UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

Análisis comparativo del comportamiento estructural de un puente peatonal
de acero de 70 metros de luz libre aplicando las especificaciones de la
AASHTO considerando estratos de suelo blando y rígido

TESIS

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR

Chirinos Ramírez, Jaime (0000-0002-1789-3568)

ASESOR

Durán Cárdenas, Freddy (0000-0002-2578-891X)

Lima, Septiembre de 2020

DEDICATORIA

A mis padres y hermano por el constante apoyo

AGRADECIMIENTOS

Al Ingeniero. Freddy Duran, por su asesoramiento en este trabajo

RESUMEN

La presente tesis se tiene por objetivo la de realizar un análisis comparativo del comportamiento estructural de un puente peatonal de acero de estructura mixta, cuyos elementos estructurales están dimensionados de acuerdo a las indicaciones de la especificación técnica AASHTO LRFD.

En este trabajo de investigación se usaron datos de una zona de proyecto para la realización del análisis comparativo. Esto con el fin de obtener perfiles resultados que se asemejen a la realidad en el contexto peruano. Esto debido a que la configuración misma del puente peatonal generaba fuerzas horizontales mayores en relación a las verticales haciendo necesaria la utilización de pilotes inclinados para aplacarlas.

Otro punto fuerte de este trabajo es la utilización de secciones de acero tubulares que no es de uso frecuente en Perú ya que se prefiere el uso de secciones tipo W de acero. En sí, en Perú la gran mayoría de puentes peatonales son de concreto. Por otro lado, las verificaciones dictadas por normativas como la AASHTO LRFD, que se encuentra asimilada por el Manual de Puentes (2018) emitido por el Ministerio de Transporte y Comunicaciones, hace hincapié en el uso de una guía especializada para el caso de pasarelas peatonales.

Palabras clave: AASHTO; peatonal; pilotes, suelo; blando; curvas P-Y; puente; vibraciones

Comparative analysis of the structural behavior of a 70 meter free span steel pedestrian bridge applying the AASHTO specifications considering soft and rigid soil strata

ABSTRACT

The aim of the present thesis is to make a comparative analysis of the structural behavior of the pedestrian bridge of Steel, which elements follow AASHTO LRFD indications concerning their geometry.

In this investigation, data from a site job were used in order to perform of a comparative analysis. All this due to the fact of obtaining results that could resemble Peruvian context. Moreover, because of the structural configuration of the pedestrian bridge, the horizontal forces ended up being greater than the vertical ones. All these led to the decision of using piles to counter heavy horizontal forces.

Concerning the superstructures, hollow steel section (HSS) were used for the analysis. In Perú most of pedestrian bridges are made with concrete and even if for some reason steel was determined as the main material for the structural, W sections are frequently used in comparison of HSS. Finally, once the analysis is performed then the verifications dictated by AASHTO LRFD (well assimilated now by Peruvian Bridge Manual), will allow us to validate our results.

Keywords: AASHTO; pedestrian; piles, soil; soft; curves P-Y; bridge; vibrations

TABLA DE CONTENIDOS

1	INTRODUCCIÓN.....	21
2	PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	22
2.1	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	22
2.1.1	Antecedentes.....	22
2.1.2	Formulación del Problema.....	22
2.1.3	Formulación de la Hipótesis	22
2.2	OBJETIVOS.....	23
2.2.1	Objetivo General.....	23
2.2.2	Objetivos Específicos	23
2.2.3	Indicadores de logros de objetivos	24
2.3	ALCANCE.....	25
2.4	LIMITACIONES	26
3	MARCO TEÓRICO.....	27
3.1	NORMATIVA EMPLEADA.....	27
3.2	MODELAMIENTO DE PASARELA PEATONAL	28
3.2.1	Elementos de la superestructura	29
3.2.2	Elementos de la subestructura	30
3.3	SUPERESTRUCTURA: CARGAS Y VERIFICACIONES	40
3.3.1	Definición de cargas	40
3.3.2	Definición de Combinación de Cargas	52
3.3.3	Dimensionamiento de Barandas Peatonales	53
3.3.4	Dimensionamiento de Elementos de Madera	55
3.3.5	Verificación por Resistencia.....	57
3.3.6	Verificación de las vibraciones.....	67
3.3.7	Verificación de los Desplazamiento	70
3.4	SUBESTRUCTURA: CARGAS Y VERIFICACIONES	71
3.4.1	Verificación por Resistencia.....	71
3.4.2	Verificación por Servicio.....	82

4	MODELAMIENTO ELÁSTICO DEL PUENTE	88
4.1	DATOS DE ENTRADA DE ZONA DEL PROYECTO	88
4.1.1	Ubicación.....	88
4.1.2	Topografía	89
4.1.3	Geotecnia	91
4.1.4	Hidrología.....	93
4.1.5	Hidráulica	95
4.2	MODELAJE ELÁSTICO USANDO ELEMENTOS FINITOS PARA LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE.....	98
4.2.1	Propiedades de los materiales.....	98
4.2.2	Pre-dimensionamiento de los elementos de la superestructura	101
4.2.3	Descripción del Modelo Estructural	114
4.2.4	Condiciones de Borde.....	118
4.2.5	Cargas	120
4.2.6	Combinación de cargas.....	136
4.2.7	Propiedades de los Materiales	136
4.2.8	Pre-dimensionamiento de Elementos Estructurales en Sub-Estructura.....	136
4.2.9	Descripción del Modelo Estructural	145
4.2.10	Condiciones de Borde.....	148
4.3	MODELO ESTRUCTURAL ADOPTADO PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE 154	
5	ANÁLISIS ELÁSTICO DEL PUENTE	155
5.1	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA EN CASO DE SUELO RÍGIDO. 155	
5.1.1	Resultados de Combinación de Carga RESISTENCIA I y EVENTO EXTREMO I	155
5.1.2	Resultados de Combinación de Carga RESISTENCIA III	160
5.1.3	Resultados de Combinación de Carga SERVICIO I	160
5.1.4	Resultados de modos de vibración	161
5.2	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA SUBESTRUCTURA EN CASO DE SUELO RÍGIDO	162
5.2.1	Resultados de Fuerzas Axiales para combinación de carga RESISTENCIA I EVENTO EXTREMO I en pilotes	163

5.2.2	Resultados de Fuerzas cortantes para combinación de carga RESISTENCIA I EVENTO EXTREMO I en pilotes	164
5.2.3	Resultados de Momentos Flectores para combinación de carga RESISTENCIA I EVENTO EXTREMO I en pilotes	165
5.3	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA EN CASO DE SUELO BLANDO 166	
5.3.1	Resultados de combinación de carga RESISTENCIA I y EVENTO EXTREMO I	166
5.3.2	Resultados de Combinación de Carga RESISTENCIA III	171
5.3.3	Resultados de Combinación de Carga SERVICIO I	171
5.3.4	Resultados de modos de vibración	172
5.4	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA SUBESTRUCTURA EN CASO DE SUELO BLANDO ..	173
5.4.1	Resultados de Fuerzas Axiales para combinación de carga RESISTENCIA I EVENTO EXTREMO I en pilotes	174
5.4.2	Resultados de Fuerzas cortantes para combinación de carga RESISTENCIA I EVENTO EXTREMO I en pilotes	175
5.4.3	Resultados de Momentos Flectores para combinación de carga RESISTENCIA I EVENTO EXTREMO I en pilotes	176
6	ANÁLISIS COMPARATIVO DE RESULTADOS DEL PUENTE	177
6.1	EVALUACIÓN DE RESULTADOS DE LA SUPERESTRUCTURA.....	177
6.1.1	Evaluación del estado límite último (ELU-Superestructura)	177
6.1.2	Evaluación del estado límite de servicio (ELS-Superestructura)	242
6.2	EVALUACIÓN DE RESULTADOS DE LA SUBESTRUCTURA.....	259
6.2.1	Evaluación del estado límite último (ELU-Subestructura).....	259
6.2.2	Evaluación del estado límite por servicio (ELS-Subestructura).....	293
7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	303
7.1	CONCLUSIONES	303
7.2	RECOMENDACIONES	305
8	REFERENCIAS	306
7. ANEXOS		311

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Tabla 1 Indicadores de tres primeras dimensiones	24
Tabla 2 Tabla 1 Indicadores de tres últimas dimensiones	25
Tabla 3 Densidades peatonales	41
Tabla 4 Peso individual de peatón	42
Tabla 5 Factores de Zonas "Z" Según E.030	45
Tabla 6 Categoría de Importancia para puentes	46
Tabla 7 Clasificación de los Perfiles de Suelo	47
Tabla 8 Factores de Suelo "S"	48
Tabla 9 Periodos "Tp" y "TL"	48
Tabla 10 Factor de Modificación de Respuesta R - AASHTO LRFD	50
Tabla 11 Esfuerzos admisibles para flexión	55
Tabla 12 Esfuerzos admisibles de corte	56
Tabla 13 Rango de Frecuencias (Hz) de las Vibraciones Verticales (SETRA)	68
Tabla 14 Rango de Frecuencias (Hz) de las Vibraciones Horizontales (SETRA)	68
Tabla 15 Consideración del tipo de casos según el rango de frecuencias y clase de puente peatonal (SETRA)	68
Tabla 16 Rango de Aceleraciones Verticales (SETRA)	69
Tabla 17 Rango de Aceleraciones Horizontales (SETRA)	69
Tabla 18 Valores de x y $1/1+x$ para suelos cohesivos y no cohesivos (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 1974)	74
Tabla 19 Propiedades para caso de suelo rígido	91
Tabla 20 Propiedades para caso de suelo blando	91
Tabla 21 Ensayo SPT de caso suelo rígido	92
Tabla 22 Ensayo SPT de suelo Blando	92
Tabla 23 Valor de los Caudales de diseño para cada Periodo de retorno	94
Tabla 24 Propiedades de elementos de acero	99
Tabla 25 Propiedades de elementos de Concreto	100
Tabla 26 Propiedades de elementos de Madera	100
Tabla 27 Resistencia a la flexión y corte según normativa	100
Tabla 28 Cargas Admisibles Para Entablado de Grupo A	101
Tabla 29 Tabla comparativa de esfuerzos cortantes	103
Tabla 30 Tabla Comparativa de Esfuerzo de Compresión perpendiculares a la fibra	103

Tabla 31 Tabla comparativa de esfuerzos de compresión y tracción debidos a la flexión	104
Tabla 32 Datos de Ensayo de Penetración Estándar para caso de suelo rígido.....	131
Tabla 33 Datos de Ensayo de Penetración Estándar para caso de suelo blando	132
Tabla 34 Materiales Concreto.....	136
Tabla 35 Cargas en Estribo.....	137
Tabla 36 Valores de resortes laterales para caso de suelo rígido	151
Tabla 37 Valores de resortes laterales para caso de suelo blando	152
Tabla 38 Verificación de Fuerza a compresión (elemento Longitudinal)	239
Tabla 39 Verificación de Fuerza a tensión (elemento Longitudinal)	239
Tabla 40 Verificación de Momentos Flectores (elemento Longitudinal).....	239
Tabla 41 Verificación de Fuerzas Cortantes (elemento Longitudinal).....	240
Tabla 42 Verificación de Fuerza a compresión (elemento Transversal)	240
Tabla 43 Verificación de Fuerza a tensión (elemento Longitudinal)	240
Tabla 44 Verificación de Momentos Flectores (elemento Longitudinal).....	241
Tabla 45 Verificación de Fuerza a compresión (elemento Diagonal Externo)	241
Tabla 46 Verificación de Fuerza a tensión (elemento Diagonal Externo)	242
Tabla 47 Verificación de Fuerza a compresión (elemento Diagonal Externo)	242
Tabla 48 Verificación de Fuerza a tensión (elemento Diagonal Externo)	242
Tabla 49 Capacidad Portante Suelo Rígido sin influencia	261
Tabla 50 Capacidad Portante Suelo Blando sin influencia.....	262
Tabla 51 Capacidad Portante Suelo Rígido bajo influencia de nivel freático	264
Tabla 52 Capacidad Portante Suelo Blando bajo influencia de nivel freático	265
Tabla 53 Capacidad Portante Suelo Rígido bajo influencia de nivel freático y Socavación	268
Tabla 54 Capacidad Portante Suelo Blando bajo influencia de nivel freático y Socavación	269
Tabla 55 Fuerzas axiales en Pilotes para casos de suelo rígido y blando.....	291
Tabla 56 Momentos Flectores para casos de suelo rígido y blando	291
Tabla 57 Asentamiento de Caso Suelo Blando	297
Tabla 58 Incremento de esfuerzo debido a material de relleno	299
Tabla 59 Asentamiento por el método de la Tangente de Janbu para la cimentación equivalente - Suelo Rígido	301

Tabla 60 Asentamiento por el método de la Tangente de Janbu para la cimentación equivalente - Suelo Blando.....	301
Tabla 61 Asentamiento debido a compresión elástica del pilote - Suelo Blando.....	302
Tabla 62 Asentamiento debido a compresión elástica del pilote - Suelo Rígido	302

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Imagen Referencial puente.....	22
Figura 2 Elemento diferencial de solido.....	31
Figura 3 Modelo de Resortes en Pilote y Modelo de suelo como Medio Continuo.....	32
Figura 4 Curva p-y propuesta por Evans y Duncan en 1982.....	35
Figura 5 Típica curva carga axial de pilotes vs. desplazamiento	39
Figura 6 Carga de punta pilote vs Desplazamiento (Q-z)	39
Figura 7 Factor de Riesgo de resonancia, para vibraciones verticales y laterales de caso 1 y 2	42
Figura 8 Factor de Riesgo de resonancia, para vibraciones verticales y laterales de caso 3 4 3	
Figura 9 Zonas Sísmicas según E.030	45
Figura 10 Ejemplo de Aplicación de Fuerzas sobre Barandas Según Normativa.....	53
Figura 11 Ejemplo de estructura de pasamanos en norma ASSHTO LRFD 2014.....	54
Figura 12 Diagrama de Flujo para Verificación de la Tensión Axial	57
Figura 13 Diagrama de Flujo para Verificación de la Compresión Axial.....	59
Figura 14 Diagrama de Flujo para Verificación de la resistencia a la Flexión	61
Figura 15 Diagrama de Flujo para Verificación de la fuerza Cortante	65
Figura 16 Efecto Lock-In en una sección de la pasarela peatonal.....	69
Figura 17 Perfil de terreno antes y después de erosión (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 1974).....	72
Figura 18 Factor de corrección por contracción del cauce μ (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 1974)	73
Figura 19 Diagrama de Cuerpo Libre para Pilote.....	74
Figura 20 N_t vs ángulo de fricción del suelo (Das, 2011).....	76
Figura 21 β vs ángulo de fricción del suelo (Das, 2011).....	77
Figura 22 Plano Neutro (Goudrealt y Fellenius 1994)	80
Figura 23 Ubicación de cimentación equivalente según AASHTO LRFD.....	84
Figura 24 Índice de capacidad portante C vs. Número de golpes del ensayo SPT corregido	85
Figura 25 Esfuerzo vertical efectivo debido a material de relleno	86
Figura 26 Ubicación en Departamento de Cuzco	88
Figura 27 Vista Isométrica de Puente sobre topografía.....	89
Figura 28 Vista alzado en topografía.....	89

Figura 29 Vista en Planta de puente sobre Topografía.....	90
Figura 30 Topografía a emplear para modelamiento en IBER.....	95
Figura 31 Mallado de topografía para modelamiento en IBER	96
Figura 32 Aplicación de los valores de rugosidad para la zona del rio y alrededor	96
Figura 33 Vista en alzado de zona de trabajo para determinación del NAME	97
Figura 34 Nivel de Socavación del puente que justifica la profundidad de los pilotes.....	98
Figura 35 Sección de Vigüeta.....	101
Figura 36 Esquema de Entablado sobre Vigüetas del Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino	101
Figura 37 Modelo estructural para análisis de vigüeta (Carga Peatonal(w_2) + Peso Vigüeta(w_1)).....	102
Figura 38 Diagrama de Desplazamientos verticales para vigüeta (Carga Peatonal + Peso Vigüeta)	102
Figura 39 Diagrama de Fuerzas cortantes para vigüeta (Carga Peatonal + Peso Vigüeta)	103
Figura 40 Diagrama de Momentos Flectores de vigüetas (Carga Peatonal + Peso Vigüeta)	104
Figura 41 Modelo Estructural para Viga apoyada sobre sección transversal de Pasarela.	105
Figura 42 Sección de Perfil de Acero W8x15 (en mm)	105
Figura 43 Dimensiones Baranda.....	107
Figura 44 Vista Isométrica con rango de colores de las secciones de la superestructura..	108
Figura 45 Ubicación en vista isométrica del Dimensionamiento del elemento longitudinal (color magenta).....	109
Figura 46 Ubicación en vista isométrica del Dimensionamiento del elemento Transversal (color púrpura).....	110
Figura 47 Ubicación en vista isométrica del Dimensionamiento del elemento Diagonal Externo (color verde).....	112
Figura 48 Ubicación en vista isométrica del Dimensionamiento del elemento Diagonal Interno (color rojo)	113
Figura 49 Líneas tangentes a arco para la formación de la superestructura del puente	114
Figura 50 Vista en alzado de modelo de elementos finitos de la superestructura	114
Figura 51 Vista Isométrica de modelo de elementos finitos de la superestructura	115
Figura 52 Vista en alzado de modelo de elementos finitos de la superestructura con separación cada 2.5m.....	115

Figura 53 Vista en planta de modelo de elementos finitos de la superestructura.....	116
Figura 54 Vista transversal desde inicio de puente	116
Figura 55 Composición de elementos que conforman la superestructura	117
Figura 56.....	118
Figura 57 Condiciones de borde para fuerzas en la superestructura	119
Figura 58 Carga Muerta de secciones de elementos de soporte Externos y Centrales en Modelo Real	120
Figura 59 Elementos transversales del Modelo Real.....	121
Figura 60 Elementos Diagonales en extremos del Modelo Real.....	122
Figura 61 Elementos Diagonales en el Centro del Modelo Real.....	123
Figura 62 Elementos de pasamanos longitudinales y verticales del Modelo Real.....	124
Figura 63 Sección Típica Tablero del Puente.....	125
Figura 64 Carga Muerta de Tablero en metro cuadrado.....	125
Figura 65 Carga Uniforme aplicada verticalmente sobre elementos de Baranda.....	127
Figura 66 Carga Uniforme es aplicada en sentido horizontal sobre elementos de Baranda	127
Figura 67 Cargas Puntuales Aplicadas sobre Baranda	127
Figura 68 Ubicación de Zona de Proyecto en zona Sísmica según Normativa E.030	130
Figura 69 Espectro de Respuesta según Normativa E.030.....	133
Figura 70 Aplicación de carga dinámica Peatonal sobre puente	135
Figura 71 Carga dinámica peatonal sobre cada elemento membrana	135
Figura 72 Fuerza lateral y vertical sobre tablero del puente.....	135
Figura 73 Dimensiones del Estribo del Puente Peatonal	137
Figura 74 Partes de Estribo.....	138
Figura 75 Profundidad aproximada para la carga individual del pilote	138
Figura 76 Esquema de Fuerzas actuando sobre Estribo	140
Figura 77 Fuerzas Actuantes Sobre Estribo Extremo.....	140
Figura 78 Distribución de Pilotes Inclinado	141
Figura 79 Centro de Gravedad de Pilotes.....	142
Figura 80 Diagrama de Fuerzas de Pilotes Inclinaados	143
Figura 81 Vista Isométrica de los pilotes junta al estribo.....	144
Figura 82 Vista Isométrica de Modelo Estructural de Estribo	145
Figura 83 Condición de borde para conexión entre superestructura y subestructura.....	145

Figura 84 Vista en Planta de nodos de Estribo que se conectarán a los pilotes	146
Figura 85 Dimensiones de modelo estructural para Estribo.....	146
Figura 86 Resortes Discretizados en Pilote sin inclinación.....	147
Figura 87 Resortes Discretizados en Pilote Inclinado	147
Figura 88 Esquema de modelo Estructural de Pilotes y estribo	147
Figura 89 Curva P-Y de Evans y Duncan (1982) Para una profundidad de 20m.....	150
Figura 90 Curvas P-Y según Evans-Duncan (1982) – Caso suelo rígido	150
Figura 91 Curvas P-Y según Evans-Duncan (1982) – Caso suelo blando	151
Figura 92 Curva Q-z según API RP 2-WSD en ambos casos de suelo	152
Figura 93 Curva t-z según API RP 2-WSD en caso de suelo rígido	153
Figura 94 Curva t-z según API RP 2-WSD en caso de suelo rígido	153
Figura 95 Vista Isométrica del modelo Estructural de la Pasarela Peatonal	154
Figura 96 Fuerza Axiales en superestructura para combinación de cargas RESISTENCIA I caso suelo rígido	156
Figura 97 Fuerza Axiales en superestructura para combinación de cargas EVENTO EXTREMO I caso suelo rígido	156
Figura 98 Fuerza Cortantes en superestructura para combinación de cargas RESISTENCIA I caso suelo rígido.....	157
Figura 99 Fuerza Cortantes en superestructura para combinación de cargas EVENTO EXTREMO I caso suelo rígido	157
Figura 100 Momentos Flectores en superestructura para combinación de cargas RESISTENCIA I caso suelo rígido	158
Figura 101 Momentos Flectores en superestructura para combinación de cargas EVENTO EXTREMO I caso suelo rígido	158
Figura 102 Momentos Torsores en superestructura para combinación de cargas RESISTENCIA I caso suelo rígido	159
Figura 103 Momentos Torsores en superestructura para combinación de cargas EVENTO EXTREMO I caso suelo rígido	159
Figura 104 Vista en Alzado de Desplazamientos Horizontales para la combinación de carga SERVICIO I en caso de suelo rígido.....	160
Figura 105 Vista en Alzado y Planta de Desplazamientos Verticales para la combinación de carga SERVICIO I en caso de suelo rígido	160
Figura 106 Modos Verticales del Puente Peatona Caso Suelo Rígido	161

Figura 107 Modos Transversales del Puente Peatonal Caso Suelo Rígido	161
Figura 108 Fuerzas axiales de combinación de carga EVENTO EXTREMO I para caso de suelo rígido en pilotes.....	163
Figura 109 Fuerzas axiales de combinación de carga RESISTENCIA I para caso de suelo rígido en pilotes	163
Figura 110 Fuerzas Cortantes de la Combinación RESISTENCIA I para Pilotes para caso de suelo Rígido.....	164
Figura 111 Fuerzas Cortantes de la Combinación EVENTO EXTREMO I para Pilotes para caso de suelo rígido	164
Figura 112 Momentos Flectores de la Combinación RESISTENCIA I para Pilotes para caso de suelo Rígido	165
Figura 113 Momentos Flectores de la Combinación EVENTO EXTREMO I para Pilotes para caso de suelo rígido	165
Figura 114 Fuerza Axiales en superestructura para combinación de cargas RESISTENCIA I caso suelo blando.....	167
Figura 115 Fuerza Axiales en superestructura para combinación de cargas EVENTO EXTREMO I caso suelo blando	167
Figura 116 Fuerza Cortante en superestructura para combinación de cargas RESISTENCIA I caso suelo blando	168
Figura 117 Fuerza Cortante en superestructura para combinación de cargas EVENTO EXTREMO I caso suelo blando	168
Figura 118 Momento Flector en superestructura para combinación de cargas RESISTENCIA I caso suelo blando	169
Figura 119 Momento Flector en superestructura para combinación de cargas EVENTO EXTREMO I caso suelo blando	169
Figura 120 Momento Flector en superestructura para combinación de cargas RESISTENCIA I caso suelo blando	170
Figura 121 Momento Flector en superestructura para combinación de cargas EVENTO EXTREMO I caso suelo blando	170
Figura 122 Vista en Alzado de Desplazamientos Horizontales para la combinación de carga SERVICIO I en caso de suelo blando	171
Figura 123 Vista en Alzado y Planta de Desplazamientos Verticales para la combinación de carga SERVICIO en caso de suelo blando	171

Figura 124 Modos Verticales del Puente Peatona Caso Suelo Blando	172
Figura 125 Modos Transversales del Puente Peatonal Caso Suelo Blando	172
Figura 126 Resultados de fuerza axial en pilotes para Combinación de carga RESISTENCIA I para caso de suelo blando.....	174
Figura 127 Resultados de fuerza axial en pilotes para Combinación de carga EVENTO EXTREMO I para caso de suelo blando	174
Figura 128 Resultados de fuerza axial en pilotes para Combinación de carga RESISTENCIA I para caso de suelo blando.....	175
Figura 129 Resultados de fuerza cortante en pilotes para Combinación de carga EVENTO EXTREMO I para caso de suelo blando	175
Figura 130 Resultados de Momento Flector en pilotes para Combinación de carga RESISTENCIA I para caso de suelo blando	176
Figura 131 Resultados de Momento Flector en pilotes para Combinación de carga EVENTO EXTREMO I para caso de suelo blando	176
Figura 132 Fuerzas Axiales en elemento Longitudinal ubicados en extremo para caso de suelo rígido	180
Figura 133 Fuerzas Axiales en elemento Longitudinal ubicados en extremo para caso de suelo blando.....	181
Figura 134 Comparación de Fuerza a compresión de elemento longitudinal	181
Figura 135 Fuerzas Axiales en elemento Longitudinal ubicados en parte central para caso de suelo rígido	183
Figura 136 Fuerzas Axiales en elemento Longitudinal ubicados en parte central para caso de suelo blando.....	184
Figura 137 Comparación de Fuerza a tensión de elemento longitudinal	184
Figura 138 Curva de Pandeo por corte para elemento longitudinal en eje 2.....	186
Figura 139 Fuerzas Cortantes en elemento Longitudinal ubicados en parte extrema para caso de suelo rígido en el eje 2	187
Figura 140 Fuerzas Cortantes en elemento Longitudinal ubicados en parte central para caso de suelo rígido en el eje 2	188
Figura 141 Fuerzas Cortantes en elemento Longitudinal ubicados en parte extrema para caso de suelo blando en el eje 2.....	189
Figura 142 Fuerzas Cortantes en elemento Longitudinal ubicados en parte central para caso de suelo blando en el eje 2.....	189

Figura 143 Curva de Pandeo por corte para elemento longitudinal en eje 3.....	191
Figura 144 Convenio de Signos Para Momento Flector (Eje 3) en el elemento Longitudinal	192
Figura 145 Curva de Pandeo por Flexión en eje 3-3 para elemento longitudinal extremo	194
Figura 146 Momentos flectores en elemento Longitudinal ubicados en parte extrema para caso de suelo rígido	195
Figura 147 Momentos flectores en elemento Longitudinal ubicados en parte central para caso de suelo rígido	195
Figura 148 Momentos flectores en elemento Longitudinal ubicados en parte extrema para caso de suelo blando	196
Figura 149 Momentos flectores en elemento Longitudinal ubicados en parte central para caso de suelo blando	197
Figura 150 Convenio de Signos Para Momento Flector (Eje 2) en el elemento Longitudinal	198
Figura 151 Curva de Pandeo por Flexión en eje 2-2 para elemento longitudinal extremo	201
Figura 152 Comparación de Momentos Flectores en eje 3-3 de elemento longitudinal ...	202
Figura 153 Comparación de Momentos Flectores en eje 3-3 de elemento longitudinal ..	202
Figura 154 Diagrama de Interacción de Compresión y Momento Flector de Elemento Longitudinal para eje 2-2.....	204
Figura 155 Diagrama de Interacción de Compresión y Momento Flector de Elemento Longitudinal para eje 3-3.....	204
Figura 156 Diagrama de Interacción de Tensión y Momento Flector de Elemento Longitudinal para eje 2-2.....	206
Figura 157 Diagrama de Interacción de Tensión y Momento Flector de Elemento Longitudinal para eje 3-3.....	206
Figura 158 Fuerzas Axiales en elemento Transversal crítico para caso de suelo rígido ...	209
Figura 159 Fuerzas Axiales en elemento Transversal crítico para caso de suelo blando..	210
Figura 160 Curva de Pandeo por corte para elemento transversal en eje 2.....	215
Figura 161 Fuerzas Cortante (eje 2) en elemento Transversales caso suelo rígido.....	215
Figura 162 Fuerzas Cortante (eje 2) en elemento Transversales caso suelo blando	216
Figura 163 Curva de Pandeo por corte para elemento transversal en eje 3.....	218
Figura 164 Convenio de Signos Para Momento Flector (Eje 3) en el elemento transversal	219

Figura 165 Curva de Pandeo por Flexión en eje 3-3 de elemento transversal	220
Figura 166 Momentos flectores en elemento Transversales para suelo rígido.....	221
Figura 167 Momentos flectores en elemento Transversales para suelo blando	222
Figura 168 Curva de Pandeo por Flexión en eje 2-2 de elemento transversal	225
Figura 169 Diagrama de Interacción de Compresión y Momento Flector de Elemento Longitudinal para eje 2-2.....	227
Figura 170 Diagrama de Interacción de Compresión y Momento Flector de Elemento Longitudinal para eje 3-3.....	227
Figura 171 Diagrama de Interacción de Tensión y Momento Flector de Elemento Longitudinal para eje 2-2.....	229
Figura 172 Diagrama de Interacción de Tensión y Momento Flector de Elemento Longitudinal para eje 3-3.....	229
Figura 173 Medidas en Vista Isométrica de Elemento Diagonal Externo	232
Figura 174 Comparación de Fuerza a compresión de todos los elementos.....	238
Figura 175 Comparación de Fuerza a tensión de todos los elementos.....	238
Figura 176 Verificación de Fuerzas Cortantes (elemento Transversal)	241
Figura 177 Frecuencia de Modos de vibración verticales para ambos casos de suelo.....	244
Figura 178 Frecuencia de Modos de vibración laterales para ambos casos de suelo.....	244
Figura 179 Casos de Carga Dinámica según Rangos de Frecuencia y Clase de Tráfico (SETRA 2006).....	245
Figura 180 Función Tiempo-Historia para Fuerza Vertical (Caso 2) Suelo Rígido.....	246
Figura 181 Función Tiempo-Historia para Fuerza Horizontal (Caso 2) Suelo Rígido	247
Figura 182 Función Tiempo-Historia para Fuerza Vertical (Caso 2) Suelo Blando	247
Figura 183 Función Tiempo-Historia para Fuerza Horizontal (Caso 2) Suelo Blando.....	248
Figura 184 Función Tiempo-Historia para Fuerza Vertical (Caso 3) Suelo Rígido.....	248
Figura 185 Función Tiempo-Historia para Fuerza Horizontal (Caso 3) Suelo Rígido	249
Figura 186 Función Tiempo-Historia para Fuerza Vertical (Caso 3) Suelo Rígido.....	249
Figura 187 Función Tiempo-Historia para Fuerza Vertical (Caso 3) Suelo Rígido.....	250
Figura 188 Representación de Casos 2 y 3 para el flujo de peatones en pasarela.....	250
Figura 189 Respuesta de aceleración vertical en caso 2 para suelo Rígido	251
Figura 190 Respuesta de aceleración lateral en caso 2 para suelo Rígido	252
Figura 191 Respuesta de aceleración Vertical en caso 2 para suelo Blando	252
Figura 192 Respuesta de aceleración Lateral en caso 2 para suelo Blando	253

Figura 193 Respuesta de aceleración vertical en caso 3 para suelo Rígido	254
Figura 194 Respuesta de aceleración lateral en caso 3 para suelo Rígido	254
Figura 195 Respuesta de aceleración Vertical en caso 3 para suelo Blando	255
Figura 196 Respuesta de aceleración Lateral en caso 3 para suelo Blando	255
Figura 197 Comparación de Suma de Masa Participativa en eje Z.....	256
Figura 198 Comparación de modos de vibración verticales.....	256
Figura 199 Comparación de modos de vibración Laterales	257
Figura 200 Comparación de Caso2 para aceleración Horizontal	257
Figura 201 Comparación de Caso2 para aceleración Vertical	258
Figura 202 Capacidad Portante del Suelo Rígido bajo ninguna influencia.....	262
Figura 203 Capacidad Portante del Suelo Blando bajo ninguna influencia	263
Figura 204 Capacidad Portante del Suelo Rígido bajo influencia del nivel freático.....	265
Figura 205 Capacidad Portante del Suelo blando bajo influencia del nivel freático.....	266
Figura 206 Nivel del Terreno por Socavación.....	267
Figura 207 Capacidad Portante del Suelo Rígido bajo influencia del nivel freático y Socavación.....	268
Figura 208 Capacidad Portante del Suelo Blando bajo influencia del nivel freático y Socavación.....	269
Figura 209 Ilustración de los términos d_v , b_v y d_e para secciones circulares (AASHTO LRFD-C5.8.2.9-2)	270
Figura 210 Valor de diámetro del círculo que pasa por el centro de refuerzo longitudinal	270
Figura 211 Ilustración de parámetros de corte (AASHTO LRFD 5.8.3.4.2-1).....	271
Figura 212 Cantidad de Refuerzo Transversal Espiral en un paso "S"	273
Figura 213 Refuerzo Transversal y Longitudinal de la sección del Pilote.....	275
Figura 214 Espaciamiento entre refuerzo y borde de sección del pilote	275
Figura 215 Condiciones de Deformación Balanceadas para caso ($\epsilon_y = 0$).....	276
Figura 216 Ubicación de fuerza C_c en el centroide del bloque de compresión	277
Figura 217 Condiciones de Deformación Balanceadas para caso ($\epsilon_s = 0$)	278
Figura 218 Ubicación de fuerza C_c en el centroide del bloque de compresión	280
Figura 219 Condiciones de Deformación Balanceadas para caso ($\epsilon_s = 2\epsilon_y$)	281
Figura 220 Ubicación de fuerza C_c en el centroide del bloque de compresión	283
Figura 221 Curva de Interacción para caso de suelo rígido	284

Figura 222 Curva de Interacción para caso de suelo blando	284
Figura 223 Curva de Interacción para caso de suelo rígido	285
Figura 224 Curva de Interacción para caso de suelo blando	285
Figura 225 Sección definitiva de los pilotes.....	286
Figura 226 Plano Neutro para Fuerzas por Fricción Negativa en Suelo bajo influencia de nivel Freático - Caso Suelo Rígido.....	287
Figura 227 Plano Neutro para Fuerzas por Fricción Negativa en Suelo bajo influencia de nivel Freático - Caso Suelo Blando	288
Figura 228 Comparación de Capacidad Portante de Suelos.....	289
Figura 229 Capacidad Portante en Suelo Rígido comparaciones.....	289
Figura 230 Capacidad Portante en Suelo Blando comparaciones	290
Figura 231 Diagrama de Interacción para pilote afectado por suelo blando.	292
Figura 232 Comparación fuerza Cortante en Pilotes.....	292
Figura 233 Verificación de Deflexión Lateral en Pilote para suelo Rígido	293
Figura 234 Verificación de Deflexión Lateral en Pilote para suelo Blando.....	293
Figura 235 Vista en planta de estribo con pilotes sin inclinación	294
Figura 236 Distribución de esfuerzos y ubicación de cimentación equivalente para un grupo de pilotes.....	295
Figura 237 Determinación de coeficiente C de capacidad portante-Suelo Rígido.....	295
Figura 238 Determinación de coeficiente C de capacidad portante-Suelo Blando	296
Figura 239 Asentamiento de Caso Suelo Rígido.....	297
Figura 240 Esquema de Material de relleno que ejercerá presión.....	297
Figura 241 Bosquejo de ubicación de presión efectiva debido a material de relleno	298
Figura 242 Programación Visual de Puente	305

1 INTRODUCCIÓN

La idea de la configuración estructural del puente peatonal que se analizará en esta tesis proviene de “Green Belt 7 Bridges” proyecto para el Lago Dishui en Lingang, Shanghai, China. Cabe mencionar que la configuración estructural correspondiente en el presente trabajo corresponde a la propuesta inicial de la fase esquemática de diseño iniciada en Julio del 2015. Al tratarse de un diseño innovador, que busca la inserción de los puentes como componentes activos del paisaje, se busca la adaptación de dicha estructura a la realidad peruana.

En la presente tesis se realizará, el análisis comparativo del comportamiento estructural de un puente peatonal de acero tipo mixta con luz libre de 70m, cuyos elementos estructurales están dimensionados de acuerdo a las indicaciones de la especificación técnica AASHTO para puentes de acuerdo al diseño por factores de Carga y Resistencia (LRFD).

La tesis se dividirá en 5 capítulos explican sendos contenidos a continuación:

CAPITULO 1: El primer capítulo fundamenta el motivo de la tesis.

CAPITULO 2: El segundo capítulo trata acerca de la descripción de los fundamentos teóricos que sustenta el trabajo a realizar.

CAPITULO 3: El tercer capítulo consta del desarrollo de la metodología que consistirá en el modelamiento de la estructura.

CAPITULO 4: El cuarto capítulo, trata sobre el análisis de los resultados obtenidos. Así como también las verificaciones pertinentes.

CAPITULO 5: El quinto capítulo, trata sobre la conclusiones y recomendaciones.

ANEXOS: Finalmente, en esta sección se adjuntarán los planos y resultados gráficos del análisis.

2 PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

2.1 Planteamiento del Problema

2.1.1 Antecedentes

La idea de la configuración estructural del puente peatonal que se analizará en esta tesis proviene de “Green Belt 7 Bridges” proyecto para el Lago Dishui en Lingang, Shanghai, China. Cabe mencionar que la configuración estructural correspondiente en el presente trabajo corresponde a la propuesta inicial de la fase esquemática de diseño iniciada en Julio del 2015. Al tratarse de un diseño innovador, que busca la inserción de los puentes como componentes activos del paisaje, se busca la adaptación de dicha estructura a la realidad peruana.

Figura 1 Imagen Referencial puente

2.1.2 Formulación del Problema

¿En qué influye una estratigrafía de suelos blandos y rígidos en el comportamiento estructural de un puente peatonal mixto de acero ubicado en el distrito de Pisac, Provincia de Calca del departamento de Cuzco?

2.1.3 Formulación de la Hipótesis

Para el caso de suelo blando, en comparación con el caso de suelo rígido, incluso con la implementación de pilotes tendrá una influencia sobre el comportamiento del puente peatonal Mixto de acero.

2.2 Objetivos

2.2.1 Objetivo General

El objeto principal de la presente tesis es realizar un análisis comparativo de la influencia de la estratigrafía de suelos blandos y rígidos en un puente peatonal de acero de estructura mixta, cuyos elementos estructurales están dimensionados de acuerdo a las indicaciones de la especificación técnica AASHTO LRFD.

2.2.2 Objetivos Específicos

Los objetivos específicos son los siguientes:

1. Comparar resultados de fuerzas internas de compresión, tensión, momento flector y fuerza cortante obtenidas del análisis estructural de la superestructura del puente peatonal para el caso de suelo rígido y blando.
2. Comparar resultados de fuerzas internas de compresión, tensión, momento flector y fuerza cortante obtenidas del análisis estructural de la subestructura del puente peatonal para el caso de suelo rígido y blando.
3. Comparación y evaluación de la verificación por estado límite último, según la AASTO LRFD, para la superestructura en los casos de suelo rígido y blando.
4. Comparación y evaluación de la verificación por estados límite último, según la AASTO LRFD, para la subestructura para los casos de suelo rígido y blando.
5. Comparación y evaluación de la verificación por estados límite de servicio, según la AASTO LRFD, para la superestructura para los casos de suelo rígido y blando.
6. Comparación y evaluación de la verificación por estados límite de servicio, según la AASTO LRFD, para la subestructura para los casos de suelo rígido y blando.

2.2.3 Indicadores de logros de objetivos

Partiendo del enunciado de la hipótesis del punto 1.1.3, tenemos como variable dependiente el caso de suelo rígido y blando y para la variable independiente el comportamiento del puente peatonal Mixto de acero. En consecuencia, las dimensiones para esta variable independiente serán:

1. Análisis Estructural de la superestructura.
2. Análisis Estructural de la subestructura.
3. Verificación de Estado límite último en la superestructura.
4. Verificación de Estado límite último en la subestructura.
5. Verificación de Estado límite de servicio en la superestructura.
6. Verificación de Estado límite de servicio en la subestructura.

Entonces los indicadores, de las tres primeras dimensiones establecidas, que nos permitirán evaluar el avance en el logro de los objetivos mencionados anteriormente tendremos lo siguiente:

Dimensión	Indicadores	Punto
Análisis estructural del puente peatonal	Resistencia últimas obtenidas en la superestructura para el caso de suelo rígido.	4.1
	Resistencia últimas obtenidas en la superestructura para el caso de suelo blando.	4.3
	Desplazamientos verticales y horizontales máximos en superestructura del puente peatonal para el caso de suelo rígido.	4.1.2
	Desplazamientos verticales y horizontales máximos en superestructura del puente peatonal para el caso de suelo blando.	4.3.2
	Comparación de las fuerzas internas de la superestructura entre caso de suelo rígido y blando.	5.1.1.5
	Comparación de los desplazamientos de la superestructura entre caso de suelo rígido y blando.	5.1.2
Análisis estructural - Subestructura	Resistencia últimas obtenidas en la subestructura para el caso de suelo rígido.	4.2
	Resistencia últimas obtenidas en la subestructura para el caso de suelo blando.	4.4
	Comparación de las fuerzas internas de la subestructura entre caso de suelo rígido y blando.	5.1.2
	Comparación de los desplazamientos de la subestructura entre caso de suelo rígido y blando.	5.2.2.2
ELU-Superestructura	Resistencia nominal de los elementos de la superestructura para fuerza axial a compresión.	5.1.1
	Resistencia nominal de los elementos de la superestructura para fuerza axial a tensión.	5.1.1
	Resistencia nominal de los elementos de la superestructura para fuerza cortante.	5.1.1
	Resistencia nominal de los elementos de la superestructura para momento flector.	5.1.1
	Comparación de la verificación por ELU entre casos de suelo rígido y blando para la superestructura.	5.1.1.5

Tabla 1 Tabla 1 Indicadores de tres primeras dimensiones

Y para las últimas dimensiones se tendrán los siguientes indicadores:

Dimensión	Indicadores	Punto
ELS-Superestructura	Comparación de la verificación por ELS entre casos de suelo rígido y blando para la superestructura.	5.2.2.2
ELU-Subestructura	Resistencia nominal portante del suelo para el caso de suelo rígido y blando.	5.2.1.1
	Resistencia nominal de los pilotes de la fuerza cortante para el caso de suelo rígido y blando.	5.2.1.4
	Resistencia nominal de los pilotes del momento flector y fuerza axial para el caso de suelo rígido y blando.	5.2.1.5
	Comparación de la resistencia portante del suelo para los casos de suelo rígido y blando.	5.2.1.6.1
	Comparación de fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores del pilote para los casos de suelo rígido y blando.	5.2.1.6.2
ELS-Subestructura	Modos de vibración verticales y transversales obtenidos en superestructura del puente peatonal para el caso de suelo rígido y blando.	5.1.3.1
	Aceleraciones verticales y horizontales obtenidos en superestructura del puente peatonal para el caso de suelo rígido y blando.	5.1.3.3
	Asentamiento por fricción negativa bajo la influencia del caso de suelo rígido y blando.	5.2.2.1
	Comparación de modos de vibración para casos de suelo rígido y blando.	5.1.3.4.2
	Comparación de vibraciones para casos de suelo rígido y blando.	5.1.3.4.3

Tabla 2 Tabla 1 Indicadores de tres últimas dimensiones

2.3 Alcance

El alcance de la presente tesis comprende los siguientes puntos:

1. En la presente investigación se busca realizar un análisis comparativo del comportamiento estructural de un puente peatonal de acero tipo mixto en estratos de suelo blando y rígido que implican la necesidad de cimentaciones profundas, utilizando la metodología aplicada en la especificación técnica AASHTO para puentes de acuerdo al diseño por factores de Carga y Resistencia (LRFD).
2. Se ejemplificará las condiciones reales en contexto peruano utilizando los valores de mecánica de suelos de los proyectos realizados por el Proyecto Especial del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC) denominado como PROVIAS NACIONAL.
3. En el presente trabajo se utilizará el programa computacional sap2000, que es un programa comercial de cálculo de estructura basado en el método de elementos finitos. Esto, con la finalidad de simplificar la resolución de cálculos iterativos que involucra este tipo de análisis.
4. La presente tesis se enfocará en análisis comparativo del comportamiento estructural del puente. Es decir, que el diseño definitivo y optimo del puente peatonal, así como

de la optimización de conexiones o elementos extras podría ser motivo de otra investigación.

5. Se consideraron perfiles de suelo similares en ambos lados (izquierdo y derecho).
6. Para el análisis del puente peatonal se consideró el flujo de un río para poder considerar la influencia del nivel de agua sobre la resistencia del suelo y la influencia de la socavación respecto a los modelos de suelo rígido y blando.
7. Respecto a las verificaciones mencionadas por la AASHTO, serán consideradas las verificaciones por Resistencia, Deflexión y Vibraciones para la superestructura.
8. Respecto las verificaciones de la subestructura, se tomarán en cuenta las indicaciones dadas por AASHTO para la verificación por Resistencia y Servicio.
9. Se considera un modelo interacción suelo-estructura usando curva P-Y y Q-Z para una modelación más real de la pasarela peatonal.
10. Se procederá con un análisis elástico del puente peatonal.
11. Se generará un modelo en 3D usando los lineamientos básicos de detalle para el puente peatonal usando Revit y la ayuda de programación visual de Dynamo.

2.4 Limitaciones

Las limitaciones que presentará el trabajo serán:

1. Se está usando un boceto de un posible estribo que debido a la compleja configuración estructural (debido al punto de vista Arquitectónico), ya que el solo diseño y análisis detallado de esta implicaría un trabajo más extenso que el presente.
2. No se realizará verificación por fatiga.
3. No se consideró licuación en el suelo.
4. No se considerará el rango Plástico y la no-linealidad de la estructura.
5. No se diseñarán las conexiones de la pasarela peatonal pues estos involucran un análisis mínimo en el rango plástico o no-linealidad para poder obtener resultados verídicos.

3 MARCO TEÓRICO

3.1 Normativa Empleada

Si bien la normativa que rige a cada país es imperante respecto a otras. En el caso y contexto en que se encuentra la norma peruana, hace necesario el uso de normas, que muchas veces se hace referencia dentro de la misma, extranjeras que han sido adaptadas a nuestra realidad. Con lo mencionado anteriormente, estas normas adicionales consideradas suman un adicional a nuestro entendimiento y criterio a tomar en cuenta.

Normativa de Perú

- MTC Manual de Puentes (2018)
- MTC Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. (2011)

Normativa de U.S.A.:

- AISC Steel Construction Manual (2011)
- AASHTO Standard Specifications for Structural Supports for Highway Signs, Luminaires, and Traffic Signals (2009)
- AASHTO LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges (2011)
- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2016)
- ACI Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-11) (2011)
- ANSI/NAAMM 521-01 Pipe Railing Systems Manual (2012)

3.2 Modelamiento de Pasarela Peatonal

El modelo estructural que permitirá desarrollar un mejor entendimiento a la pasarela peatonal bajo la acción de cargas, será modelado usando un programa de análisis de elementos finitos. Para el cual se a elegido el programa sap2000. El análisis de elementos finitos representa la solución discretizada a un problema continuo usando el método de elementos finitos, el cual representa un procedimiento numérico para resolver ecuaciones diferenciales (parciales).

Como el nombre sugiere, el método de elementos finitos descompones a la estructura (medio continuo) en un número de elementos finitos (de 1,2 o 3 dimensiones). En términos más simples, el método de elementos finitos corta en muchos elementos la estructura analizada, luego reconecta estos elementos a través de nodos. Todo este proceso al final resulta en la generación simultanea de ecuaciones algebraicas.

Se debe entender que la estructura (medio continuo) se encuentra gobernada por ecuaciones diferenciales (parciales) lo cual dificulta su resolución. Por esta razón, al usar el método de elementos finitos nos permite que cada uno de los elementos cortados esté gobernado por ecuaciones algebraicas.

Los fenómenos de ingeniería, como es el caso de problemas que involucran la elasticidad, están gobernados por ecuaciones diferenciales y condiciones de borde. Todo esto al ser usado el método de elementos finitos, nos genera un número finito de elementos que están gobernados por sus correspondientes ecuaciones algebraicas. Estas ecuaciones algebraicas serán representadas por la educación obtenida por el método de rigidez, que relaciona las fuerzas nodales con los desplazamientos sobre los nodos de la estructura. Estas ecuaciones se expresan de la siguiente forma:

$$[K]\{u\} = \{F\}$$

Donde:

K: Matriz rigidez del elemento

u: Desplazamiento nodales

F: Fuerzas nodales

Estas ecuaciones tendrán como incógnita al desplazamiento, por lo que al ser resultados por el programa de análisis de elementos finitos se obtendrán sus resultados. Respecto a la matriz rigidez, esta representa las propiedades del elemento.

3.2.1 Elementos de la superestructura

Para el modelamiento de los elementos que conforma el esqueleto de la superestructura, es decir todos aquellos elementos de acero de la que estará conformada la pasarela peatonal, serán modelados usando elementos unidimensionales. Las propiedades de poseerán estas barras se representa a continuación con la matriz rigidez del elemento:

$$[k] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_x}{L^3} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_x}{L^2} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_x}{L^2} \\ 0 & 0 & \frac{12EI_y}{L^3} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{12EI_y}{L^3} & 0 & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GI_x}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{GI_x}{L} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_y}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_y}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_x}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_x}{L} & 0 \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI_x}{L^3} & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_x}{L^2} & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_x}{L^2} \\ 0 & 0 & -\frac{12EI_y}{L^3} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{12EI_y}{L^3} & 0 & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{GI_x}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GI_x}{L} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{2EI_y}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_y}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{2EI_x}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_x}{L} & 0 \end{bmatrix}$$

K_{7-1}	K_{7-2}	K_{7-3}	K_{7-4}	K_{7-5}	K_{7-6}	K_{7-7}	K_{7-8}	K_{7-9}	K_{7-10}	K_{7-11}	K_{7-12}	Reacción en punto Destino
K_{8-1}	K_{8-2}	K_{8-3}	K_{8-4}	K_{8-5}	K_{8-6}	K_{8-7}	K_{8-8}	K_{8-9}	K_{8-10}	K_{8-11}	K_{8-12}	
K_{9-1}	K_{9-2}	K_{9-3}	K_{9-4}	K_{9-5}	K_{9-6}	K_{9-7}	K_{9-8}	K_{9-9}	K_{9-10}	K_{9-11}	K_{9-12}	
K_{10-1}	K_{10-2}	K_{10-3}	K_{10-4}	K_{10-5}	K_{10-6}	K_{10-7}	K_{10-8}	K_{10-9}	K_{10-10}	K_{10-11}	K_{10-12}	
K_{11-1}	K_{11-2}	K_{11-3}	K_{11-4}	K_{11-5}	K_{11-6}	K_{11-7}	K_{11-8}	K_{11-9}	K_{11-10}	K_{11-11}	K_{11-12}	
K_{12-1}	K_{12-2}	K_{12-3}	K_{12-4}	K_{12-5}	K_{12-6}	K_{12-7}	K_{12-8}	K_{12-9}	K_{12-10}	K_{12-11}	K_{12-12}	
Deformación Unitaria aplicada al origen						Deformación Unitaria aplicada al destino						

En donde tendremos reacciones correspondientes a los desplazamientos ejercidos sobre el elemento como se muestra a continuación:

Quien lee deberá preguntarse respecto a la teoría de viga que programas de análisis de elementos finitos como es el caso de sap2000(que será usado en el presente trabajo) podría usar, como es la teoría que rige a una viga Timoshenko o Euller-Bernoulli. A decir verdad, la teoría detrás de la viga es similar a la que usa Timoshenko, solo que en sí no lo es. Esto debido a que usa una teoría distinta (aunque muy similar) que la misma empresa (CSI. Inc) especifica en su manual de referencia, donde menciona que para un mayor entendimiento sobre la teoría se debería revisar las referencias de autores como Bathe, K.J. y E. L. Wilson.

