



Universidad de Valparaíso
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

Análisis geotécnico y diseño estructural de piques subterráneos

Por

Charbel Mauricio Chapana Ossandón

Trabajo de Título para optar al Título de Ingeniero Civil

Profesor Guía: Juan Carlos González Blacud

Septiembre, 2018.

Agradecimientos

Agradezco a mi familia por estar presente en este proceso. A mi madre Joyce, a mi padre Jorge y a mis hermanos Eloy, Sergio y Josué. Muchas gracias por su ayuda.

A mis amigos, por dar una palabra precisa, muchas gracias. A mi amigo David por estar presente a pesar de la distancia.

Agradezco a los profesores y funcionarios de la Escuela de Ingeniería Civil por su apoyo académico y humano.

A los funcionarios de la biblioteca de la Facultad de Ingeniería, por su apoyo en la búsqueda de información.

A MIDAS Engineering Software, por su apoyo en el uso de software para el desarrollo de este estudio.

“Con cariño, respeto y amor al prójimo, siempre podemos crecer y levantarnos en los peores momentos de la vida” – Anónimo.

Índice general

Índice general	3
Índice de figuras	7
Índice de tablas	10
Glosario	12
Lista de símbolos	12
1 Introducción	16
1.1 Motivación	17
1.2 Objetivos	17
1.2.1 Objetivo general	17
1.2.2 Objetivos particulares	17
1.3 Alcances	17
1.4 Metodología de trabajo	17
2 Tipos de piques subterráneos y criterios de construcción	19
2.1 Alternativas de piques	19
2.2 Consideraciones en la construcción de piques	19
2.2.1 Riesgo en excavaciones profundas: <i>heave</i>	20
2.3 Tipos de construcción de piques	20
2.4 Muro pantalla	21
2.5 Muro anclado	22
3 Marco teórico	24
3.1 Tipos de empujes laterales	24
3.2 Efecto arco en suelos	25
3.3 Reducción de empujes activos debido a efecto tridimensional en superficies planas de dimensión finita	25
3.4 Parámetros que afectan a un pique cilíndrico	26
3.5 Criterio general respecto a las deformaciones en el suelo en condiciones estáticas y sísmicas	26
3.6 Deformación por <i>heave</i> mediante la relación de Perloff	27
3.7 Tipos de empujes laterales del suelo en superficies planas	28
3.7.1 Empuje en reposo	28
3.7.2 Método de Rankine	28
3.7.3 Método de Coulomb	28
3.7.4 Método de Shukla	29
3.8 Tipos de empujes de suelo en superficies cilíndricas	30
3.8.1 Método de Terzaghi	30
3.8.2 Método de Prater	31
3.8.3 Método de Cheng	32
3.8.4 Cargas sísmicas en superficies cilíndricas	32

3.9	Otros tipos de solicitaciones en piques subterráneos	32
3.9.1	Presión vertical y horizontal de suelo debida a carga superficial de ancho B . . .	32
4	Base teórica en la modelación geotécnica mediante elementos finitos	34
4.1	Comportamiento de materiales empleados	34
4.1.1	Modelo elástico	34
4.1.2	Modelo Mohr-Coulomb para suelos	34
4.1.3	Modelo Mohr-Coulomb para hormigón	35
4.2	Software usado y tipos de análisis usados	35
4.2.1	Análisis de etapas constructivas	35
4.2.2	Análisis de la estabilidad global de la excavación mediante el método de reducción de $\phi - c$	35
4.2.3	Análisis sísmico del suelo	36
4.3	Características de los modelos	37
4.3.1	Dimensiones del modelo	37
4.3.2	Tipos de elementos finitos	37
4.3.3	Condiciones de borde de los modelos	38
4.4	Consideraciones adicionales a la modelación para todos los programas computacionales	39
5	Base teórica en la modelación estructural mediante elementos finitos	40
5.1	Software usado	40
5.2	Coordenadas locales en estructuras	40
5.3	Elementos finitos	41
5.3.1	Modelación elástica de estructura de pique	41
5.3.2	Modelación elástica del suelo	41
5.3.3	Modelación elástica de los anclajes	41
5.4	Empujes en muros	41
5.5	Modelos tridimensionales	41
6	Casos de estudio	43
6.1	Normativa aplicada en el estudio	43
6.2	Dimensiones de excavaciones	43
6.2.1	Pique paralelepípedo	43
6.2.2	Pique cilíndrico	44
6.3	Parámetros de materiales estructurales	44
6.4	Parámetros geotécnicos del diseño	45
6.4.1	Suelo Tipo 1	45
6.4.2	Suelo Tipo 2	45
6.5	Modelación de solicitaciones sísmicas	46
7	Diseño de piques paralelepípedos	47
7.1	Antecedentes	47
7.2	Procedimiento adoptado para muro anclado y criterios de diseño	47
7.2.1	Modelo de etapas constructivas para el diseño de la estructura en condiciones estáticas	48
7.2.2	Relaciones de cálculo estructural de muros para piques	48
7.3	Prediseño de la estructura	50
7.3.1	Cálculo de deformaciones por <i>heave</i>	50
7.3.2	Dimensiones de la estructura	50
7.3.3	Modelo de prediseño en <i>Midas GTS NX</i>	51
7.3.4	Resultados de la modelación	52

7.4	Diseño de anclajes	56
7.4.1	Criterios de diseño de anclajes	56
7.4.2	Cálculo de fuerzas en anclajes	56
7.5	Diseño de muro	58
7.5.1	División de pique en muros para diseño	58
7.5.2	Modelación tridimensional del pique	58
7.5.3	Solicitaciones de los muros para diseño	60
7.5.4	Cálculo para el diseño estructural de muros	61
7.5.5	Resultados sobre diseño de muros	61
7.5.6	Detallamiento de los muros	67
8	Diseño de piques cilíndricos	72
8.1	Antecedentes	72
8.2	Procedimiento adoptado para pique cilíndrico y criterios de diseño	72
8.2.1	Modelo de etapas constructivas para el diseño de la estructura en condiciones estáticas	73
8.3	Prediseño de muros en piques cilíndricos	73
8.3.1	Estabilidad del pique	75
8.3.2	Deformación por <i>heave</i>	75
8.3.3	Modelo de prediseño en <i>Midas GTS NX</i>	76
8.3.4	Resultados de prediseño de la estructura	77
8.4	Diseño de los muros	81
8.4.1	Modelación tridimensional del pique	81
8.4.2	Cálculo para diseño estructural de muros	81
8.4.3	Solicitaciones de muros	82
8.4.4	Resultados de diseño de muros	85
8.4.5	Detalles de los muros	86
9	Resultados	89
9.1	Características de modelos en <i>Midas GTS NX</i> y <i>SAP2000</i>	89
9.1.1	<i>Midas GTS NX</i>	89
9.1.2	<i>SAP2000</i>	90
9.2	Análisis geotécnico de los piques	91
9.2.1	Procesos constructivos	91
9.2.2	Piques cilíndricos	91
9.2.3	Deformaciones de suelo y estructura en condiciones estáticas y sísmicas	95
9.2.4	Estabilidad de la excavación	106
9.2.5	Presiones del suelo en los muros	110
9.2.6	Direcciones principales de los esfuerzos del suelo	113
9.2.7	Puntos plásticos durante la excavación	114
9.2.8	Comentarios sobre el análisis geotécnico	116
9.3	Análisis comparativo de los modelos geotécnico y estructural en la estructura	117
9.3.1	Consideraciones en la comparación	117
9.3.2	Análisis en condición estática	117
9.3.3	Análisis en condición sísmica	124
9.3.4	Comentarios sobre el análisis comparativo de modelos	130
10	Conclusiones	131
10.1	Recomendaciones	132
	Bibliografía	135

Anexos	136
A Proceso de deconvolución de sismo y espectro de respuesta para análisis sísmico	137
A.1 Principios sobre la deconvolución de sismo	137
A.2 Parámetros de modelación para la deconvolución	138
A.3 Programa computacional	140
A.4 Resultados	140
B Cálculo de factor de seguridad a volcamiento para piques cilíndricos	144
B.1 Fundamentos del método MADA	144
B.2 Formulación del método	144
B.3 Supuestos para el actual estudio y cálculo de FS	146
C Cálculo de presiones horizontales de los muros	148
C.1 Presiones laterales del suelo en superficies planas	148
C.1.1 Coeficiente del suelo en reposo	148
C.1.2 Método de Rankine	148
C.1.3 Método de Coulomb	148
C.1.4 Método de Shukla	149
C.2 Presiones laterales del suelo en superficies cilíndricas	149
C.2.1 Método de Terzaghi	149
C.2.2 Método de Prater	150
C.2.3 Método de Cheng	150
C.2.4 Empujes laterales sísmicos	150
C.2.5 Otras solicitaciones	150
C.3 Resultados de empujes teóricos del suelo en muro	151

Índice de figuras

1.1	Pique de Cal y Canto de Metro Santiago.	16
2.1	Descripción gráfica sobre método constructivo usando muros pantallas	21
2.2	Proceso constructivo de muro pantalla.	21
2.3	Maquinaria usada en la excavación para muro pantalla.	22
2.4	Proceso constructivo de muro anclado.	22
3.1	Tipos de empuje de suelo en una pared.	24
3.2	Variación de la presión lateral del suelo en función del desplazamiento lateral del muro.	24
3.3	Trayectorias de esfuerzos presentes en una excavación	25
3.4	Superficie de falla según la teoría Piaskowski-Kowaleski	26
3.5	Gráficos de parámetros para el cálculo teórico de <i>heave</i>	27
3.6	Esquema de fuerzas presentes y condición de cuña activa de suelo tipo $\phi - c$	29
3.7	Modelación de Terzaghi para piques cilíndricos.	31
3.8	Superficie de falla cónica según Prater	31
3.9	Modelo de carga distribuida según Boussinesq.	33
4.1	Criterio de falla de Mohr-Coulomb.	34
4.2	Dimensiones mínimas de un modelo geotécnico.	37
4.3	Elementos shell presentes en <i>Midas GTS NX</i>	38
4.4	Elementos sólidos presentes en <i>Midas GTS NX</i>	38
4.5	Modelo real del comportamiento del suelo.	39
5.1	Direcciones de análisis de un muro.	40
5.2	Modelo tridimensional para pique paralelepípedo.	42
5.3	Modelo tridimensional del pique cilíndrico mediante muro pantalla.	42
6.1	Geometría del modelo paralelepípedo	43
6.2	Geometría del modelo cilíndrico	44
6.3	Espectros de sismo para piques subterráneos	46
7.1	Descripción geométrica de modelo de pique paralelepípedo para prediseño	51
7.2	Resultados de análisis SSR en prediseño de piques paralelepípedos.	52
7.3	Momento flector en dirección normal de prediseño para piques paralelepípedos	52
7.4	Deformaciones de pique paralelepípedo sin anclajes, en el suelo Tipo 1	54
7.5	Deformaciones de pique paralelepípedo sin anclajes, en el suelo Tipo 2	55
7.6	Idealización de cálculo de anclajes para reducción de momentos flectores axiales	57
7.7	Identificación de muros esquinas y muros centrales en pique paralelepípedo	58
7.8	Descripción geométrica de modelo de pique paralelepípedo.	59
7.9	Identificación de muros para análisis de sollicitaciones en piques paralelepípedos	60
7.10	Sollicitaciones de muros en pique paralelepípedo para suelo Tipo 1.	62
7.11	Sollicitaciones de muros en pique paralelepípedo para suelo Tipo 2	63
7.12	Diagrama de interacción para muro central, en dirección tangencial	65
7.13	Diagrama de interacción para muro central, en dirección normal.	65
7.14	Diagrama de interacción para muro esquina, en dirección tangencial	66

7.15	Diagrama de interacción para muro esquina, en dirección normal	66
7.16	Vista de planta de detallamiento sección no crítica de muros en pique paralelepípedo	68
7.17	Vista de planta de detallamiento sección crítica de muros en pique paralelepípedo	69
7.18	Vista de perfil de muros centrales en piques paralelepípedos..	70
7.19	Vista de perfil de muro esquina en piques paralelepípedos.	71
8.1	Identificación de muros de piques cilíndricos	73
8.2	Condición de muros desalineados durante la construcción del pique.	74
8.3	Secciones de análisis para muros en pique cilíndrico	75
8.4	Descripción geométrica de modelo de pique cilíndrico para prediseño	76
8.5	Resultados de análisis SSR en prediseño de piques cilíndricos.	77
8.6	Momento flector en dirección normal de prediseño para piques cilíndricos	78
8.7	Deformaciones de prediseño de pique cilíndrico en suelo Tipo 1.	79
8.8	Deformaciones de prediseño de pique cilíndrico en suelo Tipo 2.	80
8.9	Identificación de muros para análisis de solicitaciones en piques cilíndricos	82
8.10	Solicitaciones máximas modeladas en <i>Midas GTS NX</i> para muros en piques cilíndricos	83
8.11	Solicitaciones modeladas en <i>Midas</i> para pique cilíndrico en suelo Tipo 2	84
8.12	Diagrama de interacción de cargas axiales y momento flector en dirección angular, para piques cilíndricos	85
8.13	Diagrama de interacción de cargas axiales y momento flector en dirección normal, para piques cilíndricos	86
8.14	Vista en planta de muros para piques cilíndricos	87
8.15	Vista de perfil de muros A y B para piques cilíndricos.	88
9.1	Envolturas de diagramas de momentos flectores en procesos constructivos para piques paralelepípedos.	92
9.2	Envolturas de diagramas de momentos flectores en procesos constructivos para piques cilíndricos.	93
9.3	Envolturas de deformaciones en procesos constructivos para piques paralelepípedos.	93
9.4	Envolturas de deformaciones en procesos constructivos para piques cilíndricos.	93
9.5	Deformaciones de suelo y estructura en pique paralelepípedo para suelo Tipo 1, en condiciones estáticas	96
9.6	Deformaciones de suelo y estructura en pique paralelepípedo para suelo Tipo 1, en condiciones sísmicas	97
9.7	Deformaciones de suelo y estructura en pique paralelepípedo para suelo Tipo 2, en condiciones estáticas	98
9.8	Deformaciones de suelo y estructura en pique paralelepípedo para suelo Tipo 2, en condiciones sísmicas	99
9.9	Deformaciones de suelo y estructura en pique cilíndrico para suelo Tipo 1, en condiciones estáticas	100
9.10	Deformaciones de suelo y estructura en pique cilíndrico para suelo Tipo 1, en condiciones sísmicas	101
9.11	Deformaciones de suelo y estructura en pique cilíndrico para suelo Tipo 2, en condiciones estáticas	102
9.12	Deformaciones de suelo y estructura en pique cilíndrico para suelo Tipo 2, en condiciones sísmicas	103
9.13	Deformaciones cíclicas durante sismo en piques paralelepípedos	104
9.14	Deformaciones cíclicas durante sismo en piques cilíndricos	105
9.15	Superficies potenciales de falla para pique paralelepípedo en suelo Tipo 1	107
9.16	Superficies potenciales de falla para pique paralelepípedo en suelo Tipo 2	108
9.17	Superficies potenciales de falla para piques cilíndricos	109

9.18	Comparación gráfica de presiones laterales del muro, por tipo de suelo, de piques paralelepípedos	111
9.19	Comparación gráfica de presiones laterales del muro, por tipo de suelo, de piques cilíndricos	112
9.20	Esfuerzos principales vistos en planta para piques paralelepípedos	113
9.21	Esfuerzos principales vistos de perfil para piques paralelepípedos	113
9.22	Esfuerzos principales vistos en planta para piques cilíndricos	114
9.23	Esfuerzos principales vistos de perfil para piques cilíndricos	114
9.24	Puntos plásticos presentes en la excavación de piques paralelepípedos	115
9.25	Puntos plásticos presentes en la excavación de piques cilíndricos	116
9.26	Solicitaciones de muros en pique paralelepípedo para suelo Tipo 1, en condiciones estáticas	120
9.27	Solicitaciones de muros en pique paralelepípedo para suelo Tipo 2, en condiciones estáticas	121
9.28	Solicitaciones de muros en pique cilíndrico para suelo Tipo 1, en condiciones estáticas . .	122
9.29	Solicitaciones de muros en pique cilíndrico para suelo Tipo 2, en condiciones estáticas . .	123
9.30	Solicitaciones de muros en pique paralelepípedo para suelo Tipo 1, en condiciones sísmicas	125
9.31	Solicitaciones de muros en pique paralelepípedo para suelo Tipo 2, en condiciones sísmicas	126
9.32	Solicitaciones de muros en pique cilíndrico para suelo Tipo 1, en condiciones sísmicas . .	127
9.33	Solicitaciones de muros en pique cilíndrico para suelo Tipo 2, en condiciones sísmicas . .	128
9.34	Centroides de fuerzas equivalentes en las distribuciones de empujes analizadas.	129
A.1	Proceso de deconvolución de sismo	137
A.2	Registro sísmico del 27 de Febrero del 2010, en estación El Salto.	138
A.3	Curvas de amortiguamiento y degradación de rigidez de banda baja	139
A.4	Deformaciones cíclicas de análisis de campo libre	140
A.5	Curvas de módulo de corte y amortiguamiento por acción de sismo	141
A.6	Resultado de deconvolución de sismo	142
A.7	Espectros de aceleración deconvolucionados y de diseño por normativa NCh2369	143
B.1	Cuña de falla propuesta para el método MADA.	147
B.2	Deformaciones de muro presentes en piques cilíndricos.	147
C.1	Presiones laterales del suelo según teorías.	152

Índice de tablas

4.1	Valores característicos de modelo Mohr Coulomb para hormigón calidad G25.	35
6.1	Propiedades de los materiales para estructuras.	44
6.2	Datos geotécnicos de suelo de Tipo 1.	45
6.3	Datos geotécnicos de suelo Tipo 2.	45
7.1	Deformación vertical teórica en el fondo de pique paralelepípedo	50
7.2	Parámetros de materiales para el prediseño de piques paralelepípedos.	51
7.3	Cálculo de anclajes para reducción de momentos flectores axiales.	56
7.4	Parámetros de materiales para la modelación de piques.	59
7.5	Parámetros dinámicos de suelos para modelación de fuerzas y deformaciones	60
7.6	Resultados de valores máximos de fuerzas internas para los muros.	60
7.7	Cálculos para diseño de muros de pique paralelepípedo, en suelo Tipo 1	64
7.8	Cálculos para diseño de muros de pique paralelepípedo, en suelo Tipo 2	64
7.9	Cuantías de acero disponible para muros central y de esquina en pique paralelepípedo.	67
8.1	Factores de seguridad a volcamiento para piques cilíndricos	75
8.2	Deformación vertical teórica en el fondo de pique cilíndrico	76
8.3	Parámetros de materiales para el prediseño de piques cilíndricos.	77
8.4	Parámetros dinámicos de suelos para modelación de fuerzas y deformaciones	81
8.5	Solicitaciones máximas en piques cilíndricos.	82
8.6	Cálculos para diseño de muros de piques cilíndricos	85
9.1	Parámetros de materiales para el análisis de estabilidad global para los piques	89
9.2	Rigideces horizontales en modelos SAP2000	90
9.3	Distribuciones de empujes sísmicos aplicados en los modelos de SAP2000	90
9.4	Valores máximos de momentos flectores en etapas constructivas	92
9.5	Deformaciones máximas en etapas constructivas.	92
9.6	Resumen de cargas de anclaje para pique paralelepípedo, en suelo Tipo 1.	94
9.7	Resumen de cargas de anclaje para pique paralelepípedo, suelo Tipo 2	94
9.8	Verificación de anclajes modelados en <i>Midas GTS NX</i>	95
9.9	Deformaciones absolutas y relativas entre la zona más profunda del pique y la superficie del suelo	95
9.10	Factores de seguridad hallados por el análisis <i>SSR</i>	106
9.11	Solicitaciones máximas halladas en los modelos en SAP2000	117
9.12	Solicitaciones máximas halladas en los modelos de <i>Midas GTS NX</i>	118
9.13	Variaciones porcentuales de las máximas solicitaciones entre modelo geotécnico y modelo estructural	118
9.14	Solicitaciones máximas halladas en los modelos en SAP2000	124
9.15	Solicitaciones máximas halladas en los modelos de <i>Midas GTS NX</i>	124
9.16	Variaciones porcentuales entre modelo geotécnico y modelo estructural	124
A.1	Parámetros para el proceso de deconvolución de sismo.	139
A.2	Deformaciones máximas cíclicas de los suelos por efecto de sismo	141
A.3	Características del estrato de suelo en condiciones dinámicas	141

A.4	Comparación de cortes basales de muros mediante el uso de espectros.	143
B.1	Cálculo de factor de seguridad a volcamiento de piques cilíndricos	146
C.1	Parámetros de Rankine usados en los análisis.	148
C.2	Resultados de parámetros de método de Shukla.	149
C.3	Cálculo según teoría de Terzaghi.	149
C.4	Parámetros de cálculo para el método de Prater.	150
C.5	Parámetros calculados según Cheng.	150
C.6	Presión vertical debida a carga superficial	151
C.7	Presiones efectivas horizontales para superficies planas.	151
C.8	Presiones efectivas horizontales para superficies cilíndricas.	151

Glosario

- análisis unidimensional de campo libre** Análisis sísmico de un suelo sin presencia de estructuras o cargas superficiales. Este análisis permite ver el comportamiento del suelo, identificando las deformaciones del suelo, la degradación del módulo de corte y amortiguamiento del suelo.
- anclaje** Cable o barra pretensada de alta resistencia que sirve de elemento de soporte para estructuras.
- bentonita** tipo de arcilla de alto límite líquida, cuyo objetivo en excavaciones es mantener estable la excavación de una zanja.
- cut-off** Corrección numérica en modelos geotécnicos para evitar esfuerzos de tracción en el suelo.
- deformaciones angulares** Deformaciones producidas por una desangulación en un elemento finito. Asociadas al efecto de corte o cizalle..
- deformaciones cíclicas** Deformaciones unitarias de corte que son producidas por efectos cíclicos dentro de un estrato de suelo o roca, como en el caso de un sismo.
- ensayo de corte triaxial** ensayos de corte en suelos, cuyas cargas se aplican en las tres direcciones de una probeta de ensayo.
- excavación permanente** Excavación que no se desmonta y su uso es de tipo estructural.
- excavación temporal** Excavación que tiene fin constructivo. Una vez terminada su función, ésta es rellenada con suelo de empréstito (suelo que se encuentra en el terreno).
- grout** Consiste en la inyección de hormigón en suelo que sirve de soporte para los cables de un anclaje postensado.
- heave** Levantamiento de fondo del suelo presente en una excavación debido a la liberación de presiones en el fondo del suelo.
- lechada** Mezcla de agua y cemento para la fijación de un anclaje con el suelo.
- método del equilibrio límite** Método de análisis de estabilidad, consistente en la identificación de bloques deslizantes, de tal forma que la línea que separan ambos bloques se caracterizan por esfuerzos de corte máximo.
- pique** Excavación de acceso para obras subterráneas o para fundaciones de estructuras de profundidad considerable..
- puntal** Elementos estructurales de soporte que trabajan a compresión. Usualmente, son diseñados en acero para soportar muros.
- shell** Elemento considerado en un análisis de modelación estructural, de espesor menor en comparación a las otras dimensiones geométricas, que considera esfuerzos de corte, carga axial y momentos flectores y torsores en sus caras.

Lista de símbolos

α	Ángulo de inclinación del relleno de suelo respecto a la horizontal
α_1	Ángulo de falla con respecto a la horizontal de cuña de falla
α_c	Ángulo de falla del suelo según Shukla
α_m	Parámetro asociado a matriz de masa de acuerdo a las ecuaciones de Rayleigh
β	Ángulo de inclinación del muro respecto a la horizontal
β_m	Parámetro asociado a matriz de masa de acuerdo a las ecuaciones de Rayleigh
γ_s	Densidad del suelo
δ	Ángulo de fricción debido a la interacción del muro con el suelo
ε_1	Deformación unitaria del refuerzo de acero más alejado de la última fibra en compresión en una sección de hormigón armado
λ	Coefficiente lateral del suelo en planos radiales
μ_c	Densidad volumétrica del hormigón
μ_c	Densidad volumétrica del acero de refuerzo
ν	Coefficiente de Poisson del suelo
ν_c	Coefficiente de Poisson del hormigón
ν_s	Coefficiente de Poisson del acero de refuerzo
ξ	Coefficiente de amortiguamiento para un material dado
ρ_l	Cuantía de acero longitudinal para muros
σ_h	Presión horizontal total del suelo
σ_{hs}	Presión horizontal del suelo por acción de sismo, de acuerdo a NCh3206
σ_{zq}	Presión vertical debida a cargas superficiales del suelo
σ_{zqh}	Presión horizontal debida a cargas superficiales del suelo
ϕ	Ángulo de fricción del suelo
φ	Factor de reducción de cargas de acuerdo a sistema LRFD
ψ	Ángulo de dilatación, de forma aproximada para suelos, como $\phi - 30^\circ$
A_0	Aceleración horizontal de acuerdo a normativa NCh433
A_{cp}	Área delimitada por el perímetro exterior de una sección de hormigón armado
A_l	Área de acero longitudinal dispuesta a resistir a torsión
A_{oh}	Área encerrada de hormigón armado por la armadura transversal más externa
A_{sa}	Área de barra pretensada de anclaje
A_t	Área de acero transversal dispuesta a resistir a torsión
A_v	Área de acero transversal de una sección de hormigón armado, asociado a corte
B	Ancho de carga superficial
B_e	Ancho de excavación del pique
$[C]$	Matriz de amortiguamiento de un sistema dinámico
C_r	Coefficiente que depende de la compactación del suelo; con 0.70 para suelos blandos; 0.58 para rellenos sueltos depositados entre el muro y el talud excavado del suelo; y 0.45 para suelos duros
D_g	Diámetro de la cabeza de anclaje
E_c	Módulo de elasticidad del hormigón
E_s	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo
E_{soil}	Módulo de elasticidad del suelo

F_{XX}	Carga axial en dirección tangencial o angular en un elemento shell
F_{YY}	Carga axial en dirección axial en un elemento shell
G_{soil}	Módulo de corte del suelo
H	Profundidad total de la excavación del muro
H_e	Cargas debidas a suelo y presión intersticial, incluyendo empujes de suelo debida a sismo
H_w	Altura total del muro de hormigón armado
$[K]$	Matriz de rigidez de un sistema dinámico
K_a	Coefficiente de empuje activo del suelo
L_g	Longitud de la cabeza de anclaje
$[M]$	Matriz de masas de un sistema dinámico
M_n	Momento nominal de un elemento estructural
M_u	Momento último de un elemento estructural
M_{XX}	Momento flector en dirección axial de un elemento shell
M_{XY}	Momento torsor de un elemento shell
M_{YY}	Momento flector en dirección tangencial de un elemento shell
P_1	Fuerza equivalente del suelo, de acuerdo a Prater
P_n	Carga axial nominal de un elemento estructural
S_{XZ}	Corte en dirección normal en la cara axial-normal de un elemento shell
S_{YZ}	Corte en dirección normal en la cara tangencial-normal de un elemento shell
T_c	Fuerza de cable o conjunto de cables
T_{crit}	Torsión crítica de una sección de hormigón armado
T_{est}	Fuerza de anclaje máximo en condiciones estáticas
T_g	Fuerza de tracción de lechada o grout
T_n	Torsión nominal de una sección de hormigón armado
T_{sis}	Fuerza de anclaje máximo en condiciones sismicas
T_{up}	Resistencia de rotura del cable de anclaje
T_{yp}	Resistencia de fluencia del cable de anclaje
a	Radio de pique tipo cilindro
c	Coefficiente de cohesión del suelo
f_{cp}	Carga de transferencia de lechada hormigón-anclaje
f'_c	Resistencia a compresión del hormigón
f_y	Resistencia de fluencia a tracción del acero de refuerzo longitudinal
f_{yt}	Resistencia de fluencia a tracción del acero de refuerzo transversal
g	Aceleración de gravedad = $9,81[kg/m^2]$
h_1	Espesor de muro a aplicar en un pique tipo cilindro para resistir la compresión angular
h_2	Espesor de muro a aplicar en un pique tipo cilindro para corregir una mala alineación de un muro
h_{min}	Espesor requerido para cumplir con el diseño del muro
k_h	Coefficiente de aceleración horizontal del sismo del suelo
k_s	Rigidez de área del suelo, para modelaciones en elementos finitos
k_v	Coefficiente de aceleración vertical del sismo del suelo
l_w	Longitud de muro de hormigón armado
p_a	Presión de empuje activo del suelo de acuerdo a Terzaghi para suelos granulares
p_{cp}	Perimetro exterior de una sección de hormigón armado
p_h	Perimetro del área encerrada de hormigón armado por la armadura transversal más externa
q	Carga superficial distribuida en un área
s	Separación entre armaduras transversales de una sección de hormigón armado

t_t	Esfuerzo admisible de tracción por efecto cut-off
x	Coordenada horizontal del suelo en un modelo plano
z	Coordenada de profundidad del suelo

1. Introducción

Las excavaciones profundas son necesarias en el mundo actual. Son parte importante de las actividades del desarrollo económico a nivel mundial, como las áreas de minería, obras civiles y militares. Para ello, uno de los elementos esenciales en las excavaciones profundas es el denominado pique subterráneo.

El pique es un acceso subterráneo vertical que permite emplazar una obra de edificación u obra civil estructural subterránea, que puede tener el carácter de excavación temporal o excavación permanente.

En el diseño de piques subterráneos se requieren cuantificar parámetros, como los obtenidos del análisis geotécnicos (empujes de suelo, deformaciones en condiciones estáticas y sísmicas, estabilidad de excavación, entre otros), así como los materiales de la estructura para resistir las solicitaciones halladas en un pique subterráneo.

Dependiendo de su uso, hay distintas alternativas en los diseños de piques. Un ejemplo de ello son los piques de Londres para dar acceso al Túnel de Lee (Sutherden [36]). donde el terreno posee capas múltiples, compuestas de arena, arcilla y roca. Los piques tienen un uso sanitario, donde el menor de los piques posee dimensiones de 83[m] de profundidad por 25[m] de diámetro. Otro ejemplo, a nivel nacional, es el caso de las construcciones de las líneas de Metro Santiago. Uno de estos ejemplos dio acceso a la construcción de los túneles del metro Cal y Canto, cuyo pique consideró una profundidad superior a los 15[m]. Puede describirse el terreno principalmente como arena medianamente densa, con presencia de napa freática.

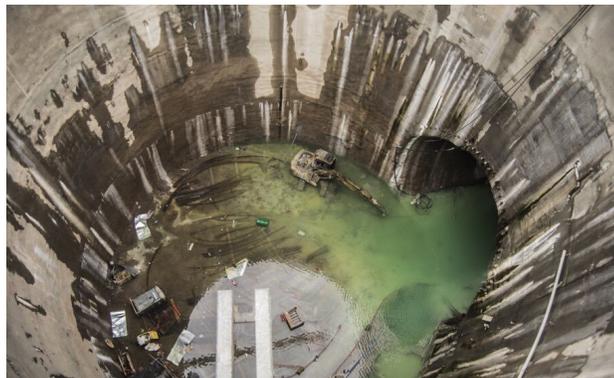


Figura 1.1 – Pique de Cal y Canto de Metro Santiago. Fuente: Twitter @JoseFotonauta [42]

En el desarrollo de este estudio, se identifican varias etapas que desarrollan el diseño y análisis geotécnico. En primera instancia, se plantea un marco teórico que define las teorías asociadas a los piques. Se establece la base teórica en las modelaciones geotécnicas y estructurales, para considerar los casos en los que se desenvuelve el estudio. Luego, se realiza el diseño de los piques dependiendo de su geometría y usando los modelos geotécnicos, para finalmente establecer la comparación entre modelos geotécnicos y modelos estructurales.

1.1. Motivación

Diseñar estructuralmente un pique puede requerir de análisis computacionales con demanda de tiempo alta, o alternativamente, puede requerir de estimaciones sencillas que resulten en estructuras que pueden sobredimensionar la estructura, aumentando el costo, o subestimarla, generando problemas estructurales y geotécnicas.

En este estudio se plantea el uso de técnicas de modelación para la excavación y la identificación de criterios que permiten un diseño adecuado de piques subterráneos. Estas técnicas y criterios se basan en investigaciones teóricas y prácticas ingenieriles aplicadas en excavaciones profundas.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Determinar una alternativa de diseño de piques subterráneos permanentes, considerando criterios geotécnicos y estructurales, para los suelos presentes en la zona cercana a la costa de la V región.

1.2.2. Objetivos particulares

1. Establecer las solicitaciones de los piques subterráneos.
2. Analizar el comportamiento de las estructuras enterradas en suelos.
3. Realizar una comparación de los diseños, considerando parámetros geotécnicos y estructurales.

1.3. Alcances

1. Los suelos son caracterizados como arenas.
2. No se consideran estructuras superficiales.
3. Esta evaluación está sujeta a la normativa chilena, tanto a los materiales con la que se diseñan los piques, así como las solicitaciones en condiciones estáticas y sísmicas. En particular, se mencionan las normativas ACI318-08 [1], NCh 3171 [20], NCh 3206 [21], entre otras que serán expuestas en los siguientes apartados.
4. No se considera análisis de consolidación de los suelos.
5. No se considera la presencia de napa freática.
6. El análisis sísmico solo es considerado en dirección horizontal.

1.4. Metodología de trabajo

El estudio posee la siguiente metodología de trabajo:

1. Incorporación de marco teórico, con el fin de establecer comparaciones con las modelaciones numéricas. Muestra las teorías y estudios del comportamiento de arenas, deformaciones en el fondo de las excavaciones y empujes de suelos sobre los muros.

2. Establecer los casos de estudio, estableciendo las geometrías y características de los materiales y solicitaciones en la excavación. En particular, ARCADIS [2] proporciona las características geotécnicas de los suelos estudiados, mientras que las geometrías de los piques son ejemplos académicos basados en proyectos de excavaciones profundas. Las cargas superficiales y sísmicas serán también detalladas en este apartado.
3. Diseño estructural de piques, que es asistido por el software *Midas GTS NX* v1.2 2018. El diseño incorpora dos etapas:
 - El prediseño de los piques, basado en un análisis estático.
 - El diseño de los piques, considerando los casos estático y sísmico.
4. Resultados del estudio, tomando en consideración dos puntos:
 - Análisis geotécnico, tomando en cuenta seis factores para la comparación en las excavaciones: las etapas constructivas, las deformaciones verticales y horizontales de las excavaciones, la estabilidad de excavación, comparación de empujes de suelo en los muros, direcciones principales de los esfuerzos en la excavación y puntos de plastificación de los suelos en presencia de una excavación.
 - Comparación de modelos realizado en *Midas GTS NX* y en *SAP2000*, un programa especializado en diseño y análisis estructural. Esto considera una comparación gráfica de las solicitaciones en muros y una tabla donde se registra las variaciones porcentuales con respecto a los valores máximos de las solicitaciones en ambos modelos.
5. Conclusiones sobre lo desarrollado y observado a lo largo del estudio.

2. Tipos de piques subterráneos y criterios de construcción

2.1. Alternativas de piques

En general, existen varias geometrías de piques, destacándose dos casos, considerando geometrías adaptadas de proyectos como los mostrados en los proyectos citados por Mozó et al. [27], Bruce et al. [4], Theophilou [40]:

- Piques paralelepípedos: excavaciones de sección cuadrada o rectangular.
- Piques cilíndricos: excavaciones de sección circular u ovalada.

La geometría permite el ahorro del material o de un comportamiento determinado del suelo. Además, dependiendo de la profundidad, el material requerido para la resistencia de los muros puede variar, permitiendo un comportamiento flexible o rígido en la estructura.

Para este estudio, se hará una comparativa entre estos dos tipos de geometrías, considerando un pique paralelepípedo de sección cuadrada y un pique cilíndrico de sección circular.

2.2. Consideraciones en la construcción de piques

Los riesgos de fallas en los piques de gran profundidad se deben principalmente a factores geotécnicos y de criterio estructural. Según el sitio web de The Constructor [39], es posible identificar estas fallas dependiendo si la excavación es soportada o no por puntales o anclajes.

Las fallas en excavaciones sin elementos de soporte se deben a:

- Un diseño donde "la investigación del sitio es realizada de manera insuficiente, lo que lleva a supuestos de diseño sobrestimados de suelo y condición del agua subterránea"(The Constructor [39]). En este estudio, no se considera la presencia de nivel freático, por lo que el factor predominante en el diseño son los parámetros escogidos para representar los suelos.
- Un diagnóstico insuficiente del diseñador sobre el asentamiento provocado por otras estructuras presentes en zonas cercanas a la excavación. Esto es complementado por el estudio de El-Sawwaf y Nazir [12], donde estructuras en la superficie del terreno puede generar empujes laterales importantes, además de un asentamiento considerable alrededor de las excavaciones, incluso si el suelo es mejorado. En este estudio, no se consideran estructuras cercanas a la excavación, pero sí se definen cargas superficiales por el paso de vehículos y maquinarias.
- La influencia del tiempo en la excavación. En el caso de los suelos granulares, si no existe presencia de nivel freático, no es afectado por la consolidación (Das [8]), lo que indica que el tiempo no es factor importante en este estudio.

