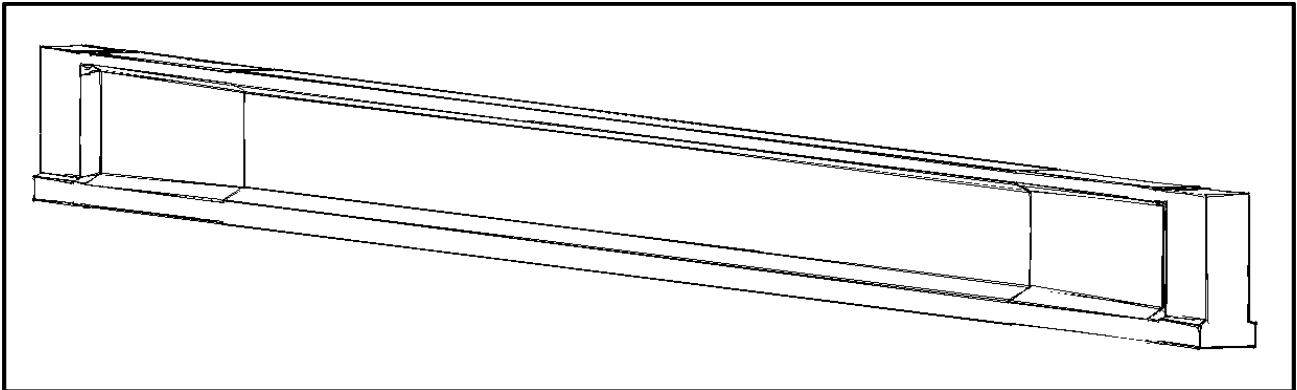


Figura 2.6 - Dibujo en 3D de la viga principal

2.2.5 - Vigas Transversales

El diseño del tablero contempla la ejecución de vigas transversales emplazadas en coincidencia con los ejes de apoyos de las vigas longitudinales y una viga transversal central en el centro del vano. Las mismas serán de sección rectangular de 0.30 m de base por 1.24 m de altura.

2.2.6 - Carpeta de Rodamiento

La carpeta de rodamiento se proyecta de concreto asfáltico con un espesor de 0,06 m.

2.2.7 - Defensas

Se utiliza una defensa rígida del tipo *New Jersey* de 0,60 m de ancho en la parte central del tablero de manera de separar las calzadas. Además en los extremos se colocan defensas del mismo tipo de 0,40 m de ancho. Ambas pueden visualizarse en la *Figura 2.4*.

2.2.8 - Juntas de Dilatación

Las juntas de dilatación son del tipo elástica a base de asfaltos modificados, y se ubican en ambos extremos del puente además sobre cada pila intermedia. Sus dimensiones son 5 cm de ancho por 8mm de espesor. Su posición en el viaducto se muestra en la *Figura 2.8*.

2.2.9 - Pilotes

La fundación del puente las constituyen tres pilotes, pre-excavados y hormigonados "in-situ", de 1.50 m de diámetro. La distancia entre ejes de pilote es de 7 m. La longitud de los pilotes es variable y se determina en el CAPITULO 5 - CURVAS DE CAPACIDAD DE CARGA.

2.2.10 - Columnas

Al tratarse de pilotes columnas, las pilas tienen el mismo diámetro que el pilote, es decir 1.50 m. La longitud de la columna es variable de acuerdo a la cota de la rasante que se debe alcanzar. En la etapa de análisis, la máxima longitud tiene un valor de 3.86 m.

2.2.11 - Viga Dintel

La viga dintel consta de una sección trapezoidal en planta que obedece a la disposición de las vigas en el tablero de cada uno de los tramos. Su altura varía de 0,50m a 1,20m en la parte central al vincularse con las columnas. En las pilas donde descargan dos tramos sin curvas, la sección en planta resulta rectangular.

La sección transversal es también trapezoidal con una base que en la parte inferior mide 1.50 m mientras que en la superior, 3.00 m.

Se puede apreciar en la *Figura 2.7* la forma de la viga dintel en un tramo con curvas y la sección transversal de la parte central de la viga.

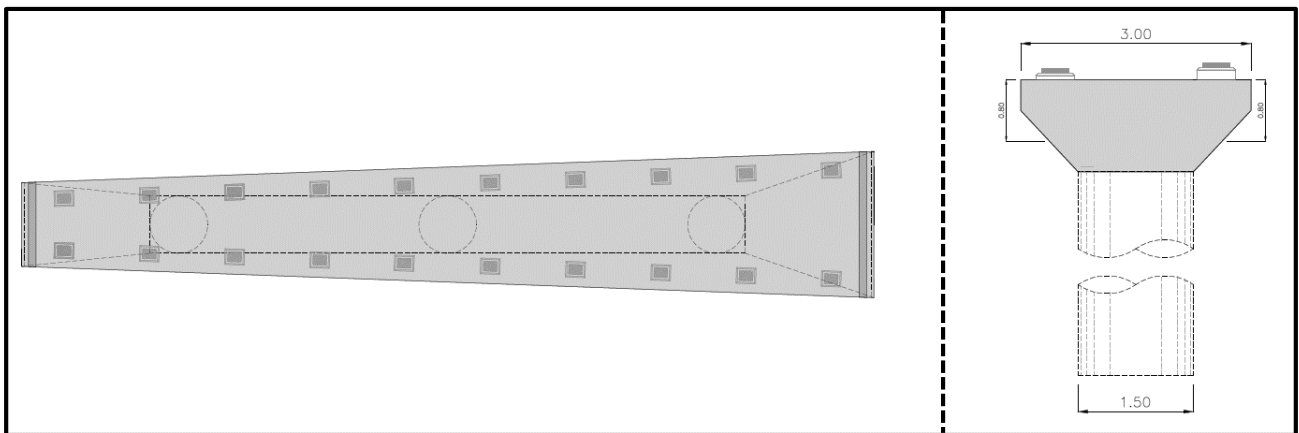


Figura 2.7 - Planta y sección transversal de la viga dintel

2.2.12 - Apoyos

Las vigas pretensadas son montadas sobre apoyos de neopreno armado, de sección rectangular de 25cm por 35 cm. Todos los apoyos tienen un espesor de 5 cm materializado por cinco capas de neopreno.

Las placas de neopreno son fijadas a dados de hormigón que se ubican por sobre la viga dintel. Éstos dados de hormigón tienen una altura de 9.50 cm y una sección de 36 cm por 46 cm.

Por cada apoyo de viga se tiene un apoyo de neopreno, por lo que en las pilas intermedias de la primera etapa se dispone de veinte apoyos. Los apoyos pueden observarse en la *Figura 2.7* y en la *Figura 2.8*.

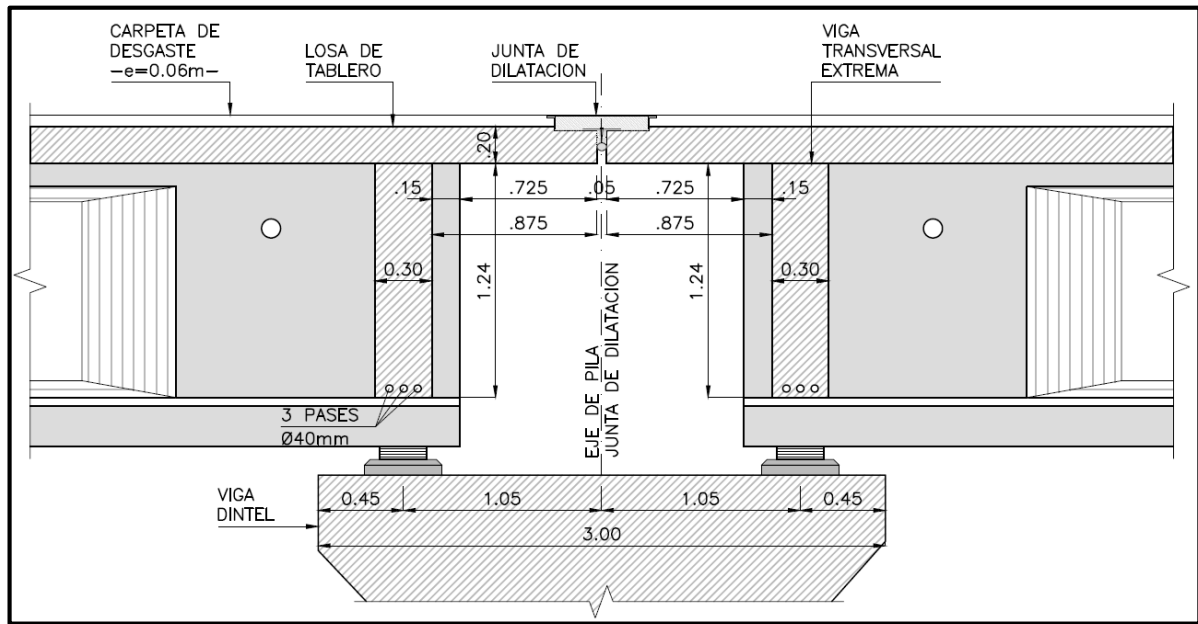


Figura 2.8 - Detalle de los apoyos de las vigas principales

2.3 - MATERIALES EMPLEADOS

Se detallan mediante la *Tabla 2.1* y la *Tabla 2.2* las principales características de los diferentes tipos de hormigones y aceros utilizados en cada elemento estructural del viaducto.

2.3.1 - Hormigones

Tabla 2.1 - Hormigones empleados

Elemento	Material	Fabricación	Clase
Pilotes	Hormigón Armado	In Situ	H - 30
Pilas y Estribos	Hormigón Armado	In Situ	H - 21
Dinteles	Hormigón Armado	In Situ	H - 21
Vigas Transversales	Hormigón Armado	In Situ	H - 21
Vigas Longitudinales	Hormigón Pretensado	Premoldeado	H - 47
Prelosas	Hormigón Armado	Premoldeado	H - 21
Losa	Hormigón Armado	In Situ	H - 21

2.3.2 - Aceros

Tabla 2.2 - Aceros Empleados

Elemento	Denominación	Tensión de Fluencia [MPa]
Pilotes	ADN - 420	420
Pilas y Estribos	ADN - 420	420
Dinteles	ADN - 420	420
Vigas Transversales	ADN - 420	420
Vigas Longitudinales	C-1950	1,700*
Prelosas	T-500	500
Losa	ADN - 420	420

*La tensión de fluencia especificada del acero de pretensado corresponde al límite de fluencia al 1% de alargamiento total de la norma IRAM-IAS.

2.4 - NORMAS Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE APLICACIÓN

Para llevar a cabo el proyecto se emplean las siguientes normativas:

- *“Bases para el cálculo de Puentes de Hormigón Armado”* - Dirección Nacional de Vialidad.
- Reglamento CIRSOC 201-2005 *“Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón.”*
- *“AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Sixth Edition”* - American Association of State Highway and Transportation Officials.

2.5 - CARGAS DE DISEÑO

Las cargas a considerar se obtienen del reglamento *“Bases para el cálculo de Puentes de Hormigón Armado”*. El pliego de especificaciones técnicas particulares de la obra especifica el uso del reglamento de Vialidad con ciertas modificaciones impulsadas por la falta de actualización del reglamento, en vigencia desde hace más de medio siglo. Además se complementa el análisis de cargas consultando las especificaciones de la *“American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)”* para la obtención de cargas no indicadas en el reglamento de Vialidad Nacional.

2.5.1 - Cargas no actuantes

Al aplicar el reglamento *“Bases para el cálculo de Puentes de Hormigón Armado”*, es necesario identificar cuáles cargas actúan en la estructura y cuáles no. En éste apartado se detallan las cargas no actuantes en el viaducto.

La obra se encuentra emplazada en una zona sísmica con peligrosidad sísmica muy reducida, de acuerdo al reglamento INPRES-CIRSOC 103 *“Normas Argentinas para las Construcciones Sismorresistentes”*, por lo que el valor de la acción por movimientos sísmicos es nulo.

Al tratarse de un viaducto, no se tienen efectos originados por la presión del agua en las pilas. Tampoco se tienen en cuenta los esfuerzos transmitidos en la baranda, ya que solo se deben considerarse cuando el puente contempla la construcción de una vereda peatonal.

El reglamento especifica utilizar un coeficiente de impacto para el cálculo de los esfuerzos originados por la sobrecarga móvil. La infraestructura y fundación, objeto del informe, se calcula sin coeficiente de impacto.

2.5.2 - Carga permanente

La carga permanente se compone del peso de la superestructura y de la sobrecarga permanente. Los pesos específicos se toman de los datos de los fabricantes.

2.5.3 - Sobrecarga accidental

El reglamento propone dos tipos de cargas. En primer lugar, cargas concentradas que responden a una aplanadora por cada faja de circulación que disponga el puente y en segundo lugar, una sobrecarga uniforme equivalente al peso de la multitud fuera de la zona de calzada ocupada por las aplanadoras. Se

considerará como faja de circulación un ancho mínimo de calzada igual a 3.0 m. La aplanadora a considerar contiene dos rodillos distanciados 3.0 m y actúa en un área de 15 m².

La magnitud de las cargas está dada por la categoría del viaducto, clasificado como A-30.

El pliego de especificaciones requiere utilizar como valor de la sobrecarga uniforme de multitud compacta una expresión que se encuentra en función de la luz del puente en lugar de las contenidas en el reglamento dictado por la Dirección Nacional de Vialidad.

La expresión citada es la siguiente:

$$p [kN] = \left(365 + \frac{80,000,000}{L^3 + 50L^2 + 334,000} \right) x \frac{1}{100} \quad (1)$$

2.5.4 - Influencias de la temperatura, la contracción y la fluencia del hormigón.

Para los efectos provenientes de variaciones de temperatura se utiliza el coeficiente de dilatación recomendado por el reglamento "*Bases para el cálculo de Puentes de Hormigón Armado*" con una variación térmica acorde a la zona de emplazamiento.

Los fenómenos reológicos son considerados utilizando la bibliografía recomendada por el Reglamento CIRSOC 201-2005 "*Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón.*"

La expresión de cálculo para la contracción del hormigón es la siguiente:

$$\varepsilon_c = 8.2 \times 10^{-6} \left(1 - 0.024 \frac{V}{S} \right) (100 - RH) \quad (2)$$

donde V/S [cm] es la relación entre la sección transversal de la pieza y su perímetro y RH es la humedad media del ambiente que rodea al elemento.

La expresión de cálculo para la fluencia lenta del hormigón resulta:

$$\varepsilon_f = 2 \frac{(f_{cir} - f_{cds})}{E_c} \quad (3)$$

donde E_c es el módulo de elasticidad del hormigón a 28 días y f_{cir} es la tensión de compresión neta en el hormigón del centro de gravedad de los elementos tensores inmediatamente después de haberse aplicado la totalidad de pretensado.

A su vez,

$$f_{cir} = 0.9 \times f_{cpi} - f_g \quad (4)$$

donde f_{cpi} es la tensión en el hormigón a nivel de centro de gravedad de los elementos tensores producida por la fuerza de tesado considerando solamente las pérdidas por fricción y por acuíñamiento de anclajes; f_g es la tensión en el hormigón a nivel del centro de gravedad de los elementos tensores debida al peso

propio y a otras cargas presentes en el momento del pretensado y f_{cds} Tensión en el hormigón a nivel de centro de gravedad de los elementos tensores debida a todas las cargas permanentes que se agregan luego del tesado.

2.5.5 - Acción del viento

Se consideran dos hipótesis. La primera, denominada puente vacío, contempla una presión de 250 kg/m² actuando sobre la proyección vertical de la viga principal exterior y la parte del tablero que sobresalga.

En la segunda hipótesis, puente lleno, considera una presión menor de 150 kg/m² y actúa sobre la proyección vertical de la viga principal sumada a la altura de una sobrecarga que sobresalga del tablero. La sobrecarga se considera como una faja continua de 2,00 m. de altura sobre el nivel de vereda o guardarrueda.

2.5.6 - Acción de Frenado

El frenado de vehículos se toma en cuenta aplicando una fuerza horizontal en el plano del tablero de 0.04 de la sobrecarga equivalente a la multitud compacta, sin impacto, distribuida sobre todo el largo y ancho de la calzada. El valor así obtenido no debe ser menor a 0.15 veces el peso de una aplanadora por cada faja de circulación.

2.5.7 - Acción Centrífuga

Para obtener las fuerzas centrífugas, se toma como referencia la norma "AASHTO LRFD Bridge Design Specification" y se establece al valor de la misma como el producto entre el peso de las aplanadoras de diseño y el siguiente factor C:

$$C = \frac{4 V^2}{3 gR} \quad (5)$$

donde V es la Velocidad de diseño de la carretera; g la aceleración de la gravedad y R el radio de curvatura del carril de circulación.

CAPITULO 3 - ANÁLISIS DE CARGA

3.1 - ANÁLISIS DE CARGA

En primer lugar se determinan las cargas actuantes en la superestructura en cada tramo de la primera etapa del viaducto y se tiene en cuenta como se distribuyen dichas cargas hacia los apoyos considerando el sistema estructural isostático. Luego se cuantifican las acciones que actúan en la infraestructura y se le adicionan las provenientes de la superestructura.

A modo de ejemplo se detalla el análisis de carga del tramo IX y de la pila IX. Los resultados obtenidos de todos los tramos y de todas las pilas se pueden observar en los ANEXOS A y B.

3.1.1 - Cargas Verticales

3.1.1.1 - Cargas Permanentes

Constituyen el peso propio de la superestructura del viaducto. Se consideran dos tipos de cargas, distribuidas, que actúan en toda la longitud del tramo y concentradas, que actúan en los extremos.

3.1.1.1.1 - Cargas Permanentes Distribuidas

La mayoría de los elementos de la superestructura se comportan como carga distribuida. La viga transversal ubicada en la mitad del tramo se considera como distribuida. Al estar ubicada en la mitad del tramo, el aporte a cada apoyo es igual a considerarla como una carga que actúa por unidad de longitud. El aporte de cada elemento se encuentra detallado en la *Tabla 3.1*.

Tabla 3.1 - Cargas permanentes distribuidas

<i>Elemento</i>	<i>Peso Específico</i> [kN/m ³]	<i>Volumen</i> [m ³]	<i>Cantidad de Elementos</i>	<i>Peso</i> [kN]	<i>Peso / Unidad de longitud</i> [kN/m]
<i>Vigas Longitudinales</i>	25.00	11.80	10.00	2,950.93	95.13
<i>Vigas Transversales</i>	24.00	5.98	1.00	143.52	4.63
<i>Tablero</i>	24.00	142.69	1.00	3,424.61	110.40
<i>Carpeta de Rodamiento</i>	24.00	16.75	2.00	804.04	25.92
<i>Jersey Lateral</i>	24.00	7.21	2.00	346.08	11.16
<i>Jersey Central</i>	24.00	9.26	1.00	222.24	7.16
Total				7,891.41	254.40

3.1.1.1.2 - Cargas Permanentes Concentradas

Están compuestas por dos elementos, las vigas transversales extremas y el área adicional por macizado de las vigas longitudinales. La cantidad de elementos se considera por apoyo.

En la tabla *Tabla 3.2* se muestran los resultados obtenidos.

Tabla 3.2 - Cargas permanentes concentradas

Elemento	Peso Específico [kN/m ³]	Volumen [m ³]	Cantidad de Elementos	Peso [kN]
Vigas Longitudinales Macizado	25.00	0.58	10.00	145.00
Vigas Transversales	24.00	5.98	1.00	143.52
Total				288.52

3.1.1.2 - Sobrecarga Accidental

Se realiza el análisis teniendo en cuenta que el proyecto se encuentra en la categoría A-30. Se aplica la Ec. 1 para obtener la carga uniforme de multitud compacta.

3.1.1.2.1 - Multitud Compacta

$$\text{Multitud Compacta} = 5.59 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Número de Calzadas} = 2.00$$

$$\text{Multitud Compacta por unidad de Longitud} = 120.79 \text{ kN/m}$$

$$\text{Zona de Calzada} = 10.80$$

3.1.1.2.2 - Aplanadora

Previo al cálculo, es necesario conocer cuántas fajas de circulación se deben considerar y en caso de disponer tres o más fajas, aplicar el coeficiente de reducción correspondiente. El peso que actúa en cada tramo se observa en la Tabla 3.3.

$$\text{Ancho de Calzada} = 7.30 \text{ m}$$

$$\text{Número de Calzadas} = 2.00$$

$$\text{Número de Fajas} = 4.87 \text{ (Se adoptan 4 fajas)}$$

$$\text{Coeficiente de Reducción } \phi = 0.90$$

Tabla 3.3 - Cargas por aplanadoras

Rodillos	Peso / Faja [kN]	Número de Fajas	Coeficiente de Reducción	Peso [kN]
Rodillo Delantero	130.00	4.00	0.90	468.00
Rodillos Trasero	170.00	4.00	0.90	612.00
Total				1,080.00

En donde aplican los rodillos de la aplanadora no debe considerarse la carga por multitud compacta. De manera de trabajar con una carga continua en toda la longitud del tramo, se mantiene el valor de carga por multitud compacta y se reduce lo equivalente, al valor de las cargas puntuales en los rodillos.

$$\text{Multitud Compacta} = 5.59 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Área de Aplanadora} = 15.00 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga Concentrada Equivalente} = 335.52 \text{ kN}$$

$$\text{Número de Fajas} = 4.00$$

A cada rodillo es necesario restarle la mitad del valor calculado resultando una carga en el apoyo cuyo valor se encuentra en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4 - Cargas de aplanadoras con reducción por multitud compacta

Rodillos	Peso [KN]	Carga Multitud Compacta [KN]	Peso [KN]	Carga en el Apoyo (A) [KN]
Rodillo Delantero	468.00	-167.76	300.24	269.71
Rodillos Trasero	612.00	-167.76	444.24	444.24
Total			744.48	713.95

Resulta necesario posicionar a la aplanadora de la manera más desfavorable. Se consideran dos situaciones, la primera, "(A)", supone a la aplanadora con el rodillo trasero en coincidencia con el extremo de la viga. Ésta posición no le genera una sollicitación normal máxima a la infraestructura ya que una pequeña parte se distribuye en el apoyo opuesto perteneciente a otro grupo de pilas, pero le genera un momento torsor a la viga dintel. La segunda situación, "(B)", considera cuando el centro de gravedad de la aplanadora coincide con el baricentro de la infraestructura. Contrario a la situación (A), ésta situación provoca el máximo esfuerzo normal pero no tiene asociado ninguna excentricidad en la aplicación de la carga. Las situaciones se encuentran graficadas en la *Figura 3.1*.

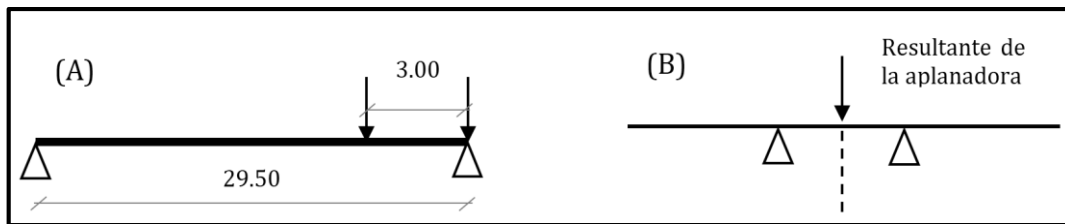


Figura 3.1 - Posiciones de aplanadora

3.1.2 - Cargas Horizontales

3.1.2.1 - Fuerza de Frenado

La fuerza de frenado a adoptar resulta la mayor entre la originada por aplanadora y la originada por multitud compacta. Ambas cargas se encuentran cuantificadas en la *Tabla 3.5* donde se observa que resulta mayor la carga producto de aplanadora.

Tabla 3.5 - Fuerza de Frenado

Elemento	Factor de Reducción	Carga / Unidad de longitud [KN/m]	Carga Por Tramo [KN]	Carga Por Apoyo [KN]
Multitud Compacta	0.04	4.83	149.87	74.94
Aplanadora	0.15		162.00	81.00

3.1.2.2 - Fuerza de Viento

Para cuantificar la acción del viento, en primer lugar es necesario determinar las proyecciones verticales asociadas a las dos situaciones de viento. La proyección vertical para la hipótesis de puente vacío resulta

de sumar la altura de viga longitudinal, la altura de losa del tablero y la altura de la defensa lateral “New Jersey”.

Para la hipótesis de carga de puente lleno, se suman las alturas de viga longitudinal, losa de tablero y carpeta asfáltica, además de una altura adicional de dos metros correspondiente a la faja continua de sobrecarga móvil. El valor de la proyección vertical de cada hipótesis y la carga resultante por unidad de longitud se observa en la Tabla 3.6.

Tabla 3.6 - Fuerza de viento

<i>Hipótesis de Carga</i>	<i>Multitud Compacta</i>	<i>Proyección Vertical</i>	<i>Peso / Unidad de longitud</i>
	<i>[KN/m²]</i>	<i>[m]</i>	<i>[KN/m]</i>
<i>Puente Descargado</i>	<i>2.50</i>	<i>2.55</i>	6.38
<i>Puente Cargado</i>	<i>1.50</i>	<i>3.75</i>	5.63

3.1.2.3 - Fuerza de Movimientos Lentos

Se procede calculando la deformación específica para los tres fenómenos, para obtener con ella el cambio de longitud. La longitud inicial resulta igual a la mitad de la longitud de la viga principal.

Conociendo el desplazamiento total se obtiene la fuerza horizontal actuante en el apoyo combinando las ecuaciones cinemáticas, de equilibrio y constitutivas del material, ésta última de acuerdo a la ley de Hooke.

$$F = \frac{A \cdot G}{h} \cdot \delta \quad (6)$$

donde G es el módulo de elasticidad transversal del neopreno; δ es el desplazamiento total por efectos reológicos y térmicos; A es el área del apoyo de neopreno y h es el espesor del apoyo de neopreno.

3.1.2.3.1 - Fluencia Lenta

Se emplean para el cálculo las Ecs 3 y 4. Los datos necesarios para el cálculo de la deformación por fluencia lenta se obtienen de la memoria de cálculo de vigas longitudinales de la obra y de las especificaciones del fabricante. Las tensiones corresponden a la sección ubicada en la mitad de la longitud de la viga principal. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

$$f_{cpi} = 20.61 \text{ MPa}$$

$$f_g = 4.50 \text{ MPa}$$

$$f_{cir} = 14.05 \text{ MPa}$$

$$E_c = 39,000 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_f = 3.16 \times 10^{-4}$$

$$f_{cfs} = 7.90 \text{ MPa}$$

$$\delta_f = 4.65 \text{ mm}$$

$$L_0 = 14.25 \text{ m}$$

3.1.2.3.2 - Contracción

Se aplica la Ec. 2 para conocer el desplazamiento por contracción del hormigón. Los parámetros utilizados y los resultados alcanzados son los siguientes:

$$V/S = 8.92 \text{ cm} \quad RH = 75\%$$

$$\delta_c = 2.38 \text{ mm} \quad \varepsilon_c = 1.61 \times 10^{-4}$$

3.1.2.3.3 - Temperatura

$$\text{Coeficiente de expansión térmica } \alpha = 1 \times 10^{-5} \quad \Delta T = \pm 20^\circ\text{C}$$

$$\delta_T = 3.05 \text{ mm} \quad \varepsilon_T = 2.00 \times 10^{-4}$$

3.1.2.3.4 - Fuerza Horizontal en el Apoyo

Una vez conocido el desplazamiento total, los parámetros elásticos del material y la geometría de los apoyos se emplea la Ec. 6 para conocer la fuerza horizontal que transmite el mismo a la pila. La fuerza así obtenida corresponde a un apoyo de viga. Para obtener la fuerza por grupo de apoyos en necesario multiplicar la fuerza obtenida por el número de vigas.

$$G = 800 \text{ kN/m}^2 \quad A = 0.088 \text{ m}^2$$

$$h = 0.05 \text{ m} \quad \delta = 9.98 \text{ mm}$$

$$F = 139.68 \text{ kN} \quad \text{Número de Vigas} = 10$$

3.1.3 - Cargas Actuantes por Grupo de Pila

3.1.3.1 - Peso Propio de la Infraestructura

El peso que aporta cada elemento que compone la infraestructura se detalla en la *Tabla 3.7*.

Tabla 3.7 - Peso propio de la infraestructura

Elemento	Peso Específico [kN/m ³]	Volumen [m ³]	Cantidad de Elementos	Peso [kN]
Viga Dintel	24.00	61.16	1	1,467.74
Dados para Apoyo	24.00	0.02	20	7.68
Pila	24.00	5.51	3	396.97
			Total	1,872.40

El análisis de carga se encuentra orientado a establecer la capacidad geotécnica necesaria del suelo de fundación, que se determina a partir de expresiones que no consideran la contribución del peso de los pilotes. Para el dimensionado si se tiene en cuenta la contribución del peso propio del pilote.

3.1.3.2 - Cargas por Grupo de Pila

Para conocer la carga que actúa en un grupo de pilas es necesario conocer las cargas verticales y horizontales que actúan en ambos tramos que convergen en el grupo de pilas considerado. En la *Tabla*

3.8 se detallan las cargas que actúan en el grupo de pilas correspondiente al eje IX en el cual apoyan los tramos VIII y IX.

Tabla 3.8 - Cargas por grupo de pilas

<i>Tipo de Carga</i>	<i>Tramo Anterior</i>	<i>Tramo Posterior</i>	<i>Carga por Pila</i>
<i>(kN)</i>	<i>(kN)</i>	<i>(kN)</i>	<i>(kN)</i>
<i>Carga Perm. Distribuida</i>	<i>3,945.71</i>	<i>3,945.71</i>	<i>7,891.41</i>
<i>Carga Perm. Concentrada</i>	<i>288.52</i>	<i>288.52</i>	<i>577.04</i>
<i>Multitud Compacta</i>	<i>1,873.39</i>	<i>1,873.39</i>	<i>3,746.77</i>
<i>Aplanadora (A)</i>	<i>713.95</i>	<i>713.95</i>	<i>713.95</i>
<i>Aplanadora (B)</i>	<i>372.24</i>	<i>372.24</i>	<i>744.48</i>
<i>Fuerza de Frenado Aplanadora</i>	<i>81.00</i>	<i>81.00</i>	<i>81.00</i>
<i>Fuerza de Frenado Mult. Compacta</i>	<i>74.94</i>	<i>74.94</i>	<i>149.87</i>
<i>Viento - Puente Cargado</i>	<i>87.24</i>	<i>87.24</i>	<i>174.49</i>
<i>Viento - Puente Descargado</i>	<i>98.88</i>	<i>98.88</i>	<i>197.75</i>
<i>Fuerza Centrífuga</i>	<i>0.00</i>	<i>69.39</i>	<i>69.39</i>
<i>Fuerza por Fen. Reológicos y Temp</i>	<i>139.68</i>	<i>-139.68</i>	<i>0.00</i>

Se observa que no siempre la carga que actúa en la pila resulta igual a la suma de la carga por apoyo del tramo posterior más la del tramo anterior. Esto obedece a que el reglamento de Vialidad Nacional especifica que se debe considerar que actúa una aplanadora por cada faja en toda la longitud, por lo que si se computan a las aplanadoras en un tramo, no deben volverse a computar en el otro.

Debido a la configuración isostática del viaducto, las fuerzas por fenómenos reológicos y térmicos que actúan por grupo de pila son iguales y contrarias ya que los parámetros de cálculo son idénticos.

3.1.3.3 - Carga por Pilote.

Para determinar la capacidad de carga que se requiere del suelo de fundación, resulta necesario conocer cómo es la distribución de cargas entre pilotes.

La *Figura 3.2* reproduce la *Figura 2.4* mediante una viga continua que representa a la viga dintel y con tres apoyos que representan los pilotes. La distancia entre apoyos se encuentra dividida por la longitud total de la viga dintel de manera de trabajar con una longitud total unitaria. Si se le aplica una carga distribuida unitaria, al determinar las reacciones se llega a que el apoyo intermedio soporta 0.30 kN mientras que los apoyos extremos soportan los restantes 0.70 kN

A partir de éste análisis se concluye que como primera aproximación, las cargas verticales son soportadas un 30% por el pilote central y un 35% por cada pilote extremo.

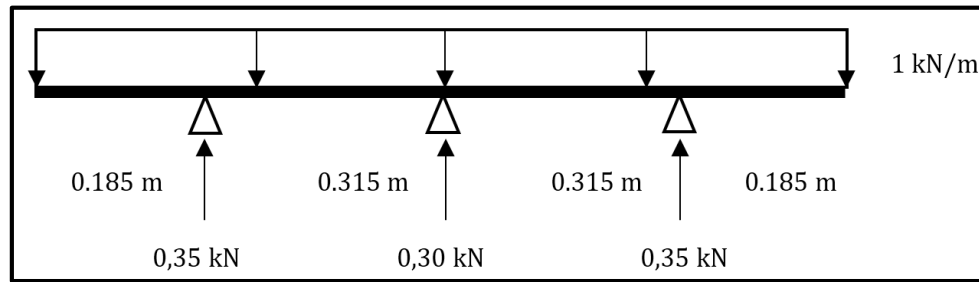


Figura 3.2 - Cargas por pilote

3.2 - COMBINACIONES DE CARGA

Las solicitaciones de diseño de los elementos componentes de la infraestructura se obtienen a partir de la combinación de carga más desfavorable.

Se analizan las combinaciones de carga contenidas en los reglamentos CIRSOC 201-2005 "Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón"

$$C1 \rightarrow 1.4 (D+F)$$

$$C5 \rightarrow 0.9 D + 1.6 W + 1.6 H$$

$$C2 \rightarrow 1.2 (D + F + T) + 1.6 (L + H) + 0.5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$C6 \rightarrow 1.2 D + 1.0 E + (L + Lr) + 0.2 S$$

$$C3 \rightarrow 1.2 D + 1.6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ o } 0.8 W)$$

$$C7 \rightarrow 0.9 D + 1.0 E + 1.6 H$$

$$C4 \rightarrow 1.2 D + 1.6 W + L + (0.5 Lr \text{ o } S \text{ o } R)$$

donde D son las cargas permanentes debidas al peso de los elementos estructurales y de los elementos que actúan en forma permanente sobre la estructura; F las cargas debidas al peso y presión de fluidos con presiones bien definidas y alturas máximas controlables; T las solicitaciones de coacción y efectos provenientes de la contracción o expansión resultante de las variaciones de temperatura, fluencia lenta de los materiales componentes, contracción, cambios de humedad y asentamientos diferenciales o sus combinaciones; L las sobrecarga debida a la ocupación y a los equipos móviles; H las cargas debidas al peso y presión lateral del suelo, del agua en el suelo u otros materiales; Lr las sobrecargas en las cubiertas; S las carga debida a la nieve; R las carga debida a la lluvia; W las carga debida al viento y E el efecto provocado por las componentes horizontal y vertical de la acción sísmica.

En la *Tabla 3.9* se encuentran desarrolladas todas las combinaciones posibles, obteniéndose 17 combinaciones. Al descartar las cargas que no están presentes en el viaducto (S, R, Lr, H, E y F) se cuenta con solo cinco combinaciones:

$$C1 \rightarrow 1.4 D$$

$$C4 \rightarrow 1.2 D + 1.0 L + 1.6 W$$

$$C2 \rightarrow 1.2 D + 1.6 L$$

$$C5 \rightarrow 0.9 D + 1.6 W$$

$$C3 \rightarrow 1.2 D + 1.6 L + 0.8 W$$

A su vez, la combinación C3 contiene a la combinación C2 por lo que se descarta ésta última.

Tabla 3.9 - Combinaciones de carga

Designación	D	F	T	L	H	Lr	S	R	W	E
1.C1.1	1.4	1.4	0	0	0					
2.C2.1	1.2	1.2	1.2	1.6	1.6	0.5				
3.C2.2	1.2	1.2	1.2	1.6	1.6		0.5			
4.C2.3	1.2	1.2	1.2	1.6	1.6			0.5		
5.C3.1	1.2			1.0		1.6				
6.C3.2	1.2					1.6			0.8	
7.C3.3	1.2			1.0			1.6			
8.C3.4	1.2						1.6		0.8	
9.C3.5	1.2			1.0				1.6		
10.C3.6	1.2							1.6	0.8	
11.C4.1	1.2			1.0		1.0			1.6	
12.C4.2	1.2			1.0			1.0		1.6	
13.C4.3	1.2			1.0				1.0	1.6	
14.C5.1	0.9				1.6				1.6	
15.C6.1	1.2			1.0		1.0	0.2			1.0
17.C7.1	0.9				1.6					1.0

Para poder desarrollar las cuatro combinaciones subsistentes, se clasifican a las cargas que actúan en la estructura y se analiza el efecto que producen. A fines de éste análisis se define un sistema de referencias X, Y, Z en el que el eje Y es paralelo a la dirección longitudinal del puente, el eje X paralelo al sentido transversal y el eje Z normal a ambos, es decir en la dirección en que se eleva el viaducto.

3.2.1 - Carga Permanente (D)

Las cargas permanentes pertenecen al grupo D y le provocan a las pilas un esfuerzo normal y un momento flector cuyo vector se encuentra orientado en el eje Y (M_y). Un esquema de las solicitaciones que genera se puede ver en la *Figura 3.3*

Las solicitaciones resultantes por variaciones de temperatura y fenómenos reológicos se consideran contenidas en el grupo de cargas permanentes de manera de incluirla en todas las combinaciones.

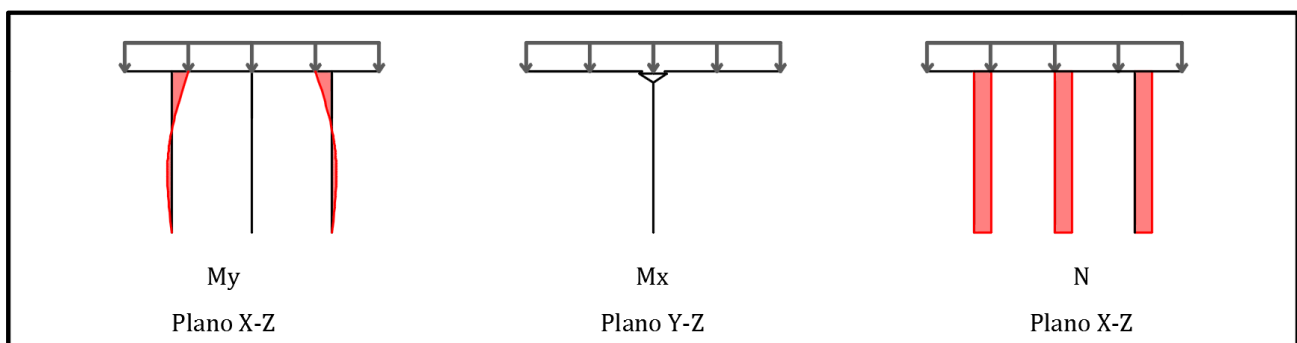


Figura 3.3 - Cargas permanentes y sobrecarga por multitud compacta para máximo esfuerzo normal

3.2.2 - Sobrecarga Móvil (L_N , L_M)

En la sección 3.1.1.2.2 - se explica que la posición de la aplanadora admite dos situaciones de acuerdo a si lo que se busca es maximizar el esfuerzo normal o maximizar el momento flector en las pilas. La diferencia se evidencia en la *Figura 3.4* y en la *Figura 3.5*.

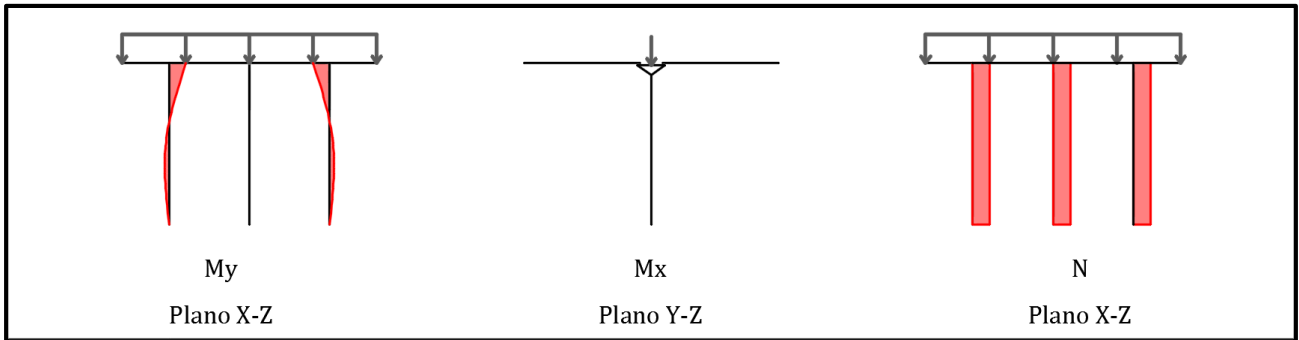


Figura 3.4 - Sobrecarga por aplanadora para máximo esfuerzo normal

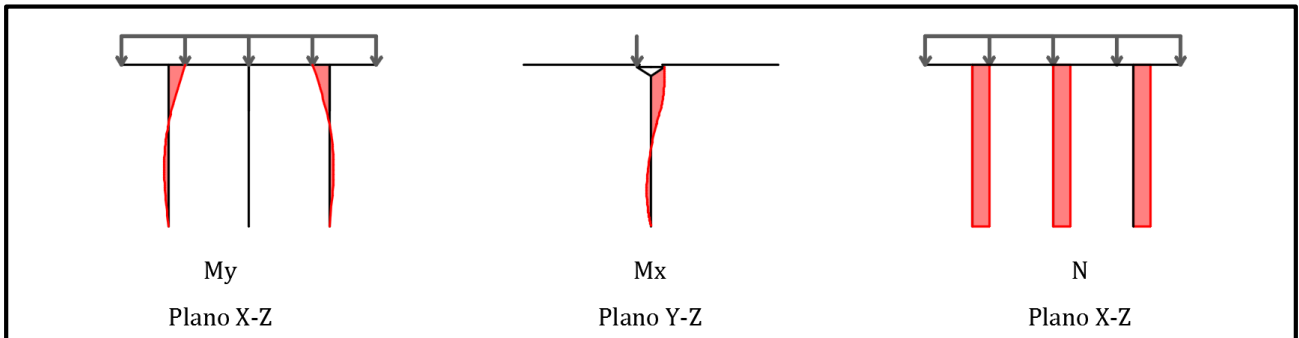


Figura 3.5 - Sobrecarga por aplanadora para máximo momento flector

Con la sobrecarga por multitud compacta también es necesario considerar dos situaciones (*Figura 3.3* y *Figura 3.6*), una de máximo normal con ambos tramos cargados y una de máximo momento flector con solo un tramo cargado. En ésta última situación, el esfuerzo normal es menor pero la asimetría en la aplicación de cargas provoca un momento flector M_x .