Sin embargo, se asume que las fuerzas internas generadas en el elemento tendrán fuerzas axial, cortante, Momento flector y momento torsor como se mostró en la matriz rigidez del elemento, ya que el manual de referencia del programa de análisis de elementos finitos los ratifica.

3.2.2 Elementos de la subestructura

Para la subestructura tendremos los siguientes elementos, que son los sólidos (3D) para representar al estribo y las unidimensionales tipo barra para representar a los pilotes que a su vez contarán con una discretización de resortes para modelar la interacción con el suelo.

3.2.2.1 Tipo de Elementos 3D (sólidos) para el estribo

El principio básico es el de obtener un sistema de ecuaciones algebraicas con el que se mostrarán los valores solicitados. Estos elementos deberán cumplir que:

$$\{\sigma\} = [C]\{\varepsilon\}$$

En donde:

σ : Esfuerzos generados en el elemento (normales y cortantes)

ε : Deformación

C : Matriz que relaciona los esfuerzos con la deformación del elemento

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{yz} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1-2\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix}$$

Estas ecuaciones algebraicas son las que daría solución a la ecuación diferencial que gobierna el fenómeno del esfuerzo sobre un elemento sólido.

El fenómeno de la elasticidad en 3D está gobernado por la ecuación diferencial siguiente:

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} = 0 \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = 0 \end{cases}$$

Las cuales se corresponden con los componentes de esfuerzo de la siguiente imagen:

Figura 2 Elemento diferencial de sólido

3.2.2.2 Tipo de elemento 1D para el pilote

Debido a la presencia de fuerzas lateral superiores a las verticales a causa de la configuración estructural del puente. Existen una serie de alternativas que son la representación del suelo por medio de una discretización de resortes¹ (muelles o srpings en inglés) a lo largo del pilote, y la otra alternativa, más precisa, la de un modelo del suelo como medio continuo² del suelo es adoptados. Este último resulta más completo que el primero por el simple hecho que los resortes al caracterizar el comportamiento del suelo solo en puntos, no tiene ninguna influencia sobre los demás³ (por ejemplo, pilotes adyacentes), esto se ejemplifica en la siguiente figura:

¹ (Poulos & Davis, 1980)

² (Poulos & Davis, 1980)

³ (Dodds & Martin, 2007)

Figura 3 Modelo de Resortes en Pilote y Modelo de suelo como Medio Continuo

Como se observa, el modelo que usa el suelo como un medio continuo por medio del método de elementos finitos a simple vista estará conectado por medio de nodos a otros pilotes, lo cual facilita incluir el valor de la interacción entre pilotes. Por otro lado, el uso de este método es de una mayor complejidad debido a no solo tener que modelar el suelo y los pilotes por elementos finitos, sino la de encontrar las características idóneas para los elementos entre estos (elementos de interacción). Por esto, el método de la discretización de carga-transferencias⁴ (discrete load-transfer Approach en inglés) resulta idóneo para el modelamiento del suelo.

Este método consiste en mantener la discretización mencionada en el método de los mecanismos que representan la reacción del suelo (resortes, muelles, springs en inglés), pero habilita una representación más realista de la interacción suelo-pilote a través del uso de curvas p-y. Además de permitir realizar el modelo de un modo simple, este mecanismo es recomendado por la misma AASHTO LRFD frente a la presencia de fuerzas laterales. A continuación, se presenta una figura donde se esboza lo antes mencionado:

3.2.2.2.1 Modelo de Winkler

Como se mencionó en el punto anterior, el método de la discretización carga-transferencia que mantiene los mecanismos de la reacción del suelo. Es decir, que se genera la discretización a lo largo del pilote con los resortes (o muelles o springs en inglés). Esta necesidad básica de considerar las propiedades del suelo y el pilote combinados es idealizada en una viga sobre una cimentación elástica, la cual es denominada como la idealización del

⁴ (Dodds & Martin, 2007)

suelo de Winkler o modelo de Winkler. El método del módulo de subgrado está basado en el modelo de Winkler que emplea resorte para caracterizar el suelo.

El concepto básico trata de una viga sobre un terreno elástico con fuerzas aplicadas sobre esta. Las reacciones generadas por la cimentación son proporcionales en cada punto a lo largo de la viga. Esta suposición viene a ser introducida por Winkler en 1867.

De la figura anterior analizamos un elemento diferencial en el área donde es aplicada la carga uniforme para fines de la demostración:

Considerando en equilibrio el elemento diferencial, la suma de fuerzas verticales nos da:

$$\sum V = 0$$

$$Q - (Q + dQ) + R_{(x)} \cdot dx - q_{(x)} \cdot dx = 0; \text{ donde } R_{(x)} = k \cdot y_{(x)}$$

$$\frac{dQ}{dx} = k \cdot y - q$$

Seguidamente, consideramos el equilibrio de momentos en el lado izquierdo del elemento y obtenemos: $\sum M = 0$

$$dM - (Q + dQ) \cdot dx - q \frac{dx^2}{2} + R_{(x)} \frac{dx^2}{2} = 0;$$

$$\frac{dM}{dx} = q$$

Entonces, se procede a usar la ecuación diferencial de la viga muy conocida tipo Euler-Bernoulli, donde se tiene que:

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M}{EI}, \text{ la cual la puede ser escrita como: } q = \frac{dQ}{dx} = \frac{d^2M}{dx^2} = -EI \frac{d^4y}{dx^4}$$

Finalmente, de la suma de fuerzas verticales $\sum V = 0$

$$-EI \frac{d^4y}{dx^4} = k \cdot y - q;$$

$$y^{IV} + 4 \frac{k}{4EI} \cdot y = \frac{q(x)}{EI}$$

Entonces; se asigna el siguiente coeficiente “ λ ”, que en determinadas referencias es usado “ α ” o incluso “L”, obteniéndose que:

$$\frac{1}{\lambda^4} = \frac{k}{4EI} \Rightarrow \lambda = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k}},$$

De este modo obtenemos, lo que según la bibliografía revisada se denomina como la longitud característica. Entonces la ecuación diferencial queda expresada como:

$$y^{IV} + 4\lambda^4 \cdot y = \frac{q(x)}{EI}$$

3.2.2.3 Modelo de respuesta del suelo

3.2.2.3.1 Modelo de respuesta lateral: Curvas p-y propuesta por Evans y Duncan (1982)

En la actualidad no hay recomendaciones disponibles para específicos tipos de suelos, como gravas, limo o para complicar más aún todo (que es lo más cercano a la realidad) una combinación de todo. Lo que existe y más usadas, son curvas para arcilla (Matlock 1970), arcillas rígidas (Reese 1975), arena (Reese, Cox y Koop 1974), etc. Muchas de las cuales son para condiciones no drenada. En donde un dato de entrada importante es la resistencia al corte no drenadas (C_u), es decir que para suelos con cohesión y Angulo de fricción estos modelos no se ajustarían. Sin embargo, para el presente trabajo donde se tiene según el ensayo de suelo (ver capítulo 3 punto XX) se cuenta con valores casi bajos para la cohesión (0.002 aproximadamente). Por lo cual, se decide trabajar con las curvas p-y propuestas por Evans y Duncan (1982) que si considera los valores de cohesión y Angulo de fricción para suelo drenados. A continuación, se presenta la figura con la curva P-Y propuesta por Evans y Duncan:

Figura 4 Curva p-y propuesta por Evans y Duncan en 1982

En la curva, el valor de P_u se obtendrá con la siguiente expresión:

$$P_u = \bar{A}P_{u\varphi} + P_{uc}$$

Donde, $P_{u\varphi}$ será igual al menor valor de las expresiones dadas a continuación:

$$P_u = \min[P_{u\varphi}, P_{uc}],$$

$$P_{u\varphi} = \delta x \left[\frac{K_0 x \tan \varphi \sin \beta}{\tan(\beta - \varphi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \varphi)} (b + x \tan \beta \tan \alpha) + K_0 x \tan \beta (\tan \varphi \sin \beta - \tan \alpha) - K_a b \right]$$

$$P_{u\varphi} = K_a b \gamma x (\tan^8(\beta - 1)) + K_0 b \gamma x \tan \varphi \tan^4(\beta)$$

Cuyas expresiones tiene coeficientes cuyos valores serían:

$$K_A = \tan^2(45 - \varphi/2)$$

$$K_0 = 1 - \sin(\varphi)$$

$$\beta = 45 + \varphi/2$$

Donde:

c: Cohesión (F/L^2)

φ : Ángulo de fricción interna (Degrees)

x : Profundidad en la que la resistencia pasiva es considerada (L)

γ : Peso específico del suelo (F/L^3)

K_a : Mínimo coeficiente de presión activa de tierra

K_0 : Coeficiente de presión de tierra en reposo

J : Coeficiente que toma un valor usual a 0.5

Respecto a P_{uc} , este será el valor más pequeño obtenido de las siguientes ecuaciones:

$$P_{uc} = \left(3 + \frac{\gamma'}{c} x + \frac{J}{b} x \right) cb$$

$$P_{uc} = 9cb$$

Finalmente, respecto al coeficiente $\bar{A}$, este se obtendrá de la siguiente figura:

Respecto al valor de P_m , este se obtendrá con la siguiente expresión:

$$P_m = B_s P_s$$

Para la determinación de B_s , se empleará la siguiente figura:

En cuanto al valor de P_s , este será el valor mínimo de las siguientes expresiones:

$$P_s = \min[p_{st}, p_{sd}],$$

$$P_{st} = \delta x \left[\frac{K_0 x \tan \varphi \sin \beta}{\tan(\beta - \varphi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \varphi)} (b + x \tan \beta \tan \alpha) + K_0 x \tan \beta (\tan \varphi \sin \beta - \tan \alpha) - K_a b \right]$$

$$P_{sd} = K_a b \gamma x (\tan^8(\beta - 1)) + K_0 b \gamma x \tan \varphi \tan^4(\beta)$$

Los valores en desplazamiento de y_m , este será:

$$y_m = \frac{b}{60}$$

Luego, para la definición de puntos de la línea recta de la pendiente inicial, tendremos la siguiente expresión para definir p:

$$p = (kx)y$$

Donde el valor de k será obtenido de la siguiente figura:

En donde se tiene los siguientes valores de k:

$$k = (k_c + K_\phi)$$

Finalmente, para la generación de puntos en la sección parabólica de la curva, tendremos la expresión de:

$$p = \bar{C} y^{1/n}$$

El coeficiente $\bar{C}$ se obtiene de la siguiente manera:

$$\bar{C} = \frac{p_m}{(y_m)^{1/n}}$$

Donde:

$$n = \frac{p_m}{m y_m}$$

$$m = \frac{p_u - p_m}{y_u - y_m}$$

Con lo que se puede determinar el punto intercepción de la parábola con la recta, que sería:

$$y_k = \left(\frac{\bar{C}}{kx} \right)^{\frac{n}{n-1}}$$

3.2.2.3.2 Modelo de respuesta vertical: Curva t-z y Q-z por American Petroleum Institute (1993)

Este método es propuesto por la American Petroleum Institute (1993). Esta institución es referenciada por la misma AASTHO para la definición de curvas y obtener información más detallada respecto al procedimiento y uso. Para la determinación de curvas para carga axial y desplazamiento en el pilote (t-z) se empleará las siguientes

Figura 5 Típica curva carga axial de pilotes vs. desplazamiento

Respecto a la curva Q-z, muestra al igual que la curva t-z la dependencia del desplazamiento

Figura 6 Carga de punta pilote vs Desplazamiento (Q-z)

con el diámetro del pilote,

3.3 Superestructura: Cargas y verificaciones

3.3.1 Definición de cargas

Se definirán las cargas según lo mencionado en la normativa para cada caso:

3.3.1.1 Carga Peatonal Estática

Según el artículo 3.6.1.6 de la AAHSTO LRFD para puentes, se debe aplicar una carga de 3.6×10^{-3} MPa en toda el área de tránsito peatonal con espesor mayor a 600mm. La aplicación de una carga vehicular queda descartada por requerimiento de que el puente es de uso exclusivo peatonal como es estipulado en la normativa AASHTO LRFD Guía para puentes Peatonales⁵

2.39KN/m2 (50psf)	4.79KN/m2 (100psf)	7.18KN/m2 (150psf)

La carga de valor 3.6×10^{-3} MPa igual a $3.6 \frac{KN}{m^2}$ será aplicada en un Dummy element, igual que se mencionó en el punto 3.2.5.1.6

⁵ (AASHTO, 2015)

3.3.1.2 Carga Peatonal Dinámica

Una vez se determina el rango de frecuencias en el que se encuentra el puente peatonal (ver punto 2.3.6), esto nos posicionará en un rango de frecuencias. Estas junto al tipo de caso de densidad de multitud que se utilice nos dará el tipo de casos de análisis serán los correspondientes. Todo esto siguiendo las directivas por el SETRA, que a su vez es recomendado por la normativa AASHTO.

3.3.1.2.1 Caso 1: Multitudes escasas y densas

Para el análisis dinámico de la pasarela peatonal bajo la influencia de cargas ejercidas por peatones se tendrán los siguientes escenarios:

$$F(t)_{vertical} = w_{individual} \cos(2\pi f_v t) 1.85(1/n)^{1/2} \psi$$

$$F(t)_{lateral} = w_{individual} \cos(2\pi f_h t) 1.85(1/n)^{1/2} \psi$$

En estas ecuaciones tenemos que: $n = 1.85\sqrt{N}$ y a su vez $N = S \times d$

Donde:

t : Tiempo (s)

f_v : Frecuencia de primer modo de vibración vertical (Hz)

f_h : Frecuencia de primer modo de vibración lateral (Hz)

ψ : Factor de riesgo de resonancia

n : Número equivalente de peatones

N : Multiplicación entre la densidad de multitud y el área por donde transitan

S : Área por donde transitan peatones

d : Densidad de multitud (peatón/m²) - definida en la siguiente tabla:

Clase de Puente	Densidad de multitud "d" (Peaton/m2)
Clase I	1
Clase II	0.8
Clase III	0.5

Tabla 3 Densidades peatonales

En donde:

Clase I: Puente peatonal urbano relacionado áreas de alta densidad de multitud, como por ejemplo zonas cercanas estaciones de tren, o que es usado de manera frecuente por multitudes densas tales como turistas, protestas, etc.

Clase II: Puente urbano relacionado zonas pobladas, sometidas a un tráfico pesado de peatones y que ocasionalmente estará totalmente cargado a través de toda su área.

Clase III: Puente peatonal de uso estándar, que ocasionalmente podría ser cruzado por un gran número de personas, pero que nunca estará cargado en su totalidad

Clase IV: Puente peatonal no muy a menudo usado, el cual está relacionado en áreas de pobladas escasamente y a asegurar la continuidad de pasos peatonales en el parque automotor o en zonas de cruce peatonal.

Por último, el factor de riesgo de resonancia ψ se determinará con las siguientes gráficas:

Figura 7 Factor de Riesgo de resonancia, para vibraciones verticales y laterales de caso 1 y 2

Finalmente, el valor del peso de un peatón individual “ $w_{individual}$ ” será como se muestra en esta tabla:

Caso	Peso Vertical (N)	Peso Lateral (N)
1	280	35
2	280	35
3	70	7

Tabla 4 Peso individual de peatón

3.3.1.2.2 Caso 2: Multitudes muy densas

Para el caso 2, las ecuaciones que representan la fuerza dinámica expresada en función del tiempo serían igual a la del caso 1 con la excepción que la ratio de amortiguamiento crítico ya no se emplea y se considera 1. Por lo tanto, tenemos lo siguiente:

$$F(t)_{vertical} = (280N) \cos(2\pi f_v t) 1.85(1/n)^{1/2} \psi$$

$$F(t)_{lateral} = (35N) \cos(2\pi f_h t) 1.85(1/n)^{1/2} \psi$$

En cuanto al valor del factor de resonancia, este será el mismo usado en las gráficas del caso 1.

3.3.1.2.3 Caso 3: Efecto del segundo armónico en la multitud

La única diferencia para este caso serán que los pesos individuales cambiarán según lo explicado en la tabla de pesos individuales mostradas líneas arriba. Además, la frecuencia a usar en las ecuaciones corresponderá a la frecuencia del segundo modo de vibración. Las ecuaciones a usar para el caso 3 serán las siguientes:

$$F(t)_{vertical} = (70N) \cos(2\pi f_v t) 1.85(1/n)^{1/2} \psi$$

$$F(t)_{lateral} = (7N) \cos(2\pi f_h t) 1.85(1/n)^{1/2} \psi$$

Sólo para este caso se utilizarán las siguientes gráficas para determinar el factor de resonancia:

Figura 8 Factor de Riesgo de resonancia, para vibraciones verticales y laterales de caso 3

3.3.1.3 Carga de Viento

Debido de tratarse de una pasarela, se revisa la referencia de la AASHTO para Puentes peatonales⁶, que a su vez es recomendada revisar por la misma ASSHTO LRFD para puentes⁷, en la cual, en el artículo 3.4 nos mencionan que las cargas de viento deberían ser diseñadas siguiendo lo que nos indica la norma AASHTO para señales⁸. Según la norma mencionada, para la presión del viento se usará la siguiente ecuación:

$$P_z = 0.613K_zGV^2I_rC_d$$

En donde tenemos que:

V: Velocidad básica del viento

G: Factor de efecto Rafaga

K_z: Factor de altura y exposición

I_r: Factor de importancia del viento

C_d: Coeficiente de arrastre

Además, se deberá considerar una carga vertical de levantamiento aplicada sobre la pasarela peatonal. En consecuencia, la normativa mencionada nos hace referencia a aplicar una presión vertical de levantamiento según lo especifica el artículo 3.8.2 de la AASHTO LRFD de 0.96 KN/m², la cual se aplicará en la zona del tablero.

3.3.1.4 Carga Sísmica

Para la definición de la carga sísmica se tomarán en cuenta las recomendaciones de la Norma E.030 y Manual de Puente del MTC.

⁶ (AASHTO, 2015)

⁷ (AASHTO, 2015)

⁸ (AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS, 2014)

3.3.1.4.1 Definición de Coeficiente de Aceleración en la zona de estudio

La siguiente división del territorio nacional considera 4 zonas como se muestra en la siguiente figura:

Figura 9 Zonas Sísmicas según E.030

Para cada zona le corresponderá un factor “Z”. En la siguiente tabla se muestran los valores mencionados:

Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA “Z”	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Tabla 5 Factores de Zonas "Z" Según E.030

3.3.1.4.2 Clasificación de puente por importancia

La finalidad de esta clasificación radica en poder determinar el coeficiente de modificación de respuesta. Según el Manual de Puentes y la AASHTO LRFD se define del siguiente modo:

Categorías de Importancia	Descripción
Puente Críticos	Puentes que debería estar abiertos para el tránsito de todos los vehículos luego del sismo de diseño con periodo de recurrencia de 1000 y deben de ser usados por vehículo de emergencia o para fines de seguridad y/o defensa inmediatamente después del sismo de diseño con periodo de recurrencia de 2500 años. ¹
Puentes Escenciales	Puentes que debería estar abierto para el tránsito de Vehículo de emergencia o para fines de seguridad y/o defensa inmediatamente después del sismo de diseño. En otras palabras, el evento sísmico con periodo de recurrencia de 1000 años. ²
Otros Puentes	Pueden ser Cerrados para reparación después de un sismo máximo probable con un periodo de retorno de 2500 años. ³
<p>1 MTC Manual de Puentes y AAHSTO LRFD 2014</p> <p>2 MTC Manual de Puentes y AAHSTO LRFD 2014</p> <p>3 Acero Marínez, José Alberto "Comparación de la Normas Sísmicas más utilizadas para Puente Continuos en el Perú y sus Métodos de Análisis" Tesis para Optar el Grado académico de Magister en Ingeniería Civil, Pontifica Universidad Católica del Perú, 2004)</p>	

Tabla 6 Categoría de Importancia para puentes

La importancia de poder clasificar por categoría el puente a analizar radica en la necesidad de poder seleccionar un Coeficiente de respuesta “R” que se tratará en el punto 2.5.5.

3.3.1.4.3 Clases de perfil del suelo

Según la normativa E.030 se tienen las siguientes clasificaciones:

Tabla Nº 2 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	$\bar{V}_s$	$\bar{N}_{60}$	$\bar{S}_u$
S ₀	> 1500 m/s	-	-
S ₁	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S ₂	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S ₃	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S ₄	Clasificación basada en el EMS		

Tabla 7 Clasificación de los Perfiles de Suelo

Donde:

$\bar{V}_s$: Velocidad promedio de propagación de las ondas de corte

$\bar{N}_{60}$: Promedio ponderado de los ensayos de penetración estándar.

$\bar{S}_u$: Promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada.

S₀: Perfil tipo roca dura

S₁: Perfil tipo roca o suelos muy rígidos

S₂: Suelos intermedios

S₃: Suelos Blandos

S₄: Condiciones Excepcionales

Para la cual:

$$\bar{V}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i}{\bar{V}_{si}} \right)} ; \bar{N}_{60} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i}{\bar{N}_{60i}} \right)} ; \bar{S}_u = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i}{\bar{S}_{ui}} \right)}$$

Donde:

d_i : Espesor de cada uno de los n estratos.

$\bar{V}_{si}$: Correspondiente Velocidad de ondas de corte (m/s)

$\bar{N}_{60i}$: Correspondiente Valor de los ensayos de penetración del n estrato

$\bar{S}_{ui}$: Correspondiente Valor de la resistencia al corte en condición no drenada

Efectos de sitio o coeficientes de sitio

Tendiendo como datos de entrada la clasificación de zona y el Tipo de Suelo, obtendremos los factores, S, Tp y TL.

Tabla N° 3 (E.030) FACTOR DE SUELO "S"				
Zona	Suelo			
	S0	S1	S2	S3
Z4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z1	0,80	1,00	1,60	2,00

Tabla 8 Factores de Suelo "S"

Tabla N° 4 (E.030) PERÍODOS "TP" Y "TL"				
	Perfil de suelo			
	S0	S1	S2	S3
TP (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
TL (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Tabla 9 Periodos "Tp" y "TL"

3.3.1.4.4 Coeficiente de Respuesta Sísmica Elástica (Espectro Elástico)

Para la definición del coeficiente de respuesta elástica tenemos la siguiente definición establecida por la Norma E.030:

$$T_n < T_p \dots \dots \dots C = 2.5$$

$$T_p < T_n < T_L \dots \dots \dots C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_L \dots \dots \dots C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right)$$

Donde:

T_n : Periodo de vibración correspondiente al modo m, en segundos

T_L : Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante.

C: Coeficiente de Respuesta sísmica elástica

Sin embargo, lo que presenta el Manual de Puentes del MTC la define como:

$$C_{sn} = \frac{1.2AS}{T_n^{2/3}} \leq 2.5A$$

Donde:

T_n : Periodo de vibración del modo n .

A: Coeficiente de aceleración

S: Coeficiente de sitio

Además, para suelos tipo III o IV y en área donde el coeficiente A es mayor o igual a 0.30, el coeficiente de respuesta sísmica deberá ser como sigue:

$$C_{sn} = \frac{1.2AS}{T_n^{2/3}} \leq 2.0A \dots \dots \dots \text{suelos tipo III o IV y } A \geq 0.30$$

$$C_{sn} = A \cdot (0.8 + 4 \cdot T) \dots \dots \dots T < 0.3 \text{ segundos}$$

$$C_{sn} = \frac{3 \cdot AS}{T_n^{4/3}} \dots \dots \dots T > 4 \text{ segundos}$$

3.3.1.4.5 Factor de Modificación de Respuesta (R)

Tal como se menciona en “Bridge Engineering Handbook-Second Edition” de Wai-Fah Chan y Lian Duan, sobre las especificaciones LRFD, en que la utilización del factor de modificación de Respuesta para reducir las fuerzas de diseño sísmico elásticas para diseñar diferentes partes del puente. Además, estas especificaciones, explica Wai-Fah Chen, asumen de que acciones inelásticas (daño estructural), que se desarrollan en componente determinados del sistema sismorresistente, son esperadas solo en la subestructura. En otras palabras, se diseña usando una fuerza sísmica donde controlamos el punto donde será elástico y evitamos asumir un comportamiento elástico cuando se vuelve inelástico.

$$C_s = \frac{C_e}{R}$$

Subestructura	Categoría según la importancia		
	Crítica	Escencial	Otras
Pilar tipo muro - mayor dimensión	1.5	1.5	2
Caballetes de pilotes de Hormigón armado	1.5	2.0	3.0
• Sólo pilotes verticales	1.5	1.5	2.0
• Con Pilotes Inclínados			
Columnas Simples	1.5	2	3
Caballetes de pilotes de acero o pilotes compuestos de acero y hormigón	1.5	3.5	5.0
• Sólo pilotes verticales	1.5	2.0	3.0
• Con Pilotes Inclínados			
Caballetes multicolumna	1.5	3.5	5

Tabla 10 Factor de Modificación de Respuesta R - AASHTO LRFD

3.3.1.4.6 Diseño del Espectro de Respuesta

Finalmente, se construye el Espectro de diseño según normativa. Para poder realizar un análisis estático de la estructura con la influencia de la carga sísmica necesitamos hallar el valor de la fuerza cortante en la base. En el presente caso, se seguirá según lo estipulado en la Norma técnica peruana E0.30 en donde dicho valor se determinará con la siguiente expresión.

$$V = ZUCSP$$

Donde:

Z: Factor de Zona

U: Factor de Uso

S: Factor de Suelo o sitio

C: Coeficiente sísmico

T_p: Periodo de

T: Periodo Fundamental de la estructural

P: Peso de la superestructura y Subestructura Contribuyente, debido a peso propio sin considerar sobrecarga.

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

$$C = 2.5 \frac{T_p}{T} \leq 2.5$$

$$S_a = Z \cdot U \cdot C \cdot S \cdot g$$

Donde:

S_a: Pseudoaceleración espectral

g: Aceleración de la gravedad

3.3.2 Definición de Combinación de Cargas

De acuerdo a lo que se menciona en la normativa AASHTO LRFD Para puentes en el artículo 3.4.1 se obtienen las siguientes combinaciones de cargas, además cabe resaltar que la razón para considerar específicamente esta es debido a la sugerencia de la normativa AASHTO LRFD para puentes peatonales. Por otro lado, los factores que multiplican las cargas son tomados de la tabla 3.4.1.1-1 de la norma mencionada al inicio.

$$RESISTENCIA I = 1.25DC + 1.75PL + 0.5TU + 0TG$$

$$RESISTENCIA III = 1.25DC + 1.40WS + 0.5TU + 0TG$$

$$SERVICIO I = 1.00DC + 1.00PL + 0.30WS + 1.2TU$$

$$EVENTO EXTREMO 1 = 1.25DC + 0.5PL + 1EQ + 0TG$$

RESISTENCIA I: Carga de combinación básica relacionada al uso general de tránsito del puente sin considerar el viento.

RESISTENCIA III: Combinación de carga relacionada al a exposición del puente a velocidades de viento mayores a los 55mph.

SERVICIO I: Combinación de carga relacionada al a normal operación del uso del puente considerando una velocidad de viento de 55mph y todas las cargas considerando sus valores normales.

EVENTO EXTREMO I: Combinación de carga que incluye el efecto sísmico.

DC: Carga muerta

PL: Carga viva peatonal

WS: Carga de Viento

TU: Efecto de fuerza debido a temperatura uniforme

TG: Efecto de fuerza debido a gradiente de temperatura

EQ: Efecto sísmico

3.3.3 Dimensionamiento de Barandas Peatonales

Al ser un elemento de menor consideración respecto a otros elementos estructurales. Bastaría con asumir unas dimensiones o usar las representadas en catálogos. Sin embargo, para una obtención concreta de las fuerzas actuantes sobre el puente se consideran las siguientes expresiones explicadas en el American National Standard Para sistemas de Barandas.

Figura 10 Ejemplo de Aplicación de Fuerzas sobre Barandas Según Normativa

Se utilizará la siguiente expresión:

$$S = \frac{Wlh}{F_b}, \text{ Para el dimensionamiento del poste de baranda}$$

Para el dimensionamiento del pasamanos se tendrá las siguientes expresiones:

$$S = \frac{Pl}{5F_b}, \text{ Caso con carga puntual aplicada en el pedio de la longitud de postes}$$

$$S = \frac{WL^2}{9.5F_b}, \text{ Caso con carga uniforme aplicada en pasamanos}$$

Donde:

S: Modulo de la sección del elemento (mm³)

W: Carga Uniforme en el pasamanos

L: Longitud entre postes de la baranda

h: Altura del Poste de la baranda

F_b : Esfuerzo de Diseño (MPa) en flexión

Por otro lado, Según lo especificado en la normativa AASHTO LRFD para puentes⁹ en el artículo 13.8.2 nos marcan un mínimo de altura para el pasamanos de 1070 mm medido desde la altura de la zona donde se puede caminar. Además, hace define una separación que debería existir entre cada abertura de los elementos horizontales del pasamanos no menor a 150mm.

Además, se considerarán las siguientes cargas vivas donde según la norma nos menciona que se aplicará una carga uniforme $w=0.73\text{N/m}$ de manera horizontal y vertical, además una carga concentrada en cada elemento longitudinal de 890N. A continuación, se muestra una figura donde se ejemplifica la aplicación de las cargas uniformes;

Figura 11 Ejemplo de estructura de pasamanos en norma AASHTO LRFD 2014

⁹ (AASHTO, 2015)

3.3.4 Dimensionamiento de Elementos de Madera

3.3.4.1 Requisitos de resistencia a la flexión

El requisito según norma para los esfuerzos de compresión o de tracción producidos por flexión, σ_m , no deberán exceder al esfuerzo admisible, f_m , de acuerdo al grupo de madera especificado. A continuación, se muestra una tabla con los valores mencionados:

	Fm (MPa)
Grupo A	20.6
Grupo B	14.7
Grupo C	9.8

Tabla 11 Esfuerzos admisibles para flexión

En la siguiente figura se muestra la distribución de esfuerzos normales producidos por flexión(b) y la sección transversal(a):

Figure 1 Distribución de Esfuerzos normales producidos por flexión

La siguiente condición deberá cumplirse:

$$\sigma_m = \frac{M}{I} < f_m$$

Entonces, tenemos que para una sección rectangular:

$$I = \frac{bh^3}{12}, \quad c = \frac{h}{2}, \quad Z = \frac{bh^2}{6}$$

Por lo tanto, la expresión anterior quedaría expresada como:

$$\sigma_m = \frac{6M}{bh^2} < f_m$$

Donde:

σ_m : Esfuerzo de compresión o de tracción producido por flexión

f_m : Esfuerzo máximo admisible en flexión

I : Momento de inercia se la sección transversal

c : Distancia desde la fibra mas alejadas del eje neutro

Z : Módulo de la sección

M : Momento Aplicado

3.3.4.2 Requisitos de resistencia al corte

El requisito según norma para los esfuerzos cortantes, τ , no deberán exceder al esfuerzo admisible, f_v , de acuerdo al grupo de madera especificado. A continuación, se muestra una tabla con los valores mencionados:

	F_v (MPa)
Grupo A	1.5
Grupo B	1.2
Grupo C	0.8

Tabla 12 Esfuerzos admisibles de corte

En la siguiente figura se muestra la distribución de esfuerzos cortantes (b) y la sección transversal(a):

Figure 2 Distribución de esfuerzos Cortantes

La siguiente condición deberá cumplirse:

$$\tau = \frac{VS}{bI} < f_v$$

Entonces, tenemos que para una sección rectangular:

$$\tau = \frac{3V}{2bh} < f_v$$

Donde:

τ : Esfuerzo cortante

f_v : Esfuerzo máximo admisible de corte

I : Momento de inercia se la sección transversal

S : Momento estático de la parte de la sección transversal

b : Ancho de la sección

V : Fuerza cortante de la sección

3.3.5 Verificación por Resistencia

A continuación, se hace una revisión respecto a al procedimiento de diseño y las respectivas ecuaciones necesarias para esto.

3.3.5.1 VERIFICACIÓN DE LA TENSIÓN AXIAL DE LOS ELEMENTOS DE LA SUPERESTRUCTURA

A continuación, se presenta el diagrama de flujo seguido para la verificación a la resistencia axial:

Figura 12 Diagrama de Flujo para Verificación de la Tensión Axial

Se tendrá que, para el cumplimiento según la normativa aplicada, que la siguiente condición se cumpla:

$$P_u \leq P_r, \text{ donde } P_r = \phi P_{ny}$$

Se deberá tener, como la resistencia nominal a la tensión axial, como el menor valor de las siguientes ecuaciones:

$$P_r = \phi_y P_{ny} = \phi_y F_y A_g \quad (6.8.2.1 - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

$$P_r = \phi_u P_{nu} = \phi_u F_u A_n R_p U \quad (6.8.2.1 - 2 \text{ AASHTO LRFD})$$

En donde:

P_u : Carga axial debido a factores de carga

P_r : Resistencia a la tensión axial mayorada (6.8.2.1 – 1)

P_{ny} : Carga Axial nominal para la fluencia en sección bruta

F_y : Resistencia a la fluencia (ksi)

A_g : Área de sección bruta

F_u : Resistencia tensil

A_n : Área neta del elemento

R_p : Factor de reducción por agujeros tomado igual a 0.90 para agujeros de pernos perforados y

1.0 para agujeros de pernos taladrados

U : Factor de reducción para tener en cuenta el retraso de la cizalladura;

ϕ_y : Factor de resistencia a la fluencia de elementos a tensión según artículo 6.5.4.2

ϕ_u : Factor de resistencia para fractura de elementos a tensión según artículo 6.5.4.2

Respecto a la definición del factor de reducción, esta es definida en AASHTO LRFD en la tabla 6.8.2.2-1. Además, *cabe resaltar que* la existencia de dos P_r es que el primero representa la resistencia para la fluencia y el segundo es la resistencia a la fractura. Por lo que las deformaciones generadas por la fluencia se encontrarán localizadas alrededor de la sección neta. Estas deformaciones localizadas no generarán deformaciones excesivas en el elemento sometido a tensión. Por lo tanto, el estado límite en la sección neta será por fractura¹⁰.

3.3.5.2 VERIFICACIÓN DE LA COMPRESIÓN AXIAL DE LOS ELEMENTOS DE LA SUPERESTRUCTURA

A continuación, se presenta el diagrama de flujo seguido para la verificación a la resistencia axial:

¹⁰ (Dr. A. & Ronald S., 2003)

Figura 13 Diagrama de Flujo para Verificación de la Compresión Axial

Se tendrá que, para el cumplimiento según la normativa aplicada, que la siguiente condición se cumpla:

$$P_u \leq \phi_c P_n, \text{ donde } P_u \leq P_r \quad \text{y} \quad P_r = \phi_c P_n$$

P_u : Carga axial debido a factores de carga

P_r : Resistencia a la compresión axial mayorada

P_n : Resistencia nominal a la compresión

ϕ_c : Factor de resistencia para la compresión ($\phi_c = 0.90$)

Para la determinación de la resistencia nominal a la compresión axial se tendrá primero que definir si el elemento a ser analizada es un miembro compuesto. Para las columnas, el elemento compuesto se trata de aquel que está embebido en concreto o que se trate de un tubo relleno de concreto. Por otro lado, un miembro compuesto tipo viga será una viga conectada al tablero del puente. Finalmente, la definición de no compuesto trata del miembro sólo. A continuación, se presentan las definiciones de la resistencia nominal a la compresión axial para miembros no compuestos y compuestos:

3.3.5.2.1 Determinación de la resistencia nominal P_n para miembros no compuestos

El valor de P_n se determinará de la siguiente manera:

$$\text{Si } \frac{P_e}{P_o} \geq 0.44, \text{ entonces } P_n = \left[0.658^{\frac{P_o}{P_e}} \right] P_o \dots \dots (6.9.4.1.1 - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

$$\text{Si } \frac{P_e}{P_o} < 0.44, \text{ entonces}$$

$$P_n = 0.877 P_e \dots \dots \dots (6.9.4.1.1 - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

Donde:

P_e : Resistencia Crítica elástica de pandeo

P_o : Resistencia nominal a la fluencia equivalente

Respecto al valor de P_e , este se determinará según el artículo 6.9.4.1.2 de la AASHTO para pandeo por flexión y según el artículo 6.9.4.1.3 para pandeo por torsión o flexo-torsión. Por otro lado, el valor de la resistencia nominal a la fluencia equivalente tendrá un valor de:

$$P_o = QF_yA_g$$

Donde:

F_y : Resistencia Mínima a la fluencia especificada

A_g : Área bruta de la sección transversal del elemento

Q : Factor de reducción de la esbeltez del elemento

Para el valor de Q , tendrá un valor igual a 1 (AASHTO LRFD 6.9.4.2.1) siempre que cumpla la condición de no ser esbelto. Para dicha condición de no esbeltez deberá cumplir la siguiente expresión:

$$\frac{b}{t} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}} \dots \dots \dots (6.9.4.2.1 - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

Donde:

k : Coeficiente de Pandeo de placa

b : Ancho de placa

t : Espesor de placa

Según la tabla 6.9.4.2.1-1 se podrán definir los valores tanto de k como de b . En esta table se tendrá un valor de $k=1.40$ para sesiones tubulares rectangulares y circulares. Además, el valor de b , está definida según dicha table como la distancia libre entre almas o alas menos el radio de la esquina interna en cada lado para Secciones estructurales huecas.

Cabe mencionar que el valor de P_n será el menor valor obtenido al tener diferentes valores de P_e de acuerdo al pandeo por flexión, torsión y flexo-torsión. Además, la normativa (6.9.4.1.1 AASHTO LRFD) menciona que estos pandeos serán aplicables de acuerdo a la simetría que posea el elemento. Es decir, pandeo por flexión solo se aplicaría en miembros con doble simetría, Flexión y flexo-torsión en miembros con una simetría y aquellos no simétricos se les aplicará solo el pandeo flexo-torsión. En el presente trabajo, la totalidad de

secciones usadas en la superestructura tiene doble simetría, por lo que el pandeo por flexión será el único a aplicarse.

3.3.5.2.2 Determinación de la resistencia elástica al pandeo por Flexión

Esta resistencia según la normativa estará definida por:

$$P_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r_s}\right)^2} A_g \dots \dots \dots 6.9.4.1.2 - 1 \text{ AASHTO LRFD}$$

K: Factor efectivo de longitud en el plano del pandeo determinado

L: Longitud no arriostrada en el plano del pandeo

r_s: radiod e giro alrededor de los ejes normales al plano del pandeo

Respecto al valor de K, tendremos según lo especifica el punto 4.6.2.5 de la AASHTO valores de K de la siguiente manera;

K=1, Para ángulos simples, sin tener en cuenta la conexión final

K=0.875, Para conexiones articuladas en ambos extremos

K=0.750, Para conexiones abulonadas o soldadas en ambos extremos

De done se escogerá el valor de K=0.875, debido a que la mayoría de conexiones que unirán los elementos de la superestructura serán soldadas.

3.3.5.3 VERIFICACIÓN DE LA FLEXIÓN DE LOS ELEMENTOS DE LA SUPERESTUCTURA

A continuación, se presenta el diagrama de flujo seguido para la verificación a la resistencia axial:

Figura 14 Diagrama de Flujo para Verificación de la resistencia a la Flexión

Se tendrá que, para el cumplimiento según la normativa aplicada, que la siguiente condición se cumpla:

$$M_u \leq \phi_f M_n \quad (6.11.7.1.1-1 \text{ AASHTO LRFD})$$

Para la definición de la resistencia nominal a la flexión, se definirá esta para tubos estructurales cuadrados o rectangulares, y para tubos circulares, como lo especifica la normativa de la AASHTO LRFD.

3.3.5.3.1 Para tubos estructurales cuadrados o rectangulares

La normativa nos explica que para secciones de tubo estructurales rectangulares u cuadradas, la resistencia de la flexión nominal será el menor valor basado en la fluencia, pandeo local del ala o pandeo local del alma. Todo esto, según corresponde. Sin embargo, según el artículo complementario C6.12.2.2.2 que explica el origen de la ecuación 6.12.2.2.2-1 mencionada anteriormente, nos dice que este nos dará un valor más conservador respecto a las otras resistencias nominales debido a que en estas no se considera el efecto del pandeo lateral torsional, ya que según menciona la normativa, la resistencia debida a este pandeo es usualmente alta para secciones tipo cajón, según la definición de la AASHTO LRFD, y que por lo general es un efecto ignorado.

3.3.5.3.1.1 Resistencia nominal de la flexión basado en la fluencia

La resistencia nominal basada en la fluencia para secciones rectangulares y cuadradas tubulares se define como:

$$M_n = M_p = F_y Z \dots \dots \dots (6.12.2.2.2 - 2 \text{ AASHTO LRFD})$$

Donde:

M_p : *Momento Plástico*

Z : *Módulo plástico de la sección alrededor del eje de flexión*

3.3.5.3.1.2 Resistencia nominal de la flexión basado en el pandeo local del ala

Este tipo de pandeo será aplicado siempre y cuando $\lambda_f > \lambda_{pf}$ se cumpla. Entonces, tenemos las siguientes condiciones para la determinación de la resistencia a la flexión nominal:

Si $\lambda_f \leq \lambda_{rf}$ entonces:

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S) \left(3.57 \frac{b_{fc}}{t_{fc}} \sqrt{\frac{F_y}{E} - 4} \right) \leq M_p$$

Si $\lambda_f > \lambda_{rf}$ entonces:

$$M_n = F_y S_{eff} \dots \dots \dots (6.12.2.2.2 - 4 \text{ AASHTO LRFD})$$

Donde:

b_{fc} : Ancho del ala entre las almas de la sección

S_{eff} : Modulo elástico de la sección efectivo tomado en el eje de flexión determinado usando un ancho efectivo del ala, b_e .

λ_f : Relación de esbeltez para el ala

λ_{rf} : Relación de esbeltez límite para el alma no compactada

λ_{pf} : Relación de esbeltez límite para el alma compactada

Estas relaciones se definen como:

$$\lambda_{rf} = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} ; \lambda_{pf} = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} ; \lambda_f = \frac{b_{fc}}{t_{fc}}$$

El valor del ancho efectivo del ala, b_e , se determinará de la siguiente manera:

$$b_e = 1.92 t_{fc} \sqrt{\frac{E}{F - y}} \left[1 - \frac{0.38}{(b_{fc}/t_{fc})} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right] \leq b_{fc}$$

t_{fc} : Espesor del muro de diseño del ala a compresión

3.3.5.3.1.3 Resistencia nominal de la flexión basado en el pandeo local del alma

Este tipo de pandeo será aplicado siempre y cuando $D/t_w > \lambda_{pw}$ se cumpla. Entonces, tenemos que el valor de la resistencia a la flexión nominal será:

$$M_n = M_p - (M_p F_y S) \left(0.305 \frac{D}{t_w} \sqrt{\frac{F_y}{E} - 0.738} \right) \leq M_p$$

En donde:

λ_{pw} : Relación de esbeltez para alma compacta

La cual se determinará del siguiente modo: $\lambda_{pw} = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

3.3.5.3.2 Para tubos estructurales circulares

Para el caso de tubo estructurales circulares, la resistencia nominal a la flexión será el menor valor basado en la fluencia o pandeo local. Todo esto, según corresponda.

3.3.5.3.2.1 Resistencia nominal de la flexión basado en la fluencia

La resistencia nominal basada en la fluencia para secciones rectangulares y cuadradas tubulares se define como:

$$M_n = M_p = F_y Z \dots \dots \dots (6.12.2.2.3 - 1 AASHTO LRFD)$$

Donde:

M_p : *Momento Plástico*

Z : *Módulo plástico de la sección alrededor del eje de flexión*

3.3.5.3.2.2 Resistencia nominal de la flexión basado en pandeo local

Este tipo de pandeo será aplicado siempre y cuando $D/t > 0.07E/F_y$ se cumpla. Entonces, tenemos las siguientes condiciones para la determinación de la resistencia a la flexión nominal:

$$\text{Si } \frac{D}{t} \leq \frac{0.31E}{F_y}, \text{ entonces}$$

$$M_n = \left(\frac{0.021E}{\frac{D}{t}} + F_y \right) S \dots (6.12.2.2.3 - 2 AASHTO LRFD)$$

$$\text{Si } \frac{D}{t} > \frac{0.31E}{F_y}, \text{ entonces}$$

$$M_n = F_{cr} S \dots \dots \dots (6.12.2.2.3 - 3 AASHTO LRFD)$$

En donde:

F_{cr} : *Esfuerzo de pandeo elástico*

$$\text{El cual se determina como: } F_{cr} = \frac{0.33E}{\frac{D}{t}} \dots \dots \dots (6.12.2.2.3 - 4 AASHTO LRFD)$$

3.3.5.4 Verificación a la Fuerza Cortante de los elementos de la Superestructura

A continuación, se presenta el diagrama de flujo seguido para la verificación a la resistencia axial:

Figura 15 Diagrama de Flujo para Verificación de la fuerza Cortante

Se tendrá que, para el cumplimiento según la normativa aplicada, que la siguiente condición se cumpla:

$$V_u \leq \Phi_v V_n \dots \dots \dots (6.10.9.1. -1 AASHTO LRFD)$$

Donde el valor de la resistencia nominal al corte está determinado por:

$$V_n = V_{cr} = C V_p$$

A su vez, el valor de V_p será:

$$V_p = 0.58 F_{yw} D t_w$$

Donde:

C : Relación entre la resistencia al pandeo por corte y la resistencia a la fluencia por corte

V_{cr} : Resistencia al pandeo

V_n : Resistencia nominal por corte

V_p : Fuerza de corte plástico

Para la determinación de la relación “C”, se tendrán los siguientes valores sujetos a determinadas condiciones como se muestra a continuación:

$$\text{Si, } \frac{D}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}}, \text{ entonces } C = 1$$

$$\text{Si, } \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} < \frac{D}{t_w} \leq 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}, \text{ entonces } C = \frac{1.12}{\frac{D}{t_w}} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$$

$$\text{Si, } \frac{D}{t_w} > 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}, \text{ entonces } C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \left(\frac{Ek}{F_{yw}}\right), \text{ En donde, } k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2}$$

3.3.5.5 Verificación por Fuerzas Combinadas

3.3.5.5.1 Combinación de compresión axial y flexión

$$\text{Si } \frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$$

Entonces, el miembro deberá satisfacer:

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \dots \dots \dots (6.8.2.3 - 1 AASHTO LRFD)$$

$$\text{Si } \frac{P_r}{P_c} < 0.2$$

Entonces, el miembro deberá satisfacer:

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \dots \dots \dots (6.8.2.3 - 2 AASHTO LRFD)$$

$$P_c \leq \phi_c P_n$$

Donde:

P_r : Resistencia de compresión axial requerida, es decir P_u

P_c : Resistencia de compresión axial de diseño

ϕ_c : Factor de resistencia en compresión = 0.90 como en punto 2.3.2.2

3.3.5.5.2 Combinación de tensión axial y flexión

$$\text{Si } \frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$$

Entonces, el miembro deberá satisfacer:

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \dots \dots \dots (6.9.2.2 - 1 AASHTO LRFD)$$

$$\text{Si } \frac{P_r}{P_c} < 0.2$$

Entonces, el miembro deberá satisfacer:

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \dots \dots \dots (6.9.2.2 - 2 \text{ AASHTO LRFD})$$

$$P_c \leq \phi_c P_n$$

Donde:

P_r : Resistencia de compresión axial requerida, es decir P_u como en punto 2.3.2.2

P_c : Resistencia de compresión axial de diseño, punto 2.3.2.2

ϕ_c : Factor de resistencia en compresión = 0.90 ,punto 2.3.2.2

3.3.6 Verificación de las vibraciones

El punto importante en esta verificación es la evitar que se dé el fenómeno de la resonancia, que es un fenómeno en el que una fuerza dinámica incita a la estructura a vibrar en su frecuencia natural. En otras palabras, la frecuencia natural y la frecuencia con la que una fuerza es aplicada periódicamente se igualan (o se aproximan), lo cual genera que el sistema (en este caso la estructura) oscile con grandes amplitudes que cuando la fuerza es aplicada en otras frecuencias (no iguales a la frecuencia natural del puente) Respecto a esto, la normativa de pasarelas peatonales, AASHTO LRFD¹¹, menciona las limitaciones de la frecuencia para el movimiento vertical y horizontal. Estas son de 3 Hertz (Hz) para el primero y de 1.3 Hz para el segundo. Sin embargo, en la AASHTO LRFD para pasarelas peatonales, se menciona un estudio¹² al que se puede recurrir para un entendimiento más profundo y sobre todo para la aplicación de un método que nos permita analizar las vibraciones en caso sea necesario. Este estudio nos sugiere las siguientes limitaciones en cuanto a la frecuencia natural de la estructura.

¹¹ (AASHTO, 2015)

¹² (Sétra, 2006)

Frecuencia	0 Hz	1 Hz	1.7 Hz	2.1 Hz	2.6 Hz	5 Hz
Rango 1						
Rango 2						
Rango 3						
Rango 4						

Tabla 13 Rango de Frecuencias (Hz) de las Vibraciones Verticales (SETRA)

Donde:

Rango 1: Riesgo Máximo de Resonancia

Rango 2: Riesgo Medio de Resonancia

Rango 3: Riesgo Bajo de Resonancia para situaciones de carga estándar.