En el caso de las excavaciones apuntaladas o ancladas, los riesgos adicionales se identifican como:

- Un detallamiento insuficiente del diseño estructural.

- El conocimiento insuficiente sobre las limitaciones de las técnicas y elementos de soporte del muro, como los anclajes o puntales.
- Desconocimiento sobre el efecto de las deformaciones de la estructura del pique y las deformaciones del suelo retenidas.
- La sobrecarga de la estructura del pique como resultado de cargas temporales del suelo.

2.2.1. Riesgo en excavaciones profundas: *heave*

El levantamiento de fondo, conocido también como *heave*, es un fenómeno ocurrido en las excavaciones profundas.

De acuerdo a Designing Building Wiki [10], las excavaciones producen superficies de falla por detrás de la estructura. Entonces, las cuñas de falla, al no poder expandirse dado que el terreno comprime estas cuñas, éstas liberan deformaciones importantes en el fondo de la excavación, generando el efecto de levantamiento de fondo.

Puede generarse también un levantamiento de fondo debido a un empuje hidráulico presente en la estructura, provocando que el fondo se expanda con deformaciones considerables.

Otras causas posibles del levantamiento de fondo son:

- Un cambio en el nivel freático.
- Falta de drenaje en el suelo.
- Cambios climáticos, provocando mayor humedad o que el agua subterránea se congele.

2.3. Tipos de construcción de piques

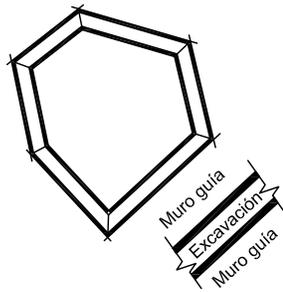
Hay distintas alternativas en la construcción piques, considerando principalmente el tipo de suelo usado y la profundidad a la que se pretende emplazar el pique. Este estudio considera muros rígidos, donde Rojo [32] menciona dos alternativas en muros: muro pantalla y muro anclado.

El procedimiento constructivo, en términos generales, es el siguiente:

1. Construcción de muros pantalla en forma alternada hasta completar el perímetro del pique.
2. Excavación por etapas y, si lo requiere, incorporación de anclajes para estabilidad de la excavación y/o reducción de solicitaciones en muros. Esto se repite hasta llegar a la profundidad deseada.
3. En caso de un levantamiento importante de fondo, se considera la incorporación de losa. En casos donde se requiere reducir las deformaciones del fondo del pique, se incorporan anclajes contra fondo de la excavación.

Esto se representa en la Figura 2.1.

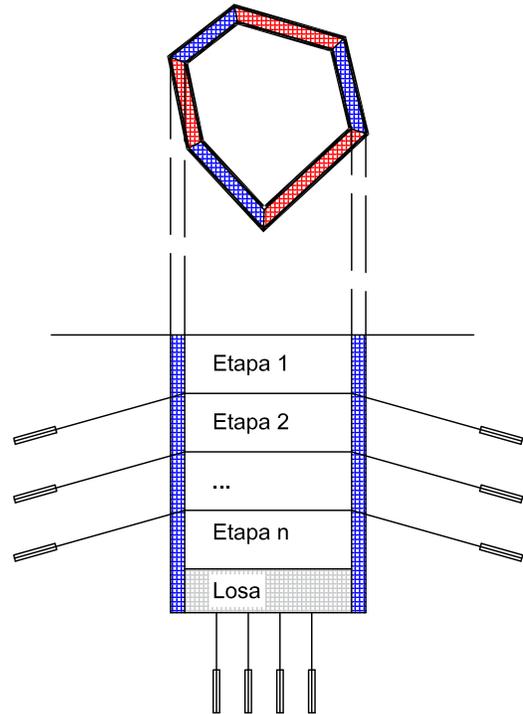
1. Construcción de muros guía



2. Construcción alternada de muros pantalla



3. Construcción completa de muros pantalla



Excavación por etapas. En caso de requerir elementos de soporte en muros, como anclajes, se incorporan conforme avanza la excavación.

En caso de levantamiento de fondo importante, incorporar losa y en casos especiales, incorporar anclajes contra losa.

Figura 2.1 – Descripción gráfica sobre método constructivo usando muros pantallas.

2.4. Muro pantalla

Es un método que consiste en la construcción de muros profundos antes de excavación de terreno para el pique. Pueden llegar a tener dimensiones de hasta 120[cm] de espesor y llegar a más de 50[m] de profundidad (Terratest [37]).

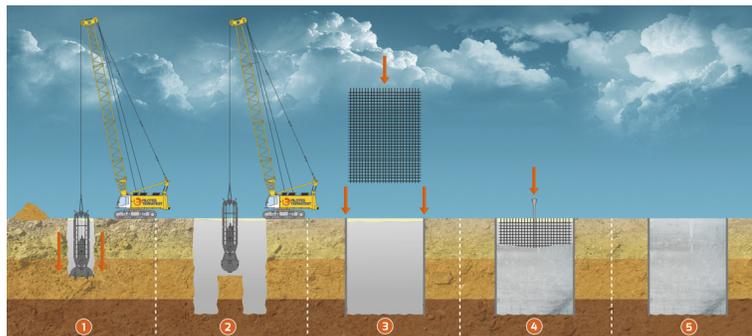


Figura 2.2 – Proceso constructivo de muro pantalla. Fuente: Terratest [37]

El procedimiento de construcción es el siguiente:

1. Se realiza la excavación, el cual, dependiendo de la dureza del terreno y de la profundidad de la excavación, puede ser usada una cuchara bivalva o una hidrofresa (ver Figura 2.3).
2. El volumen excavado se puede mantener lleno de algún fluido, usualmente bentonita, para garantizar la estabilidad de la zanja y limitar los desplazamientos del suelo.
3. Terminada la excavación del muro guía, es colocada la armadura del muro pantalla. Además, en esta etapa se instalan juntas o encofrados laterales, que tienen por función delimitar el espacio de cada panel, para así evitar complicaciones al excavar los paneles contiguos.
4. Se vierte el hormigón en el área delimitada por las juntas laterales, que se retiran después del fraguado.



(a) Cuchara bivalva montada en grúa oruga. (b) Hidrofresa montada en grúa oruga.

Figura 2.3 – Maquinaria usada en la excavación para muro pantalla. Fuente: Navarro [28]

Es importante mencionar que la armadura de refuerzo no puede tocar el fondo de la excavación, para así evitar algún emparejamiento del suelo, por lo que suele quedar temporalmente colgada al muro guía. Cabe mencionar además que solo los paneles primarios requieren juntas laterales, los paneles secundarios son delimitados por los paneles contiguos.

2.5. Muro anclado

Recomendado en suelos arenosos con poca cohesión o en estructuras de gran peso y profundidad, consiste en la construcción de muros que permiten reducir sus solicitaciones o aumentar la estabilidad de una excavación a través de anclajes postensados.

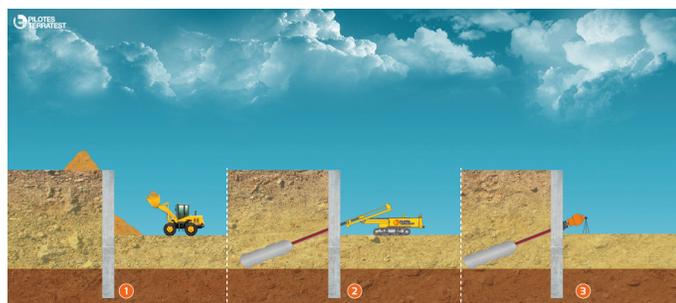


Figura 2.4 – Proceso constructivo de muro anclado. Fuente: Terratest [37]

El proceso constructivo es el siguiente:

1. Se procede con la construcción de un muro pantalla.
2. Se excava a una cierta profundidad y luego se incorpora un anclaje.
3. Se aplica lechada al interior del suelo en contacto con el anclaje.
4. Se protege el anclaje con algún elemento que resista la carga de postensado a punzonamiento, como es una placa gusset o una viga de coronación.
5. Se procede a excavar al siguiente nivel y se repiten los pasos 2 al 4 hasta llegar a la profundidad deseada.

3. Marco teórico

3.1. Tipos de empujes laterales

Los empujes laterales se clasifican de acuerdo a la Figura 3.1, dependiendo de la deformación lateral de la estructura ΔH y la altura de excavación H . En ese sentido, existen tres empujes de suelo, según Das [9]:

- Empuje en reposo: es el empuje en que el suelo no posee deformaciones laterales, es decir, $\Delta H/H \approx 0$
- Empuje activo: el suelo empuja a la pared hacia el exterior. La relación mínima para considerar un empuje activo del suelo es representado por la relación $\Delta H/H \geq 0,001$.
- Empuje pasivo: el suelo reacciona a los movimientos de los muros o el muro, mediante anclajes, se mueve en dirección al suelo. La relación mínima para considerar un empuje activo del suelo es representado por la relación $\Delta H/H \leq -0,01$.

Las relaciones anteriores de deformaciones pueden ser vistas gráficamente en la Figura 3.2.

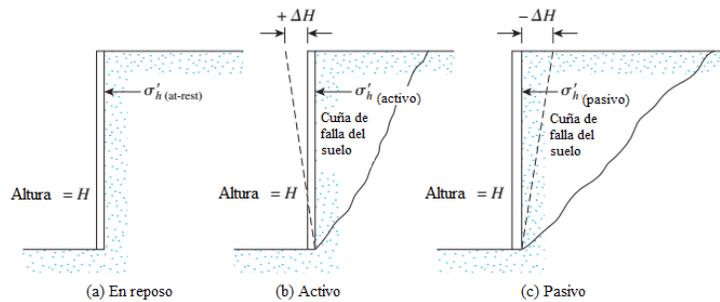


Figura 3.1 – Tipos de empuje de suelo en una pared. Fuente: Das [9]

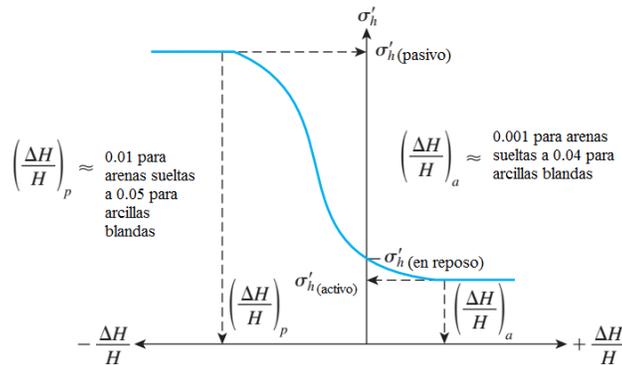


Figura 3.2 – Variación de la presión lateral del suelo en función del desplazamiento lateral del muro. Fuente: Das [9]

3.2. Efecto arco en suelos

El efecto arco presente en suelos corresponde a una redistribución de esfuerzos, aplicadas desde zonas con alta deformación hasta sectores con alta rigidez. Esta redistribución es aplicada en zonas dependiendo principalmente en los cambios de geometría en un medio continuo, como es el suelo.

Para estos efectos, los cambios se producen en la medida de que existe excavaciones. Conforme se avanza en la excavación, el suelo concentra presiones en todo sector en donde los esfuerzos en suelos son cada vez más altos. Esto significa que en la zona más baja de las excavaciones se generan puntos plásticos (Wittke [45]).

La siguiente figura muestra las trayectorias de esfuerzos principales que se generan conforme se realiza una excavación.

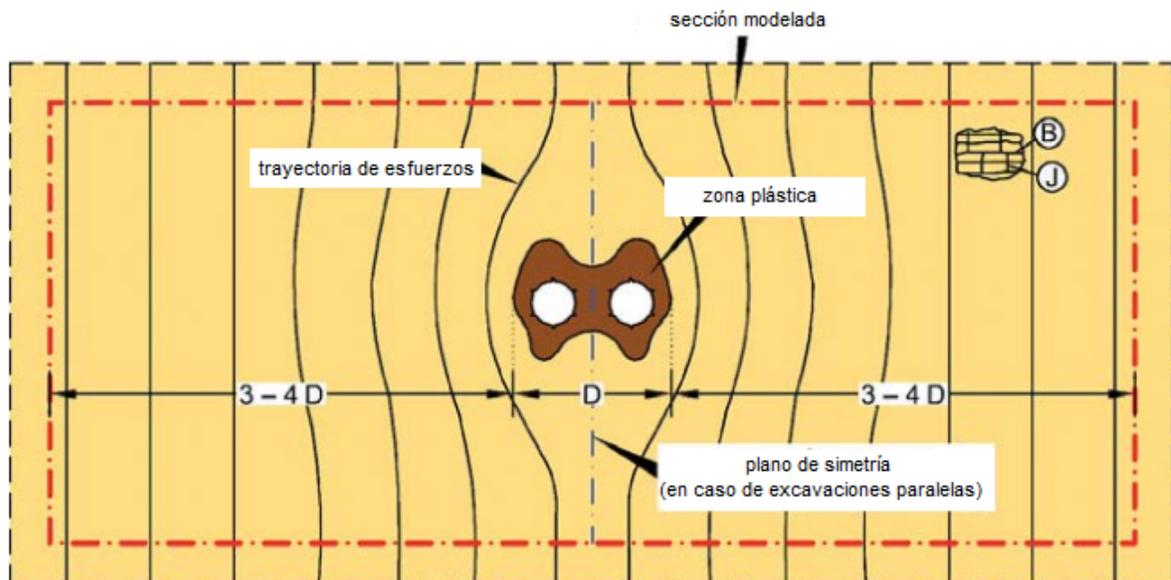


Figura 3.3 – Trayectorias de esfuerzos presentes en una excavación. Fuente: Wittke [45]

3.3. Reducción de empujes activos debido a efecto tridimensional en superficies planas de dimensión finita

Las teorías activas de suelo en superficies planas son válidas mientras la excavación se represente en un modelo bidimensional, donde su longitud se considera infinita. Sin embargo, esto no es válido para muros de longitud finita, como ocurre con los piques paralelepípedos.

Para ello, los estudios de Piaskowski-Kowaleski (Park y Lee [30]) determinan que existe una superficie de falla de menor volumen que la establecida por las teorías de Rankine o Coulomb. Esta superficie se presenta en la siguiente figura.

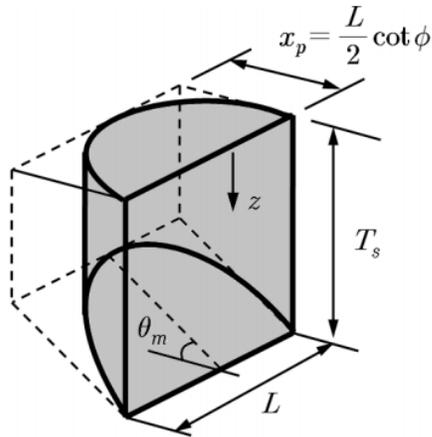


Figura 3.4 – Superficie de falla según la teoría Piaskowski-Kowaleski. Fuente: Park y Lee [30]

Esta teoría está asociada al empuje activo (como el analizado por la teoría de Rankine), descartando el mismo análisis considerando empujes en reposo del suelo.

3.4. Parámetros que afectan a un pique cilíndrico

Un estudio de variación paramétrica por Sangeom et al. [33] establece las siguientes variables sobre el comportamiento de los empujes en los piques cilíndricos:

1. Diámetro del pique: Cuando aumenta el diámetro del pique, las deformaciones laterales de la estructura aumentan, generando empujes activos de suelo.
2. Altura de pique: a mayor altura, mayor son las presiones laterales y desplazamientos laterales. Notar que existe una tendencia de acercarse los empujes a la teoría de Rankine en la medida que aumenta la altura del pique.
3. Ángulo de fricción: a medida de que el ángulo de fricción del suelo aumenta, la presión lateral aumenta, superando las presiones de acuerdo a la teoría de Rankine. El desplazamiento lateral de la estructura disminuye a medida de que el ángulo de fricción aumenta.
4. Módulo elástico de la estructura: Cuanto mayor es el módulo elástico de la estructura, las deformaciones se reducen y las presiones laterales aumentan, por lo que se comporta la excavación como si estuviese en reposo.

3.5. Criterio general respecto a las deformaciones en el suelo en condiciones estáticas y sísmicas

En este estudio, las deformaciones son analizadas en modelos de elementos finitos, considerando que el rango será lineal elástico. Para ello, es necesario entender que el suelo puede presentar deformaciones importantes en condiciones estática y sísmica.

Condición estática Para validar y confirmar el rango lineal elástico, hay estudios donde las arenas medianamente compactadas presentan curvas características de esfuerzo-deformación, obtenidas de ensayos de corte triaxial, donde se especifica que el rango donde las arenas trabajan en estado

lineal elástico no superan al 6 % de deformaciones unitarias (Yamamuro et al. [47]).

Este criterio es aplicado en casos donde pudieran presentar deformaciones excesivas, que en este caso, corresponde al levantamiento de fondo, en el que se definirá la deformación vertical unitaria como el cociente entre la deformación vertical por *heave* y el ancho del pique (para piques paralelepípedos) o el diámetro del pique (para piques cilíndricos). Si estas deformaciones superan al 6 %, entonces será necesario el uso de losa para restringir las deformaciones y evitar una inestabilidad en la excavación.

Condición sísmica El suelo tiende a deformar de forma cíclica en presencia de sismo, liberando energía y degradando su rigidez conforme aumentan las deformaciones cíclicas. Esto podría generar problemas si estas deformaciones no liberan la energía suficiente, lo que pudiera desencadenar en un comportamiento no-lineal del suelo.

Para ello, el estudio de Gomes et al. [14] menciona que las deformaciones cíclicas del suelo no superen al 1 % para que el suelo pueda comportarse en el rango lineal-elástico. Esto, además, permite validar el estudio simplificado de los sismos, como es el análisis modal espectral.

3.6. Deformación por *heave* mediante la relación de Perioff

Se calcula la deformación del centro de la base del pique, de acuerdo a la relación semiempírica de Perioff (Fang [13]), definida como:

$$h_h = C_r'' \times \Delta_{strip} \times \frac{\gamma_s H^2}{E_{soil}} \quad (3.1)$$

Donde los parámetros C_r'' y Δ_{strip} son obtenidos de la siguiente figura. Estos parámetros son adimensionales, mientras que el resto de los parámetros deben poseer unidades consistentes.

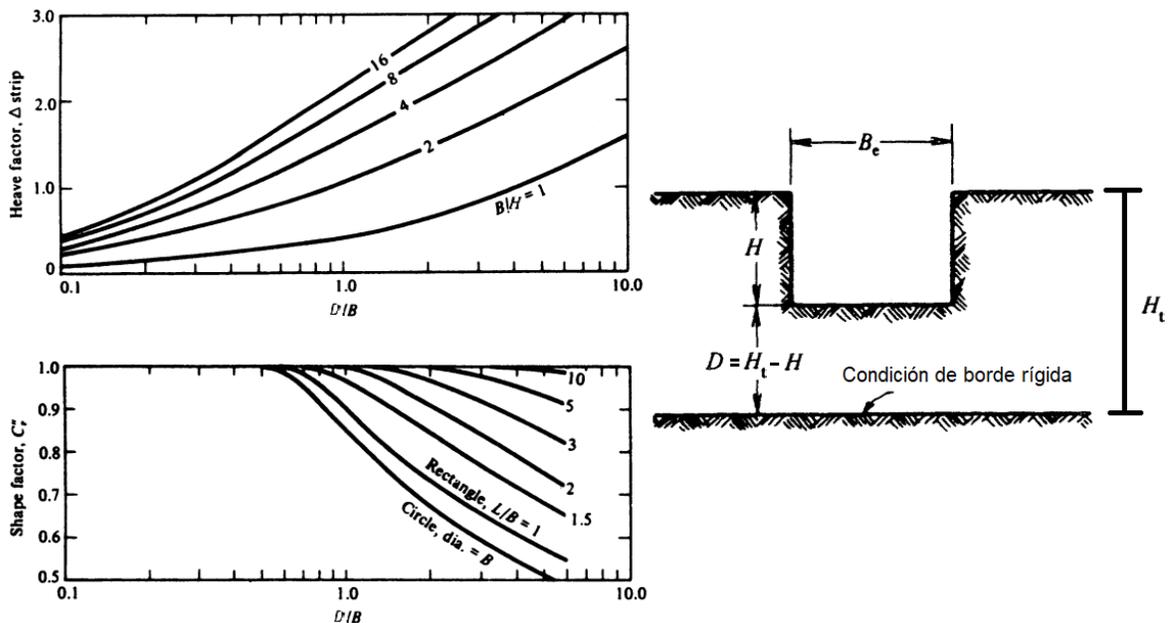


Figura 3.5 – Gráficos de parámetros para el cálculo teórico de *heave*. Fuente: Fang [13]

Este cálculo permite decidir a priori si es necesario el uso de losa, considerando que la deformación vertical unitaria no puede superar al 6 %.

3.7. Tipos de empujes laterales del suelo en superficies planas

3.7.1. Empuje en reposo

El empuje en reposo puede ser evaluado dependiendo del tipo de suelo. Para suelos granulares sin cohesión, existe una expresión desarrollada y explicada para el coeficiente en reposo según la ecuación de Jaky para empujes en reposo (Das [9]):

$$K_o = 1 - \text{sen}(\phi) \quad (3.2)$$

3.7.2. Método de Rankine

El método de Rankine Das [8] se basa en los siguientes supuestos:

- No se considera fricción entre la pared y el suelo.
- Se considera un muro de longitud infinita.
- La falla a corte presente en el suelo puede ser representada mediante el círculo de Mohr.

Las relaciones para el cálculo de empujes son las siguientes:

$$\sigma_h = \gamma_s \cdot z \cdot K_a - 2c \cdot \sqrt{K_a} \quad (3.3)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.4)$$

3.7.3. Método de Coulomb

Los supuestos en los empujes de Coulomb son los siguientes:

1. El suelo es granular sin cohesión.
2. Existe fricción entre el muro y el suelo.

El empuje activo de Coulomb es calculado como:

$$p_a = K_a \gamma_s z \quad (3.5)$$

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi)}{\text{sen}^2 \beta \text{sen}(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (3.6)$$

Generalmente δ es tomado dentro del intervalo $\frac{1}{2} - \frac{2}{3}\phi$, α y β están ilustrados en la figura ??.

3.7.4. Método de Shukla

Es posible analizar un estado sísmico de suelos con o sin cohesión mediante la formulación de Shukla et al. [35].

Los supuestos para esta teoría son los siguientes:

- Se considera el relleno del suelo como una superficie horizontal.
- Las fuerzas de corte en la superficie de falla activa pueden ser representadas por cargas uniformes.
- No hay interacción suelo-muro.

Las fuerzas presentes en la superficie de falla se presentan en la Figura 3.6:

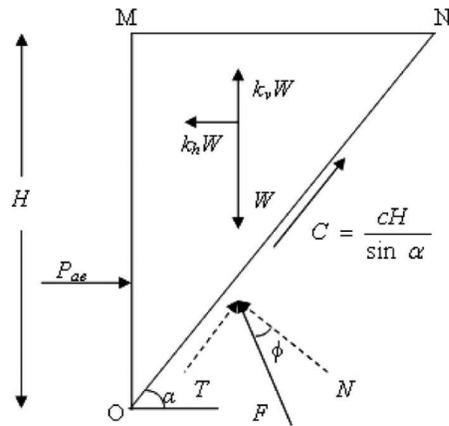


Figura 3.6 – Esquema de fuerzas presentes y condición de cuña activa de suelo. Fuente: Shukla et al. [35]

El empuje sísmico es calculado como:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} K_{aey} \gamma_s H^2 - K_{aec} cH \quad (3.7)$$

$$K_{aey} = \frac{\cos(\phi - \theta) - \frac{\sin(\phi - \theta)}{\tan(\alpha_c)}}{\cos(\theta)(\cos(\phi) + \tan(\alpha_c)\sin(\phi))} \quad (3.8)$$

$$K_{aec} = \frac{\cos(\phi)(1 + \tan^2(\alpha_c))}{\tan(\alpha_c)(\cos(\phi) + \tan(\alpha_c)\sin(\phi))} \quad (3.9)$$

$$\tan(\alpha_c) = \frac{A_1 + \sqrt{A_2 + A_3}}{A_4} \quad (3.10)$$

$$A_1 = \sin(\phi)\sin(\phi - \theta) + m \times \sin(2\phi) \quad (3.11)$$

$$A_2 = \sin(\phi)\sin(\phi - \theta)\cos(\theta) + 4m^2\cos^2(\phi) \quad (3.12)$$

$$A_3 = 2m \times \cos(\phi)(\sin(\phi)\cos(\theta) + \sin(\phi - \theta)) \quad (3.13)$$

$$A_4 = \sin(\phi)\cos(\phi - \theta) + 2m \times \cos^2(\phi) \quad (3.14)$$

$$m = \frac{c \times \cos(\theta)}{\gamma H(1 - k_v)} \quad (3.15)$$

$$\theta = \operatorname{tg}^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) \quad (3.16)$$

A partir del caso de la distribución Shukla y despreciando parámetros sísmicos, es posible deducir la relación de Rankine. Por otro lado, si solo se desprecia la cohesión para los cálculos, es posible deducir la ecuación de Mononobe-Okabe sin interacción muro-suelo.

El uso de Shukla requiere de una reducción de aceleraciones sísmicas, justificadas mediante el estudio de Hynes-Griffin y Franklin [17], que permite esa reducción a la mitad, debido a que las estructuras enterradas no son afectadas completamente por el sismo (considerando que estas estructuras están restringidas por el suelo), como sí ocurre en estructuras ubicadas en la superficie del suelo.

3.8. Tipos de empujes de suelo en superficies cilíndricas

Existen distintas alternativas al cálculo de solicitaciones para la construcción de un pique cilíndrico. Del mismo modo que en el caso de paredes planas, pueden ser calculados los empujes de suelo mediante formulación teórica y modelación por software. El estudio de Tobar y Meguid [41] permite la comparación entre distintos métodos teóricos y experimentación para validación de resultados, por lo que es posible identificar dos tipos de empujes:

- Empujes en reposo.
- Empujes activos, considerando las teorías de Terzaghi [38], Prater [31] y Cheng y Hu [5].

El estudio de Tobar y Meguid [41] permite también establecer una condición sobre deformaciones en estructuras cilíndricas para que el suelo desarrolle empujes activos. La deformación lateral de los muros de los piques debe superar a las relaciones $0,002H$ o $0,025a$ para que lo anterior ocurra.

3.8.1. Método de Terzaghi

Para uso en suelos granulares, el método de Terzaghi [38] propone que la solución para el cálculo de presiones considera un análisis de superficie de falla para grandes dimensiones. De acuerdo a la figura 3.7, es posible identificar un manto cilíndrico de presiones, donde se supone una falla de tipo helicoidal.

Las siguientes relaciones permiten el cálculo de los empujes:

$$p_a = m_\sigma \gamma_s a \quad (3.17)$$

$$m_\sigma = \frac{z N_\phi + 1}{a} \frac{N_\phi - (N_\phi - 2)n_1^2}{2N_\phi} \frac{N_\phi + n_1^{N_\phi+1}}{N_\phi + n_1^{N_\phi+1}} \quad (3.18)$$

$$\tan(\phi_f) = \frac{n_1^2 - 1}{m_\sigma n_1^{N_\phi}} - \frac{2N_\phi}{N_\phi + 1} \frac{a n_1^{N_\phi+1} - 1}{z n_1^{N_\phi}} \quad (3.19)$$

$$N_\phi = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi^*}{2} \right) \quad (3.20)$$

$$n_1 = \frac{r}{a} \quad (3.21)$$

$$\phi^* = \phi - 5^\circ \quad (3.22)$$

Para efectos de simplificación, $\phi_f \approx \phi$.

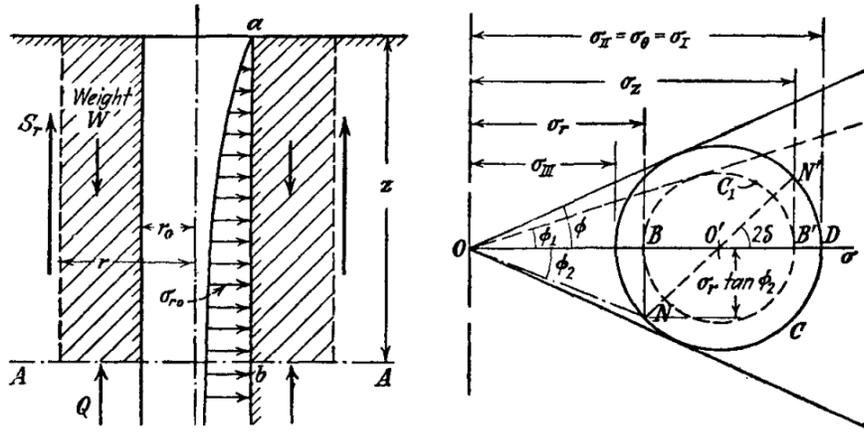


Figura 3.7 – Modelación de Terzaghi para piques cilíndricos. Fuente: Terzaghi [38]

3.8.2. Método de Prater

El método de Prater [31] permite el análisis por medio de método del equilibrio límite, cuya superficie de falla se caracteriza como una superficie cónica. En él, es posible identificar fuerzas tangenciales y normales a la superficie cónica y que dependen de la relación de tensiones verticales y angulares.

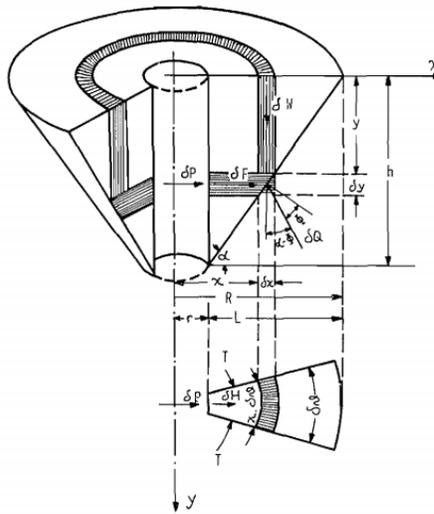


Figura 3.8 – Superficie de falla cónica según Prater. Fuente: Prater [31]

La siguiente relación calcula la fuerza resultante a una profundidad definida.

$$P_1 = 0,5K_r \gamma_s z^2 \quad (3.23)$$

$$K_r = \frac{z}{a \tan \alpha_1} \tan(\alpha_1 + \beta_x) \left(\frac{1}{3 \tan \alpha_1} - \frac{a}{z} \right) - \frac{\lambda}{3} \quad (3.24)$$

$$\beta_x = -\phi \quad (3.25)$$

Notar que P_1 es la fuerza aplicada a una profundidad z y no la presión, por lo que para obtener la distribución de presiones debe ser calculada P_1 a distintas profundidades y luego diferenciar en intervalos de profundidad para obtener la curva de presiones. Sobre el ángulo de falla α_1 , éste depende de la relación $\frac{a}{h}$, la que puede ser obtenida a partir de la relación $dP_1/d\alpha = 0$ y donde $\lambda = 1 - \text{sen}(\phi)$.

$$\frac{a}{z} = \frac{1}{6} \sec(2\alpha - \phi) (\cos(2(\alpha - \phi)) - 4 \cos^2(\alpha) \cot(\alpha) \cos(\phi) - 2(\cos(2\alpha) + 2) \sin(\phi) + 1) \quad (3.26)$$

3.8.3. Método de Cheng

El método de Cheng y Hu [5] propone el método de las curvas características al análisis de círculo de Mohr, generando las siguientes expresiones para el cálculo de empujes:

$$p_a = a\gamma \frac{\sqrt{K_a}}{\eta - 1} \left(1 - \frac{1}{r_b^{\eta-1}} \right) + q \frac{K_a}{r_b^\eta} - c \cdot \cot \phi \left(\frac{1 - \lambda + \eta}{\eta} - \frac{\varepsilon K_a}{r_b^\eta} \right) \quad (3.27)$$

$$\varepsilon = (1 - \lambda)\eta^{-1} \tan^2(45 + \phi/2) + 1 \quad (3.28)$$

$$\eta = \lambda \tan^2(45 + \phi/2) - 1 \quad (3.29)$$

$$r_b = 1 + \frac{z}{a} \sqrt{K_a} \quad (3.30)$$

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) \quad (3.31)$$

El parámetro λ depende de la profundidad del pique, por lo que se propone que $\lambda = K_0 = 1 - \sin \phi$ para propósitos de ingeniería.

3.8.4. Cargas sísmicas en superficies cilíndricas

Del mismo modo que en el caso de superficies planas, la aceleración horizontal es reducida a la mitad por el estudio de Hynes-Griffin y Franklin [17], dado que las estructuras enterradas están confinadas por el suelo, reduciendo las deformaciones en comparación a las estructuras que se ubican a nivel de la superficie del suelo.

Empujes según Norma NCH3206 Es posible calcular los empujes según NCh 3206 [21], que permite el uso de una carga uniforme distribuida, según los siguientes parámetros.

$$\sigma_{hs} = 0,3 \frac{C_r \gamma_s H A_0}{g} \quad (3.32)$$

Criterio de Theophilou Dentro de diseños sísmicos en piques cilíndricos, un criterio aplicado es el de Theophilou [40], consistente en que las cargas sísmicas se reducen al 10 % de los empujes sísmicos obtenidos por normativa, en este caso, la NCh 3206 [21]. El criterio asume que el pique actúa como una estructura rígida, por lo que los empujes de suelo se consideran en reposo, reduciendo los empujes sísmicos dado que éstos se presentan en estados activos del suelo.

3.9. Otros tipos de solicitaciones en piques subterráneos

3.9.1. Presión vertical y horizontal de suelo debida a carga superficial de ancho B

De acuerdo a Das [8], el uso de la Teoría de Boussinesq es para el cálculo de presiones horizontales debidas a una franja de carga uniforme aplicada en un medio elástico, como es el caso del suelo.

Las relaciones para el cálculo son las siguientes:

$$\sigma_{zqh} = K_a \sigma_{zq} \quad (3.33)$$

$$\sigma_{zq} = \frac{q}{\pi} \left[\tan^{-1} \left(\frac{z}{x - (B/2)} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{z}{x + (B/2)} \right) - \frac{Bz(x^2 - z^2 - (B^2/4))}{(x^2 + z^2 - (B^2/4))^2 + B^2z^2} \right] \quad (3.34)$$

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.35)$$

Donde los parámetros son definidos de acuerdo a la Figura 3.9.

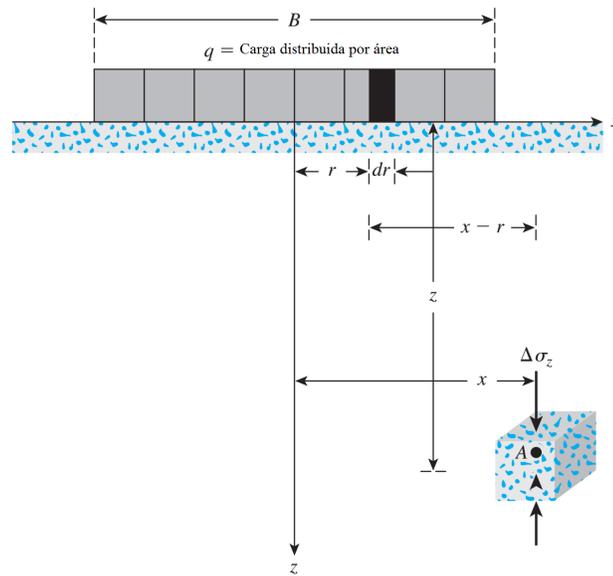


Figura 3.9 – Modelo de carga distribuida según Boussinesq. Fuente: Das [9]

4. Base teórica en la modelación geotécnica mediante elementos finitos

4.1. Comportamiento de materiales empleados

4.1.1. Modelo elástico

El modelo elástico lineal (MIDAS Inc. [26]), consiste en la incorporación del módulo de deformaciones H_e y el módulo de corte ν . Este modelo es aplicado en la estructura para verificar las fuerzas internas, como cargas axiales, cortes, momentos flectores y momento torsor.

4.1.2. Modelo Mohr-Coulomb para suelos

El modelo, de acuerdo a MIDAS Inc. [26], está determinado por una línea de falla lineal que representa las fuerzas de corte presentes en el material. Los esfuerzos son medibles a través de círculos que representan los esfuerzos normales y tangenciales debidos a una sollicitación en el material.

