

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



TESIS

**“EVALUACIÓN POR DESEMPEÑO SÍSMICO EN MUELLES.
CASO: MUELLE N3 DEL TERMINAL NORTE
MULTIPROPÓSITO DEL CALLAO”**

PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR

RAÚL MITCHELL VILCHERREZ MENDIETA

ASESOR

ING. JUNIOR RAUL SOTO HUAMAN

LIMA- PERÚ

2022

AGRADECIMIENTO

A mi querida familia, especialmente a mi madre por sus consejos, motivaciones e incondicional apoyo que me ayudaron a salir adelante en todo momento. A mi esposa y a mi hijo por brindarme todo su amor y compañía durante el desarrollo de la presente investigación.

A mi asesor Ing. Junior Soto Huamán por guiarme con sus consejos y observaciones durante todo este periodo de investigación para seguir el buen camino de desarrollo de la presente tesis.

Al Dr. Víctor Sánchez Moya, con quien tuve la oportunidad de trabajar, agradecerle el apoyo en el ámbito profesional con su amplia experiencia en diferentes tipos de proyectos.

A mi alma máter, la Universidad Nacional de Ingeniería y en especial a la Facultad de Ingeniería Civil en donde he vivido momentos inolvidables y que me brindó una enseñanza de muy alto nivel.

ÍNDICE

RESUMEN	6
ABSTRACT	8
LISTA DE TABLAS	9
LISTA DE FIGURAS	12
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGAS	20
INTRODUCCIÓN	23
CAPÍTULO I: GENERALIDADES Y METODOLOGÍA	24
1.1. PROBLEMÁTICA	24
1.2. OBJETIVOS DEL ESTUDIO.....	25
1.2.1. Objetivo General.....	25
1.2.2. Objetivos Específicos	25
1.3. ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN.....	25
1.4. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN	25
1.5. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS	26
CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO	29
2.1. EL MUELLE.....	29
2.1.1. Elementos del muelle	29
2.1.2. Funcionalidad del muelle	30
2.1.3. Clasificación de los muelles.....	31
2.1.3.1. Según su orientación	31
2.1.3.2. Según su impacto en la dinámica costera	31
2.1.4. Cargas de diseño en los muelles	32
2.1.4.1. Peso propio.....	32
2.1.4.2. Sobrecargas uniformes y cargas de equipamiento portuario.....	32
2.1.4.3. Cargas de atraque	33
2.1.4.4. Cargas de amarre	33
2.1.4.5. Cargas medioambientales.....	34

2.1.4.6.	Cargas de deformación	34
2.1.4.7.	Empuje de suelo	34
2.1.4.8.	Cargas sísmicas	34
2.1.5.	Situaciones de diseño en muelles.....	34
2.2.	OBJETIVOS Y NIVELES DE DESEMPEÑO SÍSMICO	35
2.3.	NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA.....	38
2.4.	MODELOS DE ESFUERZO – DEFORMACIÓN	41
2.4.1.	Modelos de esfuerzo – deformación del concreto.....	41
2.4.2.	Modelos de esfuerzo – deformación del acero.....	47
2.5.	CURVAS DE TRANSFERENCIA DE CARGA	50
2.5.1.	Curvas t-z.....	50
2.5.2.	Curvas q-z.....	53
2.5.3.	Curvas p-y	54
2.5.3.1.	Para suelos de arcilla blanda	57
2.5.3.2.	Para suelos de arcilla rígida	59
2.5.3.3.	Para suelos granulares	62
2.6.	INTERACCIÓN SUELO – PILOTE	66
2.6.1.	Interacción Inercial	67
2.6.2.	Interacción Cinemática	72
2.7.	LÍMITES DE DEFORMACIÓN	75
2.8.	CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO DEL PILOTE	77
2.9.	MÉTODO DE LA ESTRUCTURA SUSTITUTA.....	81
CAPÍTULO III: CASO DE ESTUDIO – MUELLE N3 DEL TNM DEL CALLAO		
85		
3.1.	ANTECEDENTES	85
3.2.	ESTADO ACTUAL DEL MUELLE.....	86
3.3.	SECCIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	91
3.3.1.	Pilotes	91

3.3.1.1.	Pilote cuadrado (0.45m x 0.45m)	91
3.3.1.2.	Pilote encamisetado (Φ 900mm).....	92
3.3.1.3.	Pilotes de acero (Φ 508x16mm).....	93
3.3.1.4.	Plug de concreto en pilotes de acero	93
3.3.2.	Vigas del tablero.....	94
3.3.3.	Losas del tablero	96
3.4.	CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA.....	98
3.4.1.	Geología regional	98
3.4.2.	Perfiles estratigráficos	98
3.4.3.	Parámetros geotécnicos	101
3.5.	PELIGRO SÍSMICO.....	101
CAPÍTULO IV: EVALUACIÓN BASADA EN EL DESEMPEÑO DEL MUELLE		
104		
4.1.	GENERALIDADES	104
4.2.	MODELAMIENTO	106
4.2.1.	Materiales.....	109
4.2.1.1.	Propiedades específicas	110
4.2.1.2.	Propiedades esperadas	111
4.2.2.	Interfaz pilote-cubierta	116
4.2.2.1.	Longitud de penetración de deformación	117
4.2.2.2.	Brazo rígido real.....	118
4.2.2.3.	Longitud de rótula plástica	118
4.2.3.	Interacción suelo – estructura.....	120
4.2.4.	Masa sísmica.....	125
4.3.	RÓTULAS PLÁSTICAS	134
4.4.	PROPIEDADES DE LA SECCIÓN EFECTIVA	140
4.5.	CARGAS	143
4.5.1.	Carga muerta.....	143

4.5.2.	Carga viva distribuida uniformemente.....	143
4.5.3.	Cargas cinemáticas	143
4.5.4.	Carga inercial	145
4.6.	CASOS DE CARGA	148
4.7.	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL - PUSHOVER	151
4.8.	FACTOR DE MAGNIFICACIÓN DINÁMICA	155
4.9.	MÉTODO DE LA ESTRUCTURA SUSTITUTA.....	159
CAPÍTULO V: RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN POR DESEMPEÑO DEL MUELLE		165
5.1.	MODOS DE VIBRACIÓN	165
5.2.	CRITERIOS DE DESEMPEÑO	167
5.3.	EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO	168
5.3.1.	Punto de desempeño para el caso Push-X-Max	170
5.3.2.	Punto de desempeño para el caso Push-X-Min	175
5.3.3.	Punto de desempeño para el caso Push-Y-LW-Max.....	177
5.3.4.	Punto de desempeño para el caso Push-Y-LW-Min	182
5.3.5.	Punto de desempeño para el caso Push-Y-SW-Max	184
5.3.6.	Punto de desempeño para el caso Push-Y-SW-Min	189
CONCLUSIONES.....		191
RECOMENDACIONES.....		193
REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA		195
ANEXOS		198
ANEXO A	PLANOS ESTRUCTURALES DEL MUELLE N3	199
ANEXO B	PRUEBAS DE PIT (PILE INTEGRITY TESTING)	200
ANEXO C	RESULTADOS DE ENSAYOS DE COMPRESIÓN DE CONCRETO Y ENSAYOS DE TRACCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO	201
ANEXO D	CURVAS DE ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL CONCRETO .	202
ANEXO E	CURVAS DE TRANSFERENCIA	203

ANEXO F	DEFINICIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS.....	204
ANEXO G	CÁLCULO DE PUNTOS DE DEMANDA	205

RESUMEN

La evaluación basada en el desempeño sísmico es la filosofía de diseño y/o evaluación empleada mayormente en la industria portuaria, cuyo desarrollo está plasmado en códigos actuales tales como la de Puerto de Long Beach (POLB-WDC, 2015) y de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE/COPRI 61-14, 2014).

Esta evaluación sísmica basada en los desplazamientos consiste en que la capacidad de desplazamiento de la estructura sea mayor o igual que la demanda de desplazamiento. La capacidad de desplazamiento de la estructura depende de los límites de deformación de los materiales del pilote (acero, concreto), cuyos valores son establecidos por los códigos de diseño; mientras que la demanda de desplazamiento depende del peligro sísmico de la zona en donde se encuentra la estructura a evaluar.

El presente estudio tiene como propósito realizar la evaluación basado en el desempeño sísmico del muelle N3 del Terminal Norte Multipropósito del Callao usando los criterios de desempeño establecidos en los códigos mencionados anteriormente.

Para ello, se ha recopilado información sobre la disposición de los elementos estructurales del muelle (pilotes, plataforma, vigas, defensas, bitas), caracterización no lineal de los materiales que conforman el muelle, determinación del peligro sísmico de la zona en donde se ubica el caso de estudio, etc. Además, debido a la gran influencia de la interacción suelo-pilote en la evaluación de estructuras off-shore tales como un muelle, se ha recopilado información de la caracterización geotécnica del sitio para definir curvas de transferencia p-y, t-z y q-z (parámetros de interacción suelo-estructura) en base a las recomendaciones de API RP 2A WSD, 2000.

Se ha determinado la capacidad de desplazamiento en base a límites de deformación de los materiales que conforman a la estructura del muelle. Asimismo, se ha determinado la demanda de desplazamiento usando el Método de la Estructura Sustituta, método simplificado de análisis bidimensional no lineal, incorporando 3 niveles de sismo construidos según la norma peruana E030-2018 "Diseño Sismorresistente".

Finalmente, mediante las consideraciones y suposiciones planteadas en el desarrollo de la investigación, se discuten los resultados y se concluye que el muelle N3 del Terminal Norte Multipropósito del Callao no cumple con los criterios de desempeño establecidos en los códigos ASCE/COPRI 61-14 (2014) y POLB-WDC (2015).

ABSTRACT

The evaluation based on seismic performance is the design and / or evaluation philosophy used mostly in the port industry, whose development is reflected in current codes such as the Port of Long Beach (POLB-WDC, 2015) and the American Society Civil Engineers (ASCE / COPRI 61-14, 2014).

This displacement-based seismic evaluation consists in that the displacement capacity of the structure is greater than or equal to the displacement demand. The displacement capacity of the structure depends on the strain limits of the pile materials (steel, concrete), whose values are established by the design codes; while the demand for displacement depends on the seismic hazard of the area where the structure to be evaluated is located.

The purpose of this study is to carry out an evaluation based on the seismic performance of quay N3 of the Terminal Norte Multipropósito del Callao using the performance criteria established in the aforementioned codes.

For this, information has been compiled on the layout of the structural elements of the quay (piles, platform, beams, fenders, bollards), non-linear characterization of the materials that make up the quay, determination of the seismic hazard of the area where it is located case study, etc. In addition, due to the great influence of soil-pile interaction in the evaluation of off-shore structures such as a quay, information was collected from the geotechnical characterization of the site to define transfer curves p-y, t-z and q-z (soil-structure interaction parameters) based on API RP 2A WSD, 2000 recommendations.

The displacement capacity has been determined based on the strain limits of the materials that make up the quay structure. Likewise, the displacement demand has been determined using the Substitute Structure Method, a simplified non-linear two-dimensional analysis method, incorporating 3 levels of earthquake built according to the Peruvian standard E030-2018 "Diseño sismorresistente".

Finally, through the considerations and assumptions raised in the development of the research, the results are discussed and it is concluded that quay N3 of the Terminal Norte Multipropósito del Callao does not meet the performance criteria established in the ASCE/COPRI 61-14 (2014) and POLB-WDC (2015) codes.

LISTA DE TABLAS

Tabla N° II.1: Niveles de amenaza sísmica según VISION 2000	39
Tabla N° II.2: Nivel de amenaza sísmica según ATC-40	39
Tabla N° II.3: Relaciones normalizadas para las curvas t-z en suelos arcillosos	52
Tabla N° II.4: Relaciones normalizadas para las curvas t-z en suelos arenosos	52
Tabla N° II.5: Relaciones normalizadas para las curvas q-z en suelos arcillosos y arenosos	53
Tabla N° II.6: Relaciones normalizadas para las curvas p-y en suelos de arcilla blanda bajo casos de carga estática	59
Tabla N° II.7: Relaciones normalizadas para las curvas p-y en suelos de arcilla blanda bajo casos de carga cíclica	59
Tabla N° II.8 : Rigidez inicial, K_{py} , para arcilla rígida, de acuerdo con Reese et al. (1975)	61
Tabla N° II.9: Rigidez inicial, K_{py} , para suelos granulares, de acuerdo con Reese, Cox and Koop, 1974	63
Tabla N° II.10: Límites de deformación para "Operational Level Earthquake" (OLE)	75
Tabla N° II.11: Límites de deformación para "Contingency Level Earthquake" (CLE)	76
Tabla N° II.12: Límites de deformación para "Code Level - Design Earthquake" (DE)	77
Tabla N° II.13: Ecuaciones para la longitud de la rótula plástica	80
Tabla N° III.1: Características de la sección del pilote P45x45	92
Tabla N° III.2: Características de la sección del pilote encamisetado	93
Tabla N° III.3: Características de la sección del plug de concreto	94
Tabla N° III.4: Cuadro de secciones de viga del segmento de muelle N3	94
Tabla N° III.5: Detalles de losa - Muelle N3	96
Tabla N° III.6: Exploración según el tipo de suelo	99
Tabla N° III.7: Parámetros de resistencia y deformación	101
Tabla N° III.8: PGA's en roca.	102
Tabla N° IV.1: Secciones finales de pilotes tubulares considerando condiciones de corrosión	105
Tabla N° IV.2: Propiedades específicas del concreto	110
Tabla N° IV.3: Propiedades específicas del acero	110

Tabla N° IV.4: Propiedades esperadas de los materiales según ASCE/COPRI 61-14 (2014)	111
Tabla N° IV.5: Propiedades esperadas del concreto	112
Tabla N° IV.6: Propiedades esperadas del acero	114
Tabla N° IV.7: Valores de las curvas p-y del pilote cuadrado en el nivel -2 MLWS (02-08-BE)	121
Tabla N° IV.8: Valores de las curvas t-z y q-z del pilote cuadrado en el nivel -2 MLWS (14-19-BE)	123
Tabla N° IV.9: Cuantificación de la masa del tablero de concreto	125
Tabla N° IV.10: Cuantificación de la masa de los pilotes	127
Tabla N° IV.11: Momento de inercia modificado en sección típica del pilote cuadrado	140
Tabla N° IV.12: Momento de inercia modificado en sección típica del pilote encamisetado	141
Tabla N° IV.13: Momento de inercia modificado en sección típica del plug de concreto	141
Tabla N° IV.14: Espectros de respuesta según el nivel de sismo	147
Tabla N° IV.15: Casos de carga estáticos no lineales	149
Tabla N° IV.16: Puntos de desplazamiento de fluencia y desplazamiento último	154
Tabla N° IV.17: Demanda de desplazamiento debido a una excitación pura (solo dirección longitudinal o dirección transversal)	157
Tabla N° IV.18: Cálculo del factor de magnificación dinámica en la dirección longitudinal	158
Tabla N° IV.19: Cálculo del factor de magnificación dinámica (DMF) en la dirección transversal	158
Tabla N° V.1: Periodos modales y ratios de participación modal de masas	166
Tabla N° V.2: Puntos de desempeño para la demanda OLE, CLE & DE - Caso Push-X-Max	170
Tabla N° V.3: Puntos de desempeño para la demanda OLE, CLE & DE - Caso Push-X-Min	175
Tabla N° V.4: Puntos de desempeño para la demanda OLE, CLE & DE - Caso Push-Y-LW-Max	177
Tabla N° V.5: Puntos de desempeño para la demanda OLE, CLE & DE - Caso Push-Y-LW-Min	182

Tabla N° V.6: Puntos de desempeño para la demanda OLE, CLE & DE - Caso Push-Y-SW-Max	184
Tabla N° V.7: Puntos de desempeño para la demanda OLE, CLE & DE - Caso Push-Y-SW-Min	189

LISTA DE FIGURAS

Figura N° II.1: Muelle de penetración (izquierda) y muelle marginal (derecha)	31
Figura N° II.2: Esquema de cargas de diseño	33
Figura N° II.3: Costos relativos de varios objetivos de rehabilitación	36
Figura N° II.4: Objetivos de desempeño	36
Figura N° II.5: Modelo esfuerzo - deformación de Hognestad (1951)	42
Figura N° II.6: Modelo esfuerzo - deformación del CEB (1978)	43
Figura N° II.7: Modelo de Mander (1988) para concreto no confinado	44
Figura N° II.8: Modelo de Kent y Park (1980) para concreto confinado	45
Figura N° II.9: Modelo de Mander (1988) para concreto confinado	45
Figura N° II.10: Modelo elástico perfectamente plástico	47
Figura N° II.11: Modelo de aproximación trilineal	48
Figura N° II.12: Modelo de curva completa	49
Figura N° II.13: Modelo de curva multilineal	49
Figura N° II.14: Carga axial transferida del pilote vs Desplazamiento típico (Curvas t-z)	51
Figura N° II.15: Carga en la punta del pilote vs Desplazamiento (Curva Q-z)	53
Figura N° II.16: Curvas p-y para un pilote	55
Figura N° II.17: Formas analíticas de los efectos de momento y carga lateral en pilotes.	56
Figura N° II.18: Condiciones de borde según la categoría de restricción del pilote	57
Figura N° II.19: Curvas p-y para arcillas rígidas sin nivel freático, Reese y Welch (1972)	60
Figura N° II.20: Curvas p-y para arcillas rígidas con nivel freático, Reese et al. (1975)	61
Figura N° II.21 : Curvas P-y para suelos arenosos - Reese, Koop y Cox (1974)	62
Figura N° II.22: Coeficientes C_1 , C_2 y C_3 en función de ϕ' .	65
Figura N° II.23: Módulo inicial de reacción de subrasante, k .	66
Figura N° II.24: Problema de interacción suelo – estructura	67
Figura N° II.25: Profundidad de la rótula plástica vs Rigidez adimensional del sistema ($3200 < K < 48000$ kN/m ³ - mejor curva de ajuste) para pilotes con cabezal libre	68
Figura N° II.26: Localización de las rótulas plásticas iniciales	69

Figura N° II.27: Ubicación de la rótula plástica y distribución de momentos debido a la interacción inercial	70
Figura N° II.28: Fuerza de corte vs Altura de la condición libre del cabezal (Budek, 1997)	70
Figura N° II.29: Longitud de rótula plástica de pilotes fabricados in situ vs rigidez adimensional del sistema (Budek, 1997)	71
Figura N° II.30: Longitud de rótula plástica de pilotes preesforzados vs rigidez adimensional del sistema (Budek, 1997)	72
Figura N° II.31: Interacción cinemática	73
Figura N° II.32: Interacción cinemática debido al desplazamiento relativo del suelo por encima y debajo de una capa deslizante	74
Figura N° II.33: Capacidad de desplazamiento del pilote	78
Figura N° II.34: Curva de Momento-rotación idealizada	79
Figura N° II.35: Diagrama de Flujo para el Método de la Estructura Sustituta	81
Figura N° II.36: Rigidez efectiva del análisis pushover	82
Figura N° II.37: Relación de ductilidad vs amortiguamiento efectivo para varios valores de r	84
Figura N° III.1: Ubicación geográfica del puerto del Callao - APM Terminals Callao	85
Figura N° III.2: Ubicación del muelle N3 en el TNM del Callao	86
Figura N° III.3: Vista en planta del tablero del muelle N3	86
Figura N° III.4: Talud del relleno, muro de contención y tensores del muelle N3	87
Figura N° III.5: Encamisetado o reforzamiento de los pilotes existentes.	88
Figura N° III.6: Grupo de pilotes tubulares e inclinados de acero	88
Figura N° III.7: Conexión del plug del pilote de acero con la plataforma	89
Figura N° III.8: Viga cabezal Rígida	89
Figura N° III.9: Refuerzo de vigas - Sección típica de vigas longitudinales	90
Figura N° III.10: Reforzamiento de la losa del muelle N3	90
Figura N° III.11: Conexión Quay – Landside	91
Figura N° III.12: Sección del pilote P45x45	91
Figura N° III.13: Sección del pilote encamisetado	92
Figura N° III.14: Sección del plug de concreto del pilote de acero	93
Figura N° III.15 Sección de viga mandil	94
Figura N° III.16 Sección de viga VL-2 (1076x700)	94
Figura N° III.17 Sección de viga VL-6 (1076x670)	95

Figura N° III.18 Sección de viga VL-9 (1075x400)	95
Figura N° III.19 Sección de viga VC-1 (1076x758)	95
Figura N° III.20 Sección de viga VC-1 (1076x900)	95
Figura N° III.21: Distribución general en planta de las secciones de viga	95
Figura N° III.22: Armadura típica de losa de los amarraderos 3A y 3B - Sección longitudinal	97
Figura N° III.23: Armadura típica de losa de amarraderos 3A, 3B y 3C – Sección Transversal	97
Figura N° III.24: Armadura típica de losa del amarradero 3C – Sección Longitudinal	97
Figura N° III.25: Perfil estratigráfico - Sección A-A' – Zona 1	100
Figura N° III.26: Perfil estratigráfico - Sección B-B' – Zona 2	100
Figura N° IV.1: Modelo estructural del segmento de muelle N3 - Vista 3D	107
Figura N° IV.2: Modelamiento de la cubierta o tablero del muelle	107
Figura N° IV.3: Modelo estructural del segmento de muelle N3 - Vista del eje A	107
Figura N° IV.4: Modelo estructural del segmento de muelle N3 - Vista del eje G	108
Figura N° IV.5: Modelo estructural del segmento de muelle N3 - Vista transversal típica	108
Figura N° IV.6: Discretización y localización de los resortes no lineales del suelo	109
Figura N° IV.7: Curva de esfuerzo-deformación del concreto del pilote encamisetado	112
Figura N° IV.8: Curva de esfuerzo-deformación del concreto del plug de concreto	113
Figura N° IV.9: Curva de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo A615 Grado 60	115
Figura N° IV.10 :Curva de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo A615 Grado 40	115
Figura N° IV.11: Curva de esfuerzo-deformación del acero estructural A252 Grado 2	116
Figura N° IV.12: Esquema del modelo estructural de la conexión pilote-plataforma	116
Figura N° IV.13: Conexión pilote-cubierta en el modelo estructural	120

Figura N° IV.14: Curvas p-y del pilote en el nivel -2 MLWS (02-08-BE)	122
Figura N° IV.15: Resorte horizontal no lineal en el pilote del escenario -2 MLWS (Frame 06-07-BE)	122
Figura N° IV.16: Curvas t-z y q-z del pilote cuadrado en el nivel -2 MLWS (14-19-BE)	124
Figura N° IV.17: Resorte vertical no lineal en el pilote del escenario -2 MLWS (Frame 18-19-BE)	124
Figura N° IV.18: Joint Masses de pilotes verticales - Eje A (7.14 kN-s ² /m)	128
Figura N° IV.19: Joint Masses de pilotes verticales - Eje B (6.46 kN-s ² /m)	129
Figura N° IV.20: Joint Masses de pilotes verticales - Eje C (5.72 kN-s ² /m)	129
Figura N° IV.21: Joint Masses de pilotes verticales - Eje D (5.10 kN-s ² /m)	130
Figura N° IV.22: Joint Masses de pilotes verticales - Eje E (4.26 kN-s ² /m)	130
Figura N° IV.23: Joint Masses de pilotes verticales - Eje F (3.52 kN-s ² /m)	131
Figura N° IV.24: Joint Masses de pilotes verticales - Eje G (2.79 kN-s ² /m)	131
Figura N° IV.25: Joint Masses de pilotes verticales - Eje H (2.05 kN-s ² /m)	132
Figura N° IV.26: Resumen de Joint Masses de pilotes de concreto	132
Figura N° IV.27: Resumen de Joint Masses de pilotes tubulares de acero	133
Figura N° IV.28: Diagramas de momento-curvatura reales y linealizados correspondientes a la sección típica del pilote cuadrado asumiendo un ángulo del eje de análisis igual al 0.0°	134
Figura N° IV.29: Diagramas de momento-curvatura reales y linealizados correspondientes a la sección típica del pilote cuadrado asumiendo un ángulo del eje de análisis igual al 22.5°	135
Figura N° IV.30: Diagramas de momento-curvatura reales y linealizados correspondientes a la sección típica del pilote cuadrado asumiendo un ángulo del eje de análisis igual al 45°	135
Figura N° IV.31: Diagramas de momento-curvatura reales y linealizados correspondientes a la sección típica del pilote cuadrado asumiendo un ángulo del eje de análisis igual al 67.5°	136
Figura N° IV.32: Diagramas de momento-curvatura reales y linealizados correspondientes a la sección típica del pilote encamisetado	136
Figura N° IV.33: Diagramas de momento-curvatura reales y linealizados correspondientes a la sección típica del plug de concreto del pilote de acero	137
Figura N° IV.34: Diagramas de momento-curvatura reales y linealizados correspondientes a la sección típica del pilote de acero	137

Figura N° IV.35: Rótulas plásticas en la parte superior e inferior de los pilotes verticales	139
Figura N° IV.36: Rótulas plásticas en la parte superior e inferior de los pilotes inclinados de acero	139
Figura N° IV.37: Rigidez elástica modifica de la sección típica del pilote cuadrado	141
Figura N° IV.38: Rigidez elástica modifica de la sección típica del pilote encamisado	142
Figura N° IV.39: Rigidez elástica modifica de la sección típica del plug de concreto	142
Figura N° IV.40: Carga viva uniforme sobre el tablero	143
Figura N° IV.41: Cargas cinemáticas consideradas para el sismo con 75 años de periodo de retorno.	144
Figura N° IV.42: Cargas cinemáticas consideradas para el sismo con 475 años de periodo de retorno.	145
Figura N° IV.43: Espectros de respuesta de aceleraciones según el nivel de sismo	148
Figura N° IV.44: Dirección del sismo para los casos de carga Push X - Max y Push X - Min	149
Figura N° IV.45: Dirección del sismo para los casos de carga Push Y - Landward - Max y Push Y - Landward - Min	150
Figura N° IV.46: Dirección del sismo para los casos de carga Push Y - Seaward - Max y Push Y - Seaward - Min	151
Figura N° IV.47: Aproximación bilineal de la curva Push-Over del caso Push-X-Max	152
Figura N° IV.48: Aproximación bilineal de la curva Push-Over del caso Push-X-Min	152
Figura N° IV.49: Aproximación bilineal de la curva Push-Over del caso Push-Y-LW-Max	153
Figura N° IV.50: Aproximación bilineal de la curva Push-Over del caso Push-Y-LW-Min	153
Figura N° IV.51: Aproximación bilineal de la curva Push-Over del caso Push-Y-SW-Max	153
Figura N° IV.52: Aproximación bilineal de la curva Push-Over del caso Push-Y-SW-Min	154

Figura N° IV.53: Deformación del muelle bajo excitación sísmica 100%L	155
Figura N° IV.54: Deformación del muelle bajo excitación sísmica 100%L + 30%T	155
Figura N° IV.55: Deformación del muelle bajo excitación sísmica 100%T	156
Figura N° IV.56: Deformación del muelle bajo excitación sísmica 30%L + 100%T	156
Figura N° IV.57: Puntos de análisis para el cálculo del factor de magnificación dinámica (DMF)	156
Figura N° IV.58: Aproximación bilineal de la curva Push-Over basada en el enfoque de igual energía (ASCE/COPRI 61-14, 2014)	159
Figura N° IV.59: Amortiguamiento efectivo del sistema según POLB-WDC (2015) y ASCE/COPRI 61-14 (2014)	162
Figura N° IV.60: Espectro de desplazamientos OLE, CLE y DE con 5% de amortiguamiento efectivo	163
Figura N° V.1: Modo 1 de vibración (longitudinal - torsional)	165
Figura N° V.2: Modo 1 de vibración (transversal)	165
Figura N° V.3: Modo 1 de vibración (torsional - longitudinal)	166
Figura N° V.4: Espectro de respuesta en formato ADRS para niveles sísmicos OLE, CLE & DE	169
Figura N° V.5: Curva Push-Over y aproximación bilineal del caso Push-X-Max	171
Figura N° V.6: Secuencia de rótulas plásticas en la zona de los pilotes enterrados del lado tierra – Push-X-Max	171
Figura N° V.7: Secuencia de rótulas plásticas en la zona de los pilotes enterrados del lado mar – Push-X-Max	172
Figura N° V.8: Secuencia de rótulas plásticas en los pilotes inclinados – Push-X-Max	172
Figura N° V.9: Diagrama de momentos flectores típico en los pilotes de lado tierra – Push-X-Max	173
Figura N° V.10: Diagrama de fuerzas axiales típico en los pilotes de lado tierra – Push-X-Max	173
Figura N° V.11: Diagrama de fuerzas axiales típico en los pilotes de acero inclinados en dirección longitudinal – Push-X-Max	174
Figura N° V.12: Curva Push-Over y aproximación bilineal del caso Push-X-Min	176

Figura N° V.13: Curva Push-Over y aproximación bilineal del caso Push-Y-LW-Max	178
Figura N° V.14: Secuencia de rótulas plásticas para el caso de carga Push-Y-LW-Max	178
Figura N° V.15: Diagramas de fuerzas axiales y momentos flectores típicos en los pilotes verticales de concreto – Push-Y-LW-Max	179
Figura N° V.16: Diagrama de fuerzas cortantes típico en los pilotes verticales de concreto – Push-Y-LW-Max	179
Figura N° V.17: Diagrama de fuerzas cortantes típico en los pilotes inclinados de concreto – Push-Y-LW-Max	180
Figura N° V.18: Diagramas de fuerzas axiales y momentos flectores típicos en los pilotes inclinados de concreto – Push-Y-LW-Max	180
Figura N° V.19: Diagramas de fuerzas axiales típicos en los pilotes inclinados de acero – Push-Y-LW-Max	181
Figura N° V.20: Diagramas de momentos flectores típicos en los pilotes inclinados de acero – Push-Y-LW-Max	181
Figura N° V.21: Curva Push-Over y aproximación bilineal del caso Push-Y-LW-Min	183
Figura N° V.22: Secuencia de rótulas plásticas para el caso de carga Push-Y-LW-Min	183
Figura N° V.23: Curva Push-Over y aproximación bilineal del caso Push-Y-SW-Max	185
Figura N° V.24: Secuencia de rótulas plásticas para el caso de carga Push-Y-SW-Max	185
Figura N° V.25: Diagramas de fuerzas axiales y momentos flectores típicos en los pilotes verticales de concreto – Push-Y-SW-Max	186
Figura N° V.26: Diagrama de fuerzas cortantes típico en los pilotes verticales de concreto – Push-Y-SW-Max	187
Figura N° V.27: Diagrama de fuerzas axiales típico en los pilotes inclinados – Push-Y-SW-Max	187
Figura N° V.28: Diagrama de momentos flectores típico en los pilotes inclinados – Push-Y-SW-Max	188
Figura N° V.29: Curva Push-Over y aproximación bilineal del caso Push-Y-SW-Min	190

Figura N° V.30: Secuencia de rótulas plásticas para el caso de carga Push-Y-SW- Min	190
--	-----

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

AISC	American Institute of Steel Construction
ASCE	American Society of Civil Engineers
ASTM	American Society for Testing and Materials
API-WSD	American Petroleum Institute – Working Stress Design
ATC	Applied Technology Council
CLE	Contingency Level Earthquake
COPRI	Coastal, Offshore, Ports, Rivers Institute
CQC	Complete Quadratic Combination
DDBD	Direct Displacement Based Design
DE	Design Earthquake
DMF	Dynamic Magnification Factor
FCS	Frederick Snare Corporation
FEMA	Federal Emergency Management Agency
MOTEMS	Marine Oil Terminals Engineering and Maintenance Standards
OLE	Operational Level Earthquake
PGA	Peak Ground Acceleration
PIT	Pile Integrity Testing
POLA	Port of Los Angeles
POLB-WDC	Port of Long Beach – Wharf Design Criteria
RTG	Rubber Tyred Gantry
SEAOC	Structural Engineers Association of California
SRSS	Square Root of the Sum of the Squares
STS	Ship to Shore
A_g	Área de la sección bruta del pilote
A_{sp}	Área del acero de refuerzo de confinamiento
B	Ancho del segmento de muelle
D_p	Diámetro del pilote
E_{ce}	Módulo de elasticidad esperado del concreto

K_i	Rigidez inicial del sistema
$K_{eff,n}$	Rigidez secante efectiva en la iteración n
L_c	La distancia desde el centro de la rótula plástica superior del pilote hasta el punto de contraflexión de momentos.
L_p	Longitud de rótula plástica
L_{sp}	Longitud de penetración de deformación
$S_{a,n}$	Aceleración espectral en el periodo T_n , en la iteración n
S_d	Desplazamiento espectral
T_n	Periodo fundamental de la estructura en la iteración n
T_R	Periodo de retorno
d_{bl}	Diámetro del refuerzo longitudinal
e	Excentricidad entre el centro de masa y centro de rigidez de un segmento de muelle
f_u	Esfuerzo de tracción específico del acero de refuerzo o acero estructural
f_{ue}	Esfuerzo de tracción esperado del acero de refuerzo o acero estructural
f_y	Esfuerzo de fluencia específico del acero de refuerzo o acero estructural
f_{ye}	Esfuerzo de fluencia esperado del acero de refuerzo o acero estructural
f_{yh}	Esfuerzo de fluencia específico del acero de confinamiento
f_{yhe}	Esfuerzo de fluencia esperado del acero de confinamiento
f'_c	Resistencia a la compresión específica del concreto no confinado
f'_{cc}	Resistencia a la compresión del concreto confinado (máximo)
f'_{ce}	Resistencia a la compresión esperada del concreto no confinado
m	Masa sísmica del sistema
p_e	Probabilidad de excedencia
r	Relación de la pendiente secundaria sobre la pendiente inicial
ε_c	Deformación unitaria en compresión en la fibra extrema del concreto

ϵ_{cc}	Deformación unitaria en compresión en el máximo esfuerzo del concreto confinado
ϵ_{co}	Deformación unitaria en compresión no confinada en el máximo esfuerzo a compresión, tomado como 0.002
ϵ_{spall}	Deformación última por compresión del concreto no confinado (spalling), tomada como 0,005
ϵ_{cu}	Deformación unitaria última en compresión del concreto confinado
ϵ_s	Deformación unitaria en pilote tubular de acero (tracción o compresión)
ϵ_{sb}	Deformación de rotura del acero
ϵ_{sh}	Deformación unitaria en tracción del acero de refuerzo o acero estructural al inicio de endurecimiento
ϵ_{su}	Deformación relacionada al máximo esfuerzo del acero
ϵ_{smd}	Deformación unitaria en tracción en el máximo esfuerzo del dowel
ϵ_y	Deformación unitaria de fluencia del acero
ϵ_{ye}	Deformación unitaria esperada de fluencia del acero
η	Factor de reducción del amortiguamiento efectivo
Δ_c	Capacidad de desplazamiento del sistema
$\Delta_{d,n}$	Demanda de desplazamiento para la iteración n
Δ_{ye}	Desplazamiento de fluencia del sistema
$\Delta_{p,m}$	Desplazamiento plástico debido a la rotación de la rótula plástica
$\theta_{p,m}$	Rotación plástica del pilote a las deformaciones unitarias límites OLE, CLE y DE
$\varphi_{p,m}$	Curvatura plástica en los límites de deformación para OLE, CLE y DE
φ_m	Curvatura a la deformación límite establecida de OLE, CLE y DE.
φ_y	Curvatura de fluencia determinada cuando se desarrolla la rótula plástica
μ	Demanda de ductilidad de desplazamiento del sistema
$\xi_{eff,n}$	Amortiguamiento efectivo del sistema en la iteración n
ρ_s	Ratio volumétrico del acero de confinamiento

INTRODUCCIÓN

El diseño de muelles difiere considerablemente del diseño convencional de edificaciones. Una de las diferencias reside en los tipos de cargas que poseen los muelles, por ejemplo, las cargas de atraque y amarre de un buque de diseño que dominan la carga horizontal de diseño en regiones de baja sismicidad, cargas del equipamiento portuario como grúas Ship To Shore (STS), Reach Stacker, grúas RGT, Bulk Hopper, etc. Además, la relación largo-ancho suele ser mayor a la de un edificio convencional, lo cual genera una alta participación de los modos de vibración superiores; efecto que se incrementa con la irregularidad vertical que presentan este tipo de estructuras debido a estar soportadas sobre pilotes de diferentes alturas y por poseer cambios de comportamiento estructural al tener un tramo enterrado en suelo sumergido.

Por ello, los análisis no lineales, tales como el Análisis Estático No Lineal y Análisis Dinámico No Lineal, son ampliamente utilizados en el diseño y evaluación por desempeño de muelles y también ha sido incorporado en varios códigos normativos internacionales de diseño de muelles como lo son: ASCE/COPRI 61-14, código de diseño de muelles de Port of Long Beach, 2015, California Building Code, 2014, entre otros

El presente trabajo contempla los aspectos y condiciones necesarias para realizar el análisis sísmico por desempeño del muelle N3 del Terminal Norte Multipropósito del Callao con el fin de determinar el desempeño sísmico para cada uno de los distintos niveles de amenaza sísmica, considerando distintos aspectos importantes como las propiedades actuales de los materiales, la caracterización geotécnica del sitio, configuración estructural, entre otros.

CAPÍTULO I: GENERALIDADES Y METODOLOGÍA

1.1. PROBLEMÁTICA

Dado que el Perú se encuentra situado en Cinturón de Fuego del Pacífico, considerado como una de las zonas con mayor actividad sísmica y volcánica, es necesario que las estructuras esenciales como los muelles, cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo, sean diseñadas y/o evaluadas a partir del enfoque por desempeño sísmico.

Sin embargo, en el Perú no existen lineamientos nacionales que permitan realizar un adecuado diseño o evaluación de estructuras basado en el desempeño sísmico, mucho menos enfocado a estructuras de muelles que incorpora aspectos poco convencionales y distintos a los de las edificaciones, tales como la interacción predominante suelo – estructura, fenómenos de licuación, elementos estructurales sumergidos, etc.

Por otro lado, enfocado al caso de estudio, el muelle N3 del Terminal Norte Multipropósito del Callao fue construido en el año 1930 por Frederick Snare Corporation (FCS) y diseñado en base a códigos, condiciones ambientales y de operación que están completamente desactualizados. A pesar de ello, el muelle N3 pasó por una rehabilitación completa en el año 2004, siendo rediseñado únicamente para las condiciones operativas existentes. Esto quiere decir que la estructura tiene un correcto desempeño operativo en base a cargas de gravedad (equipamiento, sobrecarga general, etc.), cargas de amarre y cargas de atraque, pero es incierto saber cuál es el desempeño sísmico de la estructura, ya que no solo depende de la ductilidad de sus elementos estructurales, sino de la configuración de los mismos dentro del sistema estructural.

Hasta ahora, no existe un estudio que nos indique cuál es el desempeño sísmico de la estructura del muelle N3, razón por la cual resulta razonable realizar un correcto análisis no lineal de dicha estructura esencial para garantizar el grado de ductilidad a la que puede llegar la estructura ante la acción de un sismo de diseño.

1.2. OBJETIVOS DEL ESTUDIO

1.2.1. Objetivo General

- Determinar el nivel de desempeño sísmico del muelle N3 del Terminal Norte Multipropósito del Callao para cada uno de los niveles sísmicos propuestos, planteando posibles decisiones para el futuro de la infraestructura.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Recopilar la información de sitio para realizar un correcto modelamiento estructural del muelle N3 del Terminal Norte Multipropósito del Callao.
- Establecer las condiciones del análisis estructural, definiendo las propiedades no lineales de los materiales, secciones de los elementos estructurales, cargas estáticas, cargas sísmicas, respuesta inelástica del suelo (curvas de transferencia), etc.
- Realizar la evaluación por desempeño sísmico del muelle N3 del Terminal Norte Multipropósito.
- Discutir los resultados de la evaluación y establecer posibles decisiones para el futuro de la estructura concesionada de alta importancia en la economía del país.

1.3. ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN

La presente investigación se limita a la evaluación por desempeño sísmico del muelle N3 existente frente a distintas demandas sísmicas, tomando como referencia las guías ASCE/COPRI 61-14 (2014) y POLB-WDC (2015), considerando la “mejor estimación” de la caracterización del suelo, limitando su incertidumbre.

Además, se excluye el estudio de diseño detallado de las medidas que se recomiendan para mejorar el desempeño sísmico de la estructura, así como la consideración de eventos extremos post-sísmicos tales como tsunamis.

1.4. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

El desarrollo del trabajo de investigación requiere de fases consistentes que buscan cumplir con los objetivos planteados anteriormente. Es por ello que esta

sección tiene como propósito explicar las 4 fases que dan forma a la presente investigación:

En la Fase 1, se desarrolla el marco teórico en base a la información obtenida de estudios, tesis y artículos de revistas indexadas realizados al muelle N3 del Terminal Norte Multipropósito del Callao.

En la Fase 2 de la investigación, se realiza la recopilación y clasificación de información tales como la caracterización del suelo, obtención de parámetros de resistencia para definir las curvas de transferencia (p-y, t-z y q-z), pruebas PIT (Pile Integrity Testing), propiedades específicas y esperadas de los materiales de la estructura, asignación de las cargas operativas que están presentes durante el evento sísmico (cargas permanentes y carga viva presente), acciones sísmicas, deformaciones laterales del talud del muelle, dimensionamiento existente de los elementos estructurales del muelle, entre otros, de tal manera que dicha información sea acoplada al modelo estructural del muelle N3.

Para la Fase 3, se realiza la evaluación por desempeño sísmico basado en desplazamientos de la estructura, determinando los puntos de demanda según la dirección de análisis y el nivel de peligro sísmico asumidos.

Finalmente, en la Fase 4, se analizan los resultados obtenidos y finalmente se proponen posibles decisiones que establezcan el futuro de la infraestructura portuaria, de acuerdo con la coyuntura actual.

1.5. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

a) Blandon (2007)

Blandon realizó un conjunto de análisis no lineales, pushover y de tiempo – historia, para verificar la capacidad de desplazamiento de los pilotes, tanto para la carga inercial y cinemática, en función de las deformaciones del material en los elementos estructurales.

Los análisis no lineales de una sección transversal completa del muelle mostraron que la demanda de desplazamiento de los pilotes críticos, al final de un segmento de muelle, puede obtenerse multiplicando la demanda de desplazamiento calculada bajo excitación transversal pura por un Factor de Magnificación Dinámica (DMF) que considera la respuesta torsional y las excitaciones

longitudinales y transversales simultáneas e interacción a través de las juntas de expansión.

b) ASCE 61 (2014)

La ASCE 61-14 establece que la interacción suelo – estructura en muelles establecen dos condiciones de carga para los pilotes: (1) carga inercial causada por el peso de la plataforma del muelle y otra masa contribuyente bajo condiciones sísmicas, y (2) carga cinemática asociada con la influencia de la deformación permanente del suelo en los pilotes. La carga inercial se asocia con la carga lateral inducida por un sismo en la estructura, mientras que la carga cinemática se refiere a la carga en pilotes de cimentación a partir de deformaciones laterales -inducidas por un sismo- del sistema de dique/terraplén/talud. La condición de carga inercial tiende a inducir momentos máximos en la parte superior de los pilotes, mientras que la carga cinemática tiende a imponer momentos máximos en las regiones profundas e inferiores de los pilotes.

c) Sandoval (2015)

Sandoval (2015), determinó las demandas sísmicas de 3 muelles basados en las características típicas a los del puerto de Long Beach, ubicado en California, Estados Unidos.

Los resultados mostraron que la combinación 100-30, usada en el análisis estático y dinámico no lineal, predice de manera aceptable las demandas sísmicas, con errores máximos del 20% para las deformaciones unitarias, mientras que el análisis usando el Factor de Magnificación Dinámica (DMF) presenta errores mayores al 50% respecto a la estimación de las deformaciones unitarias.

d) Pantoja (2015)

Pantoja evaluó la selección y escalamiento de registros sísmicos a partir de dos procedimientos: procedimiento MPS (Modal Pushover-Based Scaling) y por el procedimiento de escalamiento del estándar ASCE/SEI 7-10. Los resultados de los 2 análisis no lineales desarrollados a partir de los registros sísmicos obtenidos de ambos procedimientos se compararon con EDP's (Engineering Demand Parameters) o valores objetivo. La comparativa mostró que el procedimiento MPS es superior al contrastado con el procedimiento ASCE/SEI 7-10; las señales sísmicas escaladas según el procedimiento MPS produce estimaciones de la

mediana de los EDP's más cercanas a los valores obtenidos mediante el procedimiento del ASCE/SEI 7-10.

CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO

En el presente capítulo se describen los aspectos teóricos relacionados al análisis no lineal de muelles, al modelamiento de estructuras off-shore, así como la literatura descrita por investigadores de años pasados.

2.1. EL MUELLE

Un muelle consiste en una estructura la cual deja libre un plano prácticamente vertical de agua desde su línea de borde y que permite el atraque adosado de los buques proporcionando, además, una superficie horizontal apta para las operaciones de carga y descarga.

2.1.1. Elementos del muelle

Siendo el muelle una obra de atraque y amarre, este puede dividirse en elementos o partes a los efectos de sistematizar su clasificación tipológica y establecer elementos de comparación entre tipologías, así como facilitar los procesos de dimensionamiento y de verificación de la seguridad, la funcionalidad y la operatividad de las mismas. Con carácter general podrán definirse las siguientes partes:

- **Cimentación:** Es la parte del muelle encargada de transmitir al terreno las cargas de la estructura
- **Estructura:** Es el elemento o conjunto de elementos cuya misión fundamental es conservar la forma de la misma haciendo frente a las acciones actuantes y transmitiéndolas a la cimentación.
- **Superestructura:** Es el elemento destinado, en su caso, a solidarizar por la parte superior al conjunto de tramos estructurales y a ofrecer una línea de atraque continua, así como a permitir la transmisión y el reparto de las acciones de uso y explotación sobre la estructura resistente. Por otra parte, permite también corregir los defectos constructivos de alineación y desnivel entre tramos estructurales.
- **Relleno:** Es el material de préstamo que se coloca en el trasdós de la estructura para crear una explanada adyacente.
- **Elementos de uso y explotación:** Son aquellos elementos auxiliares cuya función es posibilitar el uso y explotación de la obra de atraque y amarre de acuerdo con los requerimientos operativos exigidos.

Los más importantes son los siguientes:

- Vigas carriles: son aquellos elementos estructurales sobre los que discurren los equipos de manipulación de movilidad restringida, cuando no forman parte directa de la estructura o superestructura de la obra de atraque.
- Defensas: son elementos flexibles situados generalmente en la superestructura que absorben por deformación parte o la casi totalidad de la energía cinética que se desarrolla durante el atraque, limitando los esfuerzos transmitidos tanto a la obra como al casco del buque. A su vez, el sistema de defensas, en combinación con el sistema de amarre sometido a tensión, puede utilizarse para disminuir los movimientos del buque atracado.
- Puntos de amarre: son elementos situados sobre la superestructura (bolardos, bitas y ganchos) que permiten configurar el sistema de amarre del buque atracado, cuya función principal es limitar los movimientos del buque producidos por los agentes del medio físico y por algunos agentes operativos durante su permanencia en el atraque, transmitiendo los esfuerzos que se producen a la estructura resistente.
- Rampa ro-ro: es un plano inclinado fijo o móvil cuya función principal es permitir la carga/descarga de los buques por medios rodantes, limitando las pendientes entre el buque y el muelle a valores admisibles.
- Galerías/Canaletas: Son aligeramientos cerrados/abiertos que se disponen en la superestructura para acoger las redes técnicas: abastecimiento de agua, electricidad, alumbrado, contraincendios, comunicaciones, etc.
- Pavimento: Capa superior del firme o estructura resistente dispuesta sobre la explanada para soportar el paso de vehículos y equipos de manipulación de mercancías.

2.1.2. Funcionalidad del muelle

El objetivo fundamental de un muelle es el proporcionar a los buques las condiciones adecuadas y seguras para su permanencia en puerto y/o para que puedan desarrollarse las operaciones portuarias necesarias para las actividades

de carga, estiba, desestiba, descarga y transbordo, así como embarque y desembarque de pasajeros, vehículos y mercancías que permitan su transferencia entre buques o entre éstos y tierra u otros medios de transporte (ROM, 2012).

2.1.3. Clasificación de los muelles

2.1.3.1. Según su orientación

De acuerdo a la orientación de un muelle con respecto a la costa es posible clasificarlo en muelles de penetración y en muelles marginales.

Un muelle de penetración, también conocido como pantalán o tipo espigón, es una estructura que se orienta perpendicularmente, o con un cierto ángulo, respecto de la línea de la costa hacia el agua.

Un muelle marginal es una estructura orientada normalmente paralela a la costa, y se le denomina también malecón.

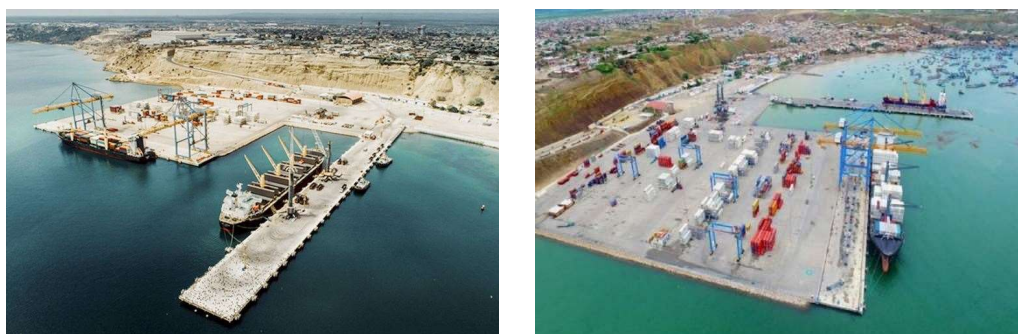


Figura N° II.1: Muelle de penetración (izquierda) y muelle marginal (derecha)
Fuente: Propia

2.1.3.2. Según su impacto en la dinámica costera

De acuerdo al impacto en la dinámica costera de un muelle, es posible clasificarlo en muelles transparentes y opacos.

Los muelles fijos transparentes o abiertos son aquellos en las que la estructura está formada por una plataforma sustentada en pilotes o pilas, permitiendo el paso del flujo del agua. Los muelles transparentes presentan una menor obstrucción a los flujos de corrientes y olas, por lo tanto, los cambios en el régimen marino adyacente son relativamente menores.

De acuerdo a la manera en que la estructura resiste y transmite las cargas al terreno de cimentación, los muelles transparentes se subdividen en muelle de pilotes y muelle de pilas.

Los muelles opacos o cerrados son aquellos en los que la parte estructural conforma un paramento continuo vertical o cuasivertical de la línea de atraque desde la superestructura a la cimentación. Contrario a los muelles transparentes, generalmente no permiten el flujo importante de agua a través de su estructura.

2.1.4. Cargas de diseño en los muelles

2.1.4.1. *Peso propio*

El peso propio, o carga muerta de una estructura, consiste en el peso de todos los materiales de construcción tanto estructurales como arquitectónicos, además de los equipamientos de servicio fijos.

2.1.4.2. *Sobrecargas uniformes y cargas de equipamiento portuario*

Acciones de naturaleza estática, variable en el tiempo y que se determinan en base a la función y uso de los espacios. Presentan variaciones frecuentes o continuas, no despreciables frente a su valor medio. En este tipo de cargas, se incluirán las cargas provenientes de la operación de vehículos, sobrecargas de pisos debido al tránsito y/o permanencia de personas y sobrecargas yacentes no permanentes.

Estas cargas, junto al peso propio, gobiernan el diseño del tablero del muelle. Entre los ejemplos más comunes tenemos a las grúas Ship to Shore (STS), grúas móviles, camiones de diseño, reach stacker, Bulk Hopper, sobrecarga general uniforme, etc.

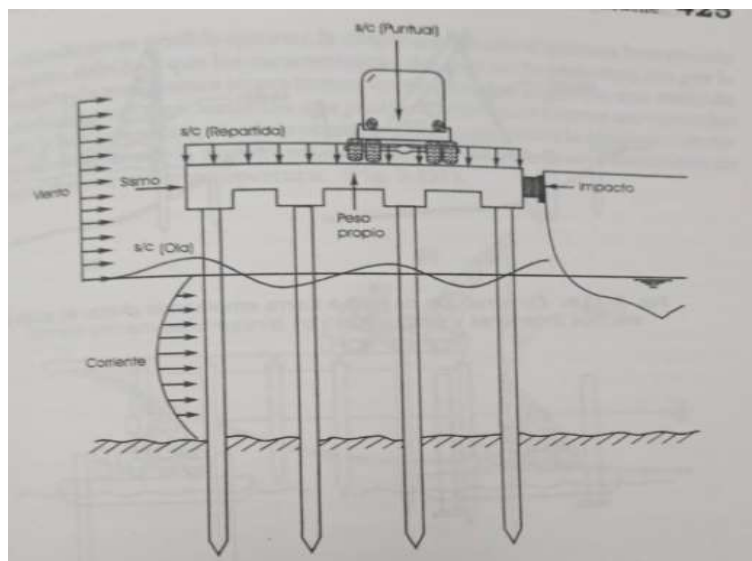


Figura N° II.2: Esquema de cargas de diseño
Fuente: Fuentes, 2001

2.1.4.3. Cargas de atraque

Las cargas de atraque corresponden a las reacciones generadas entre un buque y la estructura de atraque, desde el momento en que se produce el primer contacto entre ellos hasta que finalmente se alcanza el reposo. La magnitud de estas cargas depende no sólo del tamaño y la velocidad de la embarcación, sino también de la naturaleza de la estructura, incluida la defensa, y el grado de resiliencia que presente bajo el impacto.

2.1.4.4. Cargas de amarre

Las cargas de amarre corresponden a las cargas impuestas sobre una estructura por un buque atracado, a través del contacto entre éste y la estructura o el sistema de defensas, a través de líneas de amarre tensionadas. También se consideran como cargas de amarre aquellas debidas a maniobras del buque atracado.

Las cargas de amarre son causadas por acciones exteriores, fundamentalmente medioambientales, que se ejercen sobre el buque atracado. Su magnitud dependerá, principalmente, de las características geométricas y físicas del sistema buque/amarras/defensas.

2.1.4.5. Cargas medioambientales

Cargas debidas a la acción de fenómenos naturales, climáticos o medioambientales sobre la estructura resistente o sobre elementos que actúan sobre ella. La consideración de estas como cargas eventuales dependerá de la variación y frecuencia de ocurrencias de éstas respecto al tiempo de vida útil de la estructura, pudiéndose considerar también como permanentes o eventuales.

Entre estas se encuentran:

- Cargas debido al oleaje
- Cargas debido a las corrientes
- Cargas debido a variaciones de marea
- Cargas de viento
- Cargas debido a las precipitaciones
- Cargas de hielo y nieve

2.1.4.6. Cargas de deformación

Cargas producidas por deformaciones impuestas. Se dividen en pretensado, cargas térmicas y reológicas.

2.1.4.7. Empuje de suelo

Corresponden a presiones o empujes debido a la actuación directa de un terreno natural o de un relleno, o la indirecta de otras cargas a través de él.

2.1.4.8. Cargas sísmicas

Estas cargas son consideradas como eventuales dado que presentan pequeños tiempos de aplicación a lo largo de la vida útil de la estructura. En zonas de alta sismicidad, estas cargas son de suma importancia al momento de diseñar una estructura marítima.

2.1.5. Situaciones de diseño en muelles

Una situación de diseño es un conjunto de condiciones físicas que representan las condiciones reales que se producen durante un intervalo de tiempo determinado para el cual el diseño demostrará que los estados límites relevantes no serán superados.

Las situaciones de diseño se clasificarán de la siguiente manera:

- Situaciones persistentes de diseño, que se refieren a las condiciones de uso normal;
- Situaciones de diseño transitorio, que se refieren a condiciones temporales aplicables a la estructura, por ejemplo, durante la ejecución o reparación;
- Situaciones accidentales de diseño, que se refieren a condiciones excepcionales aplicables a la estructura o a su exposición, por ejemplo, al fuego, explosión, impacto o las consecuencias de falla no localizada;
- Situaciones de diseño sísmico, que se refieren a las condiciones aplicables a la estructura cuando están sometida a eventos sísmicos.

2.2. OBJETIVOS Y NIVELES DE DESEMPEÑO SÍSMICO

Un objetivo de desempeño especifica el desempeño sísmico deseado de la estructura, está referido al tipo de comportamiento esperado de la estructura, tomando en consideración también el comportamiento de elementos no estructurales. Especifica el comportamiento sísmico deseado de la estructura, y se define al combinar el máximo estado de daño admisible (nivel de desempeño) con una amenaza sísmica identificada (movimiento sísmico).

En el caso de cada tipo de estructura, debe seleccionarse el desempeño aceptable para diferentes niveles de amenaza sísmica, teniendo en cuenta factores tales como ocupación, importancia, y consideraciones económicas, incluyendo el costo de reparación y el costo de la interrupción de las actividades que se realizan en su interior. En general, los objetivos de desempeño que esperan bajos niveles de daño para eventos sísmicos relativamente poco frecuentes, resultarán en un mayor trabajo y costo de adecuación, comparados con los objetivos seleccionados con metas más modestas del control del daño.

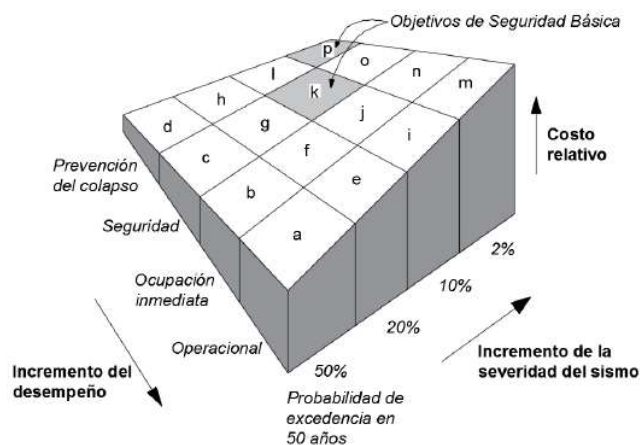


Figura N° II.3: Costos relativos de varios objetivos de rehabilitación
 Fuente: Adaptación de FEMA 274, 1997

En la Figura N° II.4, se puede observar una gráfica que representa el tipo de desempeño de una estructura en el eje horizontal (con incremento de daño hacia la derecha) y en el eje vertical, la severidad del sismo (en términos de frecuencia). Cada recuadro representa un objetivo de desempeño un estado de desempeño para una intensidad de sismo dada.

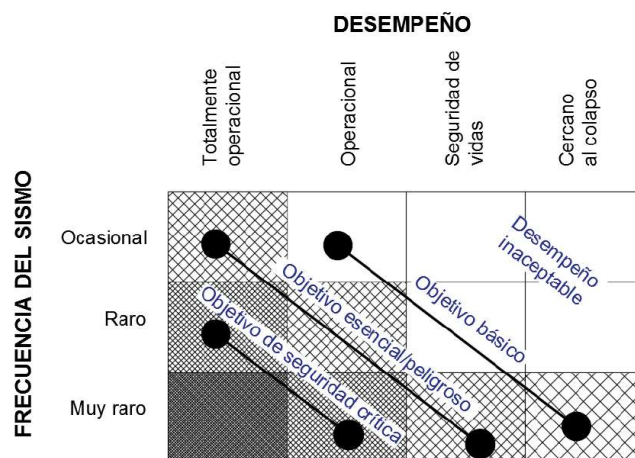


Figura N° II.4: Objetivos de desempeño
 Fuente: Adaptación del SEAOC Vision 2000

Un nivel de desempeño describe un estado límite de daño discreto. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños, y la funcionalidad de la edificación posterior al sismo. Está compuesto por la combinación de un nivel seleccionado de

desempeño estructural y un nivel seleccionado de desempeño no estructural. El Nivel de Desempeño Estructural describe el estado límite de daño del sistema estructural principal, mientras que el Nivel de Desempeño No Estructural, describe el estado límite de daño de componentes no estructurales donde se incluyen los cerramientos. Estos niveles están referidos a puntos discretos en una escala continua, describiendo el comportamiento esperado de la estructura, o alternativamente, cuánto daño y pérdidas económicas pueden ocurrir

Para ASCE 61-14 (2014), estándar usado para el diseño de muelles, los niveles de desempeño son: "Life Safety Protection", "Controlled and Repairable Damage" y "Minimal Damage". La respuesta estructural requerida para cada nivel de desempeño considerado para este estándar se presenta a continuación:

Life Safety Protection

Una estructura se clasificará como proveedora de "Life safety protection" cuando:

- El estado de daño después del sismo es tal que la estructura continúa soportando cargas de gravedad;
- El daño que ocurre no impide la evacuación; y
- No hay pérdida de contención de materiales que, de alguna manera, representen un peligro público.

Controlled and Repairable Damage

Una estructura debe ser clasificada como proveedora de "Controlled and repairable damage" cuando:

- La estructura responde de forma controlada y de manera dúctil, experimentando deformaciones inelásticas limitadas en ubicaciones donde la reparación sea posible;
- Las reparaciones requeridas resultan en una pérdida de servicio por no más de unos meses; y
- No hay pérdida de contención de materiales de una manera que planteen un peligro público.

Minimal Damage

Una estructura se clasificará como proveedora de "Daños Mínimos" cuando:

- Exhibe una respuesta elástica con deformaciones residuales menores o nulas;
- No hay pérdida de la operatividad de la estructura; y
- No hay pérdida de contención de materiales de una manera que plantee un peligro público.

2.3. NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA

El nivel de amenaza o peligro sísmico está basado en el grado de movimiento del suelo, ubicación de la estructura, fallas cercanas y un nivel de sismo seleccionado. En la estimación del peligro sísmico se utilizan métodos o modelos probabilísticos simplificados basados en el establecimiento de leyes estadísticas para definir el comportamiento sísmico de una zona, las fuentes sismogénicas y la atenuación del movimiento del suelo, expresando los resultados en forma de tasas de excedencia de los distintos niveles de intensidad del movimiento o a los valores máximos de aceleración esperados en un lugar y en un intervalo de tiempo determinado. Sin embargo, estos modelos involucran una gran cantidad de incertidumbres, lo que lleva inevitablemente a ser estimados a partir de la extrapolación de datos, a la adaptación de estudios de otras regiones para que estos modelos sean completamente funcionales y en muchos casos a la simplificación de los mismos.

Los movimientos sísmicos de diseño son expresados en términos de un intervalo de recurrencia medio o de una probabilidad de excedencia. El intervalo de recurrencia medio, por ejemplo 475 años, es una expresión del período promedio de tiempo, expresado en años, que transcurre entre la ocurrencia de un sismo que produce daños de una severidad igual o superior a una determinada. La probabilidad de excedencia, de 10% en 50 años, es una representación estadística de la posibilidad de que el efecto de un sismo exceda una cierta severidad durante un período de tiempo determinado expresado en años. El período de retorno T_R (intervalo de recurrencia) puede relacionarse directamente con una probabilidad de excedencia p_e para un número específico t de años, mediante la siguiente ecuación:

$$T_R = \frac{1}{1 - (1 - p_e)^{\frac{1}{t}}} \quad \text{Ec. II.1}$$

En la Tabla N° II.1, se muestran los intervalos de recurrencia y las probabilidades de excedencia para los cuatro movimientos sísmicos de diseño considerados por el comité VISION 2000:

Tabla N° II.1: Niveles de amenaza sísmica según VISION 2000

Movimiento Sísmico de Diseño	Intervalo de Recurrencia	Probabilidad de Excedencia
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy raro	950 años	10% en 100 años

Fuente: SEAOC Vision 2000

Asimismo, el ATC-40 (1996) utiliza tres niveles de movimientos sísmicos para el diseño de estructuras: sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo. A continuación, en la se muestra el detalle:

Tabla N° II.2: Nivel de amenaza sísmica según ATC-40

SISMO DE SERVICIO (SE)	SISMO DE DISEÑO (DE)	SISMO MÁXIMO (ME)
Nivel del movimiento del suelo con 50% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años.	Nivel del movimiento del suelo con 10% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años.	Nivel del movimiento del suelo con entre 2% y 5% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años.
Período de retorno T= 75 años.	Período de retorno T= 475 años.	Período de retorno T= entre 975 y 2475 años.
Se considera como un sismo frecuente, ya que puede ocurrir más de una vez durante la vida útil de la estructura.	Representa un movimiento sísmico poco frecuente, de intensidad entre moderada y severa, y se considera que puede ocurrir al menos una vez durante la vida de la estructura.	Corresponde al máximo movimiento del terreno que puede ser esperado en el sitio donde se encuentra localizada la estructura. Es utilizado para el diseño de estructuras esenciales.

Fuente: ATC-40, 1996

Los criterios de desempeño utilizados en la industria de puertos están relacionados con tres niveles de sismo: Nivel de Sismo Operacional (Operational Level Earthquake – OLE), Nivel de Sismo de Contingencia (Contingency Level Earthquake – CLE) y Sismo de Diseño a Nivel de Código (Code Level Design Earthquake – DE). Dichos niveles de sismo están especificados en la ASCE 61-

14 (2014) y en el POLB-WDC (2015). El OLE y CLE corresponden a diferentes probabilidades de ocurrencia (diferentes períodos de retorno promedio). El DE corresponde a un sismo más grande y raro que el OLE y CLE. Los tres niveles de movimientos de suelo son definidos a continuación:

Operational Level Earthquake – OLE

El OLE se define como el evento sísmico que produce movimientos del suelo asociados con un período de retorno de 72 años. Los movimientos de tierra del período de retorno de 72 años tienen una probabilidad del 50% de ser excedido en 50 años. El evento OLE ocurre con más frecuencia que los eventos CLE y DE y tiene una menor intensidad. Espectros de respuesta recomendados para OLE para diferentes condiciones del terreno se proporcionan en el documento “Port-Wide Ground Motion Study, Port of Long Beach, California”.

Contingency Level Earthquake – CLE

El CLE se define como el evento sísmico que produce movimientos de tierra asociados con un período de retorno de 475 años. Los movimientos de tierra del período de retorno de 475 años tienen un 10% probabilidad de ser excedido en 50 años. El evento CLE ocurre con menos frecuencia que el evento OLE, pero con mayor frecuencia que el evento DE. El evento CLE tiene mayor intensidad que el evento OLE, pero menor intensidad que el evento DE. Espectros de respuesta recomendados para CLE para diferentes condiciones del terreno se proporcionan en “Port-Wide Ground Motion Study, Port of Long Beach, California”.

Code Level Design Earthquake – DE

El DE deberá cumplir con los requisitos de diseño de terremoto de la actual California Building Code. El evento DE ocurre con menos frecuencia que los eventos OLE y CLE, pero tiene una mayor intensidad que los otros dos eventos anteriores mencionados. Los espectros de respuesta recomendados para DE para diferentes condiciones del terreno se proporcionan en “Final Addendum No. 3 to Port-wide Ground Motion Study, Port of Long Beach, California”. Esta referencia también proporciona aceleraciones de terreno máximas que deberían ser utilizadas para evaluaciones geotécnicas.

2.4. MODELOS DE ESFUERZO – DEFORMACIÓN

El concreto armado es un material estructural heterogéneo y con un comportamiento complejo, conformado por dos elementos que se complementan: el concreto, que trabaja generalmente a compresión, y el acero de refuerzo, de buen desempeño a tracción. El comportamiento de esfuerzo – deformación del concreto armado ha sido investigado principalmente mediante experimentos; los resultados de dichas investigaciones están en función de múltiples parámetros como el confinamiento del testigo de ensayo, el estado último de carga, el modo de falla.

Para el análisis y evaluación de estructuras de concreto armado se emplean relaciones esfuerzo deformaciones idealizadas – simplificadas, tanto para el concreto como para el acero, las cuales fueron desarrolladas a partir de los resultados experimentales. A continuación, se presentan algunos modelos constitutivos para el concreto (confinado y no confinado) y para el acero de refuerzo longitudinal:

2.4.1. Modelos de esfuerzo – deformación del concreto

Concreto No Confinado

a) Modelo de Hognestad (1951)

El modelo de Hognestad muestra una de las idealizaciones más comunes para el comportamiento del concreto no confinado que data del año 1951. Es la combinación de una parábola de segundo grado para la parte ascendente de la curva y una línea recta en la parte descendente. En este modelo se suele adoptar un valor de $\epsilon_o = 0.002$ y un valor de ϵ_{cu} comprendido entre 0.003 y 0.004.

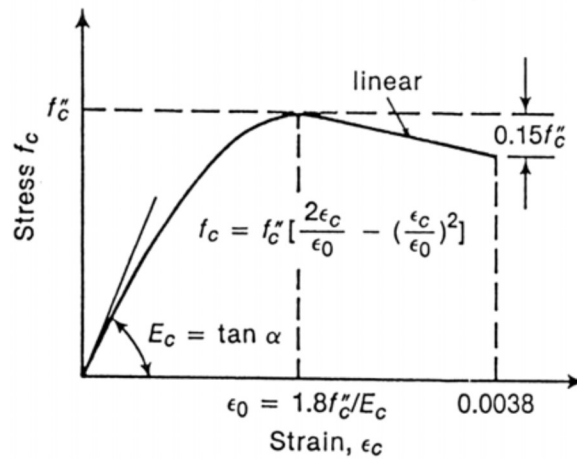


Figura N° II.5: Modelo esfuerzo - deformación de Hognestad (1951)

La ecuación de la parte parabólica ascendente es:

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad \text{Ec. II.2}$$

Donde:

- f_c : Resistencia a la compresión del concreto para una deformación ε_c
- f'_c : Resistencia máxima a la compresión del concreto
- ε_0 : Deformación unitaria para la resistencia máxima

b) Modelo de Comité Europeo del Concreto (CEB 1978)

El modelo del Comité Europeo del Concreto (CEB) es usado para el diseño de elementos de concreto armado en flexión simple. Consiste en una parábola seguida por una recta y corresponde a un modelo idealizado inelástico perfectamente plástico.

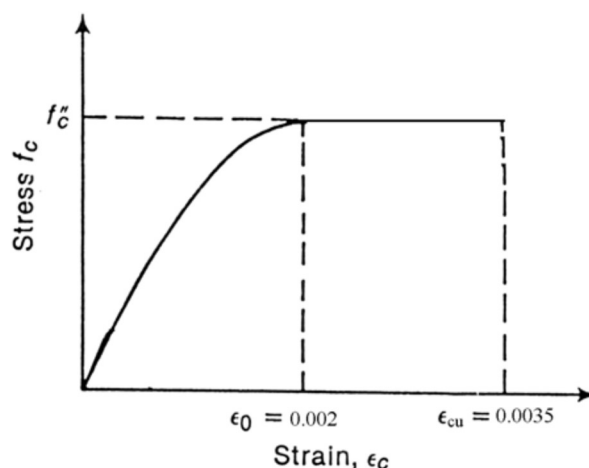


Figura N° II.6: Modelo esfuerzo - deformación del CEB (1978)

Al igual que el modelo anterior, el tramo curvo corresponde a una función parabólica que llega hasta el punto máximo de esfuerzo en el concreto ($f''_c = 0.85 f'_c$) y su correspondiente deformación (ϵ_0). El esfuerzo máximo se mantiene constante (modelo idealizado perfectamente plástico) hasta llegar al máximo valor de deformación (ϵ_{cu}).

c) Modelo de Mander y Priesley (1988)

La curva de Mander, tanto para el concreto no confinado y confinado, es actualmente una de las más utilizadas para la investigación del comportamiento de secciones de concreto en flexión y flexocompresión. Es posible modificar la curva correspondiente al concreto no confinado, para incluir el efecto del confinamiento (estribos o espirales) tanto en el valor de f'_c como en la deformación máxima.

Para el presente modelo, el concreto se considera no confinado cuando se cumpla una de las siguientes condiciones: (1) Cuando no exista acero de confinamiento; o (2) Cuando el espaciamiento del acero de confinamiento sea mayor a 0.305m. A continuación, se muestra los detalles:

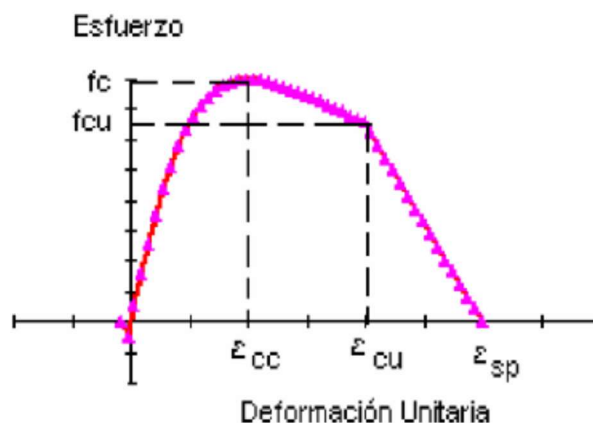


Figura N° II.7: Modelo de Mander (1988) para concreto no confinado
Fuente: Jaramillo y Riveros, 2011

Donde:

- f'_c : Resistencia a la compresión máxima del concreto no confinado
- f_{cu} : Esfuerzo de compresión para la deformación ϵ_{cu}
- ϵ_{cc} : Deformación unitaria para la resistencia a la compresión máxima
- ϵ_{cu} : Deformación unitaria última del concreto no confinado
- ϵ_{sp} : Deformación unitaria de descascaramiento

Las ecuaciones que describen el comportamiento del modelo esfuerzo – deformación del concreto no confinado son las mismas para el concreto confinado y serán mostradas en el Subcapítulo posterior.

Concreto Confinado

a) Modelo de Kent y Park (1980)

El modelo de esfuerzo – deformación de Kent y Park se desarrolló para casos de testigos de concreto confinados por estribos rectangulares; sin embargo, también se puede aplicar para casos de concreto confinado.

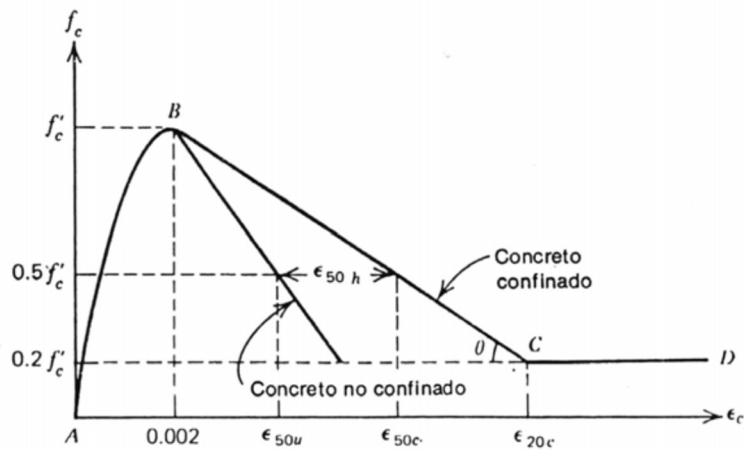


Figura N° II.8: Modelo de Kent y Park (1980) para concreto confinado

Según la Figura N° II.8, no se ha modificado la resistencia del concreto por la presencia del confinamiento, el efecto de confinamiento se observa a partir de la longitud de la rama descendente de la curva.

b) Modelo de Mander (1988)

Este modelo tiene una curva inicial que asciende por encima de la resistencia del concreto no confinado f'_{co} , hasta llegar a la resistencia de compresión confinada f'_{cc} . Este segmento está seguido por una curva descendente que depende de los parámetros del acero de confinamiento. El modelo de Mander se muestra en la Figura N° II.9:

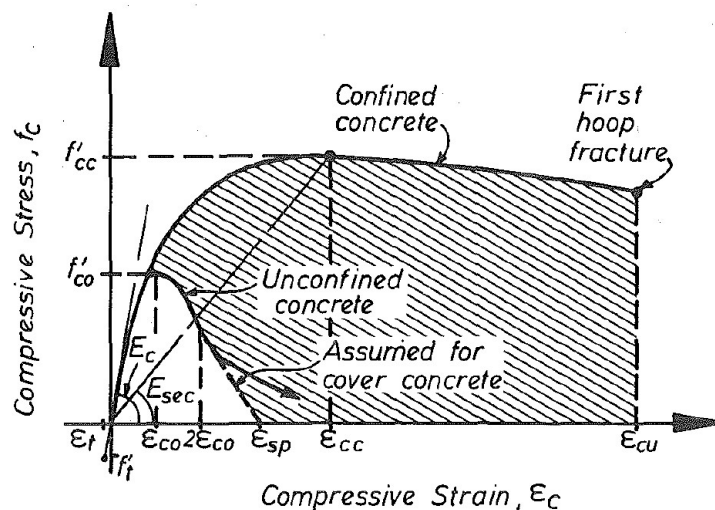


Figura N° II.9: Modelo de Mander (1988) para concreto confinado
Fuente: Journal of Structural Engineering, 1988

Las ecuaciones Ec. II.3 al Ec. II.8, que describen el comportamiento del concreto confinado, según modelo esfuerzo – deformación de Mander, son las siguientes:

$$f_c = \frac{f'_{cc} * x * r}{r - 1 + x^r} \quad \text{Ec. II.3}$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad \text{Ec. II.4}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad \text{Ec. II.5}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad \text{Ec. II.6}$$

$$E_c = 5000\sqrt{f'_{co}} \quad \text{Ec. II.7}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad \text{Ec. II.8}$$

Donde:

- f_c : Esfuerzo longitudinal de compresión determinado del concreto
- f'_{cc} : Resistencia a la compresión del concreto confinado
- f'_{co} : Resistencia a la compresión del concreto no confinado
- ε_{cc} : Deformación unitaria para la resistencia a la compresión concreto confinado
- ε_{co} : Deformación unitaria para la resistencia a la compresión concreto no confinado
- ε_c : Deformación unitaria a la compresión longitudinal del concreto
- E_c : Módulo de elasticidad tangente del concreto
- E_{sec} : Módulo de elasticidad secante del concreto

La propuesta del modelo de esfuerzo – deformación de Mander, para el concreto confinado y no confinado en compresión, fue adaptado por el documento “Port of Long Beach – Wharf Design Criteria” en el año 2015. Dicha adaptación se empleó en los análisis de momento – curvatura del presente trabajo de investigación.

2.4.2. Modelos de esfuerzo – deformación del acero

Curvas típicas de esfuerzo – deformación del acero de refuerzo exhibieron una porción inicial elástica lineal, una plataforma de cedencia (es decir, una zona más allá de la cual la deformación aumenta con poco o ningún aumento del esfuerzo), una región de endurecimiento por deformación en la que el esfuerzo nuevamente aumenta con la deformación, y finalmente una región en la que el esfuerzo decae hasta que ocurre la fractura. Se han planteado curvas simplificadas con el fin de idealizar el perfil de la curva de esfuerzo – deformación y usarse para el diseño (Park y Paulay, 1980).

A continuación, se muestran los siguientes modelos de esfuerzo – deformación del acero de refuerzo del concreto armado:

a) Modelo elástico perfectamente plástico

Modelo que idealiza la curva de esfuerzo – deformación del acero con dos líneas rectas ignorando la resistencia superior de cedencia y el aumento de esfuerzo debido al endurecimiento por deformación, tal como se muestra en la .

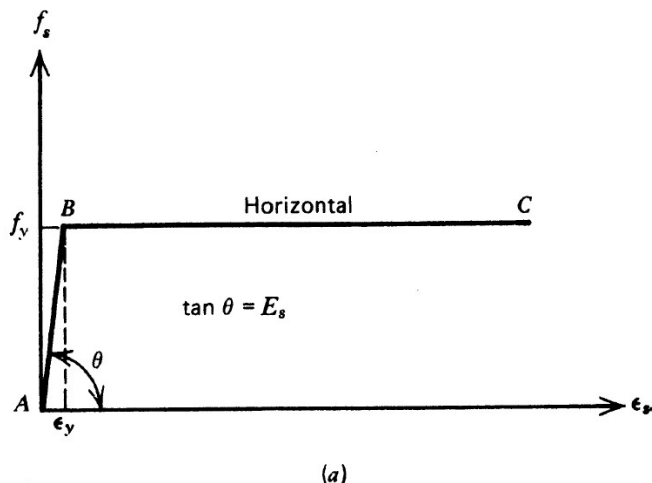
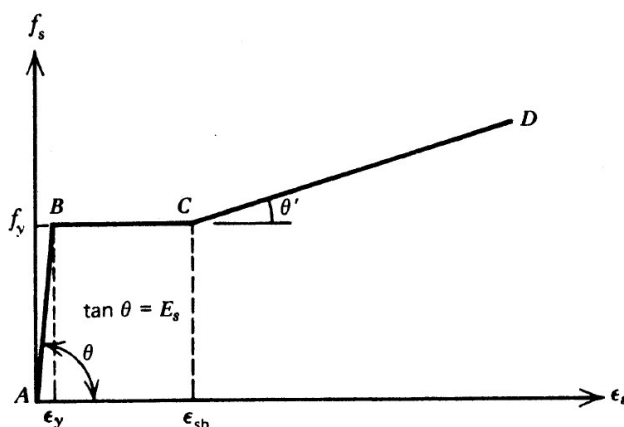


Figura N° II.10: Modelo elástico perfectamente plástico
 Fuente: Paulay y Park, 1980

En algunos casos, especialmente en el diseño sísmico donde los requerimientos de ductilidad pueden implicar la posibilidad de alcanzar deformaciones mucho más grandes que la deformación de cedencia, el acero puede endurecer por deformación poco después de la cedencia; por lo tanto, esta curva subestima el esfuerzo del acero a deformaciones elevadas.

b) Modelo de aproximación trilineal

El modelo trilineal, mostrado en la Figura N° II.11, constituye una buena representación y sirve para cuando un elemento está sujeto a deformaciones mayores al nivel de fluencia al tomar en cuenta la zona de endurecimiento por deformación.



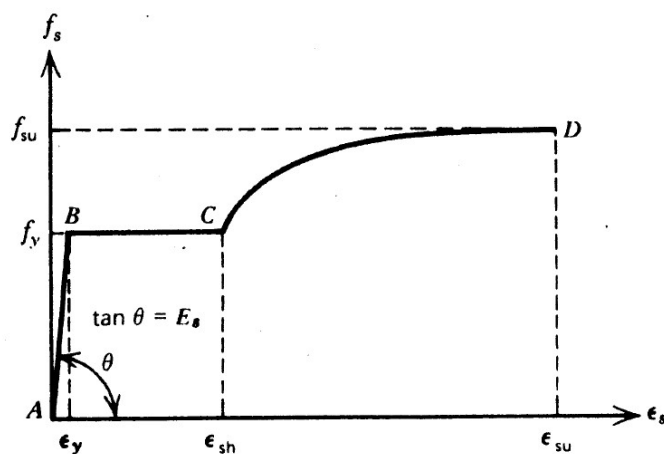
(b)

Figura N° II.11: Modelo de aproximación trilineal
Fuente: Paulay y Park, 1980

El tramo lineal AB corresponde al rango elástico, donde se cumple que la pendiente es igual a su módulo de elasticidad (E_s). En el tramo BC, llamado escalón de fluencia (f_y), la deformación aumenta hasta ϵ_{sh} (deformación al inicio de la zona de endurecimiento). El tramo lineal CD corresponde a la zona de endurecimiento por deformación y se cumple que la pendiente para este tramo es igual a E_{sh} .

c) Modelo de curva completa

El modelo de curva completa observado en la Figura N° II.12 corresponde a una idealización más refinada al establecer una zona parabólica de endurecimiento por deformación. Los valores de los esfuerzos y deformaciones al inicio de la fluencia (ϵ_y, f_y), del endurecimiento por deformación (ϵ_{sh}) y a la ruptura (ϵ_{su}, f_{su}) son necesarios para precisar la curva.



(c)

Figura N° II.12: Modelo de curva completa
Fuente: Paulay y Park, 1980

d) Modelo de curva multilineal

El modelo de curva multilineal observado en la Figura N° II.13, corresponde a una idealización de deformación esperada del acero ante una carga monótona y se puede idealizar con cuatro tramos: tramo elástico, tramo plástico, tramo de endurecimiento (hardening) y tramo de ablandamiento (softening).

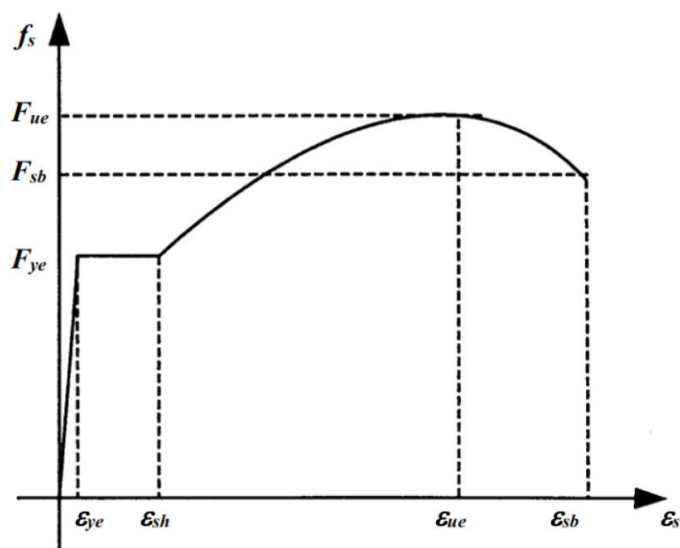


Figura N° II.13: Modelo de curva multilineal
Fuente: CALTRANS-SDSFSB, 2016

Tanto para los tramos de endurecimiento y ablandamiento por deformación, se puede utilizar la expresión propuesta de Holzer et al. (1975):

$$f_s = F_{ye} \left(1 + \left(\frac{F_{ue}}{F_{ye}} - 1 \right) \left(\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_{ue} - \varepsilon_{sh}} \right) e^{1 - \left(\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_{ue} - \varepsilon_{sh}} \right)} \right) \quad \text{Ec. II.9}$$

Los valores de los esfuerzos y deformaciones al inicio de la fluencia (ε_y, F_{ye}), del endurecimiento por deformación (ε_{sh}), del punto de máximo esfuerzo a tracción (ε_{ue}, F_{ue}) y a la ruptura (ε_{sb}, F_{sb}) son necesarios para formar a la curva de esfuerzo-deformación.

Esta propuesta de modelo constitutivo se empleó en los análisis de momento – curvatura del presente trabajo de investigación.

2.5. CURVAS DE TRANSFERENCIA DE CARGA

El diseño de una fundación piloteada para cargas axiales empieza con un análisis de cómo se transfiere la carga al suelo, a menudo se considera limitado a determinar solamente la “capacidad” del pilote, algunas veces separando la “capacidad” en componentes de resistencia de punta y de fuste. El término “capacidad” es un concepto muy impreciso, además, el análisis de transferencia de carga es usualmente llamado análisis estático o análisis de “capacidad de carga”. El análisis de transferencia de carga es también una parte necesaria de un análisis de asentamientos, ya que, a diferencia del diseño de las fundaciones superficiales, el análisis de asentamiento de los pilotes no puede ser separado del análisis de la transferencia de carga.

El pilote debe ser diseñado para resistir las cargas axiales cíclicas y estáticas. La resistencia axial del suelo es provista por una combinación de la capacidad de carga del fuste del pilote y capacidad de carga final en la punta del pilote. La relación gráfica entre la transferencia de cortante móvil del suelo – pilote y la deflexión local del pilote en alguna profundidad es descrita usando la curva t-z. Similarmente, la relación entre la capacidad de carga final y la deflexión axial en la punta del pilote se describe usando las curvas q-z. De igual manera, la relación gráfica entre la transferencia de carga lateral del suelo-pilote y la deformación lateral ocasionada por la misma carga lateral se describe usando las curvas p-y.

2.5.1. Curvas t-z

Varios métodos empíricos y teóricos están disponibles para desarrollar curvas de transferencia de carga axial y desplazamientos del pilote, curvas (t-z). El documento “Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing

Fixed Offshore Plataforms – Working Stress Design” elaborado por el Instituto Americano de Petróleo (API-WSD, 2001) hace referencia a investigaciones que disponen metodologías para desarrollar curvas t-z. Las curvas teóricas se elaboran a partir de los procedimientos descritos por Kraft, et al. (1981), mientras que las curvas empíricas t-z basadas en los resultados de modelos y ensayos de carga en pilotes a escala total siguen los procedimientos: (1) de Cole y Reese (1966) para suelos arcillosos y (2) de Coyle, H.M y Suliaman (1967) para suelos granulares, tal y como se muestra la Figura N° II.14:

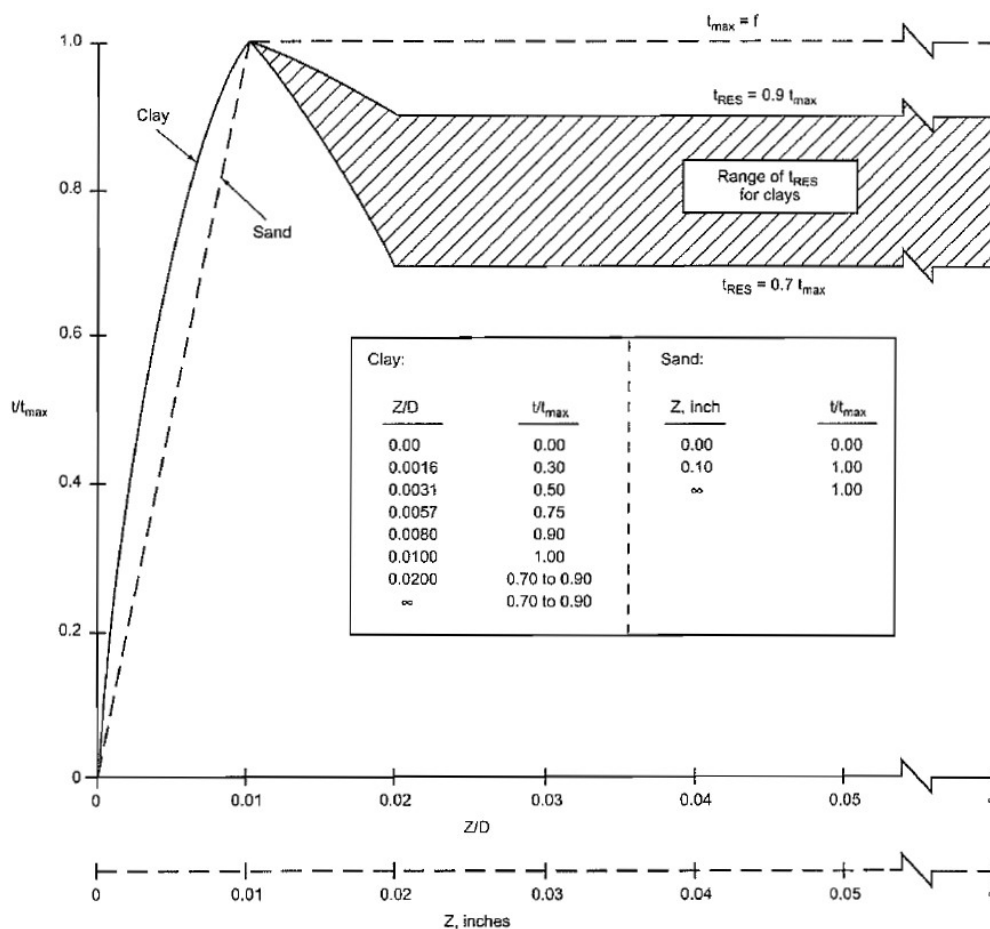


Figura N° II.14: Carga axial transferida del pilote vs Desplazamiento típico (Curvas t-z)
Fuente: API – WSD, 2001

Las relaciones entre la resistencia de adhesión suelo - pilote vs deflexión local del pilote, curvas t-z, son visualizadas a partir de las siguientes tablas.

Para suelos arcillosos:

Tabla N° II.3: Relaciones normalizadas para las curvas t-z en suelos arcillosos

Arcillas	z/D	t/t_{max}
	0.0016	0.30
	0.0031	0.50
	0.0057	0.75
	0.0080	0.90
	0.0100	1.00
	0.0200	0.70 a 0.90
	∞	0.70 a 0.90

Fuente: API – WSD, 2001

Para suelos arenosos:

Tabla N° II.4: Relaciones normalizadas para las curvas t-z en suelos arenosos

Arenas	z/D	t/t_{max}
	0.000	0.00
	0.100	1.00
	∞	1.00

Fuente: API – WSD, 2001

Donde:

- z : Deflexión local del pilote, in. (mm),
- D : Diámetro del pilote, in. (mm),
- t : Adhesión suelo – pilote movilizada, lb/ft² (kPa),
- t_{max} : Adhesión suelo – pilote máxima o capacidad unitaria por fricción en fuste, lb/ft² (kPa).

La forma de la curva t-z en desplazamientos mayores que z_{max} debe considerarse cuidadosamente. Los valores del ratio de adhesión residual t_{res}/t_{max} en el desplazamiento axial del pilote en el que ocurre (z_{res}) están en función del comportamiento esfuerzo – deformación del suelo, historial de esfuerzos, método de la instalación del pilote, secuencia de carga en el pilote entre otros factores.

2.5.2. Curvas q-z

Las curvas q-z indican la relación entre la capacidad de carga final y la deflexión axial en la punta del pilote. Se requieren movimientos en la punta del pilote relativamente grandes para alcanzar la capacidad de carga final en punta. Puede ser necesario un desplazamiento en la punta del pilote de hasta el 10% del diámetro del pilote para la movilización total en suelos arenosos y arcillosos.

Según API (American Petroleum Institute), las siguientes relaciones normalizadas y recomendadas para arenas y arcillas se muestra en la Tabla N° II.5:

Tabla N° II.5: Relaciones normalizadas para las curvas q-z en suelos arcillosos y arenosos

z/D	Q/Q_p
0.002	0.25
0.013	0.50
0.042	0.75
0.073	0.90
0.100	1.00

Fuente: API – WSD, 2001

La curva q-z recomendada se muestra en la Figura N° II.15:

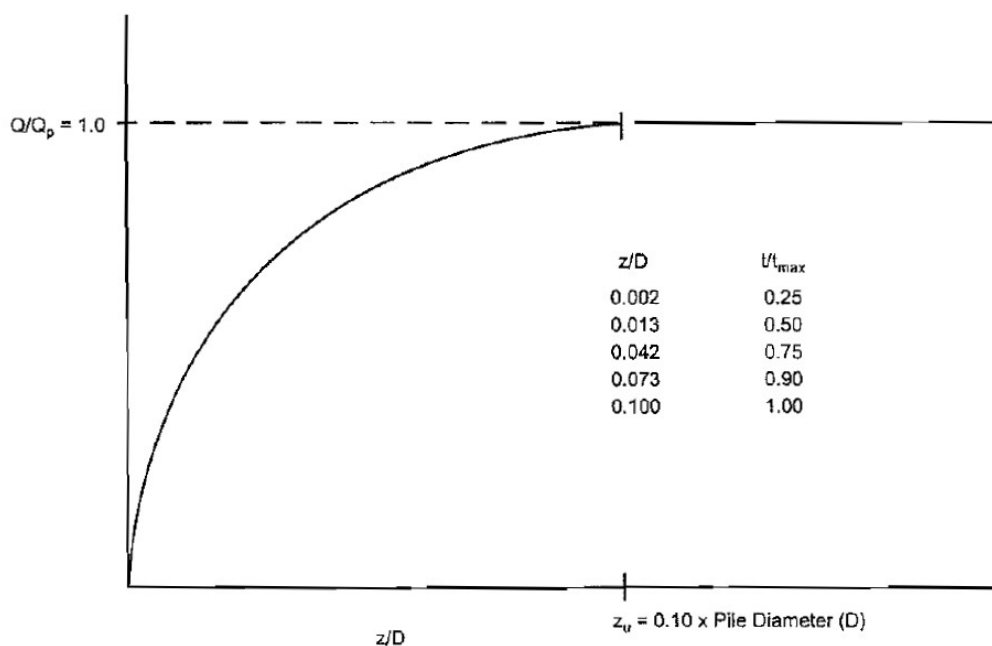


Figura N° II.15: Carga en la punta del pilote vs Desplazamiento (Curva Q-z)
 Fuente: API – WSD, 2001

Donde:

- z : Deflexión axial de la punta del pilote, in. (mm),
 D : Diámetro del pilote, in. (mm),
 Q : Capacidad de carga en punta movilizada, lb (kN),
 Q_p : Capacidad de carga en punta total, lb (kN).

2.5.3. Curvas p-y

Las curvas p-y son una representación numérica que simula la resistencia/rigidez del suelo como resortes no lineales predefinidos, donde “p” es la presión del suelo por unidad de longitud del pilote e “y” es la deflexión lateral del pilote. El suelo está representado por una serie de curvas p-y no lineales que varían con la profundidad y el tipo de suelo.

La curva p-y para un punto particular del pilote depende de muchos factores, como, por ejemplo:

- Tipo de suelo;
- Tipo de carga (estática, dinámica, monotónica, cíclica o combinaciones de las mismas);
- Diámetro del pilote y forma transversal;
- Coeficiente de fricción entre el pilote y el suelo;
- Profundidad debajo de la superficie del suelo;
- Condiciones de borde;
- Métodos de construcción del pilote; y
- Efectos de interacción integral.

La influencia de estos factores no está bien establecida, por lo que ha sido necesario desarrollar curvas p-y empíricamente al volver a calcularlas a partir de pruebas de carga a gran escala.

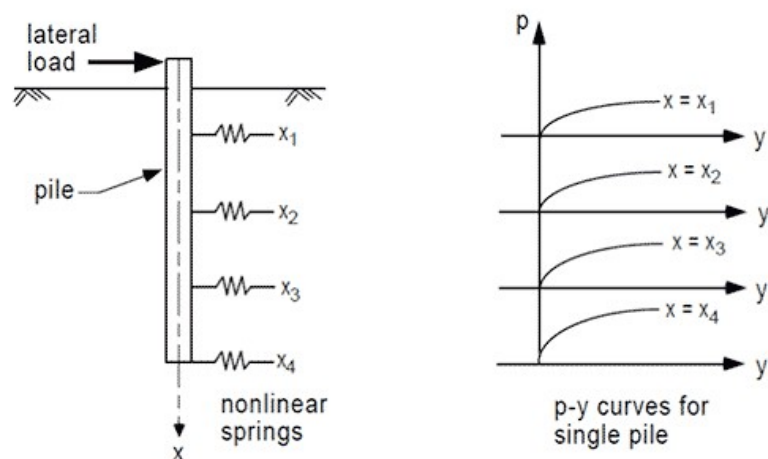


Figura N° II.16: Curvas p-y para un pilote
Fuente: FHWA Manual, 2010

El interés en el modelo numérico de las curvas p-y se desarrolló por primera vez en las décadas de 1940 y 1950, cuando las compañías de energía construyeron estructuras offshore que tenían que soportar grandes cargas horizontales de las olas. La fecha exacta de publicación del modelo no está disponible ya que las curvas p-y todavía se modifican y mejoran hoy. Las primeras recomendaciones sobre el comportamiento p-y se remontan a 1950 y se refieren al trabajo de Skempton y Terzaghi (Ruigrok 2010). Algunos de los primeros estudios experimentales comenzaron en los años 60 y 70, p. Broms (1964), Matlock (1970) y Reese y Cox (1975). Se realizaron progresos significativos en la formulación en 1980 y posteriormente. El American Petroleum Institute (API) fue una de las primeras agencias en desarrollar recomendaciones de diseño basadas en estudios de investigación financiados para sus propios fines de construcción en alta mar (por ejemplo, API 1987, 1993, 2005, etc.).

La derivación experimental de curvas p-y sigue un proceso tradicional de doble derivación y doble integración de datos de curvatura de pilotes medidos a través de instrumentación interna. Con mayor frecuencia, los calibradores de deformación, los LVDT y e inclinómetros, se utilizan para obtener lecturas de curvatura de pilotes sobre los diversos niveles de deformación lateral del pilote. Una vez que se registran los datos de curvatura, las desviaciones, rotaciones y momentos de flexión en el pilote se calculan a través de la ecuación de flexión de la viga usando técnicas de diferencia finita o de elementos finitos. De este modo, la mayoría de los estudios asumen que la carga axial en el pilote tiene muy poco

efecto sobre la deformación y el momento de flexión, por lo que se supone constante con la profundidad.

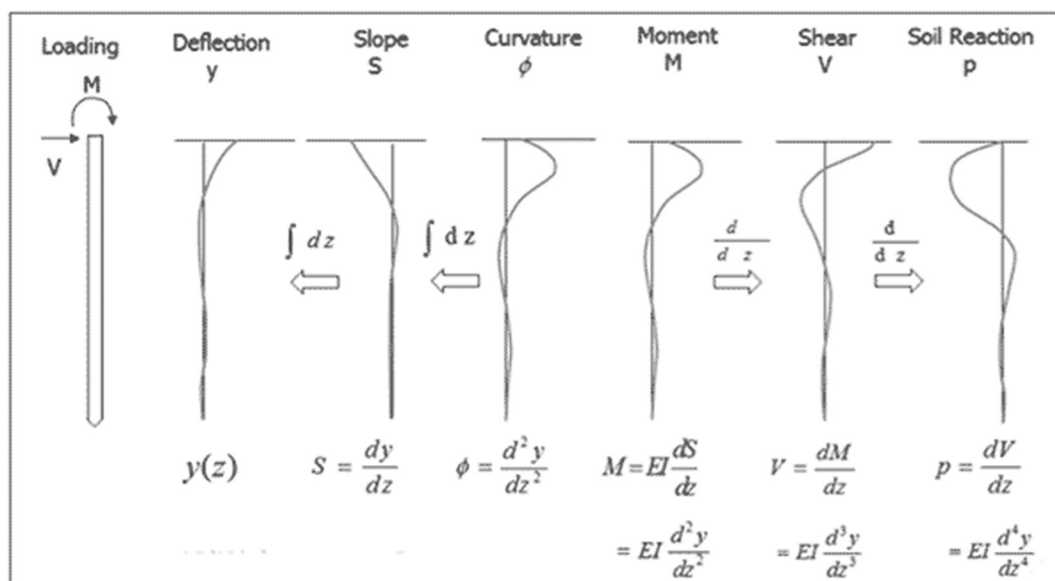


Figura N° II.17: Formas analíticas de los efectos de momento y carga lateral en pilotes.
Fuente: Deep Foundations Institute, 2013

Para derivar la solución analítica de forma cerrada para la descripción matemática de las curvas p-y, se necesitan condiciones de contorno adicionales para equilibrar el número de ecuaciones y el número de incógnitas. Se asumen con mayor frecuencia dos condiciones de contorno en la parte superior del pilote y dos en la parte inferior del pilote:

En la parte inferior del pilote:

- $M = 0$
- Las deflexiones los momentos se calculan mediante iteraciones hasta que la carga y la resistencia del suelo (dependiendo de la deformación del pilote) estén en equilibrio:

$$EI \left(\frac{d^2 y}{dx^2} \right) = 0 \tag{Ec. II.10}$$

- $V_{(x=L)} = 0$ para pilotes largos:

$$EI \left(\frac{d^3 y}{dx^3} \right) + Q \left(\frac{dy}{dx} \right) = V \tag{Ec. II.11}$$

En la parte superior del pilote:

Las dos condiciones de borde en la parte superior del pilote dependen de las circunstancias de corte, momento, rotación y desplazamiento en la parte superior de la misma.

Category	Shear V	Moment M	Rotation θ	Displacement y
1(a). free-head - "flagpole"	known (> 0)	known (> 0 at groundline)	unknown (> 0)	unknown (> 0)
1(b). free-head - pinned	known (> 0)	known ($= 0$)	unknown (> 0)	unknown (> 0)
2. moment loading	known ($= 0$)	known (> 0)	unknown (> 0)	unknown (> 0)
3. partially restrained	known (> 0)	M/ θ known	M/ θ known	unknown (> 0)
4. fixed-head	known (> 0)	unknown (< 0)	known ($= 0$)	unknown (> 0)

Figura N° II.18: Condiciones de borde según la categoría de restricción del pilote
Fuente: Mokwa, 1999

Existen distintos métodos empíricos desarrollados a partir de ensayos de carga de pilotes a gran escala, permiten el desarrollo de curvas p-y dependiendo del tipo de suelo.

2.5.3.1. Para suelos de arcilla blanda

H. Matlock (1970), en el documento "Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay", propuso los criterios de construcción de curvas p-y para suelos de arcilla blanda en base a una prueba lateral a gran escala en pilotes de acero de 0.3m de diámetro incrustados en un depósito de arcilla blanda en el lago Austin, Texas. El criterio de arcilla blanda de Matlock es muy aceptado y sigue siendo el procedimiento recomendado por API para arcillas blandas respecto a la construcción de las curvas p-y.

Para cargas laterales estáticas, se ha encontrado que la capacidad de carga lateral unitaria última de la arcilla blanda, p_u , varía entre $8c$ y $12c$, excepto en profundidades superficiales donde la falla ocurre de un modo diferente debido a la presión mínima de sobrecarga. Las cargas cíclicas causan deterioro de la

capacidad de carga lateral por debajo de las de las cargas estáticas. p_u aumenta de $3c$ a $9c$ así como X aumenta de 0 a X_R de acuerdo a:

$$p_u = 3c + \gamma X + J \frac{cX}{D} \quad \text{Ec. II.12}$$

y:

$$p_u = 9c \text{ para } X \geq X_R \quad \text{Ec. II.13}$$

Donde:

- p_u : Resistencia última, psi (kPa),
- c : Resistencia al corte no drenada para muestras inalteradas de suelo arcilloso, psi (kPa),
- D : Diametro del pilote, in (mm),
- γ : Peso específico del suelo, lb/in³ (MN/m³),
- J : Constante adimensional empírica con valores que están entre 0.25 y 0.50 habiendo sido determinados por pruebas de campo. Un valor de 0.5 es apropiado para las arcillas del Golfo de México,
- X : Profundidad debajo de la superficie del suelo, in (mm),
- X_R : Profundidad debajo de la superficie del suelo hasta el fondo de la zona de resistencia reducida en in (mm). Para una condición de resistencia constante con la profundidad, las ecuaciones Ec. II.12 y Ec. II.13 se resuelven simultáneamente para dar $X_R = \frac{6D}{\frac{\gamma D}{c} + J}$.

Cuando la resistencia varía con la profundidad, las ecuaciones Ec. II.12 y Ec. II.13 deben ser resueltas graficando las dos ecuaciones p_u vs profundidad. El punto de primera intersección de las dos ecuaciones será tomado como valor para X_R . Esta relación empírica no se aplica cuando las variaciones de resistencia son erráticas. En general, valores mínimos de X_R deberían estar sobre 2.5 diámetros de pilote.

Las relaciones entre la resistencia lateral del suelo vs deflexión lateral o curvas p-y en arcillas blandas son generalmente no lineales. Las curvas p-y para los casos de carga estática a corto plazo pueden ser generadas desde la siguiente tabla:

Tabla N° II.6: Relaciones normalizadas para las curvas p-y en suelos de arcilla blanda bajo casos de carga estática

p/p_u	y/y_c
0.00	0.00
0.50	1.00
0.72	3.00
1.00	8.00
1.00	∞

Fuente: API – WSD, 2001

Para el caso donde el equilibrio ha sido alcanzado bajo carga cíclica, las curvas p-y pueden ser generadas de la siguiente tabla:

Tabla N° II.7: Relaciones normalizadas para las curvas p-y en suelos de arcilla blanda bajo casos de carga cíclica

$X > X_R$		$X < X_R$	
p/p_u	y/y_c	p/p_u	y/y_c
0.00	0.00	0.00	1.00
0.50	1.00	0.50	1.00
0.72	3.00	0.72	3.00
0.72	∞	$0.72 X/X_R$	15.00
		$0.72 X/X_R$	∞

Fuente: API – WSD, 2001

2.5.3.2. Para suelos de arcilla rígida

La capacidad de carga última, p_u , de la arcilla rígida ($c > 96kPa$) para cargas laterales estáticas, al igual que la arcilla blanda, varía entre $8c$ y $12c$. Debido al rápido deterioro bajo cargas cíclicas, la resistencia última debe ser reducida a algún valor considerablemente menor y deberá considerarse así en el diseño por carga cíclica.

Reese y Welch (1972) propusieron una formulación para la elaboración de curvas p-y en arcillas rígidas en ausencia de nivel freático después de realizar pruebas de carga lateral en un pilote perforado de 0.76 m de diámetro en Houston, Texas. La forma de las curvas (ver Figura N° II.19) es la misma que la de Matlock (1970), pero más rígida debido al uso del cuarto grado de relación parabólica entre p-y. La relación es la siguiente:

$$p = 0.5 p_u \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{1/4}$$

Ec. II.14

El valor de p/p_u permanece constante bajo $y = 16y_{50}$.

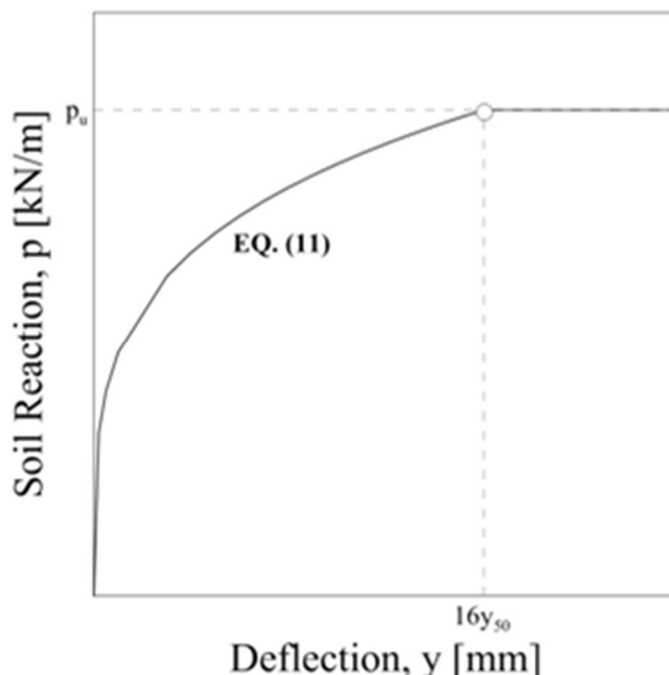


Figura N° II.19: Curvas p-y para arcillas rígidas sin nivel freático, Reese y Welch (1972)
Fuente: Deep Foundations Institute, 2013

L. C. Reese y W. R. Cox (1975), en el documento “Field Testing and Analysis of Laterally Loaded Piles in Stiff Clay”, propuso una formulación de curva p-y para representar la respuesta de arcillas rígidas en presencia de nivel freático. Esta metodología se desarrolló después de las pruebas de carga lateral en dos pilotes de acero de 0.6 m de diámetro incrustados en arcilla rígida debajo del nivel freático en Manor, Texas. Las curvas propuestas están compuestas por cinco partes y su forma se presenta en la Figura N° II.20. La línea recta inicial (ver Ec. II.17) tiene una rigidez inicial, K_{py} , que se calcula a partir de un coeficiente de variación en módulo de subrasante con profundidad. Una vez que se ha multiplicado por la profundidad, z , se puede suponer que la rigidez inicial es independiente del diámetro del pilote, b . Esta suposición es válida solo en el caso de desviaciones de menos de 0.02 pulgadas. En cualquier valor de deflexión distinto de cero, la rigidez de la secante dependerá tanto del módulo tangente inicial como de p_u , y dependerá en gran medida del diámetro (ver Ec. II.20).

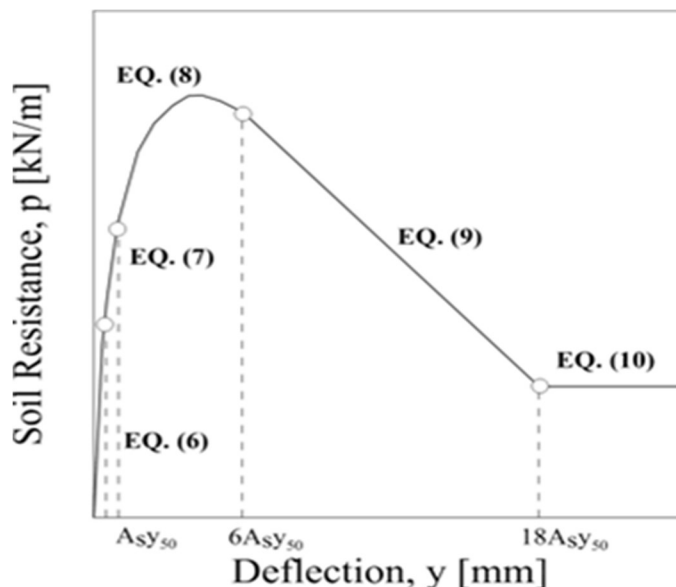


Figura N° II.20: Curvas p-y para arcillas rígidas con nivel freático, Reese et al. (1975)
Fuente: Deep Foundations Institute, 2013

La capacidad de carga última del suelo, p_u , y y_{50} son tomados de la Ec. II.15 y Ec. II.16:

$$p_u = \min \{2c_a b + \gamma' b z + 2.83c_a z; 11cb\} \quad \text{Ec. II.15}$$

$$y_{50} = \varepsilon_{50} b \quad \text{Ec. II.16}$$

La curva p-y de Reese et al. está compuesta por cinco partes, dadas por las siguientes ecuaciones. La línea recta inicial viene dada por:

$$p = (K_{py} z) y \quad \text{Ec. II.17}$$

La rigidez inicial, K_{py} , depende de la resistencia promedio al corte no drenada, c_{uz} (Ver Tabla N° II.8):

Tabla N° II.8 : Rigidez inicial, K_{py} , para arcilla rígida, de acuerdo con Reese et al. (1975)

Rigidez Inicial [MN/m³]	Resistencia al corte no drenada, c_u [kPa]		
	50-100	200-300	300-400
K_{py} (carga estática)	135	270	540
K_{py} (carga cíclica)	55	110	540

Fuente: Adaptación de Deep Foundations Institute, 2013

La línea recta es continuada por dos porciones parabólicas definidas por:

$$p = 0.5 p_u \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{1/2} \quad \text{Ec. II.18}$$

$$p = 0.5 p_u \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{1/2} - 0.055 p_u \left(\frac{y - A_s y_{50}}{A_s y_{50}} \right)^{5/4} \quad \text{Ec. II.19}$$

Las dos líneas rectas finales son definidas por las siguientes ecuaciones:

$$p = 0.5 p_u (6A_s)^{1/2} - 0.411 p_u - \frac{0.0625}{y_{50}} p_u (y - 6A_s y_{50}) \quad \text{Ec. II.20}$$

$$p = p_u [1.225(A_s)^{1/2} - 0.75A_s - 0.411] \quad \text{Ec. II.21}$$

2.5.3.3. Para suelos granulares

El método de la curva p-y para suelos arenosos fue desarrollado originalmente por Reese, Cox y Koop (1974) a partir de los resultados de las pruebas en dos pilotes de 0.6 m de diámetro incrustados en un depósito de arena fina, sumergida y densa, ensayados en la Isla de Mustang. La forma característica de la curva p-y se describe mediante tres porciones de línea recta y una curva parabólica, como se ilustra en la Figura N° II.21:

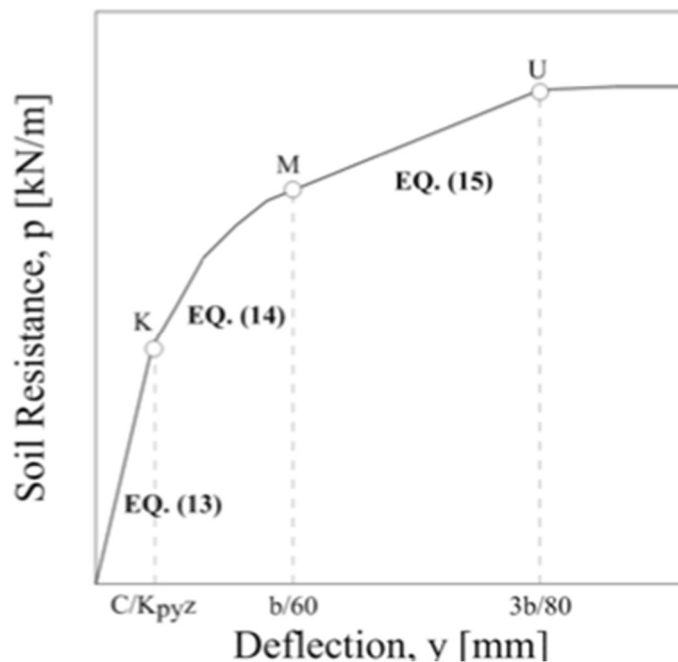


Figura N° II.21 : Curvas P-y para suelos arenosos - Reese, Koop y Cox (1974)
Fuente: Deep Foundations Institute, 2013

El procedimiento es para carga estática a corto plazo y para carga cíclica. La capacidad de carga última del suelo está dada por el menor de los resultados de las siguientes ecuaciones:

$$p_{u1} = \gamma z \left[\frac{K_0 z \tan \varphi \sin \beta}{\tan(\beta - \varphi) \cos \alpha_s} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \varphi)} (b + z \tan \beta \tan \alpha_s) + K_0 z \tan \beta (\tan \varphi \sin \beta - \tan \alpha_s) - K_a b \right] \quad \text{Ec. II.22}$$

$$p_{u2} = K_a b \gamma z \tan^8(\beta - 1) + K_0 b \gamma z \tan \varphi \tan^4 \beta \quad \text{Ec. II.23}$$

$$p_u = \min \{p_{u1}; p_{u2}\} \quad \text{Ec. II.24}$$

La curva p-y está compuesto por 4 partes: una línea recta inicial (ver Ec. II.25), una porción parabólica (ver Ec. II.26), una línea recta siguiente y una línea recta totalmente horizontal. Las ecuaciones se describen a continuación:

$$p = K_{py} z y \quad \text{Ec. II.25}$$

El valor K_{py} representa la rigidez inicial o módulo inicial de reacción de subrasante y depende del parámetro f (ver Tabla N° II.9)

Tabla N° II.9: Rigidez inicial, K_{py} , para suelos granulares, de acuerdo con Reese, Cox and Koop, 1974

Rigidez Inicial [MN/m ³]	A. Suelta ($f < 30^\circ$)	A. Media ($30 \leq f < 36^\circ$)	A. Densa ($f \geq 36^\circ$)
K_{py} (debajo del nivel freático)	5.4	16.3	34
K_{py} (sobre el nivel freático)	6.8	24.4	61

Fuente: Adaptación de Deep Foundations Institute, 2013

Para determinar la función del tramo parabólico y las rectas siguientes se tienen las ecuaciones:

$$p = C y^{1/n} \quad \text{Ec. II.26}$$

$$m = \frac{p_U - p_M}{y_U - y_M} ; n = \frac{p_M}{m y_M} ; C = \frac{p_M}{y_M^{1/n}} \quad \text{Ec. II.27}$$

$$p_M = B_s p_u \quad \text{Ec. II.28}$$

$$p_U = A_s p_u \quad \text{Ec. II.29}$$

En donde los parámetros A_s y B_s son parámetros adimensionales usados para cargas estáticas y están en función de la profundidad y del diámetro del pilote. El valor de la resistencia del suelo, p , permanece constante después de llegar al valor de deflexión $y = 3b/80$.

Posteriormente, el American Petroleum Institute (API) patrocinó un estudio denominado "Fan Evaluation of p-y Relationships in Sands" para suelos arenosos, que estuvo a cargo de los investigadores O'Neill y Murchinson (1983), con el propósito de simplificar el procedimiento original de Reese sin introducir cambios fundamentales. La única modificación se refiere al cambio de la forma de curva parabólica original en una hiperbólica. De lo contrario, los dos métodos son idénticos, como lo demuestra la rigidez tangente inicial idéntica y la capacidad final en la curva hiperbólica. Además, las largas ecuaciones para determinar la presión final del suelo se simplificaron mediante el uso de tres coeficientes C_1 , C_2 y C_3 en función del ángulo de fricción (ver Figura N° II.22).

Según el estudio anterior, se especifica que se ha encontrado que la capacidad de carga lateral última para arenas varía entre un valor, para cotas poco profundas, determinado por la Ec. II.30 y otro valor, para cotas altamente profundas, determinado por la Ec. II.31. Para una profundidad dada, se usará la ecuación que brinda el menor valor para la capacidad de carga última, p_u :

$$p_{us} = (C_1H + C_2D)\gamma H \quad \text{Ec. II.30}$$

$$p_{ud} = C_3D\gamma H \quad \text{Ec. II.31}$$

$$p_u = \min \{p_{us}; p_{ud}\} \quad \text{Ec. II.32}$$

Donde:

- p_u : Resistencia última (fuerza/unidad de longitud), lbs/in. (kN/m) (s = shallow, d = deep),
- γ : Peso específico del suelo, lb/in.³ (kN/m³),
- H : Profundidad, in. (m),
- C_1, C_2 y C_3 : Coeficientes determinados a partir de la Figura N° II.22, en función de ϕ' ,
- ϕ' : Ángulo de fricción interna en arenas, en °,
- D : Diámetro medio del pilote desde la superficie hasta la profundidad determinada, in. (m).

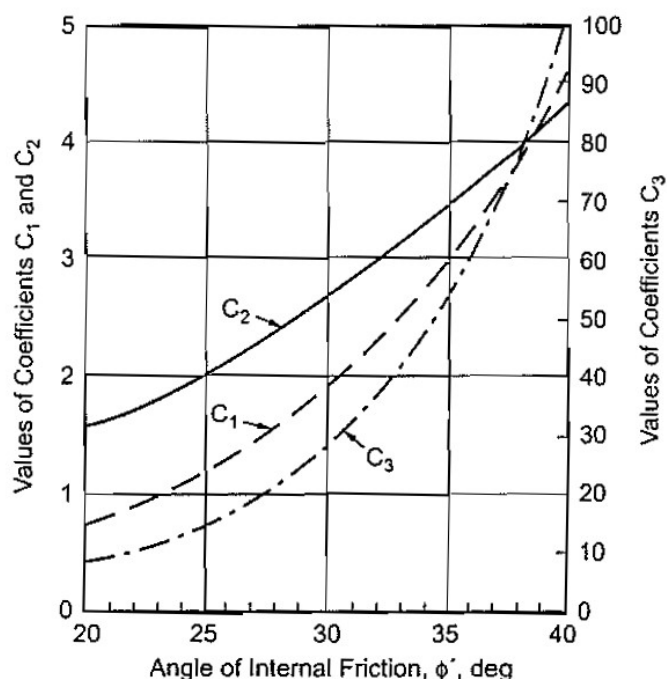


Figura N° II.22: Coeficientes C_1 , C_2 y C_3 en función de ϕ' .
Fuente: API – WSD, 2001

La relación resistencia lateral del suelo – deflexión (p-y) para arenas también son no lineales y se puede determinar, para una determinada profundidad H , a partir de la siguiente relación:

$$p = A p_u \tanh\left[\frac{kH}{A p_u} y\right] \quad \text{Ec. II.33}$$

Donde:

- A : Factor que toma en cuenta la condición de carga cíclica o estática. Se evalúa para 0.9 para cargas cíclicas y $(3.0 - 0.8 \frac{H}{D} \geq 0.9)$ para cargas estáticas,
- p_u : Capacidad de carga última a una profundidad H , lbs/in. (kN/m),
- k : Módulo inicial de reacción de subrasante, lb/in.³ (kN/m³). Se determina a partir de la Figura N° II.23 en función del ángulo de fricción interna, ϕ' ,
- y : Deflexión lateral, in. (m),
- H : Profundidad, in. (m).

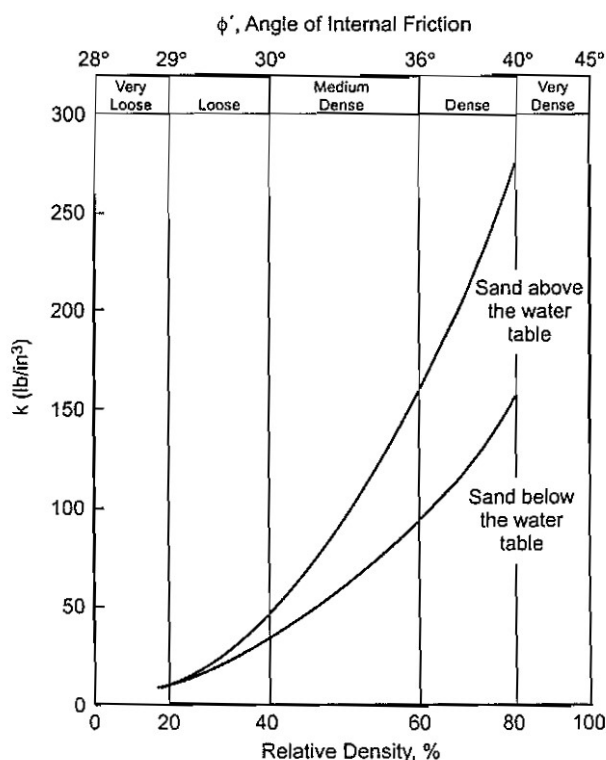


Figura N° II.23: Módulo inicial de reacción de subrasante, k .
 Fuente: API – WSD, 2001

2.6. INTERACCIÓN SUELO – PILOTE

La interacción del suelo con los pilotes involucra un número significativo de variables tales como las características geotécnicas del material en el perfil del suelo, la geometría del terraplén o dique, la susceptibilidad a la licuefacción de los estratos del suelo, la intensidad del sismo, el contenido de frecuencia y la duración, y la capacidad del pilote y la conexión pilote-cubierta, entre otros. (Roth 2003, Singh, 2002).

Para modelar con precisión la interacción, es necesario tener en cuenta todas estas variables. En aplicaciones prácticas, la evaluación de todas las variables mencionadas puede no ser siempre necesaria; sin embargo, para decidir qué parámetros no son importantes, es necesario tener una base adecuada sobre cuáles son los efectos de cada variable. (Finn, 2005).

La proporciona una ilustración del problema de interacción suelo-estructura. La excitación dinámica percibida por la superestructura depende de cómo la base modifica el movimiento del campo libre (Carga Dinámica). Del mismo modo, el

movimiento de los cimientos depende en cierta medida de la respuesta de la superestructura debido a las cargas inerciales.

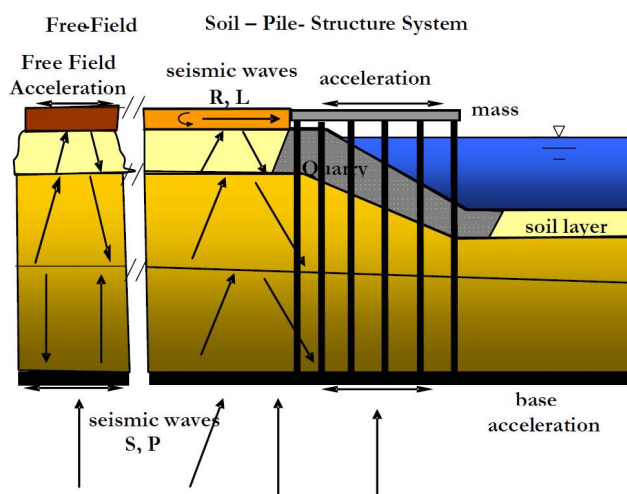


Figura N° II.24: Problema de interacción suelo – estructura
Fuente: Blandon C., 2008

Usualmente, la carga inercial está asociada con la carga lateral inducida por el sismo en la estructura del muelle, mientras que la carga cinemática se refiere a la carga en pilotes de muelles provenientes de las deformaciones laterales inducidos por un sismo en el talud / terraplén / sistema del dique.