Rango 4: Riesgo despreciable de resonancia

Por otro lado, para las frecuencias horizontales se nos propone la siguiente tabla:

Frecuencia	0	0.3 Hz	0.5 Hz	1.1 Hz	1.3 Hz	2.5 Hz
Rango 1						
Rango 2						
Rango 3						
Rango 4						

Tabla 14 Rango de Frecuencias (Hz) de las Vibraciones Horizontales (SETRA)

En la siguiente tabla de acuerdo a los rangos en que nos encontremos de las tablas mostradas anteriormente y además de tener definido el tipo de multitud de tráfico según la clase de puente peatonal, es decir la función que cumplirá, se puede definir el tipo de casos de carga dinámica a tomar en cuenta. A continuación, la tabla mencionada:

Tipo Tráfico Multitud	Clase de Puente Peatonal	Rango 1 de Frecuencia	Rango 2 de Frecuencia	Rango 3 de Frecuencia
Escaso	III	Caso 1	No necesario	No necesario
Denso	II	Caso 1	Caso 1	Caso 3
Muy Denso	I	Caso 2	Caso 2	Caso 3

Tabla 15 Consideración del tipo de casos según el rango de frecuencias y clase de puente peatonal (SETRA)

Una vez definidos los casos a analizar se obtendrás las respuestas de aceleraciones en el puente, las cuales se compararán en el caso de aceleraciones verticales con la siguiente tabla:

Aceleraciones (m/s ²)	0	0.50	1	2.50
Rango 1	Máximo			
Rango 2		Medio		
Rango 3			Mínimo	
Rango 4				

Tabla 16 Rango de Aceleraciones Verticales (SETRA)

Y para el caso de aceleraciones horizontales con la siguiente tabla:

Aceleraciones (m/s ²)	0	0.15	0	0.80
Rango 1	Máximo			
Rango 2		Medio		
Rango 3			Mínimo	
Rango 4				

Tabla 17 Rango de Aceleraciones Horizontales (SETRA)

Cabe mencionar que según SETRA se debería considerar un valor de aceleración horizontal menor a 0.10 m/s² para evitar el efecto “Lock in” que es un fenómeno que viene de la palabra en inglés “forced Synchronisation” que en español sería sincronización forzada, el cual se da cuando una persona al caminar sobre el puente un puente que vibra lateralmente, es sabido

Figura 16
Efecto Lock-In
en una sección
de la pasarela
peatonal

que las personas son más sensibles ante vibraciones laterales, esta persona intentará compensar por medio que balancearse sobre si misma para tener estabilidad. Este balanceo en sincronización con la vibración lateral del puente causará un incremento en las reacciones laterales del suelo, que a su vez introducirá energía en el sistema estructural del puente. En resumen, si un puente vibra ligeramente en la dirección lateral y los peatones sincronizan su patrón de caminata con el puente, entonces el puente tenderá a ser excitado debido a largas vibraciones. Este fenómeno como ya se introdujo líneas arriba es conocido como “Lock-in”. A continuación, una figura donde se aprecia la estabilidad del peatón ante la presencia de vibraciones laterales:

3.3.7 Verificación de los Desplazamiento

Las deflexiones deberán ser analizadas usando el estado límite de Servicio junto con la combinación de cargas de Servicio I, definida en el punto 2.3.2 del presente capítulo. La normativa¹³ nos define un límite de $1/360$ de la longitud (en tramos que no sean voladizos) para el desplazamiento vertical. En cuanto a desplazamientos horizontales, estos no deberían exceder también $1/360$ veces la longitud del tramo.

¹³ (AASHTO, 2015)

3.4 Subestructura: Cargas y Verificaciones

3.4.1 Verificación por Resistencia

AASHTO LRFD presenta una serie de verificaciones por resistencia que se presentarán a continuación:

3.4.1.1 Efecto del nivel de agua

Esta verificación consiste en demostrar que la capacidad portante para el pilote es afectada por considerar un nivel de agua en la zona de cimentaciones. Esta consideración supone un enfoque conservador poniéndonos del lado de la seguridad. Para la consideración, se tomó en cuenta la restar la densidad del agua a la saturada del suelo, lo cual repercute en el resultado de la capacidad portante del pilote como se podrá observar mejor en el punto 2.4.1.7 del presente capítulo, pues la determinación de este implica considerar el esfuerzo efectivo¹⁴ vertical del suelo. Esta se encuentra definida como:

$$\sigma_v = (\gamma_{sat} - \gamma_{agua})z$$

Donde:

σ_v : *Esfuerzo efectivo vertical del suelo*

γ_{sat} : *Densidad del suelo saturado*

γ_{agua} : *Densidad del agua*

z : *Profundidad del suelo*

3.4.1.2 Socavación

El efecto de la socavación será analizado para respecto a la capacidad portante del pilote. El cual variará cuando no se haya generado la socavación, es decir sin ninguna modificación del suelo y para cuando sí se produzca. En ambos casos, se obtendrán resistencias distintas, pero sobre todo que desfavorecerán a la capacidad portante bajo el efecto de la socavación. Esto generaría una necesidad de incrementar la longitud de los pilotes hasta poder alcanzar una resistencia que cumple las demandas del puente.

¹⁴ (Knappett & Craig, 2012)

Para la determinación de la socavación general (no existe local pues se trata de un puente sin pilares intermedios), se utilizará el método de Lischtván-Levediev. A continuación, se presenta una figura donde se muestran los parámetros a ser necesarios para la determinación de la socavación:

Figura 17 Perfil de terreno antes y después de erosión (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 1974)

El valor de la profundidad de la lámina de agua en la sección reducida se determinará con la siguiente expresión:

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{\frac{5}{3}}}{0.68 \beta \mu \varphi D_m^{0.28}} \right]^{\frac{1}{1+x}}$$

Donde:

H_s : Profundidad de la lámina de agua en la sección reducida (m)

h : Profundidad del Flujo o Tirante de agua(m)

D_m : Diametro Característico del lecho (mm)

x : Exponente variable en función del diametro medio de la partícula.

α : Coeficiente de sección dependiente de las características hidraulicas.

φ : Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

μ : Facgtor de corrección por contracción del cauce.

β : Coeficiente de frecuencia

La expresión antes mencionada consta de unos factores que ajustan el valor de la profundidad de la lámina de agua en la sección reducida. Estos factores toman en cuenta el tiempo de

retorno, corrección por contracción del cauce, transporte de sedimentos, el diámetro de partícula y características hidráulicas.

La constante β depende del tiempo de retorno del caudal de diseño y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\beta = 0.7929 + 0.0973 \text{Log} T_r, \text{ para } x \text{ sería}^{15}$$

La constante μ depende de la contracción del cauce y tendrá un valor igual a 1, si es que no se presentan obstáculos, es decir que no existan pilares. Por otro lado, si estos existieran se debería asignar un valor de acuerdo a la velocidad media de la sección transversal que en la siguiente tabla se muestra:

V (m/s)	Luz libre (m)												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
< 1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.0	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.5	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.0	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.5	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.0	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.5	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
>4.0	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Figura 18 Factor de corrección por contracción del cauce μ (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 1974)

La constante x estará en función del peso volumétrico del material seco en ton/m³ para suelos cohesivos, caso contrario x dependerá del diámetro medio de los granos. A continuación, la con los respectivos valores:

¹⁵ (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 1974)

VALORES DE x Y $1/(1+x)$ PARA SUELOS COHESIVOS Y NO COHESIVOS											
SUELOS COHESIVOS						SUELOS NO COHESIVOS					
γ_s mm	x	$\frac{1}{1+x}$	γ_s mm	x	$\frac{1}{1+x}$	d mm	x	$\frac{1}{1+x}$	d mm	x	$\frac{1}{1+x}$
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.20	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.00	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140.00	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250.00	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76	6.00	0.36	0.74	370.00	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450.00	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570.00	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78	15.00	0.33	0.75	750.00	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1000.00	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

Tabla 18 Valores de x y $1/(1+x)$ para suelos cohesivos y no cohesivos (Juárez Badillo & Rico Rodriguez, 1974)

3.4.1.3 Resistencia nominal portante de los pilotes

3.4.1.3.1 Resistencia vertical del suelo

La capacidad portante de un pilote está dada por la suma de la capacidad de la punta del pilote más la capacidad de resistencia debido a la fricción. A continuación, se presenta una figura donde se explican las fuerzas que intervienen en el pilote:

Figura 19 Diagrama de Cuerpo Libre para Pilote

Para la determinación de la resistencia vertical del suelo

$$R_R = \varphi_{stat} R_p + \varphi_{stat} R_s$$

Donde:

R_p : Resistencia de soporte factorada de los pilotes

ϕ_{stat} : Factor de resistencia para la resistencia de soporte de un pilote individual

R_p : Resistencia de punta de pilote

R_s : Resistencia de fricción lateral del pilote

Para la obtención de valores de ϕ_{stat} se emplearán los brindados por la tabla 10.5.5.2.3-1 del AASHTO LRFD. Según la normativa y textos de referencia, existen diversos métodos para la obtención de la resistencia de punta del pilote y fricción lateral del pilote. El criterio para la elección del método es ligado a la definición de suelo como cohesivo o no cohesivo. En los siguientes puntos se tratarán los métodos para la obtención de las resistencias (punta y fricción) del pilote.

3.4.1.3.1.1 Cálculo de la capacidad de punta

Para la determinación de la capacidad de punta se utilizará el método de esfuerzos efectivos¹⁶, la cual usa la siguiente expresión sugerida por Fellenius (1991), la cual sugiere que la capacidad de punta en suelos tanto sea cohesiva o no. A continuación, la expresión mencionada:

$$R_p = A_p \times (q' N_t)$$

Donde:

A_p : Área del pilote

q' : Presión de sobrecarga efectiva en la punta del pilote

N_t : Coeficiente de capacidad portante

En la siguiente figura se muestran valores recomendados para N_t de acuerdo al ángulo de fricción del suelo:

¹⁶ (Das, 2011)

Figura 20 N_t vs ángulo de fricción del suelo (Das, 2011)

3.4.1.3.1.2 Cálculo de la capacidad por fricción

Para la determinación de la capacidad de fricción lateral se utilizará el método de esfuerzos efectivos¹⁷, la cual usa la siguiente expresión sugerida por Fellenius (1991), que sugiere que la capacidad de punta en suelos tanto sea cohesivo o no. A continuación, la expresión mencionada:

$$R_s = \sum p \times \Delta L \times \beta \times (q'_z)$$

Donde:

p: Perímetro de la sección transversal del pilote

ΔL: Incremento de profundidad

β: Bjerrum – Burland beta coeficiente

q'_z: Presión de sobrecarga efectiva en el centro del incremento de profundidad

A continuación, se presenta una figura con valores recomendados para el coeficiente *β* relacionados al ángulo de fricción interna del suelo:

¹⁷ (Das, 2011)

Figura 21 β vs ángulo de fricción del suelo (Das, 2011)

3.4.1.4 Resistencia estructural del pilote

A continuación, se hace una revisión respecto a al procedimiento de diseño y las respectivas ecuaciones necesarias para esto.

3.4.1.4.1 Verificación de la tensión axial de los elementos de la subestructura

El punto 5.7.6.1 no dirige hacia el punto 5.6.3.4 de la normativa para la definición de la resistencia nominal a la fuerza axial definida como:

$$P_r = \phi P_n$$

$$P_n = (A_{St} \times f_y) \dots \dots \dots (5.6.3.4.1 - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

Donde:

P_r : Resistencia nominal a la tensión axial factorizada

P_n : Resistencia nominal a la tensión axial

A_{St} Área de la armadura longitudinal de acero no pretensado en el tirante

f_y : Tensión de fluencia de la armadura longitudinal de acero no pretensado

ϕ : Factor de resistencia para la tensión en secciones de concreto reforzado

Cabe resaltar que esta expresión está resumida debido a no encontrarse pretensado el elemento.

3.4.1.4.2 Verificación de la compresión axial de los elementos de la subestructura

El punto 5.7.4.4 de la AASHTO LRFD nos define la resistencia nominal a la compresión axial para miembros con refuerzo de espiral:

$$P_r = \phi P_n$$

$$P_n = 0.75(0.85[0.85 \times f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]) \dots \dots \dots (5.6.3.4.1 - 1)$$

Donde:

P_r : Resistencia nominal a la compresión axial factorizada

P_n : Resistencia nominal a la tensión axial

A_{st} : Área de la armadura longitudinal de acero no pretensado en el tirante

A_g : Área bruta de la sección

f'_c : Resistencia especificada del concreto a 28 días

f_y : Tensión de fluencia de la armadura longitudinal de acero no pretensado

ϕ : Factor de resistencia para la tensión en secciones de concreto reforzado

3.4.1.4.3 Verificación a la fuerza cortante de los elementos de la subestructura

Según la normativa aplicable, el valor de la resistencia nominal a la fuerza cortante será determinado como el menor valor de las siguientes expresiones:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \dots \dots \dots (5.8.3.3 - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

$$V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p \dots \dots \dots (5.8.3.3 - 2 \text{ AASHTO LRFD})$$

Donde:

$$V_c = 0.0316\beta\sqrt{f'_c}b_v d_v \dots \dots \dots (5.8.3.3 - 3 \text{ AASHTO LRFD})$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha}{s} \dots \dots \dots (5.8.3.3 - 4 \text{ AASHTO LRFD})$$

$$V_p = 0, \text{ ya que no existe}$$

V_c : Resistencia nominal debido a los esfuerzos de tensión en el concreto

V_s : Resistencia nominal debido al refuerzo de corte

V_p : Componente de la fuerza de pretensado efectiva en la dirección del corte aplicado

b_v : Ancho de alma efectivo tomado como el mínimo ancho del alma dentro de la altura d_v

d_v : Altura de corte efectiva

s : Separación de los estribos medido en dirección paralela al refuerzo longitudinal

β : Factor que indica la capacidad del concreto fisurado diagonalmente de transmitir tracción

θ : Ángulo de inclinación de los esfuerzos de compresión diagonal

α : Ángulo de inclinación de la armadura transversal respecto del eje longitudinal

A_v : Área de la armadura de corte en una distancia s

Además, se deberá tener en cuenta el refuerzo mínimo mencionado en el punto 5.8.2.5 de la normativa AASHTO LRFD:

$$A_v \geq 0.0316 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} \dots \dots \dots (5.8.2.5 - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

Donde:

A_v : Área del refuerzo transversal en una distancia s

b_v : Ancho de alma ajustado para considerar la presencia de ducos

s : Separación de la armadura transversal

f_y : Tensión de fluencia de la armadura transversal (≤ 100 ksi)

$$\epsilon_s = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + |V_u - V_p| - A_{ps}f_{po} \right)}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \dots \dots (5.8.3.4.2 - 4 \text{ AASHTO LRFD})$$

$$\beta = \frac{4.8}{1 + 750\epsilon_s} \dots \dots \dots (5.8.3.4.2 - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

$$\theta = 29 + 3500\epsilon_s \dots \dots \dots (5.8.3.4.2 - 3 \text{ AASHTO LRFD})$$

3.4.1.5 Verificación debido a Fricción Negativa

Esta verificación se asegura que al producirse asentamiento por fricción negativa no superen el límite permitido. El fenómeno de fricción negativa (Downdrag) ocurre cuando suelos recientemente colocados en la zona del pilote o el mismo suelo adyacente al pilote se consolidan. Además, otra manera en que se genera es cuando existe una disminución en el nivel de agua, que aumentará la presión efectiva vertical en el suelo a cualquier profundidad que a su vez inducirá a una consolidación del suelo. Esta acción del suelo adyacente al pilote hará que se ejerza una fuerza vertical.

Esta fricción negativa existirá hasta la zona donde se encuentre el plano neutro del pilote, donde una vez

pasado se encuentran las fuerzas que equilibrarían la fricción

negativa. A continuación,

se presenta una

figura donde se

explica mejor la

ubicación del

plano neutro y la

correspondencia con las fuerzas involucradas en el análisis:

Figura 22 Plano Neutro (Goudrealt y Fellenius 1994)

Para la elaboración de la gráfica a la derecha del pilote en la figura anterior. Se considera a la curva B como la suma entre el valor de la fuerza aplicada sobre el pilote en Servicio I (Q_d) y la resistencia lateral a la fricción del pilote. En cuanto a la curva A, esta es la resta entre la capacidad portante del pilote y la fricción lateral del pilote.

Finalmente, una vez obtenido la gráfica con sus respectivas curvas (A y B) se podrá determinar la profundidad del plano neutro y obtener los valores de la fuerza generada por la fricción negativa. Para evitar el asentamiento por la fuerza de fricción negativa se deberá cumplir que:

$$1.25Q_d + \gamma_p(DF) < \text{Resistencia Factorada del pilote}$$

Donde:

Q_d : Fuerza que recibe el pilote usando la Combinación de Cargas Servicio I

γ_p : Factor de fuerza por fricción negativa para el método del plano neutro

DF : Fuerza generada por fricción negativa

En AASHTO LRFD el valor del factor γ_p no se encuentra definido, sin embargo, Entidades que usan la misma normativa como el Departamento de Transporte de Minnesota (Minnesota DOT) han adoptado el uso de valores para este factor de 1.1.

3.4.2 Verificación por Servicio

AASHTO LRFD presenta una serie de verificaciones por resistencia que se presentarán a continuación:

3.4.2.1 Movimiento Horizontal en grupo de Pilotes

La verificación propuesta por la AASHTO LRFD nos pide realizar un análisis estructural de un pilote con los valores de las curvas P-Y con sus respectivos multiplicados (AASHTO LRFD 10.7.2.4.) y someter a distintas cargas laterales y obtener los resultados del desplazamiento en la punta del pilote. Entonces, se generan curvas de deflexión en cabeza del pilote vs. Fuerza Lateral aplicada. Además, debido a que se aplicaron los multiplicadores P-Y, según el número de filas presente, se generarán otras curvas. A continuación, una figura donde se muestran:

Con lo cual, se ingresará por la izquierda el valor de la fuerza horizontal promedio usando la combinación de RESISTENCIA I. Este valor será la fuerza horizontal total por esta combinación dividida entre el número de pilotes, entonces se obtendrá la deflexión horizontal de grupo y compararla al límite. Para el presente trabajo se usará el valor de 1 pulgadas (AASHTO LRFD).

3.4.2.2 Asentamiento en grupo de pilotes

Se contará con un grupo de pilotes, por lo que se definirá el asentamiento de grupo el cual es mayor al individual como se aprecia en la siguiente figura debido al incremento de la zona de esfuerzo alrededor de los pilotes:

Figure 3 Zona de esfuerzos para grupo de pilotes (Tomilson 1994)

Por lo que, para el cálculo del asentamiento del suelo, que es estratificado y no cohesivo ($C=0$), se realizará con la siguiente expresión del método de Hough recomendada por la AASHTO LRFD (10.6.2.4-2):

$$S = H_0 \left[\frac{1}{C} \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma}{\sigma'_{vo}} \right]$$

En donde:

S : Asentamiento (mm)

H_0 : Espesor capa de suelo (m)

C : Coeficienda de capacidad portante

σ'_{vo} : Incremento de esfuerzo vertical en el punto medio de la capa (Tonf/m²)

$\Delta\sigma$: Esfuerzo vertical inicial en el punto medio de la capa (Tonf/m²)

El valor del incremento de esfuerzo vertical se calcula de la siguiente manera:

$$\Delta\sigma = \frac{P}{(B + z)(L + z)}$$

Donde:

P: Fuerza permanente aplicada a soportar de los pilotes (Tonf)

B: Ancho de cimentación equivalente (m)

L: Largo de Cimentación equivalente (m)

Esta cimentación equivalente se deberá considerar a una profundidad de dos tercios de la profundidad del pilote como se muestra en la siguiente figura:

Figura 23 Ubicación de cimentación equivalente según AASHTO LRFD

El valor de C será definido con el valor del número de golpes corregido del ensayo SPT, este será definido con la siguiente figura propuesta por la AASHTO LRFD:

Figura 24 Índice de capacidad portante C' vs. Número de golpes del ensayo SPT corregido

Además, se deberá considerar en el asentamiento la influencia de todo aquel material adyacente a la subestructura que pueda generar esfuerzos que al final influyan en el asentamiento total del grupo de pilotes. A continuación, una figura en donde se bosqueja la ubicación de la presión generada por el material de relleno:

Figura 25 Esfuerzo vertical efectivo debido a material de relleno

En donde se tendrá que los valores de los ángulos serán determinados como:

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{x+b}{z} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{x-b}{z} \right)$$

$$\delta = \tan^{-1} \left(\frac{x-b}{z} \right)$$

Y el esfuerzo vertical efectivo como:

$$\Delta \sigma_{v(e)} = \frac{q}{\pi} [\beta + \sin(\beta) * \cos(\beta + 2\delta)]$$

Calculado este esfuerzo, se determinará la variación de los esfuerzos verticales efectivos por debajo de la cimentación equivalente, ubicada a dos tercios de la profundidad del pilote, con lo que se obtendrá un nuevo esfuerzo vertical definido de la siguiente manera:

$$\sigma_{1(e+ss)} = \sigma'_{v0} + \Delta \sigma_{v(ss)} + \Delta \sigma_{v(e)}$$

Lo cual junto al módulo de elasticidad de las capas de suelo por debajo de la cimentación equivalente no permitirá la deformación de las capas de suelo:

$$\Delta \varepsilon = \frac{1}{E_s} [\sigma_{1(e+ss)} - \sigma'_{v0}]$$

Finalmente, con esta deformación multiplicada por el espesor de la capa de suelo obtendremos el asentamiento de las capas de suelo debido al material de relleno en la superficie:

$$S = \Delta \varepsilon * H_0$$

Hasta el momento los asentamientos mencionados sólo consideran asentamiento del suelo. Es decir, estos no incluyen el asentamiento causado por la compresión elástica del material del pilote debido a una carga axial. Este asentamiento será definido como:

$$\Delta = \frac{QL}{AE}$$

Donde:

Δ : Asentamiento elástico del pilote debido a la compresión axial (mm)

Q : Carga recibida por el pilote en SERVICIO (Tonf)

L : Longitud del pilote (m)

A : Área de la sección del pilote (m^2)

E : Módulo de elasticidad del pilote (Tonf/ m^2)

Entonces, con estos asentamientos establecidos se tendrá que el asentamiento total del grupo de pilotes será:

$$S_{total} = S_{Hough} + S_{Janbu} + S_{elástica}$$

Donde:

S_{Hough} : Asentamiento del grupo de pilotes para cimentación equivalente (mm)

S_{Janbu} : Asentamiento debido a material de relleno adyacente a subestructura (mm)

$S_{elástica}$: Asentamiento elástico debido a la compresión axial (mm)

Finalmente, cabe mencionar que el límite propuesto por la normativa (AASHTO LRFD) a 1.5 pulgadas, es decir 39mm aproximadamente.

4 MODELAMIENTO ELÁSTICO DEL PUENTE

4.1 Datos de Entrada de Zona Del Proyecto

4.1.1 Ubicación

El puente se ubicaría para fines del análisis en el distrito de Pisac, provincia de Calca del departamento de Cuzco. Su ubicación geográfica con fines de ubicación en coordenadas UTM con el sistema WGS-84 es:

ESTE: 191,230 m

NORTE: 8'514,240 m

COTA: 2,968 m

Figura 26 Ubicación en Departamento de Cuzco

En el plano UB-01 se muestra claramente la información mencionada a través de un Plano de Ubicación.

4.1.2 Topografía

Esta información es recopilada de la base de Datos del Ministerio de Transporte del proyecto “Estudio Definitivo para la construcción del Puente Pisac y Accesos” donde se obtienen la topografía pertinente para la obtención de las secciones del terreno y delimitar y encajar la estructura del puente. La topografía de la zona de estudio está representada por curvas de nivel de equidistancia 10m. En el plano B-TOP-01 de la sección de Anexos se muestra la información georreferenciada en el sistema WGS84-UTM 18s

Figura 27 Vista Isométrica de Puente sobre topografía

A continuación, una figura donde se representa la vista en alzado del puente sobre la topografía:

Figura 28 Vista alzado en topografía

Para una precisión exacta de la ubicación sobre la topografía se presenta la vista en planta del puente sobre la topografía, aunque para un mayor detalle de la topografía de invita al lector a revisar los planos TOP-01 y TOP-02 correspondientes a la topografía:

Finalmente, se muestra una vista en alzado de la ubicación de la pasarela peatonal respecto a su topografía. A continuación, en la siguiente figura se muestra esto:

Figura 29 Vista en Planta de puente sobre Topografía

4.1.3 Geotecnia

4.1.3.1 Propiedades de suelo

Las propiedades del caso de suelo rígido se presenta una tabla con los estratos de suelo y sus valores geotécnicos correspondientes a ser empleados:

N°	Clasificación USCS Suelo	Tipo de Suelo	Profundidad (m)	Espesor (m)	C(KN/m2)	$\phi(^{\circ})$	$\gamma(\text{Tonf/m}^3)$
1	CL	Arcilla delgada con arena	1	1	0.4	32.9	2.20
2	GC	Grava Arcillosa	2	1	0.4	32.9	2.20
3	GF-GC	Grava mal graduada con arcilla	3	1	0.4	32.9	2.20
4	GF-GC	Grava mal graduada con arcilla	4	1	0.4	32.9	2.20
5	GF-GC	Grava mal graduada con arcilla	5	1	0.4	32.9	2.20
6	CH	Arcilla Gruesa Arenosa con grava	6	1	0.4	32.9	2.20
7	CH	Arcilla Gruesa Arenosa con grava	7	1	0.4	32.9	2.65
8	CH	Arcilla Gruesa Arenosa con grava	8	1	0.4	32.9	2.65
9	SM	Arena Limosa con Grava	9	1	0.4	32.9	2.65
10	SM	Arena Limosa con Grava	10	1	0.4	32.9	2.76
11	CL	Arcilla delgada con arena	11	1	0.0002	29.1	2.76
12	SM	Arena Limosa con Grava	12	1	0.0002	29.1	2.76
13	CL	Arcilla delgada con arena	13	1	0.0002	29.1	2.76
14	CL	Arcilla delgada con arena	14	1	0.0002	29.1	2.76
15	SM	Arena Limosa con Grava	15	1	0.0002	29.1	2.76
16	SM	Arena Limosa con Grava	16	1	0.0002	29.1	2.76
17	SM	Arena Limosa con Grava	17	1	0.0002	29.1	2.76
18	CL	Arcilla delgada con arena	18	1	0.0002	29.1	2.76
19	SM	Arena Limosa con Grava	19	1	1.96	29.8	2.76
20	SM	Arena Limosa con Grava	20	1	1.96	29.8	2.76

Tabla 19 Propiedades para caso de suelo rígido

N°	Clasificación USCS Suelo	Tipo de Suelo	Profundidad (m)	Espesor (m)	C(KN/m2)	$\phi(^{\circ})$	$\gamma(\text{Tonf/m}^3)$
1	CL	Arcilla Limosa	1	1	7.00	33	2
2	CL	Arcilla Limosa	2	1	7.00	33	2
3	CL	Arcilla Limosa	3	1	7.00	33	2
4	ML	Limo	4	1	7.00	33	2
5	ML	Limo	5	1	7.00	33	2
6	ML	Limo	6	1	7.00	33	2
7	ML	Limo	7	1	7.00	33	2
8	ML	Limo con arena	8	1	7.00	33	2
9	ML	Limo con arena	9	1	7.00	33	2
10	ML	Limo con arena	10	1	7.00	33	2
11	ML	Limo con arena	11	1	7.00	33	2
12	ML	Limo con arena	12	1	4.00	33	2
13	ML	Limo	13	1	4.00	33	2
14	ML	Limo	14	1	4.00	33	2
15	ML	Limo	15	1	4.00	33	2
16	ML	Limo	16	1	4.00	33	2
17	ML	Limo	17	1	4.00	33	2
18	ML	Limo	18	1	4.00	33	2
19	ML	Limo	19	1	4.00	33	2
20	ML	Limo	20	1	4.00	33	2

Tabla 20 Propiedades para caso de suelo blando

4.1.3.2 Determinación del tipo de suelo

Se determinará en este punto por medio de los ensayos de suelo de cada caso correspondiente (Suelo rígido y blando) según la normativa E.030 lo define. A continuación, se muestran las tablas con los datos de los correspondiente ensayos SPT de cada caso de suelo:

N°	Clasificación USCS Suelo	Tipo de Suelo	Profundidad(m)	Espesor (m)	Nspt	d/Nspt
1	SM	Arena Limosa	11.10	11.10	43.5	0.02
2	SM	Arena Limosa	12.60	1.50	33.5	0.04
3	CL	Arcilla	14.10	1.50	100	0.02
4	SM	Arena Limosa	15.10	1.00	44	0.02
5	CL	Arcilla	16.90	1.80	100	0.02
6	SM	Arena Limosa	19.20	2.30	50	0.05
7	GC	Grava Arcillosa	20.30	1.10	44.5	0.02
8	GC	Grava Arcillosa	23.30	3.00	31	0.10
9	GC	Grava Arcillosa	25.00	1.70	33.5	0.05

Tabla 21 Ensayo SPT de caso suelo rígido

N°	Clasificación USCS Suelo	Tipo de Suelo	Profundidad(m)	Espesor (m)	Q(Mpa)	Q(KPa)	Q(Bar)	Qc/N	Nspt	d/Nspt
1	-	Relleno	2.3	2.3	1.97	1970.00	19.70	1.00	19.70	0.1168
2	OH	Arcilla fangosa	4.3	2	0.66	660.00	6.60	5.70	1.16	1.7273
3	CL	Arcilla	5.5	1.2	2.30	2300.00	23.00	1.00	23.00	0.0522
4	CL	Arcilla	8.9	3.4	4.63	4630.00	46.30	1.00	46.30	0.0734
5	SM	Arcilla Limosa	10.5	1.6	2.83	2830.00	28.30	1.70	16.65	0.0961
6	CL	Arcilla	14.8	4.3	6.89	6890.00	68.90	1.00	68.90	0.0624
7	CL	Arcilla	15	0.2	0.95	950.00	9.50	1.00	9.50	0.0211

Tabla 22 Ensayo SPT de suelo Blando

Entonces, según no indica la normativa E030 peruana sismorresistente para determinar el tipo de suelo con el que se trabaja procedemos a calcular los valores promedio ponderados de cada ensayo.

$$\sum_{i=1}^n d_i = 25, \sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i}{N_{60i}} \right) = 0.34 \text{ Por lo que el resultado final sería de: } \bar{N}_{60-\text{Suelo rígido}} =$$

$$\frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i}{N_{60i}} \right)} = \frac{25}{0.34} = 73, \text{ el cual según la normativa(E030) lo clasificaría como un suelo tipo}$$

S2, es decir un suelo medianamente Rígido. En cuanto al caso de suelo blando tenemos que

$$\sum_{i=1}^n d_i = 20, \sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i}{N_{60i}} \right) = 3.79 \text{ Por lo que el resultado final sería de:}$$

$$\bar{N}_{60-\text{Suelo rígido}} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i}{N_{60i}} \right)} = \frac{20}{3.79} = 5.28, \text{ el cual según la normativa lo clasificaría como}$$

un suelo tipo S3, es decir un suelo Blando.

4.1.4 Hidrología

4.1.4.1.1 Descripción Hidrográfica de la zona de Estudio

La zona de estudio la tenemos delimitada en base a un modelo digital de elevaciones (DEM) procedente del Ministerio de Ambiente, cuya información fue tratada por medio de la extensión HEC-GeoHMS en ArcGis 10.3 para la delimitación de la cuenca, hallar los valores característicos de la microcuencas y parámetros requeridos en el modelo de precipitación-escorrentía HEC-HMS 4.2.1 (Hydrologic Engineering Center- Hydrologic Modeling System)

Figure 4 Influencia de cuencas en zona de puente

4.1.4.1.2 Definición de Caudal de Diseño

El caudal de diseño a usar para periodos de retorno de 500 años y 200 años, se usará el de 500 años pues según recomienda la normativa, este se deberá usar para cuando se presente el cálculo de socavación, caso contrario bastaría el de 200 años, ya que es superior a los 100 años que también establece la normativa. A continuación, se presentan los hidrogramas de los caudales para periodods de retorno de 500 y 200 años:

Figure 5 Hidrograma de Caudales para Periodos de Retorno de 500 y 200 años

En la siguiente tabla se presentan los valores de los caudales de diseño para cada periodo de retorno:

Periodo de Retorno	Caudal de Diseño (m ³ /s)
200 años	695.50
500 años	919.40

Tabla 23 Valor de los Caudales de diseño para cada Periodo de retorno

4.1.5 Hidráulica

Una vez determinados los caudales correspondientes del punto anterior (hidrología 3.1.5) procedemos a obtener el Nivel de agua máximo extraordinario y el cálculo de la socavación. Para esto se empleará la herramienta de modelamiento bidimensional IBER. Donde se tendrán como datos de entrada: Topografía del río, Hidrograma y valores de rugosidad de la zona de estudio.

4.1.5.1.1 Modelamiento en IBER

Respecto a la topografía necesitada, se utilizará la información brindada por el MTC (Plano TOP-01), la cual es digitalizada para ser posteriormente usada en GIS. Una vez procesada será exportada en formato ASCII, el cual permite su ingreso como INPUT en IBER.

Figura 30 Topografía a emplear para modelamiento en IBER

Figura 31 Mallado de topografía para modelamiento en IBER

Una vez obtenido el mallado, se procede a la aplicación de las condiciones de borde que son simplemente delimitar la entrada y salida del flujo. Además, se deberá definir el caudal a ser usados, que en este caso es el definido en el punto anterior (3.1.5 de Hidrología). Luego, se asignan los valores de rugosidad para el modelo. Donde se consideraron los valores de

Figura 32 Aplicación de los valores de rugosidad para la zona del rio y alrededor

4.1.5.1.2 Determinación del Nivel de agua máximo extraordinario

Luego del modelamiento en el punto anterior se obtienen los resultados del Nivel de agua máximo extraordinario para un periodo de retorno de 500 años. A continuación, se muestra la figura en donde se muestra la variación de la mencionada elevación en la zona de trabajo:

Figura 33 Vista en alzado de zona de trabajo para determinación del NAME

4.1.5.1.3 Socavación

De los Tirantes del nivel de agua obtenidos, se procede a calcular la socavación general. A modo de ejemplo con la finalidad de evitar llenar el presente trabajo de numerosas tablas que podrían complicar el entendimiento del estudio completo, se realizará un cálculo del usando el mayor valor de tirante de la sección usada. Es decir:

$$H_0 = 5.45 \text{ m}$$

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^5}{0.68 \beta \mu \phi D_m^{0.28}} \right]^{\frac{1}{1+x}} = \left[\frac{(2.83)(5.45\text{m})^5}{0.68(1.05)(1)(0.97)(50.80\text{mm})^{0.28}} \right]^{\frac{1}{1+(0.29)}}$$

$$H_s = 10\text{m}$$

Entonces, para obtener la socavación tendríamos que realizar la sustracción entre H_s y H_0

$$\text{Socavación} = H_s - H_0 = 4.55 \text{ m}$$

Así sucesivamente se ejecuta el mismo proceso para cada tirante en la sección que finalmente nos dará la socavación generada. Sin embargo, cabe recordar que la socavación total será la suma de la socavación general y de contracción para este caso, ya que no se presenta socavación local debido a la no existencia de pilares. Por lo antes mencionado:

Figura 34 Nivel de Socavación del puente que justifica la profundidad de los pilotes

4.2 Modelaje Elástico Usando Elementos Finitos para la Superestructura del Puente

4.2.1 Propiedades de los materiales

4.2.1.1 Acero

El uso de este material comprenderá en su mayoría los elementos que conforman la superestructura de la pasarela peatonal. Según lo estipulado en la AASHTO LRFD 2014 en

el punto 6.4.1 se deberán considerar determinadas especificaciones de materiales según el tipo de sección. Además, para una selección específica se utiliza la tabla 2-4 del AISC¹⁸ que nos indica la normativa correspondiente y las propiedades correspondientes para el tipo de sección. A continuación, se presenta una tabla de los elementos de acero que se utilizarán en el presente trabajo:

Elemento	Tipo acero	Designación ASTM	Fy (MPa)	Fu (MPa)	γ (KN/m ³)	E (MPa)*	μ
HSS rectangular	Al Carbono	A709M	350	400	78.5	200,000	0.3
HSS redondo	Al Carbono	A709M	350	400	78.5	200,000	0.3
Tipo Pipe	Al Carbono	A53 Gr. B	241	414	78.5	200,000	0.3
*Valor asumido, para todo elemento, según lo especifica la AASHTO LRFD 2014 en el punto 6.4.1							

Tabla 24 Propiedades de elementos de acero

Donde:

μ : Coeficiente de Poisson

γ : Densidad

E: Módulo de Elasticidad

Fy: Resistencia a la fluencia mínima

Fu: Resistencia a la tracción mínima

F'c: Resistencia a la compresión..... (AASHTO LRFD 2014 Tabla C5.4.2.1-1)

4.2.1.2 Concreto

Los elementos que tendrán las características del concreto estarán conformados por aquellos que forman parte de la subestructura de la pasarela peatonal. Las propiedades del mencionado material estarán definidas según la AASHTO LRFD 2014 y ACI 318M-11. Se presenta a continuación las propiedades de los elementos de concretos:

¹⁸ (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2005)

Elemento	Clase de Concreto	F'c (MPa)	E (MPa)	γ (KN/m ³)	μ
Estribo	Normal	21	21,996	23	0.2
Pilotes	Normal	28	25,399	23	0.2

Tabla 25 Propiedades de elementos de Concreto

4.2.1.3 Madera

Respecto a los elementos de madera, tendremos el tablero del puente formado por viguetas que soportarán un entablado de machihembrado. Estos elementos presentan las siguientes propiedades que fueron consultadas según la Norma E.010 de madera y el Manual de diseño para maderas del Grupo Andino. A continuación, se presentan las propiedades de la madera:

Elemento	Grupo	E (MPa)	γ (KN/m ³)
Viguetas	A	9,316	10

Tabla 26 Propiedades de elementos de Madera

Además, las viguetas deberán cumplir con los siguientes esfuerzos admisibles:

Grupo	Fm (MPa)	Fv (MPa)	Fc $\perp$ (MPa)
A	20.6	1.5	1.5

Tabla 27 Resistencia a la flexión y corte según normativa

Donde:

Fm: Resistencia a la tracción o compresión producida por flexión

Fv: Resistencia al corte en la dirección paralela a las fibras....

Fc $\perp$: Resistencia a la compresión perpendicular a las fibras....

4.2.2 Pre-dimensionamiento de los elementos de la superestructura

4.2.2.1 Pre-dimensionamiento tablero del puente peatonal

El tablero consiste en viguetas que soportarán un entablado machihembrados. Estas viguetas a su vez serán soportadas por secciones de acero que se apoyarán sobre los elementos transversales a la longitud del peatonal. Para los elementos tipo viguetas se utilizará la siguiente dimensión comercial para la sección de madera según recomienda el Manual de Madera del grupo Andino. A continuación, la sección seleccionada:

Figura 35 Sección de Vigueta

Por otro lado se debe recordar que esta vigueta soportará un entablado de madera machiembreada, entonces al considerar una carga de 7.81 KN/m² peatonal acorde a lo especificado en la Norma para Pasarelas peatonales, tendremos un

Figura 36 Esquema de Entablado sobre Viguetas del Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino

espaciamiento de 1 m y un espesor de 2.5cm según lo especifica la tabla 8.11 del Manual de diseño para Madera del grupo Andino.

A continuación, se muestra una tabla con los valores dados en el mencionado manual de cargas admisibles para una madera del grupo A:

Espesor Real (cm)	Espesor Comercial	Deflexión Admisible (cm)	Espaciamento de Viguetas (m)						
			0.3	0.4	0.5	0.6	0.8	1	1.2
2.5	1 1/4"	0.071	143.82	107.87	70.12	40.57	17.11	8.76	5.07
		0.083	143.82	107.87	75.49	47.34	19.97	10.22	5.91
		0.100	143.82	107.87	75.49	52.43	23.96	12.27	7.10

Tabla 28 Cargas Admisibles Para Entablado de Grupo A

Una vez se define la sección de la vigueta y entablado a usar, queda ahora definir el espaciamento de los perfiles de acero que soportarán los elementos de madera y que los esfuerzos generados no sean mayores a los límites establecidos según norma. Para esto se han hecho 3 posibilidades que representan el uso de entre 1 y 3 apoyos en el medio del tramo

de 3.4m que comprende la sección del tablero por donde se desplazarán los peatones. En el siguiente gráfico se muestra el modelo estructural recomendado para el Manual de diseño de Madera del grupo Andino:

Figura 37 Modelo estructural para análisis de viga (Carga Peatonal(w_2) + Peso Viga(w_1))

Analizando los 3 casos mencionados anteriormente, obtenemos los resultados respecto a los desplazamientos. En el gráfico mostrado se muestran además los límites recomendados según normativa.:

Figura 38 Diagrama de Desplazamientos verticales para viga (Carga Peatonal + Peso Viga)

Luego se necesitan las fuerzas cortantes y momento para verificar los esfuerzos admisibles como se mencionó anteriormente. En el siguiente gráfico se muestran los diagramas de fuerza cortante para los 3 casos de soportes:

Figura 39 Diagrama de Fuerzas cortantes para vigueta (Carga Peatonal + Peso Vigueta)

Finalmente, como se explica en el capítulo 2 en el punto XXX se obtiene los esfuerzos cortantes y se comparan con los admisibles: A continuación, una tabla donde se observan los resultados para cada caso:

N° Soportes	Fuerza Cortante máxima y mínima		Esfuerzos de corte paralelos a la fibra			
	V (KN.m)	V (KN.m)	τ_m (KN/m ²)	f_v (MPa)	f_v (KN/m ²)	
0	-23.97	23.97	80.90	1.5	1,500	CUMPLE
1	-14.98	14.98	50.56	1.5	1,500	CUMPLE
2	-8.04	8.04	27.12	1.5	1,500	CUMPLE
3	-7.28	7.28	24.56	1.5	1,500	CUMPLE

Tabla 29 Tabla comparativa de esfuerzos cortantes

Además, se verifican los esfuerzos de compresión perpendicular a la fibra. Donde tendremos los siguientes resultados:

N° Soportes	Esfuerzo de Compresión perpendiculares a la fibra			
	σ_c (KN/m ²)	$f_{c\perp}$ (MPa)	$f_{c\perp}$ (KN/m ²)	
0	5,875	3.9	3,900	NO CUMPLE
1	3,672	3.9	3,900	CUMPLE
2	1,970	3.9	3,900	CUMPLE
3	1,783	3.9	3,900	CUMPLE

Tabla 30 Tabla Comparativa de Esfuerzo de Compresión perpendiculares a la fibra

Luego se realiza la comprobación con los esfuerzos admisibles debido a la flexión. Se presenta una gráfica donde se muestran los diagramas de momentos flectores para cada caso de la vigueta:

Figura 40 Diagrama de Momentos Flectores de viguetas (Carga Peatonal + Peso Vigueta)

Finalmente, revisamos los esfuerzos de compresión y tracción debidos a flexión, que se comparan con los admisibles: A continuación, una tabla donde se observan los resultados para cada caso:

N° Soportes	Momentos Máximos y mínimos		Esfuerzos de Tracción y Compresión debido a la flexión			
	M (KN.m)	M (KN.m)	σ_m (KN/m ²)	f_m (MPa)	f_m (KN/m ²)	
0	-20.37	0.00	377,295	20.60	20,600	NO CUMPLE
1	-2.55	5.09	47,163	20.60	20,600	NO CUMPLE
2	-1.34	1.81	24,872	20.60	20,600	NO CUMPLE
3	-0.73	1.09	13,475	20.60	20,600	CUMPLE

Tabla 31 Tabla comparativa de esfuerzos de compresión y tracción debidos a la flexión

Entonces de los resultados obtenidos notamos que cumple todos los requerimientos al tener 3 soportes en el medio (contando con los extremos sumarian cinco) Lo cual nos indicaría que necesitaremos 5 perfiles tipo W sobre los elementos transversales a la longitud de la pasarela peatonal.

Luego de definir el tipo de sección de la vigueta se procede a la definición de las secciones de acero laminado que soportarán los elementos de madera del tablero del puente. Estas

secciones comprenderán perfiles laminados tipo W que presentará las siguientes dimensiones:

Figura 42 Sección de Perfil de Acero W8x15
(en mm)

Figura 41 Modelo Estructural para Viga apoyada sobre
sección transversal de Pasarela

Esta sección fue pre-dimensionada teniendo en cuenta el módulo elástico de la sección y el momento de inercia necesario¹⁹.

$$M_d = 1.5w \frac{L^2}{8} = 1.5 \left(\frac{10 \text{ KN}}{\text{m}} \right) \frac{(2.5 \text{ m})^2}{8} = 7.54 \text{ KN.m}$$

$$S_{\text{necesario}} \geq \frac{M_d}{\sigma_e} = \frac{7.54 \text{ KN.m}}{248000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}} = 0.00003038 \text{ m}^3 = 1.85 \text{ pulgadas}^3$$

$$I_{\text{necesario}} \geq \frac{5wL^4}{384E \frac{L}{250}} (10^7) = \frac{5(10 * 0.100 \text{ t/m})(2.5 \text{ m})^4}{384 \left(2039440 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \frac{2.5 \text{ m}}{250}} = 2418 \text{ cm}^4$$

$$= 58 \text{ pulgadas}^4$$

Donde:

M_d : Máximo momento generado en elemento

σ_e : Resistencia a la fluencia mínima

$S_{\text{necesario}}$: Módulo elástico de la sección

$I_{\text{necesario}}$: Momento de inercia necesario para cumplir condiciones de flecha

¹⁹ (Arroyo Protero, y otros, 2004)

De la tabla 1-1 del AISC para secciones tipo W notamos que con una sección W4x13 satisfacemos la demanda del Módulo elástico de la sección, sin embargo, para satisfacer el valor del momento de inercia necesario, $I_{necesario}$, se necesitara una sección de por lo menos tipo W8x15. Es por esta razón que se elige la sección de W8x15 que se observa en la figura 37.

4.2.2.2 Pre-dimensionamiento de Barandas

Se consideran los siguientes datos de entrada para el pre-dimensionamiento:

$$W = 0.73 \text{ KN/m} \quad (\text{AASHTO 2014 13.8.2})$$

$$L=2.5\text{m} \quad (\text{Definido por el modelo real del puente})$$

$$h=1300\text{mm} \quad (\text{AASHTO 2014 13.8.1})$$

$$F_b=150 \text{ MPa} \quad (\text{ANSI/NAAMM 521-01 Carbon Steel Pipe ASTM A 53})$$

$$P=890\text{N} \quad (\text{AASHTO 2014 13.8.2})$$

$$S = \frac{Wlh}{F_b} = \frac{(730\text{N/m})(2.5\text{m})(1300\text{mm})}{150\text{MPa}} = 15817\text{mm}^3 = 0.9652\text{pulgadas}^3$$

Entonces se elige la sección HSS3x0.188. Con un valor de $S = 1.03 \text{ pulgadas}^3$

$$S = \frac{PI}{5F_b} = \frac{(890\text{N})(2.5\text{m})}{5(150\text{MPa})} = 2.97\text{mm}^3 = 0.0002 \text{ pulgadas}^3$$

$$S = \frac{WL^2}{9.5F_b} = \frac{(760\text{KN/m})(2.5\text{m})^2}{9.5(150\text{MPa})} = 3.20\text{mm}^3 = 0.0002 \text{ pulgadas}^3$$

Para valores muy bajos de S , se recomienda usar $S = 0.1333 \text{ pulgadas}^3 = 0.133 \text{ mm}^3$ Entonces se elige la sección HSS1.9x.0145. Con un valor de $S = 0.309 \text{ pulgadas}^3$

Figura 43 Dimensiones Baranda

4.2.2.3 Pre-dimensionamiento de resto de elementos de esqueleto de superestructura

La superestructura estará conformada por una serie de elementos longitudinales, transversales, diagonales externos e internos. Por lo que se realiza un nombramiento de los elementos por el tipo de sección para una mejor identificación de estos en un análisis posterior. A continuación, una figura donde se muestran los diferentes tipos de elementos de la superestructura:

Figura 44 Vista Isométrica con rango de colores de las secciones de la superestructura

Se considerarán las recomendaciones de ratios de proporcionalidad indicados por la normativa AASHTO y además se tendrá en consideración las medidas iniciales tomadas en el proyecto como punto de partida para su dimensionamiento. A continuación, se muestran las ecuaciones de la normativa a ser empleadas:

Proporción del alma sin rigidizadores longitudinales :

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \quad (6.11.2.1.2 - 1)$$

Donde:

D : Profundidad del alma o Diámetro exterior de una sección circular

t_w : Espesor del alma

Que cabe mencionar que a simple vista cumplen con el ratio propuesto debido a que el tipo de estructuras a la que apunta la AASHTO LRFD son puentes vehiculares y no peatonales. Incluso en la guía para puentes peatonales que sugiere la AASHTO (y también el manual de

Puentes del MTC) no se encuentra definidos límites proporcionales ni dimensionamiento (rule of thumb en inglés) que pueda servir para un dimensionamiento inicial. Por esta razón, se optó por el uso de las limitaciones propuesta para el pandeo local en placas.

4.2.2.3.1 Pre-dimensionamiento de elementos longitudinales

Para tener una dimensión inicial de la sección del elemento longitudinal se realizará un pre-dimensionamiento partiendo como criterio el del pandeo en placas ²⁰ de la sección rectangular hueca. A continuación, una figura donde se muestra la sección del elemento a tratar:

Figura 45 Ubicación en vista isométrica del Dimensionamiento del elemento longitudinal (color magenta)

Entonces, partiendo de las dimensiones iniciales dadas en el proyecto²¹. Se tiene 720mm de profundidad, 530 mm de ancho y un espesor de 16 mm. Por lo tanto, se procede a realizar la comprobación para evitar el pandeo por flexión:

$$\frac{b}{t} \leq \frac{H}{\sqrt{f_y}}; \text{ Donde, } \frac{b}{t} = \frac{720 \text{ mm}}{16 \text{ mm}} = 45$$

Donde H tendría el valor de:

²⁰ (Zhao, Wikingson, & Hancock, 2005)

²¹ (Arroyo Alba, Domouso de Alba, Penelas, Fernández-Ordoñez, & Porras-Isla-Fernández, 2015)

$$H = \sqrt{\frac{k\pi^2 E}{12 - (1 - \mu^2)}} = \sqrt{\frac{(4)\pi^2(200000MPa)}{12 - (1 - (0.3)^2)}}$$

$$H = \sqrt{k\pi^2 E / (12 - (1 - \mu^2))} = 850$$

$$\frac{H}{\sqrt{f_y}} = \frac{850}{\sqrt{350MPa}} = 45.43$$

Finalmente, se obtiene la comprobación de la relación entre b y t:

$$\frac{b}{t} \leq \frac{H}{\sqrt{f_y}}, \text{Entonces, } 45 < 45.43 \text{ Si cumple}$$

4.2.2.3.2 Pre-dimensionamiento de elementos Transversales

De igual manera que en el punto anterior, para tener una dimensión inicial de la sección del elemento transversal se realizará un pre-dimensionamiento partiendo del criterio del pandeo en placas²² de la sección rectangular hueca. A continuación, una figura donde se muestra la sección del elemento a tratar:

Figura 46 Ubicación en vista isométrica del Dimensionamiento del elemento Transversal (color purpura)

²² (Zhao, Wikingson, & Hancock, 2005)

Entonces, partiendo de las dimensiones iniciales dadas en el proyecto. Se tiene 1720 mm de profundidad, 150 mm de ancho y un espesor de 16 mm. Por lo tanto, se procede a realizar la comprobación para evitar el pandeo por flexión:

$$\frac{b}{t} \leq \frac{H}{\sqrt{f_y}}; \text{Donde, } \frac{b}{t} = \frac{1720 \text{ mm}}{16 \text{ mm}} = 107.5$$

Donde H tendría el valor de:

$$H = \sqrt{\frac{k\pi^2 E}{12 - (1 - \mu^2)}} = \sqrt{\frac{(4)\pi^2 (200000 \text{ MPa})}{12 - (1 - (0.3)^2)}}$$

$$H = 850$$

$$\frac{H}{\sqrt{f_y}} = \frac{850}{\sqrt{350 \text{ MPa}}} = 45$$

Finalmente, se obtiene la comprobación de la relación entre b y t:

$$\frac{b}{t} \leq \frac{H}{\sqrt{f_y}}, \text{Entonces, } 107.5 < 45 \text{ NO cumple}$$

Tendrá que evaluarse la verificación y evitar que las fuerzas no pasen el límite y evitar así el pandeo.