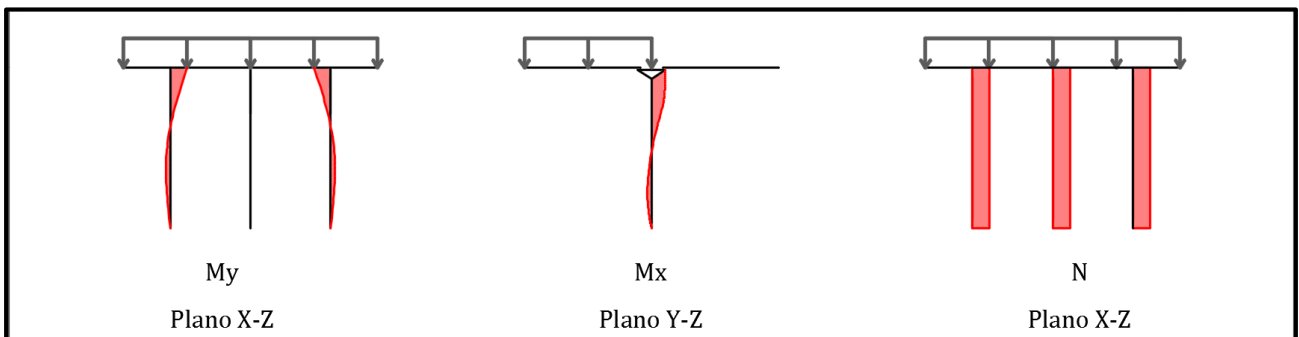


Figura 3.6 - Sobrecarga por multitud compacta para máximo momento flector

En consecuencia se considera una sobrecarga igual a la suma de las sobrecargas que maximizan el esfuerzo normal (L_N) y una sobrecarga con las sobrecargas que maximizan el momento flector (L_M).

3.2.3 - Fuerza de Frenado (L_F)

La fuerza de frenado es también una sobrecarga que solo solicita a las pilas con un momento M_x . Se considera al sentido positivo de la carga de manera que genera un momento de igual signo que los momentos provocados por las sobrecargas L_M como se observa en la *Figura 3.7*.

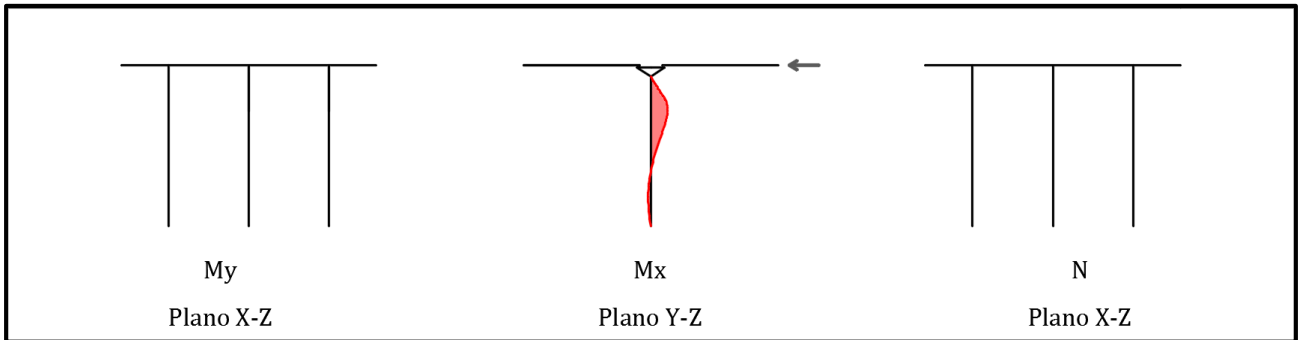


Figura 3.7 - Fuerza de frenado

3.2.4 - Fuerza Centrífuga (L_C)

La fuerza centrífuga pertenece también al grupo de las sobrecargas y su acción es principalmente en la dirección transversal del puente. Se define el sentido positivo de la acción de manera que el momento M_y del pilote izquierdo sea de igual signo que el momento M_y por cargas gravitatorias. Para encontrar el máximo normal en el pilote izquierdo debe invertirse el sentido de manera de comprimir el pilote izquierdo como puede verse en la *Figura 3.8*.

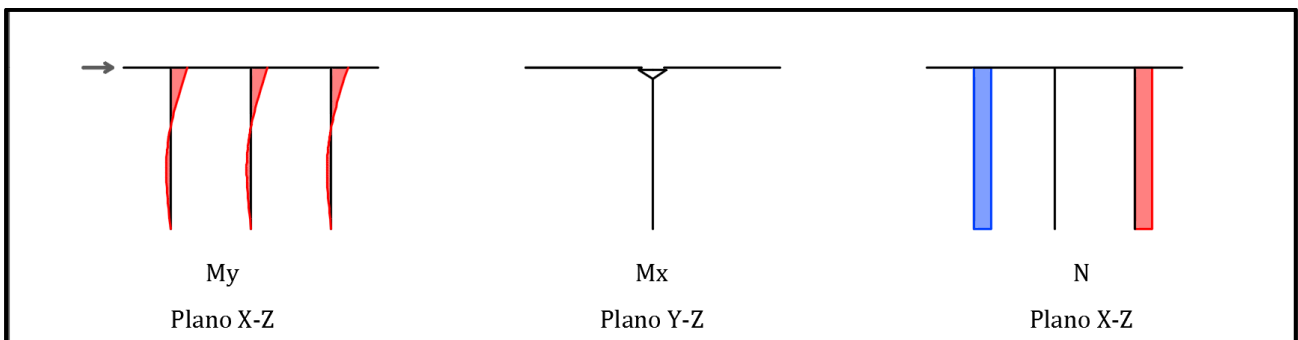


Figura 3.8 - Fuerza centrífuga y cargas de viento

3.2.5 - Fuerza de Viento (W)

Las solicitaciones concebidas por la acción del viento admiten el mismo esquema que las observadas en la *Figura 3.8* para la acción centrífuga. Se observa que el momento flector y el esfuerzo normal son proporcionales a la carga de viento. Por ésta razón se considera solo la hipótesis de viento de mayor valor, es decir, la hipótesis de puente descargado (*Tabla 3.6*).

3.2.6 - Combinaciones de Cargas Empleadas

Definidas las cargas es posible desarrollar las combinaciones de cargas, teniendo en cuenta para ello el signo de la sollicitación que genera y la factibilidad de coexistir.

Las combinaciones de cargas están formuladas de manera de obtener las máximas solicitaciones en el pilote ubicado a la izquierda en las *Figura 3.3* a *Figura 3.8*. En la *Tabla 3.10* se describen los signos de los esfuerzos que le generan al pilote las distintas cargas. En la primer columna, el signo negativo obedece a esfuerzos de compresión mientras que el positivo, tracción. Es por ello que al buscarse el máximo esfuerzo normal, las cargas de viento y de acción centrífuga se deben tomar con el signo negativo.

Tabla 3.10 - Signos de los esfuerzos

<i>Cargas</i>	<i>N</i>	<i>M_X</i>	<i>M_y</i>
<i>D</i>	-		+
<i>L_N</i>	-		+
<i>L_M</i>	-	+	+
<i>L_C</i>	+		+
<i>L_F</i>		+	
<i>W</i>	+		+

Al desarrollar las combinaciones de cargas en función de los tipos de cargas que actúan en la estructura se obtienen 17 combinaciones. Es posible eliminar a las combinaciones que evidencian que solicitan a la estructura en un nivel intermedio, por lo que se reducen a las once siguientes:

$$C1 \rightarrow 1.4 D$$

$$C7 \rightarrow 1.2 D + 1.0 (L_N + L_C) + 1.6 W$$

$$C2 \rightarrow 1.2 D + 1.6 (L_N + L_C) + 0.8 W$$

$$C8 \rightarrow 1.2 D + 1.0 (L_N + L_F) + 1.6 W$$

$$C3 \rightarrow 1.2 D + 1.6 (L_N + L_F) + 0.8 W$$

$$C9 \rightarrow 1.2 D + 1.0 (L_M + L_C) + 1.6 W$$

$$C4 \rightarrow 1.2 D + 1.6 (L_M + L_C) + 0.8 W$$

$$C10 \rightarrow 1.2 D + 1.0 (L_M + L_F) + 1.6 W$$

$$C5 \rightarrow 1.2 D + 1.6 (L_M + L_F) + 0.8 W$$

$$C11 \rightarrow 0.9 D + 1.6 W$$

$$C6 \rightarrow 1.2 D + 1.6 (L_N - L_F) - 0.8 W$$

Las combinaciones *C1* a *C11* reflejan las combinaciones a utilizar para el viaducto.

CAPITULO 4 - ESTUDIO DE SUELOS

4.1 - DESCRIPCIÓN DEL ESTUDIO DE SUELOS

El estudio de suelos del viaducto La Noria fue realizado por la empresa AOSA S.A. El objetivo del estudio de suelo consiste en establecer los estratos de suelo presente en la zona de emplazamiento del viaducto como así también las características físicas y mecánicas de las mismas con el propósito de determinar la longitud necesaria de los pilotes.

Para ello, se realizó una primera campaña geotécnica en donde se efectuaron nueve sondeos designados desde S1 a S9. Posteriormente se ejecutó una segunda campaña con trece sondeos denominados desde N1 a N13. Los sondeos que pertenecen a la primera etapa del viaducto son los sondeos S1, S2, N11, N10, N9, N8, N7 y N6.

En campaña se ejecutaron las siguientes tareas:

- Ensayo de Penetración estándar (SPT).
- Muestreo para Ensayos Químicos.
- Extracción de muestras de reducida alteración.

Además en laboratorio se realizaron los siguientes ensayos:

- Ensayos Físicos (Peso Unitario natural y derivado a seco, humedad natural, color y textura; inspección macroscópica de partículas, inspección de nódulos o concreciones, límites de plasticidad, granulometría por tamizado en vía húmeda, clasificación de suelos según USCS).
- Ensayos Mecánicos (Consolidación unidimensional).
- Ensayos Químicos (Estudios de agresividad al hormigón en muestras de suelos, Estudios de agresividad al hormigón en muestras de agua).

Se presenta en lo siguiente la información más relevantes extraída del estudio de suelos oportuna para la verificación de las pilas del viaducto.

4.1.1 - Estratigrafía

A lo largo de toda la longitud del viaducto se distinguen seis unidades geológicas que se describen brevemente a continuación.

4.1.1.1 - Relleno Artificial

Se trata de un material antropógeno que se compone de limos y arcillas de baja plasticidad, medianamente compactos e intercalados con restos de cascotes y ladrillos. Se encuentran parcialmente saturados y su color es castaño oscuro.

4.1.1.2 - Arcilla y Limo No plástico

Relleno fluvial formado por limos de baja plasticidad normalmente consolidados a ligeramente preconsolidados de color castaño oscuro y verdoso.

4.1.1.3 - Arcillas de alta plasticidad

Arcillas de alta plasticidad normalmente consolidadas a ligeramente preconsolidadas. Es también un relleno artificial y de color castaño oscuro y verdoso.

4.1.1.4 - Arenas Limosas

Presenta limos de baja plasticidad normalmente consolidados a ligeramente preconsolidados, intercalados con lentes de arenas limosas sueltas. Tienen un color castaño oscuro y verdoso. Éste estrato no aparece en los sondeos pertenecientes a la primera etapa.

4.1.1.5 - Formación Pampeana

La formación pampeana se compone de limos y arcillas de baja y mediana plasticidad de compactos a muy duros. Algunos sectores se encuentran descomprimidos e intercalados en forma errática con arenas limosas y arcillosas. Predomina el color castaño mediano y castaño verdoso. Con cementación errática y presencia de nódulos calcáreos.

4.1.1.6 - Formación Puelchense

Se trata de un acuífero formado por arenas pliocénicas finas a medianas, cuarcíticas, subredondeadas, de densas a muy densas. En la zona de emplazamiento del viaducto se encuentra a profundidades no menores a los 30 m.

Además en la mayoría de los sondeos el límite entre el final de un estrato y el comienzo del otro no se encuentra definido. Por ende se encuentran intervalos de suelos cuyas características resultan una combinación de los estratos a sus extremos. Estos estratos intermedios se los distingue como suelos de transición.

4.1.2 - Nivel de Agua Subterránea

En todos los sondeos que abarca la primer etapa se encuentra el nivel de agua subterránea a una profundidad variable entre 1.5 m y 2.1 m. por lo que los estratos se encuentran bajo la condición de saturados.

4.1.3 - Fricción Negativa

El estudio de suelo establece que el horizonte compuesto por rellenos artificiales y fluviales detectado es susceptible de inducir fricción negativa en los pilotes. Sin embargo al poder asegurar que el proyecto del viaducto no contempla colocar rellenos superficiales ni cargas permanentes sobre la superficie del

terreno, y que además no se abatirá el nivel freático después de la instalación de los pilotes se ignora la fricción negativa.

4.2 - PERFIL GEOLÓGICO

De manera de interpretar la información geológica de la zona del viaducto se reconstruye la estructura geológica mediante la confección de un perfil geológico orientado en la dirección longitudinal del viaducto. La relevancia del perfil geológico se magnifica en éste proyecto al tener, en promedio, un sondeo cada dos pilas y al presentar una estratigrafía variable.

Para lograr representar la información geológica, se analizan los parámetros físicos incluidos en la planilla asociada a cada sondeo del estudio de suelos. Estos parámetros presentados consisten en la inspección visual de campo, en los límites de Atterberg y en el sistema de clasificación unificado "USCS".

A partir del análisis de las características físicas es posible distinguir los diferentes estratos presentes en cada sondeo como así también sus espesores. Con la estratigrafía definida se traza el perfil geológico que se observa en la *Figura 4.1*. Una mejor apreciación del mismo permite ver el ANEXO C - Perfil Geológico.

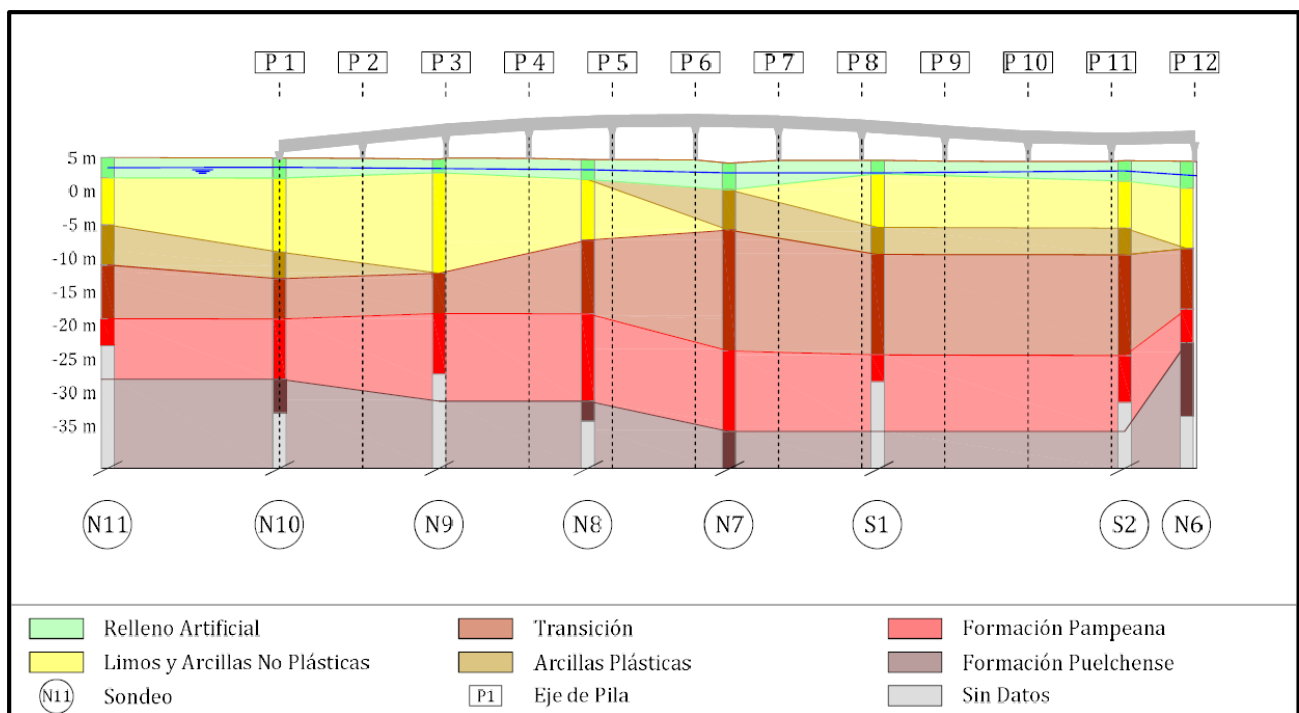


Figura 4.1- Perfil geológico

Para precisar los límites de los estratos en las zonas delimitadas por dos sondeos se realiza una interpolación lineal. En la mitad de los sondeos, la profundidad alcanzada no permite determinar la cota en la que aparece la formación puelchense. La misma se determina de manera conservadora, proyectando la cota más desfavorable entre sondeos vecinos.

A simple vista, el perfil permite apreciar la variación no solo en el espesor de los estratos sino también en el número y orden de los mismos.

4.3 - RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA

A excepción de la formación puelchense, todos los estratos presentes en la zona de emplazamiento de la primera etapa de la obra se caracterizan por encontrarse saturados, tener baja permeabilidad y cierta plasticidad. Estas características conducen a que la condición crítica para la que debe diseñarse la estructura corresponda a la etapa inicial, lo que significa que interesa determinar la resistencia de los estratos en el corto plazo, es decir en condición no drenada. Para ello es necesario contar con la resistencia al corte no drenada (S_U).

El estudio de suelos presenta valores recomendados de la resistencia al corte no drenada para cada estrato, y los mismos se observan en la *Tabla 4.1*.

Tabla 4.1 - Resistencia al corte recomendada por el estudio de suelos.

<i>Estratos</i>	$S_{U\ INF}$ [kPa]	$S_{U\ SUP}$ [kPa]
<i>Relleno Fluvial</i>	30	100
<i>Arcillas y Limos No Plásticos</i>	10	30
<i>Arcillas Plásticas</i>	15	25
<i>Arenas Limosas</i>	--	--
<i>Formación Pampeana</i>	90	180
<i>Formación Puelchense</i>	--	--

Se observa en general una gran diferencia entre los valores límites inferiores y superiores recomendados, situación que genera una incertidumbre importante en la resistencia que ofrece cada estrato. El límite superior es incluso tres veces el valor del límite inferior por lo que adoptar como valor representativo de un estrato alguno de éstos valores límites es consecuencia de un criterio o demasiado conservador o demasiado imprudente. A su vez, la existencia de tanta diferencia entre los valores recomendados significa la variabilidad en el comportamiento de un mismo estrato en el sentido longitudinal del puente, por lo que tampoco es conveniente adoptar un valor promedio.

Para determinar el valor de resistencia al corte no drenada a utilizar es necesario correlacionarla con otro parámetro. Las expresiones más confiables y precisas son las que expresan a la resistencia al corte con drenaje impedido como función de las presiones actuantes (σ_v) y de la relación de sobreconsolidación. Lamentablemente el estudio de suelos de la obra no cuenta con información suficiente para poder hacer uso de éstas formulaciones y determinar el perfil geotécnico de cada pila.

Analizando la información que ofrece el estudio de suelos del viaducto, el parámetro disponible más representativo resulta el número de golpes del ensayo de penetración estándar (N_{SPT}).

De las diferentes formulaciones que existen para correlacionar los parámetros, se utiliza la expresión desarrollada por Stroud (1974) que enuncia:

$$S_U [kPa] = f N_{SPT} \quad (7)$$

donde f es un coeficiente que depende del índice de plasticidad (IP) cuyo valor resulta 4.5 para $IP = 50$ y 5.5 para $IP = 15$.

Aplicando el coeficiente en los suelos del viaducto, la *Ec. 7* toma la siguiente forma:

$$S_U [kPa] = 5.5 N_{SPT} \quad (8)$$

En la *Tabla 4.2* se enseña el perfil geotécnico del sondeo N11, con la correlación efectuada.

Tabla 4.2 - Perfil geotécnico del sondeo N11

Prof. (m)	Unidad Geológica	USCS	N_{SPT}	N_{SPT}	S_U [kPa]	S_U [kPa]	γ [kN/m ³]	γ [kN/m ³]	
0.0	Relleno Artificial	ML	9.0	6.5	49.5	35.8		18.8	
1.0	Relleno Artificial	ML	7.0		38.5				
2.0	Relleno Artificial	ML	2.0		11.0				
3.0	Relleno Artificial	ML	8.0		44.0				
4.0	Arcillas y Limos No Plásticos	ML	3.0	2.5	16.5	13.8		18.8	
5.0	Arcillas y Limos No Plásticos	ML	2.0		11.0				
6.0	Arcillas y Limos No Plásticos	ML	2.0		11.0				
7.0	Arcillas y Limos No Plásticos	ML	3.0		16.5				
8.0	Arcillas y Limos No Plásticos	ML	2.0		11.0				
9.0	Arcillas y Limos No Plásticos	ML	3.0		16.5				
10.0	Arcillas Plásticas	CH	2.0	1.8	11.0	9.9		16.5	
11.0	Arcillas Plásticas	CH	2.0		11.0		16.5		
12.0	Arcillas Plásticas	CH	2.0		11.0				
13.0	Arcillas Plásticas	CH	1.0		5.5		16.4		
14.0	Arcillas Plásticas	MH	--	--	--				
15.0	Arcillas Plásticas	MH	2.0		11.0				
16.0	Transición	CH	12.0	11.3	66.0	61.9		17.2	
17.0	Transición	CH	16.0		88.0				
18.0	Transición	MH	13.0		71.5		17.2		
19.0	Transición	ML	8.0		44.0				
20.0	Transición	CH	10.0		55.0		17.1		
21.0	Transición	CH	10.0		55.0				
22.0	Transición	CH	9.0		49.5				
23.0	Transición	CH	12.0		66.0				
24.0	Formación Pampeana	CL	31.0	39.0	170.5	214.5	20.5	20.3	
25.0	Formación Pampeana	CL	43.0		236.5		20.0		
26.0	Formación Pampeana	CL	43.0		236.5				
27.0	Formación Pampeana	CL	39.0		214.5				

La última columna de la tabla permite visualizar la posición del valor obtenido de la resistencia al corte no drenada respecto de los límites recomendados por el estudio de suelo.

Se observa que en algunos suelos, la correlación encaja mejor dentro de los límites que en otros. En las unidades geológicas de relleno artificial, arcillas y limos no plásticos y transición el resultado es más que aceptable. En las arcillas plásticas la correlación otorga valores más bajos que los recomendados y en la formación pampeana sucede lo contrario, los valores resultan mayores a los recomendados.

Para extender el análisis y poder llegar a una conclusión acerca de la aceptación de la correlación enunciada en la *Ec. 8*, se grafican los valores promedios de la resistencia al corte de cada estrato por sondeo. Estos gráficos se encuentran desde la *Figura 4.2* hasta la *Figura 4.6*.

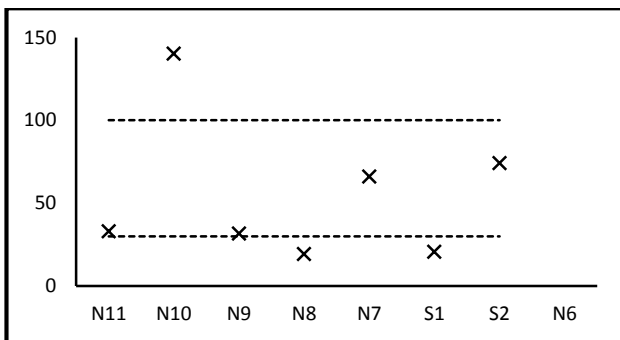


Figura 4.2 - S_u por sondeos - Relleno Artificial

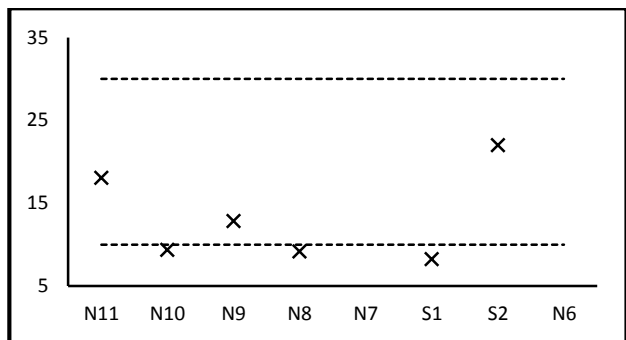


Figura 4.3 - S_u por sondeos - Arcillas y Limos NP

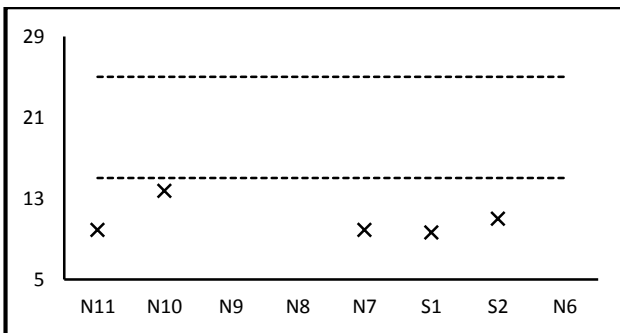


Figura 4.4 - S_u por sondeos - Arcillas Plásticas

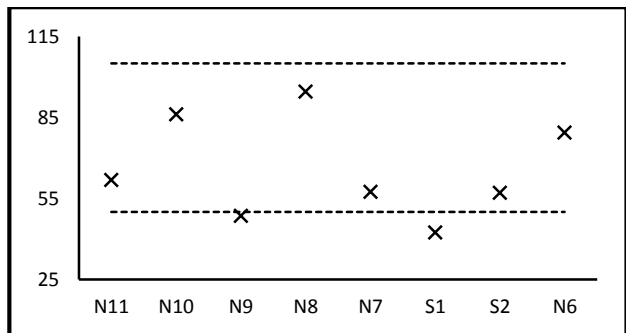


Figura 4.5 - S_u por sondeos - Transición

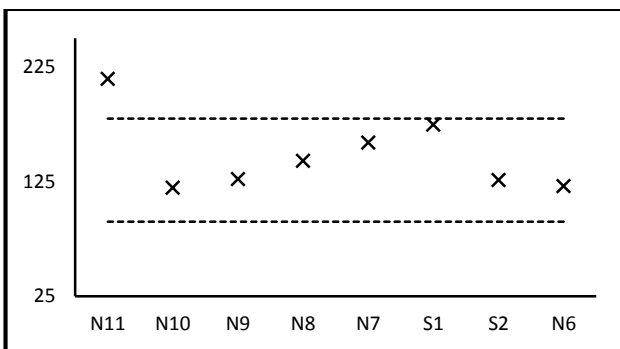


Figura 4.6 - S_u por sondeos - Formación Pampeana

La tendencia general es que los valores promedios de la resistencia al corte no drenada expresados como función del número de golpes del ensayo de penetración estándar caen dentro de los límites, excepto en el estrato de arcillas plásticas.

Como regla general se acepta el uso de la correlación expresada en la *Ec. 8* para los sondeos cuyos valores se encuentren dentro de los límites recomendados. Cuando los valores exceden los límites establecidos se adopta como resistencia al corte no drenada el valor dado por el límite superado. La regla se extiende también al estrato de arcillas plásticas donde la correlación otorga valores muy bajos, por lo que en dicho estrato, la resistencia al corte sin drenaje se toma constante e igual a 15 kPa.

CAPITULO 5 - CURVAS DE CAPACIDAD DE CARGA

5.1 - PERFIL GEOTÉCNICO

Para obtener la capacidad de carga del suelo de fundación de una pila en particular es necesario previamente establecer el perfil geotécnico asociado a la pila. A su vez, debido a que no se dispone de un sondeo por pila, se determina el perfil geotécnico de una pila interpolando linealmente los valores de los perfiles geotécnicos de los sondeos vecinos de la pila.

Cada perfil geotécnico de un sondeo permite visualizar los estratos presentes y sus principales características esenciales para el cálculo de la capacidad de carga. Estas características son: profundidades, espesores, número de golpes promedio del ensayo de penetración estándar, resistencia al corte no drenada y peso específico. A modo de ejemplo se muestran los perfiles de los sondeos N7 y S1 en la *Tabla 5.1* y *Tabla 5.2* respectivamente.

Tabla 5.1 - Perfil geotécnico del sondeo N7

<i>N</i>	<i>Unidad Geológica</i>	<i>H [m]</i>	<i>N_{SPT}</i>	<i>S_U [kPa]</i>	<i>Y [kN/m3]</i>
1.0	<i>Relleno Fluvial</i>	4	12.0	66.0	19.8
2.0	<i>Arcillas Plásticas</i>	6	1.8	15.0	16.7
3.0	<i>Transición</i>	18	10.4	57.4	17.4
4.0	<i>Formación Pampeana</i>	11	28.9	159.0	19.0
5.0	<i>Formación Puelchense</i>	3	55.0	--	21.5

Tabla 5.2 - Perfil geotécnico del sondeo S1

<i>N</i>	<i>Unidad Geológica</i>	<i>H [m]</i>	<i>N_{SPT}</i>	<i>S_U[kPa]</i>	<i>Y [KN/m3]</i>
1.0	<i>Relleno Fluvial</i>	4	3.8	30.0	20.0
2.0	<i>Arcillas y Limos No Plásticos</i>	6	1.5	10.0	18.0
3.0	<i>Arcillas Plásticas</i>	4	1.8	15.0	16.8
4.0	<i>Transición</i>	15	8.2	52.5	19.0
5.0	<i>Formación Pampeana</i>	4	31.8	174.6	20.2

Otro dato importante asociado a cada perfil es la progresiva en que se sitúa el sondeo. Al también conocer la progresiva de las pilas de fundación, es posible interpolar linealmente los valores y así construir el perfil geotécnico de cada pila.

Se muestra en la *Tabla 5.3* el perfil de la pila VII obtenido a partir de los sondeos vecinos

Tabla 5.3 - Perfil geotécnico de la pila VII

<i>N</i>	<i>Unidad Geológica</i>	<i>H [m]</i>	<i>N_{SPT}</i>	<i>S_U[kPa]</i>	<i>Y [KN/m3]</i>
1.0	<i>Relleno Fluvial</i>	4	9.3	51.2	19.9
2.0	<i>Arcillas y Limos No Plásticos</i>	3	1.6	10.0	18.3
3.0	<i>Arcillas Plásticas</i>	5	1.8	15.0	16.7
4.0	<i>Transición</i>	17	9.6	52.5	17.9
5.0	<i>Formación Pampeana</i>	11	29.8	164.1	19.4
6.0	<i>Formación Puelchense</i>	5	53.8	--	20.8

5.2 - METODOLOGÍA DE CÁLCULO EMPLEADA

La capacidad portante del suelo de fundación se determina siguiendo la sección 10 de las especificaciones de la “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Sixth Edition”. El reglamento utiliza como resistencia de diseño a la expresión:

$$R_D = \phi R_n = \phi_{qp} R_p + \phi_{qs} R_s \quad (9)$$

donde R_D es la resistencia de diseño, ϕ es el factor de resistencia, R_n es la resistencia nominal, R_p es la resistencia de punta, R_s es la resistencia friccional y ϕ_{qp} ϕ_{qs} son los factores de resistencia asociados a las resistencia de punta y friccional respectivamente.

Resulta importante destacar que las especificaciones AASHTO utilizan el método de diseño LRFD “Diseño por Factores de Carga y Resistencia” en el cual las cargas de diseño se mayoran y las resistencias de diseño se minoran multiplicandose por factores mayores y menores que la unidad, respectivamente. La *Ec. 9* se debe enfrentar con la siguiente:

$$R_u = \eta_i \gamma_i Q_i \quad (10)$$

donde R_u es la resistencia requerida, η_i es el factor de modificación de las cargas (relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa) y Q_i son las solicitaciones

Las verificaciones estructurales se satisfacen cuando la resistencia de diseño, *Ec. 9*, resulta mayor o igual a la resistencia requerida, *Ec. 10*. Los factores de carga y de resistencia se desarrollan en conjunto a partir de la teoría de la confiabilidad en base al conocimiento estadístico actual de las cargas y el comportamiento de las estructuras.

En definitiva, los factores de resistencia a utilizar en *la Ec. 9* forman parte de un análisis de confiabilidad y se encuentran calibrados para emplearse con los factores de cargas de la *Ec. 10*. El reglamento, a su vez, también especifica el análisis de cargas y los estados últimos para obtener la resistencia requerida de la *Ec. 10*.

Por otro lado, el análisis de carga debe realizarse de acuerdo al reglamento de Dirección Nacional de Vialidad concebido en el año 1952 para la metodología de diseño de ese entonces, con tensiones admisibles y factores de seguridad. La verificación geotécnica de una pila por tensiones admisibles admite las expresiones:

$$Q_i = \frac{R_n}{FS} \quad (11)$$

o

$$Q_i = \frac{R_p}{FS_p} + \frac{R_s}{FS_s} \quad (12)$$

donde FS es un factor de seguridad global, y FS_p y FS_s son factores de seguridad parciales de punta y de fricción respectivamente.

Los factores de resistencia de la Ec. 9 pierden confiabilidad al enfrentarlos con solicitaciones que no provienen de la Ec. 10 por lo que sólo se considera del reglamento AASHTO a las resistencias nominales.

La verificación geotécnica se realiza utilizando la Ec. 12, con factores de seguridad parciales. Se adopta un factor de seguridad parcial de 2.0 para el factor de seguridad de fricción y un factor de seguridad de 2.5 para el factor de seguridad de punta.

La carga axial de diseño considera a las cargas permanentes de la estructura y a la totalidad de las sobrecargas móviles por multitud compacta y por aplanadora. Para conocer la carga de diseño axial de un pilote se considera lo especificado en la sección 3.1.3.3 -

5.3 - RESISTENCIA FRICCIONAL

La resistencia friccional nominal se obtiene:

$$R_s = A_s \cdot q_s \quad (13)$$

donde A_s es el área lateral del pilote y q_s la resistencia friccional unitaria.

A su vez, el cálculo de la resistencia friccional unitaria nominal se distingue según si el suelo es cohesivo o no cohesivo y las expresiones se detallan en lo siguiente

5.3.1 - Resistencia Friccional Unitaria en Suelos Cohesivos

La resistencia friccional unitaria en suelos cohesivos bajo condiciones de carga no drenada se determina utilizando el método α . La expresión que utiliza consiste en:

$$q_s = \alpha S_U \quad (14)$$

donde α representa un factor de adherencia, empírico, que se relaciona con S_U y se obtiene a partir de los resultados de ensayos de carga a escala real realizados en pilotes hincados y pilotes perforados.

El valor del coeficiente resulta:

$$\alpha = 0.55 \text{ para } \frac{S_U}{p_{atm}} < 1.5 \quad (15)$$

$$\alpha = 0.55 - 0.1 \left(\frac{S_U}{p_{atm}} - 1.5 \right) \text{ para } 1.5 < \frac{S_U}{p_{atm}} < 2.5 \quad (16)$$

donde p_{atm} es la presión atmosférica que se toma igual a 101.33 kPa.

Además se considera que no contribuye a la fricción las siguientes porciones del pilote:

- Los primeros 150 cm del pilote
- En el caso de un pilote recto, una longitud inferior del pilote igual a un diámetro del mismo.

5.3.2 - Resistencia Friccional Unitaria en Suelos No Cohesivos

El cálculo de la resistencia friccional unitaria en suelos no cohesivos se realiza por el método β (Reese y O'Neill, 1999). El método considera que la resistencia lateral es independiente el ángulo de fricción interna del suelo o del número de golpes del SPT. Considera que el ángulo de fricción tiende a un valor común debido a las elevadas deformaciones por corte que provoca el alivio de las tensiones durante la excavación. La expresión que utiliza el método β es la siguiente:

$$q_s = \beta \sigma'_v \leq 0.19 \text{ MPa para } 0.25 \leq \beta \leq 1.20 \quad (17)$$

siendo

$$\beta = 1.50 - 7.70 \times 10^{-3} \sqrt{z} \text{ para } N_{SPT} \geq 15 \quad (18)$$

$$\beta = \frac{N_{SPT}}{15} (1.50 - 7.70 \times 10^{-3} \sqrt{z}) \text{ para } N_{SPT} \leq 15 \quad (19)$$

donde σ'_v es la presión efectiva del suelo y z [mm] la profundidad por debajo del terreno.

5.4 - RESISTENCIA DE PUNTA

La resistencia de punta nominal se obtiene:

$$R_p = A_p \cdot q_p \quad (20)$$

con A_p igual al área del punta y q_p la resistencia de punta unitaria.

5.4.1 - Resistencia de Punta Unitaria en Suelos Cohesivos

Se emplea para el cálculo las expresiones propuestas por O'Neill y Reese (1999):

$$q_p = N_c \cdot S_U \quad (21)$$

con

$$N_c = 6 \left[1 + 0.2 \frac{z}{D} \right] \leq 9 \quad (22)$$

donde N_c es un factor de capacidad de carga y D el diámetro del pilote.

Se establece un valor límite de 4,0 MPa en la *Ec. 21* que no responde a un límite teórico sino a un límite basado en valores máximos medidos. Se observa que a una profundidad de 2.5 D la *Ec. 22* adopta el valor más general para N_c .

5.4.2 - Resistencia de Punta Unitaria en Suelos No Cohesivos

La resistencia de punta unitaria se cuantifica también a partir de expresiones de O'Neill y Reese (1999):

$$q_p = 0.057 N_{SPT} \quad (23)$$

con q_p en MPa.

5.5 - CURVAS DE CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE

Las expresiones que definen la resistencia de punta y la resistencia de fricción a utilizar dependen de las características del suelo.

La mayoría de los suelos que se encuentran en el viaducto La Noria no admiten una absoluta clasificación entre suelo cohesivos o no cohesivos. Solo la formación puelchense y las arcillas plásticas pueden definirse en principio en no cohesivos y cohesivos respectivamente.

De manera de adoptar un criterio conservador, las resistencias de los suelos rellenos artificiales, arcillas y limos no plásticos, transición y formación pampeana se obtienen como el menor valor entre las resistencias unitarias cohesivas y no cohesivas. Es decir que a cada suelo se le calcula de dos maneras su resistencia friccional y unitaria.

En la Tabla 5.4 - Resistencia friccional de la pila *Tabla 5.4* se describe el cálculo de la resistencia friccional del suelo ubicado en la pila VII.

Tabla 5.4 - Resistencia friccional de la pila VII

	<i>Relleno Fluvial</i>	<i>Arcillas y Limos No Plásticos</i>	<i>Arcillas Plásticas</i>	<i>Transición</i>	<i>Formación Pampeana</i>	<i>Formación Puelchense</i>
<i>Plasticidad</i>	<i>P - NP</i>	<i>P - NP</i>	<i>P</i>	<i>P - NP</i>	<i>P - NP</i>	<i>NP</i>
<i>Z medio [m]</i>	2.00	5.50	9.50	20.50	34.50	42.50
σ'_v [MPa]	0.02	0.05	0.08	0.17	0.28	0.36
<i>S_u [kPa]</i>	51.20	10.00	15.00	53.36	164.10	
α	0.55	0.55	0.55	0.55	0.54	
<i>q_{s c} [kPa]</i>	28.16	5.50	8.25	29.35	88.29	
<i>N_{SPT}</i>	9.31	1.56		9.70	29.84	53.78
β	0.72	0.25		0.26	0.25	0.25
<i>q_{s g} [kPa]</i>	14.15	12.97		42.46	71.00	90.66
<i>q_s [kPa]</i>	14.15	5.50	8.25	29.35	71.00	90.66
<i>FS_s</i>	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
<i>Área [m²]</i>	11.78	14.14	23.56	80.11	51.84	23.56
<i>R_s [kN]</i>	83.35	38.88	97.19	1,175.51	1,840.23	1,068.10

* Al primer estrato se le descuenta la contribución de los primeros 150 cm.

En la tabla se aprecia que la resistencia friccional unitaria resulta el menor valor entre la calculada para suelos cohesivos y la obtenida para los no cohesivos. En los estratos inferiores resulta crítica la expresión de suelos cohesivos mientras que en la formación pampeana quien limita es el comportamiento drenado. Además se observa que la contribución de los rellenos fluviales es poco significativa.

El cálculo de la resistencia de punta del mismo suelo se detalla en *Tabla 5.5*.

Tabla 5.5 - Resistencia de punta de la pila VII

	Relleno Fluvial	Arcillas y Limos No Plásticos	Arcillas Plásticas	Transición	Formación Pampeana	Formación Puelchense
Plasticidad	P - NP	P - NP	P	P - NP	P - NP	NP
S_u [kPa]	51.20	10.00	15.00	53.36	164.10	
N_c	7.60	9.00	9.00	9.00	9.00	
$q_p c$ [kPa]	389.12	90.00	135.00	480.22	1,476.87	
N_{SPT}	9.31	1.56		9.70	29.84	53.78
$q_p g$ [kPa]	530.62	88.79		552.99	1,700.63	3,065.68
q_p [kPa]	389.12	88.79	135.00	480.22	1,476.87	3,065.68
F_{S_p}	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
Area [m ²]	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77
R_p [kN]	275.05	62.76	95.43	339.45	1,043.94	2,167.00

En general la resistencia de punta se encuentra limitada por el comportamiento no drenado de los suelos. Los valores de resistencia de punta unitaria empiezan a ser significativos a partir de la formación pampeana.