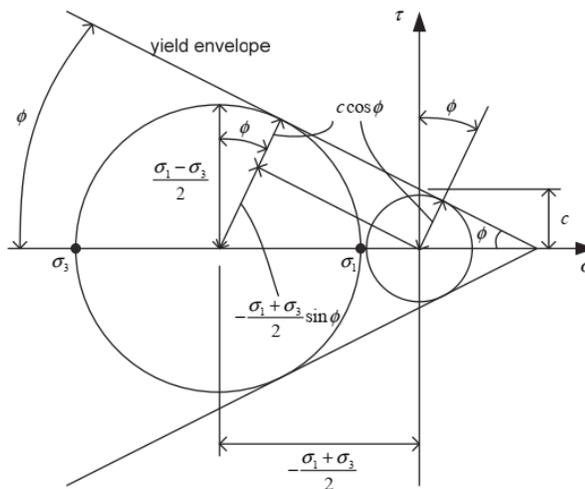


Figura 4.1 – Criterio de falla de Mohr-Coulomb. Fuente: MIDAS Inc. [26]

Para efectos de modelación, son necesarios los siguientes parámetros: E_{soil} , con medidas en $[Tnf/m^3]$; ϕ , con medidas en $[^\circ]$; c , con medidas en $[Tnf/m^2]$; y ψ , con medidas en $[^\circ]$.

En los análisis de elementos finitos, la modelación de suelos puede generar presiones excesivas de tracción que no representan la realidad de un suelo granular. Esto es conocido como efecto *cut-off*. Para evitar esto, se incorpora en los modelos una tensión máxima de tracción equivalente a la cohesión presente en el suelo modelado (MIDAS Inc. [26]).

4.1.3. Modelo Mohr-Coulomb para hormigón

En el análisis de estabilidad global de la excavación, es requerido de un modelo Mohr-Coulomb para hormigón armado. De acuerdo al estudio de Ardiaca [3], los parámetros para un hormigón de resistencia característica $f'_c = 250[\text{kgf}/\text{cm}^2]$ en un modelo Mohr-Coulomb son los siguientes:

Tabla 4.1 – Valores característicos de modelo Mohr Coulomb para hormigón calidad G25.

Parámetro	Unidades	Valor
E_c	$[\text{Tnf}/\text{m}^2]$	2390000
c	$[\text{Tnf}/\text{m}^2]$	118.6
ϕ	$[\text{°}]$	54.9
τ_c	$[\text{Tnf}/\text{m}^2]$	75

Fuente: Ardiaca [3]

4.2. Software usado y tipos de análisis usados

Para este estudio, se ha usado el programa *Midas GTS NX*, en su versión 2018-1.2 (MIDAS Inc. [25]), que permite el análisis tridimensional de las excavaciones, además de contar con análisis de etapas constructivas, estabilidad global, análisis modal espectral, entre otros.

4.2.1. Análisis de etapas constructivas

El análisis de etapas constructivas consiste en un análisis no-lineal de cada nivel de excavación, dependiendo de la profundidad, propiedades de los materiales y desarrollo de la estructura conforme avanza la excavación. Esto permite obtener el análisis en direcciones principales y plastificación del suelo durante la excavación del suelo, además de esfuerzos y deformaciones conforme se avanza en el proceso constructivo.

Para efectos de diseño, se usará este análisis solo en su última etapa para describir la condición estática de las estructuras.

4.2.2. Análisis de la estabilidad global de la excavación mediante el método de reducción de $\phi - c$

Conocido también como *SSR* (*Shear Strength Reduction* por sus siglas en inglés), es un método numérico que permite obtener el factor de seguridad de una excavación para una superficie de falla iterada. Consiste en la reducción de los parámetros ϕ y c a través de la relación:

$$FS = \frac{\tan(\phi_{original})}{\tan(\phi_{modificado})} = \frac{c_{original}}{c_{modificado}} \quad (4.1)$$

Esta reducción de parámetros del suelo provoca que aumenten los esfuerzos de corte y deformaciones angulares. A medida que aumenta el factor de seguridad, la solución numérica deforma el suelo hasta que esta solución se vuelve inestable numéricamente, obteniendo la superficie potencial de falla.

4.2.3. Análisis sísmico del suelo

Para este estudio, se aplicarán los análisis pseudo-estático y modal espectral, solo considerando el sismo en dirección horizontal. El análisis pseudo-estático es usado para el análisis de estabilidad global de la excavación, mientras que el análisis modal espectral es aplicado al cálculo de fuerzas y desplazamientos de la estructura en condiciones sísmicas.

Análisis pseudo-estático

El análisis pseudo-estático consiste en la incorporación de una aceleración horizontal al modelo, en condiciones estáticas del modelo.

Según Hynes-Griffin y Franklin [17], un análisis pseudo-estático puede ser realizado con una reducción de la aceleración sísmica horizontal a la mitad. Esto, debido a que las estructuras enterradas no se ven mayormente afectadas por el sismo, como lo que sí podría suceder con los edificios que se ubican en la superficie.

La norma NCh 433 [22] define la aceleración horizontal dependiendo del tipo de suelo y la zona sísmica contemplada.

Análisis modal espectral

En general, todo sistema lineal elástico permite un análisis sísmico en el dominio de periodos o frecuencias. Las deformaciones y solicitaciones de la estructura en condiciones sísmicas pueden ser obtenidas a través de una combinación de vectores propios de este sistema y espectros de respuesta obtenidos un sismo. Esto es conocido como análisis modal espectral (Chopra [6]).

Para ello, los siguientes factores son necesarios:

- La incorporación de un espectro de respuesta de aceleración. El programa *Midas GTS NX* permite obtener el espectro de respuesta en función del amortiguamiento del sistema y de un sismo, a través de un análisis unidimensional de campo libre.
- Las matrices de masa y rigidez del suelo, determinadas por *Midas GTS NX*, son extraídas principalmente de las características del modelo de elementos finitos.
- El amortiguamiento del suelo ξ , el que puede ser determinado por estudios o por relaciones empíricas. Esto es explicado en el Anexo A.

El amortiguamiento general del sistema puede ser modelado mediante las ecuaciones de amortiguamiento clásico de Rayleigh (Chopra [6]). Para ello, se cuenta con la siguiente ecuación que representa la matriz de amortiguamiento en función de una combinación lineal de la matriz de masa y la matriz de rigidez del sistema.

$$\alpha_m[M] + \beta_m[K] = [C] \quad (4.2)$$

Esta modelación requiere de los dos periodos fundamentales del modelo analizado y la amortiguación crítica asociada a estos dos modos fundamentales. Reduciendo las expresiones matriciales, es posible obtener los coeficientes α_m y β_m a través de la expresión:

$$\begin{bmatrix} 1 & w_{n1}^2 \\ 1 & w_{n2}^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \alpha_m \\ \beta_m \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2\xi w_{n1} \\ 2\xi w_{n2} \end{bmatrix} \quad (4.3)$$

4.3. Características de los modelos

4.3.1. Dimensiones del modelo

Los modelos de elementos finitos poseen dimensiones mínimas de acuerdo a la profundidad de excavación y a su ancho. Ou [29] sugiere las siguientes dimensiones:

- Para las dimensiones horizontales: aproximadamente tres veces la altura de excavación desde el borde del pique.
- Para las dimensiones verticales: aproximadamente tres veces el ancho de la excavación desde el borde más profundo de la excavación.

La Figura 4.2 presenta un esquema de las dimensiones mínimas de los modelos.

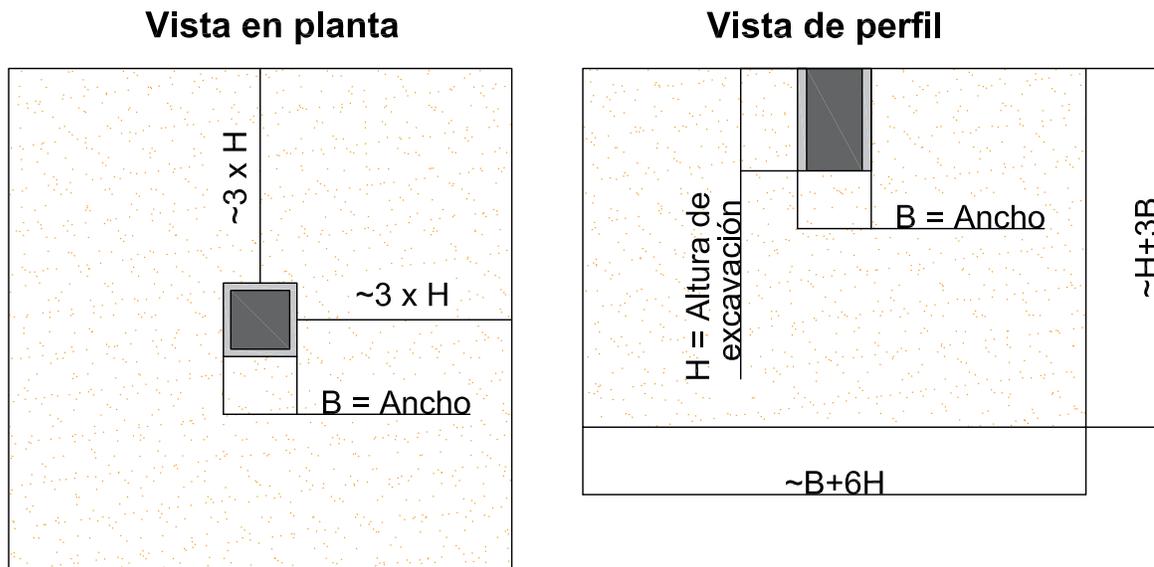


Figura 4.2 – Dimensiones mínimas de un modelo geotécnico. Fuente: Adaptado de Ou [29]

4.3.2. Tipos de elementos finitos

Para la representación del suelo y la estructura, se pueden distinguir los siguientes elementos finitos: elementos sólidos, elementos shell y elementos lineales.

Elementos lineales

Los elementos lineales son usados para los anclajes. *Midas GTS NX* establece que los anclajes en su longitud libre están determinados por dos puntos, mientras que la sección del muerto está subdividida en más elementos lineales, incorporando el efecto de fricción en ellos. Los anclajes son considerados como elementos lineales que están inmersos dentro de los elementos sólidos, por lo que comparten nodos. Esto significa que en el caso de que el elemento sólido que rodea el anclaje se deforme, también lo hará el anclaje (MIDAS Inc. [26]).

Elementos shell

El software posee elementos *shell* compuestos de 6 y 8 nodos. El uso de estos elementos será para el cálculo de fuerzas internas de la estructura. Notar que la siguiente figura no contempla el espesor, sin embargo, en comparación a las dimensiones de los elementos sólidos (definidos más adelante), el espesor es ínfimo y no se muestra en la figura.

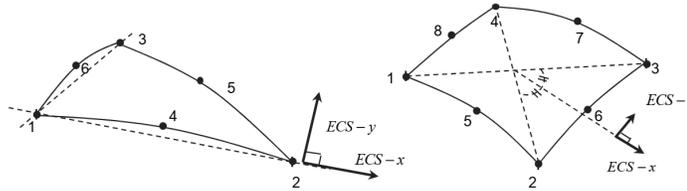


Figura 4.3 – Elementos shell presentes en *Midas GTS NX* . Fuente: MIDAS Inc. [26]

Elementos sólidos

Midas GTS NX posee la característica de incorporar elementos sólidos de 12, 15 y 20 nodos. Esto es conocido como malla híbrida, que permite compatibilizar y reducir la cantidad de elementos para una mejor convergencia y rapidez en los resultados.

Estos elementos serán usados para las estructuras cuando se realice el análisis de estabilidad por *SSR* y para representar las deformaciones y esfuerzos en los suelos.

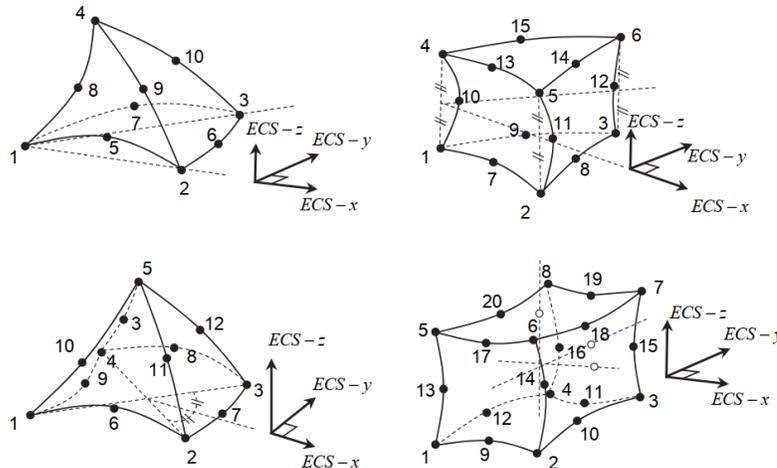


Figura 4.4 – Elementos sólidos presentes en *Midas GTS NX* . Fuente: MIDAS Inc. [26]

4.3.3. Condiciones de borde de los modelos

Las condiciones de borde del suelo son definidas dependiendo del análisis realizado:

- Modelo de etapas constructivas y modelo de análisis de estabilidad global de la excavación: las condiciones de borde del fondo del modelo y los costados son definidas como apoyos simples.

- Modelo de análisis modal espectral: al fondo del suelo se incorporan apoyos simples, mientras que los costados del suelo se incorporan resortes que absorben los efectos de ondas sísmicas del suelo. *Midas GTS NX* realiza el cálculo de las características de estos resortes dependiendo de las características del suelo (MIDAS Inc. [26]).

4.4. Consideraciones adicionales a la modelación para todos los programas computacionales

El uso de *Midas GTS NX* requiere de algunos criterios de modelación adicionales a los mencionados, pues, dependiendo del modelo, puede ocurrir una sobrestimación de las deformaciones.

En ese sentido, Gouw [15] explica que para el análisis de etapas constructivas, el valor asociado al módulo de deformación no puede ser ingresado de forma original. El motivo es que durante las etapas constructivas, el suelo carga y descarga de forma frecuente y lo realiza con una pendiente de cargas mayor al del módulo de deformaciones obtenido de ensayos.

La figura 4.5 esquematiza el modelo de esfuerzos y deformaciones unitarias en el suelo durante las etapas constructivas, donde en este caso, E_{50} corresponde al módulo de deformaciones original y E_{ur} corresponde al módulo de deformaciones cíclico. Dada la carga y descarga de fuerzas, esto genera pendientes mayores, por lo que el módulo E_{50} debe ser multiplicado al menos por un factor 2,0, lo que permite mejorar la predicción de las deformaciones en los suelos. Este factor no puede ser superado por 5,0, por lo que para efectos de este estudio, el módulo de deformación E_{soil} es multiplicado por 3,0.

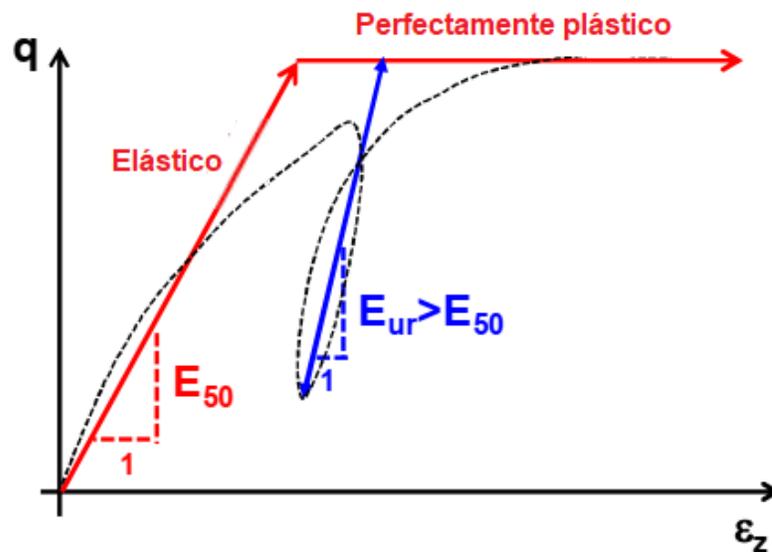


Figura 4.5 – Modelo real del comportamiento del suelo. Fuente: Gouw [15]

5. Base teórica en la modelación estructural mediante elementos finitos

5.1. Software usado

La modelación estructural se realiza mediante el software SAP2000, en su versión 18.1, proporcionado por Computers and Structures Inc. [7], que permite un análisis lineal-elástico de la estructura.

5.2. Coordenadas locales en estructuras

El análisis se realiza en base a coordenadas locales del muro. La siguiente figura presenta la nomenclatura para las direcciones analizadas en un muro.

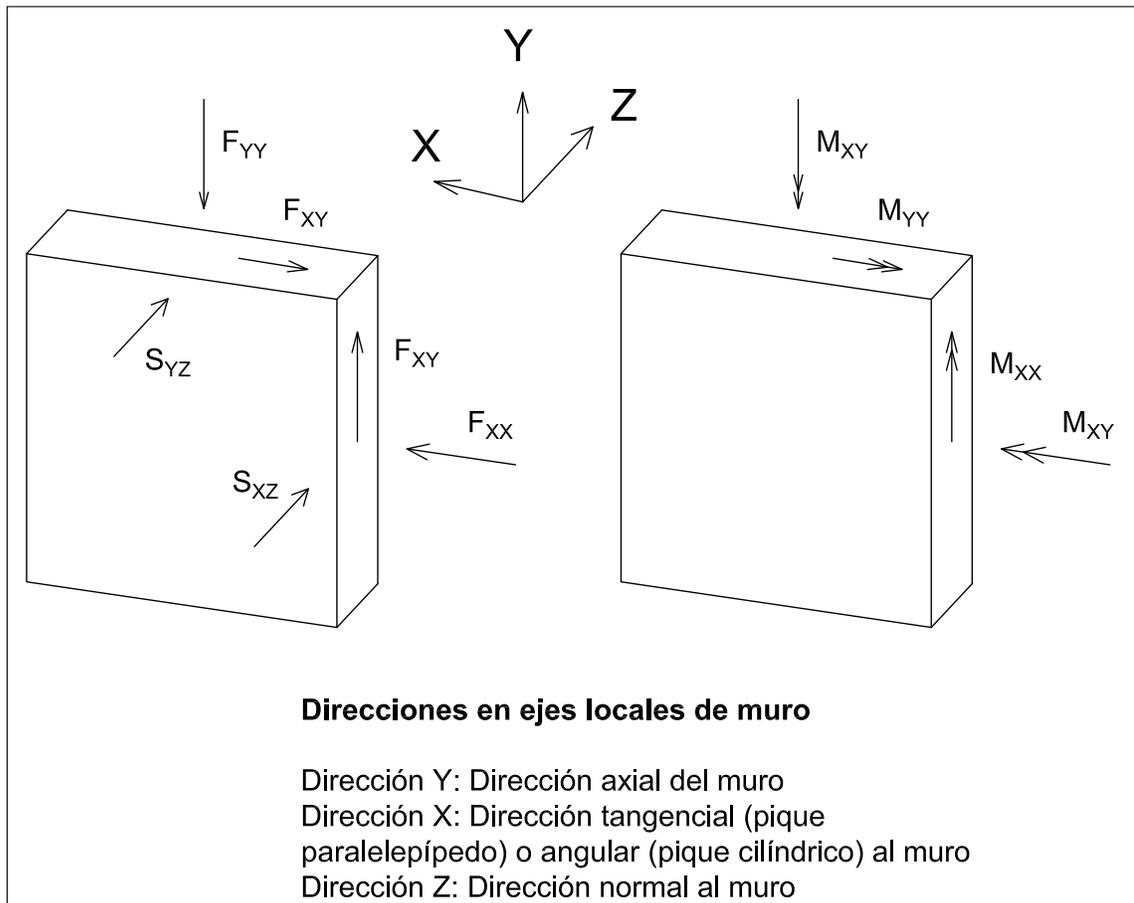


Figura 5.1 – Direcciones de análisis de un muro.

5.3. Elementos finitos

5.3.1. Modelación elástica de estructura de pique

Los elementos usados serán de tipo shell, que permiten el análisis estructural de las cargas axiales, momentos flectores, momento torsor y corte.

En general, este elemento permite el análisis de cortes fuera del plano considerando una relación del ancho o largo del muro analizado versus espesor (Hernández [16]), sin embargo, para efectos de este estudio, el uso de shell permitirá obtener las solicitaciones estructurales del pique, independiente de las dimensiones de los muros.

5.3.2. Modelación elástica del suelo

El suelo es representado por medio de resortes que funcionan a compresión, aplicando el modelo propuesto por Leoni [24], mencionando que la rigidez del resorte es definida como:

$$k_s = \frac{C_e \gamma_s z}{1,35 B_e} \quad (5.1)$$

$$C_e = \begin{cases} 100 & \text{Arenas sueltas} \\ 2100 & \text{Arenas densas} \end{cases} \quad (5.2)$$

Con unidades de γ_s en $[kgf/cm^3]$. Para la simplificación del modelo, se establece valores promedios cada 7 metros de profundidad, además de considerar los suelos como arenas medias, con valor $C_e \approx 1000$.

5.3.3. Modelación elástica de los anclajes

Los anclajes son modelados como elementos *tendon*, sin pérdida de carga, con cargas de postensado de acuerdo al diseño de anclajes visto en capítulos posteriores.

5.4. Empujes en muros

Las solicitaciones en muros serán analizadas bajo el enfoque pseudo-estático, considerando que los empujes en condiciones estáticas y sísmicas son obtenidos del modelo geotécnico, aunque idealizando los empujes, considerando que la carga sísmica solo es analizada en una cara de la estructura, como es considerada en las Figuras 5.2 y 5.3.

5.5. Modelos tridimensionales

Pique paralelepípedo Para el análisis del pique paralelepípedo, este modelo es representado en las secciones de muro por elementos *shell*, con su base deslizante en el plano horizontal y los anclajes representados como cargas puntuales o distribuidas, dependiendo de su cantidad. La separación entre anclajes se verificará en el diseño. Además, las cargas de suelo se consideran triangulares proyectadas en el muro. La presión sísmica se aplica solo en un muro del pique. El *mesh* considera elementos de $1 \times 1[m^2]$, con divisiones cada $1[m]$ de profundidad. El modelo se muestra en la Figura 5.2.

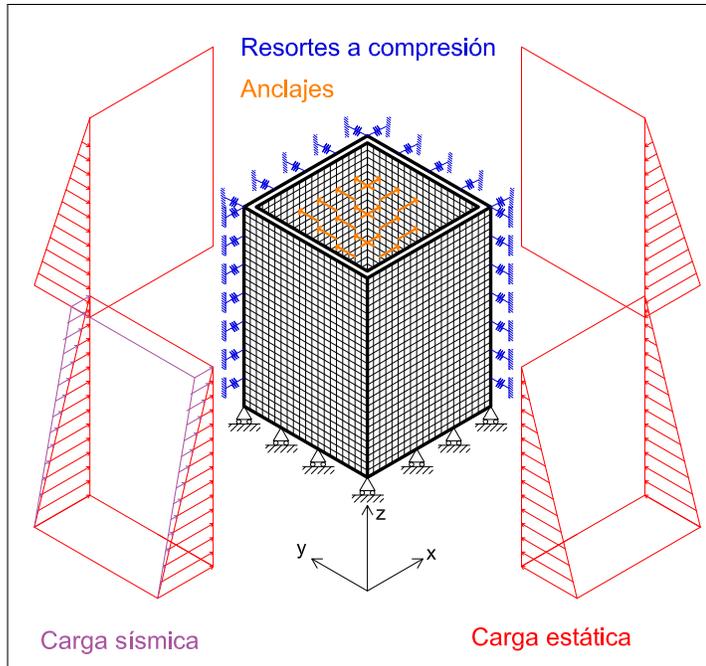


Figura 5.2 – Modelo tridimensional para pique paralelepípedo.

Pique cilíndrico Las condiciones de borde son deslizantes en el plano horizontal, sin uso de anclajes, además de que la estructura por fuera presenta resortes que solo actúan a compresión. Las cargas de suelo se presentan como cargas triangulares, mientras que la acción de sismo se presenta como una carga distribuida en una sola dirección. El *mesh* corresponde a elementos de $1 \times 1 [m^2]$, con divisiones de cada $1 [m]$ de profundidad. El modelo se muestra en la Figura 5.3.

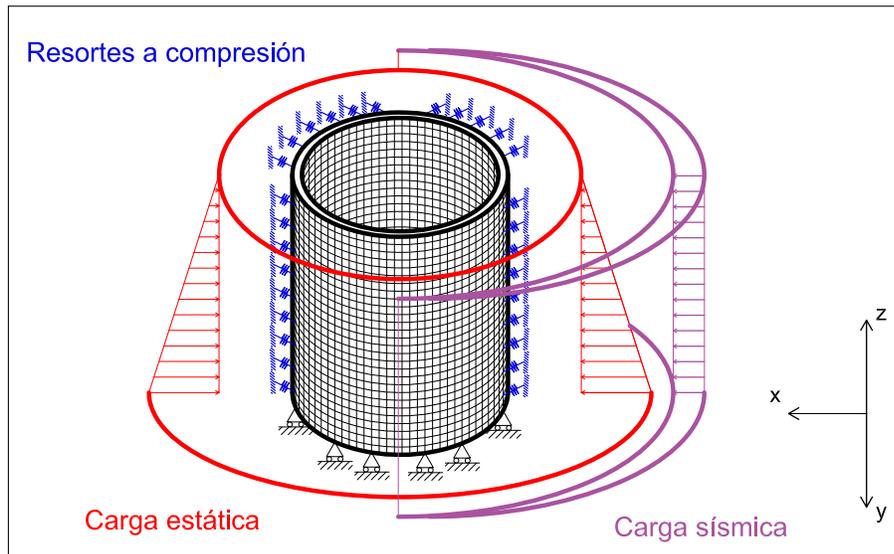


Figura 5.3 – Modelo tridimensional del pique cilíndrico mediante muro pantalla.

6. Casos de estudio

6.1. Normativa aplicada en el estudio

Las siguientes normativas son aplicadas en este estudio:

1. NCh 3206 [21], que define procedimientos de diseño de excavaciones y elementos de soporte en muros.
2. NCh 433 [22], que define las aceleraciones horizontales sísmicas efectivas del suelo.
3. NCh 3171 [20], que define las combinaciones de solicitaciones.
4. ACI318-08 [1], que normaliza el diseño de secciones de hormigón armado.

6.2. Dimensiones de excavaciones

Las geometrías presentadas a continuación son ejemplos académicos, tomando en cuenta las dimensiones posibles de piques subterráneos profundos basadas en proyectos de excavaciones profundas (Theophilou [40], Bruce et al. [4], Mozó et al. [27]).

6.2.1. Pique paralelepípedo

La excavación tendrá medidas de $20 \times 20 m^2$, con profundidad de $28[m]$. Se consideran bandas de $7,5[m]$ de ancho alrededor de la excavación, las que serán usadas para el tránsito de maquinaria y vehículos. En esas bandas, se incorporan cargas superficiales de $2[Tnf/m^2]$.

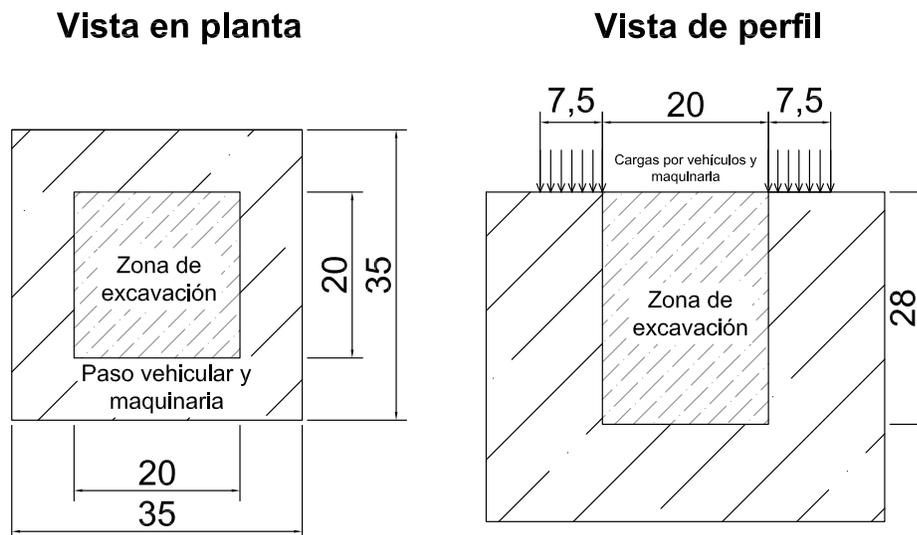


Figura 6.1 – Geometría del modelo paralelepípedo, con dimensiones en $[m]$.

6.2.2. Pique cilíndrico

El diámetro de excavación será de 22.6 [m], así como su profundidad es de 28 [m]. Se consideran bandas de 6,2[m] de ancho alrededor de la excavación, las que serán usadas para el tránsito de maquinaria y vehículos. En esas bandas, se incorporan cargas superficiales de $2[Tnf/m^2]$.

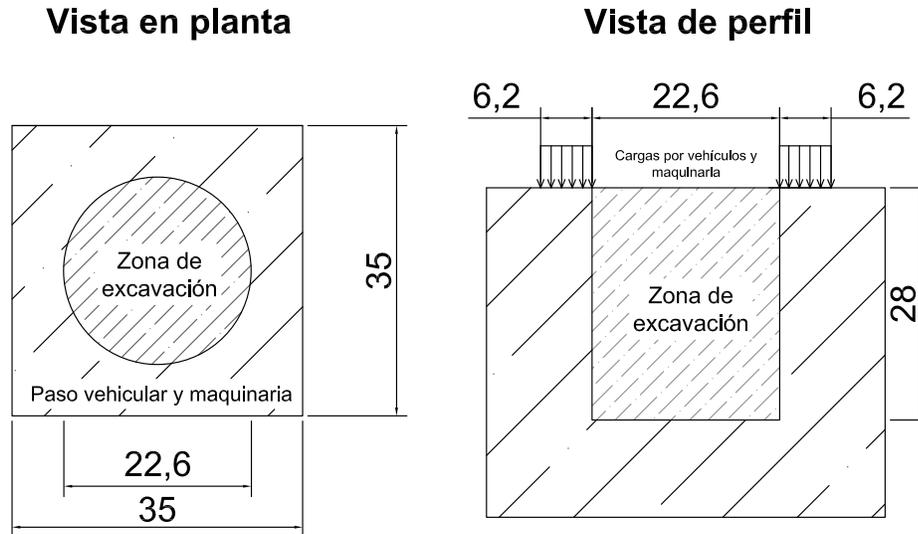


Figura 6.2 – Geometría del modelo cilíndrico, con dimensiones en [m].

6.3. Parámetros de materiales estructurales

Los materiales a ocupar corresponden a hormigón, acero de refuerzo y acero postensado. Notar que el hormigón tendrá uso tanto en el muerto de los anclajes, como en los muros y losas.

Tabla 6.1 – Propiedades de los materiales para estructuras.

Material	Parámetros	Unidad	Valor
Hormigón G25	f'_c	[kg/cm ²]	250
	E_c	[kg/cm ²]	239000
	ν_c	[1]	0,2
	μ_c	[kg/cm ³]	$2,5 \times 10^{-3}$
	ϕ	[°]	54,9
	c	[Tnf/m ²]	118
	t_t	[Tnf/m ²]	75
Acero de refuerzo A630-420H	f_y	[kg/cm ²]	4200
	E_s	[kg/cm ²]	2000000
	ν_s	[1]	0,2
	μ_c	[kg/cm ³]	8×10^{-3}
Anclaje modelo GW 57.5mm Plus (DYWIDAG Systems International [11])	T_{yp}	[Tnf]	174
	T_{up}	[Tnf]	208
	A_{sa}	[cm ²]	25,97

6.4. Parámetros geotécnicos del diseño

Para efectos de diseño, de un estudio de ARCADIS [2] se extraen dos tipos de suelo para comparación.

6.4.1. Suelo Tipo 1

El suelo Tipo 1 está ubicado en las cercanías de la estación de metro El Salto, localizada a la salida noreste de Viña del Mar.

El suelo está compuesto por arenas con contenido de finos limosos-arcillosos cercanos a un 10% (ARCADIS [2]), lo que se asume como un suelo granular sin cohesión. Posee compactidad media, sin determinación de índice plástico. Para efectos de modelación, se considera este suelo como una capa de espesor importante.

Tabla 6.2 – Datos geotécnicos de suelo de Tipo 1.

Parámetros	Unidades	Valores
γ_s	$[Tnf/m^3]$	1.7
ϕ	$[^\circ]$	30
c	$[Tnf/m^2]$	0
E_{soil}	$[Tnf/m^2]$	3000
v	$[1]$	0.3
ψ	$[^\circ]$	0

Fuente: ARCADIS [2].

6.4.2. Suelo Tipo 2

De acuerdo a ARCADIS [2], este suelo corresponde a una zona cercana a la estación de metro Villa Alemana, aproximadamente a unos 22[km] al noreste de Viña del Mar.

Este suelo se caracteriza por poseer una capa de arena limosa, con contenido de finos cercano a 35 %, por lo que asume como arena con cohesión. Posee compactidad media e índice de plasticidad de 13 %. Para efectos de modelación, se considera este suelo como una capa de espesor importante.

Tabla 6.3 – Datos geotécnicos de suelo Tipo 2.

Parámetros	Unidades	Valores
γ_s	$[Tnf/m^3]$	1.9
ϕ	$[^\circ]$	30
c	$[Tnf/m^2]$	2.0
E_{soil}	$[Tnf/m^2]$	6500
v	$[1]$	0.3
ψ	$[^\circ]$	0

Fuente: ARCADIS [2].

6.5. Modelación de solicitaciones sísmicas

Análisis pseudo-estático La aceleración sísmica horizontal es obtenida de la normativa NCh 433 [22], considerando una zona sísmica III. La aceleración horizontal del suelo corresponde a $0,4[g]$, reduciéndola a la mitad para análisis de estructuras subterráneas (Hynes-Griffin y Franklin [17]).

Análisis modal espectral Considerando las características de los suelos, se realiza un procedimiento llamado deconvolución del sismo, que permite el uso de un registro sísmico especial para el diseño y análisis sísmico de piques subterráneos. El desarrollo de este punto puede ser consultado en el Anexo A. Para efectos de este estudio, los sismos fueron convertidos en espectros de respuesta de aceleración, mostrados a continuación.

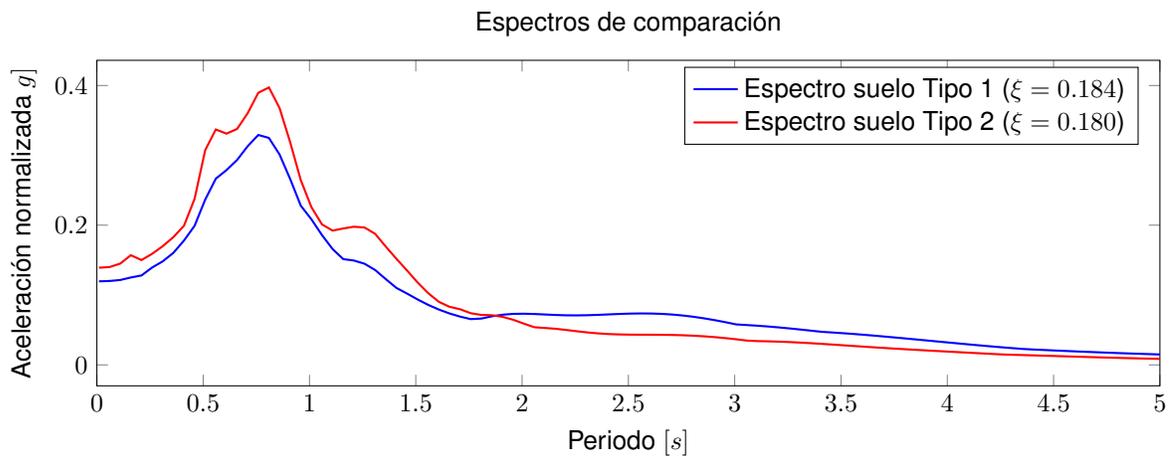


Figura 6.3 – Espectros de sismo para piques subterráneos.

7. Diseño de piques paralelepípedos

El pique paralelepípedo con muros rígidos permite un análisis de empujes en reposo, por lo que las condiciones sísmicas no afectan a la estructura como sí ocurriera en una estructura flexible. Además, el pique actúa como un cajón, donde las mayores concentraciones de esfuerzos ocurren en las esquinas inferiores del pique.