Para muelles de contenedores marginales típicos (configuraciones de muelles de pilotes verticales con sistema típico de talud / terraplén / dique), la condición de carga inercial induce el máximo momento en las regiones superiores del pilote, y la condición de carga cinemática induce momentos máximos en las regiones más bajas del pilote. Las ubicaciones de ambos momentos máximos de estas dos condiciones de carga están suficientemente separadas para que los efectos de la superposición de momentos sean normalmente insignificantes. Además, los máximos momentos inducidos por las dos condiciones de carga tienden a ocurrir en diferentes momentos durante el sismo. Por lo tanto, para los muelles de contenedores marginales típicos, estas condiciones de carga se pueden desacoplar (separar) entre sí durante el diseño. Para otros tipos de muelle, esta superposición debería ser verificado sobre una base específica del proyecto.

2.6.1. Interacción Inercial

La interacción inercial se refiere a los efectos causados en el suelo y los pilotes debido a las fuerzas inerciales que surgen de la masa de la cubierta en

aceleración. Para el caso de los cimientos del pilote, el efecto de esta interacción desaparece a medida que aumenta la profundidad; la ubicación del momento máximo en el pilote depende de varias variables, como la condición de fijación del pilote, la altura del pilote por encima del suelo y la rigidez relativa del suelo/pilote. La profundidad en el momento máximo es una ubicación potencial para una rótula plástica, que es un parámetro crítico para el diseño del pilote. La Figura N° II.25 muestra los resultados obtenidos de la ubicación de la rótula plástica a partir de análisis de interacción no lineal del pilote con el suelo, ensayados en pilotes de cabeza libre usando diferentes valores de rigidez del suelo. (Budek, 2000).

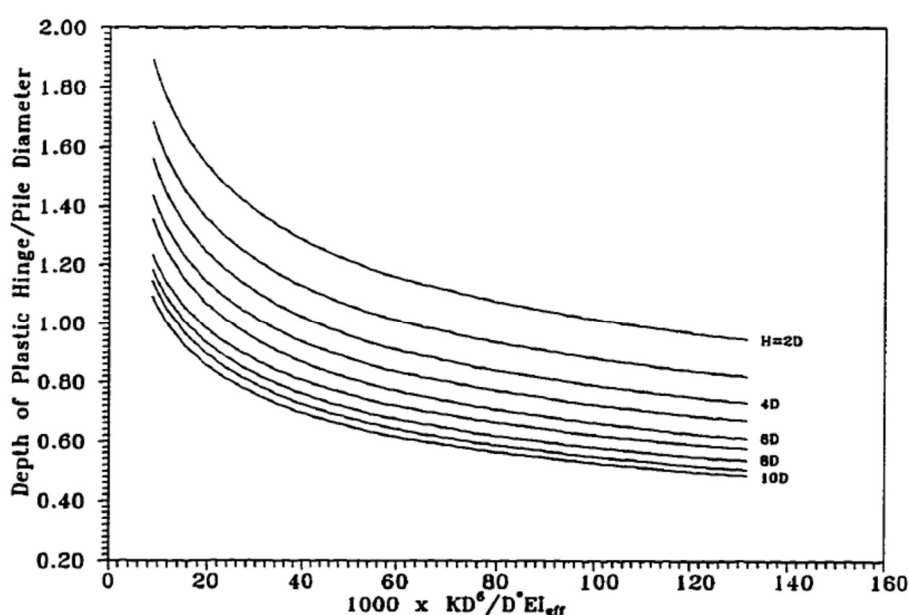


Figura N° II.25: Profundidad de la rótula plástica vs Rigidez adimensional del sistema (3200<K<48000 kN/m³ - mejor curva de ajuste) para pilotes con cabezal libre
Fuente: Blandon C., 2008

La razón de la profundidad de la rótula plástica y el diámetro del pilote se representa en un parámetro no dimensional en el que K es el módulo de reacción de subrasante, D es el diámetro del pilote, D * es el diámetro de pila de referencia (1,83 m) y EI_{eff} es la rigidez de flexión efectiva de la sección agrietada.

La profundidad de la rótula plástica se acerca a la superficie del suelo a medida que el suelo se vuelve más rígido con respecto al pilote y también cuando aumenta la altura del pilote de grado superior. Esta variación es más acentuada para suelos relativamente blandos, pero para suelos relativamente fuertes, estas variaciones son menos marcadas.

Bajo una excitación transversal hipotética, los pilotes de un segmento de muelle tienen la misma demanda de desplazamiento. Esto se debe a que la plataforma es lo suficientemente rígida como para garantizar un desplazamiento igual en estos elementos. Esto significa que las mayores demandas de rotación y curvatura se ubican en los pilotes con la longitud de pendiente superior más corta, que son las más cercanas al lado tierra (ver Figura N° II.26). Estos pilotes, en la parte posterior de la plataforma, generalmente controlan la respuesta de inercia del muelle y atraen la mayor parte de la carga de inercia. Debido a la gran demanda de estos elementos, serán los primeros en alcanzar los criterios de estado límite para los niveles de rendimiento especificados.

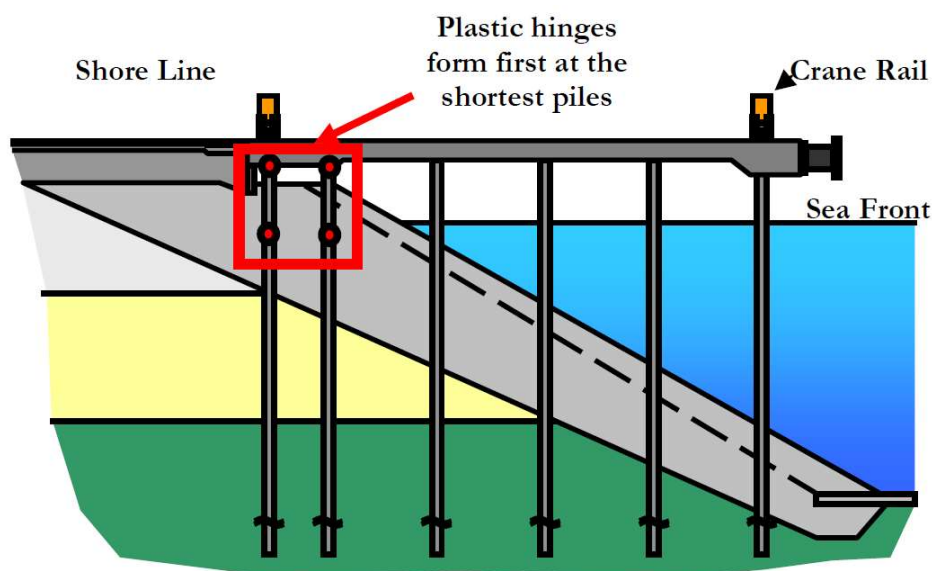


Figura N° II.26: Localización de las rótulas plásticas iniciales
Fuente: Blandon C., 2008

Se puede suponer que la condición de los cabezales de los pilotes del muelle es totalmente fija debido a la rigidez de la cubierta relativamente grande en comparación con la pila. Esta condición de fijación inducirá un cambio del momento máximo y, por lo tanto, la longitud de la rótula plástica, a una ubicación más profunda en comparación con el caso de la condición del cabezal libre.

En el año 1997, para la condición del cabezal fijo, Budeck estimó la ubicación del momento máximo ubicado entre 2 y 5 diámetros de pilote aproximadamente (ver Figura N° II.27). Por debajo de 10 a 15 diámetros del pilote, el efecto de la interacción inercial se vuelve insignificante, el grado de insignificancia depende de la rigidez de los estratos del suelo

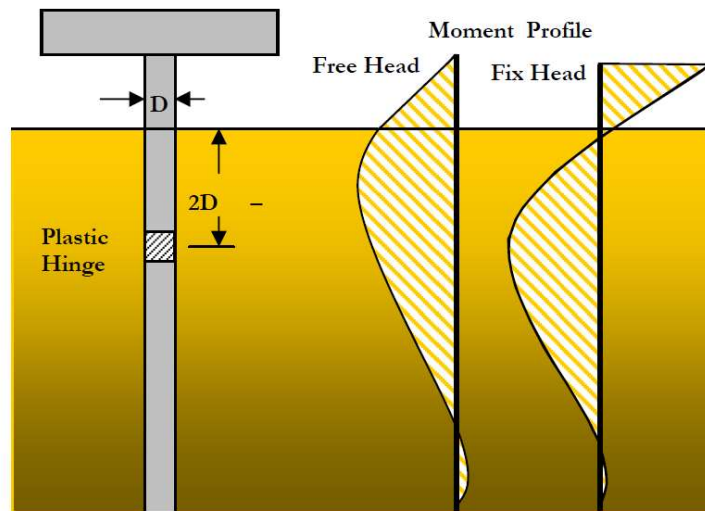


Figura N° II.27: Ubicación de la rótula plástica y distribución de momentos debido a la interacción inercial
Fuente: Blandon C., 2008

La demanda de corte en el pilote también se ve significativamente afectada por los mismos parámetros que influyen en la ubicación de la rótula plástica y el momento máximo. A medida que aumenta la rigidez relativa del pilote – suelo y disminuye la altura sobre el suelo, aumenta la fuerza de corte (ver Figura N° II.28).

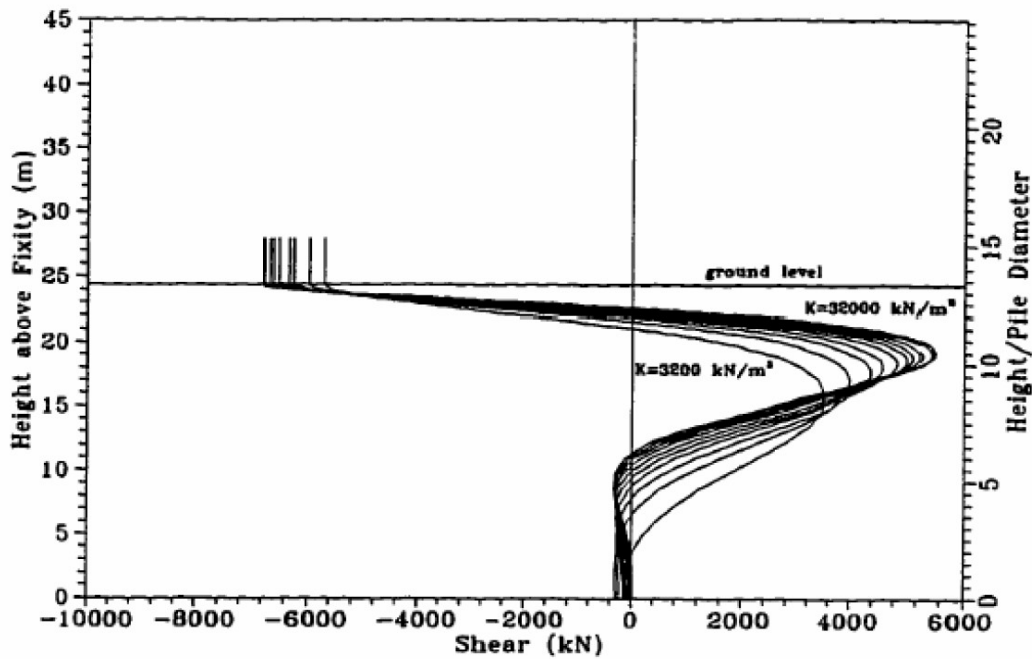


Figura N° II.28: Fuerza de corte vs Altura de la condición libre del cabezal (Budek, 1997)
Fuente: Blandon C., 2008

Este efecto es una razón importante por la cual se prefieren los modelos no lineales del suelo a los modelos elásticos. De los análisis realizados por Budek en

1997, la profundidad del momento máximo para el análisis elástico fue de 1.4 a 1.5 veces la profundidad de la rótula plástica para los análisis plásticos; por lo tanto, cuando se supone que el suelo es elástico, hay un aumento en la profundidad del momento máximo. Este aumento en la profundidad reduce la demanda de corte en el pilote, lo que resulta en la subestimación de las fuerzas para las cuales se debe diseñar el pilote.

La longitud de la rótula plástica también es una característica que define la capacidad de desplazamiento de la estructura y depende de las propiedades relativas del suelo y la estructura. También depende significativamente de las propiedades del pilote y las condiciones de contorno.

Budeck analizó los pilotes fabricados in situ y pilotes de concreto preesforzado y se descubrió que la longitud de la rótula plástica para pilotes fabricados in situ es relativamente más variable que para el pilote de concreto preesforzado para el suelo relativamente blando, tal como se muestra en la . Sin embargo, para suelos relativamente rígidos, la variación en los dos casos se reduce o se vuelve casi insignificante.

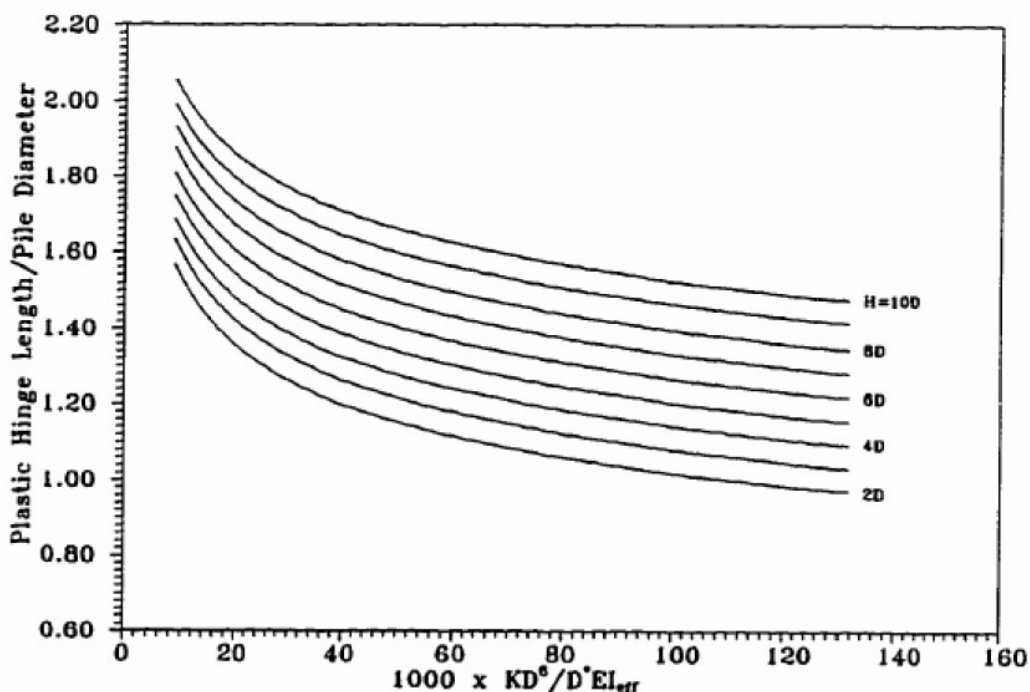


Figura N° II.29: Longitud de rótula plástica de pilotes fabricados in situ vs rigidez adimensional del sistema (Budek, 1997)
 Fuente: Blandon C., 2008

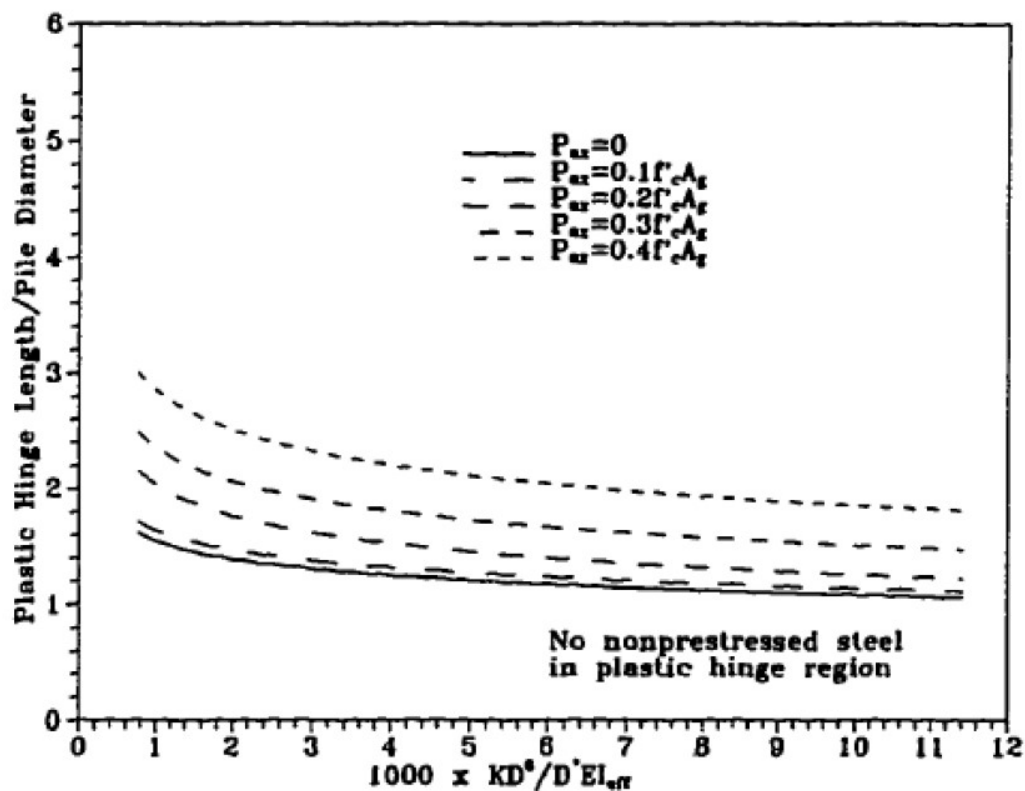


Figura N° II.30: Longitud de rótula plástica de pilotes preesforzados vs rigidez adimensional del sistema (Budek, 1997)
Fuente: Blandon C., 2008

2.6.2. Interacción Cinemática

La interacción cinemática es el resultado de la propagación del frente de onda a través del pilote o del movimiento del perfil del suelo causado por un estrato de suelo licuado o una deformación lateral. El suelo circundante induce al pilote a deformarse en consecuencia y al mismo tiempo el pilote restringe el movimiento del suelo, lo que significa que el movimiento de campo libre en el suelo se modifica en las proximidades de la base. Este efecto se acentúa cuando hay capas con un contraste de alta impedancia o cuando hay un desplazamiento permanente del suelo causado por una reducción significativa del esfuerzo efectivo del suelo.

Para el caso del pilote de fundación, la tendencia del pilote a seguir el movimiento del suelo induce momentos cinemáticos, que dependen de las propiedades del suelo, la excitación y las propiedades del pilote. Por ejemplo, un pilote muy flexible incrustada en un suelo muy rígido no afectará significativamente el movimiento de campo libre; por el contrario, un pilote muy rígido (cajón o pilares) modificará completamente el movimiento de campo libre.

En el caso de los cimientos blandos y rígidos, el suelo en las proximidades de la pila sufrirá grandes deformaciones no lineales y habrá una gran disipación de energía debido al comportamiento histerético del suelo. En el caso opuesto, un suelo fuerte y una base flexible, el suelo impondrá la pila para deformarse, lo que inducirá momentos cinemáticos que dependerán de la frecuencia de vibración fundamental del suelo y el contenido de amplitud y frecuencia de la excitación.

La energía que entra en la fundación también se reduce por la radiación que forma el pilote hacia el campo libre. Esta forma de amortiguación se denomina amortiguación de radiación y depende de la frecuencia de la excitación y del comportamiento no lineal del suelo. La radiación es proporcional a la frecuencia e inversamente proporcional a la amplitud. (Finn, 2005).

Es común que en la práctica se descuide el efecto de la interacción cinemática; esto puede no ser correcto y las demandas de los pilotes pueden subestimarse significativamente para algunos casos específicos. Como lo señalaron Kavvadas y Gazetas (1993), para el caso de un pilote con cabezal libre, el momento máximo de flexión en un suelo de dos capas, se ubica aproximadamente por debajo o por encima de 2 diámetros de la interfaz de las capas debido a la interacción cinemática (ver Figura N° II.31). Las pruebas de centrifugación realizadas por McCullough y Dickenson [2001] han demostrado este efecto.

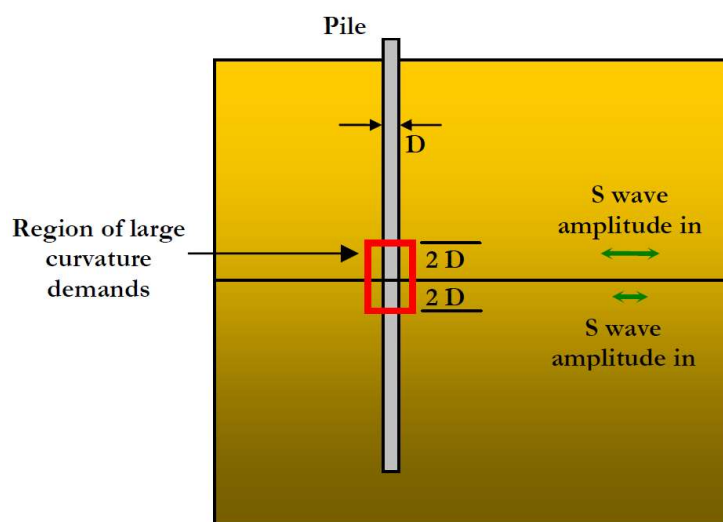


Figura N° II.31: Interacción cinemática
Fuente: Blandon C., 2008

La interacción cinemática entre el suelo y los pilotes ha demostrado ser un problema considerable principalmente cuando los esfuerzos efectivos en el suelo se reducen significativamente causando la propagación lateral o la licuefacción del suelo [Rot el al, 2003]. El suelo movilizado aumenta la presión sobre el pilote que puede causar su falla debido a las grandes demandas de curvatura (ver Figura N° II.32). La importancia de este fenómeno se ha incluido en el Eurocódigo 8.

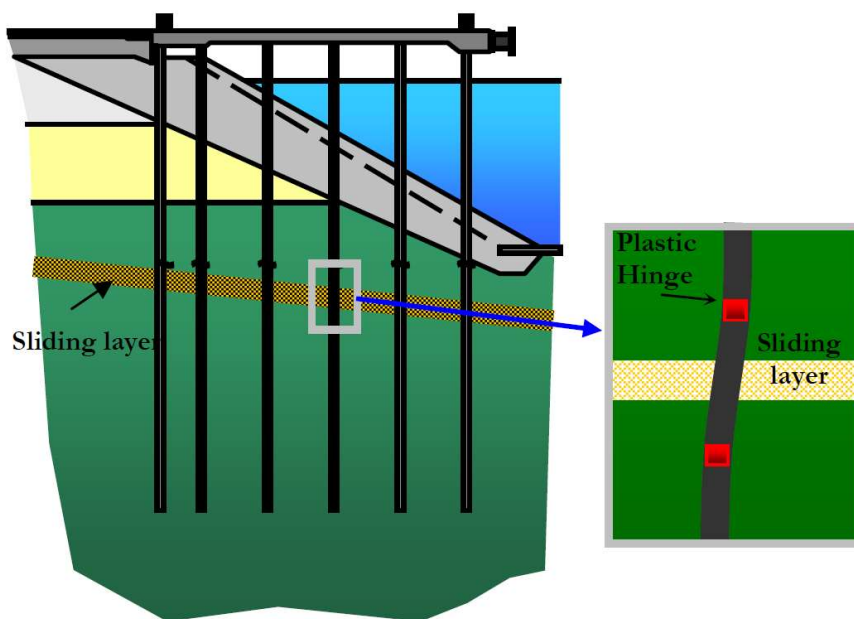


Figura N° II.32: Interacción cinemática debido al desplazamiento relativo del suelo por encima y debajo de una capa deslizante
Fuente: Blandon C., 2008

Este código indica que el momento flector debido a la interacción cinemática debe estimarse en regiones de sismicidad moderada a alta, cuando el perfil del suelo está compuesto o incluye capas consecutivas de rigidez muy diferente.

En el caso de los puertos, este es un tema importante dado que es probable que existan las condiciones para que ocurra este fenómeno. Los muelles generalmente se construyen en tierras recuperadas, que son bastante susceptibles a la licuefacción. Además, los terraplenes donde se construyen estas estructuras tienen inclinaciones significativas, lo que aumenta el potencial de deslizamiento del suelo durante un sismo. La estabilidad del terraplén se puede aumentar mediante el uso de técnicas de mejora del suelo, como jet grouting, pilotes de desplazamiento, mezcla de suelo, columnas de grava, etc., cuando se considere necesario.

2.7. LÍMITES DE DEFORMACIÓN

El nivel de desempeño de las estructuras ante un evento sísmico se mide por el daño sufrido después del sismo; entonces, el daño estructural está relacionado con la deformación de los materiales utilizados para construir los elementos estructurales. Por lo tanto, el principal factor que determina si el diseño sísmico de la estructura es adecuado es la deformación unitaria de los materiales en las zonas en las cuales se forman rótulas plásticas. Estos límites dependen del nivel de la sismicidad con el cual se esté diseñando: OLE, CLE o DE. Las deformaciones máximas que pueden alcanzar los materiales, según el nivel de sismo (OLE, CLE y DE), se describen en las siguientes tablas. Dichas tablas son adaptadas al español a partir de la ASCE 61-14 (2014).

La Tabla N° II.10 proporciona las deformaciones unitarias máximas de los materiales permitidas para el nivel de sismo OLE, correspondiente al nivel de desempeño sísmico de "Minimal Damage":

Tabla N° II.10: Límites de deformación para "Operational Level Earthquake" (OLE)

Tipo de pilote	Componente	Ubicación de la rótula plástica		
		Superior	En suelo	Bajo el suelo (>10D _p)
Pilote de concreto sólido	Concreto	$\epsilon_c \leq 0.005$	$\epsilon_c \leq 0.005$	$\epsilon_c \leq 0.005$
	Acero de refuerzo	$\epsilon_s \leq 0.015$		
	Acero preesforzado		$\epsilon_p \leq 0.015$	$\epsilon_p \leq 0.015$
Pilote hueco de concreto ^a	Concreto	$\epsilon_c \leq 0.004$	$\epsilon_c \leq 0.004$	$\epsilon_c \leq 0.004$
	Acero de refuerzo	$\epsilon_s \leq 0.015$		
	Acero preesforzado		$\epsilon_p \leq 0.015$	$\epsilon_p \leq 0.015$
Pilote de acero	Tubo de acero		$\epsilon_s \leq 0.010$	$\epsilon_s \leq 0.010$
	Concreto	$\epsilon_c \leq 0.010$		
	Acero de refuerzo	$\epsilon_s \leq 0.015$		

^aSi el interior del pilote hueco está relleno con concreto, todos los límites de deformación deberán ser los mismos que los de pilotes sólidos de concreto.

Fuente: ASCE/COPRI 61-14, 2014

La Tabla N° II.11 proporciona las deformaciones unitarias máximas de los materiales permitidas para el nivel de sismo CLE, correspondiente al nivel de desempeño sísmico de "Controlled and Repairable Damage":

Tabla N° II.11: Límites de deformación para "Contingency Level Earthquake" (CLE)

Tipo de pilote	Componente	Ubicación de la rótula plástica		
		Superior	En suelo	Bajo el suelo (>10D _p)
Pilote de concreto sólido	Concreto	$\varepsilon_c \leq 0.005 + 1.1\rho_s \leq 0.025$	$\varepsilon_c \leq 0.005 + 1.1\rho_s \leq 0.008$	$\varepsilon_c \leq 0.012$
	Acero de refuerzo	$\varepsilon_s \leq 0.6\varepsilon_{smd} \leq 0.06$		
	Acero preesforzado		$\varepsilon_p \leq 0.025$	$\varepsilon_p \leq 0.025$
Pilote hueco de concreto ^a	Concreto	$\varepsilon_c \leq 0.006$	$\varepsilon_c \leq 0.006$	$\varepsilon_c \leq 0.006$
	Acero de refuerzo	$\varepsilon_s \leq 0.4\varepsilon_{smd} \leq 0.04$		
	Acero preesforzado		$\varepsilon_p \leq 0.020$	$\varepsilon_p \leq 0.025$
Pilote de acero	Tubo de acero		$\varepsilon_s \leq 0.025^b$	$\varepsilon_s \leq 0.035$
	Concreto	$\varepsilon_c \leq 0.025$		
	Acero de refuerzo	$\varepsilon_s \leq 0.6\varepsilon_{smd} \leq 0.06$		

^aSi el interior del pilote hueco está relleno con concreto, todos los límites de deformación deberán ser los mismos que los de pilotes sólidos de concreto.

^bSi el pilote de acero tubular se rellena con concreto, se puede usar el valor de 0.035

Fuente: ASCE/COPRI 61-14, 2014

La Tabla N° II.12 proporciona las deformaciones unitarias máximas de los materiales permitidas para el nivel de sismo DE, correspondiente al nivel de desempeño sísmico de "Life Safety Protection":

Tabla N° II.12: Límites de deformación para "Code Level - Design Earthquake" (DE)

Tipo de pilote	Componente	Ubicación de la rótula plástica		
		Superior	En suelo	Bajo el suelo (>10D _p)
Pilote de concreto sólido	Concreto	Sin límite	$\varepsilon_c \leq 0.005 + 1.1\rho_s \leq 0.012$	Sin límite
	Acero de refuerzo	$\varepsilon_s \leq 0.8\varepsilon_{smd} \leq 0.08$		
	Acero preesforzado		$\varepsilon_p \leq 0.035$	$\varepsilon_p \leq 0.050$
Pilote hueco de concreto ^a	Concreto	$\varepsilon_c \leq 0.008$	$\varepsilon_c \leq 0.008$	$\varepsilon_c \leq 0.008$
	Acero de refuerzo	$\varepsilon_s \leq 0.6\varepsilon_{smd} \leq 0.06$		
	Acero preesforzado		$\varepsilon_p \leq 0.025$	$\varepsilon_p \leq 0.050$
	Tubo de acero		$\varepsilon_s \leq 0.035^b$	$\varepsilon_s \leq 0.050$
Pilote de acero	Concreto	Sin límite		
	Acero de refuerzo	$\varepsilon_s \leq 0.8\varepsilon_{smd} \leq 0.08$		

^aSi el interior del pilote hueco está relleno con concreto, todos los límites de deformación deberán ser los mismos que los de pilotes sólidos de concreto.

^bSi el pilote de acero tubular se rellena con concreto, se puede usar el valor de 0.050.

Fuente: ASCE/COPRI 61-14, 2014

2.8. CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO DEL PILOTE

Para explicar la definición de la capacidad de desplazamiento del pilote, es necesario incursionar en la definición del desplazamiento de fluencia. El desplazamiento de fluencia de un pilote, Δ_y , está determinado desde la posición inicial del pilote hasta la formación de la primera rótula plástica que se está considerando; es decir, rótula superior o rótula enterrada. Este desplazamiento de fluencia es importante para determinar la ductilidad de desplazamiento, μ , y así calcular el amortiguamiento efectivo del sistema, ξ_{eff} .

Según Blandon (2007), la capacidad de desplazamiento, se puede definir como el instante cuando alguno de los materiales, que componen las secciones críticas (rótula plástica en la parte superior del pilote o en la parte enterrada), alcanzan el valor límite de deformación unitaria establecido para un nivel de desempeño dado (OLE, CLE o DE). La determinación de la capacidad de desplazamiento, deberá

darse para las 3 condiciones de suelo: condición de límite superior, condición de límite inferior y condición de la mejor estimación. La capacidad de desplazamiento está determinada por la siguiente ecuación:

$$\Delta_c = \Delta_y + \Delta_{p,m} \quad \text{Ec. II.34}$$

$$\Delta_{p,m} = \theta_{p,m} * H \quad \text{Ec. II.35}$$

Donde:

- Δ_c : Capacidad de desplazamiento
- Δ_y : Desplazamiento de fluencia del pilote, determinado desde la posición inicial del pilote hasta la formación de la rótula plástica que se está considerando (es decir, rótula superior o rótula enterrada)
- $\Delta_{p,m}$: Capacidad de desplazamiento plástico del pilote debido a la rotación de la rótula plástica en los límites de deformación OLE, CLE o DE
- $\theta_{p,m}$: Rotación plástica en los límites de deformación OLE, CLE o DE, determinada según la ecuación 4.19
- H : La distancia entre el centro de la rótula plástica de la parte superior del pilote y el centro de la rótula plástica enterrada en el pilote

Los desplazamientos de fluencia del pilote, Δ_y , de las rótulas superiores y enterradas se obtienen del análisis pushover. La Figura N° II.33 muestra una representación gráfica del cálculo de la capacidad de desplazamiento para una rótula plástica superior. El concepto es similar para una rótula plástica enterrada:

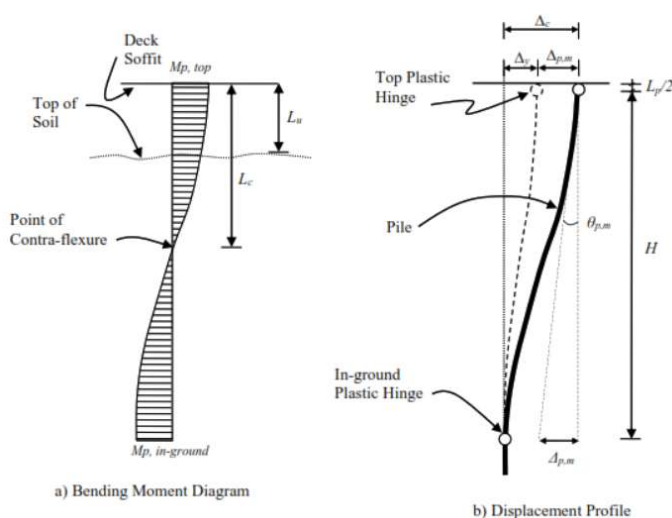


Figura N° II.33: Capacidad de desplazamiento del pilote
Fuente: POLB-WDC, 2015

Mediante las ecuaciones Ec. II.34 y Ec. II.35, se puede observar que el cálculo de la capacidad de desplazamiento del pilote depende de la rotación plástica del mismo. La rotación plástica del pilote se determina a partir de la siguiente ecuación:

$$\theta_{p,m} = L_p * \varphi_{p,m} = L_p * (\varphi_m - \varphi_y) \quad \text{Ec. II.36}$$

Donde:

- L_p : Longitud de la rótula plástica
- $\varphi_{p,m}$: Curvatura plástica en los límites de deformación OLE, CLE o DE
- φ_m : Curvatura total en los límites de deformación OLE, CLE o DE.
- φ_y : Curvatura de fluencia idealizada

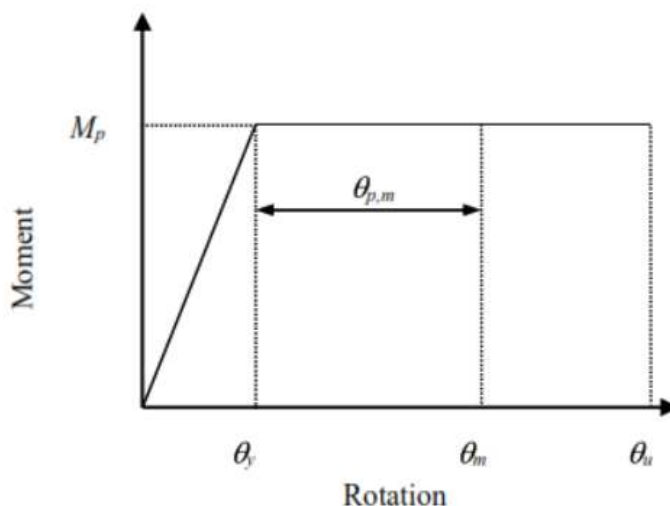


Figura N° II.34: Curva de Momento-rotación idealizada
Fuente: POLB-WDC, 2015

La longitud de la rótula plástica es necesaria para convertir la relación momento-curvatura en una relación fuerza-desplazamiento o momento-rotación para el Análisis Estático No Lineal Pushover. La Tabla N° II.13 hace referencia cruzada a las ecuaciones que deben usarse para determinar las longitudes de rótula plástica del pilote para diferentes secciones de pilotes.

Tabla N° II.13: Ecuaciones para la longitud de la rótula plástica

Sección	Parte superior	Enterrado
Pilote de concreto	Ec. II.37	Ec. II.39
Pilote de concreto hueco	Ec. II.37	Ec. II.39
Pilote tubular de acero (hueco con conexión de plug de concreto)	Ec. II.38	Ec. II.39
Pilote tubular de acero (rellenado con concreto)	Ec. II.38	Ec. II.39

Fuente: Adaptación de POLB-WDC, 2015

Para conexiones con dowels en pilotes de concreto, la longitud de la rótula plástica del pilote, L_p (sobre el suelo), cuando la rótula plástica se forma contra un miembro de soporte, en la base de la cubierta se pueden tomar como:

$$L_p = 0.08 * L_c + 0.1 * f_{ye} * d_{bl} \geq 0.2 * f_{ye} * d_{bl} \quad \text{Ec. II.37}$$

Donde:

L_c : La distancia desde el centro de la rótula plástica de la parte superior del pilote hasta el punto de contraflexión en el pilote.

f_{ye} : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal que llega a la conexión, ksi.

d_{bl} : Diámetro del refuerzo longitudinal, in.

Para secciones tubulares de acero conectadas a la cubierta por un plug de concreto con dowels, la longitud de la rótula plástica, para la rótula superior del pilote, se puede tomar como:

$$L_p = 0.3 * f_{ye} * d_{bl} + d_{gap} \quad \text{Ec. II.38}$$

Donde:

d_{gap} : Distancia entre la parte superior de la estructura de acero del pilote y la parte inferior de la plataforma

La longitud de la rótula plástica para las rótulas enterradas se puede calcular como se define en la ecuación Ec. II.39 para pilotes de 18" a 30" de diámetro. Para pilotes de mayor diámetro, se puede utilizar la longitud de la rótula plástica reducida para rótulas enterradas.

$$L_p = 2 * D_p \quad \text{Ec. II.39}$$

2.9. MÉTODO DE LA ESTRUCTURA SUSTITUTA

El Método de Estructura Sustituta es una metodología de análisis de demanda estática no lineal basado en la formulación de linealización equivalente (Shibata y Sozen, 1976) que se usa ampliamente en la comunidad portuaria y se ha incorporado en diferentes códigos internacionales de diseño de muelles como el Código de Construcción de California (California State Lands Commission, 2010), el código del Puerto de Los Ángeles (POLA, 2010) y código del Puerto de Long Beach (POLB-WDC, 2012). El Método de la Estructura Sustituta se basa en un análisis transversal puro de modo único, modificado para la interacción simultánea de respuesta transversal y longitudinal a través de juntas de expansión y efectos de torsión por el DMF para calcular la demanda de desplazamiento, aunque también se puede extender a modelos 3D complejos con fuerzas pushover en dos dimensiones. La Figura N° II.35 muestra los pasos del análisis para calcular la demanda de desplazamiento utilizando el Método de la Estructura Sustituta.

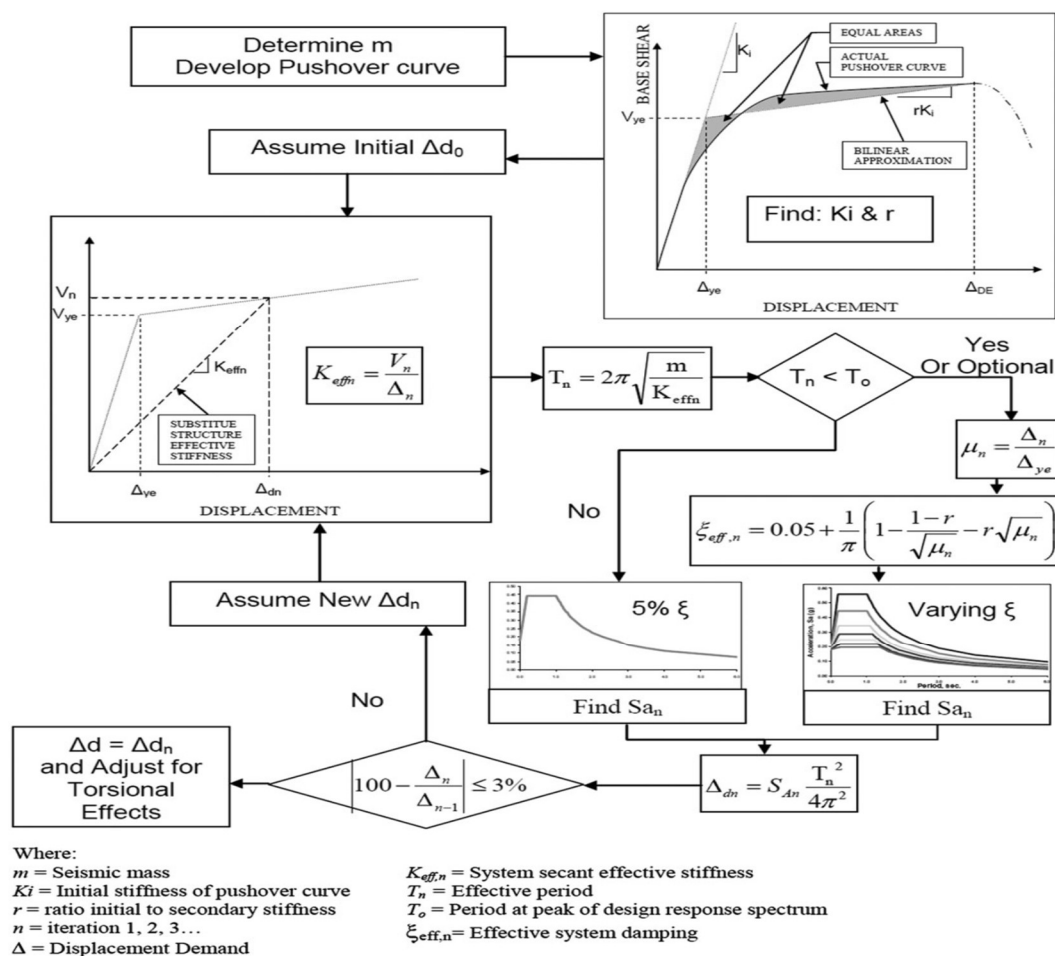


Figura N° II.35: Diagrama de Flujo para el Método de la Estructura Sustituta
Fuente: ASCE/COPRI 61-14, 2014

Este método es un proceso iterativo que utiliza la rigidez secante efectiva, $K_{eff,n}$, de un segmento de muelle en el desplazamiento de demanda determinado a partir de la curva pushover, y un amortiguamiento elástico equivalente que representa los efectos combinados del amortiguamiento elástico e histórico para determinar la demanda de desplazamiento transversal puro para cada iteración.

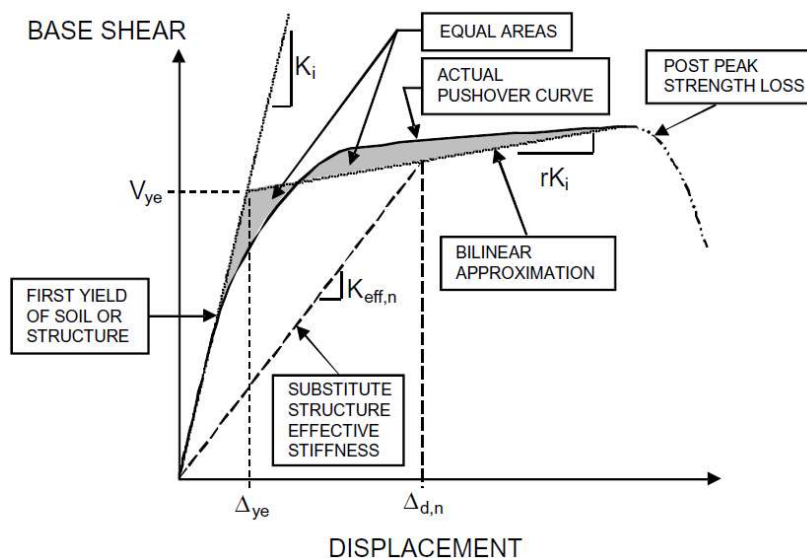


Figura N° II.36: Rigidez efectiva del análisis pushover
Fuente: ASCE/COPRI 61-14, 2014

Según la Figura N° II.36, la rigidez secante inicial efectiva, K_i es la pendiente de la línea que comienza desde el punto de origen de la curva pushover al punto de la primera rótula plástica formada en un pilote. El desplazamiento de fluencia del sistema, Δ_{ye} , se determina a partir de la intersección del tramo elástico con el tramo después de la fluencia de la aproximación bilineal. Se debe utilizar el enfoque de "igual energía" para estimar la aproximación bilineal de la curva pushover del sistema. El desplazamiento de fluencia del sistema siempre será mayor que el desplazamiento en la primera fluencia de los pilotes. La demanda de ductilidad de desplazamiento del sistema en la iteración n , μ_n , se determina de la siguiente manera:

$$\mu_n = \frac{\Delta_{d,n}}{\Delta_{ye}} \quad \text{Ec. II.40}$$

Donde:

- μ_n : Demanda de ductilidad de desplazamiento del sistema
 $\Delta_{d,n}$: Demanda de desplazamiento para la iteración n
 Δ_{ye} : Desplazamiento de fluencia del sistema

El amortiguamiento efectivo del sistema o amortiguamiento elástico equivalente, en la iteración n , se encuentra de la siguiente manera:

$$\xi_{eff,n} = 0.05 + \frac{1}{\pi} \left(1 - \frac{1-r}{\sqrt{\mu_n}} - r\sqrt{\mu_n} \right) \quad \text{Ec. II.41}$$

Donde:

- $\xi_{eff,n}$: Amortiguamiento efectivo del sistema
 r : Razón inicial de la rigidez secundaria
 μ_n : Demanda de ductilidad de desplazamiento del sistema

La amortiguación elástica equivalente representa los efectos combinados de la amortiguación elástica e histórica. Esta amortiguación actúa para escalar el espectro de respuesta, lo que resulta en una disminución de las aceleraciones y puede ser ventajoso para el análisis de estructuras con períodos efectivos en la porción de pendiente negativa de los espectros de diseño; por lo tanto, es aceptable, aunque no obligatorio, usar este método cuando $T > T_0$.

La Ec. II.41 se adoptó de MOTEMS (California State Lands Commission, 2010) y se basa en el trabajo de Priestley, Seible y Calvi (1996). El valor r es una constante de la curva pushover y se encuentra resolviendo una aproximación bilineal que tiene la misma rigidez inicial que la curva pushover y áreas iguales encima y debajo de la curva pushover. Los desplazamientos más allá de la fuerza máxima generalmente se ignoran y, a menudo, no se pueden determinar utilizando un software de diseño estándar de la industria.

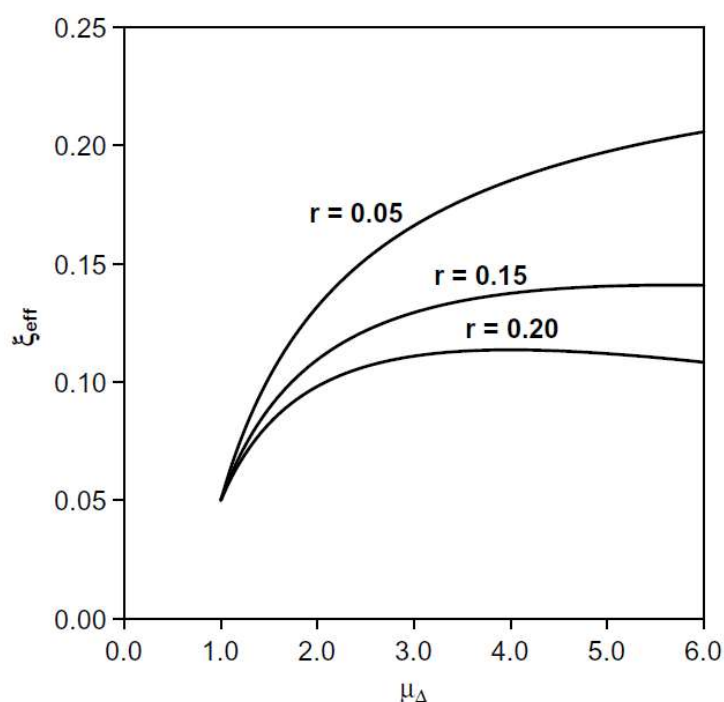


Figura N° II.37: Relación de ductilidad vs amortiguamiento efectivo para varios valores de r
Fuente: ASCE/COPRI 61-14, 2014

Un método práctico para la solución es asumir una intersección en la deformación DE y determinar un límite de elasticidad efectivo que resulte en áreas iguales. Para conexiones detalladas con alta capacidad dúctil, es probable que las capacidades de deformación OLE, CLE y DE ocurran bien en la pendiente secundaria de la curva pushover. La proporciona relaciones de ductilidad y amortiguación para valores de r típicos. Los valores de r más altos conducen a una amortiguación más baja y, por lo tanto, aceleraciones más altas en el mismo nivel de ductilidad. Los valores de r más allá de los mostrados pueden ser el resultado de una respuesta frágil del sistema; por lo tanto, se debe verificar la ductilidad de la conexión.

Se puede considerar que la demanda de desplazamiento transversal del muelle basada en la excitación transversal pura ha convergido cuando:

$$\left| 1 - \frac{\Delta_{t,n}}{\Delta_{t,n-1}} \right| \times 100\% \leq 3\%.$$

CAPÍTULO III: CASO DE ESTUDIO – MUELLE N3 DEL TNM DEL CALLAO

3.1. ANTECEDENTES

La investigación analiza la estructura del muelle N3 ubicado en el Terminal Norte Multipropósito de Callao, puerta de entrada al Perú. Las coordenadas geográficas del Puerto son: 12° 02' sur y 77° 08' oeste. Está situado en el centro de la Bahía de Callao, el cual se ubica en el área entre Punta Bernal y la parte norte de la Isla San Lorenzo; posición que la ubica a 15 kilómetros de la ciudad capital de Lima.

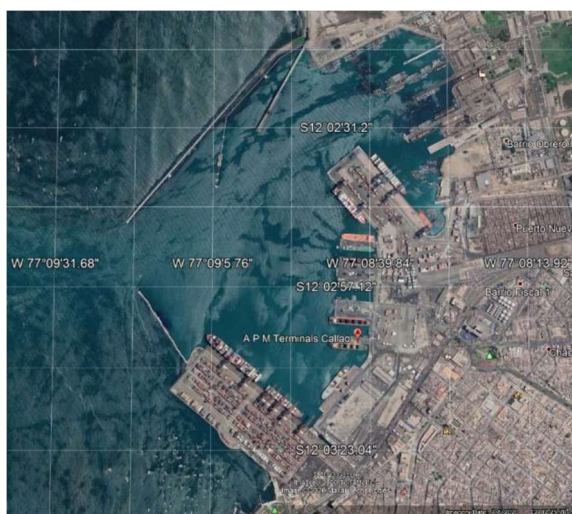


Figura N° III.1: Ubicación geográfica del puerto del Callao - APM Terminals Callao
Fuente: Google Earth

El muelle fue construido en 1930 por Frederik Snare Corporation (FSC) y es uno de los muelles más antiguos del Perú aún en funcionamiento. El muelle N3 fue originalmente construido como una réplica del muelle N2 en sus dimensiones generales y elementos estructurales. Sin embargo, el muelle N3 tiene un historial diferente de reparación en comparación con los muelles restantes del TNM del Callao, ya que fue objeto de una profunda rehabilitación que cambió y mejoró el comportamiento operativo de su estructura.

Entre 1971 y 2001, existen registros de reparaciones y mejoras locales en varias partes de la estructura. Los defectos detrás de estas reparaciones se deben a varias razones, desde la posible imperfección de la construcción hasta los impactos de las naves o el deterioro químico de los elementos estructurales.

Finalmente, en 2004, se llevó a cabo una importante renovación del muelle con el fin de establecer cargas operativas significativas (grúas móviles, aumento de los

buques de diseño, etc.), estableciendo una configuración estructural que permanece en la actualidad.

Específicamente, el muelle N3 está ubicado inmediatamente al norte del muelle N2 dentro del área del puerto, actualmente en concesión a APM Terminals Callao.

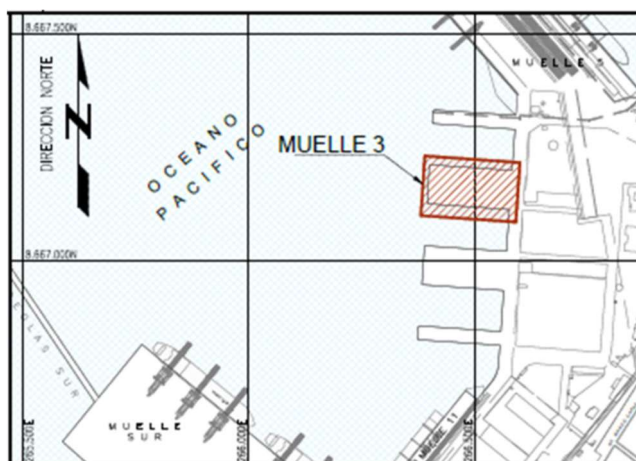


Figura N° III.2: Ubicación del muelle N3 en el TNM del Callao
Fuente: Propia

3.2. ESTADO ACTUAL DEL MUELLE

La configuración actual del muelle N3 está compuesto por un relleno central bordeado por una estructura de tablero sobre pilotes que sigue el perímetro exterior. La estructura del tablero soportado por pilotes está conformada por una cuadrícula de vigas y losas in situ de concreto armado, que dan lugar a 3 amarraderos: amarradero 3A, amarradero 3B y amarradero 3C.

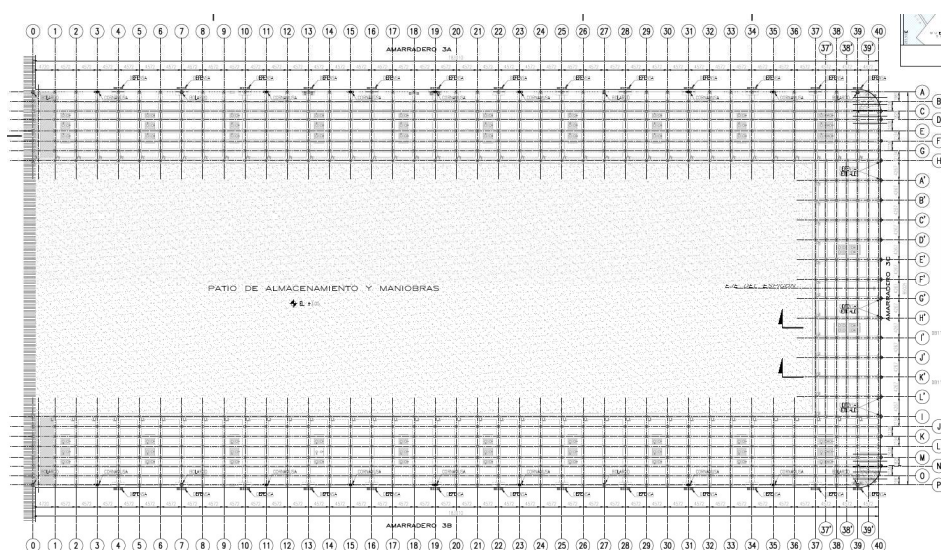


Figura N° III.3: Vista en planta del tablero del muelle N3

El amarradero de estudio posee una largo aproximado de 183.00m y un ancho de 15.81m

La pendiente del relleno, ubicada debajo del tablero, presenta una inclinación pronunciada de 35° y su cresta se encuentra a unos 3m debajo del nivel del pavimento. Para cumplir con esta diferencia de nivel, se creó un pequeño muro de contención de tierra. Dicho muro transmite cargas horizontales directamente a la estructura de plataforma sobre pilotes. Asimismo, en cada pórtico transversal, se encuentran tensores anclados, conectando las estructuras de los amarraderos ubicados en lados opuestos del muelle.

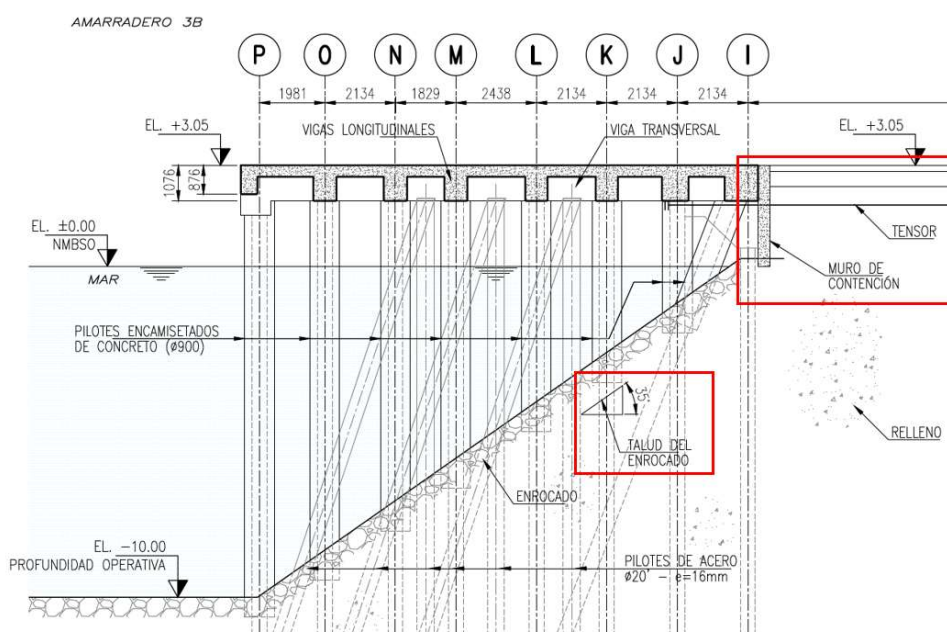


Figura N° III.4: Talud del relleno, muro de contención y tensores del muelle N3

Los ejes de pilotes longitudinales de concreto siguen una distancia constante de 4.572 m, mientras que en la dirección transversal varía entre 2.13 m en el área del lado de la tierra y 1.98 m más cerca de la costa. Adyacentes y paralelos a todos los pórticos transversales, se ejecutaron pilotes inclinados con una inclinación de 1:3. Estos pilotes, apuntando hacia el mar, se unen directamente a la viga lateral lado tierra.

Todos los pilotes verticales e inclinados existentes de concreto, de sección cuadrada de 0.45x0.45 m², se reforzaron a través de una funda de concreto φ900. Esta funda es ejecutada desde el fondo del mar / pendiente (fondo de la capa de roca) hasta el nivel inferior de la plataforma.

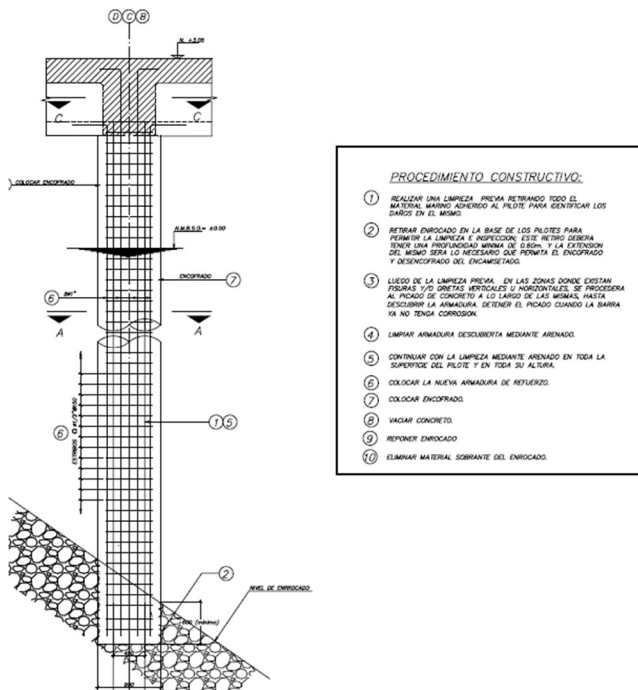


Figura N° III.5: Encamisetado o reforzamiento de los pilotes existentes.

Además del refuerzo de pilotes existentes, se implementaron varios pilotes tubulares e inclinados de acero de $\Phi 508 \times 16 \text{mm}$. En los embarcaderos 3A y 3B, cada 4 tramos longitudinales, 18,28 m, se ejecutó un grupo de 6 pilotes inclinados tubulares de acero: 3 pilotes apuntan hacia el mar en la dirección transversal y 3 en la dirección longitudinal también apuntando hacia el mar. Existe un total de 10 grupos de pilotes por embarcadero.

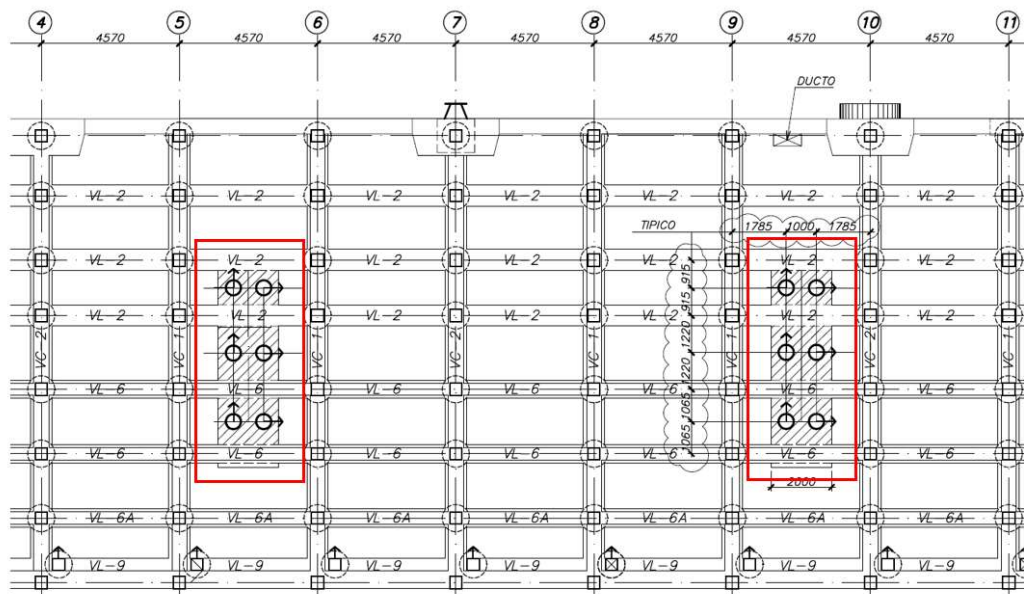


Figura N° III.6: Grupo de pilotes tubulares e inclinados de acero

La conexión entre el pilote de acero y la plataforma de concreto se realiza a través de un tapón de concreto con 1,6m de profundidad. Las llaves de corte se usan en la parte superior del pilote. En el área de la plataforma que recibe todos los pilotes de acero, se creó una viga cabezal rígida con 1.075m de peralte y 2.00m de ancho. Esta viga cabezal está conectada a las vigas longitudinales y a la losa general.

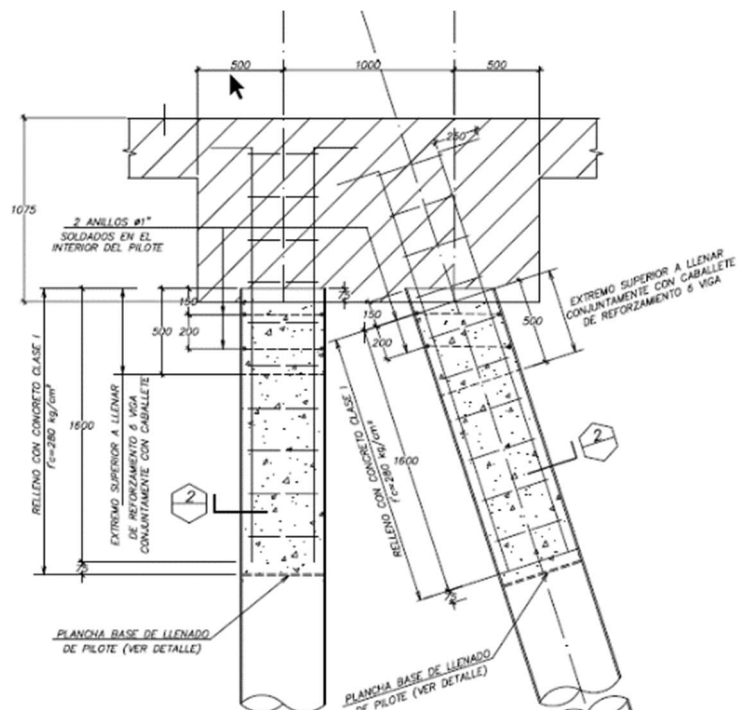


Figura N° III.7: Conexión del plug del pilote de acero con la plataforma

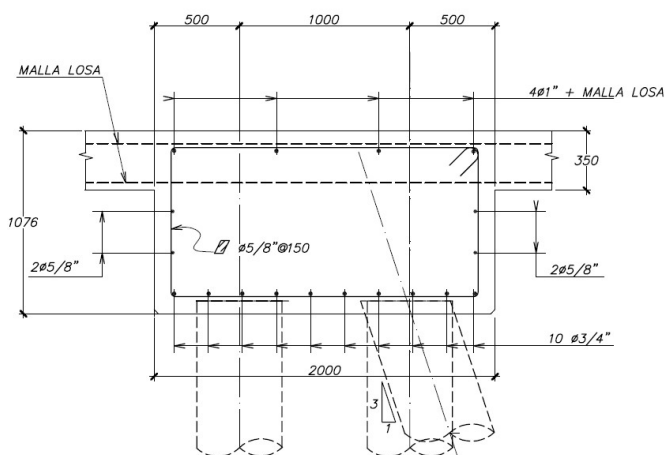


Figura N° III.8: Viga cabezal Rígida

Las vigas longitudinales que se mantuvieron se refuerzan a través de una funda de concreto alrededor de la viga. El espesor de la funda es de 200mm en la parte inferior y 125 mm en los lados. La altura de la viga alcanzará el nivel de la plataforma a +3.05m CD, lo que significa una sección típica de la viga de 0.67 x 1.076m². Las vigas entre los ejes A y D fueron completamente reconstruidas con una sección típica de 0.7 x 1.076m².

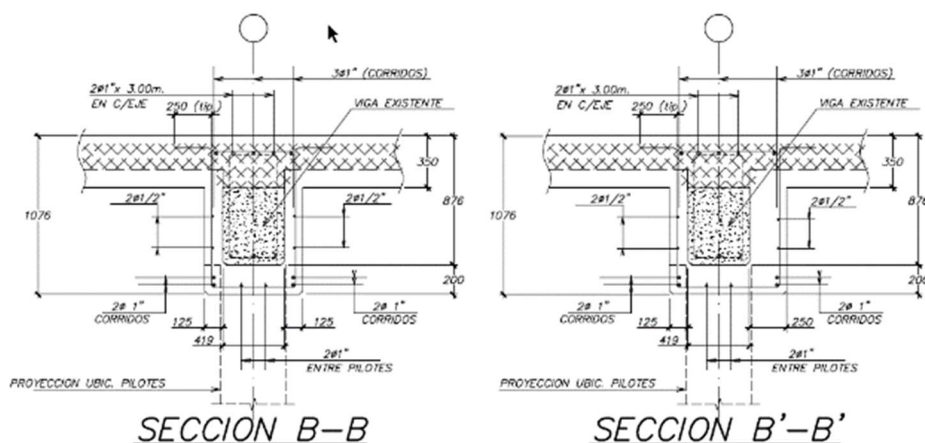


Figura N° III.9: Refuerzo de vigas - Sección típica de vigas longitudinales

Las vigas transversales son, de manera similar a las longitudinales, reforzadas a través de una funda de concreto que presenta una sección final de 0.76 x 1.076m². Los dos últimos tramos lado tierra, la sección de vigas se incrementa a 0.90 x 1.476m². Esta es el área de anclaje de las barras de anclaje y el pilote inclinado original.

La losa existente es completamente demolida y reemplazada por una losa con un espesor general de 0.35m y un nivel superior a +3.05m CD. Esto es 5.0cm más alto que el diseño original y sin ningún acabado de concreto no estructural.

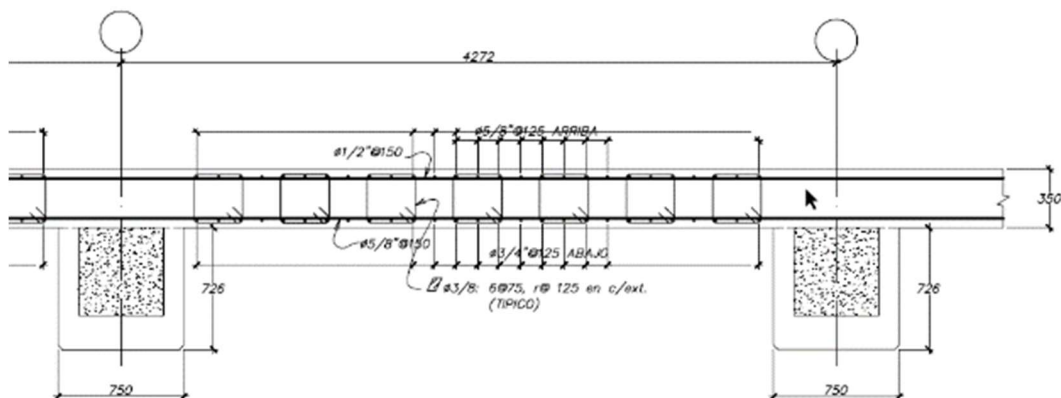


Figura N° III.10: Reforzamiento de la losa del muelle N3

La longitud total del muelle es de 183m con un ancho constante de 85m sin juntas de expansión. La conexión con el continente, la estructura de “entre mulles”, se realiza a través de una llave de corte vertical que permite movimientos horizontales diferenciales entre las estructuras.

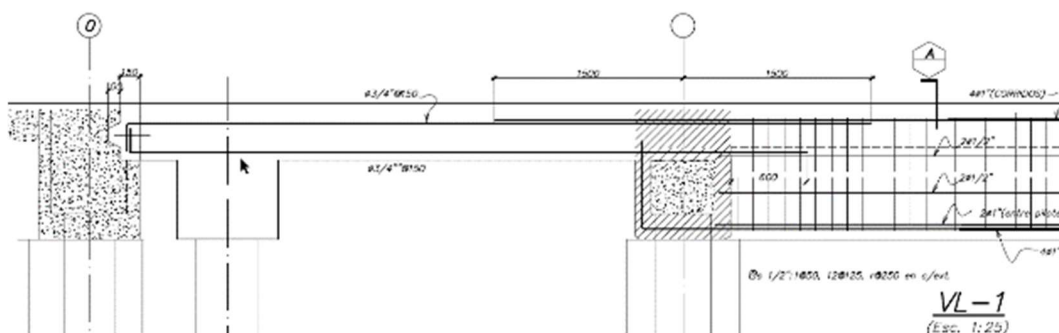


Figura N° III.11: Conexión Quay – Landside

3.3. SECCIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.3.1. Pilotes

3.3.1.1. Pilote cuadrado (0.45m x 0.45m)

Los pilotes cuadrados (verticales e inclinados) son de tipo prefabricados en concreto armado. Fueron colocados al inicio de la construcción del muelle y, según los planos estructurales, poseen una sección de diseño cuadrada de 0.45m x 0.45m de lado con 8 barras de acero de refuerzo longitudinal de $\Phi 1''$ (3 barras por cara).

En la Figura N° III.12, se muestra la sección del pilote cuadrado:

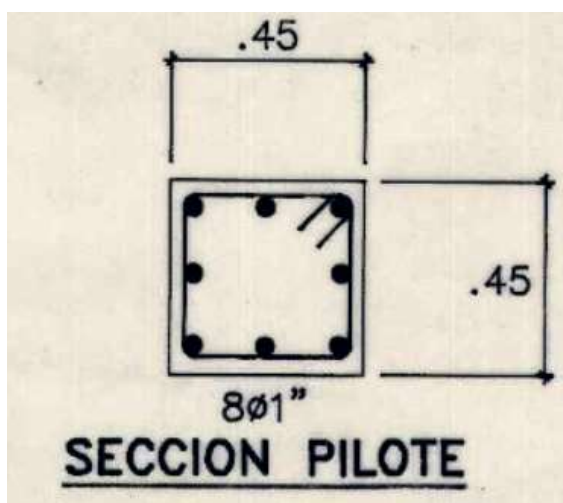


Figura N° III.12: Sección del pilote P45x45

Las características de la sección del pilote cuadrado se muestran en la siguiente tabla:

Tabla N° III.1: Características de la sección del pilote P45x45

Características básicas de sección	Valor
Dimensiones de sección	45 cm x 45 cm
D – refuerzo longitudinal	25.4 mm
N° barras longitudinales	8
D – refuerzo transversal	12.7 mm
Espaciamiento, @	150 mm
Recubrimiento	50 mm

Fuente: Propia

3.3.1.2. Pilote encamisetado ($\Phi 900\text{mm}$)

Como se mencionó en el Subcapítulo 3.2, todos los pilotes verticales e inclinados cuadrados existentes se reforzaron a través de una encamisetado de concreto $\phi 900$ más 8 varillas longitudinales adicionales; es decir, la sección del elemento compuesto posee 16 varillas de refuerzo longitudinal considerando las 8 varillas ya existentes del pilote cuadrado (P45x45).

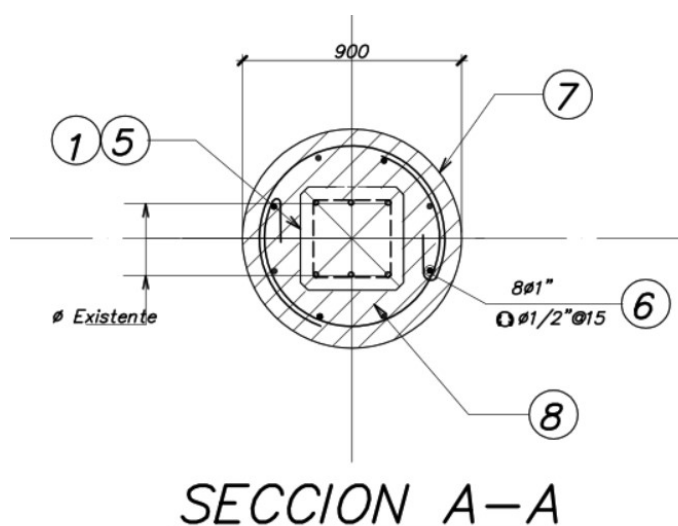


Figura N° III.13: Sección del pilote encamisetado

Las características de la sección del pilote encamisetado se muestran en la siguiente tabla:

Tabla N° III.2: Características de la sección del pilote encamisetado

Características básicas de sección	Valor
Dimensiones de sección	Φ900 mm
D – refuerzo longitudinal	25.4 mm
N° barras longitudinales	8 + 8
D – refuerzo transversal	12.7 mm
Espaciamiento, @	150 mm
Recubrimiento	75 mm

Fuente: Propia

3.3.1.3. Pilotes de acero (Φ508x16mm)

Los pilotes inclinados de acero corresponden a los pilotes de refuerzo ejecutados en la reparación global del muelle N3 en el año 2004. Corresponden a pilotes de acero estructural tubulares de 508mm de diámetro y 16mm de espesor. Una de las consideraciones importantes en el modelamiento estructural de los pilotes de acero es la corrosión y la pérdida de durabilidad y, así, la reducción de sus propiedades de sección al final de su periodo de diseño. Este aspecto ha sido considerado en el Capítulo 4.1.

3.3.1.4. Plug de concreto en pilotes de acero

El plug del pilote de acero corresponde a la conexión del pilote de acero con la cubierta, la cual es relleno con concreto armado de 1.60m de profundidad para garantizar la integridad de la conexión y para que el esfuerzo axial sea transmitido al tubo de acero a través de la adherencia del concreto a la pared del mismo.

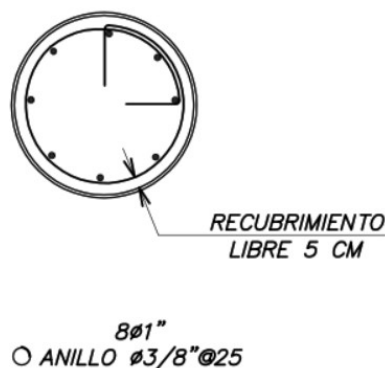


Figura N° III.14: Sección del plug de concreto del pilote de acero

Las características de la sección del plug de concreto del pilote de acero se muestran en la siguiente tabla:

Tabla N° III.3: Características de la sección del plug de concreto

Características básicas de sección	Valor
Dimensiones de sección	$\Phi 476.3$ mm
D – refuerzo longitudinal	25.4 mm
N° barras longitudinales	8
D – refuerzo transversal	9.6 mm
Espaciamiento, @	250 mm
Recubrimiento	50 mm

Fuente: Propia

3.3.2. Vigas del tablero

De acuerdo con los planos estructurales de la renovación realizada en el año 2004 (ver ANEXO A), se ha clasificado a las secciones de viga de la siguiente manera:

Tabla N° III.4: Cuadro de secciones de viga del segmento de muelle N3

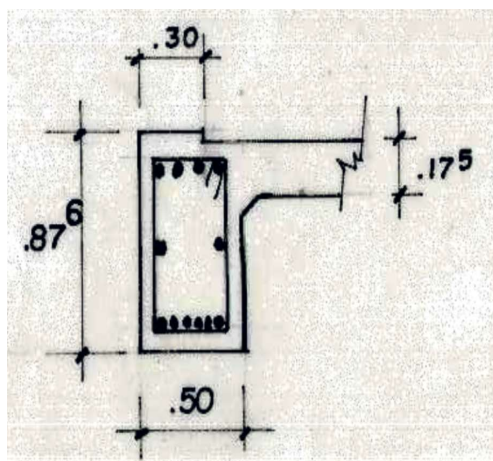


Figura N° III.15 Sección de viga mandil (876x500)

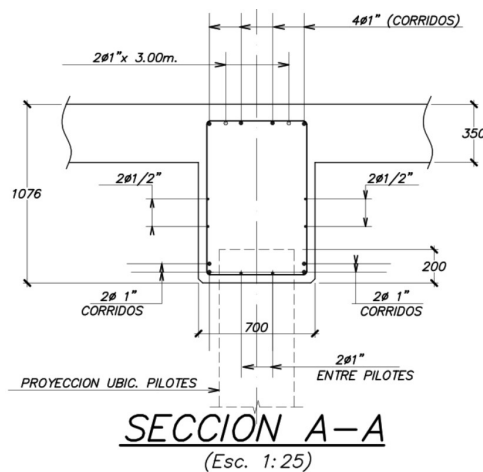


Figura N° III.16 Sección de viga VL-2 (1076x700)

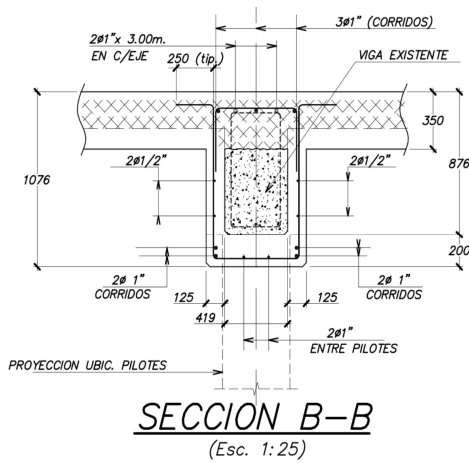


Figura N° III.17 Sección de viga VL-6 (1076x670)

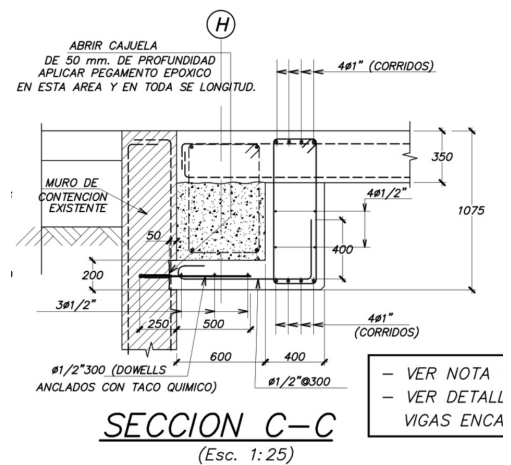


Figura N° III.18 Sección de viga VL-9 (1075x400)

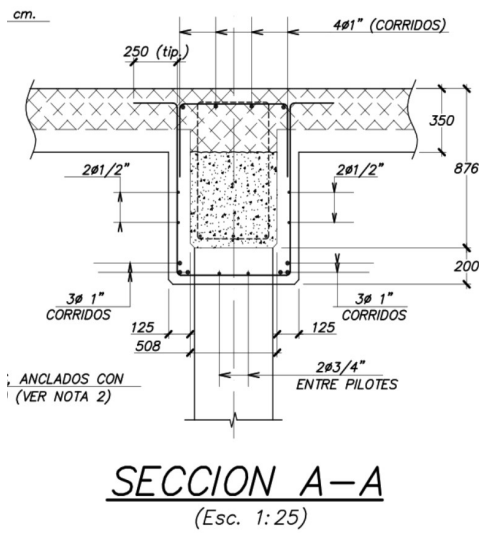


Figura N° III.19 Sección de viga VC-1 (1076x758)

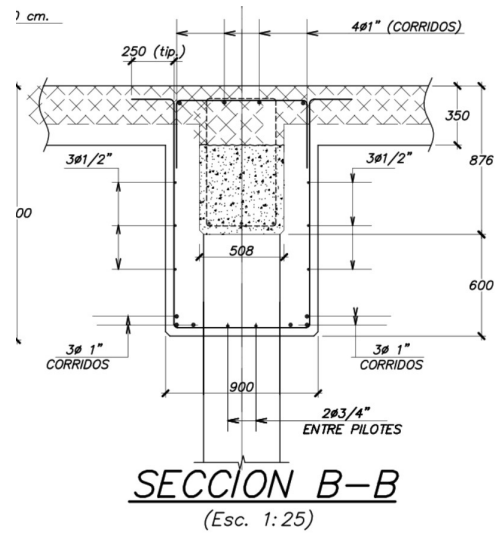


Figura N° III.20 Sección de viga VC-1 (1076x900)

A continuación, se muestra la configuración general en planta de las secciones de viga presentes en el segmento de análisis del muelle N3:

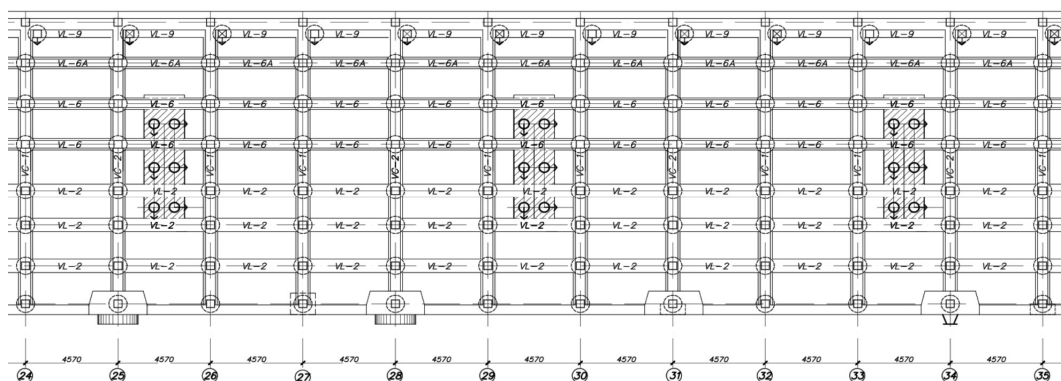


Figura N° III.21: Distribución general en planta de las secciones de viga

3.3.3. Losas del tablero

Como fue previamente mencionado en el Subcapítulo 3.2, la losa existente del muelle N3 fue completamente demolida y reemplazada por una losa con espesor general de 0.35m, y un nivel superior de +3.05m CD. La losa se encuentra armada en ambas direcciones y presenta distintas áreas de refuerzo longitudinal y transversal dependiendo del amarradero (3A, 3B o 3C).

La siguiente tabla resume los detalles de la sección típica de la losa:

Tabla N° III.5: Detalles de losa - Muelle N3

Descripción	Losa del muelle N3	
	3A y 3B	3C
Espesor	350 mm	
Recubrimiento	50 mm	
VARILLAS		
Dirección longitudinal		
<u>Refuerzo superior (-)</u>		
D – Refuerzo superior	12.7 mm	12.7 mm
Espaciamiento, @	200 mm	150 mm
<u>Refuerzo inferior (+)</u>		
D – Refuerzo inferior	15.9 mm	15.9 mm
Espaciamiento, @	200 mm	150 mm
Dirección transversal		
<u>Refuerzo superior (-)</u>		
D – Refuerzo superior	15.9 mm	15.9 mm
Espaciamiento, @	150 mm	150 mm
<u>Refuerzo inferior (+)</u>		
D – Refuerzo inferior	19.1 mm	19.1 mm
Espaciamiento, @	150 mm	150 mm
D – Estribo	9.6 mm	
Espaciamiento estribo, @	125 mm	

Fuente: Propia

De acuerdo con los planos estructurales de la renovación realizada en el año 2004, dispuestos en el ANEXO A, se muestra las secciones de la losa típica actual:

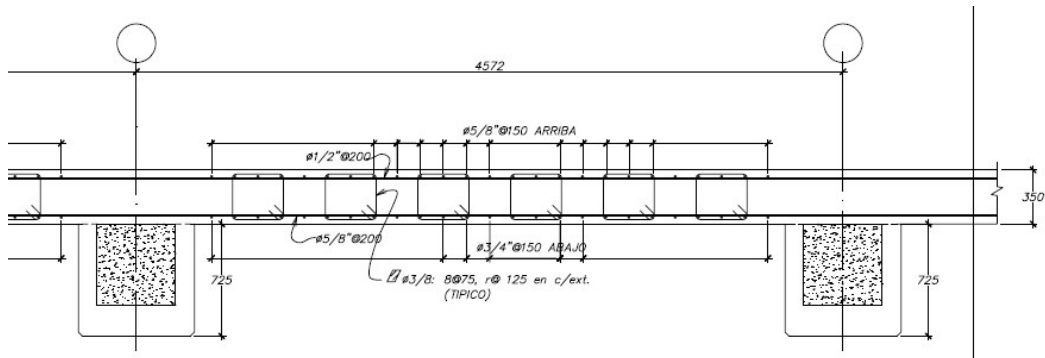


Figura N° III.22: Armadura típica de losa de los amarraderos 3A y 3B - Sección longitudinal

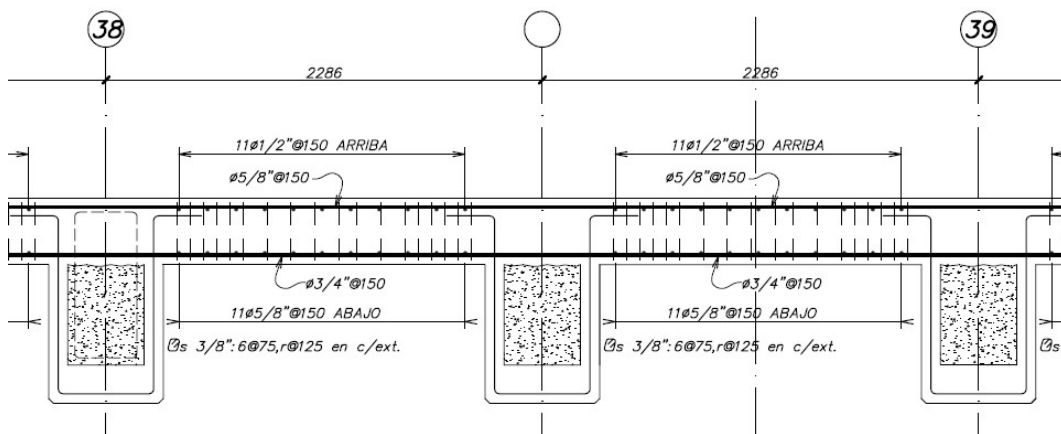


Figura N° III.23: Armadura típica de losa de amarraderos 3A, 3B y 3C – Sección Transversal

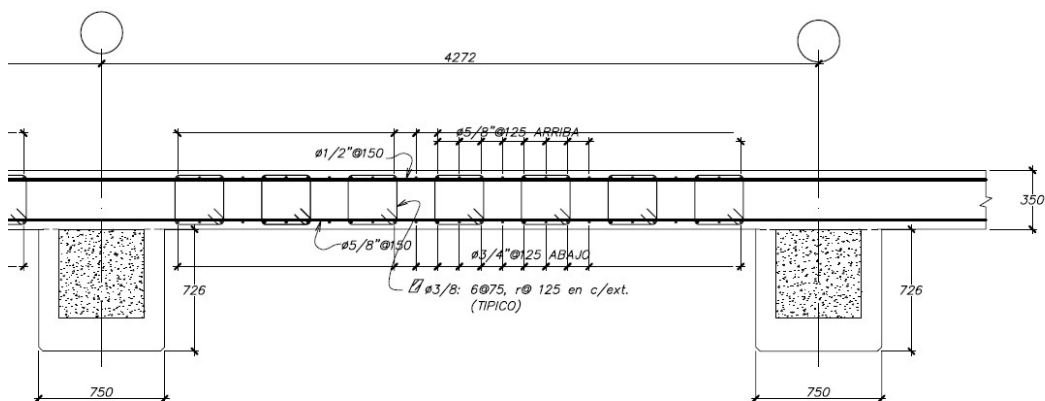


Figura N° III.24: Armadura típica de losa del amarradero 3C – Sección Longitudinal

3.4. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

3.4.1. Geología regional

La descripción de la geología regional se limita a una breve descripción de los depósitos sedimentarios que revisten el lecho de roca, principalmente la llamada grava de lima. El lecho de roca en la llanura de Lima se puede encontrar en profundidades que varían desde los 100m hasta los 400m; siendo esta última profundidad la que se presenta en el sector del Callao.

En general se puede decir que la Grava de Lima presente en el sector del Callao difiere de la presentada en la ciudad de Lima y en la línea costera del sur de Lima (Costa Verde). El material predominante de la Grava de Lima en el Callao corresponde a una grava con tamaño máximo del orden de 10cm. Este material es menos compacto que el de la ciudad de Lima y el de los acantilados expuestos de la Costa Verde. Durante los estudios de suelo en el Puerto del Callao, no se han encontrado indicios de cementación, mientras que la Grava de Lima en la ciudad de Lima en los acantilados de la Costa Verde a lo largo de la línea costera del sur de Lima se encuentra cementada debido al alto contenido de carbonatos dentro de la matriz del suelo.

La formación de Grava de Lima en el Callao se encuentra sobrepuesta localmente por suelo errático que comprende limos y arenas sueltas a medio densas. Se han encontrado arcillas blandas y limos en los 15 metros superiores dentro del área que fue recuperada en el período de 1930 y 1950: el área limitada por la línea original de playa hacia el Este, los Muelles No. 1 al 4 hacia el Oeste y el Muelle 5 hacia el Norte (JEOPROBE, 2020).

3.4.2. Perfiles estratigráficos

La campaña de exploración del suelo, consistió en realizar ensayos de campo como ensayos de corte con veleta, penetración estándar (SPT) y penetración dinámica (DP); y ensayos de laboratorio llevados a cabo de conformidad con los distintos códigos ASTM tales como granulometrías (ASTM D422), contenido de humedad (ASTM D2216), límites de Atterberg (ASTM D4318), gravedad específica (ASTM C127), consolidación unidimensional (ASTM D2435) y triaxiales consolidados no drenado (ASTM D4767). A continuación, se resume la

exploración ejecutada según los tipos de suelos encontrados en las zonas donde se realizaron las campañas de exploración:

Tabla N° III.6: Exploración según el tipo de suelo

Tipo de suelo	Perforaciones Exploratorias	Pruebas de campo	Pruebas de campo
Rellenos de grava y rellenos no controlados	Pozos y pozos de prospección	Penetración dinámica (DP), pruebas de placa de carga (PLT)	Pruebas de granulometría (PSD), pruebas químicas
Grava natural depositada (Grava de Lima)	Pozos profundos (hasta 50m)	Penetración dinámica (DP)	Pruebas de granulometría (PSD) cuando sea factible
Arcillas	Pozos, Shelby continuo	Ensayos de Molinete, Ensayos de Penetración Estándar (SPT)	Ensayos triaxiales (CUT), ensayos con odómetro, ensayos índice y densidad.
Suelos erráticos	Pozos	Ensayos de Penetración Estándar (SPT), Penetración dinámica (DP),	Ensayos Índice, Densidad y granulometría (PSD)

Fuente: JEOPROBE, 2020

La estratigrafía encontrada en las zonas de campañas de exploración, se puede generalizar como relleno antrópico y depósitos marinos que sobreyacen la formación grava de lima. El relleno superficial consiste de material tamaño grava, con intercalaciones de arenas, que difícilmente se diferencian con la grava de lima. Sin embargo, su densidad y rigidez son menores en ciertas zonas, por efecto de la falta de control en su disposición en algunas zonas. Los depósitos marinos son predominantemente arenas con alto contenido de limos y arcillas de consistencia blanda a media, con ocasional presencia de gravas. Los espesores de estos estratos dependen del inicio del fondo marino natural y del nivel superior de la grava de lima (JEOPRE, 2020).

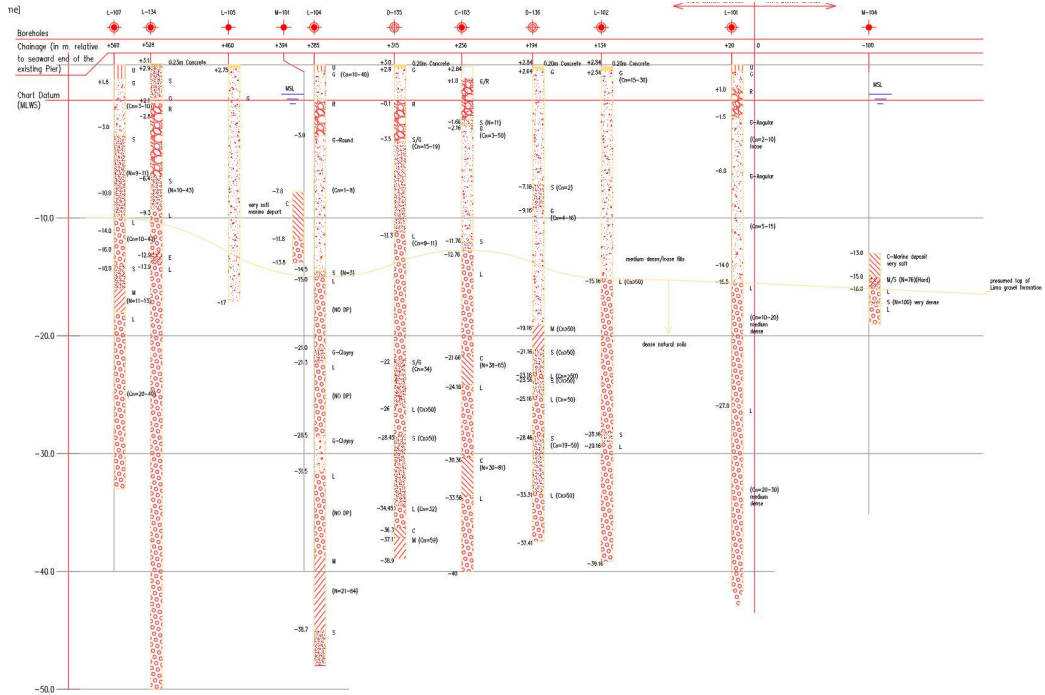


Figura N° III.25: Perfil estratigráfico - Sección A-A' – Zona 1
 Fuente: JEOPROBE, 2020

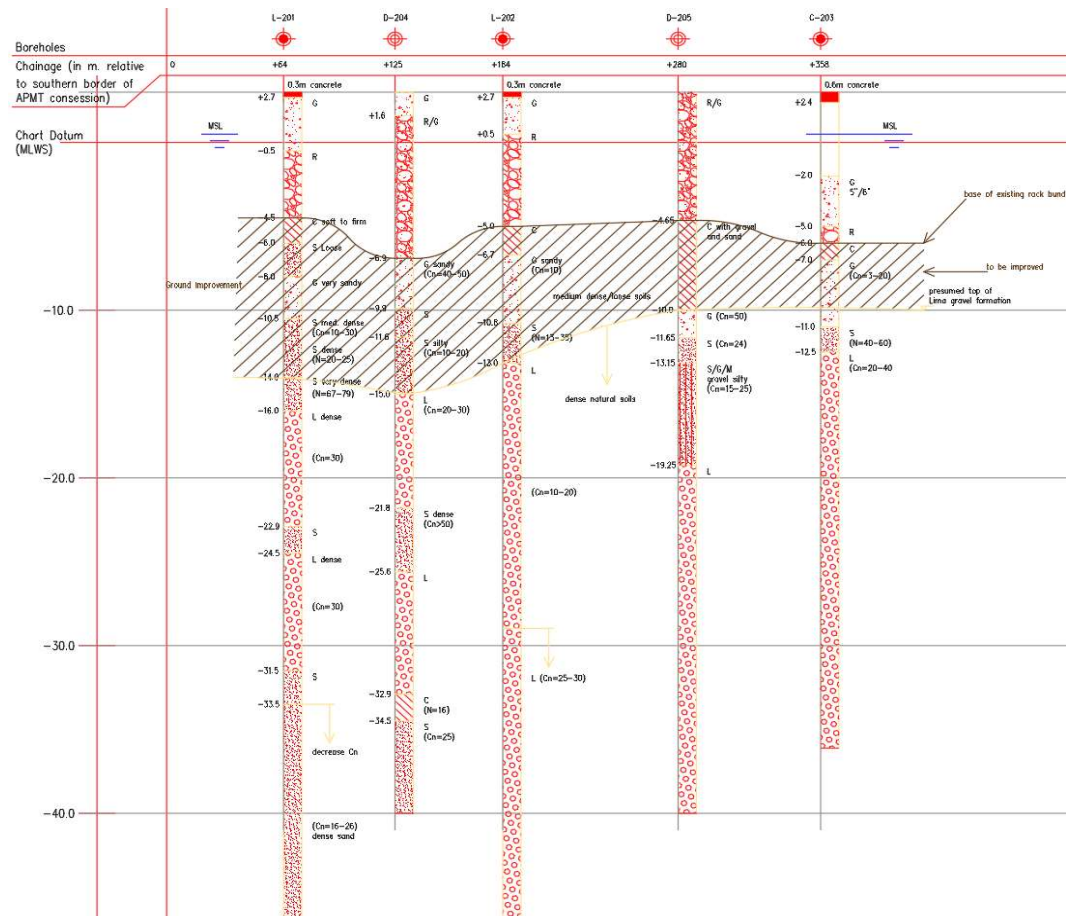


Figura N° III.26: Perfil estratigráfico - Sección B-B' – Zona 2
 Fuente: JEOPROBE, 2020

Con base en la información de referencia descrita, la estratigrafía para los muelles 1 al 4 se establece de la siguiente manera:

- El muelle N3 se encuentran con una profundidad de dragado a -10MLWS. Por encima de este nivel, se consideró material de relleno para conformar el terraplén, el cual cuenta con su correspondiente protección con enrocado en la cara de los taludes.
- Bajo el nivel -10MLWS predomina la presencia del lecho marino, el cual consiste en depósitos de playa (predominantemente arenas), que incluyen la presencia de capas de arcilla o sedimento marino fino de consistencia blanda a media.
- A partir del nivel -16 MLWS se encuentra la formación grava de lima, cuya resistencia y rigidez aumenta rápidamente en profundidad.

3.4.3. Parámetros geotécnicos

Teniendo en cuenta los resultados de los ensayos geotécnicos, la caracterización según el documento anterior referenciado, se establecieron los siguientes parámetros de resistencia y deformación para la estratigrafía de análisis definida para el presente trabajo de investigación:

Tabla N° III.7: Parámetros de resistencia y deformación

Material	γ_{sat} [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kN/m ²]	ν [-]	E [kN/m ²]
Relleno	20	35	5	0.30	36,130
Arena con arcilla y limo	18	28	18	0.35	24,800
Grava de lima	21	40	20	0.25	155,300

Fuente: JEOPROBE, 2020

3.5. PELIGRO SÍSMICO

Tal como se especificó en el Capítulo 2.3, la ASCE/COPRI 61-14 (2014) especifica tres eventos límites Nivel 1, Nivel 2 y Nivel 3, que son el sismo de Nivel Operativo (OLE), el sismo de Nivel de Contingencia (CLE) y el sismo máximo probable (DE).

El sismo máximo probable (DE) corresponde a un sismo de 2475 años de periodo de retorno (2% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años) que

únicamente se utiliza para el diseño y evaluación por desempeño de muelles nuevos. Este sismo está asociado al sismo definido en la norma ASCE/SEI 7-22 (2022) y es extremadamente conservador. De acuerdo con el comité de ASCE 61, la nueva normativa ASCE 61-22 abandonará este sismo máximo probable y adoptará el sismo empleado en AASHTO/LRFD (2017) correspondiente a un sismo de 975 años de periodo de retorno (5% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años).

Por las razones anteriormente expuestas, para la presente investigación, el sismo máximo probable DE se ha asumido como un sismo con 975-1000 años de periodo de retorno. Se han considerado los 3 niveles de sismo indicados en ASCE/COPRI 61-14 para la evaluación de desempeño del muelle N3. Es decir, se verificarán 3 niveles de sismo que corresponden a:

- OLE – 72, que corresponde a un sismo de 72 años de periodo de retorno.
- CLE – 475, sismo de diseño que corresponde a un sismo de 475 años de periodo de retorno y que coincide con los requerimientos de la normativa peruana que es la “Norma Técnica E030-2018”; es decir, para el caso de la norma peruana E030-2018, el sismo de diseño es equivalente al sismo CLE.
- DE – 1000, que corresponde a un sismo de 1000 años de periodo de retorno.

A partir de un análisis sísmico probabilístico, se han obtenido los valores “Peak Ground Acceleration (PGA)” en roca y corresponden a los valores indicados en el “Estudio de Riesgo Sísmico del Terminal Norte Multipropósito” (Alva, 2012) realizado por el Dr. Jorge Alva Hurtado en el año 2012 y se muestran en la siguiente tabla:

Tabla N° III.8: PGA's en roca.

Periodo de Retorno	Prob. de Excedencia	PGA en Roca (g)
75 años	1.E-02	0.22
475 años	2.E-03	0.42
1000 años	1.E-03	0.52

Fuente: Alva, 2012

Las aceleraciones máximas esperadas en roca, según el nivel de sismo asumido, servirán para determinar los espectros de aceleraciones de los 3 niveles de sismo, según los requerimientos de ASCE/COPRI 61-14 (2014).

CAPÍTULO IV: EVALUACIÓN BASADA EN EL DESEMPEÑO DEL MUELLE

4.1. GENERALIDADES

El muelle soportado por pilotes correspondiente al muelle N3 del Terminal Norte multipropósito ha sido diseñada para cargas operativas, pero se desconoce el desempeño sísmico según normativas actuales.

La evaluación sísmica por desempeño se ha realizado para 3 niveles de sismo: Nivel de Sismo Operacional (Operational Level Earthquake – OLE) con un periodo de retorno de 72 años, Nivel de Sismo de Contingencia (Contingency Level Earthquake – CLE) con un periodo de retorno de 475 años, y Nivel de Sismo Máximo Considerado (DE) que corresponde a un sismo con periodo de retorno de 1000 años.

Los niveles de desempeño, relacionados directamente con el nivel de sismo aplicado, se establecen a partir de las deformaciones unitarias de los materiales de los pilotes, tales como el concreto, el acero de refuerzo y el acero estructural del tubo de acero. Estas deformaciones se comparan con las deformaciones límite establecidas por los códigos vigentes, concluyendo el cumplimiento o no del nivel de desempeño específico.

Para el presente caso de estudio, se ha considerado la aplicación la carga inercial debido a sismo y la carga cinemática producida por las deformaciones del talud en donde yace el pilote. Dichas deformaciones del talud también dependen del nivel de sismo aplicado y han sido calculadas a partir de la evaluación geotécnica del muelle referenciada.

La interacción suelo-estructura se ha establecido a partir de resortes no lineales que representan a las curvas p-y, t-z y q-z, quienes a su vez representan el comportamiento del suelo en dirección horizontal y vertical. Estas curvas han sido calibradas a partir de investigaciones geotécnicas adicionales, por lo que no se ha usado límites superiores (Upper Bound) ni inferiores (Lower Bound), sino valores “Best Estimate” que se acoplan a las investigaciones geotécnicas adicionales realizadas para esta investigación.

Para la masa sísmica, se ha considerado únicamente a la carga muerta más el 10% de la sobrecarga o carga viva asociada, siguiendo la recomendación dada por POLB-WDC (2015) y el ASCE/COPRI 61-14 (2014).

La verificación del desempeño sísmico se efectuará en un segmento de muelle típico de 45.72m de longitud, cuyas secciones transversales típicas se encuentran en el Capítulo 4.2.

El modelo estructural de la sección típica del muelle está definido por elementos finitos, aplicando una discretización adecuada. El modelamiento estructural se realizó con la ayuda del programa SAP2000 v22.0.0, donde los elementos “frame” simulan los pilotes y vigas del muelle; y los elementos “shell” representan a las losas del tablero y a los cabezales de cada grupo de pilotes de acero. Las diferentes partes estructurales son modeladas como elementos finitos discretos los cuales son conectados para formar una representación de la estructura del muelle. La evaluación por desempeño se realizó a través del Método de la Estructura Sustituta.

Asimismo, para la verificación de los pilotes tubulares de acero, se han estimado los siguientes 3 parámetros de reducción de espesor de los pilotes según las condiciones locales del pilote. Esto ha sido considerado según la British Standard EN 1993-5:2007, Sección 4):

- No hermético y ubicado en la zona de salpicadura : 0.075 mm/año
- No hermético y ubicado en la zona bajo agua : 0.040 mm/año
- Hermético / enterrado en zona bajo el agua : 0.010 mm/año

Se ha asumido un periodo de diseño de la estructura de 50 años, por lo que los espesores de sacrificio del pilote de acero y secciones finales serían:

Tabla N° IV.1: Secciones finales de pilotes tubulares considerando condiciones de corrosión

Condición	Factor de reducción [mm/año]	Espesor de sacrif. [mm]	Espesor final [mm]	Sección final – Pipe pile
(1) No hermético y ubicado en la zona de salpicadura	0.075	3.75	12.25	500.5x12.25
(2) No hermético y ubicado en la zona bajo agua	0.040	2.00	14.00	504x14
(3) Hermético / enterrado en zona bajo agua	0.010	0.50	15.50	507x15.5

Fuente: Elaboración propia

Para el modelo estructural en SAP2000, se han establecido 3 secciones de pilotes de acero corroídos con el fin de representar el nivel de corrosión al final del periodo de diseño de los mismos, esto servirá para verificar la capacidad de cada una de las secciones corroídas respecto a los esfuerzos internos provocados por cada caso de carga sísmico impuesto en la estructura.

4.2. MODELAMIENTO

Debido a que la configuración del muelle llega a ser uniforme cada tramo específico, este puede ser representado por un segmento de muelle de $B = 14.80m$ y un largo de $42.35m$ (ver Figura N° IV.2). La sección transversal típica está conformada por 8 ejes de pilotes verticales y un eje de pilotes inclinados en el plano transversal.

En el modelo de elementos finitos, los elementos “frame” simulan los pilotes y vigas del muelle; y los elementos “shell” representan a las losas del tablero y a los cabezales de cada grupo de pilotes de acero. Las diferentes partes estructurales son modeladas como elementos finitos discretos los cuales son conectados para formar una representación de la estructura del muelle.

La interfaz o conexión entre los pilotes y la cubierta se modelaron de acuerdo con las recomendaciones dadas por POLB-WDC (2015) y ASCE/COPRI 61-14 (2014) y descritas en la sección 4.2.2 del presente documento.

Los niveles de punta de los pilotes varían según la ubicación de los mismos; sin embargo, dicha variación se encuentra en el intervalo de $2.00m$ a $3.00m$, por lo que se estima un nivel de punta promedio de -19.00 MLWS de todos los pilotes del muelle N3. Estos niveles de punta han sido determinados mediante un Ensayo de Integridad de Pilote (PIT) referidos en el ANEXO B.

Los materiales componentes de los elementos estructurales, tales como el concreto, acero de refuerzo y acero estructural, han sido definidos considerando la situación actual de dichos materiales y siguiendo lo descrito en el Subcapítulo 4.2.1

Para representar la interacción suelo-pilote se utilizaron resortes no lineales apropiadamente espaciados, (ver Figura N° IV.6) que están dispuestos según el Capítulo 4.2.3. A continuación, se presentan las vistas generales del modelo

estructural del segmento de muelle N3, tales como secciones longitudinales, transversales, vistas en planta, entre otros.

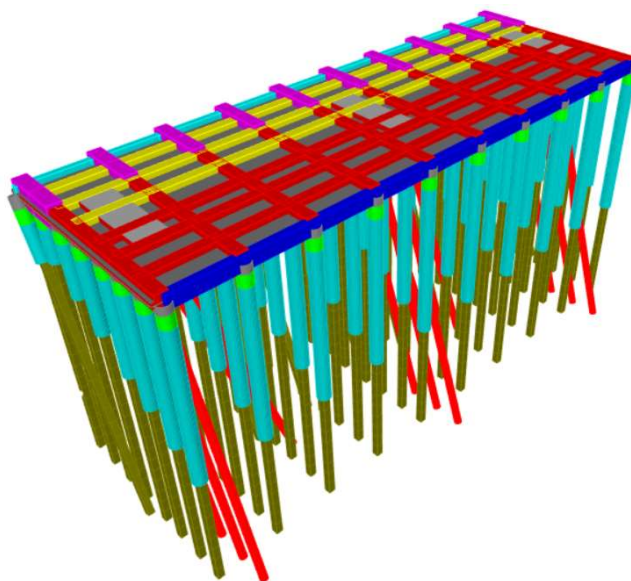


Figura N° IV.1: Modelo estructural del segmento de muelle N3 - Vista 3D

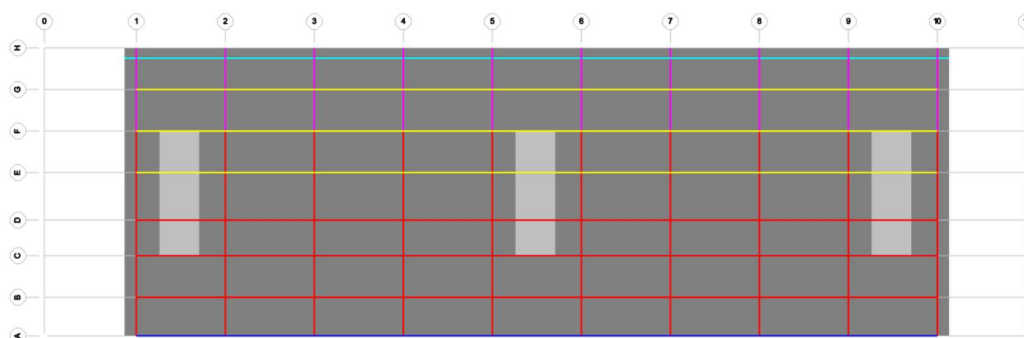


Figura N° IV.2: Modelamiento de la cubierta o tablero del muelle

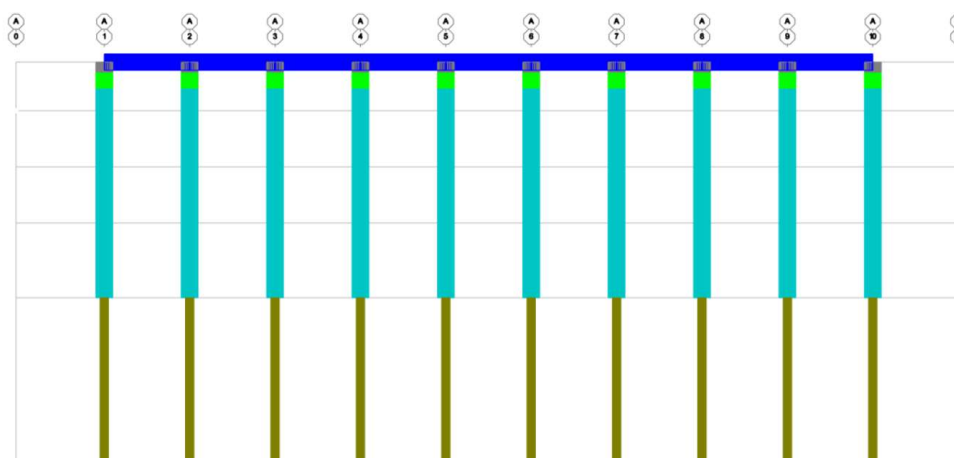


Figura N° IV.3: Modelo estructural del segmento de muelle N3 - Vista del eje A

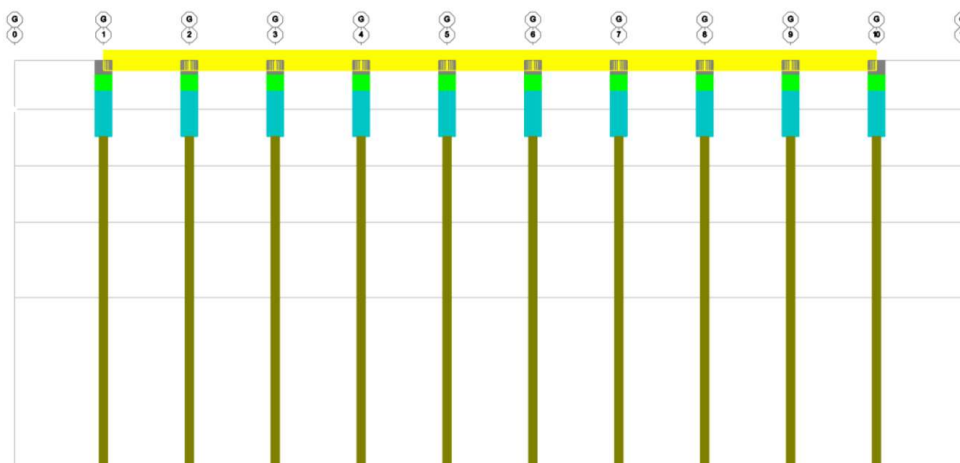


Figura N° IV.4: Modelo estructural del segmento de muelle N3 - Vista del eje G

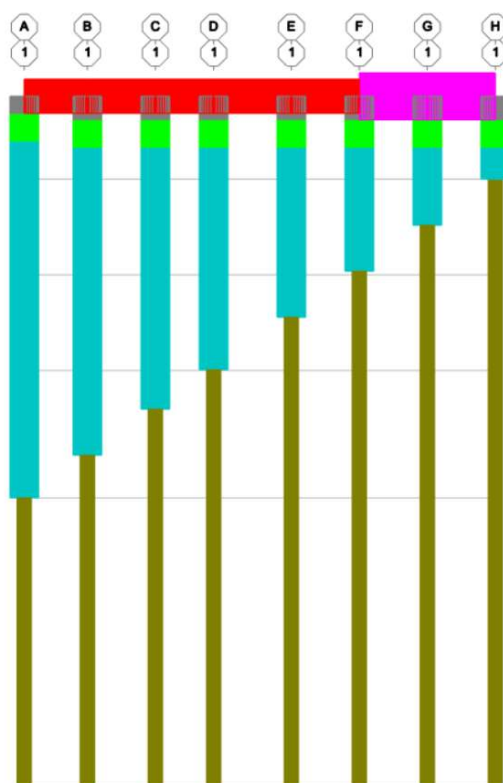


Figura N° IV.5: Modelo estructural del segmento de muelle N3 - Vista transversal típica

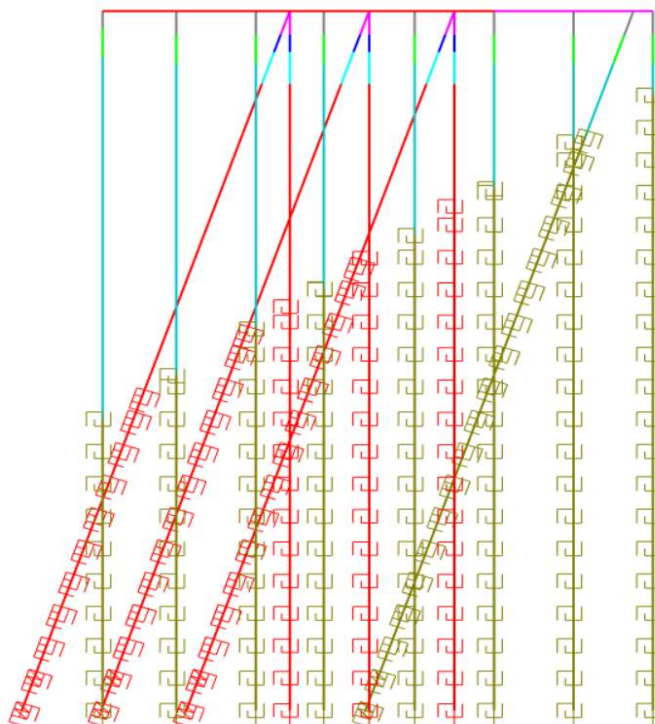


Figura N° IV.6: Discretización y localización de los resortes no lineales del suelo

4.2.1. Materiales

Las propiedades de los materiales empleados en los modelos estructurales están separadas en dos grupos: las propiedades específicas, que serán usadas en el análisis elástico de la estructura, y las propiedades esperadas, que serán usadas en el análisis no lineal de la estructura para proporcionar una estimación más realista de la resistencia de diseño ante las demandas sísmicas.

- Concreto f'_c 280 kg/cm²: Vigas, pilotes cuadrados, encamisetados y losas
- Acero de refuerzo A615 Grado 40: Corresponde a la armadura de los pilotes cuadrados existentes
- Acero de refuerzo A615 Grado 60: Corresponde a la armadura de las vigas, losas y pilotes encamisetados.
- Acero estructural A252 Grado 2: Corresponde al acero del tubo del pilote.

Los materiales de concreto y acero de refuerzo nuevo y existente dispuestos líneas arriba han sido confirmados mediante ensayos de compresión del concreto y ensayos de tracción del acero de refuerzo. Estos resultados se muestran en el ANEXO C de la presente investigación.

4.2.1.1. Propiedades específicas

En la Tabla N° IV.2 y Tabla N° IV.3, se muestran las propiedades específicas de los materiales. Las magnitudes están expresadas en unidades del Sistema Internacional:

Tabla N° IV.2: Propiedades específicas del concreto

Nombre de la propiedad	Concreto
	(f _c 280 kg/cm ²)
Tipo de material	Concreto
Grado del material	f _c 4000psi
Peso específico del material	23.56 kN/m ³
Módulo de elasticidad, E	24 856 MPa
Poisson, U	0.20
Módulo de corte, G	10 357 MPa
Resistencia a la compresión del concreto, f _c	27.6 MPa

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° IV.3: Propiedades específicas del acero

Nombre de la propiedad	Rebar		Steel
	A615 – Gr40	A615 – Gr60	A252 - Grado 2
Tipo de material	Rebar	Rebar	Steel
Grado del material	Grado 40	Grado 60	A252 - Grado 2
Peso específico del material	76.97 kN/m ³	76.97 kN/m ³	76.97 kN/m ³
Módulo de elasticidad, E	200 000 MPa	200 000 MPa	200 000 MPa
Poisson, U	-	-	0.30
Módulo de corte, G	-	-	79 923 MPa
Esfuerzo de fluencia mínimo, f _y	280 MPa	420 MPa	240 MPa
Esfuerzo de tracción mínimo, f _u	420 MPa	620 MPa	415 MPa

Fuente: Elaboración propia

4.2.1.2. Propiedades esperadas

Como se comentó líneas atrás, las propiedades esperadas del material se utilizarán para evaluar la capacidad y las demandas de las cargas sísmicas. La resistencia a la compresión esperada del concreto, f'_{ce} , reconoce la naturaleza típicamente conservadora del diseño de lotes de concreto y la ganancia de resistencia esperada con el tiempo. La resistencia a la fluencia esperada para el acero de refuerzo y el acero estructural, f_{ye} , es una resistencia "característica" y representa una estimación baja de la resistencia probable del material, que es más alta que la resistencia mínima especificada.

De acuerdo con las recomendaciones del ASCE/COPRI 61-14 (2014), se emplean las propiedades esperadas de los materiales:

Tabla N° IV.4: Propiedades esperadas de los materiales según ASCE/COPRI 61-14 (2014)

Propiedad esperada del material	
Resistencia a la compresión esperada del concreto no confinado	$f'_{ce} = 1.30 f'_c$
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo / acero estructural	$f_{ye} = 1.10 f_y$
Esfuerzo de fluencia del acero de confinamiento	$f_{yhe} = 1.00 f_{yh}$
Módulo de elasticidad esperado del concreto	$E_{ce} = 4700 \sqrt{f'_{ce}}$

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se muestran las propiedades esperadas de los materiales que conforman a la estructura del muelle:

Concreto:

Las propiedades esperadas del concreto son las mismas, pero diferentes para cada sección de concreto reforzado, ya que dependen de su refuerzo longitudinal y de confinamiento:

- $f'_{ce} = 27.5 \text{ MPa}$
- $f'_{ce} = 1.30 \times 27.6 = 35.8 \text{ MPa}$
- $E_{ce} = 4700 \sqrt{35.8} = 28\,161 \text{ MPa}$
- $\varepsilon_{c0} = 0.0020$

Tabla N° IV.5: Propiedades esperadas del concreto

Nombre de la propiedad	Concreto (f _c 280 kg/cm ² _EXP)
Tipo de material	Concreto
Grado del material	f _c 4000psi_exp
Peso específico del material	23.56 kN/m ³
Módulo de elasticidad, E	28 161 MPa
Poisson, U	0.20
Módulo de corte, G	11 734 MPa
Resistencia a la compresión del concreto, f _c	35.8 MPa

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se muestra la curva de esfuerzo-deformación del concreto confinado del pilote encamisado (Figura N° IV.7) y del plug de concreto (Figura N° IV.8), respectivamente, usando el modelo de Mander. Los cálculos detallados realizados para la construcción de las curvas de esfuerzo-deformación del concreto se encuentran en el ANEXO D de la presente investigación.