4.2.2.3.3 Pre-dimensionamiento de elementos Diagonales Externos

Para el caso de los elementos diagonales que tienen una sección hueca circular, se realizará un pre-dimensionamiento partiendo del criterio del pandeo en placas²³ de la sección rectangular hueca. A continuación, una figura donde se muestra la sección del elemento a tratar:

Figura 47 Ubicación en vista isométrica del Dimensionamiento del elemento Diagonal Externo (color verde)

Entonces, partiendo de las dimensiones iniciales dadas en el proyecto²⁴. Se tiene 272 mm de diámetro externo y un espesor de 12 mm. Por lo tanto, se procede a realizar la comprobación para evitar el pandeo por flexión:

$$\frac{d_0}{t} \leq \frac{H'}{f_y}; \text{Donde, } \frac{d_0}{t} = 27 \text{ Donde } H' \text{ tendría el valor de:}$$

$$H' = 2E / \sqrt{3(1 - \mu^2)} = 2(200000 \text{ MPa}) / \sqrt{3(1 - (0.3)^2)} = 242091$$

$$\frac{H'}{f_y} = \frac{242091}{350 \text{ MPa}} = 692 \text{ Finalmente, se obtiene la comprobación de la relación entre } d_0 \text{ y}$$

$$t: \frac{d_0}{t} \leq \frac{H'}{f_y}, \text{Entonces, } 27 < 692 \text{ Si cumple}$$

²³ (Zhao, Wikingson, & Hancock, 2005)

²⁴ (Arroyo Alba, Domouso de Alba, Penelas, Fernández-Ordoñez, & Porras-Isla-Fernández, 2015)

4.2.2.3.4 Pre-dimensionamiento de elementos Diagonales Internos

Igual que el punto anterior, se realizará un pre-dimensionamiento partiendo del criterio del pandeo en placas²⁵ de la sección rectangular hueca. A continuación, una figura donde se muestra la sección del elemento a tratar:

Entonces, partiendo de las dimensiones iniciales dadas en el proyecto²⁶. Se tiene 100 mm de diámetro externo y un espesor de 12 mm. Por lo tanto, se procede a realizar la comprobación para evitar el pandeo por flexión:

$$\frac{d_0}{t} \leq \frac{H'}{f_y}; \text{Donde, } \frac{d_0}{t} = 10$$

Donde H' tendría el valor de:

$$H' = 2E/\sqrt{3(1 - \mu^2)} = 2(200000MPa)/\sqrt{3(1 - (0.3)^2)} = 242091$$

$$\frac{H'}{f_y} = \frac{242091}{350MPa} = 692 \text{ Finalmente, se obtiene la comprobación de la relación entre } d_0 \text{ y } t: \frac{d_0}{t} \leq$$

$$\frac{H'}{f_y}, \text{Entonces, } 10 < 692 \text{ Si cumple}$$

²⁵ (Zhao, Wikingson, & Hancock, 2005)

²⁶ (Arroyo Alba, Domouso de Alba, Penelas, Fernández-Ordoñez, & Porras-Isla-Fernández, 2015)

4.2.3 Descripción del Modelo Estructural

Para la discretización del modelo de elementos finitos a tratar se tiene la siguiente geometría que a simple vista pareciera tener la forma del clásico puente en arco, sin embargo, consiste en líneas tangentes en cierta longitud del arco para luego ser continuadas por este en la parte central del puente. Esta implementación fue hecha con el fin de permitir dar un espacio para el peatón siguiendo un criterio de arquitectura ²⁷ respecto a espacios. A continuación, se ejemplifica con un gráfico lo mencionado:

Figura 49 Líneas tangentes a arco para la formación de la superestructura del puente

El puente en cuestión contará con una luz de 70m y tendrá una altura (recordar que sólo se está hablando de la superestructura) de 6.60m como se puede observar en la siguiente página la vista isométrica y vistas en alzado y planta.

Figura 50 Vista en alzado de modelo de elementos finitos de la superestructura

²⁷ (Arroyo Alba, Domouso de Alba, Penelas, Fernández-Ordoñez, & Porras-Isla-Fernández, 2015)

Además, cuenta con un eje de simetría desde la vista del plano YZ en la longitud del puente. Como se observa en la vista isométrica, notamos la presencia de 4 elementos longitudinales que unen a lo largo los demás elementos de menor dimensión.

Figura 51 Vista Isométrica de modelo de elementos finitos de la superestructura

A lo largo de la luz del puente se contarán con divisiones cada 2.5m que permitirán la unión de elementos en diagonal para complementar la rigidez de la superestructura. En la siguiente figura se muestra las medidas mencionadas respecto a la separación:

Figura 52 Vista en alzado de modelo de elementos finitos de la superestructura con separación cada 2.5m

Con la finalidad de incrementar la rigidez de la superestructura como se mencionó anteriormente. Se tienen elementos en el centro de los dos arcos paralelos que se unen cada 2.5m.

Figura 53 Vista en planta de modelo de elementos finitos de la superestructura

Por otro lado, se tiene que el ancho del puente donde se permite el desplazamiento peatonal en un inicio es de 3.40m y en la zona central se amplía hasta 7.52m que es un espacio como se mencionó antes es justificado debido a criterio arquitectónicos. Finalmente, el modelo de la super estructura consta de 340 elementos y 149 elementos que se unen entre nodos para el modelo de elementos finitos que representará a la superestructura.

Figura 54 Vista transversal desde inicio de puente

Sin embargo, hasta ahora se ha descrito una parte que presenta el esqueleto de la superestructura. La composición completa de la superestructura se muestra en la siguiente figura:

Figura 55 Composición de elementos que conforman la superestructura

Donde, las barandas se consideran como elementos en lugar de solo cargas (como es lo usual) con el fin de aplicar directamente las cargas a las que serán sometidas y evitar errores al asumir áreas contribuyentes sobre el tablero. Además, al tener un código de programación visual(dynamo) facilitó esto la generación de dichos elementos.

En el caso del tablero, del mismo modo que en la baranda se evitó convertir el elemento en cargas se optó por usar elementos ficticios (dummy element por su traducción en inglés) para poder transmitir solo las cargas que corresponden al peso del tablero o carga viva de los peatones, por ejemplo.

Finalmente, La superestructura del puente con todos los elementos mencionados anteriormente tendrá la siguiente configuración estructural:

Figura 56

4.2.4 Condiciones de Borde

A continuación, se presentarán las condiciones de borde por desplazamiento y fuerzas en la superestructura:

4.2.4.1 Condiciones de Borde de desplazamiento

No existe ninguna restricción de movimiento, ni desplazamiento aplicados en ningún nodo de la superestructura. Cada nodo de la superestructura contará con sus 6 grados de libertad (3 desplazamiento y 3 rotaciones). Respecto a las conexiones entre los nodos de la superestructura y subestructura, estos se conectan en nudos coincidentes para una total interacción.

4.2.4.2 Condiciones de Borde de Fuerzas

Las fuerzas correspondientes a la carga muerta del tablero y la carga viva de los peatones. Estas cargas se repartirán sobre la zona central destinada al tránsito peatonal. Para un mejor reparto de las cargas sobre los nodos y tener una aproximación a una situación más real se usará el denominada dummy element, que es la utilización de un elemento de área que no aporte ningún peso a la estructura más que el de transmitir las cargas mencionadas al inicio de este punto. La super estructura contará con fuerzas aplicadas en las siguientes zonas:

Figura 57 Condiciones de borde para fuerzas en la superestructura

Además, las cargas de peso muerto de los elementos estarán tomadas en cuenta para cada elemento como se especifica en el punto 3.2.1.1 y para barandas en el punto 3.2.6.1.1

4.2.5 Cargas

4.2.5.1 Cargas Permanentes

A continuación, se explica el procedimiento para la obtención de la carga muerta. Si bien este procedimiento es automático en ciertos programas de análisis estructural, se ve la necesidad de profundizar en su calcula para tener una certeza de cálculo para el análisis. Se presenta entonces un cuadro resumen de lo que serán las cargas permanentes:

4.2.5.1.1 Elementos de longitudinales

Estos elementos que se extienden a lo largo de toda la luz del puente. Por lo tanto, el peso de estos elementos es repartido sobre las conexiones a modo de elementos de armadura.

Figura 58 Carga Muerta de secciones de elementos de soporte Externos y Centrales en
Modelo Real

$$W = (\text{Area de la sección}) \times (\text{Densidad del Material})$$

$$W = (0.0246 \text{ m}^2) \times 78.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

$$W = 2 \text{ KN/m}$$

4.2.5.1.2 Elementos transversales a longitud del puente

Estos elementos transversales a los de los arcos trabajaran a flexión y reciben directamente las cargas sobre el tablero y este mismo. Además, la repartición de la carga será una carga uniforme lineal.

Figura 59 Elementos transversales del Modelo Real

$$W = (\text{Area de la sección}) \times (\text{Densidad del Material})$$

$$W = (0.017 \text{ m}^2) \times 78.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

$$W = 1.5 \text{ KN/m}$$

4.2.5.1.3 Elementos diagonales en extremos

Entonces de acuerdo a las dimensiones establecidas en la sección 4.1.1 y considerando un peso específico según es indicado en la sección 3.3.3 Obtenemos que:

Figura 60 Elementos Diagonales en extremos del Modelo Real

$$W = (\text{Area de la sección}) \times (\text{Densidad del Material})$$

$$W = \left(\frac{\pi D_1^2}{2} - \frac{\pi D_2^2}{2} \right) \times 78.5 \frac{KN}{m^3}$$

$$W = \left(\frac{\pi * 0.274^2}{2} - \frac{\pi(0.274 - 0.012)^2}{2} \right) \times 78.5 \frac{KN}{m^3}$$

$$W = (0.1179 - 0.1078) \times 78.5 \frac{KN}{m^3}$$

$$W = 0.8 \frac{KN}{m}$$

4.2.5.1.4 Elementos diagonales en el centro

Estos elementos como el anterior mencionado siguen el mismo principio para la determinación de su peso debido a la naturaleza de elementos que trabajan solo axialmente.

Figura 61 Elementos Diagonales en el Centro del Modelo Real

Entonces de acuerdo a las dimensiones establecidas en la sección 4.1.1 y considerando un peso específico según es indicado en la sección 3.3.3 Obtenemos que:

$$W = (\text{Area de la sección}) \times (\text{Densidad del Material})$$

$$W = \left(\frac{\pi D_1^2}{2} - \frac{\pi D_2^2}{2} \right) \times 78.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

$$W = \left(\frac{\pi * 0.100^2}{2} - \frac{\pi(0.100 - 0.012)^2}{2} \right) \times 78.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

$$W = (0.0157 - 0.012164) \times 78.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

$$W = 0.3 \text{ KN/m}$$

4.2.5.1.5 Pasamanos para peatones

De acuerdo a las dimensiones definidas en el punto 3.2.3.2 y considerando una densidad especificada en el punto 3.2.2 tendremos que:

Figura 62 Elementos de pasamanos longitudinales y verticales del Modelo Real

Para los elementos longitudinales tendremos los siguientes valores:

$$W = (\text{Area de la sección}) \times (\text{Densidad del Material})$$

$$W = \left(\frac{\pi D_1^2}{2} - \frac{\pi D_2^2}{2} \right) \times 78.5 \frac{KN}{m^3}$$

$$W = \left(\frac{\pi * 0.048^2}{2} - \frac{\pi(0.048 - 0.004)^2}{2} \right) \times 78.5 \frac{KN}{m^3}$$

$$W = (0.00362 - 0.003) \times 78.5 \frac{KN}{m^3}$$

$$W = (0.00062 m^2) \times 78.5 \frac{KN}{m^3}$$

$$W = 0.05 KN/m$$

Para los elementos verticales del pasamanos se considerará una carga puntual de:

$$W = (\text{Volumen}) \times (\text{Densidad del Material})$$

$$W = (\text{Area} \times \text{Longitud}) \times (\text{Densidad del Material})$$

$$W = \left(\left(\frac{\pi D_1^2}{2} - \frac{\pi D_2^2}{2} \right) \times 1.5m \right) \times \left(78.5 \frac{KN}{m^3} \right)$$

$$W = \left(\left(\frac{\pi * 0.076^2}{2} - \frac{\pi(0.076 - 0.005)^2}{2} \right) \times 1.5m \right) \times \left(78.5 \frac{KN}{m^3} \right)$$

$$W = ((0.00907 - 0.00791) \times 1.5m) \times \left(78.5 \frac{KN}{m^3} \right)$$

$$W = 0.14 \text{ KN}$$

4.2.5.1.6 Tablero del puente peatonal

La carga muerta del tablero será analizada por metro cuadrado, ya que se utilizarán elementos ficticios o que no aportan nada al análisis (dummy elements por su traducción en Inglés) para una mejor distribución de las cargas sobre la superestructura. A continuación, se muestra una figura con la sección transversal típica del tablero del puente:

Figura 63 Sección Típica Tablero del Puente

Para un mejor entendimiento de la separación entre viguetas de madera del tablero, con el fin de determinar la carga por metro cuadrado, se muestra la siguiente figura de la vista en planta de una sección a ser analizada:

Figura 64 Carga Muerta de Tablero en metro cuadrado

La carga del entablado no representa ninguna dificultad pues está repartida uniformemente sobre toda el área, por lo que su profundidad determinará la carga de este como se muestra a continuación:

$$W_{entablado} = (Profundidad) \times (Densidad\ del\ Material)$$

$$W_{entablado} = (0.025m) \times \left(10 \frac{KN}{m^3}\right) = 0.25 \frac{KN}{m^2}$$

Respecto a las viguetas de madera del tablero, estas estarán separadas aproximadamente 0.43m en la sección analizada. Por lo que su carga por metro cuadrado será determinada de la siguiente manera:

$$W_{Vigüeta} = (\text{Área}) \times (Densidad\ del\ Material)$$

$$W_{Vigüeta} = (0.0036m^2) \times \left(10 \frac{KN}{m^3}\right) = 0.036 \frac{KN}{m}$$

$$W_{Vigüeta} = 0.036 \frac{KN}{m} \div 0.43m = 0.0837 \frac{KN}{m^2}$$

Para el perfil de acero, se seguirá el mismo procedimiento que con la vigüeta de madera:

$$W_{Perfil\ Acero} = (Profundidad) \times (Densidad\ del\ Material)$$

$$W_{Perfil\ Acero} = (0.003m^2) \times \left(78.5 \frac{KN}{m^3}\right) = 0.2355 \frac{KN}{m}$$

$$W_{Perfil\ Acero} = 0.2355 \frac{KN}{m} \div 0.85m = 0.277 \frac{KN}{m^2}$$

Entonces, el peso por metro cuadrado del tablero será igual a:

$$W_{Tablero} = W_{entablado} + W_{Vigüeta} + W_{Perfil\ Acero}$$

$$W_{Tablero} = 0.25 \frac{KN}{m^2} + 0.0837 \frac{KN}{m^2} + 0.277 \frac{KN}{m^2}$$

$$W_{Tablero} = 0.62 \frac{KN}{m^2}$$

4.2.5.2 Cargas Variables

4.2.5.2.1 Carga viva de Baranda Peatonal

De lo especificado en el Punto 2.3.3 del Capítulo 2 de Marco teórico, tenemos las cargas que serán aplicadas sobre las barandas. A continuación, se muestra a modo de ejemplo una sección con las respectivas cargas a aplicar según carga. La siguiente Figura muestra la aplicación de una carga vertical uniforme de 0.73KN/m en los elementos longitudinales de la baranda.

Figura 65 Carga Uniforme aplicada verticalmente sobre elementos de Baranda

Figura 66 Carga Uniforme es aplicada en sentido horizontal sobre elementos de Baranda

Finalmente, la normativa específica una carga puntual sobre los postes y en la caparte media del pasamanos como se muestra:

Figura 67 Cargas Puntuales Aplicadas sobre Baranda

4.2.5.2.2 Carga viva de tránsito Peatonal

Será como ya se mencionó en el punto 2.3.1.1 Cabe mencionar al lector que esta sólo es una carga de peso aproximado de personas, muy distinta a la carga dinámica peatonal que se explica más adelante (3.2.5.2.6).

4.2.5.2.3 Carga de viento

Debido de tratarse de una pasarela, se revisa la referencia de la AASHTO para Puentes peatonales²⁸, que a su vez es recomendada revisar por la misma ASSHTO LRFD para puentes²⁹, en la cual, en el artículo 3.4 nos mencionó que las cargas de viento deberían ser diseñadas siguiendo lo que nos indica la norma AASHTO para señales³⁰. Según la norma mencionada, para la presión del viento se usará la siguiente ecuación:

$$P_z = 0.613K_zGV^2I_rC_d$$

En donde tenemos que:

V: Velocidad básica del viento

G: Factor de efecto Rafaga

K_z: Factor de altura y exposición

I_r: Factor de importancia del viento

C_d: Coeficiente de arrastre

Entonces, siguiendo las sugerencias de la normativa obtenemos los siguientes valores:

C_d = 2 ; para elementos armadura según tabla 3.6

K_z = 1 ; Para altura menores a 10m según artículo C3.8.4

G = 1.14

I_r = 1; considerando un periodo de retorno de 50 años

Para la velocidad básica de diseño supondremos posible caso con alta velocidad para la zona de Perú hasta altura de 10m para un periodo de retorno de 50 años, como son la zona de la

²⁸ (AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS, 2009)

²⁹ (AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS, 2014)

³⁰ (AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS, 2014)

costa donde según el mapa eólico de la normativa de cargas peruana tendríamos una velocidad de 100km/h equivalente a 27m/s.

$$P_z = 0.613(1)(1.14)(27)^2(1)(2)$$

$$P_z = 1018.89 \text{ Pa} = 1.02 \text{ KN/m}^2$$

En lo que respecta para presiones verticales negativas aplicadas sobre la pasarela peatonal, la normativa mencionada nos hace referencia a aplicar una presión vertical de levantamiento según el artículo 3.8.2 de la AASHTO LRFD de 0.96 KN/m², la cual se aplicará en la zona del tablero.

Para la ubicación de las zonas donde se generarán presiones tanto negativas como positivas, se hace uso de un modelamiento de elementos finitos con la ayuda del programa Autodesk Flow design que usará la geometría generada anteriormente.

4.2.5.2.4 Carga Sísmica

4.2.5.2.4.1 Coeficiente de Aceleración para caso de suelo

Para la definición de la carga sísmica se comenzará con la definición del coeficiente de aceleración el cual obtendremos usando el mapa de zonas sísmica explicado en el punto 2.3.1.4.1 del capítulo 2 de Marco teórico. Para la ubicación de la zona del proyecto usaremos la información brindada en el punto 3.1.1. A continuación, un mapa con la información de la zona sísmica y la ubicación de la zona de proyecto ubicada con coordenadas:

Figura 68 Ubicación de Zona de Proyecto en zona Sísmica según Normativa E.030

En consecuencia, se tiene que para el caso de suelo rígido se tendrá una aceleración del suelo de 0.25g correspondiente a la zona sísmica 2 según la normativa peruana de sismos (E.030). Mientras que para el caso de suelo se usará un valor de 0.4g que según normativa peruana se correspondería al de una zona 4.

4.2.5.2.4.2 Clasificación de puente por importancia

Para la clasificación de puente por importancia se utilizará la categoría de Otros puentes, pues al ser de cruce peatonal no está considerado con el mismo valor que un puente que transporta vehículos de emergencia y/o de fines de seguridad. Todo esto definido tal como lo especifica la AASHTO en el punto 3.10.5.

4.2.5.2.4.3 Factor de Modificación de Respuesta (R)

Según se explicó en el punto 2.1.4.5 del capítulo 2 de Marco Teórico, se elegirá un valor para el factor de modificación de respuesta (R) tal como lo establece la Normativa de Manual de Puente del MTC y la AASHTO LRFD. Donde se elige el valor según la categoría asignada de acuerdo a su importancia, definida en el punto anterior, y el tipo de subestructura (pilotes) que se tendrá. Entonces, según lo antes mencionado se considerarán Pilotes de concreto armado con inclinación, por lo tanto se usará el valor de $R=2$.

4.2.5.2.4.4 Clases de perfil del caso de suelo rígido

Respecto a la sección de perfil de suelo, emplearemos la información de ensayo de penetración estándar realizado en la zona de proyecto por el MTC.

N°	Clasificación USCS Suelo	Tipo de Suelo	Profundidad(m)	Espesor (m)	Nspt	d/Nspt
1	SM	Arena Limosa	11.10	1.00	43.5	0.02
2	SM	Arena Limosa	12.60	1.50	33.5	0.04
3	CL	Arcilla	14.10	1.50	100	0.02
4	SM	Arena Limosa	15.10	1.00	44	0.02
5	CL	Arcilla	16.90	1.80	100	0.02
6	SM	Arena Limosa	19.20	2.30	50	0.05
7	GC	Grava Arcillosa	20.30	1.10	44.5	0.02
8	GC	Grava Arcillosa	23.30	3.00	31	0.10
9	GC	Grava Arcillosa	25.00	1.70	33.5	0.05

Tabla 32 Datos de Ensayo de Penetración Estándar para caso de suelo rígido

De acuerdo a lo explicado en el punto 2.3.1.4.3 del capítulo 2 de Marco Teórico, tenemos que para la determinación del sitio respecto al promedio ponderado de los ensayos de penetración estándar nos dará los siguientes resultados:

$$\sum_{i=1}^n d_i = 1 + 1.5 + 1.5 + 1 + 1.8 + 2.3 + 1.1 + 3 + 1.7 = 14.9m$$

$$\sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i}{N_{60i}} \right) = 0.02 + 0.045 + 0.015 + 0.023 + 0.018 + 0.046 + 0.025 + 0.097 + 0.051$$

$$\sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i}{N_{60i}} \right) = 0.34$$

$$\bar{N}_{60} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i}{N_{60i}} \right)} = \frac{14.9}{0.34} = 44$$

Entonces, según la norma E.030 mencionada en el punto 2.3.1.4.3 del capítulo 2 de Marco Teórico tendremos que el perfil de suelo para el caso de suelo rígido será “S2”. El cual corresponde según la descripción de la normativa a un Suelo Intermedio.

4.2.5.2.4.5 Clases de perfil del caso de suelo blando

Respecto a la sección de perfil de suelo, emplearemos la información de ensayo de penetración estándar realizado en la zona del lago Dishui en Shanghai.

N°	Clasificación USCS Suelo	Tipo de Suelo	Profundidad(m)	Espesor (m)	Nspt	d/Nspt
1	-	Relleno	2.3	2.3	19.70	0.1168
2	OH	Arcilla fangosa	4.3	2	1.16	1.7273
3	CL	Arcilla	5.5	1.2	23.00	0.0522
4	CL	Arcilla	8.9	3.4	46.30	0.0734
5	SM	Arcilla Limosa	10.5	1.6	16.65	0.0961
6	CL	Arcilla	14.8	4.3	68.90	0.0624
7	CL	Arcilla	15	0.2	9.50	0.0211

Tabla 33 Datos de Ensayo de Penetración Estándar para caso de suelo blando

$$\bar{N}_{60} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i}{N_{60i}} \right)} = \frac{15}{2.15} = 6.98$$

Entonces, según la norma E.030 mencionada en el punto 3.3.1.4.3 del capítulo 3 de Marco Teórico tendremos que el perfil de suelo para el caso de suelo blando será “S3”. El cual corresponde según la descripción de la normativa a un Suelo blando.

4.2.5.2.4.6 Efectos de sitio o coeficientes de sitio

Una vez definidos el tipo de suelo (Suelo Tipo 2 y tipo 3) y la zona (zona 2 y 4) obtendremos el factor de suelo “S” para los dos casos de suelo que se usarán. Para el caso de suelo rígido, le corresponderá un valor de 1.20 para un tipo de suelo “S2” y tipo de zona “Z2” según a la tabla de factor de suelo “S” de la normativa E.030 explicada en el punto 3.3.1.4.3 del capítulo 3 de Marco teórico. Por otro lado, para el caso de suelo blando, le corresponderá un valor de 1.1 para un tipo de suelo “S3” y tipo de zona “Z4”.

Para la definición del periodo que define la plataforma del factor C (T_p) y el periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante (T_L) se usaran los valores de 0.6 y 2 para T_p y T en el caso de suelo rígido y para el blando será de 1 y 1.6.

4.2.5.2.4.7 Coeficiente de Respuesta Sísmica Elástica

Se utilizarán las ecuaciones las ecuaciones explicadas en el punto 3.3.1.4.3 del capítulo 3 de Marco Teórico.

4.2.5.2.4.8 Diseño del Espectro de Respuesta

Aplicando las ecuaciones explicadas en el punto 3.3.1.4.6 del capítulo 3 de Marco Teórico obtendremos el siguiente Espectro de Respuesta:

Figura 69 Espectro de Respuesta según Normativa E.030

4.2.5.2.5 Carga térmica

Se considerará solo la temperatura uniforme y no la de gradiente, pues esta última no se considera en los estados límite (mencionada en el siguiente punto). Ya que, el factor de gradiente de temperatura se considera 0 para los estados límites de STRENGTH y EXTREME. La carga de temperatura uniforme solo se presenta para las combinaciones de carga e STRENGTH 1 y SERVICE 1. Para determinar el valor de la temperatura uniforme se deberá encontrar el rango de temperatura según lo especifica la AASHTO LRFD. La siguiente tabla del Manual de Puentes emitido por el Ministerio de Transporte y Comunicaciones:

<i>Material</i>	<i>Costa</i>	<i>Sierra</i>	<i>Selva</i>
<i>Concreto armado o preesforzado</i>	<i>10° a 40°C</i>	<i>-10° a +35°C</i>	<i>10° a 50°C</i>
<i>Acero</i>	<i>5° a 50°C</i>	<i>-20° a +50°C</i>	<i>10° a 60°C</i>
<i>Madera</i>	<i>10° a 40°C</i>	<i>-10° a +35°C</i>	<i>10° a 50°C</i>

Por lo que, para el presente trabajo se tomarán los valores para el material tipo acero en la sierra:

$$T_{MAXDiseño} = 50^{\circ}C$$

$$T_{MAXDiseño} = -20^{\circ}C$$

Estos valores se tomarán para la inclusión de esfuerzos producidos tanto por contracción como dilatación por las temperaturas mencionadas.

4.2.5.2.6 Carga Peatonal Dinámica

La aplicación de la carga dinámica peatonal consiste en una carga de que se aplicará sobre el elemento membrana que representa el tablero puente peatonal. En la siguiente se ejemplifica su aplicación sobre el puente:

área
del
figura

Figura 70 Aplicación de carga dinámica Peatonal sobre puente

A su vez, se muestra que se tendrán 28 cargas las cuales estarán en función de una carga dinámica definida de acuerdo al caso a ser analizado. Se muestra a continuación, la distribución sobre el tablero del puente:

Figura 71 Carga dinámica peatonal sobre cada elemento membrana

Finalmente, se debe resaltar que cada carga se analiza independientemente. Es decir, la carga vertical y lateral serán analizadas por separado. La siguiente figura muestra un boceto del tablero del puente con una multitud de peatones:

Figura 72 Fuerza lateral y vertical sobre tablero del puente

4.2.6 Combinación de cargas

De acuerdo a lo que se menciona en la normativa AASHTO LRFD Para puentes³¹ en el artículo 3.4.1 se obtienen las siguientes combinaciones de cargas, además cabe resaltar que la razón para considerar específicamente esta es debido a la sugerencia de la normativa AASHTO LRFD para puentes peatonales³². Por otro lado, los factores que multiplican las cargas son tomados de la tabla 3.4.1.1-1 de la norma mencionada al inicio.

$$RESISTENCIA I = 1.25DC + 1.75PL + 0.5TU + 0TG$$

$$RESISTENCIA III = 1.25DC + 1.40WS + 0.5TU + 0TG$$

$$SERVICIO I = 1.00DC + 1.00PL + 0.30WS + 1.2TU$$

$$EVENTO EXTREMO 1 = 1.25DC + 0.5PL + 1EQ + 0TG$$

4.2.7 Propiedades de los Materiales

4.2.7.1 Acero

De acuerdo a lo especificado en la parte 2 del AISC³³ en la tabla 2-3 para una sección tipo HSS rectangular y redonda serán:

4.2.7.2 Concreto

A continuación, se tendrán las siguientes propiedades de los materiales respecto al concreto:

Elemento	Clase de Concreto	F'c (MPa)	E (MPa)	γ (KN/m3)	μ
Estribo	Normal	21	21,996	23	0.2
Pilotes	Normal	28	25,399	23	0.2

Tabla 34
Materiales
Concreto

4.2.8 Pre-dimensionamiento de Elementos Estructurales en Sub-Estructura

Para el pre-dimensionamiento de la subestructura se empezará por definir las fuerzas de los pilotes necesarios para sustentar las fuerzas producidas por la superestructura y Estribos. A continuación, se presenta el procedimiento seguido para pilotes y estribos:

³¹ (AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS, 2014)

³² (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2015)

³³ (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2005)

4.2.8.1 Estribos

Se propone las siguientes dimensiones del estribo para que se corresponda con la geometría de la superestructura. Además, se tienen unas extensiones laterales en el estribo para la ubicación de los pilotes. A continuación, una figura donde se describen las dimensiones:

Figura 73 Dimensiones del Estribo del Puente Peatonal

4.2.8.2 Pilotes

4.2.8.2.1 Determinación de longitud de Pilotes por Capacidad vertical portante del terreno

Para la determinación de la longitud de los pilotes a usarse, se deberá primero obtener las cargas transmitidas por el estribo. Entonces, a continuación, se muestra una tabla en donde se describe las cargas de los estribos a ser consideradas:

Tipo de Carga	Descripción	Reacción (Tonf)	Factor de Carga	Reacción Factorada (Tonf)
Carga Muerta	Estribo extremo 1	297.86	1.25	372
Carga Muerta	Estribo extremo 2	297.86	1.25	372
Carga Muerta	Estribo centro	311.01	1.25	389
Carga Muerta	Estribo union 1	93.65	1.25	117
Carga Muerta	Estribo union 1	93.65	1.25	117
Carga Muerta	Superestructura	55	1.25	69
Carga Viva	Peatones+Pasamanos	25	1.5	37

Tabla 35 Cargas en Estribo

Además, para un mejor entendimiento de los volúmenes tomados en cuenta del estribo (debido a su geometría atípica) se presenta una imagen donde se muestra una imagen correspondiente con cada descripción:

Figura 74 Partes de Estribo

De la tabla anterior obtendremos una carga total factorizada de 1450 Tonf. Por lo tanto, si se tomaran en cuenta (a modo de pre-dimensionamiento) un total de 14 pilotes, tendríamos que cada uno resistiría una fuerza vertical de 100 Tonf. Este valor mencionado, nos permitirá por medio de una comparación con la capacidad portante del terreno, determinar la longitud necesaria para los pilotes a ser usados. A continuación, se muestra una tabla con la capacidad portante, usando los conceptos mencionados en el punto 2.4.1.2 y desarrollados en el punto 5.2.1.3, tenemos que:

Figura 75 Profundidad aproximada para la carga individual del pilote

Examinando la tabla anterior, notamos que un valor de 100 Tonf nos daría una profundidad de aproximadamente 14m. Además, teniendo en cuenta el valor obtenido de la profundidad de esorrentía del punto 3.1.5.1.3 del presente capítulo de 4.5 m, obtendríamos que a la profundidad que debería llegar el pilote sería de 19m aproximadamente, lo cual se puede corroborar al final en el punto 5.2.1.3 en la figura que muestra.

4.2.8.2.2 Determinación de cantidad de Pilotes inclinados

Para el dimensionamiento de los pilotes se utilizará el método del grafo-analítico³⁴. Para proceder se continuará con la definición de las cargas verticales y horizontales que recibirán los pilotes. A continuación, se muestran las Fuerzas aplicadas al estribo donde irán los pilotes:

Figura 76 Esquema de Fuerzas actuando sobre Estribo

Entonces, ahora se tomará un punto de equilibrio para tomar fuerzas en él y obtener le momento, todo esto según como se especifica en la siguiente figura:

Figura 77 Fuerzas Actuantes Sobre Estribo Extremo

Consideraremos entonces un peso W de 298 Tonf, que corresponderá a lo que equivale el elemento de concreto del estribo a ser analizado y que este a su vez lo estabilizará. Tomando

³⁴ (Rodríguez Ortiz, Gesta Serra, & Oteo Mazo, 1989)

en cuenta lo anterior, de que el peso del estribo analizada estabilizará las fuerzas actuantes, tenemos que:

$$M = R \times L = W \times L$$

$$M = 227 \text{ Tonf} \times 4.32\text{m} + 57 \text{ Tonf} \times 0.3\text{m} = 999 \text{ Tonf}.$$

Este cálculo, las distancias de las fuerzas hasta el punto de equilibrio puede observarse detalladamente en la siguiente imagen:

Figura 78 Distribución de Pilotes Inclinado

Cada Pilote supuesto para el análisis soportará una carga vertical de 105 Tonf. Sin embargo, también deberá agregarse una carga adicional debido a los momentos flectores. A continuación, se realizan los cálculos pertinentes:

$$\frac{M}{I} = \frac{\sigma}{Y}$$

Donde M: Momento Flector, σ : Esfuerzo flector, I: Momento de Inercia y

Y: Distancia

Guiándonos de las distancias entre cada pilote respecto al centroide de gravedad de pilotes como se muestra en esta figura:

Figura 79 Centro de Gravedad de Pilotes

Tenemos que el momento de inercia de cada uno:

Para el Pilote 1: $I_{p1} = A * d^2 = A \times 6^2 = 36A$

Para el Pilote 2: $I_{p2} = A * d^2 = A \times 3^2 = 9A$

Para el Pilote 3: $I_{p3} = A * d^2 = A \times 0^2 = 0$

Para el Pilote 4: $I_{p4} = A * d^2 = A \times 3^2 = 9A$

Para el Pilote 5: $I_{p5} = A * d^2 = A \times 6^2 = 36A$

$$I_{ptotal} = 90A \text{ m}^4$$

Entonces:

$$\sigma_{p1} = \frac{M}{I} \cdot Y = \frac{(298 \text{ Tonf})(3.56\text{m})}{90A \text{ m}^4} \cdot 6\text{m} = \frac{72.4}{A} \text{ Tonf/m}^2$$

$$\sigma_{p2} = \frac{M}{I} \cdot Y = \frac{(298 \text{ Tonf})(3.56\text{m})}{90A \text{ m}^4} \cdot 3\text{m} = \frac{36.2}{A} \text{ Tonf/m}^2$$

$$\sigma_{p3} = \frac{M}{I} \cdot Y = 0 \text{ (debido a que "y" vale cero)}$$

Carga Vertical Debido a la flexión: $\frac{72.4}{A} \times A = 72.4 \text{ Tonf}$

Carga Vertical Debido a la flexión: $\frac{36.2}{A} \times A = 36.2 \text{ Tonf}$

Peso De Estribo para cada Pilote: $\frac{298 \text{ Tonf}}{5} = 59 \text{ Tonf}$

Carga Vertical Total para Pilote 1: $72.3 \text{ Tonf} + 59 \text{ Tonf} = 131 \text{ Tonf}$

Carga Vertical Total para Pilote 2: $36 \text{ Tonf} + 59 \text{ Tonf} = 95.7 \text{ Tonf}$

Carga Vertical Total para Pilote 3: $0 \text{ Tonf} + 59 \text{ Tonf} = 59 \text{ Tonf}$

Carga Vertical Total para Pilote 4: $-36 \text{ Tonf} + 59 \text{ Tonf} = 23 \text{ Tonf}$

Carga Vertical Total para Pilote 5: $-72 \text{ Tonf} + 59 \text{ Tonf} = -12.8 \text{ Tonf}$

Seguidamente se procederá a dibujar un polígono de fuerzas a partir de los esquemas mostrados anteriormente, donde la carga vertical total es la del peso del estribo “W” más la vertical aplicada al estribo de 57 Tonf. A continuación, el diagrama mencionado:

Figura 80 Diagrama de Fuerzas de Pilotes Inclinados

Carga Horizontal total Resistida será:

$$131 \times \tan(20^\circ) + 95.7 \times \tan(20^\circ) + 59 \times \tan(20^\circ) + 23 \times \tan(20^\circ)$$

Carga Horizontal total Resistida: 690 Tonf

Carga adicional que necesita ser resistida: $227 \text{ Tonf} - 83.8 \text{ Tonf} = 143 \text{ Tonf}$

Esta carga horizontal debe ser resistida por la presión ejercida del suelo contra el pilote. Por lo que, cada pilote deberá tener una capacidad lateral de 30 Tonf.

En cuanto a los pilotes para la zona frontal, estos se colocarán espaciados cada 3m respetando el espaciamiento exigido por la AASHTO y considerados verticales. Finalmente, la configuración geométrica de los pilotes a tener es la siguiente:

Figura 81 Vista Isométrica de los pilotes junta al estribo

4.2.9 Descripción del Modelo Estructural

4.2.9.1 Estribo

El estribo se modelo usando solidos siguiendo una discretización de elementos de 3 dimensiones, cuyos elementos son tetraedros (explicados en el Punto 2.2.2 del Capítulo 2 de Marco Teórico). A continuación, se presenta una imagen isométrica con las dimensiones básicas del modelo.

Figura 82 Vista Isométrica de Modelo Estructural de Estribo

Cabe resaltar la necesidad de crear solidos cuyos nodos coincidan con los nodos de los elementos que representan la superestructura. En el punto 3.3.4 de Condiciones de Borde se explicará con más detalle lo mencionado.

Figura 83 Condición de borde para conexión entre superestructura y subestructura

Además, se tomó en cuenta al momento de modelar los sólidos la posición de los nodos que conectan el estribo con los pilotes. En la siguiente imagen se muestra un ejemplo de la ubicación de estos.

Figura 84 Vista en Planta de nodos de Estribo que se conectarán a los pilotes

Figura 85 Dimensiones de modelo estructural para Estribo

4.2.9.2 Pilotes

Para los pilotes ya como se explicó en el punto 2.2.2 del capítulo 2 de Marco Teórico, se utilizará una discretización de resorte a lo largo del pilote. A continuación, se muestra una figura donde se ejemplifican los resortes discretizados en los pilotes:

Discretizados en Pilote
Inclinado

Discretizados en Pilote
sin inclinación

Figura 88 Esquema de modelo Estructural de Pilotes y estribo

4.2.10 Condiciones de Borde

A continuación, se presentarán las condiciones de borde por desplazamiento y fuerzas en la subestructura.

4.2.10.1 Condiciones de Borde de desplazamiento horizontal

Siguiendo las indicaciones para el cálculo tal como se mencionó anteriormente en el punto 2.4.1.6.1 se obtienen los valores de los coeficientes de balasto laterales para el caso de suelo rígido. Para ejemplificar la obtención de los valores de los coeficientes de balasto a usarse, se ejemplificará la obtención de uno de los valores a una profundidad de 20m para un mejor entendimiento.

Partimos por determinar los valores de P_u y P_m , los cuales se muestran en la curva p-y para suelo C- Φ propuesta por Evans y Duncan en 1982 explicada anteriormente en el punto 2.4.1.6.1 que a su vez que fue mencionado en el párrafo anterior. Entonces, tendríamos las siguientes expresiones:

$$P_u = \bar{A}P_{u\varphi} + P_{uc}$$

Donde, $P_{u\varphi}$ será igual al menor valor de las expresiones dadas a continuación:

$$P_{u\varphi} = \min[P_{u\varphi 1}, P_{u\varphi 2}],$$

$$P_{u\varphi 1} = \delta x \left[\frac{K_0 x \tan \varphi \sin \beta}{\tan(\beta - \varphi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \varphi)} (b + x \tan \beta \tan \alpha) + K_0 x \tan \beta (\tan \varphi \sin \beta - \tan \alpha) - K_a b \right]$$

$$P_{u\varphi 2} = K_a b \gamma x (\tan^8(\beta - 1)) + K_0 b \gamma x \tan \varphi \tan^4(\beta)$$

Cuyas expresiones tiene coeficientes cuyos valores serían:

$$K_A = \tan^2(45 - \varphi/2) = \tan^2(45 - 29.8/2) = 0.34$$

$$K_0 = 1 - \sin(\varphi) = 1 - \sin(29.8) = 0.50$$

$$\beta = 45 + \varphi/2 = 45 + 29.8/2 = 59.9$$

$$\alpha = \varphi/2 = 29.8/2 = 14.9$$

Por lo que tendríamos que las ecuaciones de $P_{u\varphi 1}$ y $P_{u\varphi 2}$ serían:

$$P_{u\varphi 1} = \left(\frac{25 \text{ KN}}{\text{m}^3} \right) (20 \text{ m}) x \left[\frac{0.25}{0.56} + \frac{1.73}{0.58} (10.38) + 3.98 \right] = 17.131 \text{ KN/m}$$

$$P_{u\phi 2} = 197.86(56.03) + 296.19(5.07) = 12.588 \text{ KN/m}$$

Por lo que la resistencia última para curva P-Y en suelo C- Φ respecto a su ángulo de fricción sería: $P_{u\phi} = \min[P_{u\phi}, P_{u\phi}] = 12.588 \text{ KN/m}$,

Entonces ahora se procede con la resistencia última del componente de cohesión:

$$P_{uc1} = \left(3 + \frac{\gamma'}{c}x + \frac{J}{b}x \right) cb$$

$$P_{uc1} = \left(3 + \frac{22.91}{1.96 \text{ KN/m}^2}(20\text{m}) + \frac{0.5}{(1.2\text{m})}(20\text{m}) \right) (1.96 \text{ KN/m}^2)(1.2\text{m})$$

$$P_{uc1} = 577 \text{ KN/m}$$

$$P_{uc2} = 9cb = 9(1.96 \text{ KN/m}^2)(1.2\text{m}) = 21 \text{ KN/m}$$

Por lo que la resistencia última para curva P-Y en suelo C- Φ respecto a su cohesión sería: $P_{uc} = \min[P_{uc1}, P_{uc2}] = 21 \text{ KN/m}$,

Finalmente, la expresión de la resistencia lateral última necesita del valor $\bar{A}$ el cual se determina con la gráfica mencionada en el punto 2.4.1.6.1. Entonces, tendríamos que: $P_u = \bar{A}P_{u\phi} + P_{uc} = (0.88)(12.5)(21) = 11098 \text{ KN/m}$

En cuanto al valor de $P_m = \bar{B}P_{u\phi} + P_{uc} = (1.5)(12.5)(21) = 18903 \text{ KN/m}$

Estos puntos determinados pertenecerían al eje de las ordenadas, por lo que sus puntos correspondientes en el eje de las abscisas corresponderían a:

$$y_m = b/60 = 0.02\text{m}$$

$$y_u = 3b/80 = 0.045\text{m}$$

Ahora lo que se desea es obtener el valor del coeficiente de Balasto lateral para usarlo en el modelado de la estructura. Este valor es la pendiente inicial que se encuentra en la gráfica como se muestra a continuación:

Figura 89 Curva P-Y de Evans y Duncan (1982) Para una profundidad de 20m

Entonces, según la gráfica tendríamos que los valores de:

$$Kh = \frac{P_k}{y_k} = \frac{k(z)(0.001m)}{0.001m} = \frac{(k_c + K_\phi)(20m)(0.001m)}{0.001}$$

$$Kh = \frac{(70000 + 12000)(20m)(0.001m)}{0.001} = 1640000 \text{ KN/m}^2$$

Que sería del dato de entrada clásico que se usan en los programas de cálculo computacional como resortes. A continuación, las curva P-Y del suelo rígido:

Figura 90 Curvas P-Y según Evans-Duncan (1982) – Caso suelo rígido

Por último, las curvas P-Y para el caso de suelo blando:

Figura 91 Curvas P-Y según Evans-Duncan (1982) – Caso suelo blando

Cabe resaltar que, al tenerse fuerzas laterales a ser soportadas por los pilotes, con la finalidad de tener en cuenta el efecto de grupo de estos según la AASHTO se deberán multiplicar a los valores de resistencia última por unos factores que los castigarán según el número de filas respecto a la dirección de las fuerzas que soportarán. A continuación, se muestran las tablas de esos valores factorizados:

Profundidad (m)	Kh(KPa)	Fila 3 y demás (factor 0.8)	Fila 2 (factor 0.4)	Fila 1 (factor 0.3)	Ubicación de Filas
1	82,000	24,600	32,800	65,600	
2	164,000	49,200	65,600	131,200	
3	246,000	73,800	98,400	196,800	
4	328,000	98,400	131,200	262,400	
5	410,000	123,000	164,000	328,000	
6	492,000	147,600	196,800	393,600	
7	574,000	172,200	229,600	459,200	
8	656,000	196,800	262,400	524,800	
9	738,000	221,400	295,200	590,400	
10	820,000	246,000	328,000	656,000	
11	902,000	270,600	360,800	721,600	
12	984,000	295,200	393,600	787,200	
13	1,066,000	319,800	426,400	852,800	
14	1,148,000	344,400	459,200	918,400	
15	1,230,000	369,000	492,000	984,000	

Tabla 36 Valores de resortes laterales para caso de suelo rígido

Para el caso de suelo blando sería:

Profundidad (m)	Kh(KPa)	Fila 3 y demás (factor 0.8)	Fila 2 (factor 0.4)	Fila 1 (factor 0.3)	Ubicación de Filas
1	68,000	20,400	27,200	54,400
2	156,000	46,800	62,400	124,800	
3	234,000	70,200	93,600	187,200	
4	312,000	93,600	124,800	249,600	
5	390,000	117,000	156,000	312,000	
6	468,000	140,400	187,200	374,400	
7	546,000	163,800	218,400	436,800	
8	624,000	187,200	249,600	499,200
9	702,000	210,600	280,800	561,600	
10	780,000	234,000	312,000	624,000	
11	858,000	257,400	343,200	686,400	
12	816,000	244,800	326,400	652,800	
13	884,000	265,200	353,600	707,200	
14	952,000	285,600	380,800	761,600	
15	1,020,000	306,000	408,000	816,000	

Tabla 37 Valores de resortes laterales para caso de suelo blando

Todos estos valores se introducirán en los resortes como datos de entrada en el programa de cálculo computacional (Sap2000) como se mostró en el punto 3.3.3.2

4.2.10.2 Condiciones de Borde de desplazamiento vertical

Por otro lado, las curvas que representarán la interacción vertical del pilote (Punto 2.2.2.3.2) serán la siguientes:

Figura 92 Curva Q-z según API RP 2-WSD en ambos casos de suelo

Y luego está la curva que representa la fricción del pilote:

Figura 93 Curva t-z según API RP 2-WSD en caso de suelo rígido

Luego se tendrá para el caso de suelo blando la siguiente curva:

Figura 94 Curva t-z según API RP 2-WSD en caso de suelo rígido

Se tendrá un valor de $K_v=1684.385$ kN en el caso de suelo rígido y para el caso de suelo blando será $K_v=843.635$ kN. Cabe resaltar que los valores de K_v , son obtenidos por la suma de los valores de K_v de la curva Q-z y t-z

4.3 Modelo Estructural adoptado para el análisis estructural del puente

De acuerdo a la explicación brindada en los puntos 3.2.3(Descripción Superestructura) y 3.3.3(Descripción Subestructura), el modelo estructural para el análisis de la pasarela peatonal se muestra en la siguiente figura:

Figura 95 Vista Isométrica del modelo Estructural de la Pasarela Peatonal

La superestructura está conformada de elementos unidimensionales(viga) que soportan la estructura del tablero, que para este caso fue modelado con elementos bidimensionales(membranas). Además, Fuero agregados los pasamanos para facilitar la distribución de las cargas aplicadas sobre estos. Respecto a la subestructura, tenemos que los estribos están representados con elementos tridimensionales (sólidos). Además, los pilotes fueron representados usando elementos unidimensionales (viga) para poder discretizar cierta distancia en ellos y poder aplicar resortes que simulen la interacción suelo-estructura. Finalmente, quien lee encontrará esta información más detallada en el capítulo previo (3.2.3 y 3.3.3) ya mencionado líneas arriba. En los siguientes puntos del presente capítulo se desarrollan los resultados obtenido del análisis estructural y la verificación correspondiente según la normativa empleada.

5 ANÁLISIS ELÁSTICO DEL PUENTE

5.1 Análisis Estructural de la superestructura en caso de suelo rígido

5.1.1 Resultados de Combinación de Carga RESISTENCIA I y EVENTO EXTREMO I

A continuación, se muestran los resultados obtenidos del análisis estructural del modelo del puente peatonal. Estos resultados están organizados de acuerdo a las fuerzas axiales, fuerzas cortantes, momentos flectores y momentos torsores.