Conocidas las resistencias de punta y friccionales que puede ofrecer el pilote en el suelo, se combina la información de manera de conocer la resistencia total en función de la profundidad y trazar las curvas de capacidad de carga. Esto última se encuentra representado en *Tabla 5.6* y *Figura 5.1*

Tabla 5.6 - Capacidad de carga admisible de la pila VII

Z [m]	QP [kN]	QS [kN]	QT[kN]
0.00	275.05	0.00	275.05
-4.00	62.76	83.35	146.11
-7.00	95.43	122.23	217.66
-12.00	339.45	219.43	558.88
-29.00	1,043.94	1,394.93	2,438.87
-40.00	2,167.00	3,235.16	5,402.16
-45.00	2,167.00	4,303.27	6,470.27

Los puntos de interés de la tabla corresponden a los valores donde hay cambios de estratos.

La resistencia friccional en un mismo estrato resulta lineal mientras que la resistencia de punta es constante. Cuando existe un cambio de estrato, la gráfica que representa la resistencia friccional cambia de pendiente y la gráfica correspondiente a la resistencia de punta da un salto.

Una vez trazada la curva y conocida la capacidad necesaria se determina la longitud del pilote también representado en la *Figura 5.1*.

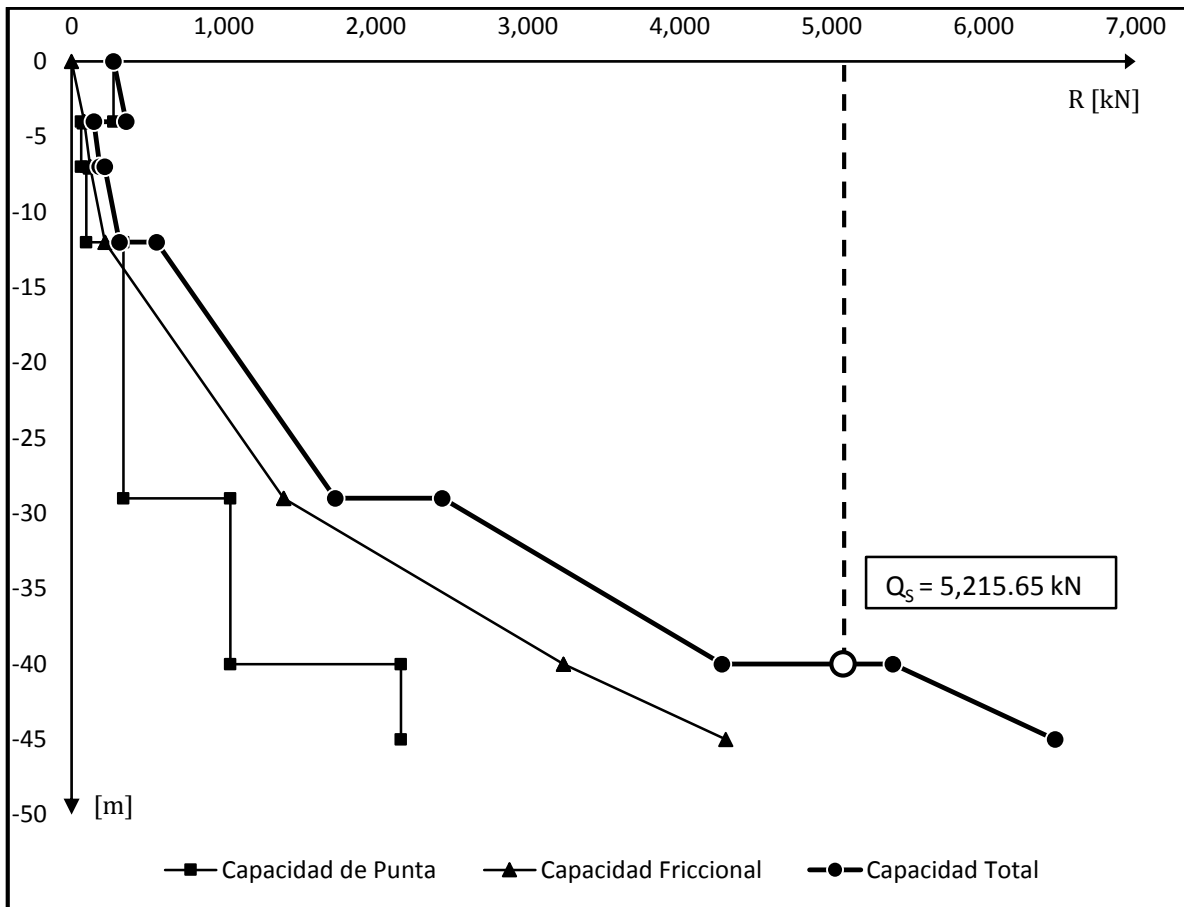


Figura 5.1 - Curvas de capacidad de carga admisible

Se observa que la porción inferior del pilote se ubica sobre la formación pampeana y que la resistencia friccional dominante de la misma resulta bajo la condición drenada por lo que no es necesario la reducción por la no contribución de una longitud de un diámetro en la zona inferior del pilote.

5.6 - LONGITUD DE LOS PILOTES

Empleando el mismo procedimiento, se determinan las capacidades de carga admisible del suelo de todas las pilas y se determina la longitud de los pilotes.

Los tres pilotes de cada grupo se dimensionan de igual longitud, sin considerar que el pilote central resulta menos solicitado axialmente.

Se considera una eficiencia de grupo igual a la unidad debido a que la separación de centro a centro del pilote es de 4.67 veces el diámetro y se considera que no aplica entonces reducción por efecto de grupo.

Los resultados de las longitudes necesarias de cada grupo de pilotes se presentan en la *Tabla 5.7*.

El cálculo detallado para la determinación de las longitudes puede verse en el ANEXO D - Memoria de cálculo de la capacidad geotécnica de cada grupo de pila.

Tabla 5.7 - Resumen de pilotes

	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11
<i>Longitud [m]</i>	36.41	37.07	37.00	36.00	39.00	40.00	40.00	40.24	40.00	40.00
<i>Capacidad [kN]</i>	5,095	5,063	5,186	5,095	5,223	5,216	5,190	5,158	5,123	5,111
<i>Punta</i>	41%	41%	38%	34%	34%	38%	39%	39%	36%	34%
<i>Fricción</i>	59%	59%	62%	66%	66%	62%	61%	61%	64%	66%

Se utilizan dos longitudes de pilotes para la obra conformando dos grupos de pilotes. Un primer grupo, con pilotes de 37 m para las pilas P2, P3, P4 y P5 y un segundo grupo con pilotes de 40 m para las pilas P6, P7, P8, P9, P10 y P11.

Se observa que los pilotes trabajan de fricción y de punta en una proporción similar en todos ellos. La contribución por fricción resulta mayor que la contribución por punta, soportando entre un 60% y 65%.

CAPITULO 6 - MODELADO DEL SUELO

6.1 - MODULO DE ELASTICIDAD

El modelado del suelo se realiza por medio de resortes que representan las rigideces laterales, verticales y torsionales del mismo. Las expresiones empleadas para obtener las rigideces se encuentran en función de los parámetros elásticos del suelo, por lo que el primer paso consiste en determinar el módulo de elasticidad longitudinal de los estratos de suelo de la obra.

Las formulaciones utilizadas difieren según se trate de un estrato con propiedades cohesivas o no.

6.1.1 - Módulo de Elasticidad en Suelos Cohesivos

El módulo elástico de un suelo cohesivo se obtiene a partir del índice de rigidez definido por Vesic (1975) como la siguiente relación:

$$I_R = \frac{G}{S_U} \quad (24)$$

donde I_R es el índice de rigidez y G el módulo de elasticidad transversal del suelo.

A su vez,

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (25)$$

con E igual al módulo de elasticidad longitudinal del suelo y ν el coeficiente de Poisson.

Reemplazando la *Ec. 25* en la *Ec. 24*,

$$I_R = \frac{E}{2(1 + \nu)S_U} \quad (26)$$

La *Ec. 26* permite relacionar de manera más directa la resistencia al corte no drenado con el módulo de elasticidad longitudinal, obteniendo la expresión:

$$I_r = E \cdot S_U \quad (27)$$

donde I_r resulta un nuevo índice de rigidez definido por:

$$I_r = 2(1 + \nu)I_R \quad (28)$$

El estudio de suelo del viaducto define los valores del índice de rigidez de la *Ec. 28* para los estratos de arcillas plásticas y formación pampeana y los mismos pueden verse en la *Tabla 6.2*.

6.1.2 - Módulo de Elasticidad en Suelos No Cohesivos

Para los suelos no cohesivos, el módulo de elasticidad se expresa a partir de las tensiones efectivas que actúan y de parámetros propios de cada estrato que ajustan la expresión.

La fórmula empleada resulta:

$$E = C \left(\frac{\sigma'_v}{p_{atm}} \right)^m \quad (29)$$

donde C y m son parámetros de ajustes propios de cada estrato.

Los parámetros necesarios para la determinación del módulo de elasticidad de la formación puelchense y del estrato de arcillas y limos no plásticos se encuentran determinados por el estudio de suelos y se describen en la *Tabla 6.2*.

6.1.3 - Módulo de Elasticidad del Perfil del Suelo de la Pila VIII

Se detalla los valores del módulo de elasticidad del perfil de suelo correspondiente a la pila VIII del viaducto. Los datos y resultados se describen mediante la *Tabla 6.1*, la *Tabla 6.2* y la *Figura 6.1*. Para mejor visualización se colocan solo los valores extremos de cada estrato.

Tabla 6.1 - Perfil Geotécnico de la pila VIII

N	Unidad Geológica	H [m]	N _{SPT}	S _U [kPa]	γ [kN/m ³]
1.0	Relleno Fluvial	2.0	4.7	26.0	20.0
2.0	Arcillas y Limos No Plásticos	7.0	1.5	10.0	18.0
3.0	Arcillas Plásticas	4.0	1.8	15.0	16.8
4.0	Transición	15.0	8.0	44.2	18.8
5.0	Formación Pampeana	12.0	31.4	172.8	20.1

Tabla 6.2 - Modulo de Elasticidad de la pila VIII

Prof.	Unidad Geológica	I _r	C [kPa]	m	σ' _v [kPa]	E [kPa]
0.00	Relleno Fluvial	--	--	--	19.98	--
1.00	Relleno Fluvial	--	--	--	39.95	--
2.00	Arcillas y Limos NP		25,000	0.80	47.96	13,888
8.00	Arcillas y Limos NP		25,000	0.80	96.01	24,198
9.00	Arcillas Plásticas	500			102.79	7,500
12.00	Arcillas Plásticas	500			123.16	7,500
13.00	Transición	550			131.93	24,313
27.00	Transición	550			254.66	24,313
28.00	Formación Pampeana	600			264.72	103,666
39.00	Formación Pampeana	600			375.36	103,666
40.00	Formación Puelchense		180,000	0.50	386.10	353,691

El módulo de elasticidad tiene una variación lineal en profundidad cuando se trata de un estrato no cohesivo ya que depende de las presiones efectivas actuantes. En los estratos de formación pampeana y de arcillas plásticas, al trabajar con un valor promedio de resistencia al corte no drenada, el valor del módulo también permanece constante. Para el estrato de transición, se le asigna un índice de rigidez intermedio a partir de los estratos vecinos.

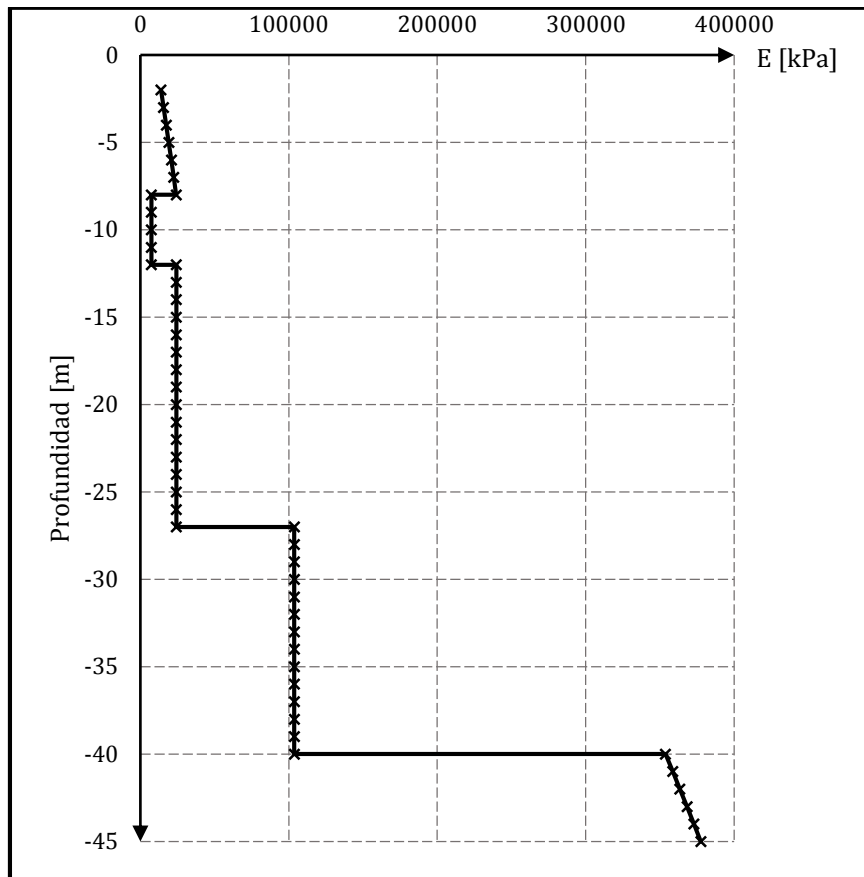


Figura 6.1 - Módulo de elasticidad de la pila VIII

Se observan en la *Figura 6.1* los saltos en el valor del módulo al cambiar de estrato y la diferencia de valores entre los estratos superiores e inferiores.

6.2 - MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO

Determinado el módulo de elasticidad de cada estrato del perfil del suelo se obtienen los diferentes módulos de reacción con los que se representa el suelo en el modelo. Los módulos de reacción del fuste se encuentran discretizados cada un metro de longitud, por lo que las unidades de las constantes elásticas son de fuerza sobre longitud.

6.2.1 - Módulo de Reacción Horizontal del Fuste

Se adapta la expresión formulada por Vesic (1961) para una viga apoyada sobre la superficie del suelo. El valor de la ecuación original se duplica ya que el suelo se encuentra a ambos lados del pilote ofreciendo el doble de resistencia.

La fórmula que se utiliza es la siguiente:

$$K_h = 1.30 \frac{E}{(1 - \nu^2)} \quad (30)$$

6.2.2 - Módulo de Reacción Vertical del Fuste

La rigidez vertical del fuste se expresa a partir del módulo de elasticidad transversal del suelo, mediante la siguiente expresión:

$$K_v = 1.5 G \quad (31)$$

6.2.3 - Módulo de Reacción Torsional del Fuste

El módulo torsional se calcula a partir del módulo de elasticidad transversal y el radio del pilote de la siguiente manera:

$$K_t = 12.5 G \cdot R^2 \quad (32)$$

donde R es el radio del pilote.

6.2.4 - Módulo de Reacción Vertical de la Punta

El módulo de reacción vertical de la punta se obtiene a partir de la expresión que define a los asentamientos inmediatos de una placa circular rígida en la superficie de un semiespacio elástico.

La rigidez vertical de la punta del pilote resulta:

$$K_p = \frac{4GR}{(1 - \nu)} \quad (33)$$

6.2.5 - Módulos de Reacción Del Perfil De Suelo De La Pila VIII

Se muestra en la Tabla 6.3 los resultados obtenidos para la pila VIII.

Tabla 6.3 - Módulos de reacción de la pila VIII

Prof.	Unidad Geológica	E [kPa]	Kv [kN/m]	Kh [kN/m]	Kt [kN/m]	Kp [kN/m]
0.00	Relleno Fluvial	--	--	--	--	--
1.00	Relleno Fluvial	--	--	--	--	--
2.00	Arcillas y Limos NP	13,888	8,680	18,807	40,688	
8.00	Arcillas y Limos NP	24,198	15,124	32,768	70,893	
9.00	Arcillas Plásticas	7,500	4,327	10,714	21,973	
12.00	Arcillas Plásticas	7,500	4,327	10,714	21,973	
13.00	Transición	24,313	14,588	33,713	68,379	
27.00	Transición	24,313	14,588	33,713	68,379	
28.00	Formación Pampeana	103,666	64,791	140,381	303,709	
39.00	Formación Pampeana	103,666	64,791	140,381	303,709	
40.00	Formación Puelchense	353,691				552,642

Las rigideces al ser funciones lineales con el módulo de elasticidad contienen la misma variación, es decir, lineal para los suelos no cohesivos y constantes para los cohesivos. Los valores de la formación pampeana resultan mucho mayores a los estratos por debajo.

6.3 - REACCIÓN MÁXIMA DEL SUELO

Para obtener un comportamiento del suelo aceptable en la zona cercana al nivel del terreno, es necesario conocer la variación de la reacción máxima horizontal del suelo (P_U máx).

Matlock (1970), sugiere utilizar un valor de resistencia última del suelo como $9 S_u D$ a una distancia suficientemente alejada de la superficie. Para distancias cercanas a la superficie propone una variación lineal que parte del valor $3 S_u D$ en el nivel del terreno. El valor de la pendiente de esta variación se encuentra en función de diferentes parámetros propios del suelo, sin embargo puede tomarse la simplificación de considerar que el desarrollo de la resistencia se realiza en una distancia de tres veces el diámetro.

En la *Figura 6.2* se encuentra graficada la variación de resistencia última del suelo y se enfrenta a la misma con una distribución típica de solicitaciones laterales.

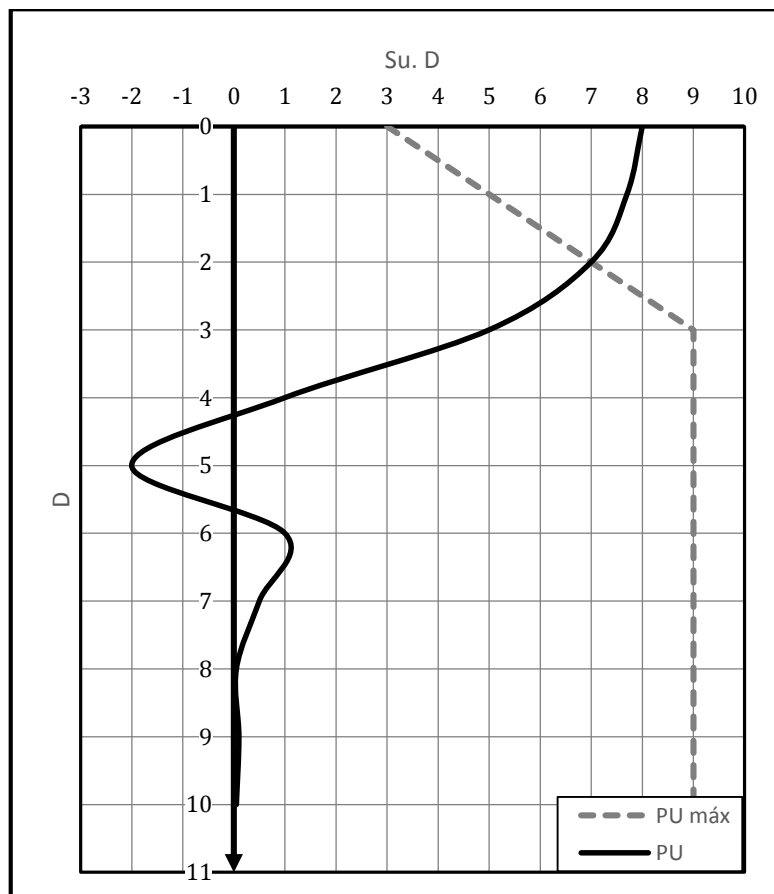


Figura 6.2 - Reacción máxima del suelo

Se observa en la figura que, mientras la resistencia no se encuentra desarrollada, es factible que se vea superada por la sollicitación lateral. Para considerar el comportamiento donde el suelo no puede ofrecer la resistencia necesaria, resulta razonable desprestigiar la contribución de la mitad del suelo por debajo del punto de intersección entre curvas.

En el caso del viaducto, se supone la situación más conservadora de suponer que el punto de intersección se da en la cercanía del desarrollo total de la resistencia última, es decir a tres diámetros de profundidad.

Por ende, se desprecia la influencia del suelo de los primeros 2.25 m. y, al encontrarse la resolución discretizada por metro, se decide no incluir resortes en los primeros tres metros de profundidad. Resulta necesario mencionar que los primeros dos metros, donde se tiene el relleno artificial, no se consideran obligadamente debido a que no se han determinado las características del estrato.

CAPITULO 7 - MODELADO DE LA ESTRUCTURA

7.1 - MODELO EMPLEADO

El modelo utilizado para determinar las sollicitaciones de diseño de los pilotes columnas de las pilas consiste en la representación por separado de la infraestructura de cada grupo de pila. Se representa por ende, los pilotes, las columnas y la viga dintel.

Se emplea para el modelo el mismo sentido para los ejes hasta aquí adoptado, es decir que el eje longitudinal del viaducto coincide con el eje Y, el transversal con el eje X y normal a ambos el eje Z.

Se realiza en lo siguiente el dimensionado para los pilotes que corresponden al eje de pila VIII, cuya infraestructura se conforma por pilotes de 40 m de largo, columnas de 3.12 m de altura y una viga dintel de 1.20 m de alto.

Sobre el eje de la viga dintel se aplican las cargas provenientes de la superestructura por medio de diez puntos que representan los apoyos de la viga. Los diez apoyos están ubicados en el eje, por lo que las cargas gravitatorias asimétricas además tienen aplicado un momento en los apoyos.

En la *Figura 7.1* se ofrece una vista en 3D del modelo de la infraestructura del viaducto. Se representa a la estructura con el software de elementos finitos CSI SAP2000.

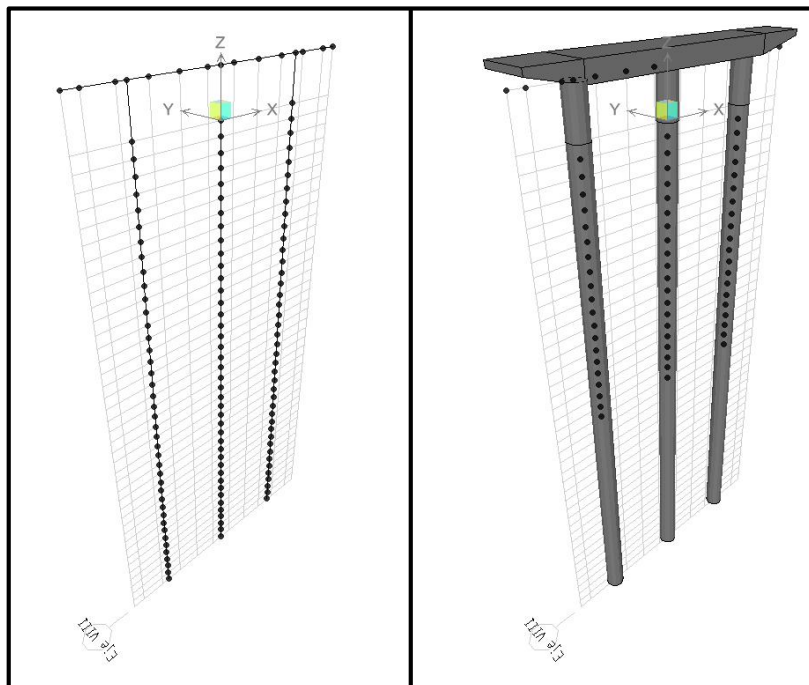


Figura 7.1 - Modelo de la infraestructura

Como se mencionó en el *CAPITULO 6 - MODELADO DEL SUELO*, el suelo se representa por medio de resortes verticales, horizontales y de torsión a lo largo del fuste y por resortes verticales en la punta.

En el modelo, el suelo representado se ve en la *Figura 7.2*.

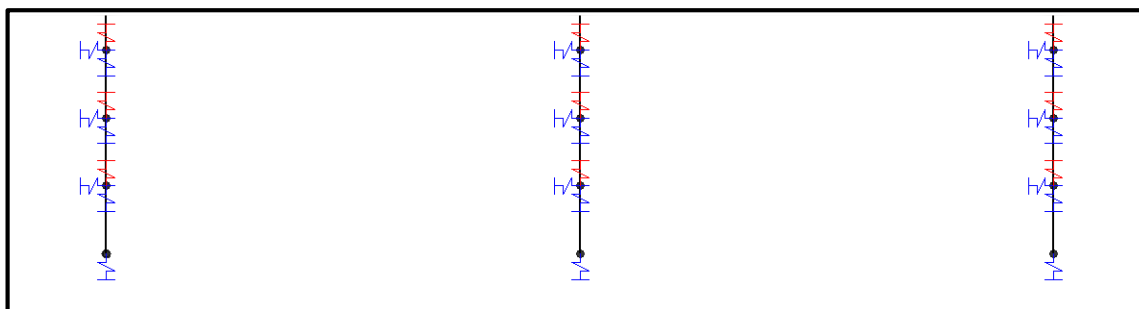


Figura 7.2 - Representación del suelo por resortes

7.2 - CARGAS APLICADAS

De manera de conocer las sollicitaciones a las que están sometidos los pilotes es necesario primero determinar y cargar en el modelo las cargas que las generan.

Se presenta en lo siguiente a las fuerzas y momentos que le son transmitidas a la infraestructura por la superestructura a través de los apoyos. El valor al que se quiere llegar es el que describe la carga por nudo, que resulta de dividir el valor total transferido a la pila, en los diez apoyos.

Se presenta para una mejor comprensión la *Tabla 7.1* con los valores resumidos de la pila VIII.

Tabla 7.1 - Resumen de cargas de la pila VIII

Tipo de Carga (kN)	Tramo Anterior (kN)	Tramo Posterior (kN)	Carga por Pila (kN)
Carga Perm. Distribuida	3,944.34	3,945.71	7,890.05
Carga Perm. Concentrada	288.52	288.52	577.04
Multitud Compacta	1,872.37	1,873.39	3,745.76
Aplanadora (A)	713.92	713.95	713.95
Aplanadora (B)	372.23	372.24	744.47
Fuerza de Frenado Aplanadora	81.00	81.00	81.00
Fuerza de Frenado Mult. Compacta	74.89	74.94	149.83
Viento - Puente Cargado	87.19	87.24	174.43
Viento - Puente Descargado	98.81	98.88	197.69
Fuerza Centrífuga	0.00	0.00	0.00
Fuerza por Fen. Reológicos y Temp	139.68	-139.68	0.00

7.2.1 - Cargas Permanentes (D)

Se tiene en cuenta las cargas permanentes de la infraestructura y de los dados de hormigón de los apoyos. El resto del peso propio de la infraestructura se considera al modelar los elementos. Debido a la simetría de las cargas las excentricidades (e) son nulas.

Carga Axial Z [kN] =	847.47	ez [m] =	0.00	Mz [kNm] =	0.00
Carga Horizontal X [kN] =	0.00	ex [m] =	0.00	Mx [kNm] =	0.00
Carga Horizontal Y [kN] =	0.00	ey [m] =	0.00	My [kNm] =	0.00

7.2.2 - Sobrecarga Móvil (L_N)

Se compone de las cargas por multitud compacta y por aplanadora posicionadas para obtener el máximo momento normal.

Carga Axial Z [kN]	449.02	ez [m]	0.00	Mz [kNm]	0.00
Carga Horizontal X [kN]	0.00	ex [m]	0.00	Mx [kNm]	0.00
Carga Horizontal Y [kN]	0.00	ey [m]	0.00	My [kNm]	0.00

7.2.3 - Sobrecarga Móvil (L_M)

Se compone de las cargas por multitud compacta y por aplanadora posicionadas para obtener el máximo momento flector en el pilote. El momento Mx se considera positivo de manera de obtener el diagrama de la *Figura 3.5* o *Figura 3.6*.

Carga Axial Z [kN]	258.73	ez [m]	0.00	Mz [kNm]	0.00
Carga Horizontal X [kN]	0.00	ex [m]	0.00	Mx [kNm]	271.67
Carga Horizontal Y [kN]	0.00	ey [m]	1.05	My [kNm]	0.00

7.2.4 - Fuerza de Frenado (L_F)

La fuerza de frenado se aplica en sentido negativo del eje Y de manera de que el momento sea de igual signo que el generado por las sobrecargas. Contiene una excentricidad puesto que se considera aplicado en la calzada.

Carga Axial Z [kN]	0.00	ez [m]	1.75	Mz [kNm]	0.00
Carga Horizontal X [kN]	0.00	ex [m]	0.00	Mx [kNm]	26.21
Carga Horizontal Y [kN]	-14.98	ey [m]	0.00	My [kNm]	0.00

7.2.5 - Fuerza de Viento (W)

La fuerza de viento se aplica en sentido positivo del eje X. Se encuentra aplicada a la mitad de la altura proyectada del reglamento por lo que tiene un momento My asociado. En el presente caso, la fuerza de viento de puente descargado resulta mayor que la fuerza de viento de puente cargado, sin embargo la excentricidad de éste es mayor. Debido a la similitud de los valores y para evitar trabajar con dos combinaciones de viento, se adopta la mayor fuerza (puente descargado) con la mayor excentricidad (puente cargado).

Carga Axial Z [kN]	0.00	ez [m]	1.88	Mz [kNm]	0.00
Carga Horizontal X [kN]	19.76	ex [m]	0.00	Mx [kNm]	0.00
Carga Horizontal Y [kN]	0.00	ey [m]	0.00	My [kNm]	37.15

7.2.6 - Cargas No Actuales

En la pila VIII no actúan cargas centrífugas y al tratarse de una pila intermedia se anulan las fuerzas por fenómenos reológicos y térmicos.

7.3 - PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

El software de cálculo requiere la introducción de datos del hormigón armado para representar la estructura. Se emplean dos tipos de hormigón armado.

Los datos especificados para el hormigón son el peso específico, el módulo de elasticidad, el coeficiente de Poisson y la resistencia característica a la compresión

El módulo de elasticidad del hormigón que se utiliza corresponde a las indicaciones reglamento CIRSOC 201-2005 "Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón" que expresa al valor del módulo como:

$$E = 4700\sqrt{f'_c} \quad (34)$$

donde f'_c es la resistencia característica a la compresión en MPa. El resultado de la Ec. 34 es en MPa.

Las propiedades utilizadas se detallan en la *Tabla 7.2*.

Tabla 7.2 - Propiedades de los hormigones empleados

Denominación	E [MPa]	ν	γ [kN/m ³]	f'_c [MPa]
H-21	21,538.11	0.20	24.00	21.00
H-30	25,742.96	0.20	24.00	30.00

El acero utilizado para el hormigón armado es el ADN-420 el cual viene por defecto en el programa.

7.4 - SECCIONES

Se detalla en éste apartado las secciones empleadas para representar la viga dintel, las columnas y los pilotes.

7.4.1 - Viga Dintel

Si bien en la pila VIII convergen dos tramos sin curvas, la viga dintel del eje modifica su geometría para adaptarse a la planimetría del viaducto por la curva que se avecina. La viga dintel del eje se observa en la *Figura 7.3*.

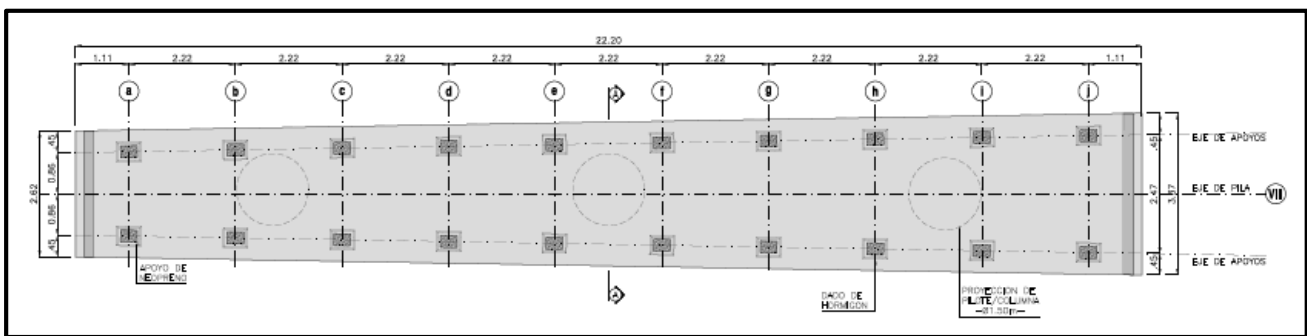
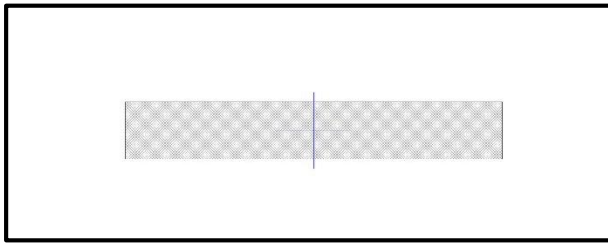
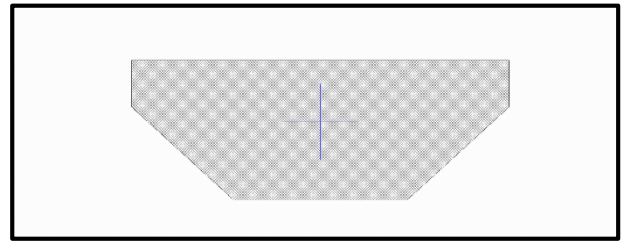
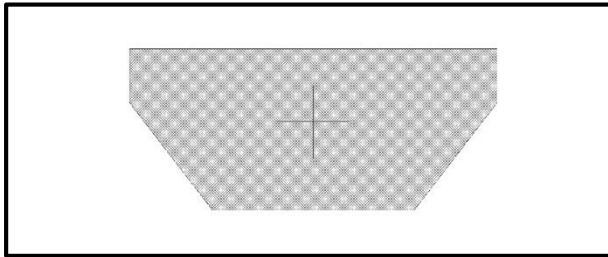
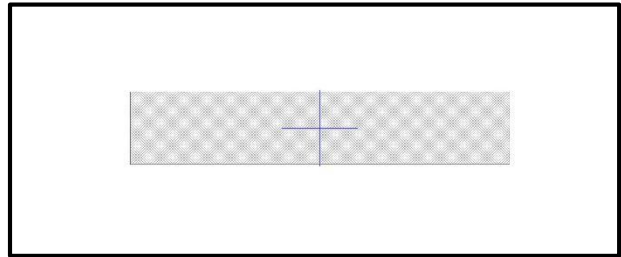


Figura 7.3 - Viga dintel de la pila VIII

En el modelo a la viga dintel se la representa mediante cuatro secciones debido a la sección trapezoidal tanto en planta como en vista. Las secciones utilizadas se pueden ver en las *Figura 7.4 a* *Figura 7.7*. Se le asigna a cada una de ellas el material H-21.


Figura 7.4 - Sección I de la viga dintel

Figura 7.5 - Sección II de la viga dintel

Figura 7.6 - Sección III de la viga dintel

Figura 7.7 - Sección IV de la viga dintel

La transición entre la sección I y II se realiza en 3.35 m, de manera que la sección II coincide con el borde externo del pilote columna. La transición entre la sección II y III se realiza de borde externo de pilote a borde externo de pilote con una longitud de 15.50 m. Por último, la transición entre la sección III y IV se realiza en 3.35 m alcanzando la longitud total de 22.20 m. Todas las transiciones son lineales.

7.4.2 - Columna

La columna se modela mediante una sección circular de 1.50 m de diámetro. Resulta necesario dimensionar la pieza de manera de obtener del software la superficie de interacción para la verificación a flexión compuesta. Para ello se dimensiona a la columna con la armadura mínima y en el *CAPITULO 8 - DIMENSIONADO* se verifica y eventualmente se redimensiona.

El reglamento CIRSOC 201-05 especifica una cuantía mínima del 1%, sin embargo se desea trabajar con una cuantía no menor a 1,2%. Entonces la armadura mínima a adoptar resulta:

A_g [cm ²]	1,7671	ρ min [%]	1.2	A_{st} min [cm ²]	212
--------------------------	--------	----------------	-----	---------------------------------	-----

donde A_g es el área bruta de la sección de hormigón, ρ min es la cuantía mínima adoptada y A_{st} min es la armadura longitudinal mínima.

Empleando un diámetro de barra (d_b) de 32,

d_b [mm]	32	Nº barras	27	A_s [cm ²]	217
------------	----	-----------	----	--------------------------	-----

mientras que si se emplea d_b 25,

d_b [mm]	25	Nº barras	44	A_s [cm ²]	216
------------	----	-----------	----	--------------------------	-----

Emplear barras d_b25 supone una separación cada 15 cm mientras que el uso de barras de d_b32 involucra un separación de 10 cm. Ambas separaciones resultan satisfactorias por lo que se elige trabajar con la opción que emplea menor cantidad de berras, es decir, 27 barras de diámetro 32 (27. d_b32)

Una vez dimensionada con armadura mínima se diseña la sección, obteniéndose un resultado que puede verse en la *Figura 7.8*. El material empleado para la columna es H-21.

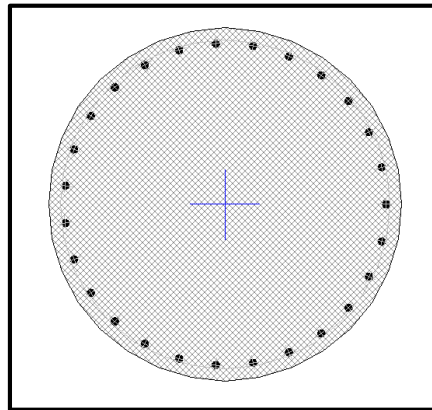


Figura 7.8 - Sección de la columna

7.4.3 - Pilotes

Se adopta el mismo procedimiento que para la columna, adoptándose la misma disposición de armado. Sin embargo, no puede emplearse la misma sección debido a que el material empleado difiere, pues se utiliza para el pilote hormigón H-30. Visualmente, la sección resulta igual la *Figura 7.8*.

7.5 - RIGIDEZ LATERAL

Al sólo modelar individualmente cada grupo de pilotes columna es necesario introducir de manera manual la interacción con las pilas vecinas. Éste aspecto, informa al modelo qué tan desplazable es el pórtico en la dirección longitudinal del viaducto y resulta necesario para obtener un valor representativo del factor de longitud de pandeo.

Para representar la rigidez que aportan los pórticos vecinos se determina el aporte de cada pila y se considera en el modelo mediante resortes ubicados en los nudos de cada pilote.

Los elementos que contribuyen en la rigidez son las propias pilas y los apoyos de neopreno. En primera instancia se calculan las rigideces de los elementos por separado. La simbología utilizada para caracterizar la rigidez de un elemento consiste en colocar en el subíndice al elemento ($a =$ apoyo, $p =$ pila) y en el supraíndice al eje de pila al que corresponde.

7.5.1 - Apoyos de Neopreno

La fuerza necesaria para provocarle al tablero un desplazamiento unitario depende de la rigidez de los apoyos de neopreno ubicados en cada extremo de un tramo de tablero.

A su vez, el desplazamiento de los apoyos en ambos extremos es idéntico por lo que puede considerarse que los diez apoyos de cada extremo actúan en paralelo. De ésta manera, la rigidez a considerar resulta veinte veces el valor de rigidez del apoyo ya que todos ellos poseen las mismas dimensiones.

De la Ec. 6 se tiene que la rigidez de un apoyo (K_a):

$$K_a = \frac{A \cdot G}{h} \quad (35)$$

El valor del Ec. 35 resulta **1,400 kPa** y el total de los diez apoyos por ende, **14,000 kPa**.

7.5.2 - Rigidez de un Pila

La rigidez de una pila está dada por la rigidez flexional de una viga en voladizo la cual se expresa:

$$K_p^i = \frac{3EI}{L_{eq}^3} \quad (36)$$

donde L_{eq} es la altura de la columna más una longitud de empotramiento e I el momento de inercia de la sección. La altura de empotramiento se adopta igual a tres veces el diámetro del pilote.

A su vez, el módulo de elasticidad longitudinal varía entre columna y pilote por lo que se toma al mismo como un promedio ponderado del pilote columna.

7.5.3 - Rigidez de un Grupo de Pilas.

La rigidez un grupo de pilas depende no solo de los propios pilotes columnas que conforman al eje, sino también de las pilas vecinas.

Para explicar el comportamiento, se utiliza el esquema de la *Figura 7.10* que representa la *Figura 7.9*.

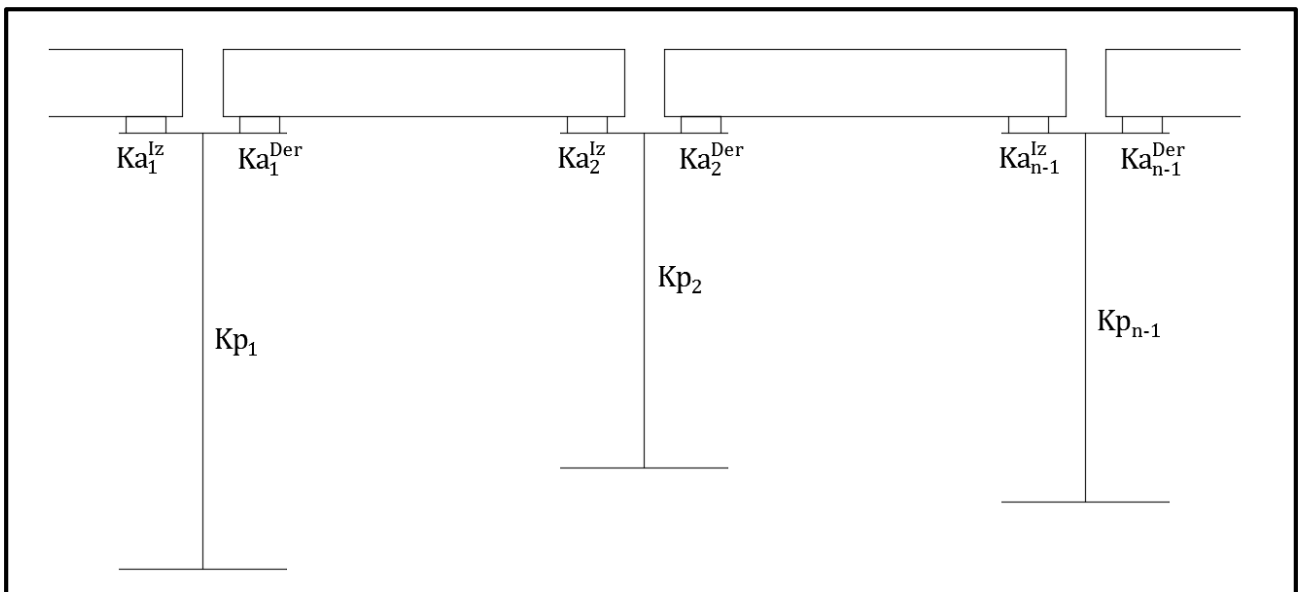


Figura 7.9 - Rigidez lateral de un grupo de pila

En estas figuras se diferencia el apoyo izquierdo del derecho, por lo que se emplea una simbología diferente. En el supraíndice se índice la posición dentro de la pila y el subíndice simboliza el eje de pila.