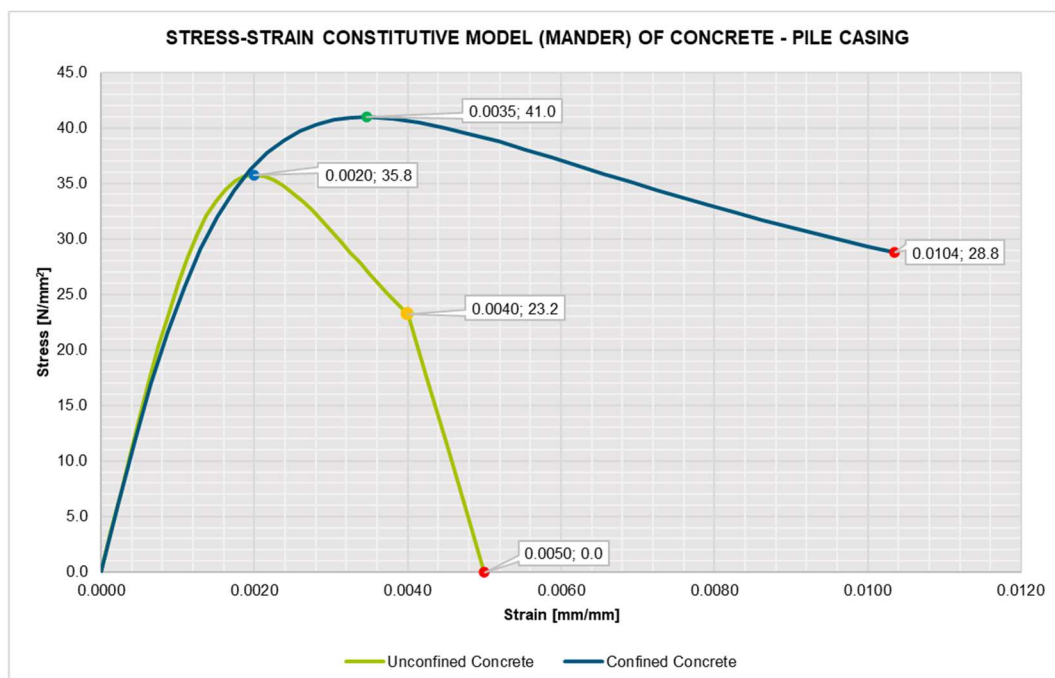


Figura N° IV.7: Curva de esfuerzo-deformación del concreto del pilote encamisado
 Fuente: Elaboración Propia

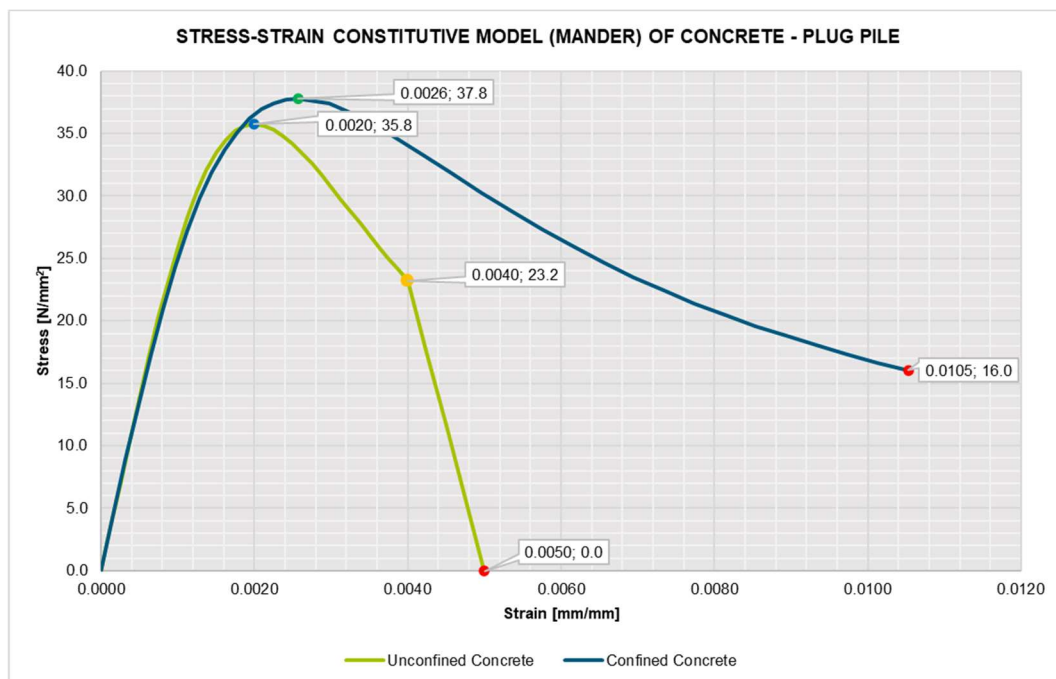


Figura N° IV.8: Curva de esfuerzo-deformación del concreto del plug de concreto
Fuente: Elaboración Propia

Acero de refuerzo y acero estructural

Para el acero de refuerzo ASTM A615 Grado 60, se tiene lo siguiente:

- $f_y = 420 \text{ MPa}$
- $f_u = 620 \text{ MPa}$
- $f_{ye} = 1.10 \times 420 = 462 \text{ MPa}$
- $f_{ue} = 1.40 \times 462 = 647 \text{ MPa}$

Para el acero de refuerzo ASTM A615 Grado 40, se tiene lo siguiente:

- $f_y = 280 \text{ MPa}$
- $f_u = 420 \text{ MPa}$
- $f_{ye} = 1.10 \times 280 = 308 \text{ MPa}$
- $f_{ue} = 1.40 \times 308 = 431 \text{ MPa}$

Para el acero estructural ASTM A252 Grado 2, se tiene lo siguiente:

- $f_y = 240 \text{ MPa}$
- $f_u = 415 \text{ MPa}$
- $f_{ye} = 1.10 \times 240 = 264 \text{ MPa}$
- $f_{ue} = 1.10 \times 415 = 456 \text{ MPa}$

Tabla N° IV.6: Propiedades esperadas del acero

Nombre de la propiedad	Rebar		Steel
	A615 – Gr40	A615 – Gr60	A252 - Grado 2
Tipo de material	Rebar	Rebar	Steel
Grado del material	Grado 40	Grado 60	Grado 36
Peso específico del material	76.97 kN/m ³	76.97 kN/m ³	76.97 kN/m ³
Módulo de elasticidad, E	200 000 MPa	200 000 MPa	200 000 MPa
Poisson, U	-	-	0.30
Módulo de corte, G	-	-	79 923 MPa
Esfuerzo de fluencia esperado, f_{ye}	308 MPa	462 MPa	264 MPa
Esfuerzo de tracción esperado, f_{ue}	431 MPa	647 MPa	456 MPa
Deformación de fluencia esperada del acero, ϵ_{ye}	0.0015	0.0023	0.0013
Deformación al inicio del endurecimiento del acero, ϵ_{sh}	0.0193	0.0150	0.0200
Deformación relacionada al máximo esfuerzo del acero, ϵ_{su}	0.0900	0.0600	0.1400
Deformación de rotura del acero, ϵ_{sb}	0.1200	0.0900	0.2000

Fuente: Elaboración propia

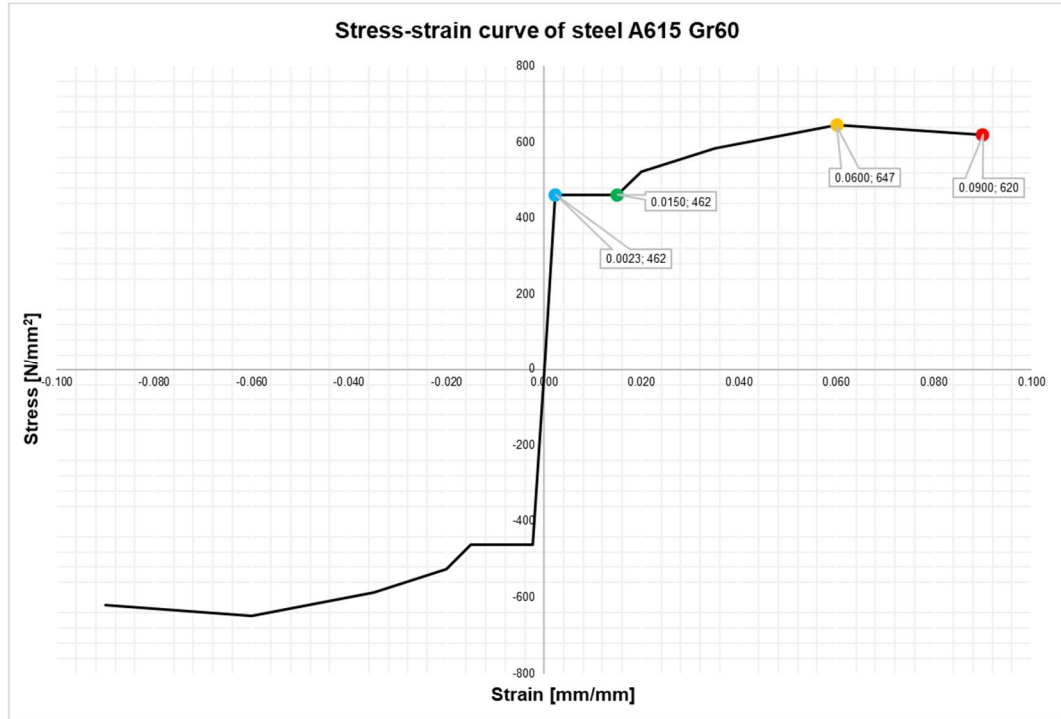


Figura N° IV.9: Curva de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo A615 Grado 60
Fuente: Elaboración propia

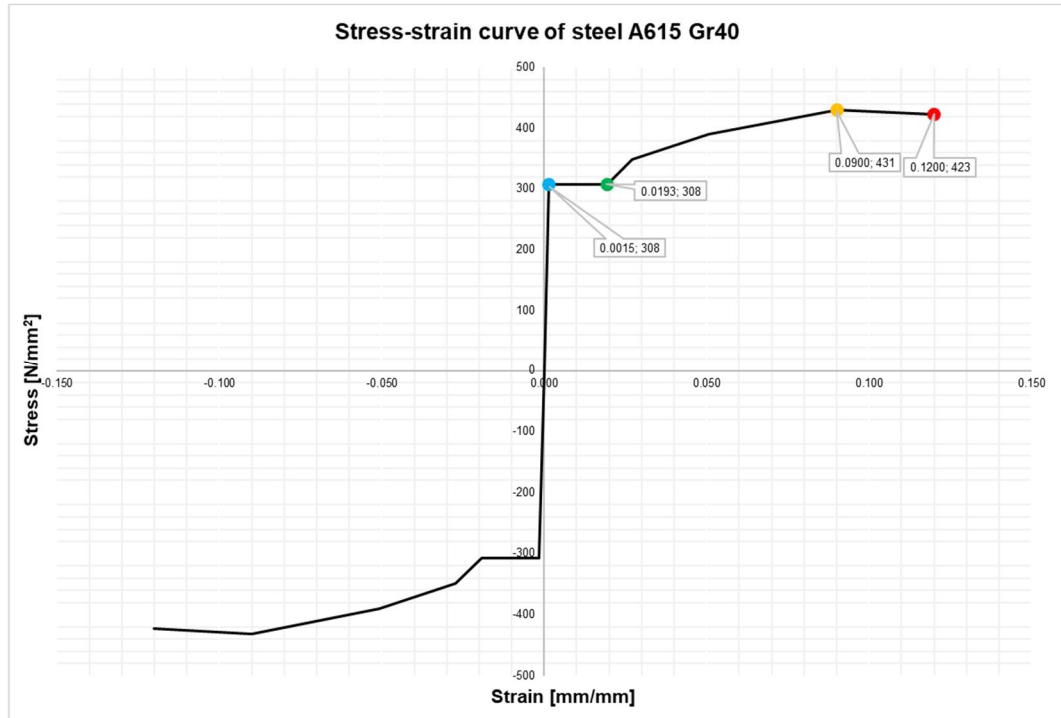


Figura N° IV.10 :Curva de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo A615 Grado 40
Fuente: Elaboración propia

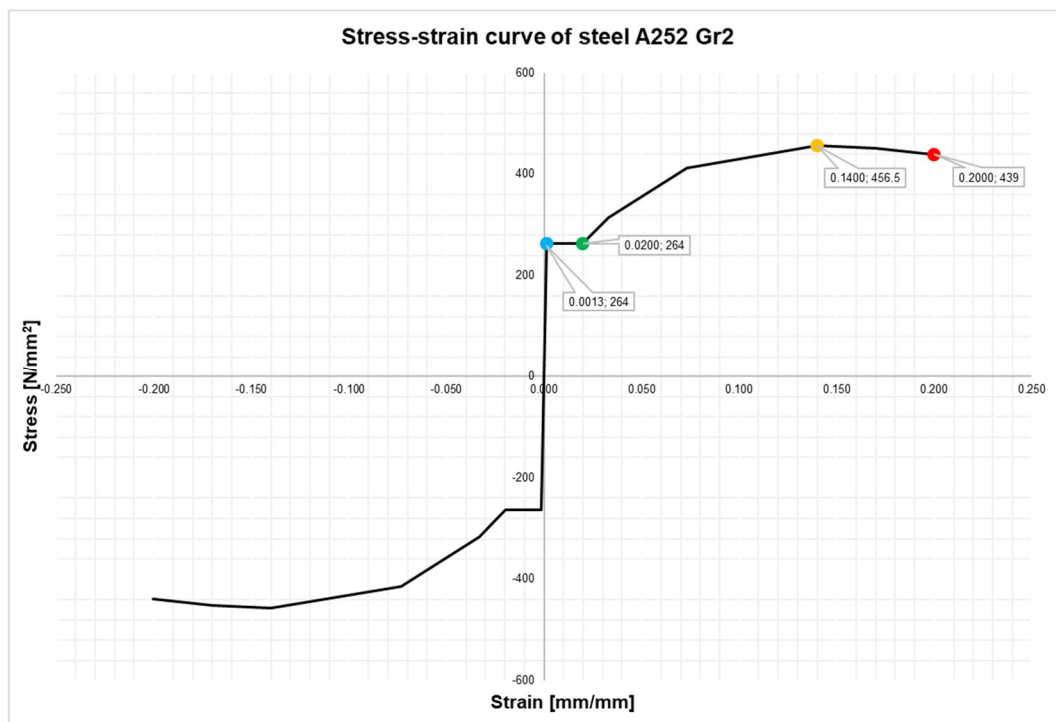


Figura N° IV.11: Curva de esfuerzo-deformación del acero estructural A252 Grado 2
Fuente: Elaboración propia

Cabe resaltar que los valores típicos de deformación del acero, tales como ε_{sh} , ε_{ue} y ε_{sb} , han sido extraídos del standard “Seismic Retrofit Guidelines For Bridges In California, CALTRANS-MTD-2016” y validadas por el documento de referencia “Atlas of Stress-Strain Curves, 2002”.

4.2.2. Interfaz pilote-cubierta

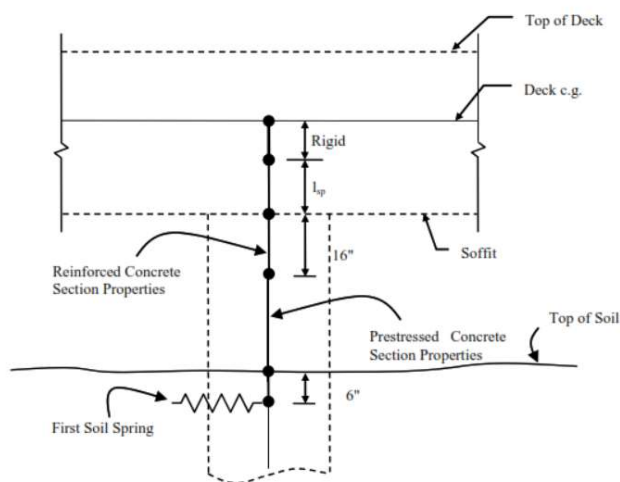


Figura N° IV.12: Esquema del modelo estructural de la conexión pilote-plataforma
Fuente: POLB-WDC, 2015

Aunque la plataforma puede modelarse como infinitamente rígida para resistir la rotación de la parte superior del pilote, es importante reconocer que la deformación en los dowels no cae inmediatamente a cero en la interfaz de la plataforma, sino que se reduce gradualmente en una longitud finita debido al esfuerzo de enlace.

Esto proporciona una rotación adicional que no se modela si el soporte rígido está ubicado en la parte superior física del pilote, penetrando una longitud l_{sp} en el tablero; a este miembro se le debe dar la rigidez elástica del detalle de la conexión del dowel y un momento de fluencia artificialmente alto para asegurar que la rótula plástica analítica se forme en la parte inferior de la plataforma, no en la parte superior del miembro de penetración por deformación. La longitud del miembro de penetración por deformación está relacionada con el diámetro de la barra de dowel d_{bl} y el límite de fluencia f_{ye} .

Hablando en términos de deformaciones, el incremento de la flexibilidad de deformación genera que la longitud del tramo rígido disminuya. Estas consideraciones se detallan en los subcapítulos siguientes.

4.2.2.1. Longitud de penetración de deformación

Siguiendo la recomendación de POLB-WDC (2015) y, según la Figura N° IV.12, la interfaz entre la plataforma y el pilote no debe considerarse completamente rígida. El cabezal efectivo del pilote debe estar situado a una distancia l_{sp} en la cubierta para tener en cuenta la penetración de la deformación. El tramo que considera la penetración de deformación de la sección del pilote en la cubierta se modelará como un elemento con propiedades equivalentes a la del cabezal del pilote. La longitud del miembro de penetración de deformación debe ser igual a:

$$l_{sp} = 0.1 * f_{ye} * d_{bl} \quad \text{Ec. IV.1}$$

Donde:

f_{ye} : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal que llega a la conexión, ksi.

d_{bl} : Diámetro del refuerzo longitudinal, in.

Por lo tanto, considerando un $f_{ye} = 462 \text{MPa}$ (ver Subcapítulo 4.2.1.2) y un $d_{bl} = 1 \text{ in}$, se obtiene una longitud de penetración de deformación:

$$l_{sp} = 0.1 * \frac{462MPa}{ksi} * (1 in) = 0.170 m$$

Esta longitud de penetración de deformación servirá para disminuir la longitud del brazo rígido teórico y así asumir una rótula plástica más cercana a la conexión pilote-cubierta.

4.2.2.2. Brazo rígido real

El miembro que existe entre la penetración de deformación y el centro de gravedad (CG) de la cubierta debe ser un enlace completamente rígido. Considerando un modelamiento de los elementos desde su centro de gravedad, la longitud del brazo rígido real sería igual a la altura de la viga longitudinal menos la mitad del espesor de la losa menos la longitud de penetración de deformación calculada en el Subcapítulo 4.2.2.1:

- Para la viga de borde : $0.876 - \frac{0.350}{2} - 0.170 = 0.531 m$
- Para el resto de vigas : $1.076 - \frac{0.350}{2} - 0.170 = 0.731 m$

4.2.2.3. Longitud de rótula plástica

Siguiendo las recomendaciones de POLB-WDC (2015) y ASCE/COPRI 61-14 (2014), se han usado las ecuaciones Ec. II.37, Ec. II.38 y Ec. II.39, mostradas en el Capítulo 2.8, para determinar la longitud de la rótula plástica del pilote de concreto de 900mm y del plug de concreto de los pilotes de acero inclinados, respectivamente:

a) Longitud de rótula plástica en la parte superior de pilotes de concreto de $\Phi 900mm$

Asumiendo un valor de $L_c = 7.112 m$, tenemos una longitud de rótula plástica en pilotes de concreto de 0.739 m:

$$L_p = 0.08 * L_c + 0.1 * f_{ye} * d_{bl} \geq 0.2 * f_{ye} * d_{bl}$$

$$L_p = 0.08 * (7.112 m) + 0.1 * \left(\frac{462MPa}{ksi}\right) * (1 in) \geq 0.2 * \left(\frac{462MPa}{ksi}\right) * (1 in)$$

$$L_p = 0.739 m \geq 0.340 m$$

b) Longitud de rótula plástica en plug's de concreto (parte superior de los pilotes de acero)

Asumiendo un valor de $d_{gap} = 0.05 \text{ m}$, tenemos una longitud de rótula plástica en los plug's de concreto de 0.561 m:

$$L_p = 0.3 * f_{ye} * d_{bl} + d_{gap}$$

$$L_p = 0.3 * \left(\frac{462 \text{MPa}}{\text{ksi}}\right) * (1 \text{ in}) + (0.05 \text{ m})$$

$$L_p = 0.561 \text{ m}$$

c) Longitud de rótula plástica en la parte inferior de los pilotes

Según recomendaciones de POLB-WDC (2015) y ASCE/COPRI 61-14 (2014), la longitud de la rótula plástica enterrada de los pilotes será igual al doble del diámetro/lado del pilote:

- Para pilotes cuadrados : $L_p = 2 * 0.45 = 0.90 \text{ m}$
- Para pilotes de acero inclinados : $L_p = 2 * 0.508 = 1.016 \text{ m}$

Las rótulas plásticas, asignadas como una función de momento-curvatura, han sido asignadas en estos tramos, de tal manera que adopten una rotación igual a la curvatura de un punto específico multiplicada por la longitud de la rótula plástica.

La Figura N° IV.13 muestra el detalle de la discretización en la conexión del pilote con la cubierta, específicamente las longitudes de los brazos rígidos reales y de las rótulas plásticas, según el tipo de pilote:

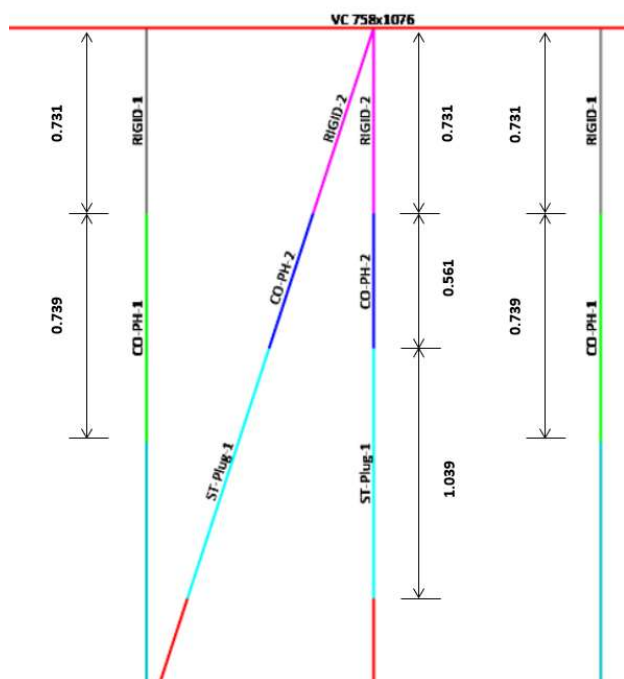


Figura N° IV.13: Conexión pilote-cubierta en el modelo estructural
Fuente: Elaboración propia

4.2.3. Interacción suelo – estructura

La interacción horizontal y vertical del suelo – pilote se representa mediante resortes no lineales que incorporan a las curvas de transferencia: curvas p-y, t-z y q-z. Toda la información de las curvas de transferencia de carga se incorpora en la opción resortes o “Link/Support” ofrecida por el programa SAP2000 v22. Estos resortes no lineales están dispuestos cada 1.00m del mismo, iniciando desde la parte superior enterrada del pilote hasta la punta del pilote, de tal manera que se represente integralmente la interacción del talud con el “frame” pilote.

Las curvas p-y, t-z y q-z fueron determinadas utilizando las ecuaciones propuestas por el American Petroleum Institute (API RP 2A WSD, 2001) descritas en la Sección 2.5.

Dado que las curvas p-y dependen de la profundidad a lo largo del pilote, de la cota del punto de enterramiento del pilote en el talud y del diámetro del pilote, ha sido necesario la creación de 4 grupos de curvas p-y:

- Escenario -2 MLWS para pilotes cuadrados de 450mm
- Escenario -6 MLWS para pilotes cuadrados de 450mm
- Escenario -10 MLWS para pilotes cuadrados de 450mm

- Escenario -6 MLWS para pilotes tubulares de 508mm

La Tabla N° IV.7 presenta los valores de las curvas p-y del tramo 02-08 para pilotes con punto de enterramiento aproximado en el nivel -2 MLWS, para un rango de deflexión lateral de -1000mm a 1000mm.

Tabla N° IV.7: Valores de las curvas p-y del pilote cuadrado en el nivel -2 MLWS (02-08-BE)

y [mm]	P [kN/m]					
	02-03-BE	03-04-BE	04-05-BE	05-06-BE	06-07-BE	07-08-BE
-1000.0	-43.1	-105.8	-227.6	-393.5	-608.1	-873.3
-500.0	-43.1	-105.8	-227.6	-393.5	-608.1	-873.3
-100.0	-43.1	-105.8	-227.6	-393.5	-608.1	-873.3
-70.0	-43.1	-105.8	-227.6	-393.5	-608.1	-873.3
-50.0	-43.1	-105.8	-227.6	-393.5	-608.1	-873.3
-30.0	-43.1	-105.8	-227.6	-393.4	-607.6	-871.2
-20.0	-43.1	-105.8	-227.4	-391.9	-601.4	-854.0
-10.0	-42.7	-104.4	-218.2	-359.2	-523.7	-706.4
-5.0	-37.8	-89.7	-169.7	-255.1	-347.2	-444.8
-0.5	-5.8	-13.1	-21.8	-30.3	-39.4	-49.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.5	5.8	13.1	21.8	30.3	39.4	49.0
5.0	37.8	89.7	169.7	255.1	347.2	444.8
10.0	42.7	104.4	218.2	359.2	523.7	706.4
20.0	43.1	105.8	227.4	391.9	601.4	854.0
30.0	43.1	105.8	227.6	393.4	607.6	871.2
50.0	43.1	105.8	227.6	393.5	608.1	873.3
70.0	43.1	105.8	227.6	393.5	608.1	873.3
100.0	43.1	105.8	227.6	393.5	608.1	873.3
500.0	43.1	105.8	227.6	393.5	608.1	873.3
1000.0	43.1	105.8	227.6	393.5	608.1	873.3

Fuente: Elaboración propia

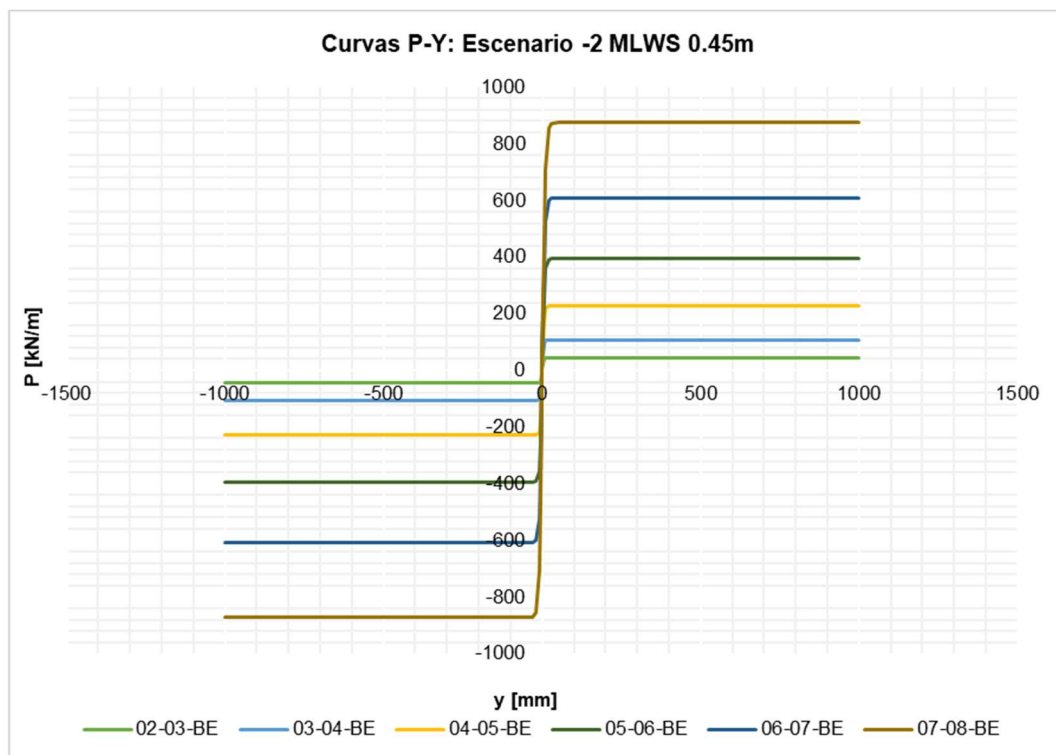


Figura N° IV.14: Curvas p-y del pilote en el nivel -2 MLWS (02-08-BE)
 Fuente: Elaboración propia

A continuación, se muestra la caracterización en SAP2000 de la curva p-y del pilote en el nivel -2 MLWS, en el tramo 06-07-BE:

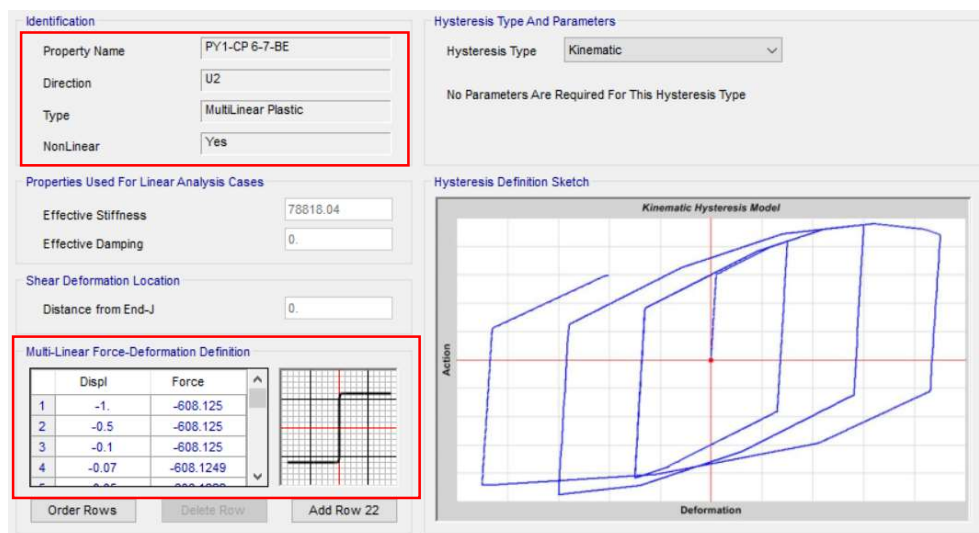


Figura N° IV.15: Resorte horizontal no lineal en el pilote del escenario -2 MLWS (Frame 06-07-BE)

Para la interacción vertical del suelo, se han incorporado curvas de transferencia de carga axial t-z (fricción en el fuste) y Q-z (punta del pilote). Para el nivel de punta del pilote, se tiene una rigidez más alta a compresión a comparación de las

curvas de transferencia de niveles más superficiales, ya que en la punta del pilote se tiene una curva de transferencia Q-z que incrementa la rigidez a compresión del nodo. Los niveles de empotramiento superiores al nivel de punta solo están afectados por las curvas de transferencia t-z debido a que solo existe la resistencia por fricción del fuste del pilote.

La Tabla N° IV.8 presenta los valores de los resortes verticales no lineales del tramo 14-19 para pilotes con punto de enterramiento aproximado en el nivel -2 MLWS, para un rango de deflexión vertical de -60.8mm a 60.8mm.

Tabla N° IV.8: Valores de las curvas t-z y q-z del pilote cuadrado en el nivel -2 MLWS (14-19-BE)

z [mm]	P [kN/m]				
	14-15-BE	15-16-BE	16-17-BE	17-18-BE	18-19-BE
-60.8	-141.5	-154.5	-282.4	-320.5	-2075.0
-58.3	-141.5	-154.5	-282.4	-320.5	-2075.0
-55.8	-141.5	-154.5	-282.4	-320.5	-2075.0
-53.3	-141.5	-154.5	-282.4	-320.5	-2075.0
-50.8	-141.5	-154.5	-282.4	-320.5	-2075.0
-37.1	-141.5	-154.5	-282.4	-320.5	-1903.6
-21.3	-141.5	-154.5	-282.4	-320.5	-1646.6
-6.6	-141.5	-154.5	-282.4	-320.5	-1218.2
-2.5	-141.5	-154.5	-282.4	-320.5	-906.6
-1.0	-56.6	-61.8	-112.9	-128.1	-572.9
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.0	45.3	49.4	90.3	102.5	115.6
2.5	113.2	123.6	225.9	256.4	289.1
6.6	113.2	123.6	225.9	256.4	289.1
21.3	113.2	123.6	225.9	256.4	289.1
37.1	113.2	123.6	225.9	256.4	289.1
50.8	113.2	123.6	225.9	256.4	289.1
53.3	113.2	123.6	225.9	256.4	289.1
55.8	113.2	123.6	225.9	256.4	289.1
58.3	113.2	123.6	225.9	256.4	289.1
60.8	113.2	123.6	225.9	256.4	289.1

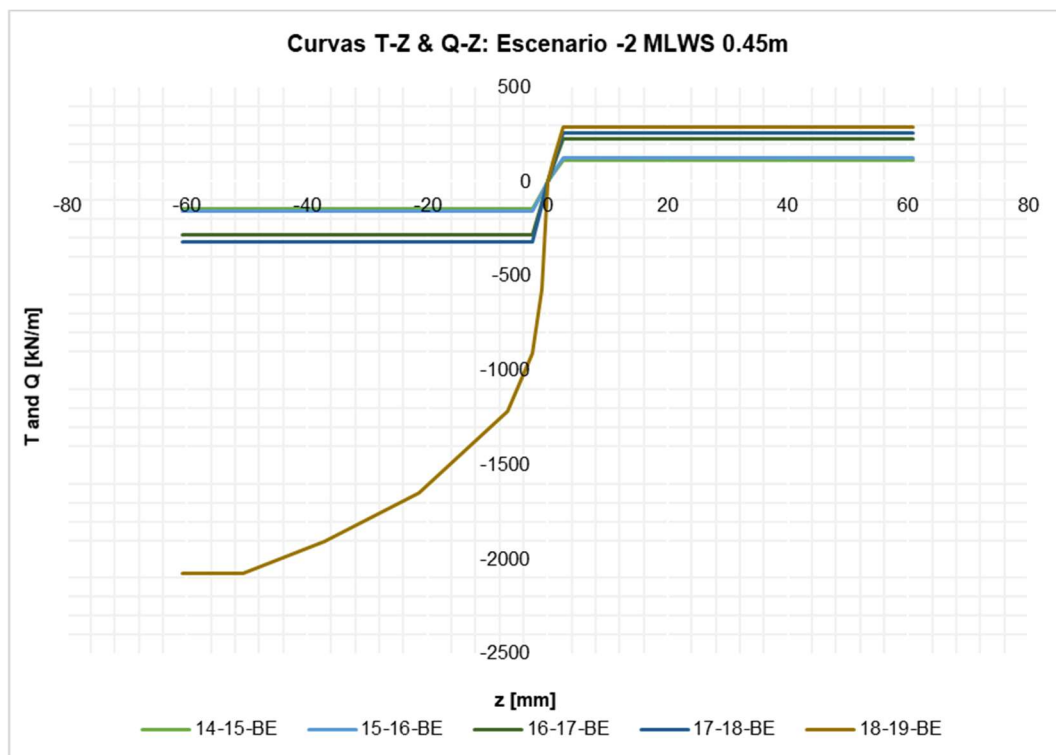


Figura N° IV.16: Curvas t-z y q-z del pilote cuadrado en el nivel -2 MLWS (14-19-BE)
 Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar, existe mayor capacidad a compresión que a tracción, además de tener un valor alto de rigidez a compresión en la punta del pilote. Para la presente investigación, se ha establecido que la rigidez a tracción del pilote corresponde al 80% de la rigidez a compresión otorgado por el fuste del pilote.

A continuación, se muestra la caracterización en SAP2000 del resorte vertical no lineal aplicado en la punta del pilote del escenario -2 MLWS (Frame 18-19-BE):

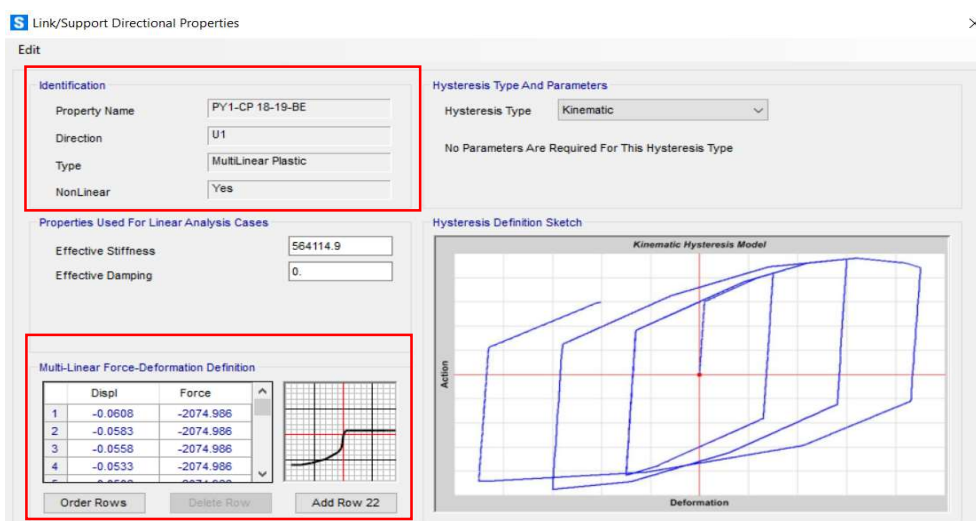


Figura N° IV.17: Resorte vertical no lineal en el pilote del escenario -2 MLWS (Frame 18-19-BE)

Las curvas de transferencia p-y, t-z y q-z determinadas para cada sección de pilote según API RP 2A WSD, 2001 se encuentran detalladas en el ANEXO E de la presente investigación.

4.2.4. Masa sísmica

Para la sección transversal usada en el análisis pushover, se ha asumido una masa sísmica que incluye la masa del tablero o losa del muelle, y un porcentaje de la carga viva distribuida uniformemente sobre el tablero del muelle (30 kN/m²). Además, debe incluirse 1/3 de la masa de los pilotes que se encuentren por debajo del tablero hasta 5 veces el diámetro del pilote (5*D_p) por debajo de la superficie del talud. La masa que corresponde a los pilotes está considerada al nivel del tablero del muelle, en la conexión inmediata entre cada pilote con el tablero, y ha sido definida como masa concentrada.

Con la finalidad de observar la variación de la respuesta sísmica del muelle ante la carga viva asumida, se han establecido 2 tipos de masas sísmicas:

- Masa sísmica mínima : Carga muerta + 0% Carga viva
- Masa sísmica máxima : Carga muerta + 10% Carga viva

A continuación, se muestra la cuantificación de la masa sísmica compuesta por la masa del tablero del concreto, masa de los pilotes y masa de la carga viva:

Tabla N° IV.9: Cuantificación de la masa del tablero de concreto

#	Descripción	L [m]	B [m]	H [m]	N°	Volumen [m ³]	Peso [ton]
01	TABLERO DE CONCRETO						1144
01.01	Longitudinal Beam VL-A	3.814	0.500	0.876	9	15.03	36.08
01.02	Longitudinal Beam VL-B	3.814	0.700	1.076	9	25.85	62.05
01.03	Longitudinal Beam VL-C	3.814	0.700	1.076	9	25.85	62.05
01.03	Longitudinal Beam VL-D	3.814	0.700	1.076	9	25.85	62.05
01.04	Longitudinal Beam VL-E	3.814	0.670	1.076	9	24.75	59.39
01.05	Longitudinal Beam VL-F	3.672	0.670	1.076	9	23.82	57.18
01.06	Longitudinal Beam VL-G	3.672	0.670	1.076	9	23.82	57.18
01.07	Longitudinal Beam VL-H	3.672	0.400	1.076	9	14.22	34.14
01.07	Transversal Beam						

#	Descripción	L [m]	B [m]	H [m]	N°	Volumen [m³]	Peso [ton]
	Span AF	7.465	0.758	1.076	10	60.89	146.12
	Span FH	3.335	0.900	1.476	10	44.30	106.33
01.08	Slabs						
	Slab AB	3.814	1.690	0.350	9	20.30	48.73
	Slab BC	3.814	1.430	0.350	9	17.18	41.23
	Slab CD	3.814	1.130	0.350	6	9.05	21.72
	Slab DE	3.814	1.755	0.350	6	14.06	33.74
	Slab EF	3.814	1.460	0.350	6	11.69	28.06
	Slab FG	3.672	1.460	0.350	6	11.26	27.02
	Slab GH	3.672	1.395	0.350	9	16.14	38.73
	Cabezal CD	2.000	1.130	1.076	3	7.30	17.51
	Cabezal DE	2.000	1.755	1.076	3	11.33	27.19
	Cabezal EF	2.000	1.460	1.076	3	9.43	22.62
	Cabezal FG	2.000	0.150	1.076	3	0.97	2.32
	Slab CD*		2.050	0.350	3	2.15	5.17
	Slab DE*		3.184	0.350	3	3.34	8.02
	Slab EF*		2.648	0.350	3	2.78	6.67
	Slab FG*		5.061	0.350	3	5.31	12.75
01.09	Joints						
	Joint A	0.758	0.500	1.076	10	4.08	9.79
	Joint B	0.758	0.700	1.076	10	5.71	13.70
	Joint C	0.758	0.700	1.076	10	5.71	13.70
	Joint D	0.758	0.700	1.076	10	5.71	13.70
	Joint E	0.758	0.670	1.076	10	5.46	13.11
	Joint F	0.900	0.670	1.476	10	8.90	21.36
	Joint G	0.900	0.670	1.476	10	8.90	21.36
	Joint H	0.900	0.400	1.476	10	5.31	12.75

Fuente: Elaboración propia

Según la Tabla N° IV.9, se tiene una masa debido al tablero de 1144t.

Tabla N° IV.10: Cuantificación de la masa de los pilotes

#	Descripción	L [m]	N°	Volumen [m³]	Masa [ton]	Masa conc. [kN-s²/m] por pilote
02	PILES				1237	
02.01	Concrete Pile - Eje A					
	Encamisado	12.60	10	80.16	192.38	7.14
	Square Pile	4.50	10	9.11	21.87	
02.02	Concrete Pile - Eje B					
	Encamisado	11.26	10	71.63	171.92	6.46
	Square Pile	4.50	10	9.11	21.87	
02.03	Concrete Pile - Eje C					
	Encamisado	9.82	10	62.45	149.89	5.73
	Square Pile	4.50	10	9.11	21.87	
02.04	Concrete Pile - Eje D					
	Encamisado	8.58	10	54.58	130.99	5.10
	Square Pile	4.50	10	9.11	21.87	
02.05	Concrete Pile - Eje E					
	Encamisado	6.93	10	44.09	105.81	4.26
	Square Pile	4.50	10	9.11	21.87	
02.06	Concrete Pile - Eje F					
	Encamisado	5.49	10	34.91	83.78	3.52
	Square Pile	4.50	10	9.11	21.87	
02.07	Concrete Pile - Eje G					
	Encamisado	4.04	10	25.72	61.73	2.79
	Square Pile	4.50	10	9.11	21.87	
02.08	Concrete Pile - Eje H					
	Encamisado	2.60	10	16.54	39.70	2.05
	Square Pile	4.50	10	9.11	21.87	
02.09	Raked Concrete Pile					
	Encamisado	4.12	10	26.21	62.91	2.83
	Square Pile	4.50	10	9.11	21.87	
02.10	Steel Pile - Transv 1	10.83	3	0.80	6.31	0.70

#	Descripción	L [m]	Nº	Volumen [m³]	Masa [ton]	Masa conc. [kN-s²/m] por pilote
02.11	Steel Pile - Transv 2	13.03	3	0.97	7.59	0.84
02.12	Steel Pile - Transv 3	15.09	3	1.12	8.79	0.98
02.13	Steel Pile - Long 1	8.90	3	0.66	5.18	0.58
02.14	Steel Pile - Long 2	10.58	3	0.79	6.16	0.68
02.15	Steel Pile - Long 3	12.16	3	0.90	7.08	0.79

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla N° IV.10, se ha determinado la masa de los pilotes con longitud medida desde debajo del tablero hasta 5 veces el diámetro del pilote ($5 \cdot D_p$) por debajo de la superficie del talud. Esta masa es igual a 1237 t; sin embargo, para la masa sísmica, solo se ha considerado la tercera parte ($1/3$) de esta masa, equivalente a $1237/3 = 412.3$ t.

Siguiendo las recomendaciones de POLB-WDC (2015) y ASCE/COPRI 61-14 (2014), la masa sísmica de los pilotes (412.3t) ha sido dispuesta como masa concentrada en la conexión tablero-pilote:

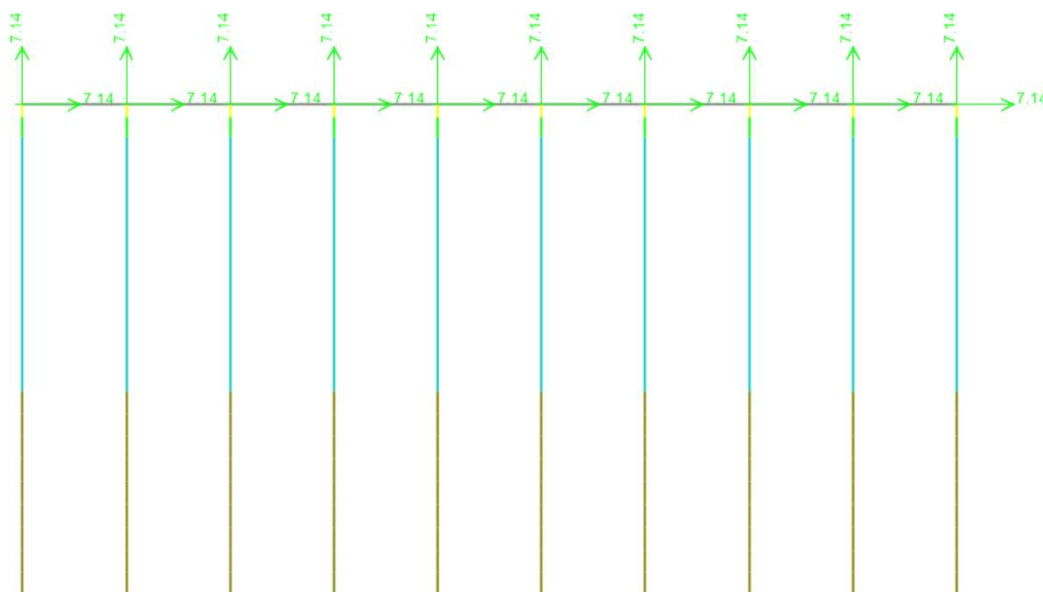


Figura N° IV.18: Joint Masses de pilotes verticales - Eje A (7.14 kN-s²/m)
Fuente: Elaboración propia

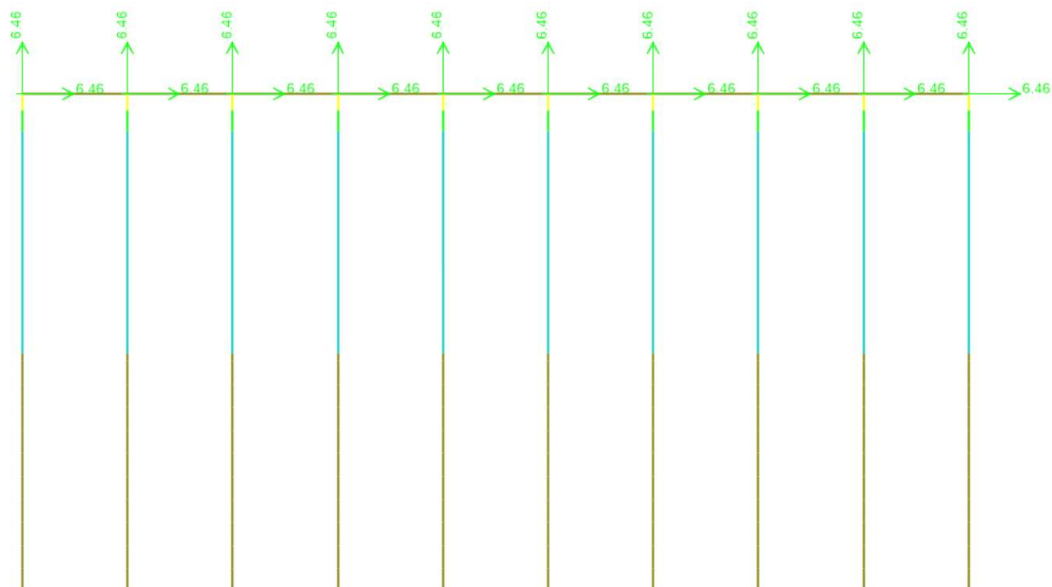


Figura N° IV.19: Joint Masses de pilotes verticales - Eje B (6.46 kN-s²/m)
Fuente: Elaboración propia

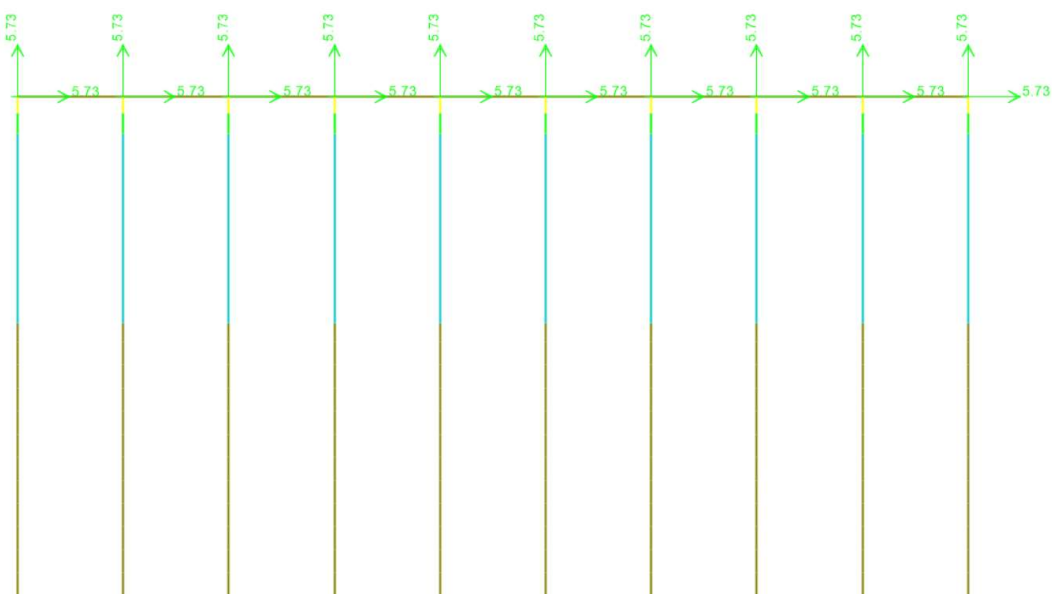


Figura N° IV.20: Joint Masses de pilotes verticales - Eje C (5.72 kN-s²/m)
Fuente: Elaboración propia

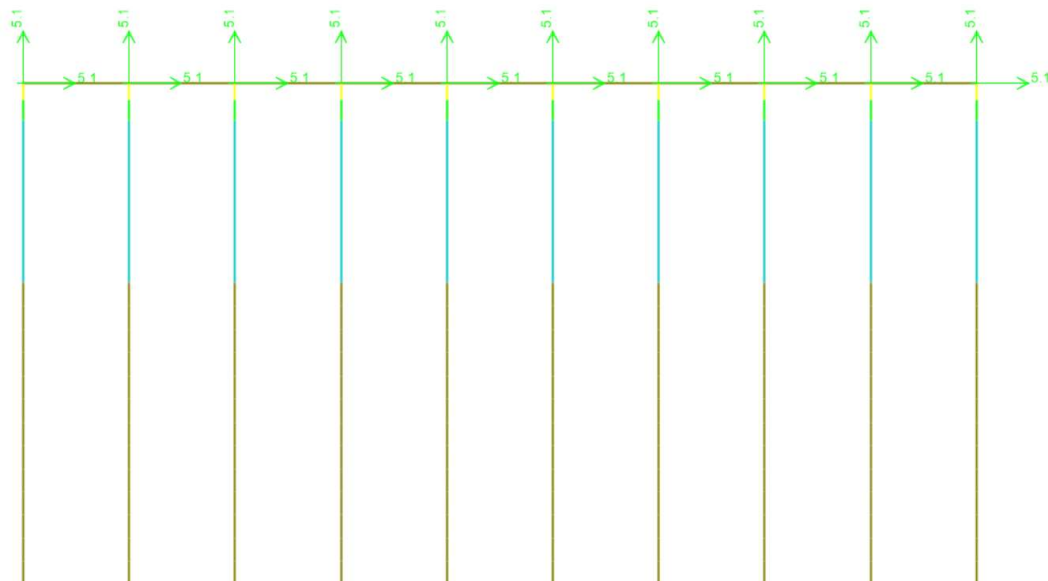


Figura N° IV.21: Joint Masses de pilotes verticales - Eje D (5.10 kN-s²/m)
Fuente: Elaboración propia

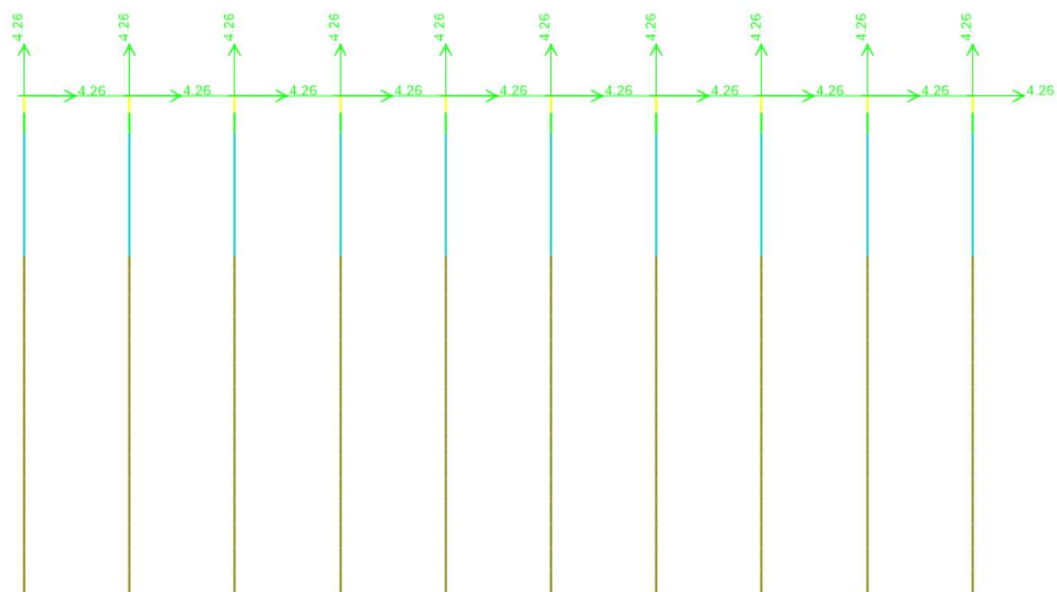


Figura N° IV.22: Joint Masses de pilotes verticales - Eje E (4.26 kN-s²/m)
Fuente: Elaboración propia

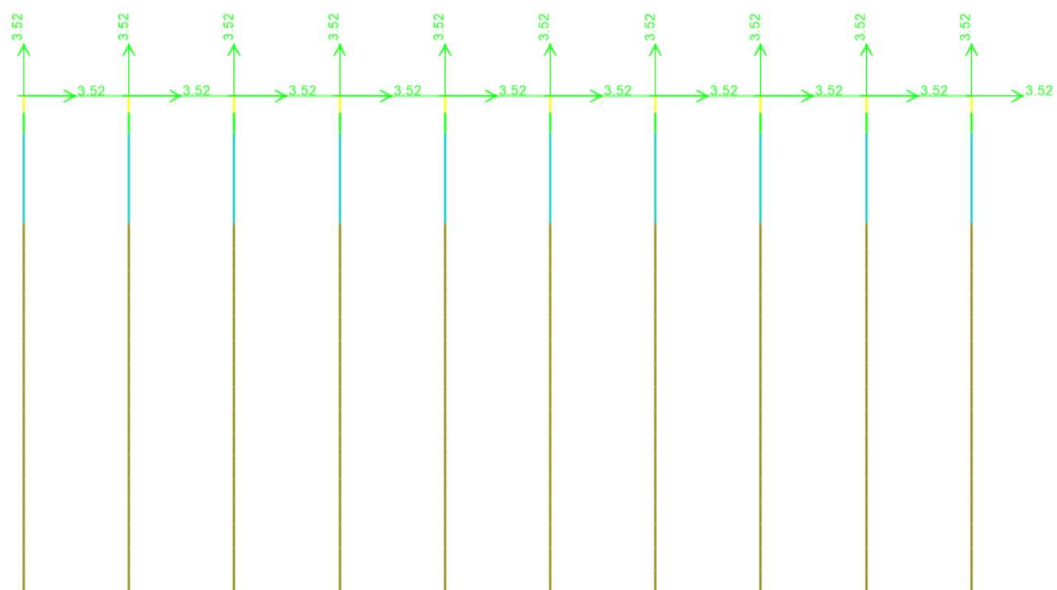


Figura N° IV.23: Joint Masses de pilotes verticales - Eje F (3.52 kN-s²/m)
Fuente: Elaboración propia

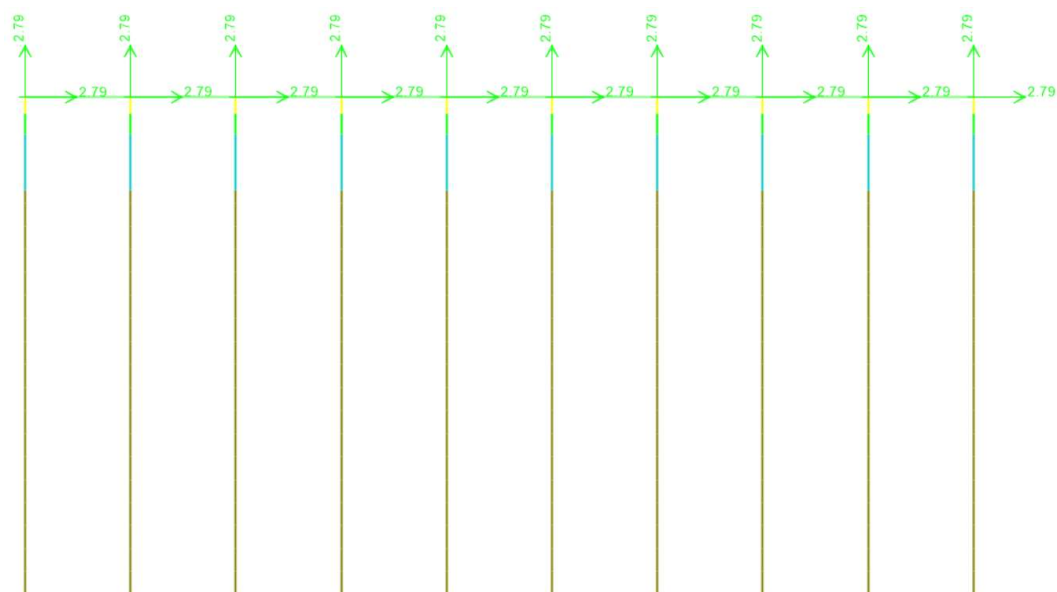


Figura N° IV.24: Joint Masses de pilotes verticales - Eje G (2.79 kN-s²/m)
Fuente: Elaboración propia

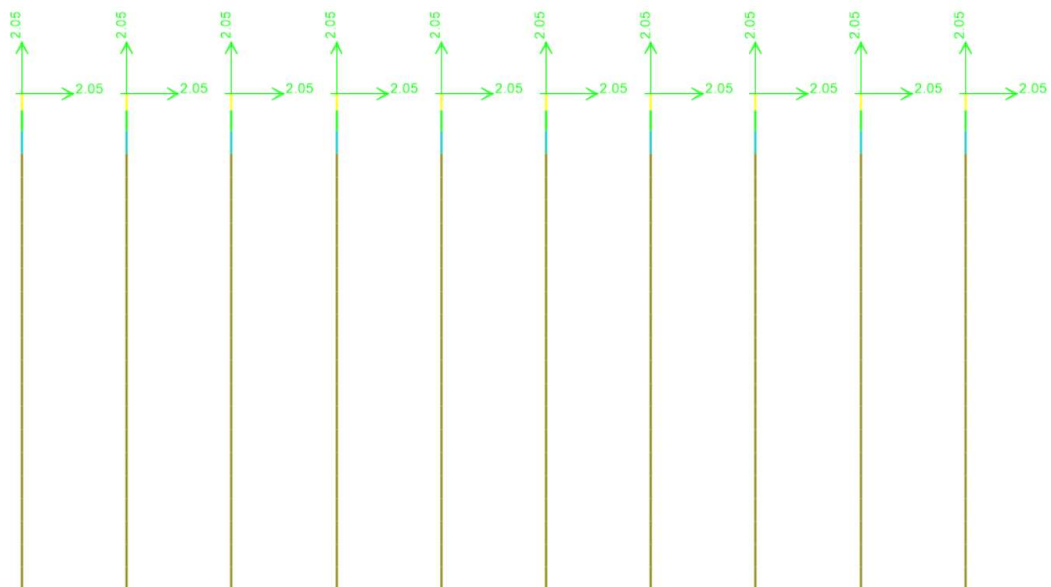


Figura N° IV.25: Joint Masses de pilotes verticales - Eje H (2.05 kN-s²/m)
Fuente: Elaboración propia

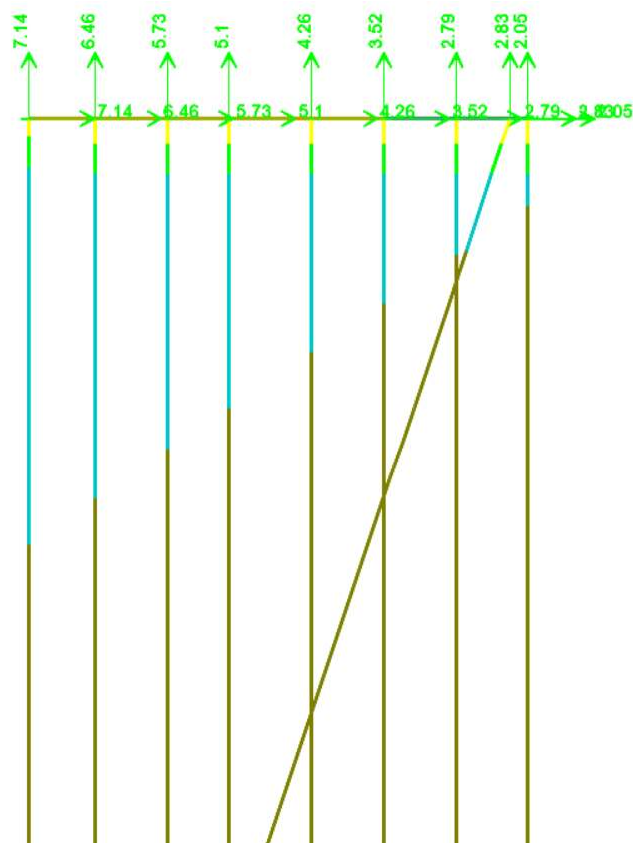


Figura N° IV.26: Resumen de Joint Masses de pilotes de concreto
Fuente: Elaboración propia

4.3. RÓTULAS PLÁSTICAS

Para la definición del diagrama del Momento-Curvatura en pilotes de concreto, se ha asumido la idealización del diagrama usando el Método A recomendado por ASCE 61-14 (2014), en donde se establece un momento plástico idealizado asociado a una deformación de la fibra extrema del concreto igual a 0.004.

En dichos diagramas linealizados, el punto B corresponde al punto de fluencia nominal del material. El punto C define la máxima rotación permisible antes del colapso de la rótula, dicho punto está determinado por la deformación unitaria último del concreto armado (concreto o acero de refuerzo) de acuerdo con el modelo de esfuerzo-deformación de cada material. El punto D define la caída de la rótula, asumiendo un momento resistente residual igual al 20%. Finalmente, el punto E determina el límite de rotación última, considerando un valor de 1.20 veces la rotación correspondiente a la rotación en el punto D.

Para el caso del pilote cuadrado, se han definido un conjunto de diagramas momento-curvatura linealizados dependientes de varios casos de fuerzas axiales (1000, 0, -500, -1000, -2000 y -2500kN) que pueden ocurrir en los pilotes. Asimismo, se han tomado en cuenta los ángulos de análisis de la sección ya que la sección no es simétrica en todas las direcciones.

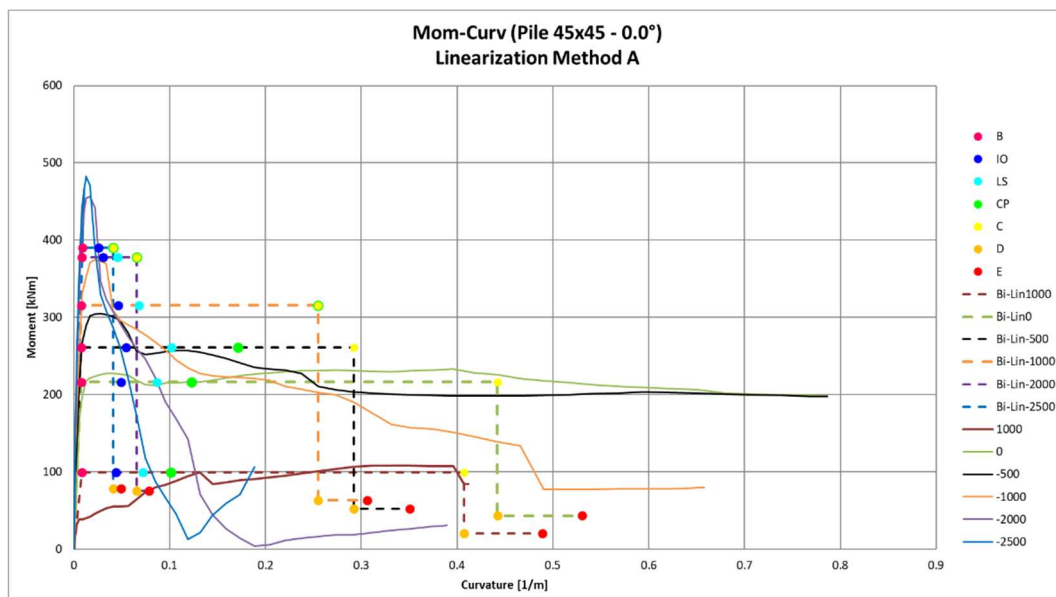


Figura N° IV.28: Diagramas de momento-curvatura reales y linealizados correspondientes a la sección típica del pilote cuadrado asumiendo un ángulo del eje de análisis igual al 0.0°
 Fuente: Elaboración propia

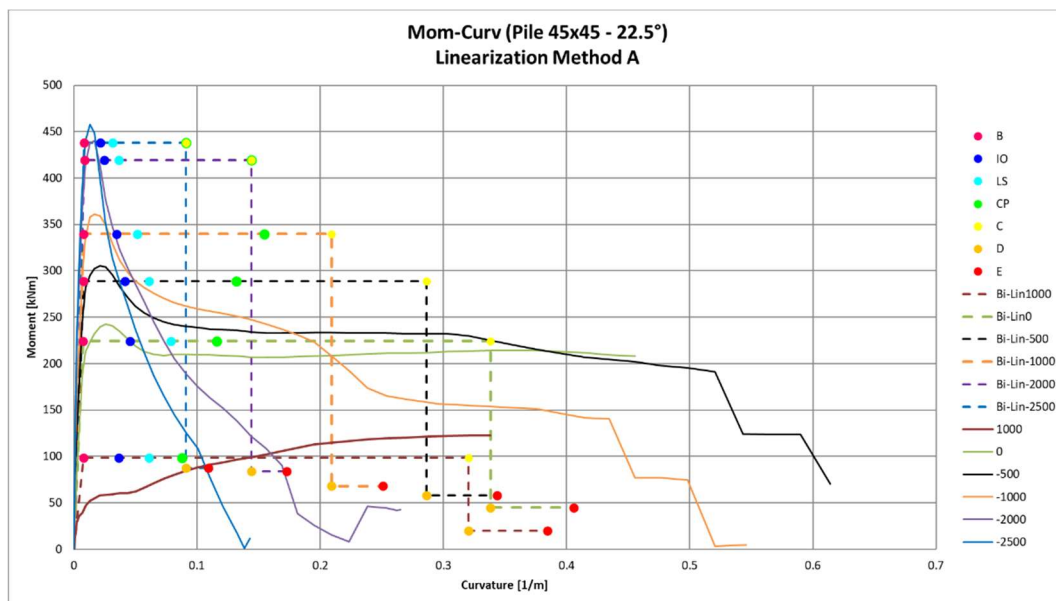


Figura N° IV.29: Diagramas de momento-curvatura reales y linealizados correspondientes a la sección típica del pilote cuadrado asumiendo un ángulo del eje de análisis igual al 22.5°
 Fuente: Elaboración propia

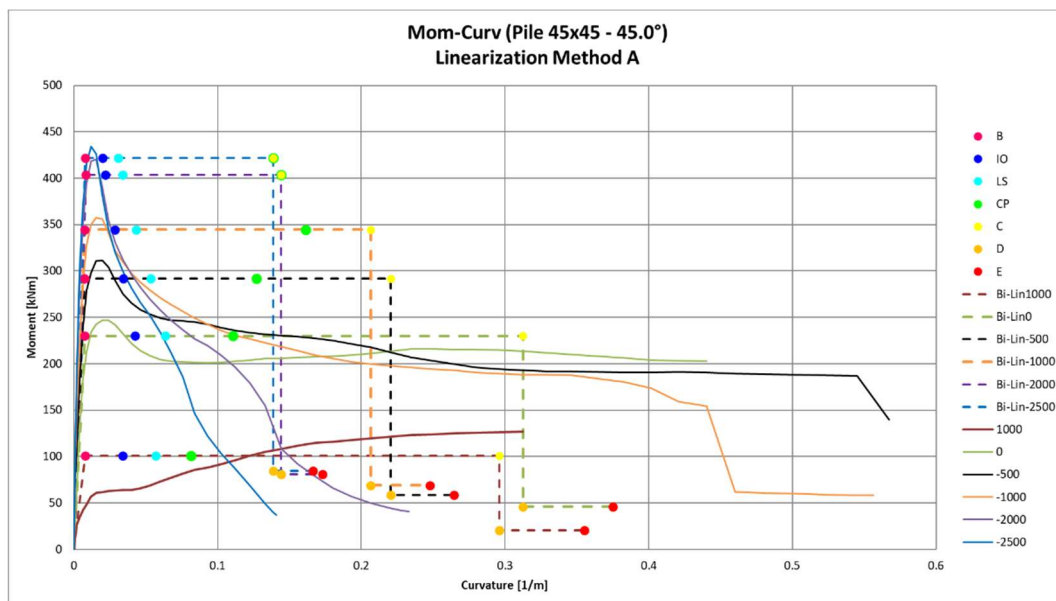


Figura N° IV.30: Diagramas de momento-curvatura reales y linealizados correspondientes a la sección típica del pilote cuadrado asumiendo un ángulo del eje de análisis igual al 45°
 Fuente: Elaboración propia

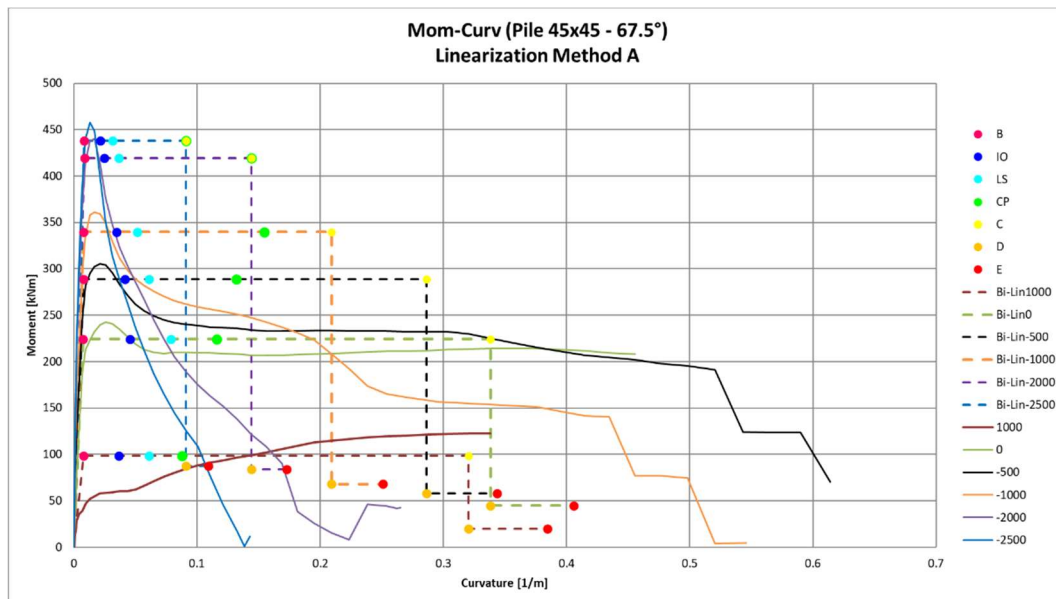


Figura N° IV.31: Diagramas de momento-curvatura reales y linealizados correspondientes a la sección típica del pilote cuadrado asumiendo un ángulo del eje de análisis igual al 67.5°
 Fuente: Elaboración propia

Para el caso del pilote encamisado, también se han definido un conjunto de diagramas momento-curvatura linealizados dependientes de varios casos de carga axial (1190, 0, -790, -2250, -4130 y -6360kN) que pueden ocurrir en los pilotes de este tipo. Sin embargo, no será necesario analizar distintos ángulos ya que la sección es simétrica en cualquier dirección por tratarse de un pilote con sección circular.

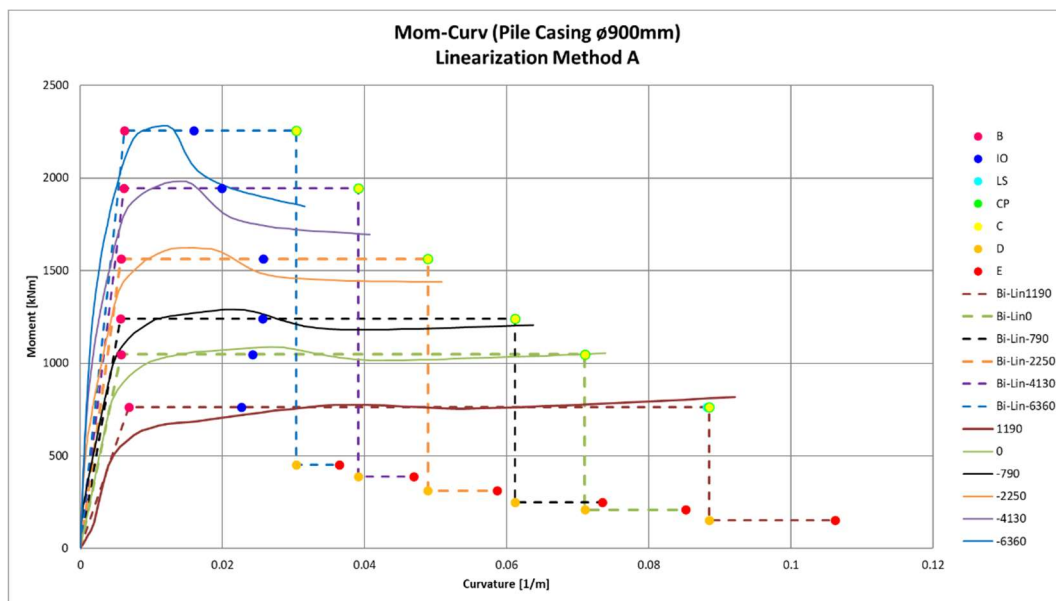


Figura N° IV.32: Diagramas de momento-curvatura reales y linealizados correspondientes a la sección típica del pilote encamisado
 Fuente: Elaboración propia

De la misma forma se han definido los diagramas de momento-curvatura del plug de concreto de los pilotes de acero (Figura N° IV.32) y del pilote de acero (Figura N° IV.34)

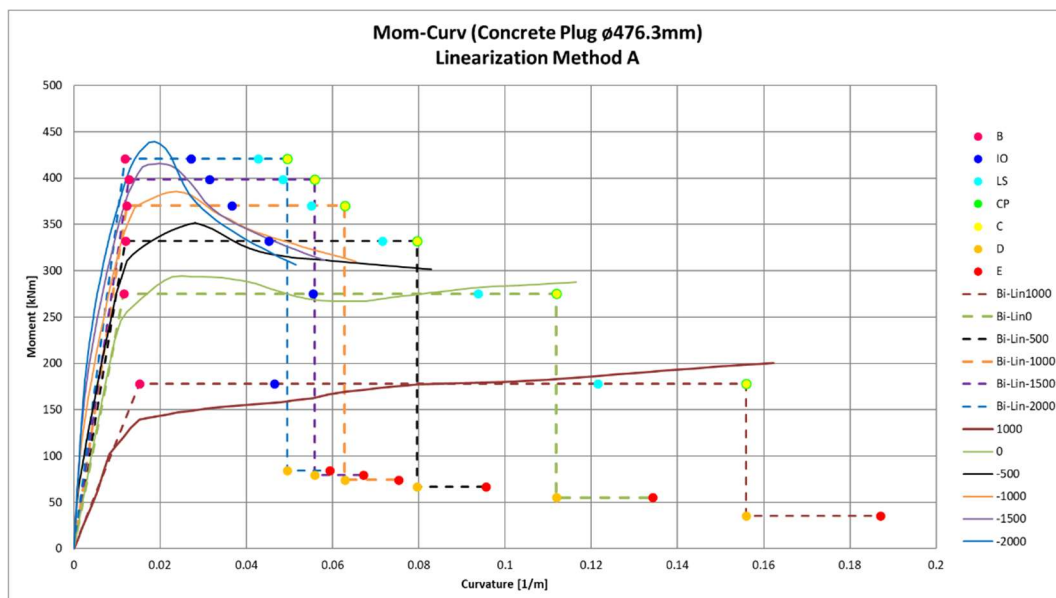


Figura N° IV.33: Diagramas de momento-curvatura reales y linealizados correspondientes a la sección típica del plug de concreto del pilote de acero
 Fuente: Elaboración propia

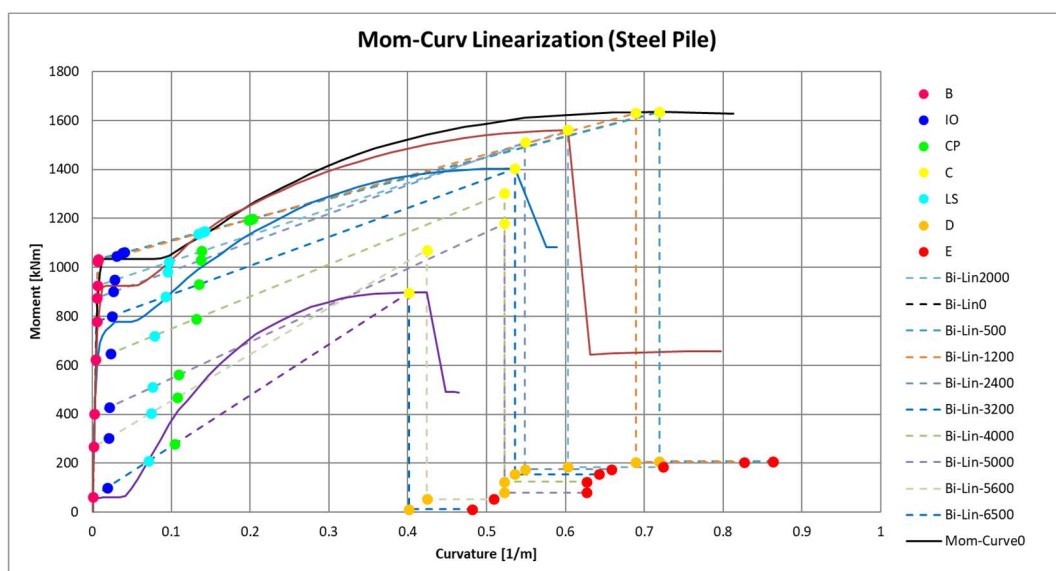


Figura N° IV.34: Diagramas de momento-curvatura reales y linealizados correspondientes a la sección típica del pilote de acero
 Fuente: Elaboración propia

El procedimiento de cálculo de las rótulas plásticas de las secciones de los pilotes se encuentra detallado en el ANEXO F de la presente investigación.

El software SAP2000 interpola los valores de los diagramas de momento-curvatura correspondientes a las combinaciones restantes de carga axial y ángulos del eje de análisis. Asimismo, todos los diagramas de momento-curvatura están en función de los diagramas de interacción P-M-M determinados utilizando las propiedades esperadas del material y de la sección. Las superficies de interacción P-M-M y los puntos de fluencia de cada una de las secciones son mostradas en el ANEXO F.

Para el modelo estructural, se han incorporado las rótulas plásticas usando las curvaturas de momento-rotación, definiendo a la rotación como un parámetro dependiente de la curvatura y de la longitud plástica. Por lo cual, para obtener la rotación se tendrá que multiplicar a la curvatura en el punto específico por la longitud de la rótula plástica.

La formación de rótulas plásticas se limitará a dos zonas de los pilotes; se anticipa una rótula plástica superior en la sección del concreto armado (parte superior del pilote de concreto y en el plug de concreto del pilote de acero) inmediatamente debajo de la conexión tablero-pilote, y se anticipa una rótula plástica inferior en la parte enterrada del pilote. La profundidad de la rótula enterrada dependerá de la caracterización de la rigidez del suelo.

Siguiendo las disposiciones de la ASCE/COPRI 61-14 (2014) y, según la sección 4.2.2, la longitud de la rótula plástica en la parte superior de los pilotes encamisados (conexión pilote-tablero) es igual a $L_p = 0.739 m$, mientras que la longitud de la rótula plástica del plug de concreto es igual a $L_p = 0.561 m$.

La longitud de la rótula plástica enterrada, es decir, en la parte inferior de los pilotes, es igual a $2 * D_p$, equivalente a 2 veces el diámetro/lado del pilote. A continuación, se muestran la asignación de las rótulas plásticas superiores e inferiores en los pilotes verticales del segmento de muelle:

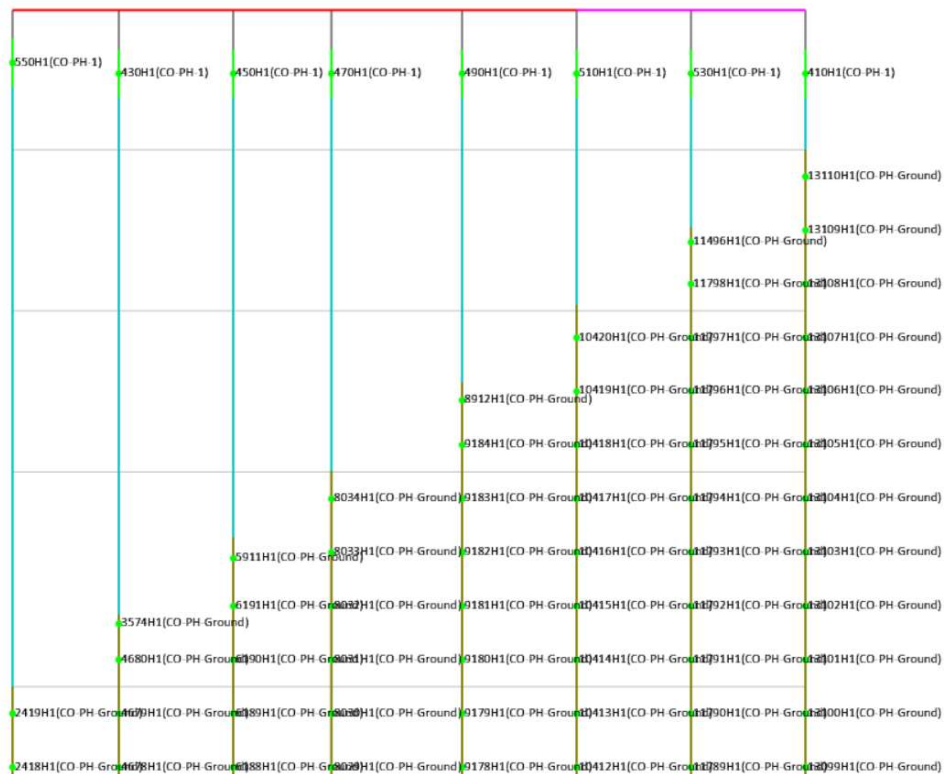


Figura N° IV.35: Rótulas plásticas en la parte superior e inferior de los pilotes verticales
Fuente: Elaboración propia

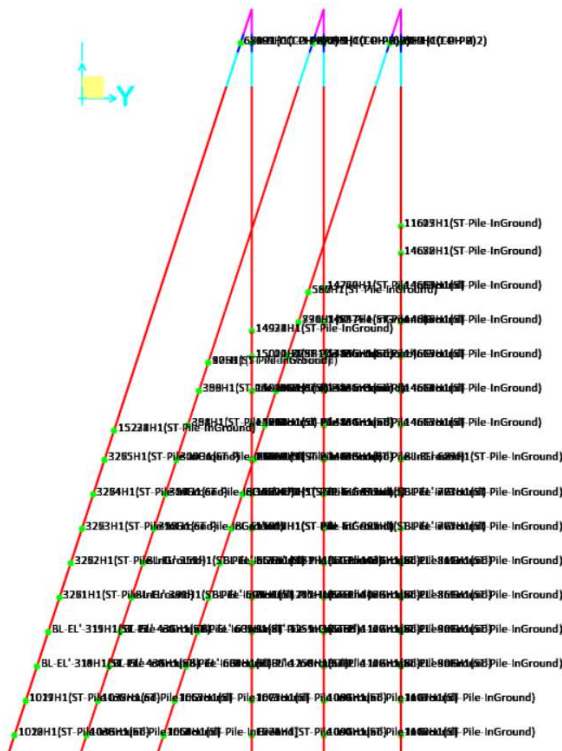


Figura N° IV.36: Rótulas plásticas en la parte superior e inferior de los pilotes inclinados de acero
Fuente: Elaboración propia

4.4. PROPIEDADES DE LA SECCIÓN EFECTIVA

Las propiedades de la sección deben reflejar el agrietamiento que ocurre antes de que se alcance el estado límite de fluencia. Las propiedades de la sección efectivas se utilizarán para determinar valores realistas para el período de la estructura y sus demandas sísmicas.

El momento efectivo de inercia, I_{eff} , se utilizará para el modelo estructural y puede determinarse en función del valor de la pendiente secante de la curva momento-curvatura entre el origen y el punto de primera fluencia, tal como se muestra a continuación:

$$E_c \cdot I_{eff} = \frac{M_y}{\phi_{yi}}$$

Se sabe que el momento efectivo de inercia varía dependiendo de la carga axial. Para el caso de las secciones de los pilotes de concreto armado (pilotes circulares, plug de concreto del pilote de acero y el pilote cuadrado) se tomará el promedio de los momentos efectivos de inercia de cada una de las cargas axiales que se pueden desarrollar en cada una de las tres secciones de pilote de concreto armado. Este cálculo se realiza en base al cálculo de los diagramas de momento-curvatura de cada una de las secciones, detallados en el ANEXO F, y siguiendo las recomendaciones de ASCE/COPRI 61-14 (2014). Para los pilotes de acero no se ha asumido una reducción de su momento de inercia bruta.

A continuación, se muestran los porcentajes de modificación de las inercias agrietadas para las secciones típicas de los pilotes de concreto armado:

Tabla N° IV.11: Momento de inercia modificado en sección típica del pilote cuadrado

P [kN]	M_y [kN-m]	ϕ_{yi} [1/m]	$E_c \cdot I_{eff}$ [kN-m ²]	$(E_c \cdot I_{eff})_{avg}$ [kN-m ²]	$E_c \cdot I_{unbr}$ [kN-m ²]	f_i
999	99	0.0083	11,921			
0	216	0.0076	28,523			
-500	261	0.0075	34,535			
-1,000	316	0.0079	39,739	37,875	96,226	0.39
-2,000	378	0.0086	44,121			
-2,499	390	0.0092	42,456			

Tabla N° IV.12: Momento de inercia modificado en sección típica del pilote encamisetado

P [kN]	M_y [kN-m]	φ_{yi} [1/m]	$E_c \cdot I_{eff}$ [kN-m ²]	$(E_c \cdot I_{eff})_{avg}$ [kN-m ²]	$E_c \cdot I_{uncr}$ [kN-m ²]	f_i
1,190	764	0.0068	112,319			
0	1,048	0.0057	182,745			
-789	1,241	0.0056	221,154	271,891	879,520	0.30
-2,250	1,563	0.0057	273,949			
-4,130	1,944	0.0061	317,535			
-6,360	2,256	0.0062	364,074			

Tabla N° IV.13: Momento de inercia modificado en sección típica del plug de concreto

P [kN]	M_y [kN-m]	φ_{yi} [1/m]	$E_c \cdot I_{eff}$ [kN-m ²]	$(E_c \cdot I_{eff})_{avg}$ [kN-m ²]	$E_c \cdot I_{uncr}$ [kN-m ²]	f_i
1,000	178	0.0153	11,636			
0	275	0.0116	23,757			
-500	333	0.0121	27,390	29,101	70,234	0.41
-1,000	371	0.0123	30,016			
-1,500	398	0.0128	31,079			
-1,750	410	0.0123	33,264			

En las siguientes figuras se observa una comparación de las rigideces fisuradas y no fisuradas de cada sección de pilote de concreto.

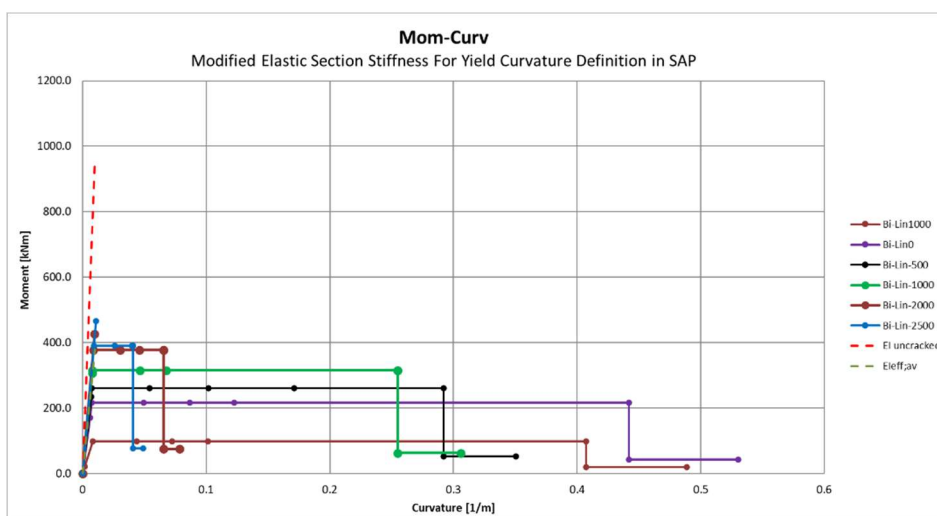


Figura N° IV.37: Rigidez elástica modifica de la sección típica del pilote cuadrado

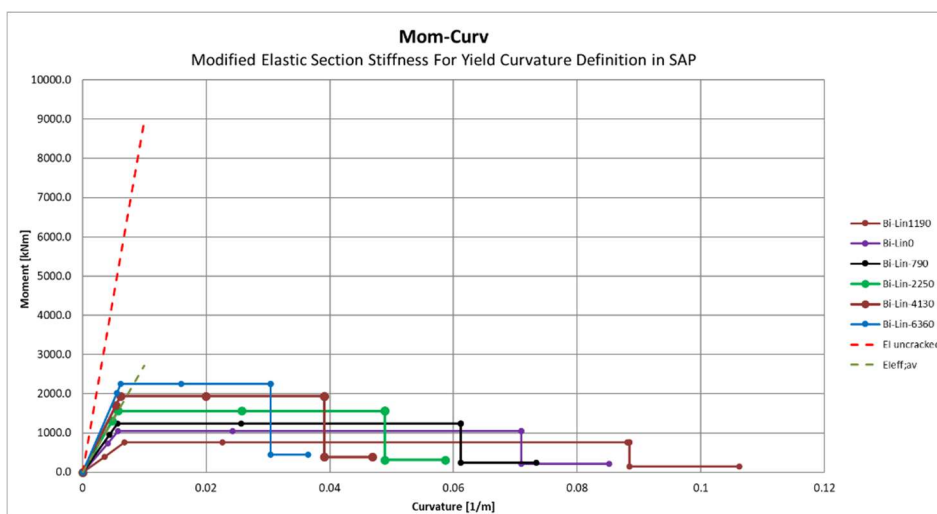


Figura N° IV.38: Rigidez elástica modifica de la sección típica del pilote encamisetado

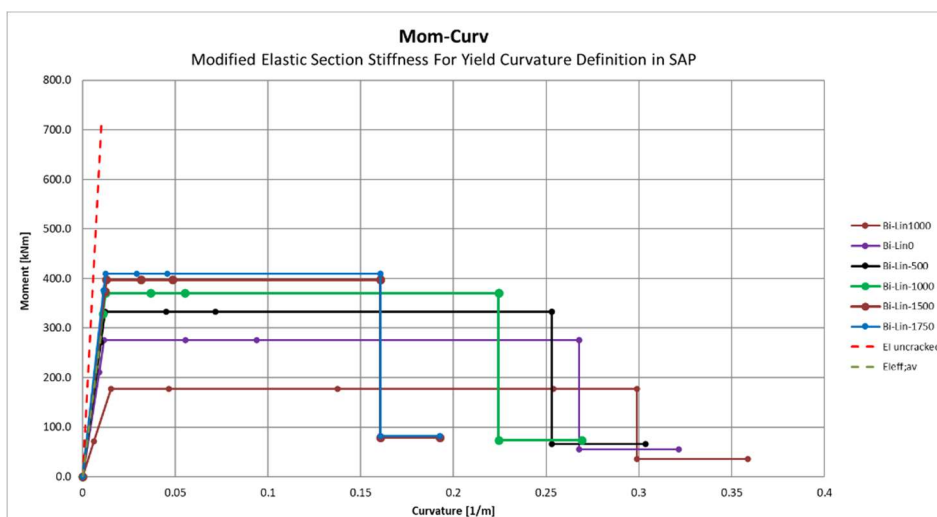


Figura N° IV.39: Rigidez elástica modifica de la sección típica del plug de concreto

Se observa que los momentos de inercia de las secciones típicas de los pilotes cuadrados, encamisetados y plug's de concreto se reducirán a 39%, 30% y 41%, respectivamente, con la finalidad de representar su agrietamiento durante la acción sísmica.

Para los elementos estructurales de la cubierta o plataforma (vigas longitudinales, vigas transversales y losas), se ha asumido un momento de inercia efectivo igual a $0.50 \cdot I_{bruta}$, de acuerdo con las recomendaciones de ASCE/COPRI 61-14 (2014).

4.5. CARGAS

4.5.1. Carga muerta

La carga muerta de cada muelle debe ser determinada basada en los pesos específicos de los materiales y es calculada internamente por el programa SAP2000 v22. Las densidades de los materiales típicos son:

- Concreto reforzado : 25.0 kN/m³
- Acero estructural : 78.5 kN/m³

4.5.2. Carga viva distribuida uniformemente

La sobrecarga general repartida considerada en muelle N3 del Terminal Norte Multipropósito es de 30 kN/m².

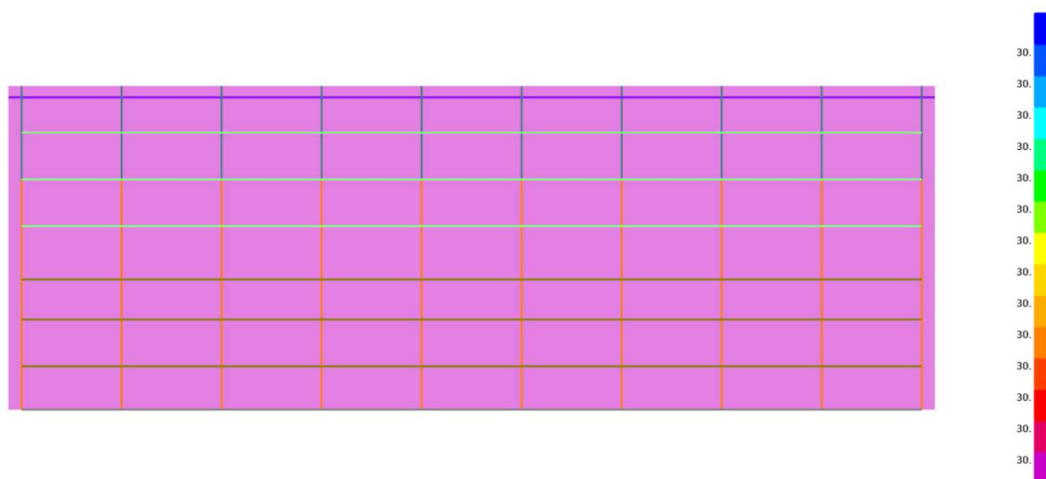


Figura N° IV.40: Carga viva uniforme sobre el tablero

Según ASCE/COPRI 61-14 (2014), solo será aplicado el 10% de la carga viva distribuida uniformemente, tanto para el cálculo de masa sísmica como para la combinación de carga aplicable.

4.5.3. Cargas cinemáticas

Las cargas cinemáticas se producen como consecuencia de los desplazamientos laterales del talud durante el sismo, estas cargas corresponden a empujes de tierra. Los desplazamientos laterales estimados se obtienen a partir de un análisis geotécnico que deberán ser incorporados en el análisis sísmico. Dichos resultados han sido extraídos del documento “Evaluación geotécnica de muelles 1, 2, 3 y 4 – Puerto Multipropósito del Callao” (JEOPROBE, 2020).

Los desplazamientos laterales del talud, considerados como cargas cinemáticas, solo han sido incorporados en los casos sísmicos pushover cuya dirección es hacia mar, ya que así las cargas inerciales y cinemáticas no se contrarrestan.

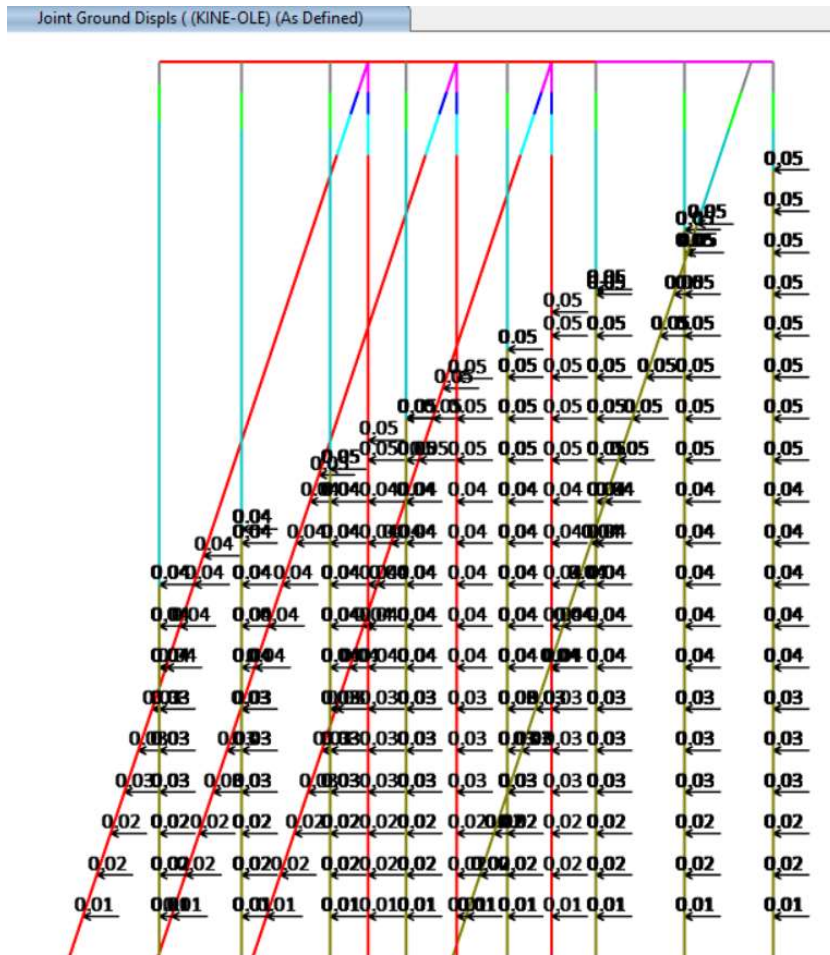


Figura N° IV.41: Cargas cinemáticas consideradas para el sismo con 75 años de periodo de retorno.

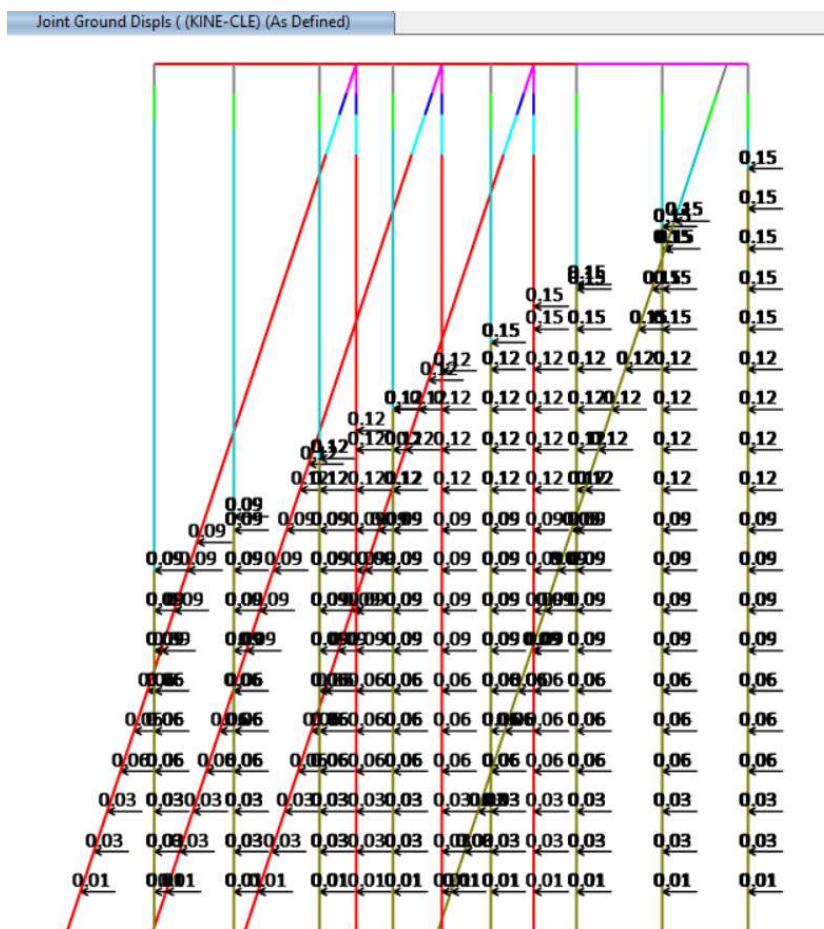


Figura N° IV.42: Cargas cinemáticas consideradas para el sismo con 475 años de periodo de retorno.

4.5.4. Carga inercial

La carga inercial corresponde a la carga asociada con la respuesta inercial de la masa sísmica generada por el efecto sísmico, según los espectros de aceleraciones construidos. La generación de estos espectros de respuesta se realizó en base a la “Norma Técnica E030-2018”. De acuerdo con la Norma Técnica E030-2018, se han utilizado los siguientes parámetros sísmicos para la construcción de los espectros de respuesta:

- El factor de zona (Z) corresponde a la aceleración máxima horizontal en suelo rígido. Está determinado por el Estudio de Riesgo Sísmico del Terminal Norte Multipropósito (Alva, 2012) y depende del nivel de sismo utilizado en la evaluación estructural del muelle N3. Para el nivel de sismo OLE (T_R igual a 72 años), CLE (T_R igual a 475 años), y DE (T_R igual a 1000 años), el factor Z es igual a 0.22g, 0.42g y 0.52g, respectivamente, de

acuerdo con el Capítulo 3.5 del presente documento. Cabe destacar que el nivel de sismo CLE corresponde al sismo de diseño que solicita la norma E030-2018. Además, de acuerdo a la ubicación del proyecto, la zona sísmica del proyecto corresponde a la ZONA 4.

- El factor de reducción de fuerzas sísmicas (R) es igual a 1.00 debido a que la evaluación de desempeño por desplazamientos se basa en un análisis no lineal de la estructura que supone la consideración de la no linealidad de los elementos estructurales y del comportamiento no lineal del suelo, por lo que no se considera una reducción de las fuerzas sísmicas por ductilidad o sobrerresistencia, ya que estos parámetros son considerados al definir propiedades no lineales de los materiales y del suelo en el análisis no lineal del sistema.
- El factor de importancia (U) empleado para la evaluación del desempeño del muelle existente N3 será igual a 1.00. El criterio de elección se basa en que, al considerar un valor mayor a 1.00, se utilizaría un nivel de sismo con periodos de retorno mayores a los definidos en el Estudio de Riesgo Sísmico. Además, se está realizando la evaluación de desempeño por desplazamientos de la estructura ante un sismo máximo considerado (DE o MCE_R) sin reducir las fuerzas sísmicas.
- El factor de amplificación sísmica (C) se ha establecido de acuerdo con las ecuaciones del Capítulo 2.5 de la norma E030-2018.
- De acuerdo con el Estudio de Riesgo Sísmico del Terminal Norte Multipropósito (Alva, 2012) y la Evaluación geotécnica de los muelles 1, 2, 3 y 4 del Terminal Norte Multipropósito del Callao (JEOPROBE, 2020), el tipo de suelo que encaja adecuadamente con el relleno de roca o grava existente que se encuentra colocada sobre la grava de Lima es el suelo tipo S_2 , correspondiente a un Suelo Intermedio. El factor de suelo (S) correspondiente a un suelo tipo S_2 y a una ZONA 4 es de 1.05, de acuerdo con la Norma Técnica E30-2018.
- Los periodos T_P y T_L , parámetros de sitio para un suelo tipo S_2 , son de 0.60s y 2.00s, respectivamente, de acuerdo con la Norma Técnica E30-2018.

De acuerdo con los parámetros sísmicos considerados, se obtienen los siguientes espectros de respuesta:

Tabla N° IV.14: Espectros de respuesta según el nivel de sismo

Periodo (s)	Aceleración (g)		
	OLE-72	CLE-475	DE-1000
0.00	0.578	1.103	1.365
0.10	0.578	1.103	1.365
0.20	0.578	1.103	1.365
0.30	0.578	1.103	1.365
0.40	0.578	1.103	1.365
0.50	0.578	1.103	1.365
0.60	0.578	1.103	1.365
0.70	0.495	0.945	1.170
0.80	0.433	0.827	1.024
0.90	0.385	0.735	0.910
1.00	0.347	0.662	0.819
1.20	0.289	0.551	0.683
1.50	0.231	0.441	0.546
1.70	0.204	0.389	0.482
2.00	0.173	0.331	0.410
2.50	0.111	0.212	0.262
3.00	0.077	0.147	0.182
3.50	0.057	0.108	0.134
3.50	0.057	0.108	0.134
4.00	0.043	0.083	0.102
5.00	0.028	0.053	0.066
8.00	0.011	0.021	0.026
11.00	0.006	0.011	0.014
15.00	0.003	0.006	0.007

Fuente: Elaboración propia

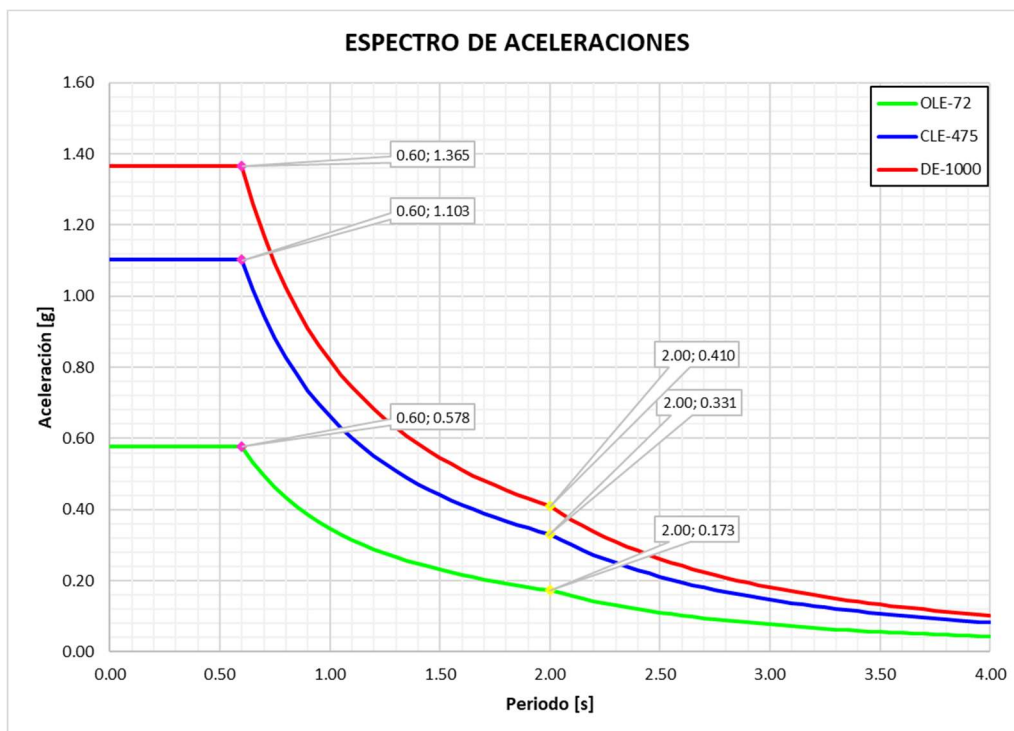


Figura N° IV.43: Espectros de respuesta de aceleraciones según el nivel de sismo
Fuente: Elaboración propia

4.6. CASOS DE CARGA

De acuerdo con ASCE 61-14 (2014), se analizará cada componente de la estructura para la combinación de carga de la Ec. IV.2. Las cargas sísmicas no necesitan combinarse con cargas de amarre, atraque, o cargas ambientales como el viento, las olas y la corriente.

$$(1.0 \pm 0.5PGA)D + 0.1L + 1.0H + 1.0E$$

Ec. IV.2

Donde:

- D* : Cargas muertas, incluidos todos los equipos y estructuras fijas permanentes, y otros elementos que se espera que estén presentes durante más del 50% del tiempo;
- L* : Cargas vivas uniformes;
- H* : Cargas de presión del suelo (por ejemplo, presión del suelo en los muros de los extremos, muros de corte de concreto, muros de tablestacas de acero en estructuras de tipo pier o wharf, y / o pilotes);
- E* : Cargas sísmicas horizontales;
- PGA* : Aceleración máxima de suelo.

Para cubrir las diferentes condiciones de carga que pueden ocurrir, se han analizado los siguientes casos sobre cada modelo pushover, dependiendo de la dirección del sismo y del estado de carga inicial del muelle:

Tabla N° IV.15: Casos de carga estáticos no lineales

Casos de Carga Pushover
Push X - Max
Push X - Min
Push Y - Landward - Max
Push Y - Landward - Min
Push Y - Seaward - Max
Push Y - Seaward - Min

Fuente: Elaboración propia

Las curvas fuerza-desplazamiento del análisis estático no lineal (pushover) son determinadas a partir de las mediciones del centro de gravedad del tablero en planta.

Caso de carga “Push X – Max”: Corresponde a un caso de carga que supone un empuje de la estructura de manera longitudinal, asumiendo una masa sísmica máxima sobre la estructura.

Caso de carga “Push X - Min”: Corresponde al mismo caso anterior, pero con la masa sísmica mínima sobre la estructura.

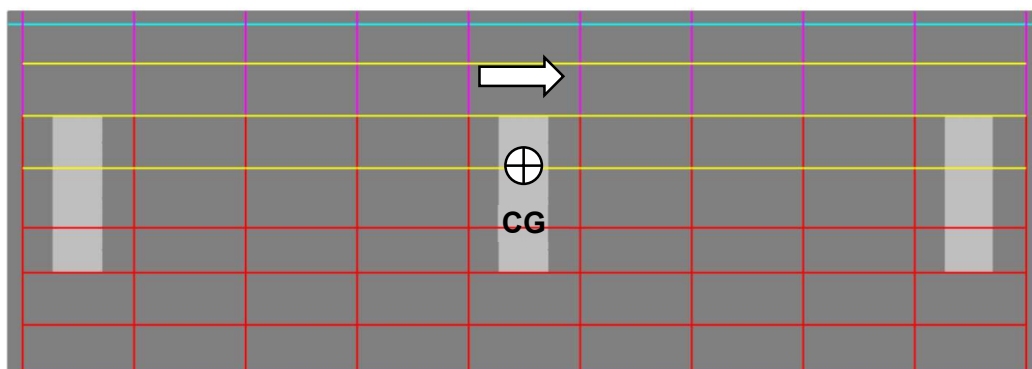


Figura N° IV.44: Dirección del sismo para los casos de carga Push X - Max y Push X – Min

Caso de carga “Push Y – Landward – Max”: Corresponde a un caso de carga que supone un empuje de la estructura hacia el lado tierra, asumiendo una masa sísmica máxima sobre la estructura.

Caso de carga “Push Y – Landward – Min”: Corresponde al mismo caso anterior, pero con la masa sísmica mínima sobre la estructura.

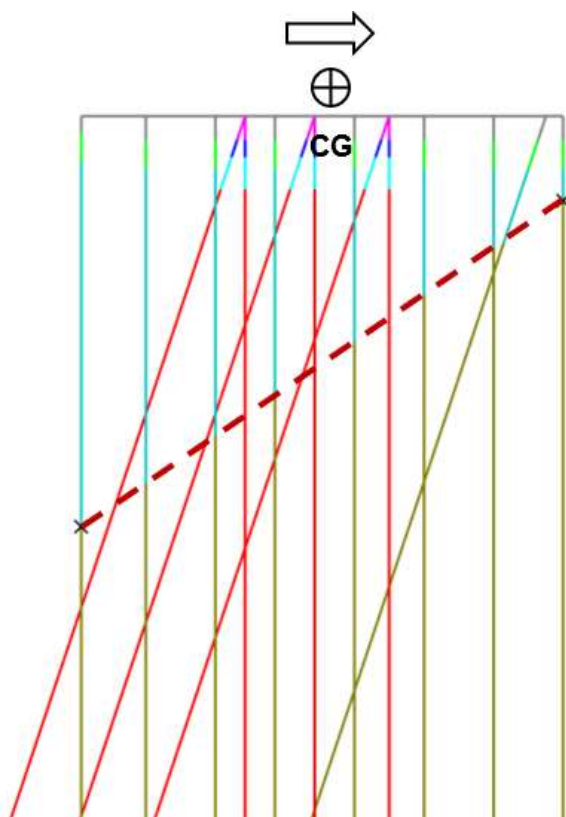


Figura N° IV.45: Dirección del sismo para los casos de carga Push Y - Landward - Max y Push Y - Landward - Min

Caso de carga “Push Y – Seaward – Max”: Corresponde a un caso de carga que supone un empuje de la estructura hacia el lado mar, asumiendo una masa sísmica máxima sobre la estructura.

Caso de carga “Push Y – Seaward – Min”: Corresponde al mismo caso anterior, pero con la masa sísmica mínima sobre la estructura.

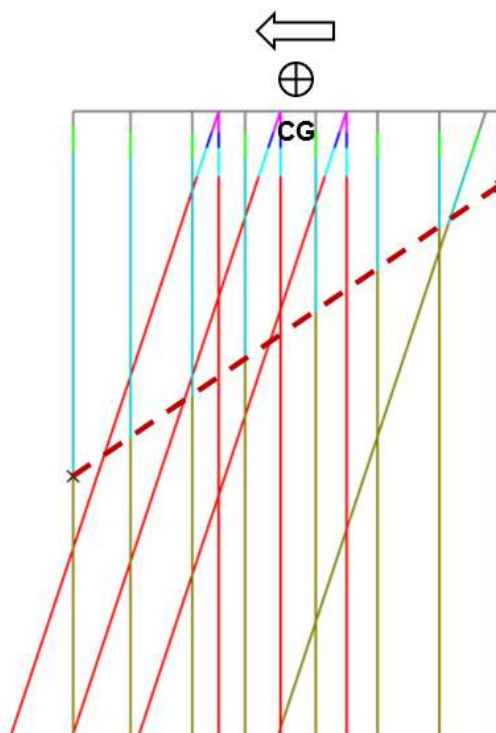


Figura N° IV.46: Dirección del sismo para los casos de carga Push Y - Seaward - Max y Push Y - Seaward - Min

4.7. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL - PUSHOVER

Se realizó un análisis estático no lineal pushover para obtener la respuesta de la estructura bajo excitación transversal y longitudinal considerando los valores “best estimate” de los resortes no lineales del suelo.

Los resultados del análisis pushover son expresados en términos de fuerza cortante y desplazamiento a nivel de centro de gravedad del tablero.

Para este análisis se ha obtenido las curvas pushover para las condiciones de masa sísmica, que incluyen 0% (Masa sísmica mínima) y 10% (Masa sísmica máxima) de la carga viva. Se han analizado 6 condiciones sísmicas:

- Push X - Max
- Push X - Min
- Push Y - Landward - Max
- Push Y - Landward - Min
- Push Y - Seaward - Max
- Push Y - Seaward - Min

Para estimar la aproximación bilineal de la curva PushOver, se ha utilizado el enfoque de "igual energía" o "áreas equivalentes". La aproximación bilineal ayudará a determinar parámetros sísmicos que se utilizarán en el cálculo de la demanda de desplazamiento según el Método de la Estructura Sustituta.

A continuación, se muestran las curvas Pushover para cada caso de carga:

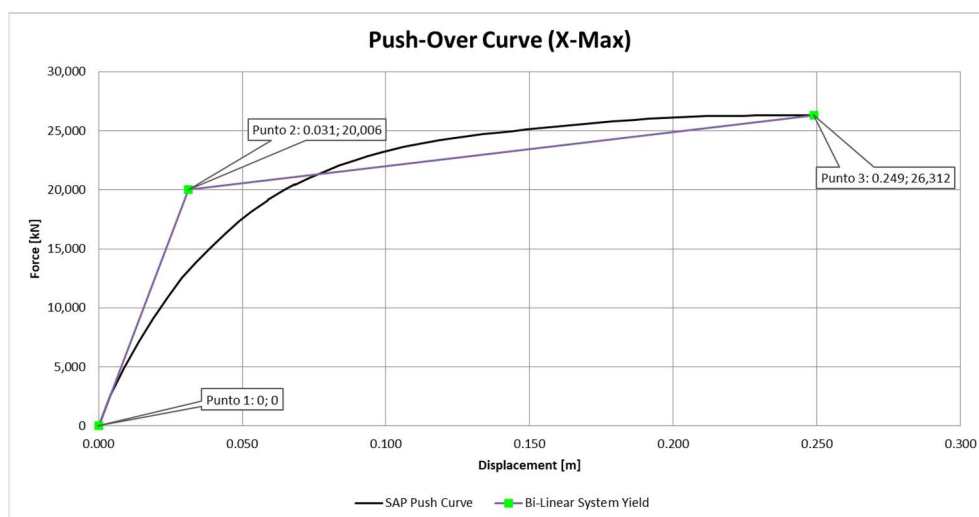


Figura N° IV.47: Aproximación bilineal de la curva Push-Over del caso Push-X-Max

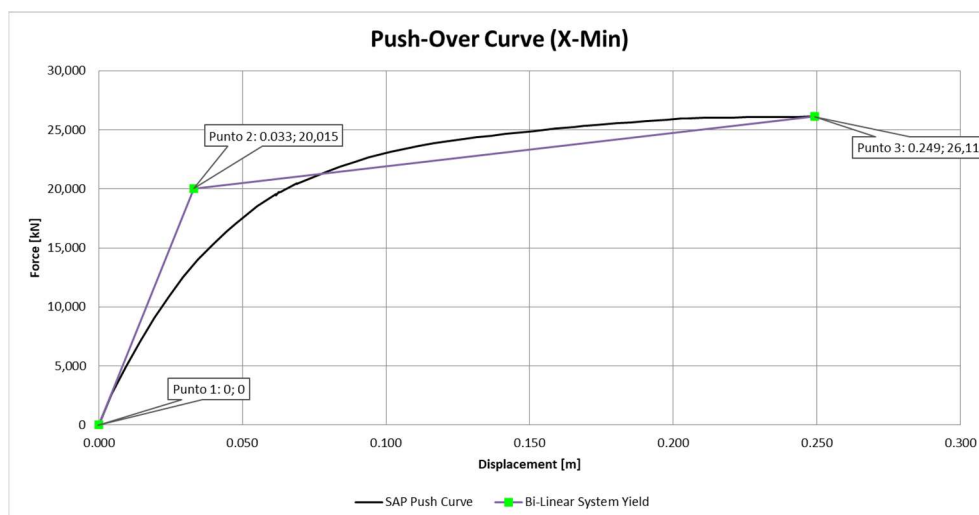


Figura N° IV.48: Aproximación bilineal de la curva Push-Over del caso Push-X-Min

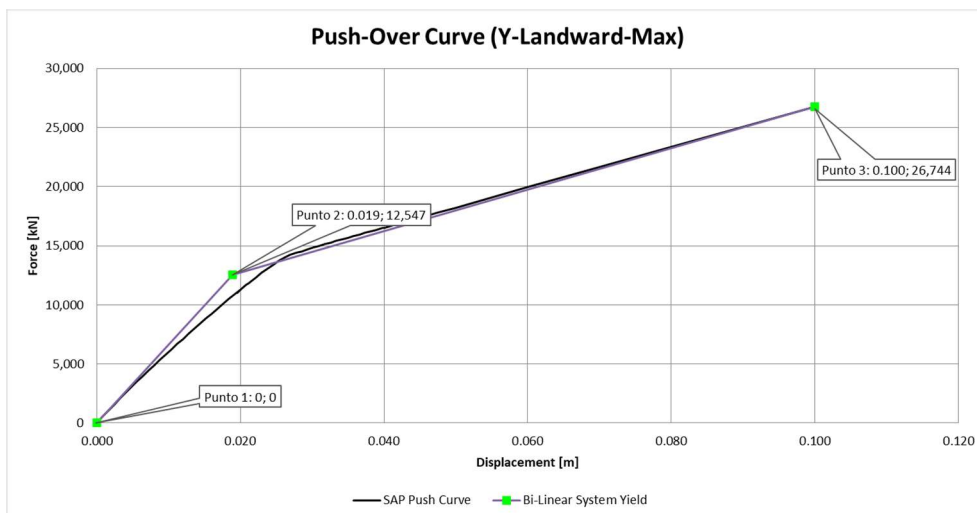


Figura N° IV.49: Aproximación bilineal de la curva Push-Over del caso Push-Y-LW-Max

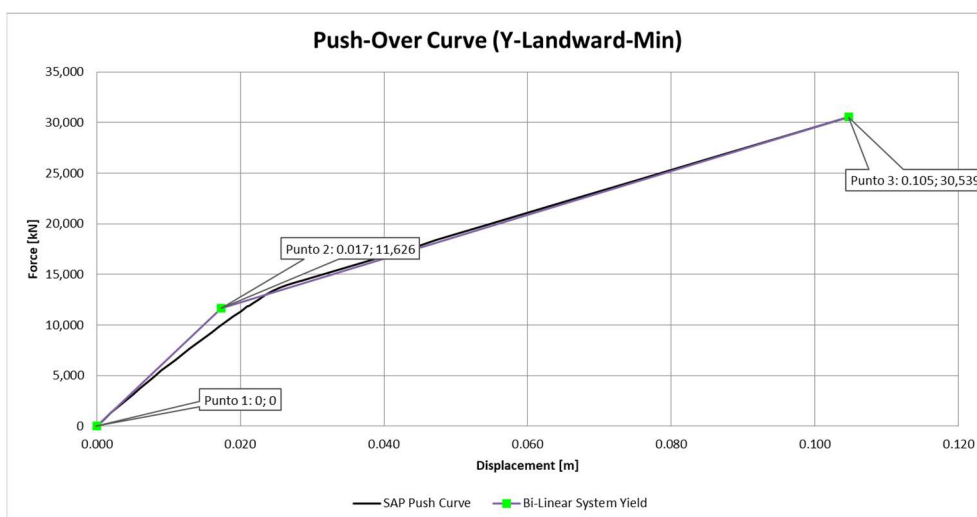


Figura N° IV.50: Aproximación bilineal de la curva Push-Over del caso Push-Y-LW-Min

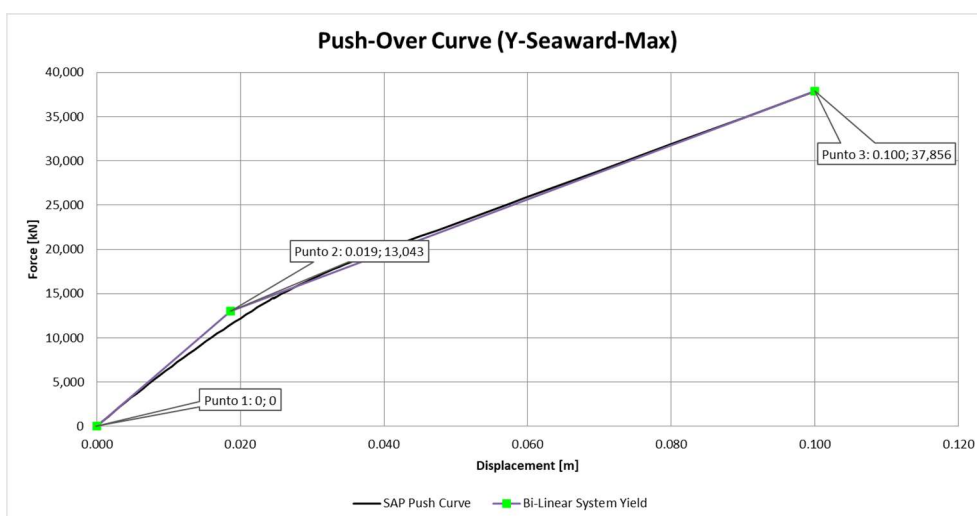


Figura N° IV.51: Aproximación bilineal de la curva Push-Over del caso Push-Y-SW-Max

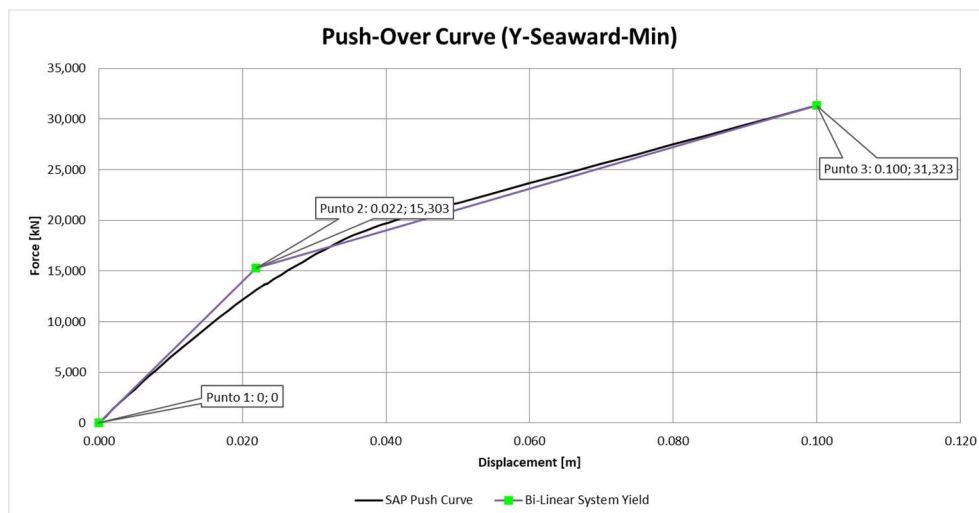


Figura N° IV.52: Aproximación bilineal de la curva Push-Over del caso Push-Y-SW-Min

Se puede observar que, exceptuando el caso Push-X, la estructura presenta un comportamiento casi lineal hasta su punto de desplazamiento último, mostrando un desempeño estructural rígido generado por los pilotes inclinados.