En las siguientes figuras se muestran las fuerzas axiales de la superestructura para las combinaciones de cargas RESISTENCIA I y EVENTO EXTREMO I. De estos resultados tenemos valores máximos para las fuerzas axiales de 324 Tonf en el caso de la combinación de carga RESISTENCIA I y de 333 Tonf para el caso de EVENTO EXTREMO I. Además, cabe resaltar que estos valores negativos representan la fuerza axial en compresión mientras que el positivo la fuerza en tensión. A continuación, la figuras con los resultados:

Figura 96 Fuerza Axiales en superestructura para combinación de cargas RESISTENCIA I caso suelo rígido

Figura 97 Fuerza Axiales en superestructura para combinación de cargas EVENTO EXTREMO I caso suelo rígido

En las siguientes figuras se muestran las fuerzas cortantes de la superestructura para las combinaciones de cargas RESISTENCIA I y EVENTO EXTREMO I. De estos resultados

tenemos valores máximos para las fuerzas cortantes de 23 Tonf en el caso de la combinación de carga RESISTENCIA I y de 21 Tonf para el caso de EVENTO EXTREMO. A continuación, la figuras con los resultados:

Figura 98 Fuerza Cortantes en superestructura para combinación de cargas RESISTENCIA I caso suelo rígido

Figura 99 Fuerza Cortantes en superestructura para combinación de cargas EVENTO EXTREMO I caso suelo rígido

En las siguientes figuras se muestran los momentos flectores de la superestructura para las combinaciones de cargas RESISTENCIA I y EVENTO EXTREMO I. De estos resultados tenemos valores máximos para los momentos flectores de 76 Tonf-m en el caso de la

combinación de carga RESISTENCIA I y de 92 Tonf-m para el caso de EVENTO EXTREMO. A continuación, la figuras con los resultados:

Figura 100 Momentos Flectores en superestructura para combinación de cargas RESISTENCIA I caso suelo rígido

Figura 101 Momentos Flectores en superestructura para combinación de cargas EVENTO EXTREMO I caso suelo rígido

Finalmente, se muestran los momentos torsores de la superestructura para las combinaciones de cargas RESISTENCIA I y EVENTO EXTREMO I. De estos resultados tenemos valores máximos para los momentos torsores de 4.3 Tonf-m en el caso de la combinación de carga

RESISTENCIA I y de 8 Tonf-m para el caso de EVENTO EXTREMO. A continuación, la figuras con los resultados:

Figura 102 Momentos Torsores en superestructura para combinación de cargas
RESISTENCIA I caso suelo rígido

Figura 103 Momentos Torsores en superestructura para combinación de cargas EVENTO
EXTREMO I caso suelo rígido

5.1.2 Resultados de Combinación de Carga RESISTENCIA III

Tenemos una deflexión máxima de 3.00 mm en la zona central del puente tal como indica la siguiente figura. Además, este resultado se obtuvo para la combinación de carga RESISTENCIA III, que debido a la necesidad de la presencia de viento afectando lateralmente la estructura como lo especifica la normativa.

Figura 104 Vista en Alzado de Desplazamientos Horizontales para la combinación de carga SERVICIO I en caso de suelo rígido

5.1.3 Resultados de Combinación de Carga SERVICIO I

Se presenta a continuación los resultados de desplazamientos Vertical para la combinación de carga SERVICIO I, obteniendo un valor máximo de 79 mm ubicado en la parte central del puente como se muestra.

Figura 105 Vista en Alzado y Planta de Desplazamientos Verticales para la combinación de carga SERVICIO I en caso de suelo rígido

5.1.4 Resultados de modos de vibración

La normativa de puentes nos menciona que respecto a las frecuencias verticales y horizontales obtenidas de las pasarelas. A continuación, se muestran los resultados de los tres primeros modos verticales:

Figura 106 Modos Verticales del Puente Peatona Caso Suelo Rígido

Del mismo modo se muestra a continuación los resultados de los modos transversales del puente para el caso de suelo rígido:

Figura 107 Modos Transversales del Puente Peatonal Caso Suelo Rígido

5.2 Análisis Estructural de la subestructura en caso de suelo rígido

A continuación, se muestran los resultados obtenidos del análisis estructural del modelo del puente peatonal para la subestructura. Estos resultados están organizados de acuerdo a los diagramas de fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores. Respecto a los momentos torsores, estos no fueron agregados debido a que sus resultados eran casi nulos.

5.2.1 Resultados de Fuerzas Axiales para combinación de carga RESISTENCIA I EVENTO EXTREMO I en pilotes

Las fuerzas axiales obtenidas en los pilotes para ambos casos de combinación de carga se presentan fuerzas axiales en compresión y ningún valor en tensión. De estos valores, el valor máximo para la combinación RESISTENCIA I es de 218 Tonf y para la combinación EVENTO EXTREMO I un valor de 278 Tonf como se muestra a continuación en las siguientes figuras:

Figura 109 Fuerzas axiales de combinación de carga RESISTENCIA I para caso de suelo rígido en pilotes

Figura 108 Fuerzas axiales de combinación de carga EVENTO EXTREMO I para caso de suelo rígido en pilotes

5.2.2 Resultados de Fuerzas cortantes para combinación de carga RESISTENCIA I EVENTO EXTREMO I en pilotes

En cuanto a las fuerzas cortantes, el valor máximo de las fuerzas cortantes obtenidas en los pilotes para la combinación RESISTENCIA I es de 28 Tonf y para la combinación EVENTO EXTREMO I un valor de 47 Tonf como se muestra a continuación en las siguientes figuras:

Figura 110 Fuerzas Cortantes de la Combinación RESISTENCIA I para Pilotes para caso de suelo Rígido

Figura 111 Fuerzas Cortantes de la Combinación EVENTO EXTREMO I para Pilotes para caso de suelo rígido

5.2.3 Resultados de Momentos Flectores para combinación de carga RESISTENCIA I EVENTO EXTREMO I en pilotes

Respecto a los momentos flectores, tenemos que el valor máximo de las fuerzas cortantes obtenidas en los pilotes para la combinación RESISTENCIA I es de 54 Tonf-m y para la combinación EVENTO EXTREMO I un valor de 101 Tonf-m como se muestra a continuación en las siguientes figuras:

Figura 112 Momentos Flectores de la Combinación RESISTENCIA I para Pilotes para caso de suelo Rígido

Figura 113 Momentos Flectores de la Combinación EVENTO EXTREMO I para Pilotes para caso de suelo rígido

5.3 Análisis Estructural de la superestructura en caso de suelo blando

5.3.1 Resultados de combinación de carga RESISTENCIA I y EVENTO EXTREMO I

A continuación, se muestran los resultados obtenidos del análisis estructural del modelo del puente peatonal de la superestructura para las combinaciones de carga RESISTENCIA I y EVENTO EXTREMO I para el caso de suelo blando. Estos resultados están organizados de acuerdo a las fuerzas axiales, fuerzas cortantes, momentos flectores y momentos torsores.

En las siguientes figuras se muestran las fuerzas axiales de la superestructura para las combinaciones de cargas RESISTENCIA I y EVENTO EXTREMO I. De estos resultados tenemos valores máximos para las fuerzas axiales de 322 Tonf en el caso de la combinación de carga RESISTENCIA I y de 354 Tonf para el caso de EVENTO EXTREMO. Además, cabe resaltar que estos valores negativos representan la fuerza axial en compresión mientras que el positivo la fuerza en tensión. A continuación, la figuras con los resultados:

Figura 114 Fuerza Axiales en superestructura para combinación de cargas RESISTENCIA I caso suelo blando

Figura 115 Fuerza Axiales en superestructura para combinación de cargas EVENTO EXTREMO I caso suelo blando

En las siguientes figuras se muestran las fuerzas cortantes de la superestructura para las combinaciones de cargas RESISTENCIA I y EVENTO EXTREMO I. De estos resultados

tenemos valores máximos para las fuerzas cortantes de 22 Tonf en el caso de la combinación de carga RESISTENCIA I y de 23 Tonf para el caso de EVENTO EXTREMO. A continuación, la figuras con los resultados:

Figura 116 Fuerza Cortante en superestructura para combinación de cargas RESISTENCIA I caso suelo blando

Figura 117 Fuerza Cortante en superestructura para combinación de cargas EVENTO EXTREMO I caso suelo blando

En las siguientes figuras se muestran los momentos flectores de la superestructura para las combinaciones de cargas RESISTENCIA I y EVENTO EXTREMO I. De estos resultados tenemos valores máximos para los momentos flectores de 76 Tonf-m en el caso de la

combinación de carga RESISTENCIA I y de 92 Tonf-m para el caso de EVENTO EXTREMO. A continuación, la figuras con los resultados:

Figura 118 Momento Flector en superestructura para combinación de cargas RESISTENCIA I caso suelo blando

Figura 119 Momento Flector en superestructura para combinación de cargas EVENTO EXTREMO I caso suelo blando

Finalmente, se muestran los momentos torsores de la superestructura para las combinaciones de cargas RESISTENCIA I y EVENTO EXTREMO I. De estos resultados tenemos valores máximos para los momentos torsores de 4.2 Tonf-m en el caso de la combinación de carga

RESISTENCIA I y de 8.5 Tonf-m para el caso de EVENTO EXTREMO. A continuación, la figuras con los resultados:

Figura 120 Momento Flector en superestructura para combinación de cargas
RESISTENCIA I caso suelo blando

Figura 121 Momento Flector en superestructura para combinación de cargas EVENTO
EXTREMO I caso suelo blando

5.3.2 Resultados de Combinación de Carga RESISTENCIA III

Tenemos una deflexión máxima de 4.00 mm en la zona central del puente tal como indica la siguiente figura. Además, este resultado se obtuvo para la combinación de carga RESISTENCIA III, que debido a la necesidad de la presencia de viento afectando lateralmente la estructura como lo especifica la normativa.

Figura 122 Vista en Alzado de Desplazamientos Horizontales para la combinación de carga SERVICIO I en caso de suelo blando

5.3.3 Resultados de Combinación de Carga SERVICIO I

Se presenta a continuación los resultados de desplazamientos Vertical para la combinación de carga SERVICIO I, obteniendo un valor máximo de 93 mm ubicado en la parte central del puente como se muestra.

Figura 123 Vista en Alzado y Planta de Desplazamientos Verticales para la combinación de carga SERVICIO en caso de suelo blando

5.3.4 Resultados de modos de vibración

La normativa de puentes nos menciona que respecto a las frecuencias verticales y horizontales obtenidas de las pasarelas. A continuación, se muestran los resultados de los tres primeros modos verticales:

Figura 124 Modos Verticales del Puente Peatona Caso Suelo Blando

Del mismo modo se muestra a continuación los resultados de los modos transversales del puente para el caso de suelo rígido y blando:

Figura 125 Modos Transversales del Puente Peatonal Caso Suelo Blando

5.4 Análisis Estructural de la subestructura en caso de suelo blando

A continuación, se muestran los resultados obtenidos del análisis estructural del modelo del puente peatonal para la subestructura. Estos resultados están organizados de acuerdo a los diagramas de fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores. Respecto a los momentos torsores, estos no fueron agregados debido a que sus resultados eran casi nulos.

5.4.1 Resultados de Fuerzas Axiales para combinación de carga RESISTENCIA I EVENTO EXTREMO I en pilotes

Las fuerzas axiales obtenidas en los pilotes para ambos casos de combinación de carga se presentan fuerzas axiales en compresión y ningún valor en tensión. De estos valores, el valor máximo para la combinación RESISTENCIA I es de 210 Tonf y para la combinación EVENTO EXTREMO I un valor de 302 Tonf como se muestra a continuación en las siguientes figuras:

Figura 126 Resultados de fuerza axial en pilotes para Combinación de carga RESISTENCIA I para caso de suelo blando

Figura 127 Resultados de fuerza axial en pilotes para Combinación de carga EVENTO EXTREMO I para caso de suelo blando

5.4.2 Resultados de Fuerzas cortantes para combinación de carga RESISTENCIA I EVENTO EXTREMO I en pilotes

En cuanto a las fuerzas cortantes, el valor máximo de las fuerzas cortantes obtenidas en los pilotes para la combinación RESISTENCIA I es de 27 Tonf y para la combinación EVENTO EXTREMO I un valor de 63 Tonf como se muestra a continuación en las siguientes figuras:

Figura 128 Resultados de fuerza axial en pilotes para Combinación de carga RESISTENCIA I para caso de suelo blando

Figura 129 Resultados de fuerza cortante en pilotes para Combinación de carga EVENTO EXTREMO I para caso de suelo blando

5.4.3 Resultados de Momentos Flectores para combinación de carga RESISTENCIA I EVENTO EXTREMO I en pilotes

Respecto a los momentos flectores, tenemos que el valor máximo de las fuerzas cortantes obtenidas en los pilotes para la combinación RESISTENCIA I es de 49 Tonf-m y para la combinación EVENTO EXTREMO I un valor de 129 Tonf-m como se muestra a continuación en las siguientes figuras:

Figura 130 Resultados de Momento Flector en pilotes para Combinación de carga RESISTENCIA I para caso de suelo blando

Figura 131 Resultados de Momento Flector en pilotes para Combinación de carga EVENTO EXTREMO I para caso de suelo blando

6 ANÁLISIS COMPARATIVO DE RESULTADOS DEL PUENTE

6.1 Evaluación de resultados de la Superestructura

6.1.1 Evaluación del estado límite último (ELU-Superestructura)

La combinación de resistencia es utilizada para la verificación de resistencia a la compresión axial, tensión axial, fuerza cortante, momento flector y momento torsor. Además, se realizan las verificaciones comparando con el resultado de los dos casos de suelo usado, rígido y blando. Por otro lado, todos los valores de las resistencias últimas fueron obtenidas del análisis estructural realizado en el capítulo 4.

6.1.1.1 Elementos longitudinales

6.1.1.1.1 Verificación a la compresión axial

Entonces se procede a la verificación del momento último para cada combinación correspondiente, que deberá cumplir con la siguiente expresión:

$$P_r = \phi_c P_n$$

Para la determinación de la resistencia nominal axial, es necesario definir los valores de la resistencia nominal a la fluencia equivalente (P_o) y la resistencia crítica elástica de pandeo (P_e):

El primero estará definido como:

$P_o = Q F_y A_g$, donde el valor de Q, el cuál es el factor de reducción de esbeltez del elemento, será tomado de acuerdo a los límites de la esbeltez. Es decir:

$$\frac{b}{t} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ entonces: } \frac{0.53m}{0.016m} \leq 1.4 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{350 \text{ MPa}}}$$

$33.1 \leq 33.46$ CUMPLE Es decir, que el ala del elemento no es esbelta. Cabe resaltar que el valor de k, coeficiente de pandeo, fue sacado de la tabla 6.9.4.2.1-1 de la AASHTO. Por consiguiente, Q=1. Sin embargo, para el ancho del alma tendríamos los siguiente:

$$\frac{b}{t} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ entonces: } \frac{0.72m}{0.016m} \leq 1.4 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{350 \text{ MPa}}}$$

Con lo cual tenemos que $45 \leq 33.46$ CUMPLE Es decir, que el alma del elemento es esbelta. Por lo tanto, Q se tendrá que definir de la siguiente manera:

$$Q = \frac{A_{efectivo}}{A}$$

Donde el $A_{efectivo}$ estará definido por

$$A_{efectivo} = A - 2(h - h_e)t$$

Para determinar el área efectiva AASHTO LRFD nos da la siguiente expresión:

$$b_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[1 - \frac{0.38}{\frac{b}{t}} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right]$$

$$b_e = 1.92(0.016m) \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{350 \text{ MPa}}} \left[1 - \frac{0.38}{0.72m/0.016m} \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{350 \text{ MPa}}} \right]$$

$$b_e = 0.58m$$

Con lo que el área efectiva sería:

$$A_{efectivo} = 0.0484m^2 - 2(0.72m - 0.58m)(0.016m) = 0.044m^2$$

Consecuentemente el valor del factor de reducción de esbeltez será:

$$Q = \frac{A_{efectivo}}{A} = \frac{0.044m^2}{0.0484m^2} = 0.90$$

Finalmente, tenemos que la resistencia nominal a la fluencia equivalente es:

$$P_o = QF_yA_g = (0.9)(350MPa)(0.0484m^2) = 1541 \text{ Tonf}$$

Luego, el valor de P_e considerando el pandeo en cada eje y tomando el valor menor. Será definido como se muestra a continuación según lo mencionado en el punto 2.3.5.2 del capítulo II de Marco Teórico:

$$P_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r_s}\right)^2} A_g \dots \dots \dots 6.9.4.9.4.1.2 - 1 \text{ AASHTO LRFD}$$

$$P_{e-eje3} = \frac{\pi^2 \left(200000 * 1000 * \frac{KN}{m^2} \right)}{\left(\frac{(0.75)(2.6m)}{(0.27m)} \right)^2} (0.0484m^2) = P_e = 188908 \text{ Tonf}$$

$$P_{e-eje2} = \frac{\pi^2 \left(200000 * 1000 * \frac{KN}{m^2} \right)}{\left(\frac{(0.75)(2.6m)}{(0.22m)} \right)^2} (0.0484m^2) = P_e = 117405 \text{ Tonf}$$

Se tomará el menor valor obtenido para el pandeo dándose en el eje 2. Por lo tanto, obtenemos que el valor de $\frac{P_e}{P_o} = 76.18$, esto nos dice que $\frac{P_e}{P_o} > 0.44$ y que el valor de la resistencia nominal a la compresión será determinado como:

$$P_n = \left[0.658^{\frac{P_o}{P_e}} \right] P_o = \left[0.658^{\frac{1541 \text{ Tonf}}{117405 \text{ Tonf}}} \right] (1541 \text{ Tonf}) = 1533 \text{ Tonf}$$

$$\text{Por lo que: } P_r = \phi_c P_n = (0.90)(1533 \text{ Tonf}) = 1380 \text{ Tonf}$$

Siguiendo con la verificación, una vez obtenida la resistencia nominal factorada del elemento correspondiente, procedemos a la verificación que consistirá en la comparación del valor de resistencia mencionado anteriormente con los valores de fuerzas obtenidos en el análisis estructural. Es decir, que se verificará la siguiente expresión: $P_u \leq P_r$

Para el caso de suelo rígido tenemos los siguientes valores:

$P_u = 324 \text{ Tonf}$ Para la combinación RESISTENCIA I

$P_u = 333 \text{ Tonf}$ Para la combinación EVENTO EXTREMO I

Estos valores fueron obtenidos del análisis estructural realizado al puente, y sus diagramas de fuerzas axiales se puede observar en la siguiente figura:

Figura 132 Fuerzas Axiales en elemento Longitudinal ubicados en extremo para caso de suelo rígido

Por lo que la verificación de $P_u \leq P_r$ nos aportará los siguientes resultados:

$P_u(324 \text{ Tonf}) \leq P_r(1380 \text{ Tonf})$ Cumple para la combinación Resistencia I

$P_u(333 \text{ Tonf}) \leq P_r(1380 \text{ Tonf})$ Cumple para la combinación Evento Extremo I

Para el caso de suelo blando tenemos los siguientes valores:

$P_u = 322 \text{ Tonf}$ Para la combinación RESISTENCIA I

$P_u = 354 \text{ Tonf}$ Para la combinación EVENTO EXTREMO I

Estos valores fueron obtenidos del análisis estructural realizado al puente, y sus diagramas de fuerzas axiales se puede observar en la siguiente figura:

Figura 133 Fuerzas Axiales en elemento Longitudinal ubicados en extremo para caso de suelo blando

Por lo que la verificación de $P_u \leq P_r$ nos aportará los siguientes resultados:

$P_u(322 \text{ Tonf}) \leq P_r(1380 \text{ Tonf})$ Cumple para la combinación Resistencia I

$P_u(354 \text{ Tonf}) \leq P_r(1380 \text{ Tonf})$ Cumple para la combinación Evento Extremo I

Comparando las fuerzas últimas a compresión obtenidas en el análisis estructural del capítulo 4, notamos que muestran un aumento para el caso de suelo rígido considerable, en lo que respecta a fuerzas a compresión como se observa en la siguiente figura:

Figura 134 Comparación de Fuerza a compresión de elemento longitudinal

Las fuerzas últimas obtenidas en el análisis estructural del capítulo 4 para elementos longitudinales muestra un aumento para el caso de suelo blando considerable bajo la influencia de sismo que corresponde a la combinación de EVENTO EXTREMO I, como se observa en la figura anteriormente mostrada.

6.1.1.1.2 Verificación a la tensión axial

Procediendo con la verificación de la tensión axial, se calcula la fuerza nominal necesaria para ser factorizada y comparada con la resistencia axial última.

$$P_r = \Phi_c P_n$$

Entonces, tal como se explicó en el punto 2.3.5.1 del capítulo 2 de Marco Teórico. Se tendrá como resistencia nominal a la tensión axial el menor valor de las siguientes expresiones:

$$P_{ny} = F_y A_g$$

$$P_{nu} = F_u A_n R_p U$$

Por lo que,

$$P_{ny} = (350 \text{ MPa})(0.0484 \text{ m}^2) = \left(350 * 1000 * \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right)(0.0484 \text{ m}^2)$$

$$P_{ny} = 1691 \text{ Tonf}$$

Se considerará el siguiente valor para U:

$$U = 1.0 \text{ (Tabla 6.8.2.2 – 1 AASHTO LRFD)}$$

Además, para secciones soldadas se considerará que $A_g = A_n$

$$P_{nu} = (400 \text{ MPa})(0.0484)(0.9)(1) = \left(400 * 1000 * \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right)(0.05)(0.9)(1)$$

$$P_{nu} = 1739 \text{ Tonf}$$

$$P_{r1} = \phi_y P_{ny} = (0.95)(1691 \text{ Tonf})$$

$$P_{r2} = \phi_u P_{nu} = (0.8)(1739 \text{ Tonf})$$

$$P_{r1} = 1606 \text{ Tonf} - \text{Resistencia a la fluencia}$$

$$P_{r2} = 1391 \text{ Tonf} - \text{Resistencia a la Fractura}$$

$$P_r = 1391 \text{ Tonf}$$

Al elegir P_{r2} , como el menor nos indica que la falla se dará por fractura antes que por fluencia. Entonces el valor de la resistencia a la tensión axial factorada será de 1391 Tonf

Siguiendo con la verificación, una vez obtenida la resistencia nominal factorada del elemento correspondiente, procedemos a la verificación que consistirá en la comparación del valor de

resistencia mencionado anteriormente con los valores de fuerzas obtenidos en el análisis estructural. Es decir, que se verificará la siguiente expresión: $P_u \leq P_r$

Para el caso de suelo rígido tenemos los siguientes valores:

$P_u = 50 \text{ Tonf}$ Para la combinación RESISTENCIA I

$P_u = 47 \text{ Tonf}$ Para la combinación EVENTO EXTREMO I

Estos valores fueron obtenidos del análisis estructural realizado al puente, y sus diagramas de fuerzas axiales se puede observar en la siguiente figura:

Figura 135 Fuerzas Axiales en elemento Longitudinal ubicados en parte central para caso de suelo rígido

A continuación, se realiza la verificación con los valores máximas para cada una de las combinaciones de cargas utilizadas en el análisis con la siguiente expresión:

$$P_u \leq P_r$$

$$P_u(50 \text{ Tonf}) \leq P_r(1391 \text{ Tonf}) \text{ Cumple para la combinación Resistencia I}$$

$$P_u(47 \text{ Tonf}) \leq P_r(1391 \text{ Tonf}) \text{ Cumple para la combinación Evento Extremo I}$$

Para el caso de suelo blando tenemos los siguientes valores:

$P_u = 44 \text{ Tonf}$ Para la combinación RESISTENCIA I

$P_u = 60 \text{ Tonf}$ Para la combinación EVENTO EXTREMO I

Estos valores fueron obtenidos del análisis estructural realizado al puente, y sus diagramas de fuerzas axiales se puede observar en la siguiente figura:

Figura 136 Fuerzas Axiales en elemento Longitudinal ubicados en parte central para caso de suelo blando

Por lo que la verificación de $P_u \leq P_r$ nos aportará los siguientes resultados:

$P_u(44 \text{ Tonf}) \leq P_r(1391 \text{ Tonf})$ Cumple para la combinación Resistencia I

$P_u(60 \text{ Tonf}) \leq P_r(1391 \text{ Tonf})$ Cumple para la combinación Evento Extremo I

Comparando las fuerzas últimas a tensión obtenidas en el análisis estructural del capítulo 4, notamos que se puede observar un incremento debido al tipo de suelo en las fuerzas axiales a tensión de los elementos longitudinales. A continuación, una figura donde se hace la comparación:

Figura 137 Comparación de Fuerza a tensión de elemento longitudinal

Las fuerzas últimas obtenidas en el análisis estructural del capítulo 4 muestran un incremento debido al tipo de suelo blando en las fuerzas axiales a tensión de los elementos longitudinales bajo la influencia de sismo que corresponde a la combinación de EVENTO EXTREMO I como se observa en la figura anteriormente mostrada.

6.1.1.1.3 Verificación de la fuerza cortante

Procediendo con la verificación de la tensión axial, se calcula la fuerza nominal necesaria para ser factorizada y comparada con la resistencia axial última.

$$V_u \leq \Phi_v V_n$$

Para lo que V_n estará definida por:

$$V_n = V_{cr} = C V_p$$

V_p a su vez será:

$$V_p = 0.58 F_{yw} D t_w = 0.58 (350 \text{ MPa}) (720 \text{ mm}) (16 \text{ mm})$$

$$V_p = 233 \text{ Tonf}$$

Para determinar el valor de C (ratio de la resistencia al pandeo por corte y la resistencia a la fluencia), se tiene la siguiente condición:

$$\frac{D}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$$

Donde se tienen los siguientes valores:

$$\frac{D}{t_w} = \frac{720 \text{ mm}}{16 \text{ mm}} = 45$$

El valor de k^{35} será tomado como 5 al tratarse de una sección no rigidizada pues se trata de un elemento de sección rectangular tubular.

$$1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} = 1.12 \sqrt{\frac{(200000 \text{ MPa})(5)}{350 \text{ MPa}}} = 60$$

Entonces:

$$\frac{D}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \text{ es decir: } 45 < 60 \text{ CUMPLE}$$

Por lo que el valor de C será: $C = 1$

³⁵(Página 780 AASHTO LRFD punto 6.10.9.2)

Finalmente se procede a la determinación del valor de la resistencia al corte nominal:

$$V_n = V_{cr} = CV_p = (1)(233 \text{ Tonf})$$

$$V_n = 233 \text{ Tonf}$$

Y luego se procede a la multiplicación con su factor correspondiente (AASHTO LRFD 6.5.4.2)

$$V_r = \Phi_v V_n = (1)(233) = 233 \text{ Tonf}$$

Obtenida finalmente la resistencia nominal factorada al corte en el eje 2, se procede a mostrar la figura con la curva de pandeo obtenida usando las ecuaciones anteriormente empleadas, con el fin de entender la aplicación y clasificación (Compacta, no compacta y esbelta) que tendrá la sección analizada:

Figura 138 Curva de Pandeo por corte para elemento longitudinal en eje 2

Una vez obtenida la resistencia nominal factorada del elemento correspondiente, procedemos a la verificación que consistirá en la comparación del valor de resistencia mencionado anteriormente con los valores de fuerzas obtenidos en el análisis estructural. Es decir, que se verificará la siguiente expresión: $V_u \leq \Phi_v V_n$

Para el caso de suelo rígido considerando los resultados de los elementos longitudinales en las posiciones externas y centrales, tenemos los siguientes valores:

$V_u = 23 \text{ Tonf}$ Para la combinación *RESISTENCIA I*

$V_u = 20 \text{ Tonf}$ Para la combinación *EVENTO EXTREMO I*

Estos valores fueron obtenidos del análisis estructural realizado al puente, y sus diagramas de fuerzas axiales se puede observar en la siguiente figura:

Figura 139 Fuerzas Cortantes en elemento Longitudinal ubicados en parte extrema para caso de suelo rígido en el eje 2

La figura anterior corresponde a los valores perteneciente a los elementos longitudinales ubicados en la parte extrema. La siguiente figura corresponde a los elementos longitudinales ubicados en la parte central. A continuación, se muestra los diagramas de fuerzas cortantes para los elementos longitudinales ubicados en la parte central:

Figura 140 Fuerzas Cortantes en elemento Longitudinal ubicados en parte central para caso de suelo rígido en el eje 2

A continuación, se realiza la verificación con los valores máximas para cada una de las combinaciones de cargas utilizadas en el análisis con la siguiente expresión:

$$V_u \leq V_r$$

$$V_u(23 \text{ Tonf}) \leq V_r(233 \text{ Tonf}) \text{ Cumple para la combinación Resistencia I}$$

$$V_u(20 \text{ Tonf}) \leq V_r(233 \text{ Tonf}) \text{ Cumple para la combinación Evento Extremo I}$$

Para el caso de suelo blando tenemos los siguientes valores:

$$V_u = 22 \text{ Tonf Para la combinación RESISTENCIA I}$$

$$V_u = 23 \text{ Tonf Para la combinación EVENTO EXTREMO I}$$

Estos valores fueron obtenidos del análisis estructural realizado al puente, y sus diagramas de fuerzas axiales se puede observar en la siguiente figura:

Figura 141 Fuerzas Cortantes en elemento Longitudinal ubicados en parte extrema para caso de suelo blando en el eje 2

A continuación, se muestra los diagramas de fuerzas cortantes para los elementos longitudinales ubicados en la parte central:

Figura 142 Fuerzas Cortantes en elemento Longitudinal ubicados en parte central para caso de suelo blando en el eje 2

Por lo que la verificación de $V_u \leq V_r$ nos aportará los siguientes resultados:

$$V_u(22 \text{ Tonf}) \leq V_r(233 \text{ Tonf}) \text{ Cumple para la combinación Resistencia I}$$

$$V_u(23 \text{ Tonf}) \leq V_r(233 \text{ Tonf}) \text{ Cumple para la combinación Evento Extremo I}$$

En cuanto a la resistencia en el eje 3 tendremos que para V_n :

$$V_n = V_{cr} = CV_p$$

V_p a su vez será:

$$V_p = 0.58F_{yw}Dt_w = 0.58(350MPa)(530mm)(16mm)$$

$$V_p = 172 \text{ Tonf}$$

Para determinar el valor de C (ratio de la resistencia al pandeo por corte y la resistencia a la fluencia), se tiene la siguiente condición:

$$\frac{D}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$$

Donde se tienen los siguientes valores:

$$\frac{D}{t_w} = \frac{530mm}{16mm} = 33$$

El valor de k^{36} será tomado como 5 al tratarse de una sección no rigidizada pues se trata de un elemento de sección rectangular tubular.

$$1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} = 60$$

Entonces:

$$\frac{D}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \text{ es decir: } 33 < 60 \text{ CUMPLE}$$

Por lo que el valor de C será: $C = 1$

Finalmente se procede a la determinación del valor de la resistencia al corte nominal:

$$V_n = V_{cr} = CV_p = (1)(172 \text{ Tonf}) = 172 \text{ Tonf}$$

Y luego se procede a la multiplicación con su factor correspondiente (AASHTO LRFD

$$6.5.4.2) V_r = \Phi_v V_n = (1)(172) = 172 \text{ Tonf}$$

³⁶(Página 780 AASHTO LRFD punto 6.10.9.2)

Finalmente, se muestra la figura con la curva de pandeo por corte para el eje 3 de la sección analizada:

Figura 143 Curva de Pandeo por corte para elemento longitudinal en eje 3

6.1.1.1.4 Verificación al momento flector

Entonces se procede a la verificación del momento último para cada combinación correspondiente, que deberá cumplir con la siguiente expresión:

$$M_u \leq \Phi_f M_n$$

Se procederá a determinar primero el momento nominal resistente a la fluencia limitado por el momento plástico que se define como:

$$M_n = M_p = F_y Z = (350 \text{ MPa})(0.012 \text{ m}^3)$$

$$M_n = 430 \text{ Tonf.m}$$

Luego se procede a determinar el factor de esbeltez de la sección:

$$\lambda_f = \frac{b_{fc}}{t_{fc}} = \frac{0.53 \text{ m}}{0.016 \text{ m}} = 33.13$$

Estos valores son obtenidos para el momento aplicado en el eje 3 que genera tensión en la fibra inferior de la sección como se muestra en la figura de al lado.

Entonces, con la esbeltez definida se proceda a la definición del límite del factor de esbeltez para el elemento ala (elemento a compresión en la sección Tubular).:

Figura 144 Convenio de Signos Para Momento Flector (Eje 3) en el elemento Longitudinal

$$\lambda_{pf} = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.12 \sqrt{\frac{(20000 \text{ MPa})}{(350 \text{ MPa})}}$$

$$\lambda_{pf} = 27$$

Una vez calculado este valor nos permitirá definir que estamos tratando con una sección compacta, lo cual nos daría por terminada la verificación. A continuación, se presenta la verificación si es que estamos trabajando con una sección compacta:

$\lambda_f \leq \lambda_{pf}$, si se cumple será sección compacta. Sin embargo, los valores que obtenemos son: $33.13 > 27$ ($\lambda_f > \lambda_{pf}$) No se cumple, por lo que continuamos al siguiente límite de

esbeltez para el cual se definirá el Momento Nominal bajo las siguientes condiciones: Para $\lambda_f \leq \lambda_{rf}$ (Sección no Compacta) o si diera el caso de

$\lambda_f > \lambda_{rf}$ (Sección Esbelta)

El valor de λ_{rf} , estará definido por:

$$\lambda_{rf} = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.40 \sqrt{\frac{(20000 \text{ MPa})}{(317 \text{ MPa})}} = 33.47$$

Entonces: $\lambda_f \leq \lambda_{rf}$, se tiene que $33.13 < 33.47$. Se repara en tener una sección no compacta al cumplirse el límite mencionado anteriormente. Por lo que el momento nominal que considera el efecto de pandeo local de definirá como:

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S) \left(3.57 \frac{b_{fc}}{t_{fc}} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4 \right), M_p = 430 \text{ Tonf.m}$$

$$M_n = 430 - (430 - 350 \text{ MPa} * 0.01 \text{ m}^3) * \left[3.57 * \frac{0.53}{0.016} \sqrt{\frac{350 \text{ MPa}}{200000 \text{ MPa}}} - 4 \right]$$

$$M_n = 365 \text{ Tonf.m}$$

El valor definitivo nominal para el momento será el valor mínimo (Según AASHTO) de los momentos influenciados por fluencia (M_p) y los valores de momento por Pandeo, que en este caso sería el valor que acabamos de calcular. Es decir, que de estos nuestro valor nominal sería $M_n = 365 \text{ Tonf.m}$ al ser el menor. Por último, determinamos el valor del momento nominal factorado que sería:

$$M_{r3-3} = \Phi_f M_n = (1)(365 \text{ Tonf.m}) = 365 \text{ Tonf.m}$$

Se presenta a continuación la figura de la curva de pandeo por flexión en el eje 3 para el elemento longitudinal, en esta notamos que estamos ante una sección que pandeará inelásticamente, según la figura mostrada:

Figura 145 Curva de Pandeo por Flexión en eje 3-3 para elemento longitudinal extremo

Una vez obtenida la resistencia nominal factorada del elemento correspondiente, procedemos a la verificación que consistirá en la comparación del valor de resistencia mencionado anteriormente con los valores de fuerzas obtenidos en el análisis estructural. Es decir, que se verificará la siguiente expresión: $M_u \leq M_r$

Para el caso de suelo rígido considerando los resultados de los elementos longitudinales en las posiciones externas y centrales, tenemos los siguientes valores:

$$M_u = 82 \text{ Tonf.m Para la combinación RESISTENCIA I}$$

$$M_u = 92 \text{ Tonf.m Para la combinación EVENTO EXTREMO I}$$

Estos valores fueron obtenidos del análisis estructural realizado al puente, y sus diagramas de fuerzas axiales se puede observar en la siguiente figura:

Figura 146 Momentos flectores en elemento Longitudinal ubicados en parte extrema para caso de suelo rígido

La figura anterior corresponde a los valores perteneciente a los elementos longitudinales ubicados en la parte extrema. La siguiente figura corresponde a los elementos longitudinales ubicados en la parte central. A continuación, se muestra los diagramas de fuerzas cortantes para los elementos longitudinales ubicados en la parte central:

Figura 147 Momentos flectores en elemento Longitudinal ubicados en parte central para caso de suelo rígido

A continuación, se realiza la verificación con los valores máximas para cada una de las combinaciones de cargas utilizadas en el análisis con la siguiente expresión:

$$M_u \leq M_r$$

$M_u(82 \text{ Tonf}) \leq M_r(365 \text{ Tonf})$ Cumple para la combinación Resistencia I

$M_u(92 \text{ Tonf}) \leq M_r(365 \text{ Tonf})$ Cumple para la combinación Evento Extremo I

Para el caso de suelo blando tenemos los siguientes valores:

$M_u = 81 \text{ Tonf.m}$ Para la combinación RESISTENCIA I

$M_u = 100 \text{ Tonf.m}$ Para la combinación EVENTO EXTREMO I

Estos valores fueron obtenidos del análisis estructural realizado al puente, y sus diagramas de fuerzas axiales se puede observar en la siguiente figura:

Figura 148 Momentos flectores en elemento Longitudinal ubicados en parte extrema para caso de suelo blando

A continuación, se muestra los diagramas de fuerzas cortantes para los elementos longitudinales ubicados en la parte central:

Figura 149 Momentos flectores en elemento Longitudinal ubicados en parte central para caso de suelo blando

Por lo que la verificación de $P_u \leq P_r$ nos aportará los siguientes resultados:

$$M_u(81 \text{ Tonf}) \leq M_r(365 \text{ Tonf}) \text{ Cumple combinación Resistencia I}$$

$$M_u(100 \text{ Tonf}) \leq M_r(365 \text{ Tonf}) \text{ Cumple combinación Evento Extremo I}$$

De la misma manera que se analizó el momento que gira en el eje 3 de la sección, ahora se verificará usando el momento que gira en el eje 2. Se procederá a determinar primero el momento nominal resistente a la fluencia limitado por el momento plástico que se define como:

$$M_{n_fluencia} = M_p = F_y Z = (350 \text{ MPa})(0.0097 \text{ m}^3)$$

$$M_{n_fluencia} = 348 \text{ Tonf.m}$$

Luego se procede a determinar el factor de esbeltez de la sección:

$$\lambda_f = \frac{b_{fc}}{t_{fc}} = \frac{0.72m}{0.016m} = 45$$

Estos valores son obtenidos para el momento aplicado en el eje 2 que genera tensión en la fibra derecha de la sección como se muestra en la figura de al lado.

Entonces, con la esbeltez definida se proceda a la definición del límite del factor de esbeltez para el elemento ala (elemento a compresión en la sección Tubular).:

Figura 150 Convenio de Signos Para
Momento Flector (Eje 2) en el
elemento Longitudinal

$$\lambda_{pf} = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.12 \sqrt{\frac{(20000 \text{ MPa})}{(350 \text{ MPa})}}$$

$$\lambda_{pf} = 27$$

Una vez calculado este valor nos permitirá definir que estamos tratando con una sección compacta, lo cual nos daría por terminada la verificación. A continuación, se presenta la verificación si es que estamos trabajando con una sección compacta:

$\lambda_f \leq \lambda_{pf}$, si se cumple será sección compacta. Sin embargo, los valores que obtenemos son: $45 > 27$ ($\lambda_f > \lambda_{pf}$) No se cumple, por lo que continuamos al siguiente límite de esbeltez para el cual se definirá el Momento Nominal bajo las siguientes condiciones: $\lambda_f \leq \lambda_{rf}$ o si se diera el caso $\lambda_f > \lambda_{rf}$ donde el valor de λ_{rf} , estará definido por:

$$\lambda_{rf} = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.40 \sqrt{\frac{(20000 \text{ MPa})}{(317 \text{ MPa})}} = 33.47$$

Entonces, $\lambda_f \leq \lambda_{rf}$, se tiene que: $\lambda_f(45) > \lambda_{rf}(33.47)$ no se cumple por lo que se hallará el momento nominal para la condición de $\lambda_f > \lambda_{rf}$ considerándose un elemento esbelto. Este momento nominal se define de la siguiente manera:

$$M_n = F_y S_{eff}$$

Donde el valor de S_{eff} que se había definido como el módulo de la sección elástico efectiva alrededor del eje donde gira el momento. Este se halla usando un ancho efectivo del ala del elemento sometido a compresión:

Este ancho efectivo denominado b_e será definido del siguiente modo:

$$b_e = 1.92t_{fc} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[1 - \frac{0.38}{\left(\frac{b_{fc}}{t_{fc}}\right)} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right]$$

Donde se usará un valor de $t_{fc} = t = 16mm$ mencionado en la ecuación 6.12.2.2.2-2 de la normativa AASHTO LRFD para puentes. Entonces se procede a determinar b_e :

$$b_e = 1.92(0.016 \text{ m}) \sqrt{\frac{(200000 \text{ MPa})}{(350 \text{ MPa})}} \left[1 - \frac{0.38}{\left(\frac{0.72 \text{ m}}{0.016 \text{ m}}\right)} \sqrt{\frac{(200000 \text{ MPa})}{(350 \text{ MPa})}} \right]$$

$$b_e = 0.59 \text{ m}$$

Una manera exacta de calcular el valor del módulo de la sección efectiva para determinar el momento nominal mencionado líneas arriba: Abarcará en determinar el momento de inercia efectivo respecto al eje de rotación, el cual sería el denominado eje 2-2 utilizado por el programa de cálculo computacional y bosquejado en la figura de la página anterior. Entonces, una vez determinado este momento de Inercia efectivo, para beneplácito del lector a modo de añoranza intelectual sacada del libro de Mecánica de Materiales de Jame M. Gere y Barry J. Goodno, esta edición del 2009 traducido por Javier León Cárdenas y bajo supervisión técnica de José Nicolás Ponciano Guzmán: Se tiene en el capítulo 5.5 en la ecuación 5.15a,b la siguiente expresión que relaciona el Momento de Inercia con el módulo de sección:

$$S_{eff} = \frac{I_{eff}}{\text{Distancia desde eje neutro hasta parte superior de sección}}$$

Por lo que se procede a la determinación del momento de inercia efectivo, el cual será determinado calculando primero el momento de inercia inefectivo y a su vez restando este al momento de inercia en el eje de giro analizado, que para este caso es el 2-2 como ya se mencionó en la página anterior, con lo que se dividirá por la dimensión del elemento transversal al ala en compresión. Cabe resaltar, cada vez más con una atenuada morriña por

su desprestigio y virulenta negación por los entusiastas de lo administrativo y gerencial, el uso del teorema de Steiner en las siguientes ecuaciones:

$$I_{eff} = I_{2-2} - I_{inef} = I_{2-2} - (I_{rectangulo} + \sum ad^2)$$

$$I_{eff} = I_{2-2} - \left(\sum \frac{bt^3}{12} + \sum ad^2 \right)$$

El valor del ancho efectivo del ala será:

$$b_{inef} = b - b_e = 0.72m - 0.59 = 0.13m. \text{ Entonces:}$$

$$I_{eff} = 0.0023 - 2 \left(\frac{0.13 * 0.016^3}{12} + 0.13 * 0.016 \left(\frac{0.53}{2} - 0.016 \right)^2 \right)$$

$$I_{eff} = 0.002 m^4 \text{ Por lo que el módulo de sección efectiva será:}$$

$$S_{eff} = \frac{0.002m^4}{\frac{0.53m}{2}} = 0.008 m^3$$

Finalmente, se obtendrá el momento nominal para la condición de $\lambda_f > \lambda_{rf}$:

$$M_n = F_y S_{eff} = (350MPa)(0.008 m^3) = 269 Tonf.m$$

De los valores de fluencia calculados anteriormente, el menor será el basado en el pandeo del ala para una sección esbelta cuyo valor es de 269 Tonf.m. Entonces, el valor del momento nominal factorado será:

$$M_{r2-2} = \Phi_f M_n = (1)(269) = 269 Tonf.m$$

Se presenta a continuación la figura de la curva de pandeo por flexión en el eje 2 para el elemento longitudinal, en esta notamos que estamos ante una sección que pandeará elásticamente, según la figura mostrada:

Figura 151 Curva de Pandeo por Flexión en eje 2-2 para elemento longitudinal extremo

Una vez obtenida la resistencia nominal factorada del elemento correspondiente, procedemos a la verificación que consistirá en la comparación del valor de resistencia mencionado anteriormente con los valores de fuerzas obtenidos en el análisis estructural. Es decir, que se verificará la siguiente expresión: $M_u \leq M_r$

Para el caso de suelo rígido considerando los resultados de los elementos longitudinales en las posiciones externas y centrales, tenemos los siguientes valores:

$$M_u = 82 \text{ Tonf.m Para la combinación RESISTENCIA I}$$

$$M_u = 92 \text{ Tonf.m Para la combinación EVENTO EXTREMO I}$$

Comparando los momentos flectores últimos obtenidos en el análisis estructural del capítulo 4, notamos un aumento para el caso de suelo rígido considerable, en lo que respecta a fuerzas a compresión como se observa en la siguiente figura:

Figura 152 Comparación de Momentos Flectores en eje 3-3 de elemento longitudinal

De la misma manera como se mencionó, se puede observar un incremento debido al tipo de suelo en las fuerzas axiales a tensión de los elementos longitudinales. A continuación, una figura donde se hace la comparación:

Figura 153 Comparación de Momentos Flectores en eje 3-3 de elemento longitudinal

Los momentos flectores últimos (En ambos ejes de rotación, 3-3 y 2-2) obtenidos en el análisis estructural del capítulo 4 muestran un aumento para el caso de suelo blando considerable en comparación del obtenido para el caso de suelo rígido respecto a las combinaciones de RESISTENCIA I y EVENTO EXTREMO I como se observa en las figuras anteriormente mostradas en la página anterior.