En este capítulo se plantea, mediante los siguientes pasos, el diseño estructural del pique paralelepípedo:

1. Prediseño de la estructura.
2. Diseño de anclajes.
3. Diseño de muros.

7.1. Antecedentes

El proyecto realizado por Mozó et al. [27], consiste en una estructura de fundación para la edificación de dos torres ubicadas en Concepción. El proyecto consta de muros pantalla de 12[m] de profundidad (a lo que se han agregado 6[m] de ficha) y el uso de anclajes para reducir las fuerzas existentes en el muro. En el proyecto hay distintas capas de suelo, además de un análisis de red hidráulica de flujo, dado que el suelo posee napa freática.

Éste, a su vez, hace referencia al proyecto de Villalobos y Oróstegui [44], que permite un diseño para anclajes, estabilizando la excavación y reduciendo los empujes de suelo en los muros.

En ambos proyectos, el análisis contempla los siguientes criterios:

1. Estabilidad de excavación, es decir, verificar superficie potencial de falla global.
2. La capacidad de los anclajes para trabajar dentro de un rango elástico y la capacidad de los muros para resistir sollicitaciones.
3. El análisis sísmico presente en la estructura de contención.

7.2. Procedimiento adoptado para muro anclado y criterios de diseño

De acuerdo a la normativa NCh 3206 [21], se establecen los siguientes criterios de diseño.

- Se define el prediseño de la estructura, incorporando aspectos como las dimensiones de la estructura, el levantamiento de fondo y la modelación geotécnica en *Midas GTS NX* para establecer qué sollicitaciones son las que determinan el diseño.
- En el análisis de estabilidad de la excavación, es usado el factor $FS = 1,5$ para condición estática. La condición sísmica será revisada en el Capítulo 9.

- En el diseño de anclajes, se usa la siguiente relación:

$$T_{yp} \geq \max \{1,5T_{est}; 1,18T_{sis}\} \quad (7.1)$$

- El diseño del muerto para la barra postensada del anclaje es calculado con $FS = 1,5$ y mediante la relación:

$$\frac{T_g}{FS} = \frac{\pi f_{cp} L_g D_g}{FS} \geq T_c \quad (7.2)$$

- Las combinaciones de cargas se basan en el uso de la NCh 3171 [20], definida como:

$$U = 1,6H_e \quad (7.3)$$

- El diseño de la estructura del pique será mediante las relaciones de carga axial, momento flector, momento torsor y corte proporcionados por la normativa ACI318-08 [1].

7.2.1. Modelo de etapas constructivas para el diseño de la estructura en condiciones estáticas

Las etapas constructivas definidas para la condición estática de la estructura consta de tres pasos:

1. Construcción de muro pantalla.
2. Etapas donde se incorpora la excavación cada 4[m] por etapa. En caso de que el análisis lo requiera, a cada etapa se adiciona anclajes.
3. Excavación completa del pique. En caso de que las deformaciones en el fondo de la excavación sean importantes, se incorpora una losa para el control de deformaciones.

Del análisis de etapas constructivas, se toma en cuenta la última etapa (que corresponde a la excavación completa del pique) para propósitos de diseño. Observaciones más detalladas de las etapas constructivas son realizadas en el análisis geotécnico, visto en el Capítulo 9.

7.2.2. Relaciones de cálculo estructural de muros para piques

El cálculo de muros se define a través de la normativa ACI318-08 [1], permitiendo el diseño en base a cargas axiales, corte, momento torsor e interacción carga axial-momento flector.

Cargas axiales Los cálculos de cargas axiales se obtienen de las siguientes relaciones. La primera ecuación presenta la capacidad a compresión de la sección, solo considerando el hormigón. La segunda ecuación presenta la capacidad a tracción, solo considerando la armadura. Las unidades están en [kgf], [cm] y $\phi = 0,9$.

$$P_u(\text{compresión}) \leq 0,35A_g f'_c \quad (7.4)$$

$$P_u(\text{tracción}) \leq \phi A_s f_y \quad (7.5)$$

Corte El cálculo de corte dependerá de las dimensiones del muro. Para ello, es necesario comprobar si el espesor es suficiente para soportar fallas por compresión diagonal. En este caso:

$$V_u \leq \phi 2,65 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (7.6)$$

Con unidades en $[kgf]$, $[cm]$ y $\phi = 0,75$. Si la sección es suficiente para evitar una falla por compresión diagonal, se analiza entonces si la sección requiere de armadura transversal. Para ello, se muestra:

$$A_v = \begin{cases} 0, & \text{para } V_u \leq 0,5\phi V_c \\ 0,0025 \times d \times s, & \text{para } V_u \in [0,5\phi V_c; \phi V_c] \\ \left(\frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_{yt}} \right) \frac{s}{d}, & \text{para } V_u \geq \phi V_c \end{cases} \quad (7.7)$$

Siendo $V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} b_w d$, con unidades en $[kgf]$, $[cm]$ y $\phi = 0,75$. Notar que la armadura mínima transversal en muros (en ambas direcciones transversales) debe ser de $\rho_t = 0,0025$. Para la armadura longitudinal en muros requiere una relación de longitud de muro versus altura de muro, definida como:

$$\rho_l = \begin{cases} 0,0025 + 0,05 \left(2,5 - \frac{H_w}{l_w} \right) (\rho_t - 0,0025) & \frac{H_w}{l_w} \leq 2,5 \\ 0,0025 & \frac{H_w}{l_w} > 2,5 \end{cases} \quad (7.8)$$

Dado que la relación $H_w/l_w = 28[m]/4[m] = 7$, la armadura mínima vertical $\rho_l = 0,0025$.

Torsión En caso de que el muro presente momentos torsores, es necesario verificar dos ecuaciones. La primera describe el cálculo de momento torsor crítico, definido solo para que trabaje la sección de hormigón. La segunda ecuación establece si el espesor de muro cumple con la interacción de corte-momento torsor.

$$T_u \leq \phi T_{crit} = \phi \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{\rho_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{P_u}{A_g \sqrt{f'_c}}} \quad (7.9)$$

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left(\frac{T_u \rho_h}{1,7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2 \sqrt{f'_c} \right) \quad (7.10)$$

Con unidades $[kgf]$, $[cm]$ y $\phi = 0,75$. Si el espesor es suficiente para cumplir con la interacción corte-momento torsor, pero no es suficiente la torsión crítica de hormigón para resistir la sollicitación, se diseña la armadura a torsión mediante las relaciones:

$$\phi T_n = \phi \frac{1,7 A_{oh} A_t f_{yt}}{s} \geq T_u \quad (7.11)$$

$$A_t \geq \max \left(0,5 \left[\max(0,2 \sqrt{f'_c}; 3,5) \frac{b_w s}{f_{yt}} - A_v \right]; 0,175 \frac{b_w s}{f_{yt}} \right) \quad (7.12)$$

$$A_l \geq \max \left(\frac{A_t \rho_h f_{yt}}{s} \frac{f_{yt}}{f_y}; \frac{1,33 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \frac{A_t \rho_h f_{yt}}{s} \frac{f_{yt}}{f_y} \right) \quad (7.13)$$

Con unidades $[kgf]$, $[cm]$ y $\phi = 0,75$.

Interacción carga axial - momento flector Las siguientes ecuaciones definen la interacción carga axial-momento flector:

$$\varphi M_n \geq M_u \quad (7.14)$$

$$\varphi P_n \geq P_1 \quad (7.15)$$

$$\varphi = \begin{cases} 0,65 & \varepsilon_1 \leq 0,002 \\ 0,65 + 0,25 \frac{(\varepsilon_1 - 0,002)}{0,003} & 0,002 < \varepsilon_1 < 0,005 \\ 0,90 & \varepsilon_1 \geq 0,005 \end{cases} \quad (7.16)$$

Las ecuaciones anteriores definen una curva de diseño (en adelante, Curva ACI), que delimita un área de seguridad. Si las solicitaciones están dentro de este área, entonces el diseño del muro cumple con la interacción de carga axial-momento flector.

7.3. Prediseño de la estructura

7.3.1. Cálculo de deformaciones por *heave*

Las deformaciones del fondo de las excavaciones son calculadas con las relaciones de Perioff y los parámetros definidos en las Tablas 6.2 y 6.3. La siguiente tabla determina las deformaciones verticales obtenidas con este método.

Tabla 7.1 – Deformación vertical teórica en el fondo de pique paralelepípedo.

Tipo de suelo	$B[m]$	$H[m]$	$D[m]$	$B_e[m]$	$\gamma_s [Tnf/m^2]$	$E_{soil} [Tnf/m^2]$	$def_v[cm]$	$\delta_v[\%]$
Tipo 1					1.7	3000	22.2	1.11
Tipo 2	20	28	52	20	1.9	6500	11.5	0.58

En ambos casos de suelos, las deformaciones verticales en la base del muro no superan el valor del 6 %, por lo que no es necesario el uso de losa para restringir las deformaciones en el fondo del pique.

7.3.2. Dimensiones de la estructura

Se establecen las siguientes dimensiones de la estructura:

- Se establece un espesor de muro de 1[m], ya que permite que las cargas de corte en dirección normal al muro puedan ser soportadas por la sección de hormigón. Además, el proyecto de Mozó et al. [27], determina el uso de espesores de 0,8[m] considerando profundidades de excavación cercanas a los 12[m].
- La altura de los muros es de 28[m], la que será corroborada por *Midas GTS NX* en los análisis de estabilidad de la estructura.
- Se analizan las deformaciones de los muros para identificar el tipo de empuje que actúa en el pique.
- Para analizar la necesidad del uso de anclajes, se observará la estabilidad de la excavación y las solicitaciones más desfavorables.

7.3.3. Modelo de prediseño en *Midas GTS NX*

La modelación en *Midas GTS NX* involucra elementos de varios nodos. Los modelos analizados poseen la siguiente geometría y división de elementos:

- La zona externa al pique (suelo) es modelada como un cubo sólido de dimensiones $200 \times 200 \times 80[m^3]$, donde los bordes laterales se dividen en líneas de $20[m]$, mientras que el espacio vertical es mallado cada $10[m]$.
- Dependiendo del análisis, la estructura del pique se modela de dos formas:
 - Para el análisis de fuerzas y deformaciones: el contorno de los muros se divide horizontalmente cada $1[m]$, mientras que dirección vertical se divide en 14 secciones de $2[m]$, completando la altura del pique, que son $28[m]$. Los elementos de la estructura son tipo *shell*.
 - Para el análisis de estabilidad: Las divisiones son similares al caso anterior, solo que los muros son considerados como elementos sólidos.

Lo anterior se visualiza en la siguiente figura.

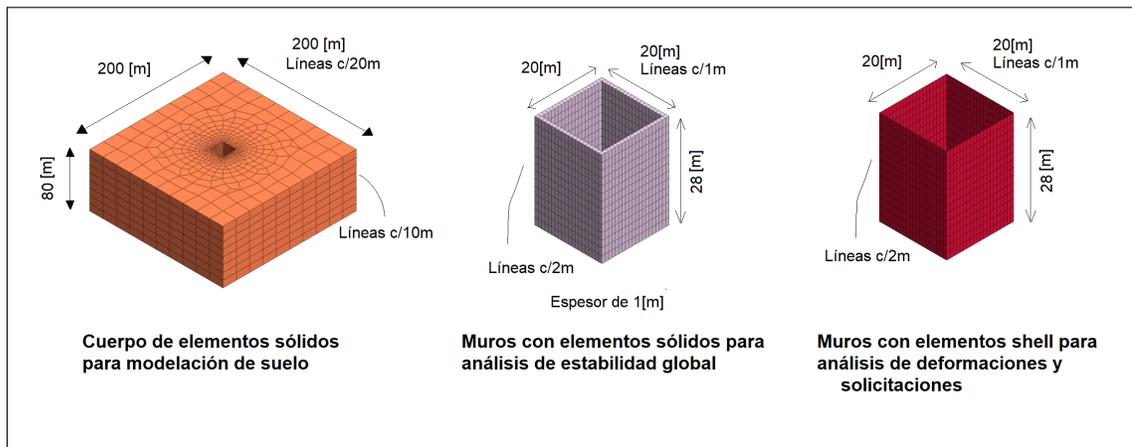


Figura 7.1 – Descripción geométrica de modelo de pique paralelepípedo para prediseño.

Las propiedades de los materiales aplicadas en los modelos son los siguientes. Notar que el módulo de deformaciones es multiplicado por tres, de acuerdo al criterio de Gouw [15].

Tabla 7.2 – Parámetros de materiales para el prediseño de piques paralelepípedos. (FyD): fuerzas y desplazamientos. (SSR): análisis de estabilidad de excavación.

Parámetros	Unidades	Valor			
		Suelo Tipo 1	Suelo Tipo 2	Hormigón (SSR)	Hormigón (FyD)
Tipo de modelo	-	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Elástico
Módulo deformación	$[Tnf/m^2]$	9000	19500	2390000	2390000
Densidad	$[Tnf/m^3]$	1.7	1.9	2.5	2.5
Módulo de Poisson	$[^\circ]$	0.3	0.3	0.2	0.2
Ángulo de fricción	$[^\circ]$	30	30	53.4	-
Cohesión	$[Tnf/m^2]$	0	2	118.6	-
Tensión máxima	$[Tnf/m^2]$	0	2	75	-

7.3.4. Resultados de la modelación

Estabilidad de excavación La estabilidad global de las excavaciones se muestra en la siguiente figura.

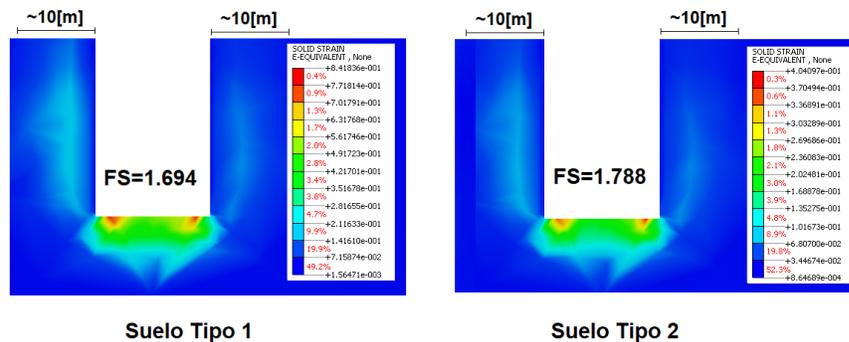


Figura 7.2 – Resultados de análisis SSR en prediseño de piques paralelepípedos.

Se observa lo siguiente:

- La longitud de extensión de la superficie potencial de falla no supera los 10[m] desde el borde de la excavación. Comparado con la teoría de Pieskowski-Kowaleski, la longitud de extensión de la superficie potencial falla es de aproximadamente 17[m], identificando una potencial falla menor.
- Las características de los suelos permiten una mejor estabilidad en las excavaciones. El suelo Tipo 2 presenta cohesión y mayor módulo de deformaciones que el suelo Tipo 1, lo que influye en los factores de seguridad hallados en el análisis de estabilidad.
- No requiere el uso de elementos de soporte (como anclajes o puntales) para estabilizar las excavaciones, ya que la estructura por sí sola cumple con los factores de seguridad requeridos por normativa. Sin embargo, el uso de estos anclajes permitirá una reducción de solicitaciones en los muros.

Solicitaciones en muros La Figura 7.3 muestra la sollicitación más influyente en el prediseño. La mayor concentración de fuerzas es visible en las esquinas de los piques paralelepípedos.

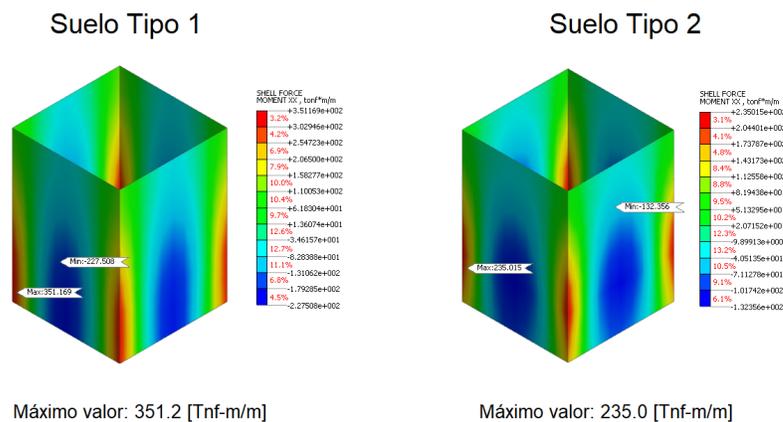


Figura 7.3 – Momento flector en dirección normal de prediseño para piques paralelepípedos.

Se observa que el módulo de deformaciones permite reducir los momentos flectores M_{xx} (en adelante, momentos flectores axiales) a los muros. Sin embargo, estas solicitaciones elevan la cuantía de armadura a flexión, lo que obliga a que la estructura use un espesor mayor en los muros. Para evitar esto, es necesario el uso de anclajes para la reducción de solicitaciones en las esquinas y muros centrales.

Deformaciones horizontales y verticales Las deformaciones horizontales y verticales de las excavaciones en condiciones estáticas se presentan en las Figuras 7.4 y 7.5. En ellas, se observa:

- Las deformaciones en los muros son bajas como para estimar una superficie potencial de falla debida a empujes activos de los suelos. En este caso, la mayor deformación no supera los $3[cm]$, lo que comparado con la altura de excavación, la deformación horizontal unitaria alcanza el valor de 1% . Este valor es límite para considerar empujes activos del suelo, pero en comparación a la rigidez de la estructura, se asume que el empuje se considera aún en reposo.
- De las deformaciones verticales, se observa que la teoría sobrestima los resultados respecto al *heave*, donde la deformación máxima unitaria vertical es de $4,55\%$. Esto significa que el resultado no supera al 6% , permitiendo establecer que las arenas están en el rango lineal-elástico. Esto significa que el uso de losa es injustificado.
- Si bien, existen deformaciones horizontales y verticales en las esquinas, que generan valores mayores a los expuestos anteriormente, se desestiman dado que son distorsiones en la modelación producto de la interacción de elementos finitos sólidos con elemento shell.

Comentarios sobre el prediseño de piques paralelepípedos Del análisis anterior, se establecen los siguientes criterios de diseño de pique:

- No se incorpora losas en los piques paralelepípedos, debido a que las deformaciones en el fondo no son suficientes como para generar una plastificación en el suelo y generar inestabilidad en la excavación. Esto se complementa con los análisis de estabilidad global de excavación, cuyos factores de seguridad cumplen con la normativa.
- Se incorpora anclajes para reducir las solicitaciones en muros de la estructura, dado que éstos pueden no ser suficientes para soportar los empujes en reposo por sí solos.
- Considerando que el suelo permanece en reposo (por la rigidez del muro) se esperan deformaciones bajas en condiciones sísmicas. Por lo que el diseño de anclajes se realiza en condiciones estáticas.

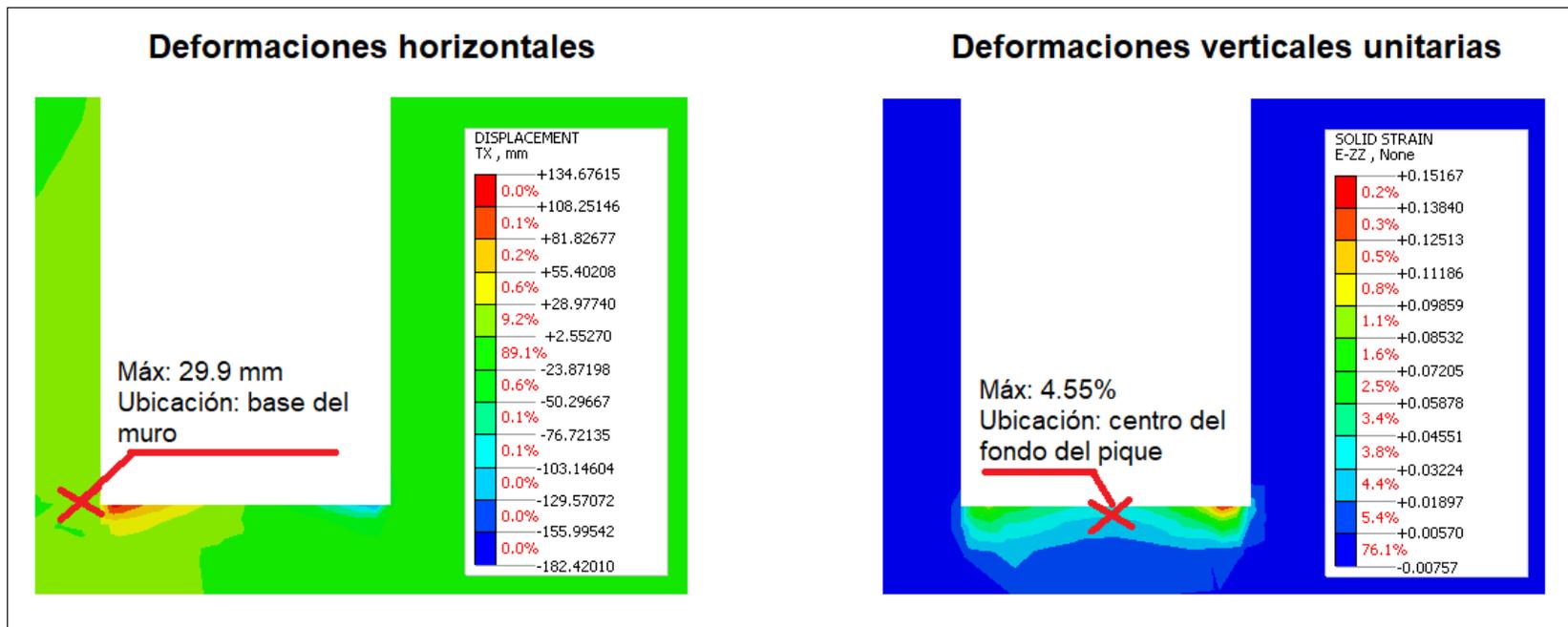


Figura 7.4 – Deformaciones de pique paralelepípedo sin anclajes, en el suelo Tipo 1.

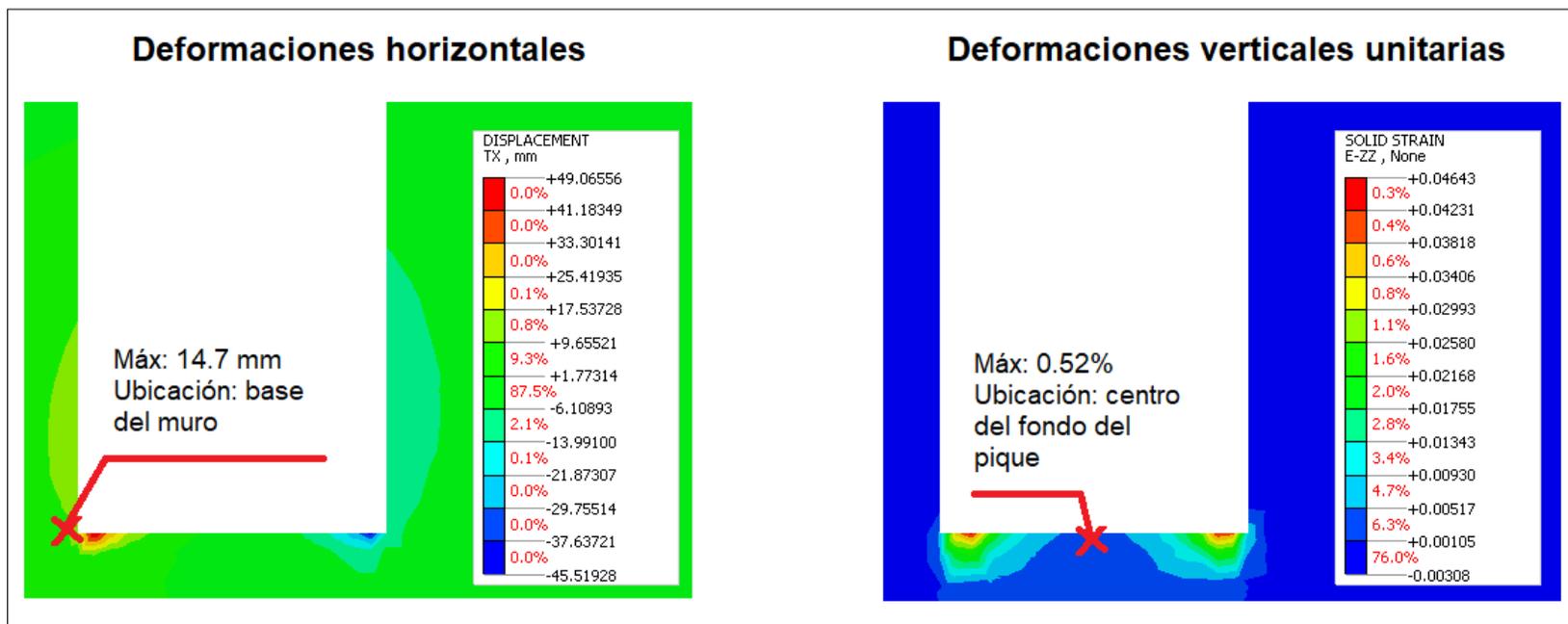


Figura 7.5 – Deformaciones de pique paralelepípedo sin anclajes, en el suelo Tipo 2.

7.4. Diseño de anclajes

7.4.1. Criterios de diseño de anclajes

El uso de anclajes tiene por fin reducir las solicitaciones en muros. Para ello, los siguientes criterios mencionados por Xhantakos [46] permiten un diseño adecuado de anclajes:

- Las separaciones horizontales no pueden ser menores a $1,25[m]$, considerando que estas cargas puntuales pueden provocar problemas de punzonamiento a las estructuras. Del mismo modo, las separaciones verticales no pueden ser menores a $2[m]$.
- El muerto (definido como la zona donde el anclaje queda sujeta al suelo mediante una inyección de hormigón, llamada también lechada) debe tener una longitud tal que resista las cargas de tracción del anclaje.
- La longitud libre del anclaje (definida como aquella longitud que no está cubierta por la lechada) debe sobrepasar la superficie de falla, permitiendo asegurar un mejor comportamiento del suelo.
- Se recomienda el uso de un ángulo de inclinación con respecto a la horizontal de 15° para mantener una mejor adherencia del anclaje al suelo mediante la lechada.

Considerando lo anterior, se establece:

- Las separaciones entre anclajes corresponde a $2[m]$ en horizontal y $4[m]$ en vertical.
- Se establece la longitud libre de anclaje en $15[m]$, que supera las superficies de falla analizadas.
- La longitud del muerto es de $6[m]$.
- Se establece el ángulo de inclinación del anclaje en 15° .

7.4.2. Cálculo de fuerzas en anclajes

Dado que el diseño de anclajes tiene por fin la reducción de solicitaciones en muros, será necesario mostrar el diagrama de momento donde existen los momentos flectores M_{xx} (en adelante, los momentos flectores axiales). Esto permitirá la ubicación de los anclajes para reducir las cargas en las esquinas.

A una distancia de $4[m]$ desde el borde de la esquina de uno de los muros no posee momento flector. Se identifican estos puntos como apoyos simples de una viga de $12[m]$. Los apoyos no pueden ser colocados en las zonas de apoyos simples (ya que de lo contrario, puede generar más corte y momento flector en las esquinas), se incorporan 5 anclajes entre los $12[m]$ con separación horizontal de $2[m]$. Esto es graficado en la Figura 7.6.

Se presenta la siguiente tabla, con los resultados de las cargas de anclajes en base a las presiones calculadas de empujes en reposo, vistas en el Anexo C.

Tabla 7.3 – Cálculo de anclajes para reducción de momentos flectores axiales.

Suelo	Carga de anclaje T_{est} de acuerdo a profundidad $[Tnf]$					
	$z = 4[m]$	$z = 8[m]$	$z = 12[m]$	$z = 16[m]$	$z = 20[m]$	$z = 24[m]$
Tipo 1	16.4	32.6	49.0	63.2	81.6	97.6
Tipo 2	18.4	36.4	54.8	72.8	91.2	109.0

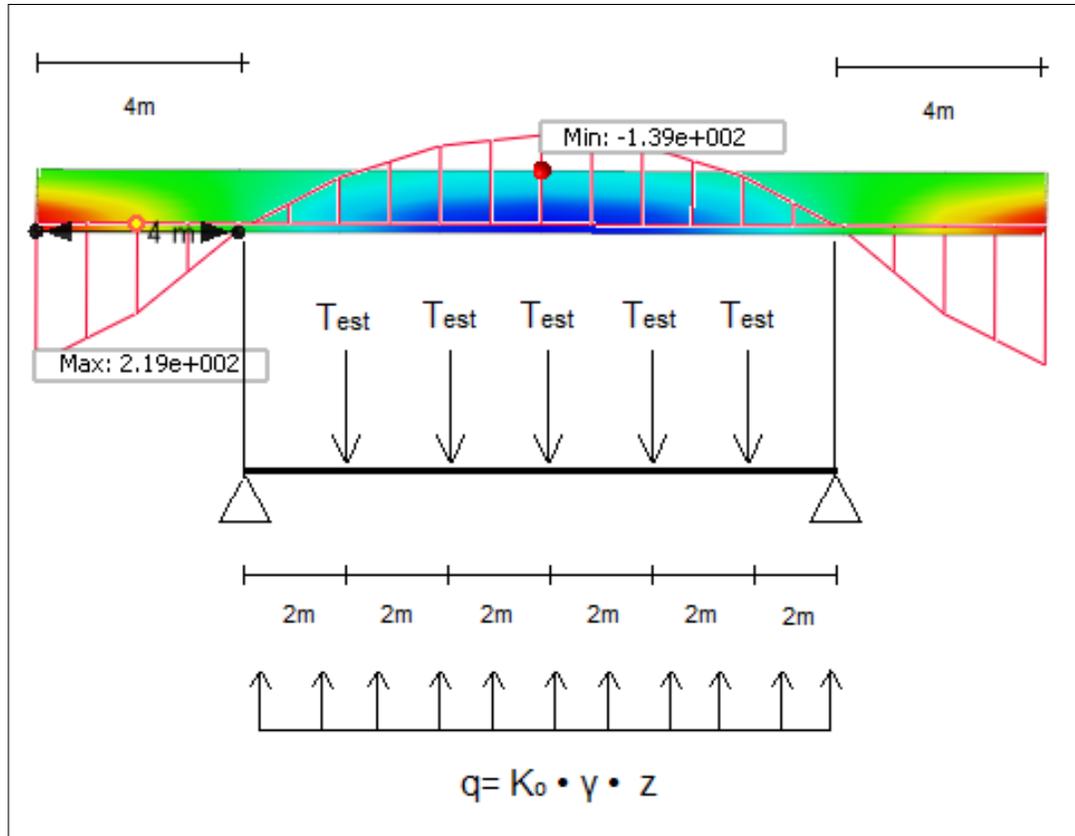


Figura 7.6 – Idealización de cálculo de anclajes para reducción de momentos flectores axiales.

Considerando la carga máxima que corresponde a $T_{est} = 109[Tnf]$, es necesario colocar un anclaje con características mecánicas tal que cumpla con la normativa NCh 3206 [21]. Para ello, la ecuación 7.1 establece que el anclaje debe ser tal que $T_{yp} \geq 163,5[Tnf]$. El modelo obtenido de DYWIDAG Systems International [11] cumple con los requisitos de acuerdo a la normativa vigente, cuyas características se muestran en la Tabla 6.1.

Notar que en el análisis de prediseño, la estructura sin uso de anclajes obliga al suelo a permanecer en reposo, por lo que el uso de anclajes mantendrá esa condición, reduciendo los empujes del suelo.

Considerando deformaciones bajas, se espera que el suelo no se active generando empujes sísmicos importantes y por lo tanto, que los anclajes no aumenten las cargas de postensado debidas al sismo. Este resultado será verificado en el Capítulo 9.

Cálculo de muerto El cálculo de muerto o grout se presenta en la ecuación 7.2.

Dado que el largo del muerto se define como $L_g = 6[m]$ y $f_{cp} \approx 30[Tnf/m^2]$ dada las características del suelo (Villalobos y Oróstegui [44]), además que $T_c = 109[Tnf]$ de acuerdo a los análisis previos, se obtiene un diámetro $D_g \geq 28[cm]$ para asegurar un factor de seguridad de grout mayor a $FS = 1,5$, de acuerdo a la normativa NCh 3206 [21]. Se aproxima el diámetro del muerto o grout en $D_g = 30[cm]$ para cumplir con la normativa.

7.5. Diseño de muro

7.5.1. División de pique en muros para diseño

El pique paralelepípedo se divide en un total de 16 muros, dado que el método constructivo realiza la construcción en paneles alternados, por lo que la continuidad del muro solo es asegurada mediante juntas (todo esto conforme a lo explicado en el Capítulo 2).

Esta división de la estructura se compone de:

- 4 muros esquina, con espesor de $1[m]$ y ancho de alas de $4[m]$ cada una.
- 12 muros centrales, con espesor de $1[m]$ y longitud de $4[m]$.

La figura 7.7 muestra cómo se identifican los muros.

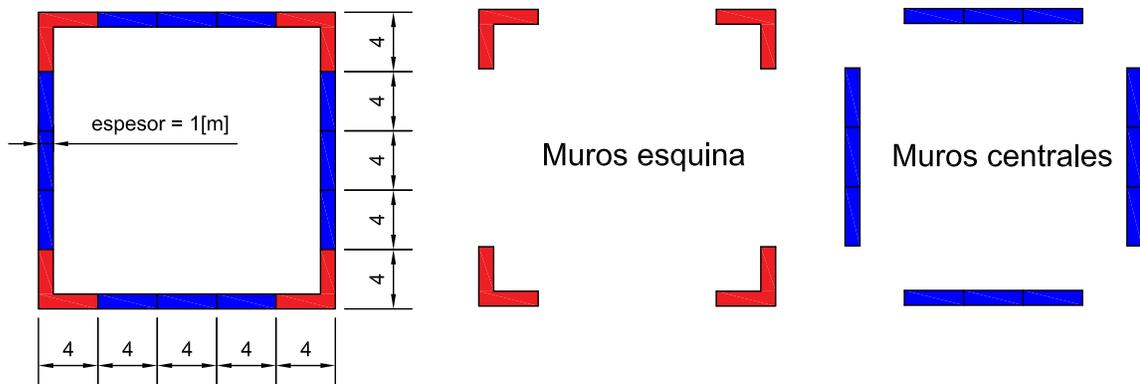


Figura 7.7 – Identificación de muros esquinas y muros centrales en pique paralelepípedo, con medidas en $[m]$.

7.5.2. Modelación tridimensional del pique

Se presentan los siguientes puntos considerados en la modelación:

- Son colocados los anclajes separados cada $2[m]$ en dirección horizontal y cada $4[m]$ en dirección vertical, considerando además la distribución mostrada en la Figura 7.6.
- Se considera el modelo de anclaje GW 57.5mm Plus (DYWIDAG Systems International [11]) dado que cumple con la normativa NCh 3206 [21] sobre cargas máximas en condiciones estáticas.
- Las propiedades de los muros se mantienen constantes, es decir, se mantiene el uso de hormigón G25, con espesor de muro de $1[m]$, con $28[m]$ de altura.

Se presenta la siguiente tabla con las propiedades de los materiales usados en la modelación para el cálculo de solicitaciones.

Tabla 7.4 – Parámetros de materiales para la modelación de piques.

Parámetros	Unidades	Valor			
		Suelo Tipo 1	Suelo Tipo 2	Hormigón	Anclaje
Tipo de modelo	-	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Elástico	Elástico
Módulo deformación	$[Tnf/m^2]$	9000	19500	2390000	21000000
Densidad	$[Tnf/m^3]$	1.7	1.9	2.5	8
Módulo de Poisson	$[^{\circ}]$	0.3	0.3	0.2	0.2
Ángulo de fricción	$[^{\circ}]$	30	30	-	-
Cohesión	$[Tnf/m^2]$	0	2	-	-
Tensión máxima	$[Tnf/m^2]$	0	2	-	-

Se presenta la siguiente figura, con el modelo geotécnico analizado.