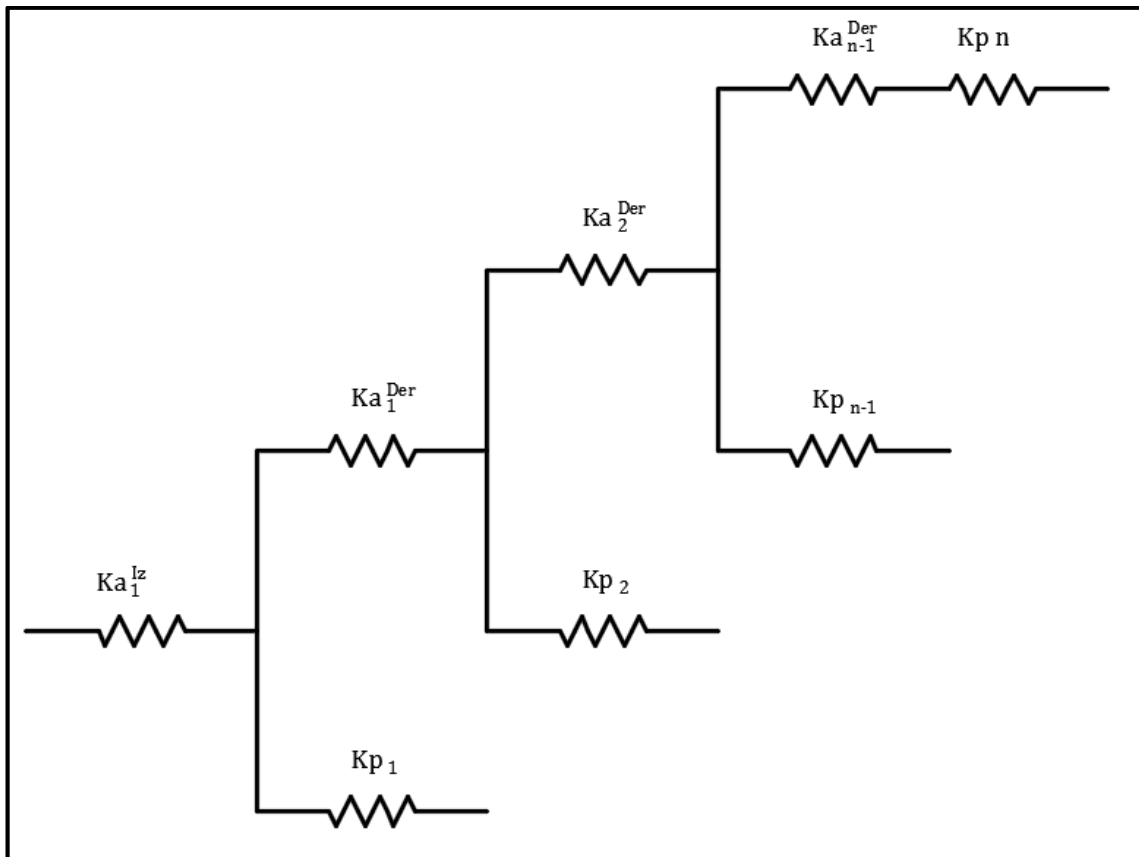


Figura 7.10 - Esquema de rigidez lateral

Debido a que en la primera etapa del viaducto se tienen once pilas intermedias, la rigidez equivalente se obtiene mediante una serie de once términos. Sin embargo, el resultado así conseguido no difiere sustancialmente del alcanzado considerando solamente la rigidez otorgada por los elementos de una misma pila. Por ende se decide despreciar a la influencia de las pilas vecinas, lo que simplifica la expresión para obtener la rigidez del grupo de pilas VIII en la siguiente:

$$K^{VIII} = \left(\frac{1}{Ka_{VIII}^{Iz}} + \left(\frac{1}{Ka_{VIII}^{Der} + Kp_{VIII}} \right) \right)^{-1} \quad (37)$$

La rigidez resultante de la pila es de **12,677.72** que se distribuye en los diez apoyos de neopreno.

La Ec. 37 resulta la rigidez equivalente obtenida de la suma en serie y en paralelo de las rigideces según corresponda.

7.6 - DIAGRAMA DE ESFUERZOS

Se presentan los diagramas de esfuerzos obtenidos del pilote columna ubicada en el extremo izquierdo, discriminado según el tipo de carga que actúa en el viaducto. Todos los gráficos se encuentran graficados a una misma escala para visualizar el orden de magnitud de cada esfuerzo y poder compararlos.

Las combinaciones de carga y los valores obtenidos se analizan en el *CAPITULO 8 - DIMENSIONADO*.

7.6.1 - Esfuerzo Axial

El diagrama de esfuerzos axiales que se obtiene para cada tipo de carga se observa en la *Figura 7.11*.

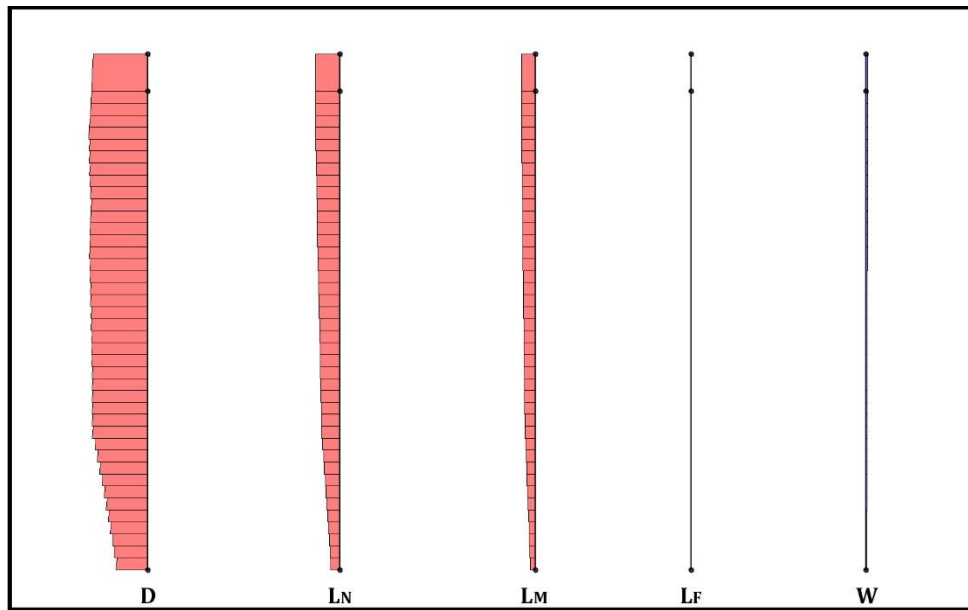


Figura 7.11 - Esfuerzos Normales

Lógicamente, la mayor compresión la origina el peso propio de la estructura. Se observa también que la combinación de sobrecargas posicionada para el máximo normal genera una compresión muy superior a la posición para el máximo momento. Por último, el sentido definido positivo para la carga de viento genera en el pilote una tracción muy baja. El aporte axial generado por la carga de viento es prácticamente despreciable.

En todas las cargas se observa una variación lineal en diagrama de esfuerzos en el fuste del pilote ocasionada por la fricción del mismo. Los cambios bruscos de pendiente se relacionan con el cambio de estrato siendo la zona próxima a la punta, la zona con la pendiente más pronunciada debido a que aparece la formación pampeana.

7.6.2 - Momento Flector en la Dirección Y

Los diagramas de momentos flectores en la dirección Y se encuentran en la *Figura 7.12*. Los resultados son los esperados, cumpliéndose el objetivo de que el sentido definido como positivo de las cargas produzca curvaturas de igual signo.

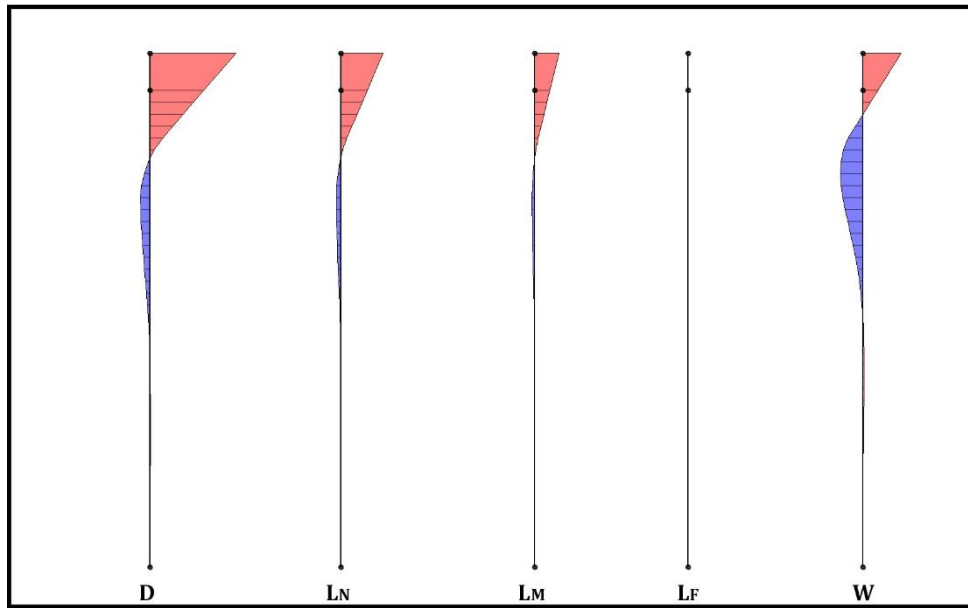


Figura 7.12 - Momento flector en la dirección Y

Los efectos dominantes son producidos por la acción de la carga permanente. Las cargas de viento, y por sobrecarga generan un diagrama de momento flector similar. Los mayores momentos positivos producidos en el pilote son consecuencia de la acción del viento.

7.6.3 - Momento Flector en la Dirección X

Se muestran en la *Figura 7.13* los diagramas de momento flector en la dirección X.

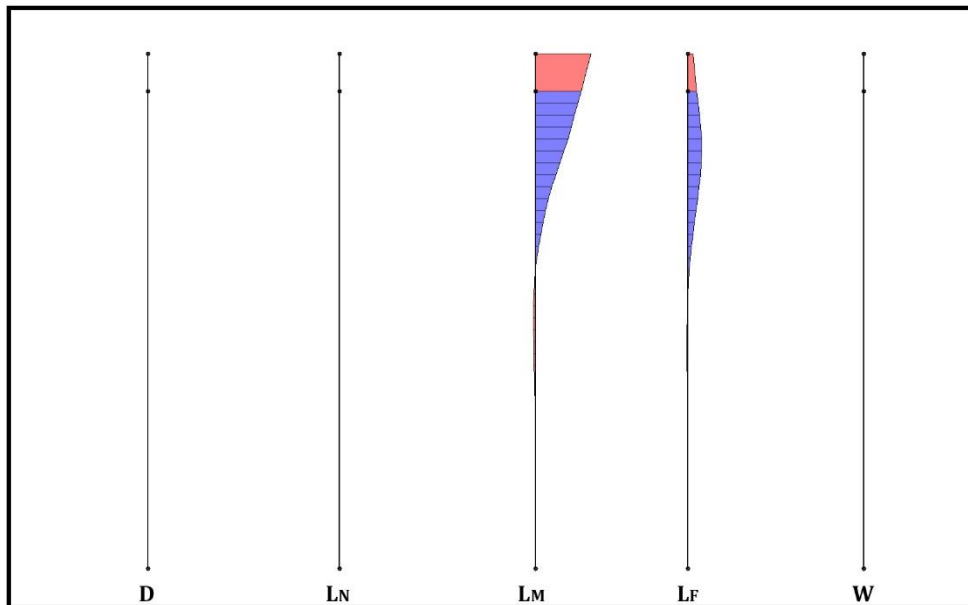


Figura 7.13 - Momento flector en la dirección X

Como se menciona en la *sección 3.2* - solo las sobrecargas de aplanadora y multitud compacta y las de frenado producen momentos en la dirección X, siendo predominantes las primeras. En la columna la variación es lineal.

7.6.4 - Esfuerzo de Corte en la Dirección X

Los esfuerzos de corte en la dirección X se encuentran ligados a los momentos flectores en la dirección Y. Se puede ver en la *Figura 7.14* que los mismos son constantes en la columna y en los primeros metros del suelo hasta que comienzan a interactuar con la rigidez adoptada del mismo.

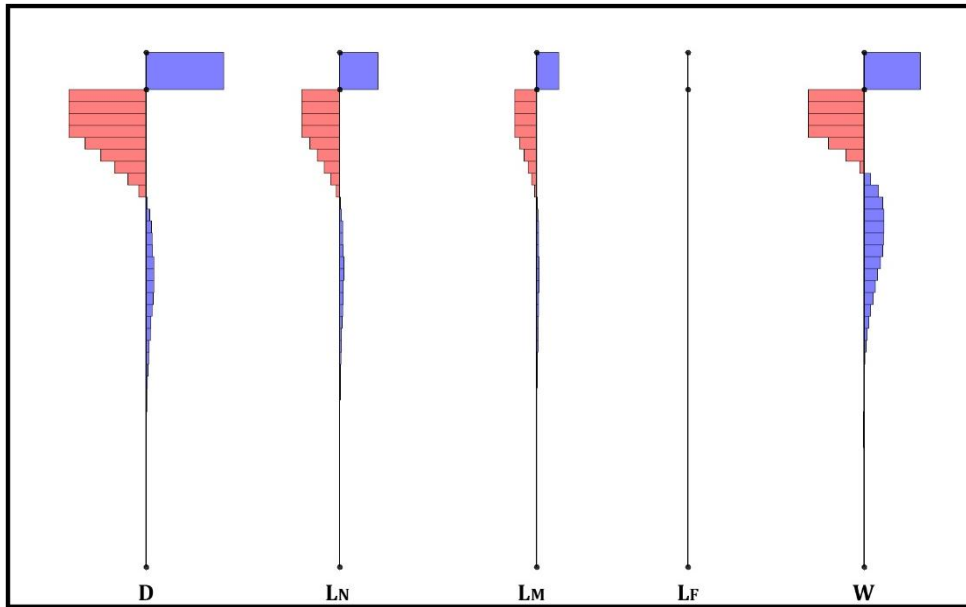


Figura 7.14 - Esfuerzo de corte en la dirección X

Se cumple la misma relación en la magnitud de valores que en los diagramas de momento, siendo dominantes las cargas permanentes.

7.6.5 - Esfuerzo de Corte en la Dirección Y

La variación de los esfuerzos se describe por medio de la *Figura 7.15*.

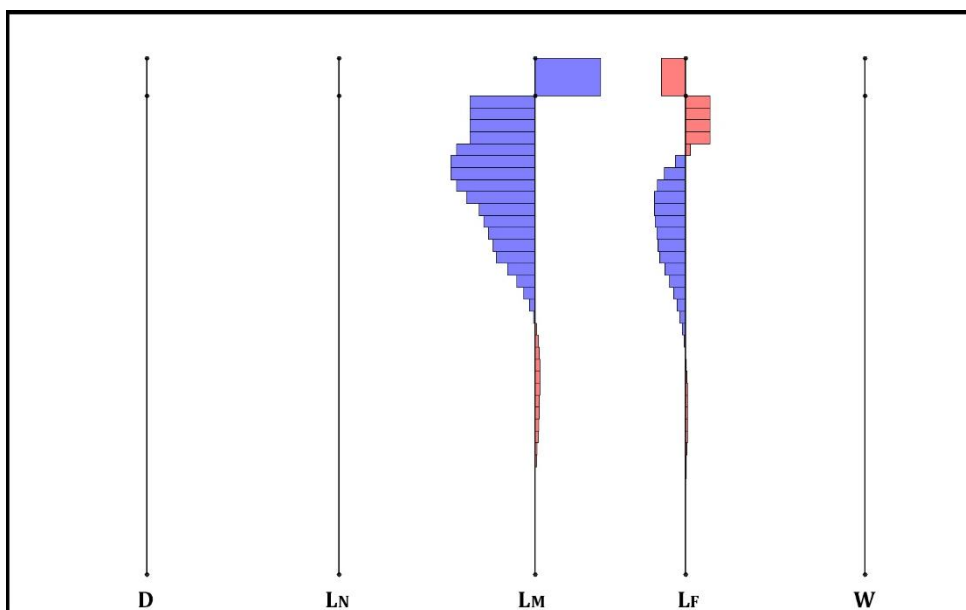


Figura 7.15 - Esfuerzo de corte en la dirección Y

Los esfuerzos de corte de las sobrecargas L_M y L_F poseen signo diferente debido a que en la columna la pendiente del momento flector también lo es. El corte máximo se da para la sobrecarga L_M a una profundidad de nueve metros por debajo del nivel del terreno.

7.7 - VERIFICACIÓN DE REACCIÓN MÁXIMA DEL SUELO

Se verifica en ésta sección lo mencionado en el apartado 0 Los valores de las reacciones del suelo se obtienen a partir de los desplazamientos y de sus respectivas rigideces. De manera de trabajar con una sola componente, se componen los valores de cada combinación y se trabaja con la mayor.

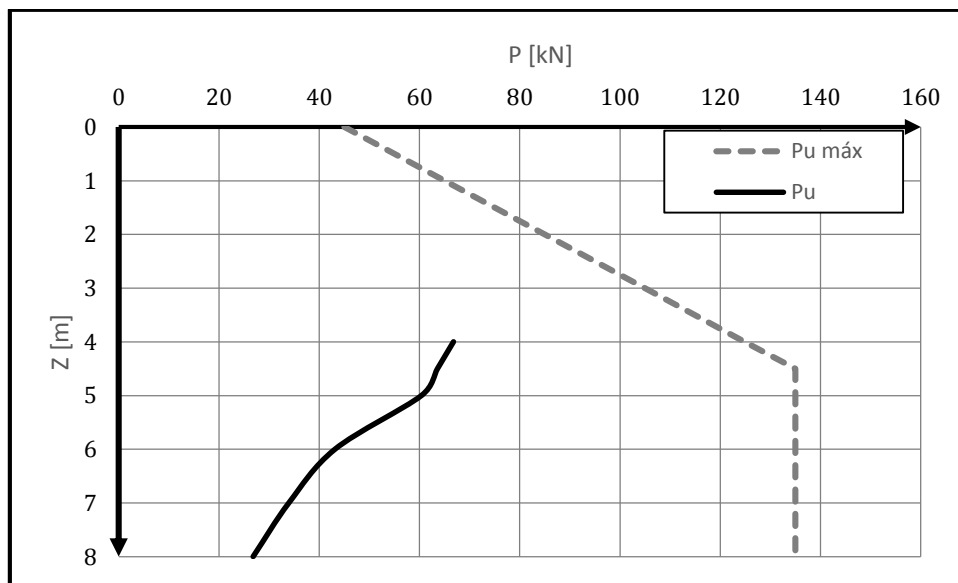


Figura 7.16 - Reacciones del suelo obtenidas

La figura evidencia que la reacción del primer resorte resulta ampliamente inferior a la resistencia ofrecida en ese lugar, por lo que la modelación así dispuesta no representa de manera imprudente la interacción. En contrapartida, al ser tan inferior se considera que los desplazamientos del pilote son soportados por el suelo sin romper y que la supresión de la influencia del tercer metro del suelo resulta excesiva.

CAPITULO 8 - DIMENSIONADO

8.1 - VERIFICACIONES

En este capítulo se realizan las verificaciones con el objetivo de determinar la armadura necesaria para las columnas y para los pilotes.

Debido a las solicitaciones a las que se encuentran sometidos, se verifican los elementos a flexión compuesta y a corte aplicando el reglamento CIRSOC 201-2005 "Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón."

8.2 - SOLICITACIONES DE DISEÑO

Las solicitaciones de diseño de la columna y del pilote se determinan a través del modelo. Las combinaciones de carga utilizadas son las mencionadas en la sección 3.2.6 - .

8.2.1 - Solicitaciones de Diseño de la Columna

Se detallan en la *Tabla 8.1* las máximas solicitaciones de cada combinación. Los máximos esfuerzos normales se dan en las combinaciones que maximizan las sobrecargas. Debido a que en la pila VIII no actúan fuerzas centrífugas, existen combinaciones con resultados muy similares pero predeciblemente menores.

Tabla 8.1 - Solicitaciones de la columna

<i>Combinación</i>	<i>P</i> [kN]	<i>My</i> [kN/m]	<i>Mx</i> [kN/m]	<i>M</i> [kN/m]	<i>Vx</i> [kN]	<i>Vy</i> [kN]	<i>V</i> [kN]
<i>C1</i>	-5,182.44	-992.85	0.00	992.85	119.25	0.00	119.25
<i>C2</i>	-6,932.69	-1,657.21	0.00	1,657.21	218.33	0.00	218.33
<i>C3</i>	-6,932.69	-1,657.21	-296.49	1,683.53	218.33	-50.14	224.02
<i>C4</i>	-5,842.46	-1,421.75	-1,605.77	2,144.74	189.88	3.83	189.92
<i>C5</i>	-5,842.46	-1,421.75	-1,465.73	2,042.00	189.88	53.97	197.40
<i>C6</i>	-7,096.63	-1,156.02	296.49	1,193.43	120.37	50.14	130.40
<i>C7</i>	-5,886.00	-1,699.46	0.00	1,699.46	242.14	0.00	242.14
<i>C8</i>	-5,886.00	-1,699.46	-185.30	1,709.53	242.14	-31.34	244.16
<i>C9</i>	-5,204.61	-1,552.30	-916.08	1,802.45	224.35	33.73	226.88
<i>C10</i>	-5,204.61	-1,552.30	-1,003.61	1,848.47	224.35	2.39	224.37
<i>C11</i>	-3,167.63	-1,139.46	0.00	1,139.46	174.62	0.00	174.62
<i>Env. Mínimo</i>	-3,049.30	-594.64	0.00	--	119.25	0.00	--
<i>Env. Máximo</i>	-7,096.63	-1,699.46	-1,605.77	--	242.14	53.97	--

Bajo ninguna situación el pilote soporta esfuerzos de tracción.

A los momentos de primer orden de la columna se le suman unos momentos adicionales de manera de tener en cuenta eventuales excentricidades constructivas.

Se considera una excentricidad (e) igual al 5% del diámetro más el 0,7 % de la longitud. En la columna el valor de la excentricidad es de 0.097 cm.

Los momentos generados por la excentricidad se le suman a los de primer orden. Los valores obtenidos se observan en la *Tabla 8.2*. Se simboliza con apóstrofe a los momentos que tienen sumados los momentos por excentricidad constructiva.

Tabla 8.2 - Momentos considerando excentricidad constructiva de la columna

Combinación	M_y [kN/m]	M_x [kN/m]	$P.exc$ [kN/m]	M_y' [kN/m]	M_x' [kN/m]	M' [kN/m]
C1	992.85	0.00	501.87	1,494.72	501.87	1,576.72
C2	1,657.21	0.00	671.36	2,328.57	671.36	2,423.42
C3	1,657.21	296.49	671.36	2,328.57	967.85	2,521.70
C4	1,421.75	1,605.77	565.78	1,987.54	2,171.56	2,943.80
C5	1,421.75	1,465.73	565.78	1,987.54	2,031.51	2,842.07
C6	1,156.02	296.49	687.24	1,843.25	983.72	2,089.33
C7	1,699.46	0.00	570.00	2,269.46	570.00	2,339.95
C8	1,699.46	185.30	570.00	2,269.46	755.31	2,391.85
C9	1,552.30	916.08	504.01	2,056.31	1,420.10	2,499.02
C10	1,552.30	1,003.61	504.01	2,056.31	1,507.62	2,549.77
C11	1,139.46	0.00	306.75	1,446.21	306.75	1,478.38

Si se comparan los valores con los de la *Tabla 8.1*, se puede ver que en algunas combinaciones los valores resultantes duplican a los momentos de primer orden.

8.2.2 - Solicitaciones de Diseño del Pilote

Se realiza para el pilote el mismo procedimiento que para la columna. Se presenta en la *Tabla 8.3* los resultados del análisis estructural mediante el modelo empleado. Las solicitaciones normales resultan levemente mayores en el pilote que en la pila, mientras que con los momentos sucede lo contrario. Las mayores solicitaciones se dan en la cercanía de la superficie donde el peso propio del pilote resulta mucho mayor que la resistencia de fuste del pilote que ofrecen los estratos más débiles.

Tabla 8.3 - Solicitaciones del pilote

Combinación	P [kN]	M_y [kN/m]	M_x [kN/m]	M [kN/m]	V_x [kN]	V_y [kN]	V [kN]
C1	-5,418.42	-620.79	0.00	620.79	-119.25	0.00	119.25
C2	-7,134.96	-976.01	0.00	976.01	-218.33	0.00	218.33
C3	-7,134.96	-976.01	510.97	1,101.67	-218.33	55.93	225.38
C4	-6,044.73	-829.32	1,593.84	1,796.69	-189.88	173.13	256.96
C5	-6,044.73	-829.32	1,297.35	1,539.77	-189.88	124.28	226.94
C6	-7,298.90	-780.45	-510.97	932.84	-120.37	-55.93	132.73
C7	-6,088.27	-943.99	0.00	943.99	-242.14	0.00	242.14
C8	-6,088.27	-943.99	319.36	996.55	-242.14	34.95	244.65
C9	-5,406.88	-852.31	810.84	1,176.39	-224.35	77.68	237.42
Env. Mínimo	-3,319.33	0.00	0.00	--	0.00	0.00	--
Env. Máximo	-7,298.90	-976.01	1,593.84	--	-242.14	173.13	--

En el pilote tampoco existe combinación alguna que genera tracción.

Se utiliza el mismo criterio que en la pila para considerar una excentricidad constructiva. En éste caso, debido a los 40 m de longitud del pilote, el valor es tres veces mayor que el considerado para la pila con un valor de 0.355 m. Los resultados se encuentran detallados en la *Tabla 8.4*.

Tabla 8.4 - Momentos considerando excentricidad constructiva del pilote

Combinación	M_y [kN/m]	M_x [kN/m]	$P.e$ [kN/m]	$M_{y'}$ [kN/m]	$M_{x'}$ [kN/m]	M' [kN/m]
C1	620.79	0.00	1,923.54	2,544.33	1,923.54	3,189.61
C2	976.01	0.00	2,532.91	3,508.92	2,532.91	4,327.60
C3	976.01	510.97	2,532.91	3,508.92	3,043.88	4,645.18
C4	829.32	1,593.84	2,145.88	2,975.20	3,739.72	4,778.84
C5	829.32	1,297.35	2,145.88	2,975.20	3,443.23	4,550.57
C6	780.45	510.97	2,591.11	3,371.56	3,102.08	4,581.52
C7	943.99	0.00	2,161.34	3,105.33	2,161.34	3,783.44
C8	943.99	319.36	2,161.34	3,105.33	2,480.69	3,974.53
C9	852.31	810.84	1,919.44	2,771.76	2,730.29	3,890.64
C10	852.31	996.15	1,919.44	2,771.76	2,915.59	4,022.85
C11	594.64	0.00	1,178.36	1,773.00	1,178.36	2,128.86

Se observa que en este caso los momentos como consecuencia de una excentricidad en la construcción resultan altamente dominantes frente a los de primer orden.

Tanto en la pila como en la columna se puede apreciar a simple vista que el esfuerzo de corte es bajo en relación a la sección bruta de hormigón de la sección del pilote columna.

8.3 - EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN

El reglamento CIRSOC 201-2005 especifica considerar a los momentos de segundo orden cuando la columna supera cierta esbeltez. El primer paso consiste por ende el cálculo de la esbeltez de la pieza, que a su vez depende del factor de longitud efectiva para elementos comprimidos (k).

El reglamento especifica la utilización del método de momentos amplificados (siempre que la esbeltez de la pieza sea menor a un límite superior) el cual mayor los momentos de primer orden por un coeficiente mayor a la unidad que depende de la relación entre la carga axial de diseño y la carga crítica de pandeo o de Euler. También es necesario distinguir previamente si el pórtico en análisis es o no desplazable.

Si se conoce con exactitud el factor de longitud efectiva, el procedimiento consiste en determinar la carga crítica de pandeo y con ella el coeficiente de amplificación, obteniéndose en pocos pasos la resolución del problema, sin embargo en muchos casos no es posible conocer con precisión el mencionado factor. Resulta importante destacar que adoptar un factor en base a supuestas condiciones de vínculos que no se representan en la realidad puede acarrear grandes errores que consumen los márgenes de seguridad de los reglamentos.

El procedimiento adoptado para resolver los momentos de segundo orden de la pila del viaducto consiste en obtener del software utilizado para modelar la estructura, la carga crítica de Euler mediante un análisis de pandeo. Conocida la carga se obtiene el factor de mayoración y se amplifican los momentos. Además es posible conocer el factor de longitud efectiva y así conocer la esbeltez de la pieza y verificar que los límites de esbeltez no sean superados por la columna.

8.3.1 - Análisis de Pandeo

La carga crítica de pandeo (P_c) se expresa como:

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kL_{eq})^2} \quad (38)$$

El reglamento especifica adoptar una rigidez flexional reducida de manera que aproxime razonablemente las variaciones en la misma debidas al agrietamiento, flujo plástico, y la no linealidad de la curva esfuerzo-deformación del concreto. La misma queda definida como:

$$EI = \frac{0.4EI_g}{1 + \beta_d} \quad (39)$$

donde β_d es la relación entre la máxima fuerza axial sostenida mayorada y la máxima fuerza axial mayorada asociada con la misma combinación de carga.

El reglamento además provee otra expresión más precisa en función de la armadura, pero debido a que no se ha verificado la misma no se utiliza para evitar posibles iteraciones.

El coeficiente tiene en cuenta aproximadamente los efectos de fluencia lenta que producen aumentos significativos de las deformaciones instantáneas.

El coeficiente β_d se calcula en columna y en pila a partir de la combinación C6 en donde la carga permanente se encuentra mayorada en un 20%. El β_d para la columna resulta de 0.63 y para el pilote de 0.61, ambos muy similares a los 0.60 que recomienda utilizar el reglamento de forma simplificada.

Resolviendo la *Ec. 39* se tiene que el valor de la rigidez flexional a utilizar para la pila resulta un 24,5 % de la rigidez flexional de la sección original de la pila y un 24,8 % de la rigidez flexional del pilote.

Para considerar la disminución de rigidez en el análisis de pandeo, se aplica un factor de reducción a los momentos de inercia de la columna y del pilote (en las dos direcciones), operando desde las propiedades de sección del modelo.

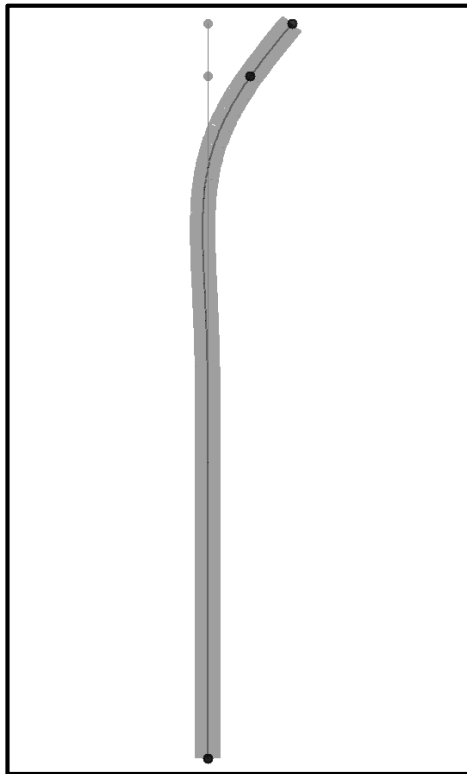


Figura 8.1 - Deformada por pandeo en dirección longitudinal

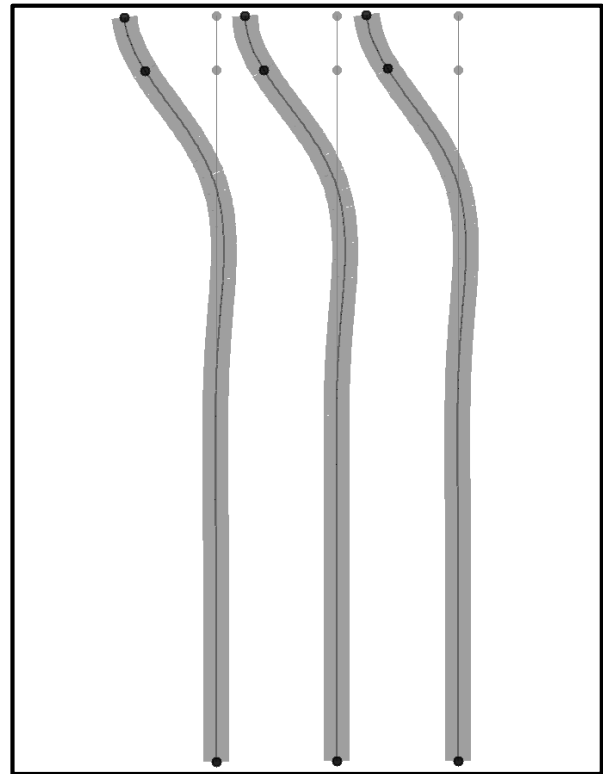


Figura 8.2 - Deformada por pandeo en dirección transversal

Al correr el modelo se tiene que la carga crítica de pandeo en la dirección longitudinal del puente es de **67,287.89 kN** mientras que la carga crítica de Euler en la dirección X es de **110,681.85 kN**. Se observa en la *Figura 8.1* y la *Figura 8.2* las deformadas de pandeo del análisis.

Se presentan los parámetros utilizados y el factor de longitud efectiva para cada dirección, continuando con la nomenclatura utilizada en la sección **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**

Se realiza un promedio ponderado para el coeficiente β_d ya que varía entre el pilote y la columna.

$D [m]$	1.50	$L_{emp} [m]$	4.50	$I [m^4]$	0.248
$L [m]$	3.12	$E_{pil} [MPa]$	25,742.96	$L_{eq} [m]$	7.62
$E_{col} [MPa]$	21,538.11	$E_{prom} [MPa]$	24,021.29	$\beta_{prom.}$	0.62
$\beta_{columna}$	0.63	β_{pil}	0.61	k_Y	1.93
$EI [kN m^2]$	1,472,579.38	$P_c [kN]$	67,289.89	k_X	1.50
$EI [kN m^2]$	1,472,579.38	$P_c [kN]$	110,681.85		

8.3.2 - Determinación de la esbeltez del pilote columna

Al conocer el factor de longitud efectiva se calcula la esbeltez del pilote columna:

$$\lambda = \frac{kL_{eq}}{r} \quad (40)$$

donde λ es la esbeltez y r el radio de giro de la sección. Al resolver la ecuación se llega a que la esbeltez de la pieza es de **36.2** en la dirección longitudinal y **31.0** en la dirección transversal. Ambos valores resultan menores a 100 que es el límite que impone el CIRSOC 201-05 para poder aplicar el método.

8.3.3 - Momento de Diseño

El CIRSOC 201-05 reglamenta el uso de la siguiente expresión para el cálculo del momento de diseño:

$$M_c = \delta_b M_b + \delta_s M_s \quad (41)$$

donde δ_b es el factor de amplificación de momentos de pórtico arriostrados lateralmente que refleja los efectos de la curvatura local entre los extremos de la columna, δ_s el factor de amplificación de pórticos no arriostrados lateralmente que refleja la deriva lateral producida por las cargas laterales, M_b el mayor momento mayorado en los extremos debido a las cargas que no producen apreciable desplazamiento lateral y M_s el mayor momento mayorado en los extremos debido a cargas que producen considerables desplazamientos laterales.

A su vez, los factores de amplificación se definen:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_U}{0.75 P_C}} \quad (42)$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_U}{\sum 0.75 P_C}} \quad (43)$$

donde C_m es un coeficiente que depende de la relación entre el máximo y mínimo momento, P_U es la máxima carga axial mayorada y P_C la carga crítica. Cuando existen cargas transversales en la columna, el valor de C_m es igual a la unidad.

La *Ec. 43* involucra a todas las columnas del pórtico. En el caso del viaducto que se encuentra analizando los coeficientes de amplificación resultan iguales por lo que la *Ec. 41* se rescribe:

$$M_c = \delta M \quad (44)$$

Los valores de las *Ecs. 42 y 44* obtenidos se presentan para la columna en la *Tabla 8.5* y para el pilote en la tabla *Tabla 8.6*.

Tabla 8.5 - Momentos de diseño de la columna

Combinación	$M_{y'}$ [kN/m]	$M_{x'}$ [kN/m]	δ_y	δ_x	M_{cy} [kN/m]	M_{cx} [kN/m]	M_c [kN/m]
C1	1,494.72	501.87	1.11	1.07	1,665.78	535.29	1,749.67
C2	2,328.57	671.36	1.16	1.09	2,699.40	732.54	2,797.03
C3	2,328.57	967.85	1.16	1.09	2,699.40	1,056.04	2,898.62
C4	1,987.54	2,171.56	1.13	1.08	2,247.76	2,335.97	3,241.78
C5	1,987.54	2,031.51	1.13	1.08	2,247.76	2,185.32	3,134.97

C6	1,843.25	983.72	1.16	1.09	2,144.87	1,075.68	2,399.49
C7	2,269.46	570.00	1.13	1.08	2,569.10	613.50	2,641.34
C8	2,269.46	755.31	1.13	1.08	2,569.10	812.95	2,694.66
C9	2,056.31	1,420.10	1.11	1.07	2,292.77	1,515.09	2,748.14
C10	2,056.31	1,507.62	1.11	1.07	2,292.77	1,608.47	2,800.71
C11	1,446.21	306.75	1.07	1.04	1,543.06	318.92	1,575.68

Tabla 8.6 - Momentos de diseño del pilote

Combinación	M_y' [kN/m]	M_x' [kN/m]	δy	δx	M_{cy} [kN/m]	M_{cx} [kN/m]	M_c [kN/m]
C1	2,544.33	1,923.54	1.12	1.07	2,850.37	2,057.86	3,515.59
C2	3,508.92	2,532.91	1.16	1.09	4,086.70	2,771.09	4,937.62
C3	3,508.92	3,043.88	1.16	1.09	4,086.70	3,330.11	5,271.69
C4	2,975.20	3,739.72	1.14	1.08	3,380.06	4,033.42	5,262.44
C5	2,975.20	3,443.23	1.14	1.08	3,380.06	3,713.65	5,021.56
C6	3,371.56	3,102.08	1.17	1.10	3,941.64	3,401.13	5,206.17
C7	3,105.33	2,161.34	1.14	1.08	3,531.35	2,332.40	4,232.09
C8	3,105.33	2,480.69	1.14	1.08	3,531.35	2,677.03	4,431.36
C9	2,771.76	2,730.29	1.12	1.07	3,104.35	2,920.51	4,262.21
C10	2,771.76	2,915.59	1.12	1.07	3,104.35	3,118.73	4,400.39
C11	1,773.00	1,178.36	1.07	1.04	1,897.82	1,227.44	2,260.17

Los coeficientes de amplificación son menores en la dirección X, la dirección transversal, puesto a que resulta menos desplazable que en la dirección Y. La diferencia entre ambos oscila entre un 2% y 5%. En ambas direcciones la relación entre la máxima carga mayorada y la carga crítica de pandeo es alta lo que genera un amplificación controlada y poco significativa en general. Se observa en consecuencia que la amplificación es menor para las combinaciones que no generan una máxima compresión.

8.4 - VERIFICACIÓN A FLEXIÓN COMPUESTA

Al analizar las solicitaciones del pilote se observa que se debe verificar la resistencia de flexión compuesta biaxial de las secciones. La verificación de estas acciones se realiza mediante los diagramas de interacción y al tener solicitaciones de flexión en dos ejes es necesario utilizar en cambio una superficie de interacción de la pieza. Considerando que existe una simetría en la sección bruta de hormigón y en la disposición del armado de la pieza, todos los diagramas de interacción respecto de un plano cualquiera resultan iguales, por lo que la verificación puede realizarse enfrentando con el diagrama de interacción al vector momento compuesto.

8.4.1 - Diagramas de Interacción

Los diagramas de interacción se obtienen del software CSI Sap2000 en el que se realiza el modelo. El software permite diseñar la sección y a partir de las propiedades de la pieza entrega la superficie de interacción. Además aplica los factores de resistencia de acuerdo al reglamento norteamericano ACI 318-05 "Building Code Requirements for Reinforced Concrete", reglamento guía del reglamento argentino CIRSOC 201-05.

Las curvas de interacción del pilote y de la columna se presentan en la *Tabla 8.7* y la *Tabla 8.8* respectivamente.