La siguiente tabla muestran los puntos de fluencia equivalente y desplazamiento últimos de los casos de carga PushOver:

Tabla N° IV.16: Puntos de desplazamiento de fluencia y desplazamiento último

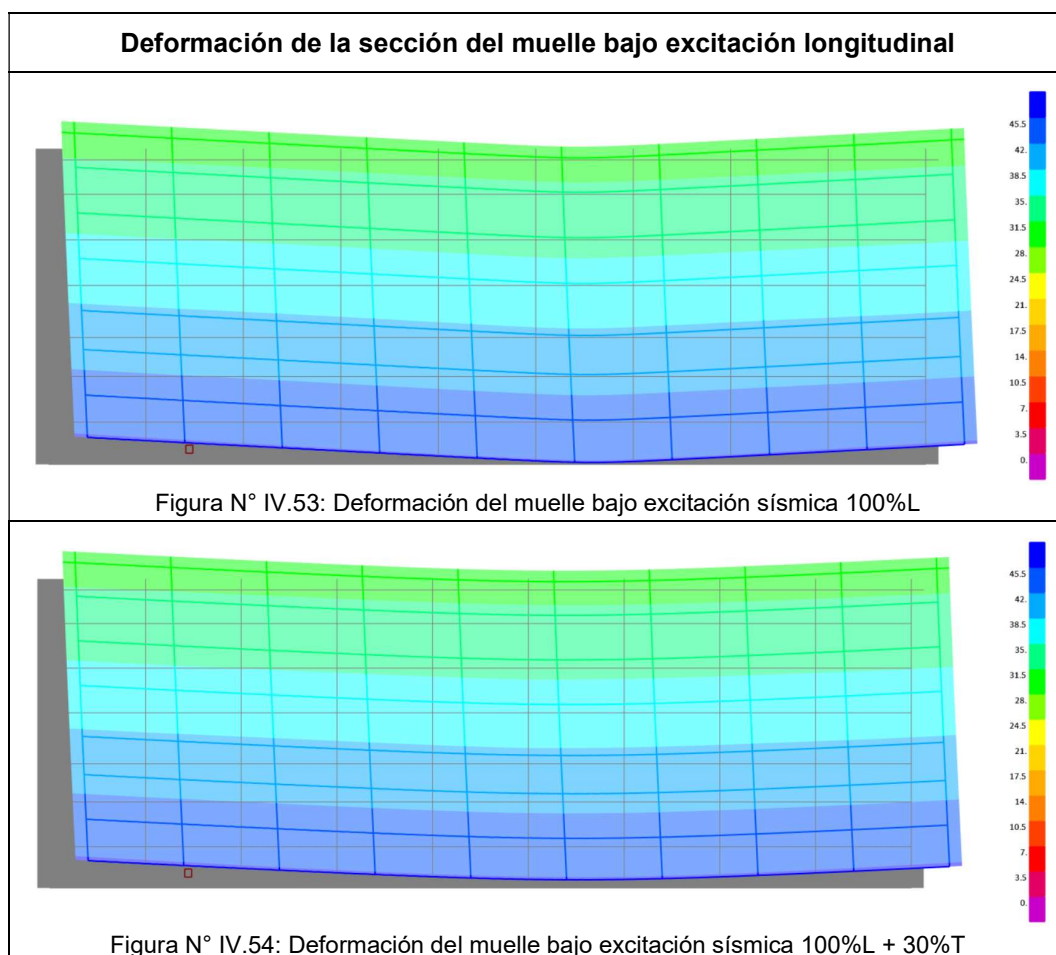
Punto	Punto 1		Punto 2		Punto 3	
	Δ [mm]	F [kN]	Δ [mm]	F [kN]	Δ [mm]	F [kN]
Push-X-Max	0	0	31	20,006	249	26,312
Push-X-Min	0	0	33	20,015	249	26,111
Push-Y-LW-Max	0	0	19	12,547	100	26,744
Push-Y-LW-Min	0	0	17	11,626	105	30,539
Push-Y-SW-Max	0	0	19	13,043	100	37,856
Push-Y-SW-Min	0	0	22	15,303	100	31,323

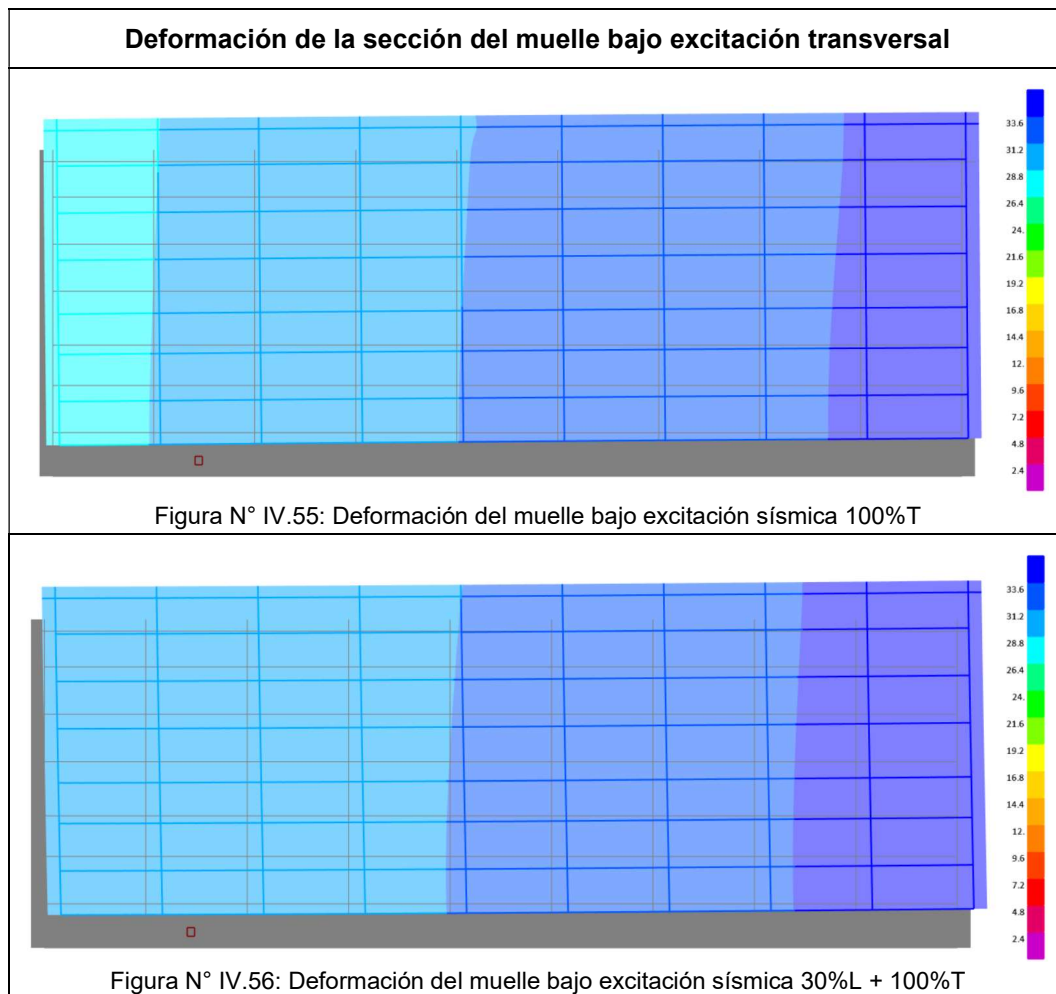
Fuente: Elaboración propia

4.8. FACTOR DE MAGNIFICACIÓN DINÁMICA

Una vez que se obtiene el desplazamiento transversal puro objetivo, se multiplica por el Factor de Magnificación Dinámica (DMF) que se utiliza para representar el efecto combinado de la excitación sísmica longitudinal y transversal, así como los efectos de torsión debidos a la excentricidad entre el centro de masa y la rigidez.

Además, el DMF se analiza mediante un análisis modal espectral en el modelo de cálculo 3D. Este modelo ya tiene en cuenta todas las variabilidades a lo largo del muelle (diferentes pilotes, diferentes vanos, parámetros variables del suelo, pendiente del talud, etc.) El análisis modal espectral se lleva a cabo considerando dos combinaciones de espectros de acuerdo con la Sección 3.6.2 de ASCE/COPRI 61-14 (2014): 100% longitudinal + 30% transversal y 30% longitudinal + 100% transversal.





Considerando los resultados de los desplazamientos del análisis de espectros de respuesta modal, los valores de DMF se obtienen para los 4 bordes extremos del muelle (puntos A, B, C y D):

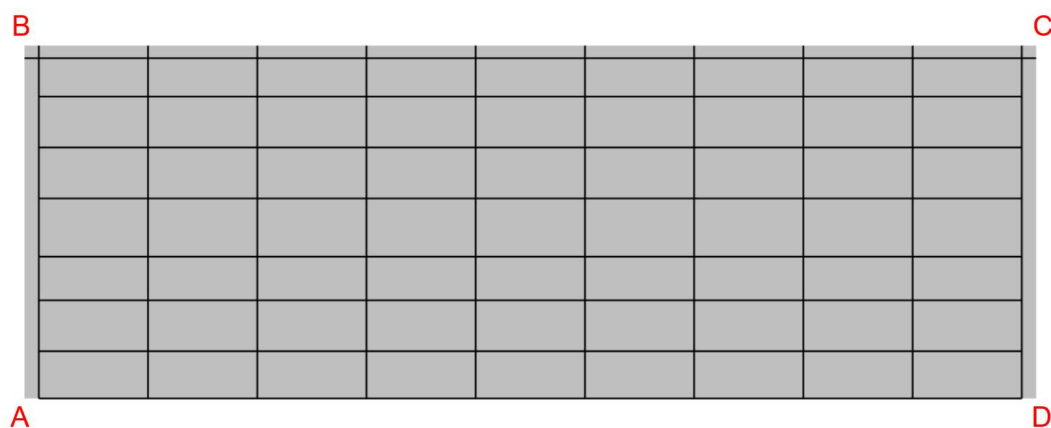


Figura N° IV.57: Puntos de análisis para el cálculo del factor de magnificación dinámica (DMF)

El DMF se calculará mediante la siguiente ecuación:

$$DMF = \frac{\bar{U}}{U_{puro}}$$

Donde:

\bar{U} : Desplazamiento horizontal total derivado de un análisis modal espectral, utilizando el método CQC, que considere el efecto combinado de la excitación sísmica longitudinal y transversal, así como los efectos de torsión debidos a la excentricidad entre el centro de masa y la rigidez (mm). Estos desplazamientos han sido calculados utilizando la combinación 100-30:

$$E = \pm 100\%E_{h1} \pm 30\%E_{h2}$$

$$E = \pm 30\%E_{h1} \pm 100\%E_{h2}$$

U_{puro} : El desplazamiento horizontal puro teniendo en cuenta la excitación sísmica en una única dirección (solo longitudinal o solo transversal).

Para el análisis modal espectral 3D se han considerado los siguientes aspectos:

- En el modelo estructural se utilizarán las secciones con propiedades efectivas, de acuerdo con 4.4.
- Se utilizará el espectro de respuesta elástico (Factor de reducción de las fuerzas sísmicas, $R = 1$) para determinar los desplazamientos laterales.
- Para representar la rigidez lateral y vertical del suelo, se han utilizado resortes lineales con rigidez efectiva, de acuerdo con el desplazamiento lateral iterado y según las recomendaciones de ASCE/COPRI 61-14 (2014)

A continuación, se muestran los desplazamientos calculados para el cálculo del factor de magnificación dinámica:

Tabla N° IV.17: Demanda de desplazamiento debido a una excitación pura (solo dirección longitudinal o dirección transversal)

Punto	100%L		100%T	
	Δ_{XL} [mm]	Δ_{YL} [mm]	Δ_{XT} [mm]	Δ_{YT} [mm]
A	45.7	32.4	6.2	28.0
B	30.0	32.2	3.5	27.8
C	29.9	24.1	3.6	34.2
D	45.7	24.3	6.0	34.5

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° IV.18: Cálculo del factor de magnificación dinámica en la dirección longitudinal

Punto	Caso 1: 100%L + 30%T			DMF
	Δ_{X1} [mm]	Δ_{Y1} [mm]	Δ_{d1} [mm]	
A	47.6	33.5	58.2	1.27
B	31.1	33.2	45.5	1.52
C	31.0	26.2	40.6	1.36
D	47.5	26.4	54.3	1.19

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° IV.19: Cálculo del factor de magnificación dinámica (DMF) en la dirección transversal

Punto	Caso 2: 30%L + 100%T			DMF
	Δ_{X2} [mm]	Δ_{Y2} [mm]	Δ_{d2} [mm]	
A	15.0	29.6	33.2	1.19
B	9.7	29.4	31.0	1.11
C	9.7	35.0	36.3	1.06
D	15.0	35.3	38.4	1.11

Fuente: Elaboración propia

El punto de control para el cálculo de la demanda de desplazamiento se encuentra en la parte central del tablero de la sección del muelle analizada, estableciéndose un DMF del punto del control igual al promedio de los DMF's de los 4 puntos de análisis (A, B, C y D). Por lo tanto, el factor de magnificación dinámico longitudinal (DMF_L) es igual a 1.33, mientras que el factor de magnificación dinámico transversal (DMF_T) es igual a 1.12.

4.9. MÉTODO DE LA ESTRUCTURA SUSTITUTA

El Método de Estructura Sustituta es una metodología que se empleará para el cálculo de la demanda de desplazamiento estática no lineal de la estructura. Para la explicación del cálculo de la demanda de desplazamiento, se tomará como ejemplo el caso de carga Push-X-Max (10% carga viva).

Paso 1: Definir la curva Push-Over bilineal.

Para obtener la curva Push-Over bilineal se usó el enfoque de igual energía según ASCE/COPRI 61-14 (2014). La curva bilineal de fuerza-desplazamiento estará compuesta por 2 segmentos: el primer segmento se define con el origen de coordenadas (Punto 1) y con el punto de fluencia equivalente (Punto 2); mientras que el segundo segmento se define con el Punto 2 y con el desplazamiento último de la curva Push-Over original (Punto 3).

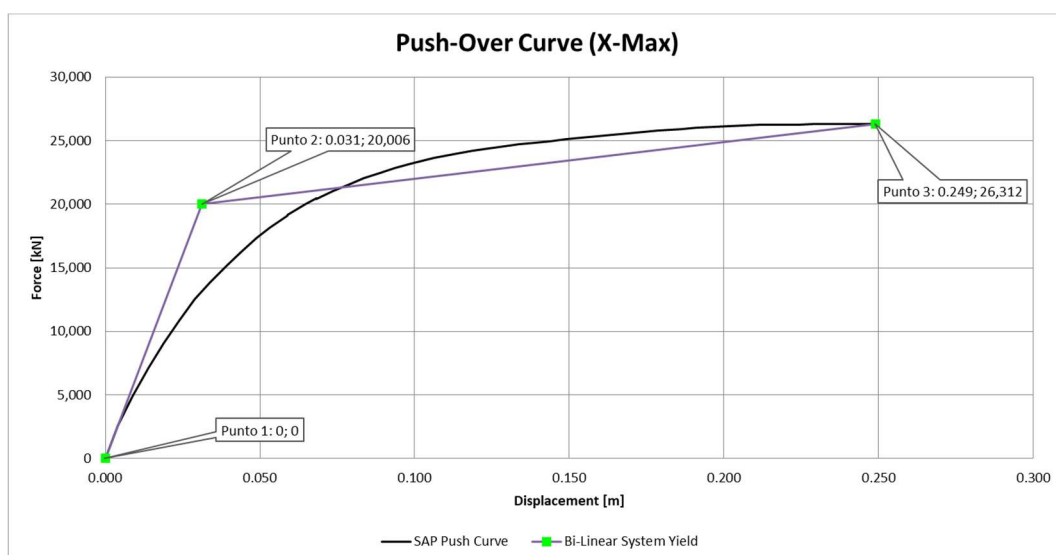


Figura N° IV.58: Aproximación bilineal de la curva Push-Over basada en el enfoque de igual energía (ASCE/COPRI 61-14, 2014)
Fuente: Elaboración propia

Esto da como resultado que exista un área por encima y otra por debajo de la curva Push-Over. Para que se cumpla el enfoque de igual energía, el Punto 2 debe ser determinado de tal manera que ambas áreas sean iguales.

Para este caso particular (Push-X-Max), la aproximación bilineal está definida por los valores típicos:

- Punto 1 : (0.000m, 0kN)
- Punto 2 : (0.031m, 20,006 kN)
- Punto 3 : (0.249m, 26,312 kN)
- Valor "r" : 0.0451

Paso 2: Suponer un valor inicial para la demanda de desplazamiento transversal

Según cálculos previos, se estima un valor de demanda de desplazamiento transversal:

$$\Delta_{d,n} = 0.048m$$

Paso 3: Calcular la rigidez secante efectiva

$$K_{eff,n} = \frac{F_n}{\Delta_{d,n}} = \frac{17106 \text{ kN}}{0.048 \text{ m}} = 357155 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Paso 4: Determinar la masa sísmica del segmento de muelle en análisis

Analizando el caso de carga con masa sísmica máxima, según el modelo estructural levantado, se tiene una masa sísmica igual a 1971 t:

$$m = 1971 \text{ t}$$

Paso 5: Cálculo del periodo efectivo del sistema (T_n) y aceleración espectral correspondiente ($S_{a,n}$)

$$T_n = 2\pi * \sqrt{\frac{m}{K_{eff,n}}}$$

Reemplazando los valores, el periodo efectivo para la iteración "n" es:

$$T_n = 2\pi * \sqrt{\frac{1971 \text{ t}}{357155 \text{ kN/m}}} = 0.47 \text{ s}$$

Para este periodo efectivo del sistema, según el espectro nivel CLE, le corresponde una aceleración espectral de 1.103g:

$$S_{a,n} = 1.103g = 10.82 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Paso 6: Determinar el amortiguamiento efectivo del sistema

Corresponde al amortiguamiento elástico equivalente. Para hallar este valor, primero se debe determinar la demanda de ductilidad de desplazamiento del sistema y está dada por la ecuación:

$$\mu_n = \frac{\Delta_{d,n}}{\Delta_{ye}} = \frac{0.048 \text{ m}}{0.031 \text{ m}} = 1.54$$

Según el documento POLB-WDC (2015), recomienda la siguiente ecuación para calcular el amortiguamiento efectivo del sistema:

$$\xi_{eff,n} = 0.10 + 0.565 \left(\frac{\mu_n - 1}{\mu_n \pi} \right)$$

$$\xi_{eff,n} = 0.10 + 0.565 \left(\frac{1.54 - 1}{1.54 * \pi} \right) = 0.163$$

Por lo tanto, para el caso planteado y según la formulación de POLB-WDC (2015), se tiene un amortiguamiento efectivo del sistema igual a 16.3%.

Sin embargo, el ASCE/COPRI 61-14 (2014) propone la siguiente expresión para determinar el amortiguamiento efectivo del sistema (distinta a la de POLB-WDC, 2015):

$$\xi_{eff,n} = 0.05 + \frac{1}{\pi} \left(1 - \frac{1-r}{\sqrt{\mu_n}} - r\sqrt{\mu_n} \right)$$

Donde el valor de r es igual a la proporción de las rigideces de los 2 tramos de la curva pushover bilineal. Para este caso, se tiene un valor de r igual a 0.0451:

$$r = \frac{28957 \text{ kN/m}}{641702 \text{ kN/m}} = 0.0451$$

Por lo que el amortiguamiento efectivo del sistema, según la formulación de ASCE/COPRI 61-14 (2014), será igual a 10.5%:

$$\xi_{eff,n} = 0.05 + \frac{1}{\pi} \left(1 - \frac{1 - 0.0451}{\sqrt{1.54}} - 0.0451 * \sqrt{1.54} \right) = 0.105$$

A fin de comparar las funciones del amortiguamiento del sistema según POLB-WDC (2015) y ASCE/COPRI 61-14 (2014), se muestra el siguiente gráfico:

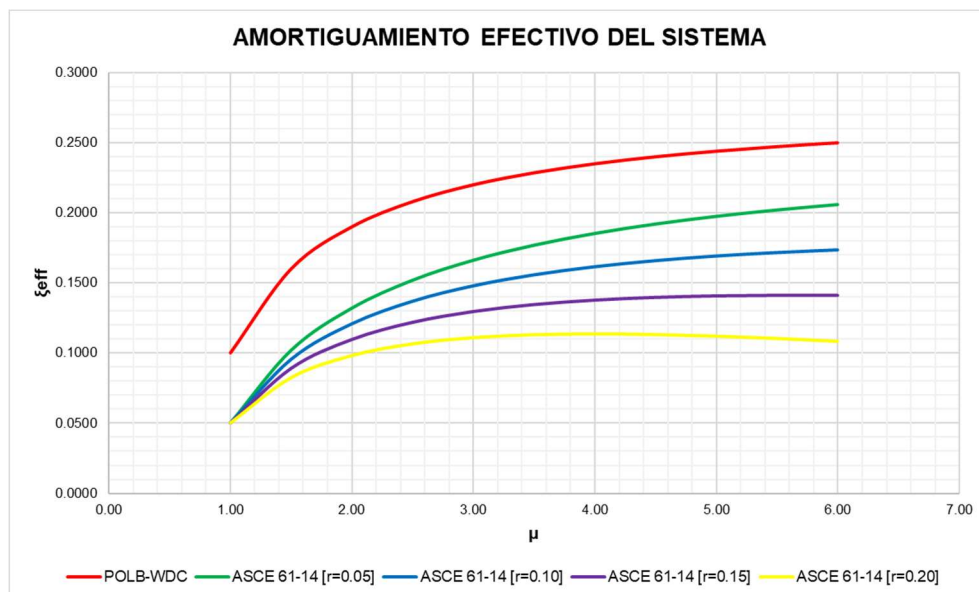


Figura N° IV.59: Amortiguamiento efectivo del sistema según POLB-WDC (2015) y ASCE/COPRI 61-14 (2014)
Fuente: Elaboración propia

Según la figura Figura N° IV.59, se observa que la ecuación de ASCE/COPRI 61-14 (2014) determina valores de amortiguamientos efectivos del sistema menores a los calculados por POLB-WDC (2015). Esto genera factores de corrección “η” mayores para el cálculo de las aceleraciones espectrales correspondientes, por lo que se elegirá la ecuación de ASCE/COPRI 61-14 (2014) para determinar el amortiguamiento efectivo del sistema, asumiendo una consideración conservadora.

Paso 7: Determinar el factor de corrección de amortiguamiento efectivo del sistema

Los valores de los espectros de diseño han sido determinados para un 5% de amortiguamiento. Para poder ajustar los espectros de diseño en base al amortiguamiento efectivo del sistema calculado, se utiliza el factor de corrección “η”:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55$$

Para el caso de análisis, se tiene:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + 10.5}} = 0.802$$

Paso 8: Determinar la demanda de desplazamiento

La demanda de desplazamiento se calcula mediante la ecuación:

$$\Delta_{d,n} = (\eta * S_{a,n}) * \left(\frac{T_n}{2\pi}\right)^2$$

Dicha ecuación se refleja mediante los desplazamientos espectrales en función del periodo de la estructura. Dado que estos espectros de desplazamiento están contruidos asumiendo un amortiguamiento efectivo del 5%, deberán ser corregidos mediante el factor de corrección de amortiguamiento efectivo del sistema para valores de amortiguamiento efectivo mayores a 5%.

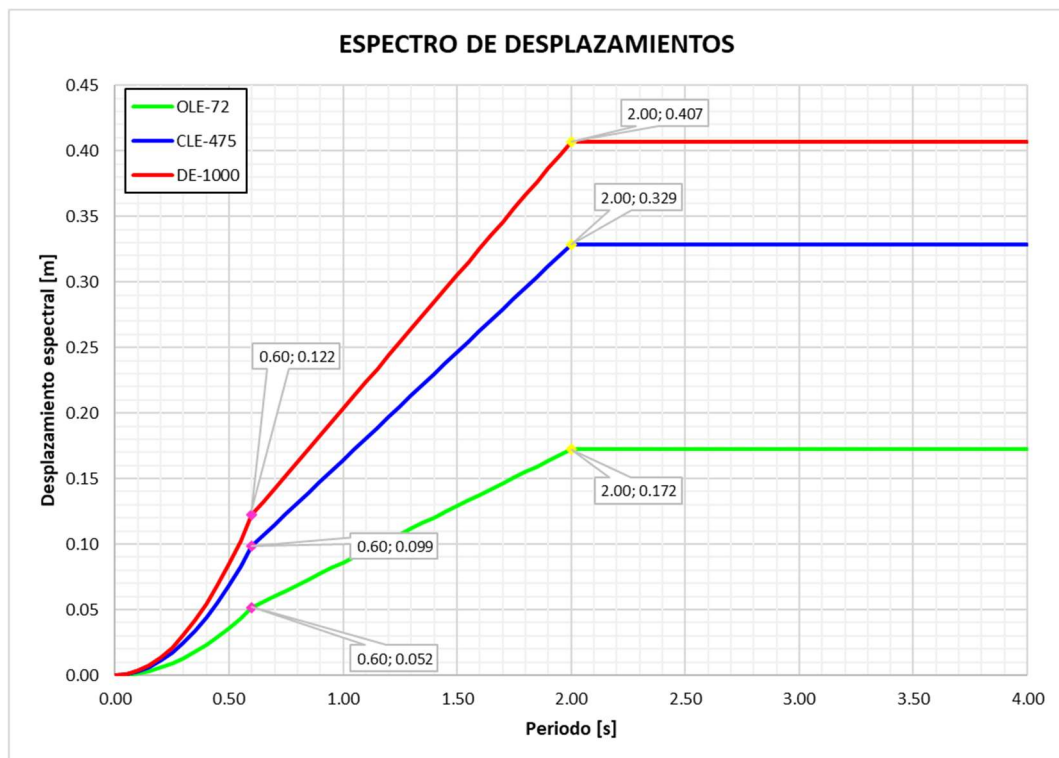


Figura N° IV.60: Espectro de desplazamientos OLE, CLE y DE con 5% de amortiguamiento efectivo
 Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, se tendrá lo siguiente:

$$\Delta_{d,n} = (0.802 * 10.82) * \left(\frac{0.47}{2\pi}\right)^2 = 0.048 \text{ m}$$

Paso 9: Determinar el error relativo de la iteración

Una vez calculada la demanda de desplazamiento de la iteración, se compara con la demanda de desplazamiento asumida inicialmente. Si el error relativo es menor a 3%, el proceso de iteración finaliza:

$$\varepsilon_n = \left| 100\% - \frac{0.048}{0.048} \right| = 0\% \leq 3\%$$

Por lo tanto, para el caso de análisis, la demanda de desplazamiento sin considerar los ajustes torsionales es de 0.048m.

CAPÍTULO V: RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN POR DESEMPEÑO DEL MUELLE

5.1. MODOS DE VIBRACIÓN

Los modos fundamentales de vibración de la estructura se determinaron usando el paquete de software V21 SAP2000.

Al ser un análisis de espectro de respuesta, los resortes empleados son lineales y utilizan una rigidez equivalente. La finalidad de este análisis es únicamente para conocer el comportamiento sísmico estructural.

Los esquemas de vibración de los 3 primeros modos de vibración de la estructura se muestran a continuación:

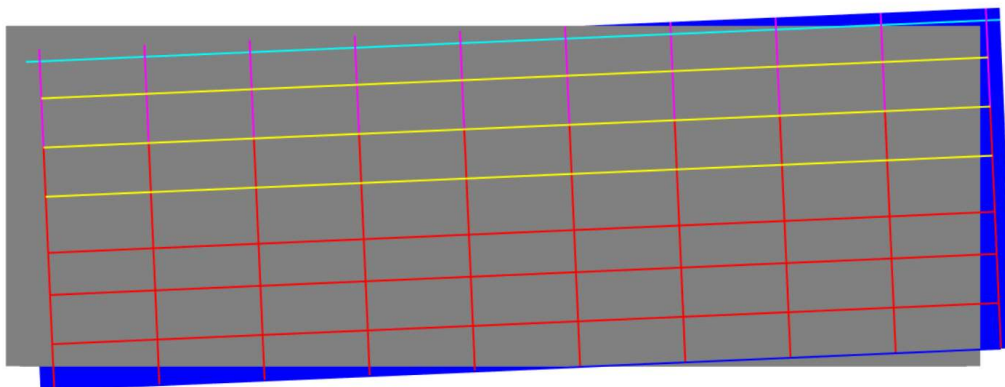


Figura N° V.1: Modo 1 de vibración (longitudinal - torsional)

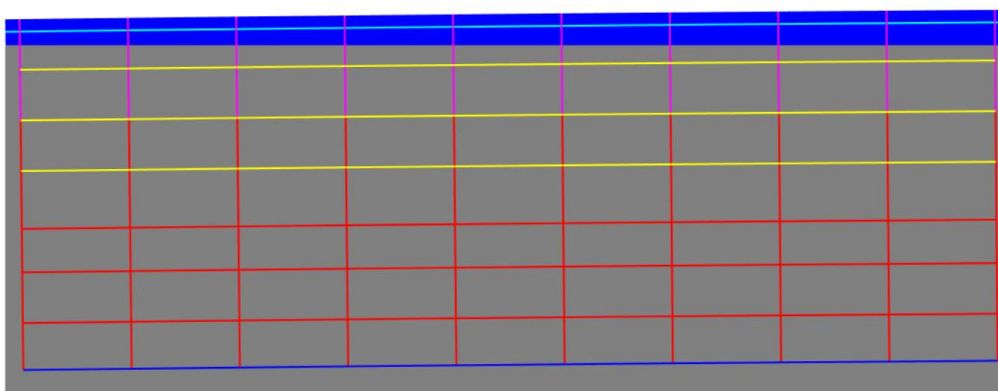


Figura N° V.2: Modo 1 de vibración (transversal)

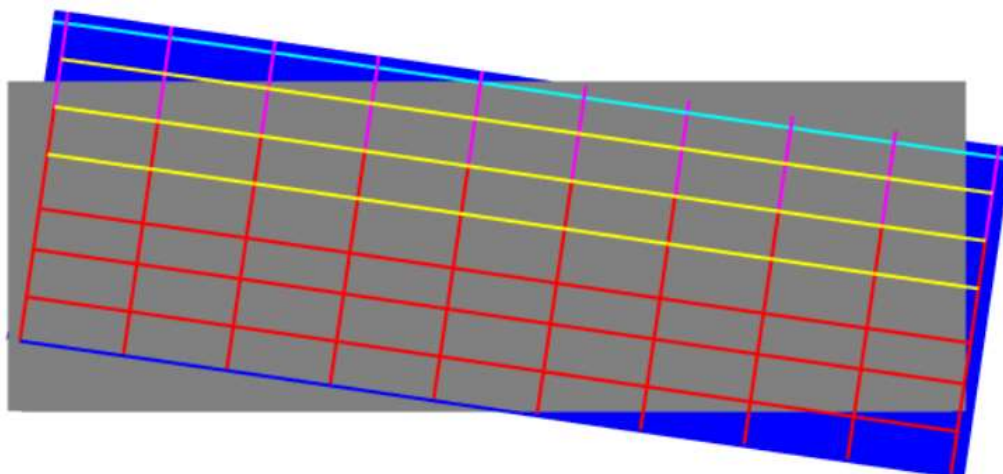


Figura N° V.3: Modo 1 de vibración (torsional - longitudinal)

Se puede observar que los 3 primeros modos de vibración poseen un porcentaje de participación torsional notable debido a que existe una diferencia entre el centro de masa y el centro de rigideces de la configuración estructural del muelle. Con mayor razón, es necesario ajustar el desplazamiento horizontal puro mediante los Factores de Magnificación Dinámicos calculados en la sección 4.8.

Los períodos de vibración y los factores de participación para los 12 primeros modos de vibración de la estructura se tabulan a continuación:

Tabla N° V.1: Periodos modales y ratios de participación modal de masas

Modo	Periodo [s]	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0.366	0.796	0.010	0.796	0.010	0.193	0.193
2	0.312	0.004	0.983	0.800	0.993	0.009	0.202
3	0.276	0.199	0.003	0.999	0.996	0.795	0.997
4	0.068	0.000	0.000	0.999	0.997	0.000	0.997
5	0.059	0.000	0.000	0.999	0.997	0.000	0.997
6	0.059	0.000	0.000	0.999	0.997	0.000	0.997
7	0.057	0.000	0.000	0.999	0.997	0.000	0.997
8	0.055	0.000	0.000	0.999	0.997	0.000	0.997
9	0.054	0.000	0.000	0.999	0.997	0.000	0.997
10	0.054	0.000	0.000	0.999	0.997	0.000	0.997
11	0.051	0.000	0.000	0.999	0.997	0.000	0.997
12	0.050	0.000	0.000	0.999	0.997	0.000	0.997

5.2. CRITERIOS DE DESEMPEÑO

Los criterios de desempeño están definidos de acuerdo a los límites de deformación unitaria de los materiales de los pilotes (concreto, acero de refuerzo, acero estructural) y la localización de la rótula plástica, establecidos por el estándar ASCE/COPRI 61-14 (2014).

Tabla V-1: Límites de deformación unitaria considerados según ASCE/COPRI 61-14 (2014)

Nivel de desempeño	Tipo de pilote	Componente y ubicación de la rótula plástica	Límite de deformación
Daño Mínimo (OLE)	Pilote de concreto sólido	Concreto, tampón de pilote (cabeza del pilote)	0.005
		Acero de refuerzo, tampón de pilote (cabeza del pilote)	0.015
	Pilote de acero	Concreto, en suelo (<10Dp)	0.005
		Acero de refuerzo, en suelo (<10Dp)	0.015
Daño controlado y reparable (CLE)	Pilote de concreto sólido	Tubo de acero, en suelo (<10Dp)	0.010
		Concreto, tampón de pilote (cabeza del pilote)	$0.005 + 1.1\rho_s \leq 0.025$
	Pilote de acero	Acero de refuerzo, tampón de pilote (cabeza del pilote)	$0.60 \varepsilon_{smd} \leq 0.06$
		Concreto, en suelo (<10Dp)	$0.005 + 1.1\rho_s \leq 0.008$
Protección de seguridad de vida (DE)	Pilote de concreto sólido	Acero de refuerzo, en suelo (<10Dp)	0.025
		Tubo de acero, en suelo (<10Dp)	0.025
	Pilote de acero	Concreto, tampón de pilote (cabeza del pilote)	Sin límite
		Acero de refuerzo, tampón de pilote (cabeza del pilote)	$0.80 \varepsilon_{smd} \leq 0.08$
	Pilote de concreto sólido	Concreto, en suelo (<10Dp)	$0.005 + 1.1\rho_s \leq 0.012$
		Acero de refuerzo, en suelo (<10Dp)	0.035
	Pilote de acero	Tubo de acero, en suelo (<10Dp)	0.035

Fuente: Elaboración propia

Los códigos ASCE/COPRI 61-14 (2014) y POLB-WDC (2015) no muestran explícitamente la deformación límite del acero de refuerzo en el suelo ($<10D_p$) para pilotes de concreto sólido. Esto se debe a que dichos códigos suponen la utilización de pilotes de concreto sólido con acero pretensado que se desarrolla a lo largo del pilote, tal como lo recomienda la práctica internacional; por lo que colocan únicamente una deformación límite del acero pretensado en la zona enterrada. En la presente investigación, se asume que los valores de deformación límite del acero de refuerzo en el suelo son los mismos a los establecidos para el acero pretensado.

5.3. EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO

Tal como se mencionó en capítulos anteriores, se realizó la evaluación del desempeño basado en desplazamientos mediante 3 niveles de amenaza sísmica: OLE, CLE & DE. El desempeño de la estructura estará condicionado por la capacidad de desplazamiento del muelle y por la demanda de desplazamiento del mismo. El desempeño basado en desplazamientos de la estructura se considerará aceptable cuando la capacidad de desplazamiento sea mayor a la demanda de desplazamiento para todos los casos de carga asumidos.

Las capacidades de desplazamiento se determinan al monitorear la carga Pushover y el estado de la rótula paso a paso. Se debe determinar el paso de iteración en el cual la rótula alcance primero la rotación límite correspondiente a la cedencia y la rótula que alcance primero la deformación del material límite para los niveles sísmicos OLE, CLE & DE. Los pasos correspondientes son identificados/indicados luego en las curvas Pushover. Esto brinda la capacidad de desplazamiento frente a la cual se puede comparar la demanda de desplazamiento bajo una carga sísmica.

Asimismo, la demanda de desplazamiento para cada caso se determinará interceptando el espectro de respuesta en formato ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum) con la curva Pushover. Dicho punto de intersección se denomina “Punto de desempeño” y será comparado con la capacidad de desplazamiento de la estructura, según el caso de carga analizado. Además, el ADRS debe ser ajustado según el amortiguamiento efectivo del sistema.

A continuación, se muestra los espectros de respuesta en formato aceleración-desplazamiento para cada nivel de sismo asumido en la presente investigación, considerando un 5% de amortiguamiento efectivo del sistema:

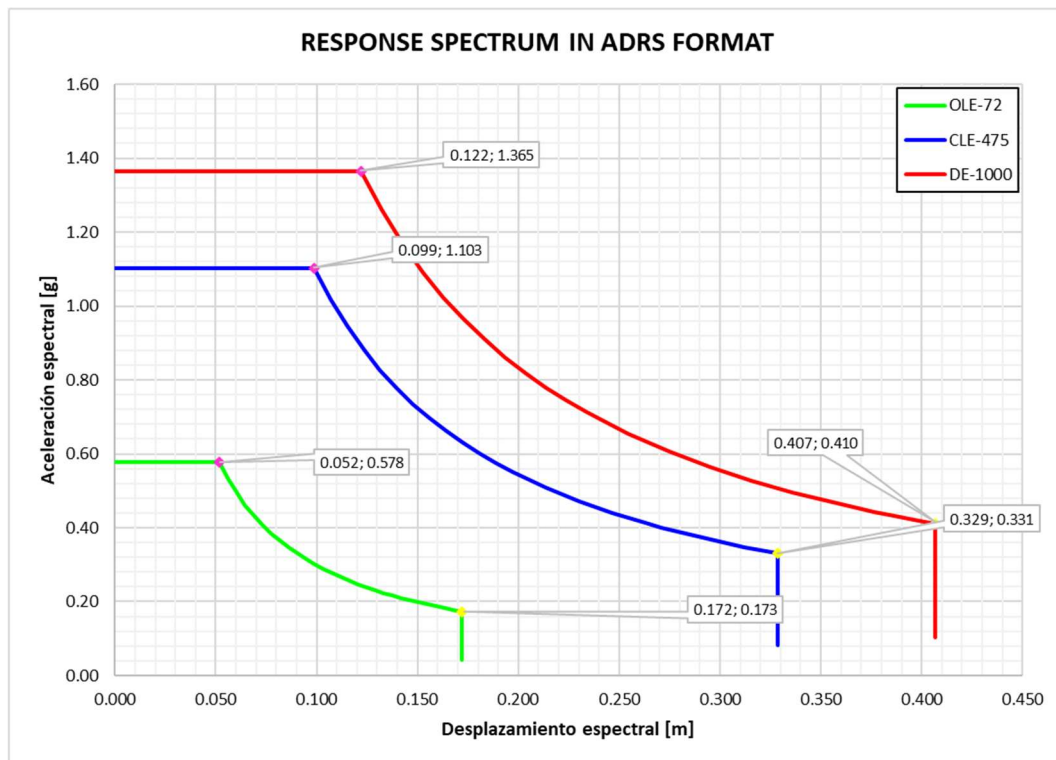


Figura N° V.4: Espectro de respuesta en formato ADRS para niveles sísmicos OLE, CLE & DE
 Fuente: Elaboración propia

En los siguientes subcapítulos se muestran los resultados de las demandas y capacidades de desplazamiento para cada caso de carga definido, mostrando los parámetros usados para determinar el desempeño basado en desplazamientos de la estructura. En el ANEXO G se muestran los cálculos detallados para determinar el punto de desempeño de cada caso de carga.

5.3.1. Punto de desempeño para el caso Push-X-Max

Del caso de carga Push-X-Max se puede concluir que el muelle puede hacer frente a los requerimientos sísmicos de OLE, CLE & DE. Los ratios de demanda/capacidad se pueden observar en la Tabla N° V.2. La demanda de desplazamiento del nivel de sismo OLE no es mayor que el desplazamiento de primera fluencia de la estructura, por lo que la estructura no incursiona en el rango inelástico.

Tabla N° V.2: Puntos de desempeño para la demanda OLE, CLE & DE - Caso Push-X-Max

Descripción	Parámetro	OLE-72	CLE-475	DE-1000
Desplazamiento de demanda asumido [mm]	Δ_{demanda}	24.82	47.89	61.68
Rigidez efectiva [kN/m]	k	449,799	357,155	317,136
Periodo de respuesta efectivo [s]	T_{eff}	0.416	0.467	0.495
Aceleración espectral [g]	S_a	0.578	0.885	1.012
Ductilidad de desplazamiento del sistema	μ_n	0.80	1.54	1.98
Ratio de rigideces de los 2 tramos de la curva bilineal	r	0.04513	0.04513	0.04513
Amortiguamiento efectivo del sistema [%]	ξ_{eff}	5.0%	10.5%	13.2%
Factor de reducción del amortiguamiento efectivo	η	1.00	0.80	0.74
Demanda de desplazamiento pushover [mm]	Δ_{demand}	24.82	47.89	61.68
Factor de magnificación dinámica	DMF	1.33	1.33	1.33
Demanda de desplazamiento incl. DMF [mm]	$\Delta_{\text{demand-3D}}$	33.01	63.70	82.04
Capacidad de desplazamiento [mm]	Δ_{capacity}	138.67	223.66	248.98
Ratio de Demanda-Capacidad de desplazamiento	DCR	0.24	0.28	0.33

Fuente: Elaboración propia

Las demandas de desplazamiento para los niveles de sismo CLE & DE se encuentran en el tramo de post fluencia, entrando gradualmente al rango inelástico. Esta característica se explica gracias al factor de reducción del amortiguamiento efectivo del sistema, siendo mayor al 5%.

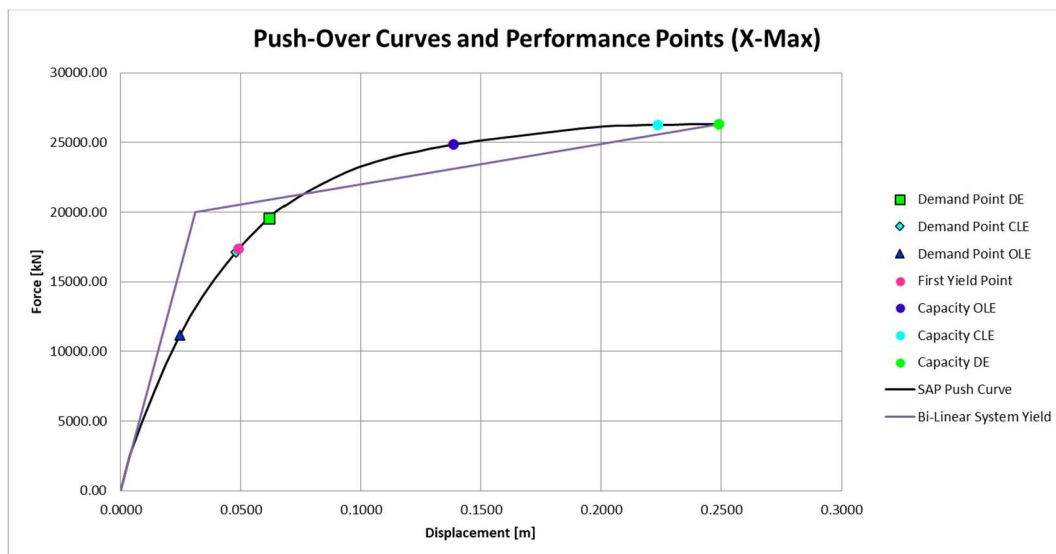


Figura N° V.5: Curva Push-Over y aproximación bilineal del caso Push-X-Max
 Fuente: Elaboración propia

La estructura del muelle tiene capacidad suficiente para desplazarse debido a que gran parte de los esfuerzos a compresión se concentran en los pilotes de acero inclinados hacia dirección longitudinal quienes a su vez tienen capacidad de soportar las sollicitaciones sísmicas.

Los bajos desplazamientos de demanda se deben a que la estructura, al tener una elevada rigidez en la dirección longitudinal por los pilotes de acero inclinados, poseen un bajo periodo de respuesta efectivo. A continuación, se muestra la secuencia de rótulas plásticas en la zona enterrada de los pilotes del lado tierra y lado mar, así como las rótulas plásticas en los pilotes inclinados de acero.

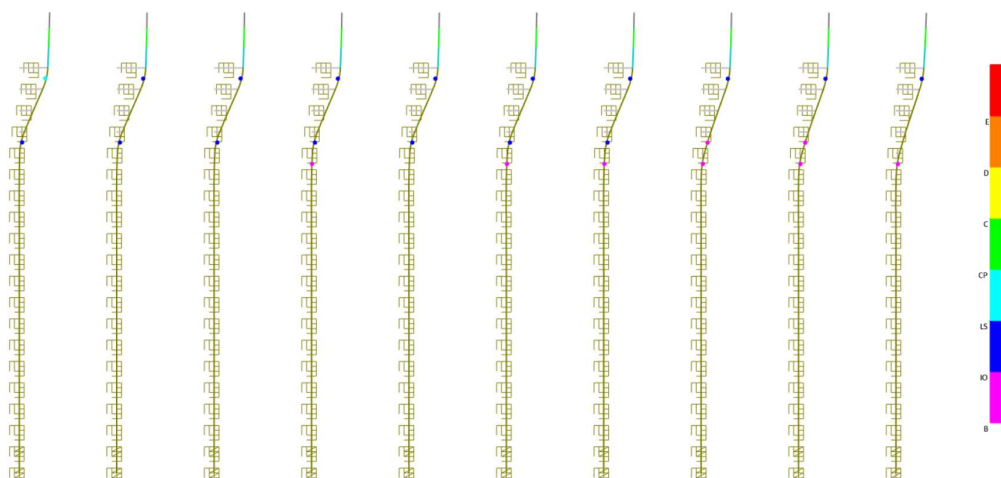


Figura N° V.6: Secuencia de rótulas plásticas en la zona de los pilotes enterrados del lado tierra – Push-X-Max

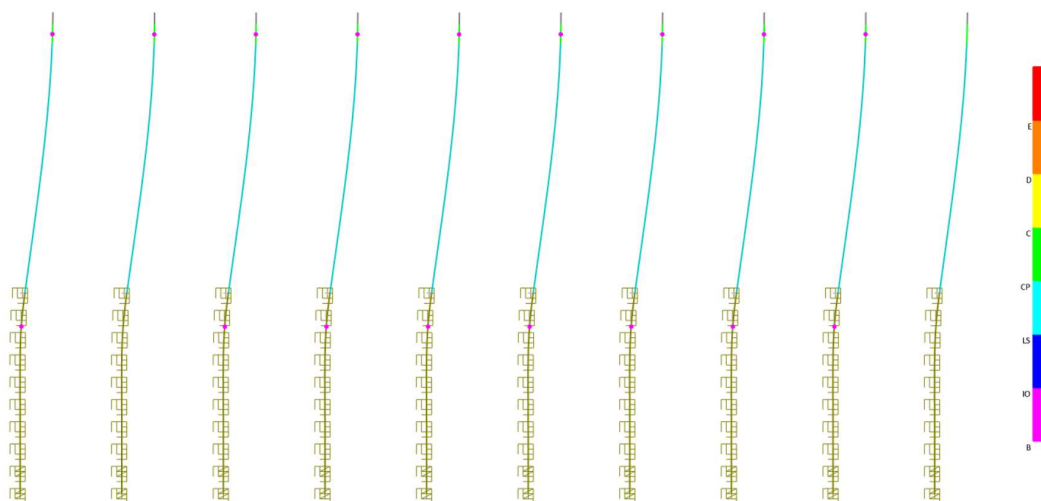


Figura N° V.7: Secuencia de rótulas plásticas en la zona de los pilotes enterrados del lado mar – Push-X-Max

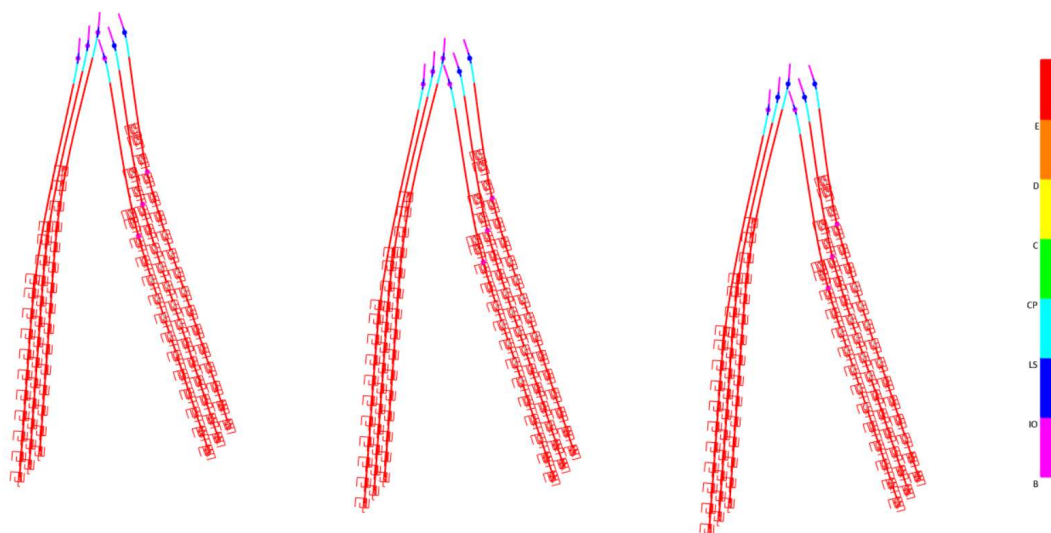


Figura N° V.8: Secuencia de rótulas plásticas en los pilotes inclinados – Push-X-Max

A pesar de tener bajos niveles de tracción y momentos flectores, la concentración de daños se genera principalmente en la parte enterrada de los pilotes de lado tierra, ya que poseen una sección con refuerzo longitudinal y transversal insuficiente para poder rotar y disipar energía.

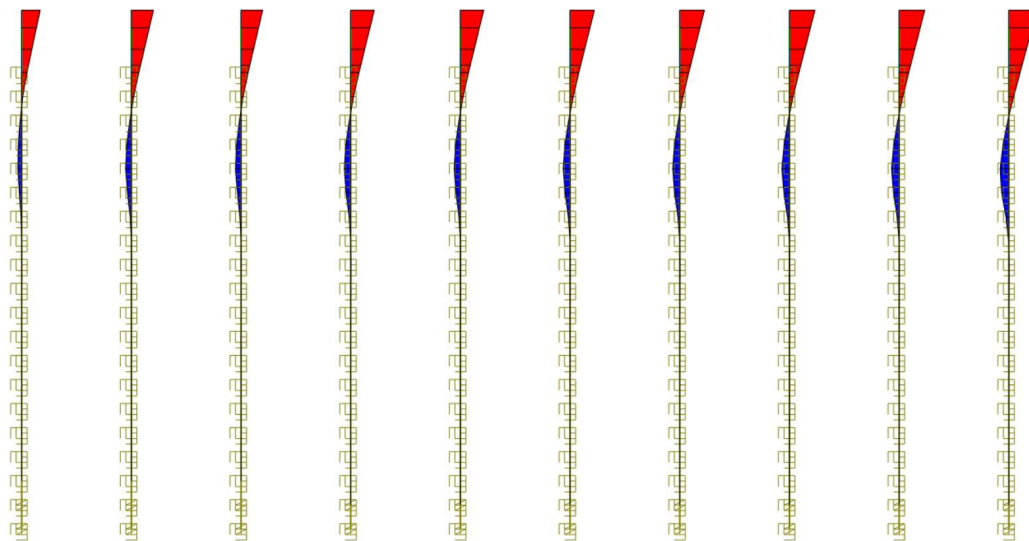


Figura N° V.9: Diagrama de momentos flectores típico en los pilotes de lado tierra – Push-X-Max

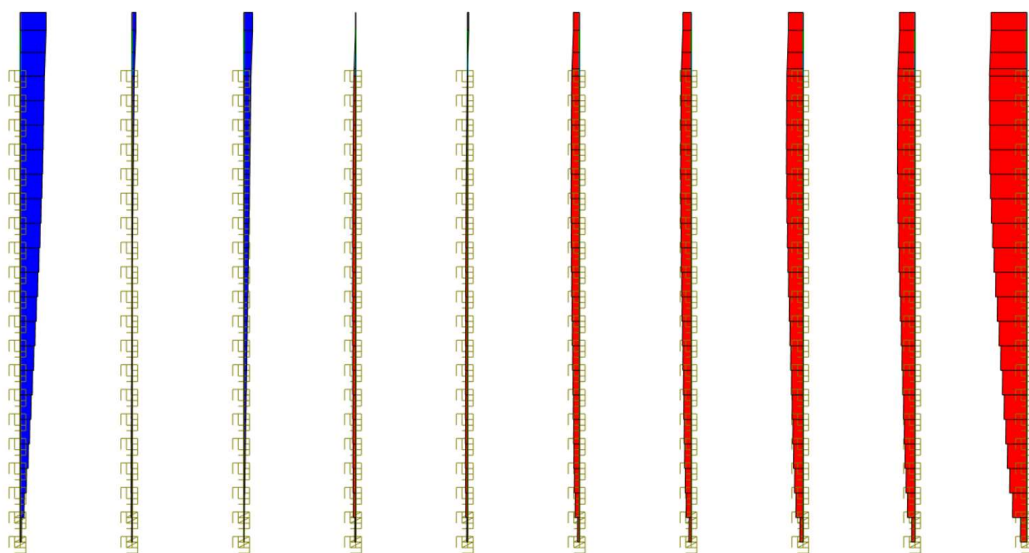


Figura N° V.10: Diagrama de fuerzas axiales típico en los pilotes de lado tierra – Push-X-Max

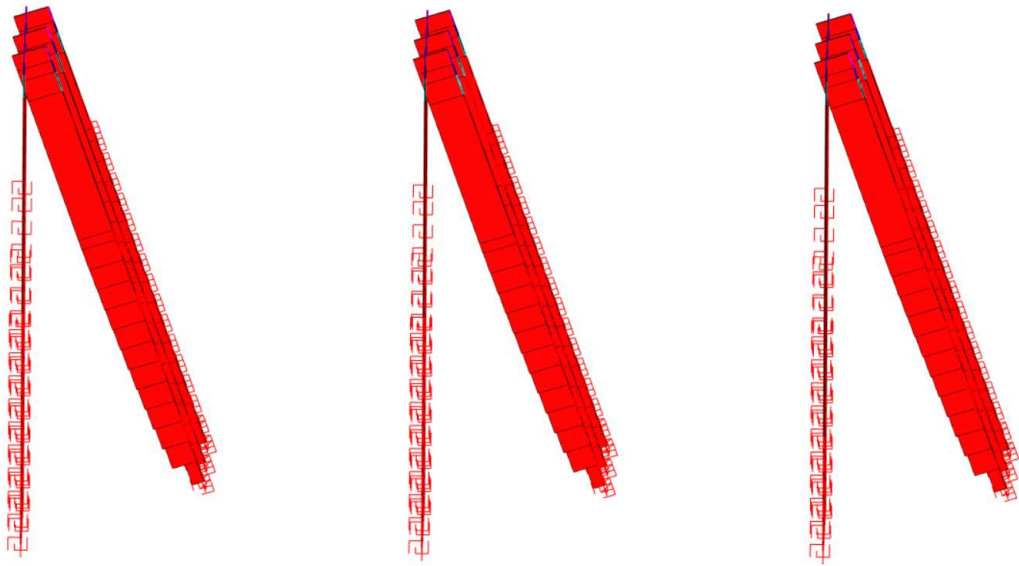


Figura N° V.11: Diagrama de fuerzas axiales típico en los pilotes de acero inclinados en dirección longitudinal – Push-X-Max

5.3.2. Punto de desempeño para el caso Push-X-Min

Similar al caso anterior, del caso de carga Push-X-Min se puede concluir que el muelle puede hacer frente a los requerimientos sísmicos de OLE, CLE & DE. Al poseer menor masa, pero absorbiendo la misma máxima aceleración espectral, se logra explicar los menores ratios de demanda-capacidad para el caso Push-X-Min contrastado con el caso Push-X-Max.

Tabla N° V.3: Puntos de desempeño para la demanda OLE, CLE & DE - Caso Push-X-Min

Descripción	Parámetro	OLE-72	CLE-475	DE-1000
Desplazamiento de demanda asumido [mm]	Δ_{demanda}	22.15	44.18	55.35
Rigidez efectiva [kN/m]	k	455,057	369,627	335,279
Periodo de respuesta efectivo [s]	T_{eff}	0.393	0.436	0.458
Aceleración espectral [g]	S_a	0.578	0.936	1.064
Ductilidad de desplazamiento del sistema	μ_n	0.67	1.34	1.68
Ratio de rigideces de los 2 tramos de la curva bilineal	r	0.04649	0.04649	0.04649
Amortiguamiento efectivo del sistema [%]	ξ_{eff}	5.0%	8.9%	11.5%
Factor de reducción del amortiguamiento efectivo	η	1.00	0.85	0.78
Demanda de desplazamiento pushover [mm]	Δ_{demand}	22.15	44.18	55.35
Factor de magnificación dinámica	DMF	1.33	1.33	1.33
Demanda de desplazamiento incl. DMF [mm]	$\Delta_{\text{demand-3D}}$	29.45	58.76	73.62
Capacidad de desplazamiento [mm]	Δ_{capacity}	131.54	210.29	249.38
Ratio de Demanda-Capacidad de desplazamiento	DCR	0.22	0.28	0.30

Fuente: Elaboración propia

Asimismo, las demandas de desplazamiento para los niveles de sismo CLE & DE se encuentra en el tramo de post fluencia, entrando gradualmente al rango inelástico.

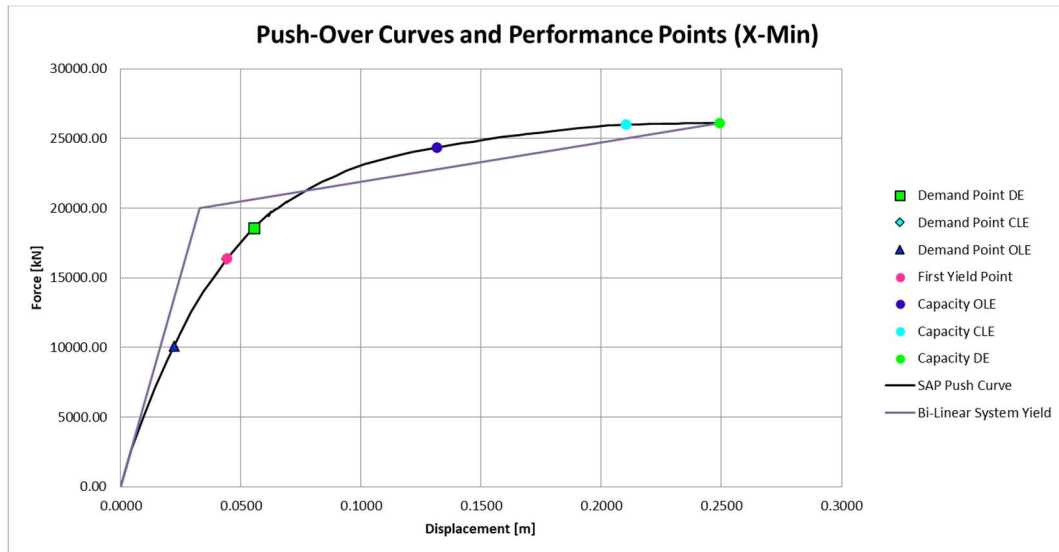


Figura N° V.12: Curva Push-Over y aproximación bilineal del caso Push-X-Min
Fuente: Elaboración propia

5.3.3. Punto de desempeño para el caso Push-Y-LW-Max

Del caso de carga Push-Y-LW-Max se puede concluir que el muelle puede hacer frente a los requerimientos sísmicos de OLE, pero no los de CLE & DE. La demanda de desplazamiento del nivel de sismo OLE no es mayor que el desplazamiento de primera fluencia de la estructura.

Tabla N° V.4: Puntos de desempeño para la demanda OLE, CLE & DE - Caso Push-Y-LW-Max

Descripción	Parámetro	OLE-72	CLE-475	DE-1000
Desplazamiento de demanda asumido [mm]	Δ_{demanda}	18.45	43.91	68.52
Rigidez efectiva [kN/m]	k	570,305	391,604	312,091
Periodo de respuesta efectivo [s]	T_{eff}	0.359	0.433	0.485
Aceleración espectral [g]	S_a	0.578	0.944	1.173
Ductilidad de desplazamiento del sistema	μ_n	0.98	2.32	3.62
Ratio de rigideces de los 2 tramos de la curva bilineal	r	0.26389	0.26389	0.26389
Amortiguamiento efectivo del sistema [%]	ξ_{eff}	5.0%	8.7%	8.5%
Factor de reducción del amortiguamiento efectivo	η	1.00	0.86	0.86
Demanda de desplazamiento pushover [mm]	Δ_{demand}	18.45	43.91	68.52
Factor de magnificación dinámica	DMF	1.12	1.12	1.12
Demanda de desplazamiento incl. DMF [mm]	$\Delta_{\text{demand-3D}}$	20.67	49.18	76.74
Capacidad de desplazamiento [mm]	Δ_{capacity}	25.36	25.36	25.36
Ratio de Demanda-Capacidad de desplazamiento	DCR	0.82	1.94	3.03

Fuente: Elaboración propia

La demanda de desplazamiento para el nivel de sismo CLE se encuentra en el tramo de post fluencia; sin embargo, no se puede afirmar que la estructura entra a un rango inelástico ya que, según la curva Pushover, el comportamiento global de la estructura es estrictamente lineal hasta su punto de falla.

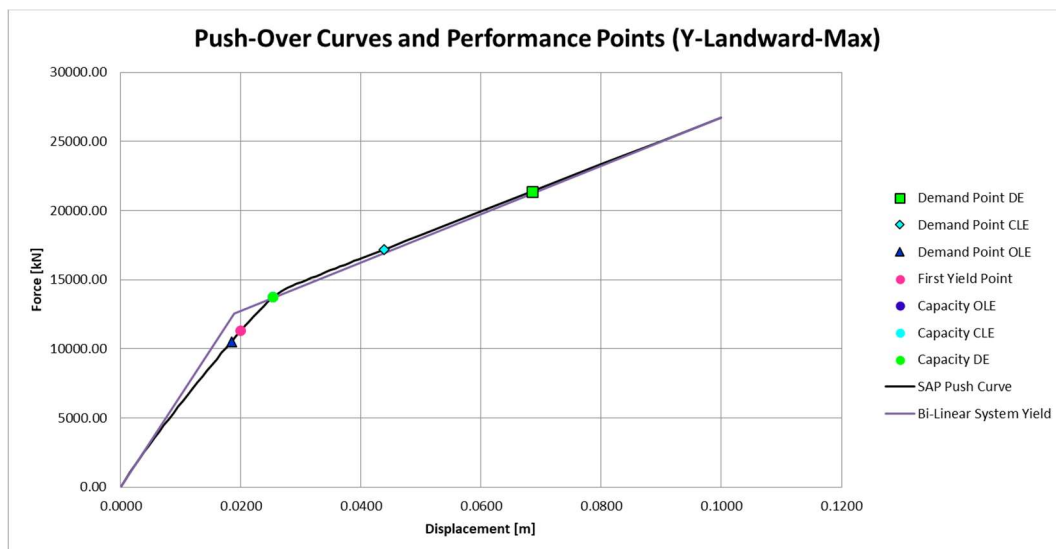


Figura N° V.13: Curva Push-Over y aproximación bilineal del caso Push-Y-LW-Max
Fuente: Elaboración propia

Según la secuencia de rótulas plásticas mostrada en la Figura N° V.22, se observa que las rótulas plásticas se presentan únicamente en la parte enterrada del pilote inclinado de concreto. Esta zona corresponde a la sección de pilote cuadrado de 45cm x 45cm y está sometida a altas demandas de tracción que superan la resistencia de los aceros de refuerzo longitudinal de Grado 40 que poseen los pilotes cuadrados existentes. Esta demanda a tracción de los pilotes inclinados de concreto genera una falla local frágil en la zona enterrada, provocando que haya un valor de capacidad de desplazamiento similar para OLE como para CLE.

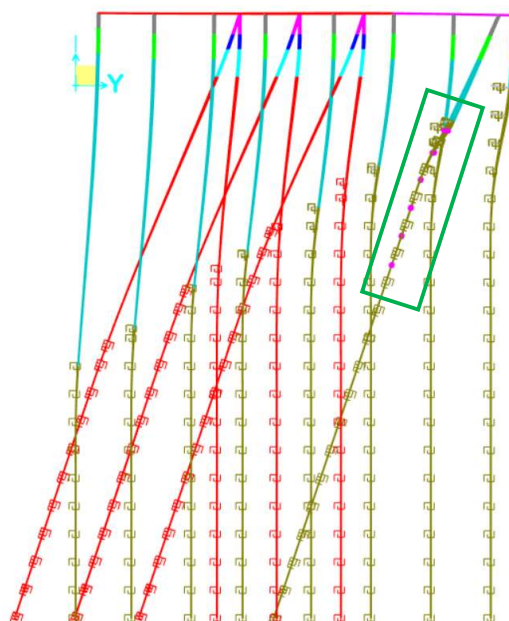


Figura N° V.14: Secuencia de rótulas plásticas para el caso de carga Push-Y-LW-Max

Los pilotes de acero inclinados hacia dirección transversal también poseen demandas a tracción; sin embargo, tanto la sección de acero enterrada como el plug de concreto del pilote de acero son capaces de resistir dichas solicitaciones.

A continuación, se muestran los diagramas típicos de momentos flectores, fuerzas cortantes y axiales en los pilotes, en el paso que define la capacidad de desplazamiento de la estructura.

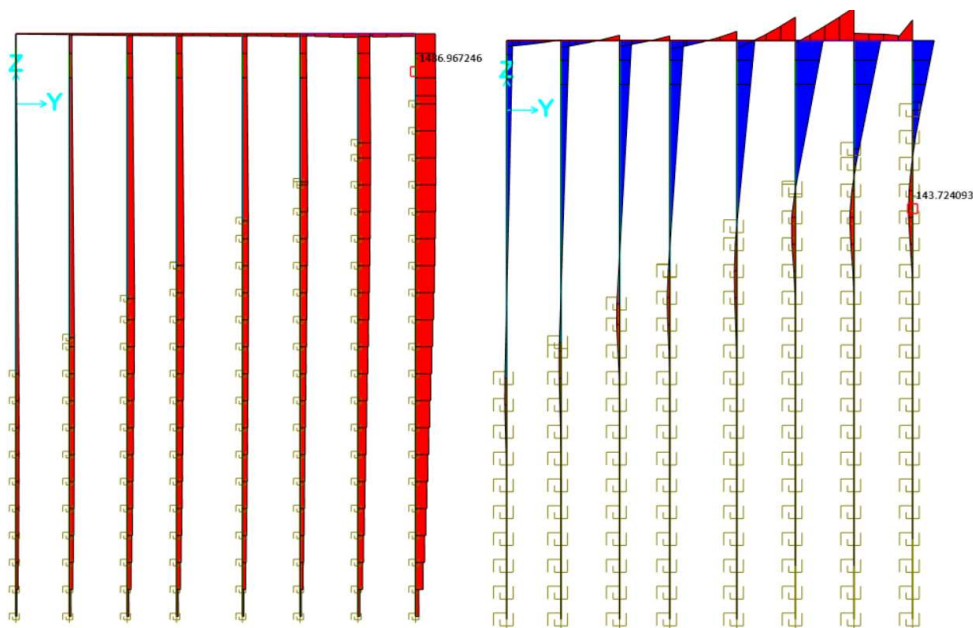


Figura N° V.15: Diagramas de fuerzas axiales y momentos flectores típicos en los pilotes verticales de concreto – Push-Y-LW-Max

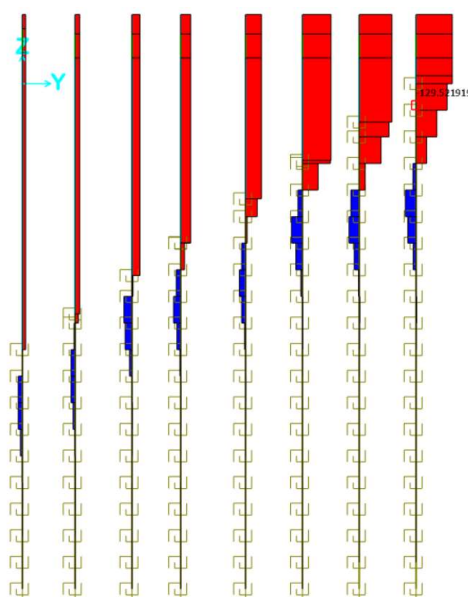


Figura N° V.16: Diagrama de fuerzas cortantes típico en los pilotes verticales de concreto – Push-Y-LW-Max

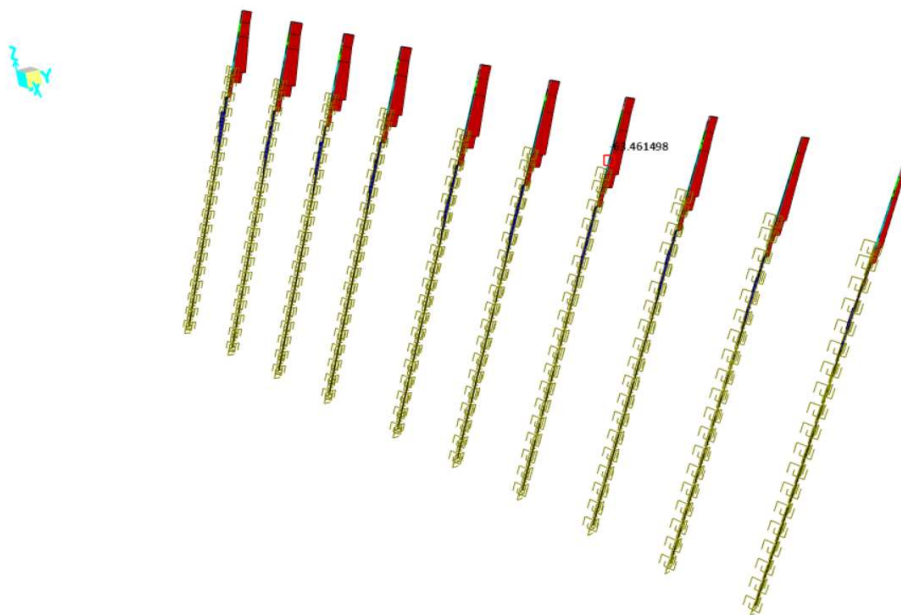


Figura N° V.17: Diagrama de fuerzas cortantes típico en los pilotes inclinados de concreto – Push-Y-LW-Max

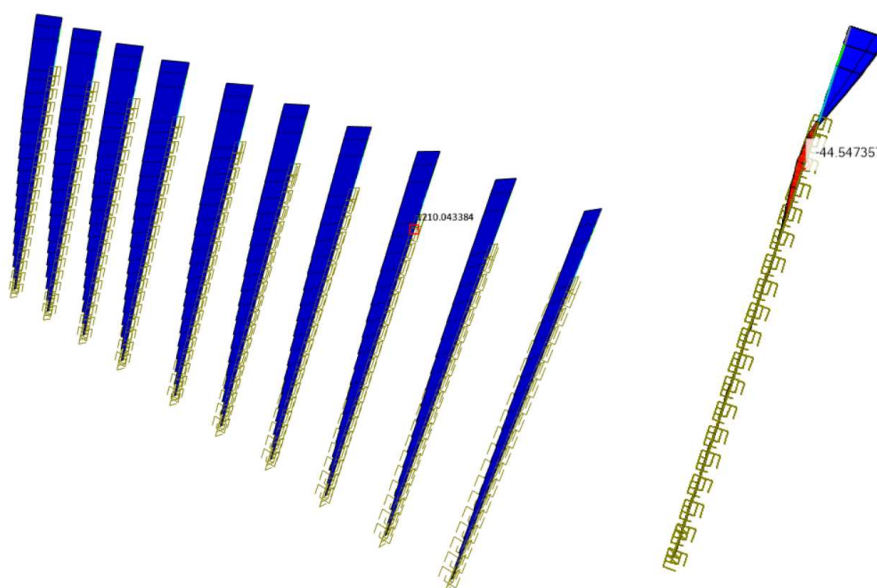


Figura N° V.18: Diagramas de fuerzas axiales y momentos flectores típicos en los pilotes inclinados de concreto – Push-Y-LW-Max

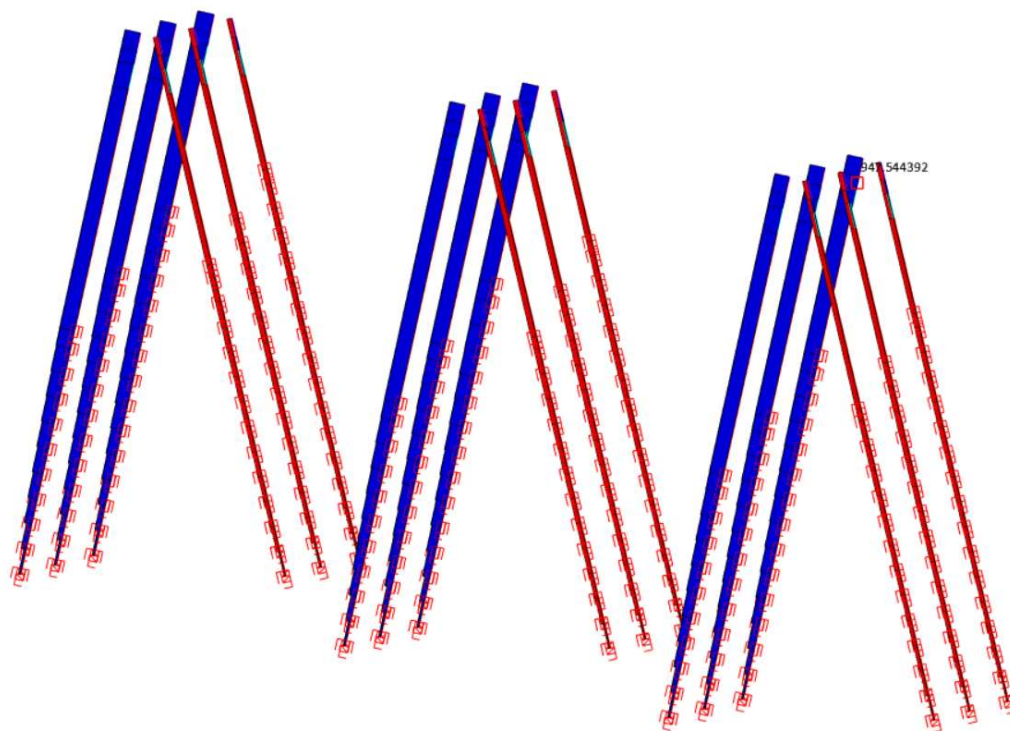


Figura N° V.19: Diagramas de fuerzas axiales típicas en los pilotes inclinados de acero – Push-Y-LW-Max

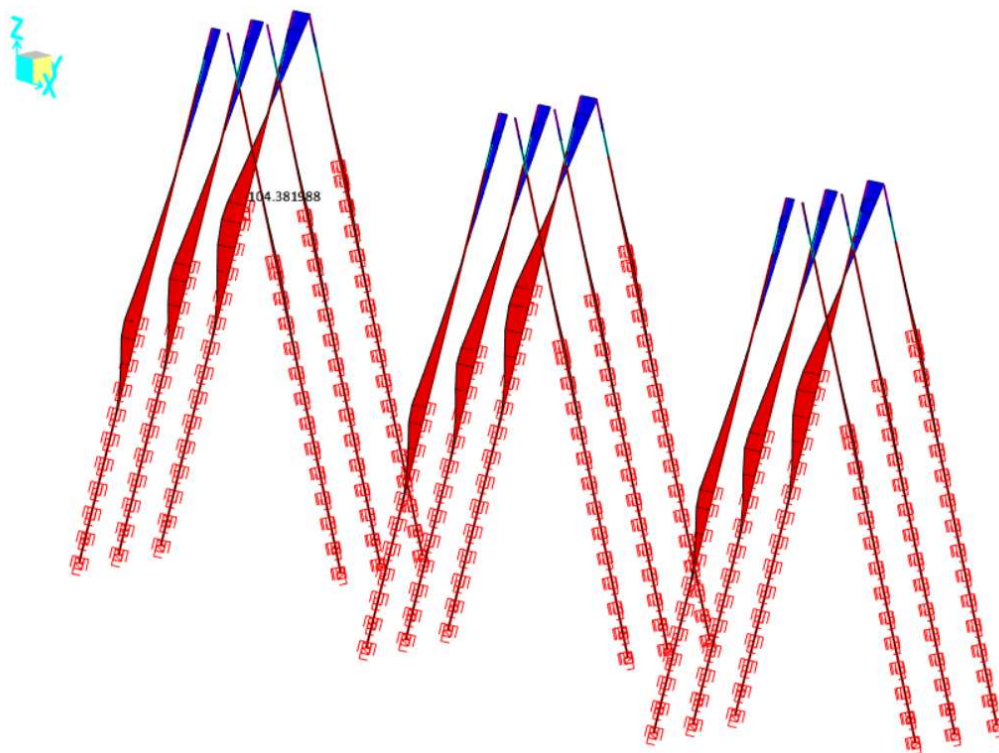


Figura N° V.20: Diagramas de momentos flectores típicos en los pilotes inclinados de acero – Push-Y-LW-Max

5.3.4. Punto de desempeño para el caso Push-Y-LW-Min

Similar al caso anterior, del caso de carga Push-Y-LW-Min se puede concluir que el muelle puede hacer frente a los requerimientos sísmicos de OLE, pero no los de CLE & DE. Al poseer menor masa, pero absorbiendo la misma máxima aceleración espectral, se logra explicar los menores ratios de demanda-capacidad para el caso Push-Y-LW-Max contrastado con el caso Push-Y-LW-Min.

Tabla N° V.5: Puntos de desempeño para la demanda OLE, CLE & DE - Caso Push-Y-LW-Min

Descripción	Parámetro	OLE-72	CLE-475	DE-1000
Desplazamiento de demanda asumido [mm]	Δ_{demanda}	16.51	39.21	62.68
Rigidez efectiva [kN/m]	k	579,997	424,987	345,117
Periodo de respuesta efectivo [s]	T_{eff}	0.339	0.396	0.440
Aceleración espectral [g]	S_a	0.578	1.005	1.305
Ductilidad de desplazamiento del sistema	μ_n	0.95	2.26	3.61
Ratio de rigideces de los 2 tramos de la curva bilineal	r	0.32317	0.32317	0.32317
Amortiguamiento efectivo del sistema [%]	ξ_{eff}	5.0%	7.0%	5.9%
Factor de reducción del amortiguamiento efectivo	η	1.00	0.91	0.96
Demanda de desplazamiento pushover [mm]	Δ_{demand}	16.51	39.21	62.68
Factor de magnificación dinámica	DMF	1.12	1.12	1.12
Demanda de desplazamiento incl. DMF [mm]	$\Delta_{\text{demand-3D}}$	18.49	43.91	70.20
Capacidad de desplazamiento [mm]	Δ_{capacity}	25.50	25.50	25.50
Ratio de Demanda-Capacidad de desplazamiento	DCR	0.73	1.72	2.75

Fuente: Elaboración propia

La demanda de desplazamiento para el nivel de sismo CLE & DE se encuentra en el tramo de post fluencia; sin embargo, no se puede afirmar que la estructura entra a un rango inelástico ya que, según la curva Pushover, el comportamiento global de la estructura es estrictamente lineal hasta su punto de falla.

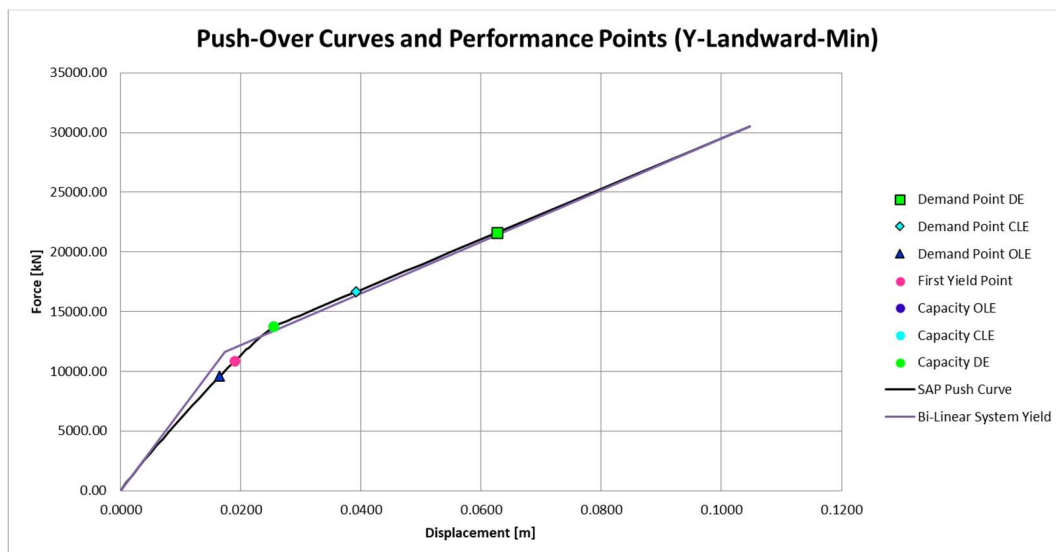


Figura N° V.21: Curva Push-Over y aproximación bilineal del caso Push-Y-LW-Min
Fuente: Elaboración propia

Según la secuencia de rótulas plásticas mostrada en la Figura N° V.22, se observa que las rótulas plásticas se presentan únicamente en la parte enterrada del pilote inclinado. Esta zona corresponde a la sección de pilote cuadrado de concreto de 45cm x 45cm.

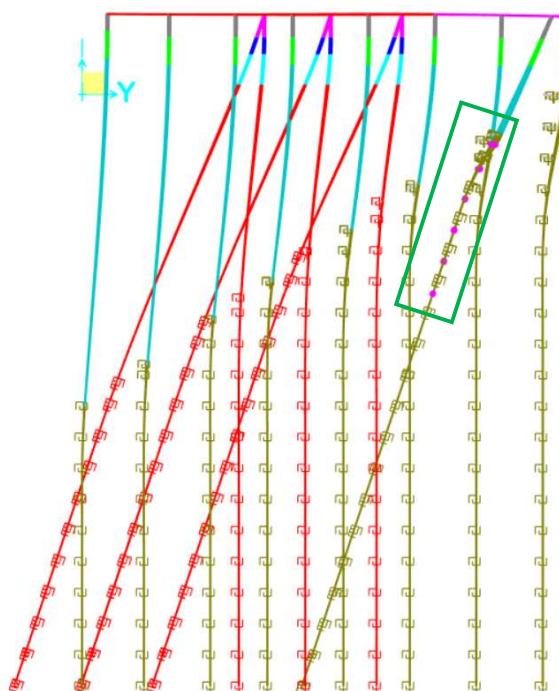


Figura N° V.22: Secuencia de rótulas plásticas para el caso de carga Push-Y-LW-Min

5.3.5. Punto de desempeño para el caso Push-Y-SW-Max

Del caso de carga Push-Y-SW-Max se puede concluir que el muelle puede hacer frente a los requerimientos sísmicos de OLE, pero no los de CLE & DE. La demanda de desplazamiento del nivel de sismo OLE no es mayor que el desplazamiento de primera fluencia de la estructura.

Tabla N° V.6: Puntos de desempeño para la demanda OLE, CLE & DE - Caso Push-Y-SW-Max

Descripción	Parámetro	OLE-72	CLE-475	DE-1000
Desplazamiento de demanda asumido [mm]	Δ_{demanda}	16.80	40.39	56.26
Rigidez efectiva [kN/m]	k	624,755	496,130	440,964
Periodo de respuesta efectivo [s]	T_{eff}	0.342	0.384	0.407
Aceleración espectral [g]	S_a	0.578	1.103	1.365
Ductilidad de desplazamiento del sistema	μ_n	0.90	2.17	3.02
Ratio de rigideces de los 2 tramos de la curva bilineal	r	0.43587	0.43587	0.43587
Amortiguamiento efectivo del sistema [%]	ξ_{eff}	5.0%	5.0%	5.0%
Factor de reducción del amortiguamiento efectivo	η	1.00	1.00	1.00
Demanda de desplazamiento pushover [mm]	Δ_{demand}	16.80	40.39	56.26
Factor de magnificación dinámica	DMF	1.12	1.12	1.12
Demanda de desplazamiento incl. DMF [mm]	$\Delta_{\text{demand-3D}}$	18.82	45.24	63.02
Capacidad de desplazamiento [mm]	Δ_{capacity}	23.20	23.20	23.20
Ratio de Demanda-Capacidad de desplazamiento	DCR	0.81	1.95	2.72

Fuente: Elaboración propia

La demanda de desplazamiento para el nivel de sismo CLE & DE se encuentra en el tramo de post fluencia; sin embargo, no se puede afirmar que la estructura entra a un rango inelástico ya que, según la curva Pushover, el comportamiento global de la estructura es estrictamente lineal hasta su punto de falla.

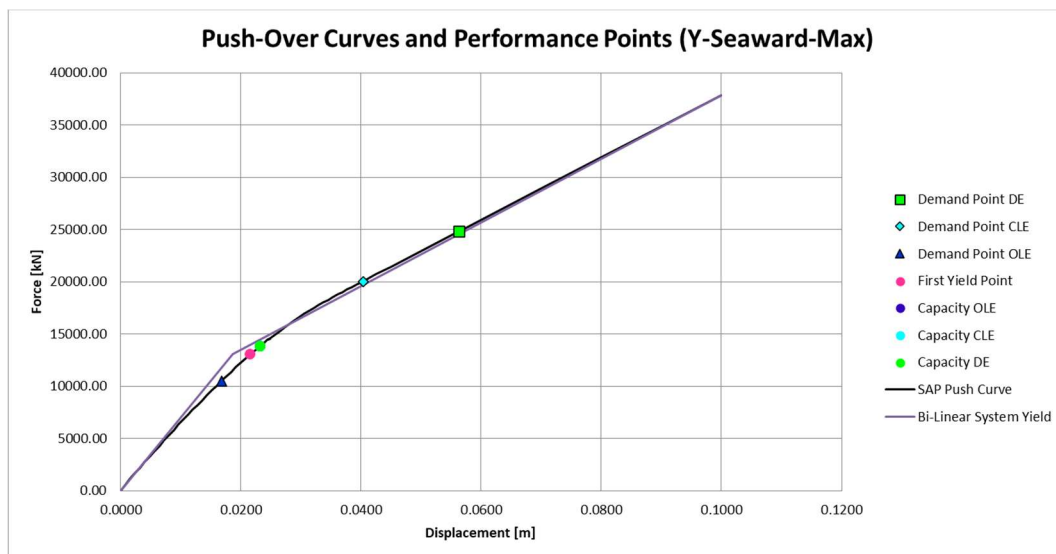


Figura N° V.23: Curva Push-Over y aproximación bilineal del caso Push-Y-SW-Max
Fuente: Elaboración propia

Según la secuencia de rótulas plásticas mostrada en la Figura N° V.24, se observa que las rótulas plásticas se presentan únicamente en la parte enterrada del pilote del lado tierra. Esta zona corresponde a la sección de pilote cuadrado de 45cm x 45cm y está sometida a altas demandas de tracción que superan la resistencia de los aceros de refuerzo longitudinal de Grado 40 que poseen los pilotes cuadrados existentes. Esta demanda a tracción de los pilotes verticales de concreto genera una falla local frágil en la zona enterrada, provocando que haya un valor de capacidad de desplazamiento similar para OLE como para CLE & DE.

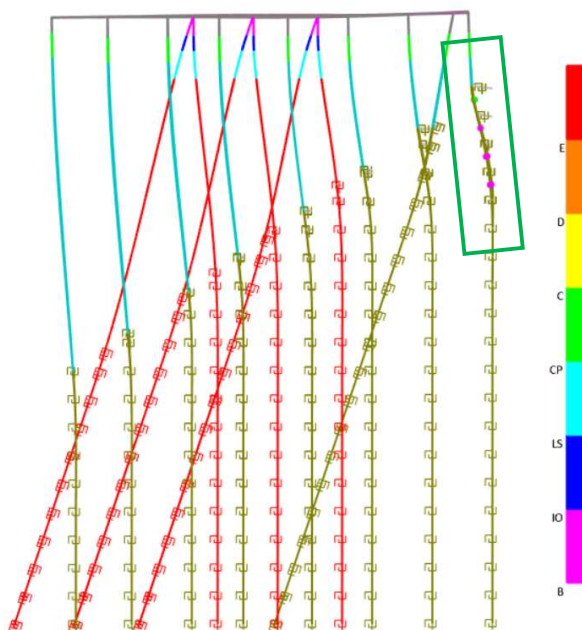


Figura N° V.24: Secuencia de rótulas plásticas para el caso de carga Push-Y-SW-Max

Para este caso de carga, cuando el sismo empuja hacia el lado mar, los pilotes de acero y de concreto inclinados hacia dirección transversal poseen únicamente demandas a compresión; sin embargo, tanto la sección de acero y de concreto enterradas, como el plug de concreto del pilote de acero son capaces de resistir dichas solicitaciones a compresión.

Dos (2) líneas de pilotes verticales de concreto llegan a poseer demandas a tracción, siendo el pilote más cercano al lado tierra el que concentra las mayores demandas a tracción. Asimismo, a medida que nos acercamos al lado tierra, las solicitaciones a cortante aumentan, tal como se muestra en la Figura N° V.26.

A continuación, se muestran los diagramas típicos de momentos flectores, fuerzas cortantes y axiales en los pilotes, en el paso que define la capacidad de desplazamiento de la estructura.

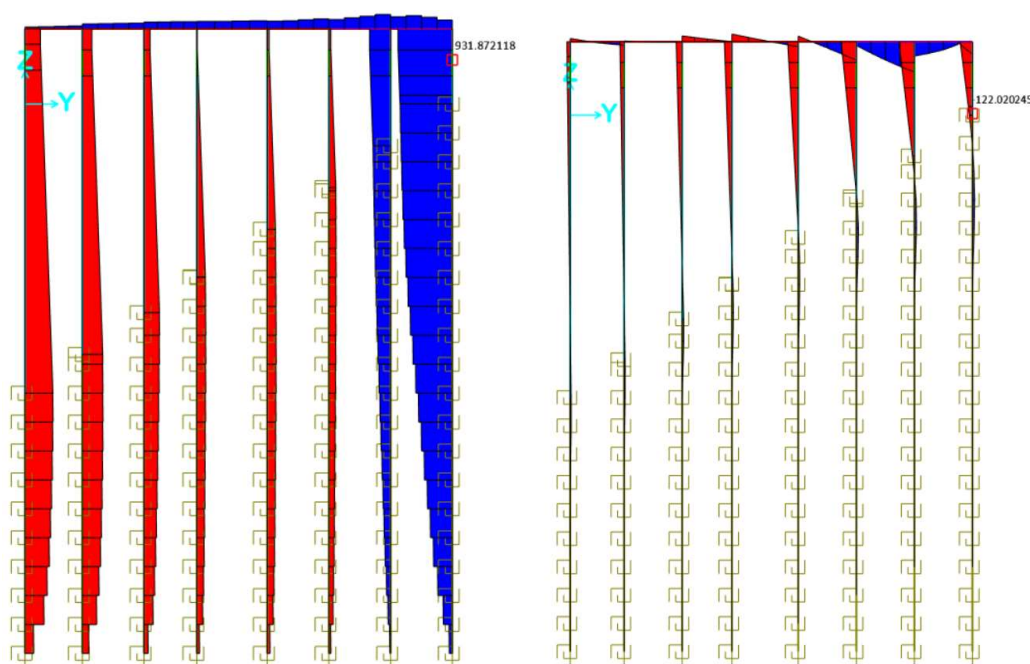


Figura N° V.25: Diagramas de fuerzas axiales y momentos flectores típicos en los pilotes verticales de concreto – Push-Y-SW-Max

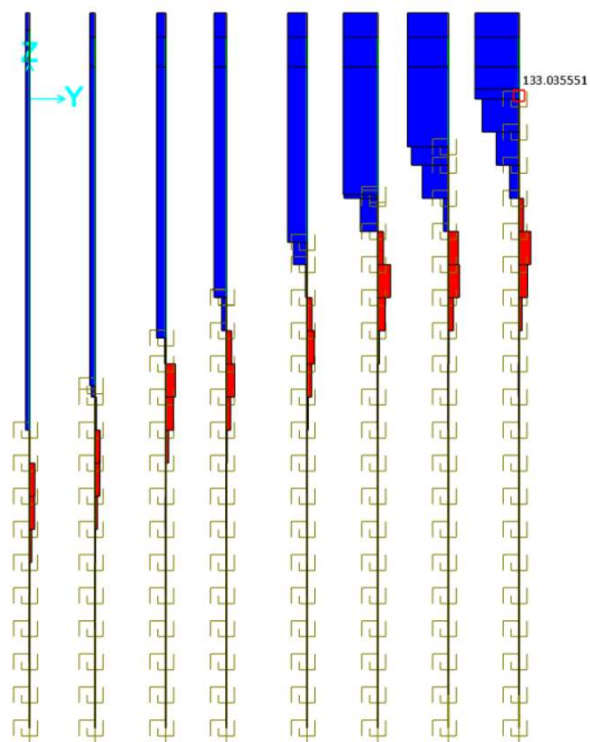


Figura N° V.26: Diagrama de fuerzas cortantes típico en los pilotes verticales de concreto – Push-Y-SW-Max

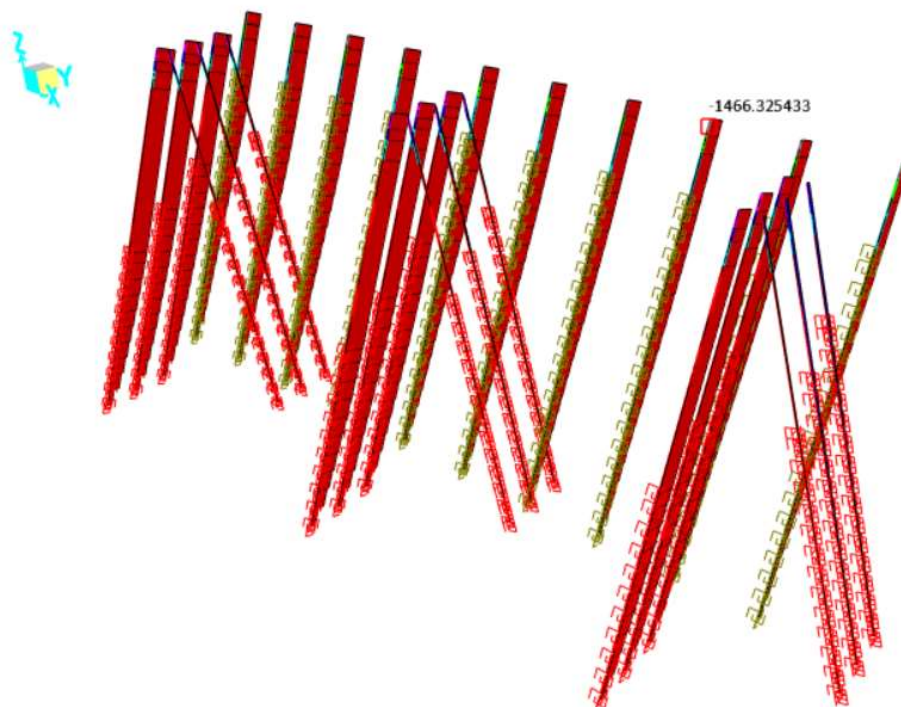


Figura N° V.27: Diagrama de fuerzas axiales típico en los pilotes inclinados – Push-Y-SW-Max

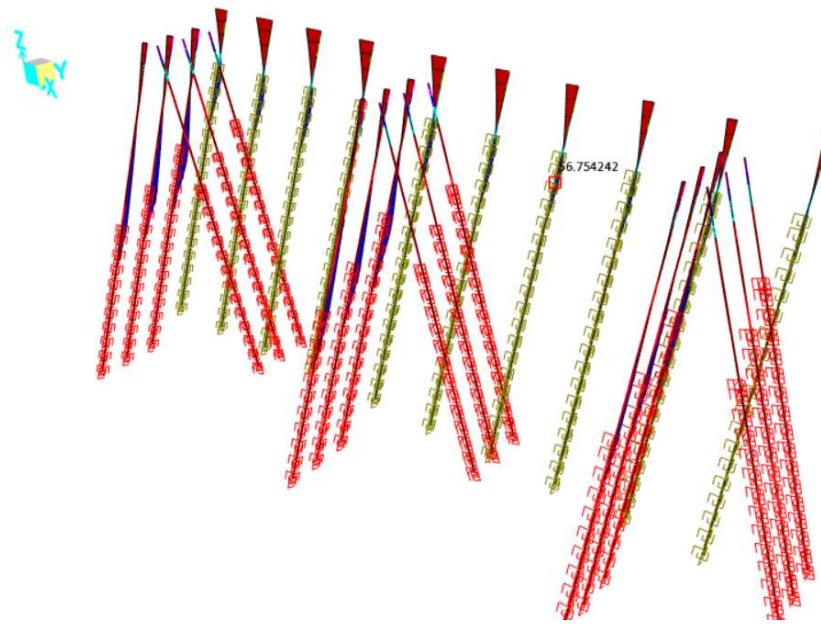


Figura N° V.28: Diagrama de momentos flectores típico en los pilotes inclinados – Push-Y-SW-Max

5.3.6. Punto de desempeño para el caso Push-Y-SW-Min

Similar al caso anterior, del caso de carga Push-Y-SW-Min se puede concluir que el muelle puede hacer frente a los requerimientos sísmicos de OLE, pero no los de CLE & DE. Al poseer menor masa, pero absorbiendo la misma máxima aceleración espectral, se logra explicar los menores ratios de demanda-capacidad para el caso Push-Y-SW-Max contrastado con el caso Push-Y-SW-Min.

Tabla N° V.7: Puntos de desempeño para la demanda OLE, CLE & DE - Caso Push-Y-SW-Min

Descripción	Parámetro	OLE-72	CLE-475	DE-1000
Desplazamiento de demanda asumido [mm]	Δ_{demanda}	15.25	30.61	41.51
Rigidez efectiva [kN/m]	k	626,015	548,616	483,349
Periodo de respuesta efectivo [s]	T_{eff}	0.326	0.348	0.371
Aceleración espectral [g]	S_a	0.578	1.016	1.214
Ductilidad de desplazamiento del sistema	μ_n	0.70	1.40	1.90
Ratio de rigideces de los 2 tramos de la curva bilineal	r	0.29310	0.29310	0.29310
Amortiguamiento efectivo del sistema [%]	ξ_{eff}	5.0%	6.8%	7.6%
Factor de reducción del amortiguamiento efectivo	η	1.00	0.92	0.89
Demanda de desplazamiento pushover [mm]	Δ_{demand}	15.25	30.61	41.51
Factor de magnificación dinámica	DMF	1.12	1.12	1.12
Demanda de desplazamiento incl. DMF [mm]	$\Delta_{\text{demand-3D}}$	17.08	34.28	46.49
Capacidad de desplazamiento [mm]	Δ_{capacity}	23.26	23.26	23.26
Ratio de Demanda-Capacidad de desplazamiento	DCR	0.73	1.47	2.00

Fuente: Elaboración propia

La demanda de desplazamiento para el nivel de sismo CLE & DE se encuentra en el tramo de post fluencia; sin embargo, no se puede afirmar que la estructura entra a un rango inelástico ya que, según la curva Pushover, el comportamiento global de la estructura es estrictamente lineal hasta su punto de falla.

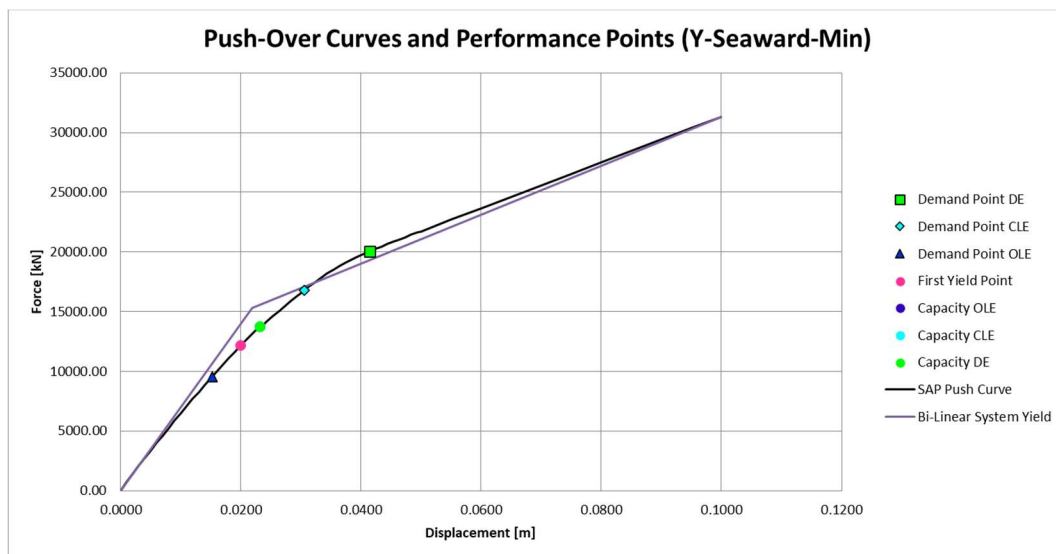


Figura N° V.29: Curva Push-Over y aproximación bilineal del caso Push-Y-SW-Min
 Fuente: Elaboración propia

Según la secuencia de rótulas plásticas mostrada en la Figura N° V.30, se observa que las rótulas plásticas se presentan únicamente en la parte enterrada del pilote del lado tierra. Esta zona corresponde a la sección de pilote cuadrado de 45cm x 45cm.

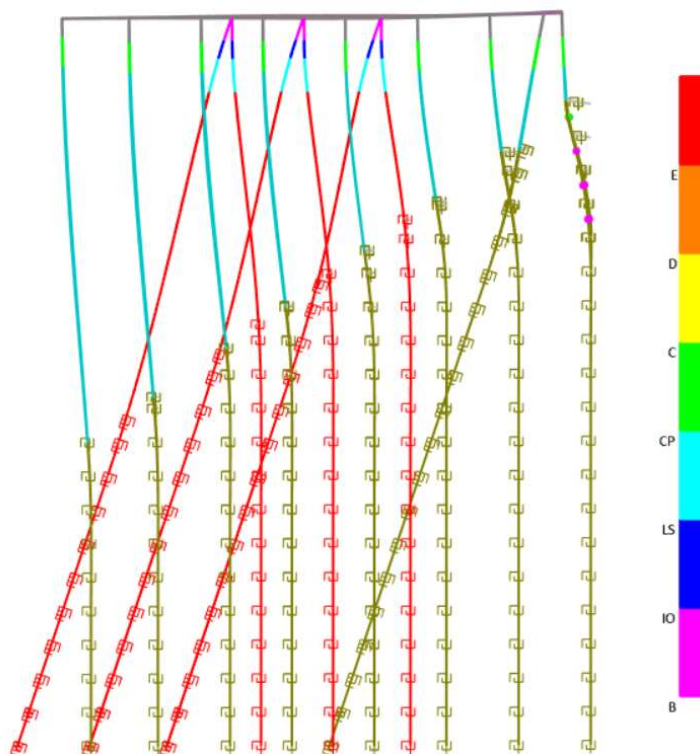


Figura N° V.30: Secuencia de rótulas plásticas para el caso de carga Push-Y-SW-Min

CONCLUSIONES

1. Para todos los casos de carga supuestos en la presente investigación, se tiene que el muelle N3 posee periodos de respuesta efectivos del sistema muy bajos (menores a 0.50s) que provocan una toma las aceleraciones sísmicas espectrales máximas del nivel sísmico considerado. Los periodos bajos de respuesta efectivos se deben a que el sistema posee una elevada rigidez lateral generada por la presencia de los pilotes inclinados de acero y de concreto construidos monolíticamente bajo el tablero.
2. Por otro lado, se observa la baja o nula incursión inelástica de la estructura, debido a la baja ductilidad de desplazamiento del sistema y a la relación de rigideces de la curva bilineal cercana a 1.00, ambos asociados al desplazamiento de fluencia del sistema. A excepción del sismo en dirección longitudinal (Push-X), esto se ve reflejado en los valores del amortiguamiento efectivo del sistema, alcanzando valores no mayores al 8.7% para un nivel sísmico CLE. Específicamente, en los casos de carga transversales hacia lado mar (Push-Y-SW) y hacia lado tierra (Push-Y-LW), se observa un comportamiento casi lineal hasta el punto de falla.
3. Según los resultados y la secuencia de formación de rótulas plásticas para un sismo transversal, se puede observar que se forma una zona local rígida conformada por el pilote vertical del eje H y el pilote de concreto inclinado en donde las solicitaciones a tracción son altas. En estos casos, la capacidad de desplazamiento máxima para un nivel de sismo CLE se alcanza a 25.50mm, incumpliendo los criterios de desempeño de la estructura con este desplazamiento ínfimo, menor a las demandas de desplazamiento de 43.91mm para CLE y 70.20mm para DE.
4. Específicamente en los casos de carga transversales (Push-Y-LW & Push-Y-SW), la capacidad de desplazamiento del muelle ante un nivel de sismo CLE & DE es similar o igual a la capacidad de desplazamiento del muelle ante un nivel de sismo OLE. Esto se debe a que el tipo de rótula que se desarrolla es de fuerza controlada, generando una falla frágil por la fuerza a tracción de demanda en la parte enterrada. Se establece una baja o nula capacidad de deformación/rotación de las secciones enterradas de los pilotes del muelle, limitando drásticamente la capacidad de ductilidad de la estructura.
5. La demanda de desplazamiento para un nivel de sismo CLE es como máximo 2.40 veces la demanda de desplazamiento del muelle ante un nivel de sismo

OLE (ver Tabla N° V.6). Este ratio está relacionado proporcionalmente con los valores de ductilidad de desplazamiento del sistema para ambos niveles de sismo, CLE & OLE.

6. Cuando el muelle N3 se desplaza hacia lado tierra (Push-Y-LW), se crea una secuencia de rótulas plásticas enterradas en los pilotes inclinados de concreto, en donde la rótula plástica crítica para el nivel de sismo CLE se encuentra a una profundidad del talud aproximada de $8D_p$, siendo D_p el diámetro del pilote. Cuando la estructura se desplaza hacia lado mar (Push-Y-SW), se crea una secuencia de rótulas plásticas enterradas en el pilote del lado tierra más corto, en donde la rótula plástica crítica para el nivel de sismo CLE se encuentra a una profundidad del talud aproximada de $3D_p$. Esta diferencia de las posiciones de las rótulas plásticas de los tramos de pilotes críticos demuestra que el efecto de la rigidez de los estratos de suelo que confinan a los pilotes es determinante para la localización de las rótulas plásticas y para la profundidad del empotramiento equivalente usado en modelos simplificados de la estructura de un muelle.
7. Por lo tanto, a partir del análisis de los resultados de la evaluación por desempeño basado en desplazamientos, se concluye que, utilizando los criterios de desempeño de ASCE/COPRI 61-14 (2014) y POLB-WDC (2015), la estructura del muelle N3 posee capacidad para soportar niveles sísmicos operativos con periodos de retorno de 72 años (OLE); sin embargo, a excepción del caso de carga sísmico longitudinal, el muelle no es capaz de resistir el nivel de sismo con periodo de retorno de 475 años (CLE), sismo de requerimiento mínimo en edificaciones dispuesto por la Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente". Además, la estructura de ninguna manera es capaz de resistir un nivel de sismo DE con periodo de retorno de 1000 años. El desempeño global de la estructura se ve severamente afectado por la sección de los pilotes enterrados que no son capaces de resistir las demandas de los niveles sísmicos.

RECOMENDACIONES

1. Para futuros diseños de muelles soportados sobre pilotes, se recomienda que el tablero o plataforma del muelle marginal a diseñarse esté soportado únicamente por pilotes verticales. Códigos actuales como Port of Long Beach – “Wharf Design Criteria 2015” y Port of Los Ángeles – “Code for Seismic Design, Upgrade and Repair of Container Wharves” restringen el uso de pilotes inclinados en zonas de alta sismicidad debido a que reciben altas demandas de fuerzas axiales y cortantes.
2. Para el caso de un muelle existente con “nido” de pilotes inclinados, tal y como está configurado el muelle N3, se recomienda evaluar la colocación de aisladores sísmicos en las zonas de convergencia de los pilotes inclinados de acero. Esta opción de superestructura aislada sísmicamente de los pilotes fue empleada con éxito en la rehabilitación del muelle 2 del Terminal Portuario Multipropósito de Salaverry en Perú. De otra forma, se podría optar por el corte/demolición local de los pilotes inclinados de concreto con el fin de eliminar la zona local rígida conformada por el pilote inclinado de concreto y el pilote vertical del eje H. En última instancia, se puede optar por la demolición de la estructura, siempre y cuando el análisis económico-financiero lo avale.
3. Cabe resaltar que se usó un Análisis Estático No Lineal para la evaluación por desempeño del muelle. Sin embargo, el Análisis No Lineal Tiempo-Historia (ANLTH), usando el modelo de los super-pilotes, es el método más preciso, pero no obligatorio, para determinar la demanda de desplazamiento. Es por ello que se recomienda usar el ANLTH como método complementario para garantizar que los resultados del análisis principal sean razonables, siempre y cuando se realice una revisión por pares (peer review) por especialistas del tema, siguiendo las recomendaciones de POLB-WDC (2015).
4. Existe un grado significativo de incertidumbre en el desarrollo de las curvas de transferencia (p-y, t-z y q-z) en la práctica del diseño de muelles debido a la variabilidad inherente de la caracterización geotécnica del suelo. En vista de ello, se recomienda que los análisis de respuesta inercial de la superestructura se realicen asumiendo escenarios de límite superior e inferior de rigidez para las curvas p-y, t-z y q-z, de tal manera que se pueda garantizar que el diseño resultante sea lo suficientemente robusto como

para adaptarse a una amplia gama de posibles comportamientos de las curva de transferencia y no solo a un escenario de “mejor estimación”. Los multiplicadores p para los resortes de límite superior e inferior para muelles de contenedores típicos en el Puerto de Los Ángeles (POLA, 2010) y el Puerto de Long Beach (POLB-WDC, 2015) son 2.0 y 0.3, respectivamente. Estos valores pueden considerarse apropiados para pendientes del orden de 1.50:1 (H:V) a 1.75:1 (H:V), a menos que los análisis racionales o las pruebas muestren lo contrario. Para otras condiciones de pendiente, los resortes de límite superior e inferior deben desarrollarse según el sitio específico.

5. Para futuros temas de investigación, también pueden ser abordados otros aspectos importantes como la evaluación de las juntas de corte (conexión plataforma-pilote), detallado de las juntas de corte, capacidad de los elementos protegidos, interacción grúa-muelle y efecto de las llaves de corte en juntas de expansión de segmentos de muelles adyacentes.

REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

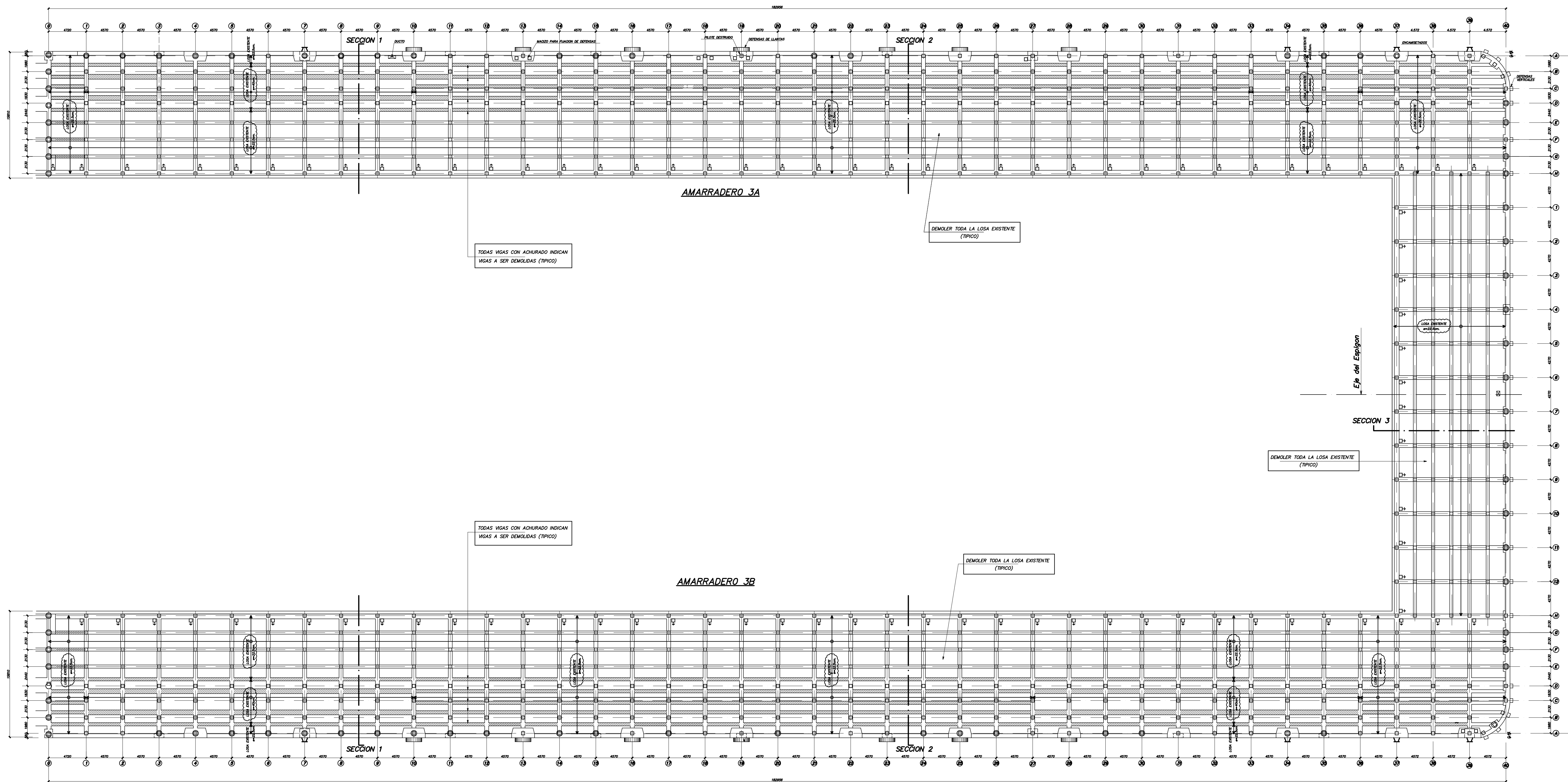
- Alva, J. E., "Estudio de Peligro Sísmico del Terminal Norte Multipropósito del Callao", Perú, 2012.
- American Association of State Highway and Transportation Officials, Standard AASHTO/LRFD, "Bridge Design Specifications", 8th Edition, September 2017.
- American Petroleum Institute, "Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design", API Recommended Practice 2A-WSD (RP 2A-WSD), 21st Edition, 2000.
- American Society of Civil Engineers, Standard ASCE/COPRI 61-14, "Seismic Design of Piers and Wharves", Reston, VA, USA, 2014.
- American Society of Civil Engineers, Standard ASCE/SEI 7-22, "Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures", Reston, VA, USA, 2019.
- American Society for Testing and Materials, Standard ASTM A252-98, "Welded and Seamless Steel Pipe Piles", ASTM Committee A01 on Steel, Stainless Steel and Related Alloys, 1998.
- American Society for Testing and Materials, Standard ASTM A615/ A615M-04a, "Deformed and Plain Carbon Steel Bars for Concrete Reinforcement", ASTM Committee A01 on Steel, Stainless Steel and Related Alloys, 2004.
- Applied Technology Council, ATC-40, "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", Redwood City, California, 1996.
- ASM International, "Atlas of Stress-Strain Curves", 2nd Edition, 2002.
- Blandon, C.A., "Seismic Analysis and Design of Pile Supported Wharves", Rose School. Pavia, Italy, 2007.
- British Standard, BS EN 1993-5-2007, "Design of steel structures – Part 5: Piling", European Committee for Standardization, February 2007.
- Budek M., Priestley, M. J. N. and. Benzoni G, "Inelastic Seismic Response Of Bridge Drilled-Shaft Rc Pile/Columns" Journal Of Structural Engineering Vol. 126, No 4 April 2000.
- California Department of Transportation, Memo to Designers (CALTRANS-MTD), "Seismic Retrofit Guidelines For Bridges In California", Sacramento, CA, 2016.

- California Department of Transportation, CALTRANS, “Seismic Design Specifications For Steel Bridges”, Sacramento, CA, 2016.
- Dirección de Obras Portuarias, Ministerio de Obras Públicas del Gobierno de Chile, “Guía para el diseño, construcción, operación y conservación de obras marítimas y costeras”, Chile, 2013.
- Finn. W.D, “A Study of Piles During Earthquakes: Issues of Design and Analysis” Bulletin of Earthquake Engineering (2005) 3:141-234, 2005.
- Fuentes, C.O, “Ingeniería Portuaria”, Primera Edición, Lima, 2001.
- JEOPROBE, “Evaluación geotécnica de muelles 1, 2, 3 y 4 – Puerto Multipropósito del Callao”, Perú, 2020.
- Kavvadas M., Gazetas G, “Kinematic seismic response and bending of free-head piles in ayered soil”, Geotechnique 43, 207-222 (1993).
- Mander, J.P., Priestley, M.J.N. y Park, R., “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete,” ASCE: Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 8, 1988.
- McCullough. N.J, Dickenson. S, Schlechter. S., “The Seismic Performance of Piles in Waterfront Applications”, ASCE ports 2001, Norfolk, VA, USA, 2001.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, “Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente”, Lima, 2018.
- Palma, M. J., “Criterios de Evaluación sísmica por desempeño en estructuras de puertos soportados por pilotes”, Universidad Nacional de Ingeniería, Perú, 2017.
- Pantoja, J. C., “Selección y Modificación de Registros Sísmicos para el Análisis No Lineal de Muelles”, Universidad de los Andes, Colombia, 2015.
- Port of Los Angeles, “Code for Seismic Design, Upgrade and Repair of Container Wharves”, 2010.
- Port of Los Angeles, “Draft Commentary to the Code for Seismic Design, Upgrade, and Repair of Container Wharves”, 2004.
- Port of Long Beach, “Wharf Design Criteria” Version 4.0, 2015.
- Priestley, M.J.N., Seible, F., y Calvi, G.M., “Seismic Design and Retrofit of Bridges”, John Wiley & Sons, 1996.
- Recomendaciones para Obras Marítimas, Standard ROM 2.0-11, “Recomendaciones para el proyecto y ejecución en Obras de Atraque y Amarre”, Ministerio de Fomento, Gobierno de España, 2012.

- Sandoval, J. D., “Evaluación del Procedimiento Estático No Lineal del Estándar ASCE 61-14 para Estimar Demandas Sísmicas en Muelles”, Universidad de los Andes, Colombia, 2015.
- Shibata, A. y Sozen, M., “Substitute structure method for seismic design in R/C.”, Journal of the Structural Division., ASCE, 96(12) 2557-2573, 1976.
- Singh, J.P, Tabatabaie M., French J, “Importance of Seismological – Geotechnical Handshake in Performance-Based Design of Waterfront Structures”, National Information Service for Earthquake Engineering (NISEE), University California, Berkeley, 2002.
- Structural Engineers Association of California, SEAOC, Vision 2000: “A Framework for Performance Based Structural Engineering”, Sacramento, California, 1995.