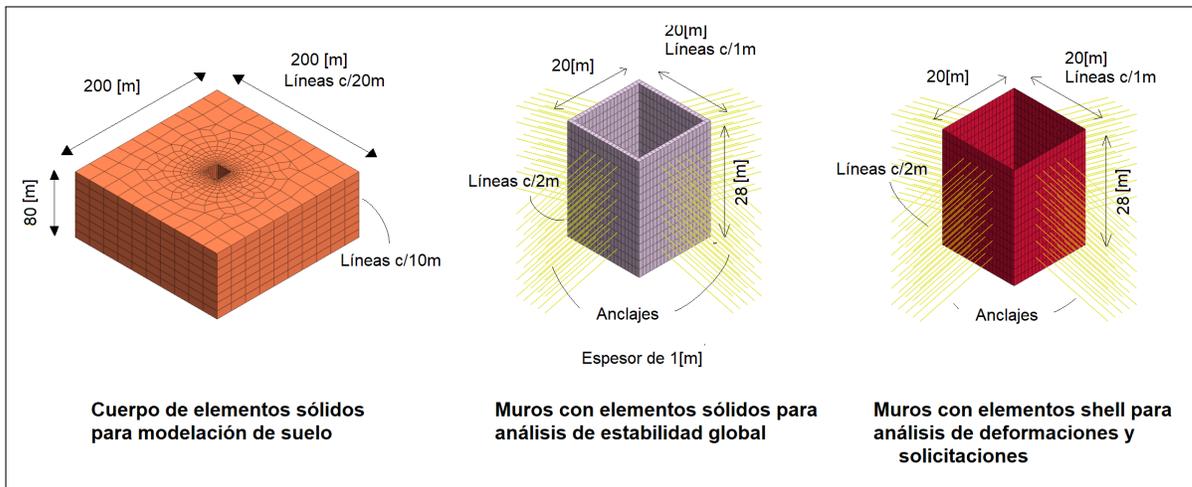


Figura 7.8 – Descripción geométrica de modelo de pique paralelepípedo.

Para considerar las solicitaciones y deformaciones sísmicas en las estructuras, se requiere del análisis modal espectral. Para ello, se ingresan los espectros obtenidos en el Anexo A, además de las propiedades de los suelos y materiales en condiciones sísmicas.

El análisis modal espectral considera:

- El uso de 200 modos de vibrar, representando aproximadamente un 90 % de masa modal.
- El amortiguamiento de la estructura, que es caracterizada con un $\xi = 0,05$, mientras que el amortiguamiento del suelo, así como los valores dinámicos del módulo de corte, son obtenidos mediante el método de deconvolución de sismo y análisis de ondas de corte, explicados en el Anexo A.
- Para el análisis de fuerzas y deformaciones se consideraron condiciones de borde viscosas, que fueron calculadas automáticamente por *Midas GTS NX*, considerando las propiedades de los suelos. Mayor información en MIDAS Inc. [26]. El fondo del suelo se restringió con apoyos simples.

- Se aplicaron los espectros del sismo deconvolucionado, según Figura 6.3.
- La combinación modal, que fue realizada por el método CQC (*Complete Quadratic Combination* o *Combinación Cuadrática Completa* por su sigla en inglés). Este método permite una reducción de errores debidos a momentos de vibrar muy cercanos, por lo que su uso es requerido en este tipo de análisis (MIDAS Inc. [26]).

Los parámetros dinámicos de los suelos se definen en la siguiente Tabla.

Tabla 7.5 – Parámetros dinámicos de suelos para modelación de fuerzas y deformaciones *Midas GTS NX* .

Suelo	ξ	G/G_0	Módulos [Tnf/m^2]		α_m	β_m
			G_{soil}	E_{soil}		
Tipo 1	0.184	0.197	1366.9	3553.9	0.633	0.0460
Tipo 2	0.18	0.21	3157.4	8209.1	0.890	0.0313

7.5.3. Solicitaciones de los muros para diseño

Para interpretar las solicitaciones a lo largo de los muros, se muestra el siguiente esquema donde se registran las solicitaciones. Se considera además la convención de fuerzas en elementos *shell*.

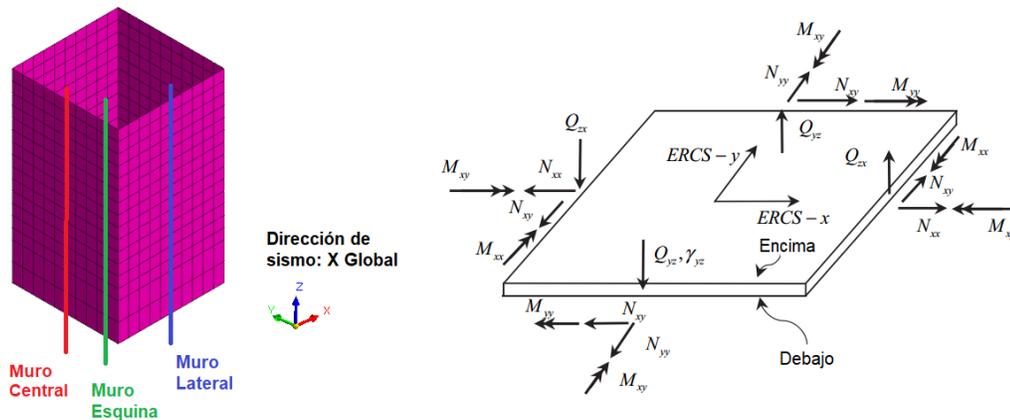


Figura 7.9 – Identificación de muros para análisis de solicitaciones en piques paralelepípedos.

La Tabla 7.6 muestra los resultados de las solicitaciones máximas para cada tipo de muro. Las Figuras 7.10 y 7.11 muestran las distribuciones de fuerzas en función de la profundidad del pique.

Tabla 7.6 – Resultados de valores máximos de fuerzas internas para los distintos muros analizados, con unidades de fuerza en [Tnf/m] y unidades de momento en [$Tnf - m/m$].

Tipo de suelo	Tipo de muro	$F_{XX} (+)$	$F_{XX} (-)$	$F_{YY} (+)$	$F_{YY} (-)$	F_{XY}	M_{XX}	M_{YY}	M_{XY}	S_{XZ}	S_{YZ}
Tipo 1	Central	0.0	-231.9	0.0	-89.0	9.3	236.5	30.9	4.2	2.9	30.6
	Esquina	0.0	-174.8	0.7	-66.5	48.9	210.5	69.8	79.2	213.5	19.9
	Lateral	0.0	-174.8	0.0	-66.5	69.0	181.8	28.8	4.7	4.6	27.6
Tipo 2	Central	6.5	-219.8	0.0	-132.8	10.2	117.2	27.7	4.0	3.1	22.0
	Esquina	0.0	-193.7	0.0	-115.0	70.6	97.6	29.5	42.0	132.4	18.7
	Lateral	0.0	-132.6	0.0	-94.8	120.5	72.1	16.3	3.8	4.0	19.0

De las tablas y figuras anteriores, se observa:

- Las fuerzas sísmicas actúan en mayor medida en el suelo Tipo 2, considerando que éste es más rígido que el suelo Tipo 1, provocando que las aceleraciones sísmicas afecten más a un suelo más rígido.
- Conforme se avanza en dirección hacia las esquinas, se observa que existen momentos torsores debidos a la acción del sismo.
- El corte dentro del plano F_{XY} aumenta considerablemente en los muros laterales de los piques. Esto se debe a que el movimiento lateral del pique genera desangulación en los muros laterales, provocando cortes sísmicos.
- Los momentos flectores M_{XX} (considerados como momentos flectores axiales) se redujeron de forma considerable, en comparación a los valores máximos del modelo sin anclajes.

7.5.4. Cálculo para el diseño estructural de muros

Se establece el diseño estructural considerando la normativa ACI318-08 [1], la que muestra distintas relaciones para cargas axiales, momentos flectores, corte y momento torsor, vistas en la Sección 7.2.2. Además se consideran los siguientes criterios:

- Se esperan deformaciones bajas en los muros durante el sismo, por lo que su diseño se basa en el detallamiento de un muro ordinario.
- La sección de análisis tiene dimensiones de $100 \times 100[cm^2]$.
- El recubrimiento es de $10[cm]$, dado que el muro está en contacto con el suelo de forma directa.
- Las características de los materiales de hormigón armado pueden ser vistas en el Cuadro 6.1.
- Las cargas axiales F_{XX} y F_{YY} son analizadas por la sección de máxima compresión y máxima tracción.
- Los cortes fuera del plano S_{XZ} , S_{YZ} son analizados mediante la capacidad de corte solo usando la sección de hormigón, mientras que el corte dentro del plano F_{XY} será analizado por la capacidad de hormigón y el acero de refuerzo con cuantía mínima de muro.
- El momento torsor M_{XY} es analizado mediante las ecuaciones de momento torsor, considerando la torsión crítica del hormigón.
- Los momentos flectores axiales M_{XX} y momentos flectores tangenciales M_{YY} son analizados en conjunto con las cargas axiales mediante la interacción carga axial-momento flector.

7.5.5. Resultados sobre diseño de muros

Las siguientes tablas muestran los resultados del diseño de muros. Se consideran simplificaciones de cálculo para precisar la armadura requerida en cada caso. Para el análisis de interacción carga axial-momento flector, se mostrarán desde las Figuras 7.12 hasta la Figura 7.15 correspondiente a la demanda establecida y las Curvas ACI definidas por la distribución de doble malla usada en esas secciones. Notar que los diagramas están establecidos con elementos finitos por metro lineal de muro.

Notar los siguientes criterios:

- La armadura en los muros centrales y esquina corresponde a DM $\phi 25@10$.

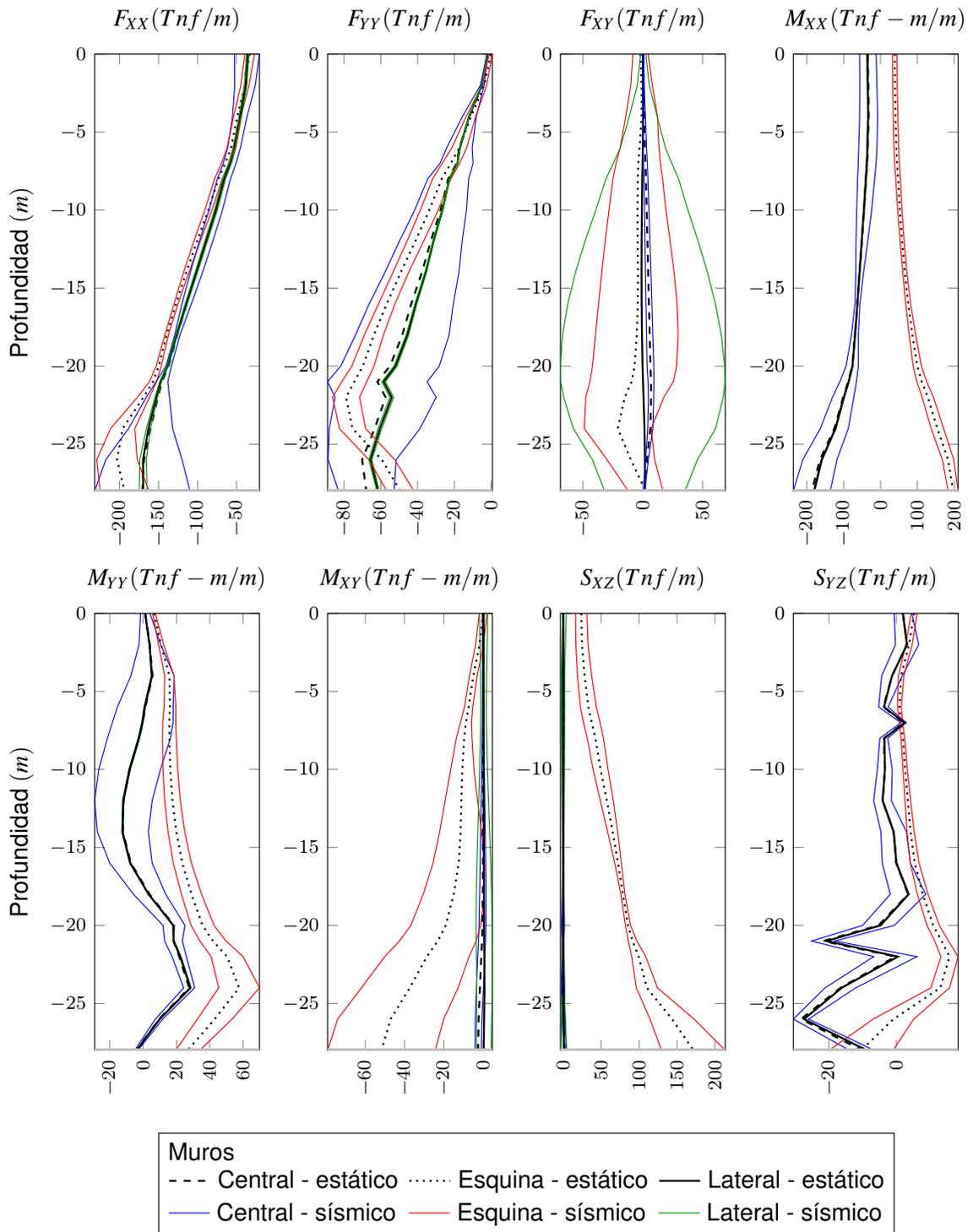


Figura 7.10 – Solicitaciones de muros en pique paralelepípedo para suelo Tipo 1.

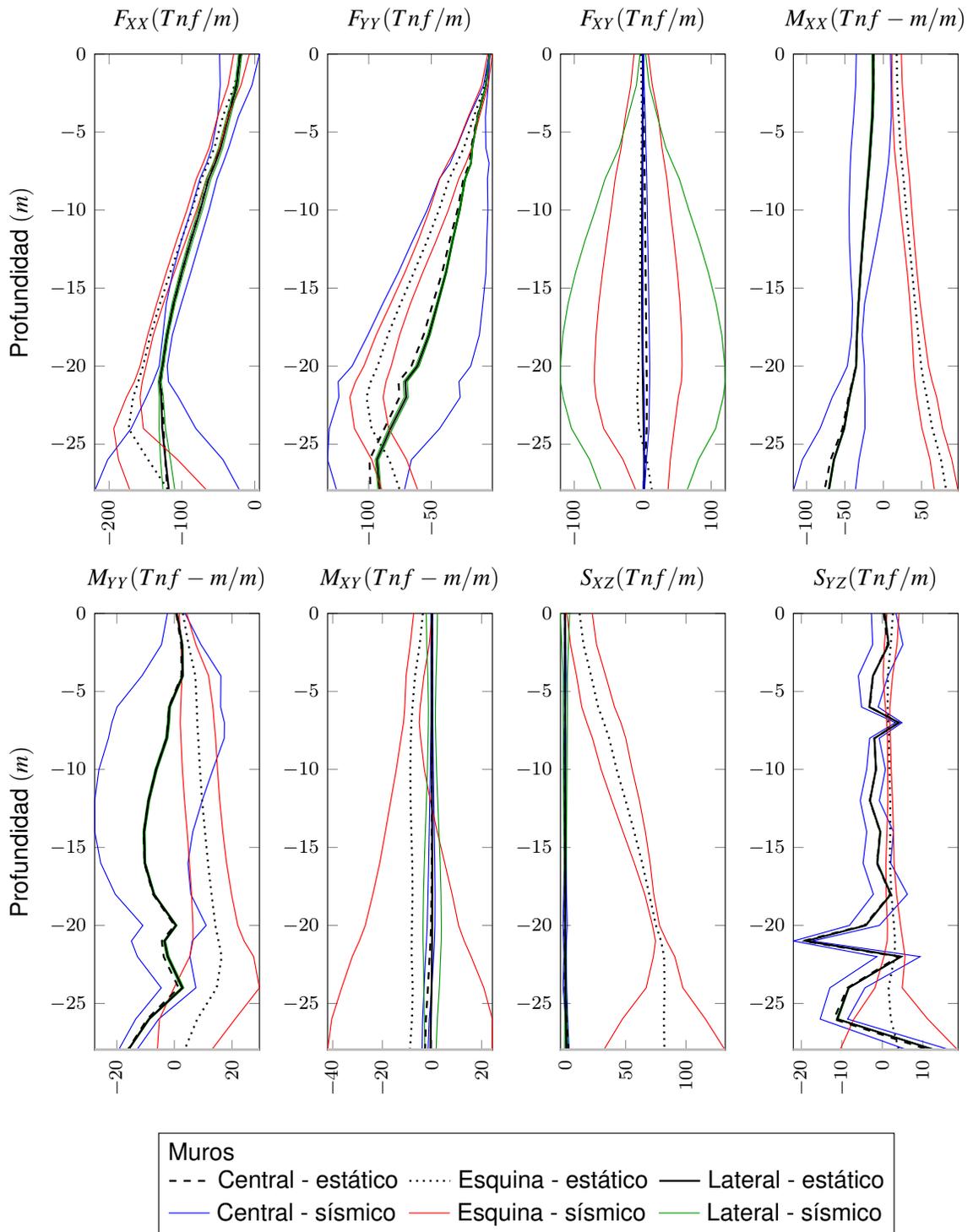


Figura 7.11 – Solicitaciones de muros en pique paralelepípedo para suelo Tipo 2.

- Notar que en los muros esquina se requiere armadura a corte fuera del plano y momento torsor, usando para ello ganchos $\phi 12@20$.
- El criterio de aceptación en caso de no cumplir con la capacidad proporcionada por normativa es plantear que la sollicitación no supera a un 5 % de la capacidad. En este caso ocurre con el corte dentro del plano.

Tabla 7.7 – Cálculos para diseño de muros de pique paralelepípedo, en suelo Tipo 1. (Cap.=Capacidad de sección)

Tipo de muro	Fuerza	Unidad	Valor	Cap.	¿Cumple?	Requisitos u comentarios
Central	$F_{XX} (+)$	$[Tnf/m]$	0.0	96	Sí	Capacidad calculada con $\phi 18@20$
	$F_{XX} (-)$	$[Tnf/m]$	231.9	875	Sí	Capacidad calculada con área bruta
	$F_{YY} (+)$	$[Tnf/m]$	0.0	96	Sí	Capacidad calculada con $\phi 18@20$
	$F_{YY} (-)$	$[Tnf/m]$	89.0	875	Sí	Capacidad calculada con área bruta
	F_{XY}	$[Tnf/m]$	69.0	136.6	Sí	Capacidad calculada con $\phi 18@20$ + área hormigón
	V_{XZ}	$[Tnf/m]$	4.6	56	Sí	Capacidad calculada con sección hormigón
	V_{YZ}	$[Tnf/m]$	30.6	56	Sí	Capacidad calculada con sección hormigón
	M_{XY}	$[Tnf - m/m]$	4.7	29.6	Sí	Capacidad calculada a torsión crítica de hormigón
Esquina	$F_{XX} (+)$	$[Tnf/m]$	0.0	96	Sí	Capacidad calculada con $\phi 18@20$
	$F_{XX} (-)$	$[Tnf/m]$	229.2	875	Sí	Capacidad calculada con área bruta
	$F_{YY} (+)$	$[Tnf/m]$	0.7	96	Sí	Capacidad calculada con $\phi 18@20$
	$F_{YY} (-)$	$[Tnf/m]$	86.3	875	Sí	Capacidad calculada con área bruta
	F_{XY}	$[Tnf/m]$	48.9	136.6	Sí	Capacidad calculada con $\phi 18@20$ + área hormigón
	V_{XZ}	$[Tnf/m]$	213.5	56	No	Incorporar $E_{\phi 18@20}$
	V_{YZ}	$[Tnf/m]$	19.9	56	Sí	Capacidad calculada con sección hormigón
	M_{XY}	$[Tnf - m/m]$	79.2	29.6	No	Incorporar $E_{\phi 12@20}$

Tabla 7.8 – Cálculos para diseño de muros de pique paralelepípedo, en suelo Tipo 2. (Cap.=Capacidad de sección)

Tipo de muro	Fuerza	Unidad	Valor	Cap.	¿Cumple?	Requisitos u comentarios
Central	$F_{XX} (+)$	$[Tnf/m]$	6.5	96	Sí	Capacidad calculada con $\phi 18@20$
	$F_{XX} (-)$	$[Tnf/m]$	219.8	1913	Sí	Capacidad calculada con área bruta
	$F_{YY} (+)$	$[Tnf/m]$	0.0	96	Sí	Capacidad calculada con $\phi 18@20$
	$F_{YY} (-)$	$[Tnf/m]$	132.8	1913	Sí	Capacidad calculada con área bruta
	F_{XY}	$[Tnf/m]$	120.5	136.6	Sí	Capacidad calculada con $\phi 18@20$ + área hormigón
	V_{XZ}	$[Tnf/m]$	4.0	56	Sí	Capacidad calculada con sección hormigón
	V_{YZ}	$[Tnf/m]$	22.0	56	Sí	Capacidad calculada con sección hormigón
	M_{XY}	$[Tnf - m/m]$	4.0	29.6	Sí	Capacidad calculada a torsión crítica de hormigón
Esquina	$F_{XX} (+)$	$[Tnf/m]$	0.0	96	Sí	Capacidad calculada con $\phi 18@20$
	$F_{XX} (-)$	$[Tnf/m]$	193.7	1913	Sí	Capacidad calculada con área bruta
	$F_{YY} (+)$	$[Tnf/m]$	0.0	96	Sí	Capacidad calculada con $\phi 18@20$
	$F_{YY} (-)$	$[Tnf/m]$	115.0	1913	Sí	Capacidad calculada con área bruta
	F_{XY}	$[Tnf/m]$	70.6	136.6	Sí	Capacidad calculada con $\phi 18@20$ + área hormigón
	V_{XZ}	$[Tnf/m]$	132.4	56	No	Incorporar $E_{\phi 12@20}$
	V_{YZ}	$[Tnf/m]$	18.7	56	Sí	Capacidad calculada con sección hormigón
	M_{XY}	$[Tnf - m/m]$	42.0	29.6	No	Capacidad calculada a torsión crítica de hormigón

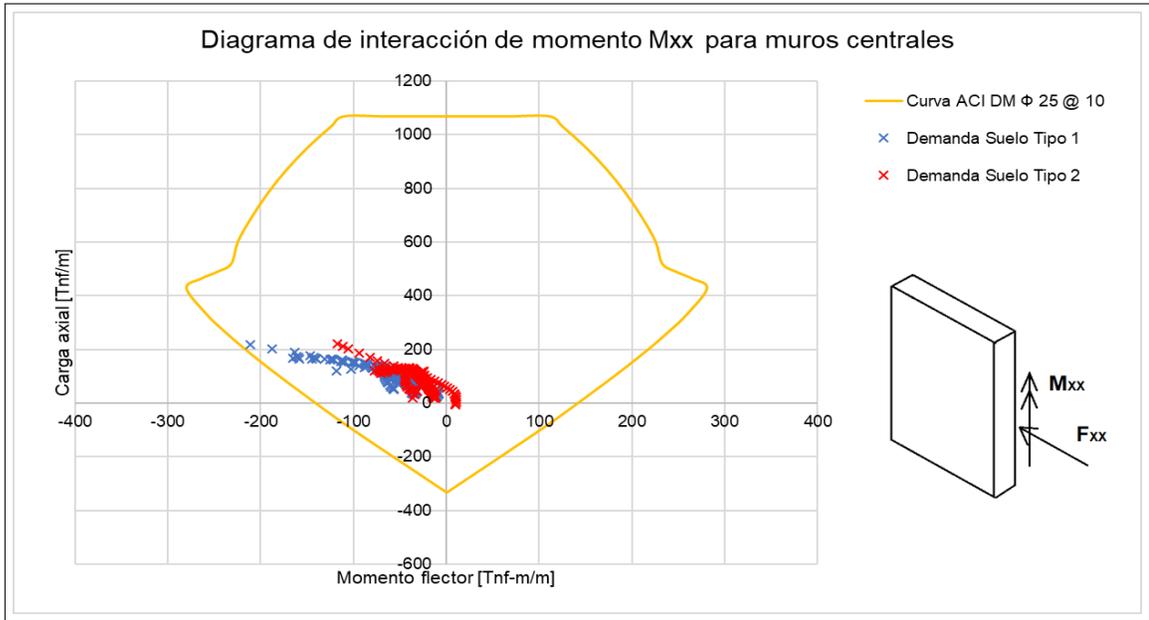


Figura 7.12 – Diagrama de interacción para muro central, en dirección tangencial.

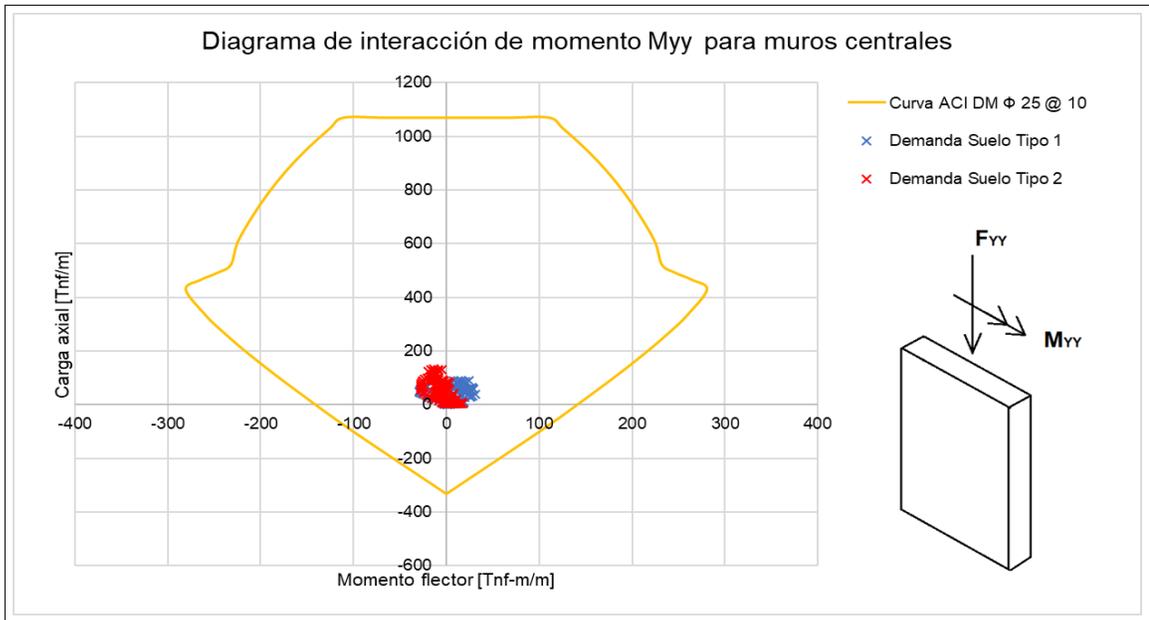
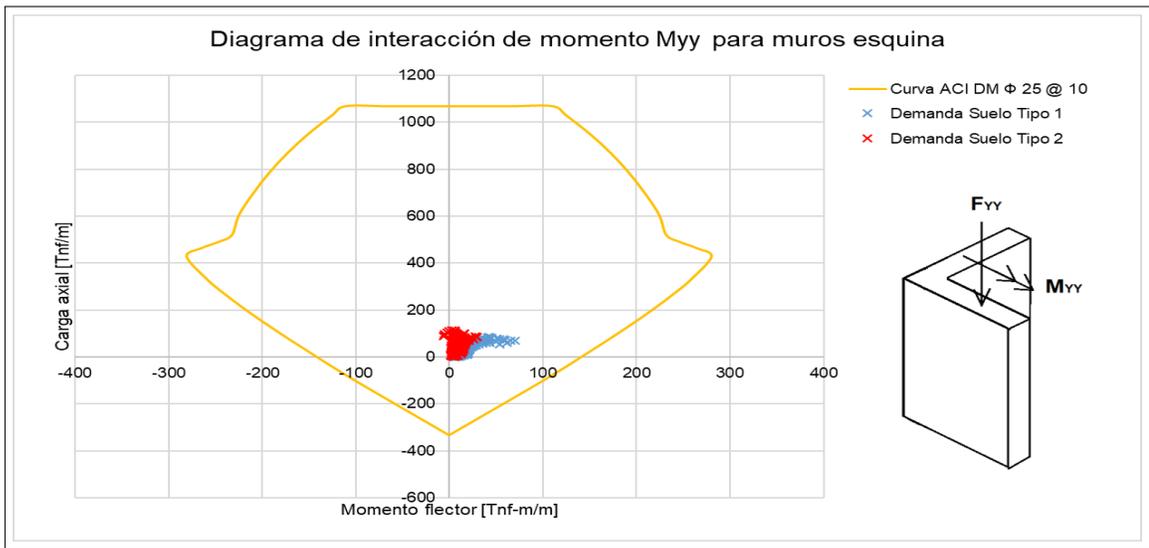
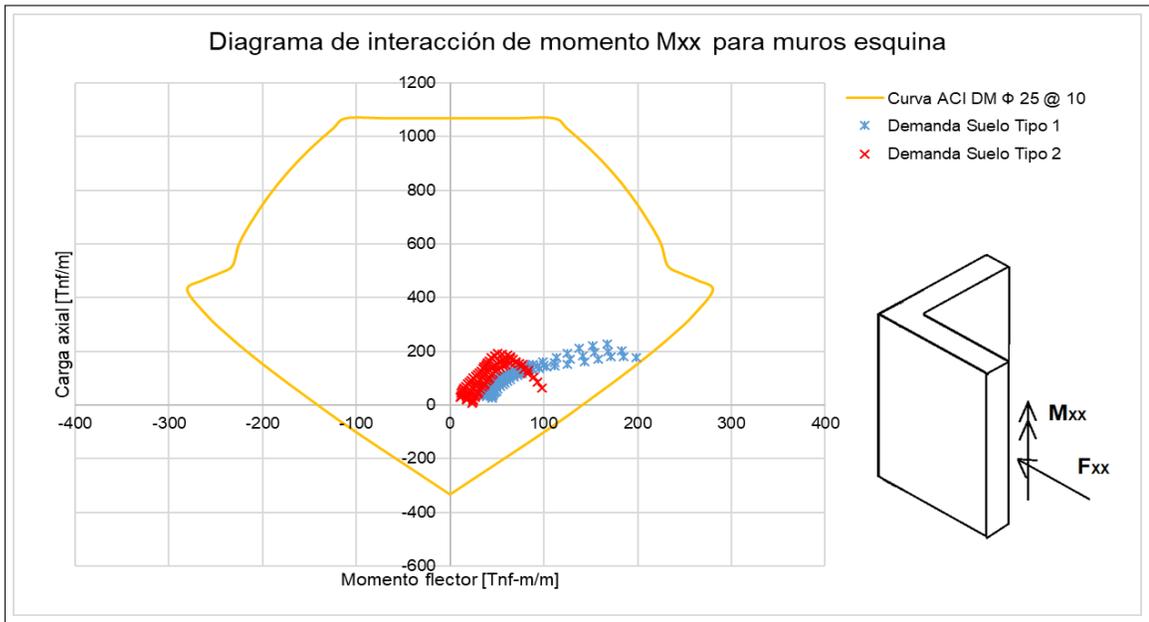


Figura 7.13 – Diagrama de interacción para muro central, en dirección normal.



7.5.6. Detallamiento de los muros

Para el detallamiento de los muros, es necesario plantear los siguientes criterios:

- Las separaciones horizontales y verticales son de 10[cm]. El rango de separación cumple con la normativa, que establece que la separación máxima es resultado del mínimo valor entre 45[cm], $3b_w$ o $l_w/3$.
- La longitud de desarrollo de las barras corresponde a $l_d = 140[cm]$ para barras $\phi 25$.
- En las zonas más profundas, no puede la armadura vertical tocar el suelo, dado que podría afectar el funcionamiento durante el desarrollo de las fuerzas. Esto significa que la armadura es continua en la zona profunda. Además, el recubrimiento es de 10[cm].

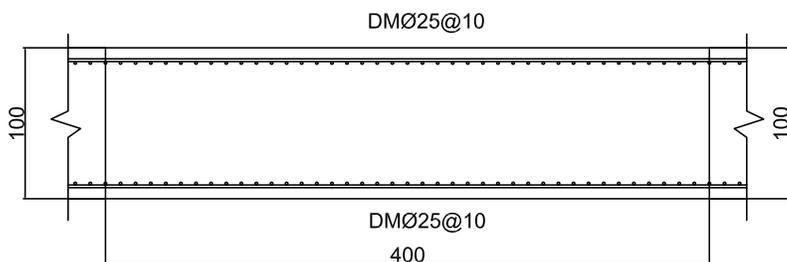
Se muestra a continuación una tabla resumen con las armaduras diseñadas para cada tipo de muro.

Tabla 7.9 – Cuantías de acero disponible para muros central y de esquina en pique paralelepípedo.

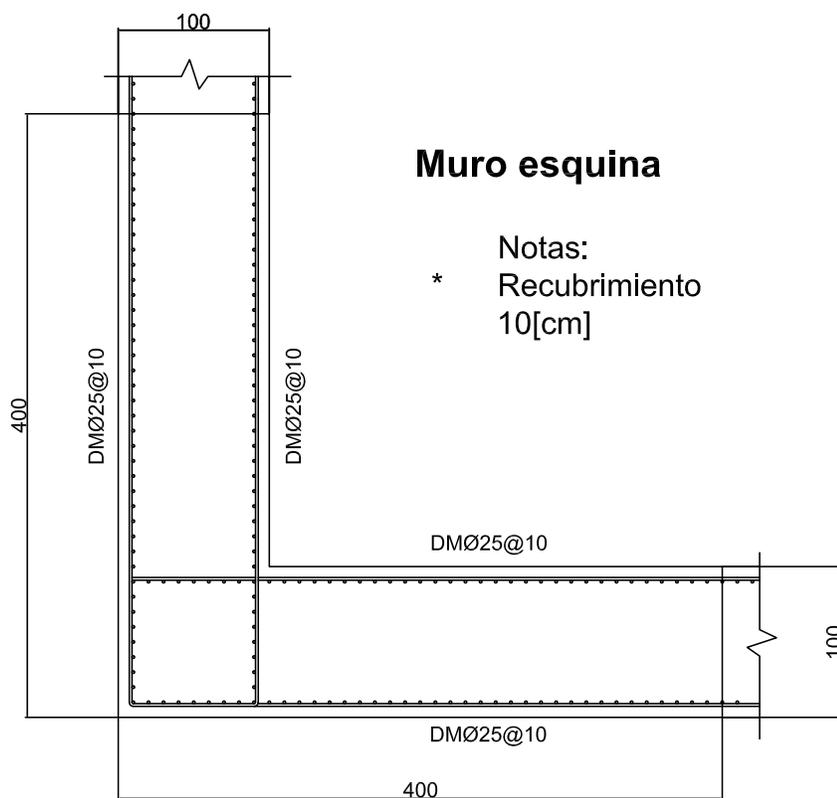
Parámetros	Unidades	Tipo de muro	
		Central	Esquina
Recubrimiento	[cm]	10	10
Armadura a flexión	-	$\phi 25 @ 10[cm]$	$\phi 25 @ 10[cm]$
Armadura a corte (5 a 25[m] de profundidad)	-	-	Ganchos $\phi 12 @ 20[cm]$
Armadura a corte (25 a 28[m] de profundidad)	-	-	Ganchos $\phi 18 @ 20[cm]$
Cuantía de acero a flexión	[1]	0.00884	0.00884

Se muestra desde la Figura 7.16 a la Figura 7.19 el detallamiento de armadura presente en los muros.

Muro central



*
Notas:
Recubrimiento
10[cm]

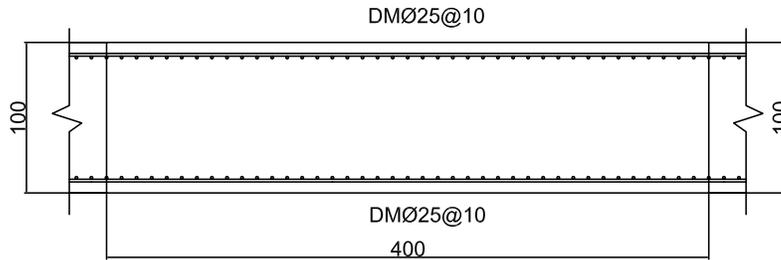


Muro esquina

*
Notas:
Recubrimiento
10[cm]

Figura 7.16 – Vista de planta de detallamiento sección no crítica de muros en pique paralelepípedo, en [cm].

Muro central



*
Notas:
Recubrimiento
10[cm]

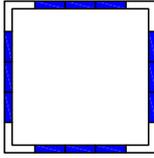


Muro esquina

Notas:
* Recubrimiento 10[cm]
* Ganchos Ø12@20 entre 5 y 25 [m] de profundidad
* Ganchos Ø18@20 entre 25 y 28 [m] de profundidad

Figura 7.17 – Vista de planta de detallamiento sección crítica de muros en pique paralelepípedo, en [cm].