Tabla 8.7 - Diagrama de interacción de la pila

P_n [kN]	M_n [kNm]	P_d [kN]	M_d [kNm]	ϕ
-31,947.00	0.00	-22,363.00	0.00	0.70
-31,947.00	2,011.65	-22,363.00	1,408.16	0.70
-31,947.00	3,253.92	-22,363.00	2,277.75	0.70
-31,032.00	4,542.45	-21,722.00	3,179.72	0.70
-27,775.00	5,728.89	-19,442.00	4,010.22	0.70
-24,139.00	6,738.46	-16,898.00	4,716.92	0.70
-20,151.00	7,544.54	-14,106.00	5,281.18	0.70
-15,726.00	8,147.86	-11,008.00	5,703.50	0.70
-11,792.00	8,174.56	-8,934.00	6,193.43	0.76
-8,044.00	7,723.81	-6,743.00	6,475.28	0.84
-4,419.00	6,834.88	-3,977.00	6,151.39	0.90
-943.33	5,605.46	-848.99	5,044.91	0.90
2,530.56	3,996.86	2,277.51	3,597.17	0.90
6,045.80	1,949.96	5,441.22	1,754.96	0.90
8,980.28	0.00	8,082.26	0.00	0.90

Tabla 8.8 - Diagrama de Interacción de la columna

P_n [kN]	M_n [kNm]	P_d [kN]	M_d [kNm]	ϕ
-42,560.00	0.00	-29,792.00	0.00	0.70
-42,560.00	2,283.55	-29,792.00	1,598.49	0.70
-42,560.00	3,990.87	-29,792.00	2,793.61	0.70
-42,021.00	5,782.16	-29,415.00	4,047.51	0.70
-37,567.00	7,373.74	-26,297.00	5,161.62	0.70
-32,635.00	8,668.37	-22,845.00	6,067.86	0.70
-27,291.00	9,618.59	-19,104.00	6,733.01	0.70
-21,502.00	10,219.00	-15,052.00	7,153.35	0.70
-16,457.00	10,105.00	-12,468.00	7,656.20	0.76
-11,675.00	9,422.20	-9,788.00	7,899.13	0.84
-7,098.00	8,229.92	-6,389.00	7,406.93	0.90
-2,681.00	6,611.82	-2,413.00	5,950.64	0.90
1,580.33	4,600.87	1,422.30	4,140.78	0.90
5,708.68	2,183.42	5,137.82	1,965.08	0.90
8,980.28	0.00	8,082.26	0.00	0.90

donde el subíndice n significa resistencia nominal y el subíndice d, resistencia de diseño.

Las tablas presentan las resistencias nominales y de diseño de manera de dejar en evidencia que los factores de resistencia que utiliza el programa son los correctos.

Se emplean columnas zunchadas con espiral por lo que el coeficiente de minoración de resistencia vale 0.70 en la zona del diagrama donde la compresión es dominante. En la zona dominada por compresión el factor de resistencia tiene una variación lineal desde 0.70 hasta 0.90 cuando la compresión es nula y se convierte en una verificación a flexión.

8.4.2 - Verificación a Flexión Compuesta Biaxial de la Columna.

Se enfrentan las solicitaciones de diseño de la pila con el diagrama de interacción de la columna. Las solicitaciones de cada combinación pueden verse en la *Figura 8.3* y en la *Tabla 8.9*.

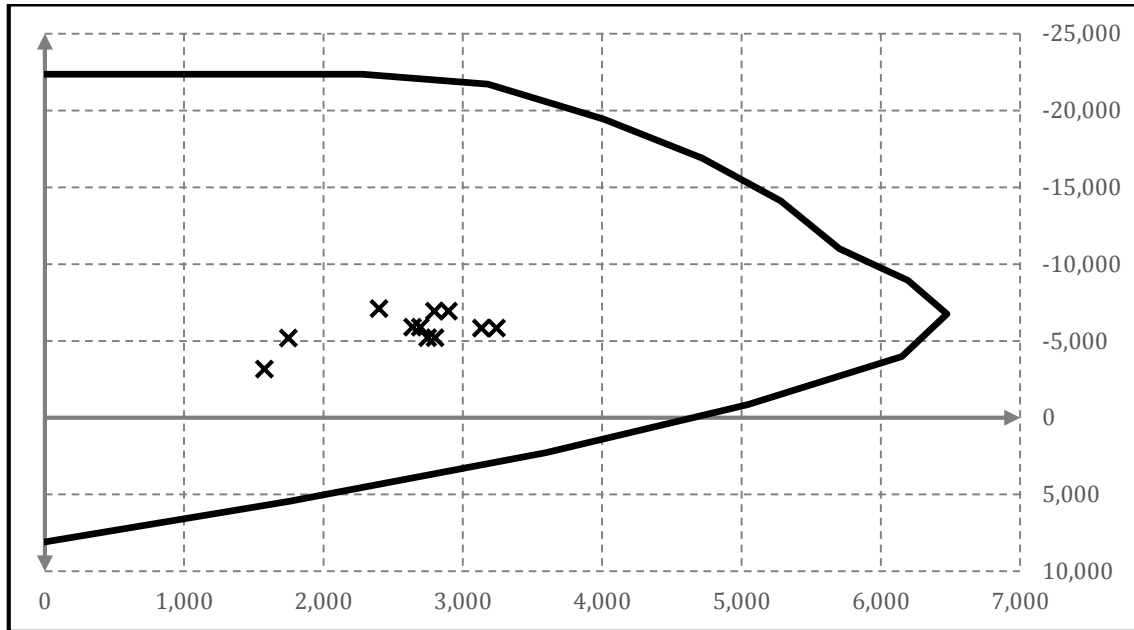


Figura 8.3 - Diagrama de interacción de la columna

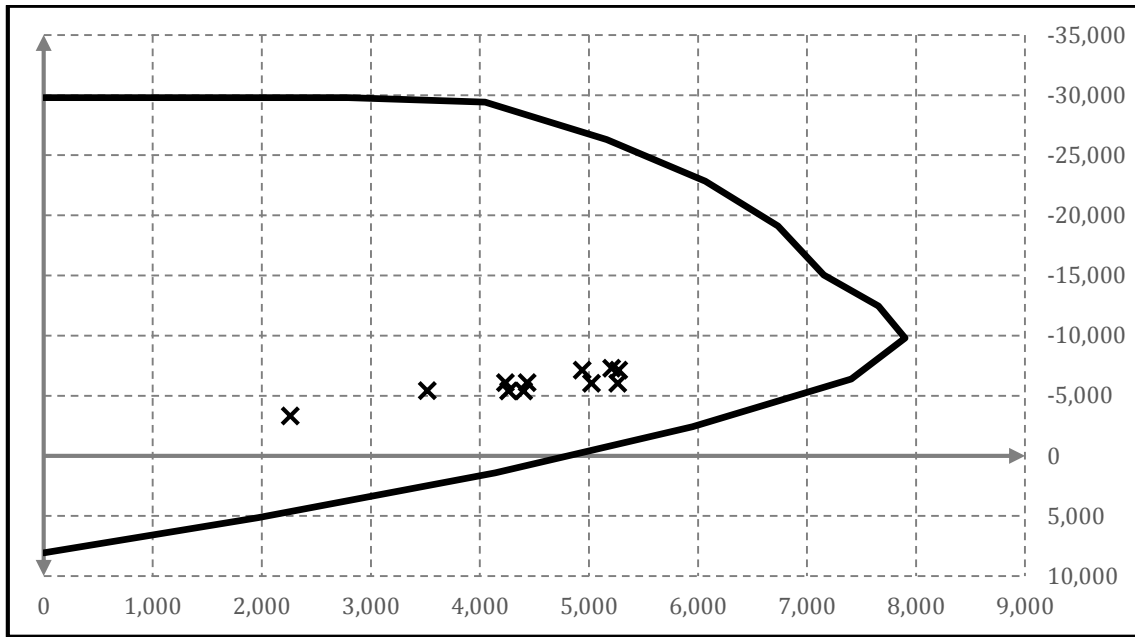
Tabla 8.9 - Solicitaciones últimas de la columna

Combinación	P_U [kN]	M_U [kNm]
C1	-5,181.39	1,721.43
C2	-6,931.78	2,734.55
C3	-6,931.78	2,816.14
C4	-5,841.56	3,211.93
C5	-5,841.56	3,103.66
C6	-7,095.73	2,324.71
C7	-5,885.10	2,591.23
C8	-5,885.10	2,634.19
C9	-5,203.71	2,714.87
C10	-5,203.71	2,768.27
C11	-3,166.95	1,559.73

Se ve que todas las combinaciones se encuentran contenidas por el diagrama de interacción por lo que la sección verifica a flexión compuesta biaxial.

8.4.3 - Verificación a Flexión Compuesta Biaxial del Pilote.

Se opera de igual manera que en la columna detallándose los resultados en la *Tabla 8.10* y en la *Figura 8.4*.


Figura 8.4 - Diagrama de interacción del pilote
Tabla 8.10 - Solicitaciones últimas del pilote

<i>Combinación</i>	P_u [kN]	M_u [kNm]
C1	-5,417.37	3,473.14
C2	-7,134.05	4,854.45
C3	-7,134.05	5,099.60
C4	-6,043.83	5,090.41
C5	-6,043.83	4,896.42
C6	-7,298.00	5,033.19
C7	-6,087.37	4,171.16
C8	-6,087.37	4,317.58
C9	-5,405.98	4,175.91
C10	-5,405.98	4,287.34
C11	-3,318.65	2,242.63

Se observa que también el pilote verifica con una armadura longitudinal de 27.d_b32.

Relacionando ambos diagramas se observa que las solicitaciones del pilote exigen más a la sección. En ella son predominantes los esfuerzos de flexión frente a los de compresión ya que en los pilotes la excentricidad constructiva adquiere un valor alto por los 40 metros de longitud.

8.5 - VERIFICACIÓN A CORTE

La expresión genérica de resistencia nominal al corte que da el CIRSOC 201-2005 se obtiene como la colaboración del hormigón y el acero:

$$V_U \leq \phi V_n = \phi(V_c + V_s) \quad (45)$$

donde V_u es el esfuerzo de corte último, V_n la resistencia al corte nominal de la sección, V_c la resistencia al corte aportada por el hormigón, V_s la resistencia de las armaduras y ϕ el factor de resistencia igual a 0.75.

La resistencia al corte aportada por el hormigón resulta:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} 0.8D^2 \quad (46)$$

El reglamento permite computar el área de la sección circular de manera simplificada. Cuando existen esfuerzos de compresión la resistencia al corte se ve incrementada por ésta acción, sin embargo, se realiza un primera verificación sin la contribución.

Resolviendo la *Ec. 45* se tiene una resistencia al corte nominal del hormigón en el pilote de **1,643.14 kN**, por lo que la resistencia al corte de diseño es de **1,232.37 kN**.

En la columna, al utilizarse H-21 en lugar de H-30 la resistencia al corte nominal por el aporte del hormigón es de **1,374.77 kN** y la resistencia al corte de diseño es de **1,031.08 kN**.

Si se observa la *Tabla 8.1* o la *Tabla 8.3*, las solicitaciones últimas al corte no superan los **250 kN** por lo que se cumple el requisito del reglamento CIRSOC 201-05, que si la resistencia a la compresión de diseño aportada por el hormigón resulta mayor a dos veces el valor del esfuerzo de corte último, no es necesario la colocación de armadura lateral para aportar resistencia. Por otro lado tampoco resulta necesario realizar el análisis de cuanto se incrementa la resistencia al corte por la compresión de las piezas.

8.6 - ARMADURA ADOPTADA

Se ha visto en lo anterior que las solicitaciones que soporta la sección permiten la utilización de armadura mínima tanto longitudinal como transversalmente. Por lo tanto se adopta:

- La armadura longitudinal adoptada para la columna y el pilote se compone de 27.d_b32.
- La armadura transversal en forma de espiral continua está formada por d_b10 c/0.08 m.

CAPITULO 9 - CONCLUSIONES

A lo largo de las tareas realizadas en la práctica supervisada se ha logrado desarrollar las actividades propuestas y se ha conseguido elaborar para cada una de ellas las siguientes conclusiones.

Respecto a la determinación de las acciones que solicitan a la estructura, se observa que las cargas predominantes del proyecto son las gravitatorias, tanto las provenientes del peso propio del viaducto como las de sobrecarga de uso. Las cargas horizontales actuantes en el proyecto son bajas en comparación a las gravitatorias y debido a que el viaducto tiene columnas de poca altura, estas cargas generan esfuerzos flexionales controlados. Los mayores esfuerzos de flexión, en ambas direcciones, son originados por las cargas permanentes y por las sobrecargas de uso. Se destaca que en la dirección longitudinal sólo se posee una fila de pilotes, por ende, la flexión originada por la asimetría de las sobrecargas y por la fuerza de frenado, no puede ser equilibrada mediante una cupla axial. Esto hace que al tener un único mecanismo resistente se originen altos momentos flectores para las solicitaciones demandantes.

Al encontrarse el viaducto en una zona con baja peligrosidad sísmica y al tratarse de pilotes columnas, el análisis para determinar las combinaciones de cargas a emplear concluye en la consideración de un número reducido de combinaciones.

El estudio de las planillas de sondeos realizado con el objeto de construir el perfil geológico, ha requerido interpretar las características físicas y procesar la información que provee cada una de ellas. El perfil resultante evidencia que el suelo de la zona presenta una variación tanto en profundidad como a lo largo del puente, lo que implica la necesidad de una evaluación detallada y prudente de los parámetros geotécnicos a utilizar.

Por otro lado, las propiedades físicas de los suelos encontrados no permiten una clasificación absoluta de los mismos entre cohesivos y no cohesivos, lo que lleva a considerar dos situaciones de cálculos y a resultados conservadores.

Determinar la capacidad de carga del suelo ha resultado la actividad más complicada de la experiencia, en gran parte debido a que la metodología de cálculo a emplear no se encuentra establecida por ningún reglamento argentino y por ende, se debe recurrir a especificaciones internacionales si se desea contar con el aval de una entidad competente.

La ausencia de un reglamento que determine la metodología de cálculo para la capacidad de carga del suelo, tiene asociada una variedad importante de criterios y, en consecuencia, de resultados para un mismo suelo. En particular, se han revisado tres estudios de suelos, de obras emplazadas cercanas a la del viaducto La Noria y en los tres informes se han empleado expresiones y/o hipótesis que arrojan

resultados mayores a los del presente informe. Un primer estudio, se basa en la rigidez conocida de la formación pampeana, y correlaciona su resistencia al corte como diez veces el número de golpes del SPT, correlación que duplica la *Ec. 8* de Stroud (1975) aquí utilizada. Otro estudio indica que las fisuras que presenta la formación pampeana, permiten considerar a la misma con un comportamiento drenado y se determina la capacidad de carga a través de las ecuaciones teóricas de Brinch - Hansen. Un tercer estudio también emplea también las ecuaciones de Brinch - Hansen, sin embargo, considera a la condición crítica de la formación pampeana como la no drenada.

No se pretende describir a los procedimientos de cálculos efectuados con el propósito de calificar a alguno u otro como erróneo, ni para opinar cuál hipótesis resulta más acertada, sino que la mención de los mismos busca evidenciar la diversidad de resultados posibles para un mismo suelo y para una capacidad de carga que en definitiva es la misma o muy similar. Ésta incertidumbre acerca de qué comportamiento y que formulaciones emplear, fundamenta la decisión de adoptar un reglamento en el cuál apoyarse.

Al elegir cualquier reglamento internacional, es posible determinar una resistencia nominal que cuenta con la garantía de una entidad competente, sin embargo, se entra en un nuevo conflicto vinculado con la resistencia de diseño. Esto se debe a que estas normas emplean el diseño por factores de cargas y de resistencia, y por ende, no resulta acertado enfrentar el análisis de carga dictado por la Dirección Nacional de Vialidad (redactado hace más de medio siglo) con las resistencias de diseño de otros reglamentos.

Respecto a la representación de la estructura por medio de un modelo numérico de elementos finitos, se considera que se ha podido representar el comportamiento de la infraestructura de la pila y que los resultados del mismo son confiables, obteniéndose los diagramas de esfuerzos y las magnitudes esperadas.

La parte final de la verificación, correspondiente al dimensionado de la armadura de las piezas estructurales, no presentó inconvenientes debido a la importante sección de hormigón de los pilotes columna. Tanto la verificación a flexión compuesta como la verificación al corte se alcanzan mediante la utilización de armaduras mínimas. De hecho, la disposición de armadura transversal no está relacionada a la verificación al corte sino a las funciones que cumplen en una columna.

Por último, se desea destacar que mediante la práctica supervisada se ha logrado satisfacer objetivos independientes al proyecto del viaducto. Durante el desarrollo de las actividades, se ha podido conocer la organización laboral de una empresa de ingeniería, se ha interactuado con profesionales del rubro y se han aplicado y extendido los conocimientos adquiridos durante la carrera, lo que lleva a cumplir con el objetivo principal de facilitar la inserción del alumno en el medio laboral.

BIBLIOGRAFÍA

- American Association of State Highway and Transportation Officials, (2005). *Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, Quinta Edición.*
- American Association of State Highway and Transportation Officials, (2012). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Sixth Edition.*
- American Concrete Institute, (2005). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05).*
- AOSA S.A., (2014). *Informe Geotécnico N° 3580 / 2014 - B.*
- CIRSOC, (2005). *Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón.*
- CIRSOC, (2005). *Ejemplos de Aplicación del Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón.*
- Computers and Structures, Inc., (2013). *CSI Analysis Reference Manual.*
- Dirección Nacional de Vialidad, (1952). *Bases para el Cálculo de Puentes de Hormigón Armado.*
- INDIGO S.A., (2014). *Memoria de Ingeniería de Fundaciones, Etapa 1: Viaducto Acceso a Camino Negro.*
- INDIGO S.A., (2014). *Memoria de Cálculo de Vigas Longitudinales 29.50m, Etapa 1: Viaducto Acceso a Camino Negro.*
- Kulhawy, F., Mayne, P., (1990). *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design. EL-6800. Final Report.* Cornell University.
- Larsson, C., (2010). *Apuntes del Curso de Hormigón Armado y Pretensado Segunda Edición.* Universidad Nacional de Córdoba.
- Liang, R., Shatnawi, E., Nusairat, J., (2007). *Hyperbolic P-Y Criterion for Cohesive Soils.* Jordan Journal of Civil Engineering, Volume 1, No. 1, 2007.
- Pender, M., Pranjoto, S., (2003). *Gapping effects on the lateral stiffness of piles in cohesive soil.* 7th Pacific Conference on Earthquake Engineering, Christchurch, 13-15 February 2003. Paper No. 096.
- Sabatini, P., Bachus, R., Mayne, P., Schneider, J., Zettler T., (2002). *Geotechnical Engineering Circular No. 5 Evaluation Of Soil And Rock Properties.*
- Worku, A., (2007). *The Use of Springs in Static Analysis of structures to account for short and long term subgrade deformations.* Journal of EEA, Vol 24, December 2007.
- Zia, P., Preston, K., Scott, N., Workman, E., (1979). *Estimating Prestress Losses.* Concrete International.

ANEXOS

- Anexo A - Memoria de cálculo del análisis de carga de cada tramo.
- Anexo B - Memoria de cálculo del análisis de carga de cada grupo de pila
- Anexo C - Perfil Geológico
- Anexo D - Memoria de cálculo de la capacidad geotécnica de cada grupo de pila.

MEMORIA DE CÁLCULO

ANÁLISIS DE CARGA - TRAMOS VIADUCTO LA NORIA ETAPA ACCESO A CAMINO NEGRO

Tramos	1-7	Longitud de Tramo	31.00
Ancho de Tablero (m)	23.00	Ancho de Calzada (m)	7.30
Banquina Exterior (m)	2.50	Banquina Interior (m)	1.00
Longitud de Viga (m)	29.50		

1 - CARGAS VERTICALES

1.1 - Cargas Permanentes

1.1.1 - Cargas Permanentes Distribuidas

Elemento	Peso Específico [kN/m ³]	Volumen [m ³]	Cantidad de Elementos	Peso [kN]	Peso / Unidad de longitud [kN/m]
Vigas Longitudinales	25.00	11.80	10.00	2,950.93	95.19
Vigas Transversales	24.00	5.98	1.00	143.52	4.63
Tablero	24.00	142.60	1.00	3,422.40	110.40
Carpeta de Rodamiento	24.00	16.74	2.00	803.52	25.92
Jersey Lateral	24.00	7.21	2.00	346.08	11.16
Jersey Central	24.00	9.26	1.00	222.24	7.17
Total				7,888.69	254.47

1.1.2 - Cargas Permanentes Concentradas

Elemento	Peso Específico [kN/m ³]	Volumen [m ³]	Cantidad de Elementos	Peso [kN]
Vigas Longitudinales Macizado	25.00	0.58	10.00	145.00
Vigas Transversales	24.00	5.98	1.00	143.52
Total				288.52

1.2 - Sobrecarga Accidental

1.2.1 - Multitud Compacta

Multitud Compacta (kN/m ²)	5.59	Número de Calzadas	2.00
Multitud Compacta / Unidad de Longitud (kN/m)	120.80	Zona de Calzadas (m)	10.80

1.2.2 - Aplanadora

Ancho de Calzada (m)	7.30	Número de Calzadas	2.00
Número de Fajas	4.00	Coefficiente de Reducción	0.90

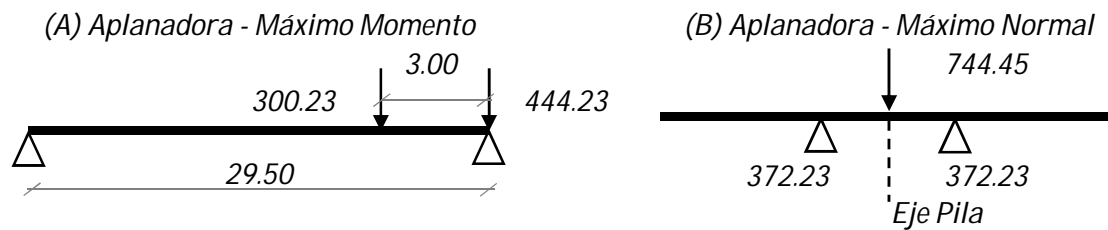
Rodillos	Categoría	Peso / Faja [kN]	Número de Fajas	Coefficiente de Reducción	Peso [kN]
Rodillo Delantero	A-30	130.00	4.00	0.90	468.00
Rodillos Trasero		170.00			612.00
Total					1,080.00

Carga concentrada equivalente por multitud compacta

Multitud Compacta (kN/m ²)	5.59	Número de Fajas	4.00
Carga Concentrada Equivalente (kN)	335.55	Área Aplanadora (m ²)	15.00

Carga concentrada con reducción por multitud compacta

Rodillos	Peso [kN]	Carga Multitud Compacta [kN]	Peso [kN]	Carga en el Apoyo (A) [kN]
Rodillo Delantero	468.00	-167.77	300.23	269.69
Rodillos Trasero	612.00	-167.77	444.23	444.23
Total			744.45	713.92


2 - CARGAS HORIZONTALES
2.1 - Fuerza de Frenado

Elemento	Factor de Reducción	Carga / Unidad de longitud [kN/m]	Carga Por Tramo [kN]	Carga Por Apoyo [kN]
Multitud Compacta	0.04	4.83	149.79	74.89
Aplanadora	0.15		162.00	81.00

2.2 - Fuerza de Viento

Hipótesis de Carga	Multitud Compacta [kN/m ²]	Proyección Vertical [m]	Peso / Unidad de longitud [kN/m]
Puente Descargado	2.50	2.55	6.38
Puente Cargado	1.50	3.75	5.63

2.3 - Fuerza Centrífuga

Peso Aplanadora (kN)	300.00	Número de Calzadas	4.00
Velocidad de Diseño (km/h)	70.00	Coefficiente de Reducción	0.90
Fuerza Centrífuga (kN)	0.00	Radio de Curvatura (m)	--
Fuerza Centrífuga por Apoyo (kN)	0.00		

2.4 - Fuerza por Fenómenos Reológicos y Variaciones de Temperatura
2.4.1 - Desplazamiento por variaciones de temperatura

Coefficiente de dilatación térmica	1.00E-05	Variación Térmica (°C)	20.00
Desplazamiento $\delta_{\Delta T}$ (mm)	2.950	Deformación esp. $\epsilon_{\Delta T}$	2.00E-04

2.4.2 - Desplazamiento por contracción del hormigón

Sección Transversal (cm ²)	4,001.25	Perímetro (cm)	448.48
Espesor Ficticio V/S (cm)	8.92	Humedad media RH	75%
Desplazamiento δ_c (mm)	2.38	Deformación esp. ϵ_c	1.61E-04

2.4.3 - Desplazamiento por fluencia lenta del hormigón

Tensión por pretensado f_{cpi} (MPa)	20.61	T peso propio f_g (Mpa)	4.50
Tensión neta pretensado f_{cir} (Mpa)	14.05	T cargas perm f_{cds} (Mpa)	7.90
Modulo de Elasticidad L. (Mpa)	39,000.00	Deformación esp. ϵ_F	3.15E-04
Desplazamiento δ_F (mm)	4.65		

2.4.4 - Fuerza Horizontal por Grupo de Apoyos

Modulo de Elasticidad T. (kPa)	800.00	Espesor del apoyo (cm)	5.00
Desplazamiento total (mm)	9.98	Área del apoyo (cm ²)	875.00
Fuerza Horizontal (kN)	139.68	Número de Vigas	10.00

3 - RESUMEN CARGAS VERTICALES POR APOYO

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Carga Perm. Distribuida	254.47	7,888.69	3,944.34
Carga Perm. Concentrada		577.04	288.52
Multitud Compacta	120.80	3,744.74	1,872.37
Aplanadora (A)		744.45	713.92
Aplanadora (B)			372.23

4 - RESUMEN CARGAS HORIZONTALES POR APOYO

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Fuerza de Frenado Aplanadora		162.00	81.00
Fuerza de Frenado Mult. Compacta	4.83	149.79	74.89
Viento - Puente Cargado	5.63	174.38	87.19
Viento - Puente Descargado	6.38	197.63	98.81
Fuerza Centrífuga		0.00	0.00
Fuerza por Fen. Reológicos y Temp		139.68	139.68

MEMORIA DE CÁLCULO

ANÁLISIS DE CARGA - TRAMOS VIADUCTO LA NORIA ETAPA ACCESO A CAMINO NEGRO

Tramo	8	Longitud de Tramo	31.02
Ancho de Tablero (m)	23.00	Ancho de Calzada (m)	7.30
Banquina Exterior (m)	2.50	Banquina Interior (m)	1.00
Longitud de Viga (m)	29.50		

1 - CARGAS VERTICALES

1.1 - Cargas Permanentes

1.1.1 - Cargas Permanentes Distribuidas

Elemento	Peso Específico [kN/m ³]	Volumen [m ³]	Cantidad de Elementos	Peso [kN]	Peso / Unidad de longitud [kN/m]
Vigas Longitudinales	25.00	11.80	10.00	2,950.93	95.13
Vigas Transversales	24.00	5.98	1.00	143.52	4.63
Tablero	24.00	142.69	1.00	3,424.61	110.40
Carpeta de Rodamiento	24.00	16.75	2.00	804.04	25.92
Jersey Lateral	24.00	7.21	2.00	346.08	11.16
Jersey Central	24.00	9.26	1.00	222.24	7.16
Total				7,891.41	254.40

1.1.2 - Cargas Permanentes Concentradas

Elemento	Peso Específico [kN/m ³]	Volumen [m ³]	Cantidad de Elementos	Peso [kN]
Vigas Longitudinales Macizado	25.00	0.58	10.00	145.00
Vigas Transversales	24.00	5.98	1.00	143.52
Total				288.52

1.2 - Sobrecarga Accidental

1.2.1 - Multitud Compacta

Multitud Compacta (kN/m ²)	5.59	Número de Calzadas	2.00
Multitud Compacta / Unidad de Longitud (kN/m)	120.79	Zona de Calzadas (m)	10.80

1.2.2 - Aplanadora

Ancho de Calzada (m)	7.30	Número de Calzadas	2.00
Número de Fajas	4.00	Coefficiente de Reducción	0.90

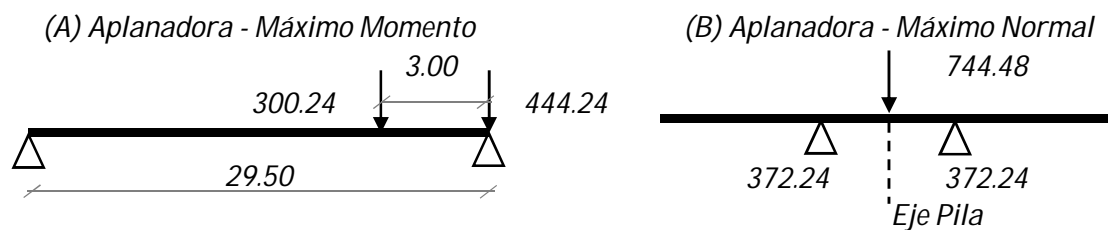
Rodillos	Categoría	Peso / Faja [kN]	Número de Fajas	Coefficiente de Reducción	Peso [kN]
Rodillo Delantero	A-30	130.00	4.00	0.90	468.00
Rodillos Trasero		170.00			612.00
Total					1,080.00

Carga concentrada equivalente por multitud compacta

Multitud Compacta (kN/m ²)	5.59	Número de Fajas	4.00
Carga Concentrada Equivalente (kN)	335.52	Área Aplanadora (m ²)	15.00

Carga concentrada con reducción por multitud compacta

Rodillos	Peso [kN]	Carga Multitud Compacta [kN]	Peso [kN]	Carga en el Apoyo (A) [kN]
Rodillo Delantero	468.00	-167.76	300.24	269.71
Rodillos Trasero	612.00	-167.76	444.24	444.24
Total			744.48	713.95


2 - CARGAS HORIZONTALES
2.1 - Fuerza de Frenado

Elemento	Factor de Reducción	Carga / Unidad de longitud [kN/m]	Carga Por Tramo [kN]	Carga Por Apoyo [kN]
Multitud Compacta	0.04	4.83	149.87	74.94
Aplanadora	0.15		162.00	81.00

2.2 - Fuerza de Viento

Hipótesis de Carga	Multitud Compacta [kN/m ²]	Proyección Vertical [m]	Peso / Unidad de longitud [kN/m]
Puente Descargado	2.50	2.55	6.38
Puente Cargado	1.50	3.75	5.63

2.3 - Fuerza Centrífuga

Peso Aplanadora (kN)	300.00	Número de Calzadas	4.00
Velocidad de Diseño (km/h)	70.00	Coefficiente de Reducción	0.90
Fuerza Centrífuga (kN)	0.00	Radio de Curvatura (m)	--
Fuerza Centrífuga por Apoyo (kN)	0.00		

2.4 - Fuerza por Fenómenos Reológicos y Variaciones de Temperatura
2.4.1 - Desplazamiento por variaciones de temperatura

Coefficiente de dilatación térmica	1.00E-05	Variación Térmica (°C)	20.00
Desplazamiento $\delta_{\Delta T}$ (mm)	2.950	Deformación esp. $\epsilon_{\Delta T}$	2.00E-04

2.4.2 - Desplazamiento por contracción del hormigón

Sección Transversal (cm ²)	4,001.25	Perímetro (cm)	448.48
Espesor Ficticio V/S (cm)	8.92	Humedad media RH	75%
Desplazamiento δ_c (mm)	2.38	Deformación esp. ϵ_c	1.61E-04

2.4.3 - Desplazamiento por fluencia lenta del hormigón

Tensión por pretensado f_{cpi} (MPa)	20.61	T peso propio f_g (Mpa)	4.50
Tensión neta pretensado f_{cir} (Mpa)	14.05	T cargas perm f_{cds} (Mpa)	7.90
Modulo de Elasticidad L. (Mpa)	39,000.00	Deformación esp. ϵ_F	3.15E-04
Desplazamiento δ_F (mm)	4.65		

2.4.4 - Fuerza Horizontal por Grupo de Apoyos

Modulo de Elasticidad T. (kPa)	800.00	Espesor del apoyo (cm)	5.00
Desplazamiento total (mm)	9.98	Área del apoyo (cm ²)	875.00
Fuerza Horizontal (kN)	139.68	Número de Vigas	10.00

3 - RESUMEN CARGAS VERTICALES POR APOYO

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Carga Perm. Distribuida	254.40	7,891.41	3,945.71
Carga Perm. Concentrada		577.04	288.52
Multitud Compacta	120.79	3,746.77	1,873.39
Aplanadora (A)		744.48	713.95
Aplanadora (B)			372.24

4 - RESUMEN CARGAS HORIZONTALES POR APOYO

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Fuerza de Frenado Aplanadora		162.00	81.00
Fuerza de Frenado Mult. Compacta	4.83	149.87	74.94
Viento - Puente Cargado	5.63	174.49	87.24
Viento - Puente Descargado	6.38	197.75	98.88
Fuerza Centrífuga		0.00	0.00
Fuerza por Fen. Reológicos y Temp		139.68	139.68

MEMORIA DE CÁLCULO

ANÁLISIS DE CARGA - TRAMOS VIADUCTO LA NORIA ETAPA ACCESO A CAMINO NEGRO

Tramo	9	<i>Longitud de Tramo</i>	31.02
<i>Ancho de Tablero (m)</i>	23.00	<i>Ancho de Calzada (m)</i>	7.30
<i>Banquina Exterior (m)</i>	2.50	<i>Banquina Interior (m)</i>	1.00
<i>Longitud de Viga (m)</i>	29.50		

1 - CARGAS VERTICALES

1.1 - Cargas Permanentes

1.1.1 - Cargas Permanentes Distribuidas

Elemento	Peso Específico [KN/m ³]	Volumen [m ³]	Cantidad de Elementos	Peso [KN]	Peso / Unidad de longitud [KN/m]
<i>Vigas Longitudinales</i>	25.00	11.80	10.00	2,950.93	95.13
<i>Vigas Transversales</i>	24.00	5.98	1.00	143.52	4.63
<i>Tablero</i>	24.00	142.69	1.00	3,424.61	110.40
<i>Carpeta de Rodamiento</i>	24.00	16.75	2.00	804.04	25.92
<i>Jersey Lateral</i>	24.00	7.21	2.00	346.08	11.16
<i>Jersey Central</i>	24.00	9.26	1.00	222.24	7.16
Total				7,891.41	254.40

1.1.2 - Cargas Permanentes Concentradas

Elemento	Peso Específico [KN/m ³]	Volumen [m ³]	Cantidad de Elementos	Peso [KN]
<i>Vigas Longitudinales Macizado</i>	25.00	0.58	10.00	145.00
<i>Vigas Transversales</i>	24.00	5.98	1.00	143.52
Total				288.52

1.2 - Sobrecarga Accidental

1.2.1 - Multitud Compacta

<i>Multitud Compacta (KN/m²)</i>	5.59	<i>Número de Calzadas</i>	2.00
<i>Multitud Compacta / Unidad de Longitud (KN/m)</i>	120.79	<i>Zona de Calzadas (m)</i>	10.80

1.2.2 - Aplanadora

<i>Ancho de Calzada (m)</i>	7.30	<i>Número de Calzadas</i>	2.00
<i>Número de Fajas</i>	4.00	<i>Coefficiente de Reducción</i>	0.90

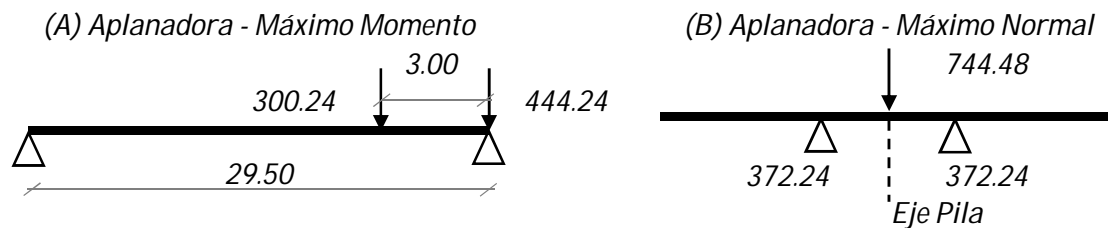
Rodillos	Categoría	Peso / Faja [KN]	Número de Fajas	Coefficiente de Reducción	Peso [KN]
<i>Rodillo Delantero</i>	A-30	130.00	4.00	0.90	468.00
<i>Rodillos Trasero</i>		170.00			612.00
Total					1,080.00

Carga concentrada equivalente por multitud compacta

Multitud Compacta (KN/m ²)	5.59	Número de Fajas	4.00
Carga Concentrada Equivalente (KN)	335.52	Área Aplanadora (m ²)	15.00

Carga concentrada con reducción por multitud compacta

Rodillos	Peso [KN]	Carga Multitud Compacta [KN]	Peso [KN]	Carga en el Apoyo (A) [KN]
Rodillo Delantero	468.00	-167.76	300.24	269.71
Rodillos Trasero	612.00	-167.76	444.24	444.24
Total			744.48	713.95


2 - CARGAS HORIZONTALES
2.1 - Fuerza de Frenado

Elemento	Factor de Reducción	Carga / Unidad de longitud [KN/m]	Carga Por Tramo [KN]	Carga Por Apoyo [KN]
Multitud Compacta	0.04	4.83	149.87	74.94
Aplanadora	0.15		162.00	81.00

2.2 - Fuerza de Viento

Hipótesis de Carga	Multitud Compacta [KN/m ²]	Proyección Vertical [m]	Peso / Unidad de longitud [KN/m]
Puente Descargado	2.50	2.55	6.38
Puente Cargado	1.50	3.75	5.63

2.3 - Fuerza Centrífuga

Peso Aplanadora (KN)	300.00	Número de Calzadas	4.00
Velocidad de Diseño (km/h)	70.00	Coefficiente de Reducción	0.90
Fuerza Centrífuga (KN)	138.79	Radio de Curvatura (m)	400.00
Fuerza Centrífuga por Apoyo (KN)	69.39		

2.4 - Fuerza por Fenómenos Reológicos y Variaciones de Temperatura
2.4.1 - Desplazamiento por variaciones de temperatura

Coefficiente de dilatación térmica	1.00E-05	Variación Térmica (°C)	20.00
Desplazamiento $\delta_{\Delta T}$ (mm)	2.950	Deformación esp. $\epsilon_{\Delta T}$	2.00E-04

2.4.2 - Desplazamiento por contracción del hormigón

Sección Transversal (cm ²)	4,001.25	Perímetro (cm)	448.48
Espesor Ficticio V/S (cm)	8.92	Humedad media RH	75%
Desplazamiento δ_c (mm)	2.38	Deformación esp. ϵ_c	1.61E-04

2.4.3 - Desplazamiento por fluencia lenta del hormigón

Tensión por pretensado f_{cpi} (MPa)	20.61	T peso propio f_g (Mpa)	4.50
Tensión neta pretensado f_{cir} (Mpa)	14.05	T cargas perm f_{cfs} (Mpa)	7.90
Modulo de Elasticidad L. (Mpa)	39,000.00	Deformación esp. ϵ_f	3.15E-04
Desplazamiento δ_f (mm)	4.65		

2.4.4 - Fuerza Horizontal por Grupo de Apoyos

Modulo de Elasticidad T. (kPa)	800.00	Espesor del apoyo (cm)	5.00
Desplazamiento total (mm)	9.98	Área del apoyo (cm ²)	875.00
Fuerza Horizontal (KN)	139.68	Número de Vigas	10.00

3 - RESUMEN CARGAS VERTICALES POR APOYO

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [KN/m]	Carga / Tramo [KN]	Carga en el Apoyo [KN]
Carga Perm. Distribuida	254.40	7,891.41	3,945.71
Carga Perm. Concentrada		577.04	288.52
Multitud Compacta	120.79	3,746.77	1,873.39
Aplanadora (A)		744.48	713.95
Aplanadora (B)			372.24

4 - RESUMEN CARGAS HORIZONTALES POR APOYO

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [KN/m]	Carga / Tramo [KN]	Carga en el Apoyo [KN]
Fuerza de Frenado Aplanadora		162.00	81.00
Fuerza de Frenado Mult. Compacta	4.83	149.87	74.94
Viento - Puente Cargado	5.63	174.49	87.24
Viento - Puente Descargado	6.38	197.75	98.88
Fuerza Centrífuga		138.79	69.39
Fuerza por Fen. Reológicos y Temp		139.68	139.68

MEMORIA DE CÁLCULO

ANÁLISIS DE CARGA - TRAMOS VIADUCTO LA NORIA ETAPA ACCESO A CAMINO NEGRO

Tramo	10	<i>Longitud de Tramo</i>	31.02
<i>Ancho de Tablero (m)</i>	23.00	<i>Ancho de Calzada (m)</i>	7.30
<i>Banquina Exterior (m)</i>	2.50	<i>Banquina Interior (m)</i>	1.00
<i>Longitud de Viga (m)</i>	29.50		

1 - CARGAS VERTICALES

1.1 - Cargas Permanentes

1.1.1 - Cargas Permanentes Distribuidas

Elemento	Peso Específico [kN/m ³]	Volumen [m ³]	Cantidad de Elementos	Peso [kN]	Peso / Unidad de longitud [kN/m]
<i>Vigas Longitudinales</i>	25.00	11.80	10.00	2,950.93	95.13
<i>Vigas Transversales</i>	24.00	5.98	1.00	143.52	4.63
<i>Tablero</i>	24.00	142.69	1.00	3,424.61	110.40
<i>Carpeta de Rodamiento</i>	24.00	16.75	2.00	804.04	25.92
<i>Jersey Lateral</i>	24.00	7.21	2.00	346.08	11.16
<i>Jersey Central</i>	24.00	9.26	1.00	222.24	7.16
Total				7,891.41	254.40

1.1.2 - Cargas Permanentes Concentradas

Elemento	Peso Específico [kN/m ³]	Volumen [m ³]	Cantidad de Elementos	Peso [kN]
<i>Vigas Longitudinales Macizado</i>	25.00	0.58	10.00	145.00
<i>Vigas Transversales</i>	24.00	5.98	1.00	143.52
Total				288.52

1.2 - Sobrecarga Accidental

1.2.1 - Multitud Compacta

<i>Multitud Compacta (kN/m²)</i>	5.59	<i>Número de Calzadas</i>	2.00
<i>Multitud Compacta / Unidad de Longitud (kN/m)</i>	120.79	<i>Zona de Calzadas (m)</i>	10.80

1.2.2 - Aplanadora

<i>Ancho de Calzada (m)</i>	7.30	<i>Número de Calzadas</i>	2.00
<i>Número de Fajas</i>	4.00	<i>Coefficiente de Reducción</i>	0.90