ANEXOS

ANEXO A PLANOS ESTRUCTURALES DEL MUELLE N3



PLANTA GENERAL DEL TABLERO (ESTADO ACTUAL), CON INDICACION DE LOS ELEMENTOS A DEMOLER

MUELLE 3

NOTA
VER SECCIONES 1, 2 Y 3 EN PLANO e-3

01-04-04 REVISION GENERAL
FECHA OBSERVACIONES
MODIFICACIONES

EMPRESA NACIONAL DE PUERTOS ENAPU

AMARRADERO 3C

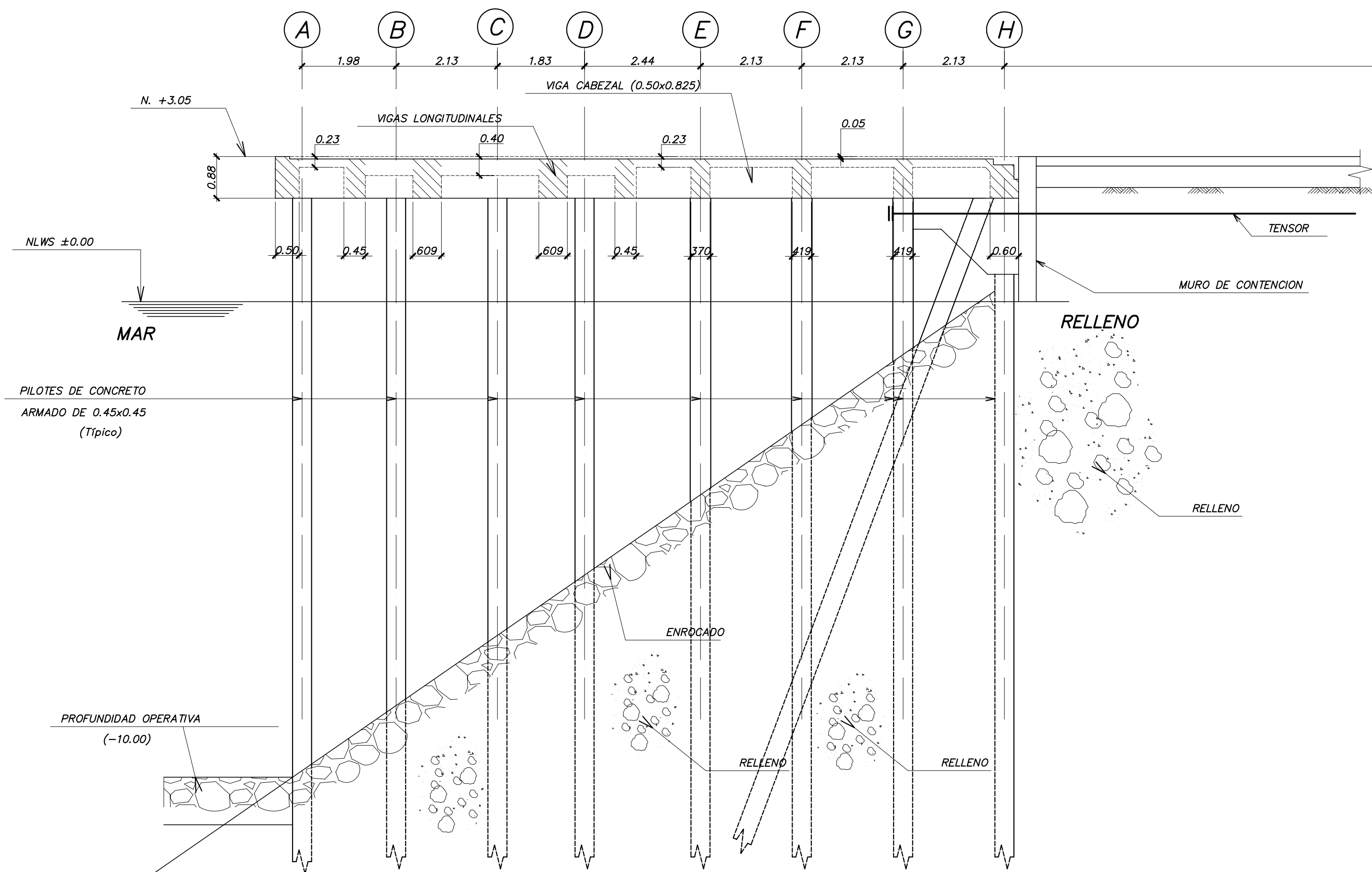
Gallegos Casabonne Arango



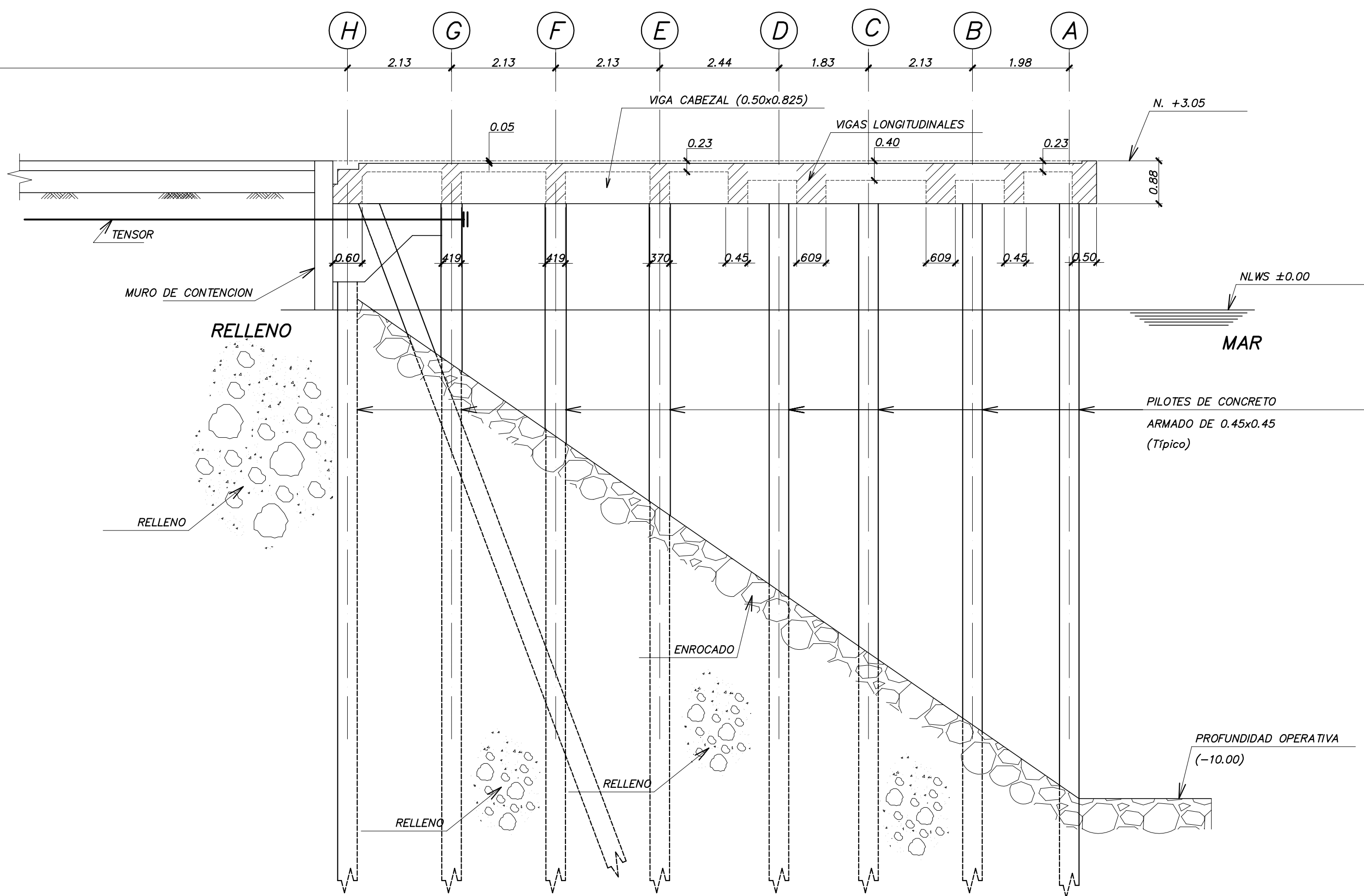
DISEÑO : V.R.F.
DIBUJO : V.R.F.
REVISION : C.C.R.
PROYECTO : REFORZAMIENTO LOSAS DE LOS MUELLES 2 Y 3 TERMINAL PORTUARIO DEL CALLAO

PLANO : PLANTA ESTRUCTURA EXISTENTE MUELLE3

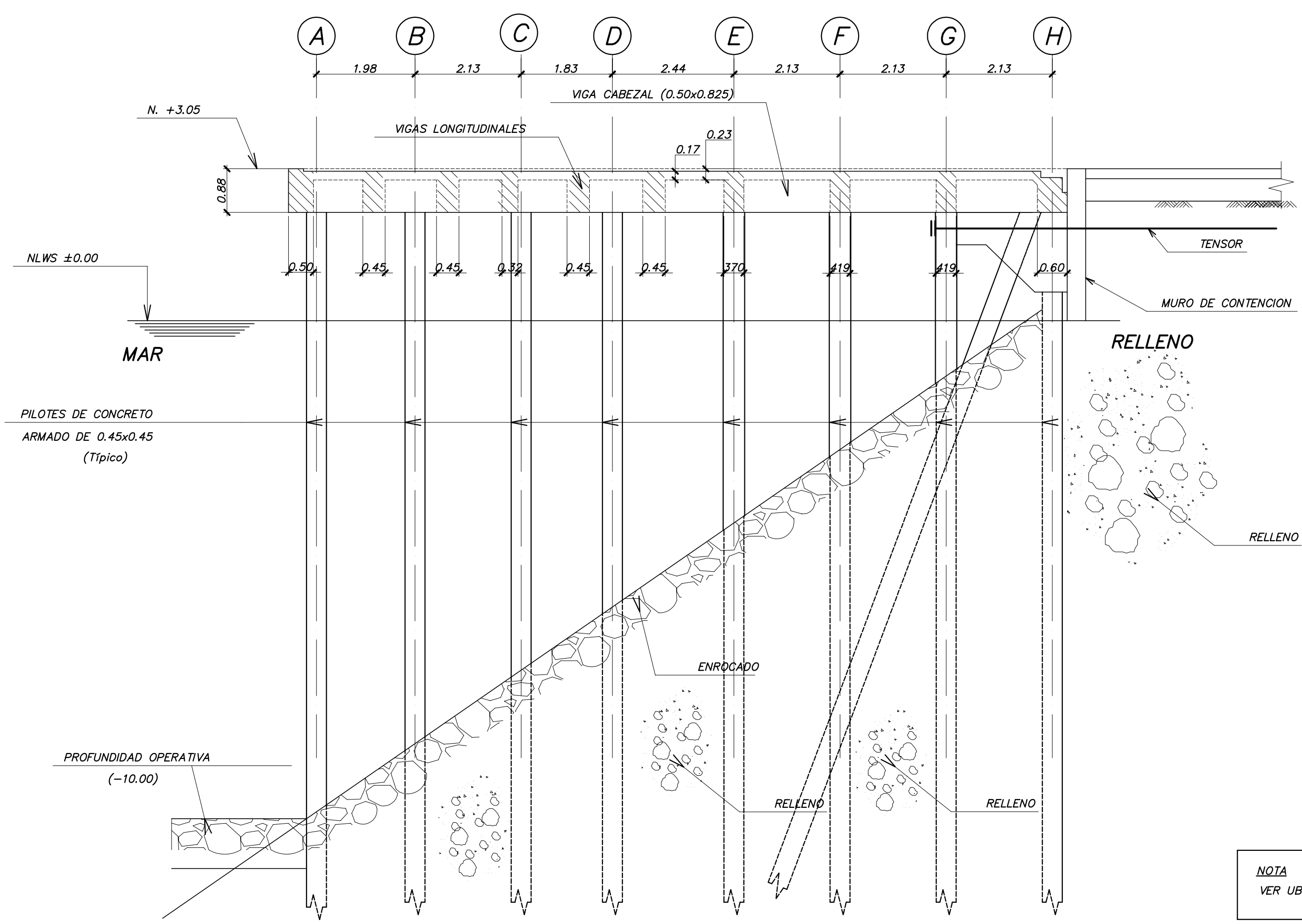
ARCHIVO :
FECHA : ENERO 2004
Nro. OBRA : 11975-03
ESCALA : 1:250
LAMINA : e-2
DE : 18



AMARRADERO 3A
SECCION 1
(ESC. 1:75)

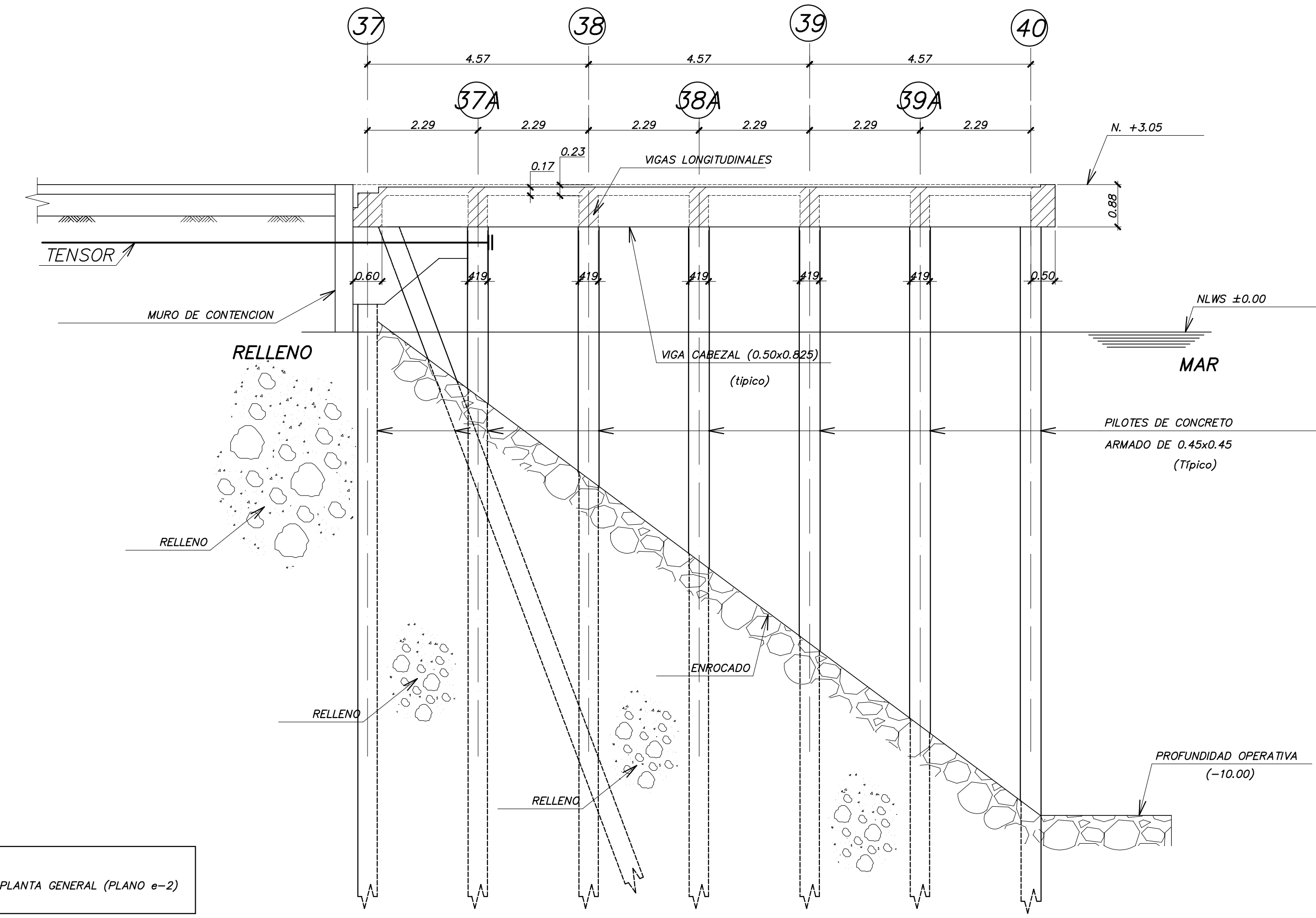


AMARRADERO 3B
SECCION 1
(ESC. 1:75)



AMARRADEROS 3A Y 3B
SECCION 2
(ESC. 1:75)

NOTA
VER UBICACION DE SECCIONES 1, 2 Y 3 EN PLANTA GENERAL (PLANO e-2)



AMARRADERO 3C
SECCION 3
(ESC. 1:75)

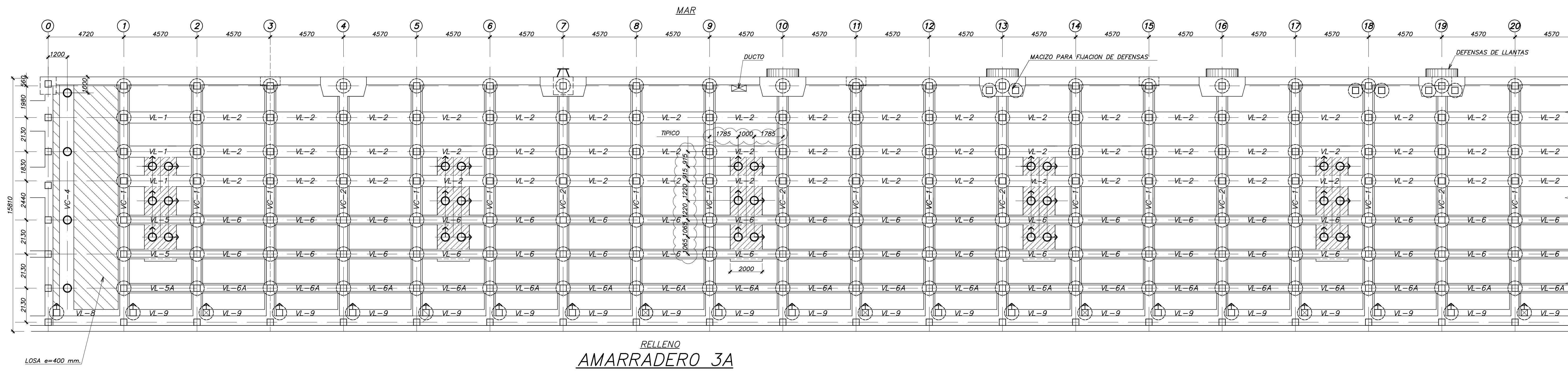
01-04-04	REVISION GENERAL
FECHA	OBSERVACIONES
MODIFICACIONES	

EMPRESA NACIONAL DE PUERTOS ENAPU

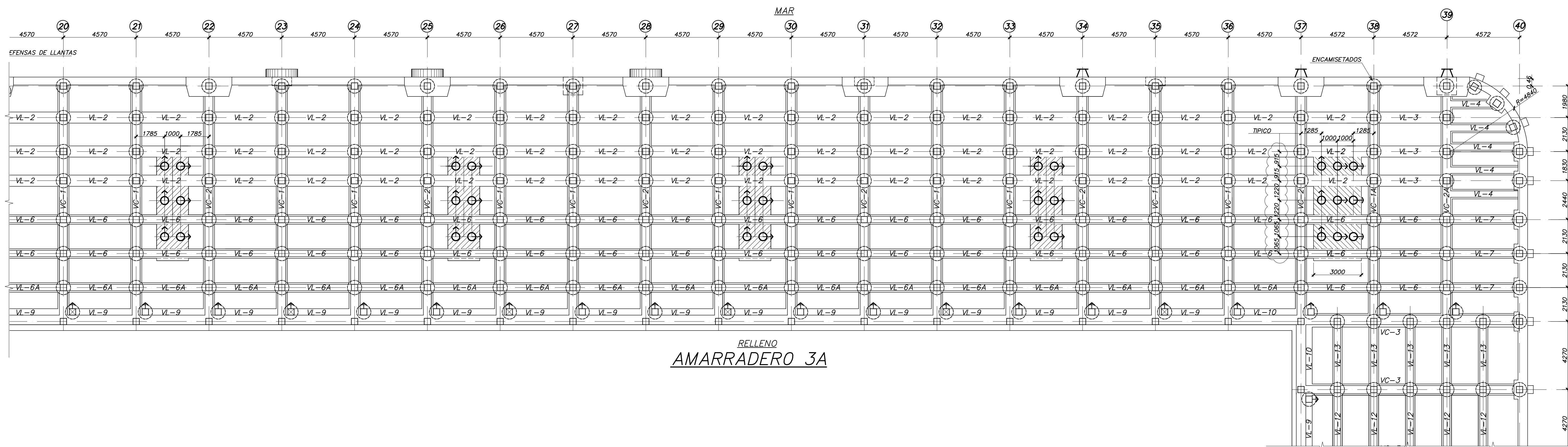
Gallegos Casabonne Arango
Ingenieros civiles S.A.C.

DISERNO : **V.R.F.**
DIBUJO : **V.R.F.**
REVISION : **C.C.R.**
PROYECTO : **REFORZAMIENTO LOSAS DE LOS MUELLES 2 Y 3 TERMINAL PORTUARIO DEL CALLAO**
PLANO : **SECCIONES TRANSVERSALES (ESTADO ACTUAL) MUELLE3**
ARCHIVO :

FECHA : **ENERO 2004** LAMINA :
Nro. OBRA : **11975-03** **e-3**
ESCALA : **1:75** DE : **18**



RELLENO
AMARRADERO 3A



RELLENO
AMARRADERO 3A

MUELLE 3

01-04-04	REVISION GENERAL
FECHA	OBSERVACIONES
	MODIFICACIONES

EMPRESA NACIONAL DE PUERTOS ENAPU

Gallegos Casabonne Arango

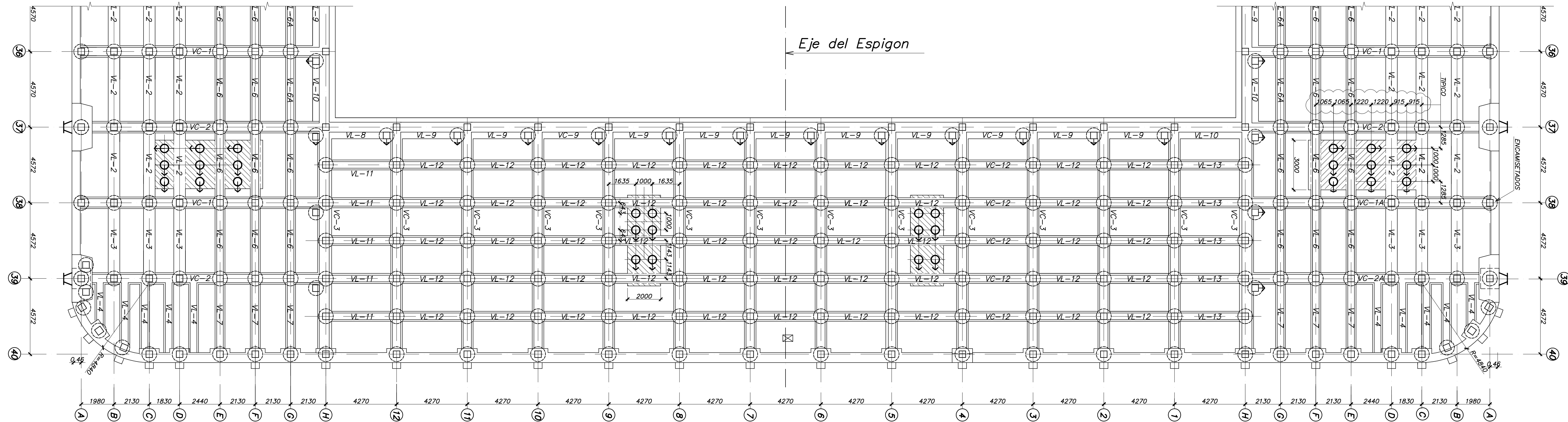


DISEÑO : M.A.Z. / V.R.F.
 DIBUJO : V.R.F.
 REVISION : C.G.R.

PROYECTO : REFORZAMIENTO LOSAS DE LOS MUELLES 2 Y 3 TERMINAL PORTUARIO DEL CALLAO

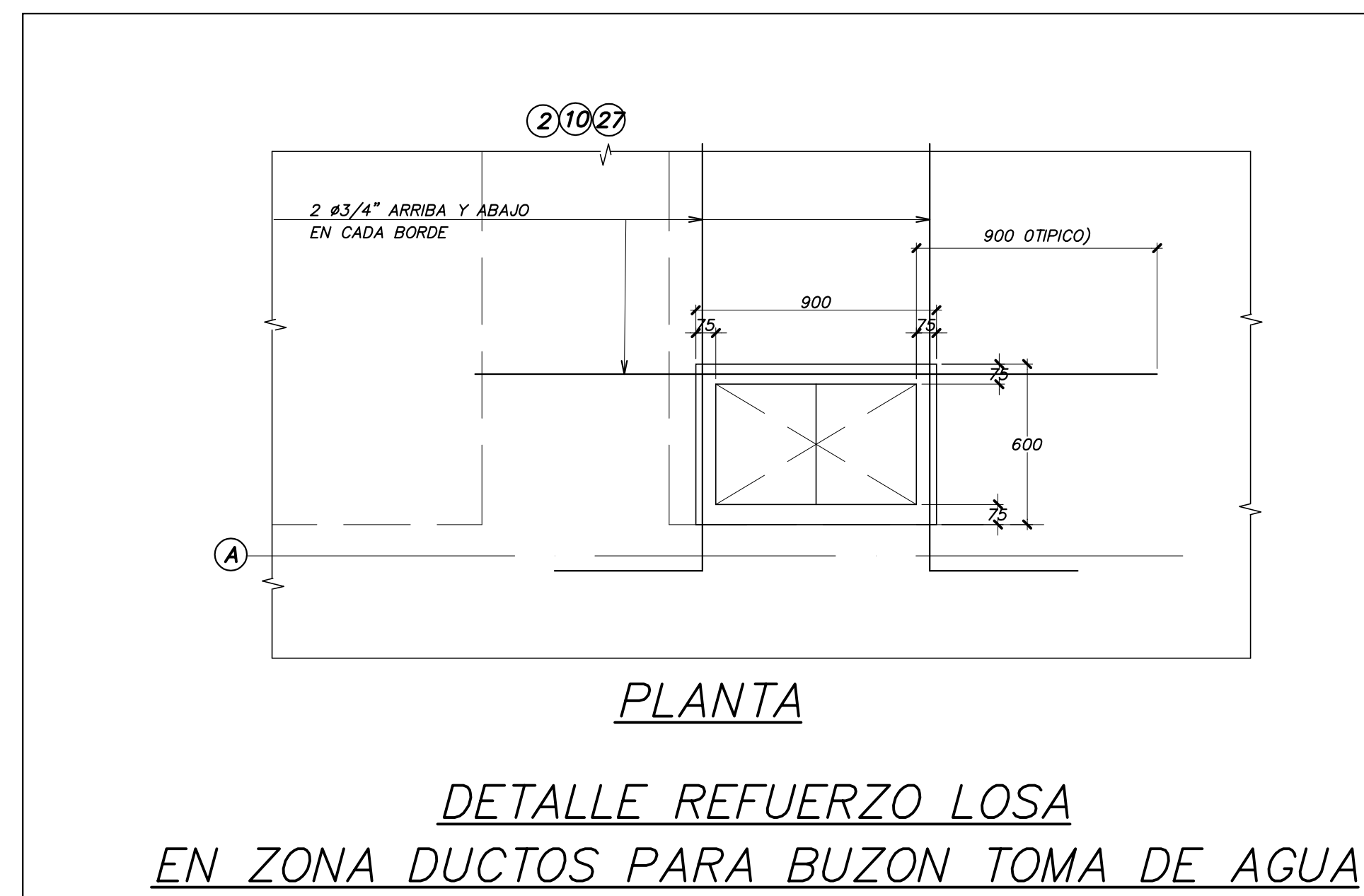
PLANO : PLANTA AMARRADERO 3A MUELLE 3

ARCHIVO :
 FECHA : ENERO 2004
 Nro. OBRA : 11975-03
 ESCALA : 1:125
 LAMINA : e-5
 DE : 18



CABEZO
AMARRADERO 3C

MUELLE 3



01-04-04	REVISION GENERAL
FECHA	OBSERVACIONES
	MODIFICACIONES

EMPRESA
NACIONAL
DE
PUERTOS
ENAPU

Gallegos
Casabonne
Arango



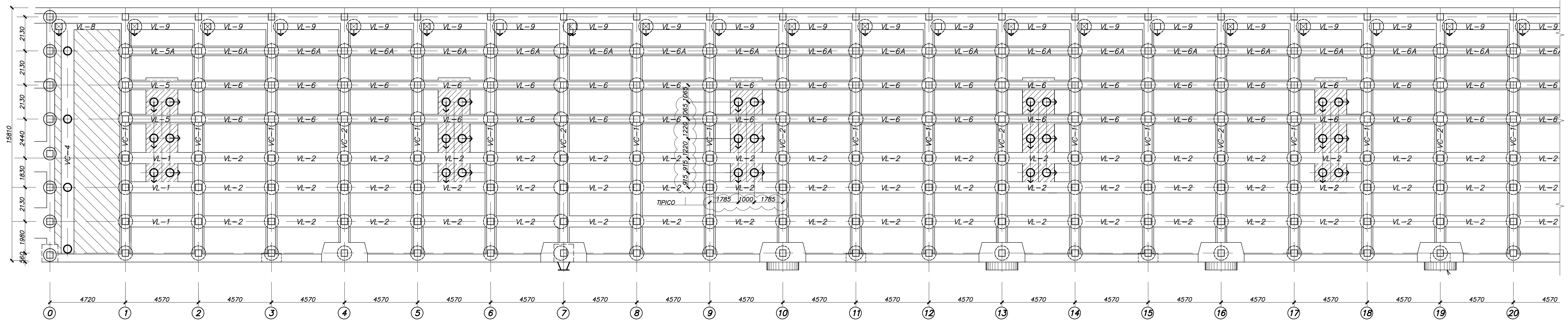
DISEÑO :	M.A.Z. / V.R.F.
DIBUJO :	V.R.F.
REVISION :	C.C.R.

PROYECTO :
**REFORZAMIENTO LOSAS
DE LOS MUELLES 2 Y 3
TERMINAL PORTUARIO
DEL CALLAO**

PLANO :
**PLANTA
AMARRADERO 3C
MUELLE 3**

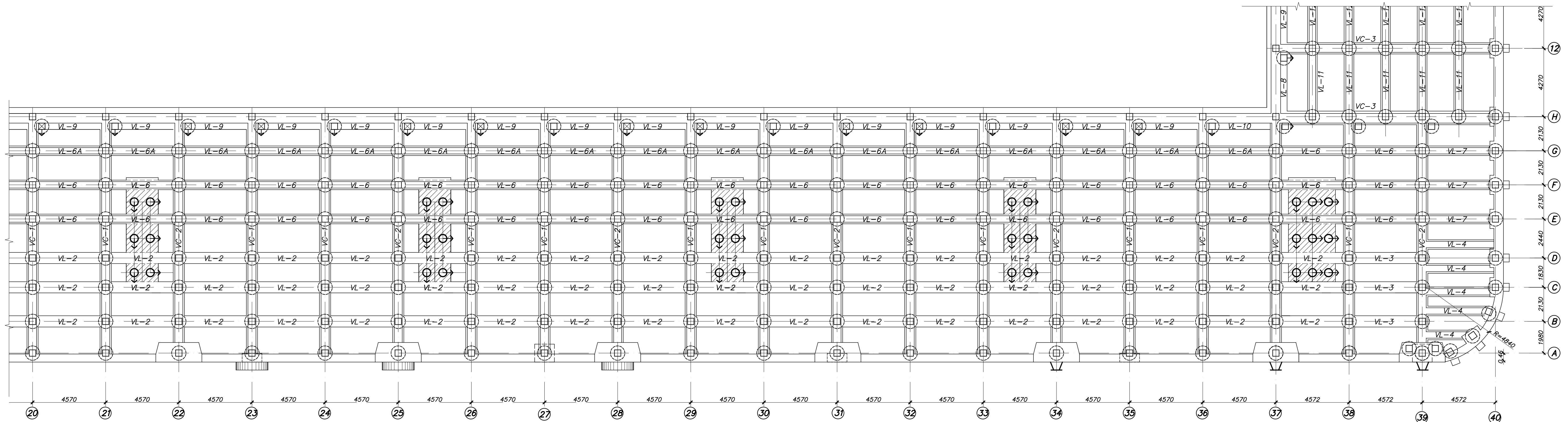
ARCHIVO :	
FECHA :	LAMINA :
ENERO 2004	e-6
Nro. OBRA : 11975-03	DE :
ESCALA : 1:125	18

RELLENO



MAR

AMARRADERO 3B



MAR

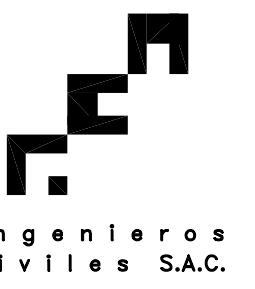
AMARRADERO 3B

MUELLE 3

01-04-04	REVISION GENERAL
FECHA	OBSERVACIONES
	MODIFICACIONES

EMPRESA
NACIONAL
DE
PUERTOS
ENAPU

Gallegos
Casabonne
Arango



DISEÑO : M.A.Z. / V.R.F.

DIBUJO : V.R.F.

REVISION : C.G.R.

PROYECTO :
**REFORZAMIENTO LOSAS
DE LOS MUELLES 2 Y 3
TERMINAL PORTUARIO
DEL CALLAO**

PLANO :
**PLANTA
AMARRADERO 3B
MUELLE 3**

ARCHIVO :

FECHA :

ENERO 2004

Nro. OBRA :

11975-03

ESCALA :

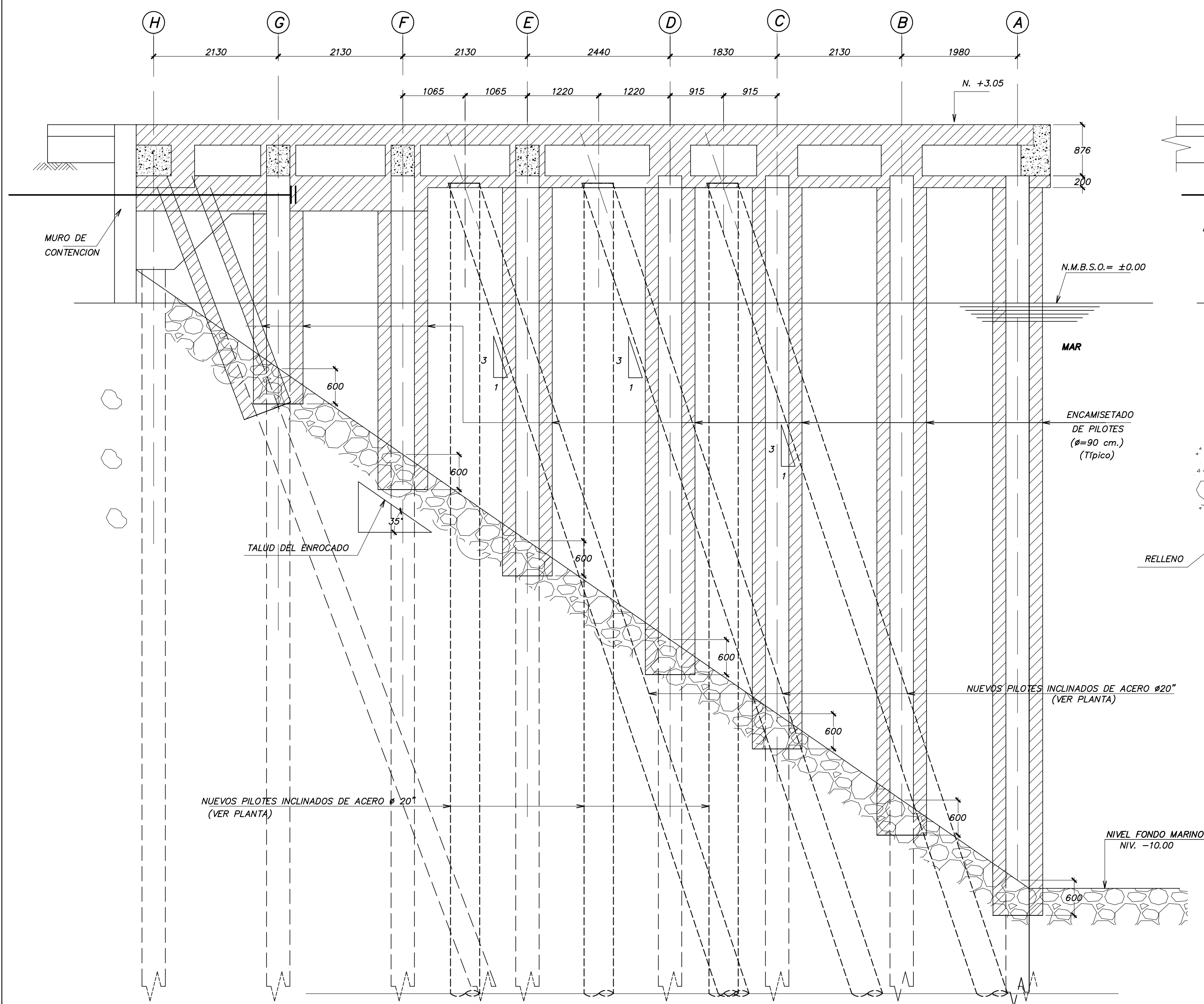
1:125

LAMINA :

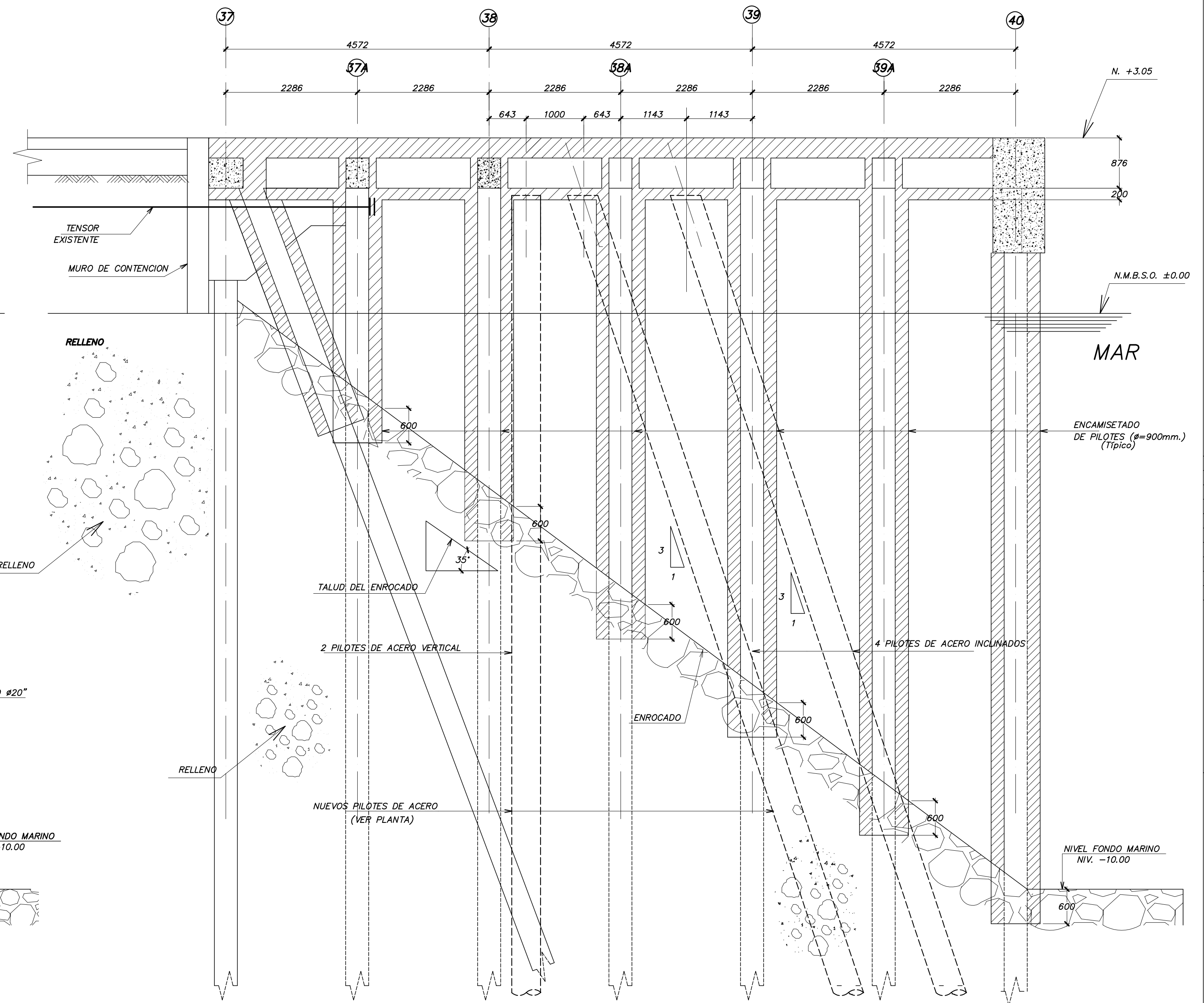
e-7

DE :

18



SECCION TRANSVERSAL REFORZADA AMARRADEROS 3A y 3B
(Esc. 1:50)



SECCION TRANSVERSAL REFORZADA AMARRADEROS 3C
(Esc. 1:50)

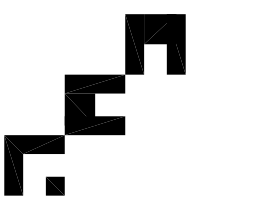
NOMENCLATURA

	VIGAS EXISTENTES QUE PERMANECERAN
	ENCAMISADO DE PILOTES Y VIGAS

01-04-04 REVISION GENERAL
FECHA OBSERVACIONES

EMPRESA NACIONAL DE PUERTOS ENAPU

Gallegos Casabonne Arango



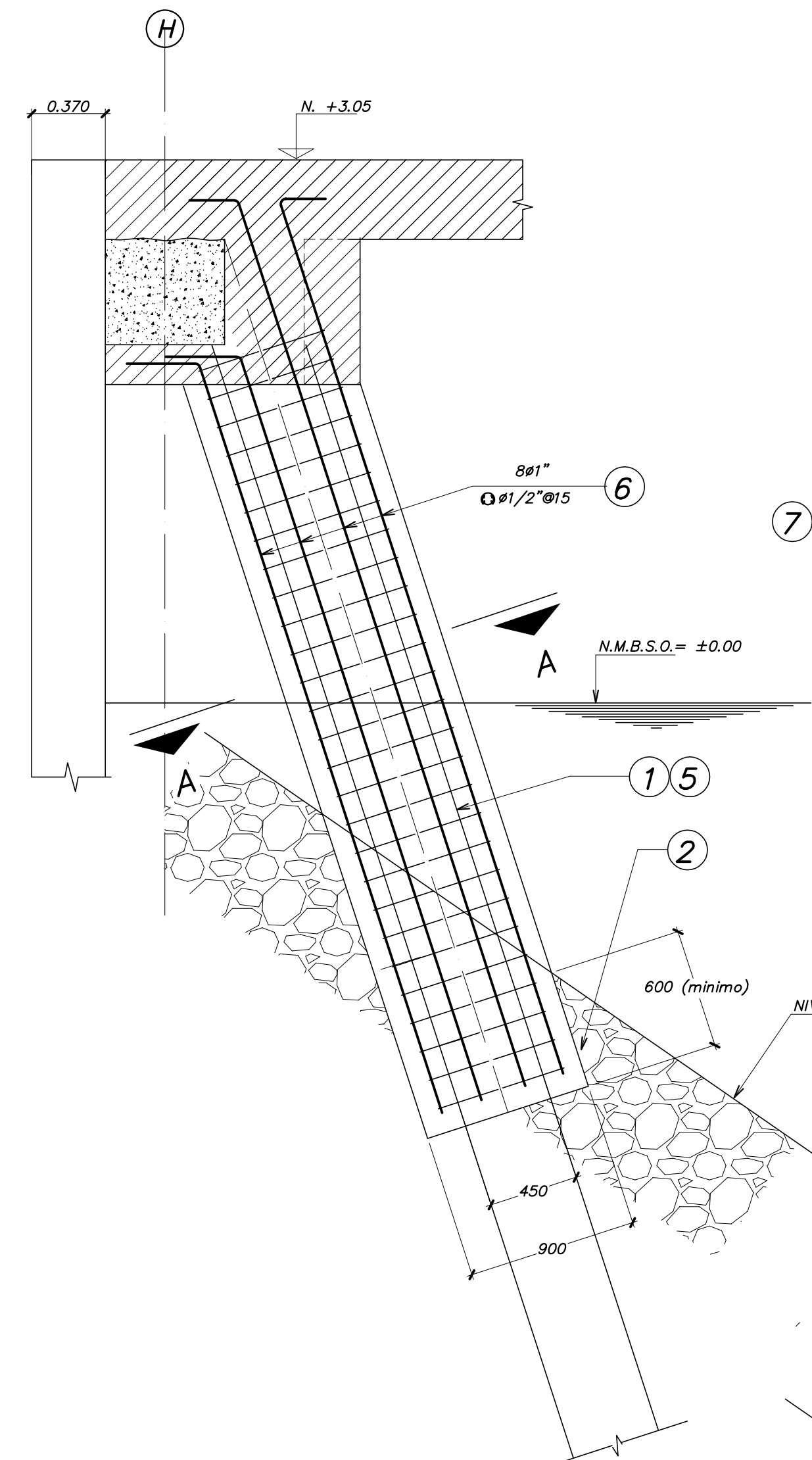
Ingenieros Civiles S.A.C.

DISERNO : V.R.F.
DIBUJO : V.R.F.
REVISION : C.C.R.

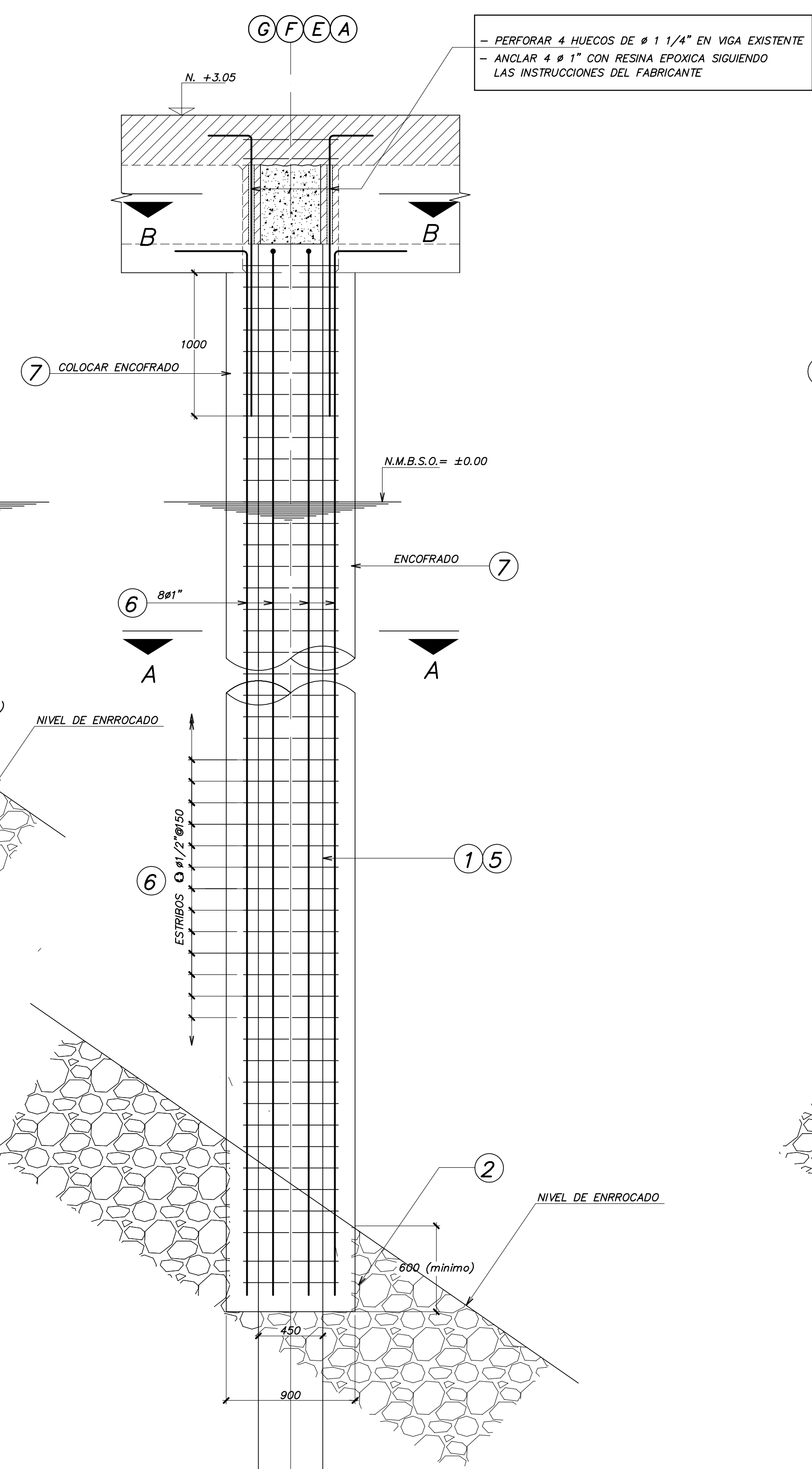
PROYECTO : REFORZAMIENTO LOSAS DE LOS MUELLES 2 Y 3 TERMINAL PORTUARIO DEL CALLAO

PLANO : SECCIONES TRANSVERSALES MUELLE 3 (REFORZADAS)

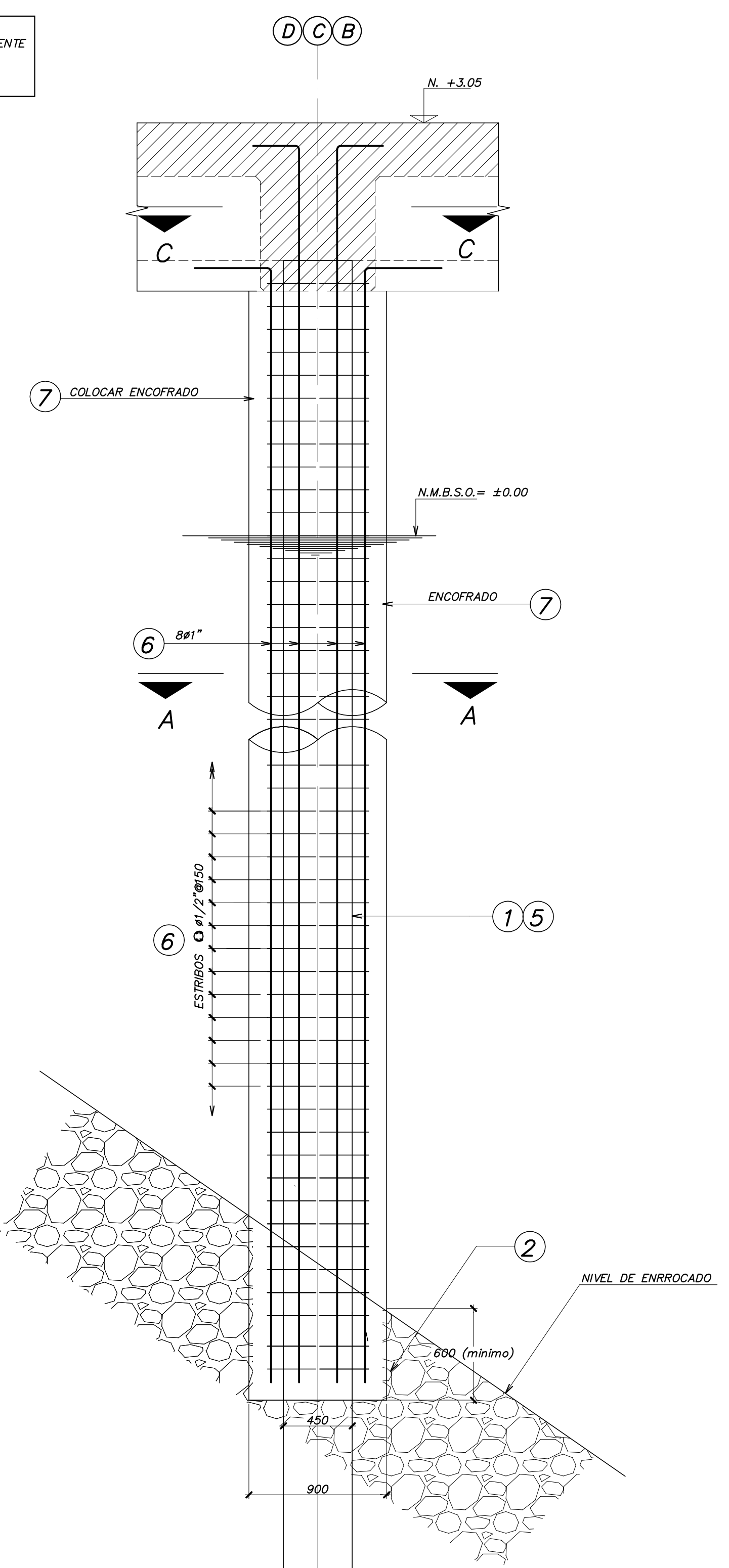
ARCHIVO :
FECHA : ENERO 2004
Nro. OBRA : 11975-03
ESCALA : 1:50
LAMINA : e-8
DE : 18



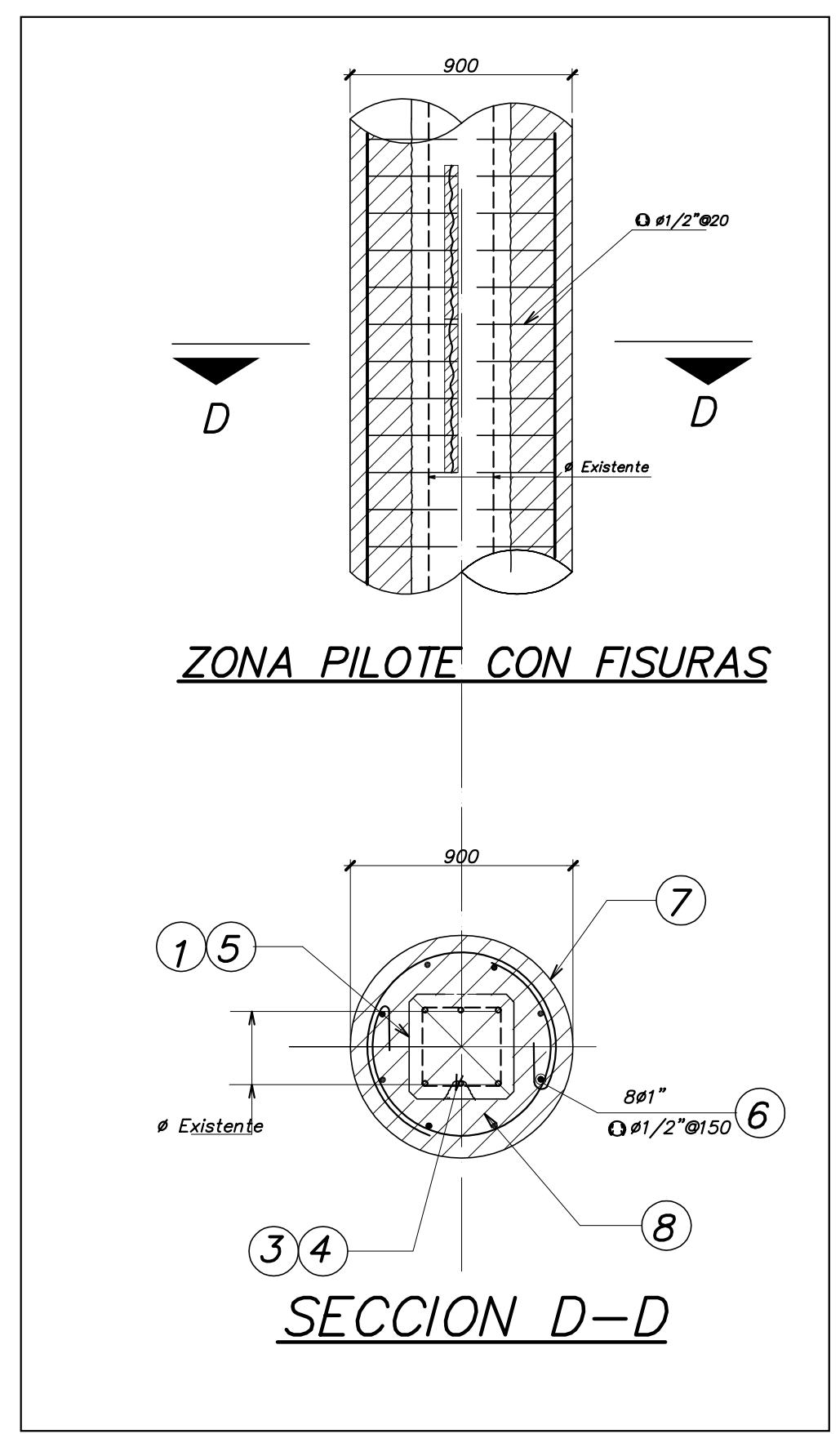
PILOTE INCLINADO
(Esc. 1:25)



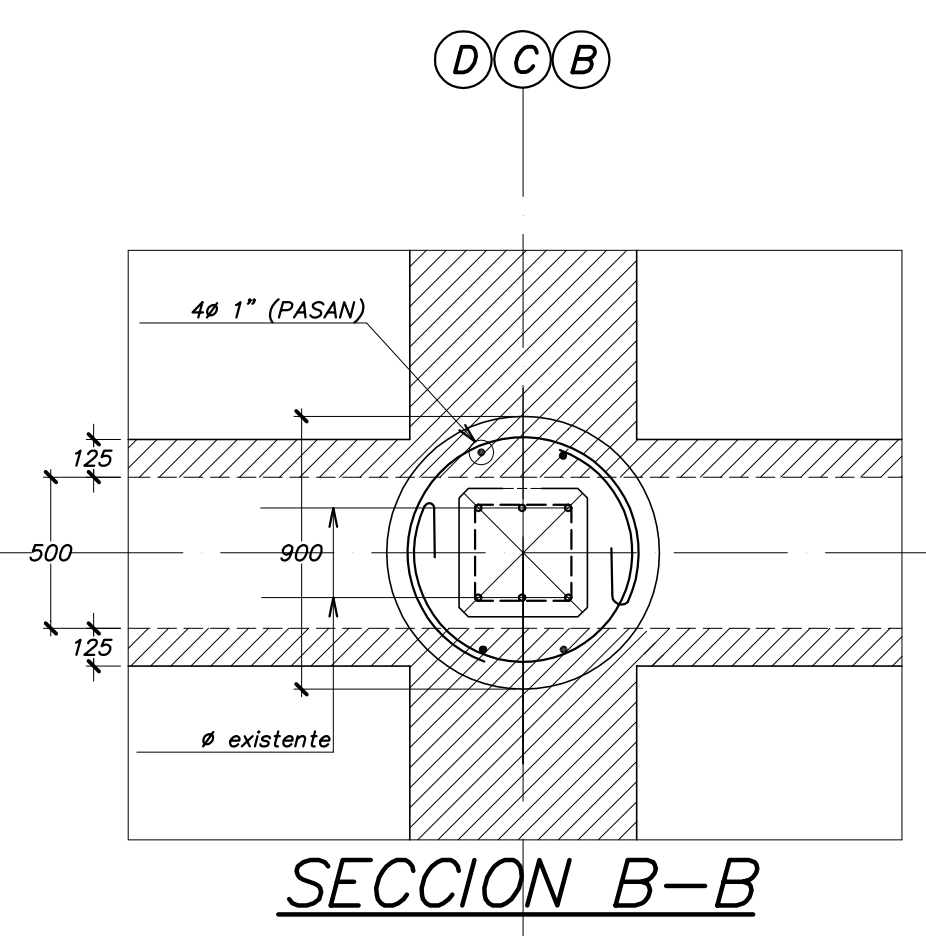
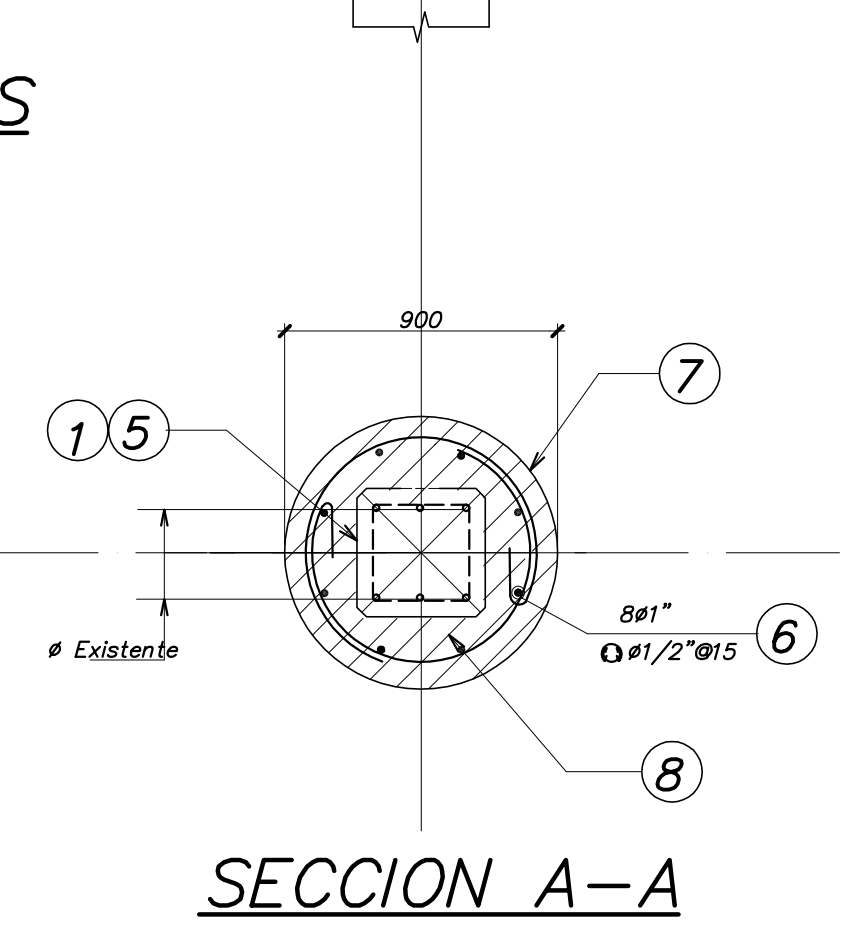
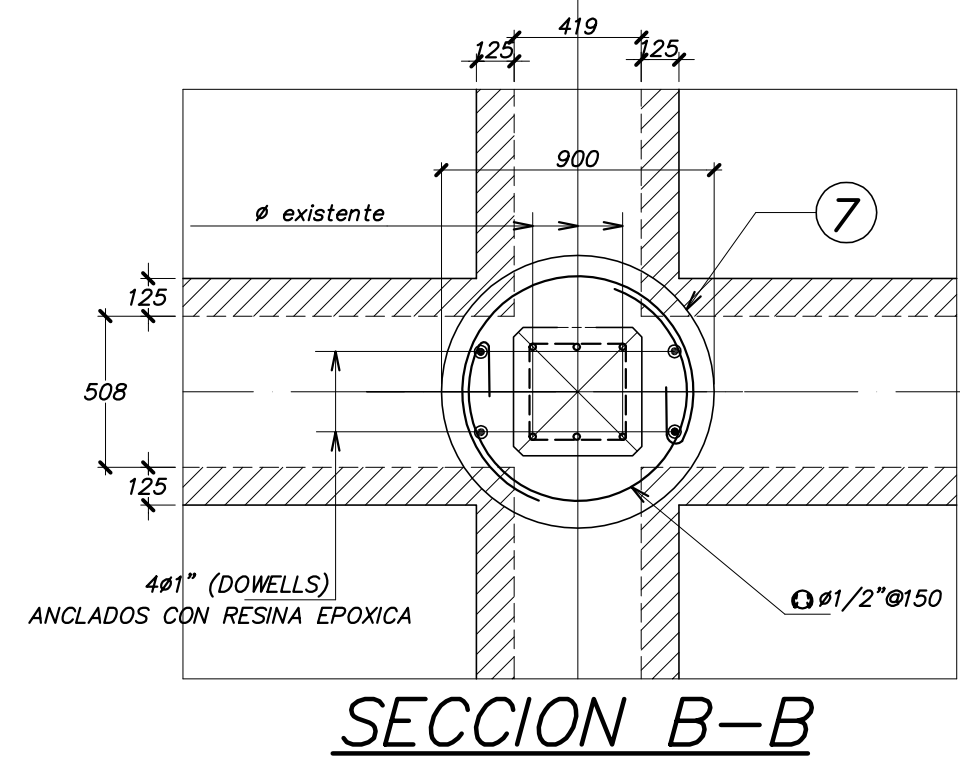
PILOTES VERTICALES
(Esc. 1:25)



- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO:**
- 1 REALIZAR UNA LIMPIEZA PREVIA RETIRANDO TODO EL MATERIAL MARINO ADHERIDO AL PILOTE PARA IDENTIFICAR LOS DAÑOS EN EL MISMO.
 - 2 RETIRAR ENROCADO EN LA BASE DE LOS PILOTES PARA PERMITIR LA LIMPIEZA E INSPECCION; ESTE RETIRO DEBERA TENER UNA PROFUNDIDAD MINIMA DE 0.60m. Y LA EXTENSION DEL MISMO SERA LO NECESARIO QUE PERMITA EL ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DEL ENCAMISETADO.
 - 3 LUEGO DE LA LIMPIEZA PREVIA. EN LAS ZONAS DONDE EXISTAN FISURAS Y/O GRIETAS VERTICALES U HORIZONTALES, SE PROCEDERA AL PICADO DE CONCRETO A LO LARGO DE LAS MISMAS, HASTA DESCUBRIR LA ARMADURA. DETENER EL PICADO CUANDO LA BARRA YA NO TENGA CORROSION.
 - 4 LIMPIAR ARMADURA DESCUBIERTA MEDIANTE ARENADO.
 - 5 CONTINUAR CON LA LIMPIEZA MEDIANTE ARENADO EN TODA LA SUPERFICIE DEL PILOTE Y EN TODA SU ALTURA.
 - 6 COLOCAR LA NUEVA ARMADURA DE REFUERZO.
 - 7 COLOCAR ENCOFRADO.
 - 8 VACIAR CONCRETO.
 - 9 REPONER ENROCADO
 - 10 ELIMINAR MATERIAL SOBRANTE DEL ENROCADO.



REPARACION DE PILOTES MEDIANTE ENCAMISETADO

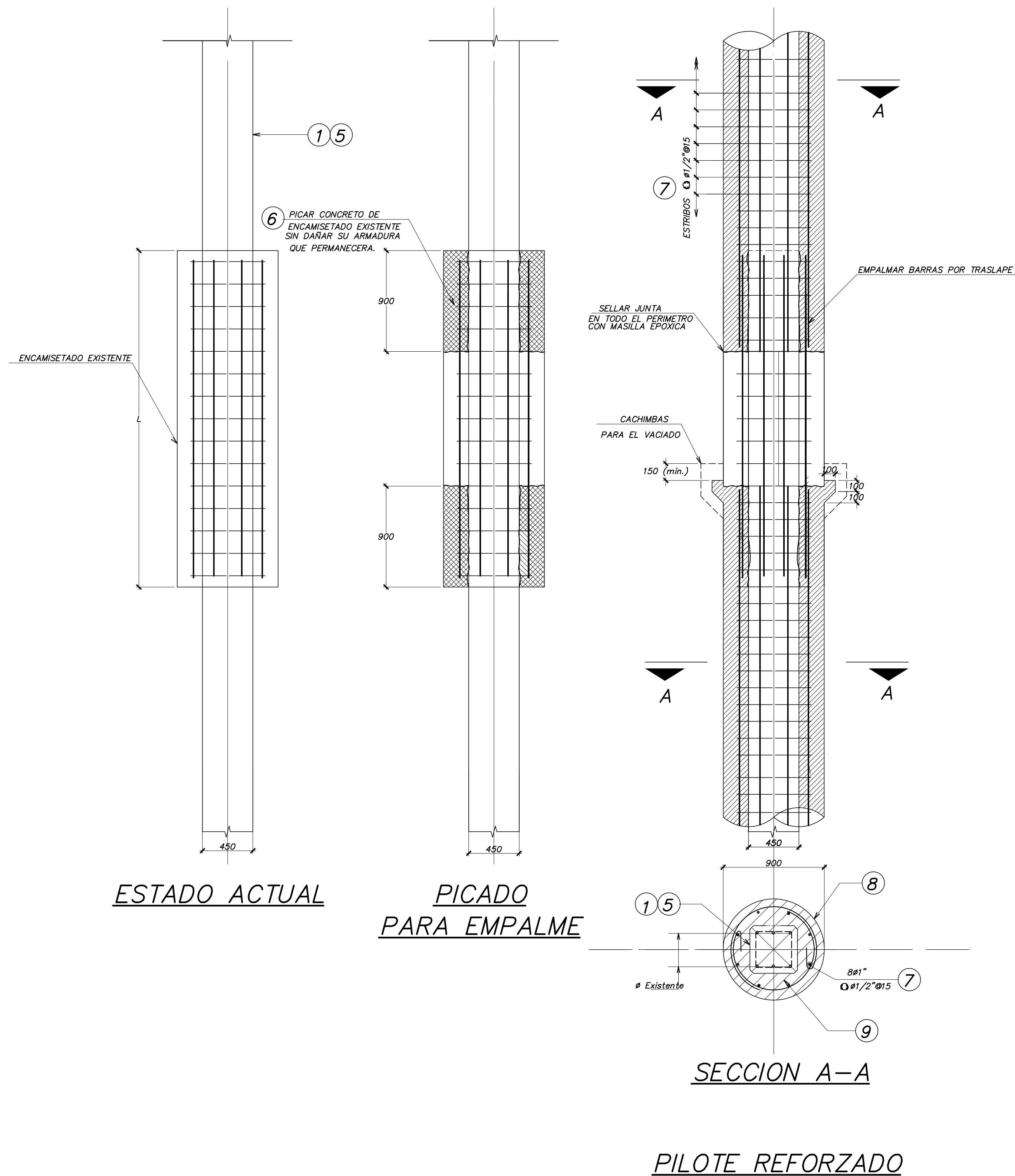


01-04-04	REVISION GENERAL
FECHA	OBSERVACIONES
MODIFICACIONES	

EMPRESA NACIONAL DE PUERTOS ENAPU

Gallegos Casabonne Arango
Ingenieros civiles S.A.C.

DISEÑO :	V.R.F.
DIBUJO :	V.R.F.
REVISION :	C.C.R.
PROYECTO :	REFORZAMIENTO LOSAS DE LOS MUELLES 2 Y 3 TERMINAL PORTUARIO DEL CALLAO
PLANO :	DETALLES ENCAMISETADO DE PILOTES (1)
ARCHIVO :	
FECHA :	ENERO 2004
Nro. OBRA :	11975-03
ESCALA :	1:25
LAMINA :	e-9
DE :	18



PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO:

- 1 REALIZAR UNA LIMPIEZA PREVIA RETIRANDO TODO EL MATERIAL MARINO ADHERIDO AL PILOTE PARA IDENTIFICAR LOS DAÑOS EN EL MISMO.
- 2 RETIRAR ENROCADO EN LA BASE DE LOS PILOTES PARA PERMITIR LA LIMPIEZA E INSPECCION; ESTE RETIRO DEBERA TENER UNA PROFUNDIDAD MINIMA DE 0,60m. Y LA EXTENSION DEL MISMO SERA LO NECESARIO QUE PERMITA EL ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DEL ENCAMISADO.
- 3 LUEGO DE LA LIMPIEZA PREVIA. EN LAS ZONAS DONDE EXISTAN FISURAS Y/O GRIETAS VERTICALES U HORIZONTALES, SE PROCEDERA AL PICADO DE CONCRETO A LO LARGO DE LAS MISMAS, HASTA DESCUBRIR LA ARMADURA. DETENER EL PICADO CUANDO LA BARRA YA NO TENGA CORROSION.
- 4 LIMPIAR ARMADURA DESCUBIERTA MEDIANTE ARENADO.
- 5 CONTINUAR CON LA LIMPIEZA MEDIANTE ARENADO EN TODA LA SUPERFICIE DEL PILOTE Y EN TODA SU ALTURA.
- 6 PICAR CONCRETO DE ENCAMISADO EXISTENTE EN UNA LONGITUD DE 900 mm., QUE PERMITA EL EMPALME CON EL Ø DEL NUEVO ENCAMISADO. ESTE TRABAJO DEBERA HACERSE TENIENDO CUIDADO DE NO DAÑAR Ø EXISTENTE.
- 7 COLOCAR LA NUEVA ARMADURA DE REFUERZO.
- 8 COLOCAR ENCOFRADO.
- 9 VACIAR CONCRETO.

RELACION DE PILOTES QUE TIENEN ENCAMISADO PARCIAL EXISTENTE

AMARRADERO 3A

UBICACION	ALTURA L (m.)
eje 1 - A	4.20
eje 2 - A	3.00
eje 4 - A	4.00
eje 5 - A	5.70
eje 7 - A	6.30
eje 8 - A	6.30
eje 9 - A	7.20
eje 10 - A	5.20
eje 14 - A	4.50
eje 15 - A	6.00
eje 21 - A	5.00
eje 22 - A	5.00
eje 34 - A	3.40
eje 35 - A	2.80
eje 37 - A	5.00
eje 38 - A	8.50
eje 40 - E	5.50
eje 40 - G	5.00

AMARRADERO 2B

UBICACION	ALTURA L (m.)
eje 3 - A	3.50
eje 4 - A	5.00
eje 5 - A	3.50
eje 6 - A	5.00
eje 7 - A	5.50
eje 8 - A	4.50
eje 9 - A	5.00
eje 10 - A	4.00
eje 11 - A	3.50
eje 12 - A	5.50
eje 14 - A	4.00
eje 15 - A	3.70
eje 17 - A	4.00
eje 20 - A	4.50
eje 24 - A	4.00
eje 25 - A	6.00
eje 26 - A	7.50
eje 29 - A	4.00
eje 30 - A	4.00
eje 34 - A	4.00
eje 35 - A	6.50
eje 33 - A	4.00
eje 34 - A	7.50
eje 35 - A	5.30
eje 40 - B	3.00
eje 40 - E	5.00
eje 40 - F	4.50
eje 40 - G	5.50

AMARRADERO 2C

UBICACION	ALTURA L (m.)
eje 3 - A	4.00
eje 4 - A	4.00
eje 7 - A	3.50
eje 8 - A	3.50
eje 9 - A	3.50
eje 10 - A	3.50
eje 11 - A	4.00

DETALLES DE EMPALME DE ENCAMISADO NUEVO CON EL EXISTENTE

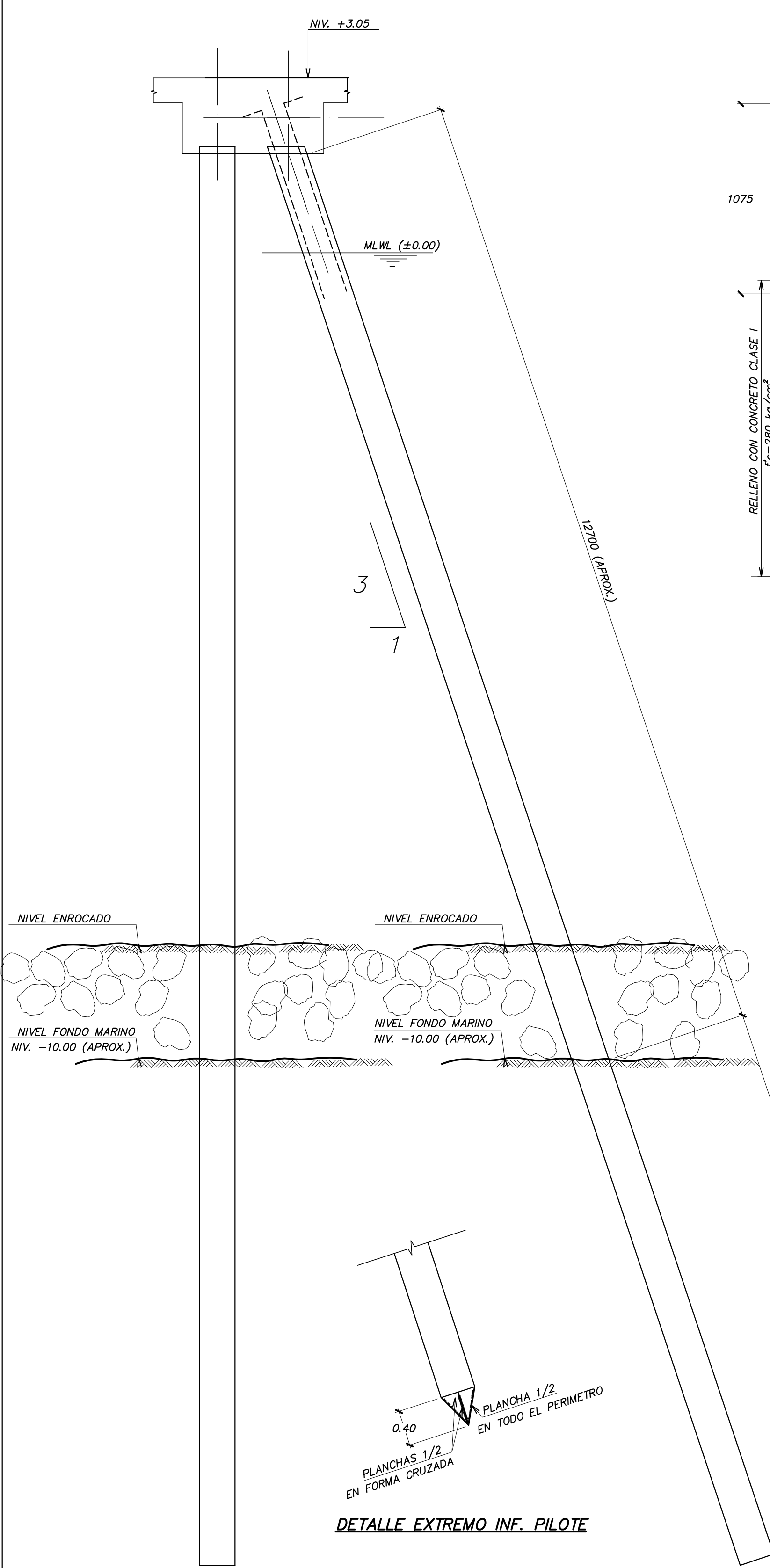
01-04-04	REVISION GENERAL
FECHA	OBSERVACIONES
MODIFICACIONES	

EMPRESA NACIONAL DE PUERTOS ENAPU

Gallegos Casabonne Arango



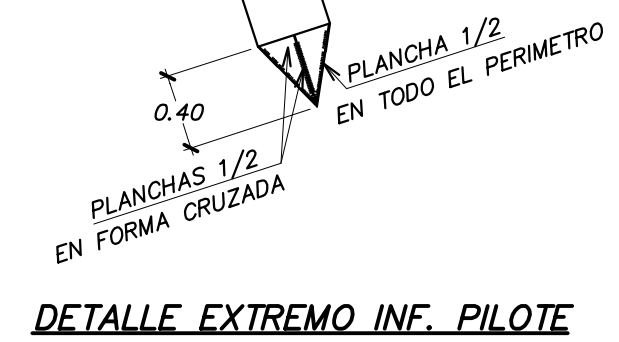
DISERNO :	V.R.F.
DIBUJO :	V.R.F.
REVISION :	C.C.R.
PROYECTO :	REFORZAMIENTO LOSAS DE LOS MUELLES 2 Y 3 TERMINAL PORTUARIO DEL CALLAO
PLANO :	DETALLES ENCAMISADO DE PILOTES (II)
ARCHIVO :	
FECHA :	ENERO 2004
Nro. OBRA :	11975-03
ESCALA :	1:25
LAMINA :	e-10
DE :	18



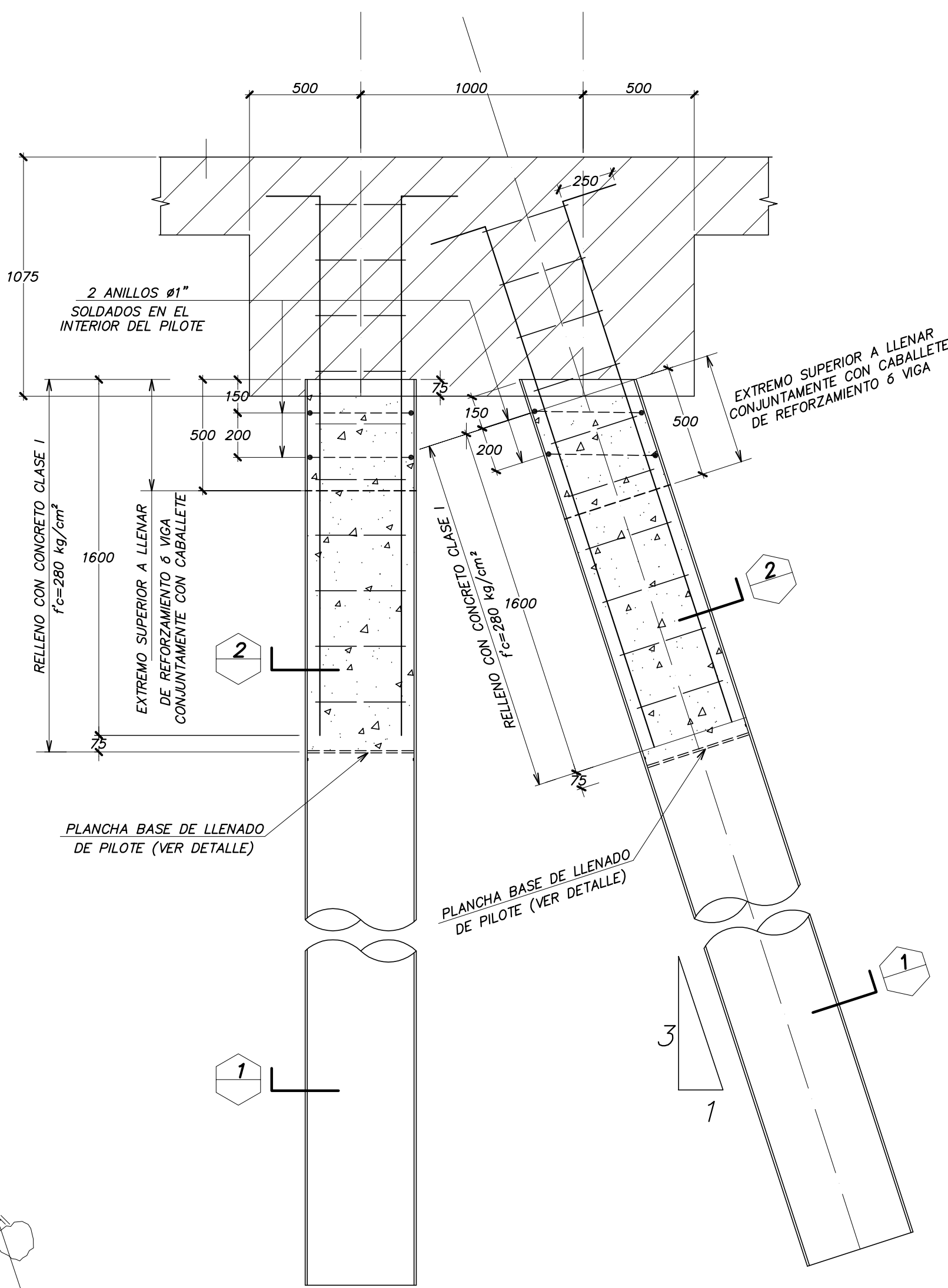
PILOTE VERTICAL & INCLINADO

PILOTE INCLINADO (TIPICO)

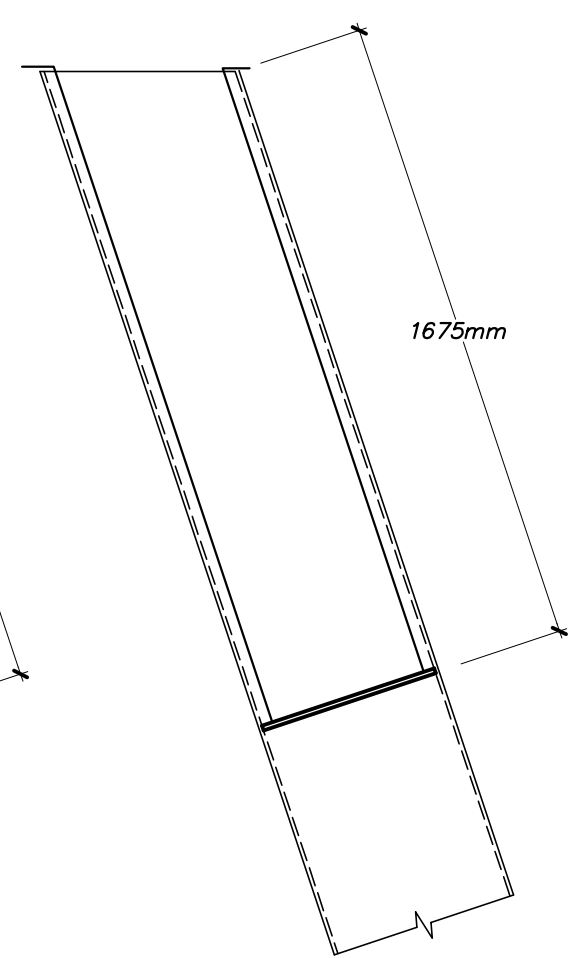
ELEVACION PILOTE DE ACERO
ESC 1/50



DETALLE EXTREMO INF. PILOTE

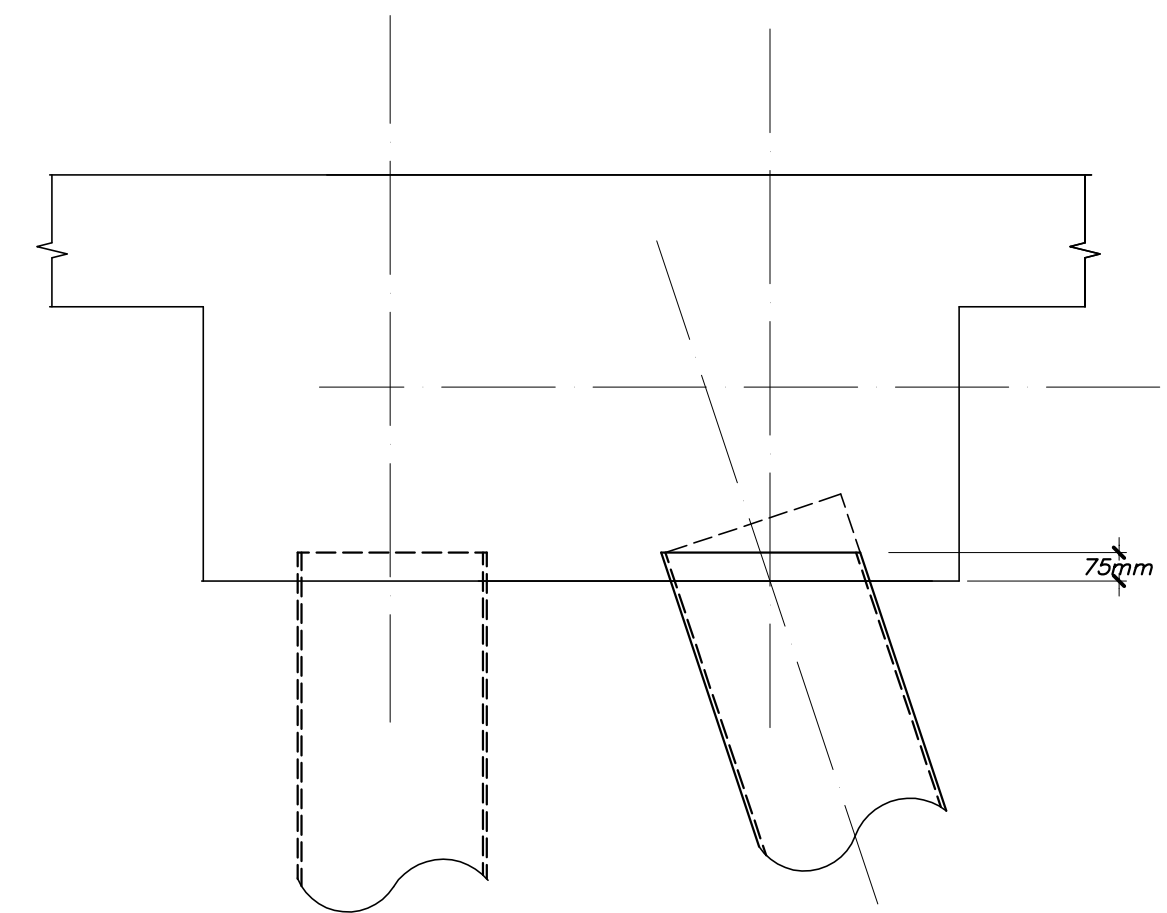


DETALLES DE PILOTES
ESC 1/20

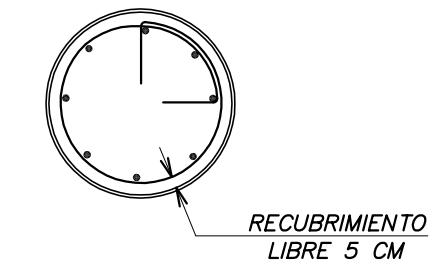


PILOTE INCLINADO

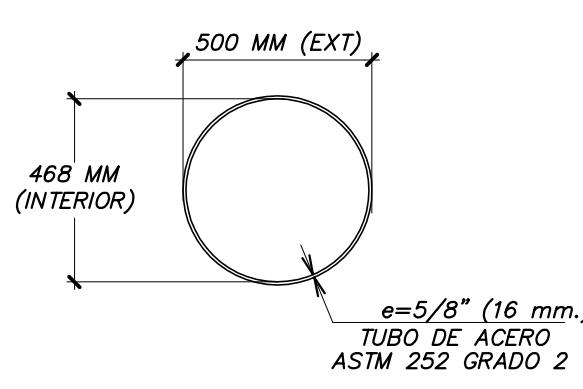
DETALLE PLANCHA BASE DE LLENADO DE PILOTE



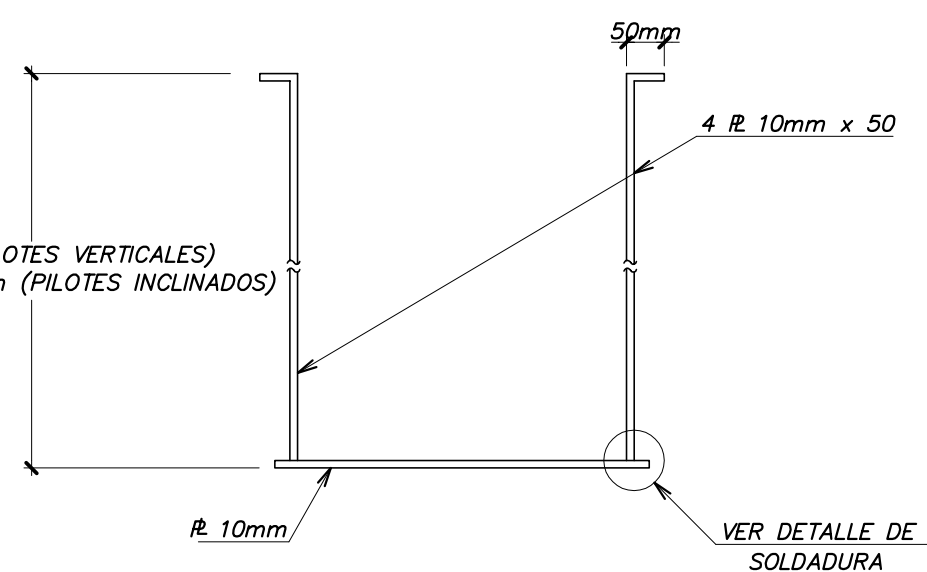
DET. CORTE DEL TUBO EN EXT. SUPERIOR



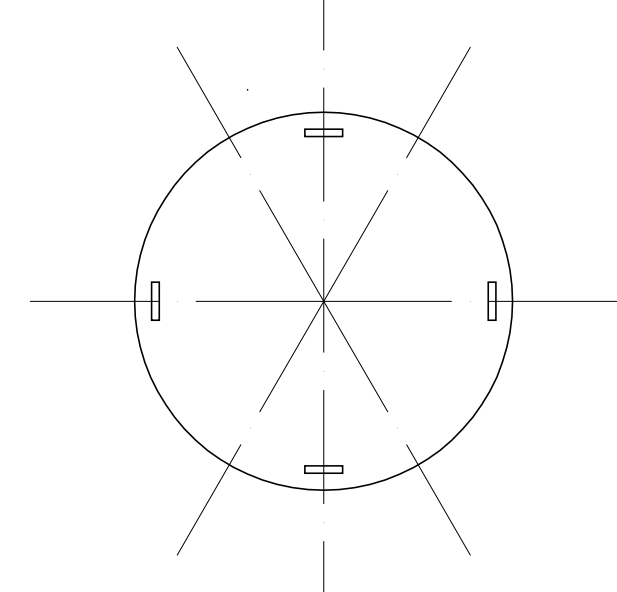
SECCION 2



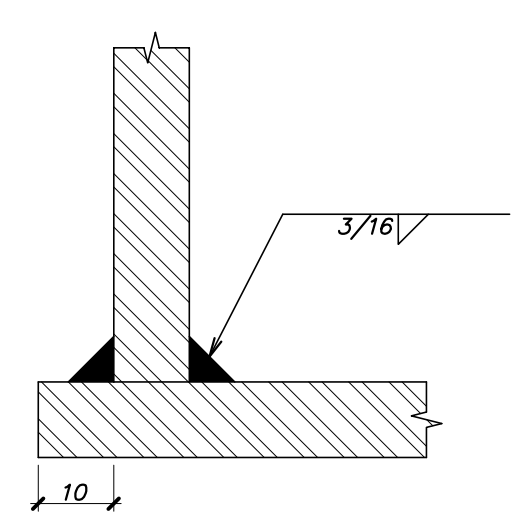
SECCION 1



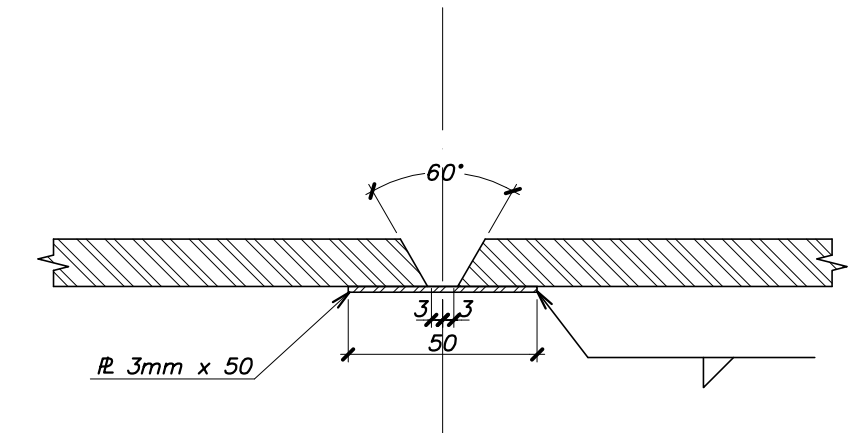
ELEVACION



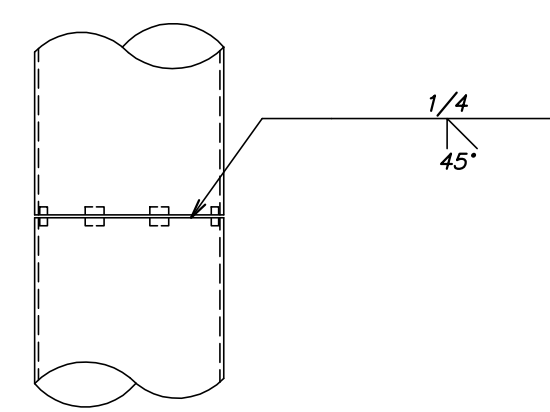
PLANTA
ESC 1/10



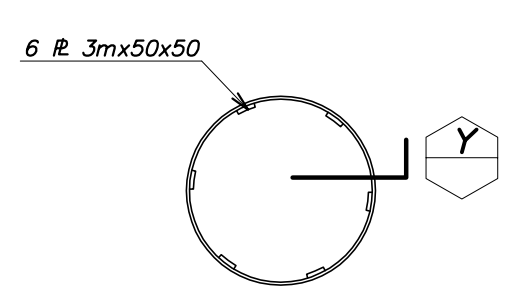
DET. SOLDADURA



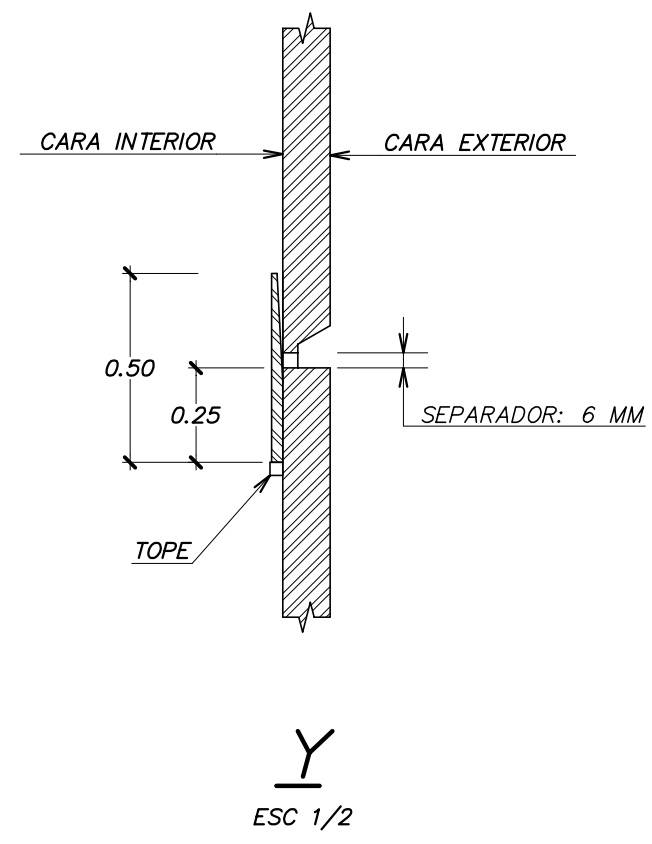
DETALLE EMPALME DE TUBOS EN TALLER



ELEVACION



PLANTA



DETALLE EMPALME DE TUBOS EN SITIO

ESPECIFICACIONES

ACERO TUBO PARA PILOTE: ASTM A-252 GRADO 2
 ACERO ESTRUCTURAL: ASTM A-36
 ELECTRODOS PARA SOLDADURA: AWS A5.1 SERIE E60

LA CALIDAD Y TRABAJO DE LA SOLDADURA CONFORMARA CON EL CODIGO DE SOLDADURA AWS D-1.0-69 DE LA SOCIEDAD AMERICANA DE SOLDADURA (AMERICAN WELDING SOCIETY)

PROTECCION: PILOTES REVESTIDOS EN EL EXTERIOR CON POLIETILENO (STANDARD POLYETHYLENE COATING)

CARGA DE SERVICIO

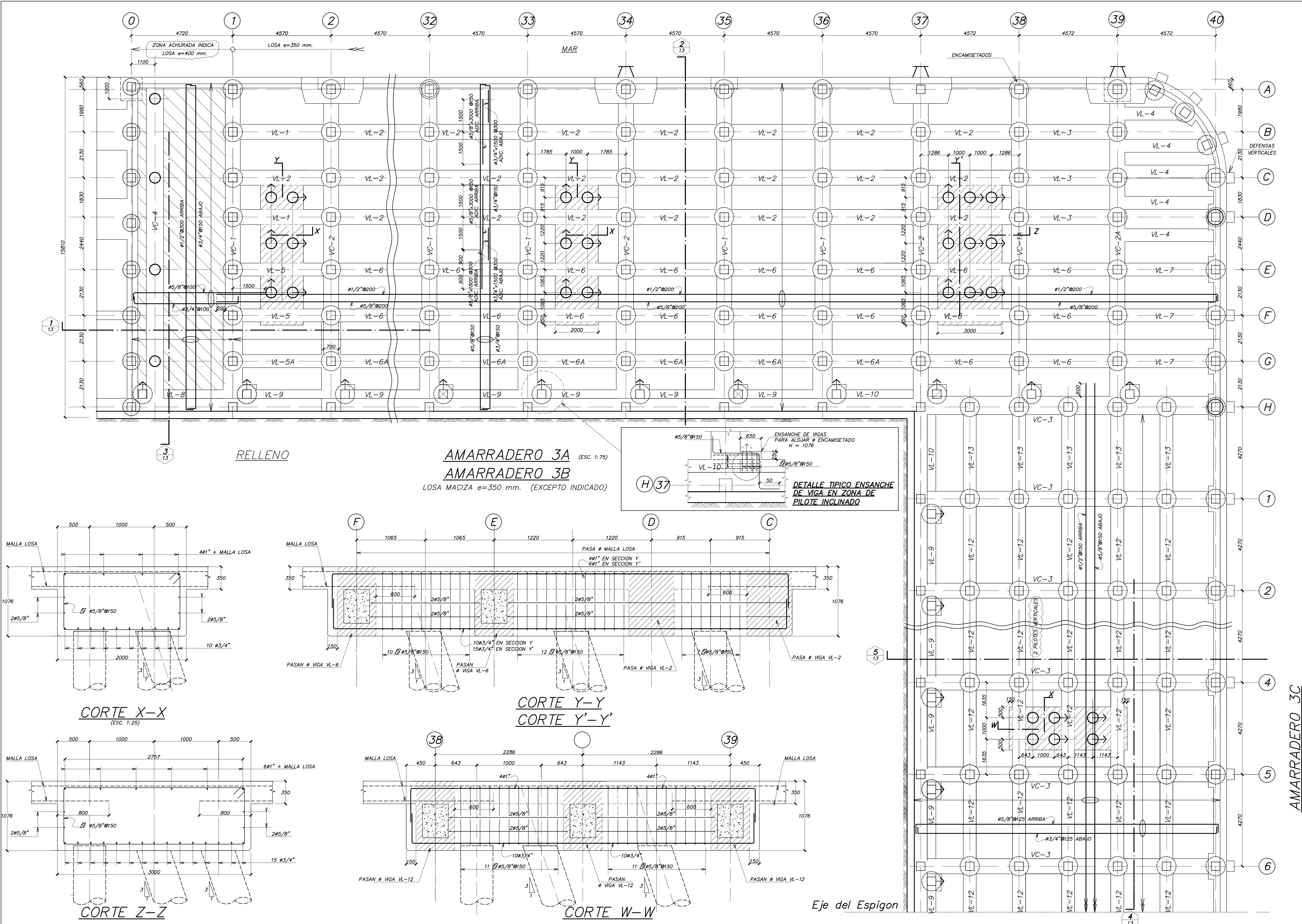
CARGA DE TRABAJO DEL PILOTE = 140 Tn

01-04-04	REVISION GENERAL
FECHA	OBSERVACIONES
MODIFICACIONES	

EMPRESA NACIONAL DE PUERTOS ENAPU

Gallegos Casabonne Arango
 Ingenieros civiles S.A.C.

DISERNO:	M.A.Z / V.R.F.
DIBUJO:	V.R.F.
REVISION:	C.C.R.
PROYECTO:	REFORZAMIENTO LOSAS DE LOS MUELLES 2 Y 3 TERMINAL PORTUARIO DEL CALLAO
PLANO:	DETALLES DE PILOTES DE ACERO MUELLE 3
ARCHIVO:	
FECHA:	ENERO 2004
Nro. OBRA:	11975-03
ESCALA:	INDICADAS
LAMINA:	e-11
DE:	18



01-04-04	REVISION GENERAL
FECHA	OBSERVACIONES
	MODIFICACIONES

EMPRESA NACIONAL DE PUERTOS ENAPU

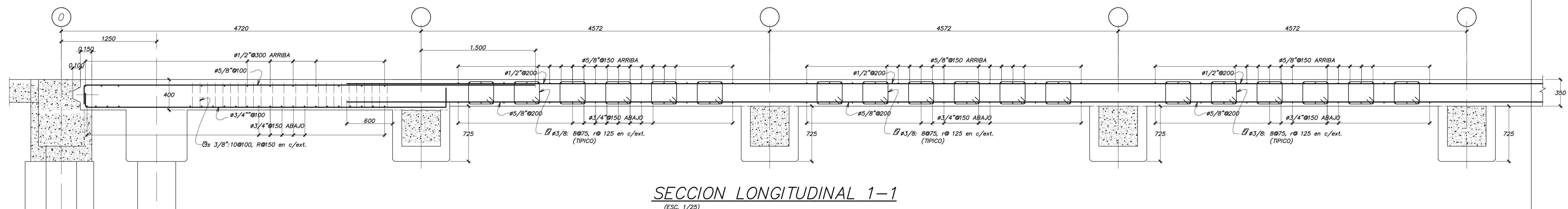
Gallegos Casabonne Arango

Ingenieros Civiles S.A.C.

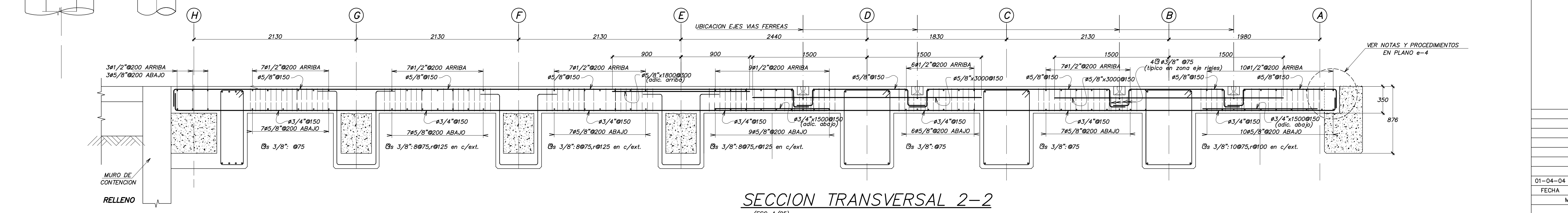
AMARRADERO 3C

DISERNO :	MA.Z / V.R.F.
DIBUJO :	V.R.F.
REVISION :	C.C.R.
PROYECTO :	REFORZAMIENTO LOSAS DE LOS MUELLES 2 Y 3 TERMINAL PORTUARIO DEL CALLAO
PLANO :	PLANTA ARMADURA LOSA PLATAFORMA MUELLE 3
ARCHIVO :	

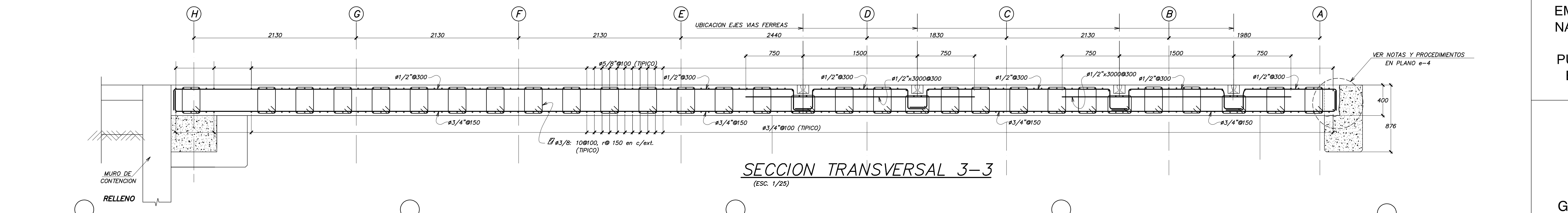
FECHA :	ENERO 2004	LAMINA :	e-12
Nro. OBRA :	11975-03	DE :	18
ESCALA :	1:75, 1:25		



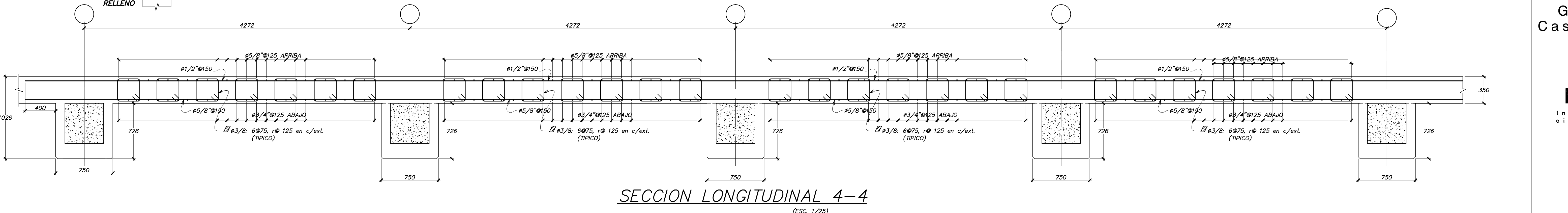
SECCION LONGITUDINAL 1-1
(ESC. 1/25)



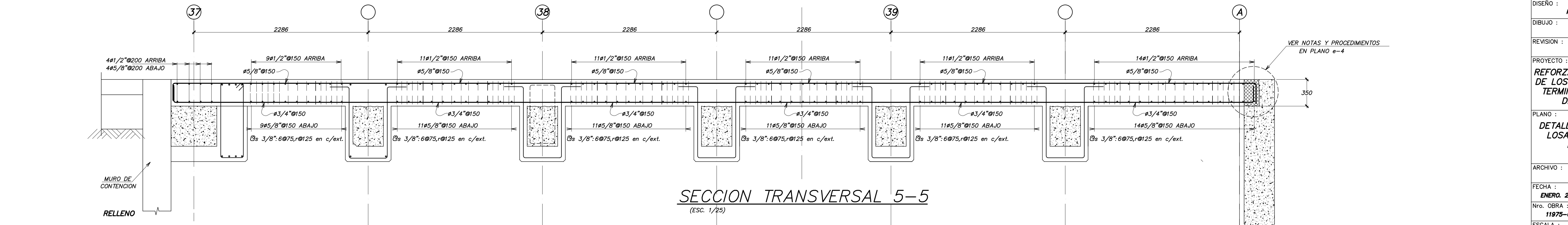
SECCION TRANSVERSAL 2-2
(ESC. 1/25)



SECCION TRANSVERSAL 3-3
(ESC. 1/25)



SECCION LONGITUDINAL 4-4
(ESC. 1/25)

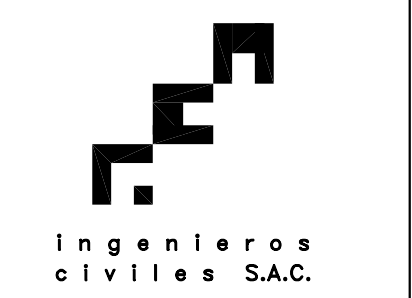


SECCION TRANSVERSAL 5-5
(ESC. 1/25)

01-04-04	REVISION GENERAL
FECHA	OBSERVACIONES
MODIFICACIONES	

EMPRESA NACIONAL DE PUERTOS ENAPU

Gallegos Casabonne Arango

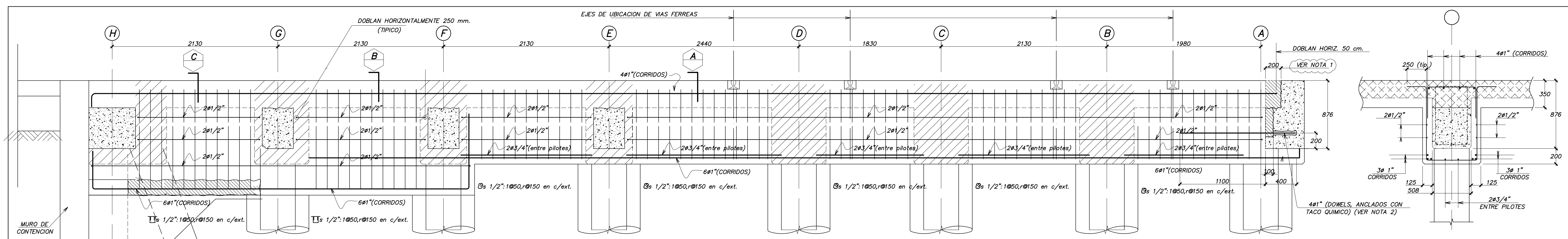


DISEÑO :	M.A.Z. / V.R.F.
DIBUJO :	V.R.F.
REVISION :	C.C.R.

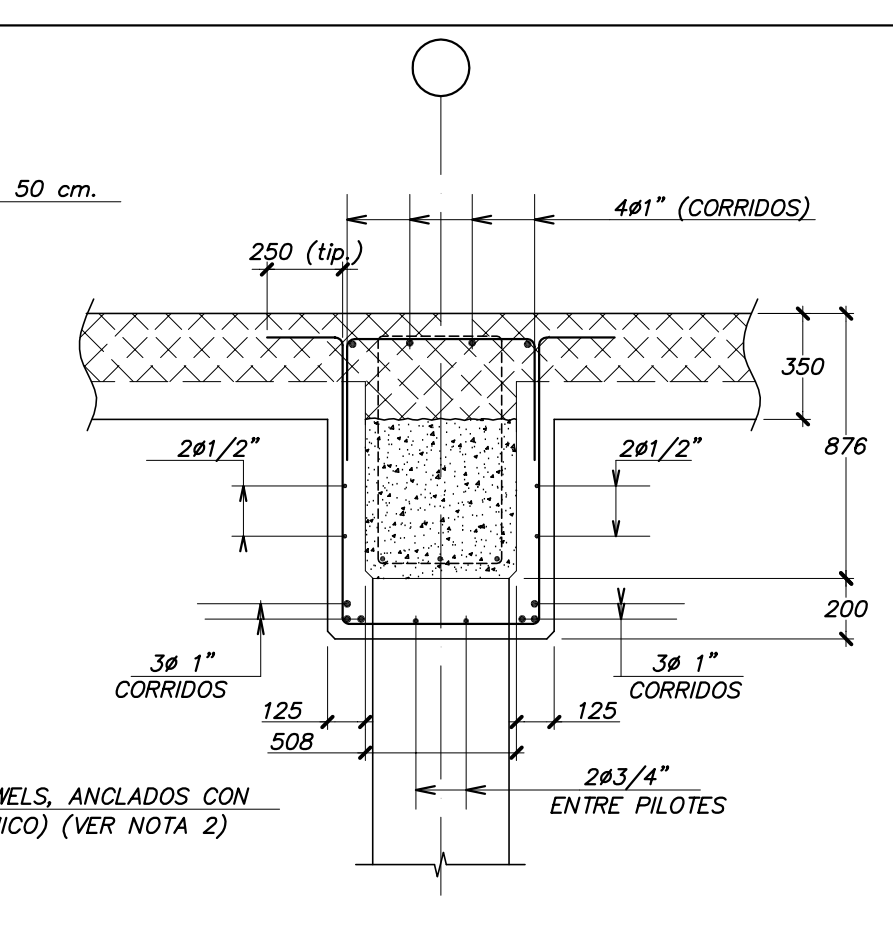
PROYECTO : REFORZAMIENTO LOSAS DE LOS MUELLES 2 Y 3 TERMINAL PORTUARIO DEL CALLAO

PLANO : DETALLES ARMADO DE LOSA PLATAFORMA MUELLE 3

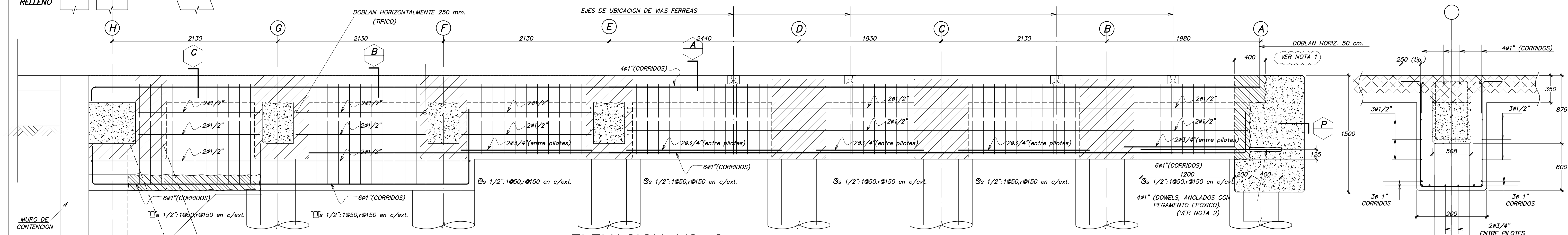
ARCHIVO :	
FECHA :	LAMINA :
ENERO. 2004	e-13
Nro. OBRA :	DE :
11975-03	18
ESCALA :	
1:25	



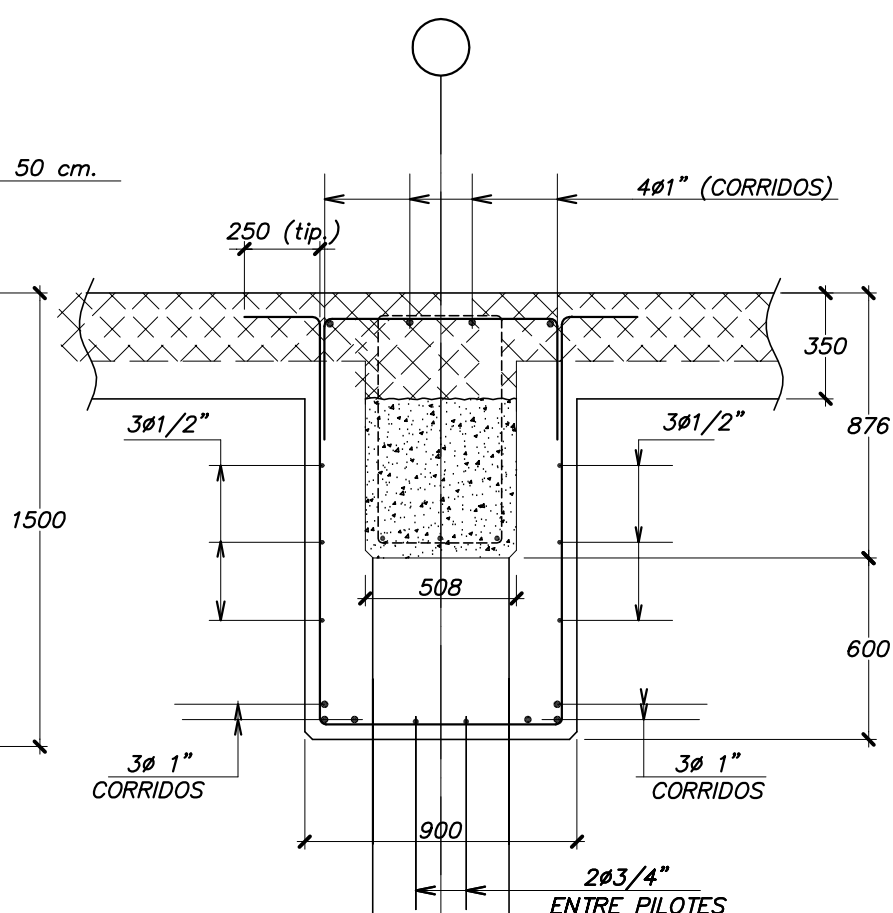
ELEVACION VC-1
(Esc. 1:25)



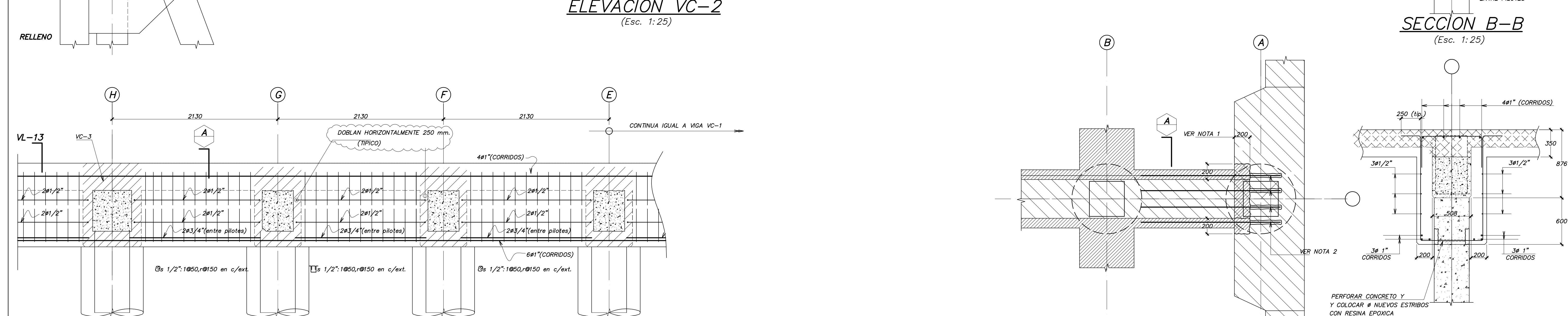
SECCION A-A
(Esc. 1:25)



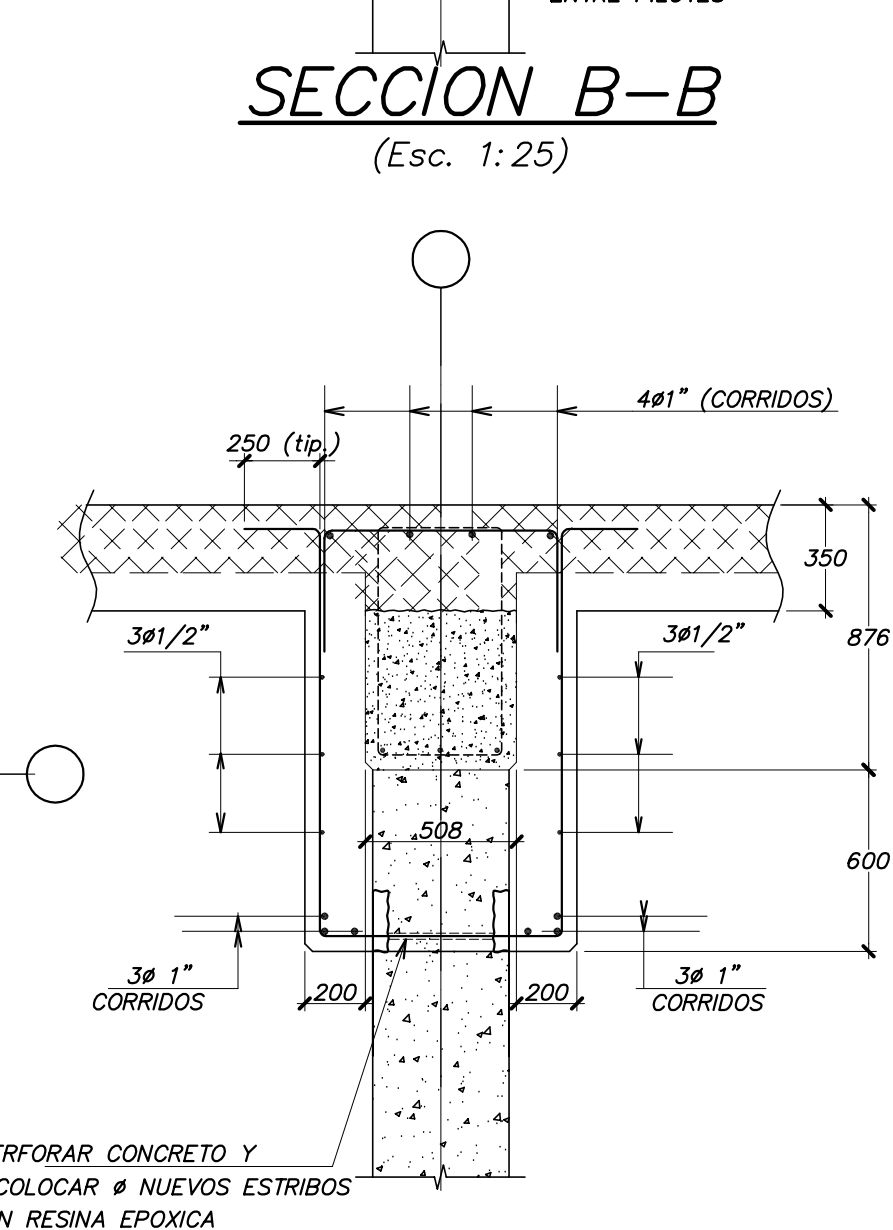
ELEVACION VC-2
(Esc. 1:25)



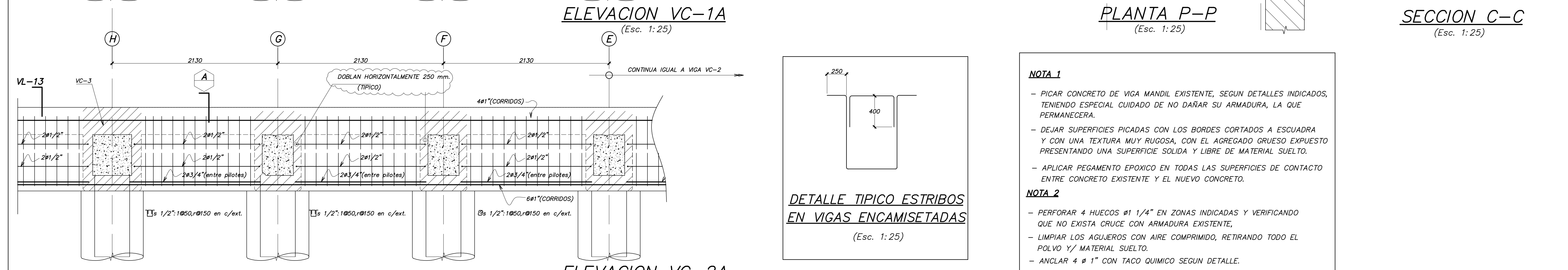
SECCION B-B
(Esc. 1:25)



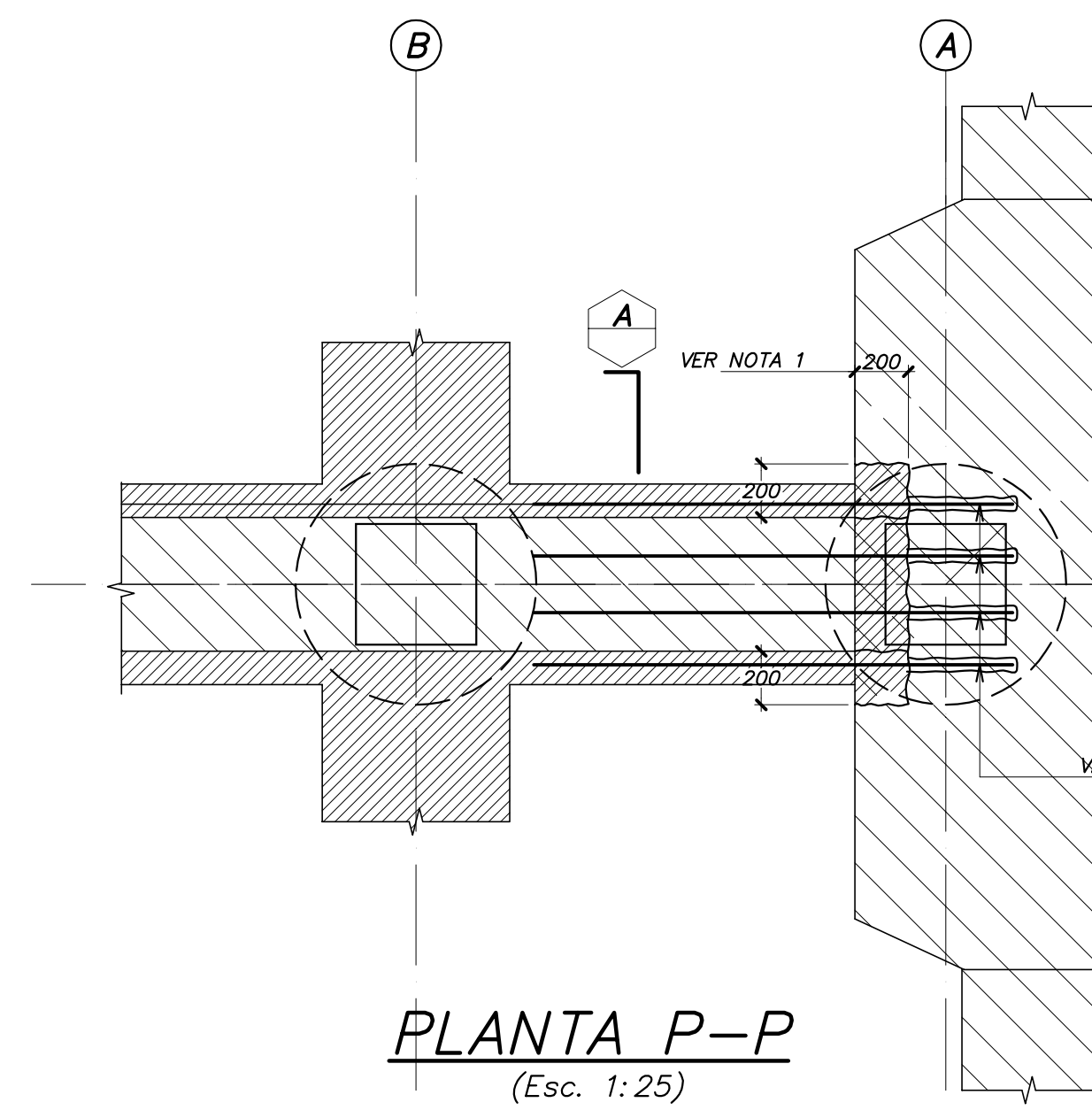
ELEVACION VC-1A
(Esc. 1:25)



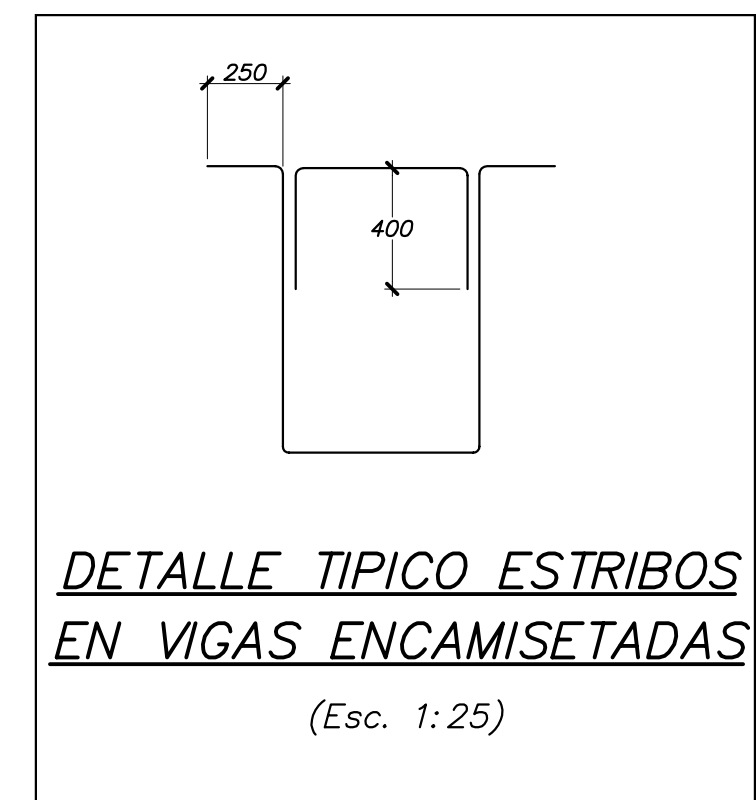
SECCION C-C
(Esc. 1:25)



ELEVACION VC-2A
(Esc. 1:25)



PLANTA P-P
(Esc. 1:25)



DETALLE TIPICO ESTRIBOS EN VIGAS ENCAMISETADAS
(Esc. 1:25)

NOTA 1

- PICAR CONCRETO DE VIGA MANDIL EXISTENTE, SEGUN DETALLES INDICADOS, TENIENDO ESPECIAL CUIDADO DE NO DAÑAR SU ARMADURA, LA QUE PERMANECERA.
- DEJAR SUPERFICIES PICADAS CON LOS BORDES CORTADOS A ESCUADRA Y CON UNA TEXTURA MUY RUGOSA, CON EL AGREGADO GRUESO EXPUESTO PRESENTANDO UNA SUPERFICIE SOLIDA Y LIBRE DE MATERIAL SUELTO.
- APLICAR PEGAMENTO EPOXICO EN TODAS LAS SUPERFICIES DE CONTACTO ENTRE CONCRETO EXISTENTE Y EL NUEVO CONCRETO.

NOTA 2

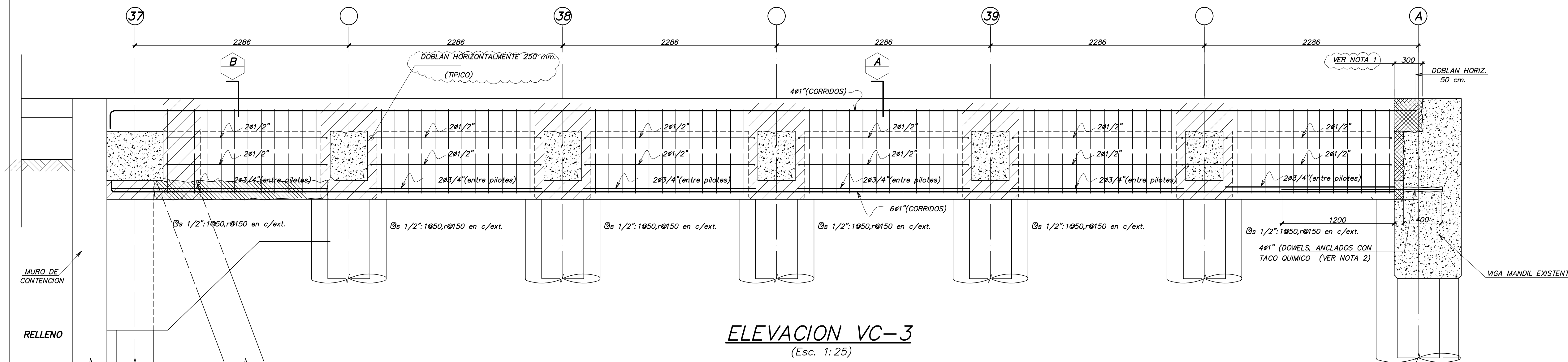
- PERFORAR 4 HUECOS #1 1/4" EN ZONAS INDICADAS Y VERIFICANDO QUE NO EXISTA CRUCE CON ARMADURA EXISTENTE,
- LIMPIAR LOS AGUJEROS CON AIRE COMPRIMIDO, RETIRANDO TODO EL POLVO Y MATERIAL SUELTO.
- ANCLAR 4 # 1" CON TACO QUIMICO SEGUN DETALLE.