Vista en planta



Detalle de armadura vertical en muro central

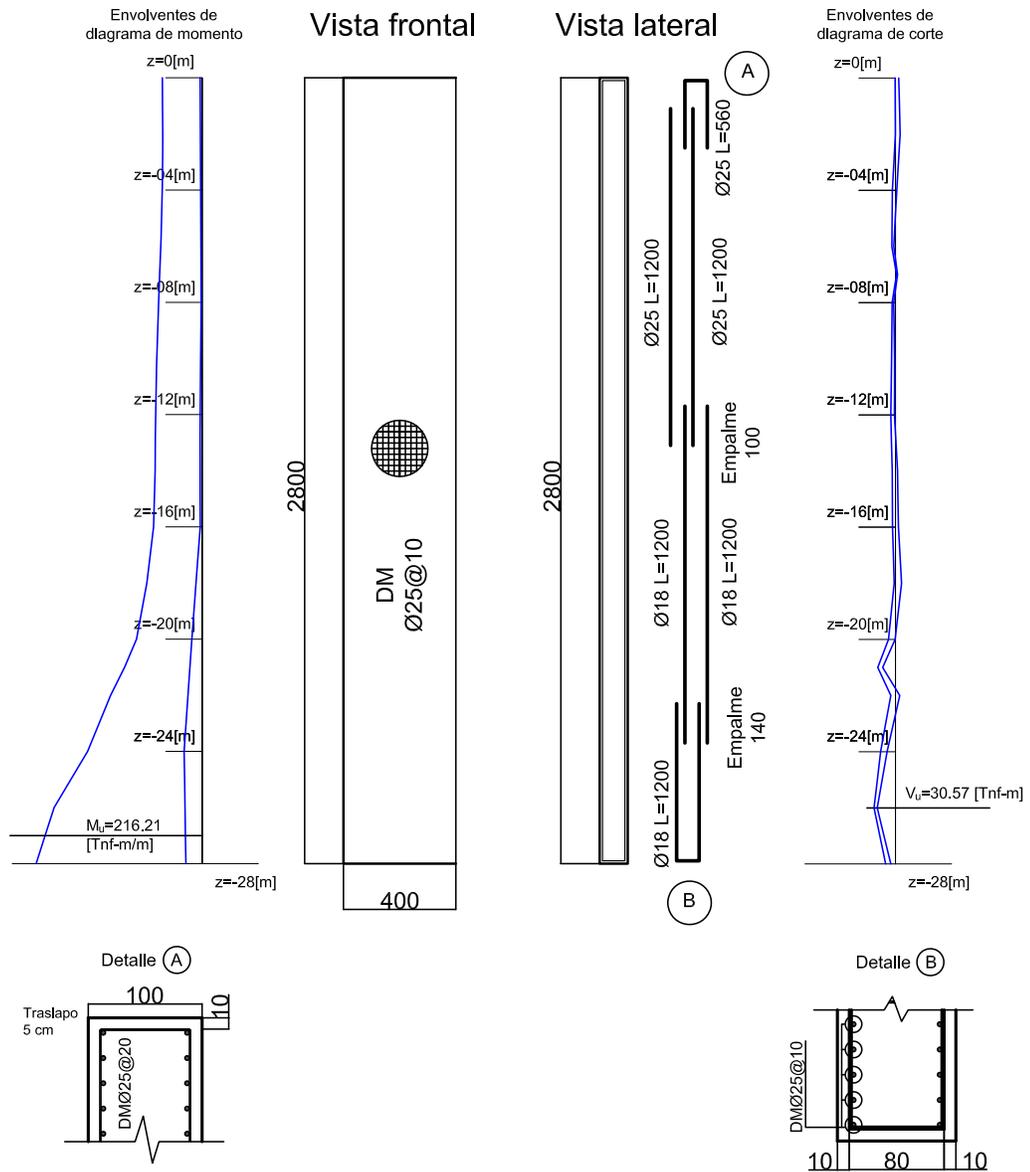
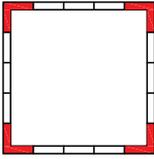


Figura 7.18 – Vista de perfil de muros centrales en piques paralelepípedos, [cm].

Vista en planta



Detalle de armadura vertical en muro esquina

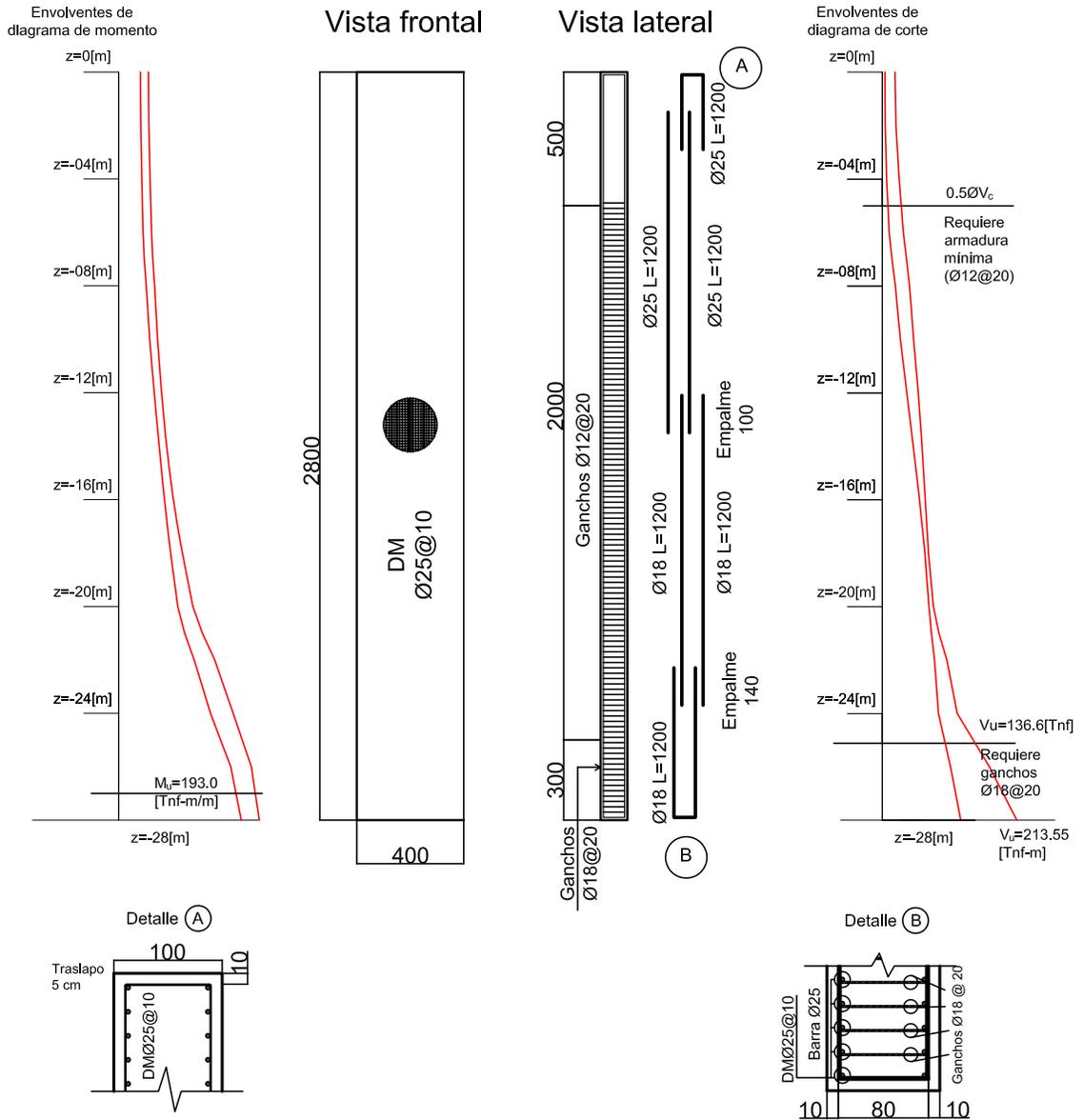


Figura 7.19 – Vista de perfil de muro esquina en piques paralelepípedos, en [cm].

8. Diseño de piques cilíndricos

8.1. Antecedentes

Sobre el diseño de piques cilíndricos, se destacan dos proyectos con los siguientes criterios:

- El proyecto de Bruce et al. [4] consiste en analizar el pique cilíndrico como si fuese un pilote de grandes proporciones. Dada la rigidez de la estructura, el pique posee deformaciones bajas.

Los criterios de diseño propuesto por Bruce son los siguientes:

- El diseño contempla el uso de muros de hormigón armado. Dada la rigidez del muro, la condición del suelo se asume como si éste estuviera en reposo.
 - Las deformaciones horizontales en la parte superior del muro no pueden superar los 15 [cm] para ser considerado un muro elástico.
- El proyecto analizado por Theophilou [40] presenta recomendaciones en el cálculo estructural del pique cilíndrico:
 - Se implementa una combinación de cargas, considerando el 10 % de las cargas sísmicas obtenidas de alguna normativa o teoría aplicable, debido a que una estructura rígida no permite deformaciones importantes en el suelo, incluso en condiciones sísmicas.
 - La incorporación de espesor mínimo de muro para resistir las fuerzas de compresión angular entre muros y evitar efectos por desalineamiento accidental de muros.

8.2. Procedimiento adoptado para pique cilíndrico y criterios de diseño

Dado que la estructura se asume rígida, entonces se esperan deformaciones bajas, provocando que los suelos se consideren en reposo. Esto cumple con los antecedentes propuestos por Sangeom et al. [33] y los proyectos analizados anteriormente.

Por lo tanto, se consideran los siguientes criterios, en conformidad a la normativa NCh 3206 [21]:

- En el análisis de estabilidad de la excavación, es usado el factor $FS = 1,5$ para condición estática. La condición sísmica será revisada en el Capítulo 9.
- Las combinaciones de cargas se basan en el uso de la NCh 3171 [20], definida como:

$$U = 1,6H_e \quad (8.1)$$

- El diseño de la estructura del pique será mediante las relaciones de carga axial, momento flector, momento torsor y corte proporcionados por la normativa ACI318-08 [1]. Esto contempla las solicitaciones en condición estática y en condición sísmica.

8.2.1. Modelo de etapas constructivas para el diseño de la estructura en condiciones estáticas

Mediante los análisis por *Midas GTS NX*, es posible simplificar las etapas constructivas a dos pasos:

1. Incorporación de muro pantalla.
2. Etapas donde se incorpora la excavación por niveles de 4[m] de profundidad por cada etapa, siendo 7 etapas de excavación.
3. Excavación total. En caso de requerirlo, se incorpora una losa para el control de deformaciones verticales en el fondo de los piques.

De este análisis, se tomará en cuenta la última etapa de excavación para propósitos de diseño. Observaciones detalladas de las etapas constructivas son explicadas en el análisis geotécnico, visto en el Capítulo 9.

8.3. Prediseño de muros en piques cilíndricos

Geometría de muros Para este diseño, se ha segmentado la estructura en:

- 35 muros tipo A, de aproximadamente 2[m] de largo y 1[m] de espesor.
- 1 muro tipo B, de aproximadamente 1[m] de largo y 1[m] de espesor.

Notar que el cálculo del espesor se muestra en los siguientes apartados. Se muestran a continuación la identificación de los muros en los piques.

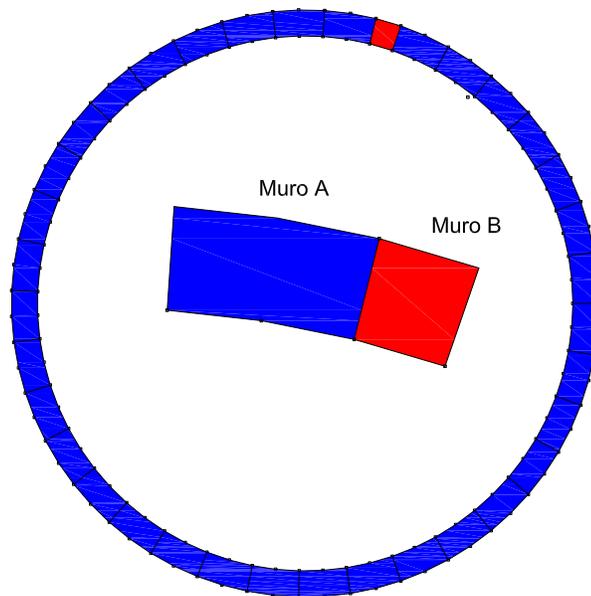


Figura 8.1 – Identificación de muros de piques cilíndricos.

Espesor de muro El espesor del muro, de acuerdo a Theophilou [40], debe ser tal que cumple dos condiciones:

1. Aceptar cargas de compresión en dirección angular.
2. Evitar problemas por mal alineamiento de muros.

Para la primera condición, la siguiente relación determina el espesor mínimo para resistir las sollicitaciones a compresión angular:

$$h_1 = \frac{q_u \times a}{0,35f'_c \times b_w} \quad (8.2)$$

Considerando que $a = 11,3[m]$, $f'_c = 250[kgf/cm^2]$ y $b_w = 100[cm]$, además que la carga máxima mayorada se considera $q_u = 42,6[Tnf/m^2]$ (correspondiente al empuje en reposo a una profundidad de $28[m]$ para el suelo Tipo 2), entonces el resultado de h_1 es de $0,55[m]$.

Se considera que existe un segundo espesor h_2 que depende de la posición de los muros. Dado que éstos no son continuos - sobre todo en un sistema constructivo como el caso del muro pantalla - puede existir un desalineamiento en planta, generando deformaciones y fuerzas accidentales. Esto se describe en la siguiente figura.

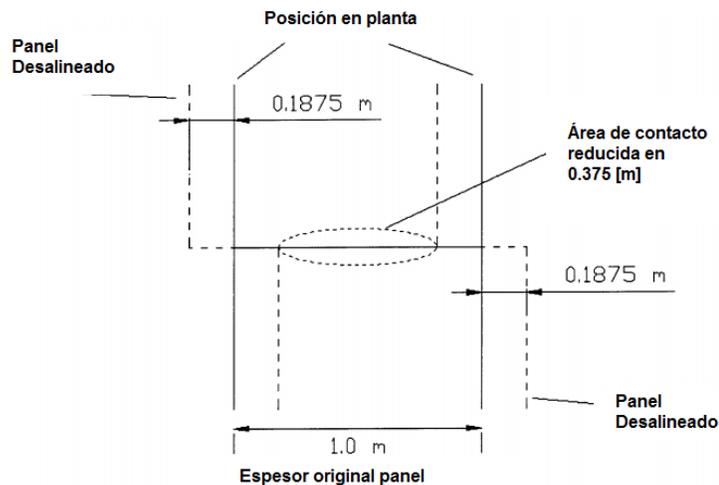


Figura 8.2 – Condición de muros desalineados durante la construcción del pique. Fuente: Theophilou [40]

Para ello, se recomienda la siguiente relación:

$$h_2 \leq 0,01H \quad (8.3)$$

Dado que $H = 28[m]$, entonces $h_2 = 0,28[m]$. Finalmente, el espesor mínimo del muro de hormigón armado, h_{min} , se describe como:

$$h_{min} = h_1 + h_2 \quad (8.4)$$

Se obtiene de lo anterior: $h_{min} = h_1 + h_2 = 0,55 + 0,28[m] = 0,83[m]$. Para efectos de comparación con el pique paralelepípedo, es usado un espesor de muro de $1[m]$.

A continuación, se presentan las geometrías resultantes del cálculo de espesor y geometría de los muros.

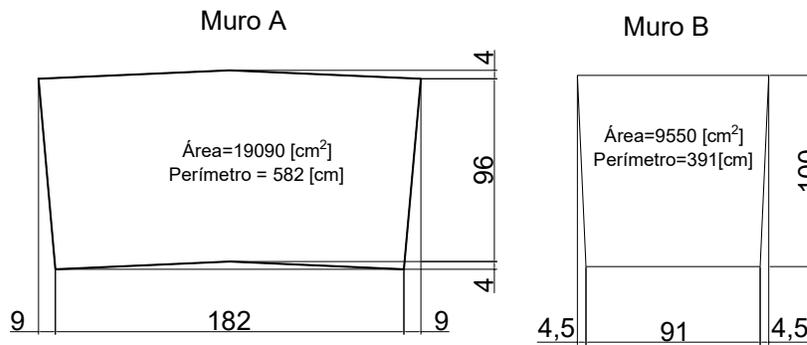


Figura 8.3 – Secciones de análisis para muros en pique cilíndrico, en [cm].

8.3.1. Estabilidad del pique

Es posible el análisis de estabilidad por medio del método de Zhang et al. [48]. Este método permite el análisis de una excavación soportada por muros mediante una falla de tipo helicoidal, donde puede ser definido mediante los momentos volcantes y resistentes en el muro.

El cálculo fue hecho en el Anexo B, pero es necesario plantear las hipótesis aplicadas en este método.

- Dada la rigidez de los muros de hormigón armado, las deformaciones se pueden suponer bajas.
- Este método considera anillos de vigas para reducir las cargas debidas a los empujes de suelo. Sin embargo, se omite el uso de anillos, dado que las dimensiones de los muros no requieren de su uso.
- El espesor del muro se considera 1[m].
- Este método solo puede ser usado para analizar condiciones estáticas.

Se muestra a continuación el resumen de resultados:

Tabla 8.1 – Factores de seguridad a volcamiento para piques cilíndricos.

Tipo de suelo	Factor de seguridad (Zhang)
Tipo 1	1.54
Tipo 2	1.76

En ambos casos se cumple con la normativa NCh 3206 [21], aunque para el análisis sísmico será necesario verificar el factor de seguridad por análisis *SSR*.

8.3.2. Deformación por heave

Verificando las deformaciones mediante los parámetros definidos en las Tablas 6.2 y 6.3 y la relación de Perioff, se muestra el siguiente resultado.

Tabla 8.2 – Deformación vertical teórica en el fondo de pique cilíndrico.

Tipo de suelo	$H[m]$	$D[m]$	$B_e[m]$	$\gamma_s [Tnf/m^2]$	$E_{soil} [Tnf/m^2]$	$def_v[cm]$	$\delta_v[\%]$
Tipo 1				1.7	3000	14.9	0.66
Tipo 2	28	52	22.6	1.9	6500	7.7	0.34

En ambos casos de suelos, las deformaciones verticales en la base del pique no superan el valor del 6 %, por lo que no es necesario el uso de losa para restringir las deformaciones en el fondo del pique.

8.3.3. Modelo de prediseño en *Midas GTS NX*

Los modelos analizados poseen la siguiente geometría y división de elementos:

- La zona externa al pique (suelo) es modelada como un cubo sólido de dimensiones $200 \times 200 \times 80[m^3]$, donde los bordes laterales se dividen en líneas de $20[m]$, mientras que el espacio vertical es mallado cada $10[m]$.
- El espesor del muro es de $1[m]$.
- Dependiendo del análisis, la estructura del pique se modela de dos formas:
 - Para el análisis de fuerzas y deformaciones (FyD): el contorno de los muros se divide horizontalmente cada $1[m]$, mientras que dirección vertical se divide con 14 secciones de $2[m]$, logrando así la altura completa del pique que son $28[m]$. Los elementos de la estructura son de tipo *shell*.
 - Para el análisis de estabilidad: Las divisiones son similares al caso anterior, solo que los muros son considerados como elementos sólidos.

Lo anterior se grafica en la siguiente figura.

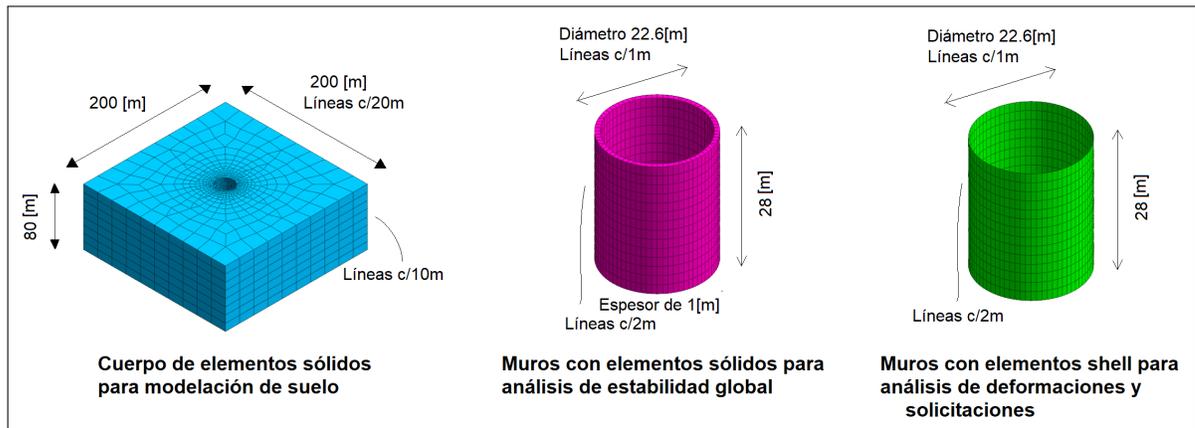


Figura 8.4 – Descripción geométrica de modelo de pique cilíndrico para prediseño.

Las propiedades de los materiales aplicadas en los modelos son las siguientes. Notar que el módulo de deformaciones es multiplicado por tres, de acuerdo al criterio de Gouw [15].

Tabla 8.3 – Parámetros de materiales para el prediseño de piques cilíndricos. (FyD): fuerzas y desplazamientos. (SSR): análisis de estabilidad de excavación.

Parámetros	Unidades	Valor			
		Suelo Tipo 1	Suelo Tipo 2	Hormigón (SSR)	Hormigón (FyD)
Tipo de modelo	-	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Elástico
Módulo de deformación	$[Tnf/m^2]$	9000	19500	2390000	2390000
Densidad	$[Tnf/m^3]$	1.7	1.9	2.5	2.5
Módulo de Poisson	$[\circ]$	0.3	0.3	0.2	0.2
Ángulo de fricción	$[\circ]$	30	30	53.4	-
Cohesión	$[Tnf/m^2]$	0	2	118.6	-
Tensión máxima	$[Tnf/m^2]$	0	2	75	-

8.3.4. Resultados de prediseño de la estructura

Estabilidad de excavación La estabilidad de excavación puede ser vista en la siguiente figura.

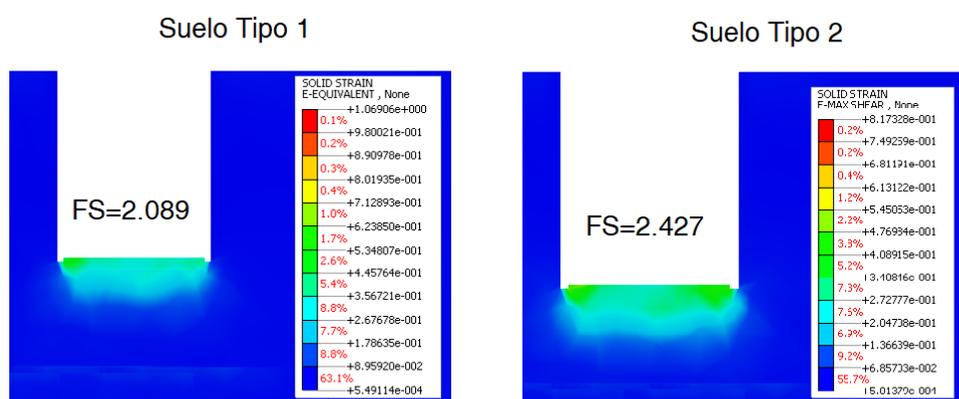


Figura 8.5 – Resultados de análisis SSR en prediseño de piques cilíndricos.

Se observa lo siguiente:

- La superficie potencial de falla se concentra en la base del pique, lo que implica que su falla no está condicionada a un empuje en los muros, sino a la liberación de presiones producto de la excavación.
- Las características de los suelos permiten una mejor estabilidad en las excavaciones. El suelo Tipo 2 presenta cohesión y mayor módulo de deformaciones que el suelo Tipo 1, lo que influye en los factores de seguridad hallados en el análisis SSR.
- No requiere el uso de elementos de soporte (como anclajes o puntales) para estabilizar las excavaciones, ya que cumplen con los factores de seguridad requeridos.

Solicitaciones en muros La Figura 7.3 muestra la sollicitación más influyente en el prediseño. En este caso, corresponde a la carga axial angular que comprime a los muros.

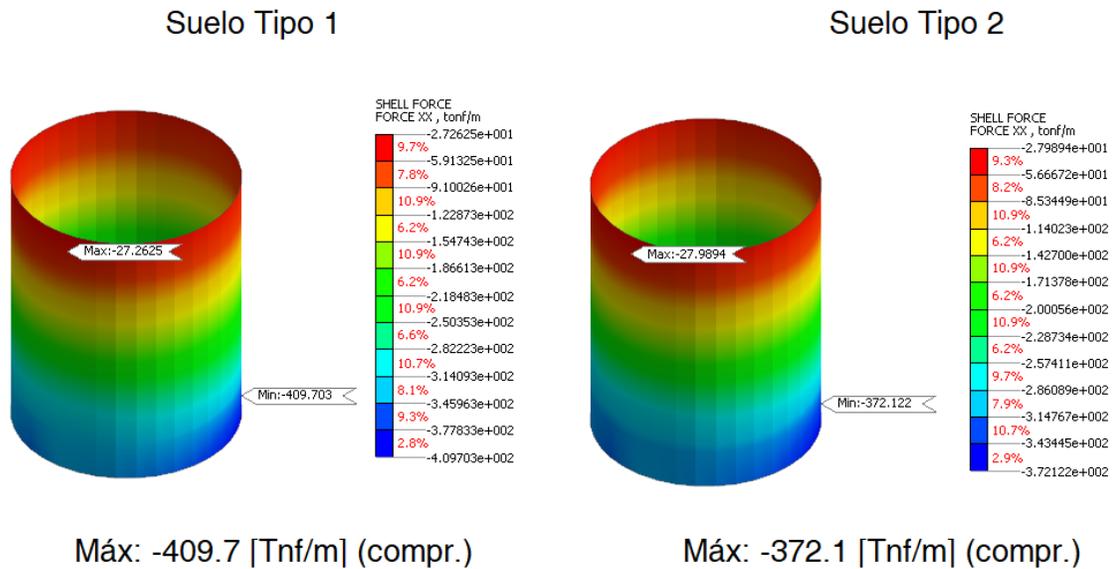


Figura 8.6 – Momento flector en dirección normal de prediseño para piques cilíndricos.

El módulo de deformaciones y la cohesión influyen en el resultado, esto, por el hecho de que el suelo Tipo 2 posee solicitaciones más bajas en condiciones estáticas respecto al suelo Tipo 1.

Deformaciones horizontales y verticales Las deformaciones en condiciones estáticas para los dos tipos de suelo se presentan en las Figuras 8.7 y 8.8. En ellas, se observa que las deformaciones horizontales en los muros son bajas como para estimar una superficie potencial de falla debida a empujes activos de los suelos. En este caso, la mayor deformación no supera los 2[mm], lo que comparado con la altura de excavación, la deformación horizontal unitaria es 0,07‰. Este valor es menor al 1‰, que permite que el suelo permanezca en reposo.

De las deformaciones verticales, se observa que la teoría sobrestima los resultados respecto al *heave*, donde la deformación unitaria vertical máxima es de 2,38 ‰. Esto significa que el resultado no supera al 6 ‰, valor límite para establecer el rango lineal elástico, confirmando que no se justifica el uso de losa.

Si bien, existen deformaciones horizontales con valores extremos en la base de los piques, se desestiman dado que son distorsiones presentes en la modelación al combinar elementos finitos sólidos y elementos shell.

Comentarios sobre el prediseño de piques cilíndricos De los resultados anteriores, se establecen los siguientes criterios de diseño de pique:

- No se incorpora losas en los piques cilíndricos, dado que las deformaciones en el fondo mantienen la condición elástica lineal del suelo, evitando que se provoque plastificación del suelo en la base de los piques.
- No es necesario el uso de anclajes, dado que la estabilidad alcanzada cumple con la normativa vigente, sin el uso de anclajes.

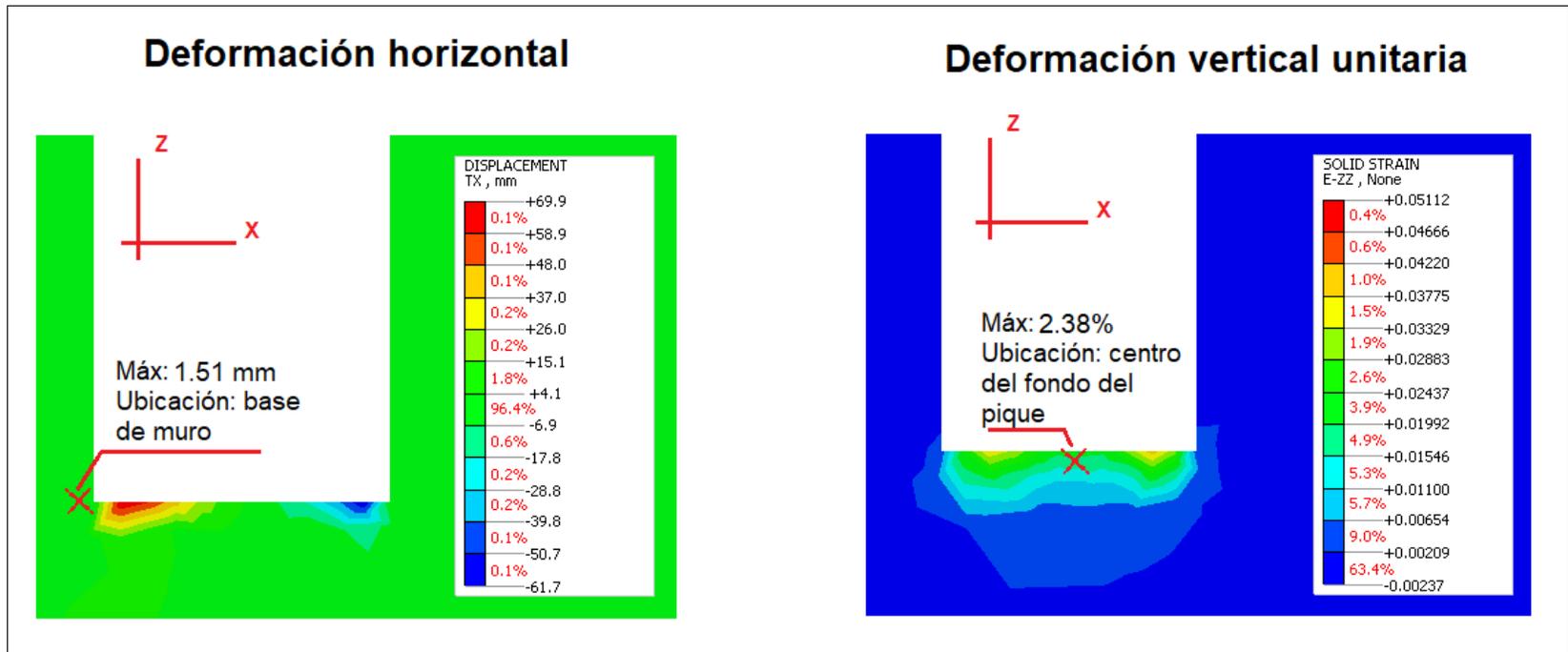


Figura 8.7 – Deformaciones de diseño de pique cilíndrico en suelo Tipo 1.

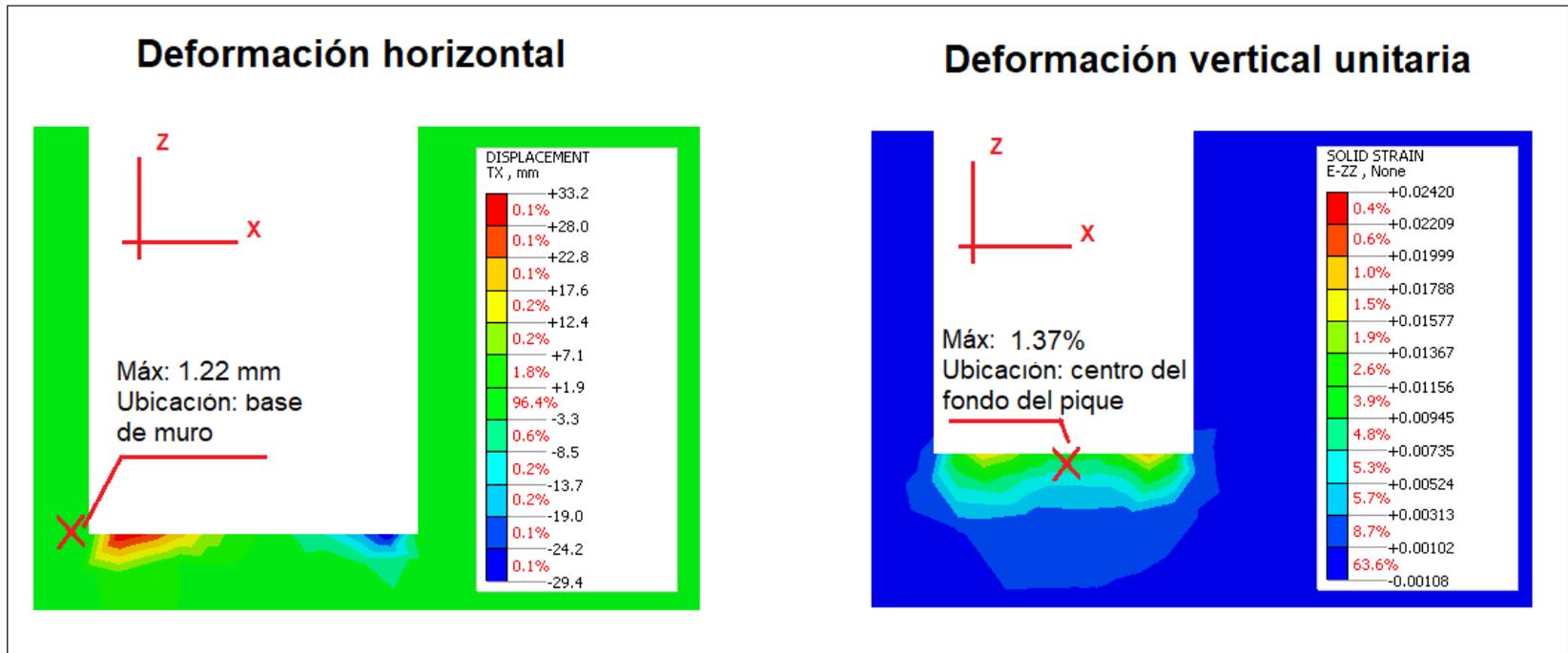


Figura 8.8 – Deformaciones de prediseño de pique cilíndrico en suelo Tipo 2.

8.4. Diseño de los muros

8.4.1. Modelación tridimensional del pique

El análisis considera los casos estático y sísmico, planteándose el mismo modelo usado mostrado en la Figura 8.4. La Tabla 8.3 hace referencia a los parámetros usados en el cálculo estructural en condición estática de los piques cilíndricos.

Para considerar los efectos sísmicos, se requiere del análisis modal espectral. Para ello, se ingresan los espectros obtenidos en el Anexo A, además de las propiedades de los suelos y materiales en condiciones sísmicas.

El análisis modal espectral consideró:

- El uso de 200 modos, representando aproximadamente un 90 % de masa modal.
- El amortiguamiento de la estructura, que es caracterizada con un $\xi = 0,05$, mientras que el amortiguamiento del suelo, así como los valores dinámicos del módulo de corte, son analizados mediante el método de deconvolución y análisis de ondas de corte, explicado en el Anexo A.
- Para el análisis de fuerzas y deformaciones se consideraron condiciones de borde viscosas, que fueron calculadas automáticamente por *Midas GTS NX*, considerando las propiedades de los suelos. Mayor información en MIDAS Inc. [26].
- El fondo del suelo se restringió con apoyos simples.
- Se aplicaron los espectros del sismo deconvolucionado, según Figura 6.3.
- Se ha usado el método CQC para la combinación modal.c

Los parámetros dinámicos de los suelos se definen en la siguiente tabla.

Tabla 8.4 – Parámetros dinámicos de suelos para modelación de fuerzas y deformaciones *Midas GTS NX* .

Suelo	ξ	G/G_0	Módulos [Tnf/m^2]		α_m	β_m
			G_{soil}	E_{soil}		
Tipo 1	0.184	0.197	1366.9	3553.9	0.458	0.0739
Tipo 2	0.18	0.21	3157.4	8209.1	0.644	0.0503

8.4.2. Cálculo para diseño estructural de muros

Se establece el diseño estructural considerando la normativa ACI318-08 [1], la que muestra distintas relaciones para cargas axiales, momentos flectores, corte y momento torsor. Se considera los siguientes criterios resultado del análisis anterior:

- Se esperan deformaciones bajas en los muros durante el sismo, por lo que el diseño se define como muro ordinario.
- La sección de análisis tiene dimensiones de $100 \times 100[cm^2]$.
- El recubrimiento es de $10[cm]$, dado que el muro está en contacto con el suelo de forma directa.
- Las características de los materiales de hormigón armado pueden ser vistas en el Cuadro 6.1.