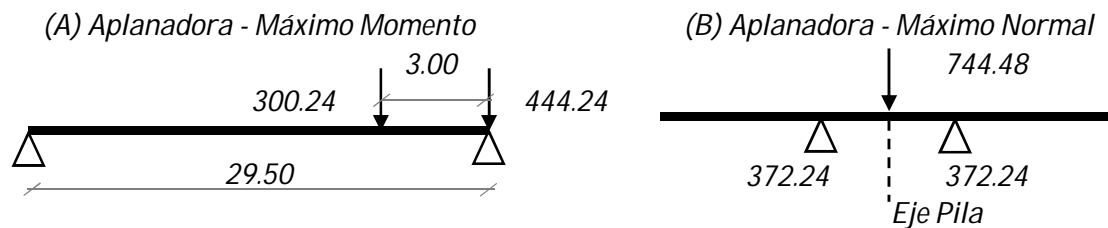
Rodillos	Categoría	Peso / Faja [kN]	Número de Fajas	Coefficiente de Reducción	Peso [kN]
<i>Rodillo Delantero</i>	A-30	130.00	4.00	0.90	468.00
<i>Rodillos Trasero</i>		170.00			612.00
Total					1,080.00

Carga concentrada equivalente por multitud compacta

Multitud Compacta (kN/m ²)	5.59	Número de Fajas	4.00
Carga Concentrada Equivalente (kN)	335.52	Área Aplanadora (m ²)	15.00

Carga concentrada con reducción por multitud compacta

Rodillos	Peso [kN]	Carga Multitud Compacta [kN]	Peso [kN]	Carga en el Apoyo (A) [kN]
Rodillo Delantero	468.00	-167.76	300.24	269.71
Rodillos Trasero	612.00	-167.76	444.24	444.24
Total			744.48	713.95


2 - CARGAS HORIZONTALES
2.1 - Fuerza de Frenado

Elemento	Factor de Reducción	Carga / Unidad de longitud [kN/m]	Carga Por Tramo [kN]	Carga Por Apoyo [kN]
Multitud Compacta	0.04	4.83	149.87	74.94
Aplanadora	0.15		162.00	81.00

2.2 - Fuerza de Viento

Hipótesis de Carga	Multitud Compacta [kN/m ²]	Proyección Vertical [m]	Peso / Unidad de longitud [kN/m]
Puente Descargado	2.50	2.55	6.38
Puente Cargado	1.50	3.75	5.63

2.3 - Fuerza Centrífuga

Peso Aplanadora (kN)	300.00	Número de Calzadas	4.00
Velocidad de Diseño (km/h)	70.00	Coefficiente de Reducción	0.90
Fuerza Centrífuga (kN)	0.00	Radio de Curvatura (m)	--
Fuerza Centrífuga por Apoyo (kN)	0.00		

2.4 - Fuerza por Fenómenos Reológicos y Variaciones de Temperatura
2.4.1 - Desplazamiento por variaciones de temperatura

Coefficiente de dilatación térmica	1.00E-05	Variación Térmica (°C)	20.00
Desplazamiento $\delta_{\Delta T}$ (mm)	2.950	Deformación esp. $\epsilon_{\Delta T}$	2.00E-04

2.4.2 - Desplazamiento por contracción del hormigón

Sección Transversal (cm ²)	4,001.25	Perímetro (cm)	448.48
Espesor Ficticio V/S (cm)	8.92	Humedad media RH	75%
Desplazamiento δ_c (mm)	2.38	Deformación esp. ϵ_c	1.61E-04

2.4.3 - Desplazamiento por fluencia lenta del hormigón

Tensión por pretensado f_{cpi} (MPa)	20.61	T peso propio f_g (Mpa)	4.50
Tensión neta pretensado f_{cir} (Mpa)	14.05	T cargas perm f_{cds} (Mpa)	7.90
Modulo de Elasticidad L. (Mpa)	39,000.00	Deformación esp. ϵ_F	3.15E-04
Desplazamiento δ_F (mm)	4.65		

2.4.4 - Fuerza Horizontal por Grupo de Apoyos

Modulo de Elasticidad T. (kPa)	800.00	Espesor del apoyo (cm)	5.00
Desplazamiento total (mm)	9.98	Área del apoyo (cm ²)	875.00
Fuerza Horizontal (kN)	139.68	Número de Vigas	10.00

3 - RESUMEN CARGAS VERTICALES POR APOYO

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Carga Perm. Distribuida	254.40	7,891.41	3,945.71
Carga Perm. Concentrada		577.04	288.52
Multitud Compacta	120.79	3,746.77	1,873.39
Aplanadora (A)		744.48	713.95
Aplanadora (B)			372.24

4 - RESUMEN CARGAS HORIZONTALES POR APOYO

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Fuerza de Frenado Aplanadora		162.00	81.00
Fuerza de Frenado Mult. Compacta	4.83	149.87	74.94
Viento - Puente Cargado	5.63	174.49	87.24
Viento - Puente Descargado	6.38	197.75	98.88
Fuerza Centrífuga		0.00	0.00
Fuerza por Fen. Reológicos y Temp		139.68	139.68

MEMORIA DE CÁLCULO

ANÁLISIS DE CARGA - TRAMOS VIADUCTO LA NORIA ETAPA ACCESO A CAMINO NEGRO

Tramo	11	Longitud de Tramo	31.00
Ancho de Tablero (m)	23.00	Ancho de Calzada (m)	7.30
Banquina Exterior (m)	2.50	Banquina Interior (m)	1.00
Longitud de Viga (m)	29.50		

1 - CARGAS VERTICALES

1.1 - Cargas Permanentes

1.1.1 - Cargas Permanentes Distribuidas

Elemento	Peso Específico [kN/m ³]	Volumen [m ³]	Cantidad de Elementos	Peso [kN]	Peso / Unidad de longitud [kN/m]
Vigas Longitudinales	25.00	11.80	10.00	2,950.93	95.19
Vigas Transversales	24.00	5.98	1.00	143.52	4.63
Tablero	24.00	142.60	1.00	3,422.40	110.40
Carpeta de Rodamiento	24.00	16.74	2.00	803.52	25.92
Jersey Lateral	24.00	7.21	2.00	346.08	11.16
Jersey Central	24.00	9.26	1.00	222.24	7.17
Total				7,888.69	254.47

1.1.2 - Cargas Permanentes Concentradas

Elemento	Peso Específico [kN/m ³]	Volumen [m ³]	Cantidad de Elementos	Peso [kN]
Vigas Longitudinales Macizado	25.00	0.58	10.00	145.00
Vigas Transversales	24.00	5.98	1.00	143.52
Total				288.52

1.2 - Sobrecarga Accidental

1.2.1 - Multitud Compacta

Multitud Compacta (kN/m ²)	5.59	Número de Calzadas	2.00
Multitud Compacta / Unidad de Longitud (kN/m)	120.80	Zona de Calzadas (m)	10.80

1.2.2 - Aplanadora

Ancho de Calzada (m)	7.30	Número de Calzadas	2.00
Número de Fajas	4.00	Coefficiente de Reducción	0.90

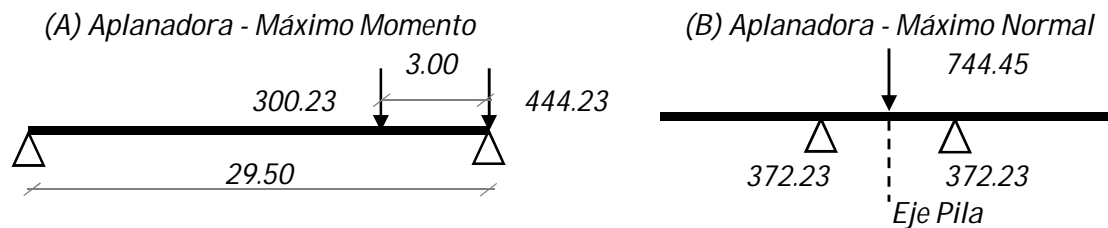
Rodillos	Categoría	Peso / Faja [kN]	Número de Fajas	Coefficiente de Reducción	Peso [kN]
Rodillo Delantero	A-30	130.00	4.00	0.90	468.00
Rodillos Trasero		170.00			612.00
Total					1,080.00

Carga concentrada equivalente por multitud compacta

Multitud Compacta (kN/m ²)	5.59	Número de Fajas	4.00
Carga Concentrada Equivalente (kN)	335.55	Área Aplanadora (m ²)	15.00

Carga concentrada con reducción por multitud compacta

Rodillos	Peso [kN]	Carga Multitud Compacta [kN]	Peso [kN]	Carga en el Apoyo (A) [kN]
Rodillo Delantero	468.00	-167.77	300.23	269.69
Rodillos Trasero	612.00	-167.77	444.23	444.23
Total			744.45	713.92


2 - CARGAS HORIZONTALES
2.1 - Fuerza de Frenado

Elemento	Factor de Reducción	Carga / Unidad de longitud [kN/m]	Carga Por Tramo [kN]	Carga Por Apoyo [kN]
Multitud Compacta	0.04	4.83	149.79	74.89
Aplanadora	0.15		162.00	81.00

2.2 - Fuerza de Viento

Hipótesis de Carga	Multitud Compacta [kN/m ²]	Proyección Vertical [m]	Peso / Unidad de longitud [kN/m]
Puente Descargado	2.50	2.55	6.38
Puente Cargado	1.50	3.75	5.63

2.3 - Fuerza Centrífuga

Peso Aplanadora (kN)	300.00	Número de Calzadas	4.00
Velocidad de Diseño (km/h)	70.00	Coefficiente de Reducción	0.90
Fuerza Centrífuga (kN)	0.00	Radio de Curvatura (m)	--
Fuerza Centrífuga por Apoyo (kN)	0.00		

2.4 - Fuerza por Fenómenos Reológicos y Variaciones de Temperatura
2.4.1 - Desplazamiento por variaciones de temperatura

Coefficiente de dilatación térmica	1.00E-05	Variación Térmica (°C)	20.00
Desplazamiento $\delta_{\Delta T}$ (mm)	2.950	Deformación esp. $\epsilon_{\Delta T}$	2.00E-04

2.4.2 - Desplazamiento por contracción del hormigón

Sección Transversal (cm ²)	4,001.25	Perímetro (cm)	448.48
Espesor Ficticio V/S (cm)	8.92	Humedad media RH	75%
Desplazamiento δ_c (mm)	2.38	Deformación esp. ϵ_c	1.61E-04

2.4.3 - Desplazamiento por fluencia lenta del hormigón

Tensión por pretensado f_{cpi} (MPa)	20.61	T peso propio f_g (Mpa)	4.50
Tensión neta pretensado f_{cir} (Mpa)	14.05	T cargas perm f_{cfs} (Mpa)	7.90
Modulo de Elasticidad L. (Mpa)	39,000.00	Deformación esp. ϵ_f	3.15E-04
Desplazamiento δ_f (mm)	4.65		

2.4.4 - Fuerza Horizontal por Grupo de Apoyos

Modulo de Elasticidad T. (kPa)	800.00	Espesor del apoyo (cm)	5.00
Desplazamiento total (mm)	9.98	Área del apoyo (cm ²)	875.00
Fuerza Horizontal (kN)	139.68	Número de Vigas	10.00

3 - RESUMEN CARGAS VERTICALES POR APOYO

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Carga Perm. Distribuida	254.47	7,888.69	3,944.34
Carga Perm. Concentrada		577.04	288.52
Multitud Compacta	120.80	3,744.74	1,872.37
Aplanadora (A)		744.45	713.92
Aplanadora (B)			372.23

4 - RESUMEN CARGAS HORIZONTALES POR APOYO

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Fuerza de Frenado Aplanadora		162.00	81.00
Fuerza de Frenado Mult. Compacta	4.83	149.79	74.89
Viento - Puente Cargado	5.63	174.38	87.19
Viento - Puente Descargado	6.38	197.63	98.81
Fuerza Centrífuga		0.00	0.00
Fuerza por Fen. Reológicos y Temp		139.68	139.68

MEMORIA DE CÁLCULO

ANÁLISIS DE CARGA - GRUPO DE PILAS VIADUCTO LA NORIA ETAPA ACCESO A CAMINO NEGRO

Pila	2	Tramo Anterior	1
Diámetro Pilote - Columna (m)	1.50	Tramo Posterior	2
Altura Columna (m)	0.98		

1 - PESO PROPIO INFRAESTRUCTURA

Elemento	Peso Específico [kN/m ³]	Volumen [m ³]	Cantidad de Elementos	Peso [kN]
Viga Dintel	24.00	61.24	1	1,469.76
Dados para Apoyo	24.00	0.02	20	7.68
Pila	24.00	1.73	3	124.69
Total				1,602.13

2 - CARGAS VERTICALES POR TRAMO ANTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Carga Perm. Distribuida	254.47	7,888.69	3,944.34
Carga Perm. Concentrada		577.04	288.52
Multitud Compacta	120.80	3,744.74	1,872.37
Aplanadora (A)		744.45	713.92
Aplanadora (B)			372.23

3 - CARGAS VERTICALES POR TRAMO POSTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Carga Perm. Distribuida	254.47	7,888.69	3,944.34
Carga Perm. Concentrada		577.04	288.52
Multitud Compacta	120.80	3,744.74	1,872.37
Aplanadora (A)		744.45	713.92
Aplanadora (B)			372.23

4 - CARGAS HORIZONTALES POR TRAMO ANTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Fuerza de Frenado Aplanadora		162.00	81.00
Fuerza de Frenado Mult. Compacta	4.83	149.79	74.89
Viento - Puente Cargado	5.63	174.38	87.19
Viento - Puente Descargado	6.38	197.63	98.81
Fuerza Centrífuga		0.00	0.00
Fuerza por Fen. Reológicos y Temp		139.68	139.68

4 - CARGAS HORIZONTALES POR TRAMO POSTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Fuerza de Frenado Aplanadora		162.00	81.00
Fuerza de Frenado Mult. Compacta	4.83	149.79	74.89
Viento - Puente Cargado	5.63	174.38	87.19
Viento - Puente Descargado	6.38	197.63	98.81
Fuerza Centrífuga		0.00	0.00
Fuerza por Fen. Reológicos y Temp		139.68	139.68

5 - CARGAS POR GRUPO DE PILAS

Tipo de Carga (kN)	Tramo Anterior (kN)	Tramo Posterior (kN)	Carga por Pila (kN)
Carga Perm. Distribuida	3,944.34	3,944.34	7,888.69
Carga Perm. Concentrada	288.52	288.52	577.04
Multitud Compacta	1,872.37	1,872.37	3,744.74
Aplanadora (A)	713.92	713.92	713.92
Aplanadora (B)	372.23	372.23	744.45
Fuerza de Frenado Aplanadora	81.00	81.00	81.00
Fuerza de Frenado Mult. Compacta	74.89	74.89	149.79
Viento - Puente Cargado	87.19	87.19	174.38
Viento - Puente Descargado	98.81	98.81	197.63
Fuerza Centrífuga	0.00	0.00	0.00
Fuerza por Fen. Reológicos y Temp	139.68	-139.68	0.00

6 - RESUMEN

Descripción	Carga (kN)
Peso Propio Superestructura	8,465.73
Peso Propio Infraestructura	1,602.13
Peso Estructura	10,067.85
Carga Permanente + Sobracarga	14,557.04
Fuerza de Frenado	149.79
Fuerza de Viento - Puente Descargado -	197.63
Fuerza de Viento - Puente Cargado -	174.38
Fuerza Centrífuga	0.00
Fuerza Movimientos Lentos	0.00

MEMORIA DE CÁLCULO

ANÁLISIS DE CARGA - GRUPO DE PILAS VIADUCTO LA NORIA ETAPA ACCESO A CAMINO NEGRO

Pila	3	Tramo Anterior	2
Diámetro Pilote - Columna (m)	1.50	Tramo Posterior	3
Altura Columna (m)	2.14		

1 - PESO PROPIO INFRAESTRUCTURA

Elemento	Peso Específico [kN/m ³]	Volumen [m ³]	Cantidad de Elementos	Peso [kN]
Viga Dintel	24.00	61.24	1	1,469.76
Dados para Apoyo	24.00	0.02	20	7.68
Pila	24.00	3.78	3	272.28
Total				1,749.72

2 - CARGAS VERTICALES POR TRAMO ANTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Carga Perm. Distribuida	254.47	7,888.69	3,944.34
Carga Perm. Concentrada		577.04	288.52
Multitud Compacta	120.80	3,744.74	1,872.37
Aplanadora (A)		744.45	713.92
Aplanadora (B)			372.23

3 - CARGAS VERTICALES POR TRAMO POSTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Carga Perm. Distribuida	254.47	7,888.69	3,944.34
Carga Perm. Concentrada		577.04	288.52
Multitud Compacta	120.80	3,744.74	1,872.37
Aplanadora (A)		744.45	713.92
Aplanadora (B)			372.23

4 - CARGAS HORIZONTALES POR TRAMO ANTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Fuerza de Frenado Aplanadora		162.00	81.00
Fuerza de Frenado Mult. Compacta	4.83	149.79	74.89
Viento - Puente Cargado	5.63	174.38	87.19
Viento - Puente Descargado	6.38	197.63	98.81
Fuerza Centrífuga		0.00	0.00
Fuerza por Fen. Reológicos y Temp		139.68	139.68

4 - CARGAS HORIZONTALES POR TRAMO POSTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Fuerza de Frenado Aplanadora		162.00	81.00
Fuerza de Frenado Mult. Compacta	4.83	149.79	74.89
Viento - Puente Cargado	5.63	174.38	87.19
Viento - Puente Descargado	6.38	197.63	98.81
Fuerza Centrífuga		0.00	0.00
Fuerza por Fen. Reológicos y Temp		139.68	139.68

5 - CARGAS POR GRUPO DE PILAS

Tipo de Carga (kN)	Tramo Anterior (kN)	Tramo Posterior (kN)	Carga por Pila (kN)
Carga Perm. Distribuida	3,944.34	3,944.34	7,888.69
Carga Perm. Concentrada	288.52	288.52	577.04
Multitud Compacta	1,872.37	1,872.37	3,744.74
Aplanadora (A)	713.92	713.92	713.92
Aplanadora (B)	372.23	372.23	744.45
Fuerza de Frenado Aplanadora	81.00	81.00	81.00
Fuerza de Frenado Mult. Compacta	74.89	74.89	149.79
Viento - Puente Cargado	87.19	87.19	174.38
Viento - Puente Descargado	98.81	98.81	197.63
Fuerza Centrífuga	0.00	0.00	0.00
Fuerza por Fen. Reológicos y Temp	139.68	-139.68	0.00

6 - RESUMEN

Descripción	Carga (kN)
Peso Propio Superestructura	8,465.73
Peso Propio Infraestructura	1,749.72
Peso Estructura	10,215.45
Carga Permanente + Sobrecarga	14,674.10
Fuerza de Frenado	149.79
Fuerza de Viento - Puente Descargado -	197.63
Fuerza de Viento - Puente Cargado -	174.38
Fuerza Centrífuga	0.00
Fuerza Movimientos Lentos	0.00

MEMORIA DE CÁLCULO

ANÁLISIS DE CARGA - GRUPO DE PILAS VIADUCTO LA NORIA ETAPA ACCESO A CAMINO NEGRO

Pila	4	Tramo Anterior	3
Diámetro Pilote - Columna (m)	1.50	Tramo Posterior	4
Altura Columna (m)	3.02		

1 - PESO PROPIO INFRAESTRUCTURA

Elemento	Peso Específico [kN/m ³]	Volumen [m ³]	Cantidad de Elementos	Peso [kN]
Viga Dintel	24.00	61.24	1	1,469.76
Dados para Apoyo	24.00	0.02	20	7.68
Pila	24.00	5.34	3	384.25
Total				1,861.69

2 - CARGAS VERTICALES POR TRAMO ANTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Carga Perm. Distribuida	254.47	7,888.69	3,944.34
Carga Perm. Concentrada		577.04	288.52
Multitud Compacta	120.80	3,744.74	1,872.37
Aplanadora (A)		744.45	713.92
Aplanadora (B)			372.23

3 - CARGAS VERTICALES POR TRAMO POSTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Carga Perm. Distribuida	254.47	7,888.69	3,944.34
Carga Perm. Concentrada		577.04	288.52
Multitud Compacta	120.80	3,744.74	1,872.37
Aplanadora (A)		744.45	713.92
Aplanadora (B)			372.23

4 - CARGAS HORIZONTALES POR TRAMO ANTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Fuerza de Frenado Aplanadora		162.00	81.00
Fuerza de Frenado Mult. Compacta	4.83	149.79	74.89
Viento - Puente Cargado	5.63	174.38	87.19
Viento - Puente Descargado	6.38	197.63	98.81
Fuerza Centrífuga		0.00	0.00
Fuerza por Fen. Reológicos y Temp		139.68	139.68

4 - CARGAS HORIZONTALES POR TRAMO POSTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Fuerza de Frenado Aplanadora		162.00	81.00
Fuerza de Frenado Mult. Compacta	4.83	149.79	74.89
Viento - Puente Cargado	5.63	174.38	87.19
Viento - Puente Descargado	6.38	197.63	98.81
Fuerza Centrífuga		0.00	0.00
Fuerza por Fen. Reológicos y Temp		139.68	139.68

5 - CARGAS POR GRUPO DE PILAS

Tipo de Carga (kN)	Tramo Anterior (kN)	Tramo Posterior (kN)	Carga por Pila (kN)
Carga Perm. Distribuida	3,944.34	3,944.34	7,888.69
Carga Perm. Concentrada	288.52	288.52	577.04
Multitud Compacta	1,872.37	1,872.37	3,744.74
Aplanadora (A)	713.92	713.92	713.92
Aplanadora (B)	372.23	372.23	744.45
Fuerza de Frenado Aplanadora	81.00	81.00	81.00
Fuerza de Frenado Mult. Compacta	74.89	74.89	149.79
Viento - Puente Cargado	87.19	87.19	174.38
Viento - Puente Descargado	98.81	98.81	197.63
Fuerza Centrífuga	0.00	0.00	0.00
Fuerza por Fen. Reológicos y Temp	139.68	-139.68	0.00

6 - RESUMEN

Descripción	Carga (kN)
Peso Propio Superestructura	8,465.73
Peso Propio Infraestructura	1,861.69
Peso Estructura	10,327.41
Carga Permanente + Sobracarga	14,816.60
Fuerza de Frenado	149.79
Fuerza de Viento - Puente Descargado -	197.63
Fuerza de Viento - Puente Cargado -	174.38
Fuerza Centrífuga	0.00
Fuerza Movimientos Lentos	0.00

MEMORIA DE CÁLCULO

ANÁLISIS DE CARGA - GRUPO DE PILAS VIADUCTO LA NORIA ETAPA ACCESO A CAMINO NEGRO

Pila	5	Tramo Anterior	4
Diámetro Pilote - Columna (m)	1.50	Tramo Posterior	5
Altura Columna (m)	3.66		

1 - PESO PROPIO INFRAESTRUCTURA

Elemento	Peso Específico [kN/m ³]	Volumen [m ³]	Cantidad de Elementos	Peso [kN]
Viga Dintel	24.00	61.24	1	1,469.76
Dados para Apoyo	24.00	0.02	20	7.68
Pila	24.00	6.47	3	465.68
Total				1,943.12

2 - CARGAS VERTICALES POR TRAMO ANTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Carga Perm. Distribuida	254.47	7,888.69	3,944.34
Carga Perm. Concentrada		577.04	288.52
Multitud Compacta	120.80	3,744.74	1,872.37
Aplanadora (A)		744.45	713.92
Aplanadora (B)			372.23

3 - CARGAS VERTICALES POR TRAMO POSTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Carga Perm. Distribuida	254.47	7,888.69	3,944.34
Carga Perm. Concentrada		577.04	288.52
Multitud Compacta	120.80	3,744.74	1,872.37
Aplanadora (A)		744.45	713.92
Aplanadora (B)			372.23

4 - CARGAS HORIZONTALES POR TRAMO ANTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Fuerza de Frenado Aplanadora		162.00	81.00
Fuerza de Frenado Mult. Compacta	4.83	149.79	74.89
Viento - Puente Cargado	5.63	174.38	87.19
Viento - Puente Descargado	6.38	197.63	98.81
Fuerza Centrífuga		0.00	0.00
Fuerza por Fen. Reológicos y Temp		139.68	139.68

4 - CARGAS HORIZONTALES POR TRAMO POSTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Fuerza de Frenado Aplanadora		162.00	81.00
Fuerza de Frenado Mult. Compacta	4.83	149.79	74.89
Viento - Puente Cargado	5.63	174.38	87.19
Viento - Puente Descargado	6.38	197.63	98.81
Fuerza Centrífuga		0.00	0.00
Fuerza por Fen. Reológicos y Temp		139.68	139.68

5 - CARGAS POR GRUPO DE PILAS

Tipo de Carga (kN)	Tramo Anterior (kN)	Tramo Posterior (kN)	Carga por Pila (kN)
Carga Perm. Distribuida	3,944.34	3,944.34	7,888.69
Carga Perm. Concentrada	288.52	288.52	577.04
Multitud Compacta	1,872.37	1,872.37	3,744.74
Aplanadora (A)	713.92	713.92	713.92
Aplanadora (B)	372.23	372.23	744.45
Fuerza de Frenado Aplanadora	81.00	81.00	81.00
Fuerza de Frenado Mult. Compacta	74.89	74.89	149.79
Viento - Puente Cargado	87.19	87.19	174.38
Viento - Puente Descargado	98.81	98.81	197.63
Fuerza Centrífuga	0.00	0.00	0.00
Fuerza por Fen. Reológicos y Temp	139.68	-139.68	0.00

6 - RESUMEN

Descripción	Carga (kN)
Peso Propio Superestructura	8,465.73
Peso Propio Infraestructura	1,943.12
Peso Estructura	10,408.84
Carga Permanente + Sobrecarga	14,898.03
Fuerza de Frenado	149.79
Fuerza de Viento - Puente Descargado -	197.63
Fuerza de Viento - Puente Cargado -	174.38
Fuerza Centrífuga	0.00
Fuerza Movimientos Lentos	0.00

MEMORIA DE CÁLCULO

ANÁLISIS DE CARGA - GRUPO DE PILAS VIADUCTO LA NORIA ETAPA ACCESO A CAMINO NEGRO

Pila	6	Tramo Anterior	5
Diámetro Pilote - Columna (m)	1.50	Tramo Posterior	6
Altura Columna (m)	3.86		

1 - PESO PROPIO INFRAESTRUCTURA

Elemento	Peso Específico [kN/m ³]	Volumen [m ³]	Cantidad de Elementos	Peso [kN]
Viga Dintel	24.00	61.24	1	1,469.76
Dados para Apoyo	24.00	0.02	20	7.68
Pila	24.00	6.82	3	491.13
Total				1,968.57

2 - CARGAS VERTICALES POR TRAMO ANTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Carga Perm. Distribuida	254.47	7,888.69	3,944.34
Carga Perm. Concentrada		577.04	288.52
Multitud Compacta	120.80	3,744.74	1,872.37
Aplanadora (A)		744.45	713.92
Aplanadora (B)			372.23

3 - CARGAS VERTICALES POR TRAMO POSTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Carga Perm. Distribuida	254.47	7,888.69	3,944.34
Carga Perm. Concentrada		577.04	288.52
Multitud Compacta	120.80	3,744.74	1,872.37
Aplanadora (A)		744.45	713.92
Aplanadora (B)			372.23

4 - CARGAS HORIZONTALES POR TRAMO ANTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Fuerza de Frenado Aplanadora		162.00	81.00
Fuerza de Frenado Mult. Compacta	4.83	149.79	74.89
Viento - Puente Cargado	5.63	174.38	87.19
Viento - Puente Descargado	6.38	197.63	98.81
Fuerza Centrífuga		0.00	0.00
Fuerza por Fen. Reológicos y Temp		139.68	139.68

4 - CARGAS HORIZONTALES POR TRAMO POSTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Fuerza de Frenado Aplanadora		162.00	81.00
Fuerza de Frenado Mult. Compacta	4.83	149.79	74.89
Viento - Puente Cargado	5.63	174.38	87.19
Viento - Puente Descargado	6.38	197.63	98.81
Fuerza Centrífuga		0.00	0.00
Fuerza por Fen. Reológicos y Temp		139.68	139.68

5 - CARGAS POR GRUPO DE PILAS

Tipo de Carga (kN)	Tramo Anterior (kN)	Tramo Posterior (kN)	Carga por Pila (kN)
Carga Perm. Distribuida	3,944.34	3,944.34	7,888.69
Carga Perm. Concentrada	288.52	288.52	577.04
Multitud Compacta	1,872.37	1,872.37	3,744.74
Aplanadora (A)	713.92	713.92	713.92
Aplanadora (B)	372.23	372.23	744.45
Fuerza de Frenado Aplanadora	81.00	81.00	81.00
Fuerza de Frenado Mult. Compacta	74.89	74.89	149.79
Viento - Puente Cargado	87.19	87.19	174.38
Viento - Puente Descargado	98.81	98.81	197.63
Fuerza Centrífuga	0.00	0.00	0.00
Fuerza por Fen. Reológicos y Temp	139.68	-139.68	0.00

6 - RESUMEN

Descripción	Carga (kN)
Peso Propio Superestructura	8,465.73
Peso Propio Infraestructura	1,968.57
Peso Estructura	10,434.29
Carga Permanente + Sobrecarga	14,923.48
Fuerza de Frenado	149.79
Fuerza de Viento - Puente Descargado -	197.63
Fuerza de Viento - Puente Cargado -	174.38
Fuerza Centrífuga	0.00
Fuerza Movimientos Lentos	0.00

MEMORIA DE CÁLCULO

ANÁLISIS DE CARGA - GRUPO DE PILAS VIADUCTO LA NORIA ETAPA ACCESO A CAMINO NEGRO

Pila	7	Tramo Anterior	6
Diámetro Pilote - Columna (m)	1.50	Tramo Posterior	7
Altura Columna (m)	3.69		

1 - PESO PROPIO INFRAESTRUCTURA

Elemento	Peso Específico [kN/m ³]	Volumen [m ³]	Cantidad de Elementos	Peso [kN]
Viga Dintel	24.00	61.24	1	1,469.76
Dados para Apoyo	24.00	0.02	20	7.68
Pila	24.00	6.52	3	469.50
Total				1,946.94

2 - CARGAS VERTICALES POR TRAMO ANTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Carga Perm. Distribuida	254.47	7,888.69	3,944.34
Carga Perm. Concentrada		577.04	288.52
Multitud Compacta	120.80	3,744.74	1,872.37
Aplanadora (A)		744.45	713.92
Aplanadora (B)			372.23

3 - CARGAS VERTICALES POR TRAMO POSTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Carga Perm. Distribuida	254.47	7,888.69	3,944.34
Carga Perm. Concentrada		577.04	288.52
Multitud Compacta	120.80	3,744.74	1,872.37
Aplanadora (A)		744.45	713.92
Aplanadora (B)			372.23

4 - CARGAS HORIZONTALES POR TRAMO ANTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Fuerza de Frenado Aplanadora		162.00	81.00
Fuerza de Frenado Mult. Compacta	4.83	149.79	74.89
Viento - Puente Cargado	5.63	174.38	87.19
Viento - Puente Descargado	6.38	197.63	98.81
Fuerza Centrífuga		0.00	0.00
Fuerza por Fen. Reológicos y Temp		139.68	139.68

4 - CARGAS HORIZONTALES POR TRAMO POSTERIOR

<i>Tipo de Carga</i>	<i>Carga / Unidad de Longitud [kN/m]</i>	<i>Carga / Tramo [kN]</i>	<i>Carga en el Apoyo [kN]</i>
<i>Fuerza de Frenado Aplanadora</i>		162.00	81.00
<i>Fuerza de Frenado Mult. Compacta</i>	4.83	149.79	74.89
<i>Viento - Puente Cargado</i>	5.63	174.38	87.19
<i>Viento - Puente Descargado</i>	6.38	197.63	98.81
<i>Fuerza Centrífuga</i>		0.00	0.00
<i>Fuerza por Fen. Reológicos y Temp</i>		139.68	139.68

5 - CARGAS POR GRUPO DE PILAS

<i>Tipo de Carga (kN)</i>	<i>Tramo Anterior (kN)</i>	<i>Tramo Posterior (kN)</i>	<i>Carga por Pila (kN)</i>
<i>Carga Perm. Distribuida</i>	3,944.34	3,944.34	7,888.69
<i>Carga Perm. Concentrada</i>	288.52	288.52	577.04
<i>Multitud Compacta</i>	1,872.37	1,872.37	3,744.74
<i>Aplanadora (A)</i>	713.92	713.92	713.92
<i>Aplanadora (B)</i>	372.23	372.23	744.45
<i>Fuerza de Frenado Aplanadora</i>	81.00	81.00	81.00
<i>Fuerza de Frenado Mult. Compacta</i>	74.89	74.89	149.79
<i>Viento - Puente Cargado</i>	87.19	87.19	174.38
<i>Viento - Puente Descargado</i>	98.81	98.81	197.63
<i>Fuerza Centrífuga</i>	0.00	0.00	0.00
<i>Fuerza por Fen. Reológicos y Temp</i>	139.68	-139.68	0.00

6 - RESUMEN

<i>Descripción</i>	<i>Carga (kN)</i>
<i>Peso Propio Superestructura</i>	8,465.73
<i>Peso Propio Infraestructura</i>	1,946.94
<i>Peso Estructura</i>	10,412.66
<i>Carga Permanente + Sobrecarga</i>	14,901.85
<i>Fuerza de Frenado</i>	149.79
<i>Fuerza de Viento - Puente Descargado -</i>	197.63
<i>Fuerza de Viento - Puente Cargado -</i>	174.38
<i>Fuerza Centrífuga</i>	0.00
<i>Fuerza Movimientos Lentos</i>	0.00

MEMORIA DE CÁLCULO

ANÁLISIS DE CARGA - GRUPO DE PILAS VIADUCTO LA NORIA ETAPA ACCESO A CAMINO NEGRO

Pila	8	Tramo Anterior	7
Diámetro Pilote - Columna (m)	1.50	Tramo Posterior	8
Altura Columna (m)	3.12		

1 - PESO PROPIO INFRAESTRUCTURA

Elemento	Peso Específico [kN/m ³]	Volumen [m ³]	Cantidad de Elementos	Peso [kN]
Viga Dintel	24.00	61.16	1	1,467.74
Dados para Apoyo	24.00	0.02	20	7.68
Pila	24.00	5.51	3	396.97
Total				1,872.40

2 - CARGAS VERTICALES POR TRAMO ANTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Carga Perm. Distribuida	254.47	7,888.69	3,944.34
Carga Perm. Concentrada		577.04	288.52
Multitud Compacta	120.80	3,744.74	1,872.37
Aplanadora (A)		744.45	713.92
Aplanadora (B)			372.23

3 - CARGAS VERTICALES POR TRAMO POSTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Carga Perm. Distribuida	254.40	7,891.41	3,945.71
Carga Perm. Concentrada		577.04	288.52
Multitud Compacta	120.79	3,746.77	1,873.39
Aplanadora (A)		744.48	713.95
Aplanadora (B)			372.24

4 - CARGAS HORIZONTALES POR TRAMO ANTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Fuerza de Frenado Aplanadora		162.00	81.00
Fuerza de Frenado Mult. Compacta	4.83	149.79	74.89
Viento - Puente Cargado	5.63	174.38	87.19
Viento - Puente Descargado	6.38	197.63	98.81
Fuerza Centrífuga		0.00	0.00
Fuerza por Fen. Reológicos y Temp		139.68	139.68

4 - CARGAS HORIZONTALES POR TRAMO POSTERIOR

<i>Tipo de Carga</i>	<i>Carga / Unidad de Longitud [kN/m]</i>	<i>Carga / Tramo [kN]</i>	<i>Carga en el Apoyo [kN]</i>
<i>Fuerza de Frenado Aplanadora</i>		162.00	81.00
<i>Fuerza de Frenado Mult. Compacta</i>	4.83	149.87	74.94
<i>Viento - Puente Cargado</i>	5.63	174.49	87.24
<i>Viento - Puente Descargado</i>	6.38	197.75	98.88
<i>Fuerza Centrífuga</i>		0.00	0.00
<i>Fuerza por Fen. Reológicos y Temp</i>		139.68	139.68

5 - CARGAS POR GRUPO DE PILAS

<i>Tipo de Carga (kN)</i>	<i>Tramo Anterior (kN)</i>	<i>Tramo Posterior (kN)</i>	<i>Carga por Pila (kN)</i>
<i>Carga Perm. Distribuida</i>	3,944.34	3,945.71	7,890.05
<i>Carga Perm. Concentrada</i>	288.52	288.52	577.04
<i>Multitud Compacta</i>	1,872.37	1,873.39	3,745.76
<i>Aplanadora (A)</i>	713.92	713.95	713.95
<i>Aplanadora (B)</i>	372.23	372.24	744.47
<i>Fuerza de Frenado Aplanadora</i>	81.00	81.00	81.00
<i>Fuerza de Frenado Mult. Compacta</i>	74.89	74.94	149.83
<i>Viento - Puente Cargado</i>	87.19	87.24	174.43
<i>Viento - Puente Descargado</i>	98.81	98.88	197.69
<i>Fuerza Centrífuga</i>	0.00	0.00	0.00
<i>Fuerza por Fen. Reológicos y Temp</i>	139.68	-139.68	0.00

6 - RESUMEN

<i>Descripción</i>	<i>Carga (kN)</i>
<i>Peso Propio Superestructura</i>	8,467.09
<i>Peso Propio Infraestructura</i>	1,872.40
<i>Peso Estructura</i>	10,339.48
<i>Carga Permanente + Sobrecarga</i>	14,829.71
<i>Fuerza de Frenado</i>	149.83
<i>Fuerza de Viento - Puente Descargado -</i>	197.69
<i>Fuerza de Viento - Puente Cargado -</i>	174.43
<i>Fuerza Centrífuga</i>	0.00
<i>Fuerza Movimientos Lentos</i>	0.00

MEMORIA DE CÁLCULO

ANÁLISIS DE CARGA - GRUPO DE PILAS VIADUCTO LA NORIA ETAPA ACCESO A CAMINO NEGRO

Pila	9	Tramo Anterior	8
Diámetro Pilote - Columna (m)	1.50	Tramo Posterior	9
Altura Columna (m)	2.38		

1 - PESO PROPIO INFRAESTRUCTURA

Elemento	Peso Específico [kN/m ³]	Volumen [m ³]	Cantidad de Elementos	Peso [kN]
Viga Dintel	24.00	61.16	1	1,467.74
Dados para Apoyo	24.00	0.02	20	7.68
Pila	24.00	4.21	3	302.82
Total				1,778.24

2 - CARGAS VERTICALES POR TRAMO ANTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Carga Perm. Distribuida	254.40	7,891.41	3,945.71
Carga Perm. Concentrada		577.04	288.52
Multitud Compacta	120.79	3,746.77	1,873.39
Aplanadora (A)		744.48	713.95
Aplanadora (B)			372.24

3 - CARGAS VERTICALES POR TRAMO POSTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Carga Perm. Distribuida	254.40	7,891.41	3,945.71
Carga Perm. Concentrada		577.04	288.52
Multitud Compacta	120.79	3,746.77	1,873.39
Aplanadora (A)		744.48	713.95
Aplanadora (B)			372.24

4 - CARGAS HORIZONTALES POR TRAMO ANTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Fuerza de Frenado Aplanadora		162.00	81.00
Fuerza de Frenado Mult. Compacta	4.83	149.87	74.94
Viento - Puente Cargado	5.63	174.49	87.24
Viento - Puente Descargado	6.38	197.75	98.88
Fuerza Centrífuga		0.00	0.00
Fuerza por Fen. Reológicos y Temp		139.68	139.68

4 - CARGAS HORIZONTALES POR TRAMO POSTERIOR

<i>Tipo de Carga</i>	<i>Carga / Unidad de Longitud [kN/m]</i>	<i>Carga / Tramo [kN]</i>	<i>Carga en el Apoyo [kN]</i>
<i>Fuerza de Frenado Aplanadora</i>		162.00	81.00
<i>Fuerza de Frenado Mult. Compacta</i>	4.83	149.87	74.94
<i>Viento - Puente Cargado</i>	5.63	174.49	87.24
<i>Viento - Puente Descargado</i>	6.38	197.75	98.88
<i>Fuerza Centrífuga</i>		138.79	69.39
<i>Fuerza por Fen. Reológicos y Temp</i>		139.68	139.68

5 - CARGAS POR GRUPO DE PILAS

<i>Tipo de Carga (kN)</i>	<i>Tramo Anterior (kN)</i>	<i>Tramo Posterior (kN)</i>	<i>Carga por Pila (kN)</i>
<i>Carga Perm. Distribuida</i>	3,945.71	3,945.71	7,891.41
<i>Carga Perm. Concentrada</i>	288.52	288.52	577.04
<i>Multitud Compacta</i>	1,873.39	1,873.39	3,746.77
<i>Aplanadora (A)</i>	713.95	713.95	713.95
<i>Aplanadora (B)</i>	372.24	372.24	744.48
<i>Fuerza de Frenado Aplanadora</i>	81.00	81.00	81.00
<i>Fuerza de Frenado Mult. Compacta</i>	74.94	74.94	149.87
<i>Viento - Puente Cargado</i>	87.24	87.24	174.49
<i>Viento - Puente Descargado</i>	98.88	98.88	197.75
<i>Fuerza Centrífuga</i>	0.00	69.39	69.39
<i>Fuerza por Fen. Reológicos y Temp</i>	139.68	-139.68	0.00

6 - RESUMEN

<i>Descripción</i>	<i>Carga (kN)</i>
<i>Peso Propio Superestructura</i>	8,468.45
<i>Peso Propio Infraestructura</i>	1,778.24
<i>Peso Estructura</i>	10,246.69
<i>Carga Permanente + Sobracarga</i>	14,737.95
<i>Fuerza de Frenado</i>	149.87
<i>Fuerza de Viento - Puente Descargado</i>	197.75
<i>Fuerza de Viento - Puente Cargado</i>	174.49
<i>Fuerza Centrífuga</i>	69.39
<i>Fuerza Movimientos Lentos</i>	0.00