01-04-04	REVISION GENERAL
FECHA	OBSERVACIONES
	MODIFICACIONES

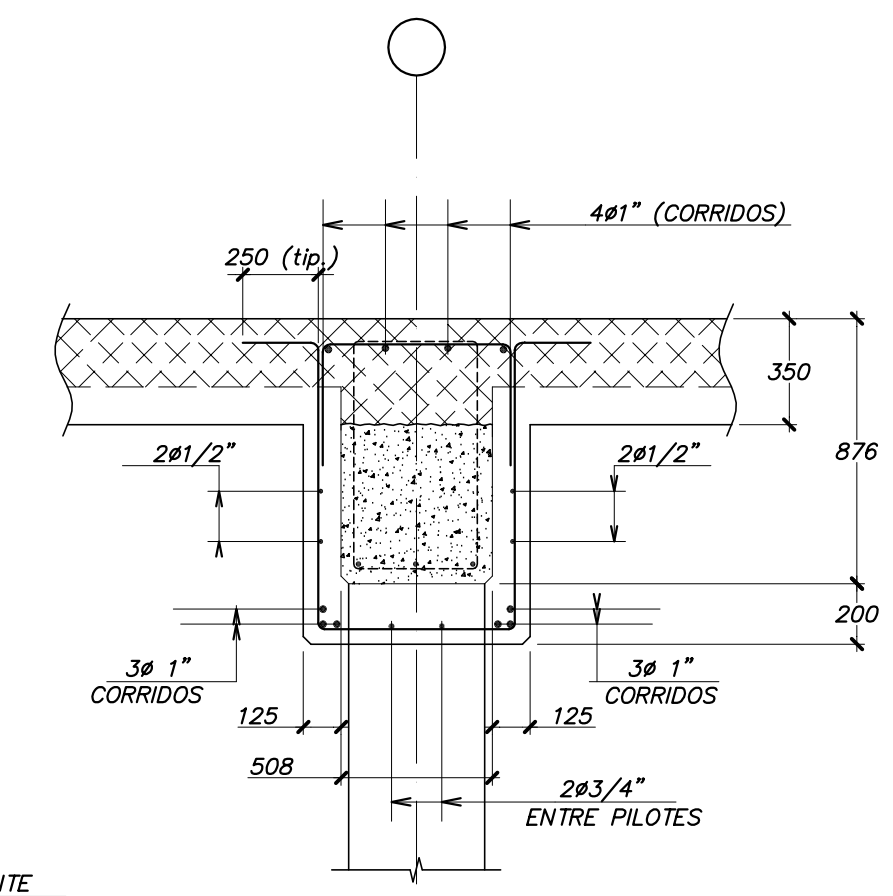
EMPRESA NACIONAL DE PUERTOS ENAPU

Gallegos Casabonne Arango
Ingenieros civiles S.A.C.

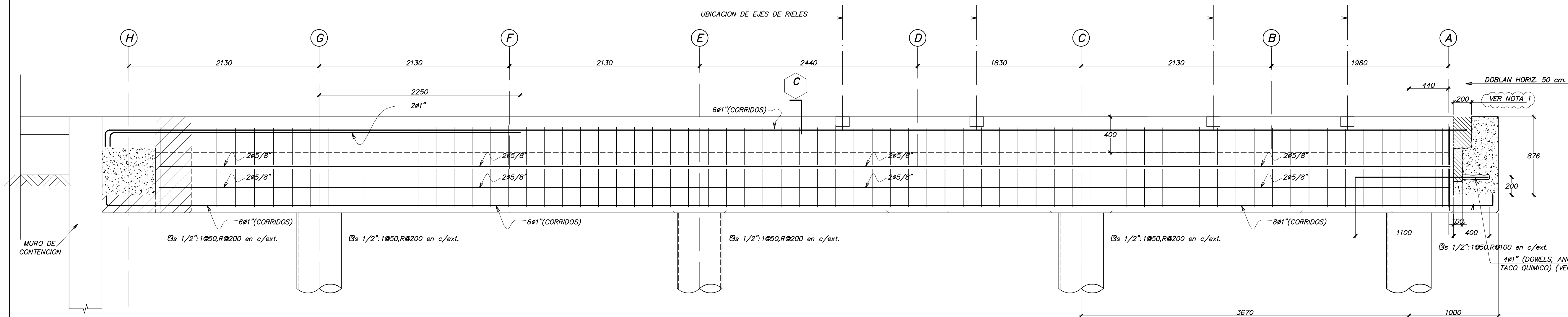
DISEÑO : M.A.Z / V.R.F.	
DIBUJO : V.R.F.	
REVISION : C.C.R.	
PROYECTO : REFORZAMIENTO LOSAS DE LOS MUELLES 2 Y 3 TERMINAL PORTUARIO DEL CALLAO	
PLANO : VIGAS (1) MUELLE 3	
ARCHIVO :	
FECHA : ENERO 2004	LAMINA :
Nro. OBRA : 11975-03	e-14
ESCALA : INDICADAS	DE : 18



ELEVACION VC-3
(Esc. 1:25)



SECCION A-A
(Esc. 1:25)



ELEVACION VC-4
(Esc. 1:25)

NOTA 1

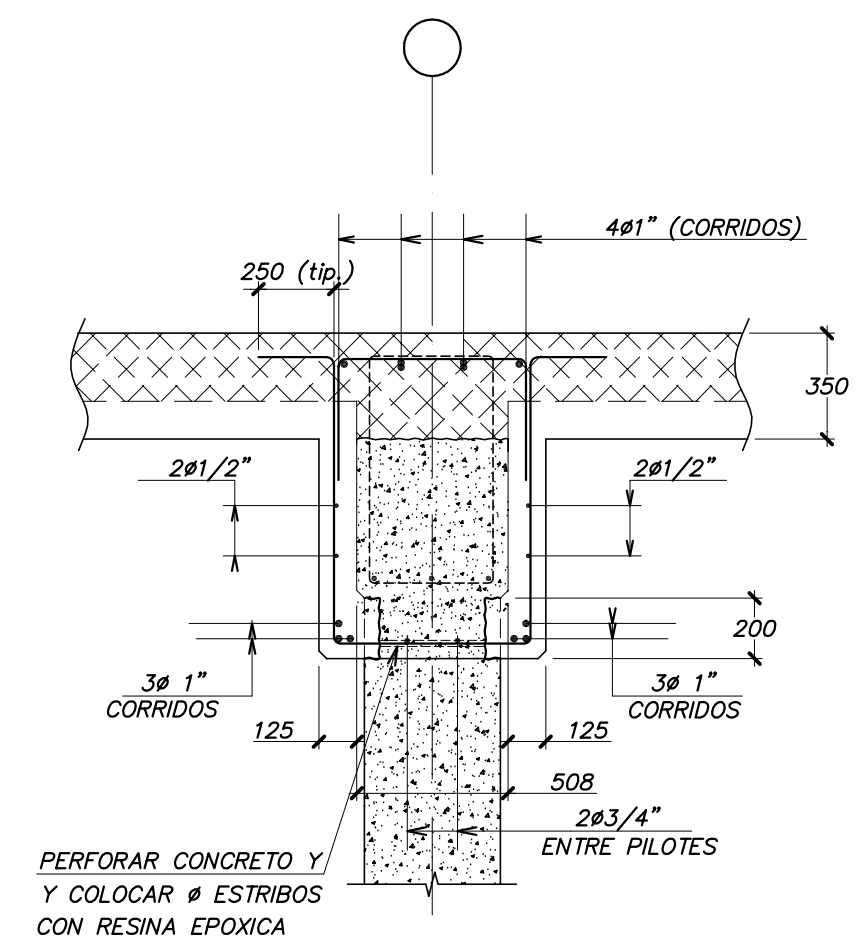
- PICAR CONCRETO DE VIGA MANDIL EXISTENTE, SEGUN DETALLES INDICADOS, TENIENDO ESPECIAL CUIDADO DE NO DAÑAR SU ARMADURA, LA QUE PERMANECERA.
- DEJAR SUPERFICIES PICADAS CON LOS BORDES CORTADOS A ESCUADRA Y CON UNA TEXTURA MUY RUGOSA, CON EL AGREGADO GRUESO EXPUESTO PRESENTANDO UNA SUPERFICIE SOLIDA Y LIBRE DE MATERIAL SUELTO.
- APLICAR PEGAMENTO EPOXICO EN TODAS LAS SUPERFICIES DE CONTACTO ENTRE CONCRETO EXISTENTE Y EL NUEVO CONCRETO.

NOTA 2

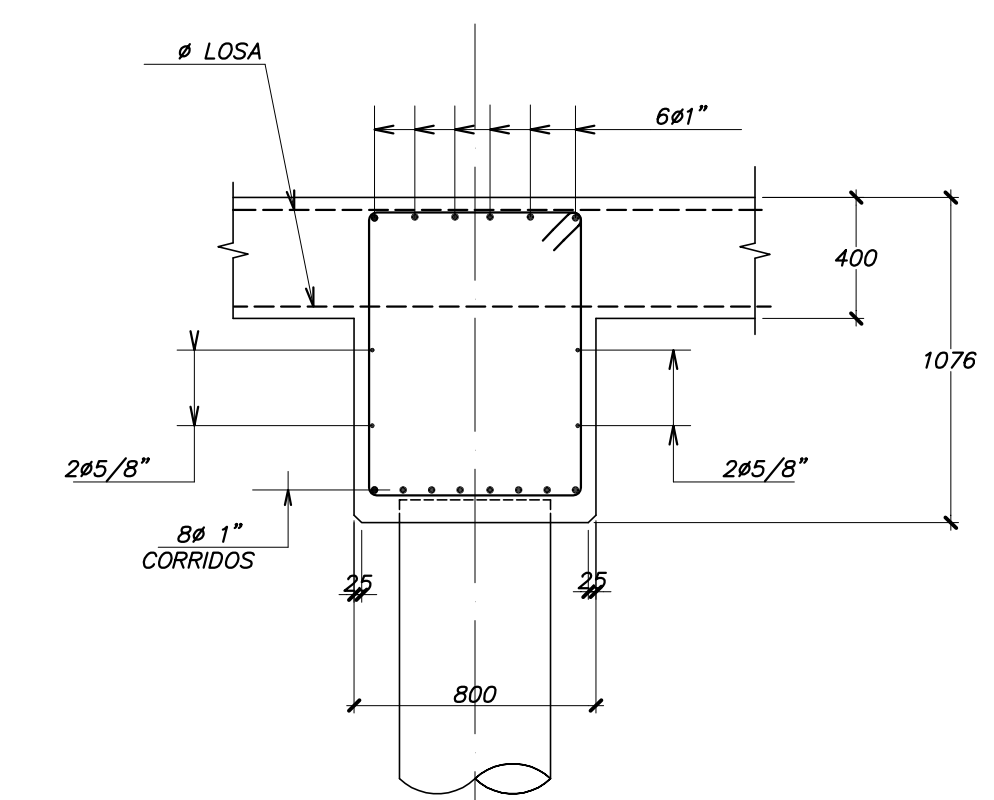
- PERFORAR 4 HUECOS Ø1 1/4" EN ZONAS INDICADAS Y VERIFICANDO QUE NO EXISTA CRUCE CON ARMADURA EXISTENTE.
- LIMPIAR LOS AGUJEROS CON AIRE COMPRIMIDO, RETIRANDO TODO EL POLVO Y/ MATERIAL SUELTO.
- ANCLAR 4 Ø 1" CON TACO QUIMICO SEGUN DETALLE.



DETALLE TIPICO ESTRIBOS EN VIGAS ENCAMISETADAS
(Esc. 1:25)



SECCION B-B
(Esc. 1:25)



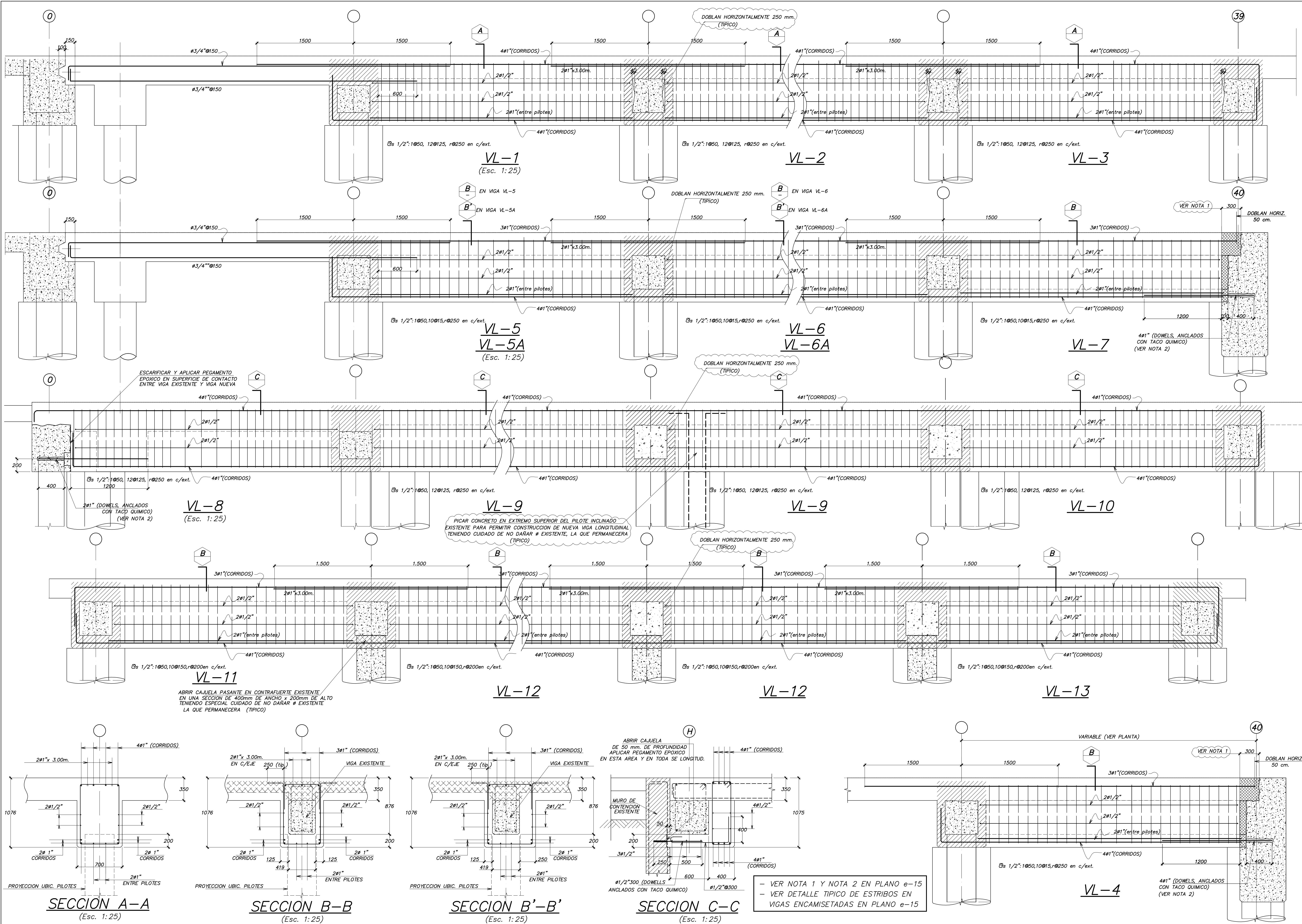
SECCION C-C
(Esc. 1:25)

01-04-04	REVISION GENERAL
FECHA	OBSERVACIONES
MODIFICACIONES	

EMPRESA NACIONAL DE PUERTOS ENAPU

Gallegos Casabonne Arango
Ingenieros civiles S.A.C.

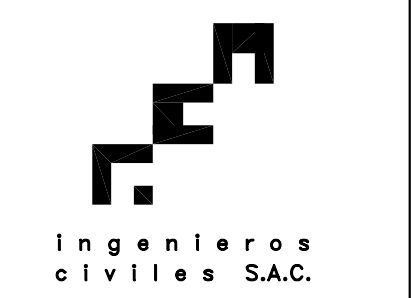
DISEÑO :	M.A.Z / V.R.F.
DIBUJO :	V.R.F.
REVISION :	C.C.R.
PROYECTO :	REFORZAMIENTO LOSAS DE LOS MUELLES 2 Y 3 TERMINAL PORTUARIO DEL CALLAO
PLANO :	VIGAS (II) MUELLE 3
ARCHIVO :	
FECHA :	ENERO 2004
Nro. OBRA :	11975-03
ESCALA :	INDICADAS
LAMINA :	e-15
DE :	18



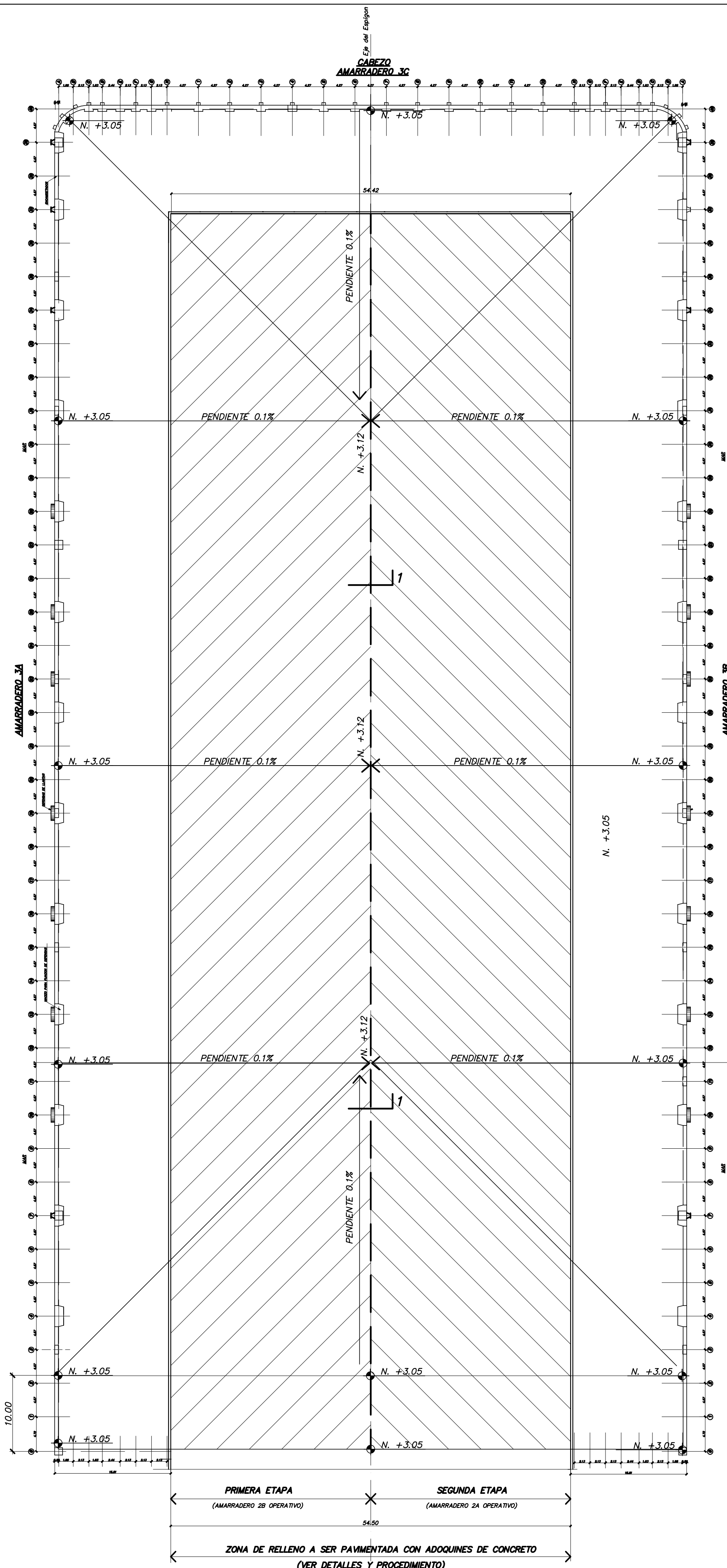
01-04-04	REVISIÓN GENERAL
FECHA	OBSERVACIONES
	MODIFICACIONES

EMPRESA NACIONAL DE PUERTOS ENAPU

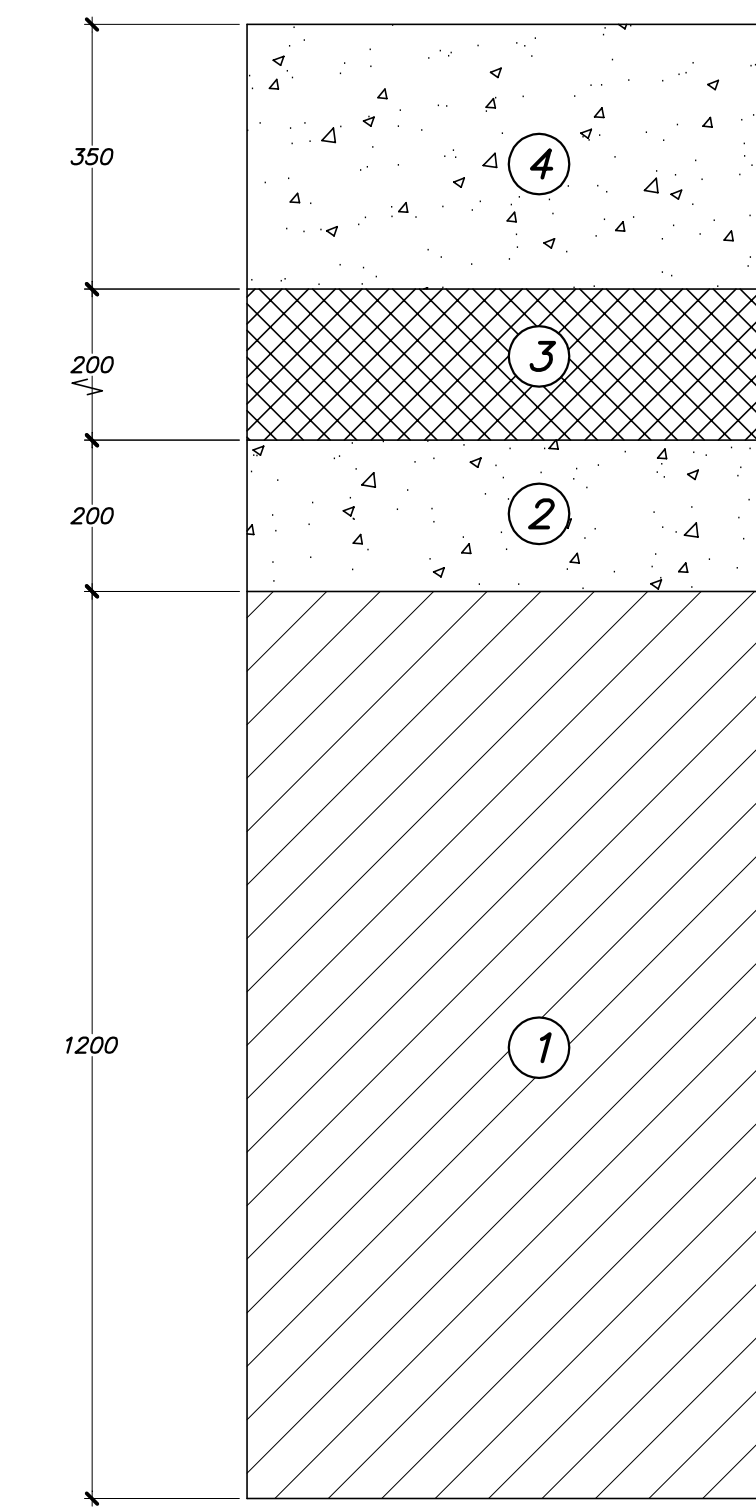
Gallegos Casabonne Arango



DISEÑO :	M.A.Z / V.R.F.
DIBUJO :	V.R.F.
REVISIÓN :	C.C.R.
PROYECTO :	REFORZAMIENTO LOSAS DE LOS MUELLES 2 Y 3 TERMINAL PORTUARIO DEL CALLAO
PLANO :	VIGAS (III) MUELLE 3
ARCHIVO :	
FECHA :	ENERO 2004
Nro. OBRA :	11975-03
ESCALA :	INDICADAS
LAMINA :	e-16
DE :	18

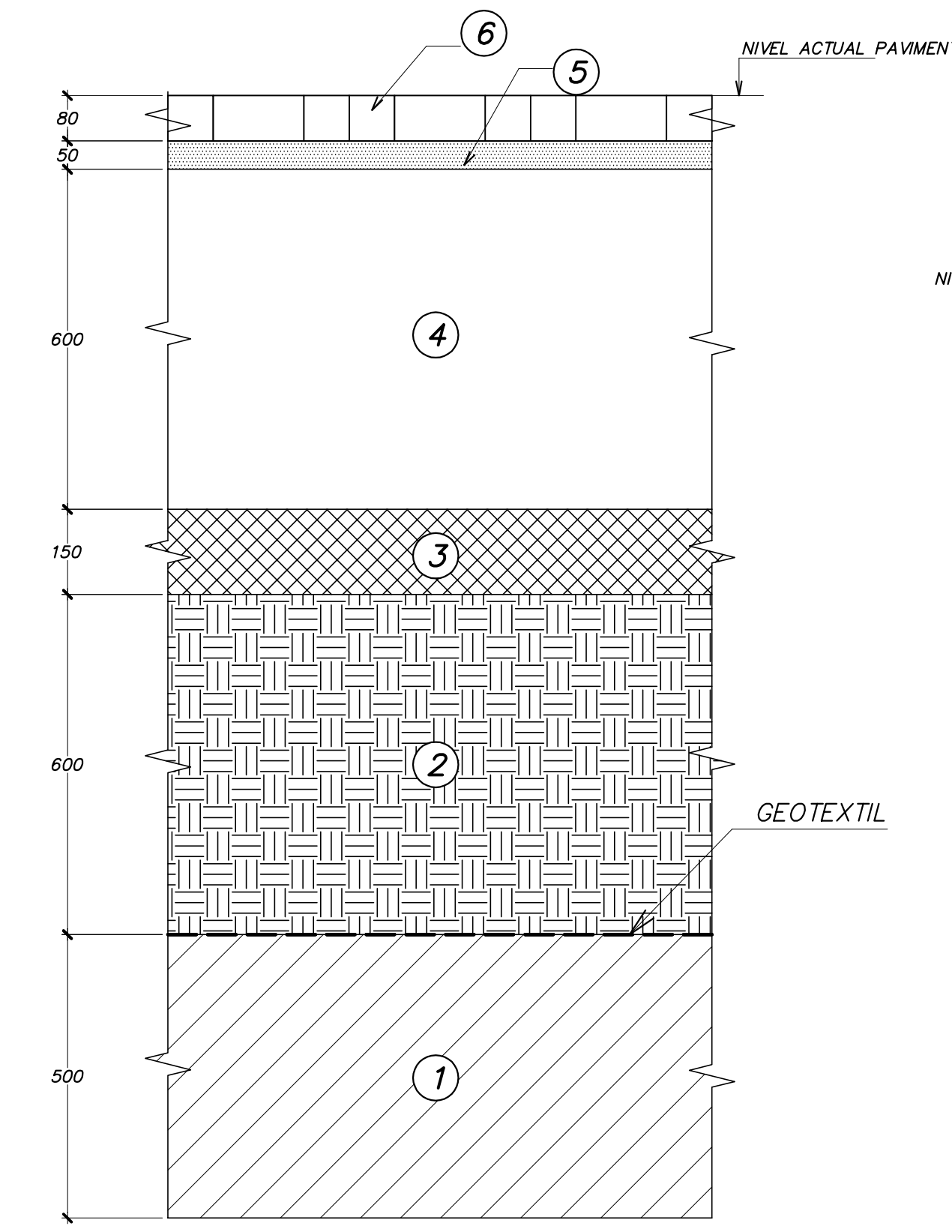


MUELLE 3
(ESC. 1: 400)



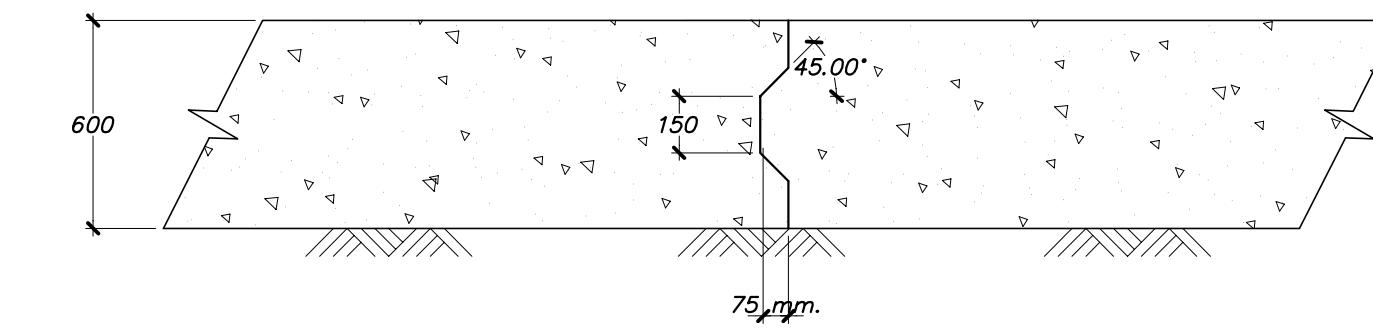
SECCION TRANSV. DEL PAVIMENTO (EXISTENTE)

- 1.- RELLENO NO CONTROLADO
- 2.- LOSA DE CONCRETO
- 3.- MATERIAL DE AFIRMADO
- 4.- LOSA DE CONCRETO

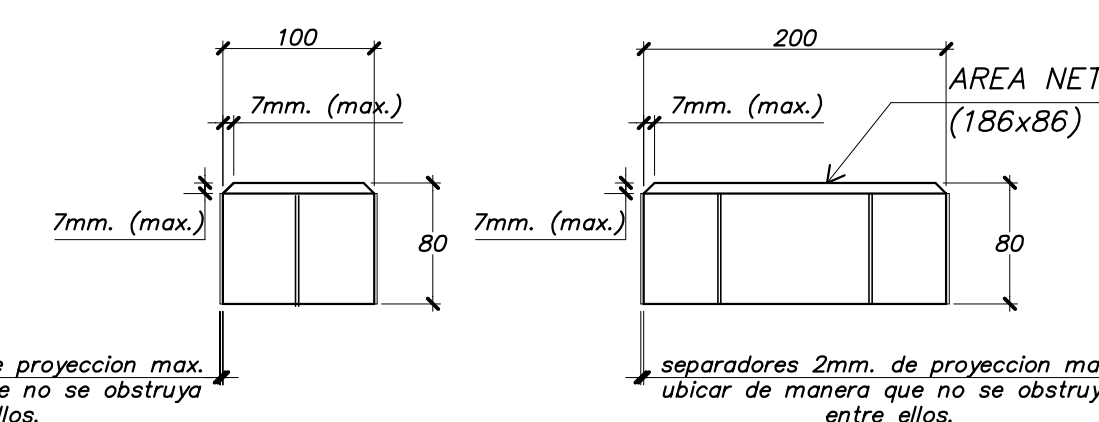


SECCION TRANSV. DEL PAVIMENTO
(ESCALA 1:10)

- ① RELLENO NO CONTROLADO (EXISTENTE)
- ② SUB BASE DE MATERIAL GRANULAR COMPACTADO
- ③ BASE DE MATERIAL GRANULAR COMPACTADO
- ④ BASE DE CONCRETO POBRE $f'c = 120 \text{ kg/cm}^2$
- ⑤ CAMA DE ARENA
- ⑥ ADOQUINES DE CONCRETO ($f'c = 55 \text{ MPa}$)

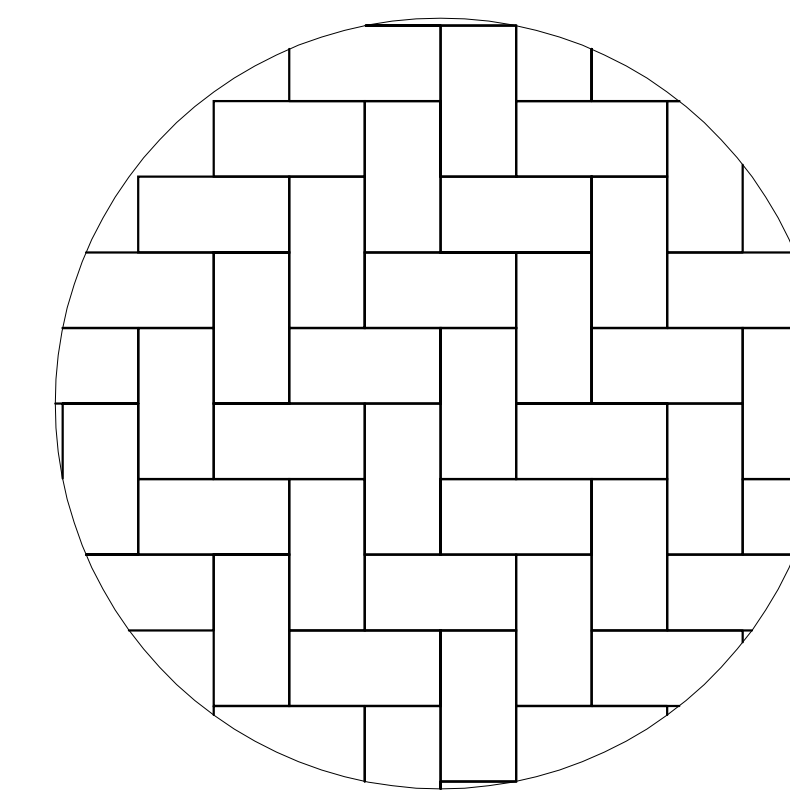


DETALLE DEJUNTAS EN LA BASE DE CONCRETO POBRE

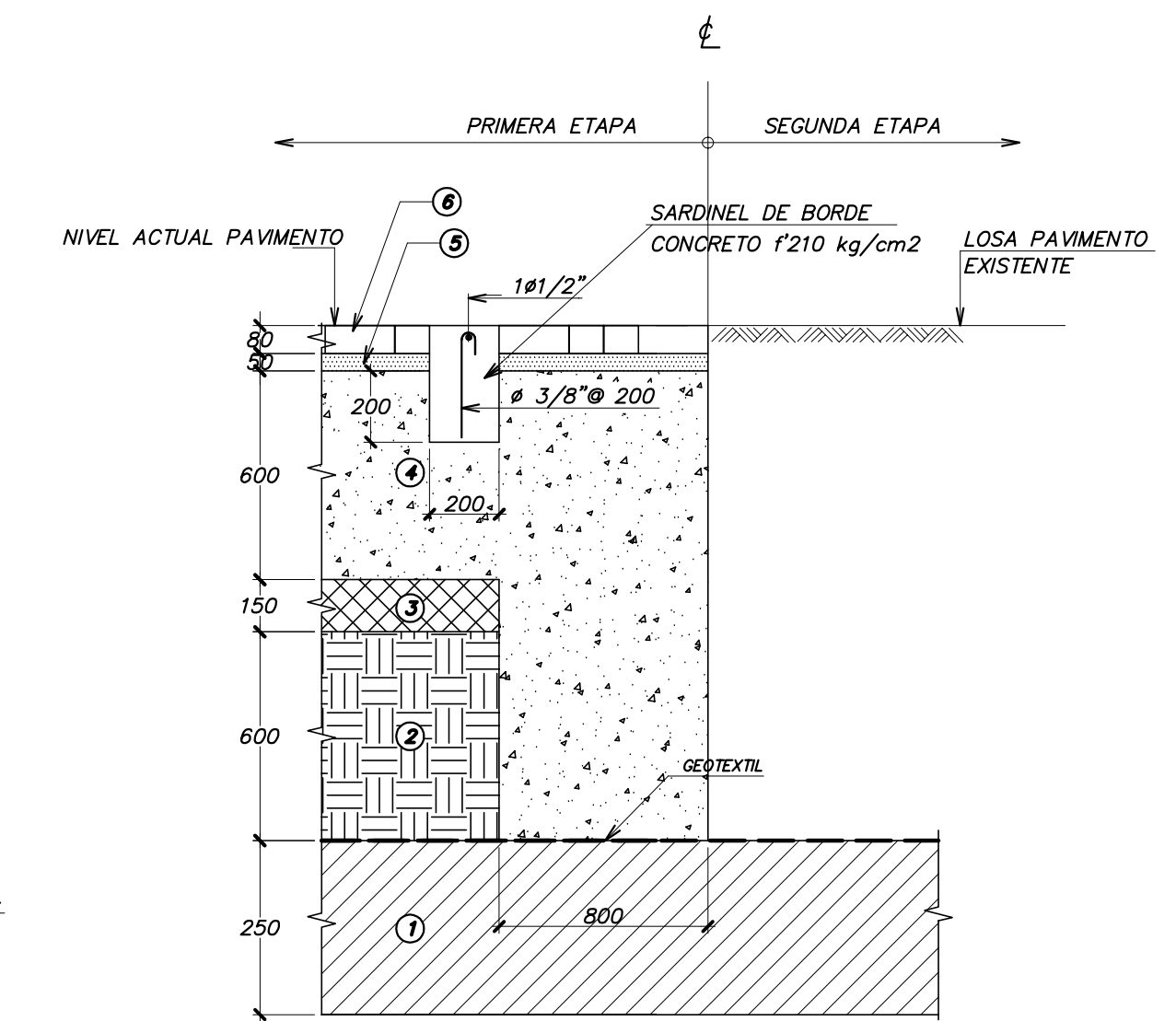


RESISTENCIA A LA COMPRESION ($f'b$) > 55MPa ó 561 kg/cm² (MEDIDA SOBRE EL AREA NETA)
RESISTENCIA A LA TRACCION POR FLEXION > 4.9 MPa ó 50 Kg/cm²

DETALLE ADOQUINES
(ESCALA 1:10)



DETALLE TIPICO DE TRAMA DE ADOQUINES ESPINA DE PESCADO
(ESCALA 1:10)



DETALLE SARDINEL ENTRE PRIMERA Y SEGUNDA ETAPA

CORTE 1
(ESCALA 1:20)

PROCEDIMIENTO

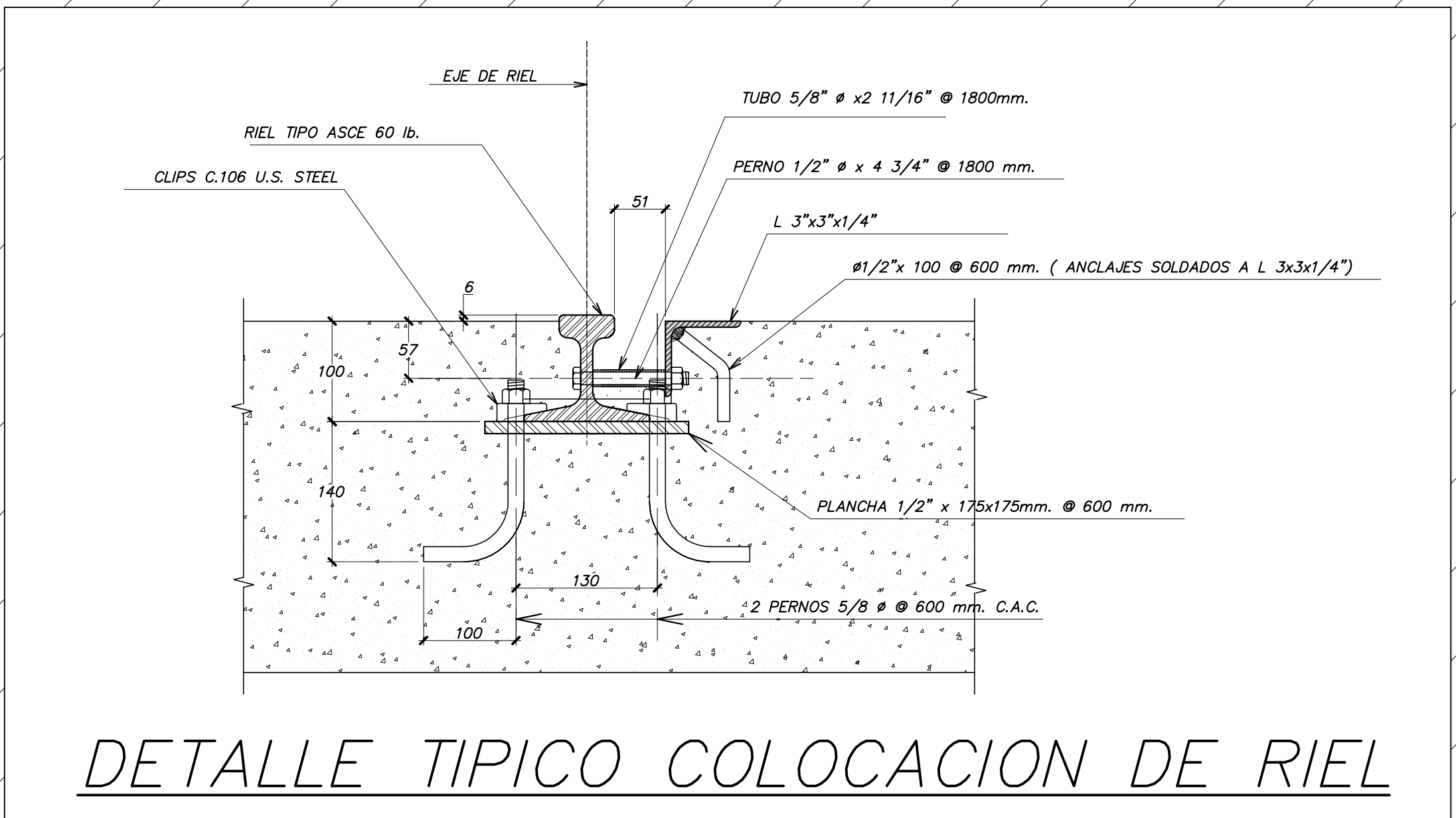
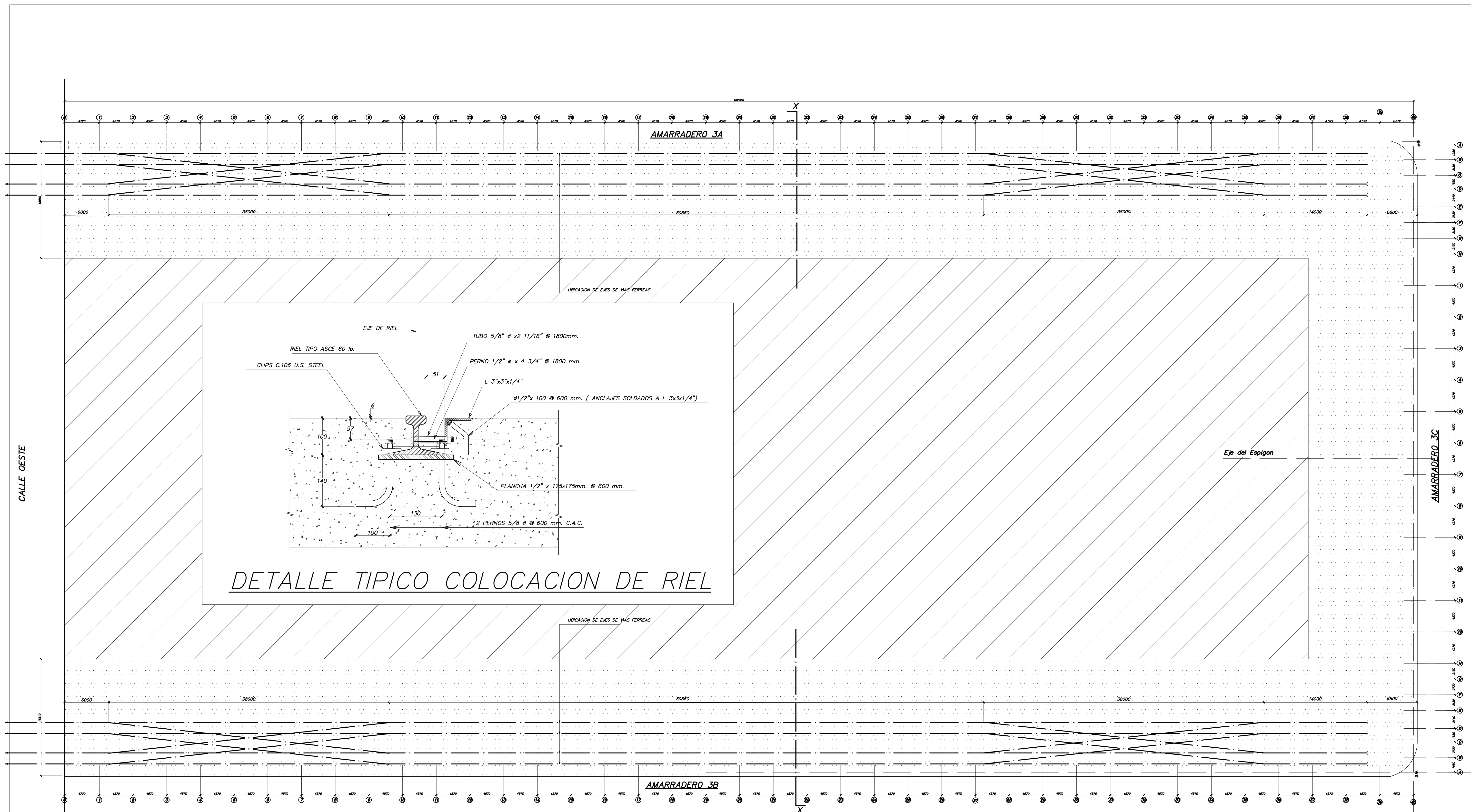
- DEMOLER LOSA SUPERIOR EXISTENTE DE 350 mm. DE ESPESOR Y RETIRARLA.
- RETIRAR RELLENO GRANULAR DE 200 mm. EL MISMO QUE SERA EMPLEADO EN EL NUEVO PAVIMENTO.
- DEMOLER LOSA INFERIOR EXISTENTE DE 200 mm. DE ESPESOR Y RETIRARLA.
- RETIRAR PARCIALMENTE EL RELLENO EXISTENTE (700 mm.) Y NIVELAR Y COMPACTAR EL RELLENO REMANENTE, HASTA LOGRAR EL 95% DE LA MAXIMA DENSIDAD TEORICA DEL ENSAYO PROCTOR MODIFICADO.
- COLOCAR GEOTEXTIL DE FILTRO.
- COLOCAR SUB BASE DE MATERIAL GRANULAR DE 600 mm. DE ESPESOR, COMPACTANDOLO POR CAPAS DE 30 cm. DE ESPESOR HASTA LOGRAR EL 95% DE LA MAXIMA DENSIDAD SECA TEORICA DEL ENSAYO PROCTOR MODIFICADO. PODRA USARSE PARTE DEL MATERIAL RETIRADO EXISTENTE SIEMPRE QUE CUMPLA CON LOS REQUERIMIENTOS DE CALIDAD Y GRANULOMETRIA INDICADA EN ESPECIFICACIONES. RETIRANDO TODAS LAS PIEDRAS QUE NO CUMPLAN CON LA GRANULOMETRIA ESPECIFICADA.
- CONSTRUIR UNA CAPA DE MATERIAL DE AFIRMADO DE 150 mm. DE ESPESOR COMPACTANDOLO HASTA LOGRAR EL 100% DE LA MAXIMA DENSIDAD SECA TEORICA DEL ENSAYO PROCTOR MODIFICADO.
- CONSTRUIR BASE DE CONCRETO POBRE DE ($f'c = 120 \text{ kg/cm}^2$) Y 600mm. DE ESPESOR.
- COLOCAR CAMA DE ARENA
- COLOCAR ADOQUINES DE CONCRETO DE $f'c = 55 \text{ MPa}$ SOBRE LA CAMA DE ARENA.

01-04-04	REVISION GENERAL
FECHA	OBSERVACIONES
	MODIFICACIONES

EMPRESA NACIONAL DE PUERTOS ENAPU

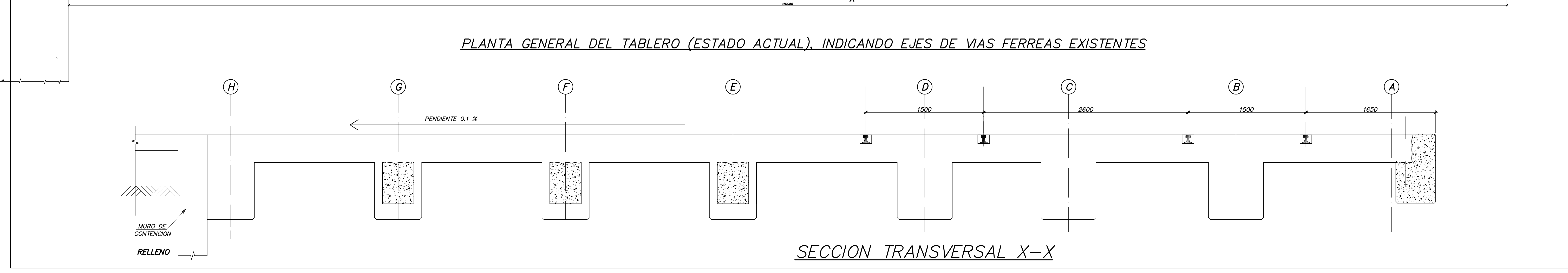
Gallegos Casabonne Arango
Ingenieros civiles S.A.C.

DISENO :	C.C.R. / M.A.Z
DIBUJO :	V.R.F.
REVISION :	C.C.R.
PROYECTO :	REFORZAMIENTO LOSAS DE LOS MUELLES 2 Y 3 TERMINAL PORTUARIO DEL CALLAO
PLANO :	PAVIMENTO EN ZONA DE RELLENO MUELLE 3
ARCHIVO :	
FECHA :	ENERO 2004
Nro. OBRA :	1197-03
ESCALA :	INDICADAS
LAMINA :	e-17
DE :	18



CALLE OESTE

AMARRADERO 3C



01-04-04	REVISION GENERAL
FECHA	OBSERVACIONES
	MODIFICACIONES

EMPRESA NACIONAL DE PUERTOS ENAPU

Gallegos Casabonne Arango
Ingenieros civiles S.A.C.

DISEÑO :	V.R.F.
DIBUJO :	V.R.F.
REVISION :	C.C.R.
PROYECTO :	REFORZAMIENTO LOSAS DE LOS MUELLES 2 Y 3 TERMINAL PORTUARIO DEL CALLAO
PLANO :	PLANTA GENERAL CON UBICACION DE VIAS FERREAS MUELLE 3
ARCHIVO :	
FECHA :	ENERO 2004
Nro. OBRA :	11975-03
ESCALA :	1:250
LAMINA :	e-18
DE :	18

ANEXO B PRUEBAS DE PIT (PILE INTEGRITY TESTING)



DYNAMIC CONTROL PERU

PRUEBA DE INTEGRIDAD PARA PILOTES (PIT) ASTM D 5882

Versión de Documento:

1

Fecha de Versión:

01-01-14

Fecha: 08/02/2020

Hora de Inicio: 10:55

Hora de Terminó: 11:13

INFORMACION GENERAL

Cliente: ROYAL HASKONING DHV
 Obra: INSPECCIÓN Y PROPUESTAS DE REPARACIÓN DE LOS MUELES 1,2,3,4
 Lugar: APM TERMINALS - CALLAO
 Fabricante del Pilote: _____
 Tipo de Pilote: _____

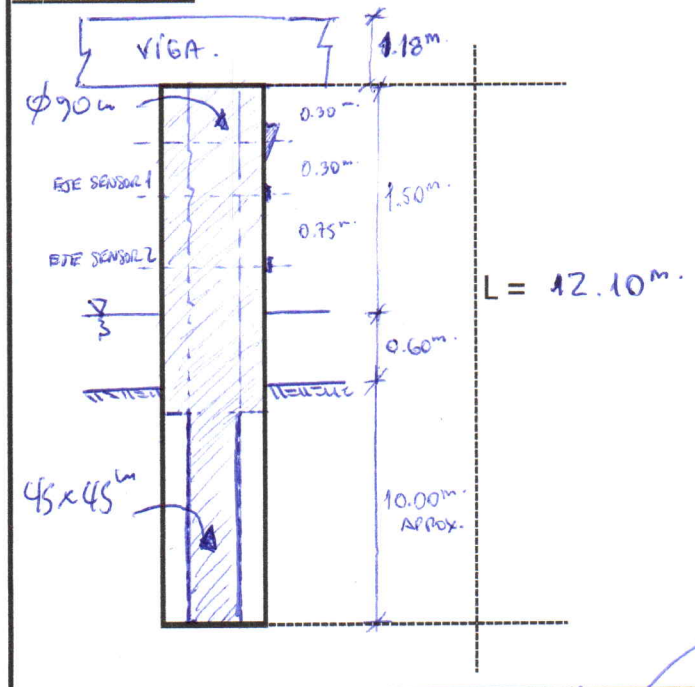
PILOTE DE ENSAYO

Código en Proj. PN: P G-23 *VERTICAL*
 Datos del Pilote: MUELE 3A
 Diámetro: 0.90m # e=
 Área de sección (cm²): 6,361.73
 Perímetro (m): 2.83
 Sección Llena (cm²): 6,361.73
 Fecha Instalación: _____ Instr.: _____ días

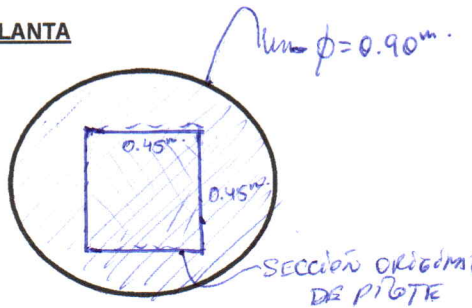
INSTALACION DEL PILOTE

Tipo de Equipo: _____
 RAM (ton): _____
 Energía Fab. (Ton-m): _____
 ΔVolumen: _____
 Otros: _____

VISTA FRONTAL:



VISTA DE PLANTA



(+) PUNTO INSTRUMENTADO CON ACCELEROMETRO

SENSORES UTILIZADOS DURANTE LA INSTRUMENTACION EN CAMPO

Acelerometro Top-Pile:	<input type="checkbox"/>
Acelerometro Side-Pile:	<input checked="" type="checkbox"/>
Acelerometro Side-Pile:	<input checked="" type="checkbox"/>
Martillo Instrumentado:	<input type="checkbox"/>
Martillo No Instrumentado:	<input checked="" type="checkbox"/>

MSc ING. JULIO LARA LLACAS
 CIP. N° 101750
 CONSULTOR ESPECIALISTA

LW 252178 (9.6)

21142 (18.2)

W = 1.85 Kg.

OBSERVACIONES

- SE CONSIDERARÁ COMO LONGITUD EMPOTRADA APROX. 10.00m. PROM.
- SECCION DE 0.45 x 0.45m.

Elaborado por:

Ing°.: ING. MIGUEL FLORES HILARIO

CIP. N° 149599

Firma: CONSULTOR ESPECIALISTA

Revisado por:

Ing°.: _____

Firma: _____

Visto por:

Ing°.: _____

Firma: _____



DYNAMIC CONTROL PERU

PRUEBA DE INTEGRIDAD PARA PILOTES (PIT) ASTM D 5882

Versión de Documento:

1

Fecha de Versión:

01-01-14

Fecha: 08/02/2020

Hora de Inicio: 11:20

Hora de Terminó: 11:43

INFORMACION GENERAL

Cliente: ROYAL HASTONING DHV
 Obra: INSPECCION Y PROPUESAS DE REPARACION DE LOS MUELLES 1,2,3,4
 Lugar: CALLAO - PERU
 Fabricante del Pilote: _____
 Tipo de Pilote: _____

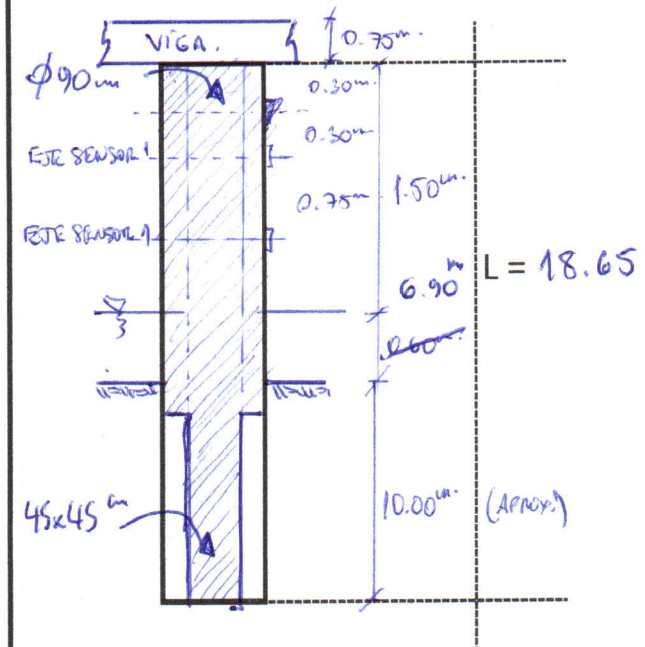
PILOTE DE ENSAYO

Código en Proj. PN: P B-23 VERTICAL
 Datos del Pilote: MUELLE 3A
 APM TERMINALS - CALLAO
 Diámetro: 0.90m # e=
 Área de sección (cm²): 6,361.73
 Perímetro (m): 2.83
 Sección Llena (cm²): 6,361.73
 Fecha Instalación: _____ Instr.: _____ días

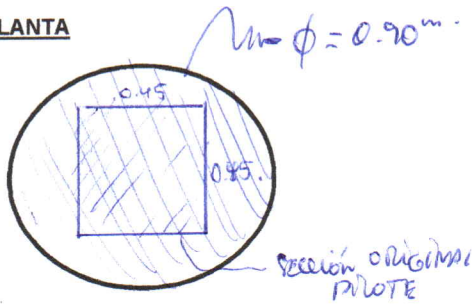
INSTALACION DEL PILOTE

Tipo de Equipo: _____
 RAM (ton): _____
 Energía Fab. (Ton-m): _____
 ΔVolumen: _____
 Otros: _____

VISTA FRONTAL:



VISTA DE PLANTA



(+) PUNTO INSTRUMENTADO CON ACCELEROMETRO

SENSORES UTILIZADOS DURANTE LA INSTRUMENTACION EN CAMPO

Accelerómetro Top-Pile:	<input type="checkbox"/>	
Accelerómetro Side-Pile:	<input checked="" type="checkbox"/>	LW 252178 (9.6)
Accelerómetro Side-Pile:	<input checked="" type="checkbox"/>	21142 (18.2)
Martillo Instrumentado:	<input type="checkbox"/>	
Martillo No Instrumentado:	<input checked="" type="checkbox"/>	W=1.85 Kg.

OBSERVACIONES

- SE CONSIDERAN COMO LONGITUD EMPOTRADA APROX 10.00m.
 DE SECCION 0.45 x 0.45m.

MSc ING. JULIO LARA LLACAS
 CIP. N° 101750
 CONSULTOR ESPECIALISTA

Elaborado por:

Ing°.: ING. MIGUEL FLORES HILARIO
 CIP. N° 149599
 Firma: CONSULTOR ESPECIALISTA

Revisado por:

Ing°.: _____
 Firma: _____

Visto por:

Ing°.: _____
 Firma: _____



DYNAMIC CONTROL PERU

PRUEBA DE INTEGRIDAD PARA PILOTES (PIT) ASTM D 5882

Versión de Documento: 1

Fecha de Versión: 01-01-14

Fecha: 08/02/2020

Hora de Inicio: 11:58

Hora de Terminó: 12:30

INFORMACION GENERAL

Cliente: ROYAL HASKOMING DHV
 Obra: INSPECCION Y PROUESTAS DE RE-
 PARACION DE LOS MUELLES 1, 2, 3 y 4
 Lugar: CALLAO - PERU
 Fabricante del Pilote: _____
 Tipo de Pilote: _____

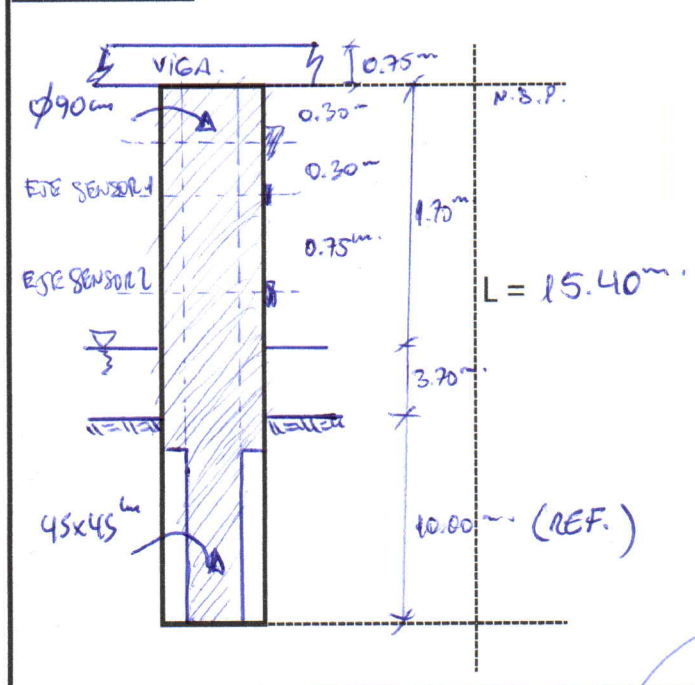
PILOTE DE ENSAYO

Código en Proj. PN: P-E-33 VERTICAL
 Datos del Pilote: MUELLE 3A
 APM TERMINALS - CALLAO
 Diámetro # 0.90" e= 0.45"
 Área de sección (cm²): 6,361.73
 Perímetro (m): 2.83
 Sección Llena (cm²): 6,361.73
 Fecha Instalación: _____ Instr.: _____ días

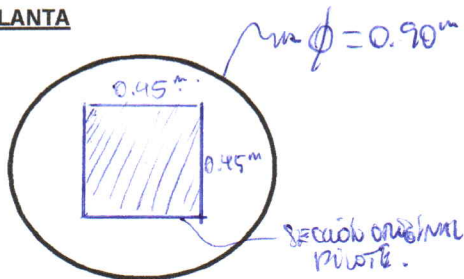
INSTALACION DEL PILOTE

Tipo de Equipo: _____
 RAM (ton): _____
 Energía Fab. (Ton-m): _____
 ΔVolumen: _____
 Otros: _____

VISTA FRONTAL:



VISTA DE PLANTA



(+) PUNTO INSTRUMENTADO CON ACCELEROMETRO

SENSORES UTILIZADOS DURANTE LA INSTRUMENTACION EN CAMPO

Acelerometro Top-Pile:	<input type="checkbox"/>	
Acelerometro Side-Pile:	<input checked="" type="checkbox"/>	LW 252178 (9.6)
Acelerometro Side-Pile:	<input checked="" type="checkbox"/>	21142 (18.2)
Martillo Instrumentado:	<input type="checkbox"/>	
Martillo No Instrumentado:	<input checked="" type="checkbox"/>	w = 1.85 Kg.

ING. JULIO LARA LACAS
 CIP. N° 101750
 CONSULTOR ESPECIALISTA

OBSERVACIONES

SE CONSIDERARÁ COMO LONGITUD DE EMPOTRAMIENTO APROX. 10.00m DE SECCIÓN 0.45x0.45m

Elaborado por:
 Ing°.: ING. MIGUEL FLORES HILARIO
 CIP. N° 149599
 Firma: CONSULTOR ESPECIALISTA

Revisado por: _____
 Ing°.: _____
 Firma: _____

Visto por: _____
 Ing°.: _____
 Firma: _____



DYNAMIC CONTROL PERU

PRUEBA DE INTEGRIDAD PARA PILOTES (PIT) ASTM D 5882

Versión de Documento: 1

Fecha de Versión: 01-01-14

Fecha: 08/02/2020 Hora de Inicio: 12:33 Hora de Terminó: 12:45

INFORMACION GENERAL

Cliente: ROYAL HASKONING. DHV
 Obra: INSPECCIÓN Y PROPUESTAS DE REPARACIÓN DE LOS MUECLES 1, 2, 3 y 4
 Lugar: CALLAO - PERÚ
 Fabricante del Pilote: ---
 Tipo de Pilote: ---

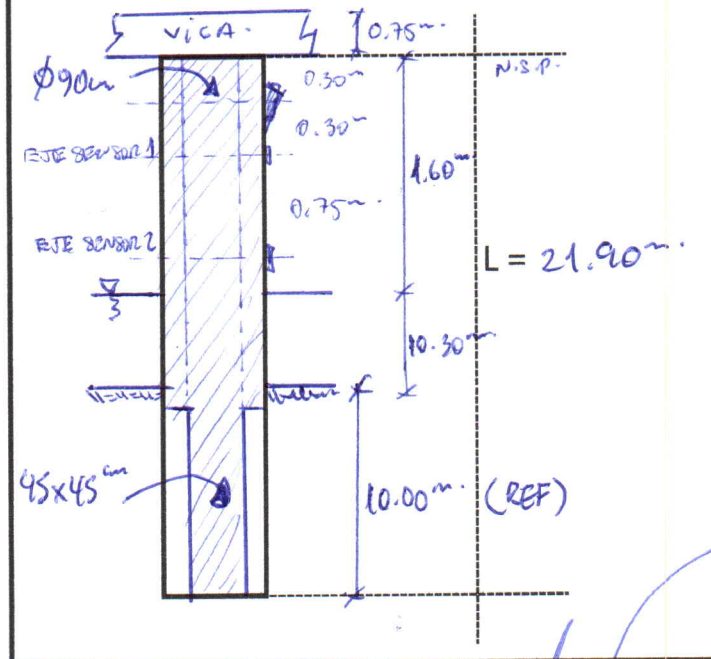
PILOTE DE ENSAYO

Código en Proj. PN: P A-33 VERTICAL
 Datos del Pilote: MUELLE 3A
APM TERMINALS - CALLAO
 Diámetro: 0.90m # e= 0.45m
 Área de sección (cm²): 6,361.73
 Perímetro (m): 2.83
 Sección Llena (cm²): 6,361.73
 Fecha Instalación: --- Instr.: --- días

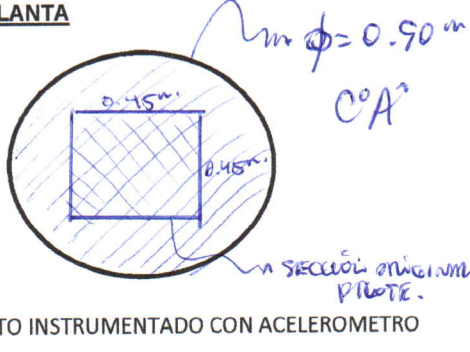
INSTALACION DEL PILOTE

Tipo de Equipo: ---
 RAM (ton): ---
 Energía Fab. (Ton-m): ---
 ΔVolumen: ---
 Otros: ---

VISTA FRONTAL:



VISTA DE PLANTA



SENSORES UTILIZADOS DURANTE LA INSTRUMENTACION EN CAMPO

Acelerómetro Top-Pile:	<input type="checkbox"/>	
Acelerómetro Side-Pile:	<input checked="" type="checkbox"/>	<u>LW 252178 (9.6)</u>
Acelerómetro Side-Pile:	<input checked="" type="checkbox"/>	<u>21142 (18.0)</u>
Martillo Instrumentado:	<input type="checkbox"/>	
Martillo No Instrumentado:	<input checked="" type="checkbox"/>	<u>w = 1.85kg.</u>

MSc ING. JULIO LARA LLACAS
 CIP N° 101750
 CONSULTOR ESPECIALISTA

OBSERVACIONES

• SE CONSIDERA COMO LONG. EMPOTRADA = 10.00m DE SECCIÓN 0.45x0.45m

Elaborado por: [Signature]
 Ing°.: ING. MIGUEL FLORES HILARIO
 CIP. N° 149599
 Firma: CONSULTOR ESPECIALISTA

Revisado por: _____
 Ing°.: _____
 Firma: _____

Visto por: _____
 Ing°.: _____
 Firma: _____



DYNAMIC CONTROL PERU

PRUEBA DE INTEGRIDAD PARA PILOTES (PIT) ASTM D 5882

Versión de Documento:

1

Fecha de Versión:

01-01-14

Fecha: 08/02/2020 Hora de Inicio: 10:00 Hora de Termino: 10:30

INFORMACION GENERAL

Cliente: ROYAL HASKONING DHV
Obra: INSPECCION Y PROPUESTAS DE REPARACION DE LOS MUELLES 1, 2, 3 y 4
Lugar: CALLAO - PERU
Fabricante del Pilote:
Tipo de Pilote:

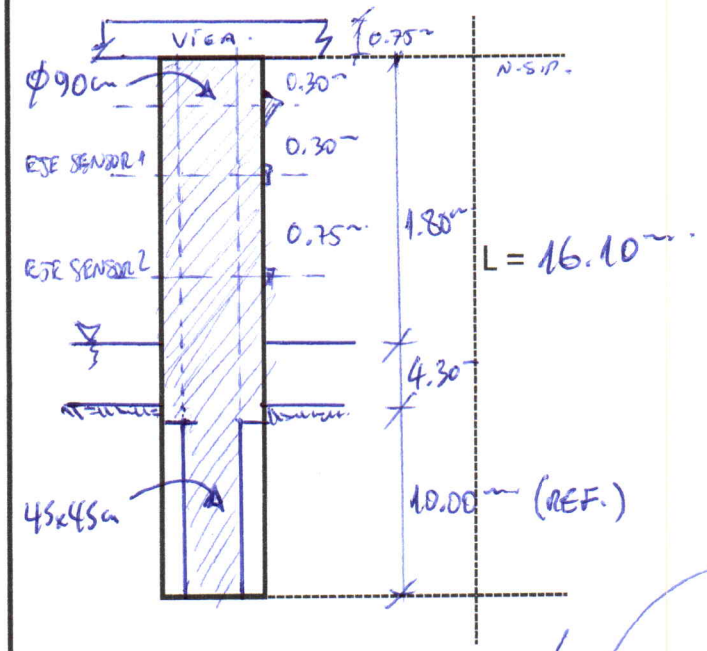
PILOTE DE ENSAYO

Codigo en Proj. PN: P D-15 VERTICAL
Datos del Pilote: MUELLE 3A
APOR TERMINALES - CALLAO
Diámetro: 0.90m # e= 0.45m
Área de sección (cm²): 6,361.73
Perimetro (m): 2.83
Sección Llena (cm²): 6,361.73
Fecha Instalación: Instr.: días

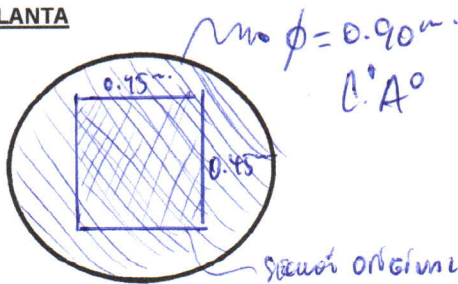
INSTALACION DEL PILOTE

Tipo de Equipo:
RAM (ton):
Energía Fab. (Ton-m):
 Δ Volumen:
Otros:

VISTA FRONTAL:



VISTA DE PLANTA



(+) PUNTO INSTRUMENTADO CON ACCELEROMETRO

SENSORES UTILIZADOS DURANTE LA INSTRUMENTACION EN CAMPO

Acelerometro Top-Pile:	<input type="checkbox"/>
Acelerometro Side-Pile:	<input checked="" type="checkbox"/>
Acelerometro Side-Pile:	<input checked="" type="checkbox"/>
Martillo Instrumentado:	<input type="checkbox"/>
Martillo No Instrumentado:	<input checked="" type="checkbox"/>

MSc ING. JULIO LARA LLACAS
GIP N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA
LW252178 (9.6)
21142 (18.2)
w = 1.85Kg.

OBSERVACIONES

SE CONSIDERA COMO LONG. EMPOTRADA: 10.00m. DE SECCION 0.45x0.45m

Elaborado por:

Ing°.: ING MIGUEL FLORES HILARIO
CIP. N° 149599
Firma: CONSULTOR ESPECIALISTA

Revisado por:

Ing°.:
Firma:

Visto por:

Ing°.:
Firma:



DYNAMIC CONTROL PERU

PRUEBA DE INTEGRIDAD PARA PILOTES (PIT) ASTM D 5882

Versión de Documento:

1

Fecha de Versión:

01-01-14

Fecha: 08/02/2020

Hora de Inicio: 10:45 Hora de Termino: 10:53

INFORMACION GENERAL

Cliente: ROYAL HASKONING DIAV
 Obra: INSPECCION Y PROPUESITAS DE REPARACION DE LOS MUELLES 1, 2, 3 y 4
 Lugar: CALLO - PERU
 Fabricante del Pilote: _____
 Tipo de Pilote: _____

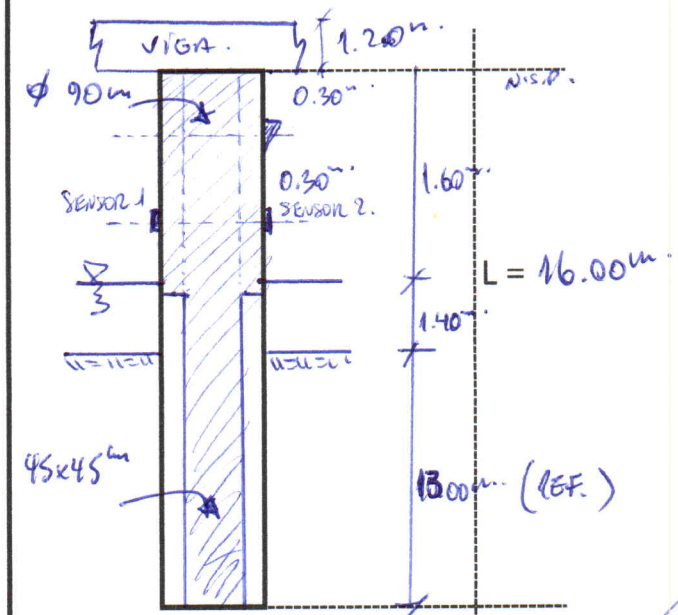
PILOTE DE ENSAYO

Codigo en Proj. PN: P. G-4/15-16 INCLUIDO
 Datos del Pilote: MUELLE 3A
 APM TERMINALS CALLO
 Diámetro: 0.90m # e= 0.45m
 Área de sección (cm²): 6,361.77
 Perimetro (m): 2.83
 Sección Llena (cm²): 6,361.73
 Fecha Instalación: _____ Instr.: _____ días

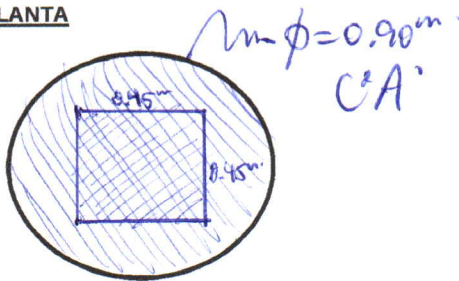
INSTALACION DEL PILOTE

Tipo de Equipo: _____
 RAM (ton): _____
 Energia Fab. (Ton-m): _____
 ΔVolumen: _____
 Otros: _____

VISTA FRONTAL:



VISTA DE PLANTA



(+) PUNTO INSTRUMENTADO CON ACELEROMETRO

SENSORES UTILIZADOS DURANTE LA INSTRUMENTACION EN CAMPO

Acelerometro Top-Pile:	<input type="checkbox"/>
Acelerometro Side-Pile:	<input checked="" type="checkbox"/>
Acelerometro Side-Pile:	<input checked="" type="checkbox"/>
Martillo Instrumentado:	<input type="checkbox"/>
Martillo No Instrumentado:	<input checked="" type="checkbox"/>

MSc ING. JULIO LARA LLACAS
 CIP. N° 101750
 CONSULTOR ESPECIALISTA

LW 252178 (1.6)

21142 (18.2)

w = 1.85 kg

OBSERVACIONES

* SE CONSIDERÓ COMO LONG. EMP. 13:00m. con sección 0.45 x 0.45m

Elaborado por:

Ing°.: ING. MIGUEL FLORES HILARIO
CIP: N° 149599

Firma: CONSULTOR ESPECIALISTA

Revisado por:

Ing°.: _____

Firma: _____

Visto por:

Ing°.: _____

Firma: _____



DYNAMIC CONTROL PERU

PRUEBA DE INTEGRIDAD PARA PILOTES (PIT) ASTM D 5882

Versión de Documento:

1

Fecha de Versión:

01-01-14

Fecha: 08/02/2020

Hora de Inicio: 13:12

Hora de Terminó: 13:18

INFORMACION GENERAL

Cliente: ROYAL HASKONING. DITV
 Obra: INSPECCIÓN Y PROVEISTAS DE REPARACIÓN DE LOS MUELLES 1, 2, 3 y 4
 Lugar: CAUSO - PERU
 Fabricante del Pilote: _____
 Tipo de Pilote: _____

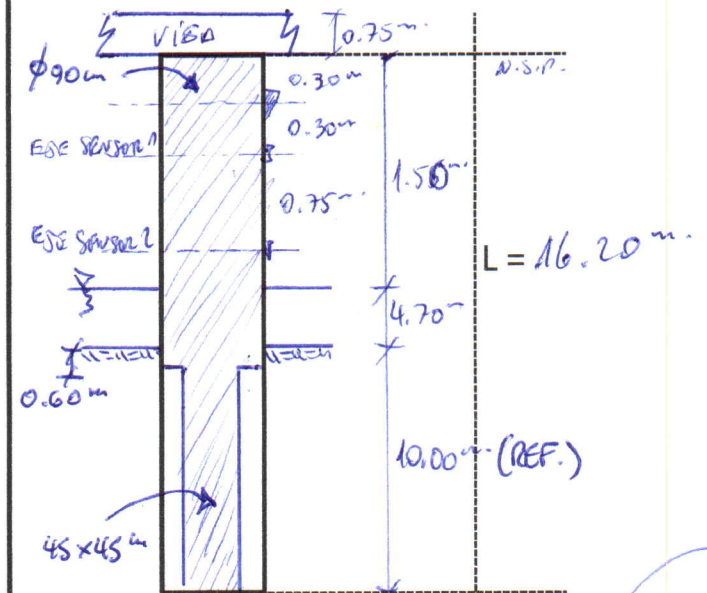
PILOTE DE ENSAYO

Código en Proj. PN: P. E-8 VERTICAL
 Datos del Pilote: MUELLE 3A
 APM TERMINALS - CAUSO
 Diámetro: 0.90m # e= 0.45m
 Área de sección (cm²): 6,361.73
 Perímetro (m): 2.83
 Sección Llena (cm²): 6,361.73
 Fecha Instalación: _____ Instr.: _____ días

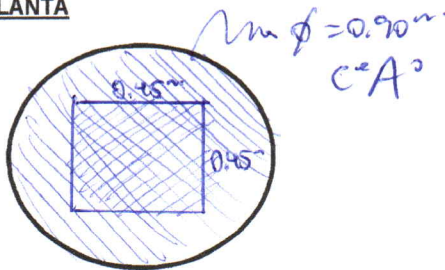
INSTALACION DEL PILOTE

Tipo de Equipo: _____
 RAM (ton): _____
 Energía Fab. (Ton-m): _____
 ΔVolumen: _____
 Otros: _____

VISTA FRONTAL:



VISTA DE PLANTA



(+) PUNTO INSTRUMENTADO CON ACELEROMETRO

SENSORES UTILIZADOS DURANTE LA INSTRUMENTACION EN CAMPO

Acelerómetro Top-Pile:
 Acelerómetro Side-Pile:
 Acelerómetro Side-Pile:
 Martillo Instrumentado:
 Martillo No Instrumentado:

MSc ING. JULIO LARA LLACAS
 CIP. N° 101750
 CONSULTOR ESPECIALISTA

LW 252178 (1.6)

21142 (18.2)

w = 1.85kg.

OBSERVACIONES

• SE CONSIDERAN como LONG. EMPOTRADAS. 10.00m. con sección 0.45x0.45m

Elaborado por:
 Ing°.: ING. MIGUEL FLORES HILARIO
 CIP. N° 149599
 Firma: CONSULTOR ESPECIALISTA

Revisado por: _____
 Ing°.: _____
 Firma: _____

Visto por: _____
 Ing°.: _____
 Firma: _____



DYNAMIC CONTROL PERU

PRUEBA DE INTEGRIDAD PARA PILOTES (PIT) ASTM D 5882

Versión de Documento:

1

Fecha de Versión:

01-01-14

Fecha: 08/02/2020 Hora de Inicio: 13:22 Hora de Terminó: 13:35

INFORMACION GENERAL

Cliente: ROYAL HASKONING DTV.
Obra: INSPECCIÓN Y PROPUESTAS DE REPARACIÓN DE LOS MUELLES 1, 2, 3 y 4
Lugar: CALLAO - PERU
Fabricante del Pilote: _____
Tipo de Pilote: _____

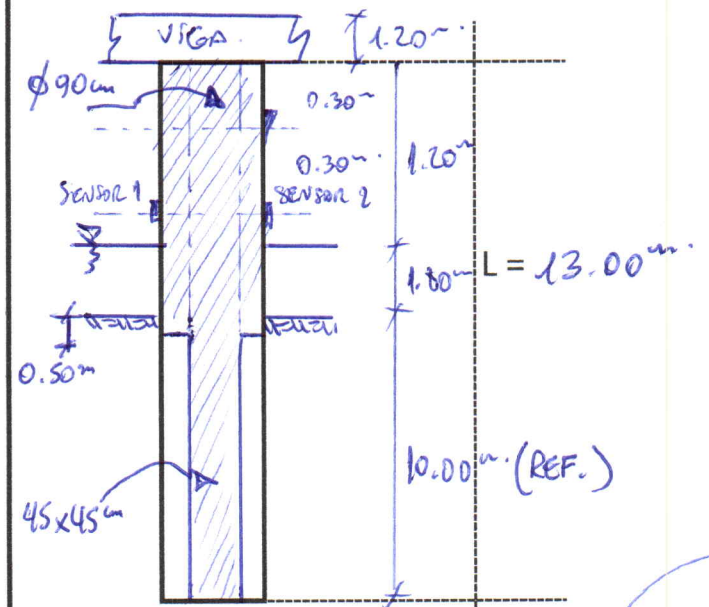
PILOTE DE ENSAYO

Código en Proj. PN: P G-H/7-8 INCLUIDO
Datos del Pilote: MUELLE 3A
APIL TERMINALS - CALLAO
Diámetro: 0.90m # e= 0.45m
Área de sección (cm²): 6,361.73
Perímetro (m): 2.83
Sección Llena (cm²): 6,361.73
Fecha Instalación: _____ Instr.: _____ días

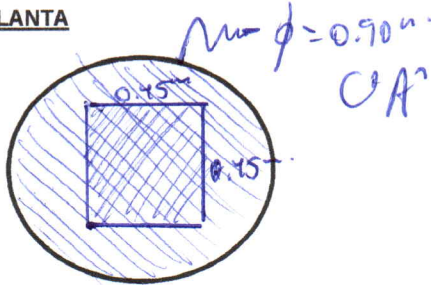
INSTALACION DEL PILOTE

Tipo de Equipo: _____
RAM (ton): _____
Energía Fab. (Ton-m): _____
 Δ Volumen: _____
Otros: _____

VISTA FRONTAL:



VISTA DE PLANTA



(+) PUNTO INSTRUMENTADO CON ACELEROMETRO

SENSORES UTILIZADOS DURANTE LA INSTRUMENTACION EN CAMPO

Acelerómetro Top-Pile:
Acelerómetro Side-Pile:
Acelerómetro Side-Pile:
Martillo Instrumentado:
Martillo No Instrumentado:

MSc ING. JULIO LARA LLACAS
CIP. N° 101750
CONSULTOR ESPECIALISTA
LW 252178 (1.6)
21142 (18.2)
W = 1.8 Kg.

OBSERVACIONES

- SE CONSIDERA como LONG. EMPOTRADA, 10.00m - con sección de 45x45cm.

Elaborado por: [Signature]
Ing°.: ING. MIGUEL FLORES HILARIO
CIP. N° 149599
Firma: CONSULTOR ESPECIALISTA

Revisado por: _____
Ing°.: _____
Firma: _____

Visto por: _____
Ing°.: _____
Firma: _____

ANEXO C RESULTADOS DE ENSAYOS DE COMPRESIÓN DE CONCRETO Y ENSAYOS DE TRACCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO

ENSAYO DE COMPRESIÓN DEL CONCRETO



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Facultad de Ingeniería Civil

LABORATORIO N° 1 DE ENSAYO DE MATERIALES "ING. MANUEL GONZÁLES DE LA COTERA"

Carrera de Ingeniería Civil Acreditada por



Engineering
Technology
Accreditation
Commission

INFORME

Del : Laboratorio N°1 Ensayo de Materiales
 A : SERVICIOS Y CONSTRUCCIONES JR E.I.R.L.
 Obra : INSPECCIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN EL MUELLE 1A
 Ubicación : MUELLE 1A - CALLAO
 Asunto : Ensayo de Resistencia a la Compresión en Testigos Diamantinos
 Expediente N° : 20-1045-1
 Recibo N° : 70437
 Fecha : 06/08/2020

- 1. DE LA MUESTRA** : Consistente en 11 muestras de testigos diamantinos cilíndricos de concreto, extraídos y cortados por el solicitante.
 Fecha de ensayo: 06/08/2020
- 2. DE LOS EQUIPOS** : Máquina de ensayo uniaxial, ELE INTERNATIONAL.
 Certificado de calibración CMC-020-2020
- 3. MÉTODO DEL ENSAYO** : Norma de referencia NTP 339.034:2015.
 Procedimiento interno AT-PR-11.
- 4. RESULTADOS** :

N°	IDENTIFICACIÓN DE MUESTRAS	FECHA DE EXTRACCIÓN	DIÁMETRO (cm)	ALTURA (cm)	ÁREA (cm²)	CARGA (Kg)	FACTOR DE CORRECCIÓN (Alt/Diám.)	RESIST. A LA COMPRESIÓN (Kg/cm²)	RESIST. A LA COMPRESIÓN (MPa)	TIPO DE FALLA
1	EJE 22 VC : JK	14/02/2020	7.5	10.5	44.5	18030	0.95	384	37.6	3
2	EJE 5-6 VL : A	14/02/2020	7.5	9.1	44.5	18779	0.92	388	38.0	3
3	EJE 5-6 LOSA : E-F	15/02/2020	7.5	8.2	44.5	19849	0.89	397	39.0	3
4	EJE 34-35 LOSA : JK	15/02/2020	7.5	8.9	44.5	16660	0.91	342	33.5	3
5	EJE 38 VC : E-F	14/02/2020	7.5	11.4	44.5	20998	0.96	453	44.4	3
6	EJE 4 PV : D	12/02/2020	7.5	10.3	44.5	21982	0.94	466	45.7	3
7	EJE 9 VC : E-F	14/02/2020	7.5	8.3	44.5	17391	0.89	349	34.3	3
8	EJE 20 P1 : C	14/02/2020	7.5	8.2	44.5	21956	0.89	439	43.1	3
9	EJE 32-33 VL : L	14/02/2020	7.5	8.7	44.5	16110	0.91	328	32.2	3
10	EJE 13-14 VL : G	14/02/2020	7.5	9.9	44.5	16998	0.94	358	35.1	3
11	EJE 36 PV : D	14/02/2020	7.5	9.2	44.5	17622	0.92	365	35.8	3

5. OBSERVACIONES: 1) La información referente al muestreo, procedencia, cantidad, fecha de obtención, identificación y dimensionamiento han sido proporcionadas por el solicitante.

Hecho por : Mag. Ing. C. Villegas M.
 Técnico

K.H.A.

MSc. Ing. Isabel Moromi Nakata
 Jefe (e) del laboratorio

NOTA:

- 1) Está prohibido reproducir o modificar el informe de ensayo, total o parcialmente, sin la autorización del laboratorio.
 2) Los resultados de los ensayos solo corresponden a las muestras proporcionadas por el solicitante.

UNI-LEM
 La Calidad es nuestro compromiso
 Laboratorio Certificado ISO 9001



Av. Tupac Amaru N° 210, Lima 25
 apartado 1301 - Perú
 (511) 381-3343
 (511) 481-1070 Anexo: 4058 / 4046



www.lem.uni.edu.pe
 lem@uni.edu.pe
 Laboratorio de Ensayo
 de Materiales - UNI





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Facultad de Ingeniería Civil

LABORATORIO N° 1 DE ENSAYO DE MATERIALES "ING. MANUEL GONZÁLES DE LA COTERA"

Carrera de Ingeniería Civil Acreditada por



Engineering
Technology
Accreditation
Commission

INFORME

Del : Laboratorio N°1 Ensayo de Materiales
 A : SERVICIOS Y CONSTRUCCIONES JR E.I.R.L.
 Obra : INSPECCIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN EL MUELLE 2A Y 2B
 Ubicación : MUELLE 2A Y 2B - CALLAO
 Asunto : Ensayo de Resistencia a la Compresión en Testigos Diamantinos
 Expediente N° : 20-1045-2
 Recibo N° : 70437
 Fecha : 06/08/2020

- 1. DE LA MUESTRA** : Consistente en 08 muestras de testigos diamantinos cilindricos de concreto, extraídos y cortados por el solicitante.
 Fecha de ensayo: 06/08/2020
- 2. DE LOS EQUIPOS** : Máquina de ensayo uniaxial, ELE INTERNATIONAL.
 Certificado de calibración CMC-020-2020
- 3. MÉTODO DEL ENSAYO** : Norma de referencia NTP 339.034:2015.
 Procedimiento interno AT-PR-11.
- 4. RESULTADOS** :

N°	IDENTIFICACIÓN DE MUESTRAS	FECHA DE EXTRACCIÓN	DIÁMETRO (cm)	ALTURA (cm)	ÁREA (cm²)	CARGA (Kg)	FACTOR DE CORRECCIÓN (Alt./Diám.)	RESIST. A LA COMPRESIÓN (Kg/cm²)	RESIST. A LA COMPRESIÓN (MPa)	TIPO DE FALLA
1	EJE 20 PV : L	20/02/2020	7.5	8.4	44.5	17202	0.90	347	34.0	2
2	EJE 22 VL : L	21/02/2020	7.5	8.2	44.5	18232	0.89	365	35.8	3
3	EJE : 7 VC : K-L	21/02/2020	7.5	9.7	44.5	14691	0.93	308	30.2	3
4	EJE 34 VC : K-L	21/02/2020	7.5	9.6	44.5	21505	0.93	451	44.2	3
5	EJE : 18-19 LOSA : K-L	21/02/2020	7.5	8.6	44.5	23292	0.90	473	46.4	3
6	EJE C'-D' LOSA : 39'-40	20/02/2020	7.5	9.2	44.5	16560	0.92	343	33.7	3
7	EJE 40 VC : E'-F'	21/02/2020	7.5	9.1	44.5	19717	0.92	407	39.9	3
8	EJE 3-4 LOSA : E-F	20/02/2020	7.5	9.3	44.5	21310	0.93	443	43.5	3

- 5. OBSERVACIONES:** 1) La información referente al muestreo, procedencia, cantidad, fecha de obtención, identificación y dimensionamiento han sido proporcionadas por el solicitante.

Hecho por : Mag. Ing. C. Villegas M.
 Técnico : Sres. L. O. R. / G. P. L.

KHA

NOTA:

- 1) Está prohibido reproducir o modificar el informe de ensayo, total o parcialmente, sin la autorización del laboratorio.
 2) Los resultados de los ensayos solo corresponden a las muestras proporcionadas por el solicitante.

MSc. Ing. Isabel Moromi Nakata
 Jefe (e) del laboratorio

UNI-LEM
 La Calidad es nuestro compromiso
 Laboratorio Certificado ISO 9001



Av. Tupac Amaru N° 210, Lima 25
 apartado 1301 - Perú
 (511) 381-3343
 (511) 481-1070 Anexo: 4058 / 4046



www.lem.uni.edu.pe
 lem@uni.edu.pe
 Laboratorio de Ensayo
 de Materiales - UNI





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Facultad de Ingeniería Civil

LABORATORIO N° 1 DE ENSAYO DE MATERIALES "ING. MANUEL GONZÁLES DE LA COTERA"

Carrera de Ingeniería Civil Acreditada por



Engineering
Technology
Accreditation
Commission

INFORME

Del : Laboratorio N°1 Ensayo de Materiales
A : SERVICIOS Y CONSTRUCCIONES JR E.I.R.L.
Obra : INSPECCIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN MUELLE 3
Ubicación : MUELLE 3A Y 3B - CALLAO
Asunto : Ensayo de Resistencia a la Compresión en Testigos Diamantinos
Expediente N° : 20-1045-3
Recibo N° : 70437
Fecha : 06/08/2020

- 1. DE LA MUESTRA** : Consistente en 10 muestras de testigos diamantinos cilindricos de concreto, extraídos y cortados por el solicitante.
Fecha de ensayo: 06/08/2020
- 2. DE LOS EQUIPOS** : Máquina de ensayo uniaxial, ELE INTERNATIONAL.
Certificado de calibración CMC-020-2020
- 3. MÉTODO DEL ENSAYO** : Norma de referencia NTP 339.034:2015.
Procedimiento interno AT-PR-11.
- 4. RESULTADOS** :

N°	IDENTIFICACIÓN DE MUESTRAS	FECHA DE EXTRACCIÓN	DIÁMETRO (cm)	ALTURA (cm)	ÁREA (cm ²)	CARGA (Kg)	FACTOR DE CORRECCIÓN (Alt./Diám.)	RESIST. A LA COMPRESIÓN (Kg/cm ²)	RESIST. A LA COMPRESIÓN (MPa)	TIPO DE FALLA
1	EJE 9-10 LOSA : A-B	08/02/2020	7.5	9.4	44.5	20315	0.93	424	41.6	3
2	EJE 22 VT : E-F	08/02/2020	7.5	7.9	44.5	27328	0.88	541	53.1	3
3	EJE 8 VT : B-C	08/02/2020	7.5	8.1	44.5	21577	0.89	430	42.2	3
4	TRAMO : 24 PILOTE : B	08/02/2020	7.5	10.5	44.5	15379	0.95	327	32.1	3
5	LOSA TABLERO EJES 25-26	08/02/2020	7.5	9.3	44.5	15358	0.93	319	31.3	3
6	PILOTE A11	08/02/2020	7.5	7.9	44.5	21450	0.88	425	41.7	3
7	EJE 11-12 VL : D	08/02/2020	7.5	10.5	44.5	22809	0.95	485	47.6	3
8	EJE : 23-24 VL : F	08/02/2020	7.5	9.3	44.5	23608	0.93	491	48.2	3
9	EJE : 8 VT : B-C	08/02/2020	7.5	8.2	44.5	14370	0.89	288	28.2	3
10	LOSA TABLERO B EJES 16-17	08/02/2020	7.5	8.7	44.5	17878	0.91	364	35.7	3

- 5. OBSERVACIONES:** 1) La información referente al muestreo, procedencia, cantidad, fecha de obtención, identificación y dimensionamiento han sido proporcionadas por el solicitante.

Hecho por : Mag. Ing. C. Villegas M.
Técnico : Sres. L. O. R. / G. P. L.
K.H.A.

NOTA:

- 1) Está prohibido reproducir o modificar el informe de ensayo, total o parcialmente, sin la autorización del laboratorio.
2) Los resultados de los ensayos solo corresponden a las muestras proporcionadas por el solicitante.



MsC. Ing. Isabel Moromi Nakata
Jefe (e) del laboratorio

UNI-LEM
La Calidad es nuestro compromiso
Laboratorio Certificado ISO 9001



Av. Tupac Amaru N° 210, Lima 25
apartado 1301 - Perú
(511) 381-3343
(511) 481-1070 Anexo: 4058 / 4046



www.lem.uni.edu.pe
lem@uni.edu.pe
Laboratorio de Ensayo
de Materiales - UNI





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Facultad de Ingeniería Civil

LABORATORIO N° 1 DE ENSAYO DE MATERIALES "ING. MANUEL GONZÁLES DE LA COTERA"

Carrera de Ingeniería Civil Acreditada por



Engineering
Technology
Accreditation
Commission

INFORME

Del : Laboratorio N°1 Ensayo de Materiales
A : SERVICIOS Y CONSTRUCCIONES JR E.I.R.L.
Obra : INSPECCIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN EL MUELLE 4
Ubicación : MUELLE 4A Y 4B - CALLAO
Asunto : Ensayo de Resistencia a la Compresión en Testigos Diamantinos
Expediente N° : 20-1045-4
Recibo N° : 70437
Fecha : 06/08/2020

- 1. DE LA MUESTRA** : Consistente en 11 muestras de testigos diamantinos cilíndricos de concreto, extraídos y cortados por el solicitante.
Fecha de ensayo: 06/08/2020
- 2. DE LOS EQUIPOS** : Máquina de ensayo uniaxial, ELE INTERNATIONAL.
Certificado de calibración CMC-020-2020
- 3. MÉTODO DEL ENSAYO** : Norma de referencia NTP 339.034:2015.
Procedimiento interno AT-PR-11.
- 4. RESULTADOS** :

N°	IDENTIFICACIÓN DE MUESTRAS	FECHA DE EXTRACCIÓN	DIÁMETRO (cm)	ALTURA (cm)	ÁREA (cm²)	CARGA (Kg)	FACTOR DE CORRECCIÓN (Alt./Diám.)	RESIST. A LA COMPRESIÓN (Kg/cm²)	RESIST. A LA COMPRESIÓN (MPa)	TIPO DE FALLA
1	EJE 5-6 VL : A	27/02/2020	7.5	8.8	44.5	19223	0.91	393	38.5	3
2	EJE 36 PV : D	27/02/2020	7.5	8.3	44.5	11315	0.89	227	22.3	3
3	EJE : 9 VC : E-F	27/02/2020	7.5	7.7	44.5	11007	0.88	216	21.2	3
4	MUELLE : 4A EJE : 20 PI	27/02/2020	7.5	9.0	44.5	20405	0.92	420	41.2	3
5	EJE 28 VC : J-K	27/02/2020	7.5	9.1	44.5	17082	0.92	353	34.6	3
6	MUELLE : 4A EJE 38, VC : E-F	27/02/2020	7.5	8.9	44.5	13004	0.91	267	26.2	3
7	EJE 34-35 LOSA : J-K	27/02/2020	7.5	10.6	44.5	19365	0.95	413	40.5	3
8	EJE 13-14 VL : G	27/02/2020	7.5	8.0	44.5	12096	0.88	240	23.6	3
9	EJE 5-6 LOSA E-F	27/02/2020	7.5	8.1	44.5	17315	0.89	345	33.9	3
10	PILOTE VERTICAL D	27/02/2020	7.5	7.7	44.5	19733	0.88	388	38.0	3
11	EJE 32-33 VL : L	27/02/2020	7.5	8.7	44.5	11291	0.91	230	22.6	3

- 5. OBSERVACIONES:** 1) La información referente al muestreo, procedencia, cantidad, fecha de obtención, identificación y dimensionamiento han sido proporcionadas por el solicitante.

Hecho por : Mag. Ing. C. Villegas M.
Técnico : Sres. L. O. R. / G. P. L.
K.H.A.

MSc. Ing. Isabel Moromi Nakata
Jefe (e) del laboratorio

- NOTA:
1) Está prohibido reproducir o modificar el informe de ensayo, total o parcialmente, sin la autorización del laboratorio.
2) Los resultados de los ensayos solo corresponden a las muestras proporcionadas por el solicitante.

UNI-LEM
La Calidad es nuestro compromiso
Laboratorio Certificado ISO 9001



Av. Tupac Amaru N° 210, Lima 25
apartado 1301 - Perú
(511) 381-3343
(511) 481-1070 Anexo: 4058 / 4046



www.lem.uni.edu.pe
lem@uni.edu.pe
Laboratorio de Ensayo
de Materiales - UNI



ENSAYO DE TRACCIÓN DEL ACERO DE REF.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Facultad de Ingeniería Civil

LABORATORIO N° 1 DE ENSAYO DE MATERIALES "ING. MANUEL GONZÁLES DE LA COTERA"

Carrera de Ingeniería Civil Acreditada por



Engineering
Technology
Accreditation
Commission

INFORME

Del : Laboratorio N°1 Ensayo de Materiales
A : SERVICIOS Y CONSTRUCCIONES JR E.I.R.L.
Obra : INSPECCION DE ELEMENTOS DE REFUERZO EN EL MUELLE 4
Ubicación : MUELLE 4A Y 4B - CALLAO
Asunto : Ensayo de Tracción en Aceros
Expediente N° : 20-1044 - 1
Recibo N° : 70436
Fecha de emisión : 17/08/2020

1.0. DE LA MUESTRA : Consistente en 02 varillas de acero cuadradas sin marca.

2.0. DEL EQUIPO : Máquina de ensayo uniaxial, TOKYOKOKI SEIZOSHO.
Certificado de calibración CMC-066-2019

3.0. MÉTODO DEL ENSAYO : Norma de referencia NTP 350.405:2015
Procedimiento interno AT-PR-10.

4.0. RESULTADOS : Fecha de Ensayo: 14/08/2020.

MUESTRA	SECCIÓN TRANSVERSAL NOMINAL	ÁREA (mm ²)	CARGA LÍMITE DE FLUENCIA (Kg)	TENSIÓN LÍMITE DE FLUENCIA (Kg/mm ²)	CARGA MÁXIMA (Kg)	RESISTENCIA A LA TRACCIÓN (Kg/mm ²)	DEFORMACIÓN (mm)	ELONGACIÓN FINAL (%)
AMARRADERO A EJE 9, PV:A	1"	681	20,400	30.0	26,550	39.0	41	20.5
EJE 10, VC:E-F	1/2"	180	4,400	24.5	6,180	34.4	39	19.5

5.0. OBSERVACIONES:

- 1) La información referente al muestreo, procedencia, cantidad, fecha de obtención e identificación han sido proporcionadas por el solicitante.
- 2) Las muestras están oxidadas. Se midió el lado de las varillas para hallar los esfuerzos.

Hecho por : Ing. R. Cachay H.
Técnico : A. S. V. - C. G. A.

R.C.H.



MSc. Ing. Isabel Moromi Nakata
Jefe (e) del laboratorio

NOTAS:

- 1) Se prohíbe la reproducción o modificación de este informe sin previa autorización del laboratorio.
- 2) Este informe solo brinda resultados sobre las muestras que han sido ensayadas.

UNI-LEM
La Calidad es nuestro compromiso
Laboratorio Certificado ISO 9001



Av. Tupac Amaru N° 210, Lima 25
apartado 1301 - Perú



(511) 381-3343



(511) 481-1070 Anexo: 4058 / 4046



www.lem.uni.edu.pe



lem@uni.edu.pe



Laboratorio de Ensayo
de Materiales - UNI



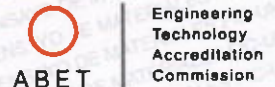


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Facultad de Ingeniería Civil

LABORATORIO N° 1 DE ENSAYO DE MATERIALES "ING. MANUEL GONZÁLES DE LA COTERA"

Carrera de Ingeniería Civil Acreditada por



INFORME

Del : Laboratorio N°1 Ensayo de Materiales
 A : SERVICIOS Y CONSTRUCCIONES JR E.I.R.L.
 Obra : INSPECCION DE ELEMENTOS DE REFUERZO EN EL MUELLE 2A y 2B.
 Ubicación : MUELLE 2A Y 2B - CALLAO
 Asunto : Ensayo de Tracción en Aceros
 Expediente N° : 20-1044 - 2
 Recibo N° : 70436
 Fecha de emisión : 17/08/2020

1.0. DE LA MUESTRA : Consistente en 03 varillas de acero cuadradas sin marca.

2.0. DEL EQUIPO : Máquina de ensayo uniaxial, TOKYOKOKI SEIZOSHO.
 Certificado de calibración CMC-066-2019

3.0. MÉTODO DEL ENSAYO : Norma de referencia NTP 350.405:2015
 Procedimiento interno AT-PR-10.

4.0. RESULTADOS : Fecha de Ensayo 14/08/2020.

MUESTRA	SECCIÓN TRANSVERSAL NOMINAL	ÁREA (mm ²)	CARGA LÍMITE DE FLUENCIA (Kg)	TENSIÓN LÍMITE DE FLUENCIA (Kg/mm ²)	CARGA MÁXIMA (Kg)	RESISTENCIA A LA TRACCIÓN (Kg/mm ²)	DEFORMACIÓN (mm)	ELONGACIÓN FINAL (%)
AMARRADERO B EJE 17, PV:P	1"	724	21,500	29.7	26,200	36.2	36	18.0
AMARRADERO B EJE 20, VC:N-O	1/2"	210	4,900	23.3	7,020	33.4	17	8.5
AMARRADERO A EJE 11-12, VL:E	5/8"	625	18,700	29.9	20,520	32.8	42	21.0

- 5.0. OBSERVACIONES:
- 1) La información referente al muestreo, procedencia, cantidad, fecha de obtención e identificación han sido proporcionadas por el solicitante.
 - 2) Las muestras estan oxidadas. Se midio el lado de las varillas para hallar los esfuerzos.

Hecho por : Ing. R. Cachay H.
 Técnico : A. S. V. - C. G. A.

R.C.H.



MSc. Ing. Isabel Moromi Nakata
 Jefe (e) del laboratorio

NOTAS:

- 1) Se prohíbe la reproducción o modificación de este informe sin previa autorización del laboratorio.
- 2) Este informe solo brinda resultados sobre las muestras que han sido ensayadas.





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Facultad de Ingeniería Civil

LABORATORIO N° 1 DE ENSAYO DE MATERIALES "ING. MANUEL GONZÁLES DE LA COTERA"

Carrera de Ingeniería Civil Acreditada por



Engineering
Technology
Accreditation
Commission

INFORME

Del : Laboratorio N°1 Ensayo de Materiales
A : SERVICIOS Y CONSTRUCCIONES JR E.I.R.L.
Obra : INSPECCION DE ELEMENTOS DE REFUERZO EN EL MUELLE 1A.
Ubicación : MUELLE 1A - CALLAO
Asunto : Ensayo de Tracción en Aceros
Expediente N° : 20-1044 - 3
Recibo N° : 70436
Fecha de emisión : 17/08/2020

1.0. DE LA MUESTRA : Consistente en 02 varillas de acero cuadradas sin marca.

2.0. DEL EQUIPO : Máquina de ensayo uniaxial, TOKYOKOKI SEIZOSHO.
Certificado de calibración CMC-066-2019

3.0. MÉTODO DEL ENSAYO : Norma de referencia NTP 350.405:2015
Procedimiento interno AT-PR-10.

4.0. RESULTADOS : Fecha de Ensayo: 14/08/2020.

MUESTRA	SECCIÓN TRANSVERSAL NOMINAL	ÁREA (mm ²)	CARGA LÍMITE DE FLUENCIA (Kg)	TENSIÓN LÍMITE DE FLUENCIA (Kg/mm ²)	CARGA MÁXIMA (Kg)	RESISTENCIA A LA TRACCIÓN (Kg/mm ²)	DEFORMACIÓN (mm)	ELONGACIÓN FINAL (%)
EJE 9 , PV:A	5/8"	724	20,900	28.9	26,900	37.2	45	22.5
EJE 4-5 , LOSA:A-B	1/2"	182	4,600	25.2	6,180	33.9	47	23.5

5.0. OBSERVACIONES: 1) La información referente al muestreo, procedencia, cantidad, fecha de obtención e identificación han sido proporcionadas por el solicitante.
2) Las muestras estan oxidadas. Se midio el lado de las varillas para hallar los esfuerzos.

Hecho por : Ing. R. Cachay H.
Técnico : A. S. V. - C. G. A.

R.C.H.



MSc. Ing. Isabel Moromi Nakata
Jefe (e) del laboratorio

NOTAS:

- 1) Se prohíbe la reproducción o modificación de este informe sin previa autorización del laboratorio.
- 2) Este informe solo brinda resultados sobre las muestras que han sido ensayadas.

UNI-LEM
La Calidad es nuestro compromiso
Laboratorio Certificado ISO 9001



Av. Tupac Amaru N° 210, Lima 25
apartado 1301 - Perú



(511) 381-3343



(511) 481-1070 Anexo: 4058 / 4046



www.lem.uni.edu.pe



lem@uni.edu.pe



Laboratorio de Ensayo
de Materiales - UNI





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Facultad de Ingeniería Civil

LABORATORIO N° 1 DE ENSAYO DE MATERIALES "ING. MANUEL GONZÁLES DE LA COTERA"

Carrera de Ingeniería Civil Acreditada por



Engineering
Technology
Accreditation
Commission

INFORME

Del : Laboratorio N°1 Ensayo de Materiales
A : SERVICIOS Y CONSTRUCCIONES JR E.I.R.L.
Obra : INSPECCION DE ELEMENTOS DE REFUERZO EN EL MUELLE 3.
Ubicación : MUELLE 3A Y 3B - CALLAO
Asunto : Ensayo de Tracción en Aceros
Expediente N° : 20-1044 - 4
Recibo N° : 70436
Fecha de emisión : 17/08/2020

1.0. DE LA MUESTRA : Consistente en 01 varilla de acero cuadradas sin marca.

2.0. DEL EQUIPO : Máquina de ensayo uniaxial, TOKYOKOKI SEIZOSHO.
Certificado de calibración CMC-066-2019

3.0. MÉTODO DEL ENSAYO : Norma de referencia NTP 350.405:2015
Procedimiento interno AT-PR-10.

4.0. RESULTADOS : Fecha de Ensayo: 14/08/2020.

MUESTRA	SECCIÓN TRANSVERSAL NOMINAL	ÁREA (mm ²)	CARGA LÍMITE DE FLUENCIA (Kg)	TENSIÓN LÍMITE DE FLUENCIA (Kg/mm ²)	CARGA MÁXIMA (Kg)	RESISTENCIA A LA TRACCIÓN (Kg/mm ²)	DEFORMACIÓN (mm)	ELONGACIÓN FINAL (%)
EJE 13 , PV:A	5/8"	702	21.300	30.3	25,550	36.4	34	17.0

5.0. OBSERVACIONES: 1) La información referente al muestreo, procedencia, cantidad, fecha de obtención e identificación han sido proporcionadas por el solicitante.
2) La muestra esta oxidada. Se midió el lado de la varilla para hallar los esfuerzos.

Hecho por : Ing. R. Cachay H.
Técnico : A. S. V. - C. G. A.

R.C.H.



MSc. Ing. Isabel Moromi Nakata
Jefe (e) del laboratorio

NOTAS:

- 1) Se prohíbe la reproducción o modificación de este informe sin previa autorización del laboratorio.
- 2) Este informe solo brinda resultados sobre las muestras que han sido ensayadas.