- Las cargas axiales F_{XX} y F_{YY} son analizadas por la sección de máxima compresión y máxima tracción.
- Los cortes fuera del plano S_{XZ} , S_{YZ} son analizados mediante la capacidad de corte solo usando la sección de hormigón, mientras que el corte dentro del plano F_{XY} será analizado por la capacidad de hormigón y el acero de refuerzo con cuantía mínima de muro.
- El momento torsor M_{XY} es analizado mediante las ecuaciones de momento torsor, considerando la torsión crítica del hormigón.
- Los momentos flectores M_{XX} y M_{YY} son analizados en conjunto con las cargas axiales mediante la interacción carga axial-momento flector.

Las relaciones usadas para el cálculo se explican en la sección 7.2.2. Notar que las solicitaciones se extraen de acuerdo a la siguiente figura.

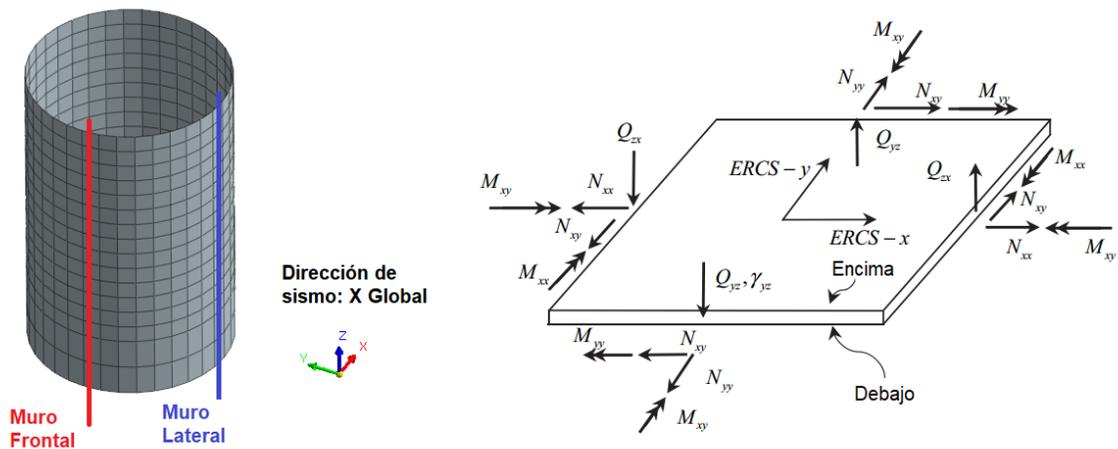


Figura 8.9 – Identificación de muros para análisis de solicitaciones en piques cilíndricos

8.4.3. Solicitaciones de muros

Las solicitaciones máximas se obtienen en la siguiente tabla. Además, la distribución de solicitaciones puede verse en las Figuras 8.10 y 8.11.

Tabla 8.5 – Solicitaciones máximas en piques cilíndricos. Las unidades de las solicitaciones están: para las fuerzas, en $[Tnf/m]$; para los momentos, en $[Tnf - m/m]$.

Suelo	F_{XX} (Tracc.)	F_{XX} (Comp.)	F_{YY} (Tracc.)	F_{YY} (Comp.)	F_{XY}	S_{XZ}	S_{YZ}	M_{XY}
Tipo 1	0.0	-606.2	0.0	-102.3	74.4	11.4	6.0	6.4
Tipo 2	0.0	-515.0	0.0	-115.7	119.0	6.2	6.4	6.7

Verificando los resultados, los momentos flectores y torsor, además de los cortes fuera del plano no son predominantes en el diseño estructural. Si son influyentes en el diseño los cortes dentro del plano (F_{XY}) y la compresión angular de muros (F_{XX}), que determinan las dimensiones de los muros.

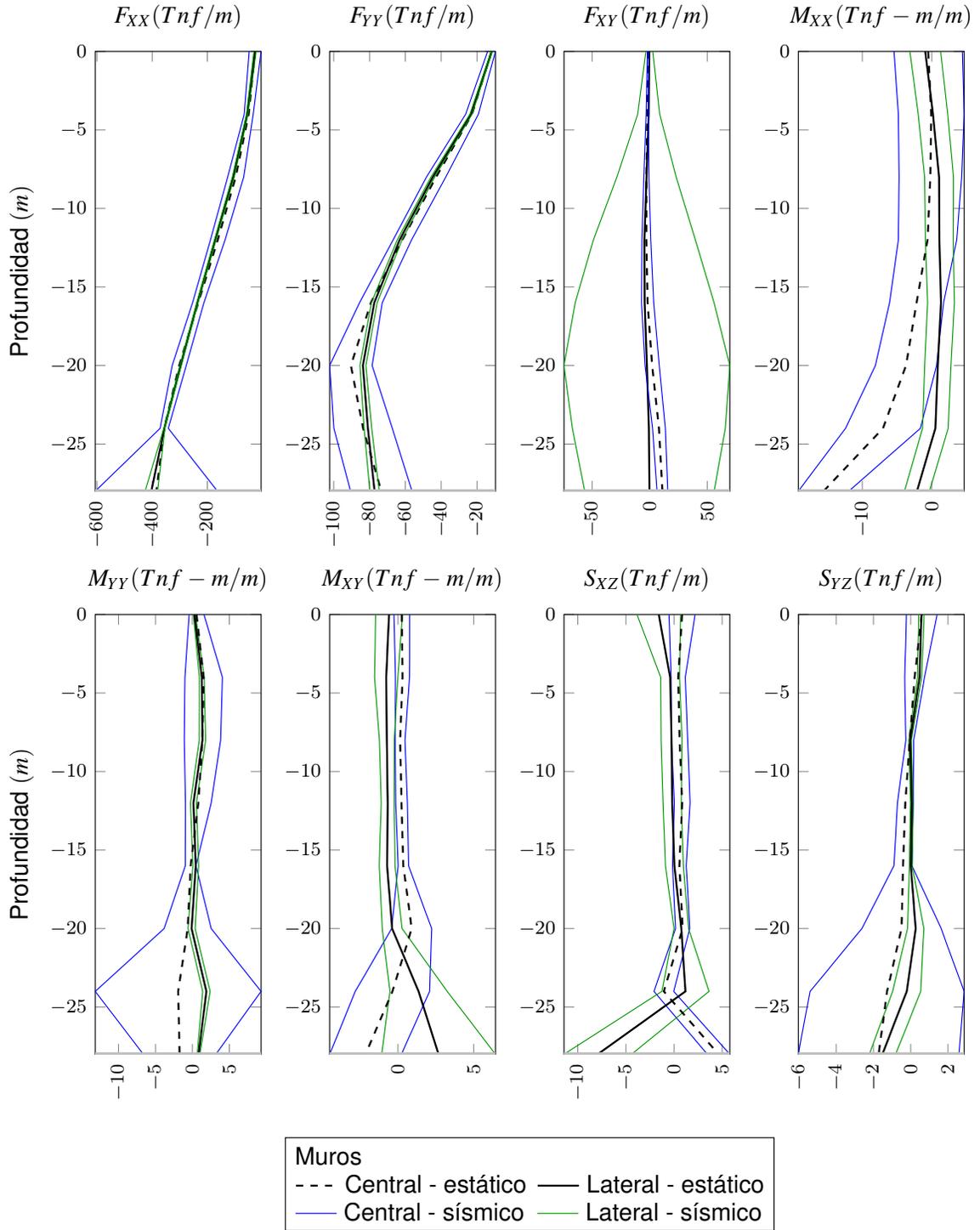


Figura 8.10 – Solicitaciones máximas modeladas en *Midas GTS NX* para muros cilíndricos, por metro lineal.

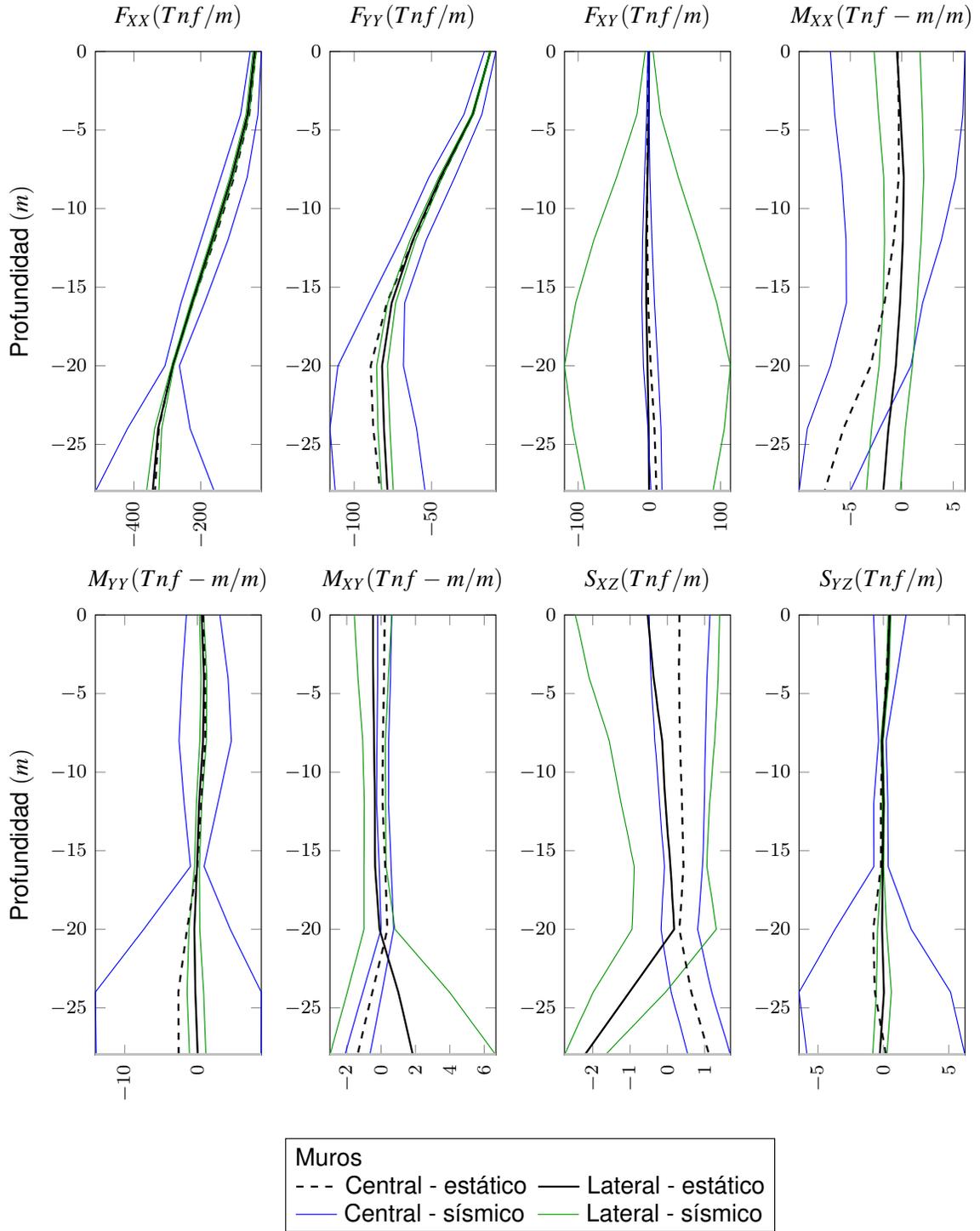


Figura 8.11 – Solicitaciones modeladas en Midas para pique cilíndrico en suelo Tipo 2

8.4.4. Resultados de diseño de muros

Los resultados se ven en la siguiente tabla, así como los diagramas de interacción pueden verse desde la Figura 8.12 hasta la Figura 8.12. Notar que el uso de armadura mínima, cubierta por la DM $\phi 18@20$ permite un buen diseño para las solicitaciones en los muros.

Tabla 8.6 – Cálculos para diseño de muros de piques cilíndricos.

Suelo	Fuerza	Unidad	Valor	Cap.	¿Cumple?	Requisitos u comentarios
Tipo 1	F_{XX} (+)	[Tnf/m]	0	96	Sí	Capacidad calculada con $\phi 18@20$
	F_{XX} (-)	[Tnf/m]	-606.2	875	Sí	Capacidad calculada con área bruta
	F_{YY} (+)	[Tnf/m]	0	96	Sí	Capacidad calculada con $\phi 18@20$
	F_{YY} (-)	[Tnf/m]	-102.3	875	Sí	Capacidad calculada con área bruta
	F_{XY}	[Tnf/m]	74.354	136.6	Sí	Capacidad calculada con $\phi 18@20$ + área hormigón
	S_{XZ}	[Tnf/m]	11.427	56	Sí	Capacidad calculada con sección hormigón
	S_{YZ}	[Tnf/m]	6.035	56	Sí	Capacidad calculada con sección hormigón
	M_{XY}	[Tnf - m/m]	6.4391	29.6	Sí	Capacidad calculada a torsión crítica de hormigón
Tipo 2	F_{XX} (+)	[Tnf/m]	0.0	96	Sí	Capacidad calculada con $\phi 18@20$
	F_{XX} (-)	[Tnf/m]	515.0	875	Sí	Capacidad calculada con área bruta
	F_{YY} (+)	[Tnf/m]	0.0	96	Sí	Capacidad calculada con $\phi 18@20$
	F_{YY} (-)	[Tnf/m]	115.7	875	Sí	Capacidad calculada con área bruta
	F_{XY}	[Tnf/m]	119.0	171.3	Sí	Capacidad calculada con $\phi 18@20$ + área hormigón
	S_{XZ}	[Tnf/m]	6.2	56	Sí	Capacidad calculada con sección hormigón
	S_{YZ}	[Tnf/m]	6.4	47.6	Sí	Capacidad calculada con sección hormigón
	M_{XY}	[Tnf - m/m]	6.7	21.8	Sí	Capacidad calculada a torsión crítica de hormigón

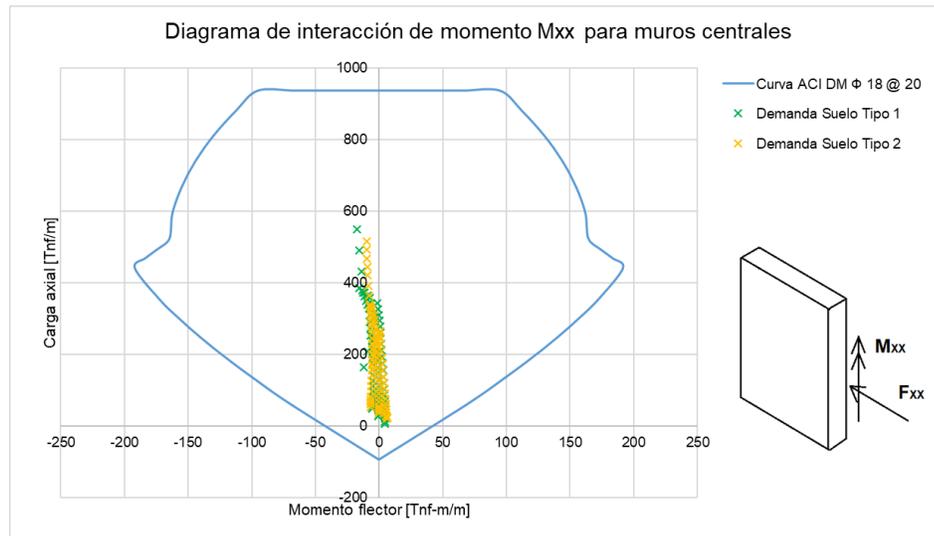


Figura 8.12 – Diagrama de interacción de cargas axiales y momento flector en dirección angular, para piques cilíndricos.

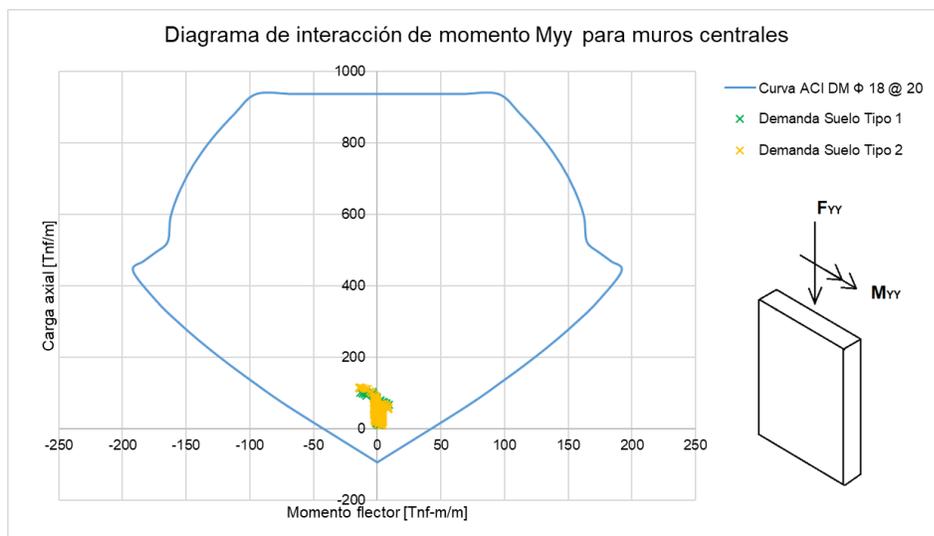


Figura 8.13 – Diagrama de interacción de cargas axiales y momento flector en dirección normal, para piques cilíndricos.

8.4.5. Detalles de los muros

Se presentan las siguientes consideraciones de detallamiento de muros:

- Se usa la DM $\phi 18 @ 20$, cuyas separaciones cumplen con la normativa ACI318-08 [1].
- La longitud de desarrollo de las barras $\phi 18$ corresponde a $100[cm]$.
- El recubrimiento de las armaduras es de $10[cm]$.
- En las zonas más profundas, la armadura permanece continua. Esto se verá con mayor detalle en la Figura 8.15.

Se muestran en la siguiente página las secciones transversales de los muros y vista perfil de pique.

Secciones muros A y B

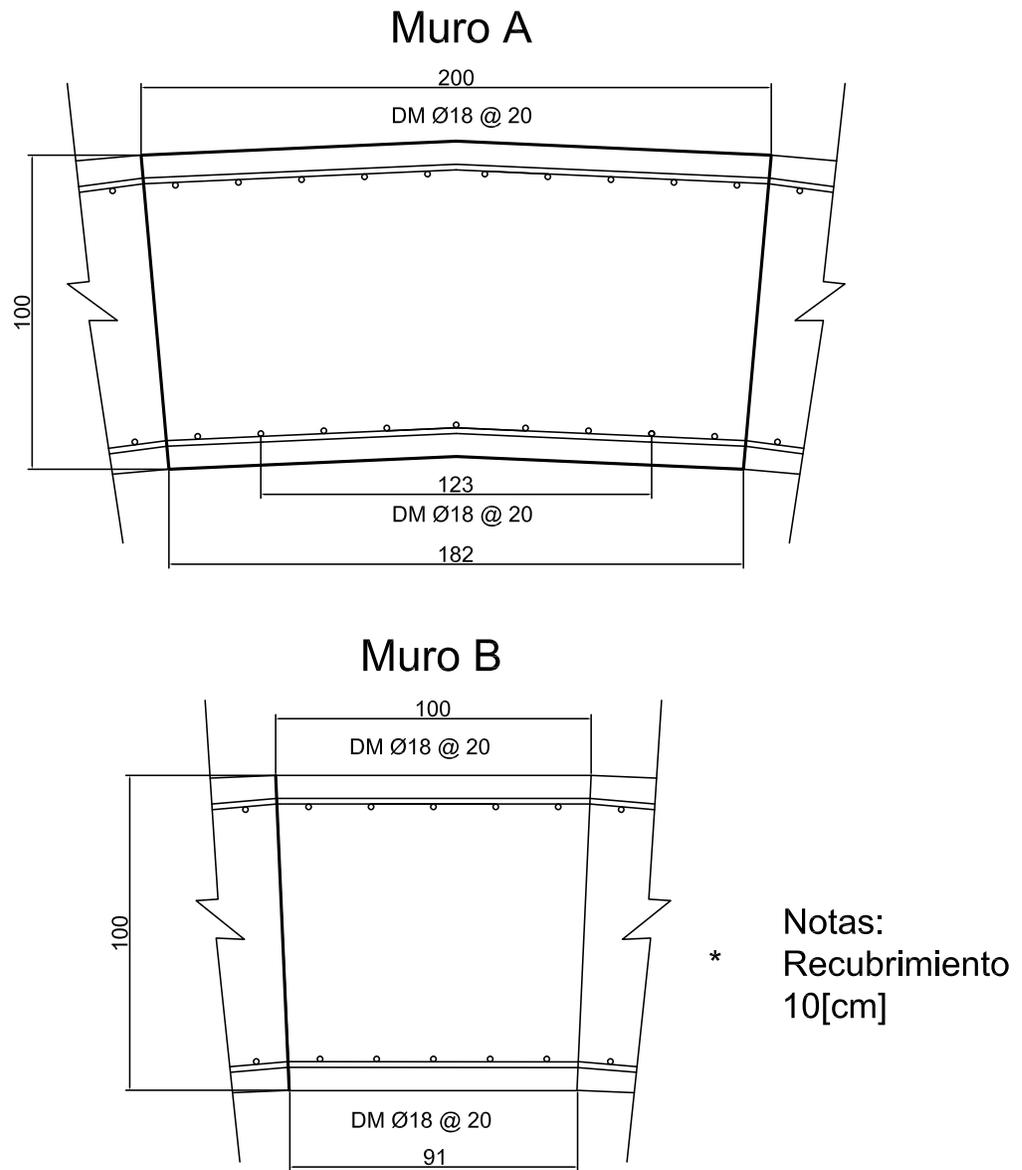
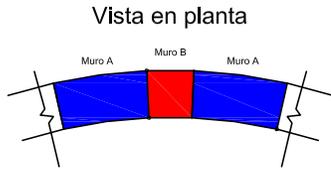


Figura 8.14 – Vista en planta de muros para piques cilíndricos.



Detalle de armadura vertical en Muro A y B

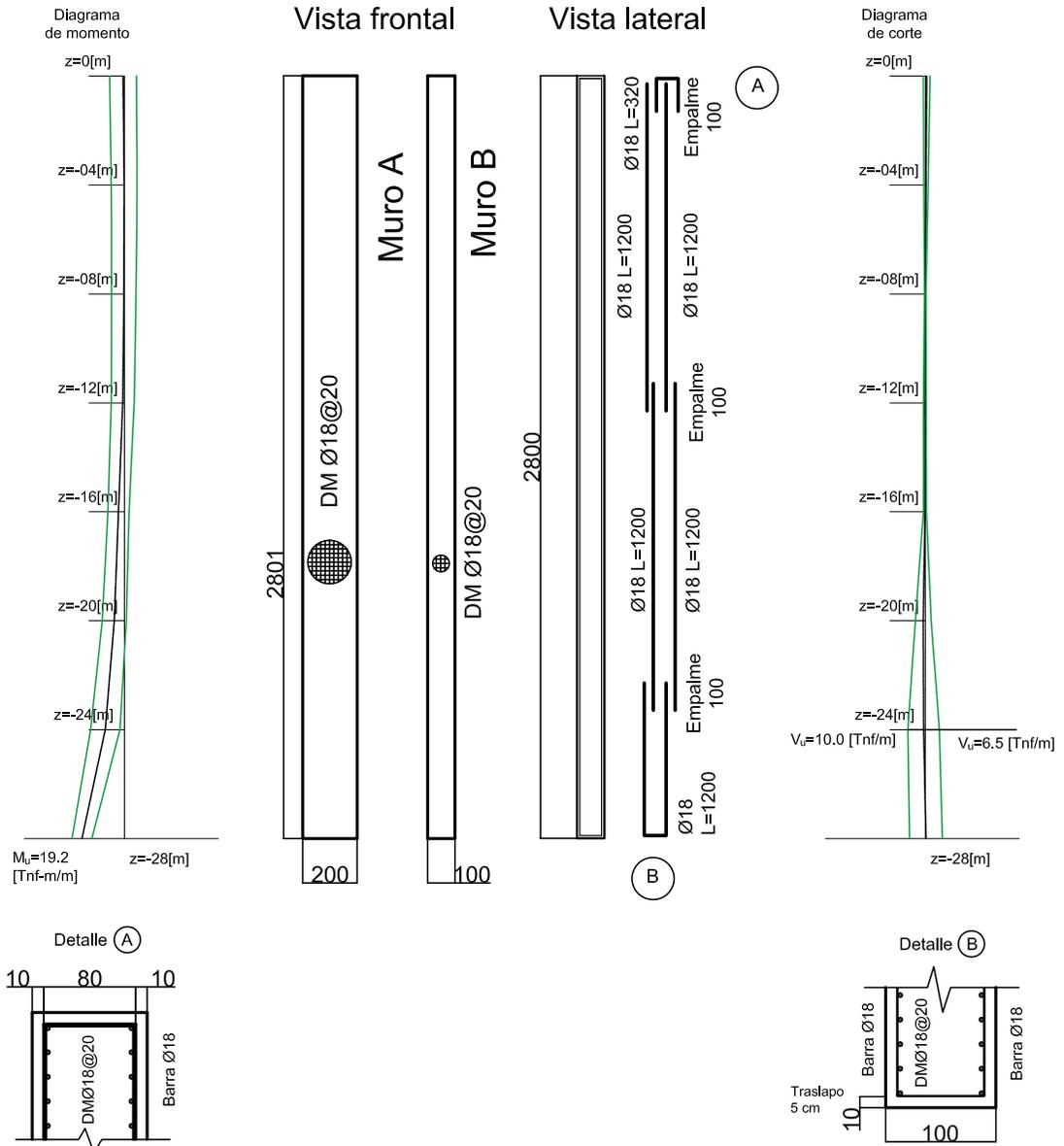


Figura 8.15 – Vista de perfil de muros A y B para piques cilíndricos.

9. Resultados

En este capítulo se realizaron comparaciones entre los distintos modelos, considerando la condición estática y sísmica. Para ello, este capítulo se divide en tres secciones:

- Descripción de las características de los modelos en *Midas GTS NX* y en *SAP2000*.
- El análisis geotécnico de los piques, identificando los siguientes factores: etapas constructivas, estabilidad de excavaciones, deformaciones en los piques, empujes hallados en los piques, direcciones de esfuerzos principales y puntos plásticos presentes en la excavación.
- Se implementa una comparación de la estructura entre los modelos desarrollados en *Midas GTS NX* y los modelos en *SAP2000*, para verificar si la aplicación de criterios teóricos permite un diseño adecuado de los muros.

9.1. Características de modelos en *Midas GTS NX* y *SAP2000*

9.1.1. *Midas GTS NX*

Los modelos geotécnicos usados en *Midas* son descritos de la siguiente forma:

- Para los piques paralelepípedos:
 - La Tabla 7.4 identifica las propiedades de los materiales en condiciones estáticas, mientras que la Tabla 7.5 muestra las características de los materiales en condiciones sísmicas.
 - La Figura 7.8 describe la geometría del modelo.
- Para los piques cilíndricos:
 - La Tabla 8.3 identifica las propiedades de los materiales en condiciones estáticas, mientras que la Tabla 8.4 muestra las características de los materiales en condiciones sísmicas.
 - La Figura 8.4 describe la geometría del modelo.
- Las cargas empleadas en los modelos fueron descritas en el Capítulo 6.

La siguiente tabla hace referencia a las características de los materiales empleadas para el análisis de estabilidad global de excavaciones por el método SSR.

Tabla 9.1 – Parámetros de materiales para el análisis de estabilidad global para los piques

Parámetros	Unidades	Valor			
		Suelo Tipo 1	Suelo Tipo 2	Hormigón	Anclaje (solo paralelepípedo)
Tipo de modelo	-	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Elástico
Módulo deformación	$[Tnf/m^2]$	3000	6500	2390000	21000000
Densidad	$[Tnf/m^3]$	1.7	1.9	2.5	8.0
Módulo de Poisson	[°]	0.3	0.3	0.2	0.2
Ángulo de fricción	[°]	30	30	53.4	-
Cohesión	$[Tnf/m^2]$	0	2	118.6	-
Tensión máxima	$[Tnf/m^2]$	0	2	75	-

9.1.2. SAP2000

Elementos finitos

Los muros se representan por elementos shell, con divisiones de 1[m] de ancho y alto. Para los piques paralelepípedos se considera una geometría de $20 \times 20 \times 28$ [m], mientras que los piques cilíndricos se presenta un manto cilíndrico de 22,6[m] de diámetro por 28[m] de profundidad. Los muros son modelados de forma elástica, con propiedades de hormigón G25, que es visto en la Tabla 6.1.

Los anclajes son modelados como tendones, sin pérdida de carga, con cargas de acuerdo a la Tabla 7.3, con distribución de acuerdo a la sección 7.4.2 y propiedades de acuerdo a la Tabla 6.1.

Las condiciones de borde en la parte inferior de los muros corresponde a los apoyos deslizantes en dirección horizontal al muro, con el fin de representar que existen deformaciones en las zonas más bajas de los muros.

Los resortes ubicados alrededor de los piques presentan los siguientes valores considerando la modelación de Leoni [24]. Distribuyéndolos en rangos de profundidad, se muestra la siguiente tabla a partir de los cálculos realizados con las Tablas 6.2 y 6.3.

Tabla 9.2 – Rigideces horizontales en modelos SAP2000

Rango profundidad [m]	Rigidez horizontal del suelo [Tnf/m^3]	
	Suelo Tipo 1	Suelo Tipo 2
0-7	220	246
7-14	441	493
14-21	661	739
21-28	881	985

Cargas de diseño

Se considera lo siguiente:

- Las cargas de diseño se extraen de los empujes hallados en el análisis geotécnico, considerando que la condición estática es mejor representada mediante los empujes en reposo.
- En condiciones sísmicas, se consideran distribuciones uniformes para todos los piques, derivadas de la resultante de la distribución de empujes obtenida por la modelación en *Midas GTS NX*.

La siguiente tabla muestra el tipo de distribución sísmica aplicada para los modelos.

Tabla 9.3 – Distribuciones de empujes sísmicos aplicados en los modelos de SAP2000

Tipo de pique	Tipo distribución	Valor máximo de distribución [Tnf/m^2]	
		Suelo Tipo 1	Suelo Tipo 2
Paralelepípedo	Uniforme	1.0	1.4
Cilíndrico	Uniforme	1.5	2.3

9.2. Análisis geotécnico de los piques

9.2.1. Procesos constructivos

Se establecen a continuación las etapas constructivas de acuerdo al tipo de pique analizado.

Piques paralelepípedos

Las etapas constructivas de los piques paralelepípedos son definidas a continuación:

1. CM (Construcción de Muro): Etapa de construcción de los muros en el perímetro de los piques.
2. Exc 1: Etapa de excavación hasta 4[m] de profundidad más incorporación de la primera línea de anclajes.
3. Exc 2: Etapa de excavación hasta 8[m] de profundidad más incorporación de la segunda línea de anclajes.
4. Exc 3: Etapa de excavación hasta 12[m] de profundidad más incorporación de la tercera línea de anclajes.
5. Exc 4: Etapa de excavación hasta 16[m] de profundidad más incorporación de la cuarta línea de anclajes.
6. Exc 5: Etapa de excavación hasta 20[m] de profundidad más incorporación de la quinta línea de anclajes.
7. Exc 6: Etapa de excavación hasta 24[m] de profundidad más incorporación de la sexta línea de anclajes.
8. Exc 7: Etapa de excavación hasta 28[m] de profundidad.

9.2.2. Piques cilíndricos

Se divide el proceso en las siguientes etapas.

1. CM (Construcción de Muro): Etapa de construcción de los muros en el perímetro del pique.
2. Exc 1: Etapa de excavación hasta 4[m] de profundidad.
3. Exc 2: Etapa de excavación hasta 8[m] de profundidad.
4. Exc 3: Etapa de excavación hasta 12[m] de profundidad.
5. Exc 4: Etapa de excavación hasta 16[m] de profundidad.
6. Exc 5: Etapa de excavación hasta 20[m] de profundidad.
7. Exc 6: Etapa de excavación hasta 24[m] de profundidad.
8. Exc 7: Etapa de excavación hasta 28[m] de profundidad.

Comparación de etapas constructivas

Las deformaciones y momentos flectores analizados consideran los siguientes criterios:

- Los muros centrales son los analizados para los piques piques paralelepípedos y cilíndricos.
- Son analizadas las deformaciones laterales en los muros.
- El momento flector tangencial (M_{YY}) es analizado.

Las Tablas 9.4 y 9.5 muestran los valores máximos de momento flector y deformación. Notar que los momentos flectores fueron mayorados de acuerdo a las combinaciones LRFD definidas en los diseños de piques.

Tabla 9.4 – Valores máximos de momentos flectores en etapas constructivas.

Tipo de pique	Tipo de suelo	Momento flector por etapa constructiva [$Tnf - m/m$]						
		Exc 1	Exc 2	Exc 3	Exc 4	Exc 5	Exc 6	Exc 7
Paralelepípedo	Tipo 1	8.7	15.3	18.2	28.6	41.7	60.3	24.7
	Tipo 2	7.7	15.6	20.7	28	39.8	40.5	14.6
Cilíndrico	Tipo 1	3.1	3.7	4.7	6.6	13.4	6.3	2
	Tipo 2	2.80	3.5	4.3	5.4	11	5.8	2.8

Tabla 9.5 – Deformaciones máximas en etapas constructivas.

Tipo de pique	Tipo de suelo	Deformación por etapa constructiva [mm]						
		Exc 1	Exc 2	Exc 3	Exc 4	Exc 5	Exc 6	Exc 7
Paralelepípedo	Tipo 1	0.5	1.2	1.9	3.3	4.4	6.2	21.2
	Tipo 2	0.3	0.7	1.1	1.7	2.8	3.9	9.2
Cilíndrico	Tipo 1	0.1	0.2	0.4	0.8	0.8	0.9	1.5
	Tipo 2	0.1	0.2	0.3	0.6	0.7	0.8	1.2

Desde la Figura 9.1 hasta la Figura 9.4 se muestran las envolventes del momento flector tangencial y la deformación horizontal de los muros en las etapas constructivas.

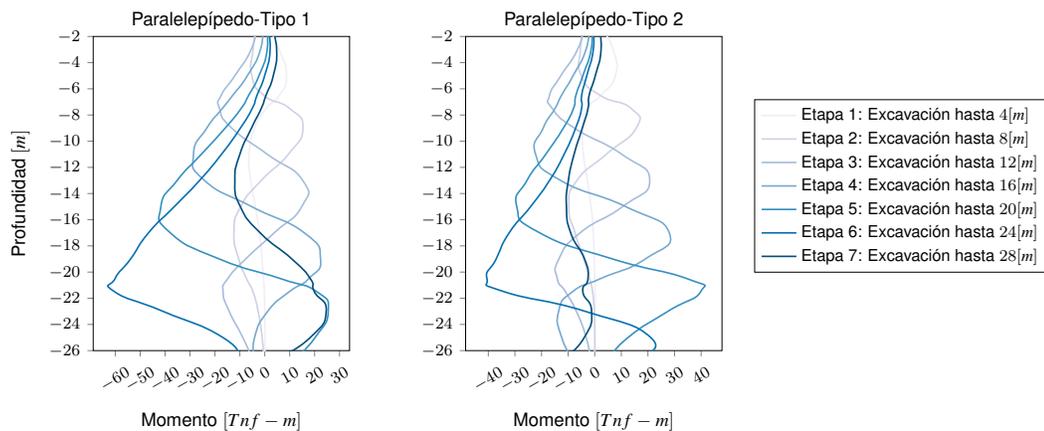


Figura 9.1 – Envolventes de diagramas de momentos flectores en procesos constructivos para piques paralelepípedos.

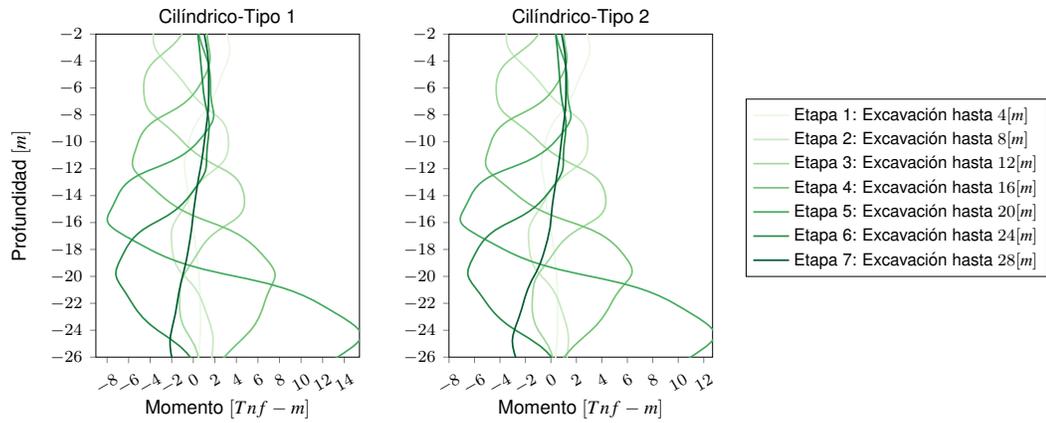


Figura 9.2 – Envolventes de diagramas de momentos flectores en procesos constructivos para piques cilíndricos.