MEMORIA DE CÁLCULO

ANÁLISIS DE CARGA - GRUPO DE PILAS VIADUCTO LA NORIA ETAPA ACCESO A CAMINO NEGRO

Pila	10	Tramo Anterior	9
Diámetro Pilote - Columna (m)	1.50	Tramo Posterior	10
Altura Columna (m)	1.63		

1 - PESO PROPIO INFRAESTRUCTURA

Elemento	Peso Específico [kN/m ³]	Volumen [m ³]	Cantidad de Elementos	Peso [kN]
Viga Dintel	24.00	60.90	1	1,461.67
Dados para Apoyo	24.00	0.02	20	7.68
Pila	24.00	2.88	3	207.39
		Total		1,676.74

2 - CARGAS VERTICALES POR TRAMO ANTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Carga Perm. Distribuida	254.40	7,891.41	3,945.71
Carga Perm. Concentrada		577.04	288.52
Multitud Compacta	120.79	3,746.77	1,873.39
Aplanadora (A)		744.48	713.95
Aplanadora (B)			372.24

3 - CARGAS VERTICALES POR TRAMO POSTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Carga Perm. Distribuida	254.40	7,891.41	3,945.71
Carga Perm. Concentrada		577.04	288.52
Multitud Compacta	120.79	3,746.77	1,873.39
Aplanadora (A)		744.48	713.95
Aplanadora (B)			372.24

4 - CARGAS HORIZONTALES POR TRAMO ANTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Fuerza de Frenado Aplanadora		162.00	81.00
Fuerza de Frenado Mult. Compacta	4.83	149.87	74.94
Viento - Puente Cargado	5.63	174.49	87.24
Viento - Puente Descargado	6.38	197.75	98.88
Fuerza Centrífuga		138.79	69.39
Fuerza por Fen. Reológicos y Temp		139.68	139.68

4 - CARGAS HORIZONTALES POR TRAMO POSTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Fuerza de Frenado Aplanadora		162.00	81.00
Fuerza de Frenado Mult. Compacta	4.83	149.87	74.94
Viento - Puente Cargado	5.63	174.49	87.24
Viento - Puente Descargado	6.38	197.75	98.88
Fuerza Centrífuga		0.00	0.00
Fuerza por Fen. Reológicos y Temp		139.68	139.68

5 - CARGAS POR GRUPO DE PILAS

Tipo de Carga (kN)	Tramo Anterior (kN)	Tramo Posterior (kN)	Carga por Pila (kN)
Carga Perm. Distribuida	3,945.71	3,945.71	7,891.41
Carga Perm. Concentrada	288.52	288.52	577.04
Multitud Compacta	1,873.39	1,873.39	3,746.77
Aplanadora (A)	713.95	713.95	713.95
Aplanadora (B)	372.24	372.24	744.48
Fuerza de Frenado Aplanadora	81.00	81.00	81.00
Fuerza de Frenado Mult. Compacta	74.94	74.94	149.87
Viento - Puente Cargado	87.24	87.24	174.49
Viento - Puente Descargado	98.88	98.88	197.75
Fuerza Centrífuga	69.39	0.00	69.39
Fuerza por Fen. Reológicos y Temp	139.68	-139.68	0.00

6 - RESUMEN

Descripción	Carga (kN)
Peso Propio Superestructura	8,468.45
Peso Propio Infraestructura	1,676.74
Peso Estructura	10,145.20
Carga Permanente + Sobracarga	14,636.45
Fuerza de Frenado	149.87
Fuerza de Viento - Puente Descargado -	197.75
Fuerza de Viento - Puente Cargado -	174.49
Fuerza Centrífuga	69.39
Fuerza Movimientos Lentos	0.00

MEMORIA DE CÁLCULO

ANÁLISIS DE CARGA - GRUPO DE PILAS VIADUCTO LA NORIA ETAPA ACCESO A CAMINO NEGRO

Pila	11	Tramo Anterior	10
Diámetro Pilote - Columna (m)	1.50	Tramo Posterior	11
Altura Columna (m)	1.34		

1 - PESO PROPIO INFRAESTRUCTURA

Elemento	Peso Específico [kN/m ³]	Volumen [m ³]	Cantidad de Elementos	Peso [kN]
Viga Dintel	24.00	61.16	1	1,467.74
Dados para Apoyo	24.00	0.02	20	7.68
Pila	24.00	2.37	3	170.49
Total				1,645.92

2 - CARGAS VERTICALES POR TRAMO ANTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Carga Perm. Distribuida	254.40	7,891.41	3,945.71
Carga Perm. Concentrada		577.04	288.52
Multitud Compacta	120.79	3,746.77	1,873.39
Aplanadora (A)		744.48	713.95
Aplanadora (B)			372.24

3 - CARGAS VERTICALES POR TRAMO POSTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Carga Perm. Distribuida	254.47	7,888.69	3,944.34
Carga Perm. Concentrada		577.04	288.52
Multitud Compacta	120.80	3,744.74	1,872.37
Aplanadora (A)		744.45	713.92
Aplanadora (B)			372.23

4 - CARGAS HORIZONTALES POR TRAMO ANTERIOR

Tipo de Carga	Carga / Unidad de Longitud [kN/m]	Carga / Tramo [kN]	Carga en el Apoyo [kN]
Fuerza de Frenado Aplanadora		162.00	81.00
Fuerza de Frenado Mult. Compacta	4.83	149.87	74.94
Viento - Puente Cargado	5.63	174.49	87.24
Viento - Puente Descargado	6.38	197.75	98.88
Fuerza Centrífuga		0.00	0.00
Fuerza por Fen. Reológicos y Temp		139.68	139.68

4 - CARGAS HORIZONTALES POR TRAMO POSTERIOR

<i>Tipo de Carga</i>	<i>Carga / Unidad de Longitud [kN/m]</i>	<i>Carga / Tramo [kN]</i>	<i>Carga en el Apoyo [kN]</i>
<i>Fuerza de Frenado Aplanadora</i>		162.00	81.00
<i>Fuerza de Frenado Mult. Compacta</i>	4.83	149.79	74.89
<i>Viento - Puente Cargado</i>	5.63	174.38	87.19
<i>Viento - Puente Descargado</i>	6.38	197.63	98.81
<i>Fuerza Centrífuga</i>		0.00	0.00
<i>Fuerza por Fen. Reológicos y Temp</i>		139.68	139.68

5 - CARGAS POR GRUPO DE PILAS

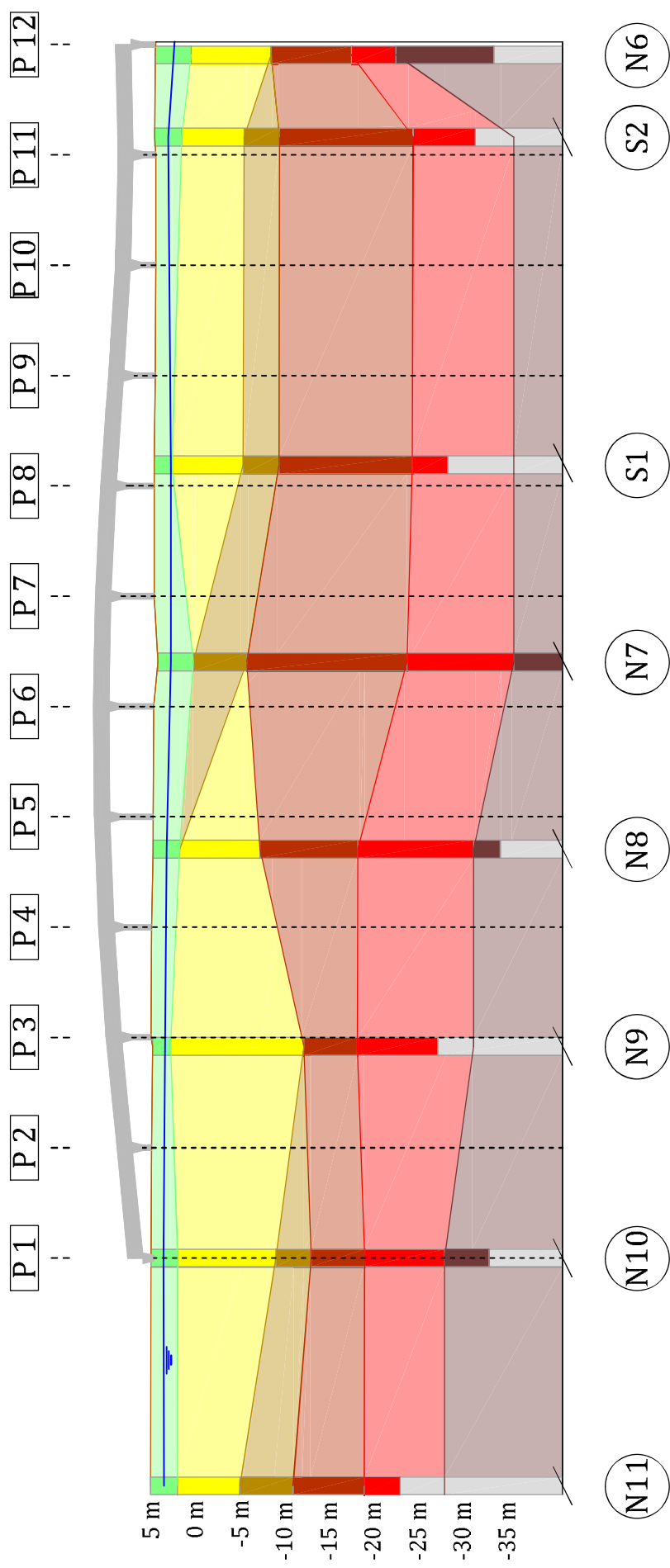
<i>Tipo de Carga (kN)</i>	<i>Tramo Anterior (kN)</i>	<i>Tramo Posterior (kN)</i>	<i>Carga por Pila (kN)</i>
<i>Carga Perm. Distribuida</i>	3,945.71	3,944.34	7,890.05
<i>Carga Perm. Concentrada</i>	288.52	288.52	577.04
<i>Multitud Compacta</i>	1,873.39	1,872.37	3,745.76
<i>Aplanadora (A)</i>	713.95	713.92	713.95
<i>Aplanadora (B)</i>	372.24	372.23	744.47
<i>Fuerza de Frenado Aplanadora</i>	81.00	81.00	81.00
<i>Fuerza de Frenado Mult. Compacta</i>	74.94	74.89	149.83
<i>Viento - Puente Cargado</i>	87.24	87.19	174.43
<i>Viento - Puente Descargado</i>	98.88	98.81	197.69
<i>Fuerza Centrífuga</i>	0.00	0.00	0.00
<i>Fuerza por Fen. Reológicos y Temp</i>	139.68	-139.68	0.00

6 - RESUMEN

<i>Descripción</i>	<i>Carga (kN)</i>
<i>Peso Propio Superestructura</i>	8,467.09
<i>Peso Propio Infraestructura</i>	1,645.92
<i>Peso Estructura</i>	10,113.01
<i>Carga Permanente + Sobrecarga</i>	14,603.23
<i>Fuerza de Frenado</i>	149.83
<i>Fuerza de Viento - Puente Descargado -</i>	197.69
<i>Fuerza de Viento - Puente Cargado -</i>	174.43
<i>Fuerza Centrífuga</i>	0.00
<i>Fuerza Movimientos Lentos</i>	0.00



PERFIL GEOLÓGICO



- Relleno Artificial
- Limos y Arcillas No Plásticas
- Formación Pampeana
- Transición
- Arcillas Plásticas
- Formación Puelchense
- Sin Datos
- Eje de Pila
- P1

MEMORIA DE CÁLCULO

CURVAS DE CAPACIDAD DE CARGA VIADUCTO LA NORIA ETAPA ACCESO A CAMINO NEGRO

Pila	2	Diámetro del Pilote [m]		1.50	
1 - PERFIL GEOTÉCNICO					
Z [m]	Unidad Geológica	H [m]	N _{SPT}	Su [kPa]	γ [kN/m ³]
0.00 - 2.00	Relleno Fluvial	2.0	15.2	83.7	19.3
2.00 - 15.00	Arcillas y Limos No Plásticos	13.0	2.0	11.2	19.0
15.00 - 17.00	Arcillas Plásticas	2.0	2.4	15.0	16.3
17.00 - 23.00	Transición	6.0	12.4	68.2	19.0
23.00 - 32.00	Formación Pampeana	9.0	22.5	123.6	19.8
32.00 - 45.00	Formación Puelchense	13.0	51.6	--	21.0

2- RESISTENCIA FRICCIONAL

	Relleno Fluvial	Arcillas y Limos No Plásticos	Arcillas Plásticas	Transición	Formación Pampeana	Formación Puelchense
Plasticidad	P - NP	P - NP	P	P - NP	P - NP	NP
Z medio [m]	1.00	8.50	16.00	20.00	27.50	38.50
σ _v ' [MPa]	0.01	0.08	0.14	0.17	0.25	0.36
Su [kPa]	83.66	11.16	15.00	68.21	123.60	
α	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	
qs c [kPa]	46.01	6.14	8.25	37.52	67.98	
N _{SPT}	15.21	2.03		12.40	22.47	51.56
β	1.20	0.25		0.34	0.25	0.25
qs g [kPa]	11.14	19.23		59.42	61.54	90.57
qs [kPa]	11.14	6.14	8.25	37.52	61.54	90.57
FS _s	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Área [m ²]	2.36	61.26	9.42	28.27	42.41	61.26
Qs [kN]	13.13	188.09	38.88	530.36	1,304.93	2,774.25

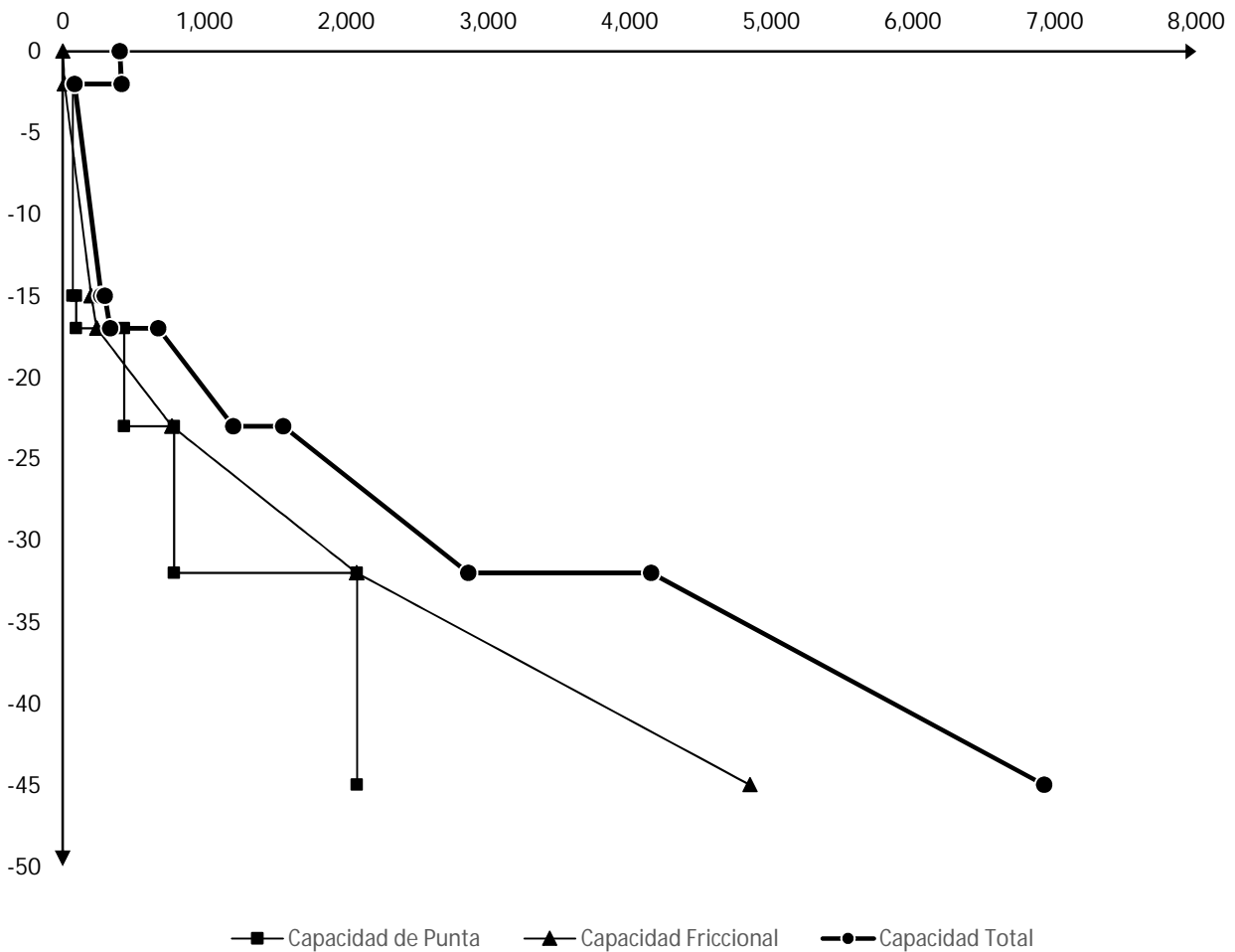
* Al primer estrato se le descuenta la contribución de los primeros 1500 mm

3 - RESISTENCIA DE PUNTA

	Relleno Fluvial	Arcillas y Limos No Plásticos	Arcillas Plásticas	Transición	Formación Pampeana	Formación Puelchense
Plasticidad	P - NP	P - NP	P	P - NP	P - NP	NP
Su [kPa]	83.66	11.16	15.00	68.21	123.60	
Nc	6.80	9.00	9.00	9.00	9.00	
qp c [kPa]	568.86	100.48	135.00	613.88	1,112.39	
N _{SPT}	15.21	2.03		12.40	22.47	51.56
qp g [kPa]	866.97	115.71		706.90	1,280.93	2,939.19
qp [kPa]	568.86	100.48	135.00	613.88	1,112.39	2,939.19
FS _p	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
Area [m ²]	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77
Qp [kN]	402.10	71.03	95.43	433.93	786.30	2,077.59

3 - CAPACIDAD DE CARGA

Z [m]	QP [kN]	QS [kN]	QT[kN]
0.00	402.10	0.00	402.10
-2.00	71.03	13.13	84.15
-15.00	95.43	201.22	296.64
-17.00	433.93	240.10	674.02
-23.00	786.30	770.45	1,556.75
-32.00	2,077.59	2,075.39	4,152.98
-45.00	2,077.59	4,849.64	6,927.23

4 - CURVA DE CAPACIDAD DE CARGA


<i>Carga de Servicio [kN]</i>	5,094.96	<i>Cota de Fundación [m]</i>	36.41
<i>No contribución de 1ϕ en el extremo inferior [kN]</i>	0.00	<i>Capacidad de Carga [kN]</i>	5,094.96

MEMORIA DE CÁLCULO

CURVAS DE CAPACIDAD DE CARGA VIADUCTO LA NORIA ETAPA ACCESO A CAMINO NEGRO

Pila	3	Diámetro del Pilote [m]	1.50		
1 - PERFIL GEOTÉCNICO					
Z [m]	Unidad Geológica	H [m]	N_{SPT}	Su [kPa]	γ [kN/m ³]
0.00 - 2.00	Relleno Fluvial	2.0	5.6	31.1	17.8
2.00 - 17.00	Arcillas y Limos No Plásticos	15.0	2.3	12.7	19.6
17.00 - 23.00	Transición	6.0	9.8	53.6	17.7
23.00 - 36.00	Formación Pampeana	13.0	23.2	127.8	19.8
36.00 - 45.00	Formación Puelchense	9.0	51.9	--	21.0

2- RESISTENCIA FRICCIONAL

	Relleno Fluvial	Arcillas y Limos No Plásticos	Transición	Formación Pampeana	Formación Puelchense
Plasticidad	P - NP	P - NP	P - NP	P - NP	NP
Z medio [m]	1.00	9.50	20.00	29.50	40.50
σ'_v [MPa]	0.01	0.09	0.18	0.27	0.38
Su [kPa]	31.07	12.67	53.64	127.85	
α	0.55	0.55	0.55	0.55	
qs c [kPa]	17.09	6.97	29.50	70.32	
N_{SPT}	5.65	2.30	9.75	23.24	51.93
β	0.47	0.25	0.27	0.25	0.25
qs g [kPa]	3.71	21.86	48.76	67.29	95.53
qs [kPa]	3.71	6.97	29.50	67.29	95.53
FS_s	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Área [m ²]	2.36	70.69	28.27	61.26	42.41
Qs [kN]	4.37	246.25	417.04	2,061.16	2,025.82

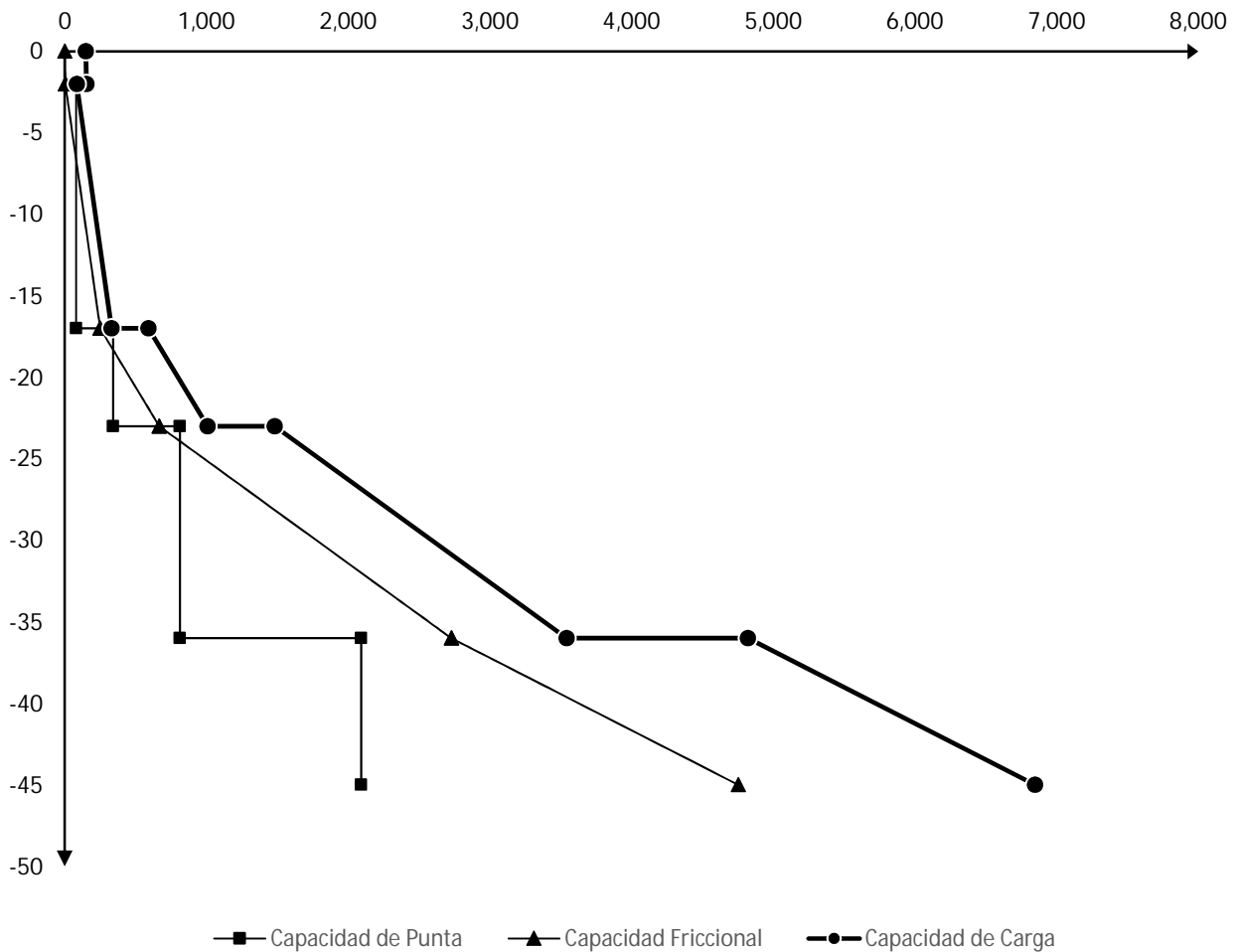
* Al primer estrato se le descuenta la contribución de los primeros 1500 mm

3 - RESISTENCIA DE PUNTA

	Relleno Fluvial	Arcillas y Limos No Plásticos	Transición	Formación Pampeana	Formación Puelchense
Plasticidad	P - NP	P - NP	P - NP	P - NP	NP
Su [kPa]	31.07	12.67	53.64	127.85	
Nc	6.80	9.00	9.00	9.00	
qp c [kPa]	211.25	114.01	482.72	1,150.63	
N_{SPT}	5.65	2.30	9.75	23.24	51.93
qp g [kPa]	321.96	131.29	555.86	1,324.96	2,960.10
qp [kPa]	211.25	114.01	482.72	1,150.63	2,960.10
FS_p	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
Area [m ²]	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77
Qp [kN]	149.33	80.59	341.22	813.33	2,092.37

3 - CAPACIDAD DE CARGA

Z [m]	QP [kN]	QS [kN]	QT[kN]
0.00	149.33	0.00	149.33
-2.00	80.59	4.37	84.96
-17.00	341.22	250.62	591.83
-23.00	813.33	667.66	1,480.99
-36.00	2,092.37	2,728.82	4,821.19
-45.00	2,092.37	4,754.63	6,847.00

4 - CURVA DE CAPACIDAD DE CARGA


Carga de Servicio [kN]	5,062.57	Cota de Fundación [m]	37.07
No contribución de 1ϕ en el extremo inferior [kN]	0.00	Capacidad de Carga [kN]	5,062.57

MEMORIA DE CÁLCULO

CURVAS DE CAPACIDAD DE CARGA VIADUCTO LA NORIA ETAPA ACCESO A CAMINO NEGRO

Pila	4	Diámetro del Pilote [m]	1.50		
1 - PERFIL GEOTÉCNICO					
Z [m]	Unidad Geológica	H [m]	N_{SPT}	Su [kPa]	γ [kN/m ³]
0.00 - 3.00	Relleno Fluvial	3.0	4.4	24.1	18.4
3.00 - 14.00	Arcillas y Limos No Plásticos	11.0	1.9	10.6	19.2
14.00 - 24.00	Transición	10.0	14.1	77.6	17.7
24.00 - 37.00	Formación Pampeana	13.0	24.9	137.0	19.3
37.00 - 45.00	Formación Puelchense	8.0	52.3	--	20.9

2- RESISTENCIA FRICCIONAL

	Relleno Fluvial	Arcillas y Limos No Plásticos	Transición	Formación Pampeana	Formación Puelchense
Plasticidad	P - NP	P - NP	P - NP	P - NP	NP
Z medio [m]	1.50	8.50	19.00	30.50	41.00
σ'_v [MPa]	0.01	0.08	0.16	0.26	0.37
Su [kPa]	24.14	10.62	77.64	136.98	
α	0.55	0.55	0.55	0.55	
qs c [kPa]	13.28	5.84	42.70	75.34	
N_{SPT}	4.39	1.93	14.12	24.90	52.32
β	0.35	0.25	0.41	0.25	0.25
qs g [kPa]	4.42	18.90	67.97	65.96	92.04
qs [kPa]	4.42	5.84	42.70	65.96	92.04
FS _s	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Área [m ²]	7.07	51.84	47.12	61.26	37.70
Qs [kN]	15.61	151.33	1,006.16	2,020.24	1,734.97

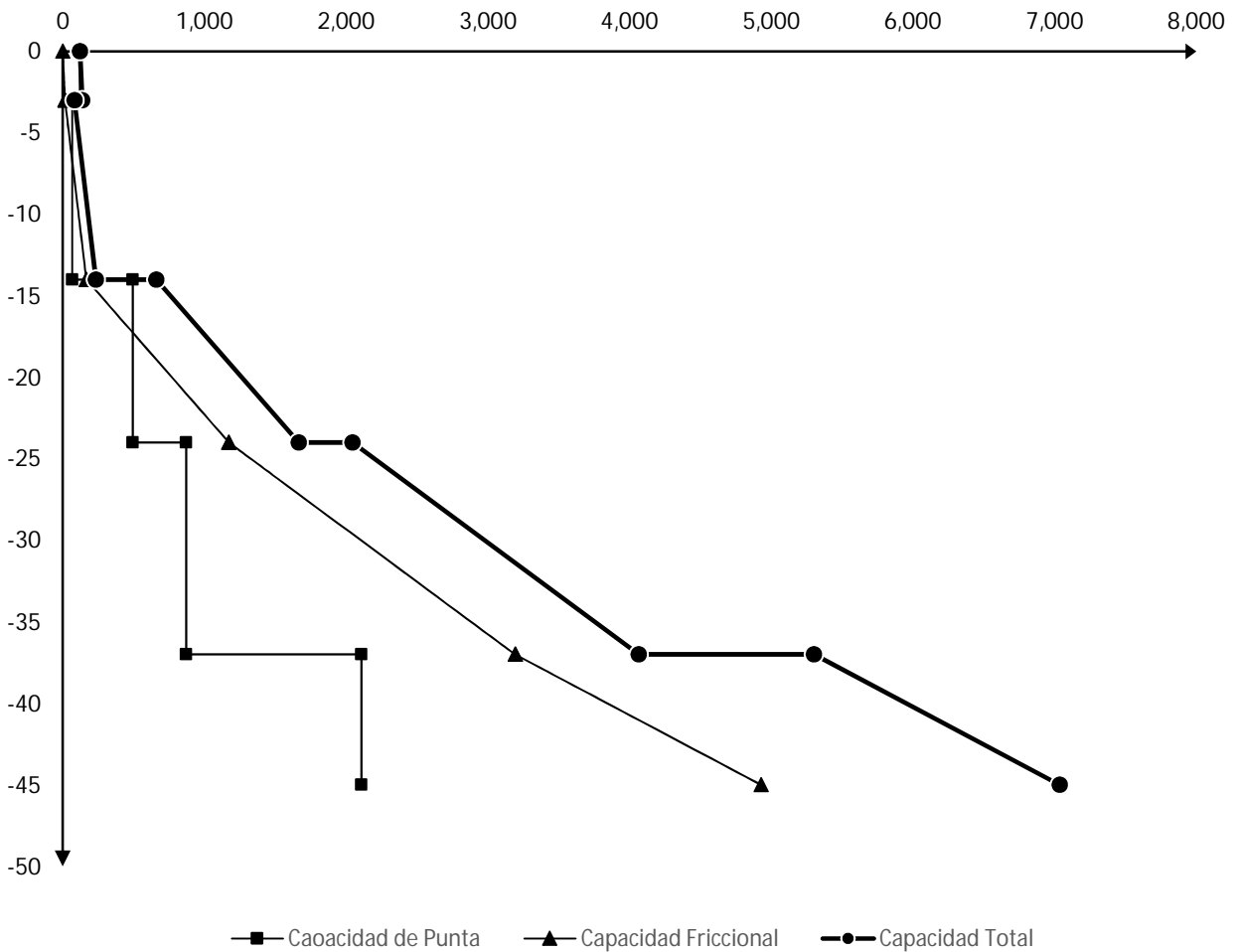
* Al primer estrato se le descuenta la contribución de los primeros 1500 mm

3 - RESISTENCIA DE PUNTA

	Relleno Fluvial	Arcillas y Limos No Plásticos	Transición	Formación Pampeana	Formación Puelchense
Plasticidad	P - NP	P - NP	P - NP	P - NP	NP
Su [kPa]	24.14	10.62	77.64	136.98	
Nc	7.20	9.00	9.00	9.00	
qp c [kPa]	173.82	95.55	698.77	1,232.78	
N_{SPT}	4.39	1.93	14.12	24.90	52.32
qp g [kPa]	250.20	110.02	804.65	1,419.56	2,982.43
qp [kPa]	173.82	95.55	698.77	1,232.78	2,982.43
FS _p	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
Area [m ²]	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77
Qp [kN]	122.87	67.54	493.93	871.40	2,108.15

3 - CAPACIDAD DE CARGA

Z [m]	QP [kN]	QS [kN]	QT[kN]
0.00	122.87	0.00	122.87
-3.00	67.54	15.61	83.15
-14.00	493.93	166.95	660.88
-24.00	871.40	1,173.11	2,044.50
-37.00	2,108.15	3,193.35	5,301.50
-45.00	2,108.15	4,928.31	7,036.47

4 - CURVA DE CAPACIDAD DE CARGA


<i>Carga de Servicio [kN]</i>	5,185.81	<i>Cota de Fundación [m]</i>	37.00
<i>No contribución de 1φ en el extremo inferior [kN]</i>	0.00	<i>Capacidad de Carga [kN]</i>	5,301.50

MEMORIA DE CÁLCULO

CURVAS DE CAPACIDAD DE CARGA VIADUCTO LA NORIA ETAPA ACCESO A CAMINO NEGRO

Pila	5	Diámetro del Pilote [m]		1.50	
1 - PERFIL GEOTÉCNICO					
Z [m]	Unidad Geológica	H [m]	N _{SPT}	Su [kPa]	γ [kN/m ³]
0.00 - 3.00	Relleno Fluvial	3.0	5.0	27.3	18.9
3.00 - 4.00	Arcillas Plásticas	1.0	2.0	15.0	16.6
4.00 - 11.00	Arcillas y Limos No Plásticos	7.0	1.7	10.0	18.8
11.00 - 23.00	Transición	12.0	16.0	88.2	17.6
23.00 - 36.00	Formación Pampeana	13.0	26.6	146.1	19.0
36.00 - 45.00	Formación Puelchense	9.0	53.0	--	20.9

2- RESISTENCIA FRICCIONAL

	Relleno Fluvial	Arcillas Plásticas	Arcillas y Limos No Plásticos	Transición	Formación Pampeana	Formación Puelchense
Plasticidad	P - NP	P	P - NP	P - NP	P - NP	NP
Z medio [m]	1.50	3.50	7.50	17.00	29.50	40.50
σ _v ' [MPa]	0.01	0.03	0.06	0.14	0.25	0.35
Su [kPa]	27.29	15.00	10.00	88.21	146.10	
α	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	
qs c [kPa]	15.01	8.25	5.50	48.51	80.36	
N _{SPT}	4.96		1.65	16.04	26.56	53.01
β	0.40		0.25	0.50	0.25	0.25
qs g [kPa]	5.33		16.06	69.94	61.35	88.23
qs [kPa]	5.33	8.25	5.50	48.51	61.35	88.23
FS _s	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Área [m ²]	7.07	4.71	32.99	56.55	61.26	42.41
Qs [kN]	18.82	19.44	90.71	1,371.72	1,879.07	1,871.03

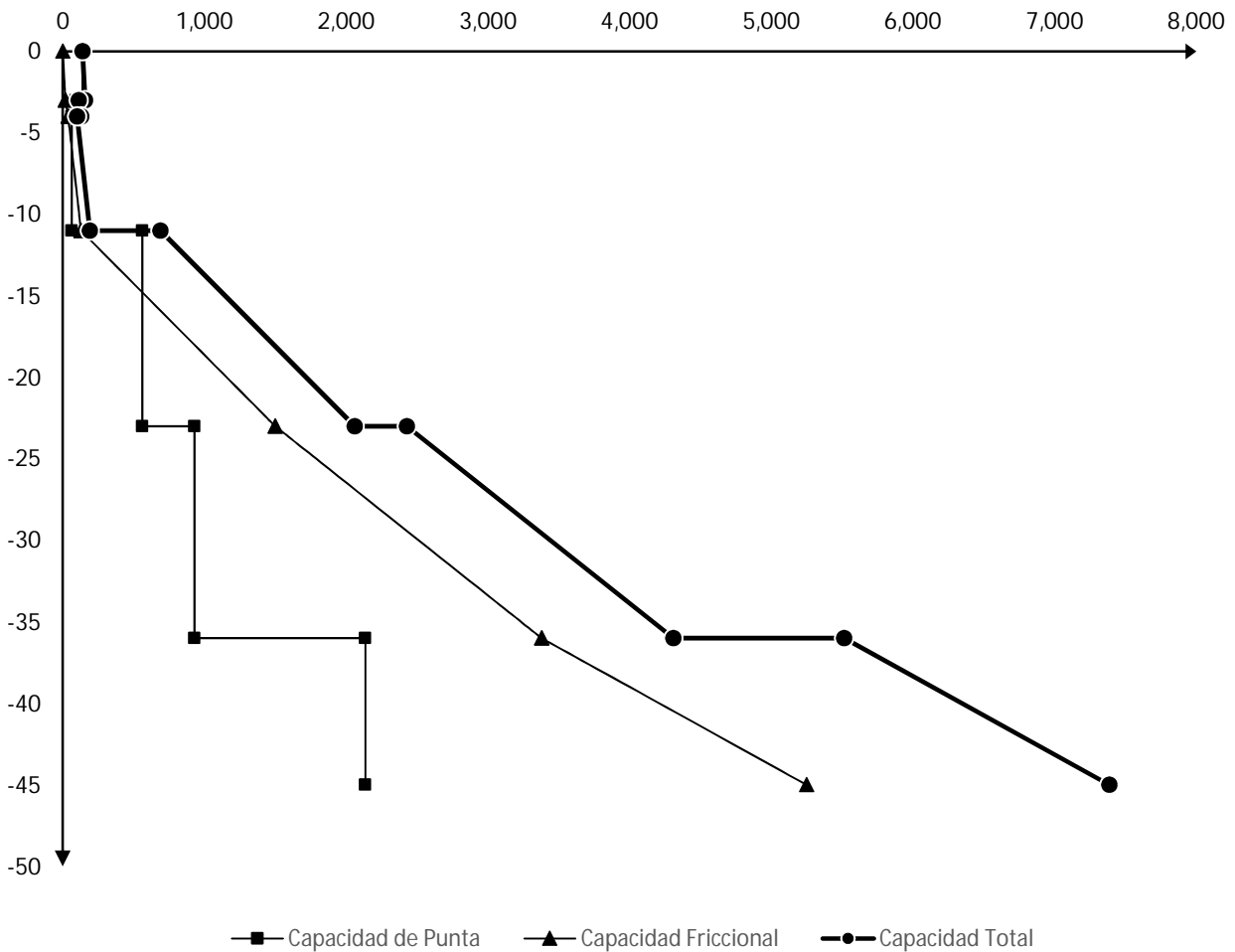
* Al primer estrato se le descuenta la contribución de los primeros 1500 mm

3 - RESISTENCIA DE PUNTA

	Relleno Fluvial	Arcillas Plásticas	Arcillas y Limos No Plásticos	Transición	Formación Pampeana	Formación Puelchense
Plasticidad	P - NP	P	P - NP	P - NP	P - NP	NP
Su [kPa]	27.29	15.00	10.00	88.21	146.10	
Nc	7.20	8.80	9.00	9.00	9.00	
qp c [kPa]	196.50	132.00	90.00	793.88	1,314.93	
N _{SPT}	4.96		1.65	16.04	26.56	53.01
qp g [kPa]	282.84		94.20	914.16	1,514.16	3,021.73
qp [kPa]	196.50	132.00	90.00	793.88	1,314.93	3,021.73
FS _p	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
Area [m ²]	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77
Qp [kN]	138.90	93.31	63.62	561.16	929.47	2,135.94

3 - CAPACIDAD DE CARGA

Z [m]	QP [kN]	QS [kN]	QT[kN]
0.00	138.90	0.00	138.90
-3.00	93.31	18.82	112.13
-4.00	63.62	38.26	101.88
-11.00	561.16	128.97	690.13
-23.00	929.47	1,500.69	2,430.16
-36.00	2,135.94	3,379.76	5,515.70
-45.00	2,135.94	5,250.79	7,386.73

4 - CURVA DE CAPACIDAD DE CARGA


Carga de Servicio [kN]	5,094.96	Cota de Fundación [m]	36.00
No contribución de 1ϕ en el extremo inferior [kN]	0.00	Capacidad de Carga [kN]	5,515.70

MEMORIA DE CÁLCULO

CURVAS DE CAPACIDAD DE CARGA VIADUCTO LA NORIA ETAPA ACCESO A CAMINO NEGRO

Pila	6	Diámetro del Pilote [m]		1.50	
1 - PERFIL GEOTÉCNICO					
Z [m]	Unidad Geológica	H [m]	N _{SPT}	Su [kPa]	γ [kN/m ³]
0.00 - 4.00	Relleno Fluvial	4.0	9.9	54.7	19.5
4.00 - 9.00	Arcillas Plásticas	5.0	1.9	15.0	16.7
9.00 - 11.00	Arcillas y Limos No Plásticos	2.0	1.6	10.0	18.5
11.00 - 27.00	Transición	16.0	12.1	66.4	17.5
27.00 - 39.00	Formación Pampeana	12.0	28.2	155.2	19.0
39.00 - 45.00	Formación Puelchense	6.0	54.4	--	20.8

2 - RESISTENCIA FRICCIONAL

	Relleno Fluvial	Arcillas Plásticas	Arcillas y Limos No Plásticos	Transición	Formación Pampeana	Formación Puelchense
Plasticidad	P - NP	P	P - NP	P - NP	P - NP	NP
Z medio [m]	2.00	6.50	10.00	19.00	33.00	42.00
σ _v ' [MPa]	0.02	0.05	0.08	0.15	0.26	0.35
Su [kPa]	54.69	15.00	10.00	66.43	155.23	
α	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	
qs c [kPa]	30.08	8.25	5.50	36.54	84.88	
N _{SPT}	9.94		1.61	12.08	28.22	54.42
β	0.77		0.25	0.35	0.25	0.25
qs g [kPa]	14.63		20.01	52.41	65.54	87.17
qs [kPa]	14.63	8.25	5.50	36.54	65.54	87.17
FS _s	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Área [m ²]	11.78	23.56	9.42	75.40	56.55	28.27
Qs [kN]	86.15	97.19	25.92	1,377.49	1,853.05	1,232.40