6.1.1.1.5 Verificación a la combinación de momento flector y fuerza axial

Se utilizarán para esta verificación, que conlleva el uso de los valores de fuerzas axiales momentos flectores. Es decir, que los valores de resistencia última a utilizar son: $P_u = 324 \text{ Tonf}$ para el caso de suelo rígido y $P_u = 354 \text{ Tonf}$ para el caso de suelo Blando. En cuanto a la resistencia factorada calculada en el punto 5.1.1.1.1 será: $P_r = 1380 \text{ Tonf}$, por lo que ahora se puede determinar la relación que existe entre esos valores y que a su vez nos definirá las ecuaciones necesarias para la verificación: Esta relación nos dará el siguiente resultado:

$$\frac{P_u}{P_r} = \frac{324}{1380} = 0.24; \frac{P_u}{P_r} = \frac{354}{1380} = 0.26$$

Dónde el primero corresponde para el caso de Suelo rígido y el segundo al blando. En consecuencia, notamos que ambos valores cumplen con que $\frac{P_u}{P_r} > 0.2$ entonces:

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1$$

Los valores de Momentos Flectores últimos del caso de suelo rígido son: $M_{u2-2} = 28 \text{ Tonf.m}$ y $M_{u3-3} = 92 \text{ Tonf.m}$ y para los del caso de suelo blando: $M_{u2-2} = 30 \text{ Tonf.m}$ y $M_{u3-3} = 101 \text{ Tonf.m}$. En cuanto a los valores de resistencia factorada del momento flector, determinados en el punto 5.1.1.1.4, son: $M_{r2-2} = 348 \text{ Tonf.m}$ y $M_{r3-3} = 365 \text{ Tonf.m}$ Entonces tendremos que los valores de la ecuación serán para el caso de suelo rígido:

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = \frac{324 \text{ Tonf}}{1380 \text{ Tonf}} + \frac{8}{9} \left(\frac{28 \text{ Tonf.m}}{348 \text{ Tonf.m}} + \frac{92 \text{ Tonf.m}}{365 \text{ Tonf.m}} \right) = 0.54$$

0.54 < 1 CUMPLE

En cuanto al caso de suelo blando:

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = \frac{354 \text{ Tonf}}{1380 \text{ Tonf}} + \frac{8}{9} \left(\frac{30 \text{ Tonf.m}}{348 \text{ Tonf.m}} + \frac{101 \text{ Tonf.m}}{365 \text{ Tonf.m}} \right) = 0.58$$

0.58 < 1 CUMPLE

Es decir que si se graficara el diagrama de interacción de estos valores de resistencia última estarían dentro del rango aceptable. Si bien en la normativa AASHTO hacen una presentación digna de las ecuaciones que definen el rango de la interacción entre fuerza de compresión y momento flecto para una aplicación directa, el lector encontrará atractiva la presentación de las ecuaciones mencionadas en una gráfica en el libro de Abrahama J, Rokach de Diseño Estructural de Acero, de la serie ediciones SCHAUM de 1991(Capitulo 8). A continuación, se presentan el diagrama de interacción de la fuerza axial a compresión con el momento flecto:

Figura 154 Diagrama de Interacción de Compresión y Momento Flector de Elemento Longitudinal para eje 2-2

Figura 155 Diagrama de Interacción de Compresión y Momento Flector de Elemento Longitudinal para eje 3-3

En lo que respecta a la interacción de la fuerza axial y el momento flector la aplicación de las mismas ecuaciones de interacción aplican. Además, se utilizarán los mismos valores de momentos flectores factores. Por lo que quedaría por presentar los valores de fuerzas axiales últimas que serán: $P_u = 50 \text{ Tonf}$ para el caso de suelo rígido y $P_u = 60 \text{ Tonf}$ para el caso de suelo Blando. Además, para este caso se utilizará el valor de la resistencia nominal factorada a la tensión, la cual tiene un valor de: $P_r = 1391 \text{ Tonf}$ Entonces, se comenzará por determinar el tipo de ecuación a usar para la verificación partiendo de la relación entre la fuerza axial última y la resistencia nominal factorada del elemento longitudinal.

$$\frac{P_u}{P_r} = \frac{50}{1391} = 0.036; \frac{P_u}{P_r} = \frac{60}{1391} = 0.043$$

Dónde el primero corresponde para el caso de Suelo rígido y el segundo al blando. En consecuencia, notamos que ambos valores cumplen con que $\frac{P_u}{P_r} < 0.2$ entonces:

$$\frac{P_u}{2P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1$$

$$\frac{P_u}{2P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = \frac{50 \text{ Tonf}}{2(1391)} + \left(\frac{28 \text{ Tonf.m}}{348 \text{ Tonf.m}} + \frac{92 \text{ Tonf.m}}{365 \text{ Tonf.m}} \right) = 0.35$$

0.35 < 1 CUMPLE

En cuanto al caso de suelo blando:

$$\frac{P_u}{2P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = \frac{60 \text{ Tonf}}{2(1391)} + \left(\frac{30 \text{ Tonf.m}}{348 \text{ Tonf.m}} + \frac{101 \text{ Tonf.m}}{365 \text{ Tonf.m}} \right) = 0.38$$

0.38 < 1 CUMPLE

Del mismo modo que se hizo para la interacción de compresión con el momento flector se presentan las figuras del diagrama para el caso de tensión y momento flector. Estas son:

Figura 156 Diagrama de Interacción de Tensión y Momento Flector de Elemento Longitudinal para eje 2-2

Figura 157 Diagrama de Interacción de Tensión y Momento Flector de Elemento Longitudinal para eje 3-3

6.1.1.2 Elementos transversales

6.1.1.2.1 Verificación a la compresión axial

Entonces se procede a la verificación del momento último para cada combinación correspondiente, que deberá cumplir con la siguiente expresión:

$$P_r = \phi_c P_n$$

Para la determinación de la resistencia nominal axial, es necesario definir los valores de la resistencia nominal a la fluencia equivalente (P_o) y la resistencia crítica elástica de pandeo (P_e):

El primero estará definido como:

$P_o = Q F_y A_g$, donde el valor de Q, el cuál es el factor de reducción de esbeltez del elemento, será tomado de acuerdo a los límites de la esbeltez. Es decir:

$$\frac{b}{t} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ entonces: } \frac{0.15m}{0.016m} \leq 1.4 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{350 \text{ MPa}}}$$

$9.37 \leq 33.46$ CUMPLE Es decir, que el ala del elemento no es esbelta. Cabe resaltar que el valor de k, coeficiente de pandeo, fue sacado de la tabla 6.9.4.2.1-1 de la AASHTO. Por consiguiente, Q=1. Sin embargo, para el ancho del alma tendríamos los siguiente:

$$\frac{b}{t} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ entonces: } \frac{1.70m}{0.016m} \leq 1.4 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{350 \text{ MPa}}}$$

Con lo cual tenemos que $106 \leq 33.46$ CUMPLE Es decir, que el alma del elemento es esbelta. Por lo tanto, Q se tendrá que definir de la siguiente manera:

$$Q = \frac{A_{efectivo}}{A}$$

Donde el $A_{efectivo}$ estará definido por

$$A_{efectivo} = A - 2(h - h_e)t$$

Para determinar el área efectiva AASHTO LRFD nos da la siguiente expresión:

$$b_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[1 - \frac{0.38}{\frac{b}{t}} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right]$$

$$b_e = 1.92(0.016m) \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{350 \text{ MPa}}} \left[1 - \frac{0.38}{1.70m/0.016m} \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{350 \text{ MPa}}} \right]$$

$$b_e = 0.67m$$

Con lo que el área efectiva sería:

$$A_{efectivo} = 0.058m^2 - 2(1.70m - 0.67m)(0.016m) = 0.025m^2$$

Consecuentemente el valor del factor de reducción de esbeltez será:

$$Q = \frac{A_{efectivo}}{A} = \frac{0.025m^2}{0.058m^2} = 0.43$$

Finalmente, tenemos que la resistencia nominal a la fluencia equivalente es:

$$P_o = QF_yA_g = (0.43)(350MPa)(0.058m^2) = 883 \text{ Tonf}$$

Luego, el valor de P_e considerando el pandeo en cada eje y tomando el valor menor. Será definido como se muestra a continuación según lo mencionado en el punto 2.3.5.2 del capítulo II de Marco Teórico:

$$P_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r_s}\right)^2} A_g \dots \dots \dots 6.9.4.9.4.1.2 - 1 \text{ AASHTO LRFD}$$

$$P_{e-eje3} = \frac{\pi^2 \left(200000 * 1000 * \frac{KN}{m^2} \right)}{\left(\frac{(0.75)(6m)}{(0.52m)} \right)^2} (0.058m^2) = P_e = 153520 \text{ Tonf}$$

$$P_{e-eje2} = \frac{\pi^2 \left(200000 * 1000 * \frac{KN}{m^2} \right)}{\left(\frac{(0.75)(6m)}{(0.07m)} \right)^2} (0.058m^2) = P_e = 2430 \text{ Tonf}$$

Se tomará el menor valor obtenido para el pandeo dándose en el eje 2. Por lo tanto, obtenemos que el valor de $\frac{P_e}{P_o} = 2.75$, esto nos dice que $\frac{P_e}{P_o} > 0.44$ y que el valor de la resistencia nominal a la compresión será determinado como:

$$P_n = \left[0.658^{\frac{P_o}{P_e}} \right] P_o = \left[0.658^{\frac{883 \text{ Tonf}}{2430 \text{ Tonf}}} \right] (883 \text{ Tonf})$$

$$P_n = 769 \text{ Tonf}$$

Por lo que:

$$P_r = \Phi_c P_n = (0.90)(769 \text{ Tonf}) = 692 \text{ Tonf}$$

Una vez obtenida la resistencia nominal factorada del elemento correspondiente, procedemos a la verificación que consistirá en la comparación del valor de resistencia mencionado anteriormente con los valores de fuerzas obtenidos en el análisis estructural. Es decir, que se verificará la siguiente expresión: $P_u \leq P_r$

Para el caso de suelo rígido tenemos los siguientes valores:

$$P_u = 84 \text{ Tonf Para la combinación RESISTENCIA I}$$

$$P_u = 50 \text{ Tonf Para la combinación EVENTO EXTREMO I}$$

Estos valores fueron obtenidos del análisis estructural realizado al puente, y sus diagramas de fuerzas axiales se puede observar en la siguiente figura:

Figura 158 Fuerzas Axiales en elemento Transversal crítico para caso de suelo rígido

Por lo que la verificación de $P_u \leq P_r$ nos aportará los siguientes resultados:

$$P_u(84 \text{ Tonf}) \leq P_r(692 \text{ Tonf}) \text{ Cumple para la combinación Resistencia I}$$

$$P_u(50 \text{ Tonf}) \leq P_r(692 \text{ Tonf}) \text{ Cumple para la combinación Evento Extremo I}$$

Para el caso de suelo blando tenemos los siguientes valores:

$P_u = 84 \text{ Tonf}$ Para la combinación RESISTENCIA I

$P_u = 54 \text{ Tonf}$ Para la combinación EVENTO EXTREMO I

Estos valores fueron obtenidos del análisis estructural realizado al puente, y sus diagramas de fuerzas axiales se puede observar en la siguiente figura:

Figura 159 Fuerzas Axiales en elemento Transversal crítico para caso de suelo blando

Por lo que la verificación de $P_u \leq P_r$ nos aportará los siguientes resultados:

$P_u(84 \text{ Tonf}) \leq P_r(692 \text{ Tonf})$ Cumple para la combinación Resistencia I

$P_u(54 \text{ Tonf}) \leq P_r(692 \text{ Tonf})$ Cumple para la combinación Evento Extremo I

6.1.1.2.2 Verificación a la tensión axial

Procediendo con la verificación de la tensión axial, se calcula la fuerza nominal necesaria para ser factorizada y comparada con la resistencia axial última.

$$P_r = \Phi_c P_n$$

Entonces, tal como se explicó en el punto 2.3.5.1 del capítulo 2 de Marco Teórico. Se tendrá como resistencia nominal a la tensión axial el menor valor de las siguientes expresiones:

$$P_{ny} = F_y A_g$$

$$P_{nu} = F_u A_n R_p U$$

Por lo que,

$$P_{ny} = (350 MPa)(0.058 m^2) = 2032 Tonf$$

Se considerará el siguiente valor para U:

$$U = 1.0 \text{ (Tabla 6.8.2.2 – 1 AASHTO LRFD)}$$

Además, para secciones soldadas se considerará que $A_g = A_n$

$$P_{nu} = (400 MPa)(0.058)(0.9)(1) = 2090 Tonf$$

$$P_{r1} = \phi_y P_{ny} = (0.95)(2032 Tonf)$$

$$P_{r2} = \phi_u P_{nu} = (0.8)(2090 Tonf)$$

$$P_{r1} = 1931 Tonf \text{ – Resistencia a la fluencia}$$

$$P_{r2} = 1672 Tonf \text{ - Resistencia a la Fractura}$$

$$P_r = 1672 Tonf$$

Al elegir P_{r2} , como el menor nos indica que la falla se dará por fractura antes que por fluencia. Entonces el valor de la resistencia a la tensión axial factorada será de 1672 Tonf

Una vez obtenida la resistencia nominal factorada del elemento correspondiente, procedemos a la verificación que consistirá en la comparación del valor de resistencia mencionado anteriormente con los valores de fuerzas obtenidos en el análisis estructural. Es decir, que se verificará la siguiente expresión: $P_u \leq P_r$

De las figuras donde se mostraron los diagramas de fuerzas axiales en el punto anterior, para el caso de suelo rígido tenemos los siguientes valores:

$P_u = 22 \text{ Tonf}$ Para la combinación RESISTENCIA I

$P_u = 6 \text{ Tonf}$ Para la combinación EVENTO EXTREMO I

A continuación, se realiza la verificación con los valores máximos para cada una de las combinaciones de cargas utilizadas en el análisis con la siguiente expresión:

$$P_u \leq P_r$$

$P_u(22 \text{ Tonf}) \leq P_r(1672 \text{ Tonf})$ Cumple para la combinación Resistencia I

$P_u(6 \text{ Tonf}) \leq P_r(1672 \text{ Tonf})$ Cumple para la combinación Evento Extremo I

Para el caso de suelo blando tenemos los siguientes valores:

$P_u = 22 \text{ Tonf}$ Para la combinación RESISTENCIA I

$P_u = 7 \text{ Tonf}$ Para la combinación EVENTO EXTREMO I

Por lo que la verificación de $P_u \leq P_r$ nos aportará los siguientes resultados:

$P_u(22 \text{ Tonf}) \leq P_r(1672 \text{ Tonf})$ Cumple para la combinación Resistencia I

$P_u(7 \text{ Tonf}) \leq P_r(1672 \text{ Tonf})$ Cumple para la combinación Evento Extremo I

6.1.1.2.3 Verificación de la fuerza cortante

Procediendo con la verificación de la tensión axial, se calcula la fuerza nominal necesaria para ser factorizada y comparada con la resistencia axial última.

$$V_u \leq \Phi_v V_n$$

Para lo que V_n estará definida por:

$$V_n = V_{cr} = C V_p$$

V_p a su vez será:

$$V_p = 0.58 F_{yw} D t_w = 0.58 (350 \text{ MPa}) (1.70 \text{ m}) (0.016 \text{ m})$$

$$V_p = 551 \text{ Tonf}$$

Para determinar el valor de C (ratio de la resistencia al pandeo por corte y la resistencia a la fluencia), se tiene la siguiente condición:

$$\frac{D}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$$

Donde se tienen los siguientes valores:

$$\frac{D}{t_w} = \frac{1700 \text{ mm}}{16 \text{ mm}} = 106.25$$

El valor de k^{37} será tomado como 5 al tratarse de una sección no rigidizada pues se trata de un elemento de sección rectangular tubular.

$$1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} = 1.12 \sqrt{\frac{(200000 \text{ MPa})(5)}{350 \text{ MPa}}} = 60$$

Entonces:

$$\frac{D}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \text{ es decir: } 106.25 > 60 \text{ NO CUMPLE}$$

En consecuencia, se tendrá que evaluar el valor de D/t_w con el límite de esbeltez de:

³⁷(Página 780 AASHTO LRFD punto 6.10.9.2)

$$1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} = 1.40 \sqrt{\frac{(200000MPa)(5)}{350 MPa}} = 75$$

Entonces:

$$\frac{D}{t_w} \leq 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \text{ es decir: } 106.25 > 75 \text{ NO CUMPLE}$$

Por lo que al cumplirse que $D/t_w > 1.40\sqrt{Ek/F_{yw}}$, se deberá calcular el valor de C de la siguiente manera:

$$C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \left(\frac{Ek}{F_{yw}}\right) = \frac{1.57}{\left(\frac{1.70m}{0.016m}\right)^2} \left(\frac{200000 * 5}{350MPa}\right) = 0.40$$

Por lo que el valor de C será: $C = 0.40$

Finalmente se procede a la determinación del valor de la resistencia al corte nominal:

$$V_n = V_{cr} = CV_p = (0.4)(551 Tonf)$$

$$V_n = 219 Tonf$$

Y luego se procede a la multiplicación con su factor correspondiente (AASHTO LRFD 6.5.4.2)

$$V_r = \Phi_v V_n = (1)(219) = 219 Tonf$$

Obtenida finalmente la resistencia nominal factorada al corte en el eje 2, se procede a mostrar la figura con la curva de pandeo obtenida usando las ecuaciones anteriormente empleadas, con el fin de entender la aplicación y clasificación (Compacta, no compacta y esbelta) que tendrá la sección analizada:

Figura 160 Curva de Pandeo por corte para elemento transversal en eje 2

Una vez obtenida la resistencia nominal factorada del elemento correspondiente, procedemos a la verificación que consistirá en la comparación del valor de resistencia mencionado anteriormente con los valores de fuerzas obtenidos en el análisis estructural. Es decir, que se verificará la siguiente expresión: $V_u \leq \Phi_v V_n$

Para el caso de suelo rígido considerando los resultados de los elementos longitudinales en las posiciones externas y centrales, tenemos los siguientes valores:

$V_u = 5.0 \text{ Tonf}$ Para la combinación RESISTENCIA I

$V_u = 3.8 \text{ Tonf}$ Para la combinación EVENTO EXTREMO I

Estos valores fueron obtenidos del análisis estructural realizado al puente, y sus diagramas de fuerzas axiales se puede observar en la siguiente figura:

Figura 161 Fuerzas Cortante (eje 2) en elemento Transversales caso suelo rígido

A continuación, se realiza la verificación con los valores máximas para cada una de las combinaciones de cargas utilizadas en el análisis con la siguiente expresión:

$$V_u \leq V_r$$

$$V_u(5.0 \text{ Tonf}) \leq V_r(219 \text{ Tonf}) \text{ Cumple para la combinación Resistencia I}$$

$$V_u(3.8 \text{ Tonf}) \leq V_r(219 \text{ Tonf}) \text{ Cumple para la combinación Evento Extremo I}$$

Para el caso de suelo blando tenemos los siguientes valores:

$$V_u = 5 \text{ Tonf Para la combinación RESISTENCIA I}$$

$$V_u = 4 \text{ Tonf Para la combinación EVENTO EXTREMO I}$$

Estos valores fueron obtenidos del análisis estructural realizado al puente, y sus diagramas de fuerzas axiales se puede observar en la siguiente figura:

Figura 162 Fuerzas Cortante (eje 2) en elemento Transversales caso suelo blando

Por lo que la verificación de $V_u \leq V_r$ nos aportará los siguientes resultados:

$$V_u(5 \text{ Tonf}) \leq V_r(219 \text{ Tonf}) \text{ Cumple para la combinación Resistencia I}$$

$$V_u(4 \text{ Tonf}) \leq V_r(219 \text{ Tonf}) \text{ Cumple para la combinación Evento Extremo I}$$

En cuanto a la resistencia en el eje 3 tendremos que para V_n :

Para lo que V_n estará definida por:

$$V_n = V_{cr} = CV_p$$

V_p a su vez será:

$$V_p = 0.58F_{yw}Dt_w = 0.58(350MPa)(0.15m)(0.016m) = 49 Tonf$$

Para determinar el valor de C (ratio de la resistencia al pandeo por corte y la resistencia a la fluencia), se tiene la siguiente condición:

$$\frac{D}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$$

Donde se tienen los siguientes valores:

$$\frac{D}{t_w} = \frac{150mm}{16mm} = 9.38$$

El valor de k^{38} será tomado como 5 al tratarse de una sección no rigidizada pues se trata de un elemento de sección rectangular tubular.

$$1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} = 1.12 \sqrt{\frac{(200000MPa)(5)}{350MPa}} = 60$$

Entonces:

$$\frac{D}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \text{ es decir: } 9.38 < 60 \text{ CUMPLE}$$

En consecuencia, el valor de C será: $C = 1$

Finalmente se procede a la determinación del valor de la resistencia al corte nominal: $V_n = V_{cr} = CV_p = (1)(49 Tonf)$

$$V_n = 49 Tonf$$

Y luego se procede a la multiplicación con su factor correspondiente (AASHTO LRFD 6.5.4.2)

³⁸(Página 780 AASHTO LRFD punto 6.10.9.2)

$$V_r = \Phi_v V_n = (1)(49) = 49 \text{ Tonf}$$

Finalmente, se muestra la figura con la curva de pandeo por corte para el eje 3 de la sección analizada:

Figura 163 Curva de Pandeo por corte para elemento transversal en eje 3

6.1.1.2.4 Verificación al momento flector

Entonces se procede a la verificación del momento último para cada combinación correspondiente, que deberá cumplir con la siguiente expresión:

$$M_u \leq \Phi_f M_n$$

Se procederá a determinar primero el momento nominal resistente a la fluencia limitado por el momento plástico que se define como:

$$M_n = M_p = F_y Z = (350 \text{ MPa})(0.026 \text{ m}^3)$$

$$M_n = 939 \text{ Tonf.m}$$

Para Momento Flector (Eje 3) en el elemento transversal

Luego se procede a determinar el factor de esbeltez de la sección:

$$\lambda_f = \frac{b_{fc}}{t_{fc}} = \frac{0.15 \text{ m}}{0.016 \text{ m}} = 9.38$$

Estos valores son obtenidos para el momento aplicado en el eje 3 que genera tensión en la fibra inferior de la sección como se muestra en la figura de al lado.

Entonces, con la esbeltez definida se proceda a la definición del límite del factor de esbeltez para el elemento ala (elemento a compresión en la sección Tubular).:

$$\lambda_{pf} = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.12 \sqrt{\frac{(20000 \text{ MPa})}{(350 \text{ MPa})}}$$

$$\lambda_{pf} = 27$$

Una vez calculado este valor nos permitirá definir que estamos tratando con una sección compacta, lo cual nos daría por terminada la verificación. A continuación, se presenta la verificación si es que estamos trabajando con una sección compacta:

$\lambda_f \leq \lambda_{pf}$, si se cumple será sección compacta. Entonces, en lo que se observa tenemos que $9.38 < 27$. Por lo tanto, el valor Nominal será de: 939 Tonf, calculado anteriormente. Por último, determinamos el valor del momento nominal factorado que sería:

$$M_{r3-3} = \Phi_f M_n = (1)(939 \text{ Tonf.m}) = 939 \text{ Tonf.m}$$

Esto se aprecia de mejor manera en la siguiente gráfica de curva de pandeo, donde se graficó la posición correspondiente a la esbeltez del elemento que lo clasifica como compacto en este caso. La figura a continuación:

Figura 165 Curva de Pandeo por Flexión en eje 3-3 de elemento transversal

Una vez obtenida la resistencia nominal factorada del elemento correspondiente, procedemos a la verificación que consistirá en la comparación del valor de resistencia mencionado anteriormente con los valores de fuerzas obtenidos en el análisis estructural. Es decir, que se verificará la siguiente expresión: $M_u \leq M_r$

Para el caso de suelo rígido considerando los resultados de los elementos longitudinales en las posiciones externas y centrales, tenemos los siguientes valores:

$$M_u = 9.6 \text{ Tonf.m Para la combinación RESISTENCIA I}$$

$$M_u = 7.2 \text{ Tonf.m Para la combinación EVENTO EXTREMO I}$$

Estos valores fueron obtenidos del análisis estructural realizado al puente, y sus diagramas de fuerzas axiales se puede observar en la siguiente figura:

Figura 166 Momentos flectores en elemento Transversales para suelo rígido

A continuación, se realiza la verificación con los valores máximas para cada una de las combinaciones de cargas utilizadas en el análisis con la siguiente expresión:

$$M_u \leq M_r$$

$$M_u(9.6Tonf) \leq M_r(939 Tonf) \text{ Cumple para la combinación Resistencia I}$$

$$M_u(7.2 Tonf) \leq M_r(939 Tonf) \text{ Cumple para la combinación Evento Extremo I}$$

Para el caso de suelo blando tenemos los siguientes valores:

$$M_u = 9.6 Tonf.m \text{ Para la combinación RESISTENCIA I}$$

$$M_u = 7.3 Tonf.m \text{ Para la combinación EVENTO EXTREMO I}$$

Estos valores fueron obtenidos del análisis estructural realizado al puente, y sus diagramas de fuerzas axiales se puede observar en la siguiente figura:

Figura 167 Momentos flectores en elemento Transversales para suelo blando

Por lo que la verificación de $P_u \leq P_r$ nos aportará los siguientes resultados:

$M_u(9.6 \text{ Tonf}) \leq M_r(939 \text{ Tonf})$ Cumple combinación Resistencia I

$M_u(7.2 \text{ Tonf}) \leq M_r(939 \text{ Tonf})$ Cumple combinación Evento Extremo I

De la misma manera que se analizó el momento que gira en el eje 3 de la sección, ahora se verificará usando el momento que gira en el eje 2. Se procederá a determinar primero el momento nominal resistente a la fluencia limitado por el momento plástico que se define como:

$$M_{n_fluencia} = M_p = F_y Z = (350 \text{ MPa})(0.0038 \text{ m}^3)$$

$$M_{n_fluencia} = 134 \text{ Tonf.m}$$

Luego se procede a determinar el factor de esbeltez de la sección:

$$\lambda_f = \frac{b_{fc}}{t_{fc}} = \frac{1.70 \text{ m}}{0.016 \text{ m}} = 106$$

Estos valores son obtenidos para el momento aplicado en el eje 2 que genera tensión en la fibra derecha de la sección como se muestra en la figura de al lado.

Entonces, con la esbeltez definida se proceda a la definición del límite del factor de esbeltez para el elemento ala (elemento a compresión en la sección Tubular).:

$$\lambda_{pf} = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.12 \sqrt{\frac{(20000 \text{ MPa})}{(350 \text{ MPa})}}$$

$$\lambda_{pf} = 27$$

Una vez calculado este valor nos permitirá definir que estamos tratando con una sección compacta, lo cual nos daría por terminada la verificación. A continuación, se presenta la verificación si es que estamos trabajando con una sección compacta:

$\lambda_f \leq \lambda_{pf}$, si se cumple será sección compacta. Sin embargo, los valores que obtenemos son: $106 > 27$ ($\lambda_f > \lambda_{pf}$) No se cumple, por lo que continuamos al siguiente límite de esbeltez para el cual se definirá el Momento Nominal bajo las siguientes condiciones: $\lambda_f \leq \lambda_{rf}$ o si se diera el caso $\lambda_f > \lambda_{rf}$ donde el valor de λ_{rf} , estará definido por:

$$\lambda_{rf} = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.40 \sqrt{\frac{(20000 \text{ MPa})}{(317 \text{ MPa})}} = 33.47$$

Entonces, $\lambda_f \leq \lambda_{rf}$, se tiene que: $\lambda_f(106) > \lambda_{rf}(33.47)$ no se cumple por lo que se hallará el momento nominal para la condición de $\lambda_f > \lambda_{rf}$ considerándose un elemento esbelto. Este momento nominal se define de la siguiente manera:

$$M_n = F_y S_{eff}$$

Donde el valor de S_{eff} que se había definido como el módulo de la sección elástico efectiva alrededor del eje donde gira el momento. Este se halla usando un ancho efectivo del ala del elemento sometido a compresión:

Este ancho efectivo denominado b_e será definido del siguiente modo:

$$b_e = 1.92 t_{fc} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[1 - \frac{0.38}{\left(\frac{b_{fc}}{t_{fc}} \right) \sqrt{\frac{E}{F_y}}} \right]$$

Donde se usará un valor de $t_{fc} = t = 16 \text{ mm}$ mencionado en la ecuación 6.12.2.2.2-2 de la normativa AASHTO LRFD para puentes. Entonces se procede a determinar b_e :

$$b_e = 1.92(0.016 \text{ m}) \sqrt{\frac{(200000 \text{ MPa})}{(350 \text{ MPa})}} \left[1 - \frac{0.38}{\left(\frac{1.70 \text{ m}}{0.016 \text{ m}}\right)} \sqrt{\frac{(200000 \text{ MPa})}{(350 \text{ MPa})}} \right]$$

$$b_e = 0.67 \text{ m}$$

Entonces, se procederá a calcular el módulo elástico de la sección tal como se mencionó en el punto 5.1.1.1.4 anteriormente. El cual sería como se muestra en las siguientes líneas:

$$S_{eff} = \frac{I_{eff}}{\text{Distancia desde eje neutro hasta parte superior de sección}}$$

Por lo que se procede a la determinación del momento de inercia efectivo:

$$I_{eff} = I_{2-2} - I_{inef} = I_{2-2} - (I_{rectangulo} + \sum ad^2)$$

$$I_{eff} = I_{2-2} - \left(\sum \frac{bt^3}{12} + \sum ad^2 \right)$$

El valor del ancho efectivo del ala será:

$$b_{inef} = b - b_e = 1.70 \text{ m} - 0.67 = 1.03 \text{ m. Entonces:}$$

$$I_{eff} = 0.00025 - 2 \left(\frac{1.03 * 0.016^3}{12} + 1.03 * 0.016 \left(\frac{0.15}{2} - 0.016 \right)^2 \right)$$

$$I_{eff} = 0.000135 \text{ m}^4 \text{ Por lo que el módulo de sección efectiva será:}$$

$$S_{eff} = \frac{0.000135 \text{ m}^4}{\frac{0.15 \text{ m}}{2}} = 0.0018 \text{ m}^3$$

Finalmente, se obtendrá el momento nominal para la condición de $\lambda_f > \lambda_{rf}$:

$$M_n = F_y S_{eff} = (350 \text{ MPa})(0.0018 \text{ m}^3) = 64 \text{ Tonf.m}$$

De los valores de fluencia calculados anteriormente, el menor será el basado en el pandeo del ala considerado de sección esbelta cuyo valor es de 64 Tonf.m. Entonces, el valor del momento nominal factorado será:

$$M_{r2-2} = \Phi_f M_n = (1)(64) = 64 \text{ Tonf.m}$$

Se presenta a continuación la figura de la curva de pandeo por flexión en el eje 2 para el elemento longitudinal, en esta notamos que estamos ante una sección que pandeará elásticamente, según la figura mostrada:

Figura 168 Curva de Pandeo por Flexión en eje 2-2 de elemento transversal

6.1.1.2.5 Verificación a la combinación de momento flector y fuerza axial

Se utilizarán para esta verificación, que conlleva el uso de los valores de fuerzas axiales momentos flectores. Es decir, que los valores de resistencia última a utilizar son: $P_u = 84 \text{ Tonf}$ para el caso de suelo rígido y $P_u = 84 \text{ Tonf}$ para el caso de suelo Blando. En cuanto a la resistencia factorada calculada en el punto 5.1.1.2.1 será: $P_r = 692 \text{ Tonf}$, por lo que ahora se puede determinar la relación que existe ente esos valores y que a su vez nos definirá las ecuaciones necesarias para la verificación: Esta relación nos dará el siguiente resultado:

$$\frac{P_u}{P_r} = \frac{84}{692} = 0.12; \frac{P_u}{P_r} = \frac{84}{692} = 0.12$$

Dónde el primero corresponde para el caso de Suelo rígido y el segundo al blando. En consecuencia, notamos que ambos valores cumplen con que $\frac{P_u}{P_r} < 0.2$ entonces:

$$\frac{P_u}{2P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1$$

Los valores de Momentos Flectores últimos del caso de suelo rígido son: $M_{u2-2} = 2 \text{ Tonf.m}$ y $M_{u3-3} = 10 \text{ Tonf.m}$ y para los del caso de suelo blando: $M_{u2-2} = 2 \text{ Tonf.m}$ y $M_{u3-3} = 10 \text{ Tonf.m}$. En cuanto a los valores de resistencia factorada del momento flector, determinados en el punto 5.1.1.2.4, son: $M_{r2-2} = 64 \text{ Tonf.m}$ y $M_{r3-3} = 939 \text{ Tonf.m}$ Entonces tendremos que los valores de la ecuación serán para el caso de suelo rígido:

$$\frac{P_u}{2P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = \frac{84 \text{ Tonf}}{2 * 692 \text{ Tonf}} + \left(\frac{2 \text{ Tonf.m}}{64 \text{ Tonf.m}} + \frac{10 \text{ Tonf.m}}{939 \text{ Tonf.m}} \right) = 0.05$$

0.05<1 CUMPLE

En cuanto al caso de suelo blando:

$$\frac{P_u}{2P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = \frac{84 \text{ Tonf}}{2 * 692 \text{ Tonf}} + \left(\frac{2 \text{ Tonf.m}}{64 \text{ Tonf.m}} + \frac{10 \text{ Tonf.m}}{939 \text{ Tonf.m}} \right) = 0.05$$

0.05<1 CUMPLE

Es decir que si se graficara el diagrama de interacción de estos valores de resistencia última estarían dentro del rango aceptable. A continuación, se presentan el diagrama de interacción de la fuerza axial a compresión con el momento flecto:

Figura 169 Diagrama de Interacción de Compresión y Momento Flector de Elemento Longitudinal para eje 2-2

Figura 170 Diagrama de Interacción de Compresión y Momento Flector de Elemento Longitudinal para eje 3-3

En lo que respecta a la interacción de la fuerza axial y el momento flector la aplicación de las mismas ecuaciones de interacción aplican. Además, se utilizarán los mismos valores de momentos flectores factores. Por lo que quedaría por presentar los valores de fuerzas axiales últimas que serán: $P_u = 22 \text{ Tonf}$ para el caso de suelo rígido y $P_u = 22 \text{ Tonf}$ para el caso de suelo Blando. Además, para este caso se utilizará el valor de la resistencia nominal factorada a la tensión, la cual tiene un valor de: $P_r = 1672 \text{ Tonf}$ Entonces, se comenzará por determinar el tipo de ecuación a usar para la verificación partiendo de la relación entre la fuerza axial última y la resistencia nominal factorada del elemento longitudinal.

$$\frac{P_u}{P_r} = \frac{22}{1672} = 0.013; \frac{P_u}{P_r} = \frac{22}{1672} = 0.013$$

Dónde el primero corresponde para el caso de Suelo rígido y el segundo al blando. En consecuencia, notamos que ambos valores cumplen con que $\frac{P_u}{P_r} < 0.2$ entonces:

$$\frac{P_u}{2P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1$$

$$\frac{P_u}{2P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = \frac{22 \text{ Tonf}}{2(1672)} + \left(\frac{2 \text{ Tonf.m}}{64 \text{ Tonf.m}} + \frac{10 \text{ Tonf.m}}{939 \text{ Tonf.m}} \right) = 0.05$$

0.05<1 CUMPLE

En cuanto al caso de suelo blando:

$$\frac{P_u}{2P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = \frac{22 \text{ Tonf}}{2(1672)} + \left(\frac{2 \text{ Tonf.m}}{64 \text{ Tonf.m}} + \frac{10 \text{ Tonf.m}}{939 \text{ Tonf.m}} \right) = 0.05$$

0.05<1 CUMPLE

Del mismo modo que se hizo para la interacción de compresión con el momento flector se presentan las figuras del diagrama para el caso de tensión y momento flector. Estas son:

Figura 171 Diagrama de Interacción de Tensión y Momento Flector de Elemento Longitudinal para eje 2-2

Figura 172 Diagrama de Interacción de Tensión y Momento Flector de Elemento Longitudinal para eje 3-3

6.1.1.3 Elementos diagonales externos

6.1.1.3.1 Verificación a la compresión axial

Entonces se procede a la verificación del momento último para cada combinación correspondiente, que deberá cumplir con la siguiente expresión:

$$P_r = \phi_c P_n$$

Para la determinación de la resistencia nominal axial, es necesario definir los valores de la resistencia nominal a la fluencia equivalente (P_o) y la resistencia crítica elástica de pandeo (P_e):

El primero estará definido como:

$P_o = Q F_y A_g$, donde el valor de Q, el cuál es el factor de reducción de esbeltez del elemento, será tomado de acuerdo a los límites de la esbeltez. Es decir:

$$\frac{b}{t} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ entonces: } \frac{0.274m}{0.012m} \leq 1.4 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{350 \text{ MPa}}}$$

$22.8 \leq 33.46$ CUMPLE Es decir, que el elemento no es esbelto. Cabe resaltar que el valor de k, coeficiente de pandeo, fue sacado de la tabla 6.9.4.2.1-1 de la AASHTO. Por consiguiente, $Q=1$.

Finalmente, tenemos que la resistencia nominal a la fluencia equivalente es:

$$P_o = Q F_y A_g = (1)(350 \text{ MPa})(0.010 \text{ m}^2) = 345 \text{ Tonf}$$

Luego, el valor de P_e considerando el pandeo en cada eje y tomando el valor menor. Será definido como se muestra a continuación según lo mencionado en el punto 2.3.5.2 del capítulo II de Marco Teórico:

$$P_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r_s}\right)^2} A_g \dots \dots \dots 6.9.4.9.4.1.2 - 1 \text{ AASHTO LRFD}$$

$$P_e = \frac{\pi^2 \left(200000 * 1000 * \frac{KN}{m^2}\right)}{\left(\frac{(0.75)(6.96m)}{(0.09m)}\right)^2} (0.010 \text{ m}^2) = P_e = 614 \text{ Tonf}$$

Por lo tanto, obtenemos que el valor de $\frac{P_e}{P_o} = 1.4$, esto nos dice que $\frac{P_e}{P_o} > 0.44$ y que el valor de la resistencia nominal a la compresión será determinado como:

$$P_n = \left[0.658^{\frac{P_o}{P_e}} \right] P_o = \left[0.658^{\frac{345 \text{ Tonf}}{614 \text{ Tonf}}} \right] (614 \text{ Tonf})$$

$$P_n = 279 \text{ Tonf}$$

Por lo que:

$$P_r = \Phi_c P_n = (0.90)(279 \text{ Tonf}) = 251 \text{ Tonf}$$

Una vez obtenida la resistencia nominal factorada del elemento correspondiente, procedemos a la verificación que consistirá en la comparación del valor de resistencia mencionado anteriormente con los valores de fuerzas obtenidos en el análisis estructural. Es decir, que se verificará la siguiente expresión: $P_u \leq P_r$

Para el caso de suelo rígido tenemos los siguientes valores:

$$P_u = 14 \text{ Tonf} \text{ Para la combinación RESISTENCIA I}$$

$$P_u = 12 \text{ Tonf} \text{ Para la combinación EVENTO EXTREMO I}$$

Por lo que la verificación de $P_u \leq P_r$ nos aportará los siguientes resultados:

$$P_u(14 \text{ Tonf}) \leq P_r(251 \text{ Tonf}) \text{ Cumple para la combinación Resistencia I}$$

$$P_u(12 \text{ Tonf}) \leq P_r(251 \text{ Tonf}) \text{ Cumple para la combinación Evento Extremo I}$$

Para el caso de suelo blando tenemos los siguientes valores:

$$P_u = 14 \text{ Tonf} \text{ Para la combinación RESISTENCIA I}$$

$$P_u = 13 \text{ Tonf} \text{ Para la combinación EVENTO EXTREMO I}$$

Por lo que la verificación de $P_u \leq P_r$ nos aportará los siguientes resultados:

$$P_u(14 \text{ Tonf}) \leq P_r(251 \text{ Tonf}) \text{ Cumple para la combinación Resistencia I}$$

$$P_u(13 \text{ Tonf}) \leq P_r(251 \text{ Tonf}) \text{ Cumple para la combinación Evento Extremo I}$$

6.1.1.3.2 Verificación a la tensión axial

Procediendo con la verificación de la tensión axial, se calcula la fuerza nominal necesaria para ser factorizada y comparada con la resistencia axial última.

$P_r = \Phi_c P_n$ Entonces, tal como se explicó en el punto 2.3.5.1 del capítulo 2 de Marco Teórico. Se tendrá como resistencia nominal a la tensión axial el menor valor de las siguientes expresiones:

$$P_{ny} = F_y A_g$$

$$P_{nu} = F_u A_n R_p U$$

Por lo que,

$$P_{ny} = (350 \text{ MPa})(0.010 \text{ m}^2) = 345 \text{ Tonf}$$

Figura 173 Medidas en Vista Isométrica de
Elemento Diagonal Externo

Además, para secciones soldadas se considerará que $A_g = A_n$

Sin embargo, la definición del factor de Shear lag (U) será definido como:

Ya que $L=0.34\text{m} > D=0.27\text{m}$ y menor que $1.3D=0.351\text{m}$ Entonces:

$$U = 1 - \frac{\frac{D}{\pi}}{L} = \frac{\frac{0.27 \text{ m}}{\pi}}{0.34 \text{ m}} = 0.743$$

$$P_{nu} = (400 \text{ MPa})(0.010)(0.9)(0.743) = 264 \text{ Tonf}$$

$$P_{r1} = \phi_y P_{ny} = (0.95)(345 \text{ Tonf})$$

$$P_{r2} = \phi_u P_{nu} = (0.8)(264 \text{ Tonf})$$

$$P_{r1} = 328 \text{ Tonf} - \text{Resistencia a la fluencia}$$

$$P_{r2} = 211 \text{ Tonf} - \text{Resistencia a la Fractura}$$

Al elegir P_{r2} , como el menor nos indica que la falla se dará por fractura antes que por fluencia. Entonces el valor de la resistencia a la tensión axial factorada será de 211 Tonf

Una vez obtenida la resistencia nominal factorada del elemento correspondiente, procedemos a la verificación que consistirá en la comparación del valor de resistencia mencionado anteriormente con los valores de fuerzas obtenidos en el análisis estructural. Es decir, que se verificará la siguiente expresión: $P_u \leq P_r$

De las figuras donde se mostraron los diagramas de fuerzas axiales en el punto anterior, para el caso de suelo rígido tenemos los siguientes valores:

$$P_u = 49.1 \text{ Tonf Para la combinación RESISTENCIA I}$$

$$P_u = 58 \text{ Tonf Para la combinación EVENTO EXTREMO I}$$

A continuación, se realiza la verificación con los valores máximos para cada una de las combinaciones de cargas utilizadas en el análisis con la siguiente expresión:

$$P_u \leq P_r$$

$$P_u(49.1 \text{ Tonf}) \leq P_r(211 \text{ Tonf}) \text{ Cumple para la combinación Resistencia I}$$

$$P_u(58 \text{ Tonf}) \leq P_r(211 \text{ Tonf}) \text{ Cumple para la combinación Evento Extremo I}$$

Para el caso de suelo blando tenemos los siguientes valores:

$$P_u = 57 \text{ Tonf Para la combinación RESISTENCIA I}$$

$$P_u = 49.2 \text{ Tonf Para la combinación EVENTO EXTREMO I}$$

Por lo que la verificación de $P_u \leq P_r$ nos aportará los siguientes resultados:

$$P_u(57 \text{ Tonf}) \leq P_r(211 \text{ Tonf}) \text{ Cumple para la combinación Resistencia I}$$

$$P_u(49.2 \text{ Tonf}) \leq P_r(211 \text{ Tonf}) \text{ Cumple para la combinación Evento Extremo I}$$

6.1.1.4 Elementos Diagonales Internos

6.1.1.4.1 Verificación a la compresión axial

Entonces se procede a la verificación del momento último para cada combinación correspondiente, que deberá cumplir con la siguiente expresión:

$$P_r = \phi_c P_n$$

Para la determinación de la resistencia nominal axial, es necesario definir los valores de la resistencia nominal a la fluencia equivalente (P_o) y la resistencia crítica elástica de pandeo (P_e):

El primero estará definido como:

$P_o = Q F_y A_g$, donde el valor de Q, el cuál es el factor de reducción de esbeltez del elemento, será tomado de acuerdo a los límites de la esbeltez. Es decir:

$$\frac{b}{t} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ entonces: } \frac{0.10m}{0.012m} \leq 1.4 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{350 \text{ MPa}}}$$

$8.3 \leq 33.46$ CUMPLE Es decir, que el elemento no es esbelto. Cabe resaltar que el valor de k, coeficiente de pandeo, fue sacado de la tabla 6.9.4.2.1-1 de la AASHTO. Por consiguiente, $Q=1$.

Finalmente, tenemos que la resistencia nominal a la fluencia equivalente es:

$$P_o = Q F_y A_g = (1)(350 \text{ MPa})(0.0033 \text{ m}^2) = 116 \text{ Tonf}$$

Luego, el valor de P_e considerando el pandeo en cada eje y tomando el valor menor. Será definido como se muestra a continuación según lo mencionado en el punto 2.3.5.2 del capítulo II de Marco Teórico:

$$P_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r_s}\right)^2} A_g \dots \dots \dots 6.9.4.9.4.1.2 - 1 \text{ AASHTO LRFD}$$

$$P_e = \frac{\pi^2 \left(200000 * 1000 * \frac{KN}{m^2}\right)}{\left(\frac{(0.75)(9m)}{(0.03m)}\right)^2} (0.003 \text{ m}^2) = P_e = 127 \text{ Tonf}$$

Por lo tanto, obtenemos que el valor de $\frac{P_e}{P_o} = 1.1$, esto nos dice que $\frac{P_e}{P_o} > 0.44$ y que el valor de la resistencia nominal a la compresión será determinado como:

$$P_n = \left[0.658^{\frac{P_o}{P_e}} \right] P_o = \left[0.658^{\frac{116 \text{ Tonf}}{127 \text{ Tonf}}} \right] (127 \text{ Tonf})$$

$$P_n = 82 \text{ Tonf}$$

Por lo que:

$$P_r = \Phi_c P_n = (0.90)(82 \text{ Tonf}) = 74 \text{ Tonf}$$

Una vez obtenida la resistencia nominal factorada del elemento correspondiente, procedemos a la verificación que consistirá en la comparación del valor de resistencia mencionado anteriormente con los valores de fuerzas obtenidos en el análisis estructural. Es decir, que se verificará la siguiente expresión: $P_u \leq P_r$

Para el caso de suelo rígido tenemos los siguientes valores:

$$P_u = 6.8 \text{ Tonf Para la combinación RESISTENCIA I}$$

$$P_u = 8.2 \text{ Tonf Para la combinación EVENTO EXTREMO I}$$

Por lo que la verificación de $P_u \leq P_r$ nos aportará los siguientes resultados:

$$P_u(6.8 \text{ Tonf}) \leq P_r(74 \text{ Tonf}) \text{ Cumple para la combinación Resistencia I}$$

$$P_u(8.2 \text{ Tonf}) \leq P_r(74 \text{ Tonf}) \text{ Cumple para la combinación Evento Extremo I}$$

Para el caso de suelo blando tenemos los siguientes valores:

$$P_u = 6.7 \text{ Tonf Para la combinación RESISTENCIA I}$$

$$P_u = 9 \text{ Tonf Para la combinación EVENTO EXTREMO I}$$

Por lo que la verificación de $P_u \leq P_r$ nos aportará los siguientes resultados:

$$P_u(6.7 \text{ Tonf}) \leq P_r(74 \text{ Tonf}) \text{ Cumple para la combinación Resistencia I}$$

$$P_u(9 \text{ Tonf}) \leq P_r(74 \text{ Tonf}) \text{ Cumple para la combinación Evento Extremo I}$$

6.1.1.4.2 Verificación a la tensión axial

Procediendo con la verificación de la tensión axial, se calcula la fuerza nominal necesaria para ser factorizada y comparada con la resistencia axial última.

$P_r = \Phi_c P_n$ Entonces, tal como se explicó en el punto 2.3.5.1 del capítulo 2 de Marco Teórico. Se tendrá como resistencia nominal a la tensión axial el menor valor de las siguientes expresiones:

$$P_{ny} = F_y A_g$$

$$P_{nu} = F_u A_n R_p U$$

Por lo que,

$$P_{ny} = (350 \text{ MPa})(0.0033 \text{ m}^2) = 116 \text{ Tonf}$$

Se considerará el siguiente valor para U:

$$U = 1.0 \text{ (Tabla 6.8.2.2 – 1 AASHTO LRFD)}$$

Además, para secciones soldadas se considerará que $A_g = A_n$

$$P_{nu} = (400 \text{ MPa})(0.0033)(0.9)(1) = 89 \text{ Tonf}$$

$$P_{r1} = \phi_y P_{ny} = (0.95)(116 \text{ Tonf})$$

$$P_{r2} = \phi_u P_{nu} = (0.8)(89 \text{ Tonf})$$

$$P_{r1} = 110 \text{ Tonf} - \text{Resistencia a la fluencia}$$

$$P_{r2} = 71 \text{ Tonf} - \text{Resistencia a la Fractura}$$

Al elegir P_{r2} , como el menor nos indica que la falla se dará por fractura antes que por fluencia. Entonces el valor de la resistencia a la tensión axial factorada será de 71 Tonf

Una vez obtenida la resistencia nominal factorada del elemento correspondiente, procedemos a la verificación que consistirá en la comparación del valor de resistencia mencionado anteriormente con los valores de fuerzas obtenidos en el análisis estructural. Es decir, que se verificará la siguiente expresión: $P_u \leq P_r$

De las figuras donde se mostraron los diagramas de fuerzas axiales en el punto anterior, para el caso de suelo rígido tenemos los siguientes valores:

$$P_u = 0.44 \text{ Tonf Para la combinación RESISTENCIA I}$$

$P_u = 7.9 \text{ Tonf}$ Para la combinación EVENTO EXTREMO I

A continuación, se realiza la verificación con los valores máximas para cada una de las combinaciones de cargas utilizadas en el análisis con la siguiente expresión:

$$P_u \leq P_r$$

$P_u(49.1 \text{ Tonf}) \leq P_r(71 \text{ Tonf})$ Cumple para la combinación Resistencia I

$P_u(58 \text{ Tonf}) \leq P_r(71 \text{ Tonf})$ Cumple para la combinación Evento Extremo I

Para el caso de suelo blando tenemos los siguientes valores:

$P_u = 0.37 \text{ Tonf}$ Para la combinación RESISTENCIA I

$P_u = 8.6 \text{ Tonf}$ Para la combinación EVENTO EXTREMO I

Por lo que la verificación de $P_u \leq P_r$ nos aportará los siguientes resultados:

$P_u(0.37 \text{ Tonf}) \leq P_r(71 \text{ Tonf})$ Cumple para la combinación Resistencia I

$P_u(8.6 \text{ Tonf}) \leq P_r(71 \text{ Tonf})$ Cumple para la combinación Evento Extremo I

6.1.1.5 Comparación de fuerzas internas para ambos casos de suelo

6.1.1.5.1 Fuerzas axiales a compresión y tensión

A simple vista el elemento estructural importante de todos sería considerado el de sección tubular hueca 720x530, esto que puede ser evidenciado al comparar las fuerzas axiales a compresión de todos los elementos. En la siguiente figura se muestra lo mencionado:

Figura 174 Comparación de Fuerza a compresión de todos los elementos

Sin embargo, para el caso de fuerzas axiales a tensión, tenemos que los elementos tubulares circulares huecos de D274, presentan valores mayores a los de la sección 720x530 como se muestra en la siguiente figura:

Figura 175 Comparación de Fuerza a tensión de todos los elementos

6.1.1.5.2 Fuerzas Internas de elemento Longitudinal

Según los resultados obtenidos en el punto 5.1.1.1.1 para la verificación de los elementos a compresión, se obtuvo una resistencia nominal factorada de 1380 Tonf. Por lo que, se verificaron con satisfacción las fuerzas internas del elemento longitudinal de la superestructura. A continuación, una tabla donde se aprecian los resultados de la comparación entre ambos casos de suelo:

HSS 720x530			
Suelo	Pr	1380	Tonf
Rígido	Pu _{RES I}	324	Tonf
Rígido	Pu _{EVXT I}	333	Tonf
Blando	Pu _{RES I}	322	Tonf
Blando	Pu _{EVXT I}	354	Tonf

Tabla 38 Verificación de Fuerza a compresión (elemento Longitudinal)

Para las cargas axiales en tensión, se obtuvo un valor de 1391Tonf para la resistencia nominal factorada, obtenida en el punto 5.1.1.1.2. Está como se observa en la siguiente tabla cumplió con la verificación:

HSS 720x530			
Suelo	Pr	1391	Tonf
Rígido	Pu _{RES I}	50	Tonf
Rígido	Pu _{E.E I}	47	Tonf
Blando	Pu _{RES I}	44	Tonf
Blando	Pu _{E.E I}	60	Tonf

Tabla 39 Verificación de Fuerza a tensión (elemento Longitudinal)

Los momentos flectores, según el punto 5.1.1.1.4 dieron una resistencia nominal factorada de 365 Tonf-m en para el eje de 3-3 y de 269 Tonf-m para el eje 2-2, entonces se obtuvo lo siguiente:

HSS 720x530				HSS 720x530			
Suelo	Mr 3-3	365	Tonf-m	Suelo	Mr 2-2	269	Tonf-m
Rígido	Mu _{RES I}	72	Tonf-m	Rígido	Mu _{RES I}	28	Tonf-m
Rígido	Mu _{EVXT I}	92	Tonf-m	Rígido	Mu _{EVXT I}	26	Tonf-m
Blando	Mu _{RES I}	81	Tonf-m	Blando	Mu _{RES I}	30	Tonf-m
Blando	Mu _{EVXT I}	101	Tonf-m	Blando	Mu _{EVXT I}	28	Tonf-m

Tabla 40 Verificación de Momentos Flectores (elemento Longitudinal)

Finalmente, los resultados de las fuerzas cortantes también lograron verificarse exitosamente para un valor de 233 Tonf en el eje 2 y de 172 Tonf para el eje 3 obtenidos en el punto 5.1.1.1.3, por lo que se observa la correcta verificación del elemento longitudinal crítico en la siguiente tabla:

HSS 720x530				HSS 720x530			
Suelo	Vr 2-2	233	Tonf	Suelo	Vr 3-3	172	Tonf
Rígido	Vu RES I	23	Tonf	Rígido	Vu RES I	16	Tonf
Rígido	Vu E.EXT I	21	Tonf	Rígido	Vu E.EXT I	12	Tonf
Blando	Vu RES I	23	Tonf	Blando	Vu RES I	16	Tonf
Blando	Vu E.EXT I	22	Tonf	Blando	Vu E.EXT I	14	Tonf

Tabla 41 Verificación de Fuerzas Cortantes (elemento Longitudinal)

6.1.1.5.3 Fuerzas Internas de elemento transversal

Según los resultados obtenidos en el punto 5.1.1.2.1 para la verificación de los elementos a compresión, se obtuvo una resistencia nominal factorada de 118 Tonf. Por lo que, se verificaron con satisfacción las fuerzas internas del elemento longitudinal de la superestructura. A continuación, una tabla donde se aprecian los resultados de la comparación entre ambos casos de suelo:

HSS 1700x150			
Suelo	Pr	118	Tonf
Rígido	Pu RES I	84	Tonf
Rígido	Pu EVXT I	50	Tonf
Blando	Pu RES I	84	Tonf
Blando	Pu EVXT I	54	Tonf

Tabla 42 Verificación de Fuerza a compresión (elemento Transversal)

Para las cargas axiales en tensión, se obtuvo un valor de 1672 Tonf para la resistencia nominal factorada, obtenida en el punto 5.1.1.2.2. Está como se observa en la siguiente tabla cumplió con la verificación:

HSS 1700x150			
	Pr	1672.369	Tonf
SR	Pu RES I	22	Tonf
SR	Pu E.E I	6	Tonf
SB	Pu RES I	22	Tonf
SB	Pu E.E I	7	Tonf

Tabla 43 Verificación de Fuerza a tensión (elemento Longitudinal)

Los momentos flectores, según el punto 5.1.1.2.4 dieron una resistencia nominal factorada de 939 Tonf-m en para el eje de 3-3 y de 64 Tonf-m para el eje 2-2, entonces se obtuvo lo siguiente:

HSS 1700x150				HSS 1700x150			
Suelo	Mr 3-3	939	Tonf-m	Suelo	Mr 2-2	64	Tonf-m
Rígido	Mu _{RES I}	9.6	Tonf-m	Rígido	Mu _{RES I}	2.3	Tonf-m
Rígido	Mu _{EVXT I}	7.2	Tonf-m	Rígido	Mu _{EVXT I}	2.2	Tonf-m
Blando	Mu _{RES I}	9.6	Tonf-m	Blando	Mu _{RES I}	2.4	Tonf-m
Blando	Mu _{EVXT I}	7.3	Tonf-m	Blando	Mu _{EVXT I}	2.4	Tonf-m