UNI-LEM
La Calidad es nuestro compromiso
Laboratorio Certificado ISO 9001



Av. Tupac Amaru N° 210, Lima 25
apartado 1301 - Perú



(511) 381-3343



(511) 481-1070 Anexo: 4058 / 4046



www.lem.uni.edu.pe



lem@uni.edu.pe



Laboratorio de Ensayo
de Materiales - UNI



ANEXO D CURVAS DE ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL CONCRETO

Constitutive model concrete according MANDER

CONSTITUTIVE MODEL CONCRETE

CONCRETE PROPERTIES

Specific unconfined compressive str.	f'_c	=	27.5 N/mm ²
Expected unconfined compressive str.	f'_{ce}	=	35.8 N/mm ²
Unconfined compression strain at the maximum compressive stress	ϵ_{co}	=	0.0020 -
Ultimate unconfined compression (spalling) strain	ϵ_{spall}	=	0.0050 -
Modulus of elasticity of concrete	E_c	=	28102 N/mm ²

CONFINEMENT STEEL PROPERTIES

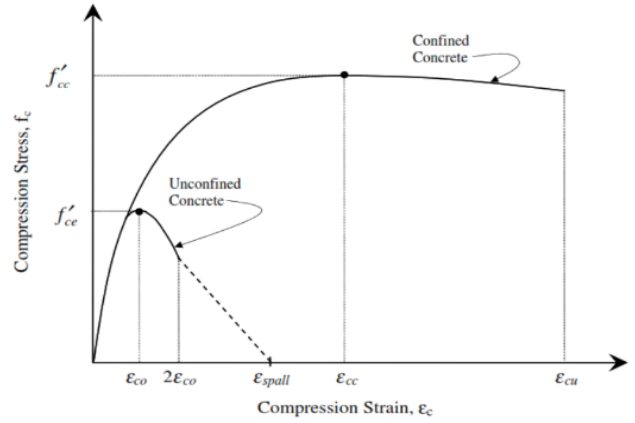
Confinement Type		=	Hoop
Coefficient "n"	n	=	2 -
Yield strength of confining steel	f_{yh}	=	414 N/mm ²
Tensile strength of confining steel	f_{uh}	=	620 N/mm ²
Modulus of elasticity of steel	E_s	=	200000 N/mm ²
Diameter of confinement steel	d_b	=	12.7 mm
C/C distance between hoops	s	=	150 mm
Strain corresponding to the yield strength	ϵ_y	=	0.0021 -
Strain at the onset of strain hardening	ϵ_{sh}	=	0.0150 -
Strain corresponding to the tensile strength	ϵ_u	=	0.0600 -
Rupture strain of steel	ϵ_r	=	0.0900 -

CROSS SECTION DETAILS

Pile outer diameter	D	=	900.0 mm
Cover	r	=	75.0 mm
Number of longitudinal rebars	n_{lr}	=	16 -
Longitudinal rebars diameter	d_{lr}	=	25.4 mm
Longitudinal reinf. area of circular pile	A_s	=	81.1 cm ²
Area of confinement steel	A_{sp}	=	1.27 cm ²
Diameter of spiral/hoop between bar centers	d_s	=	737.3 mm
Area of concrete core	A_c	=	4270 cm ²

CALCULATIONS

Steel ratio to area of core of section	ρ_{cc}	=	0.0190 -
Concrete core area excluding long. bars	A_{cc}	=	4188 cm ²
Clear distance between hoops/spiral	s'	=	137 mm
Concrete area confined effectively	A_e	=	3511 cm ²
Confinement effectiveness coefficient	k_e	=	0.838 -
Volumetric ratio of transverse confinement	ρ_s	=	0.0046 -
Lateral pressure on concrete provided by the confinement steel	f_l	=	0.95 N/mm ²
Effective lateral pressure on concrete provided by the confinement steel	f'_l	=	0.80 N/mm ²
Confined concrete compressive strength	f'_{cc}	=	41.0 N/mm ²
Confined concrete compressive strain at maximum compressive stress	ϵ_{cc}	=	0.0035 -
Ultimate concrete compression strain	ϵ_{cu}	=	0.0104 -
Secant modulus of elasticity of concrete (U)	$E_{sec,U}$	=	17875 N/mm ²
Coefficient "r" (U)	r_u	=	2.748 -
Secant modulus of elasticity of concrete (C)	$E_{sec,C}$	=	11830 N/mm ²
Coefficient "r" (C)	r_c	=	1.727 -

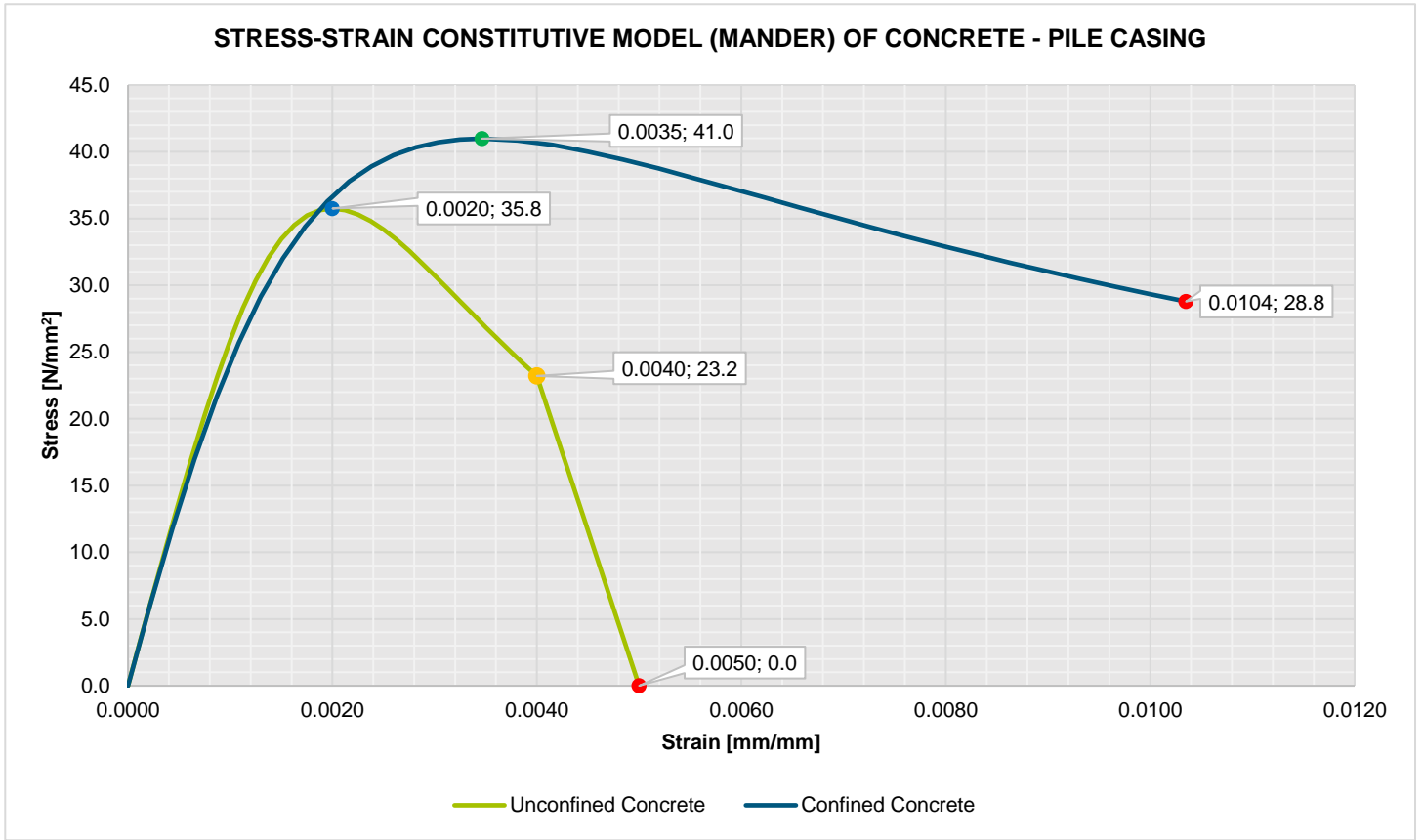


STRESS-STRAIN CURVES

Unconfined Concrete			Confined Concrete			Trans. rebar		
ϵ_c	f'_c	Area	ϵ_c	f'_c	Area	ϵ_s	f_s	Area
0.0000	0.0	-	0.0000	0.0	-	0.0000	0.0	-
0.0001	3.5	0.0002	0.0002	6.0	0.0007	0.0007	138.0	0.0476
0.0003	7.0	0.0007	0.0004	11.7	0.0019	0.0014	276.0	0.1428
0.0004	10.5	0.0011	0.0006	17.0	0.0031	0.0021	414.0	0.2381
0.0005	13.9	0.0015	0.0009	21.6	0.0042	0.005	414.0	1.3383
0.0006	17.2	0.0019	0.0011	25.7	0.0051	0.009	414.0	1.3383
0.0008	20.3	0.0023	0.0013	29.1	0.0059	0.012	414.0	1.3383
0.0009	23.2	0.0027	0.0015	32.0	0.0066	0.0150	414.0	1.3383
0.0010	25.9	0.0031	0.0017	34.4	0.0072	0.0180	448.9	1.2944
0.0011	28.3	0.0034	0.0019	36.3	0.0077	0.0210	479.3	1.3924
0.0013	30.4	0.0037	0.0022	37.8	0.0080	0.0240	505.7	1.4776
0.0014	32.1	0.0039	0.0024	38.9	0.0083	0.0270	528.4	1.5511
0.0015	33.5	0.0041	0.0026	39.8	0.0085	0.0300	547.7	1.6142
0.0016	34.5	0.0042	0.0028	40.3	0.0087	0.0330	564.1	1.6678
0.0018	35.2	0.0044	0.0030	40.7	0.0088	0.0360	577.9	1.7130
0.0019	35.6	0.0044	0.0032	40.9	0.0088	0.0390	589.2	1.7506
0.0020	35.8	0.0045	0.0035	41.0	0.0089	0.0420	598.4	1.7814
0.0021	35.6	0.0045	0.0038	40.9	0.0141	0.0450	605.7	1.8061
0.0023	35.3	0.0044	0.0042	40.5	0.0140	0.0480	611.2	1.8253
0.0024	34.8	0.0044	0.0045	40.0	0.0139	0.0510	615.3	1.8398
0.0025	34.2	0.0043	0.0048	39.4	0.0137	0.0540	618.0	1.8499
0.0026	33.4	0.0042	0.0052	38.8	0.0135	0.0570	619.5	1.8563
0.0028	32.6	0.0041	0.0055	38.0	0.0132	0.0600	620.0	1.8593
0.0029	31.7	0.0040	0.0059	37.3	0.0130	0.0621	619.8	1.3283
0.0030	30.7	0.0039	0.0062	36.6	0.0127	0.0643	619.1	1.3274
0.0031	29.8	0.0038	0.0066	35.8	0.0125	0.0664	618.1	1.3256
0.0033	28.8	0.0037	0.0069	35.1	0.0122	0.0686	616.7	1.3230
0.0034	27.8	0.0035	0.0073	34.4	0.0120	0.0707	615.0	1.3197
0.0035	26.9	0.0034	0.0076	33.7	0.0117	0.0729	613.0	1.3158
0.0036	25.9	0.0033	0.0079	33.0	0.0115	0.0750	610.8	1.3113
0.0038	25.0	0.0032	0.0083	32.3	0.0112	0.0771	608.4	1.3062
0.0039	24.1	0.0031	0.0086	31.7	0.0110	0.0793	605.7	1.3008
0.0043	17.4	0.0051	0.0093	30.5	0.0106	0.0836	599.9	1.2887
0.0045	11.6	0.0036	0.0097	29.9	0.0104	0.0857	596.8	1.2822
0.0048	5.8	0.0022	0.0100	29.3	0.0102	0.0879	593.6	1.2754
0.0050	0.0	0.0007	0.0104	28.8	0.0100	0.0900	590.3	1.2684
		0.1185			0.3445			49.3284

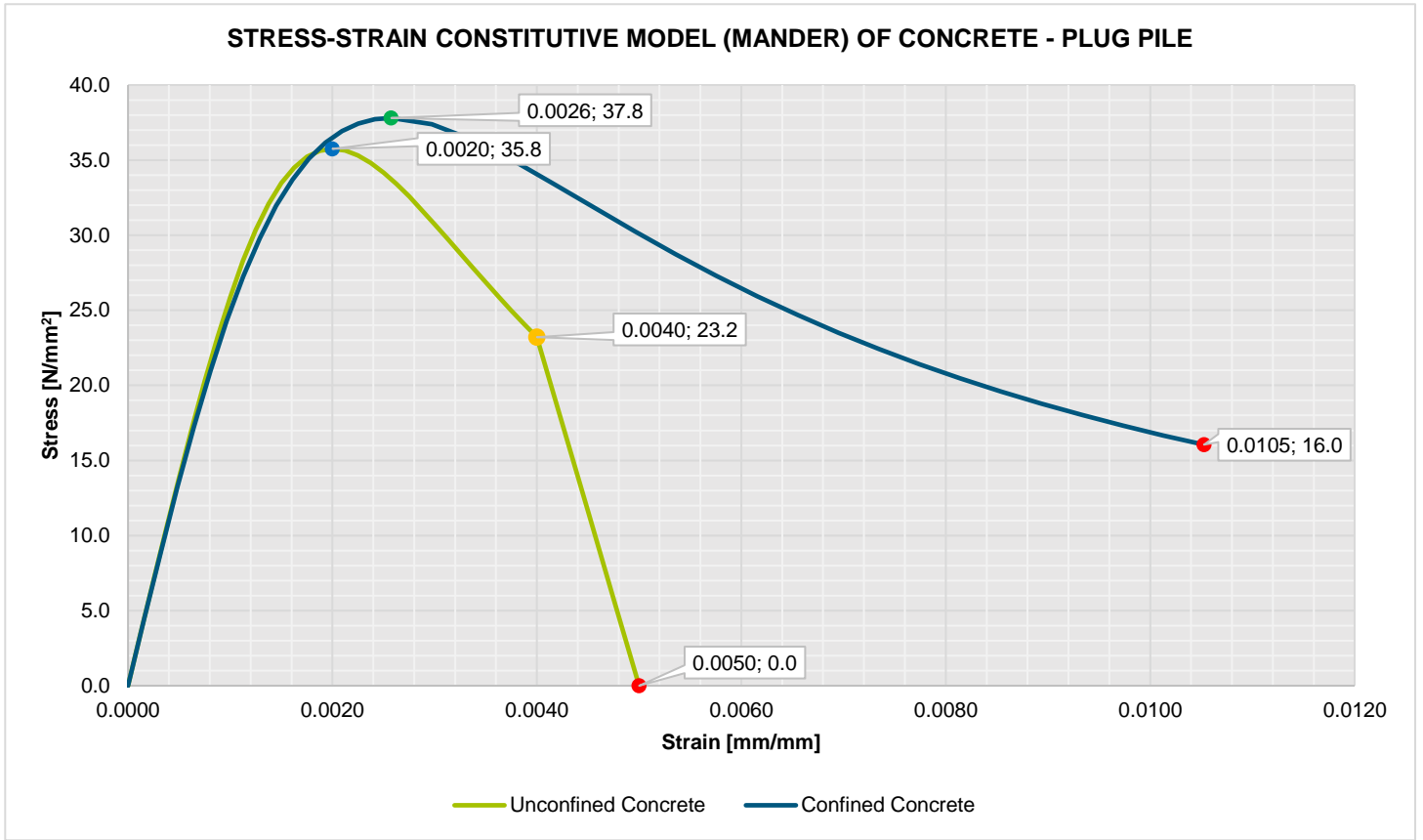
Constitutive model concrete according MANDER

Area b/w confined and unconfined curves $A_1 = 0.2260$
Area under the stress-strain curve of steel $A_2 = 49.3284$
Ratio $A_1/A_2 = 0.0046$
Volumetric ratio of transverse confinement $\rho_s = 0.0046$
Error $e = 0.0\%$



Constitutive model concrete according MANDER

Area b/w confined and unconfined curves $A_1 = 0.1533$
Area under the stress-strain curve of steel $A_2 = 49.3284$
Ratio $A_1/A_2 = 0.0031$
Volumetric ratio of transverse confinement $\rho_s = 0.0031$
Error $e = 0.0\%$



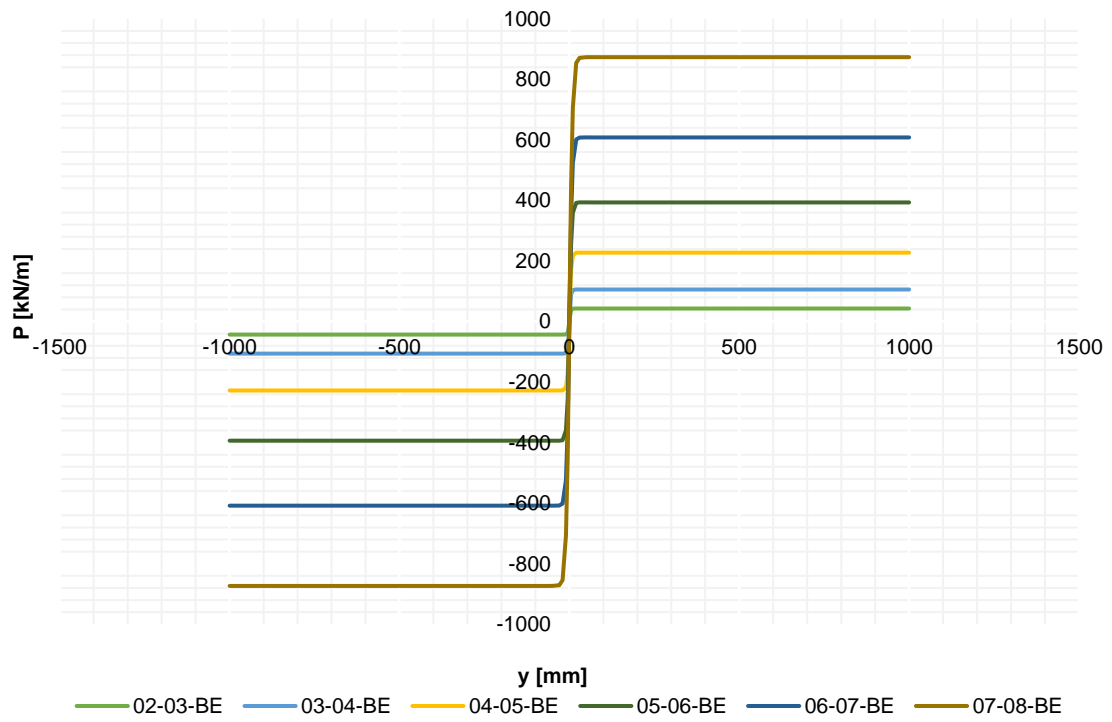
ANEXO E CURVAS DE TRANSFERENCIA

CURVAS DE TRANSFERENCIA
ESCENARIO -2 MLWS PILOTES 0.45m

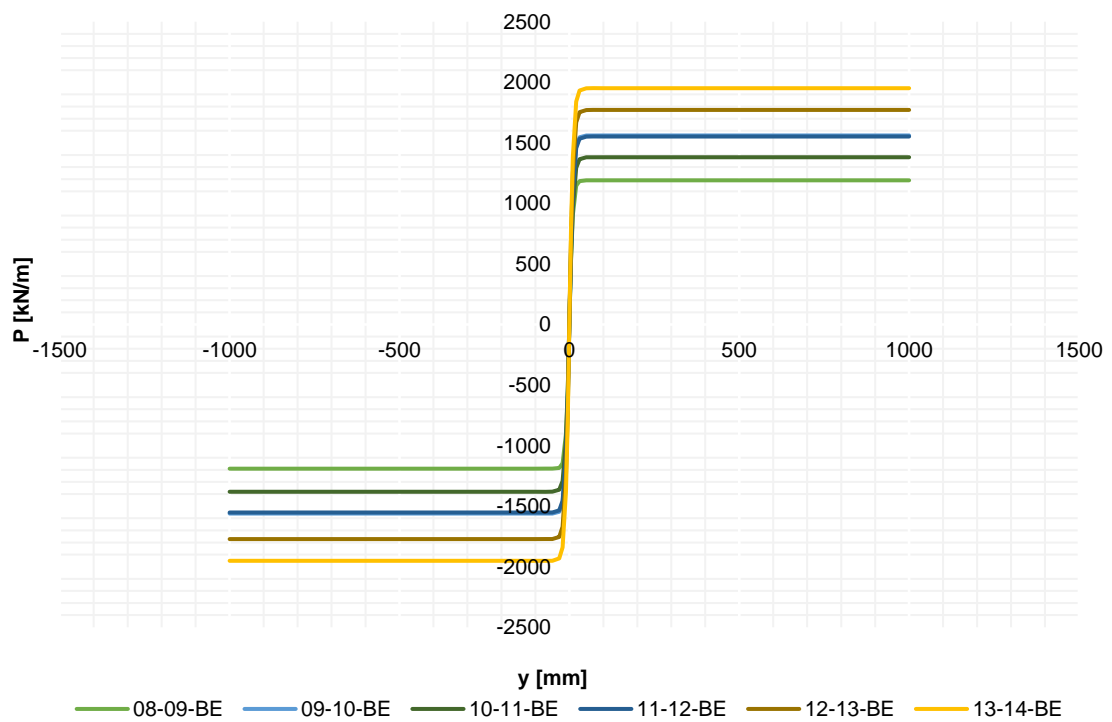
y [mm]	P [kN/m]																
	02-03-BE	03-04-BE	04-05-BE	05-06-BE	06-07-BE	07-08-BE	08-09-BE	09-10-BE	10-11-BE	11-12-BE	12-13-BE	13-14-BE	14-15-BE	15-16-BE	16-17-BE	17-18-BE	18-19-BE
-1000.0	-43.1	-105.8	-227.6	-393.5	-608.1	-873.3	-1190.5	-1561.1	-1381.1	-1552.3	-1771.9	-1951.3	-2133.3	-2367.8	-6221.5	-6851.1	-7484.6
-500.0	-43.1	-105.8	-227.6	-393.5	-608.1	-873.3	-1190.5	-1561.1	-1381.1	-1552.3	-1771.9	-1951.3	-2133.3	-2367.8	-6221.5	-6851.1	-7484.6
-100.0	-43.1	-105.8	-227.6	-393.5	-608.1	-873.3	-1190.5	-1561.1	-1381.1	-1552.3	-1771.9	-1951.3	-2133.3	-2367.8	-6221.5	-6851.1	-7484.6
-70.0	-43.1	-105.8	-227.6	-393.5	-608.1	-873.3	-1190.5	-1561.1	-1381.0	-1552.3	-1771.9	-1951.3	-2133.3	-2367.8	-6221.3	-6850.9	-7484.4
-50.0	-43.1	-105.8	-227.6	-393.5	-608.1	-873.3	-1190.4	-1560.7	-1380.5	-1551.8	-1771.4	-1950.8	-2132.7	-2367.3	-6216.6	-6845.9	-7479.1
-30.0	-43.1	-105.8	-227.6	-393.4	-607.6	-871.2	-1184.4	-1546.4	-1364.8	-1534.7	-1753.8	-1932.0	-2112.7	-2346.7	-6110.1	-6731.2	-7356.1
-20.0	-43.1	-105.8	-227.4	-391.9	-601.4	-854.0	-1146.6	-1475.6	-1293.5	-1456.1	-1669.6	-1840.6	-2014.3	-2242.6	-5704.2	-6289.8	-6878.9
-10.0	-42.7	-104.4	-218.2	-359.2	-523.7	-706.4	-903.5	-1112.3	-957.8	-1081.3	-1250.8	-1381.8	-1515.2	-1697.9	-4076.8	-4504.3	-4934.3
-5.0	-37.8	-89.7	-169.7	-255.1	-347.2	-444.8	-547.2	-653.7	-556.7	-629.6	-732.1	-809.9	-889.3	-1000.5	-2322.4	-2568.8	-2816.5
-0.5	-5.8	-13.1	-21.8	-30.3	-39.4	-49.0	-59.1	-69.6	-59.0	-66.8	-77.8	-86.1	-94.6	-106.7	-243.9	-269.9	-296.1
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.5	5.8	13.1	21.8	30.3	39.4	49.0	59.1	69.6	59.0	66.8	77.8	86.1	94.6	106.7	243.9	269.9	296.1
5.0	37.8	89.7	169.7	255.1	347.2	444.8	547.2	653.7	556.7	629.6	732.1	809.9	889.3	1000.5	2322.4	2568.8	2816.5
10.0	42.7	104.4	218.2	359.2	523.7	706.4	903.5	1112.3	957.8	1081.3	1250.8	1381.8	1515.2	1697.9	4076.8	4504.3	4934.3
20.0	43.1	105.8	227.4	391.9	601.4	854.0	1146.6	1475.6	1293.5	1456.1	1669.6	1840.6	2014.3	2242.6	5704.2	6289.8	6878.9
30.0	43.1	105.8	227.6	393.4	607.6	871.2	1184.4	1546.4	1364.8	1534.7	1753.8	1932.0	2112.7	2346.7	6110.1	6731.2	7356.1
50.0	43.1	105.8	227.6	393.5	608.1	873.3	1190.4	1560.7	1380.5	1551.8	1771.4	1950.8	2132.7	2367.3	6216.6	6845.9	7479.1
70.0	43.1	105.8	227.6	393.5	608.1	873.3	1190.5	1561.1	1381.0	1552.3	1771.9	1951.3	2133.3	2367.8	6221.3	6850.9	7484.4
100.0	43.1	105.8	227.6	393.5	608.1	873.3	1190.5	1561.1	1381.1	1552.3	1771.9	1951.3	2133.3	2367.8	6221.5	6851.1	7484.6
500.0	43.1	105.8	227.6	393.5	608.1	873.3	1190.5	1561.1	1381.1	1552.3	1771.9	1951.3	2133.3	2367.8	6221.5	6851.1	7484.6
1000.0	43.1	105.8	227.6	393.5	608.1	873.3	1190.5	1561.1	1381.1	1552.3	1771.9	1951.3	2133.3	2367.8	6221.5	6851.1	7484.6

z [mm]	T & Q [kN/m]																
	02-03-BE	03-04-BE	04-05-BE	05-06-BE	06-07-BE	07-08-BE	08-09-BE	09-10-BE	10-11-BE	11-12-BE	12-13-BE	13-14-BE	14-15-BE	15-16-BE	16-17-BE	17-18-BE	18-19-BE
-60.8	-8.9	-20.2	-31.5	-42.9	-54.7	-66.9	-79.5	-92.6	-96.3	-107.0	-119.0	-130.2	-141.5	-154.5	-282.4	-320.5	-2075.0
-58.3	-8.9	-20.2	-31.5	-42.9	-54.7	-66.9	-79.5	-92.6	-96.3	-107.0	-119.0	-130.2	-141.5	-154.5	-282.4	-320.5	-2075.0
-55.8	-8.9	-20.2	-31.5	-42.9	-54.7	-66.9	-79.5	-92.6	-96.3	-107.0	-119.0	-130.2	-141.5	-154.5	-282.4	-320.5	-2075.0
-53.3	-8.9	-20.2	-31.5	-42.9	-54.7	-66.9	-79.5	-92.6	-96.3	-107.0	-119.0	-130.2	-141.5	-154.5	-282.4	-320.5	-2075.0
-50.8	-8.9	-20.2	-31.5	-42.9	-54.7	-66.9	-79.5	-92.6	-96.3	-107.0	-119.0	-130.2	-141.5	-154.5	-282.4	-320.5	-2075.0
-37.1	-8.9	-20.2	-31.5	-42.9	-54.7	-66.9	-79.5	-92.6	-96.3	-107.0	-119.0	-130.2	-141.5	-154.5	-282.4	-320.5	-1903.6
-21.3	-8.9	-20.2	-31.5	-42.9	-54.7	-66.9	-79.5	-92.6	-96.3	-107.0	-119.0	-130.2	-141.5	-154.5	-282.4	-320.5	-1646.6
-6.6	-8.9	-20.2	-31.5	-42.9	-54.7	-66.9	-79.5	-92.6	-96.3	-107.0	-119.0	-130.2	-141.5	-154.5	-282.4	-320.5	-1218.2
-2.5	-8.9	-20.2	-31.5	-42.9	-54.7	-66.9	-79.5	-92.6	-96.3	-107.0	-119.0	-130.2	-141.5	-154.5	-282.4	-320.5	-906.6
-1.0	-3.5	-8.1	-12.6	-17.2	-21.9	-26.7	-31.8	-37.0	-38.5	-42.8	-47.6	-52.0	-56.6	-61.8	-112.9	-128.1	-572.9
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.0	2.8	6.5	10.1	13.7	17.5	21.4	25.4	29.6	30.8	34.2	38.1	41.6	45.3	49.4	90.3	102.5	115.6
2.5	7.1	16.2	25.2	34.3	43.7	53.5	63.6	74.1	77.0	85.6	95.2	104.1	113.2	123.6	225.9	256.4	289.1
6.6	7.1	16.2	25.2	34.3	43.7	53.5	63.6	74.1	77.0	85.6	95.2	104.1	113.2	123.6	225.9	256.4	289.1
21.3	7.1	16.2	25.2	34.3	43.7	53.5	63.6	74.1	77.0	85.6	95.2	104.1	113.2	123.6	225.9	256.4	289.1
37.1	7.1	16.2	25.2	34.3	43.7	53.5	63.6	74.1	77.0	85.6	95.2	104.1	113.2	123.6	225.9	256.4	289.1
50.8	7.1	16.2	25.2	34.3	43.7	53.5	63.6	74.1	77.0	85.6	95.2	104.1	113.2	123.6	225.9	256.4	289.1
53.3	7.1	16.2	25.2	34.3	43.7	53.5	63.6	74.1	77.0	85.6	95.2	104.1	113.2	123.6	225.9	256.4	289.1
55.8	7.1	16.2	25.2	34.3	43.7	53.5	63.6	74.1	77.0	85.6	95.2	104.1	113.2	123.6	225.9	256.4	289.1
58.3	7.1	16.2	25.2	34.3	43.7	53.5	63.6	74.1	77.0	85.6	95.2	104.1	113.2	123.6	225.9	256.4	289.1
60.8	7.1	16.2	25.2	34.3	43.7	53.5	63.6	74.1	77.0	85.6	95.2	104.1	113.2	123.6	225.9	256.4	289.1

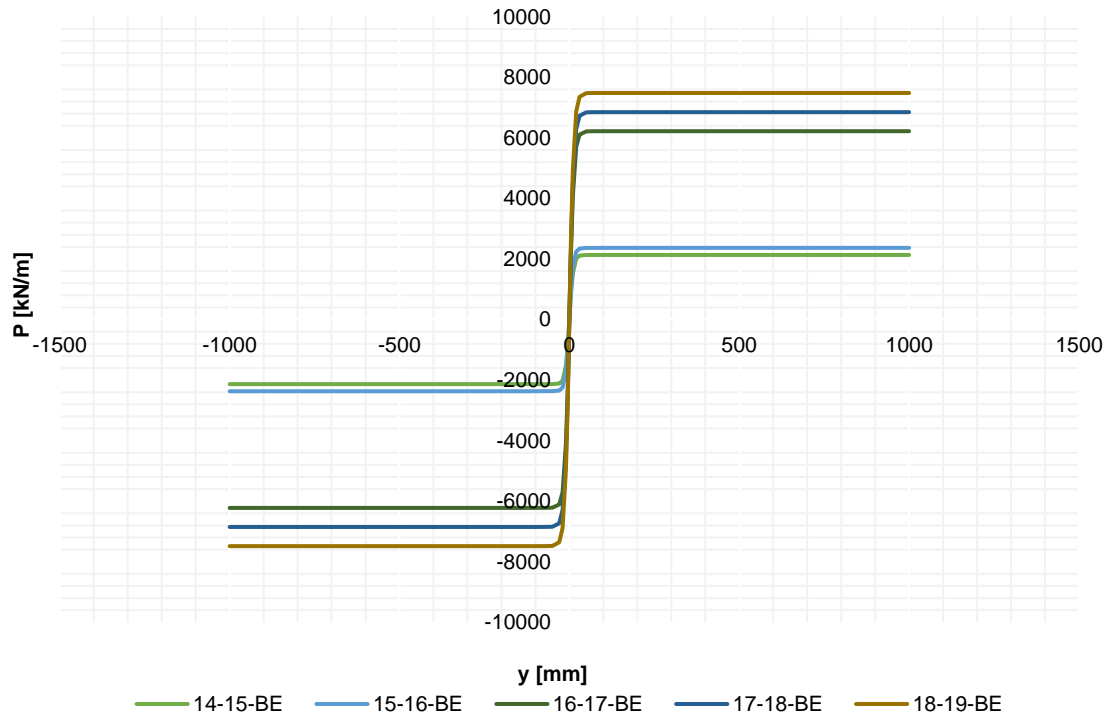
Curvas P-Y: Escenario -2 MLWS 0.45m



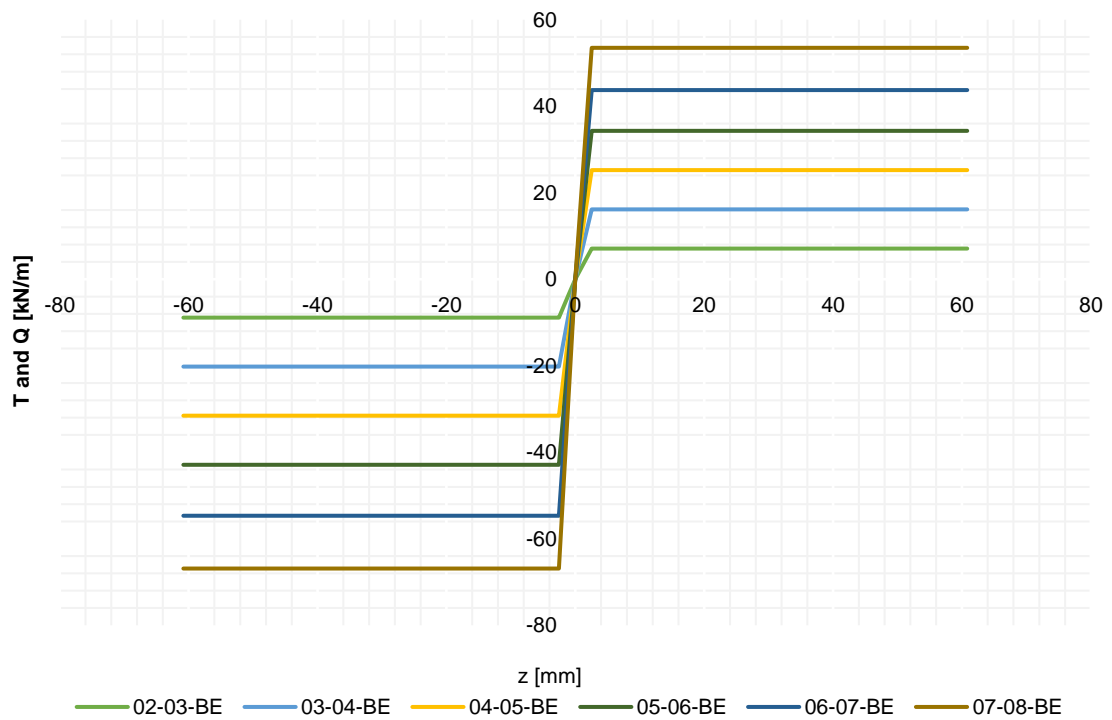
Curvas P-Y: Escenario -2 MLWS 0.45m

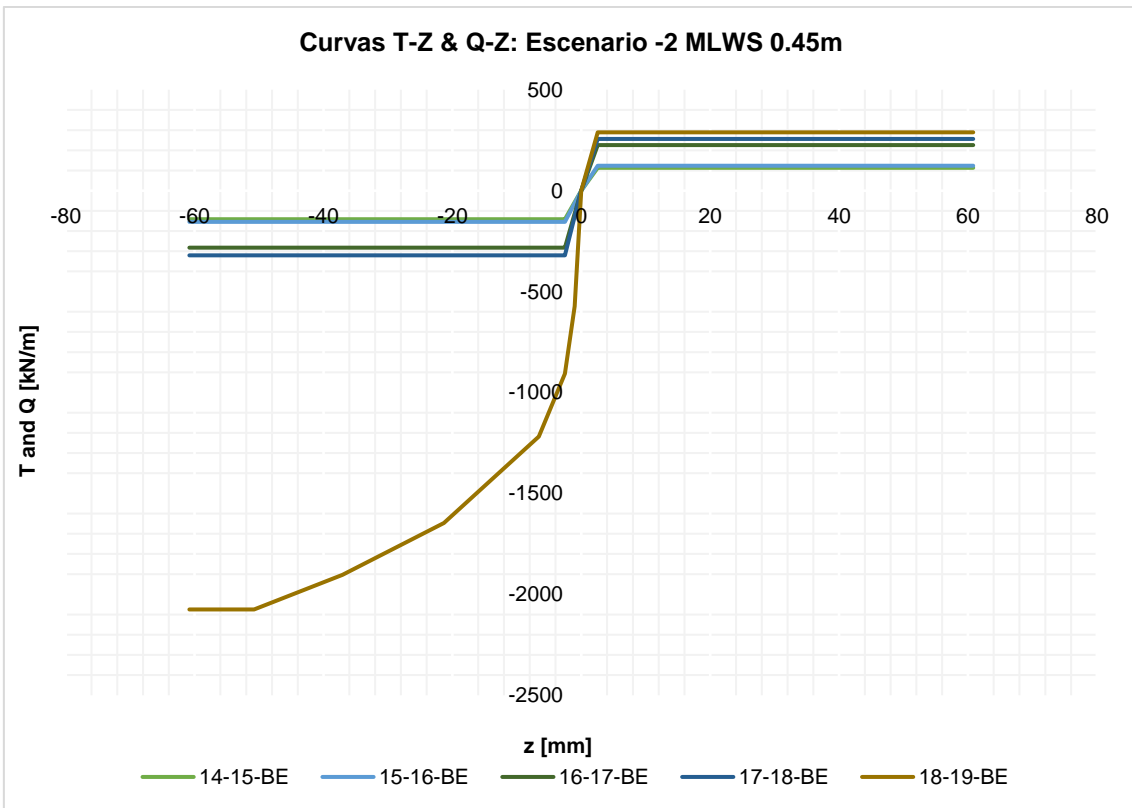
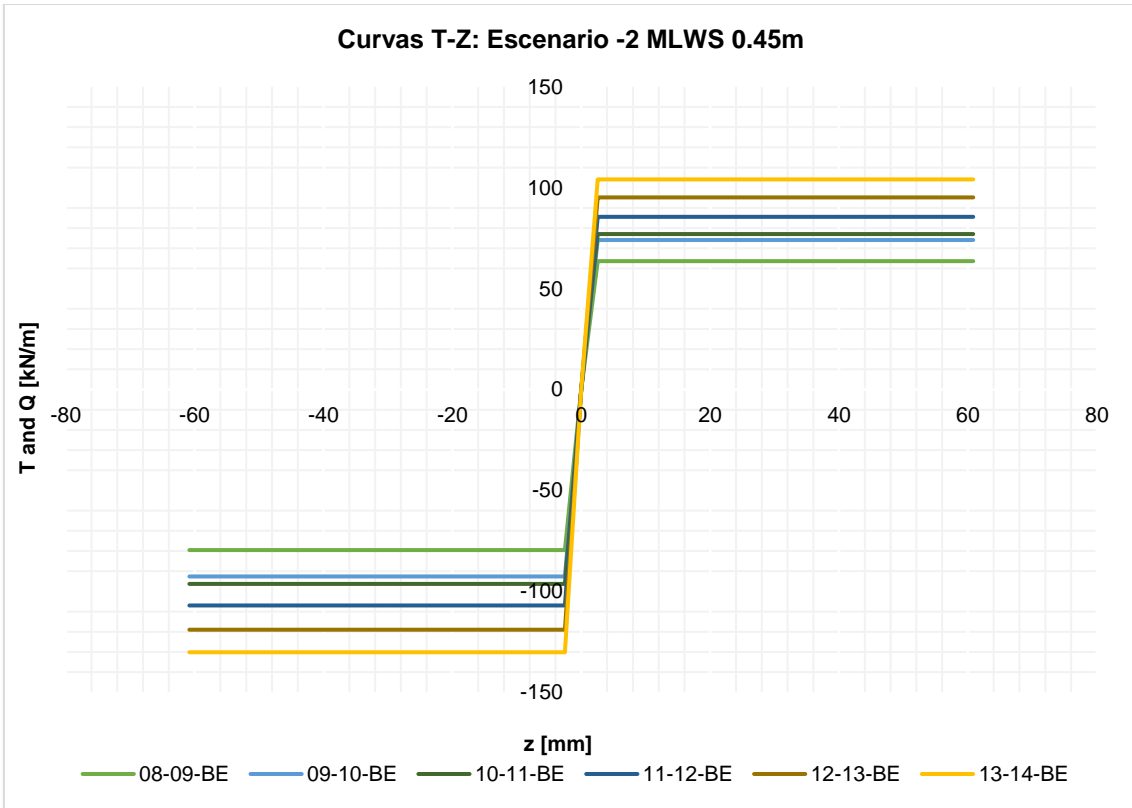


Curvas P-Y: Escenario -2 MLWS 0.45m



Curvas T-Z: Escenario -2 MLWS 0.45m



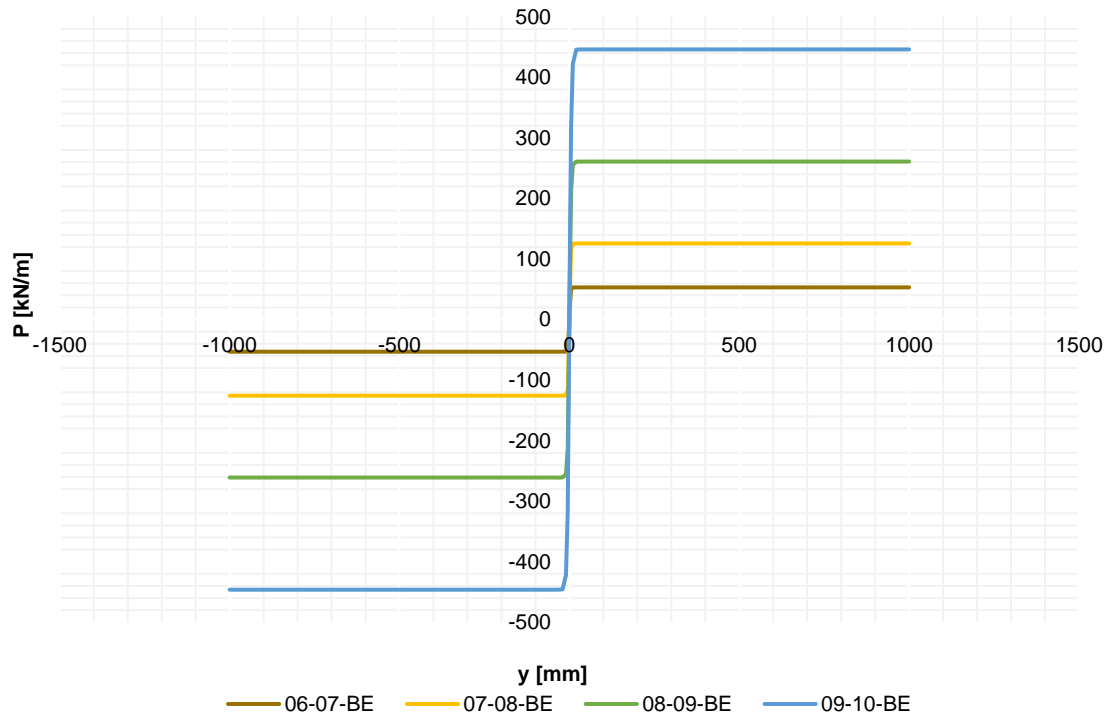


CURVAS DE TRANSFERENCIA
ESCENARIO -6 MLWS PILOTES 0.45m

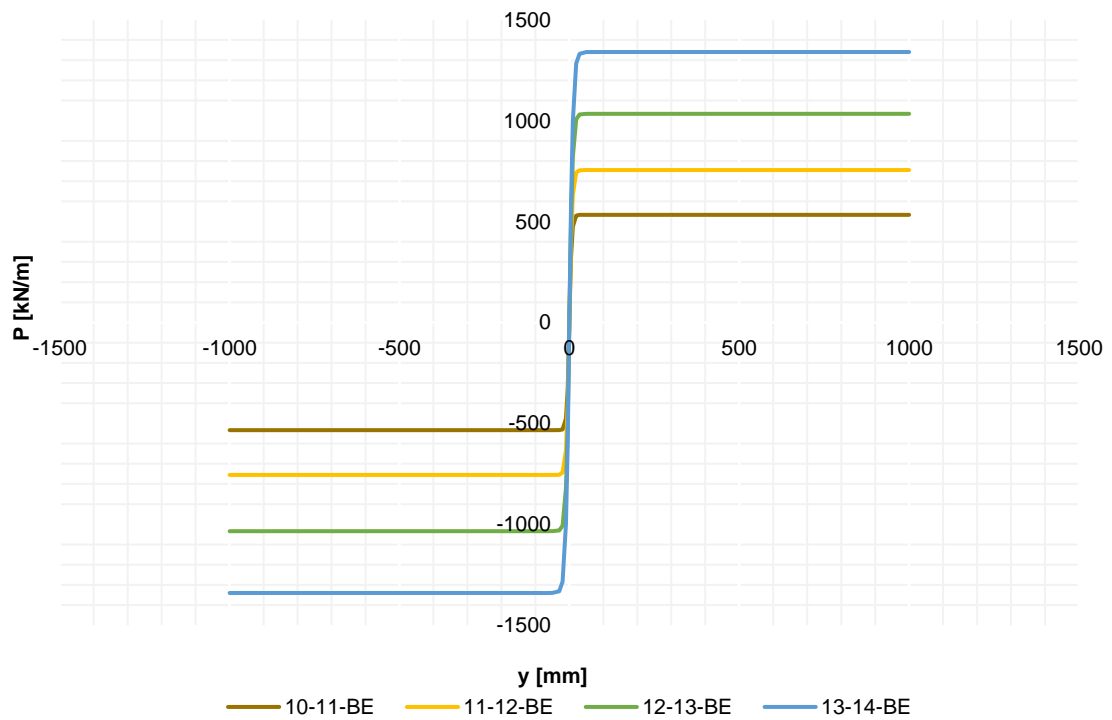
y [mm]	P [kN/m]												
	06-07-BE	07-08-BE	08-09-BE	09-10-BE	10-11-BE	11-12-BE	12-13-BE	13-14-BE	14-15-BE	15-16-BE	16-17-BE	17-18-BE	18-19-BE
-1000.0	-53.1	-125.7	-260.9	-446.2	-533.4	-755.3	-1033.9	-1340.1	-1583.9	-1805.8	-4788.7	-5374.8	-5969.9
-500.0	-53.1	-125.7	-260.9	-446.2	-533.4	-755.3	-1033.9	-1340.1	-1583.9	-1805.8	-4788.7	-5374.8	-5969.9
-100.0	-53.1	-125.7	-260.9	-446.2	-533.4	-755.3	-1033.9	-1340.1	-1583.9	-1805.8	-4788.7	-5374.8	-5969.9
-70.0	-53.1	-125.7	-260.9	-446.2	-533.4	-755.3	-1033.9	-1340.1	-1583.9	-1805.8	-4788.5	-5374.6	-5969.7
-50.0	-53.1	-125.7	-260.9	-446.2	-533.4	-755.2	-1033.9	-1340.0	-1583.6	-1805.4	-4785.1	-5370.9	-5965.7
-30.0	-53.1	-125.7	-260.9	-446.2	-533.2	-754.2	-1030.8	-1331.7	-1571.2	-1792.2	-4705.8	-5283.5	-5870.1
-20.0	-53.1	-125.7	-260.9	-445.5	-529.8	-743.6	-1006.9	-1283.5	-1505.6	-1720.1	-4399.2	-4942.9	-5495.0
-10.0	-53.1	-125.3	-255.5	-422.0	-475.2	-633.0	-820.6	-996.8	-1148.8	-1318.8	-3153.6	-3549.1	-3950.9
-5.0	-50.9	-115.5	-212.5	-318.5	-326.8	-409.5	-510.2	-597.4	-680.4	-783.6	-1799.4	-2026.9	-2258.0
-0.5	-10.1	-19.7	-29.6	-39.8	-38.0	-45.8	-55.8	-64.2	-72.7	-83.9	-189.1	-213.1	-237.5
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.5	10.1	19.7	29.6	39.8	38.0	45.8	55.8	64.2	72.7	83.9	189.1	213.1	237.5
5.0	50.9	115.5	212.5	318.5	326.8	409.5	510.2	597.4	680.4	783.6	1799.4	2026.9	2258.0
10.0	53.1	125.3	255.5	422.0	475.2	633.0	820.6	996.8	1148.8	1318.8	3153.6	3549.1	3950.9
20.0	53.1	125.7	260.9	445.5	529.8	743.6	1006.9	1283.5	1505.6	1720.1	4399.2	4942.9	5495.0
30.0	53.1	125.7	260.9	446.2	533.2	754.2	1030.8	1331.7	1571.2	1792.2	4705.8	5283.5	5870.1
50.0	53.1	125.7	260.9	446.2	533.4	755.2	1033.9	1340.0	1583.6	1805.4	4785.1	5370.9	5965.7
70.0	53.1	125.7	260.9	446.2	533.4	755.3	1033.9	1340.1	1583.9	1805.8	4788.5	5374.6	5969.7
100.0	53.1	125.7	260.9	446.2	533.4	755.3	1033.9	1340.1	1583.9	1805.8	4788.7	5374.8	5969.9
500.0	53.1	125.7	260.9	446.2	533.4	755.3	1033.9	1340.1	1583.9	1805.8	4788.7	5374.8	5969.9
1000.0	53.1	125.7	260.9	446.2	533.4	755.3	1033.9	1340.1	1583.9	1805.8	4788.7	5374.8	5969.9

z [mm]	T & Q [kN/m]												
	06-07-BE	07-08-BE	08-09-BE	09-10-BE	10-11-BE	11-12-BE	12-13-BE	13-14-BE	14-15-BE	15-16-BE	16-17-BE	17-18-BE	18-19-BE
-60.8	-10.9	-22.3	-34.1	-46.3	-53.0	-63.2	-74.4	-85.1	-96.1	-108.2	-204.8	-239.3	-1586.8
-58.3	-10.9	-22.3	-34.1	-46.3	-53.0	-63.2	-74.4	-85.1	-96.1	-108.2	-204.8	-239.3	-1586.8
-55.8	-10.9	-22.3	-34.1	-46.3	-53.0	-63.2	-74.4	-85.1	-96.1	-108.2	-204.8	-239.3	-1586.8
-53.3	-10.9	-22.3	-34.1	-46.3	-53.0	-63.2	-74.4	-85.1	-96.1	-108.2	-204.8	-239.3	-1586.8
-50.8	-10.9	-22.3	-34.1	-46.3	-53.0	-63.2	-74.4	-85.1	-96.1	-108.2	-204.8	-239.3	-1586.8
-37.1	-10.9	-22.3	-34.1	-46.3	-53.0	-63.2	-74.4	-85.1	-96.1	-108.2	-204.8	-239.3	-1455.7
-21.3	-10.9	-22.3	-34.1	-46.3	-53.0	-63.2	-74.4	-85.1	-96.1	-108.2	-204.8	-239.3	-1259.1
-6.6	-10.9	-22.3	-34.1	-46.3	-53.0	-63.2	-74.4	-85.1	-96.1	-108.2	-204.8	-239.3	-931.5
-2.5	-10.9	-22.3	-34.1	-46.3	-53.0	-63.2	-74.4	-85.1	-96.1	-108.2	-204.8	-239.3	-693.3
-1.0	-4.4	-8.9	-13.6	-18.5	-21.2	-25.3	-29.7	-34.0	-38.4	-43.3	-81.9	-95.7	-438.1
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.0	3.5	7.1	10.9	14.8	16.9	20.2	23.8	27.2	30.7	34.6	65.5	76.5	88.4
2.5	8.7	17.8	27.3	37.0	42.4	50.6	59.5	68.1	76.9	86.6	163.9	191.4	221.1
6.6	8.7	17.8	27.3	37.0	42.4	50.6	59.5	68.1	76.9	86.6	163.9	191.4	221.1
21.3	8.7	17.8	27.3	37.0	42.4	50.6	59.5	68.1	76.9	86.6	163.9	191.4	221.1
37.1	8.7	17.8	27.3	37.0	42.4	50.6	59.5	68.1	76.9	86.6	163.9	191.4	221.1
50.8	8.7	17.8	27.3	37.0	42.4	50.6	59.5	68.1	76.9	86.6	163.9	191.4	221.1
53.3	8.7	17.8	27.3	37.0	42.4	50.6	59.5	68.1	76.9	86.6	163.9	191.4	221.1
55.8	8.7	17.8	27.3	37.0	42.4	50.6	59.5	68.1	76.9	86.6	163.9	191.4	221.1
58.3	8.7	17.8	27.3	37.0	42.4	50.6	59.5	68.1	76.9	86.6	163.9	191.4	221.1
60.8	8.7	17.8	27.3	37.0	42.4	50.6	59.5	68.1	76.9	86.6	163.9	191.4	221.1

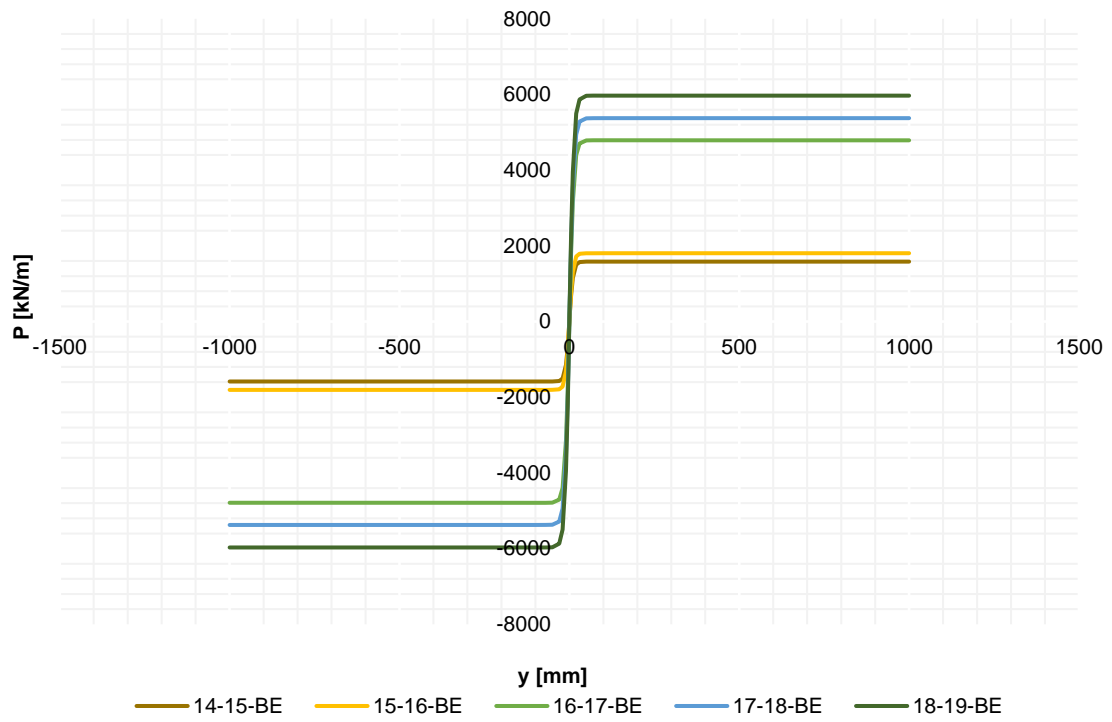
Curvas P-Y: Escenario -6 MLWS 0.45m



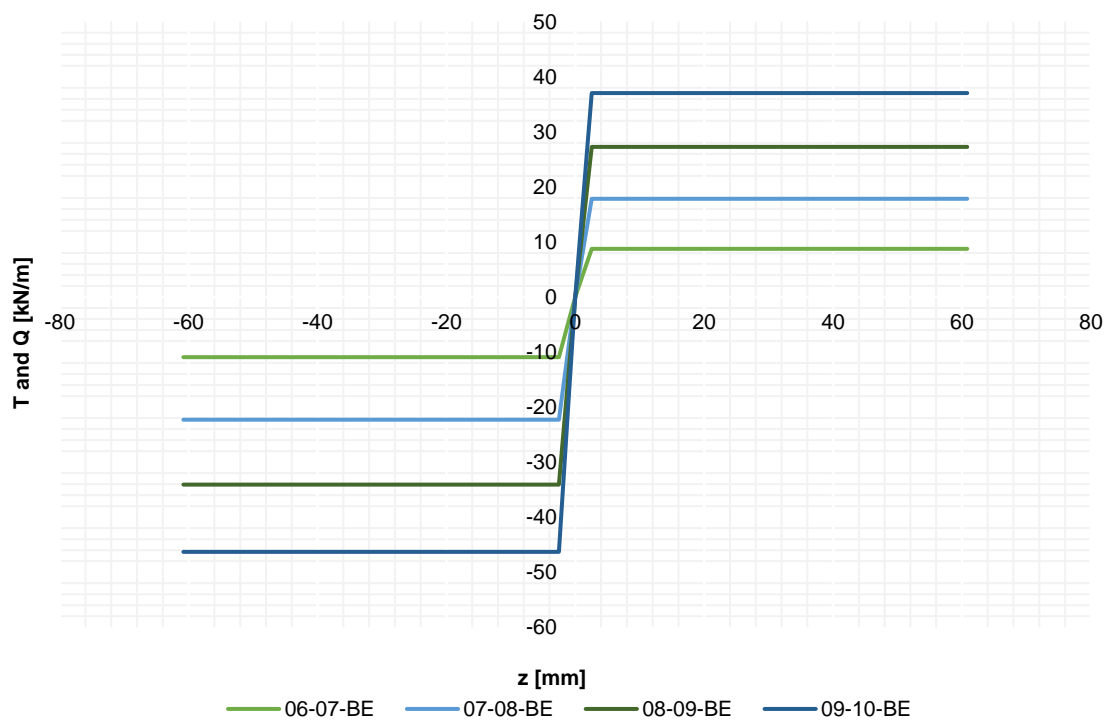
Curvas P-Y: Escenario -6 MLWS 0.45m



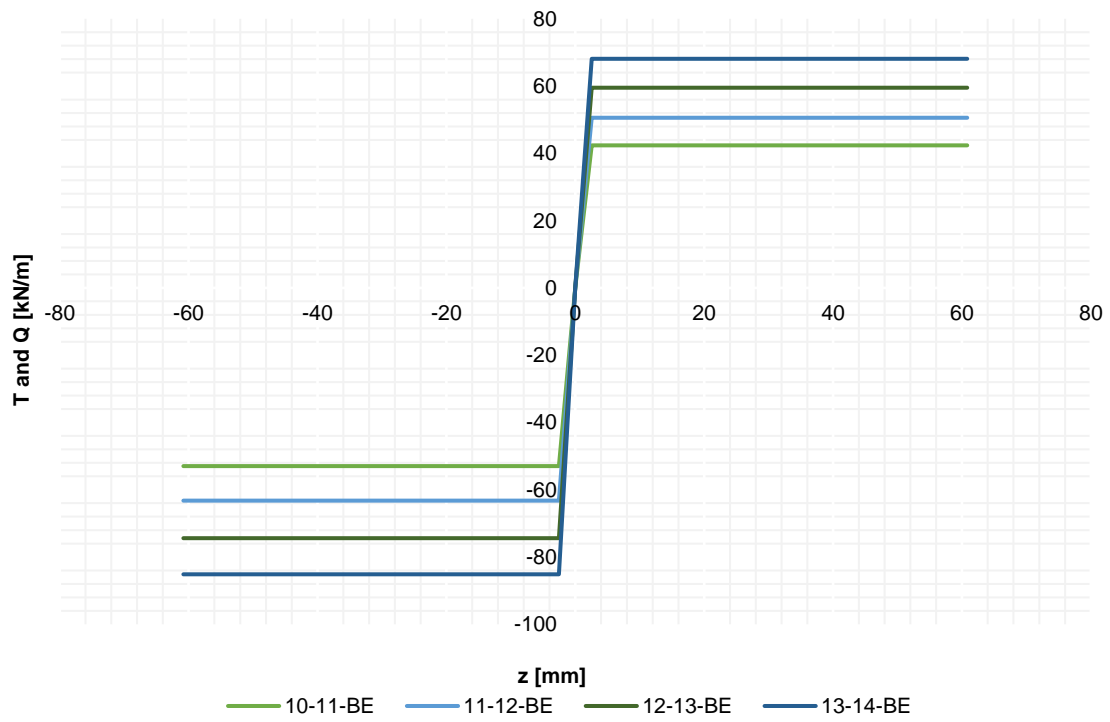
Curvas P-Y: Escenario -6 MLWS 0.45m



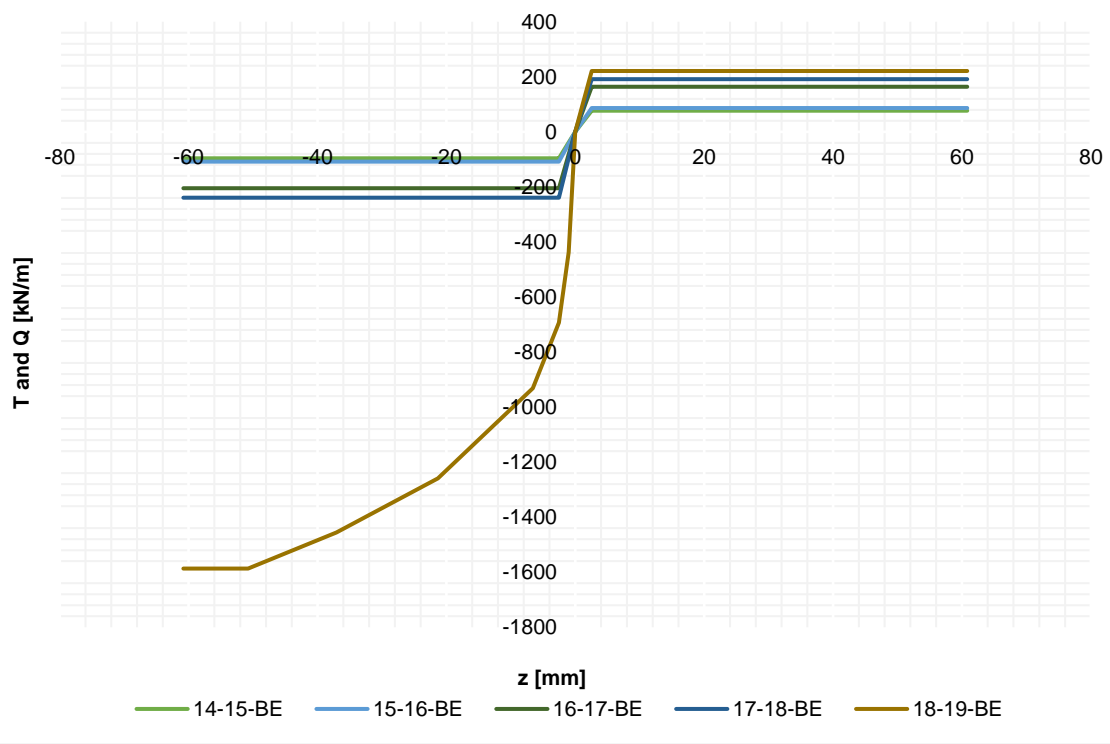
Curvas T-Z: Escenario -6 MLWS 0.45m



Curvas T-Z: Escenario -6 MLWS 0.45m



Curvas T-Z & Q-Z: Escenario -6 MLWS 0.45m

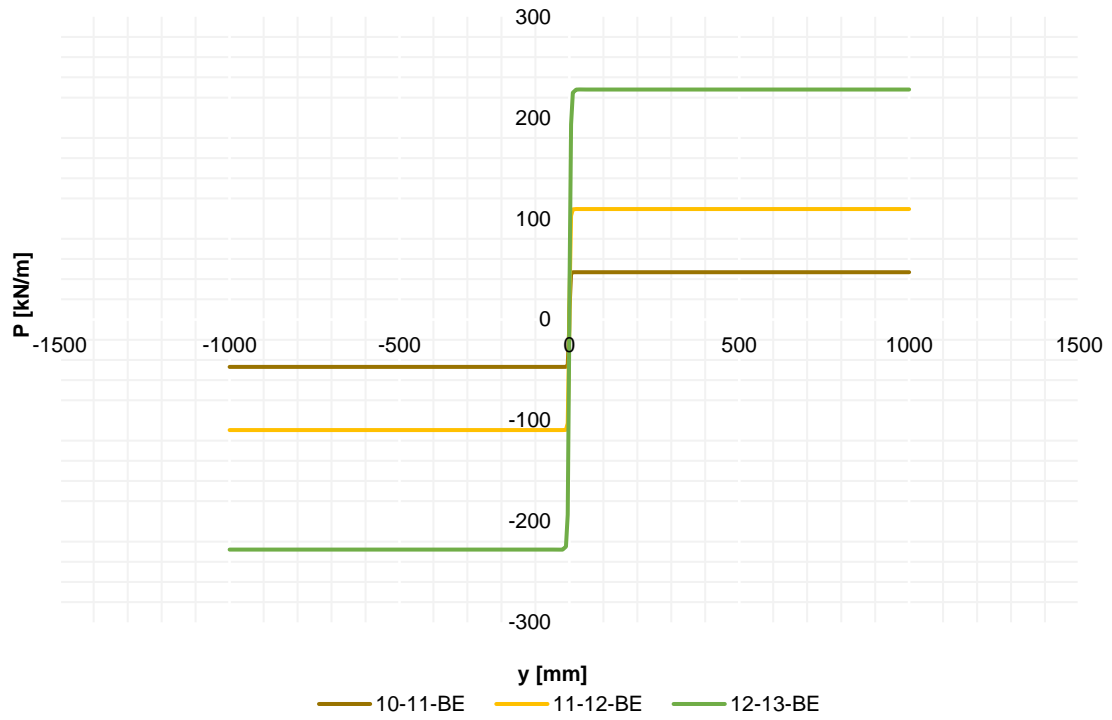


CURVAS DE TRANSFERENCIA
ESCENARIO -10 MLWS PILOTES 0.45m

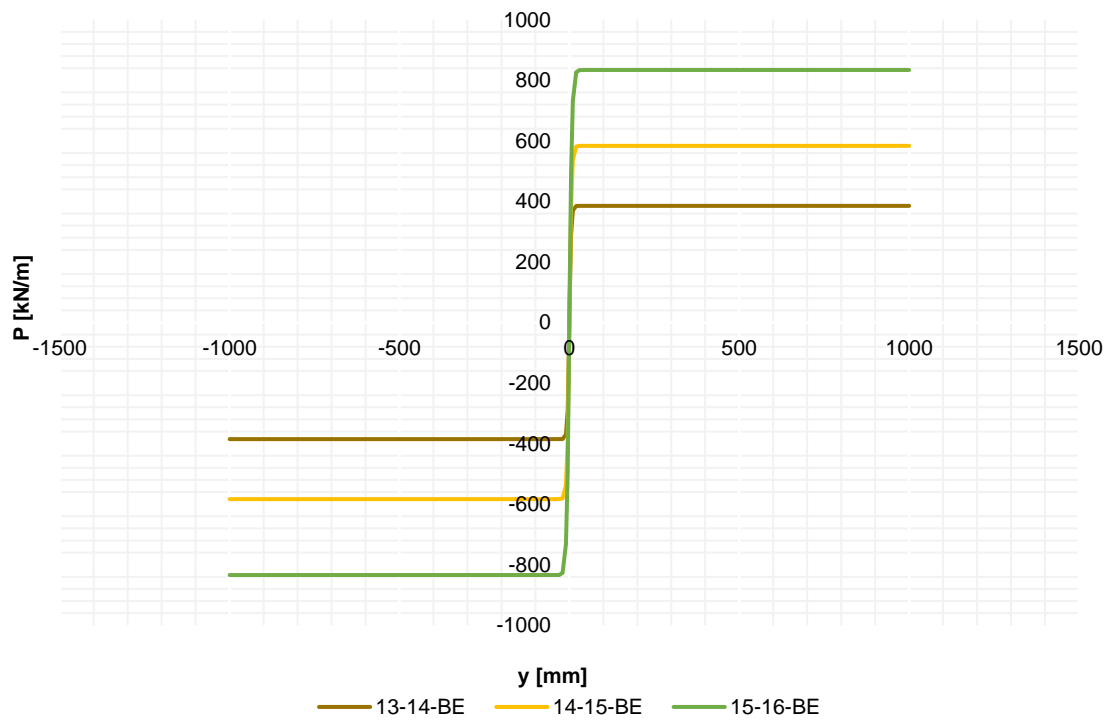
y [mm]	P [kN/m]								
	10-11-BE	11-12-BE	12-13-BE	13-14-BE	14-15-BE	15-16-BE	16-17-BE	17-18-BE	18-19-BE
-1000.0	-46.9	-109.5	-227.9	-385.3	-583.5	-834.1	-2247.2	-2959.2	-3777.4
-500.0	-46.9	-109.5	-227.9	-385.3	-583.5	-834.1	-2247.2	-2959.2	-3777.4
-100.0	-46.9	-109.5	-227.9	-385.3	-583.5	-834.1	-2247.2	-2959.2	-3777.4
-70.0	-46.9	-109.5	-227.9	-385.3	-583.5	-834.1	-2247.2	-2959.2	-3777.4
-50.0	-46.9	-109.5	-227.9	-385.3	-583.5	-834.1	-2247.1	-2959.0	-3776.7
-30.0	-46.9	-109.5	-227.9	-385.2	-583.4	-833.7	-2242.6	-2946.5	-3747.6
-20.0	-46.9	-109.5	-227.9	-384.9	-581.4	-827.0	-2202.3	-2861.8	-3592.8
-10.0	-46.9	-109.3	-224.9	-369.7	-536.6	-731.5	-1836.9	-2281.2	-2745.2
-5.0	-45.6	-102.8	-193.5	-288.6	-385.4	-494.1	-1165.5	-1393.6	-1627.3
-0.5	-9.9	-18.8	-28.4	-37.3	-46.2	-56.7	-129.0	-151.2	-174.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.5	9.9	18.8	28.4	37.3	46.2	56.7	129.0	151.2	174.0
5.0	45.6	102.8	193.5	288.6	385.4	494.1	1165.5	1393.6	1627.3
10.0	46.9	109.3	224.9	369.7	536.6	731.5	1836.9	2281.2	2745.2
20.0	46.9	109.5	227.9	384.9	581.4	827.0	2202.3	2861.8	3592.8
30.0	46.9	109.5	227.9	385.2	583.4	833.7	2242.6	2946.5	3747.6
50.0	46.9	109.5	227.9	385.3	583.5	834.1	2247.1	2959.0	3776.7
70.0	46.9	109.5	227.9	385.3	583.5	834.1	2247.2	2959.2	3777.4
100.0	46.9	109.5	227.9	385.3	583.5	834.1	2247.2	2959.2	3777.4
500.0	46.9	109.5	227.9	385.3	583.5	834.1	2247.2	2959.2	3777.4
1000.0	46.9	109.5	227.9	385.3	583.5	834.1	2247.2	2959.2	3777.4

z [mm]	T & Q [kN/m]								
	10-11-BE	11-12-BE	12-13-BE	13-14-BE	14-15-BE	15-16-BE	16-17-BE	17-18-BE	18-19-BE
-60.8	-9.7	-19.5	-29.8	-40.1	-50.6	-61.9	-127.3	-158.0	-1098.5
-58.3	-9.7	-19.5	-29.8	-40.1	-50.6	-61.9	-127.3	-158.0	-1098.5
-55.8	-9.7	-19.5	-29.8	-40.1	-50.6	-61.9	-127.3	-158.0	-1098.5
-53.3	-9.7	-19.5	-29.8	-40.1	-50.6	-61.9	-127.3	-158.0	-1098.5
-50.8	-9.7	-19.5	-29.8	-40.1	-50.6	-61.9	-127.3	-158.0	-1098.5
-37.1	-9.7	-19.5	-29.8	-40.1	-50.6	-61.9	-127.3	-158.0	-1007.8
-21.3	-9.7	-19.5	-29.8	-40.1	-50.6	-61.9	-127.3	-158.0	-871.7
-6.6	-9.7	-19.5	-29.8	-40.1	-50.6	-61.9	-127.3	-158.0	-644.9
-2.5	-9.7	-19.5	-29.8	-40.1	-50.6	-61.9	-127.3	-158.0	-480.0
-1.0	-3.9	-7.8	-11.9	-16.0	-20.2	-24.7	-50.9	-63.2	-303.3
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.0	3.1	6.2	9.5	12.8	16.2	19.8	40.7	50.5	61.2
2.5	7.7	15.6	23.8	32.1	40.5	49.5	101.8	126.4	153.0
6.6	7.7	15.6	23.8	32.1	40.5	49.5	101.8	126.4	153.0
21.3	7.7	15.6	23.8	32.1	40.5	49.5	101.8	126.4	153.0
37.1	7.7	15.6	23.8	32.1	40.5	49.5	101.8	126.4	153.0
50.8	7.7	15.6	23.8	32.1	40.5	49.5	101.8	126.4	153.0
53.3	7.7	15.6	23.8	32.1	40.5	49.5	101.8	126.4	153.0
55.8	7.7	15.6	23.8	32.1	40.5	49.5	101.8	126.4	153.0
58.3	7.7	15.6	23.8	32.1	40.5	49.5	101.8	126.4	153.0
60.8	7.7	15.6	23.8	32.1	40.5	49.5	101.8	126.4	153.0

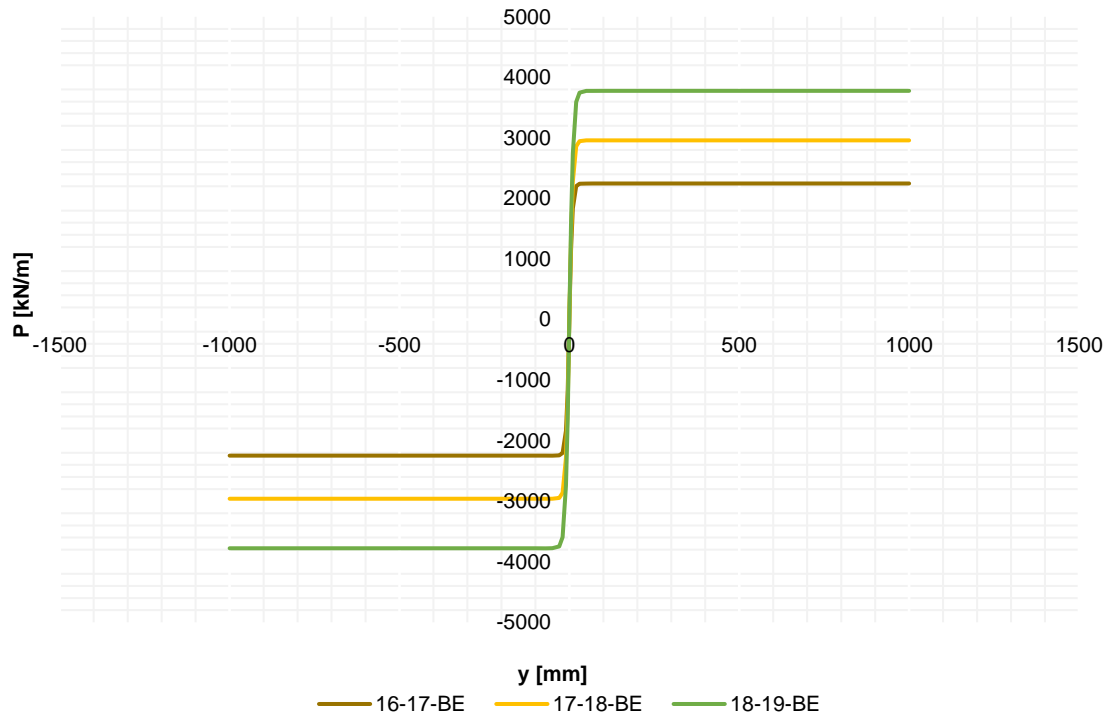
Curvas P-Y: Escenario -10 MLWS 0.45m



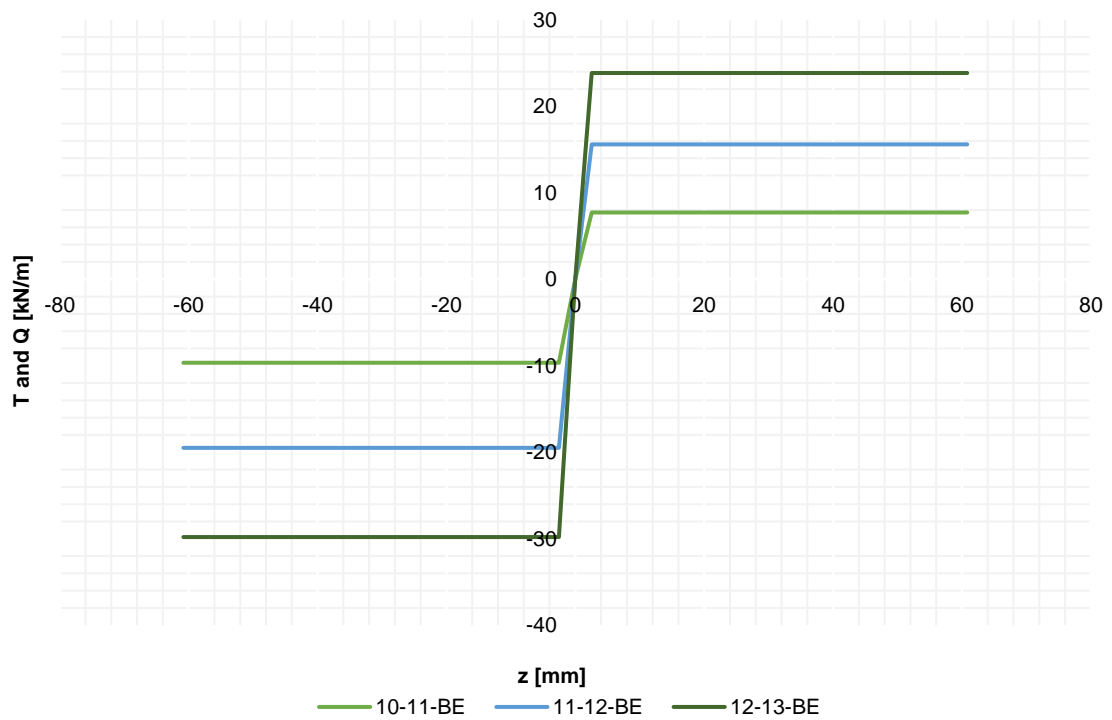
Curvas P-Y: Escenario -10 MLWS 0.45m

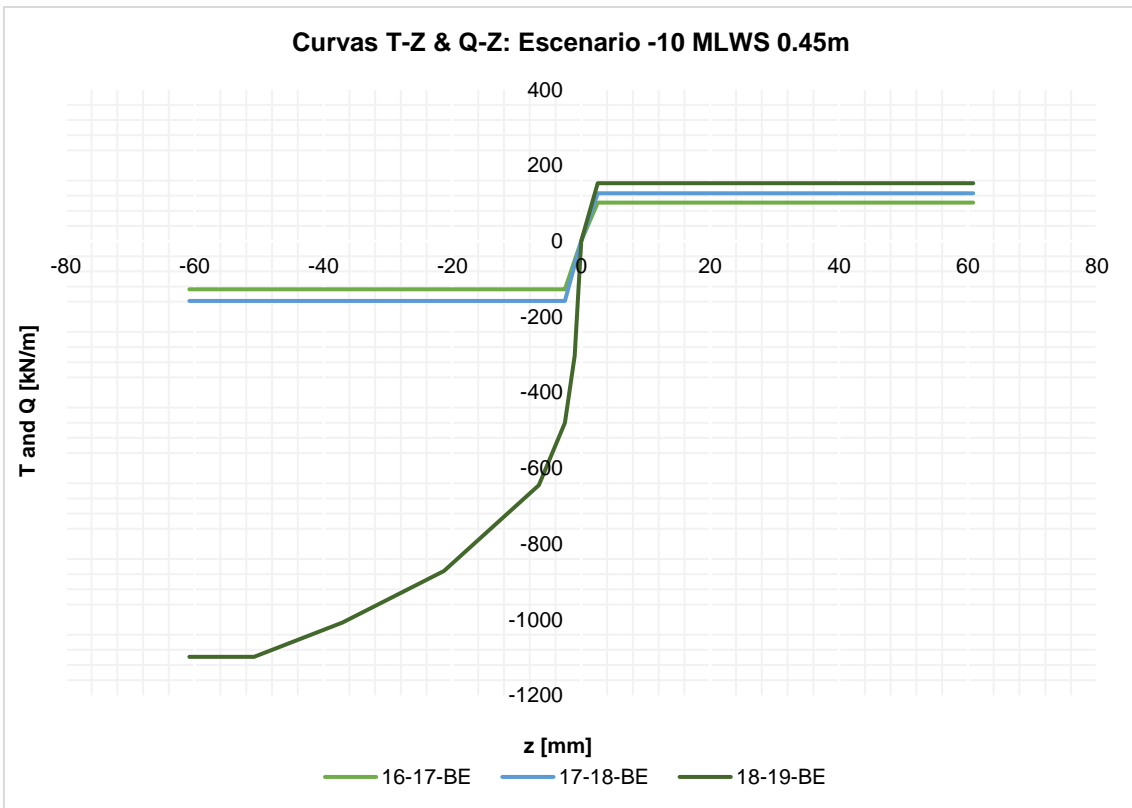
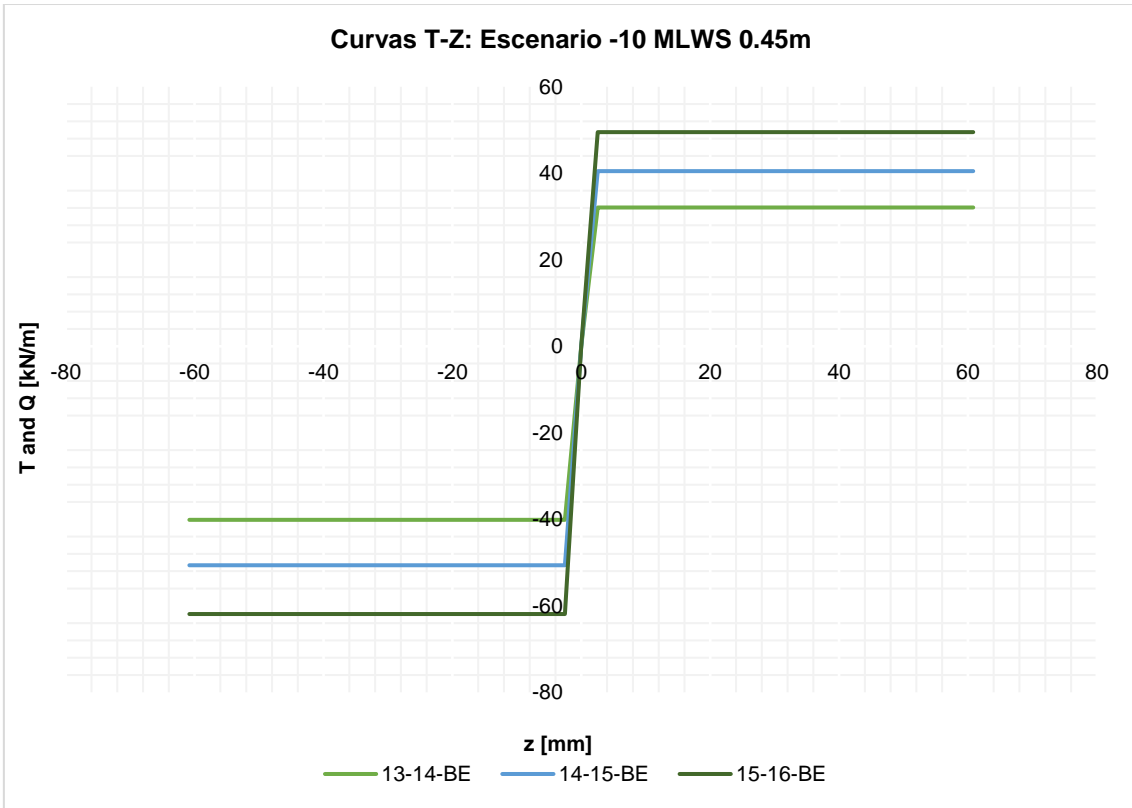


Curvas P-Y: Escenario -10 MLWS 0.45m



Curvas T-Z: Escenario -10 MLWS 0.45m



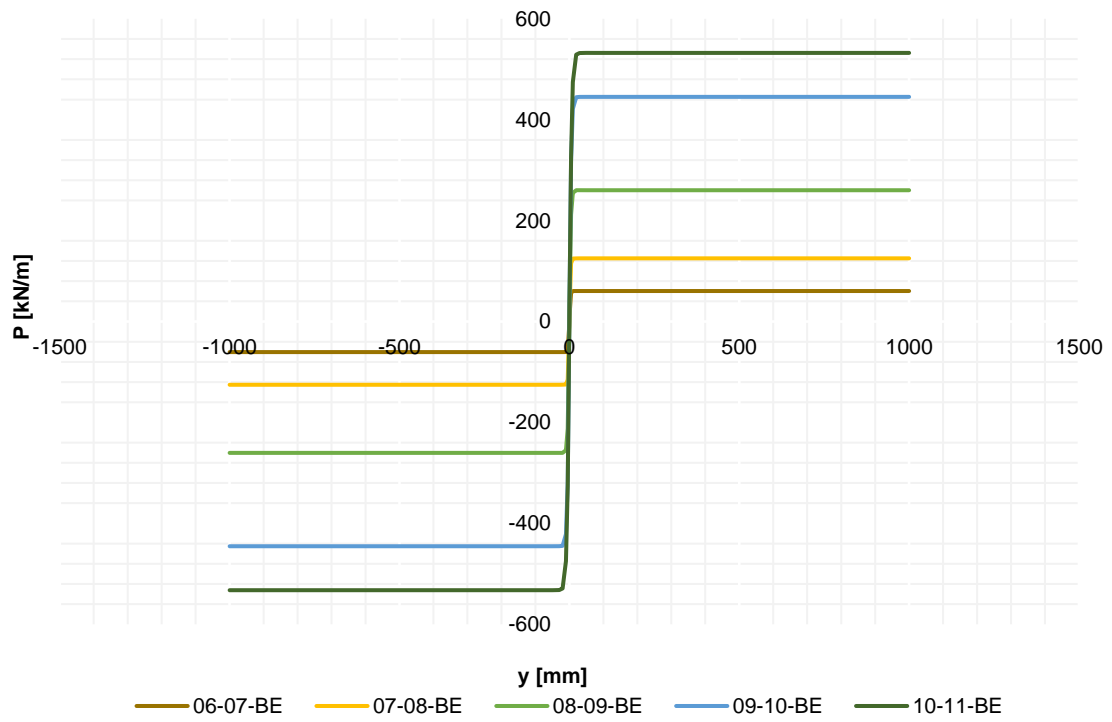


**CURVAS DE TRANSFERENCIA
ESCENARIO -6 MLWS PILOTES DE
ACERO**

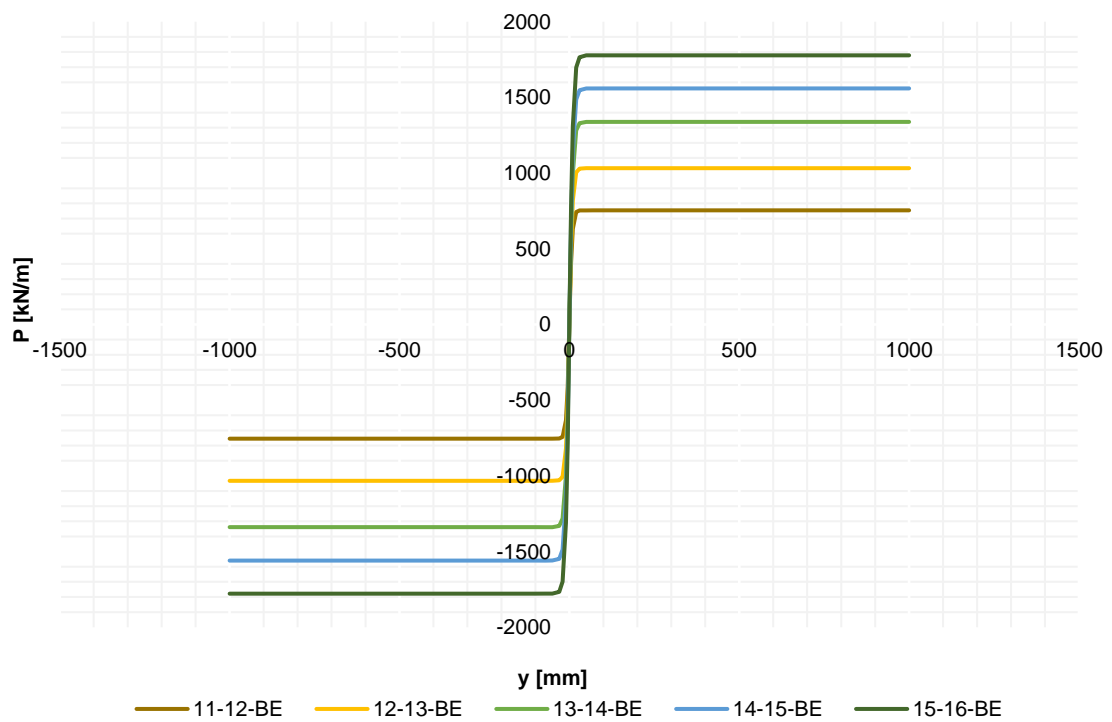
y [mm]	P [kN/m]													
	06-07-BE	07-08-BE	08-09-BE	09-10-BE	10-11-BE	11-12-BE	12-13-BE	13-14-BE	14-15-BE	15-16-BE	16-17-BE	17-18-BE	18-19-BE	19-20-BE
-1000.0	-60.5	-125.3	-260.3	-445.3	-532.5	-754.2	-1032.6	-1338.7	-1559.6	-1778.1	-4715.4	-5292.5	-5878.5	-6472.5
-500.0	-60.5	-125.3	-260.3	-445.3	-532.5	-754.2	-1032.6	-1338.7	-1559.6	-1778.1	-4715.4	-5292.5	-5878.5	-6472.5
-100.0	-60.5	-125.3	-260.3	-445.3	-532.5	-754.2	-1032.6	-1338.7	-1559.6	-1778.1	-4715.4	-5292.5	-5878.5	-6472.5
-70.0	-60.5	-125.3	-260.3	-445.3	-532.5	-754.2	-1032.6	-1338.7	-1559.6	-1778.1	-4715.3	-5292.4	-5878.4	-6472.4
-50.0	-60.5	-125.3	-260.3	-445.3	-532.5	-754.1	-1032.6	-1338.5	-1559.4	-1777.9	-4712.3	-5289.1	-5874.9	-6468.6
-30.0	-60.5	-125.3	-260.3	-445.3	-532.3	-753.1	-1029.5	-1330.2	-1548.1	-1765.8	-4639.6	-5209.0	-5787.2	-6373.3
-20.0	-60.5	-125.3	-260.2	-444.6	-529.0	-742.6	-1005.8	-1282.3	-1486.7	-1698.4	-4349.6	-4886.9	-5432.7	-5985.8
-10.0	-60.4	-124.8	-254.9	-421.3	-474.7	-632.4	-820.1	-996.3	-1141.7	-1310.5	-3137.8	-3531.3	-3930.9	-4336.2
-5.0	-56.5	-115.2	-212.2	-318.3	-326.7	-409.4	-510.1	-597.4	-679.1	-782.0	-1796.7	-2023.8	-2254.6	-2488.6
-0.5	-10.1	-19.7	-29.6	-39.8	-38.0	-45.8	-55.8	-64.2	-72.7	-83.9	-189.1	-213.1	-237.5	-262.2
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.5	10.1	19.7	29.6	39.8	38.0	45.8	55.8	64.2	72.7	83.9	189.1	213.1	237.5	262.2
5.0	56.5	115.2	212.2	318.3	326.7	409.4	510.1	597.4	679.1	782.0	1796.7	2023.8	2254.6	2488.6
10.0	60.4	124.8	254.9	421.3	474.7	632.4	820.1	996.3	1141.7	1310.5	3137.8	3531.3	3930.9	4336.2
20.0	60.5	125.3	260.2	444.6	529.0	742.6	1005.8	1282.3	1486.7	1698.4	4349.6	4886.9	5432.7	5985.8
30.0	60.5	125.3	260.3	445.3	532.3	753.1	1029.5	1330.2	1548.1	1765.8	4639.6	5209.0	5787.2	6373.3
50.0	60.5	125.3	260.3	445.3	532.5	754.1	1032.6	1338.5	1559.4	1777.9	4712.3	5289.1	5874.9	6468.6
70.0	60.5	125.3	260.3	445.3	532.5	754.2	1032.6	1338.7	1559.6	1778.1	4715.3	5292.4	5878.4	6472.4
100.0	60.5	125.3	260.3	445.3	532.5	754.2	1032.6	1338.7	1559.6	1778.1	4715.4	5292.5	5878.5	6472.5
500.0	60.5	125.3	260.3	445.3	532.5	754.2	1032.6	1338.7	1559.6	1778.1	4715.4	5292.5	5878.5	6472.5
1000.0	60.5	125.3	260.3	445.3	532.5	754.2	1032.6	1338.7	1559.6	1778.1	4715.4	5292.5	5878.5	6472.5

z [mm]	T & Q [kN/m]													
	06-07-BE	07-08-BE	08-09-BE	09-10-BE	10-11-BE	11-12-BE	12-13-BE	13-14-BE	14-15-BE	15-16-BE	16-17-BE	17-18-BE	18-19-BE	19-20-BE
-60.0	-9.5	-19.5	-29.7	-40.4	-46.2	-55.2	-64.9	-74.3	-83.8	-94.4	-178.7	-208.8	-241.1	-1729.7
-57.5	-9.5	-19.5	-29.7	-40.4	-46.2	-55.2	-64.9	-74.3	-83.8	-94.4	-178.7	-208.8	-241.1	-1729.7
-55.0	-9.5	-19.5	-29.7	-40.4	-46.2	-55.2	-64.9	-74.3	-83.8	-94.4	-178.7	-208.8	-241.1	-1729.7
-52.5	-9.5	-19.5	-29.7	-40.4	-46.2	-55.2	-64.9	-74.3	-83.8	-94.4	-178.7	-208.8	-241.1	-1729.7
-50.0	-9.5	-19.5	-29.7	-40.4	-46.2	-55.2	-64.9	-74.3	-83.8	-94.4	-178.7	-208.8	-241.1	-1729.7
-36.5	-9.5	-19.5	-29.7	-40.4	-46.2	-55.2	-64.9	-74.3	-83.8	-94.4	-178.7	-208.8	-241.1	-1584.3
-21.0	-9.5	-19.5	-29.7	-40.4	-46.2	-55.2	-64.9	-74.3	-83.8	-94.4	-178.7	-208.8	-241.1	-1366.2
-6.5	-9.5	-19.5	-29.7	-40.4	-46.2	-55.2	-64.9	-74.3	-83.8	-94.4	-178.7	-208.8	-241.1	-1002.8
-2.5	-9.5	-19.5	-29.7	-40.4	-46.2	-55.2	-64.9	-74.3	-83.8	-94.4	-178.7	-208.8	-241.1	-738.4
-1.0	-3.8	-7.8	-11.9	-16.2	-18.5	-22.1	-26.0	-29.7	-33.5	-37.8	-71.5	-83.5	-96.4	-473.7
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.0	3.1	6.2	9.5	12.9	14.8	17.7	20.8	23.8	26.8	30.2	57.2	66.8	77.1	88.2
2.5	7.6	15.6	23.8	32.3	37.0	44.1	51.9	59.4	67.1	75.5	143.0	167.0	192.9	220.7
6.5	7.6	15.6	23.8	32.3	37.0	44.1	51.9	59.4	67.1	75.5	143.0	167.0	192.9	220.7
21.0	7.6	15.6	23.8	32.3	37.0	44.1	51.9	59.4	67.1	75.5	143.0	167.0	192.9	220.7
36.5	7.6	15.6	23.8	32.3	37.0	44.1	51.9	59.4	67.1	75.5	143.0	167.0	192.9	220.7
50.0	7.6	15.6	23.8	32.3	37.0	44.1	51.9	59.4	67.1	75.5	143.0	167.0	192.9	220.7
52.5	7.6	15.6	23.8	32.3	37.0	44.1	51.9	59.4	67.1	75.5	143.0	167.0	192.9	220.7
55.0	7.6	15.6	23.8	32.3	37.0	44.1	51.9	59.4	67.1	75.5	143.0	167.0	192.9	220.7
57.5	7.6	15.6	23.8	32.3	37.0	44.1	51.9	59.4	67.1	75.5	143.0	167.0	192.9	220.7
60.0	7.6	15.6	23.8	32.3	37.0	44.1	51.9	59.4	67.1	75.5	143.0	167.0	192.9	220.7

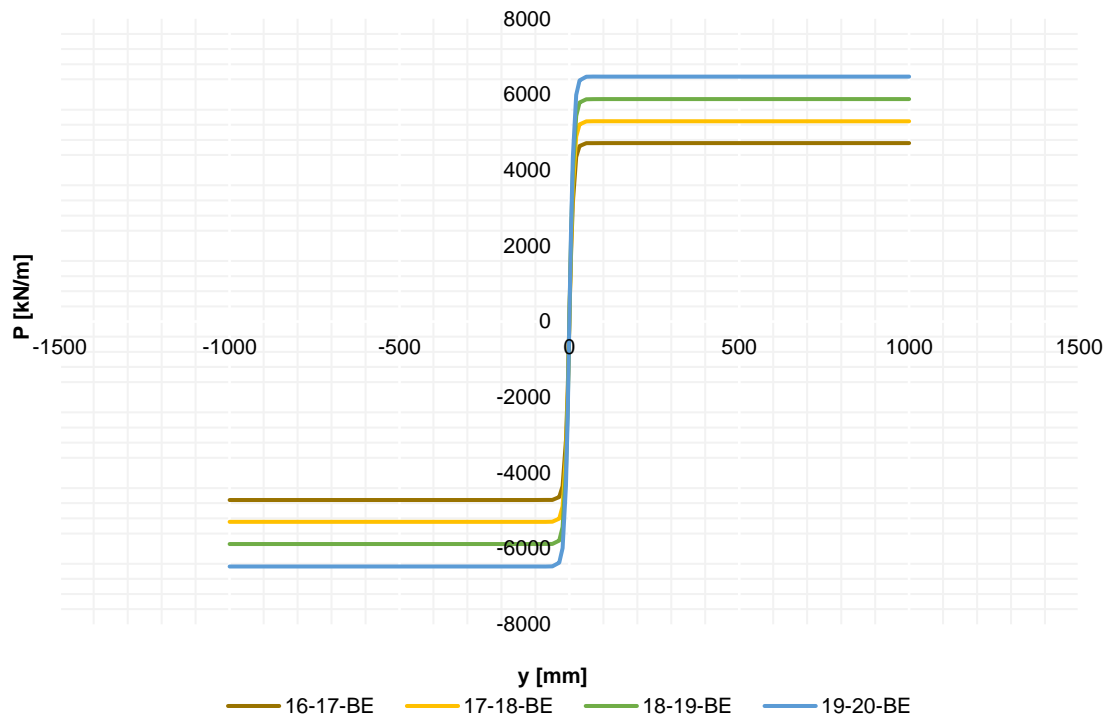
Curvas P-Y: Escenario -6 MLWS Steel Pile



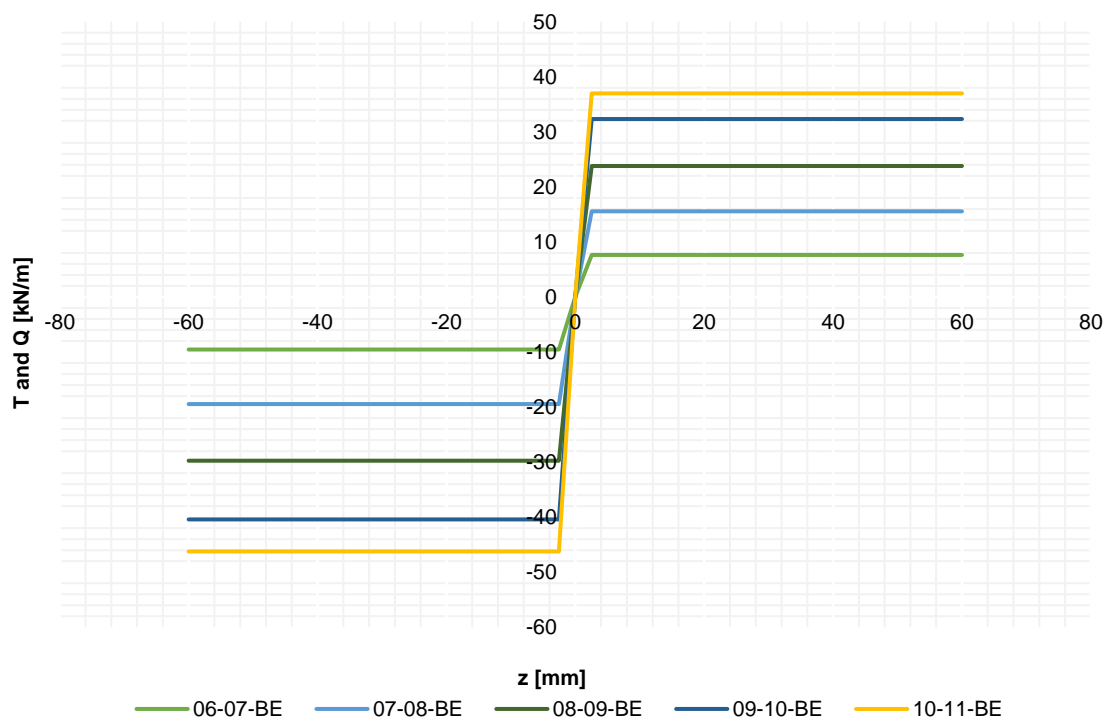
Curvas P-Y: Escenario -6 MLWS Steel Pile



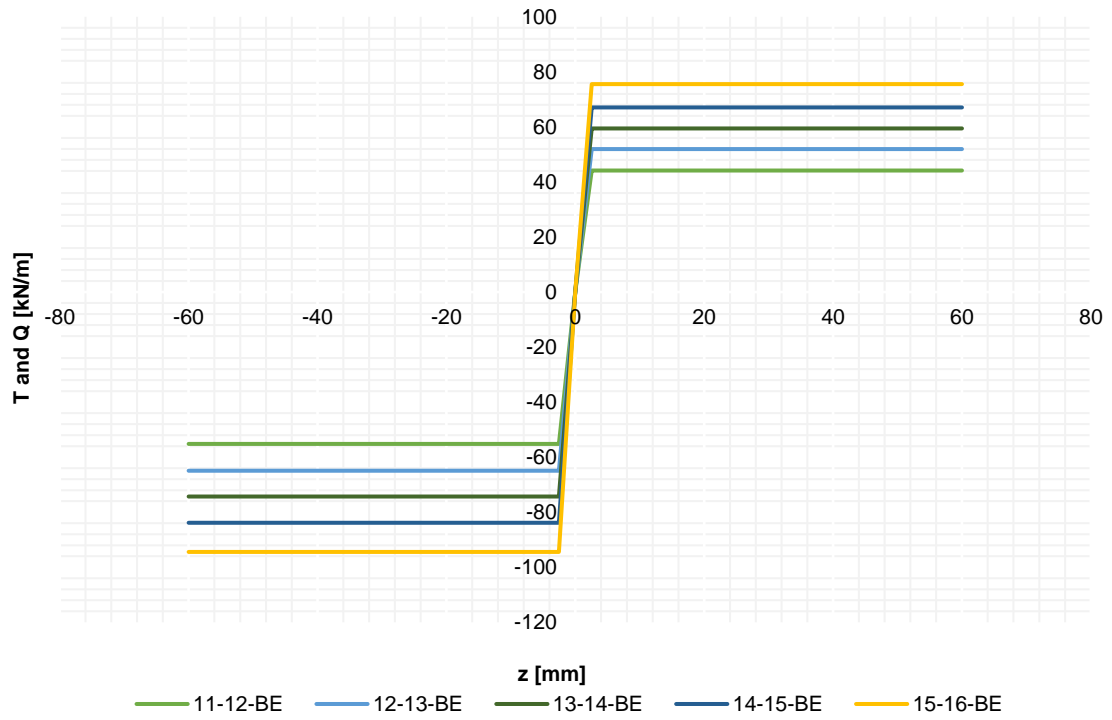
Curvas P-Y: Escenario -6 MLWS Steel Pile



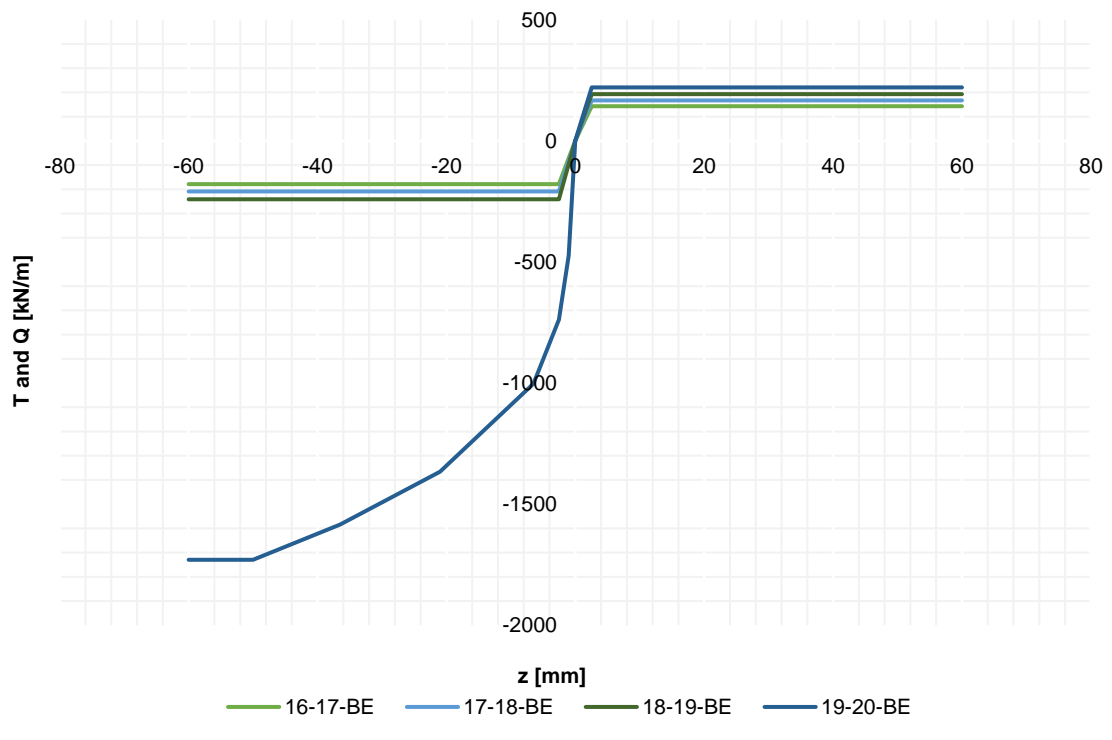
Curvas T-Z: Escenario -6 MLWS Steel Pile



Curvas T-Z: Escenario -6 MLWS Steel Pile



Curvas T-Z & Q-Z: Escenario -6 MLWS Steel Pile



ANEXO F DEFINICIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS

Project: Tesis de grado - Muelle N3 - APMT Callao	project no. 001
Part : Push Over Analysis - Hinge Definition Row - Pile Head Hinge - Pile 0.9; d 25.4mm -n16	pages. 3

Section properties

Basic section data

Name of pile head section in SAP = **Pile Casing ø900mm**
 Row nr in SAP =
 Row ID on drawing =
 Hinge Location = **Top of Pile**
 Type of section = **Section Designer**

Overall multiplier

Hinge modification Factor: **1.00**
Multiples Interaction surface and hinge properties
! Only use this with care, to take uneven pile spacing into account in the
 2D model

Basic section Dimensions

Diameter of section = **0.9 m**
 Cover = **75 mm**
 Longitudinal rebar diameter = **25.4 mm**
 No of rebars = **16**
 Confinement rebar diameter = **13 mm**
 Spacing = **150 mm**
 Confinement rebar percentage = **0.005 -**

Concrete Properties

Concrete material = **27.6 Mpa** [Expected Properties used, POLB 4.6.2]
 Characteristic compressive strength f_{ck} = **27.6 N/mm²**
 Expected compressive strength f_{ce} = **35.9 N/mm²**
 Expected elasticity modulus E_{ce} = **28,161,000 kN/m²**

Rebar Properties

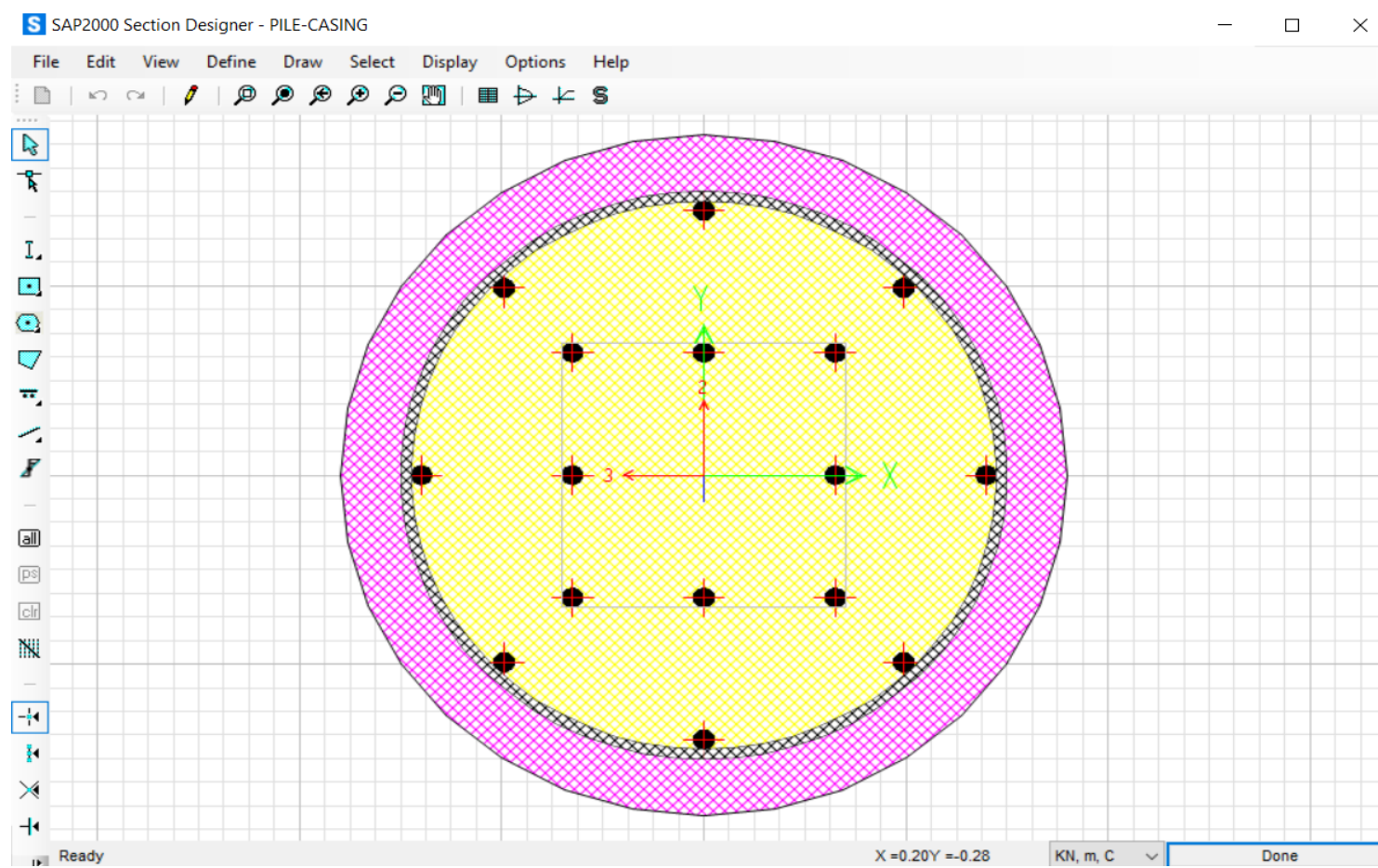
Rebar Grade ASTM A615 = **Gr 60** ASTM615-Gr60 Default values
 Yield stress characteristic f_{yk} = **414 N/mm²**
 Expected yield stress f_{ye} = **455 N/mm²**

Minimum tensile stress f_{un} = **621 N/mm²**
 Expected tensile Stress f_{um} = **683 N/mm²**

Modulus of Elasticity E_s = **200 GPa**
 Modulus of Elasticity E_s = **2.00E+08 kN/m²**

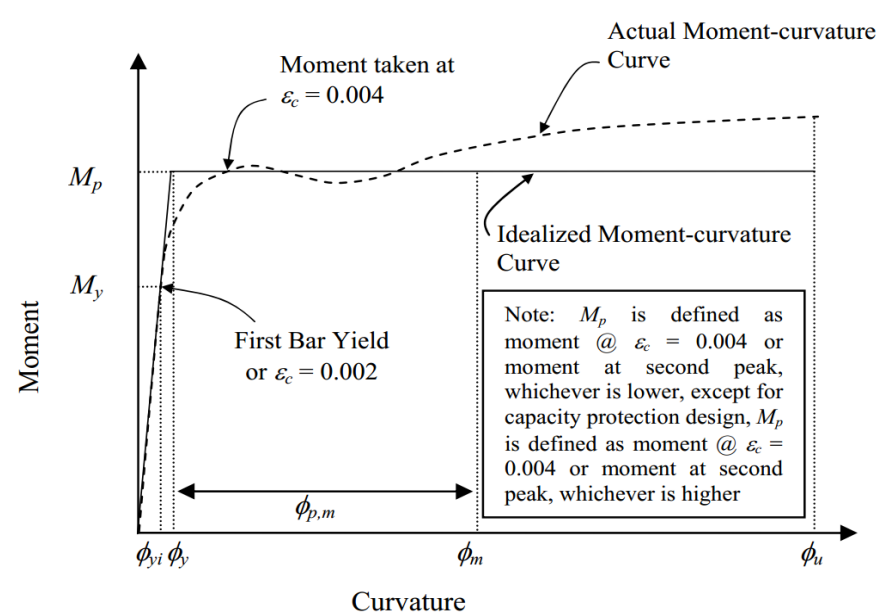
Pile section - Section Designer SAP

Outer Concrete = **f'_c 280 kg/cm² - EXP**
 Inner Concrete = **f'_c 280 kg/cm² - EXP**
 Rebar properties used for confining rebar = **Gr 60** [Characteristic Properties used, ASCE61-14 6.5.1]
 Rebar properties used for longitudinal rebar = **Gr 60 EXP** [Expected Properties used, ASCE61-14 6.5.1]



Moment Curvature Definitions

Moment Curvature Method: Exact integration from section designer in SAP also takes into account spalling of cover
 Linearization Method: Method A according to ASCE 61-14



Strain definitions and criteria ASCE61-14 - AT TOP OF PILE

Steel Strain Rebar initial Yield (Expected)	ϵ_{ym}	0.0023		
Max strain of reinforcement	ϵ_{smd}	0.060		
Steel Strain at OLE limit	ϵ_{sOLE}	0.015	[Tab 3.1]	
Steel Strain at CLE limit	ϵ_{sCLE}	0.036	[Tab 3.2]	$\epsilon_s \leq 0.6\epsilon_{smd} \leq 0.06$ ϵ_{smd} is max strain of dowel reinforcement - check if this is governing
Steel Strain DE limit	ϵ_{sDE}	0.048	[Tab 3.3]	$\epsilon_s \leq 0.8\epsilon_{smd} \leq 0.08$ ϵ_{smd} is max strain of dowel reinforcement - check if this is governing
Ultimate Steel Strain	ϵ_{su}	0.090		
Concrete Strain at initial Yield	ϵ_{cyl}	0.002		
Concrete Strain at plastic moment	ϵ_c	0.004		
Concrete Strain at spalling of cover OLE limit	ϵ_{cOLE}	0.005	[Tab 3.1]	
Concrete Strain at CLE limit	ϵ_{cCLE}	0.010	[Tab 3.2]	$\epsilon_{cav} = 0.005 + 1.1\rho_s \leq 0.025$ Limit according to ASCE Minimum CLE strain limit is applied
Ultimate confined concrete strain CLE limit	ϵ_{cCLE}	0.010		Ultimate confinement strain of core determined according to concrete mander calculation [SAP]
DE limit concrete strain	ϵ_{cDE}	0.050	[Tab 3.2]	According to ASCE unlimited stress is allowed. However define value incase of high compression loads

Project: Tesis de grado - Muelle N3 - APMT Callao	project no. 001
Part : Push Over Analysis - Hinge Definition Row - Pile Head Hinge - Pile 0.9; d 25.4mm -n16	pages. 3

Hinge definition:

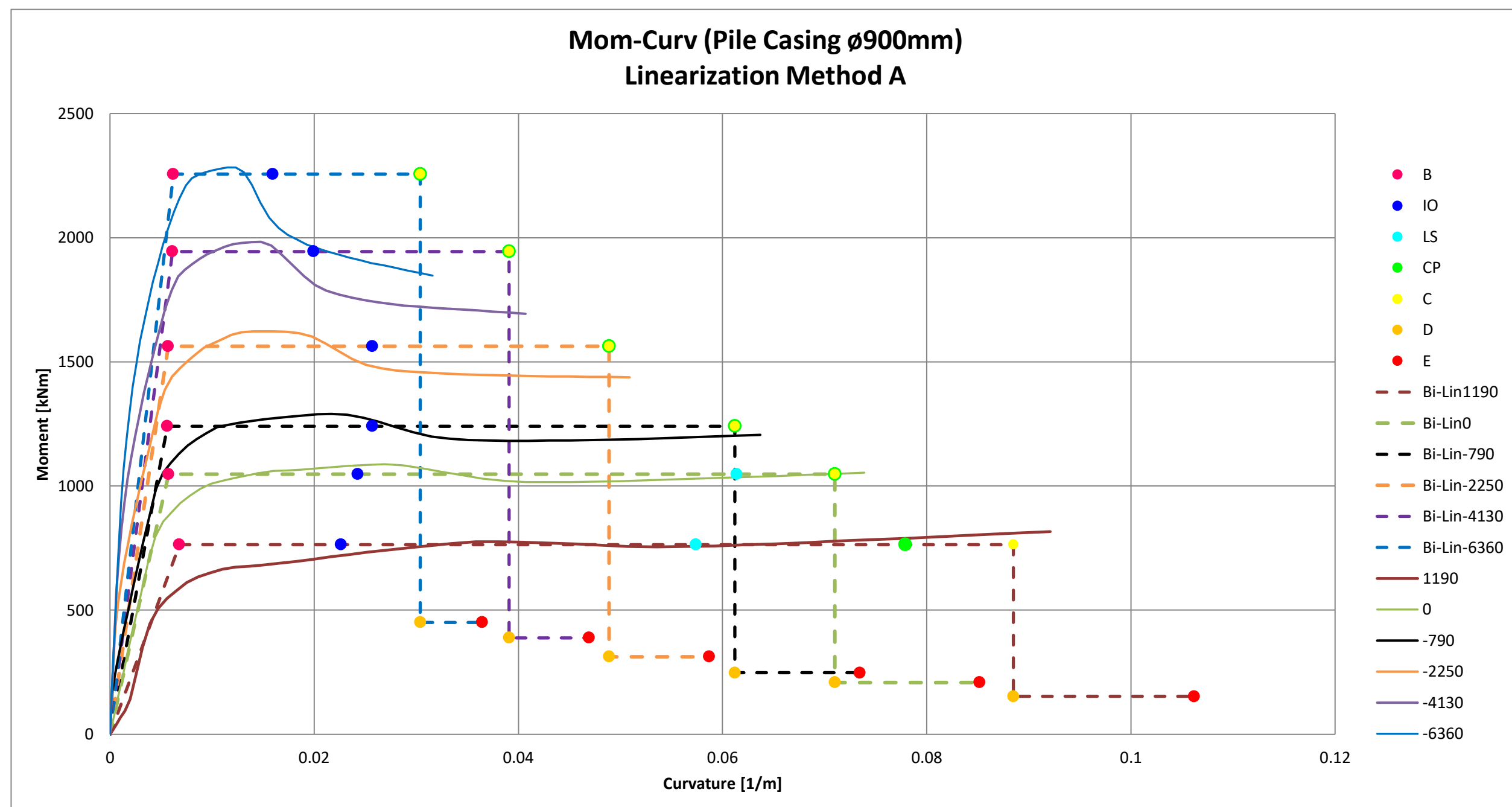
SAP hinge status	Related Polb Critirum	Event	M	ϕ	ϵ
B	Initial Yield	M_y	ϕ_{yi}	$\epsilon_{cyl}, \epsilon_{ym}$	
IO	Plastic Yield	M_p	ϕ_y	var	
LS	OLE	M_p	$\phi_{spalling}$	$\epsilon_{cspalling}$	
CP	CLE	M_p	ϕ_u	ϵ_{cu}	
C	-	M_p	ϕ_u	ϵ_{cu}	
D	-	M_p	ϕ_u	ϵ_{cu}	
E	FAIL	$0.2xM_p$	ϕ_u	ϵ_{cu}	
	FAIL	$0.2xM_p$	$1.2x\phi_u$		

Moment Curvature and hinge status diagrams

The number of moment curvatures generated depends on the variation of the normal force within the pile heads for which the hinge is used.

Maximum Compression in pile head	Pmax	=	-7000 kN
Minimum Compression in pile head	Pmin	=	-1000 kN
Number of Moment Curvature Diagrams		=	6
Normal forces for which diagrams are generated:			
	P0	=	1190 kN
	P1	=	0 kN
	P2	=	-790 kN
	P3	=	-2250 kN
	P4	=	-4130 kN
	P5	=	-6360 kN

NOTE: SAP will interpolate between the curves and the related hinge status definitions



Hinge property definitions

Hinge Type	
Hinge Name	= Pile 0.9; d 25.4mm -n16
Hinge Type	= Interacting P-M3
Behaviour	= Deformation Controlled
Input type	= Moment-Curve
SF definition	= User Defined
Hinge length definition	= Absolute
Behaviour after point E	= To Zero

Plastic Hinge Length

There are two methods for determining the plastic hinge length depending on the configuration of the pile.

POLB Method for concrete piles

For concrete dowel connections, the pile's plastic hinge length, L_p (above ground), when the plastic hinge forms against a supporting member, at deck soffits may be taken as:

$$L_p = 0.08L_c + 0.1f_{ye}d_{bl} \geq 0.2f_{ye}d_{bl} \quad [\text{POLB eq. 4.16}]$$

ASCE method for concrete pile plugs ASCE 61-14 Tab

The ASCE method gives a much shorter hinge length and should only be used if there is a small gap between the pile and the soffit.

Concrete Plug	$0.30f_{ye}d_b$
Isolated Shell	$0.30f_{ye}d_b + g$

Scale Factor plastic hinge acc POLB (SI)		0.039
SF plastic hinge adjusted to metric		0.145
Method		POLB - Conc Pile
Soffit level	Z_{soffit}	= 1.974 m CD
Aproximate in ground hinge level	Z_h	= -12.25 m CD
Gap between steel pile and soffit	g	= 50 mm
Length till point of contra flexure	L_c	= 7.112 m
Diameter of reinforcement	d_{bl}	= 25.4 mm
Expected yield stress rebar	f_{ye}	= 455 N/mm ²
Plastic Hinge Length	L_p	= 0.74 m

Project:	Tesis de grado - Muelle N3 - APMT Callao	project no.	001
Part :	Push Over Analysis - Hinge Definition Row - Pile Head Hinge - Pile 0.9; d 25.4mm -n16	pages.	3

Hinge status definitions

The table below presents the hinge status definitions as they are imported into SAP2000.

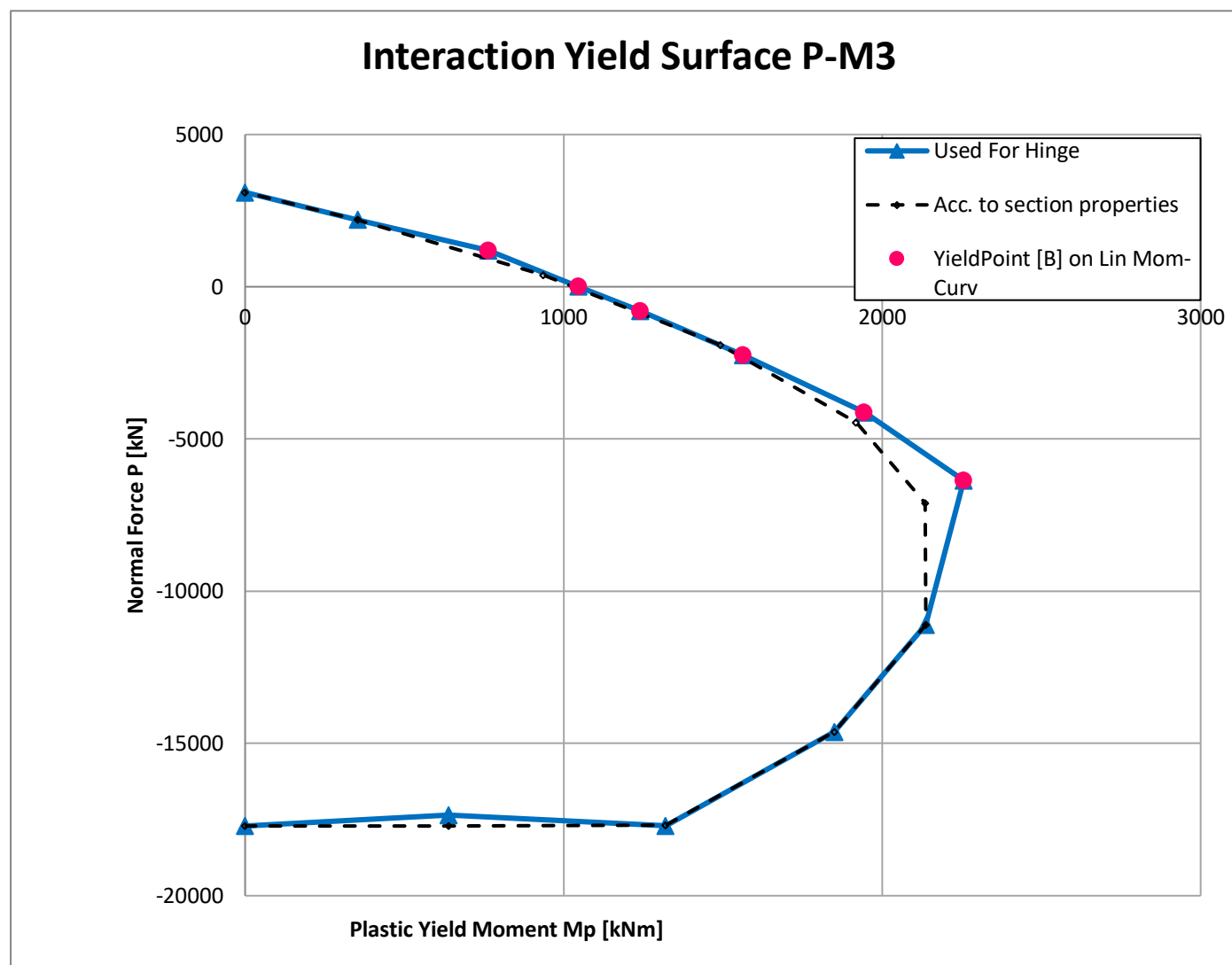
	P = MSF	1190 C	P = MSF	0 C	P = MSF	-789 C	P = MSF	-2250 C	P = MSF	-4130 C	P = MSF	-6360 C
A	0	0	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00
B	1	0	1	0.00	1	0.00	1	0.00	1	0.00	1	0.00
C	1	0.08	1	0.07	1	0.06	1	0.04	1	0.03	1	0.02
D	0.2	0.08	0.2	0.07	0.2	0.06	0.2	0.04	0.2	0.03	0.2	0.02
E	0.2	0.10	0.2	0.08	0.2	0.07	0.2	0.05	0.2	0.04	0.2	0.03
LD	1	0.02	1	0.02	1	0.02	1	0.02	1	0.01	1	0.01
LS	1	0.05	1	0.06	1	0.06	1	0.04	1	0.03	1	0.02
CP	1	0.07	1	0.07	1	0.06	1	0.04	1	0.03	1	0.02

Notes:

- Between point A and B SAP does not take into account any rotation in the plastic hinge.
- Linear elastic behaviour is assumed up to the point of nominal yield

Interaction Surface

The theoretical interaction surface has been determined by SAP2000 using the material and section properties. It has been modified to FIT the Yieldpoints of the linearized moment curvature diagrams. This is required in order to scale the hinge curves correctly. NOTE that SAP2000 only activates the hinge when the interaction surface is crossed and it should therefore correspond to the linearized Yield Point B



Modified Moment of inertia AND Modified Moment Rotation Curves in SAP2000

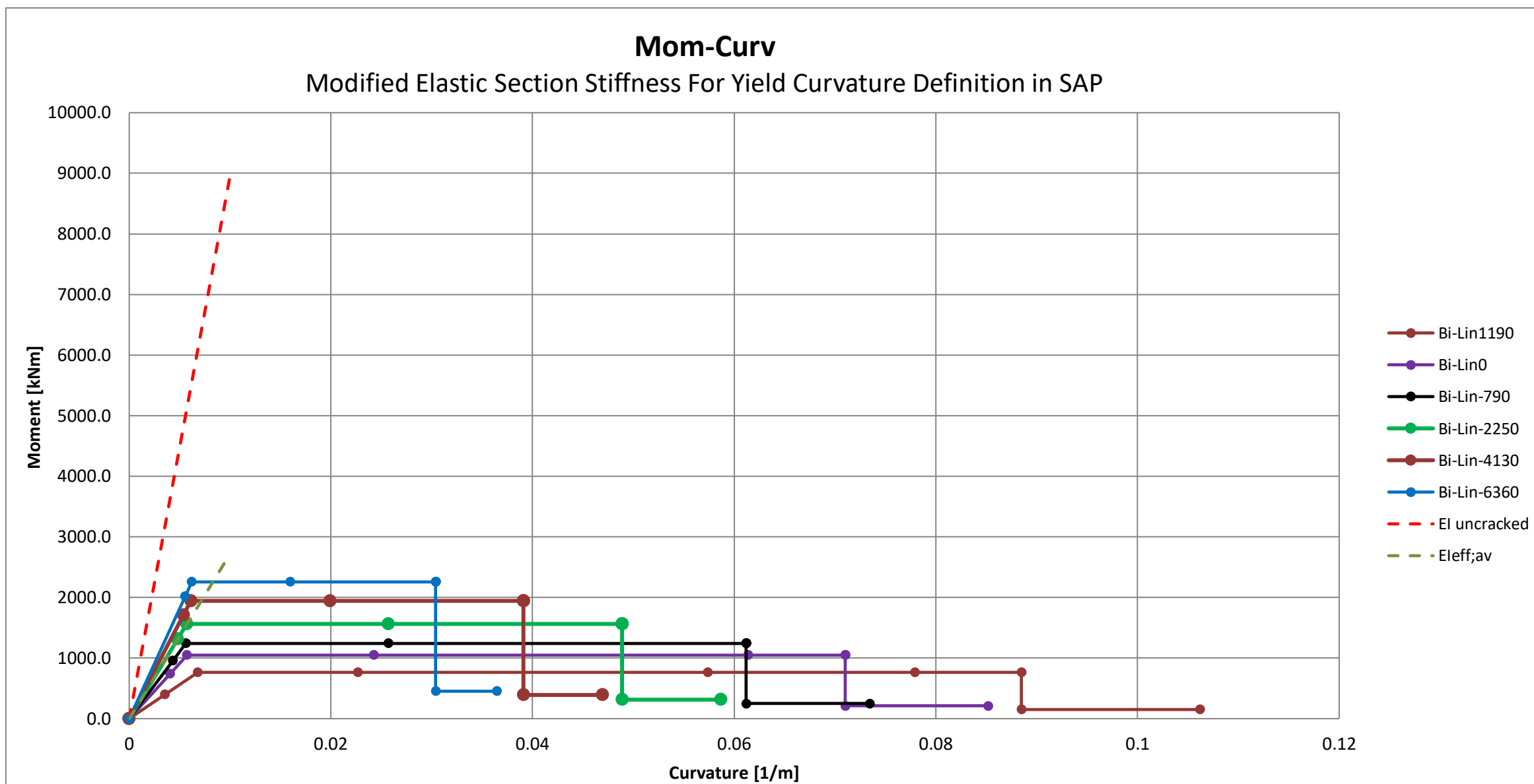
Elasticity Concrete	E_{cm}	=	28161000 kN/m ²
Moment of inertia uncracked	$I_{y,uncr}$	=	0.0318 m ⁴
Uncracked Section Stiffness	EI	=	895520 kNm ²

Effective section stiffnesses	P	My	ϕ_{yi}	Eieff
	1190	764	0.007	112319
	0	1048	0.006	182745
	-789	1241	0.006	221154
	-2250	1563	0.006	273949
	-4130	1944	0.006	317535
	-6360	2256	0.006	364074

$$E_c I_{eff} = \frac{M_y}{\phi_{yi}}$$

Average of effective stiffness	$EI_{eff,av}$	271891 kNm ²
Property modifier Mom of Inertia	f_l	0.30 - Factor used in SAP for reducing Moment of inertia

Insert Manually!!



Project: Tesis de grado - Muelle N3 - APMT Callao	project no. 001
Part : Push Over Analysis - Hinge Definition Row - Plug Pile Head Hinge - CO-PH-D0.4763m-d25.4mm -n8 - X	pages. 3

Section properties

Basic section data

Name of pile head section in SAP = **Plug**
Row nr in SAP =
Row ID on drawing = **Plug**
Type of section = **Section Designer**

Overall multiplier

Hinge modification Factor: **1.00**
Multiplies Interaction surface and hinge properties
! Only use this with care, to take uneven pile spacing into account in the 2D model

Basic section Dimensions

Diameter of section = **0.4763 m**
Cover = **50 mm**
Longitudinal rebar diameter = **25.4 mm**
No of rebars = **8**
Confinement rebar diameter = **10 mm**
Spacing = **250 mm**
Confinement rebar percentage = **0.0031 -**

Concrete Properties

Concrete material = **27.6 Mpa** [Expected Properties used, POLB 4.6.2]
Charateristic compressive strength f_{ck} = **27.6 N/mm2**
Expected compressive strength f_{cb} = **35.9 N/mm2**
Expected elasticity modulus E_{ce} = **28,161,000 kN/m2**

Rebar Properties

Rebar Grade ASTM A615Gr60 = **Gr 60** ASTM A615-Gr60 Default values
Yield stress characteristic f_{yk} = **414 N/mm²**
Expected yield stress f_{ye} = **455.4 N/mm²**

Minimum tensile stress f_{un} = **621 N/mm²**
Expected tensile Stress f_{um} = **683 N/mm²**

Modulus of Elasticity E_s = **200 GPa**
Modulus of Elasticity E_s = **2.00E+08 kN/m2**

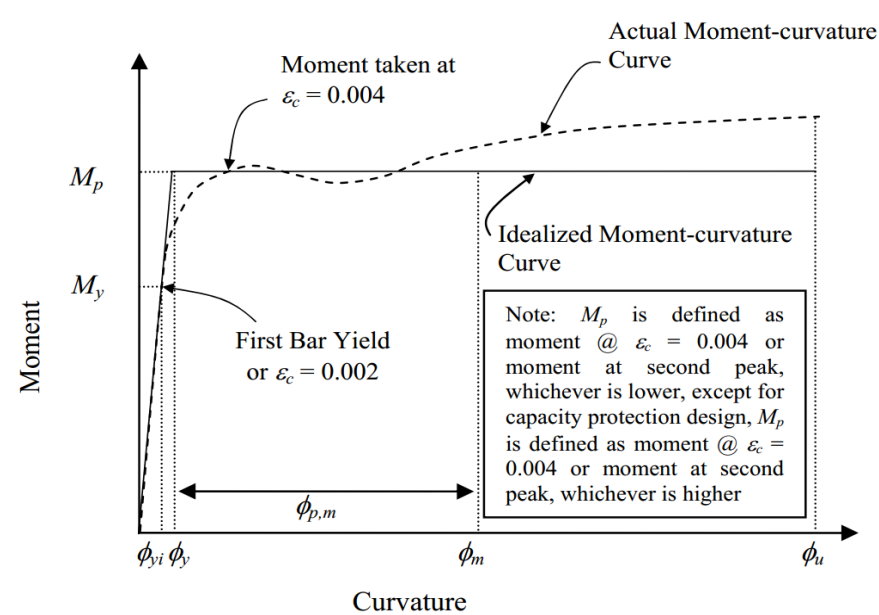
Pile section - Section Designer SAP

Outer Concrete **f'_c 280 kg/cm² - EXP**
Inner Concrete **f'_c 280 kg/cm² - EXP**
Rebar properties used for confining rebar **Gr 60** [Characteristic Properties used, ASCE61-14 6.5.1]
Rebar properties used for longitudinal rebar **Gr 60 EXP** [Expected Properties used, ASCE61-14 6.5.1]

Caltrans Section Properties - Round

Moment Curvature Definitions

Moment Curvature Method: Exact integration from section designer in SAP also takes into account spalling of cover
Linearization Method: Method A according to ASCE 61-14



Strain definitions and criteria ASCE61-14 - AT TOP OF PILE

Steel Strain Rebar initial Yield (Expected)	ϵ_{ym}	0.0023	
Strain at maximum stress	ϵ_{smd}	0.0900	
Steel Strain at OLE limit	ϵ_{sOLE}	0.0150 [Tab 3.1]	
Steel Strain at CLE limit	ϵ_{sCLE}	0.0540 [Tab 3.2]	$\epsilon_s \leq 0.6\epsilon_{smd} \leq 0.06$
Steel Strain DE limit	ϵ_{sDE}	0.0720 [Tab 3.3]	$\epsilon_s \leq 0.8\epsilon_{smd} \leq 0.08$
Ultimate Steel Strain	ϵ_{su}	0.0900	
Concrete Strain at initial Yield	ϵ_{cyl}	0.0020	
Concrete Strain at plastic moment	ϵ_c	0.0040	
Concrete Strain at spalling of cover OLE limit	ϵ_{cOLE}	0.0050 [Tab 3.1]	
Concrete Strain at CLE limit	ϵ_{cCLE}	0.0084 [Tab 3.2]	$\epsilon_{cu} = 0.005 + 1.1\rho_s \leq 0.025$ Limit according to ASCE Minimum CLE strain limit is applied
Ultimate confined concrete strain CLE limit	ϵ_{cCLE}	0.0105	Ultimate confinement strain of core determined according to concrete mander calculation [SAP]
DE limit concrete strain	ϵ_{cDE}	0.0500 [Tab 3.2]	According to ASCE unlimited stress is allowed. However define value incase of high compression loads

Project: Tesis de grado - Muelle N3 - APMT Callao	project no. 001
Part : Push Over Analysis - Hinge Definition Row - Plug Pile Head Hinge - CO-PH-D0.4763m-d25.4mm -n8 - X	pages. 3

Hinge definition:

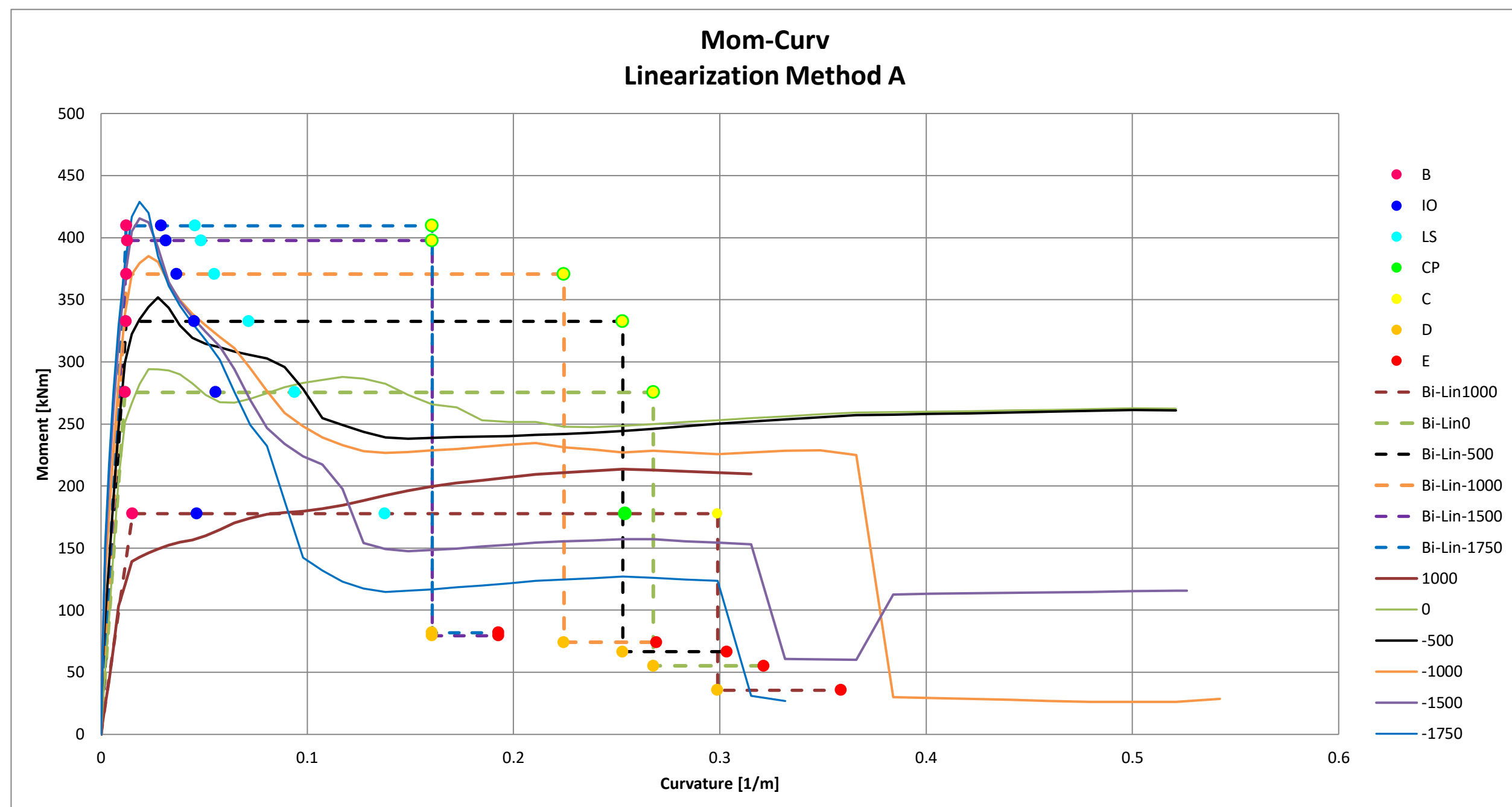
SAP hinge status	Related Polb Critirum	Event	M	ϕ	ϵ
B	Initial Yield	M_y	ϕ_{yi}	$\epsilon_{cyl}, \epsilon_{ym}$	
IO	Plastic Yield	M_p	ϕ_y	var	
LS	OLE	M_p	$\phi_{spalling}$	$\epsilon_{cspalling}$	
CP	CLE	M_p	ϕ_u	ϵ_{cu}	
C	-	M_p	ϕ_u	ϵ_{cu}	
D	-	M_p	ϕ_u	ϵ_{cu}	
E	FAIL	$0.2xM_p$	ϕ_u	ϵ_{cu}	
	FAIL	$0.2xM_p$	$1.2x\phi_u$		

Moment Curvature and hinge status diagrams

The number of moment curvatures generated depends on the variation of the normal force within the pile heads for which the hinge is used.