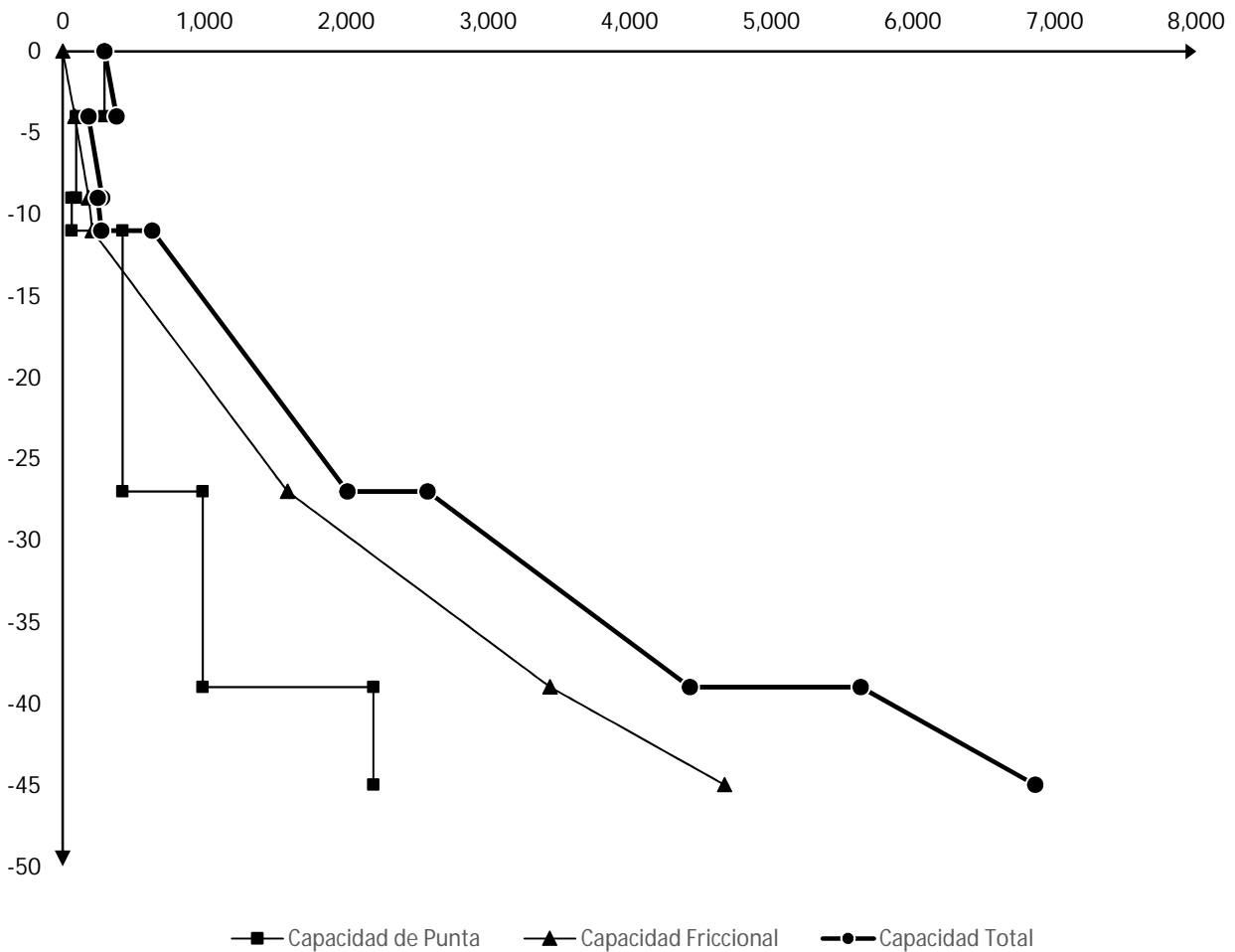
* Al primer estrato se le descuenta la contribución de los primeros 1500 mm

3 - RESISTENCIA DE PUNTA

	Relleno Fluvial	Arcillas Plásticas	Arcillas y Limos No Plásticos	Transición	Formación Pampeana	Formación Puelchense
Plasticidad	P - NP	P	P - NP	P - NP	P - NP	NP
Su [kPa]	54.69	15.00	10.00	66.43	155.23	
Nc	7.60	9.00	9.00	9.00	9.00	
qp c [kPa]	415.63	135.00	90.00	597.91	1,397.08	
N _{SPT}	9.94		1.61	12.08	28.22	54.42
qp g [kPa]	566.77		91.50	688.51	1,608.76	3,101.90
qp [kPa]	415.63	135.00	90.00	597.91	1,397.08	3,101.90
FS _p	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
Area [m ²]	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77
Qp [kN]	293.79	95.43	63.62	422.64	987.54	2,192.60

3 - CAPACIDAD DE CARGA

Z [m]	QP [kN]	QS [kN]	QT[kN]
0.00	293.79	0.00	293.79
-4.00	95.43	86.15	181.58
-9.00	63.62	183.34	246.96
-11.00	422.64	209.26	631.90
-27.00	987.54	1,586.76	2,574.29
-39.00	2,192.60	3,439.81	5,632.41
-45.00	2,192.60	4,672.21	6,864.81

4 - CURVA DE CAPACIDAD DE CARGA


Carga de Servicio [kN]	5,223.22	Cota de Fundación [m]	39.00
No contribución de 1ϕ en el extremo inferior [kN]	0.00	Capacidad de Carga [kN]	5,632.41

MEMORIA DE CÁLCULO

CURVAS DE CAPACIDAD DE CARGA VIADUCTO LA NORIA ETAPA ACCESO A CAMINO NEGRO

Pila	7	Diámetro del Pilote [m]		1.50	
1 - PERFIL GEOTÉCNICO					
Z [m]	Unidad Geológica	H [m]	N _{SPT}	Su [kPa]	γ [kN/m ³]
0.00 - 4.00	Relleno Fluvial	4.0	9.3	51.2	19.9
4.00 - 7.00	Arcillas y Limos No Plásticos	3.0	1.6	10.0	18.3
7.00 - 12.00	Arcillas Plásticas	5.0	1.8	15.0	16.7
12.00 - 29.00	Transición	17.0	9.7	53.4	17.9
29.00 - 40.00	Formación Pampeana	11.0	29.8	164.1	19.4
40.00 - 45.00	Formación Puelchense	5.0	53.8	--	20.8

2- RESISTENCIA FRICCIONAL

	Relleno Fluvial	Arcillas y Limos No Plásticos	Arcillas Plásticas	Transición	Formación Pampeana	Formación Puelchense
Plasticidad	P - NP	P - NP	P	P - NP	P - NP	NP
Z medio [m]	2.00	5.50	9.50	20.50	34.50	42.50
σ _v ' [MPa]	0.02	0.05	0.08	0.17	0.28	0.36
Su [kPa]	51.20	10.00	15.00	53.36	164.10	
α	0.55	0.55	0.55	0.55	0.54	
qs c [kPa]	28.16	5.50	8.25	29.35	88.29	
N _{SPT}	9.31	1.56		9.70	29.84	53.78
β	0.72	0.25		0.26	0.25	0.25
qs g [kPa]	14.15	12.97		42.46	71.00	90.66
qs [kPa]	14.15	5.50	8.25	29.35	71.00	90.66
FS _s	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Área [m ²]	11.78	14.14	23.56	80.11	51.84	23.56
Qs [kN]	83.35	38.88	97.19	1,175.51	1,840.23	1,068.10

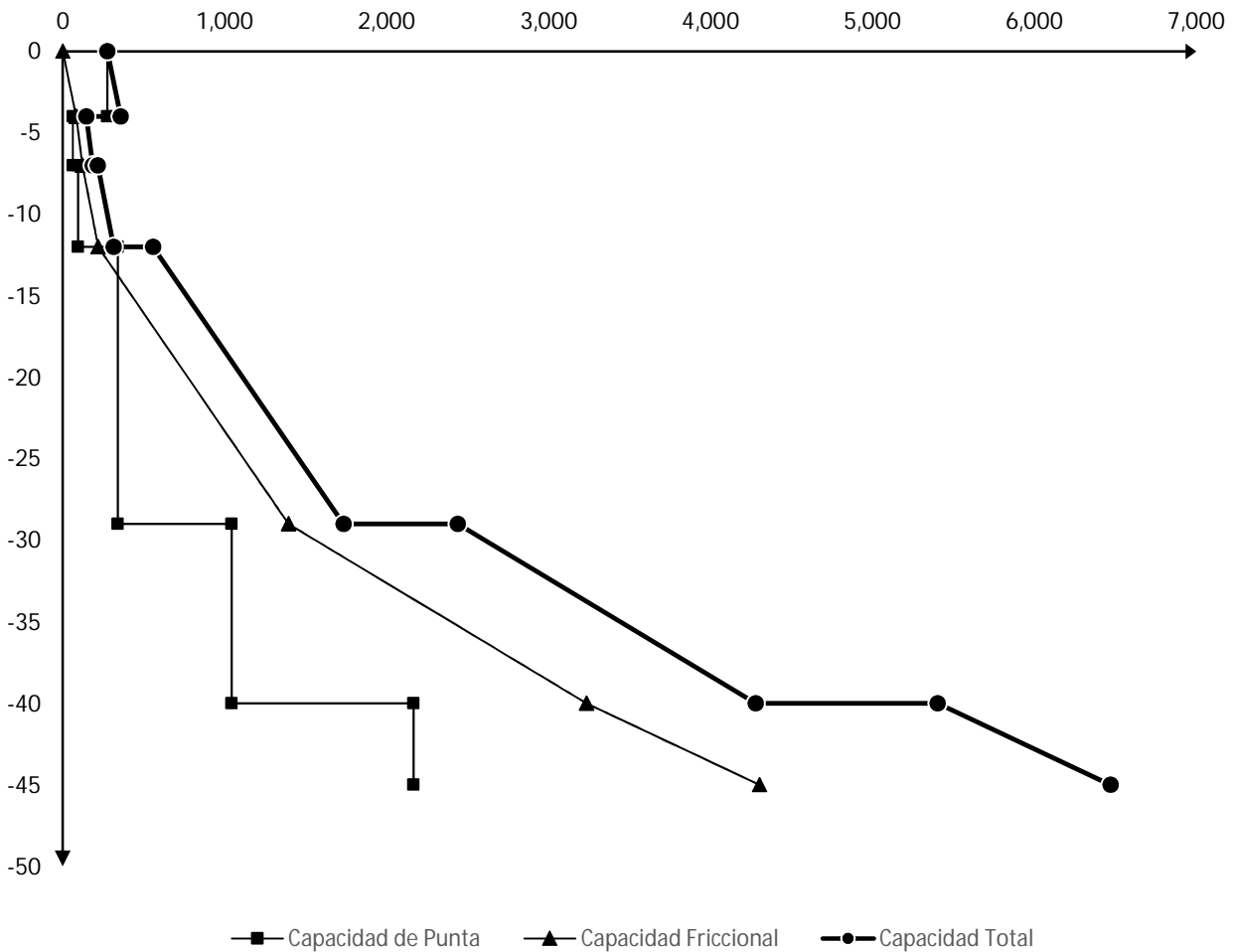
* Al primer estrato se le descuenta la contribución de los primeros 1500 mm

3 - RESISTENCIA DE PUNTA

	Relleno Fluvial	Arcillas y Limos No Plásticos	Arcillas Plásticas	Transición	Formación Pampeana	Formación Puelchense
Plasticidad	P - NP	P - NP	P	P - NP	P - NP	NP
Su [kPa]	51.20	10.00	15.00	53.36	164.10	
Nc	7.60	9.00	9.00	9.00	9.00	
qp c [kPa]	389.12	90.00	135.00	480.22	1,476.87	
N _{SPT}	9.31	1.56		9.70	29.84	53.78
qp g [kPa]	530.62	88.79		552.99	1,700.63	3,065.68
qp [kPa]	389.12	88.79	135.00	480.22	1,476.87	3,065.68
FS _p	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
Area [m ²]	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77
RP [kN]	275.05	62.76	95.43	339.45	1,043.94	2,167.00

3 - CAPACIDAD DE CARGA

Z [m]	QP [kN]	QS [kN]	QT[kN]
0.00	275.05	0.00	275.05
-4.00	62.76	83.35	146.11
-7.00	95.43	122.23	217.66
-12.00	339.45	219.43	558.88
-29.00	1,043.94	1,394.93	2,438.87
-40.00	2,167.00	3,235.16	5,402.16
-45.00	2,167.00	4,303.27	6,470.27

4 - CURVA DE CAPACIDAD DE CARGA


Carga de Servicio [kN]	5,215.65	Cota de Fundación [m]	40.00
No contribución de 1ϕ en el extremo inferior [kN]	0.00	Capacidad de Carga [kN]	5,402.16

MEMORIA DE CÁLCULO

CURVAS DE CAPACIDAD DE CARGA VIADUCTO LA NORIA ETAPA ACCESO A CAMINO NEGRO

<i>Pila</i>	8	<i>Diámetro del Pilote [m]</i>			1.50
1 - PERFIL GEOTÉCNICO					
<i>Z [m]</i>	<i>Unidad Geológica</i>	<i>H [m]</i>	<i>N_{SPT}</i>	<i>Su [kPa]</i>	<i>γ [kN/m³]</i>
0.00 - 2.00	Relleno Fluvial	2.0	4.7	26.0	20.0
2.00 - 9.00	Arcillas y Limos No Plásticos	7.0	1.5	10.0	18.0
9.00 - 13.00	Arcillas Plásticas	4.0	1.8	15.0	16.8
13.00 - 28.00	Transición	15.0	8.4	46.4	18.8
28.00 - 40.00	Formación Pampeana	12.0	31.4	172.8	20.1
40.00 - 45.00	Formación Puelchense	5.0	51.7	--	20.7

2- RESISTENCIA FRICCIONAL

	Relleno Fluvial	Arcillas y Limos No Plásticos	Arcillas Plásticas	Transición	Formación Pampeana	Formación Puelchense
<i>Plasticidad</i>	P - NP	P - NP	P	P - NP	P - NP	NP
<i>Z medio [m]</i>	1.00	5.50	11.00	20.50	34.00	42.50
<i>σ_v' [MPa]</i>	0.01	0.05	0.09	0.17	0.30	0.38
<i>Su [kPa]</i>	25.99	10.00	15.00	46.40	172.78	
<i>α</i>	0.55	0.55	0.55	0.55	0.53	
<i>qs c [kPa]</i>	14.30	5.50	8.25	25.52	91.48	
<i>N_{SPT}</i>	4.73	1.51		8.44	31.41	51.71
<i>β</i>	0.40	0.25		0.25	0.25	0.25
<i>qs g [kPa]</i>	3.95	11.99		42.23	73.75	95.56
<i>qs [kPa]</i>	3.95	5.50	8.25	25.52	73.75	95.56
<i>FS_s</i>	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
<i>Área [m²]</i>	2.36	32.99	18.85	70.69	56.55	23.56
<i>Qs [kN]</i>	4.65	90.71	77.75	901.92	2,085.29	1,125.74

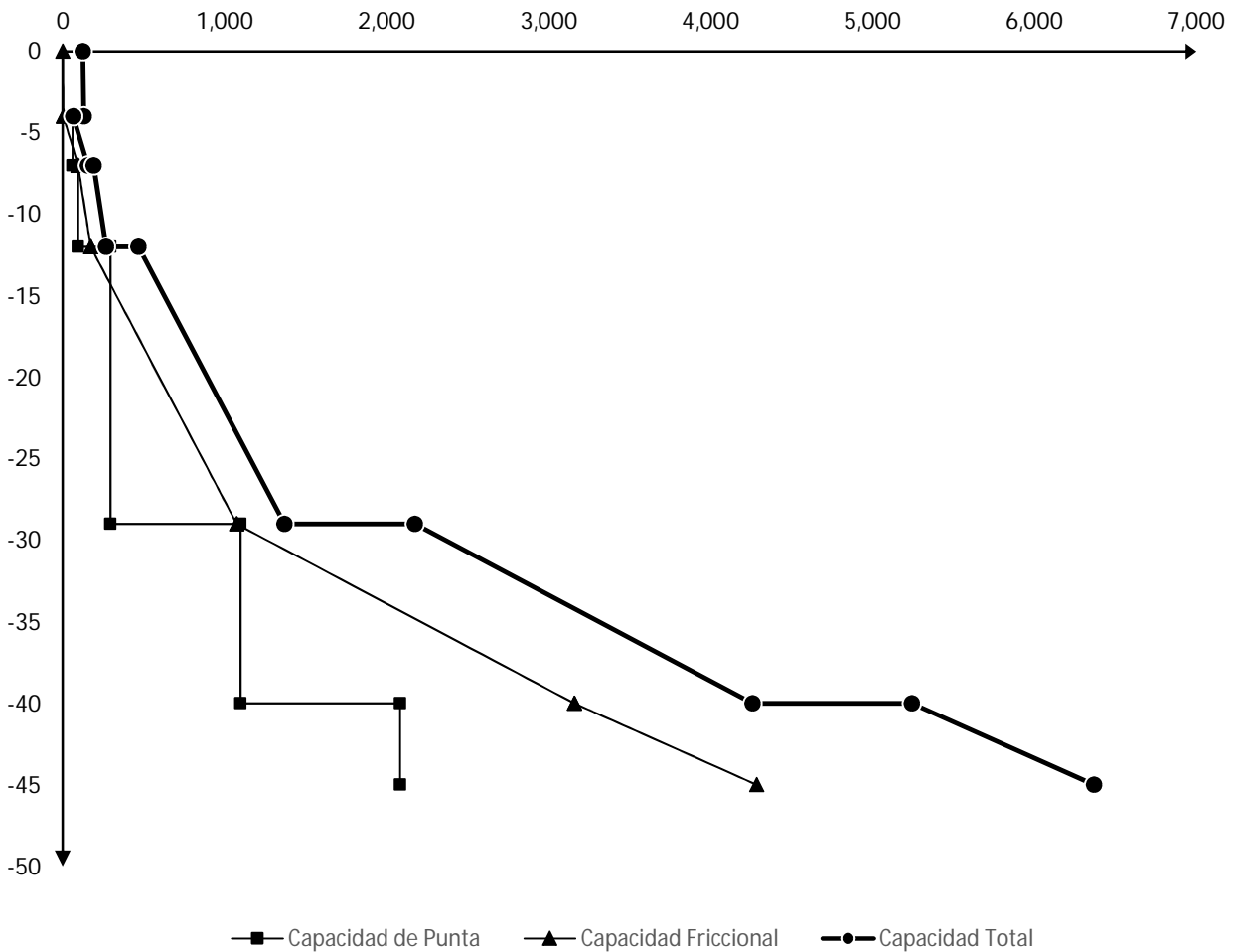
* Al primer estrato se le descuenta la contribución de los primeros 1500 mm

3 - RESISTENCIA DE PUNTA

	Relleno Fluvial	Arcillas y Limos No Plásticos	Arcillas Plásticas	Transición	Formación Pampeana	Formación Puelchense
<i>Plasticidad</i>	P - NP	P - NP	P	P - NP	P - NP	NP
<i>Su [kPa]</i>	25.99	10.00	15.00	46.40	172.78	
<i>N_c</i>	6.80	9.00	9.00	9.00	9.00	
<i>qp c [kPa]</i>	176.75	90.00	135.00	417.59	1,554.99	
<i>N_{SPT}</i>	4.73	1.51		8.44	31.41	51.71
<i>qp g [kPa]</i>	269.37	86.08		480.86	1,790.60	2,947.60
<i>qp [kPa]</i>	176.75	86.08	135.00	417.59	1,554.99	2,947.60
<i>FS_p</i>	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
<i>Area [m²]</i>	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77
<i>Qp [kN]</i>	124.93	60.84	95.43	295.17	1,099.16	2,083.54

3 - CAPACIDAD DE CARGA

Z [m]	QP [kN]	QS [kN]	QT[kN]
0.00	124.93	0.00	124.93
-2.00	60.84	4.65	65.50
-9.00	95.43	95.37	190.79
-13.00	295.17	173.12	468.29
-28.00	1,099.16	1,075.04	2,174.20
-40.00	2,083.54	3,160.33	5,243.86
-45.00	2,083.54	4,286.07	6,369.61

4 - CURVA DE CAPACIDAD DE CARGA


<i>Carga de Servicio [kN]</i>	5,190.40	<i>Cota de Fundación [m]</i>	40.00
<i>No contribución de 1φ en el extremo inferior [kN]</i>	0.00	<i>Capacidad de Carga [kN]</i>	5,243.86

MEMORIA DE CÁLCULO

CURVAS DE CAPACIDAD DE CARGA VIADUCTO LA NORIA ETAPA ACCESO A CAMINO NEGRO

Pila	9	Diámetro del Pilote [m]		1.50	
1 - PERFIL GEOTÉCNICO					
Z [m]	Unidad Geológica	H [m]	N _{SPT}	Su [kPa]	γ [kN/m ³]
0.00 - 2.00	Relleno Fluvial	2.0	6.4	34.9	19.7
2.00 - 10.00	Arcillas y Limos No Plásticos	8.0	2.2	11.9	18.4
10.00 - 14.00	Arcillas Plásticas	4.0	1.8	15.0	16.7
14.00 - 29.00	Transición	15.0	9.0	49.6	18.6
29.00 - 40.00	Formación Pampeana	11.0	29.7	163.2	20.0
40.00 - 45.00	Formación Puelchense	5.0	49.6	--	20.7

2- RESISTENCIA FRICCIONAL

	Relleno Fluvial	Arcillas y Limos No Plásticos	Arcillas Plásticas	Transición	Formación Pampeana	Formación Puelchense
Plasticidad	P - NP	P - NP	P	P - NP	P - NP	NP
Z medio [m]	1.00	6.00	12.00	21.50	34.50	42.50
σ _v ' [MPa]	0.01	0.05	0.10	0.18	0.30	0.38
Su [kPa]	34.94	11.92	15.00	49.61	163.25	
α	0.55	0.55	0.55	0.55	0.54	
qs c [kPa]	19.22	6.56	8.25	27.29	87.97	
N _{SPT}	6.35	2.17		9.02	29.68	49.64
β	0.53	0.25		0.25	0.25	0.25
qs g [kPa]	5.14	13.28		44.61	74.55	94.96
qs [kPa]	5.14	6.56	8.25	27.29	74.55	94.96
FS _s	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Área [m ²]	2.36	37.70	18.85	70.69	51.84	23.56
Qs [kN]	6.06	123.58	77.75	964.36	1,932.14	1,118.78

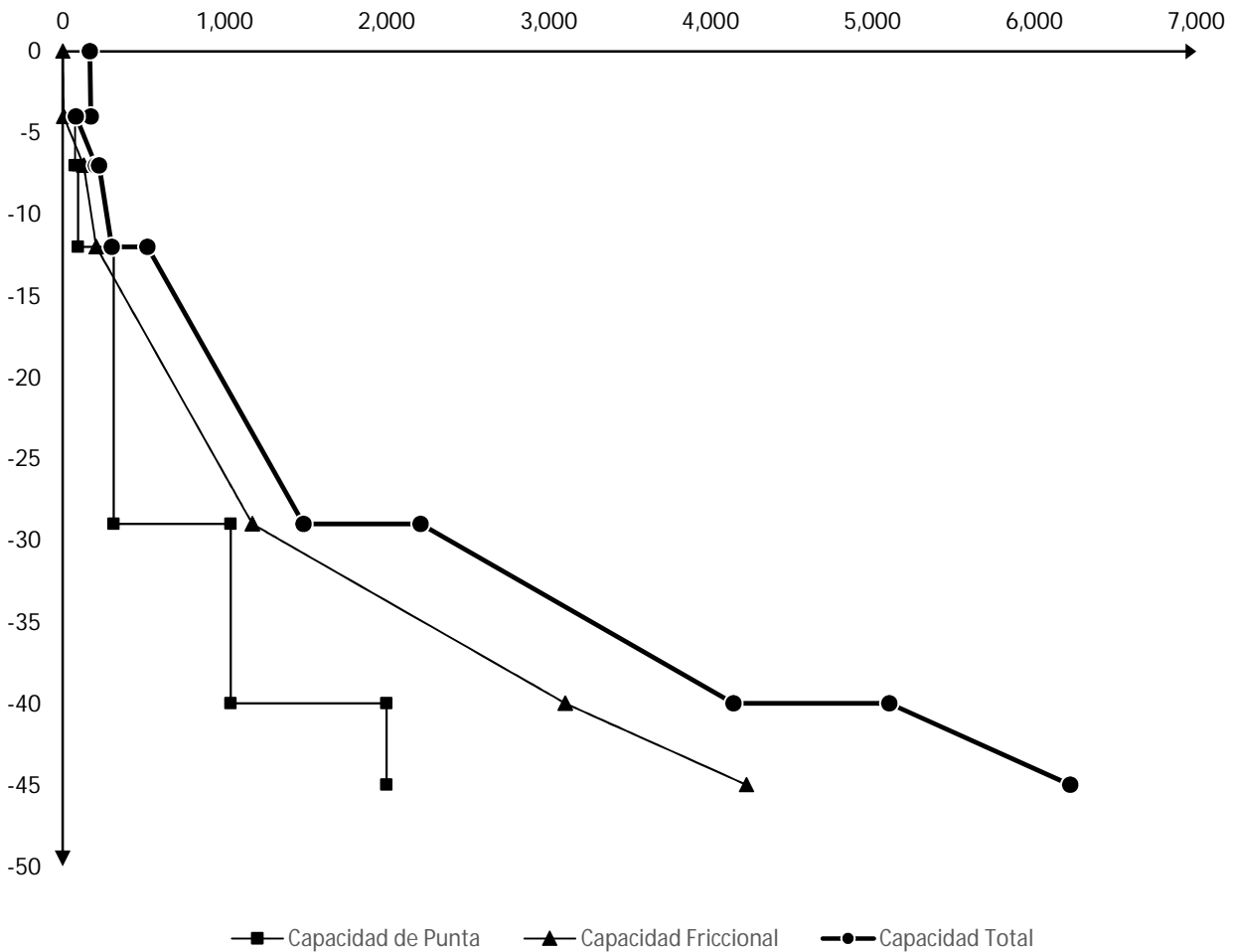
* Al primer estrato se le descuenta la contribución de los primeros 1500 mm

3 - RESISTENCIA DE PUNTA

	Relleno Fluvial	Arcillas y Limos No Plásticos	Arcillas Plásticas	Transición	Formación Pampeana	Formación Puelchense
Plasticidad	P - NP	P - NP	P	P - NP	P - NP	NP
Su [kPa]	34.94	11.92	15.00	49.61	163.25	
Nc	6.80	9.00	9.00	9.00	9.00	
qp c [kPa]	237.60	107.29	135.00	446.50	1,469.21	
N _{SPT}	6.35	2.17		9.02	29.68	49.64
qp g [kPa]	362.11	123.54		514.15	1,691.82	2,829.53
qp [kPa]	237.60	107.29	135.00	446.50	1,469.21	2,829.53
FS _p	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
Area [m ²]	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77
Qp [kN]	167.95	75.84	95.43	315.61	1,038.53	2,000.07

3 - CAPACIDAD DE CARGA

Z [m]	QP [kN]	QS [kN]	QT[kN]
0.00	167.95	0.00	167.95
-2.00	75.84	6.06	81.90
-10.00	95.43	129.64	225.07
-14.00	315.61	207.40	523.01
-29.00	1,038.53	1,171.76	2,210.29
-40.00	2,000.07	3,103.90	5,103.98
-45.00	2,000.07	4,222.68	6,222.75

4 - CURVA DE CAPACIDAD DE CARGA


Carga de Servicio [kN]	5,158.28	Cota de Fundación [m]	40.24
No contribución de 1ϕ en el extremo inferior [kN]	0.00	Capacidad de Carga [kN]	5,158.28

MEMORIA DE CÁLCULO

CURVAS DE CAPACIDAD DE CARGA VIADUCTO LA NORIA ETAPA ACCESO A CAMINO NEGRO

Pila	10	Diámetro del Pilote [m]	1.50		
1 - PERFIL GEOTÉCNICO					
Z [m]	Unidad Geológica	H [m]	N_{SPT}	Su [kPa]	γ [kN/m ³]
0.00 - 3.00	Relleno Fluvial	3.0	9.7	53.1	19.2
3.00 - 10.00	Arcillas y Limos No Plásticos	7.0	3.0	16.6	19.1
10.00 - 14.00	Arcillas Plásticas	4.0	1.9	15.0	16.5
14.00 - 29.00	Transición	15.0	10.1	55.6	18.3
29.00 - 40.00	Formación Pampeana	11.0	27.1	148.8	19.7
40.00 - 45.00	Formación Puelchense	5.0	47.6	--	20.6

2- RESISTENCIA FRICCIONAL

	Relleno Fluvial	Arcillas y Limos No Plásticos	Arcillas Plásticas	Transición	Formación Pampeana	Formación Puelchense
Plasticidad	P - NP	P - NP	P	P - NP	P - NP	NP
Z medio [m]	1.50	6.50	12.00	21.50	34.50	42.50
σ'_v [MPa]	0.01	0.06	0.10	0.18	0.29	0.37
Su [kPa]	53.13	16.58	15.00	55.57	148.79	
α	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	
qs c [kPa]	29.22	9.12	8.25	30.57	81.83	
N_{SPT}	9.66	3.02		10.10	27.05	47.57
β	0.77	0.25		0.25	0.25	0.25
qs g [kPa]	10.73	14.87		44.82	73.65	93.66
qs [kPa]	10.73	9.12	8.25	30.57	73.65	93.66
FS _s	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Área [m ²]	7.07	32.99	18.85	70.69	51.84	23.56
Qs [kN]	37.92	150.44	77.75	1,080.29	1,908.89	1,103.44

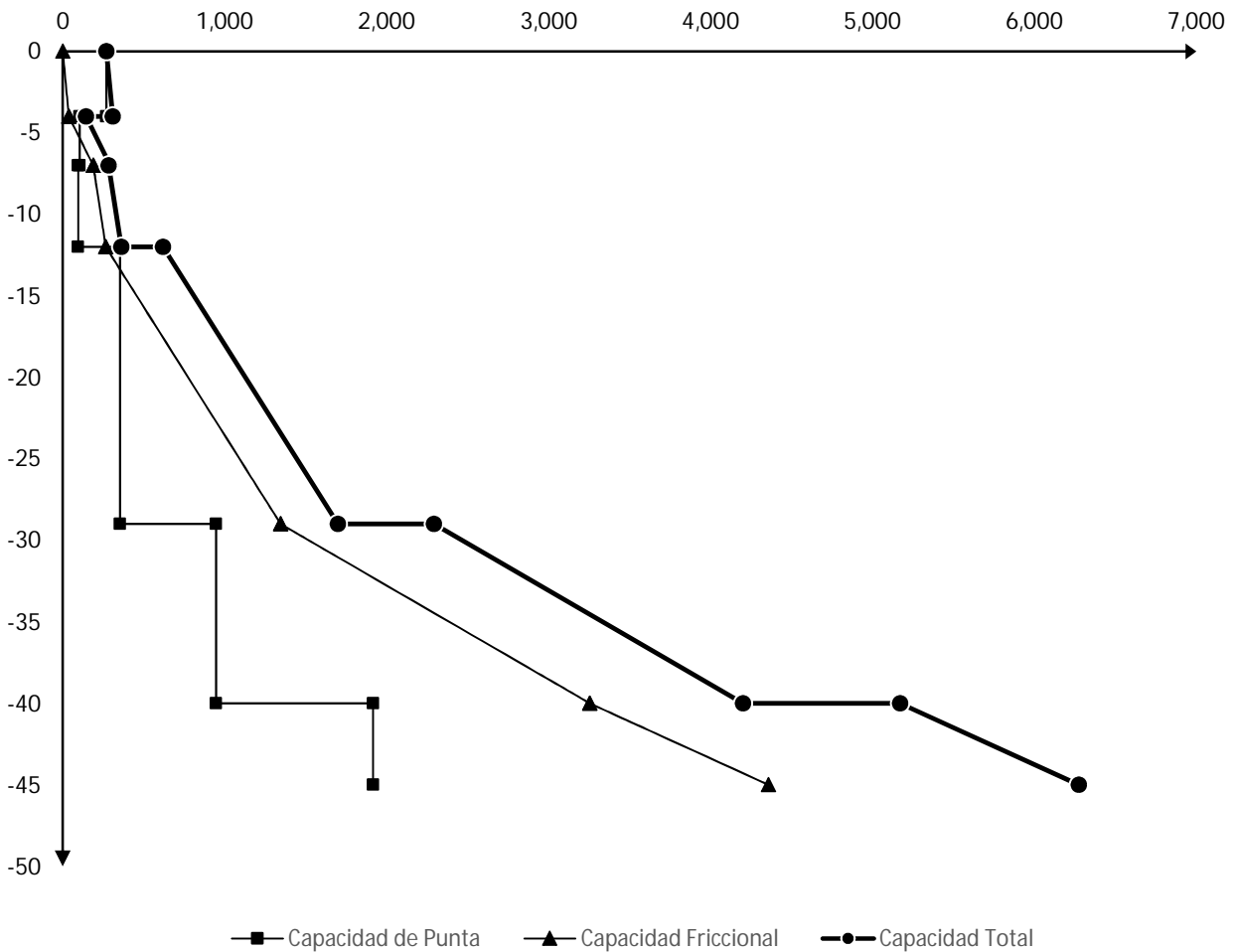
* Al primer estrato se le descuenta la contribución de los primeros 1500 mm

3 - RESISTENCIA DE PUNTA

	Relleno Fluvial	Arcillas y Limos No Plásticos	Arcillas Plásticas	Transición	Formación Pampeana	Formación Puelchense
Plasticidad	P - NP	P - NP	P	P - NP	P - NP	NP
Su [kPa]	53.13	16.58	15.00	55.57	148.79	
Nc	7.20	9.00	9.00	9.00	9.00	
qp c [kPa]	382.53	149.26	135.00	500.17	1,339.10	
N_{SPT}	9.66	3.02		10.10	27.05	47.57
qp g [kPa]	550.61	171.87		575.95	1,541.99	2,711.45
qp [kPa]	382.53	149.26	135.00	500.17	1,339.10	2,711.45
FS _p	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
Area [m ²]	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77
Qp [kN]	270.39	105.50	95.43	353.55	946.55	1,916.61

3 - CAPACIDAD DE CARGA

Z [m]	QP [kN]	QS [kN]	QT[kN]
0.00	270.39	0.00	270.39
-3.00	105.50	37.92	143.42
-10.00	95.43	188.36	283.79
-14.00	353.55	266.12	619.67
-29.00	946.55	1,346.41	2,292.96
-40.00	1,916.61	3,255.30	5,171.91
-45.00	1,916.61	4,358.74	6,275.35

4 - CURVA DE CAPACIDAD DE CARGA


Carga de Servicio [kN]	5,122.76	Cota de Fundación [m]	40.00
No contribución de 1ϕ en el extremo inferior [kN]	0.00	Capacidad de Carga [kN]	5,171.91

MEMORIA DE CÁLCULO

CURVAS DE CAPACIDAD DE CARGA VIADUCTO LA NORIA ETAPA ACCESO A CAMINO NEGRO

Pila	11	Diámetro del Pilote [m]	1.50		
1 - PERFIL GEOTÉCNICO					
Z [m]	Unidad Geológica	H [m]	N_{SPT}	Su [kPa]	γ [kN/m ³]
0.00 - 3.00	Relleno Fluvial	3.0	13.0	71.3	18.8
3.00 - 10.00	Arcillas y Limos No Plásticos	7.0	3.9	21.2	19.7
10.00 - 14.00	Arcillas Plásticas	4.0	2.0	15.0	16.4
14.00 - 29.00	Transición	15.0	11.2	61.5	17.9
29.00 - 40.00	Formación Pampeana	11.0	24.4	134.3	19.4
40.00 - 45.00	Formación Puelchense	5.0	45.5	--	20.6

2- RESISTENCIA FRICCIONAL

	Relleno Fluvial	Arcillas y Limos No Plásticos	Arcillas Plásticas	Transición	Formación Pampeana	Formación Puelchense
Plasticidad	P - NP	P - NP	P	P - NP	P - NP	NP
Z medio [m]	1.50	6.50	12.00	21.50	34.50	42.50
σ'_v [MPa]	0.01	0.06	0.11	0.18	0.29	0.37
Su [kPa]	71.32	21.25	15.00	61.54	134.33	
α	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	
qs c [kPa]	39.22	11.69	8.25	33.85	73.88	
N_{SPT}	12.97	3.86		11.19	24.42	45.50
β	1.04	0.25		0.28	0.25	0.25
qs g [kPa]	13.74	15.10		49.50	72.45	92.06
qs [kPa]	13.74	11.69	8.25	33.85	72.45	92.06
FS _s	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Área [m ²]	7.07	32.99	18.85	70.69	51.84	23.56
Qs [kN]	48.57	192.75	77.75	1,196.22	1,877.72	1,084.51

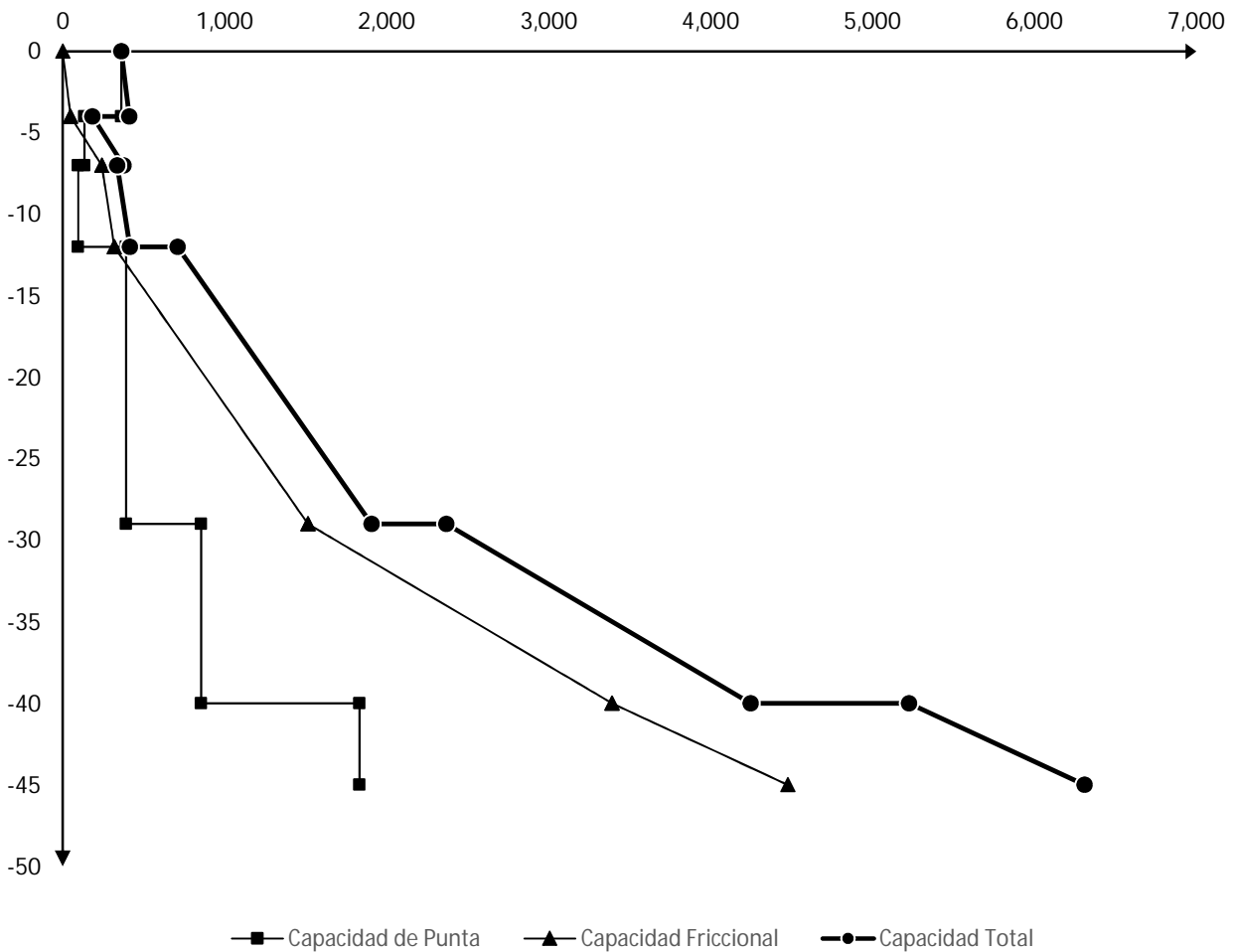
* Al primer estrato se le descuenta la contribución de los primeros 1500 mm

3 - RESISTENCIA DE PUNTA

	Relleno Fluvial	Arcillas y Limos No Plásticos	Arcillas Plásticas	Transición	Formación Pampeana	Formación Puelchense
Plasticidad	P - NP	P - NP	P	P - NP	P - NP	NP
Su [kPa]	71.32	21.25	15.00	61.54	134.33	
Nc	7.20	9.00	9.00	9.00	9.00	
qp c [kPa]	513.48	191.23	135.00	553.84	1,208.99	
N_{SPT}	12.97	3.86		11.19	24.42	45.50
qp g [kPa]	739.10	220.20		637.76	1,392.17	2,593.37
qp [kPa]	513.48	191.23	135.00	553.84	1,208.99	2,593.37
FS _p	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
Area [m ²]	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77
Qp [kN]	362.96	135.17	95.43	391.49	854.58	1,833.15

3 - CAPACIDAD DE CARGA

Z [m]	QP [kN]	QS [kN]	QT[kN]
0.00	362.96	0.00	362.96
-3.00	135.17	48.57	183.74
-10.00	95.43	241.31	336.74
-14.00	391.49	319.07	710.56
-29.00	854.58	1,515.28	2,369.86
-40.00	1,833.15	3,393.00	5,226.15
-45.00	1,833.15	4,477.51	6,310.66

4 - CURVA DE CAPACIDAD DE CARGA


Carga de Servicio [kN]	5,111.13	Cota de Fundación [m]	40.00
No contribución de 1ϕ en el extremo inferior [kN]	0.00	Capacidad de Carga [kN]	5,226.15