Tabla 44 Verificación de Momentos Flectores (elemento Longitudinal)

Finalmente, los resultados de las fuerzas cortantes también

lograron verificarse exitosamente para un valor de 219 Tonf en el eje 2 y de 49 Tonf para el eje 3 obtenidos en el punto 5.1.1.2.3, por lo que se observa la correcta verificación del elemento longitudinal crítico en la siguiente tabla:

HSS 1700x150				HSS 1700x150			
Suelo	Vr 2-2	219	Tonf	Suelo	Vr 3-3	49	Tonf
Rígido	Vu _{RES I}	5	Tonf	Rígido	Vu _{RES I}	2.76	Tonf
Rígido	Vu _{E.EXT I}	3.8	Tonf	Rígido	Vu _{E.EXT I}	1.58	Tonf
Blando	Vu _{RES I}	5	Tonf	Blando	Vu _{RES I}	2.89	Tonf
Blando	Vu _{E.EXT I}	4	Tonf	Blando	Vu _{E.EXT I}	1.38	Tonf

Figura 176 Verificación de Fuerzas Cortantes (elemento Transversal)

6.1.1.5.4 Fuerzas Internas de elemento diagonal

Según los resultados obtenidos en el punto 5.1.1.3.1 para la verificación de los elementos a compresión, se obtuvo una resistencia nominal factorada de 251 Tonf. Por lo que, se verificaron con satisfacción las fuerzas internas del elemento longitudinal de la superestructura. A continuación, una tabla donde se aprecian los resultados de la comparación entre ambos casos de suelo:

HSS D274			
Suelo	Pr	251	Tonf
Rígido	Pu _{RES I}	14	Tonf
Rígido	Pu _{EVXT I}	12	Tonf
Blando	Pu _{RES I}	14	Tonf
Blando	Pu _{EVXT I}	13	Tonf

Tabla 45 Verificación de Fuerza a compresión (elemento Diagonal Externo)

Para las cargas axiales en tensión, se obtuvo un valor de 211 Tonf para la resistencia nominal factorada, obtenida en el punto 5.1.1.3.2. Está como se observa en la siguiente tabla cumplió con la verificación:

HSS D274			
	Pr	211	Tonf
SR	Pu RES I	49.1	Tonf
SR	Pu E.E I	58	Tonf
SB	Pu RES I	57	Tonf
SB	Pu E.E I	49.2	Tonf

Tabla 46 Verificación de Fuerza a tensión (elemento Diagonal Externo)

Según los resultados obtenidos en el punto 5.1.1.4.1 para la verificación de los elementos a compresión, se obtuvo una resistencia nominal factorada de 74 Tonf . Por lo que, se verificaron con satisfacción las fuerzas internas del elemento longitudinal de la superestructura. A continuación, una tabla donde se aprecian los resultados de la comparación entre ambos casos de suelo:

HSS D100			
Suelo	Pr	74	Tonf
Rígido	Pu RES I	6.8	Tonf
Rígido	Pu EVXT I	8.2	Tonf
Blando	Pu RES I	6.7	Tonf
Blando	Pu EVXT I	9	Tonf

Tabla 47 Verificación de Fuerza a compresión (elemento Diagonal Externo)

Para las cargas axiales en tensión, se obtuvo un valor de 211 Tonf para la resistencia nominal factorada, obtenida en el punto 5.1.1.3.2. Está como se observa en la siguiente tabla cumplió con la verificación:

:

HSS D100			
	Pr	71	Tonf
SR	Pu RES I	0.44	Tonf
SR	Pu E.E I	7.9	Tonf
SB	Pu RES I	0.37	Tonf
SB	Pu E.E I	8.6	Tonf

Tabla 48 Verificación de Fuerza a tensión (elemento Diagonal Externo)

6.1.2 Evaluación del estado límite de servicio (ELS-Superestructura)

6.1.2.1 Deflexiones verticales

Teniendo una longitud total del puente de 70m procedemos a verificar la deflexión límite, usando la carga de combinación SERVICIO I, del puente y si la deflexión obtenida de los

resultados del análisis (punto 4.1.3 y punto 4.3.3) cumple con el límite establecido. Por lo tanto, tenemos que, según la normativa, se establece que la deflexión máxima en el eje z será delimitada por:

$$\Delta_z \leq \frac{\text{Longitud del puente (Pulgadas)}}{360} = \frac{70 * 39.3 \text{ pulgadas}}{360}$$

$$\Delta_z \leq 7.66 \text{ pulgadas}$$

$$\Delta_z \leq 194 \text{ mm}$$

Del punto 4.1.3 tenemos que $\Delta_{\text{max z-Suelo Rígido}} = 79 \text{ mm}$ por lo que:

$$\Delta_{\text{max z-Suelo Rígido}} = 79 \text{ mm} < \Delta_z \leq 194 \text{ mm CUMPLE}$$

Por otro lado, el punto 4.3.3 se tiene que $\Delta_{\text{max z-Suelo Blando}} = 93 \text{ mm}$ por lo que:

$$\Delta_{\text{max z-Suelo Blando}} = 93 \text{ mm} < \Delta_z \leq 194 \text{ mm CUMPLE}$$

6.1.2.2 Deflexiones horizontales

Del mismo modo, solo que ahora usando la combinación RESITENCIA III, que es en la que se incluye el efecto del viento, se procede a definir el límite del desplazamiento en el eje X. A continuación, se procede de la siguiente manera:

$$\Delta_x \leq \frac{\text{Longitud del puente (Pulgadas)}}{360} = \frac{70 * 39.3 \text{ pulgadas}}{360}$$

$$\Delta_x = 7.66 \text{ pulgadas}$$

$$\Delta_z \leq 194 \text{ mm}$$

Del punto 4.1.2 tenemos que $\Delta_{\text{max x}} = 3 \text{ mm}$ por lo que:

$$\Delta_{\text{max x-Suelo Rígido}} = 3 \text{ mm} < \Delta_z \leq 194 \text{ mm CUMPLE}$$

Por otro lado, el punto 4.3.2 se tiene que $\Delta_{\text{max x-Suelo Blando}} = 4 \text{ mm}$ por lo que:

$$\Delta_{\text{max x-Suelo Blando}} = 4 \text{ mm} < \Delta_z \leq 194 \text{ mm CUMPLE}$$

6.1.2.3 Evaluación de Vibraciones

6.1.2.3.1 Verificación de Frecuencias

De los resultados obtenidos en los puntos 4.1.4 y 4.3.4 tenemos las siguientes tablas de las frecuencias para los modos de vibración vertical y laterales:

Modos Verticales		
Modo	Frecuencia (Hz)	Frecuencia (Hz)
	Suelo Rígido	Suelo Blando
1	3.061	2.953
2	3.674	3.502
3	4.918	4.796
4	6.295	5.416
5	7.665	7.522

Figura 177 Frecuencia de Modos de vibración verticales para ambos casos de suelo

El primer modo de vibración tanto para el caso de suelo rígido y suelo blando presentan valores de 3.074 Hz y 3.024 respectivamente. Esto los sitúa en el rango 3(Bajo riesgo de resonancia para situaciones de carga standard) según la guía técnica para la vibración vertical³⁹. Por otro lado, los resultados para las frecuencias de los modos de vibración laterales son:

Modos Laterales		
Modo	Frecuencia (Hz)	Frecuencia (Hz)
	Suelo Rígido	Suelo Blando
1	3.246	3.236
2	4.320	4.304
3	5.030	4.859
4	5.797	5.403
5	6.049	5.650

Figura 178 Frecuencia de Modos de vibración laterales para ambos casos de suelo

A diferencia de los modos verticales, estos se encuentran en el rango 4(Riesgo insignificante de resonancia) al tener valores mayores a 2.5Hz. Entonces con esta información se puede determinar el típico de análisis dinámico necesario a calcular.

Al tener frecuencias en el rango 3(modos de vibración vertical) se tendrán que realizar las verificaciones necesarias suponiendo la situación más crítica que sería un tráfico clase I correspondiente a un tráfico muy denso. La clase I a su vez, nos relaciona al puente peatonal a áreas de altas densidades de multitudes por lo cual es sometidos a cargas pesadas de

³⁹ ((SETRA), 2006)

tráfico⁴⁰. Por lo que para el presente análisis se tomará el caso de Efecto de segundo harmónico de multitudes(caso3). Sin embargo, a pesar de sólo tener valores en el rango 3 (modos verticales) al estar cerca al límite de 2.6Hz se tomará en cuenta no sólo el caso 3 sino también el 2. Para estar del lado de la seguridad.

		Rangos de Frecuencia		
Trafico	Clase	Rango 1	Rango 2	Rango 3
Escaso	III	Caso 1	No Aplica	No Aplica
Denso	II	Caso 1	Caso 1	Caso 3
Muy Denso	I	Caso 2	Caso 2	Caso 3

Figura 179 Casos de Carga Dinámica según Rangos de Frecuencia y Clase de Tráfico
(SETRA 2006)

⁴⁰ ((SETRA), 2006)

6.1.2.3.2 Definición de funciones tiempo-historia

6.1.2.3.2.1 Caso de Multitud Muy Densa (Caso 2-SETRA)

Para este caso tenemos que la ecuación en función del tiempo definida en el punto 2.3.1.2 tendrá los valores de:

$$F(t) = w_{individual} \cos(2\pi f_v t) 1.85(1/n)^{1/2} \psi$$

Donde el Peso individual vertical ejercido por un peatón es de 280N, el valor de f_v es la frecuencia natural del modo de vibración, que para este caso será el primer modo de vibración. En cuanto a n , este es el número equivalente de peatones que es igual a $1.85\sqrt{N}$ donde se tiene que N es la multiplicación entre el área por donde transitan los peatones por la densidad de tráfico peatonal (esta se toma como 1 peatón/m²). Finalmente, el valor de ψ corresponderá a 1. A continuación se muestran las funciones de Tiempo-Historia para la fuerza vertical:

Figura 180 Función Tiempo-Historia para Fuerza Vertical (Caso 2) Suelo Rígido

Para la función de la fuerza lateral dinámica se tendrán los mismos valores mencionados con la diferencia que los valores de peso peatonal por peatón y frecuencia de modo de vibración lateral serán de 35N 3.26 Hz, respectivamente. A continuación, se muestran las funciones de Tiempo-Historia para la fuerza horizontal a ser empleado en el análisis dinámico:

Figura 181 Función Tiempo-Historia para Fuerza Horizontal (Caso 2) Suelo Rígido

Con estos valores establecidos líneas antes, tenemos definidas las cargas dinámicas para el caso 2 en el caso de suelo rígido, pero para el caso de suelo blando lo único que variará son los valores de frecuencias obtenidos de los modos de vibración lateral y vertical. A continuación, se muestran las funciones de Tiempo-Historia para la fuerza vertical para el caso de suelo blando:

Figura 182 Función Tiempo-Historia para Fuerza Vertical (Caso 2) Suelo Blando

Final mente, se muestran las funciones de Tiempo-Historia para la fuerza horizontal del caso de suelo blando:

Figura 183 Función Tiempo-Historia para Fuerza Horizontal (Caso 2) Suelo Blando

6.1.2.3.2.2 Caso de Efecto del Segundo Harmónico en la multitud (Caso 3 SETRA)

Para el tercer caso tendremos que lo único que varía son los valores del peso por peatón para las fuerzas dinámicas vertical y horizontal, por otro lado, un valor importante que cambia en esta función será la frecuencia a utilizar que corresponderá a la frecuencia del segundo modo de vibración. A continuación, se muestra la función de la fuerza vertical para el caso de suelo rígido:

Figura 184 Función Tiempo-Historia para Fuerza Vertical (Caso 3) Suelo Rígido

Del mismo modo la función de la fuerza dinámica sólo varía respecto al valor del peso del peatón (ahora de 7N). Por lo tanto, se muestra la función de Tiempo-Historia a ser usada en el análisis dinámico:

Figura 185 Función Tiempo-Historia para Fuerza Horizontal (Caso 3) Suelo Rígido

Ahora se procede de la misma manera a mostrar la funcione de tiempo-historia para las fuerzas dinámicas verticales y laterales para el caso de suelo Blando. Cabe resaltar la diferencia de frecuencias al tratarse de un tipo de suelo distinto (del rígido al blando). En la siguiente figura tenemos la función a usar para la fuerza vertical dinámica del caso de suelo blando:

Figura 186 Función Tiempo-Historia para Fuerza Vertical (Caso 3) Suelo Rígido

Por último, se tiene la siguiente gráfica donde se muestra la fuerza dinámica lateral para el caso de suelo blando:

Figura 187 Función Tiempo-Historia para Fuerza Vertical (Caso 3) Suelo Rígido

Finalmente, se muestra en la siguiente figura lo que sería una representación de un flujo continuo de peatones en la pasarela peatonal del presente trabajo:

Figura 188 Representación de Casos 2 y 3 para el flujo de peatones en pasarela

6.1.2.3.3 Verificación de aceleraciones

En este punto se verificará el nivel de confort, el cual será evaluada mediante un rango de aceleraciones propuesto por SETRA. Estos valores de aceleraciones son las respuestas obtenidas al realizar el análisis dinámico con el modelo de las cargas dinámicas. Resulta pertinente mencionar que estas aceleraciones fueron evaluadas en la parte más crítica del puente peatonal, es decir en donde se presentan los mayores valores de estas.

6.1.2.3.3.1 Resultados Caso de Multitud Muy Densa (Caso 2-SETRA)

Los siguientes resultados vienen del análisis tiempo-historia en donde se obtuvieron los valores de las aceleraciones más críticas según lo muestra cada gráfica a mostrar. A continuación, se muestran las gráficas de la respuesta de aceleración vertical:

Figura 189 Respuesta de aceleración vertical en caso 2 para suelo Rígido

La aceleración vertical en el centro del tramo del puente peatonal tiene un valor de 1.21 m/s^2 lo cual lo posiciona en el rango 3 de aceleraciones correspondiente al mínimo nivel de confort (SETRA 2006). Teniendo como valor máximo a 2.5 m/s^2 ⁴¹ para ser considerado un nivel de confort inaceptable, además se tiene que para valores de 0.5 m/s^2 se tendría el máximo nivel de confort.

Los resultados de la aceleración lateral del caso de multitud muy densa en suelo rígido se muestran en la siguiente figura:

⁴¹ Estos valores máximos fueron definidos en el punto 2.3.6 del presente trabajo.

Figura 190 Resposta de aceleração lateral em caso 2 para solo Rígido

La aceleración máxima obtenida en esta gráfica no es mayor a 0.15 m/s^{242} que nos garantiza un nivel de confort máximo, ni tampoco mayor 0.1 m/s^2 el cual nos indica que se podrá evita el efecto “Lock in”. En las dos gráficas anteriores se evaluaron las aceleraciones verticales y laterales para el caso de suelo rígido, ahora se procederá a mostrar los resultados para el caso de suelo blando. A continuación, se muestra la gráfica de la aceleración vertical para el caso de suelo blando:

Figura 191 Resposta de aceleração Vertical em caso 2 para solo Blando

⁴² Estos valores mmáximos fueron definidos en el punto 2.3.6 del presente trabajo.

Se tiene como aceleración máxima lateral para el caso de suelo blando de 575 m/s^2 lo cual nos posiciona por encima del rango 4, es decir un nivel de incomfortables aceleraciones. Este resultado elevado mencionado anteriormente sería debido a la naturaleza del suelo. Finalmente, se muestra la gráfica correspondiente a la aceleración lateral para el caso de suelo blando:

Figura 192 Respuesta de aceleración Lateral en caso 2 para suelo Blando

El valor máximo supera a los 0.10 m/s^2 ⁴³ lo cual lo hace susceptible al efecto del “lock in” y a su vez por encima del nivel máximo de confort al ser mayor que 0.15 m/s^2 .

⁴³ Estos valores máximos fueron definidos en el punto 2.3.6 del presente trabajo.

6.1.2.3.3.2 Resultados Caso de Efecto del Segundo Harmónico en la multitud (Caso 3 SETRA)

Para el caso 3 de efecto del segundo armónico en la multitud se tienen las las aceleraciones verticales y horizontales que fueron obtenidos del análisis tiempo-historia. A continuación, las gráficas de la respuesta de aceleración vertical:

Figura 193 Respuesta de aceleración vertical en caso 3 para suelo Rígido

La aceleración vertical en el centro del tramo del puente peatonal tiene un valor de 0.65 m/s^2 lo cual lo posiciona en el rango 2 de aceleraciones correspondiente al mínimo nivel de medio (SETRA 2006). Teniendo como valor máximo a 2.5 m/s^2 para ser considerado un nivel de confort inaceptable, además se tiene que para valores de 0.5 m/s^2 se tendría el máximo nivel de confort. Los resultados de la aceleración lateral del caso 3 en suelo rígido se muestran en la siguiente figura:

Figura 194 Respuesta de aceleración lateral en caso 3 para suelo Rígido

La aceleración máxima obtenida en esta gráfica no es menor a 0.15 m/s^2 que nos garantiza un nivel de confort máximo, ni tampoco menor 0.1 m/s^2 el cual nos indica que se podrá evita el efecto “Lock in”. En las dos gráficas anteriores se evaluaron las aceleraciones verticales y laterales para el caso de suelo rígido, ahora se procederá a mostrar los resultados para el caso de suelo blando. A continuación, se muestra la gráfica de la aceleración vertical para el caso de suelo blando:

Figura 195 Respuesta de aceleración Vertical en caso 3 para suelo Blando

Se tiene como aceleración máxima lateral para el caso de suelo blando de 174 m/s^2 lo cual nos posiciona por encima del rango 4, es decir un nivel de incomfortables aceleraciones. Este resultado elevado mencionado anteriormente sería debido a la naturaleza del suelo. Finalmente, se muestra la gráfica correspondiente a la aceleración lateral para el caso de suelo blando:

Figura 196 Respuesta de aceleración Lateral en caso 3 para suelo Blando

El valor máximo no supera a los 0.10 m/s^2 lo cual no lo hace susceptible al efecto del “lock in y a su vez por debajo del nivel máximo de confort al ser menor que 0.15 m/s^2 .

6.1.2.3.4 Comparación de vibraciones

6.1.2.3.4.1 Masa participativa

Comparando los resultados obtenidos de la suma de masa participativa en el eje Z notamos que para el caso del suelo blando se obtendrá primero el 90%, como lo recomienda la normativa. A continuación, se muestra la siguiente figura donde se comparan dichos resultados:

Figura 197 Comparación de Suma de Masa Participativa en eje Z

6.1.2.3.4.2 Frecuencia de los modos de vibración

Al comparar los modos de vibración verticales, según los resultados del punto 5.1.3.1, notamos la disminución de estos para el caso de suelo blando, tal como se esperaba debido a las propiedades del suelo. A continuación, una tabla donde se observa esto:

Modos Verticales		
Modo	Frecuencia (Hz)	Frecuencia (Hz)
	Suelo Rígido	Suelo Blando
1	3.061	2.953
2	3.674	3.502
3	4.918	4.796
4	6.295	5.416
5	7.665	7.522

Figura 198 Comparación de modos de vibración verticales

Del mismo modo esta diferencia se puede apreciar una leve influencia del suelo blando en comparación del suelo rígido para los modos horizontales como se puede apreciar en la tabla:

Modos Laterales		
Modo	Frecuencia (Hz) Suelo Rígido	Frecuencia (Hz) Suelo Blando
1	3.246	3.236
2	4.320	4.304
3	5.030	4.859
4	5.797	5.403
5	6.049	5.650

Figura 199 Comparación de modos de vibración Laterales

6.1.2.3.4.3 Aceleraciones

Las aceleraciones Horizontales, del punto 5.1.3.3, entre ambos casos de suelo no varían demasiado en comparación de las verticales, en donde se puede observar un incremento considerable para las aceleraciones verticales. A continuación, una figura para cada aceleración:

Figura 200 Comparación de Caso2 para aceleración Horizontal

Como se puede observar las variaciones son mínimas, pero por otro lado las aceleraciones verticales son más notables y evidenciando un incremento en la aceleración para el caso de suelo blando como se puede ver en esta figura:

Figura 201 Comparación de Caso2 para aceleración Vertical

6.2 Evaluación de resultados de la subestructura

6.2.1 Evaluación del estado límite último (ELU-Subestructura)

La combinación de resistencia es utilizada para la verificación de resistencia a la compresión axial, tensión axial, fuerza cortante, momento flector y momento torsor. Además, se realizan las verificaciones comparando con el resultado de los dos casos de suelo usado, rígido y blando. Por otro lado, todos los valores de las resistencias últimas fueron obtenidas del análisis estructural realizado en el capítulo 4.

6.2.1.1 Resistencia nominal portante del terreno

En cuanto a la capacidad portante de los pilotes, esta fue definida tal como se explica en el punto 2.4.1.3 del capítulo 2 de Marco Teórico. El valor de la resistencia nominal se define como: $R_R = \varphi_{stat} R_p + \varphi_{stat} R_s$.

Para la resistencia de punta $R_p = A_p \times (q' N_t)$ tenemos que el área del pilote (A_p) será de $1.131m^2$ y el valor del coeficiente de punta N_t se obtiene al introducir como dato de entrada el valor del ángulo de fricción en la figura definida en el punto 2.4.1.3. Este coeficiente se tomará como 20 al tener la mayoría de capas de suelo un valor alrededor de 30° . En cuanto a la presión efectiva del suelo, q' , tenemos que, por ejemplo: $q' = (Espesor) * (Densidad) + q'_{anterior}$. Entonces:

$$q'_3 = (1m)(2.20Tonf/m^3) + (1m)(2.20Tonf/m^3) + (1m)(2.20Tonf/m^3)$$

$$q'_3 = 6.6Tonf/m^2$$

$$\text{Es decir que el valor } R_{p3} = (1.131m^2)(6.6Tonf/m^2)(20) = 149Tonf$$

En lo que respecta a la resistencia de fricción lateral tenemos la expresión de: $R_s = \sum p \times \Delta L \times \beta \times (q'_z)$ tenemos que el coeficiente de Bjerrum-Burland (β) será determinado por la figura mostrada en el punto 2.4.1.3, con lo que obtendríamos un valor de aproximadamente 0.40 para un valor de ángulo de fricción de 30° y un terreno de arcilla. Luego tenemos que para el valor del perímetro del pilote será 3.77m, y q'_z representa la presión vertical efectiva del suelo como fue definida en el párrafo anterior. Finalmente, a modo de ejemplo tenemos que para la tercera capa:

$$R_{s3} = 2(3.77)(1m)(0.40) \left(6.6 \frac{Tonf}{m^2} \right) = 19Tonf$$

Es decir, que el valor total de la resistencia nominal para la profundidad de la capa 3 sería: $R_R = (0.45)(149) + (0.45)(19) = 76Tonf$ aproximadamente. Estos ejemplos realizados pueden corroborarse en la siguiente tabla a mostrarse. A continuación, una tabla con las características geométricas para el suelo rígido, ya mencionadas en el punto 3.1.3:

N°	Clasificación USCS Suelo	σ_1 (KN/m ²)	Nt	Ap(m ²)	Qp (KN)	β	p(m)	Qs(KN)	QR(KN)	QR(Tonf)
1	CL	20	20	1.131	444	0.40	3.77	0	0	0
2	GC	39	20	1.131	888	0.40	3.77	59	453	50
3	GF-GC	59	20	1.131	1,332	0.40	3.77	148	706	78
4	GF-GC	79	20	1.131	1,776	0.40	3.77	266	972	107
5	GF-GC	98	20	1.131	2,220	0.40	3.77	414	1,252	138
6	CH	118	20	1.131	2,664	0.40	3.77	592	1,545	170
7	CH	141	20	1.131	3,196	0.40	3.77	805	1,897	209
8	CH	165	20	1.131	3,729	0.40	3.77	1,054	2,264	249
9	SM	188	20	1.131	4,262	0.40	3.77	1,338	2,648	291
10	SM	213	20	1.131	4,817	0.40	3.77	1,659	3,059	336
11	CL	237	20	1.131	5,372	0.40	3.77	2,017	3,486	383
12	SM	262	20	1.131	5,927	0.40	3.77	2,412	3,930	432
13	CL	287	20	1.131	6,482	0.40	3.77	2,844	4,391	483
14	CL	311	20	1.131	7,037	0.40	3.77	3,313	4,869	536
15	SM	336	20	1.131	7,592	0.40	3.77	3,819	5,363	590
16	SM	360	20	1.131	8,147	0.40	3.77	4,363	5,874	646
17	SM	385	20	1.131	8,702	0.40	3.77	4,943	6,401	704
18	CL	409	20	1.131	9,256	0.40	3.77	5,560	6,945	764
19	SM	434	20	1.131	9,811	0.40	3.77	6,214	7,506	826
20	SM	458	20	1.131	10,366	0.40	3.77	6,905	8,083	889

Tabla 49 Capacidad Portante Suelo Rígido sin influencia

En cuanto a la capacidad portante de los pilotes, esta fue definida tal como se explica en el punto 2.4.1.3 del capítulo 2 de Marco Teórico y los valores de fuerzas última aplicadas sobre el terreno por los pilotes viene del punto 4.2 y 4.4, donde se obtuvieron los siguientes resultados:

$$R_{resistencia I} = 218 Tonf$$

$$R_{Evento Extremo I} = 278 Tonf$$

Por lo que se procede a comprobar los siguientes valores obtenidos de las combinaciones de cargas:

$$R_{resistencia I} \leq \Phi R_n, entonces: 218 Tonf \leq 889 Tonf$$

$$R_{Evento Extremo I} \leq \Phi R_n, entonces: 278 Tonf \leq 889 Tonf$$

Se muestra a continuación una figura para ejemplificar la capacidad portante del terreno contra las fuerzas últimas:

Figura 202 Capacidad Portante del Suelo Rígido bajo ninguna influencia

Para el caso de suelo blando, se presenta una tabla con las características geométricas para el suelo rígido, ya mencionadas en el punto 3.1.3:

N°	Clasificación USCS Suelo	σ_1 (KN/m ²)	Nt	Ap(m ²)	Qp (KN)	β	p(m)	Qs(KN)	QR(KN)	QR(Tonf)
1	CL	19	20	1.131	422	0.40	3.77	0	0	0
2	CL	38	20	1.131	866	0.40	3.77	58	442	49
3	CL	58	20	1.131	1,310	0.40	3.77	145	694	76
4	ML	76	20	1.131	1,711	0.40	3.77	259	938	103
5	ML	94	20	1.131	2,133	0.40	3.77	401	1,205	132
6	ML	113	20	1.131	2,555	0.40	3.77	572	1,484	163
7	ML	132	20	1.131	2,977	0.40	3.77	770	1,775	195
8	ML	150	20	1.131	3,398	0.40	3.77	997	2,080	229
9	ML	169	20	1.131	3,820	0.40	3.77	1,251	2,397	264
10	ML	188	20	1.131	4,242	0.40	3.77	1,534	2,727	300
11	ML	206	20	1.131	4,664	0.40	3.77	1,845	3,069	338
12	ML	225	20	1.131	5,085	0.40	3.77	2,184	3,424	377
13	ML	242	20	1.131	5,485	0.40	3.77	2,550	3,780	416
14	ML	260	20	1.131	5,885	0.40	3.77	2,942	4,149	456
15	ML	278	20	1.131	6,284	0.40	3.77	3,361	4,529	498
16	ML	295	20	1.131	6,684	0.40	3.77	3,807	4,921	541
17	ML	313	20	1.131	7,083	0.40	3.77	4,279	5,325	586
18	ML	331	20	1.131	7,483	0.40	3.77	4,778	5,742	632
19	ML	348	20	1.131	7,882	0.40	3.77	5,303	6,170	679
20	ML	366	20	1.131	8,282	0.40	3.77	5,855	6,610	727

Tabla 50 Capacidad Portante Suelo Blando sin influencia

Par el caso de suelo blando tenemos los siguientes valores para la combinación de carga:

$$R_{resistencia\ I} = 210\ Tonf\ y\ R_{Evento\ Extremo\ I} = 302\ Tonf$$

Por lo que se procede a comprobar los siguientes valores obtenidos de las combinaciones de cargas:

$$R_{\text{resistencia I}} \leq \Phi R_n, \text{ entonces: } 210 \text{ Tonf} \leq 727 \text{ Tonf}$$

$$R_{\text{Evento Extremo I}} \leq \Phi R_n, \text{ entonces: } 302 \text{ Tonf} \leq 727 \text{ Tonf}$$

Lo cual se ejemplifica en la siguiente figura:

Figura 203 Capacidad Portante del Suelo Blando bajo ninguna influencia

6.2.1.2 Efectos del nivel de agua en capacidad portante del terreno

Como se puede observar, considerando el nivel de agua disminuye considerablemente la capacidad portante. Para el desarrollo del presente trabajo se trabajó con los valores obtenidos bajo la influencia del nivel freático. Es decir que el efecto se notaría en el momento del cálculo del esfuerzo efectivo vertical

$q'_3 = (1m)(2.20 - 1)(3) = 3.6 \text{ Tonf}$, el cual disminuye como se puede observar al compararlo con el calculado en el punto anterior, esto debido a que al peso unitario del suelo se le resta la densidad del agua de valor igual a $1 \text{ tonf}/m^3$. A continuación, una tabla donde se evidencia la comparación de la influencia del nivel de agua:

N°	Clasificación USCS Suelo	σ_1 (KN/m2)	Nt	Ap(m2)	Qp (KN)	β	p(m)	Qs(KN)	QR(KN)	QR(Tonf)
1	CL	9.63	20	1.131	218	0.40	3.77	0	0	0
2	GC	19.25	20	1.131	436	0.40	3.77	29	222	24
3	GF-GC	28.88	20	1.131	653	0.40	3.77	73	346	38
4	GF-GC	38.51	20	1.131	871	0.40	3.77	131	477	52
5	GF-GC	48.14	20	1.131	1,089	0.40	3.77	203	614	68
6	CH	57.76	20	1.131	1,307	0.40	3.77	290	758	83
7	CH	71.32	20	1.131	1,613	0.40	3.77	398	953	105
8	CH	84.87	20	1.131	1,920	0.40	3.77	526	1,158	127
9	SM	98.42	20	1.131	2,226	0.40	3.77	674	1,372	151
10	SM	112.95	20	1.131	2,555	0.40	3.77	845	1,606	177
11	CL	127.49	20	1.131	2,884	0.40	3.77	1,037	1,851	204
12	SM	142.02	20	1.131	3,212	0.40	3.77	1,251	2,105	232
13	CL	156.56	20	1.131	3,541	0.40	3.77	1,487	2,369	261
14	CL	171.09	20	1.131	3,870	0.40	3.77	1,745	2,643	291
15	SM	185.62	20	1.131	4,199	0.40	3.77	2,025	2,927	322
16	SM	200.16	20	1.131	4,527	0.40	3.77	2,327	3,220	354
17	SM	214.69	20	1.131	4,856	0.40	3.77	2,651	3,524	388
18	CL	229.22	20	1.131	5,185	0.40	3.77	2,996	3,837	422
19	SM	243.76	20	1.131	5,514	0.40	3.77	3,364	4,160	458
20	SM	258.29	20	1.131	5,842	0.40	3.77	3,753	4,493	494

Tabla 51 Capacidad Portante Suelo Rígido bajo influencia de nivel freático

Donde se obtuvieron los siguientes resultados:

$$R_{\text{resistencia I}} = 218 \text{ Tonf}$$

$$R_{\text{Evento Extremo I}} = 278 \text{ Tonf}$$

Por lo que se procede a comprobar los siguientes valores obtenidos de las combinaciones de cargas:

$$R_{\text{resistencia I}} \leq \Phi R_n, \text{ entonces: } 218 \text{ Tonf} \leq 494 \text{ Tonf}$$

$$R_{\text{Evento Extremo I}} \leq \Phi R_n, \text{ entonces: } 278 \text{ Tonf} \leq 494 \text{ Tonf}$$

Se muestra a continuación una figura para ejemplificar la capacidad portante del terreno contra las fuerzas últimas:

Figura 204 Capacidad Portante del Suelo Rígido bajo influencia del nivel freático

Para el caso de suelo blando, se presenta una tabla con las características geométricas para el suelo rígido, ya mencionadas en el punto 3.1.3:

N°	Clasificación USCS Suelo	σ_1 (KN/m ²)	Nt	Ap(m ²)	Qp (KN)	β	p(m)	Qs(KN)	QR(KN)	QR(Tonf)
1	CL	8.65	20	1.131	196	0.40	3.77	0	0	0
2	CL	18.27	20	1.131	413	0.40	3.77	28	211	23
3	CL	27.90	20	1.131	631	0.40	3.77	70	334	37
4	ML	35.66	20	1.131	807	0.40	3.77	123	443	49
5	ML	44.31	20	1.131	1,002	0.40	3.77	190	567	62
6	ML	52.95	20	1.131	1,198	0.40	3.77	270	696	77
7	ML	61.60	20	1.131	1,393	0.40	3.77	363	832	92
8	ML	70.25	20	1.131	1,589	0.40	3.77	469	974	107
9	ML	78.89	20	1.131	1,784	0.40	3.77	588	1,121	123
10	ML	87.54	20	1.131	1,980	0.40	3.77	720	1,274	140
11	ML	96.18	20	1.131	2,176	0.40	3.77	865	1,433	158
12	ML	104.83	20	1.131	2,371	0.40	3.77	1,023	1,598	176
13	ML	112.49	20	1.131	2,545	0.40	3.77	1,193	1,758	193
14	ML	120.16	20	1.131	2,718	0.40	3.77	1,374	1,923	212
15	ML	127.82	20	1.131	2,891	0.40	3.77	1,567	2,093	230
16	ML	135.49	20	1.131	3,065	0.40	3.77	1,771	2,268	249
17	ML	143.15	20	1.131	3,238	0.40	3.77	1,987	2,448	269
18	ML	150.81	20	1.131	3,411	0.40	3.77	2,214	2,634	290
19	ML	158.48	20	1.131	3,585	0.40	3.77	2,453	2,825	311
20	ML	166.14	20	1.131	3,758	0.40	3.77	2,704	3,021	332

Tabla 52 Capacidad Portante Suelo Blando bajo influencia de nivel freático

Par el caso de suelo blando tenemos los siguientes valores para la combinación de carga:

$$R_{resistencia I} = 210 \text{ Tonf} \text{ y } R_{Evento Extremo I} = 302 \text{ Tonf}$$

Por lo que se procede a comprobar los siguientes valores obtenidos de las combinaciones de cargas:

$$R_{resistencia I} \leq \Phi R_n, entonces: 210 \text{ Tonf} \leq 332 \text{ Tonf}$$

$$R_{Evento Extremo I} \leq \Phi R_n, entonces: 302 \text{ Tonf} \leq 332 \text{ Tonf}$$

Lo cual se ejemplifica en la siguiente figura:

Figura 205 Capacidad Portante del Suelo blando bajo influencia del nivel freático

6.2.1.3 Efecto Socavación en capacidad portante del terreno

Con los datos obtenidos en el punto 3.1.5.1.3 del capítulo 3 se realiza la obtención de la nueva capacidad portante del terreno para el nivel de socavación. Los resultados mencionados en el punto referido anteriormente es el nuevo nivel terreno debido a la socavación del terreno. En la siguiente imagen se ilustra el nuevo nivel del terreno:

Figura 206 Nivel del Terreno por Socavación

Es decir que nuestros valores de resistencia nominal portante se verán afectadas debido a este nuevo nivel del terreno, ya que la verificación de la resistencia portante en los puntos 5.2.1.1(Bajo ninguna influencia) y 5.2.1.2(influencia de Nivel Freático) fueron determinados desde el nivel del terreno natural, como el lector habrá podido observar en la figura anterior. A continuación, una tabla donde se evidencia la comparación de la influencia del nivel de agua:

N°	Clasificación USCS Suelo	σ_1 (KN/m ²)	Nt	Ap(m ²)	Qp (KN)	β	p(m)	Qs(KN)	QR(KN)	QR(Tonf)
6	CH	10	20	1.131	218	0.40	3.77	0	0	0
7	CH	23	20	1.131	524	0.40	3.77	35	267	29
8	CH	37	20	1.131	831	0.40	3.77	90	439	48
9	SM	50	20	1.131	1,137	0.40	3.77	166	621	68
10	SM	65	20	1.131	1,466	0.40	3.77	264	823	90
11	CL	79	20	1.131	1,795	0.40	3.77	384	1,034	114
12	SM	94	20	1.131	2,124	0.40	3.77	525	1,256	138
13	CL	108	20	1.131	2,452	0.40	3.77	689	1,487	164
14	CL	123	20	1.131	2,781	0.40	3.77	874	1,728	190
15	SM	137	20	1.131	3,110	0.40	3.77	1,081	1,979	218
16	SM	152	20	1.131	3,439	0.40	3.77	1,311	2,240	246
17	SM	167	20	1.131	3,767	0.40	3.77	1,562	2,511	276
18	CL	181	20	1.131	4,096	0.40	3.77	1,835	2,792	307
19	SM	196	20	1.131	4,425	0.40	3.77	2,130	3,082	339
20	SM	210	20	1.131	4,754	0.40	3.77	2,447	3,383	372

Tabla 53 Capacidad Portante Suelo Rígido bajo influencia de nivel freático y Socavación

Donde se obtuvieron los siguientes resultados: $R_{resistencia I} = 218 \text{ Tonf}$ y $R_{Evento Extremo I} = 278 \text{ Tonf}$

Por lo que se procede a comprobar los siguientes valores obtenidos de las combinaciones de cargas:

$$R_{resistencia I} \leq \Phi R_n, \text{ entonces: } 218 \text{ Tonf} \leq 372 \text{ Tonf}$$

$$R_{Evento Extremo I} \leq \Phi R_n, \text{ entonces: } 278 \text{ Tonf} \leq 372 \text{ Tonf}$$

Se muestra a continuación una figura para ejemplificar la capacidad portante del terreno contra las fuerzas últimas:

Figura 207 Capacidad Portante del Suelo Rígido bajo influencia del nivel freático y Socavación

Para el caso de suelo blando, tendremos que:

Nº	Clasificación USCS Suelo	σ_1 (KN/m ²)	Nt	Ap(m2)	Qp (KN)	β	p(m)	Qs(KN)	QR(KN)	QR(Tonf)
6	ML	9	20	1.131	196	0.40	3.77	0	0	0
7	ML	17	20	1.131	391	0.40	3.77	26	199	22
8	ML	26	20	1.131	587	0.40	3.77	65	311	34
9	ML	35	20	1.131	782	0.40	3.77	117	428	47
10	ML	43	20	1.131	978	0.40	3.77	183	551	61
11	ML	52	20	1.131	1,173	0.40	3.77	261	681	75
12	ML	61	20	1.131	1,369	0.40	3.77	352	815	90
13	ML	68	20	1.131	1,542	0.40	3.77	455	945	104
14	ML	76	20	1.131	1,716	0.40	3.77	569	1,080	119
15	ML	84	20	1.131	1,889	0.40	3.77	695	1,220	134
16	ML	91	20	1.131	2,062	0.40	3.77	833	1,365	150
17	ML	99	20	1.131	2,236	0.40	3.77	982	1,515	167
18	ML	107	20	1.131	2,409	0.40	3.77	1,142	1,670	184
19	ML	114	20	1.131	2,582	0.40	3.77	1,314	1,831	201
20	ML	122	20	1.131	2,756	0.40	3.77	1,498	1,997	220

Tabla 54 Capacidad Portante Suelo Blando bajo influencia de nivel freático y Socavación

Par el caso de suelo blando tenemos los siguientes valores para la combinación de carga:

$$R_{resistencia I} = 210 \text{ Tonf} \text{ y } R_{Evento Extremo I} = 272 \text{ Tonf}$$

Por lo que se procede a comprobar los siguientes valores obtenidos de las combinaciones de cargas:

$$R_{resistencia I} \leq \Phi R_n, \text{ entonces: } 210 \text{ Tonf} \leq 220 \text{ Tonf}$$

$$R_{Evento Extremo I} \leq \Phi R_n, \text{ entonces: } 272 \text{ Tonf} \leq 220 \text{ Tonf}$$

Lo cual se ejemplifica en la siguiente figura:

Figura 208 Capacidad Portante del Suelo Blando bajo influencia del nivel freático y Socavación

6.2.1.4 Verificación de Fuerza cortante en pilote

La verificación en este punto trata sobre el límite que tendría la fuerza cortante. A continuación, se comienza el cálculo de la fuerza cortante nominal:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \dots \dots \dots (5.8.3.3 - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

$$V_c = 0.0316\beta\sqrt{f'_c}b_vd_v \dots \dots \dots (5.8.3.3 - 3 \text{ AASHTO LRFD})$$

Comenzamos por definir la profundidad efectiva de corte en el pilote. Donde tenemos que $d_v = 0.9d_e = 0.9(0.88) = 0.79 \text{ m} = 31.32 \text{ in}$, en este resultado tenemos que el valor de la altura efectiva desde fibra del pilote, d_e , tiene un valor de 0.88m. En la siguiente imagen procedente de la normativa AASHTO LRFD tenemos la posición de las dimensiones antes mencionadas, para un mejor entendimiento:

Figura 209 Ilustración de los términos d_v , b_v y d_e para secciones circulares (AASHTO LRFD-C5.8.2.9-2)

Es decir que para diámetro del círculo pasando por el centro del refuerzo longitudinal tendremos el valor de $D_r = 0.946 \text{ m}$, este valor se observa mejor en la siguiente figura:

Figura 210 Valor de diámetro del círculo que pasa por el centro de refuerzo longitudinal

Por lo tanto, el valor de d_e fue calculado como:

$$d_e = \frac{D}{2} + \frac{D_r}{\pi} = \frac{1.20\text{m}}{2} + \frac{0.892\text{m}}{\pi} = 0.88 \text{ m}$$

Ahora necesitamos definir β , el cual se define como el factor que indica la habilidad del concreto rajado diagonalmente a transmitir tensión y se calculará de la siguiente manera:

$$\beta = \frac{4.8}{1 + 750\epsilon_s}$$

Sin embargo, se deberá definir primero la deformación del acero longitudinal de la siguiente forma:

$$\varepsilon_s = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + |V_u - V_p| - A_{ps}f_{po} \right)}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \dots \dots (5.8.3.4.2 - 4 \text{ AASHTO LRFD})$$

Este valor se corresponde con la deformación longitudinal a tensión del acero como se puede apreciar en la siguiente figura, proporcionada por la AASHTO:

Figura 211 Ilustración de parámetros de corte (AASHTO LRFD 5.8.3.4.2-1)

Con los siguientes valores correspondientes:

$$V_p = 0 \text{ (No hay cordones de acero pretensado)}$$

$$A_{ps} = 0 \text{ (No hay cordones de acero pretensado)}$$

$$V_u = 220 \text{ Tonf} = 492.8 \text{ Kip} \text{ (Máximo valor de Corte último)}$$

$$N_u = 230 = 515.2 \text{ Kip} \text{ (Máximo valor de axial último)}$$

$$M_u = 130 \text{ Tonf.m} = 11283 \text{ Kip.in} \text{ (Máximo valor de Momento último)}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa} = 29000 \text{ Ksi} \text{ (5.4.3.2 AASHTO LRFD)}$$

$$A_s = 6 \text{ barras} \times 509 \text{ mm}^2 = 3054 \text{ mm}^2 = 4.733 \text{ in}^2$$

Entonces se determina el valor de la deformación longitudinal por tracción en la sección en el centroide del refuerzo de tracción:

$$\varepsilon_s = \frac{\left(\frac{11283 \text{ Kip.m}}{31.32 \text{ in}} + 0.5(642 \text{ Kip}) + |492.8 \text{ Kip} - 0| \right)}{(29000 \text{ Ksi})(4.733 \text{ in}^2)} = 0.008$$

Entonces una vez obtenido el valor de la deformación podemos hallar el factor β :

$$\beta = \frac{4.8}{1 + 750\varepsilon_s} = \frac{4.8}{1 + 750(0.008)} = 0.64$$

Por lo que ahora podemos definir V_c :

$$V_c = 0.0316\beta\sqrt{f'_c}b_vd_v$$

$$V_c = 0.0316(0.64)\sqrt{(4Ksi)}(47.2\text{ in})(31.32\text{ in})$$

$$V_c = 60\text{ Kip} = 27.23\text{ Tonf}$$

Luego, para definir V_s necesitaremos los valores de α y θ , los cuales se definen como el ángulo de inclinación del acero transversal respecto al longitudinal y el ángulo de inclinación del esfuerzo diagonal a compresión, correspondientemente. El valor de θ puede ser mejor entendido en la figura de la página anteriormente mostrada. Este valor, será calculado de la siguiente manera:

$$\theta = 29 + 3500\varepsilon_s = 29 + 3500(0.008) = 58.9^\circ$$

En cuanto, al valor del área del refuerzo de la espiral dentro de una distancia S , este será:

$$A_v = A_{\text{espiral}} \times (\text{Número de veces de encontrar Refuerzo en } S)$$

Por lo que, para calcular el espaciamiento del refuerzo transversal, “ S ”, los despejaremos de la ecuación del refuerzo mínimo proporcionada por la AASHTO:

$$\rho_{\text{espiral}} \geq 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} \dots \dots \dots (AASHTO LRFD 5.7.4.6 - 1)$$

$$\rho_{\text{espiral}} \geq 0.45 \left(\frac{1.13\text{ m}^2}{0.70\text{ m}^2} - 1 \right) \frac{28\text{ Mpa}}{420\text{ Mpa}} \geq 0.018$$

Entonces, partiendo de estos resultados definimos la cuantía mínima de la siguiente manera:

$$\rho = \frac{\text{Volumen de espiral en una vuelta}}{\text{Volumen de núcleo de concreto para un paso } S}$$

$$\rho = \frac{A_{\text{espiral}} * \pi(D_c - d_{\text{espiral}})}{(\pi D_c^2 / 4)S}$$

Entonces, sólo tendríamos que despejar en función de “ S ”, para poder obtener nuestro espaciamiento de refuerzo transversal:

$$S = \frac{A_{\text{espiral}} * \pi(D_c - d_{\text{espiral}})}{(\pi D_c^2 / 4)\rho} = \frac{4A_{\text{espiral}}(D_c - d_{\text{espiral}})}{\rho D_c^2}$$

$$S = \frac{4(284\text{ mm}^2)(0.946\text{ m} - 0.019\text{ m})}{(0.018)(0.946)^2} = 0.064\text{ m} = 0.060\text{ m}$$

En consecuencia, podremos calcular A_v :

$$A_v = (284 \text{ mm}^2) \times (2) = 0.000284 \text{ m}^2 = 0.88 \text{ in}^2$$

El número de veces se consideró 2 debido a la cantidad de acero transversal encontrado en ese espaciamiento de 0.06 m, tal como se muestra en la siguiente figura:

Figura 212 Cantidad de Refuerzo Transversal Espiral en un paso "S"

Entonces, con lo antes calculado se puede definir V_s :

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s}$$

$$V_s = \frac{(0.88 \text{ in}^2)(60 \text{ ksi})(31.32 \text{ in})(\cot (58.9^\circ) + \cot (90)) \sin (90)}{(2.53 \text{ in})}$$

$$V_s = 256.99 \text{ kip} = 178 \text{ Tonf}$$

Finalmente, se puede determinar el valor de la resistencia nominal al corte:

$$V_n = V_c + V_s + V_p = 27.2 \text{ Tonf} + 178 \text{ Tonf} + 0 = 205 \text{ Tonf}$$

Nos aseguramos que cumpla que $V_n \leq 0.25 f'_c b_v d_v + V_p$, a pedido de la normativa usada, AASHTO, con lo cual obtenemos que:

$$V_n \leq 0.25 f'_c b_v d_v \leq 0.25 (4 \text{ ksi})(47.24 \text{ in})(31.32 \text{ in})$$

$$V_n \leq 1502 \text{ kip} \leq 617 \text{ Tonf}$$

Entonces el valor mínimo de estos dos valores límite de resistencia nominal corte será: $V_n = 205 \text{ Tonf}$

Para finalizar, se calcula el valor factorado y verifican comparándolo con los resultados de fuerza cortante última obtenidas del análisis estructural, las cuales pueden ser vistos en el punto 4.2.2 y 4.4.2. Se prosigue con los cálculos pertinentes:

$$V_u \leq \phi_v V_n, \text{ Donde } V_r = \phi_v V_n = (0.9)(205 \text{ Tonf}) = 185 \text{ Tonf}$$

Para el caso de suelo rígido tendremos lo que sigue:

$V_u = 28 \text{ Tonf} < (V_r = 185 \text{ Tonf})$ CUMPLE EVENTO RESISTENCIA I

$V_u = 47 \text{ Tonf} < (V_r = 185 \text{ Tonf})$ CUMPLE EXTREMO I

Y para el caso de suelo blando se tendrá que:

$V_u = 27 \text{ Tonf} < (V_r = 185 \text{ Tonf})$ CUMPLE EVENTO RESISTENCIA I

$V_u = 63 \text{ Tonf} < (V_r = 185 \text{ Tonf})$ CUMPLE EXTREMO I

6.2.1.5 Verificación de interacción de momento flector y fuerza axial en pilote

La combinación de resistencia es utilizada para la verificación de resistencia a la compresión axial, tensión axial, fuerza cortante e interacción de la fuerza axial con el momento flector. Para esto se asumirá la siguiente configuración de refuerzo longitudinal y transversal:

Figura 213 Refuerzo Transversal y Longitudinal de la sección del Pilote

Además, se tomaron en cuenta las recomendaciones de la AASHTO respecto al espaciamiento entre elementos de refuerzo:

Figura 214 Espaciamiento entre refuerzo y borde de sección del pilote

6.2.1.5.1 Caso $\epsilon=0$

Se comenzará con la suposición del esfuerzo a tensión igual a cero ($\epsilon_y = 0$)

Figura 215 Condiciones de Deformación Balanceadas para caso ($\varepsilon_y = 0$)

Tenemos que el valor desde el extremo de la fibra a compresión hasta el eje neutro tendrá un valor según las dimensiones de la figura anterior:

$$X_b = 1.035 \text{ m}$$

Por triángulos semejantes determinamos los valores de las deformaciones de cada capa de barras como se muestra el diagrama de distribución de deformaciones de la figura anterior:

$$\frac{X_b}{0.003} = \frac{0.870 \text{ m}}{\varepsilon_{s1}}, \Rightarrow \varepsilon_{s1} = \frac{0.003 \times (1.035 - 0.165)}{1.035} = 0.0025$$

$$\frac{X_b}{0.003} = \frac{0.652 \text{ m}}{\varepsilon_{s2}}, \Rightarrow \varepsilon_{s2} = \frac{0.003 \times (1.035 - 0.382)}{1.035} = 0.0019$$

$$\frac{X_b}{0.003} = \frac{0.217 \text{ m}}{\varepsilon_{s3}}, \Rightarrow \varepsilon_{s3} = \frac{0.003 \times (1.035 - 0.217)}{1.035} = 0.0006$$

Luego se procede a determinar el valor de la dimensión “a” del bloque rectangular equivalente de presiones (Diagrama de Whitney):

$$a = 0.85(X_b) = 0.85(1.035 \text{ m}) = 0.88 \text{ m}$$

Entonces, ahora hallamos los valores de las fuerzas del diagrama de esfuerzos:

$$C_{s1} = A_s(f_y - 0.85f'_c), \text{ Donde: } A_s = 509 \text{ mm}^2 \text{ para una barra de 1in.}$$

$$C_{s1} = (0.000509 \text{ m}^2)((400 \text{ MPa}) - 0.85(28 \text{ MPa})) = 21 \text{ Tonf}$$

$$C_{s2} = A_s(\varepsilon_{s2}E_s - 0.85f'_c)$$

$$C_{s2} = (2 \times 0.000509 \text{ m}^2)((0.0019)(200000 \text{ MPa}) - 0.85(28 \text{ MPa}))$$

$$C_{s2} = 37 \text{ Tonf}$$

$$C_{S3} = A_s(\epsilon_{S3}E_s - 0.85f'_c)$$

$$C_{S3} = (2 \times 0.000509 \text{ m}^2)((0.0006)(200000 \text{ MPa}) - 0.85(28 \text{ MPa}))$$

$$C_{S3} = 11 \text{ Tonf}$$

$$C_c = 0.85f'_c A = 0.85(28 \text{ MPa})(0.88 \text{ m}^2)$$

$$C_c = 2157 \text{ Tonf}$$

Finalmente, se calcula el valor de la resistencia nominal a la fuerza axial y a la flexión: $P_n =$

$$C_c + C_{s1} + C_{s2} + C_{s3}$$

$$P_n = 21 \text{ Tonf} + 37 \text{ Tonf} + 11 \text{ Tonf} + 2157 \text{ Tonf}$$

$$P_n = 2225 \text{ Tonf}$$

En la siguiente figura se explica la posición de la fuerza C_c en el centroide del área del bloque de compresión. Notar que este proceso es necesario debido a que no es una sección geométrica a la que por lo general muchas referencias presentan ejemplos solo con secciones cuadradas. Por lo que no se cuenta con aquella simetría de ejes que facilita la obtención del área y la ubicación de la fuerza en dicho bloque.