Maximum Compression in pile head	Pmax	=	-6000 kN
Minimum Compression in pile head	Pmin	=	-1000 kN
Number of Moment Curvature Diagrams		=	6
Normal forces for which diagrams are generated:			
	P0	=	1000 kN
	P1	=	0 kN
	P2	=	-500
	P3	=	-1000 kN
	P4	=	-1500
	P5	=	-1750 kN

NOTE: SAP will interpolate between the curves and the related hinge status definitions



Hinge property definitions

Hinge Type	
Hinge Name	= CO-PH-D0.4763m-d25.4mm -n8 - X
Hinge Type	= Interacting P-M2-M3
Behaviour	= Deformation Controlled
Input type	= Moment-Curve
SF definition	= User Defined
Hinge length definition	= Absolute
Behaviour after point E	= To Zero

Plastic Hinge Length

There are two methods for determining the plastic hinge length depending on the configuration of the pile.

POLB Method for concrete piles

For concrete dowel connections, the pile's plastic hinge length, L_p (above ground), when the plastic hinge forms against a supporting member, at deck soffits may be taken as:

$$L_p = 0.08L_c + 0.1f_{ye}d_{bl} \geq 0.2f_{ye}d_{bl} \quad [\text{POLB eq. 4.16}]$$

ASCE method for concrete pile plugs ASCE 61-14 Tab

The ASCE method gives a much shorter hinge length and should only be used if there is a small gap between the pile and the soffit.

Concrete Plug	$0.30f_{ye}d_b$
Isolated Shell	$0.30f_{ye}d_b + g$

Scale Factor plastic hinge acc POLB (SI)		0.039
SF plastic hinge adjusted to metric		0.145
Method		ASCE - Plug Connection
Soffit level	Z_{soffit}	= 2 m CD
Aproximate in ground hinge level	Z_h	= -17 m CD
Gap between steel pile and soffit	g	= 50 mm
Length till point of contra flexure	L_c	= 9.5 m
Diameter of reinforcement	d_{bl}	= 25.4 mm
Expected yield stress rebar	f_{ye}	= 455 N/mm ²
Plastic Hinge Length	L_p	= 0.55 m

Project: Tesis de grado - Muelle N3 - APMT Callao	project no. 001
Part : Push Over Analysis - Hinge Definition Row - Plug Pile Head Hinge - CO-PH-D0.4763m-d25.4mm -n8 - X	pages. 3

Hinge status definitions

The table below presents the hinge status definitions as they are imported into SAP2000.

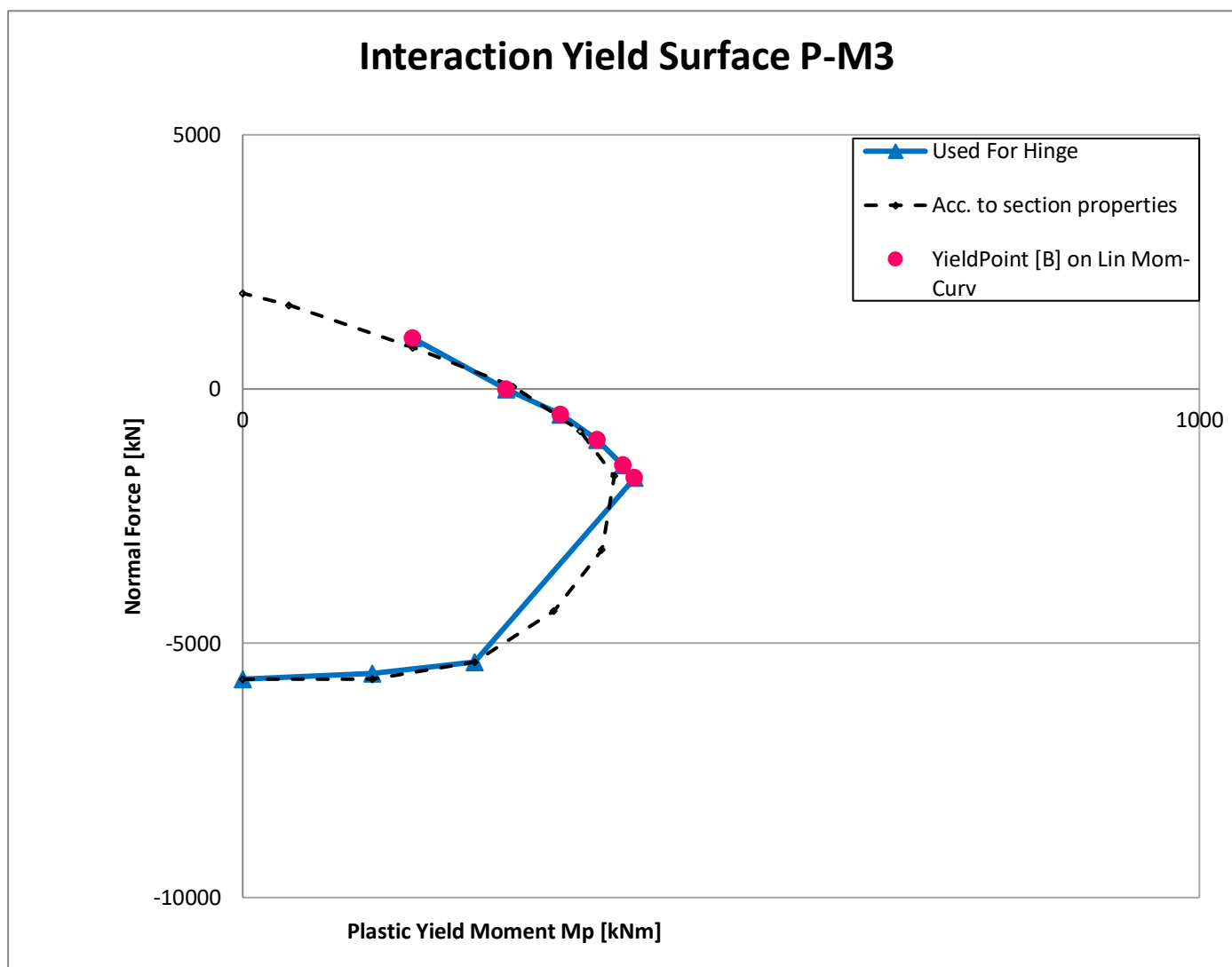
	P = MSF	1000 C	P = MSF	0 C	P = MSF	-500.3672 C	P = MSF	-999.9804 C	P = MSF	-1500 C	P = MSF	-1750 C
A	0	0.0000	0	0.0000	0	0.0000	0	0.0000	0	0.0000	0	0.0000
B	1	0.0000	1	0.0000	1	0.0000	1	0.0000	1	0.0000	1	0.0000
C	1	0.2836	1	0.2562	1	0.2408	1	0.2121	1	0.1477	1	0.1482
D	0.2	0.2836	0.2	0.2562	0.2	0.2408	0.2	0.2121	0.2	0.1477	0.2	0.1482
E	0.2	0.3434	0.2	0.3098	0.2	0.2913	0.2	0.2569	0.2	0.1798	0.2	0.1803
LD	1	0.0313	1	0.0439	1	0.0330	1	0.0242	1	0.0187	1	0.0169
LS	1	0.1224	1	0.0822	1	0.0594	1	0.0427	1	0.0357	1	0.0332
CP	1	0.2387	1	0.2562	1	0.2408	1	0.2121	1	0.1477	1	0.1482

Notes:

- Between point A and B SAP does not take into account any rotation in the plastic hinge.
- Linear elastic behaviour is assumed up to the point of nominal yield

Interaction Surface

The theoretical interaction surface has been determined by SAP2000 using the material and section properties. It has been modified to FIT the Yieldpoints of the linearized moment curvature diagrams. This is required in order to scale the hinge curves correctly. NOTE that SAP2000 only activates the hinge when the interaction surface is crossed and it should therefore correspond to the linearized Yield Point B



Modified Moment of inertia AND Modified Moment Rotation Curves in SAP2000

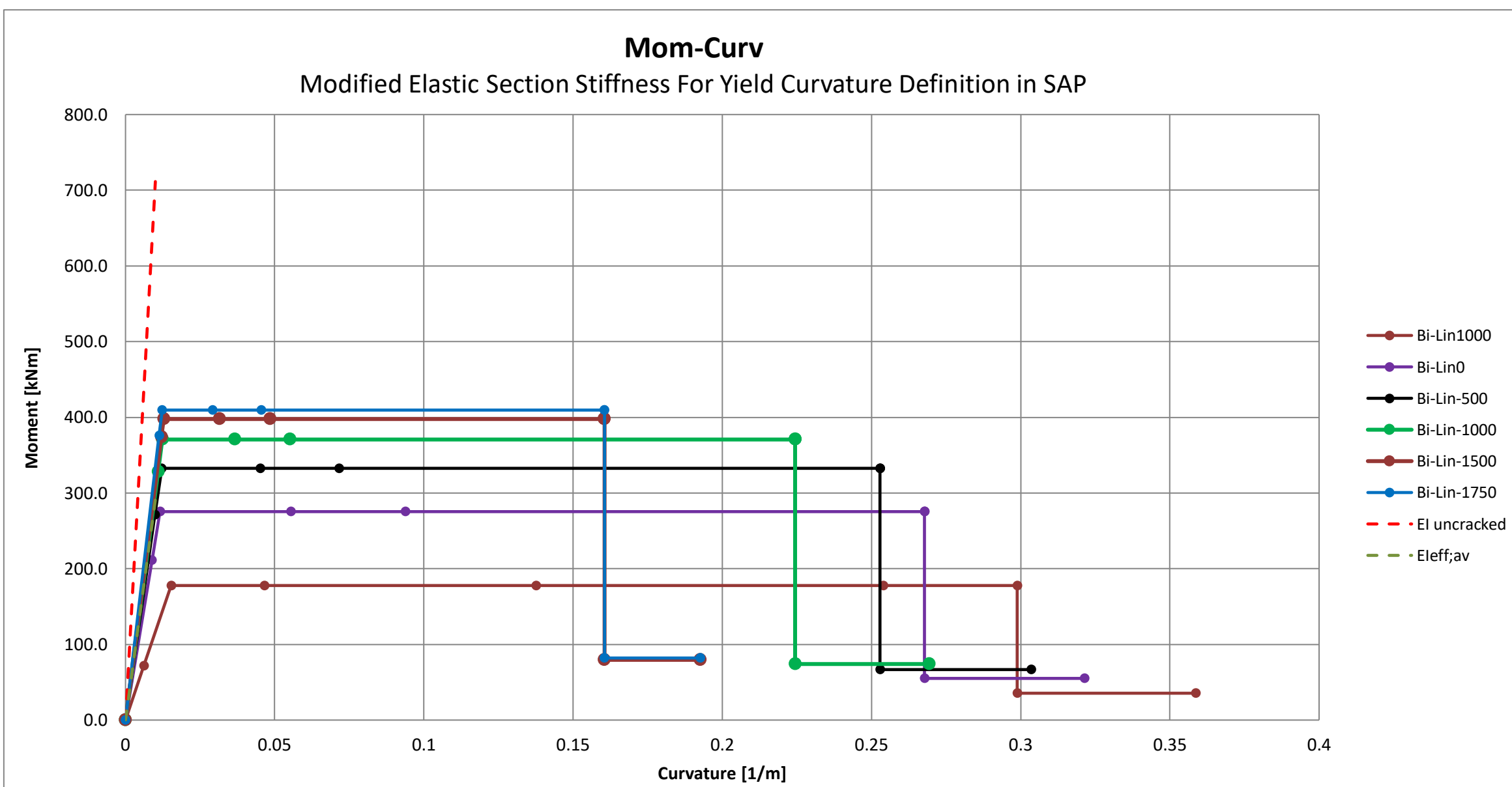
Elasticity Concrete	E_{cm}	=	28161000 kN/m ²
Moment of inertia uncracked	$I_{y,uncr}$	=	0.00253 m ⁴
Uncracked Section Stiffness	EI	=	71144 kNm ²

Effective section stiffnesses	P	My	ϕ_{yi}	Eieff
	1000	178	0.015	11636
	0	275	0.012	23757
	-500	333	0.012	27390
	-1000	371	0.012	30016
	-1500	398	0.013	31079
	-1750	410	0.012	33264

$$E_c I_{eff} = \frac{M_y}{\phi_{yi}}$$

Average of effective stiffness	$E_{I,eff,av}$	29101 kNm ²
Property modifier Mom of Inertia	f_i	0.41 - Factor used in SAP for reducing Moment of inertia

Insert Manually!!



Project: Tesis de grado - Muelle N3 - APMT Callao	project no. 001
Part : Push Over Analysis - Hinge Definition Row - 00.0° Pile Head Hinge - Pile 0.45x0.45; d 25.4mm -n8	pages. 3

Section properties

Basic section data

Name of pile head section in SAP	=	P45x45 - SD
Row nr in SAP	=	
Row ID on drawing	=	00.0°
Hinge Location	=	In Ground
Type of section	=	Section Designer

Overall multiplier

Hinge modification Factor: **1.00**
Multiples Interaction surface and hinge properties
! Only use this with care, to take uneven pile spacing into account in the
2D model

Basic section Dimensions

Diameter of section	=	0.45 m
Cover	=	50 mm
Longitudinal rebar diameter	=	25.4 mm
No of rebars	=	8
Confinement rebar diameter	=	12.7 mm
Spacing	=	150 mm
Confinement rebar percentage	=	0.0050 -

Concrete Properties

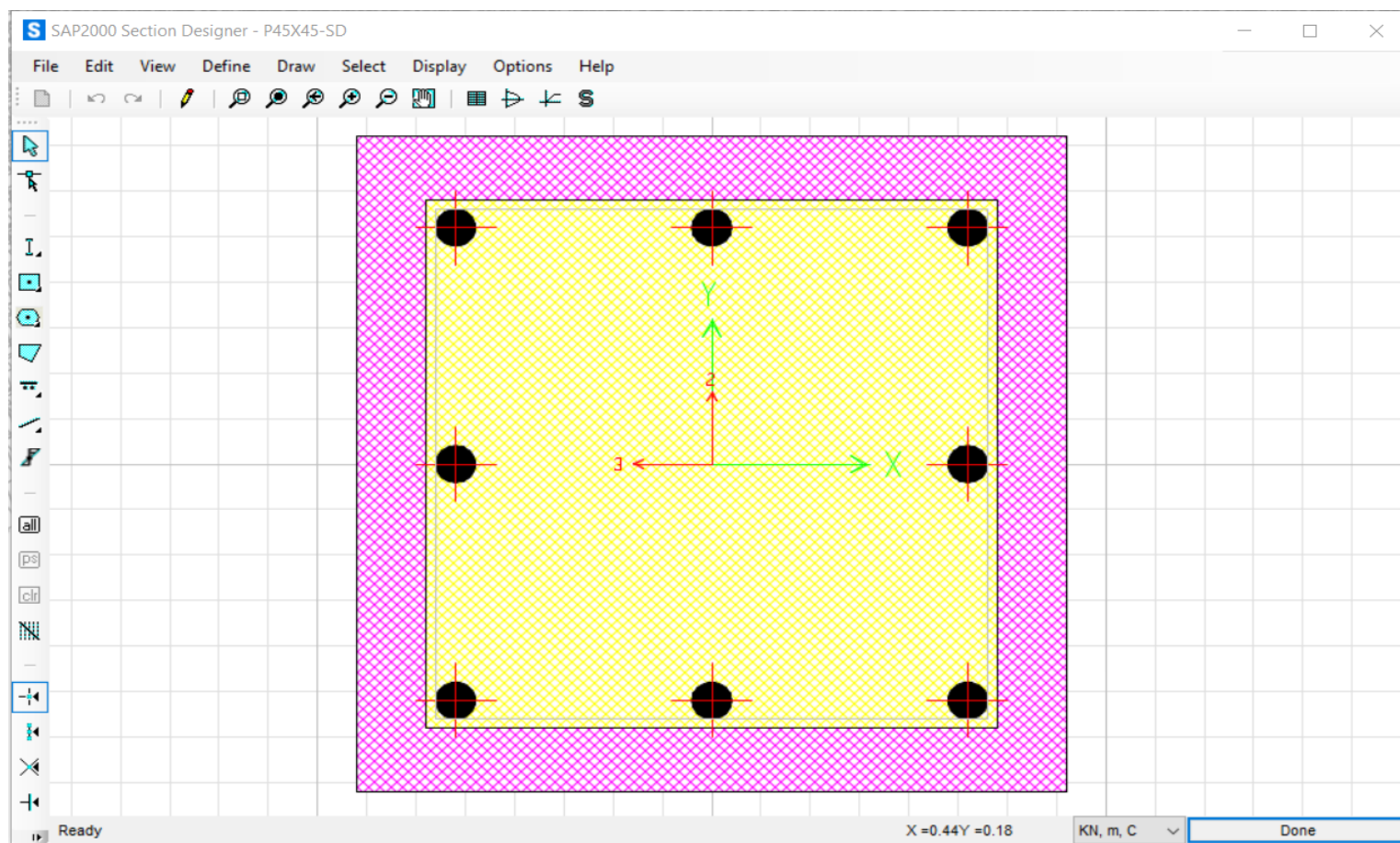
Concrete material		27.6 Mpa	[Expected Properties used, POLB 4.6.2]
Charateristic compressive strength	f_{ck}	=	27.6 N/mm ²
Expected compressive strength	f_{ce}	=	35.9 N/mm ²
Expected elasticity modulus	E_{ce}	=	28,161,000 kN/m ²

Rebar Properties

Rebar Grade ASTM A615Gr40		Gr 40	ASTM A615-Gr40 Default values
Yield stress characteristic	f_{yk}	=	276 N/mm ²
Expected yield stress	f_{ye}	=	304 N/mm ²
Minimum tensile stress	f_{un}	=	414 N/mm ²
Expected tensile Stress	f_{um}	=	455 N/mm ²
Modulus of Elasticity	E_s	=	200 GPa
Modulus of Elasticity	E_s	=	2.00E+08 kN/m ²

Pile section - Section Designer SAP

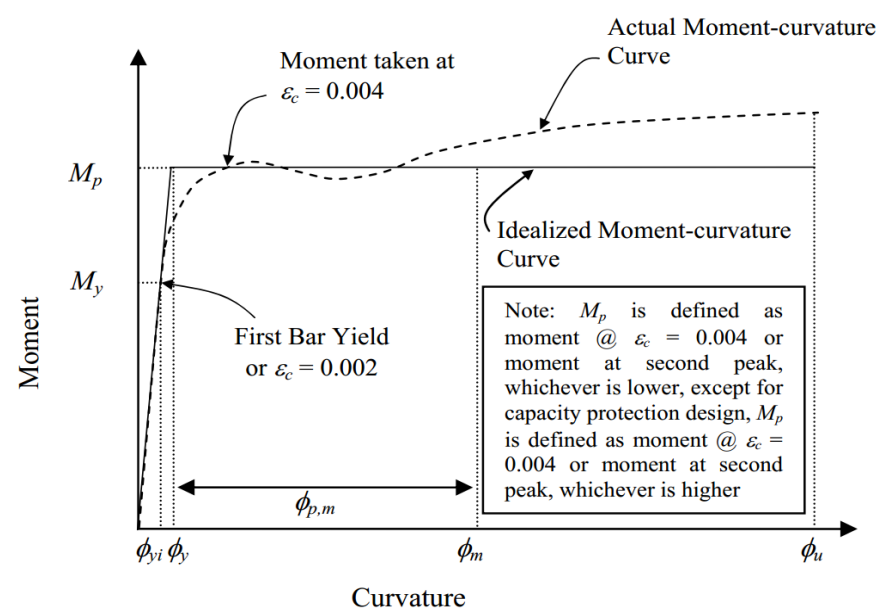
Outer Concrete	C28-EXP	
Inner Concrete	C28-EXP	
Rebar properties used for confining rebar	Gr 40	[Characteristic Properties used, ASCE61-14 6.5.1]
Rebar properties used for longitudinal rebar	Gr 40 EXP	[Expected Properties used, ASCE61-14 6.5.1]



Moment Curvature Definitions

Moment Curvature Method:
 Linearization Method:

Exact integration from section designer in SAP also takes into account spalling of cover
 Method A according to ASCE 61-14



Strain definitions and criteria ASCE61-14 - AT TOP OF PILE

Steel Strain Rebar initial Yield (Expected)	ϵ_{ym}	0.0015	
Max strain of reinforcement	ϵ_{smd}	0.1200	
Steel Strain at OLE limit	ϵ_{sOLE}	0.0150	[Tab 3.1]
Steel Strain at CLE limit	ϵ_{sCLE}	0.0250	[Tab 3.2]
Steel Strain DE limit	ϵ_{sDE}	0.0350	[Tab 3.3]
Ultimate Steel Strain	ϵ_{su}	0.1200	
Concrete Strain at initial Yield	ϵ_{cyi}	0.0020	
Concrete Strain at plastic moment	ϵ_c	0.0040	
Concrete Strain at spalling of cover OLE limit	ϵ_{cOLE}	0.0050	[Tab 3.1]
Concrete Strain at CLE limit	ϵ_{cCLE}	0.0080	[Tab 3.2]
Ultimate confined concrete strain CLE limit	ϵ_{cCLE}	0.0353	Ultimate confinement strain of core determined according to concrete mander calculation [SAP]
DE limit concrete strain	ϵ_{cDE}	0.0500	[Tab 3.2] According to ASCE unlimited stress is allowed. However define value incase of high compression loads

Project: Tesis de grado - Muelle N3 - APMT Callao	project no. 001
Part : Push Over Analysis - Hinge Definition Row - 00.0° Pile Head Hinge - Pile 0.45x0.45; d 25.4mm -n8	pages. 3

Hinge definition:

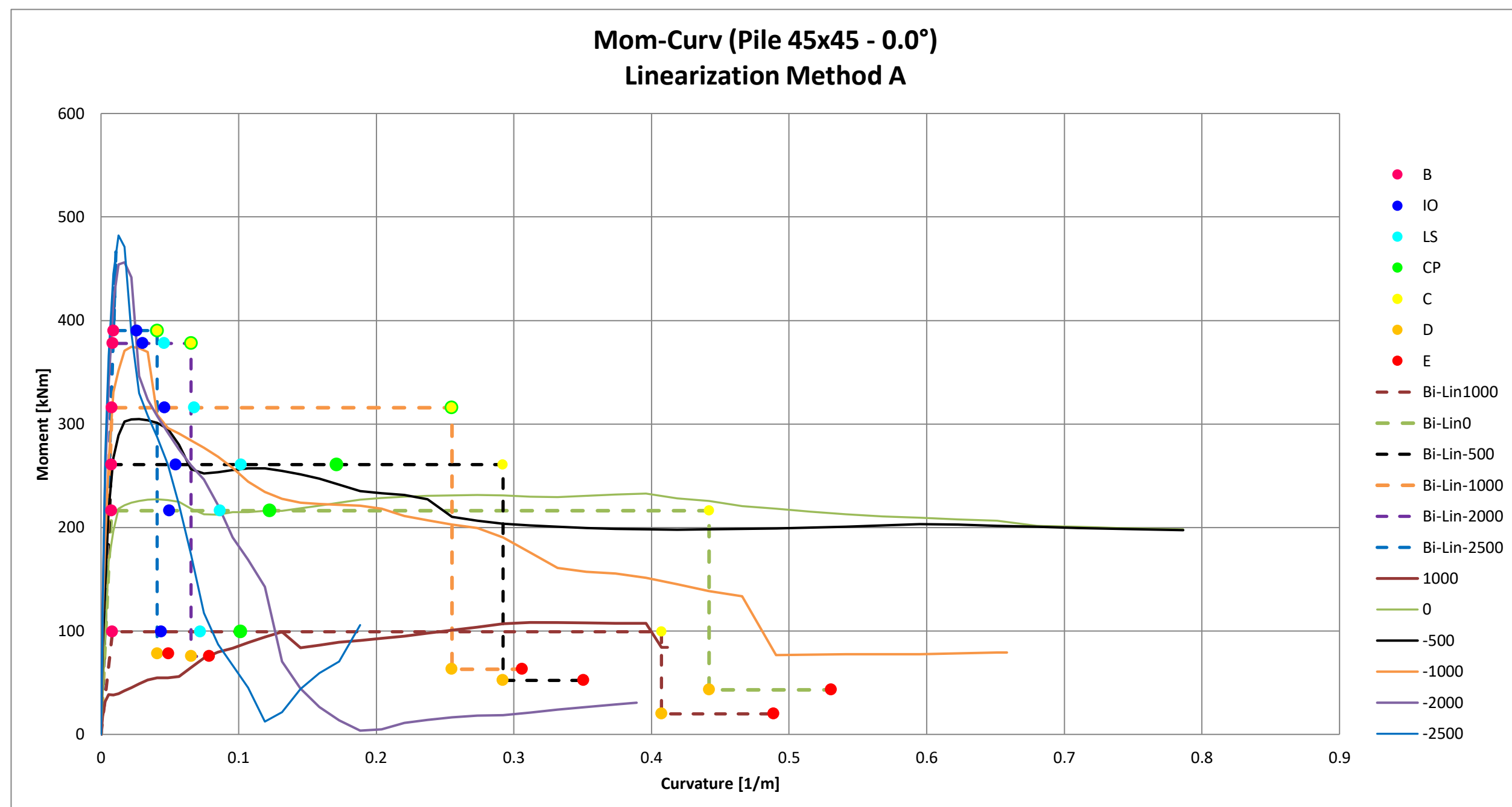
SAP hinge status	Related Polb Critirum	Event	M	φ	ϵ
B	Initial Yield	M_y	φ_{yi}	$\epsilon_{cyl}, \epsilon_{ym}$	
IO	Plastic Yield	M_p	φ_y	var	
LS	OLE	M_p	$\varphi_{spalling}$	$\epsilon_{cspalling}$	
CP	CLE	M_p	φ_u	ϵ_{cu}	
C	-	M_p	φ_u	ϵ_{cu}	
D	-	M_p	φ_u	ϵ_{cu}	
E	FAIL	$0.2xM_p$	φ_u	ϵ_{cu}	
	FAIL	$0.2xM_p$	$1.2x\varphi_u$		

Moment Curvature and hinge status diagrams

The number of moment curvatures generated depends on the variation of the normal force within the pile heads for which the hinge is used.

Maximum Compression in pile head	Pmax	=	-6000 kN
Minimum Compression in pile head	Pmin	=	-1000 kN
Number of Moment Curvature Diagrams		=	6
Normal forces for which diagrams are generated:			
	P0	=	1000 kN
	P1	=	0 kN
	P2	=	-500
	P3	=	-1000 kN
	P4	=	-2000
	P5	=	-2500 kN

NOTE: SAP will interpolate between the curves and the related hinge status definitions



Hinge property definitions

Hinge Type	
Hinge Name	= Pile 0.45x0.45; d 25.4mm -n8
Hinge Type	= Interacting P-M3
Behaviour	= Deformation Controlled
Input type	= Moment-Curve
SF definition	= User Defined
Hinge length definition	= Absolute
Behaviour after point E	= To Zero

Plastic Hinge Length

There are two methods for determining the plastic hinge length depending on the configuration of the pile.

POLB Method for concrete piles

For concrete dowel connections, the pile's plastic hinge length, L_p (above ground), when the plastic hinge forms against a supporting member, at deck soffits may be taken as:

$$L_p = 0.08L_c + 0.1f_{ye}d_{bl} \geq 0.2f_{ye}d_{bl} \quad [\text{POLB eq. 4.16}]$$

ASCE method for concrete pile plugs ASCE 61-14 Tab

The ASCE method gives a much shorter hinge length and should only be used if there is a small gap between the pile and the soffit.

Concrete Plug	$0.30f_{ye}d_b$
Isolated Shell	$0.30f_{ye}d_b + g$

Scale Factor plastic hinge acc POLB (SI)		0.039
SF plastic hinge adjusted to metric		0.145
Method		POLB - In Ground
Soffit level	Z_{soffit}	= m CD
Aproximate in ground hinge level	Z_h	= m CD
Gap between steel pile and soffit	g	= 50 mm
Length till point of contra flexure	L_c	= 0 m
Diameter of reinforcement	d_{bl}	= 25.4 mm
Expected yield stress rebar	f_{ye}	= 304 N/mm ²
Plastic Hinge Length	L_p	= 0.90 m

Project: Tesis de grado - Muelle N3 - APMT Callao	project no. 001
Part : Push Over Analysis - Hinge Definition Row - 00.0° Pile Head Hinge - Pile 0.45x0.45; d 25.4mm -n8	pages. 3

Hinge status definitions

The table below presents the hinge status definitions as they are imported into SAP2000.

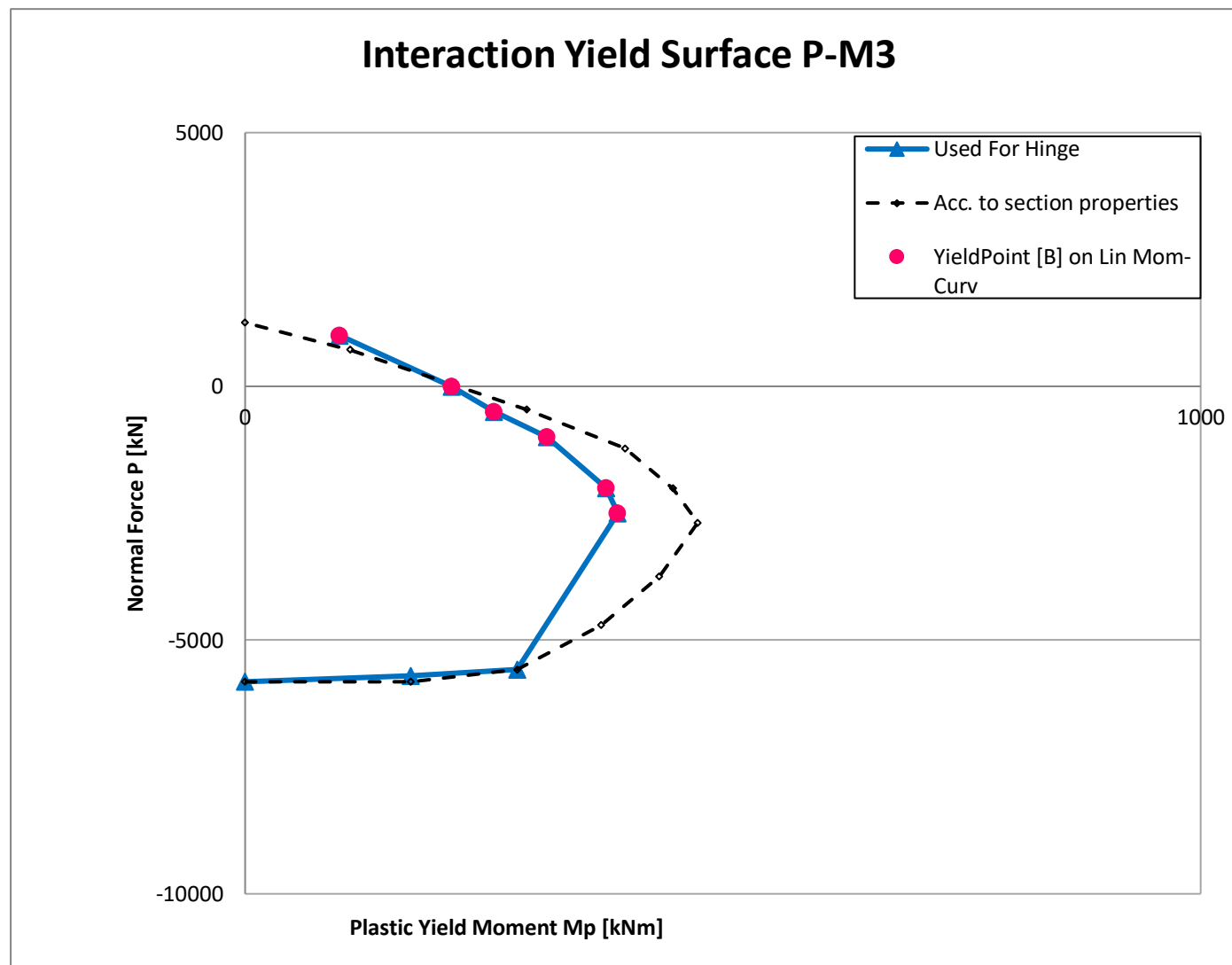
	P = MSF	999 C	P = MSF	0 C	P = MSF	-500 C	P = MSF	-1000 C	P = MSF	-2000 C	P = MSF	-2499 C
A	0	0.0000	0	0.0000	0	0.0000	0	0.0000	0	0.0000	0	0.0000
B	1	0.0000	1	0.0000	1	0.0000	1	0.0000	1	0.0000	1	0.0000
C	1	0.3991	1	0.4344	1	0.2846	1	0.2471	1	0.0569	1	0.0317
D	0.2	0.3991	0.2	0.4344	0.2	0.2846	0.2	0.2471	0.2	0.0569	0.2	0.0317
E	0.2	0.4806	0.2	0.5228	0.2	0.3430	0.2	0.2981	0.2	0.0700	0.2	0.0399
JD	1	0.0354	1	0.0419	1	0.0467	1	0.0383	1	0.0218	1	0.0169
LS	1	0.0639	1	0.0789	1	0.0943	1	0.0597	1	0.0374	1	0.0307
CP	1	0.0930	1	0.1152	1	0.1636	1	0.2471	1	0.0569	1	0.0317

Notes:

- Between point A and B SAP does not take into account any rotation in the plastic hinge.
- Linear elastic behaviour is assumed up to the point of nominal yield

Interaction Surface

The theoretical interaction surface has been determined by SAP2000 using the material and section properties. It has been modified to FIT the Yieldpoints of the linearized moment curvature diagrams. This is required in order to scale the hinge curves correctly. NOTE that SAP2000 only activates the hinge when the interaction surface is crossed and it should therefore correspond to the linearized Yield Point B



Modified Moment of inertia AND Modified Moment Rotation Curves in SAP2000

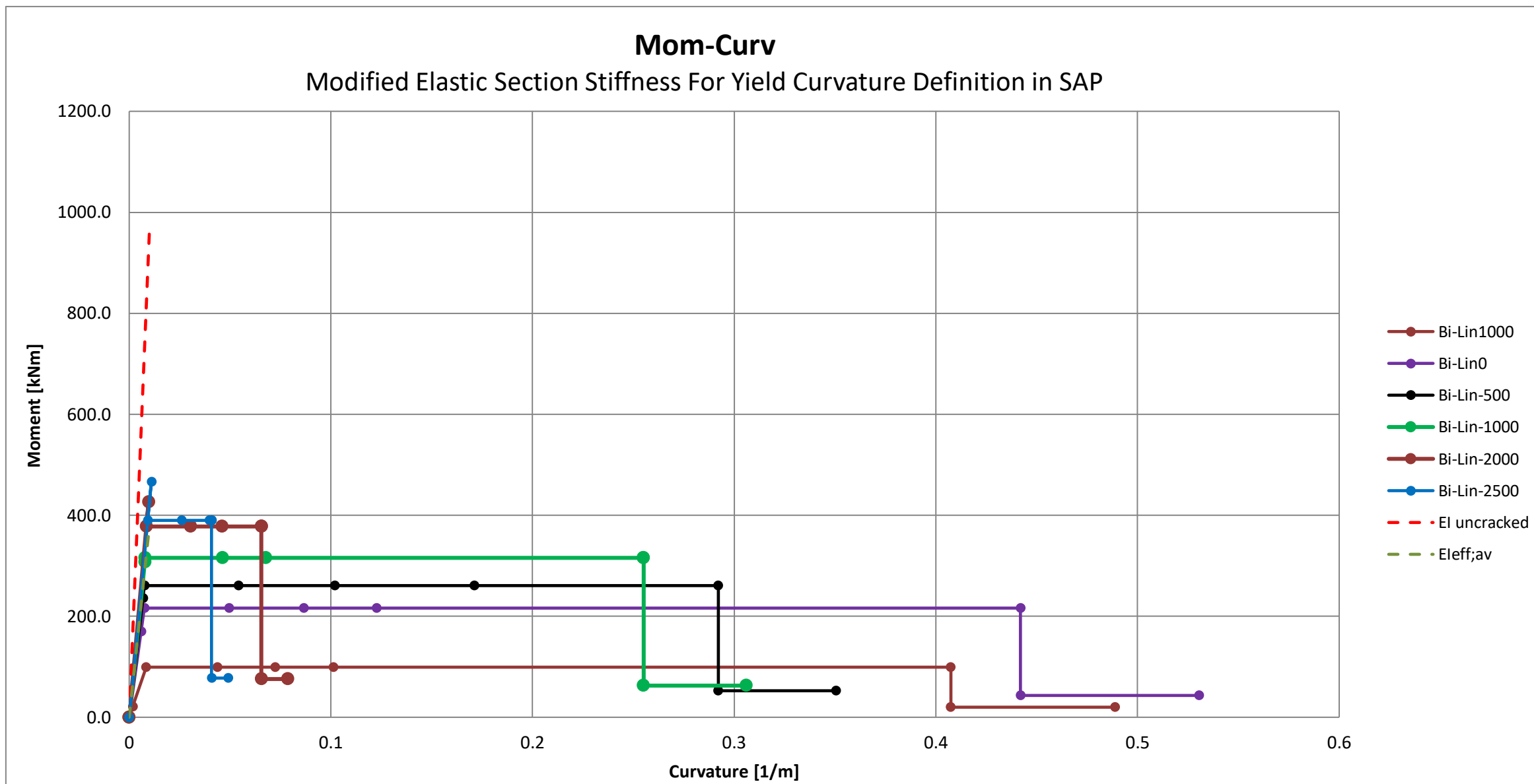
Elasticity Concrete	E_{cm}	=	28161000 kN/m ²
Moment of inertia uncracked	$I_{y,uncr}$	=	0.003417 m ⁴
Uncracked Section Stiffness	EI	=	96226 kNm ²

Effective section stiffnesses	P	My	ϕ_{yi}	Eieff
	999	99	0.008	11921
	0	216	0.008	28523
	-500	261	0.008	34535
	-1000	316	0.008	39739
	-2000	378	0.009	44121
	-2499	390	0.009	42456

$$E_c I_{eff} = \frac{M_y}{\phi_{yi}}$$

Average of effective stiffness	$EI_{eff,av}$	37875 kNm ²
Property modifier Mom of Inertia	f_i	0.39 - Factor used in SAP for reducing Moment of inertia

Insert Manually!!



Steel Pipe Hinge Generator - ASCE61-14 V4

Section properties

Basic section data

Name of pile section in SAP	=	ST-Pile-1	
Row nr in SAP	=	2/6	
Row ID on drawing	=	C/F	
Type of section	=	Section Designer	
Overall Scale Factor "Super Pile Effect"	=	1	" This factor multiplies the interaction surface and can be used to account for a closer pile spacing in longitudinal direction. If the factor >1 then the Yield moment will be multiplied. From there all the M points are scaled. Accounting for a higher moment capacity per rotation. The rotation/strain limits remain the same

Steel properties

Steel grade ASTM A252		=	Gr 2	
Yield stress characteristic	f_{yk}	=	240 N/mm ²	
Expected yield stress	f_{ye}	=	264 N/mm ²	[Expected Properties used, ASCE61-14 6.5.1]
Minimum tensile stress	f_{un}	=	415 N/mm ²	
Expected tensile Stress	f_{um}	=	457 N/mm ²	Mean STRESS
Modulus of Elasticity	E_s	=	200 GPa	
Modulus of Elasticity	E_s	=	2.00E+08 kN/m2	

Pile section - Section Designer SAP

Pile diameter	D	=	0.508 m	
Wall thickness	t	=	0.016 m	
Steel		=	Gr50	[Expected Properties used, ASCE61-14 6.5.1]
Section Area	A_s	=	0.0247306 m ²	
Moment of inertia	I_y	=	0.0007491 m ⁴	
Elastic Section modulus	W_y	=	0.0029492 m ³	
Plastic Section modulus	W_p	=	0.0038744 m ³	
Expected yield strength	F_{ye}	=	264 N/mm ²	
Expected yield moment	M_{ye}	=	779 kNm	
Expected plastic moment	M_{pe}	=	1023 kNm	
Expected yield normal force	P_{ye}	=	6529 kN	

Moment Curvature Definitions

Moment Curvature Method: Exact integration from section designer in SAP
 Linearization Method: The ASCE61-14 does not specify an exact method for linearizing the moment curvature diagram for steel piles. A linear elastic branch has been assumed up to the plastic yield moment M_p [B]. From this point the line is sloped towards the point where the maximum, ultimate moment occurs M_u . The area under the bi linearized line is smaller and the method is thus conservative. However good results are achieved for the main points of interest IO=OLE criterium and LS=CLE criterium, and stiffness of the pile

1.320E-03

Strain definitions and criteria ASCE61-14:

Steel Strain at Yield (M_p Expected)	ϵ_{ye}	=	0.0148	
Steel Strain at OLE criterium	ϵ_{sOLE}	=	0.0100	[ASCE61-41 tab 3.1]
Steel Strain at CLE criterium	ϵ_{sCLE}	=	0.0250	[ASCE61-41 tab 3.2]
Steel Strain at DE criterium	ϵ_{sDE}	=	0.0350	[ASCE61-41 tab 3.3]
Ultimate Strain	ϵ_{su}	=		ONLY INPUT A VALUE IN CASE OF A CLASS 2 SECTION If no input is given (Class 1 Section) the ultimate strain from the moment curv (@ M_u) will be used

Hinge definition:

SAP hinge status	Related Polb Critirum	M	ϕ	ϵ
B	Plasitc Yield	M_p	ϕ_y	ϵ_{ype}
IO	OLE	$M_p(\phi)$	ϕ_{sOLE}	ϵ_{sOLE}
LS	CLE	$M_p(\phi)$	ϕ_{sCLE}	ϵ_{sCLE}
CP	DE	$M_p(\phi)$	ϕ_{sDE}	ϵ_{sDE}
C	Ultimate	M_u	ϕ_u	ϵ_{su}
D	FAIL	$0.2 \times M_p$	ϕ_u	ϵ_{su}
E	FAIL	$0.2 \times M_p$	$1.2 \times \phi_u$	

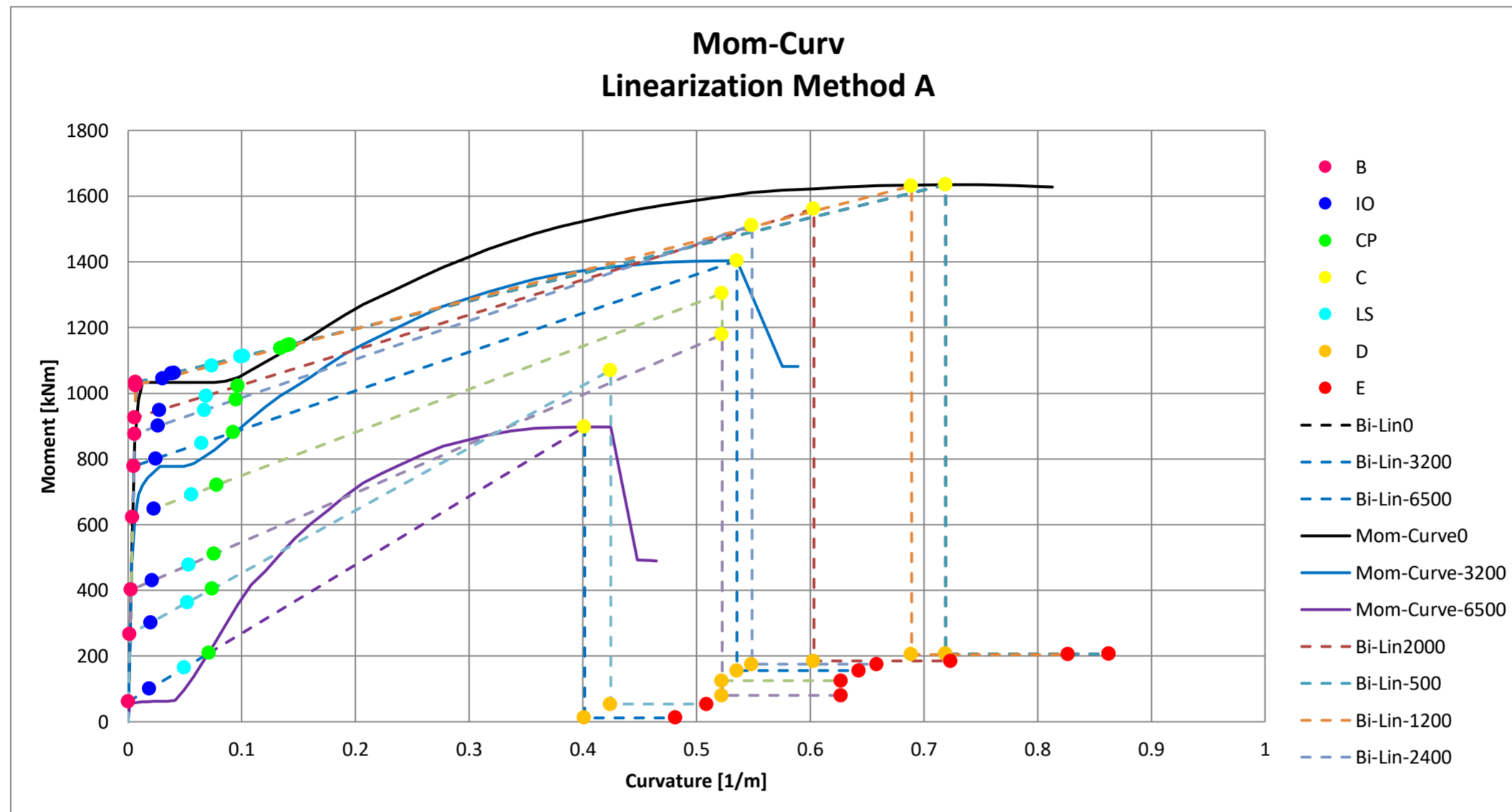
Moment Curvature and hinge status diagrams

The number of moment curvatures generated depends on the variation of the normal force within the pile heads for which the hinge is used.

Number of Moment Curvature Diagrams = 8

Normal forces for which diagrams are generated:

PT1	=	2000 kN
P0	=	0 kN
PC1	=	-500 kN
PC2	=	-1200 kN
PC3	=	-2400 kN
PC4	=	-3200 kN
PC5	=	-4000 kN
PC6	=	-5000 kN
PC7	=	-5600 kN
PC8	=	-6500 kN



NOTE: SAP will interpolate between the curves and the related hinge status definitions

Hinge property definitions

Hinge Type	=	ST-Pile-508x16-Gr 2
Hinge Name	=	Interacting P-M2-M3
Behaviour	=	Deformation Controlled
Input type	=	Moment-Curve
SF definition	=	User Defined
Hinge length definition	=	Absolute
Behaviour after point E	=	To Zero

Plastic Hinge Length

For inground steel pile hinges the hinge length may be taken equal to:

$$L_p = 2D_p \quad [\text{ASCE61-14 eq. 6.12}]$$

Expected yield stress rebar	d_p	=	0.508 m
Plastic Hinge Length	L_p	=	1.016 m

Hinge status definitions

The table below presents the hinge status definitions as they are imported into SAP2000.

	P = 2000		P = 0		P = -500		P = -1200		P = -2400		P = -3200		P = -4000	
	MSF	C	MSF	C	MSF	C	MSF	C	MSF	C	MSF	C	MSF	C
2 A	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3 B	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0
4 C	1.688	0.597	1.582	0.712	1.582	0.712	1.593	0.682	1.724	0.543	1.804	0.531	2.093	0.518
5 D	0.2	0.597	0.2	0.712	0.2	0.712	0.2	0.682	0.2	0.543	0.2	0.531	0.2	0.518
6 E	0.2	0.718	0.2	0.856	0.2	0.856	0.2	0.820	0.2	0.653	0.2	0.638	0.2	0.623
7 IO	1.025	0.022	1.028	0.034	1.026	0.031	1.021	0.024	1.028	0.021	1.029	0.019	1.040	0.019
8 LS	1.072	0.063	1.077	0.095	1.076	0.092	1.058	0.067	1.082	0.062	1.090	0.060	1.109	0.052
9 CP	1.104	0.090	1.111	0.135	1.109	0.133	1.111	0.128	1.119	0.089	1.133	0.088	1.157	0.074

	P = -5000		P = -5600		P = -6500	
	MSF	C	MSF	C	MSF	C
2 A	0	0	0	0	0	0
3 B	1	0	1	0	1	0
4 C	2.934	0.520	4.009	0.423	14.524	0.401
5 D	0.2	0.520	0.2	0.423	0.2	0.401
6 E	0.2	0.624	0.2	0.507	0.2	0.481
7 IO	1.070	0.019	1.132	0.019	1.619	0.018
8 LS	1.189	0.051	1.360	0.051	2.661	0.049
9 CP	1.272	0.073	1.516	0.072	3.390	0.071

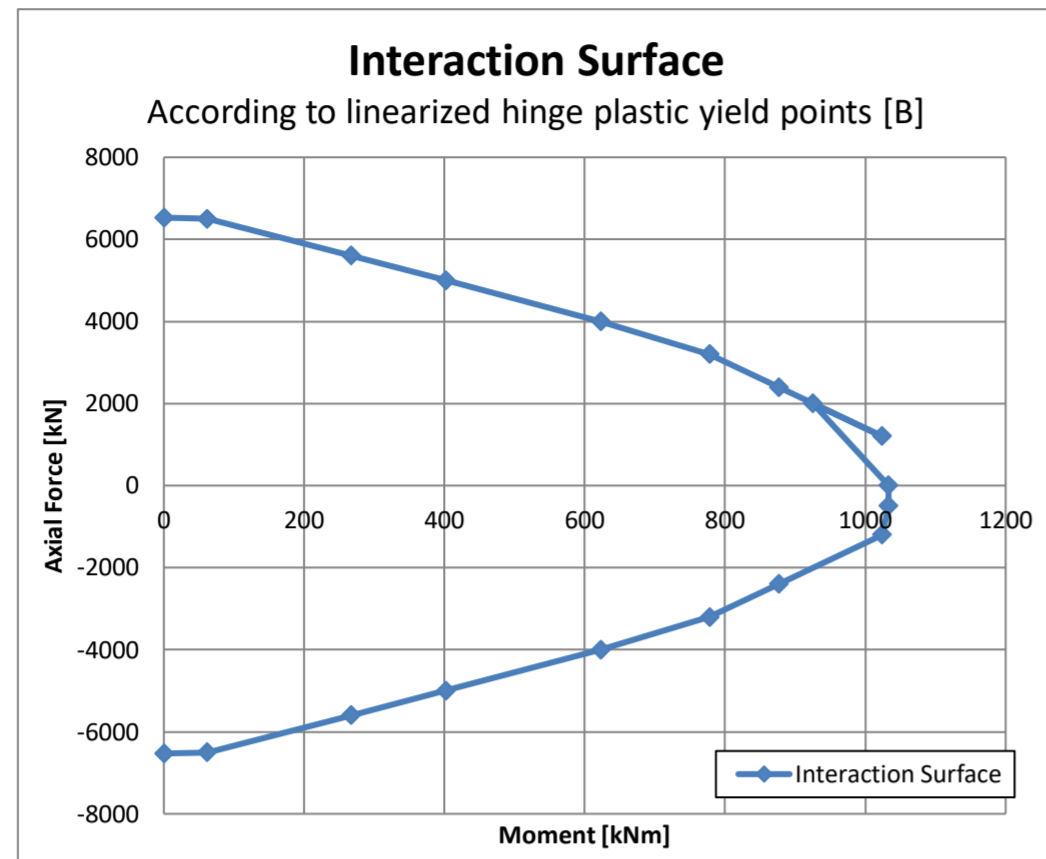
Notes:

- Between point A and B SAP does not take into account any rotation in the plastic hinge.
- Linear elastic behaviour is assumed up to the point of nominal yield

Interaction Surface

The interaction surface has been determined from the yield points M_p [B] from the moment curvature linearization.

It should be noted that the expected material properties have been used and that the code related material factors are 1.0 as this is a performance based design.



ANEXO G CÁLCULO DE PUNTOS DE DEMANDA

Project	Tesis de grado - Muelle N3	M3_Demand Point-RVM_ASCE6114_X-Max	project no.	1
Part	Push Over Analysis - Results	Caso Best estimates	Max Vert Load	pages. 3

Basic seismic input

Peak ground accelerations at bedrock

OLE - Level 1 [1/72 years]	=	0.22 [g]
CLE - Level 2 [1/475 years]	=	0.42 [g]
DE - Level 3 [1/1000 years]	=	0.52 [g]

Response Spectrum factors - NTE-0.30 Peruvian Norm

Soil amplification factor	S	=	1.05 [-]
Spectral Amplification	C	=	2.50 [-]
Behaviour factor	R	=	1.00 [-]
Importance factor	U	=	1.00 [-]
Peak Response Period	Tp	=	0.60 [s]
	TL	=	2.00 [s]

Calculation method Substitute Structure Method

Substitute Structure Method acc to POLB V4.0 2015

The Substitute Structure Method is a single-mode pure transverse analysis, modified for simultaneous transverse and longitudinal response interaction across expansion joints and torsional effects by the DMF to calculate the displacement demand. Figure 4-16 demonstrates the analysis steps to calculate the displacement demand using the Substitute Structure Method.

This method is an iterative process that uses the effective secant stiffness, k_e , of a wharf segment at the demand displacement determined from the pushover curve, and an equivalent elastic damping representing the combined effects of elastic and hysteretic damping to determine the pure transverse displacement demand for each iteration, see Figure 4-17.

POLB V4.0 2015 Dynamic amplification factor

Quay segment dimensions:

Wharf segment type		Single Wharf Unit
Segment length	LL	185 [m]
Segment width	B	15 [m]

Dynamic Amplification for OLE level earthquake

Upper and lower bound springs	DMF _{OLE}	1.33 [-]
-------------------------------	--------------------	----------

Dynamic Amplification for CLE and DE level earthquake

Upper bound springs	DMF _{CLE-UB}	1.33 [-]
Lower bound springs	DMF _{CLE-LB}	1.33 [-]

Performance criteria

The table below presents the performance criteria that have been taken into account in the push-over analysis (hinge definitions) and which determine the deformation capacity of the structure. The relevant hinge colours, used by SAP to indicate the plastic hinge status are also given. The criteria for the hinge status have been manually defined in SAP according to the POLB.

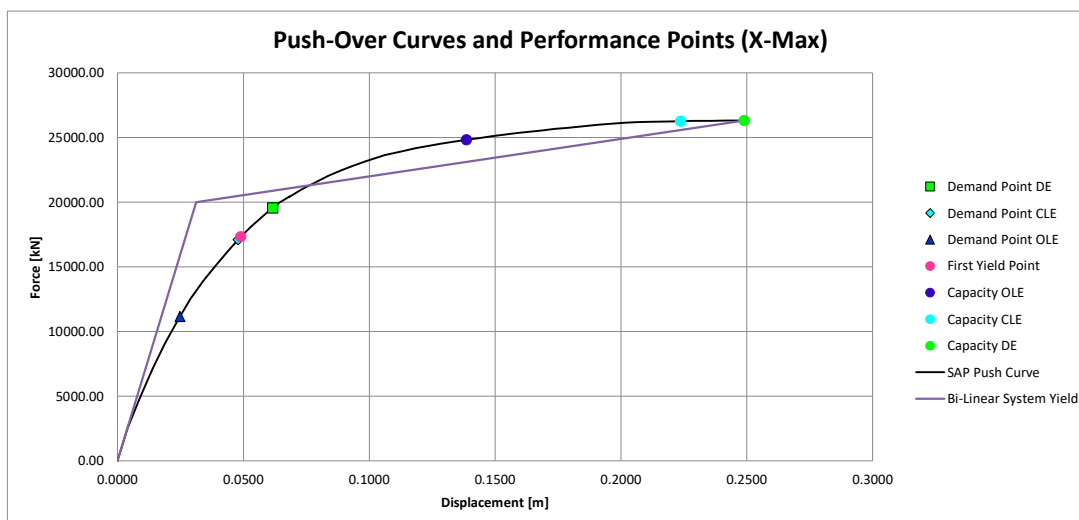
	OLE	CLE	DE	Ult Cap	Failure	Drop load
Return period	1/75yr	1/475yr	1/1000yr			
SAP Definition and hinge color	IO	LS	CP	C	D	E

Notes:

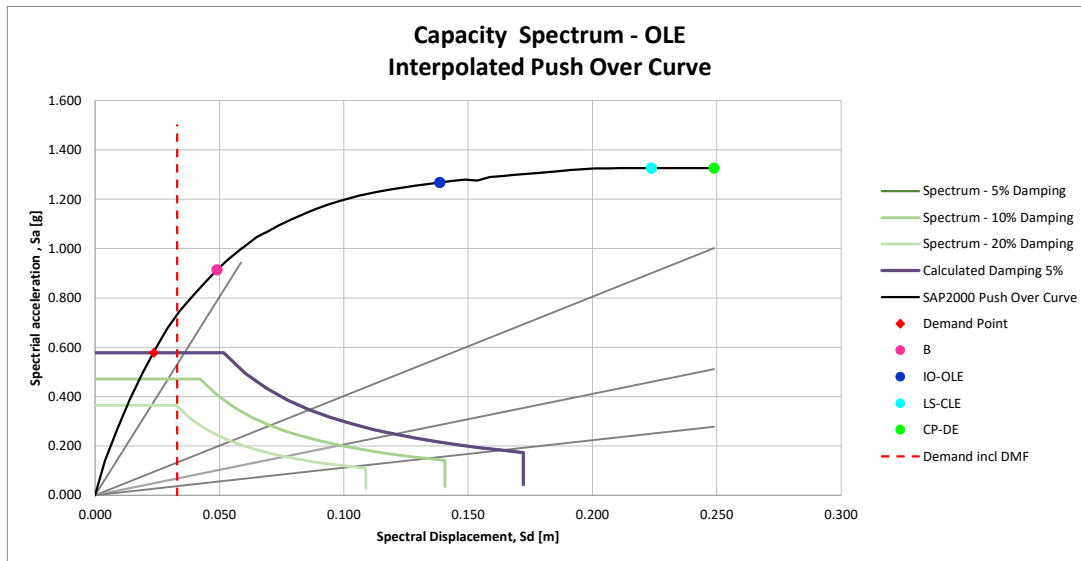
The OLE criteria for the top of pile concrete hinge resembles the strain at which the spalling of the concrete cover takes place

The CLE criteria for the top of pile concrete hinge resembles the ultimate compressive stress in the confined core of the pile. Value presented is an upper bound and is limited by the calculated ultimate strain of the concrete core. (depending on rebar)

Pushover Curve BE Springs



Capacity Curves - OLE



Model data

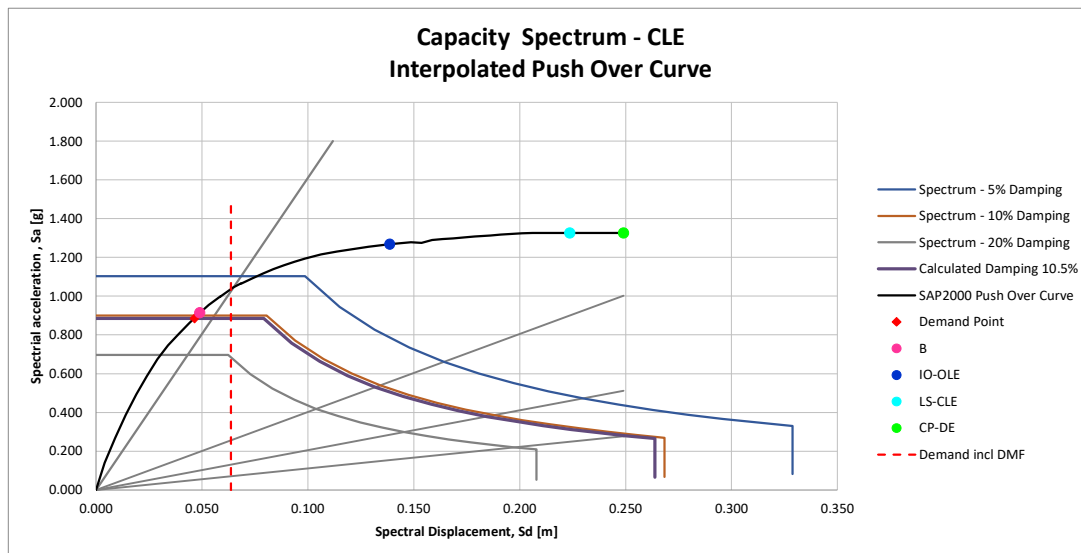
Earthquake level = OLE
 Springs = BE

Results:

Effective response period at demand point	T_{eff}	=	0.416 [s]
Effective damping at demand point	ξ_{eff}	=	0.050 [-]
Spectral damping reduction factor	η	=	1.00 [-]
Displacement demand 2D pushover	$\Delta_{demand-2D}$	=	0.0248 [m]
Dynamic Magnification Factor	DMF	=	1.33 [-]
POLB displacement demand	$\Delta_{demand-3D}$	=	0.0330 [m]
Capacity point	$\Delta_{capacity}$	=	0.1387 [m]
Demand to Capacity Ratio Δ_d/Δ_c	DCR	=	0.24 [-]

IO - OLE criterium

Capacity Curve - CLE



Model data

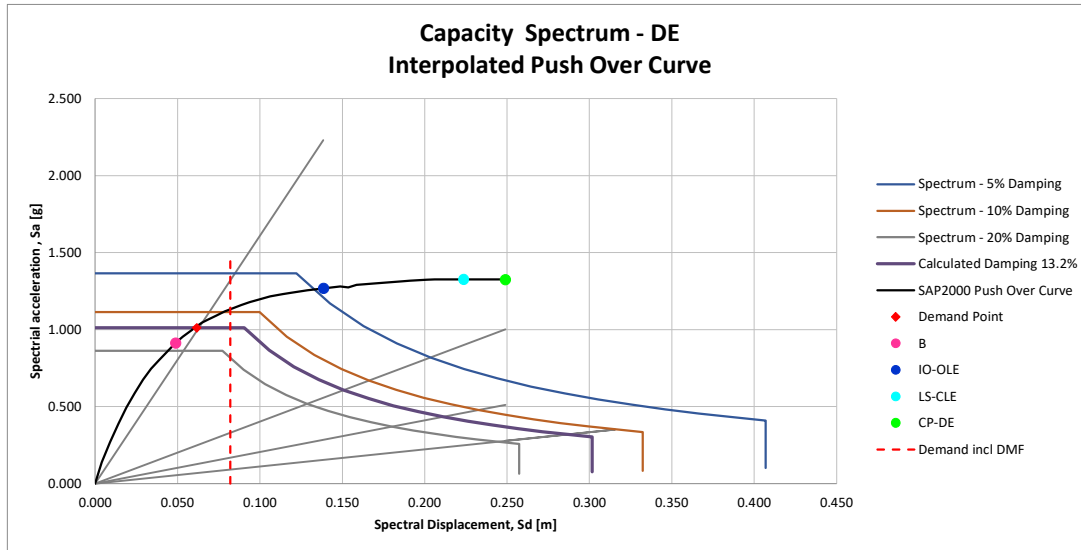
Earthquake level = CLE
 Springs = BE

Results:

Effective response period at demand point	T_{eff}	=	0.467 [s]
Effective damping at demand point	ξ_{eff}	=	0.105 [-]
Spectral damping reduction factor	η	=	0.80 [-]
Displacement demand 2D pushover	$\Delta_{demand-2D}$	=	0.0479 [m]
Dynamic Magnification Factor	DMF	=	1.33 [-]
POLB displacement demand	$\Delta_{demand-3D}$	=	0.0637 [m]
Capacity point	$\Delta_{capacity}$	=	0.2237 [m]
Demand to Capacity Ratio Δ_d/Δ_c	DCR	=	0.28 [-]

LS - CLE criterium

Capacity Curve - DE



Model data

Earthquake level = DE
 Springs = BE

Results:

Effective response period at demand point T_{eff} = 0.495 [s]
 Effective damping at demand point ζ_{eff} = 0.132 [-]
 Spectral damping reduction factor η = 0.74 [-]
 Displacement demand 2D pushover $\Delta_{demand-2D}$ = 0.0617 [m]
 Dynamic Magnification Factor DMF = 1.33 [-]
 POLB displacement demand $\Delta_{demand-3D}$ = 0.0820 [m]
 Capacity point $\Delta_{capacity}$ = 0.2490 [m]
 Demand to Capacity Ratio Δ_d/Δ_c DCR = 0.33 [-]

CP - DE criterium

Basic seismic input

Peak ground accelerations at bedrock				
OLE - Level 1 [1/72 years]	=	0.22 [g]		
CLE - Level 2 [1/475 years]	=	0.42 [g]		
DE - Level 3 [1/1000 years]	=	0.52 [g]		
Response Spectrum factors - NTE-0.30 Peruvian Norm				
Soil amplification factor	S	=	1.05 [-]	
Spectral Amplification	C	=	2.50 [-]	
Behaviour factor	R	=	1.00 [-]	
Importance factor	U	=	1.00 [-]	
Peak Response Period	Tp	=	0.60 [s]	
	TL	=	2.00 [s]	

Calculation method Substitute Structure Method

Substitute Structure Method acc to POLB V4.0 2015

The Substitute Structure Method is a single-mode pure transverse analysis, modified for simultaneous transverse and longitudinal response interaction across expansion joints and torsional effects by the DMF to calculate the displacement demand. Figure 4-16 demonstrates the analysis steps to calculate the displacement demand using the Substitute Structure Method.

This method is an iterative process that uses the effective secant stiffness, k_e , of a wharf segment at the demand displacement determined from the pushover curve, and an equivalent elastic damping representing the combined effects of elastic and hysteretic damping to determine the pure transverse displacement demand for each iteration, see Figure 4-17.

POLB V4.0 2015 Dynamic amplification factor

Quay segment dimensions:

Wharf segment type		Single Wharf Unit
Segment length	LL	185 [m]
Segment width	B	15 [m]

Dynamic Amplification for OLE level earthquake

Upper and lower bound springs	DMF _{OLE}	1.33 [-]
-------------------------------	--------------------	----------

Dynamic Amplification for CLE and DE level earthquake

Upper bound springs	DMF _{CLE-UB}	1.33 [-]
Lower bound springs	DMF _{CLE-LB}	1.33 [-]

Performance criteria

The table below presents the performance criteria that have been taken into account in the push-over analysis (hinge definitions) and which determine the deformation capacity of the structure. The relevant hinge colours, used by SAP to indicate the plastic hinge status are also given. The criteria for the hinge status have been manually defined in SAP according to the POLB.

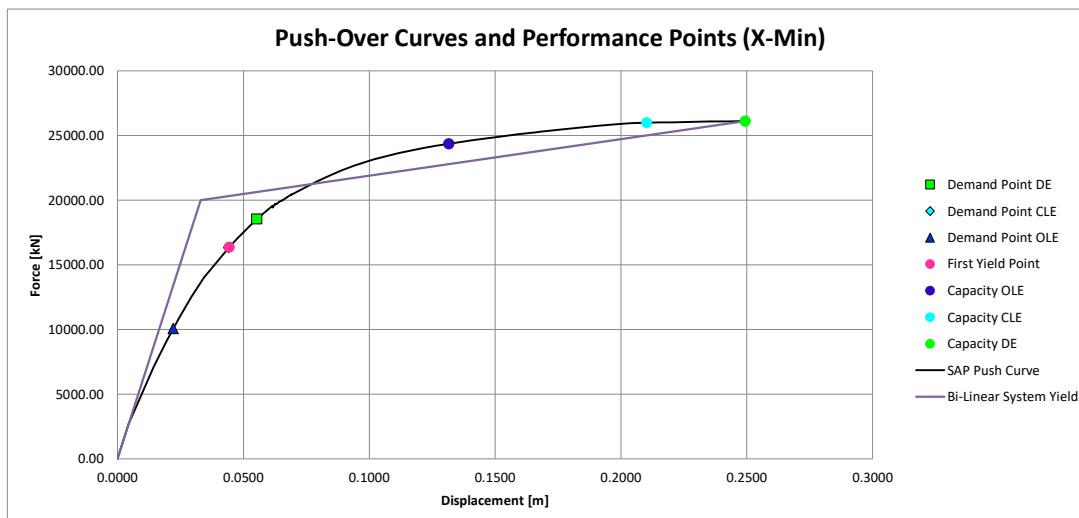
	OLE	CLE	DE	Ult Cap	Failure	Drop load
Return period	1/75yr	1/475yr	1/1000yr			
SAP Definition and hinge color	IO	LS	CP	C	D	E

Notes:

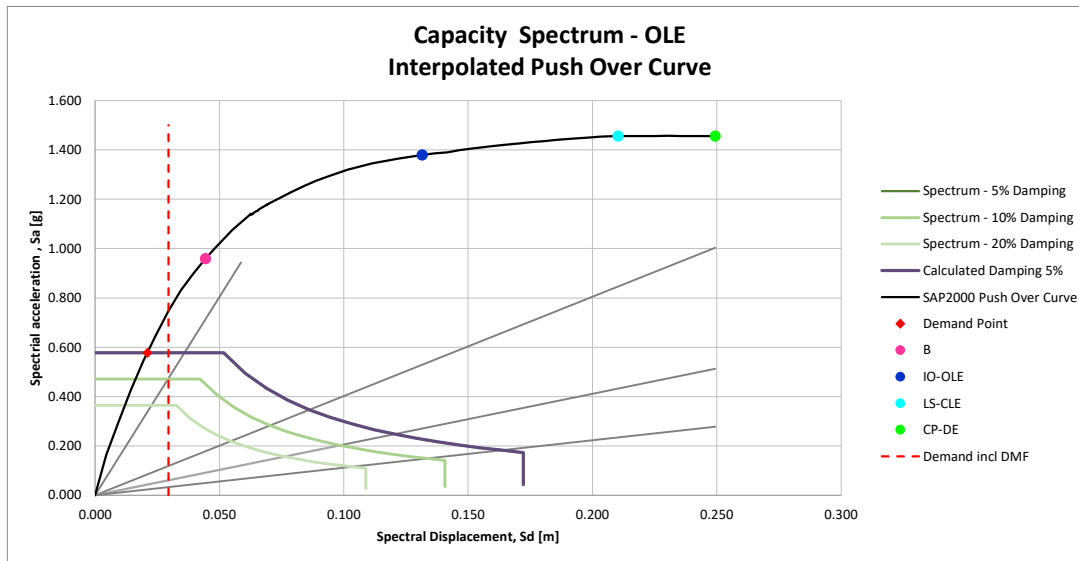
The OLE criteria for the top of pile concrete hinge resembles the strain at which the spalling of the concrete cover takes place

The CLE criteria for the top of pile concrete hinge resembles the ultimate compressive stress in the confined core of the pile. Value presented is an upper bound and is limited by the calculated ultimate strain of the concrete core. (depending on rebar)

Pushover Curve BE Springs



Capacity Curves - OLE



Model data

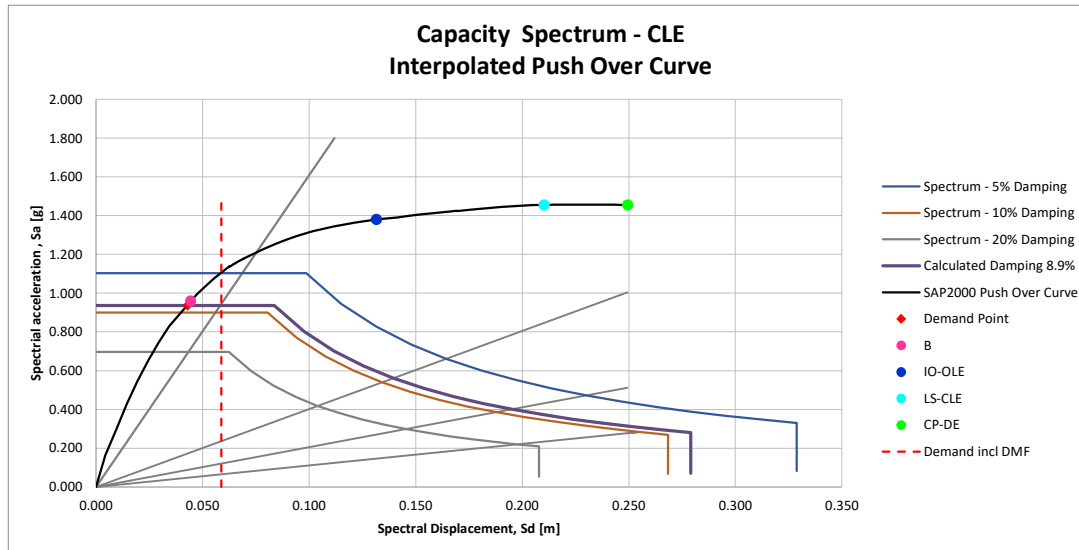
Earthquake level = OLE
 Springs = BE

Results:

Effective response period at demand point	T_{eff}	=	0.393 [s]
Effective damping at demand point	ξ_{eff}	=	0.050 [-]
Spectral damping reduction factor	η	=	1.00 [-]
Displacement demand 2D pushover	$\Delta_{demand-2D}$	=	0.0221 [m]
Dynamic Magnification Factor	DMF	=	1.33 [-]
POLB displacement demand	$\Delta_{demand-3D}$	=	0.0295 [m]
Capacity point	$\Delta_{capacity}$	=	0.1315 [m]
Demand to Capacity Ratio Δ_d/Δ_c	DCR	=	0.22 [-]

IO - OLE criterium

Capacity Curve - CLE



Model data

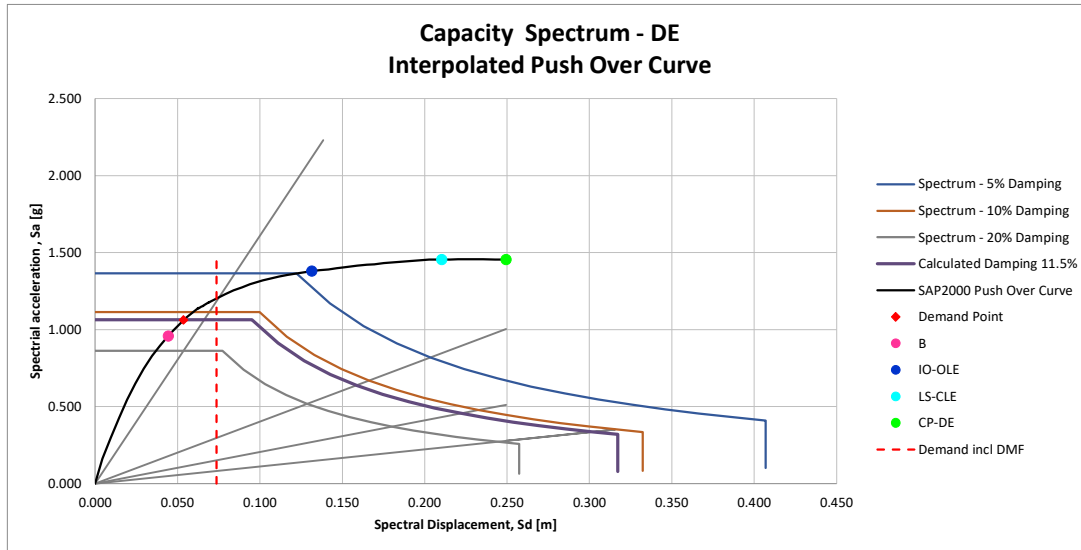
Earthquake level = CLE
 Springs = BE

Results:

Effective response period at demand point	T_{eff}	=	0.436 [s]
Effective damping at demand point	ξ_{eff}	=	0.089 [-]
Spectral damping reduction factor	η	=	0.85 [-]
Displacement demand 2D pushover	$\Delta_{demand-2D}$	=	0.0442 [m]
Dynamic Magnification Factor	DMF	=	1.33 [-]
POLB displacement demand	$\Delta_{demand-3D}$	=	0.0588 [m]
Capacity point	$\Delta_{capacity}$	=	0.2103 [m]
Demand to Capacity Ratio Δ_d/Δ_c	DCR	=	0.28 [-]

LS - CLE criterium

Capacity Curve - DE



Model data

Earthquake level = DE
 Springs = BE

Results:

Effective response period at demand point T_{eff} = 0.458 [s]
 Effective damping at demand point ζ_{eff} = 0.115 [-]
 Spectral damping reduction factor η = 0.78 [-]
 Displacement demand 2D pushover $\Delta_{demand-2D}$ = 0.0554 [m]
 Dynamic Magnification Factor DMF = 1.33 [-]
 POLB displacement demand $\Delta_{demand-3D}$ = 0.0736 [m]
 Capacity point $\Delta_{capacity}$ = 0.2494 [m]
 Demand to Capacity Ratio Δ_d/Δ_c DCR = 0.30 [-]

CP - DE criterium

Project	Tesis de grado - Muelle N3	M3_Demand Point-RVM_ASCE6114_Y_LW-Max	project no.	1
Part	Push Over Analysis - Results	Caso Best estimates	Max Vert Load	pages. 3

Basic seismic input

Peak ground accelerations at bedrock

OLE - Level 1 [1/72 years]	=	0.22 [g]
CLE - Level 2 [1/475 years]	=	0.42 [g]
DE - Level 3 [1/1000 years]	=	0.52 [g]

Response Spectrum factors - NTE-0.30 Peruvian Norm

Soil amplification factor	S	=	1.05 [-]
Spectral Amplification	C	=	2.50 [-]
Behaviour factor	R	=	1.00 [-]
Importance factor	U	=	1.00 [-]
Peak Response Period	Tp	=	0.60 [s]
	TL	=	2.00 [s]

Calculation method Substitute Structure Method

Substitute Structure Method acc to POLB V4.0 2015

The Substitute Structure Method is a single-mode pure transverse analysis, modified for simultaneous transverse and longitudinal response interaction across expansion joints and torsional effects by the DMF to calculate the displacement demand. Figure 4-16 demonstrates the analysis steps to calculate the displacement demand using the Substitute Structure Method.

This method is an iterative process that uses the effective secant stiffness, k_e , of a wharf segment at the demand displacement determined from the pushover curve, and an equivalent elastic damping representing the combined effects of elastic and hysteretic damping to determine the pure transverse displacement demand for each iteration, see Figure 4-17.

POLB V4.0 2015 Dynamic amplification factor

Quay segment dimensions:

Wharf segment type		Single Wharf Unit
Segment length	LL	185 [m]
Segment width	B	15 [m]

Dynamic Amplification for OLE level earthquake

Upper and lower bound springs	DMF _{OLE}	1.12 [-]
-------------------------------	--------------------	----------

Dynamic Amplification for CLE and DE level earthquake

Upper bound springs	DMF _{CLE-UB}	1.12 [-]
Lower bound springs	DMF _{CLE-LB}	1.12 [-]

Performance criteria

The table below presents the performance criteria that have been taken into account in the push-over analysis (hinge definitions) and which determine the deformation capacity of the structure. The relevant hinge colours, used by SAP to indicate the plastic hinge status are also given. The criteria for the hinge status have been manually defined in SAP according to the POLB.

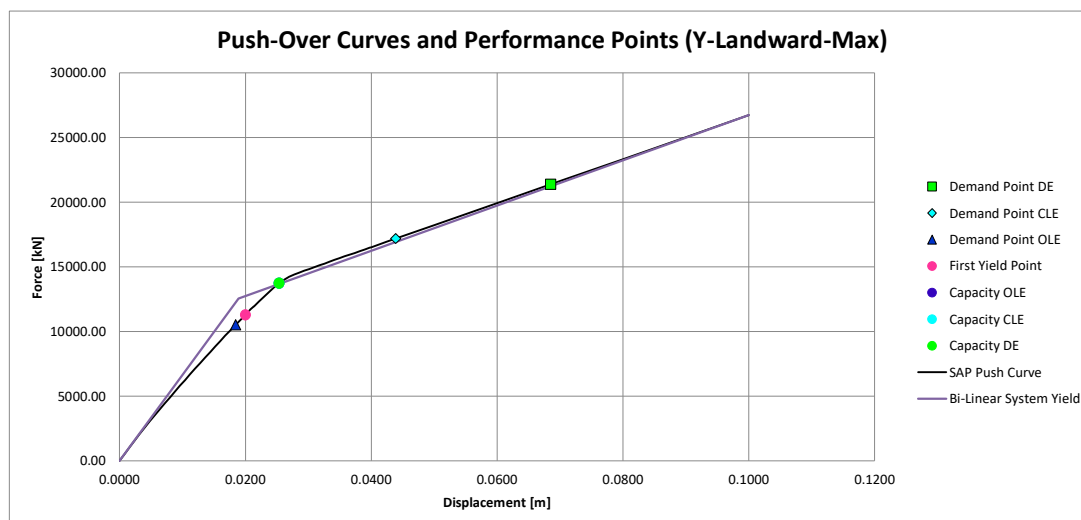
	OLE 1/75yr	CLE 1/475yr	DE 1/1000yr	Ult Cap	Failure	Drop load
Return period						
SAP Definition and hinge color	IO	LS	CP	C	D	E

Notes:

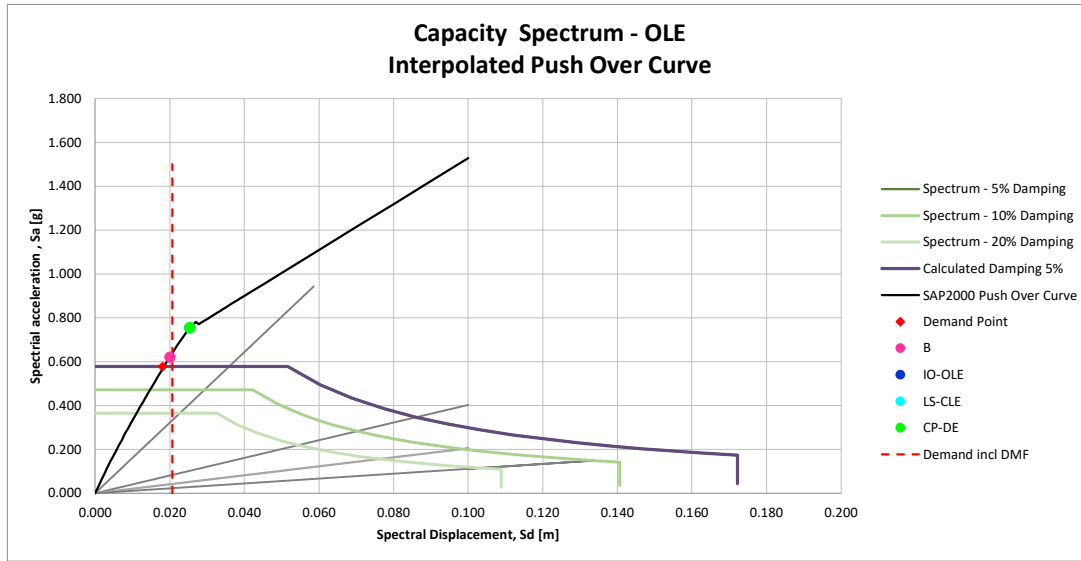
The OLE criteria for the top of pile concrete hinge resembles the strain at which the spalling of the concrete cover takes place

The CLE criteria for the top of pile concrete hinge resembles the ultimate compressive stress in the confined core of the pile. Value presented is an upper bound and is limited by the calculated ultimate strain of the concrete core. (depending on rebar)

Pushover Curve BE Springs



Capacity Curves - OLE



Model data

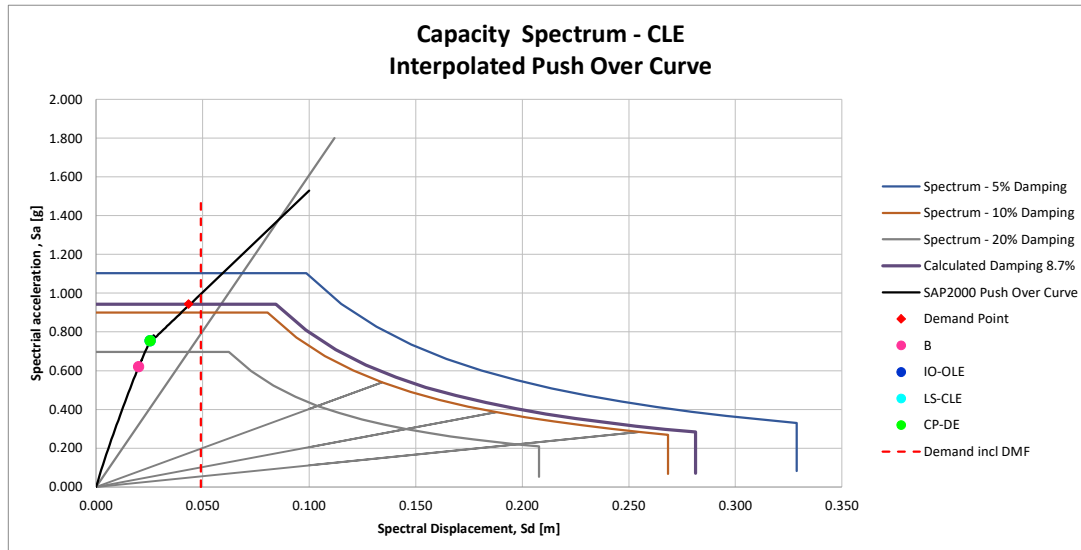
Earthquake level = OLE
 Springs = BE

Results:

Effective response period at demand point	T_{eff}	=	0.359 [s]
Effective damping at demand point	ξ_{eff}	=	0.050 [-]
Spectral damping reduction factor	η	=	1.00 [-]
Displacement demand 2D pushover	$\Delta_{demand-2D}$	=	0.0185 [m]
Dynamic Magnification Factor	DMF	=	1.12 [-]
POLB displacement demand	$\Delta_{demand-3D}$	=	0.0207 [m]
Capacity point	$\Delta_{capacity}$	=	0.0254 [m]
Demand to Capacity Ratio Δ_d/Δ_c	DCR	=	0.82 [-]

IO - OLE criterium

Capacity Curve - CLE



Model data

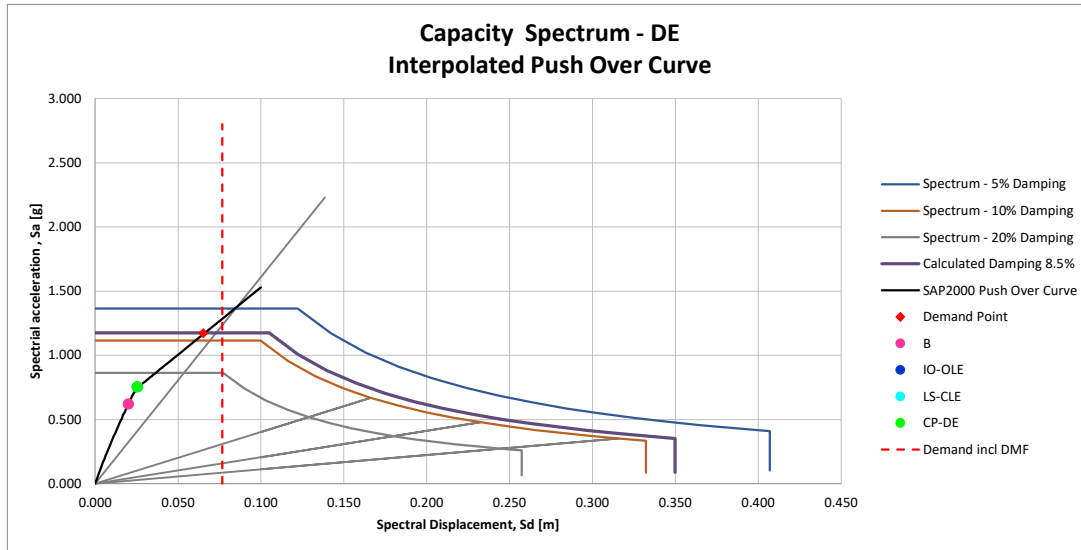
Earthquake level = CLE
 Springs = BE

Results:

Effective response period at demand point	T_{eff}	=	0.433 [s]
Effective damping at demand point	ξ_{eff}	=	0.087 [-]
Spectral damping reduction factor	η	=	0.86 [-]
Displacement demand 2D pushover	$\Delta_{demand-2D}$	=	0.0439 [m]
Dynamic Magnification Factor	DMF	=	1.12 [-]
POLB displacement demand	$\Delta_{demand-3D}$	=	0.0492 [m]
Capacity point	$\Delta_{capacity}$	=	0.0254 [m]
Demand to Capacity Ratio Δ_d/Δ_c	DCR	=	1.94 [-]

LS - CLE criterium

Capacity Curve - DE



Model data

Earthquake level = DE
 Springs = BE

Results:

Effective response period at demand point T_{eff} = 0.485 [s]
 Effective damping at demand point ζ_{eff} = 0.085 [-]
 Spectral damping reduction factor η = 0.86 [-]
 Displacement demand 2D pushover $\Delta_{demand-2D}$ = 0.0685 [m]
 Dynamic Magnification Factor DMF = 1.12 [-]
 POLB displacement demand $\Delta_{demand-3D}$ = 0.0767 [m]
 Capacity point $\Delta_{capacity}$ = 0.0254 [m]
 Demand to Capacity Ratio Δ_d/Δ_c DCR = 3.03 [-]

CP - DE criterium

Project Tesis de grado - Muelle N3	M3_Demand Point-RVM_ASCE6114_Y_LW-Min	project no.	1
Part : Push Over Analysis - Results	Caso Best estimates	Min Vert Load	pages. 3

Basic seismic input

Peak ground accelerations at bedrock

OLE - Level 1 [1/72 years]	=	0.22 [g]
CLE - Level 2 [1/475 years]	=	0.42 [g]
DE - Level 3 [1/1000 years]	=	0.52 [g]

Response Spectrum factors - NTE-0.30 Peruvian Norm

Soil amplification factor	S	=	1.05 [-]
Spectral Amplification	C	=	2.50 [-]
Behaviour factor	R	=	1.00 [-]
Importance factor	U	=	1.00 [-]
Peak Response Period	Tp	=	0.60 [s]
	TL	=	2.00 [s]

Calculation method Substitute Structure Method

Substitute Structure Method acc to POLB V4.0 2015

The Substitute Structure Method is a single-mode pure transverse analysis, modified for simultaneous transverse and longitudinal response interaction across expansion joints and torsional effects by the DMF to calculate the displacement demand. Figure 4-16 demonstrates the analysis steps to calculate the displacement demand using the Substitute Structure Method.

This method is an iterative process that uses the effective secant stiffness, k_e , of a wharf segment at the demand displacement determined from the pushover curve, and an equivalent elastic damping representing the combined effects of elastic and hysteretic damping to determine the pure transverse displacement demand for each iteration, see Figure 4-17.

POLB V4.0 2015 Dynamic amplification factor

Quay segment dimensions:

Wharf segment type		Single Wharf Unit
Segment length	LL	185 [m]
Segment width	B	15 [m]

Dynamic Amplification for OLE level earthquake

Upper and lower bound springs	DMF _{OLE}	1.12 [-]
-------------------------------	--------------------	----------

Dynamic Amplification for CLE and DE level earthquake

Upper bound springs	DMF _{CLE-UB}	1.12 [-]
Lower bound springs	DMF _{CLE-LB}	1.12 [-]

Performance criteria

The table below presents the performance criteria that have been taken into account in the push-over analysis (hinge definitions) and which determine the deformation capacity of the structure. The relevant hinge colours, used by SAP to indicate the plastic hinge status are also given. The criteria for the hinge status have been manually defined in SAP according to the POLB.

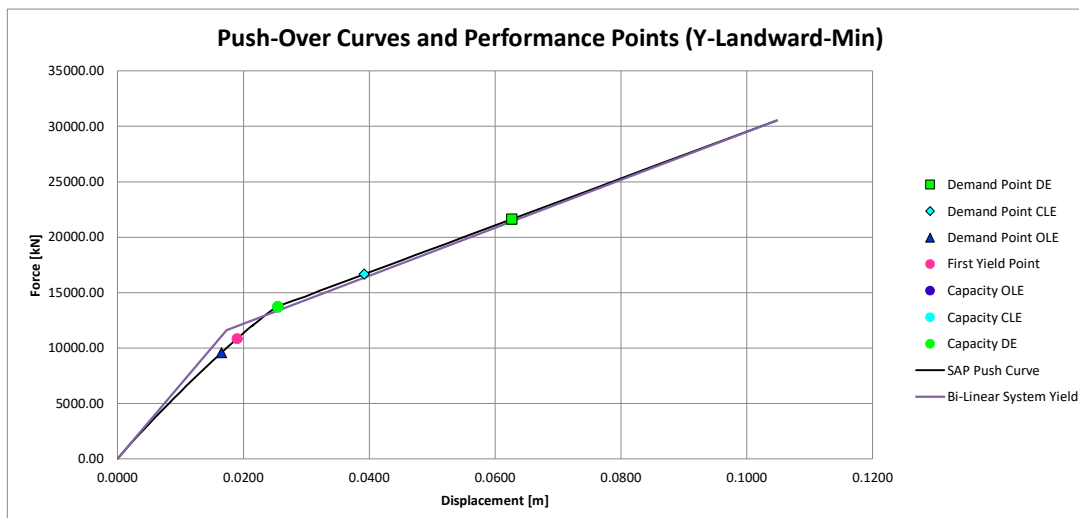
	OLE 1/75yr	CLE 1/475yr	DE 1/1000yr	Ult Cap	Failure	Drop load
Return period						
SAP Definition and hinge color	IO	LS	CP	C	D	E

Notes:

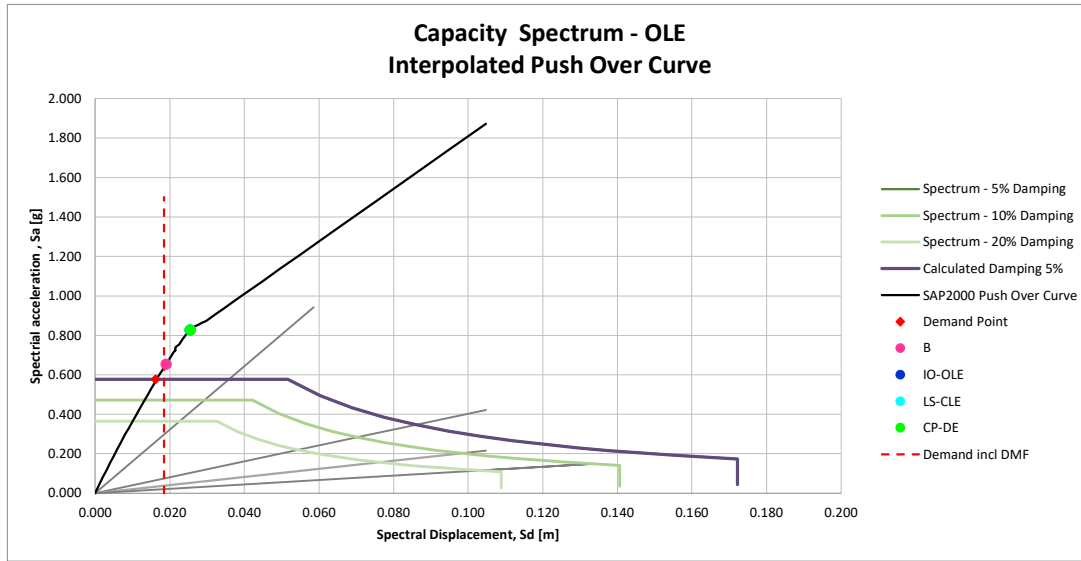
The OLE criteria for the top of pile concrete hinge resembles the strain at which the spalling of the concrete cover takes place

The CLE criteria for the top of pile concrete hinge resembles the ultimate compressive stress in the confined core of the pile. Value presented is an upper bound and is limited by the calculated ultimate strain of the concrete core. (depending on rebar)

Pushover Curve BE Springs



Capacity Curves - OLE



Model data

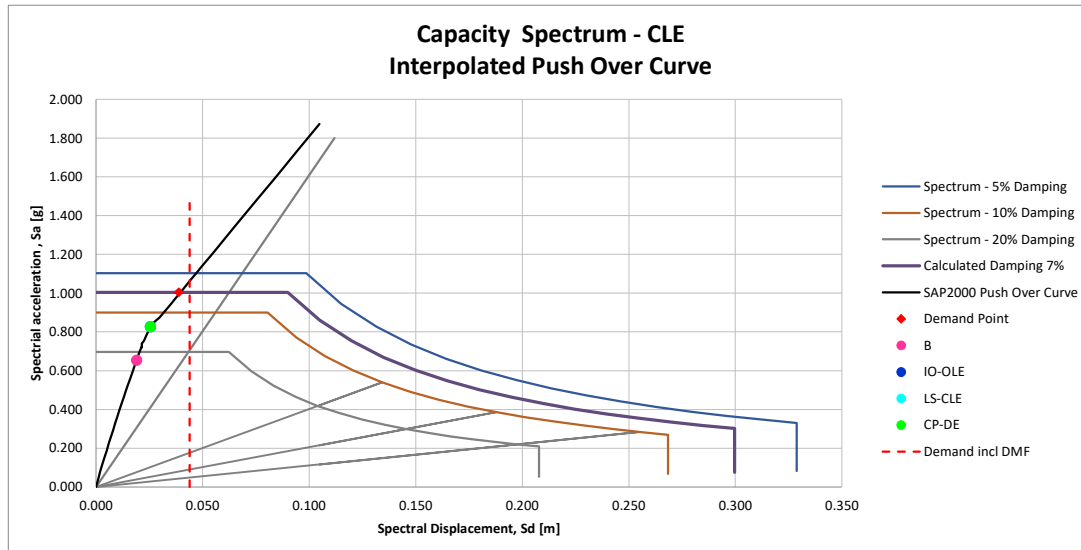
Earthquake level = OLE
Springs = BE

Results:

Effective response period at demand point	T_{eff}	=	0.339 [s]
Effective damping at demand point	ξ_{eff}	=	0.050 [-]
Spectral damping reduction factor	η	=	1.00 [-]
Displacement demand 2D pushover	$\Delta_{demand-2D}$	=	0.0165 [m]
Dynamic Magnification Factor	DMF	=	1.12 [-]
POLB displacement demand	$\Delta_{demand-3D}$	=	0.0185 [m]
Capacity point	$\Delta_{capacity}$	=	0.0255 [m]
Demand to Capacity Ratio Δ_d/Δ_c	DCR	=	0.73 [-]

IO - OLE criterium

Capacity Curve - CLE



Model data

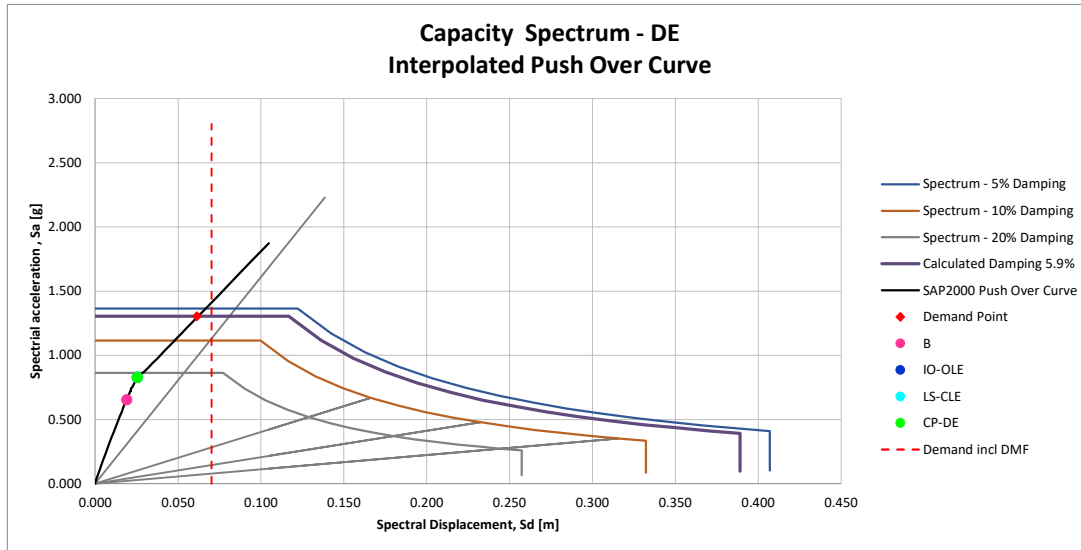
Earthquake level = CLE
Springs = BE

Results:

Effective response period at demand point	T_{eff}	=	0.396 [s]
Effective damping at demand point	ξ_{eff}	=	0.070 [-]
Spectral damping reduction factor	η	=	0.91 [-]
Displacement demand 2D pushover	$\Delta_{demand-2D}$	=	0.0392 [m]
Dynamic Magnification Factor	DMF	=	1.12 [-]
POLB displacement demand	$\Delta_{demand-3D}$	=	0.0439 [m]
Capacity point	$\Delta_{capacity}$	=	0.0255 [m]
Demand to Capacity Ratio Δ_d/Δ_c	DCR	=	1.72 [-]

LS - CLE criterium

Capacity Curve - DE



Model data

Earthquake level = DE
 Springs = BE

Results:

Effective response period at demand point T_{eff} = 0.440 [s]
 Effective damping at demand point ζ_{eff} = 0.059 [-]
 Spectral damping reduction factor η = 0.96 [-]
 Displacement demand 2D pushover $\Delta_{demand-2D}$ = 0.0627 [m]
 Dynamic Magnification Factor DMF = 1.12 [-]
 POLB displacement demand $\Delta_{demand-3D}$ = 0.0702 [m]
 Capacity point $\Delta_{capacity}$ = 0.0255 [m]
 Demand to Capacity Ratio Δ_d/Δ_c DCR = 2.75 [-]

CP - DE criterium

Project	Tesis de grado - Muelle N3	M3_Demand Point-RVM_ASCE6114_Y_SW-Max	project no.	1
Part	Push Over Analysis - Results	Caso Best estimates	Max Vert Load	pages. 3

Basic seismic input

Peak ground accelerations at bedrock

OLE - Level 1 [1/72 years]	=	0.22 [g]
CLE - Level 2 [1/475 years]	=	0.42 [g]
DE - Level 3 [1/1000 years]	=	0.52 [g]

Response Spectrum factors - NTE-0.30 Peruvian Norm

Soil amplification factor	S	=	1.05 [-]
Spectral Amplification	C	=	2.50 [-]
Behaviour factor	R	=	1.00 [-]
Importance factor	U	=	1.00 [-]
Peak Response Period	Tp	=	0.60 [s]
	TL	=	2.00 [s]

Calculation method Substitute Structure Method

Substitute Structure Method acc to POLB V4.0 2015

The Substitute Structure Method is a single-mode pure transverse analysis, modified for simultaneous transverse and longitudinal response interaction across expansion joints and torsional effects by the DMF to calculate the displacement demand. Figure 4-16 demonstrates the analysis steps to calculate the displacement demand using the Substitute Structure Method.

This method is an iterative process that uses the effective secant stiffness, k_e , of a wharf segment at the demand displacement determined from the pushover curve, and an equivalent elastic damping representing the combined effects of elastic and hysteretic damping to determine the pure transverse displacement demand for each iteration, see Figure 4-17.

POLB V4.0 2015 Dynamic amplification factor

Quay segment dimensions:

Wharf segment type		Single Wharf Unit
Segment length	LL	185 [m]
Segment width	B	15 [m]

Dynamic Amplification for OLE level earthquake

Upper and lower bound springs	DMF _{OLE}	1.12 [-]
-------------------------------	--------------------	----------

Dynamic Amplification for CLE and DE level earthquake

Upper bound springs	DMF _{CLE-UB}	1.12 [-]
Lower bound springs	DMF _{CLE-LB}	1.12 [-]

Performance criteria

The table below presents the performance criteria that have been taken into account in the push-over analysis (hinge definitions) and which determine the deformation capacity of the structure. The relevant hinge colours, used by SAP to indicate the plastic hinge status are also given. The criteria for the hinge status have been manually defined in SAP according to the POLB.

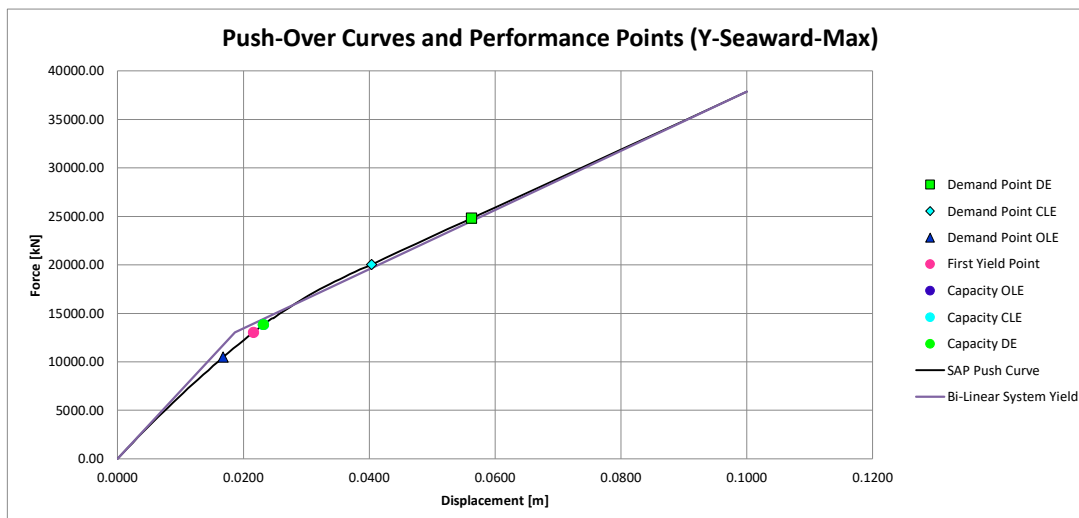
	OLE 1/75yr	CLE 1/475yr	DE 1/1000yr	Ult Cap	Failure	Drop load
Return period						
SAP Definition and hinge color	IO	LS	CP	C	D	E

Notes:

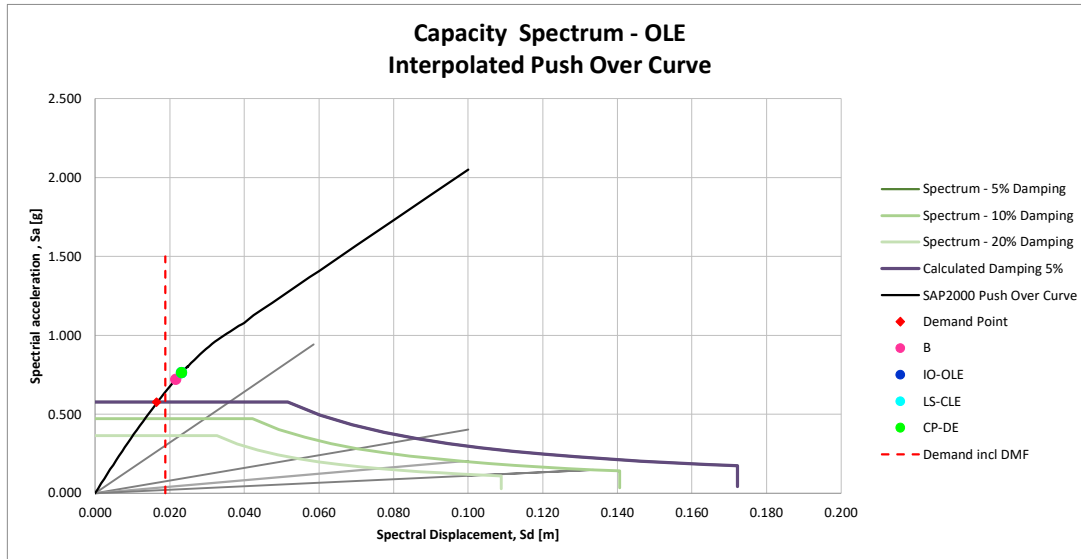
The OLE criteria for the top of pile concrete hinge resembles the strain at which the spalling of the concrete cover takes place

The CLE criteria for the top of pile concrete hinge resembles the ultimate compressive stress in the confined core of the pile. Value presented is an upper bound and is limited by the calculated ultimate strain of the concrete core. (depending on rebar)

Pushover Curve BE Springs



Capacity Curves - OLE



Model data

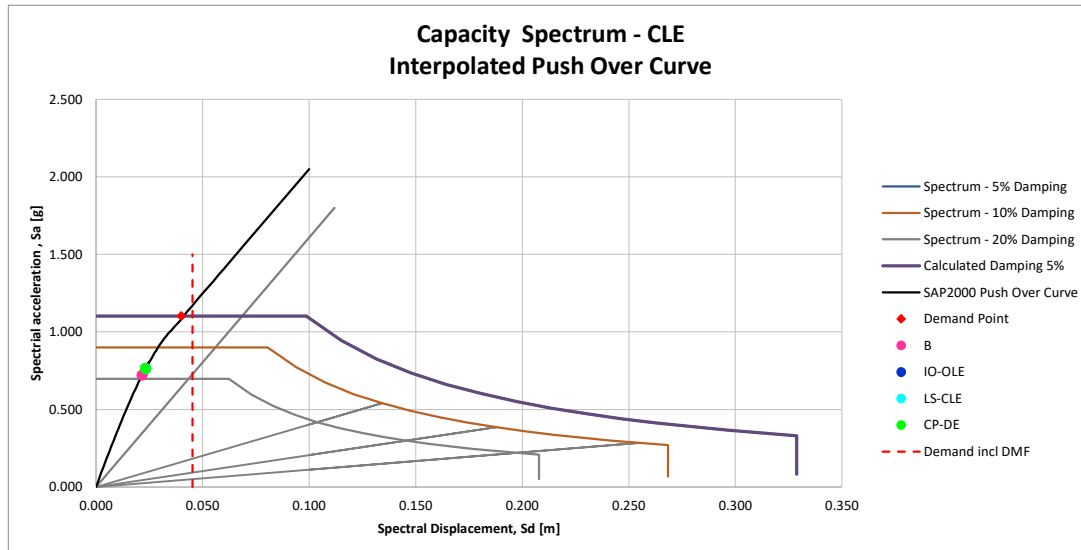
Earthquake level = OLE
 Springs = BE

Results:

Effective response period at demand point	T_{eff}	=	0.342 [s]
Effective damping at demand point	ξ_{eff}	=	0.050 [-]
Spectral damping reduction factor	η	=	1.00 [-]
Displacement demand 2D pushover	$\Delta_{demand-2D}$	=	0.0168 [m]
Dynamic Magnification Factor	DMF	=	1.12 [-]
POLB displacement demand	$\Delta_{demand-3D}$	=	0.0188 [m]
Capacity point	$\Delta_{capacity}$	=	0.0232 [m]
Demand to Capacity Ratio Δ_d/Δ_c	DCR	=	0.81 [-]

IO - OLE criterium

Capacity Curve - CLE



Model data

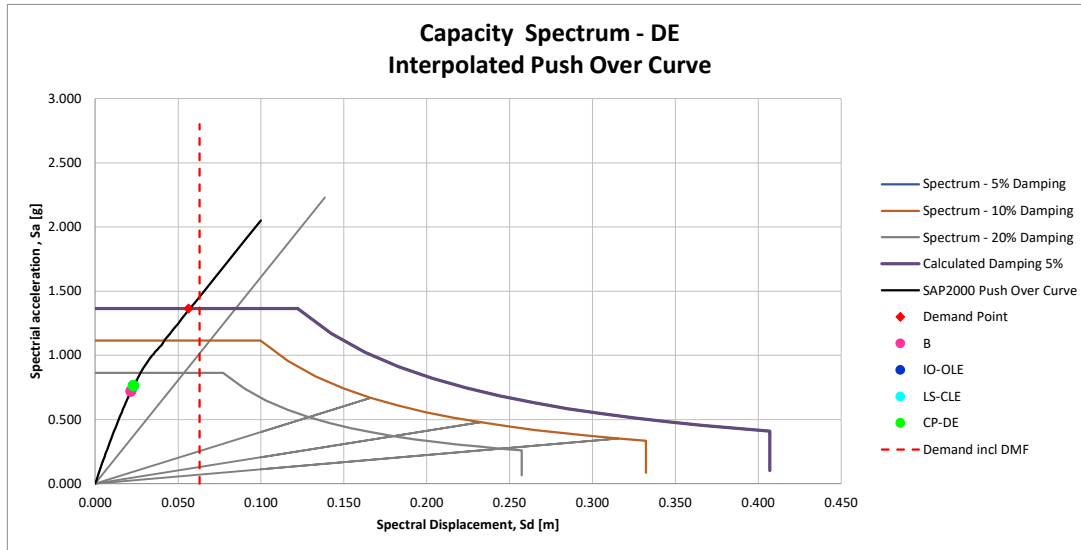
Earthquake level = CLE
 Springs = BE

Results:

Effective response period at demand point	T_{eff}	=	0.384 [s]
Effective damping at demand point	ξ_{eff}	=	0.050 [-]
Spectral damping reduction factor	η	=	1.00 [-]
Displacement demand 2D pushover	$\Delta_{demand-2D}$	=	0.0404 [m]
Dynamic Magnification Factor	DMF	=	1.12 [-]
POLB displacement demand	$\Delta_{demand-3D}$	=	0.0452 [m]
Capacity point	$\Delta_{capacity}$	=	0.0232 [m]
Demand to Capacity Ratio Δ_d/Δ_c	DCR	=	1.98 [-]

LS - CLE criterium

Capacity Curve - DE



Model data

Earthquake level = DE
 Springs = BE

Results:

Effective response period at demand point T_{eff} = 0.407 [s]
 Effective damping at demand point ζ_{eff} = 0.050 [-]
 Spectral damping reduction factor η = 1.00 [-]
 Displacement demand 2D pushover $\Delta_{demand-2D}$ = 0.0563 [m]
 Dynamic Magnification Factor DMF = 1.12 [-]
 POLB displacement demand $\Delta_{demand-3D}$ = 0.0630 [m]
 Capacity point $\Delta_{capacity}$ = 0.0232 [m]
 Demand to Capacity Ratio Δ_d/Δ_c DCR = 2.72 [-]

CP - DE criterium

Project	Tesis de grado - Muelle N3	M3_Demand Point-RVM_ASCE6114_Y_SW-Min	project no.	1
Part	Push Over Analysis - Results	Caso Best estimates	Min Vert Load	pages. 3

Basic seismic input

Peak ground accelerations at bedrock

OLE - Level 1 [1/72 years]	=	0.22 [g]
CLE - Level 2 [1/475 years]	=	0.42 [g]
DE - Level 3 [1/1000 years]	=	0.52 [g]

Response Spectrum factors - NTE-0.30 Peruvian Norm

Soil amplification factor	S	=	1.05 [-]
Spectral Amplification	C	=	2.50 [-]
Behaviour factor	R	=	1.00 [-]
Importance factor	U	=	1.00 [-]
Peak Response Period	Tp	=	0.60 [s]
	TL	=	2.00 [s]

Calculation method Substitute Structure Method

Substitute Structure Method acc to POLB V4.0 2015

The Substitute Structure Method is a single-mode pure transverse analysis, modified for simultaneous transverse and longitudinal response interaction across expansion joints and torsional effects by the DMF to calculate the displacement demand. Figure 4-16 demonstrates the analysis steps to calculate the displacement demand using the Substitute Structure Method.

This method is an iterative process that uses the effective secant stiffness, k_e , of a wharf segment at the demand displacement determined from the pushover curve, and an equivalent elastic damping representing the combined effects of elastic and hysteretic damping to determine the pure transverse displacement demand for each iteration, see Figure 4-17.

POLB V4.0 2015 Dynamic amplification factor

Quay segment dimensions:

Wharf segment type		Single Wharf Unit
Segment length	LL	185 [m]
Segment width	B	15 [m]

Dynamic Amplification for OLE level earthquake

Upper and lower bound springs	DMF _{OLE}	1.12 [-]
-------------------------------	--------------------	----------

Dynamic Amplification for CLE and DE level earthquake

Upper bound springs	DMF _{CLE-UB}	1.12 [-]
Lower bound springs	DMF _{CLE-LB}	1.12 [-]

Performance criteria

The table below presents the performance criteria that have been taken into account in the push-over analysis (hinge definitions) and which determine the deformation capacity of the structure. The relevant hinge colours, used by SAP to indicate the plastic hinge status are also given. The criteria for the hinge status have been manually defined in SAP according to the POLB.

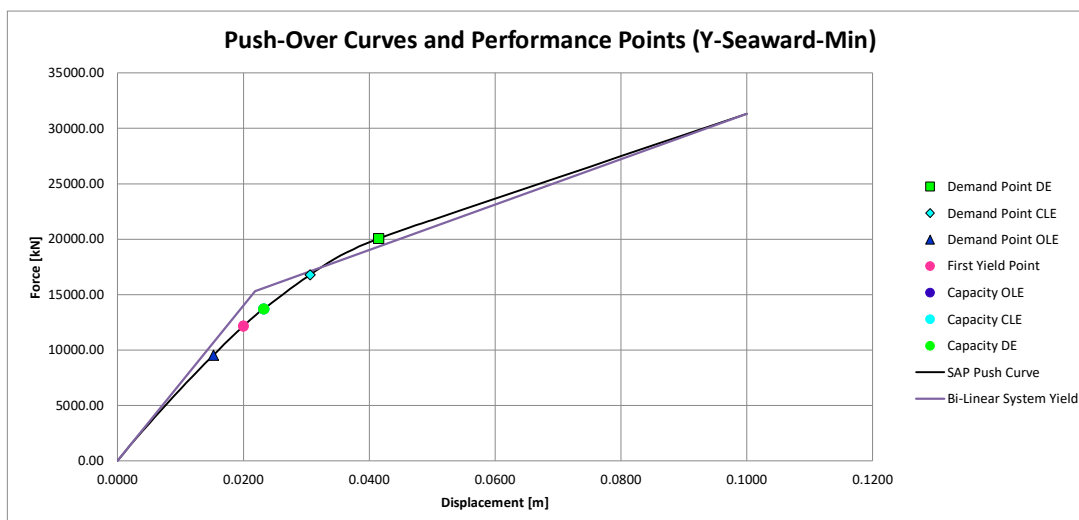
	OLE	CLE	DE	Ult Cap	Failure	Drop load
Return period	1/75yr	1/475yr	1/1000yr			
SAP Definition and hinge color	IO	LS	CP	C	D	E

Notes:

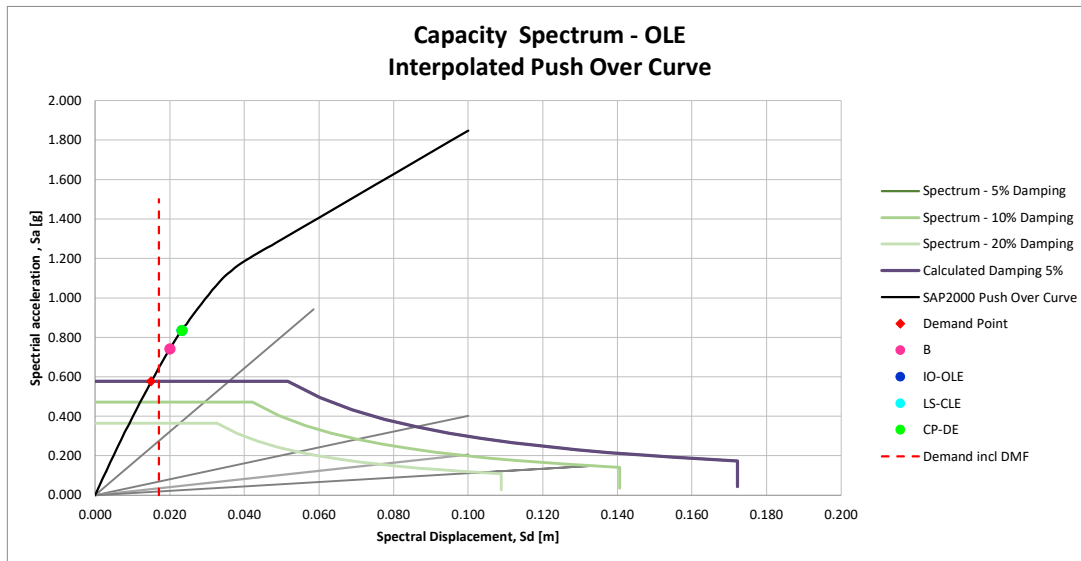
The OLE criteria for the top of pile concrete hinge resembles the strain at which the spalling of the concrete cover takes place

The CLE criteria for the top of pile concrete hinge resembles the ultimate compressive stress in the confined core of the pile. Value presented is an upper bound and is limited by the calculated ultimate strain of the concrete core. (depending on rebar)

Pushover Curve BE Springs



Capacity Curves - OLE



Model data

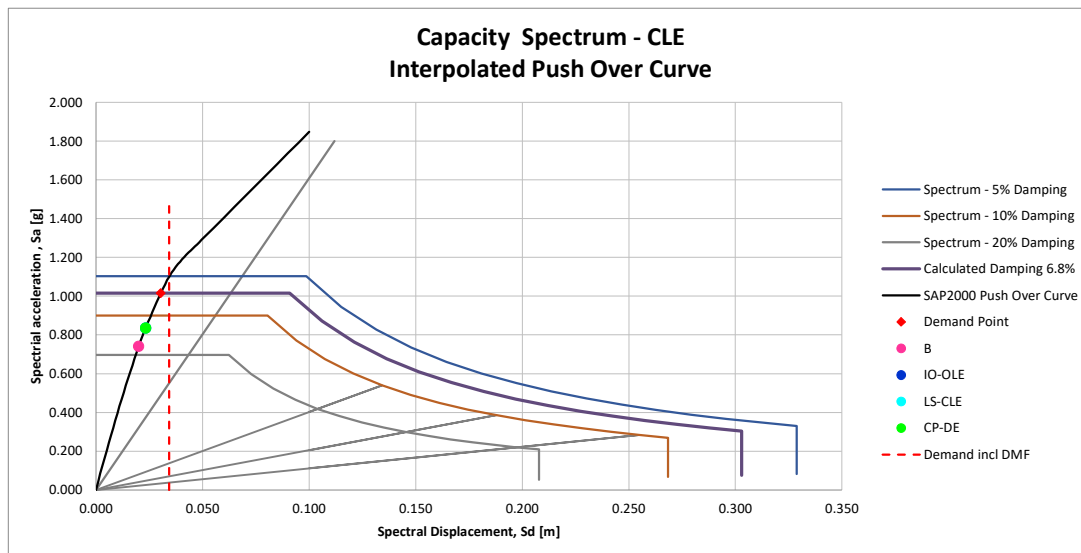
Earthquake level = OLE
 Springs = BE

Results:

Effective response period at demand point	T_{eff}	=	0.326 [s]
Effective damping at demand point	ξ_{eff}	=	0.050 [-]
Spectral damping reduction factor	η	=	1.00 [-]
Displacement demand 2D pushover	$\Delta_{demand-2D}$	=	0.0152 [m]
Dynamic Magnification Factor	DMF	=	1.12 [-]
POLB displacement demand	$\Delta_{demand-3D}$	=	0.0171 [m]
Capacity point	$\Delta_{capacity}$	=	0.0233 [m]
Demand to Capacity Ratio Δ_d/Δ_c	DCR	=	0.73 [-]

IO - OLE criterium

Capacity Curve - CLE



Model data

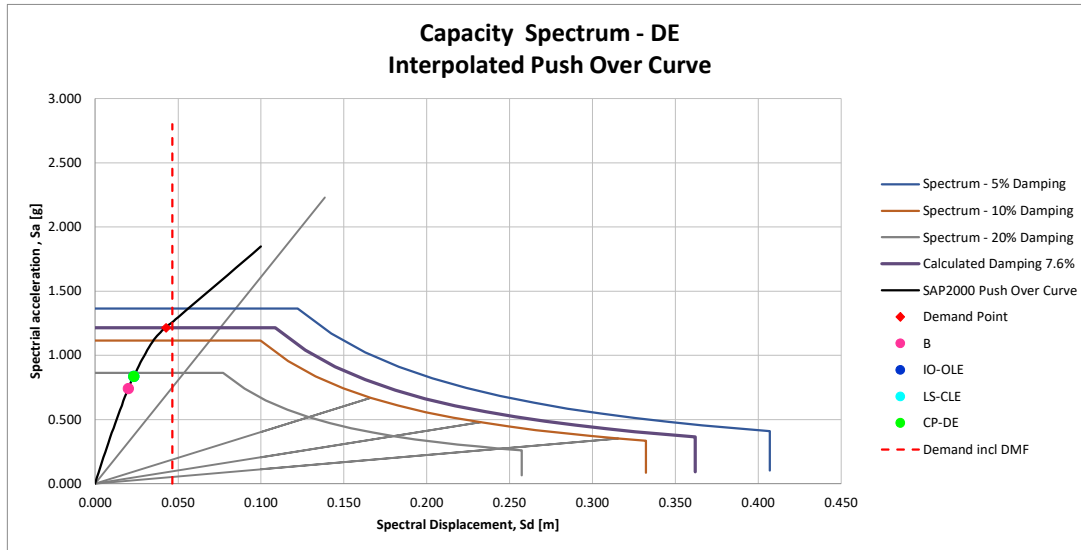
Earthquake level = CLE
 Springs = BE

Results:

Effective response period at demand point	T_{eff}	=	0.348 [s]
Effective damping at demand point	ξ_{eff}	=	0.068 [-]
Spectral damping reduction factor	η	=	0.92 [-]
Displacement demand 2D pushover	$\Delta_{demand-2D}$	=	0.0306 [m]
Dynamic Magnification Factor	DMF	=	1.12 [-]
POLB displacement demand	$\Delta_{demand-3D}$	=	0.0343 [m]
Capacity point	$\Delta_{capacity}$	=	0.0233 [m]
Demand to Capacity Ratio Δ_d/Δ_c	DCR	=	1.47 [-]

LS - CLE criterium

Capacity Curve - DE



Model data

Earthquake level = DE
 Springs = BE

Results:

Effective response period at demand point T_{eff} = 0.371 [s]
 Effective damping at demand point ζ_{eff} = 0.076 [-]
 Spectral damping reduction factor η = 0.89 [-]
 Displacement demand 2D pushover $\Delta_{demand-2D}$ = 0.0415 [m]
 Dynamic Magnification Factor DMF = 1.12 [-]
 POLB displacement demand $\Delta_{demand-3D}$ = 0.0465 [m]
 Capacity point $\Delta_{capacity}$ = 0.0233 [m]
 Demand to Capacity Ratio Δ_d/Δ_c DCR = 2.00 [-]

CP - DE criterium