Figura 216 Ubicación de fuerza C_c en el centroide del bloque de compresión

$$M_n = C_c(0.105\text{m}) + C_{s1}(0.43\text{m}) + C_{s2}(0.218\text{m}) - C_{s3}(0.217\text{m})$$

$$M_n = 241 \text{ Tonf.m}$$

6.2.1.5.2 Caso $\epsilon_y = \epsilon_y$

Ahora se procederá con la suposición de una deformación de las barras en tensión iguales a ϵ_y .

Figura 217 Condiciones de Deformación Balanceadas para caso ($\epsilon_s = 0$)

Tenemos que el valor desde el extremo de la fibra a compresión hasta el eje neutro tendrá un valor según las dimensiones de la figura anterior:

$$X_b = \frac{0.003}{0.003 + \epsilon_y} 1.035 \text{ m} = \frac{0.003}{0.003 + 0.002} 1.035 = 0.61 \text{ m}$$

Por triángulos semejantes determinamos los valores de las deformaciones de cada capa de barras como se muestra el diagrama de distribución de deformaciones de la figura anterior:

$$\frac{X_b}{0.003} = \frac{(X_b - 0.165 \text{ m})}{\epsilon_{s1}}, \Rightarrow \epsilon_{s1} = \frac{0.003(0.61 - 0.165)}{0.61} = 0.0022$$

$$\frac{X_b}{0.003} = \frac{(X_b - 0.383 \text{ m})}{\epsilon_{s2}}, \Rightarrow \epsilon_{s2} = \frac{0.003(0.621 - 0.382)}{0.61} = 0.0012$$

$$\frac{\epsilon_{s3}}{(0.209)} = \frac{\epsilon_y}{1.035 - X_b}, \Rightarrow \epsilon_{s3} = \frac{\epsilon_y(1.035 - 0.61 - 0.217)}{1.035 - 0.61} = 0.001$$

Luego se procede a determinar el valor de la dimensión “a” del bloque rectangular equivalente de presiones (Diagrama de Whitney):

$$a = 0.85(X_b) = 0.85(0.621 \text{ m}) = 0.52 \text{ m}$$

Entonces, ahora hallamos los valores de las fuerzas del diagrama de esfuerzos:

$$C_{s1} = A_s(f_y - 0.85f'_c)$$

$$C_{s1} = (0.000509 \text{ m}^2)((400 \text{ MPa}) - 0.85(28 \text{ MPa})) = 22 \text{ Tonf}$$

$$C_{s2} = A_s(\epsilon_{s2}E_s - 0.85f'_c)$$

$$C_{s2} = (2 \times 0.000509 \text{ m}^2)((0.0012)(200000 \text{ MPa}) - 0.85(28 \text{ MPa}))$$

$$C_{s2} = 21 \text{ Tonf}$$

$$T_1 = A_s f_y = (0.000509 \text{ m}^2)(400 \text{ MPa})$$

$$T_1 = 22 \text{ Tonf}$$

$$T_2 = A_s \varepsilon_{s3} E_s = (2 \times 0.000509 \text{ m}^2)(0.0010) (200000 \text{ MPa})$$

$$T_2 = 21 \text{ Tonf}$$

Para determinar la fuerza de compresión del concreto necesitamos el área de la sección sometida a compresión. Por lo que se procede, a determinar dicho valor:

$$\alpha = \cos^{-1} \left(\frac{\frac{h}{2} - a}{\frac{h}{2}} \right) = \cos^{-1} \left(\frac{\frac{1.2 \text{ m}}{2} - 0.527 \text{ m}}{\frac{1.2 \text{ m}}{2}} \right) = 83^\circ = 1.45 \text{ rad}$$

$$A_{\text{compresión}} = \frac{h^2}{4} (\alpha - \sin \alpha \cos \alpha) = \frac{1.2^2}{4} (\sin(1.45 \text{ rad}) \cos(1.45 \text{ rad}))$$

$$A_{\text{compresión}} = 0.47 \text{ m}^2$$

Entonces:

$$C_c = 0.85 f'_c A = 0.85 (28 \text{ MPa}) (0.47 \text{ m}^2) = 1133 \text{ Tonf}$$

Finalmente, se calcula el valor de la resistencia nominal a la fuerza axial y a la flexión:

$$P_n = C_c + C_{s1} + C_{s2} - T_1 - T_2$$

$$P_n = 1133 \text{ Tonf} + 22 \text{ Tonf} + 21 \text{ Tonf} - 22 \text{ Tonf} - 21 \text{ Tonf}$$

$$P_n = 1132 \text{ Tonf}$$

En la siguiente figura se explica la posición de la fuerza C_c en el centroide del área del bloque de compresión. Notar que este proceso es necesario debido a que no es una sección geométrica a la que por lo general muchas referencias presentan ejemplos solo con secciones cuadradas. Por lo que no se cuenta con aquella simetría de ejes que facilita la obtención del área y la ubicación de la fuerza en dicho bloque.

Figura 218 Ubicación de fuerza C_c en el centroide del bloque de compresión

Por lo tanto, el valor de la resistencia nominal a la flexión será:

$$M_n = C_c(0.293 \text{ m}) + C_{s1}(0.434 \text{ m}) + C_{s2}(0.218) + T_1(0.436) + T_2(0.217 \text{ m})$$

$$M_n = 332 \text{ Tonf.m}$$

6.2.1.5.3 Caso $\varepsilon_y = 2\varepsilon_x$

Figura 219 Condiciones de Deformación Balanceadas para caso ($\varepsilon_s = 2\varepsilon_y$)

Tenemos que el valor desde el extremo de la fibra a compresión hasta el eje neutro tendrá un valor según las dimensiones de la figura anterior:

$$X_b = \frac{0.003}{0.003 + \varepsilon_y} 1.035 \text{ m} = \frac{0.003}{0.003 + 0.004} 1.035 = 0.43 \text{ m}$$

Por triángulos semejantes determinamos los valores de las deformaciones de cada capa de barras como se muestra el diagrama de distribución de deformaciones de la figura anterior:

$$\frac{X_b}{0.003} = \frac{(X_b - 0.165)}{\varepsilon_{s1}}, \Rightarrow \varepsilon_{s1} = \frac{0.003(0.43\text{m} - 0.165)}{0.43\text{m}} = 0.0019$$

$$\frac{X_b}{0.003} = \frac{(X_b - 0.379 \text{ m})}{\varepsilon_{s2}}, \Rightarrow \varepsilon_{s2} = \frac{0.003(0.43 - 0.379)}{0.43\text{m}} = 0.0004$$

$$\frac{\varepsilon_{s3}}{(0.386)} = \frac{\varepsilon_y}{1.035 - X_b}, \Rightarrow \varepsilon_{s3} = \frac{\varepsilon_y(0.386)}{1.035 - 0.43} = 0.0027$$

Luego se procede a determinar el valor de la dimensión “a” del bloque rectangular equivalente de presiones (Diagrama de Whitney):

$$a = 0.85(X_b) = 0.85(0.443 \text{ m}) = 0.366 \text{ m}$$

Entonces, ahora hallamos los valores de las fuerzas del diagrama de esfuerzos:

$$C_{s1} = A_s(\varepsilon_{s1}E_s - 0.85f'_c)$$

$$C_{s1} = (0.000509 \text{ m}^2)((0.0019)(200000 \text{ MPA}) - 0.85(28 \text{ MPA}))$$

$$C_{s1} = 18 \text{ Tonf}$$

$$T_1 = A_s f_y = (0.000509 \text{ m}^2)(400 \text{ MPA})$$

$$T_1 = 22 \text{ Tonf}$$

$$T_2 = A_s \varepsilon_{s3} E_s = (2 \times 0.000509 \text{ m}^2)(0.0027) (200000 \text{ MPa})$$

$$T_2 = 56 \text{ Tonf}$$

$$T_3 = A_s \varepsilon_{s2} E_s = (2 \times 0.000509 \text{ m}^2)(0.0004) (200000 \text{ MPa})$$

$$T_3 = 8 \text{ Tonf}$$

Para determinar la fuerza de compresión del concreto necesitamos el área de la sección sometida a compresión. Por lo que se procede, a determinar dicho valor:

$$\alpha = \cos^{-1} \left(\frac{\frac{h}{2} - a}{\frac{h}{2}} \right)$$

$$\alpha = \cos^{-1} \left(\frac{\frac{1.2 \text{ m}}{2} - 0.366 \text{ m}}{\frac{1.2 \text{ m}}{2}} \right) = 67^\circ = 1.17 \text{ rad}$$

$$A_{\text{compresión}} = \frac{h^2}{4} (\alpha - \sin \alpha \cos \alpha) = \frac{1.2^2}{4} (\sin(1.19 \text{ rad}) \cos(1.19 \text{ rad}))$$

$$A_{\text{compresión}} = 0.30 \text{ m}^2$$

Entonces:

$$C_c = 0.85 f'_c A = 0.85 (28 \text{ MPa}) (0.30 \text{ m}^2)$$

$$C_c = 710 \text{ Tonf}$$

Finalmente, se calcula el valor de la resistencia nominal a la fuerza axial y a la flexión:

$$P_n = C_c + C_{s1} - T_1 - T_2 - T_3$$

$$P_n = 710 \text{ Tonf} + 18 \text{ Tonf} - 22 \text{ Tonf} - 56 \text{ Tonf} - 8 \text{ Tonf}$$

$$P_n = 643 \text{ Tonf}$$

En la siguiente figura se explica la posición de la fuerza C_c en el centroide del área del bloque de compresión. Notar que este proceso es necesario debido a que no es una sección geométrica a la que por lo general muchas referencias presentan ejemplos solo con secciones

cuadradas. Por lo que no se cuenta con aquella simetría de ejes que facilita la obtención del área y la ubicación de la fuerza en dicho bloque.

Figura 220 Ubicación de fuerza Cc en el centroide del bloque de compresión

Por lo tanto, el valor de la resistencia nominal a la flexión será:

$$M_n = C_c(0.396) + C_{s1}(0.437) + T_1(0.439) + T_2(0.21 \text{ m}) + T_3(0.22 \text{ m})$$

$$M_n = 266 \text{ Tonf.m}$$

6.2.1.5.4 Puntos extremos de curva (Compresión y tensión)

Para estos puntos extremos de la curva, se les definirá de la siguiente manera:

$$P_{\text{compresión}} = 0.85F'_c(A_g - A_s) + F_y A_s$$

$$P_{\text{compresión}} = 0.85(28 \text{ MPa})(1.13 \text{ m}^2 - 509 * 6) + (420 \text{ MPa})(509 * 6)$$

$$P_{\text{compresión}} = 2868 \text{ Tonf}$$

Y para el caso de tensión tendremos que:

$$P_{\text{tensión}} = A_s F_y$$

$$P_{\text{tensión}} = 6(0.000509 \text{ m}^2)(420 \text{ MPa})$$

$$P_{\text{tensión}} = 130 \text{ Tonf}$$

6.2.1.5.5 Diagramas de interacción P-M para pilote inclinado

Se presenta el diagrama de interacción contrastado con los valores de compresión axial y momentos flectores obtenidos en el punto 4.3.2 del presente capítulo para pilotes inclinado

que corresponden a los de la fila 1(considerado el más crítico) como se muestra en las siguientes figuras:

Figura 221 Curva de Interacción para caso de suelo rígido

Y para los resultados obtenidos para el análisis de suelo blando tenemos:

Figura 222 Curva de Interacción para caso de suelo blando

6.2.1.5.6 Diagramas de interacción P-M para pilote sin inclinación

Se presenta el diagrama de interacción contrastado con los valores de compresión axial y momentos flectores obtenidos en el punto 4.3.2 del presente capítulo para un pilote sin inclinación que corresponden a los de la fila 5 como se muestra en las siguientes figuras:

Figura 223 Curva de Interacción para caso de suelo rígido

Y para los resultados obtenidos para el análisis de suelo blando tenemos:

Figura 224 Curva de Interacción para caso de suelo blando

6.2.1.5.7 Verificación de Cuantía de acero longitudinal

Finalmente, se hace una verificación de la cuantía de hacer empleado de acuerdo a las indicaciones de la AASHTO. Por lo cual tenemos:

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{(N^{\circ} de barras)(0.000509 m^2)}{1.13 m^2}$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{(6)(0.000509 \text{ m}^2)}{1.13 \text{ m}^2} = 0.0027 = 0.27\%$$

Lo cual, al comparar con la recomendación de la normativa nos indica el no cumplimiento de la relación de acero y concreto como se ve a continuación:

$$\rho \geq 1.5\% \text{ (AASHTO LRFD 5.13.4.3.2)}$$

$$0.27\% < 1.5\% \text{ No cumple}$$

Por lo que el número de barras usadas se aumentó para cumplir con el requerimiento de cuantía:

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{(17 * 2)(0.000509 \text{ m}^2)}{1.13 \text{ m}^2} = 0.0153 = 1.53\%$$

$$1.53\% > 1.5\% \text{ cumple}$$

Por lo que la sección final del pilote quedará definida como:

Figura 225 Sección definitiva de los pilotes

6.2.1.6 Verificación de Fuerza de Fricción Negativa

Se procederá a identificar la ubicación del plano neutro con el fin de determinar la fuerza generada por la fricción negativa (downdrag) y determinar si esta generará o no asentamientos. A continuación, una figura donde se ubica el plano neutro para el caso de suelo rígido, cuya definición fue explicada en el punto 2.4.2.4:

Figura 226 Plano Neutro para Fuerzas por Fricción Negativa en Suelo bajo influencia de nivel Freático - Caso Suelo Rígido

De donde Obtendremos que la Fuerza generada por la fricción negativa (Df) tendrá un valor 134 Tonf. Este valor se le sumará el valor de la carga que recibe el pilote para la combinación de SERVICIO I de un valor de 246 Tonf. Entonces, de acuerdo a la normativa se deberá cumplir que:

$$1.25Q_d + \gamma_p(DF) < Resistencia\ Geotécnica$$

$$1.25(246\ Tonf) + 1.1(134\ Tonf) < (0.5)2868\ Tonf$$

$$454\ Tonf < 1434\ Tonf\ CUMPE$$

Para el caso de suelo blando, se muestra una figura donde se ubica el plano neutro para el caso de suelo rígido, cuya definición fue explicada en el punto 2.4.2.4:

Figura 227 Plano Neutro para Fuerzas por Fricción Negativa en Suelo bajo influencia de nivel Freático - Caso Suelo Blando

De donde Obtendremos que la Fuerza generada por la fricción negativa (Df) tendrá un valor 73 Tonf. Este valor se le sumará el valor de la carga que recibe el pilote para la combinación de SERVICIO I de un valor de 230 Tonf. Entonces, de acuerdo a la normativa se deberá cumplir que:

$$1.25Q_d + \gamma_p(DF) < Resistencia\ Geotécnica$$

$$1.25(230\ Tonf) + 1.1(73\ Tonf) < (0.5)2868\ Tonf$$

$$316\ Tonf < 1434\ Tonf\ CUMPLE$$

6.2.1.7 Comparación de fuerzas internas para ambos casos de suelo

6.2.1.7.1 Capacidad portante del suelo

La capacidad portante del suelo se ve severamente afectada por diferencia de tipo de suelo. En la siguiente figura se compara la capacidad final de este luego de ser evaluado bajo la influencia del nivel freático y socavación:

Figura 228 Comparación de Capacidad Portante de Suelos

Puede apreciarse como es afectada la capacidad portante al considerarse la influencia del nivel freático y socavación. Además, su no consideración sólo nos daría un valor de resistencia nominal muy por encima de lo que realmente es. A continuación, una figura para el caso del suelo rígido:

Figura 229 Capacidad Portante en Suelo Rígido comparaciones

Y para el caso del suelo sólido podemos notar como no cumple para el caso de socavación a diferencia del caso de suelo rígido. En la siguiente figura lo podemos apreciar:

Figura 230 Capacidad Portante en Suelo Blando comparaciones

6.2.1.7.2 Interacción de fuerzas axiales y momento flector

Puede apreciarse que los valores no varían demasiado en lo que respecta a las de momento y fuerzas axiales obtenidas en el punto 4.2 y 4.4, y verificadas en el punto 5.2.1.5. Para tener una mejor apreciación de estos resultados de las fuerzas internas se presentan en la siguiente tabla las fuerzas axiales:

	Fuerza Axial (Tonf)									
	P1-SR	P1-SB	P2-SR	P2-SB	P3-SR	P3-SB	P4-SR	P4-SB	P5-SR	P5-SB
Combinación 1	218	209	185	184	164	167	153	156	141	145
Combinación 2	152	150	146	149	148	152	153	161	193	189
Combinación 3	100	68	96	73	96	80	99	85	119	93
Combinación 4	210	232	192	220	185	217	187	220	255	271
Combinación 5	78	40	86	70	95	96	106	108	96	62
Combinación 6	233	262	202	224	186	199	182	197	278	302

Tabla 55 Fuerzas axiales en Pilotes para casos de suelo rígido y blando

Es pertinente mencionar la concentración de fuerzas en los extremos de fila 1 y fila 5 los cuales corresponden en la tabla a P1-SR (caso de suelo rígido para pilote en fila 1) P5-SR (caso de suelo rígido para pilote en fila 5). Además, los valores obtenidos para el caso del suelo blando presentan incrementos respecto a los resultados de fuerzas axiales del caso de suelo rígido en los pilotes. En cuanto a los momentos flectores, se tiene la siguiente tabla:

	Momento Flector (Tonf-m)									
	P1-SR	P1-SB	P2-SR	P2-SB	P3-SR	P3-SB	P4-SR	P4-SB	P5-SR	P5-SB
Combinación 1	31	32	35	37	34	37	32	35	16	18
Combinación 2	-55	-53	-47	-44	-45	-43	-43	-40	-47	-43
Combinación 3	21	23	28	29	30	34	32	36	9	8
Combinación 4	-44	-45	-39	-40	-38	-41	-35	-38	-34	-37
Combinación 5	30	35	34	45	37	48	39	48	29	65
Combinación 6	-72	-115	-59	-93	-57	-85	-55	-82	-65	-102
Combinación 7	53	81	37	54	39	45	38	43	55	80
Combinación 8	-102	-131	-82	-102	-76	-94	-74	-91	-90	-116

Tabla 56 Momentos Flectores para casos de suelo rígido y blando

De esta tabla de momentos flectores en los pilotes podemos notar que los valores en los casos de suelo blando (SB) presentan incrementos considerables en comparación de los momentos flectores para el caso de suelo rígido.

Por otro lado, podemos notar la influencia que ejerce tener un suelo blando en comparación de un rígido en lo que respecta a la resistencia del pilote. Esto debido a que al tener un suelo blando las aceleraciones del suelo aumentarán el efecto sísmico sobre la estructura, por lo

que como se muestra en la figura siguiente, implica un cambio en la sección anteriormente definida en el punto 5.2.1.5.6. A continuación, la figura mencionada en donde se muestra el diagrama de interacción anterior y nuevo propuesto para cumplir con la verificación no cumplida debido a la influencia del suelo blando:

Figura 231 Diagrama de Interacción para pilote afectado por suelo blando.

6.2.1.7.3 Fuerzas Cortantes

Las fuerzas cortantes presentan un incremento respecto al tipo de suelo en los resultados que incluyen a la fuerza sísmica (combinación EVENTO EXTREMO I), caso contrario para el de la combinación de RESISTENCIA que presenta valores similares. A Continuación, los valores de esta fuerza:

	Suelo Rígido	Suelo Blando	Vr (Tonf)
	Vu(Tonf)	Vu(Tonf)	
RESISTENCIA I	28	27	185
EVENTO EXTREMO I	57	63	185

Figura 232 Comparación fuerza Cortante en Pilotes

6.2.2 Evaluación del estado límite por servicio (ELS-Subestructura)

6.2.2.1 Movimiento Horizontal en Pilotes

A continuación, se muestran las gráficas respectivas del desplazamiento horizontal que como se observa, para el caso de suelo rígido, se obtuvo una deformación de 3.8mm aproximadamente:

Figura 233 Verificación de Deflexión Lateral en Pilote para suelo Rígido

Mientras que para el suelo blando tendremos una deflexión máxima para el grupo de 4.2mm aproximadamente como se muestra en la siguiente figura:

Figura 234 Verificación de Deflexión Lateral en Pilote para suelo Blando

Como puede observarse se genera un incremento para el caso del suelo blando, sin embargo, ambos se encuentran dentro del límite de 1 pulgada(25.4mm)

6.2.2.2 Asentamientos

Para determinar el asentamiento se usará el método de Hough (AASHTO LRFD 10.6.2.4.2) método que para el cual se necesitará definir la cimentación equivalente para un grupo de pilotes, el cual se corresponde con la gráfica 10.7.2.3.1-1-b de la AASHTO LRFD para el caso de suelo no cohesivo con estratigrafía. Este asentamiento se obtendrá por medio de la siguiente ecuación:

$$S = H_0 \left[\frac{1}{C} \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma}{\sigma'_{vo}} \right]$$

Por lo tanto, se comienza con la definición de las dimensiones de la cimentación equivalente:

Figura 235 Vista en planta de estribo con pilotes sin inclinación

Según la figura anterior tendremos los siguientes valores de L y B como se muestra:

$$L = 15 \text{ m}$$

$$B = 3.4 \text{ m}$$

Y un valor de carga permanente de 298Tonf y 498Tonf correspondientes al peso de los estribos (explicados en el punto 3.2.8.2, tabla 35) y además las cargas verticales ejercidas por la superestructura de 57Tonf y 23Tonf para la parte extrema y central correspondientemente. Por consiguiente, la carga vertical permanente será de:

$$P = 2 * (298Tonf + 57 Tonf) + 23tonf + 498Tonf$$

$$P = 2 * 355Tonf + 521Tonf$$

$$P = 1231Tonf$$

Según la normativa (AASHTO LRFD gráfica 10.7.2.3.1-1-b) la profundidad a la que se encontrará la cimentación equivalente será de dos tercios de la longitud del pilote. Además,

se muestra a continuación la distribución de esfuerzos generada en las capas del suelo por debajo de la cimentación equivalente:

Figura 236 Distribución de esfuerzos y ubicación de cimentación equivalente para un grupo de pilotes

Continuando con el procedimiento, tenemos que el valor de “C” usando como dato de entrada el valor de N del ensayo SPT de suelo. Entonces, para el caso de suelo rígido será de 150 como se muestra en la siguiente figura:

Figura 237 Determinación de coeficiente C de capacidad portante-Suelo Rígido

Mientras que el valor de “C” para el caso de suelo blando será de 40 como se puede apreciar en la siguiente figura:

Figura 238 Determinación de coeficiente C de capacidad portante-Suelo Blando

Ahora se procede a realizar el cálculo de las presiones necesarias para determina el asentamiento. Se realizará un ejemplo del cálculo para la primera capa (Caso suelo blando), en donde tenemos que el valor del incremento de esfuerzo vertical será:

$$\Delta\sigma = \frac{P}{(B+z)(L+z)} = \frac{1231 \text{ Tonf}}{(15m + \frac{1m}{2})(3.4m + \frac{1m}{2})} = 20.31 \text{ tonf/m}^2$$

$$\sigma_0 = (1.77 - 1) * \frac{1}{2} = 0.38 \text{ Tonf/m}^2$$

Finalmente se determinará el valor del asentamiento:

$$S = H_0 \left[\frac{1}{C} \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma}{\sigma'_{vo}} \right]$$

$$S = 1m \left[\frac{1}{40} \log \frac{0.38 + 24}{0.38} \right] = 43.5 \text{ mm}$$

Procediendo para las demás capas de la misma manera se obtendrá la siguiente tabla:

Profundidad (m)	Espesor (m)	γ (Tonf/m ³)	γ_{agua} (Tonf/m ³)	σ_0 (Tonf/m ²)	$\Delta\sigma$ (Tonf/m ²)	ΔH_c (mm)
16	1	2.45	1.00	0.71	20.31	9.79
17	1	2.45	1.00	1.43	17.44	17.27
18	1	2.45	1.00	2.14	15.19	23.32
19	1	2.45	1.00	2.86	13.38	28.36
20	1	2.45	1.00	3.57	11.90	32.60

Figura 239 Asentamiento de Caso Suelo Rígido

Profundidad (m)	Espesor (m)	γ (Tonf/m ³)	γ_{agua} (Tonf/m ³)	σ_0 (Tonf/m ²)	$\Delta\sigma$ (Tonf/m ²)	ΔH_c (mm)
16	1	1.77	1.00	0.38	20.31	43.50
17	1	1.77	1.00	0.75	17.44	78.08
18	1	1.77	1.00	1.13	15.19	107.09
19	1	1.77	1.00	1.51	13.38	131.96
20	1	1.77	1.00	1.88	11.90	153.58

Tabla 57 Asentamiento de Caso Suelo Blando

Como se puede observar en la tabla anterior se obtuvo un asentamiento de 126.53 mm para el caso de suelo blando. Sin embargo, el método de Hough no toma en consideración los incrementos de presión que ejercería un material colocado sobre la cimentación como se ve en la siguiente figura:

Figura 240 Esquema de Material de relleno que ejercerá presión

Según la normativa, este material de relleno deberá ser considerado como una carga de presión distribuida sobre el terreno al nivel del estribo como se muestra en la siguiente figura:

Figura 241 Bosquejo de ubicación de presión efectiva debido a material de relleno

En donde se tendrá las siguientes dimensiones:

$$x = \frac{\text{Longitud Relleno}}{2} + 1.22m = \frac{13.85m}{2} + 1.22m = 8.145m$$

$$b = \frac{\text{Longitud Relleno}}{2} = 6.925m$$

Y se tendrá un valor de la presión del terreno de:

$$q = 17 \frac{\text{Tonf}}{m^2}$$

Se realizará un ejemplo del cálculo para la primera capa, en donde tenemos que el valor del incremento de esfuerzo vertical será:

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{x+b}{z} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{x-b}{z} \right)$$

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{8.145m + 6.925m}{1m} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{x-b}{1m} \right) = 0.62$$

$$\delta = \tan^{-1} \left(\frac{x-b}{z} \right)$$

$$\delta = \tan^{-1} \left(\frac{8.145m - 6.925m}{1m} \right) = 0.88$$

$$\Delta\sigma_{v(e)} = \frac{q}{\pi} [\beta + \sin(\beta) * \cos(\beta + 2\delta)]$$

$$\Delta\sigma_{v(e)} = \frac{17 \frac{tonf}{m^2}}{\pi} [0.62 + \sin(0.62) * \cos(0.62 + 2(0.88))]$$

$$\Delta\sigma_{v(e)} = 1.06 \text{ Tonf}/m^2$$

Procediendo para las demás capas de la misma manera se obtendrá la siguiente tabla:

Z(m)	β	δ	$\Delta\sigma'_{v(e)}$ Tonf/m ²
1.00	0.62	0.88	1.06
2.00	0.89	0.55	3.12
3.00	0.99	0.39	4.49
4.00	1.02	0.30	5.33
5.00	1.01	0.24	5.84
6.00	0.99	0.20	6.17
7.00	0.96	0.17	6.37
8.00	0.93	0.15	6.47
9.00	0.90	0.13	6.52
10.00	0.86	0.12	6.52
11.00	0.83	0.11	6.47
12.00	0.80	0.10	6.41
13.00	0.77	0.09	6.31
14.00	0.74	0.09	6.21
15.00	0.71	0.08	6.09

Tabla 58 Incremento de esfuerzo debido a material de relleno

Se calculará la variación de esfuerzo efectivo en la profundidad por debajo de la cimentación equivalente:

$$\Delta\sigma_{v(ss)} = \frac{Q}{(B+z)(L+z)} = \frac{1231 \text{ Tonf}}{(15m + \frac{1m}{2})(3.4m + \frac{1m}{2})} = 20.31 \text{ tonf}/m^2$$

Por otro lado, tenemos que el esfuerzo vertical inicial que fue definido anteriormente inicial será el siguiente:

$$\sigma'_{v0} = 0.38 \text{ Tonf/m}^2$$

Mientras que el esfuerzo efectivo, calculado anteriormente, se tomará desde la profundidad por debajo de la cimentación equivalente:

$$\Delta\sigma_{v(e)} = 6.47 \text{ Tonf/m}^2$$

Por último, se tendrá el nuevo esfuerzo efectivo vertical por debajo de la cimentación equiválete de la suma de los esfuerzos mencionados anteriormente de la siguiente manera:

$$\sigma_{1(e+ss)} = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_{v(ss)} + \Delta\sigma_{v(e)}$$

$$\sigma_{1(e+ss)} = 0.38 \text{ Tonf/m}^2 + 20.31 \text{ Tonf/m}^2 + 6.47 \text{ Tonf/m}^2$$

$$\sigma_{1(e+ss)} = 27.16 \text{ Tonf/m}^2$$

Con este último valor determinado se continua con el cálculo de la deformación en la capa de suelo debido a los esfuerzos verticales:

$$\Delta\varepsilon = \frac{1}{E_s} [\sigma_{1(e+ss)} - \sigma'_{v0}]$$

$$\Delta\varepsilon = \frac{1}{1698 \text{ Tonf/m}^2} [27.16 \text{ Tonf/m}^2 - 0.38 \text{ Tonf/m}^2]$$

$$\Delta\varepsilon = 0.02$$

Finalmente, el asentamiento se determinará de la siguiente manera:

$$S = \Delta\varepsilon * H_0$$

$$S = 0.02 * 1\text{m}$$

$$S = 0.0157\text{m} = 15.7\text{mm}$$

D (m)	$\Delta\sigma'v(e)$ Tonf/m ²	$\Delta\sigma'v(ss)$ tonf/m ²	$\Delta\sigma' 0$ tonf/m ²	$\Delta\sigma' 1(e+ss)$ tonf/m ²	Es (Tonf/m ²)	$\Delta\epsilon$	S (mm)
16	6.47	20.31	0.71	27.50	44400.00	0.0006	0.6033
17	6.41	17.45	1.43	25.28	44400.00	0.0005	0.5372
18	6.31	15.19	2.14	23.65	44400.00	0.0005	0.4845
19	6.21	13.38	2.86	22.45	44400.00	0.0004	0.4413
20	6.09	11.90	3.57	21.56	44400.00	0.0004	0.4053
*D:Profundidad del pilote						ΣS	2.47

* $\Delta\sigma'v(e)$: Variación de esfuerzo vertical efectivo desde top de pilote

* $\Delta\sigma'v(ss)$:Variación de esfuerzo vertical efectivo por debajo de cimentación equivalente

* $\Delta\sigma' 0$:Esfuerzo Efectivo vertical por debajo de cimentación equivalente

* $\Delta\sigma' 1(e+ss)$:Nuevo esfuerzo vertical efectivo por debajo de cimentación equivalente

*Es:Modulo Elastico(Young) de capa de suelo

* $\Delta\epsilon$:Deformación en capa de suelo

*S:Asentamiento

Tabla 59 Asentamiento por el método de la Tangente de Janbu para la cimentación equivalente - Suelo Rígido

D (m)	$\Delta\sigma'v(e)$ Tonf/m ²	$\Delta\sigma'v(ss)$ tonf/m ²	$\Delta\sigma' 0$ tonf/m ²	$\Delta\sigma' 1(e+ss)$ tonf/m ²	Es (Tonf/m ²)	$\Delta\epsilon$	S (mm)
16	6.47	20.31	0.38	27.16	1698.00	0.02	15.78
17	6.41	17.45	0.75	24.60	1698.00	0.01	14.05
18	6.31	15.19	1.13	22.64	1698.00	0.01	12.67
19	6.21	13.38	1.51	21.10	1698.00	0.01	11.54
20	6.09	11.90	1.88	19.88	1698.00	0.01	10.60
*D:Profundidad del pilote						ΣS	64.63

* $\Delta\sigma'v(e)$: Variación de esfuerzo vertical efectivo desde top de pilote

* $\Delta\sigma'v(ss)$:Variación de esfuerzo vertical efectivo por debajo de cimentación equivalente

* $\Delta\sigma' 0$:Esfuerzo Efectivo vertical por debajo de cimentación equivalente

* $\Delta\sigma' 1(e+ss)$:Nuevo esfuerzo vertical efectivo por debajo de cimentación equivalente

*Es:Modulo Elastico(Young) de capa de suelo

* $\Delta\epsilon$:Deformación en capa de suelo

*S:Asentamiento

Tabla 60 Asentamiento por el método de la Tangente de Janbu para la cimentación equivalente - Suelo Blando

Los métodos mencionados anteriormente para la determinación del asentamiento, sólo lo consideran para el suelo. Es decir, estos no incluyen el asentamiento causado por la compresión elástica del material del pilote debido a una carga axial. Por lo tanto, para la determinación de dicho asentamiento se realizará el siguiente cálculo:

$$\Delta = \frac{QL}{AE} = \frac{172Tonf(14.5m)}{(1.13m^2)(20394324 Tonf/m^2)} = 0.01mm$$

Dónde tendremos de valor de fuerza axial Q a la carga que recibiría el pilote en la combinación por SERVICIO de 187 Tonf y 172Tonf para el caso de suelo blando y rígido según corresponde. Por otro lado, L hace referencia a la profundidad del pilote de 14.5m, A es el área de este y E al módulo de elasticidad del mismo. Además, el valor de Q será la

suma de la fuerza axial y la fricción del pilote. Finalmente, se presentan tablas con los respectivos resultados de asentamiento para los dos casos de suelo:

Rs (Tonf)	Q(Tonf)	Δ (mm)
0.00	187.00	0.01
3.50	190.50	0.02
9.03	199.53	0.03
16.62	216.15	0.04
26.39	242.54	0.05
38.36	280.90	0.07
52.52	333.41	0.10
68.86	402.28	0.14
87.41	489.68	0.19
108.14	597.82	0.26
131.06	728.88	0.35
156.18	885.06	0.46
183.49	1068.55	0.60
212.99	1281.53	0.78
244.68	1526.21	0.99
	ΣS	4.09

Tabla 62 Asentamiento debido
a compresión elástica del pilote
- Suelo Rígido

Rs (Tonf)	Q(Tonf)	Δ (mm)
0.00	172.00	0.01
2.61	174.61	0.02
6.52	181.13	0.02
11.73	192.86	0.03
18.25	211.11	0.05
26.07	237.19	0.06
35.20	272.39	0.08
45.48	317.87	0.11
56.92	374.79	0.15
69.51	444.31	0.19
83.26	527.57	0.25
98.17	625.74	0.33
114.23	739.97	0.42
131.45	871.41	0.53
149.82	1021.23	0.66
	ΣS	2.91

Tabla 61 Asentamiento debido
a compresión elástica del
pilote - Suelo Blando

Finalmente, los asentamientos para cada caso de suelo se presentan a continuación:

$$S_{total \text{ Suelo Rígido}} = S_{Hough} + S_{Janbu} + S_{elástica}$$

$$S_{total \text{ Suelo Rígido}} = 32.60mm + 2.47mm + 4.39mm$$

$$S_{total \text{ Suelo Rígido}} = 39mm$$

$$S_{total \text{ Suelo Blando}} = S_{Hough} + S_{Janbu} + S_{elástica}$$

$$S_{total \text{ Suelo Blando}} = 153.38mm + 64.63mm + 3.21mm$$

$$S_{total \text{ Suelo Blando}} = 221.2mm$$

El valor máximo generado de desplazamiento en el eje de asentamiento es de aproximadamente de 39mm para el caso de suelo rígido y de 221.2 mm para el caso de suelo blando, de los cuales ambos son mayores al valor límite recomendado por la normativa de 38.1mm. Aunque el caso de suelo rígido muestra un asentamiento muy cercano al límite.

7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Conclusiones

1. Se puede notar la influencia del suelo blando sobre los elementos de la superestructura vistos en el punto 5.1.1 en donde se presentan incrementos. Sin embargo, cabe mencionar que estos incrementos son reducidos en comparación de los encontrados en la subestructura.
2. De todos los elementos de la superestructura (elementos longitudinales, transversales, diagonales externos y diagonales internos) no hay diferencias notables en los resultados de las fuerzas internas para los elementos transversales y diagonales, en cambio los únicos que se ven afectados por el suelo blando serían los elementos longitudinales.
3. Se concluye un efecto directo sobre los desplazamientos para el caso del suelo blando, debido a su incremento en comparación del suelo rígido según se observa en el punto 5.1.2.1 y 5.1.2.2.
4. La capacidad portante del suelo se ve severamente afectada por diferencia de tipo de suelo, es decir que la influencia del suelo blando afecta disminuyendo la capacidad portante del suelo como se puede observar en el punto 5.2.1.6.1.
5. Se puede concluir que, así como se mencionó en la conclusión anterior sobre la influencia del suelo blando, además que incluso contando con la presencia de pilotes inclinados no se cumple con la verificación de la capacidad del suelo portante como se ve en el punto 5.2.1.6.1.
6. Se puede apreciarse que los valores del momento flector aumentan en el caso de suelo blando sólo para la combinación de carga que incluye al sismo. Y que para los valores de la fuerza cortante se repite el incremento bajo las mismas características mencionadas.
7. Bajo la influencia del suelo blando, sólo la vibración vertical presenta cambios, mientras que la aceleración lateral es imperceptible como se menciona en el punto 5.1.2.3.
8. En los resultados del punto 5.2.2.1 de desplazamientos horizontales tenemos que el valor de estos aumenta para el caso de suelo blando en comparación del suelo rígido. Al compararse estos hace notarse la influencia del suelo blando reflejada a través del uso

de las curvas P-Y que muestran un comportamiento esperado. Además, ambos casos de suelo cumplen con la verificación límite de 1 pulgada.

9. El asentamiento bajo la influencia del suelo blando en comparación del rígido muestra aumentos desfavorables, como se muestra en el punto 5.2.2.2. De los casos de suelo, sólo el rígido cumple con la limitación de 1.5 pulgadas, mientras que el blando no.
10. Se puede concluir de todo lo anterior que la influencia del suelo blando en comparación de la del suelo rígido se evidencia en el puente, sin embargo, esta es mínima en lo que respecta a la superestructura, ya que los resultados muestran que hay una mayor incremento y notoriedad de la diferencia de los resultados comparados de la subestructura.

7.2 Recomendaciones

1. Se recomienda el uso de curva P-Y para la modelación del suelo, a diferencia del uso de la ecuación de Vesic, pues la primera tiende a ser más conservadora.
2. Se recomienda modelamiento estructural tener cuidado al agregar las condiciones de borde que representan un cambio de estructura, es decir por ejemplo en el presente trabajo se generaron condiciones para los puntos de los elementos que se unían al estribo.
3. Se recomienda realizar un análisis vibratorio a la estructura peatonal y no usar sólo de criterio la comparación de frecuencias obtenidas. Pues estos presentan resultados que nos ubican del lado de la seguridad, sobre todo ante la posible presencia de aceleraciones laterales que puedan generar desconformidad al peatón.
4. Ante geometrías atípicas es recomendable uso de programación visual para la caracterización geométrica del puente antes que tratar de hacerlo directamente en algún programa de cálculo computacional, sea Sap2000, Robot Structural, Midas, etc pues implica esto ciertas restricciones geométricas. A continuación, una imagen en donde se muestra la programación visual empleada para la generación de la geometría del puente:

Figura 242 Programación Visual de Puente

5. Se recomienda tener en cuenta la socavación ante la presencia de un río, que fue lo que se asumió para el presente caso, pues afecta de manera considerable la capacidad portante del terreno y a su vez a toda la estructura.

8 REFERENCIAS

American Petroleum Institute. (2000). *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms*.

"Comparación de la Normas Sísmicas más utilizadas para Puente Continuos en el Perú y sus Métodos de Análisis" Tesis para Optar el Grado académico de Magister en Ingeniería Civil. (2004). Lima: Universidad Católica del Perú.

(SETRA), S. d. (2006). *Technical Guide-Footbridges-Assesment of Vibration Behaviour of Footbridges under Pedestrian Loading*. SETRA.

AASHTO. (2015). *LRFD Guide Specifications for THE Design of Pedestrian Bridges*.

Abu+Farsakh, M., Alshibli, K., & Puppala, A. (2018). *Advance in Analysis and Design of Deep Foundations*. Cham, Switzerland: Srpringer.

Alva Hurtado, J. (2010). *Centro Peruano-Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres*. Obtenido de http://www.cismid.uni.edu.pe/descargas/a_labgeo/labgeo26_p.pdf

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. (2009). *LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges*. Washington, DC: AASHTO.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. (2014). *LRFD Bridge Design Specifications*. United States of America: AASHTO.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. (2014). *Standard Specifications for Structural Supports for Highways Signs, Luminaeires, and Traffic Signals*. Washington, DC: AASHTO.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. (2005). *Steel Construction Manual*. United States of America: AISC.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. (2015). *LRFD GUIDE SPECIFICATIONS FOR THE DESIGN FOR PEDESTRIAN BRIDGES*. United States: AASHTO.

AMERICAN NATIONAL STANDARDS INSTITUTE/STEEL DECK INSTITUTE. (2012). *C-2011 Standard for Composite Steel Floor Deck-Slabs*. ANSI.

- Arroyo Alba, P., Domouso de Alba, F., Penelas, J., Fernández-Ordoñez, L., & Porras-Isla-Fernández, F. (2015). *GREEB BELT 7 BRIDGES: PHASE ONE. CONTEXT, STRUCTURE, FORM*. Madrid: UEM.
- Arroyo Protero, J., Corres Peiretti, G., García-Rosales, G., G. Romana, M., Romero Ballesteros, A., Sánchez Fernández, R., & Teja Marina, O. (2004). *Números Gordos en el proyecto de estructuras*. Madrid: CINTER DIVULGACIÓN TÉCNICA S.L.L.
- Barounis, N., & Armaos, P. (2016). Sensitivity analysis of the vertical modulus of subgrade reaction, as estimated from CPT for the design of foundations and for comparison with values from SPT for a site in Christchurch. *New Zealan Society for Earthquyeake Engineering Conference*, 9.
- Bermuzzi, C., & Cordova, B. (2016). *Structural Design to Eurocode 3 and AISC Specifications*. WILEY Blackwell.
- Bhaskaran, R. (2016, Julio). ENGR2000X: A Hands-on Introduction to Engineering Simulations. Edx.
- Bickel, P., & Doksum, K. (2001). *Mathematical Statistics: Basic Ideas and Selected Topics Volume I*. London: PRENTICE-HALL.
- Bowles, J. (1996). *Foundation Analysis and Design* . Singapore: McGraw-Hill.
- Braja, D. (2011). *Principles of Soil Dynamics*. Stamford: Cengage Learning.
- C. McCormac, J. (1981). *Structural Steel Design* . New York: Harper & Row.
- Chow, V., Maidment, D., & Mays, L. (1988). *Applied Hydrology*. New York: McGRAW-HILL INTERNATIONAL EDITIONS.
- Cruzado, G., & Crisólogo, M. (2009). *Estudio de Geología*. Gobierno Regional de Cajamarca.
- Das, B. (2011). *Geotechnical Engineering Handook*.
- Dodds, A., & Martin, G. (2007). *Modeling Pile Behavior in Large Pile Groups under Lateral Loading*. Federal Highway Administration.

- Dr. A., V., & Ronald S., H. (25 de August de 2003). *CE 405 Design of Steel Structures*.
Obtenido de Michigan State University:
<https://www.egr.msu.edu/~harichan/classes/ce405/>
- Fabbrocino, S., Lanzano, G., Forte, G., Santucci de Magistris, F., & Fabbrocino, G. (2015).
SPT blow count vs. shear wave velocity relationship in the structurally complex
formations of the Molise Region. *Engineering Geology*, 84-97.
- Federal Highway Administration. (March de 2012). *Chapter 7. ANALYSES OF THE
AXIAL LOAD TESTS AT THE ROUTE 351 BRIDGE*. Obtenido de Federal
Highway Administration:
<https://www.fhwa.dot.gov/publications/research/infrastructure/structures/04043/07.cfm>
- Hamming, R. (1987). *Numerical Methods for Scientists and Engineers*. New York:
DOVER.
- Highway Administration, F. (2016). *Design and Construcion of Driven Pile Foundations -
Volume I*. Federal Highway Administration.
- Juárez Badillo, E., & Rico Rodriguez, A. (1974). *Mecánica de Suelos Tomo III: Flujo de
Agua en Suelos*. México D.F.: Limusa.
- Kent, K., Woodward, D., Hoeft, C., Humpal, A., & Cerrelli, G. (2008). *Nationa
Engineering Handbook - Chapter 15: Time of Concentration*. United States
Department of Agricutlure.
- Knappett, J., & Craig, R. (2012). *Craig's Soil Mechanics*.
- Linsley, R., Kohler, M., & Paulhus, J. (1949). *Applied Hydrology*. NewYork: McGRAW-
HILL BOOK COMPANY, INC.
- Linsley, R., Kohler, M., & Paulus, J. (1977). *Hidrologìa para Ingenieros*. Bogotá:
McGRAW-HILL.
- Lubomirova, S. (2011). Lecture 9 Beams on elastic foundation. Sofia, Bulgaria: University
of Architecture, Civil Engineering and Geodesy. Obtenido de
http://www.uacg.bg/filebank/att_1551.pdf
- Manterola Armisen, J. (2006). *Puentes I: Apuntes para su diseño, cálculo y construcción*.
Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

- Manterola Armisen, J. (2006). *Puentes II: Apuntes para su diseño, cálculo y construcción*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- Ministerio de Vivienda, C. y. (2018). *Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima.
- Mockus, V., Merkel, W., Moody, H. F., Woodward, D., Hoeft, C., & Quan, Q. (2015). *National Engineering Handbook - Chapter 4: Storm Rainfall Depth and Distribution*. The U.S. Department of Agriculture (AUSDA).
- Monsalve, G. (1999). *Hidrología en la Ingeniería*. Bogota: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- MTC. (2011). *Manual de Carreteras*. Lima: MTC.
- Nieves, A., & Domínguez, F. (2012). *Métodos numéricos aplicados a la ingeniería*. México D.F.: GRUPO EDITORIAL PATRIA.
- Poulos, H., & Davis, E. (1980). *Pile Foundation Analysis and Design*. The University of Sydney.
- Rajapakse, R. (2016). *Pile Design and Construction Rules*. 2016: Joe Hayton.
- Rodríguez Ortiz, J., Gesta Serra, J., & Oteo Mazo, C. (1989). *Curso Aplicado de Cimentaciones*. Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid.
- Sadrekarami, J., & Akbarzad Ghamari, M. (2008). *The Coefficient of Subgrade Reaction and Its Accuracy on Design of Foundations*. Iran: Missouri University of Science and Technology.
- Sétra. (2006). *Assesment of Vibrational Behaviour of Footbridges*. París.
- Stewart, J. (2012). *Multivariable Calculus*. Belmont: CENGAGE.
- Swanson, J. (02 de Junio de 2016). Interview with ANSYS Founder. (R. Bhaskaran, Entrevistador)
- Van der Vaart, A. (1998). *Cambridge Series in Statistical and Probabilistic Mathematics*. Cambridge: CAMBRIDGE UNIVERSITY.
- Verruijlt, A., Beerigen, F., & Leeuw, E. (1982). Proceedings . *Penetration testing : proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing*, 982.
- Villon, M. (2002). *Hidrología*. Cartago: Taller de Publicaciones del Instituto Tecnológico de Costa Rica.

- VINNAKOTA, S., M. FOLEY, C., & R. VINNAKOTA, M. (1988). Design of Partially or Fully Composite Beams, with Ribbed Metal Deck, Using LRFD Specifications. *Engineering Journal Second Quarter*, 60-78.
- Wackerly, D., Mendenhall III, W., & Scheaffer, R. (2008). *Mathematical Statistics with Applications*. THOMSON.
- Wai-Fha, C., & Lian, D. (2014). *Bridge Engineering Handbooo FUNDAMENTALS*. Taylor adn Francis Group.
- Yang, L., Li, M.-x., Zhou, X., & Zhan, D.-g. (2013). *Numerical Study for Modulus of Subgrade Reaction of Laterally-Loaded Piles in Elastic Soils*. Jiangsu,China: School of Naval Architecture and Ocean Engineering, Jiangsu University of Science and Technology,.
- Zhao, X., Herion, S., Packer, J., Puhtli, R., Sedlacek, G., Wardenier, J., . . . Yeomans, N. (2001). *Design Guide for Circular And Rectangular Hollow Section Welded Joints Under Fatigue Loading*. Berlin.
- Zhao, X.-L., Wikingson, T., & Hancock, G. (2005). *Cold-Formed Tubular Members and Connections*. London: ELSEVIER.
- Zienkiewicz, O. C., & Taylor , R. (2000). *The Finite Element Method Volume 1: The Basis*. Oxford: Butterworth Heinemann.

7. ANEXOS