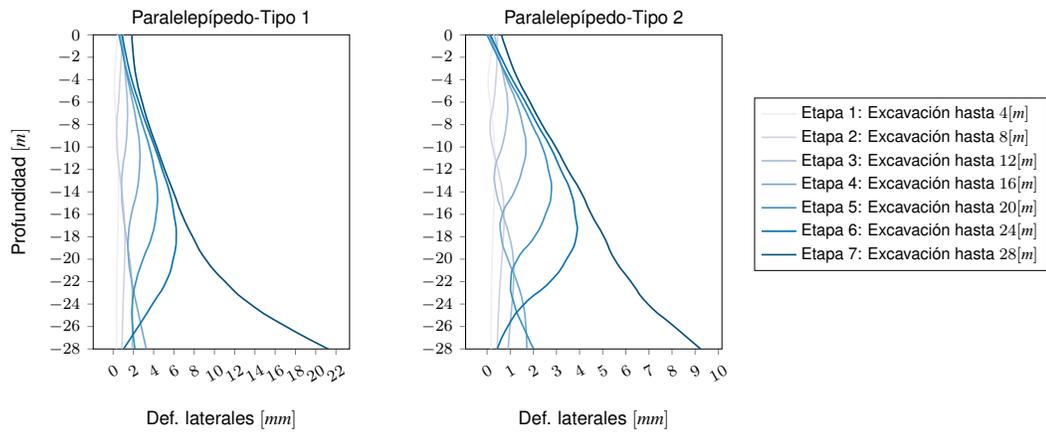


Figura 9.3 – Envolventes de deformaciones en procesos constructivos para piques paralelepípedos.

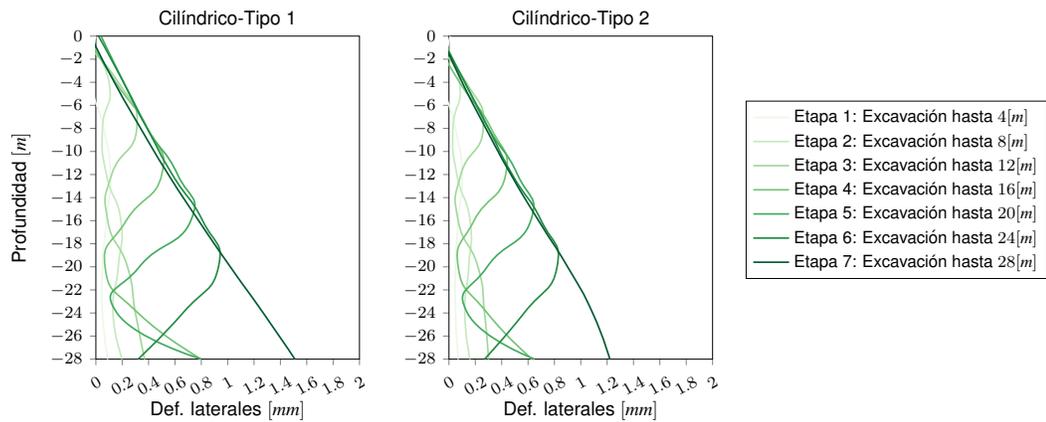


Figura 9.4 – Envolventes de deformaciones en procesos constructivos para piques cilíndricos.

De las figuras y tablas anteriores, se observa:

- Las estructuras en el suelo Tipo 1 generan mayores deformaciones y momentos flectores que en el suelo Tipo 2. Esto es debido al módulo de deformación y cohesión que diferencian ambos suelos, cuyas propiedades son mayores en el suelo Tipo 2.
- Los momentos flectores y deformaciones son menores en los piques cilíndricos respecto a los paralelepíedros. Esto puede ser explicado por el efecto arco que distribuyen mejor las presiones horizontales de los suelos en una geometría transversal como es el círculo.
- Los momentos flectores son mayores entre las etapas 5 a 6 de las excavaciones, dado que en esas etapas aún existen capas de suelo que generan empujes pasivos al muro, reduciendo las deformaciones horizontales en la base de los muros y aumentando los momentos flectores. Una vez excavada la última capa de suelo, se libera la presión pasiva, permitiendo mayores deformaciones en la base de los muros y reduciendo los momentos flectores en esa misma zona. Por ello es que los momentos flectores no presentan valores máximos en la última etapa.

Cargas de los anclajes en las etapas constructivas y en la condición sísmica

Las siguientes tablas muestran las cargas de anclaje que se van desarrollando a lo largo de las etapas constructivas, así como la condición sísmica en que se desenvuelven. Se observa:

- Durante el avance constructivo, se redistribuyen las cargas conforme se van incorporando líneas de anclaje.
- Durante el sismo, las variaciones en cargas de anclajes son bajas, debido a que el suelo tiende a permanecer en reposo, por lo que durante un sismo, el suelo y la estructura se mueven como un cuerpo rígido. Esto significa que los anclajes deforman poco, provocando una variación de cargas baja.

Tabla 9.6 – Resumen de cargas de anclaje para pique paralelepípedo, en suelo Tipo 1.

Profundidad anclaje [m]	Cargas de anclajes durante etapas constructivas [Tnf]							Condición sísmica [Tnf]
	Etapas 1	Etapas 2	Etapas 3	Etapas 4	Etapas 5	Etapas 6	Etapas 7	
4	16.4	14.3	16.2	17.6	18.1	18.3	18.3	23.1
8	-	32.6	26.4	29.2	30.3	30.2	29.7	33.9
12	-	-	49.0	40.6	42.9	43.7	43.1	49.1
16	-	-	-	63.2	51.1	54.0	54.4	63.8
20	-	-	-	-	81.6	66.0	71.7	87.1
24	-	-	-	-	-	97.6	89.2	106.1

Tabla 9.7 – Resumen de cargas de anclaje para pique paralelepípedo, suelo Tipo 2.

Profundidad anclaje [m]	Cargas de anclajes durante etapas constructivas [Tnf]							Condición sísmica [Tnf]
	Etapas 1	Etapas 2	Etapas 3	Etapas 4	Etapas 5	Etapas 6	Etapas 7	
4	18.4	15.2	16.6	17.3	17.6	17.7	17.8	18.1
8	-	36.4	28.8	30.8	31.5	31.5	31.4	32.0
12	-	-	54.8	43.8	45.7	46.3	46.1	47.5
16	-	-	-	72.8	57.2	59.8	60.4	62.8
20	-	-	-	-	91.2	72.3	76.6	78.0
24	-	-	-	-	-	109.0	90.7	92.2

Las cargas de los anclajes obtenidas del análisis en *Midas GTS NX* son verificadas con la ecuación 7.1 para comprobar si el anclaje empleado cumple con la normativa. La siguiente Tabla establece esa comparación, demostrando que los anclajes cumplen.

Tabla 9.8 – Verificación de anclajes modelados en *Midas GTS NX* .

Tipo suelo	Carga máxima anclaje [Tnf]		T_{yp} requerido [Tnf]	T_{yp} proporcionado [Tnf]
	Estática	Sísmica		
Tipo 1	97.6	106.1	146.4	174.00
Tipo 2	109.0	92.2	163.5	174.00

9.2.3. Deformaciones de suelo y estructura en condiciones estáticas y sísmicas

Las deformaciones de los piques pueden ser vistas desde la Figura 9.5 hasta la Figura 9.12. Además, se hallan las deformaciones cíclicas unitarias presentes en el suelo para validar el análisis lineal elástico en las Figuras 9.13 y 9.14. Se tabulan los resultados para comparación en la Tabla 9.9.

En términos generales, se observa:

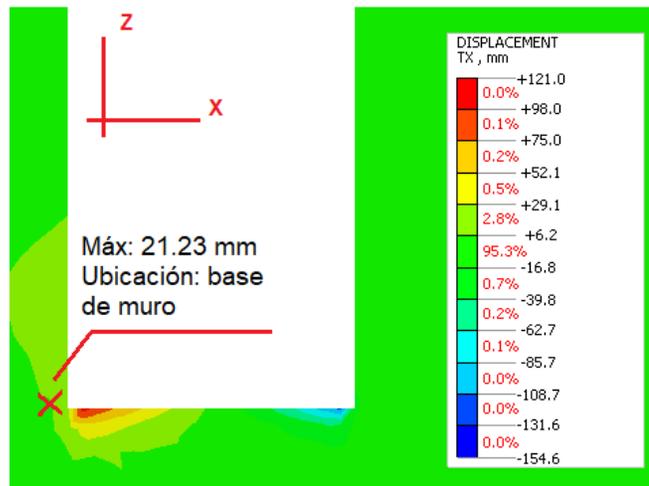
- Las deformaciones cíclicas no superan el 1 % de criterio según Gomes et al. [14], validando el análisis modal espectral para el cálculo de solicitaciones y deformaciones en condiciones sísmicas.
- Las deformaciones horizontales absolutas en condiciones estáticas son bajas como para condicionar al suelo a permanecer en reposo.
- Las deformaciones horizontales relativas durante un sismo permiten establecer que los muros actúen como elementos elásticos, justificando un diseño de muro ordinario de acuerdo al ACI318-08 [1].
- En tanto, las deformaciones verticales no son lo suficientemente importantes como para plastificar la base del pique, lo que no justifica el uso de losas para controlar deformaciones, aún en presencia de sismo.
- Los piques cilíndricos poseen menores deformaciones horizontales que los paralelepípedos, considerando que los muros en los piques cilíndricos se comprimen entre sí, logrando que los muros sean más rígidos ante empujes en dirección normal a los muros.

Tabla 9.9 – Deformaciones absolutas y relativas entre la zona más profunda del pique y la superficie del suelo.

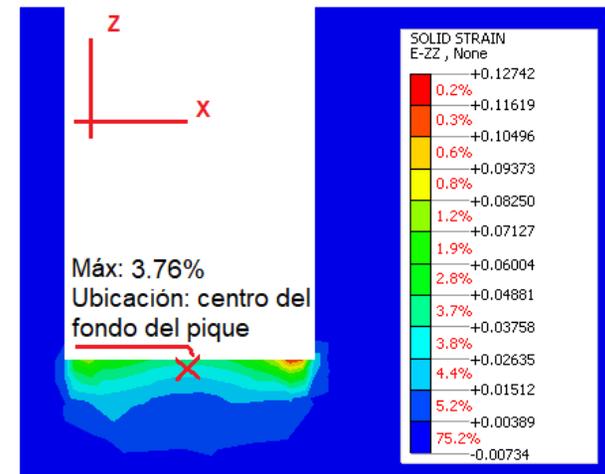
Condición	Suelo	Tipo de pique	Deformaciones verticales unitarias [%]	Deformaciones horizontales [cm]			
				Absoluta		Relativa	
				Base	Superficie	Base	Superficie
Estática	Tipo 1	Paralelepípedo	3.76	2.12	0.19	-	-
		Cilíndrico	2.38	0.15	0	-	-
	Tipo 2	Paralelepípedo	0.38	0.92	0.06	-	-
		Cilíndrico	1.37	0.12	0	-	-
Sísmica	Tipo 1	Paralelepípedo	3.79	13.68	13.77	0	0.09
		Cilíndrico	2.92	12.39	13.82	0	1.43
	Tipo 2	Paralelepípedo	0.41	8.69	9.21	0	0.52
		Cilíndrico	1.39	7.82	8.62	0	0.8

Deformaciones estáticas

Deformación horizontal



Deformación vertical unitaria



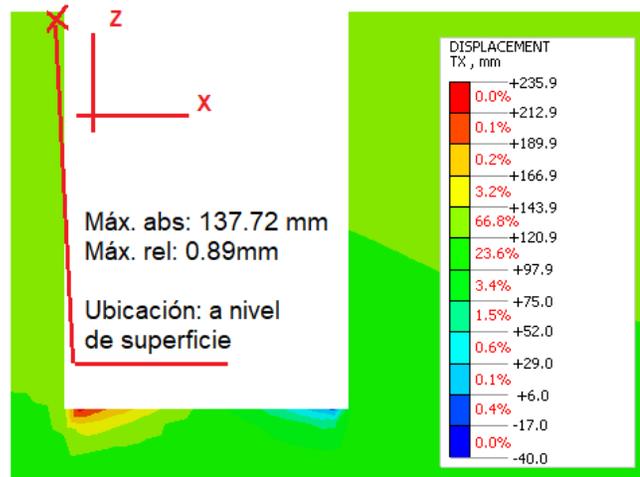
Las deformaciones horizontales se consideran bajas, con máximo de 2.1[cm], indicando una deformación que no permite condiciones activas en el suelo, mientras que las deformaciones verticales unitarias no superan el 3.8%, que si bien, es un comienzo de plastificación, no es importante para generar inestabilidad en la excavación.

Se desprecian las distorsiones ubicadas en las esquinas, producto de la modelación y debido al efecto cut-off presente en la superficie (ubicada en las deformaciones en verde para las deformaciones verticales unitarias).

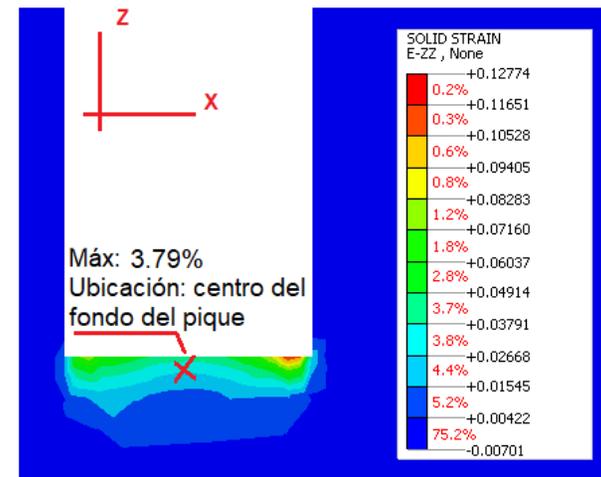
Figura 9.5 – Deformaciones de suelo y estructura en pique paralelepípedo para suelo Tipo 1, en condiciones estáticas.

Deformaciones sísmicas

Deformación horizontal



Deformación vertical unitaria



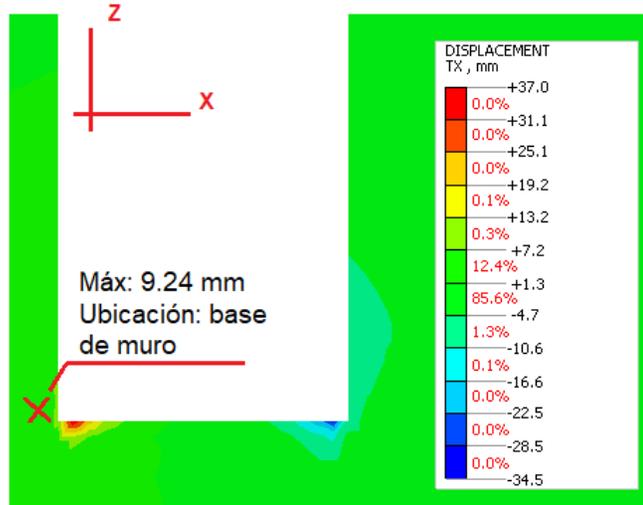
Las deformaciones horizontales absolutas se acercan a los 14[cm] a nivel de superficie, sin embargo, en términos relativos, no superan los 0.9[mm], lo que en la práctica, el muro actúa como elemento elástico. En términos de deformaciones verticales unitarias, no presenta variaciones con respecto al caso estático.

Se desprecian las deformaciones en las esquinas por efecto de distorsiones debidas a la modelación.

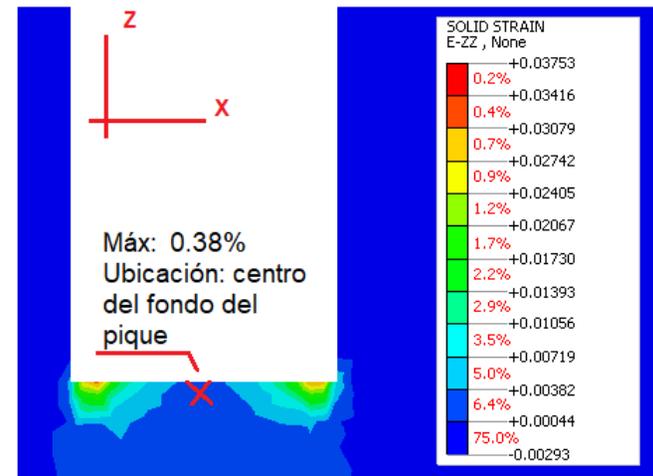
Figura 9.6 – Deformaciones de suelo y estructura en pique paralelepípedo para suelo Tipo 1, en condiciones sísmicas.

Deformaciones estáticas

Deformación horizontal



Deformación vertical unitaria



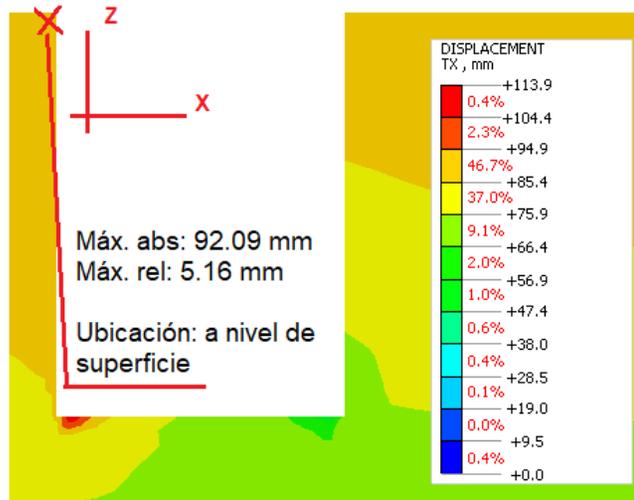
Las deformaciones horizontales en la excavación no superan a 1[cm], indicando que las deformaciones no generan condición activa en el suelo. Por otro lado, las deformaciones verticales unitarias alcanzan al 0.38%, no superando al 3% que permite que la arena mantenga su condición lineal-elástica.

Se desprecian las deformaciones en las esquinas debidas a la modelación.

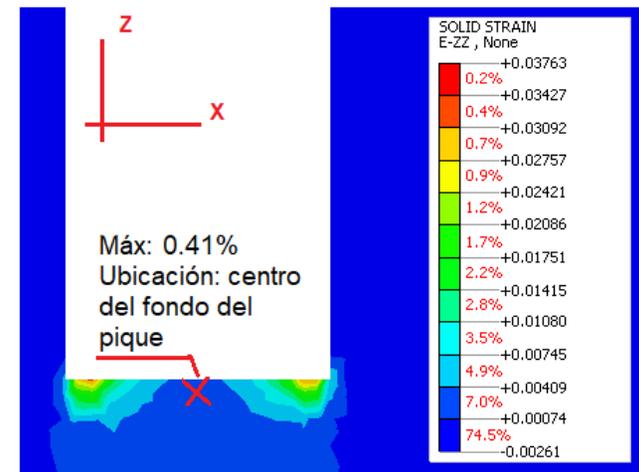
Figura 9.7 – Deformaciones de suelo y estructura en pique paralelepípedo para suelo Tipo 2, en condiciones estáticas.

Deformaciones sísmicas

Deformación horizontal



Deformación vertical unitaria



Las deformaciones horizontales absolutas no superan los 9.2 [cm] a nivel de superficie, sin embargo, en términos relativos, no superan los 5[mm], indicando que el muro puede ser diseñado como un elemento elástico. Las deformaciones verticales unitarias en el fondo no superan a 0.41%, indicando que el suelo permanece en condición elástica-lineal.

Ocurre distorsiones en las esquinas producto de la modelación, lo que se desprecian estos valores.

Figura 9.8 – Deformaciones de suelo y estructura en pique paralelepípedo para suelo Tipo 2, en condiciones sísmicas.

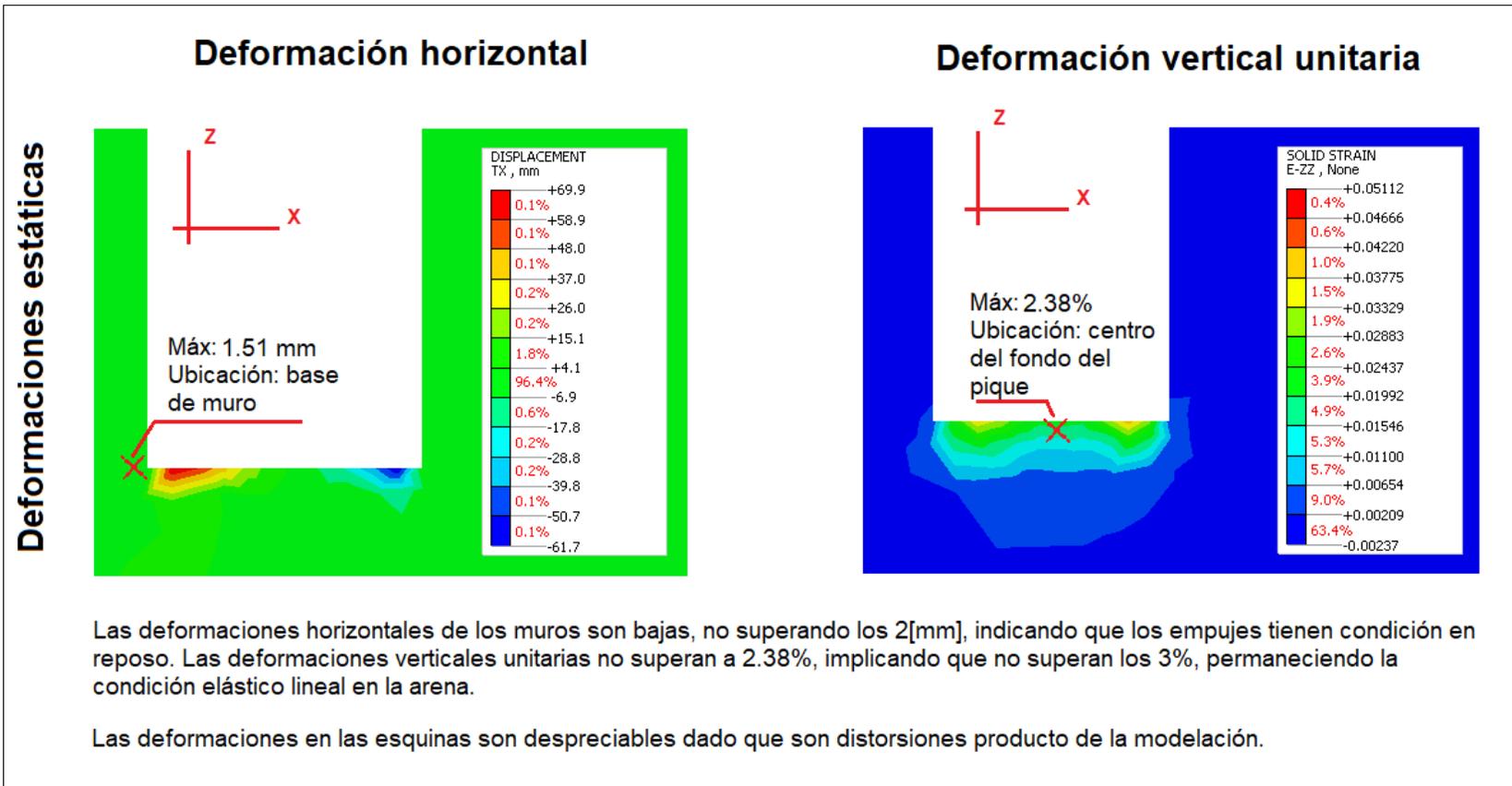


Figura 9.9 – Deformaciones de suelo y estructura en pique cilíndrico para suelo Tipo 1, en condiciones estáticas.

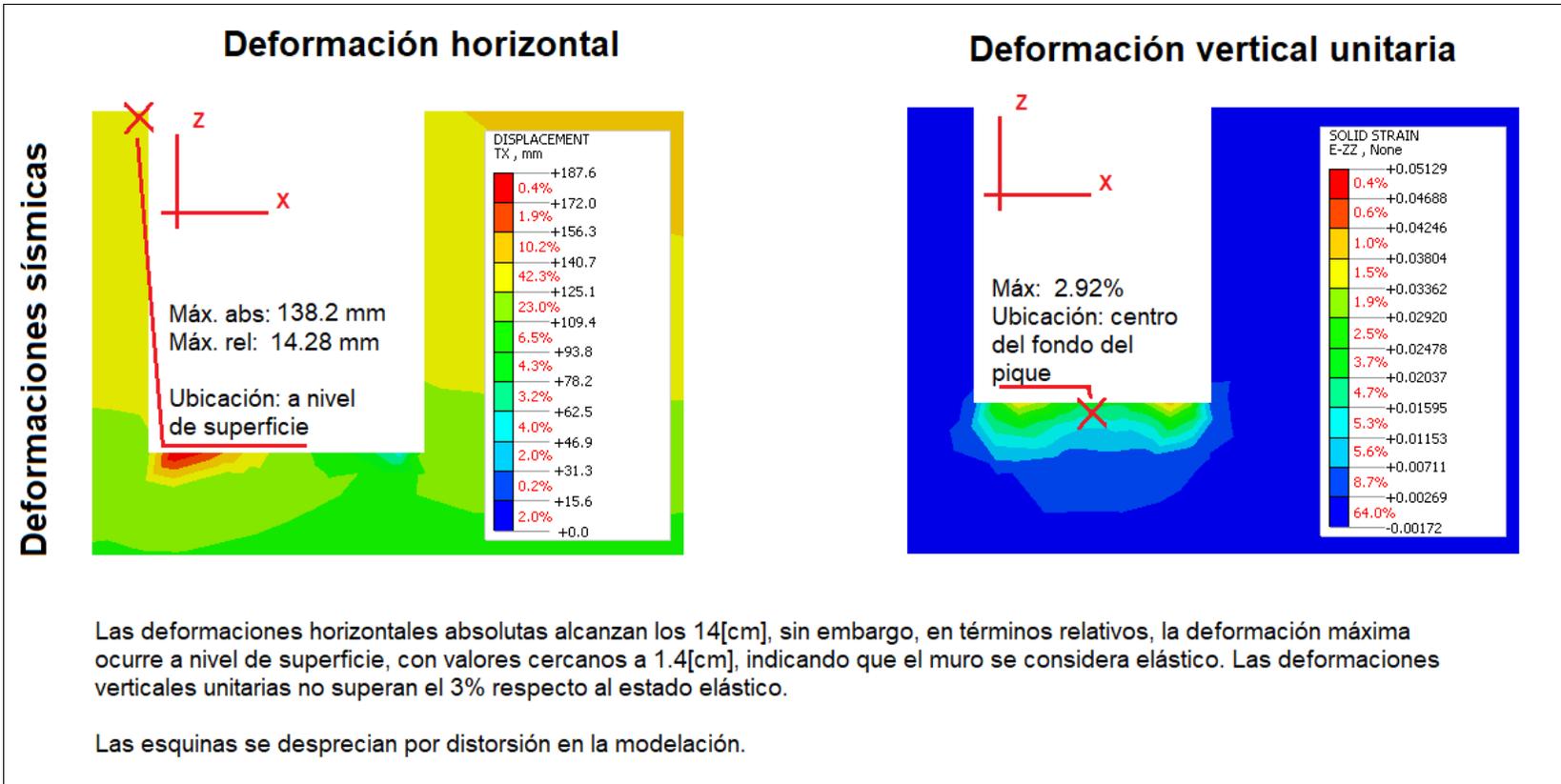
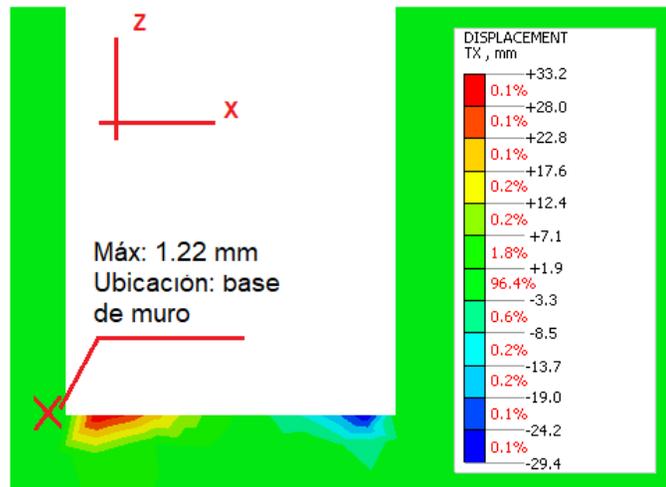


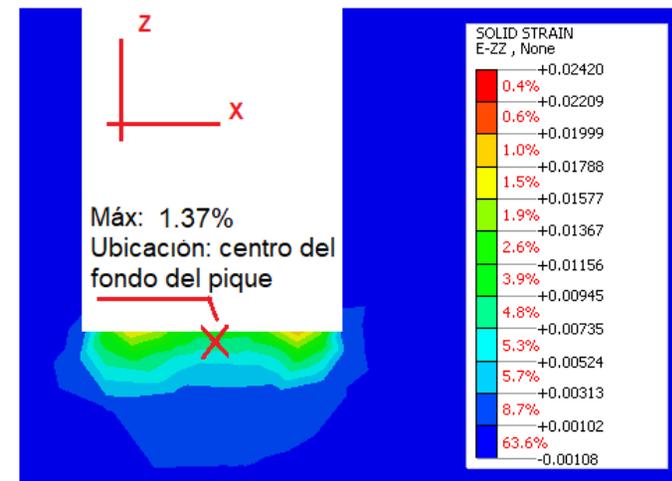
Figura 9.10 – Deformaciones de suelo y estructura en pique cilíndrico para suelo Tipo 1, en condiciones sísmicas.

Deformaciones estáticas

Deformación horizontal



Deformación vertical unitaria

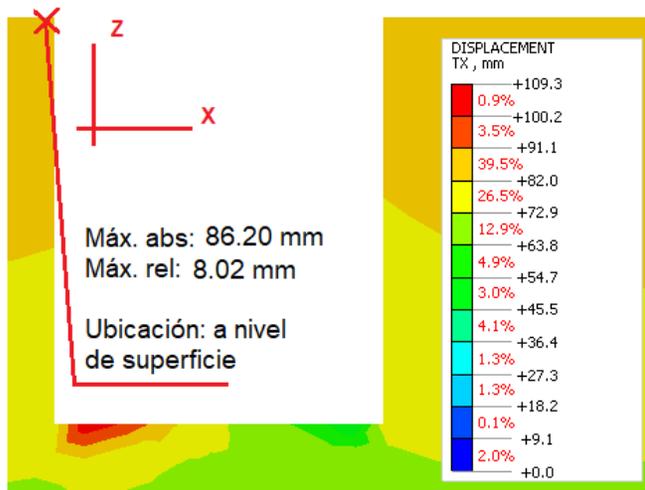


Similar al caso del suelo Tipo 1, las deformaciones horizontales son bajas como para considerar que el suelo no se activa, permaneciendo en reposo. En el caso de la base, ocurre una deformación no superior a 5.1[cm], implicando una deformación vertical unitaria de 0.25%, por lo que no se considera una plastificación en el fondo del pique, permaneciendo en estado lineal-elástico.

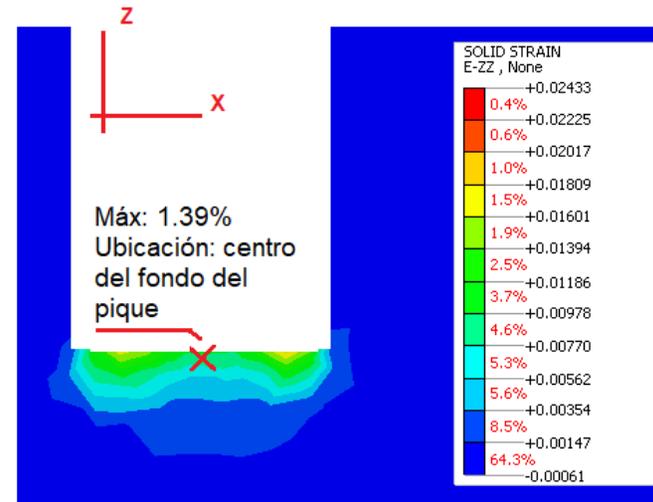
Las deformaciones en las esquinas son despreciables dado que son distorsiones producto de la modelación.

Figura 9.11 – Deformaciones de suelo y estructura en pique cónico para suelo Tipo 2, en condiciones estáticas.

Deformación horizontal



Deformación vertical unitaria



Con respecto al caso del suelo Tipo 1, las deformaciones horizontales absolutas son más bajas, no superando los 9[cm], pero en términos relativos, no supera a 1[cm], indicando que los muros se comportan de forma elástica. Las deformaciones verticales en la base del muro no superan al 3% indicado límite para permanecer las arenas en estado elástico-lineal.

Se desprecian las esquinas por distorsión en la modelación.

Figura 9.12 – Deformaciones de suelo y estructura en pique cónico para suelo Tipo 2, en condiciones sísmicas.

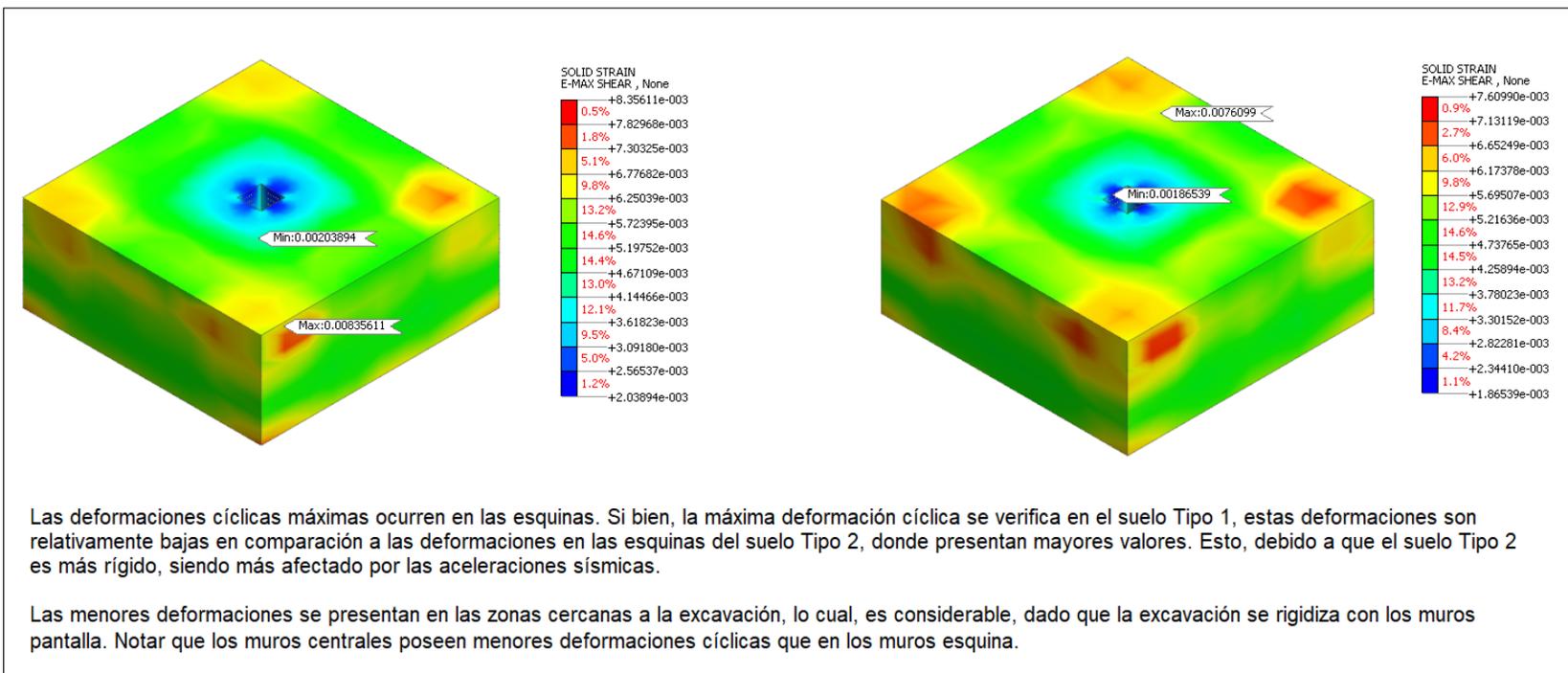


Figura 9.13 – Deformaciones cíclicas durante sismo en piques paralelepípedos.

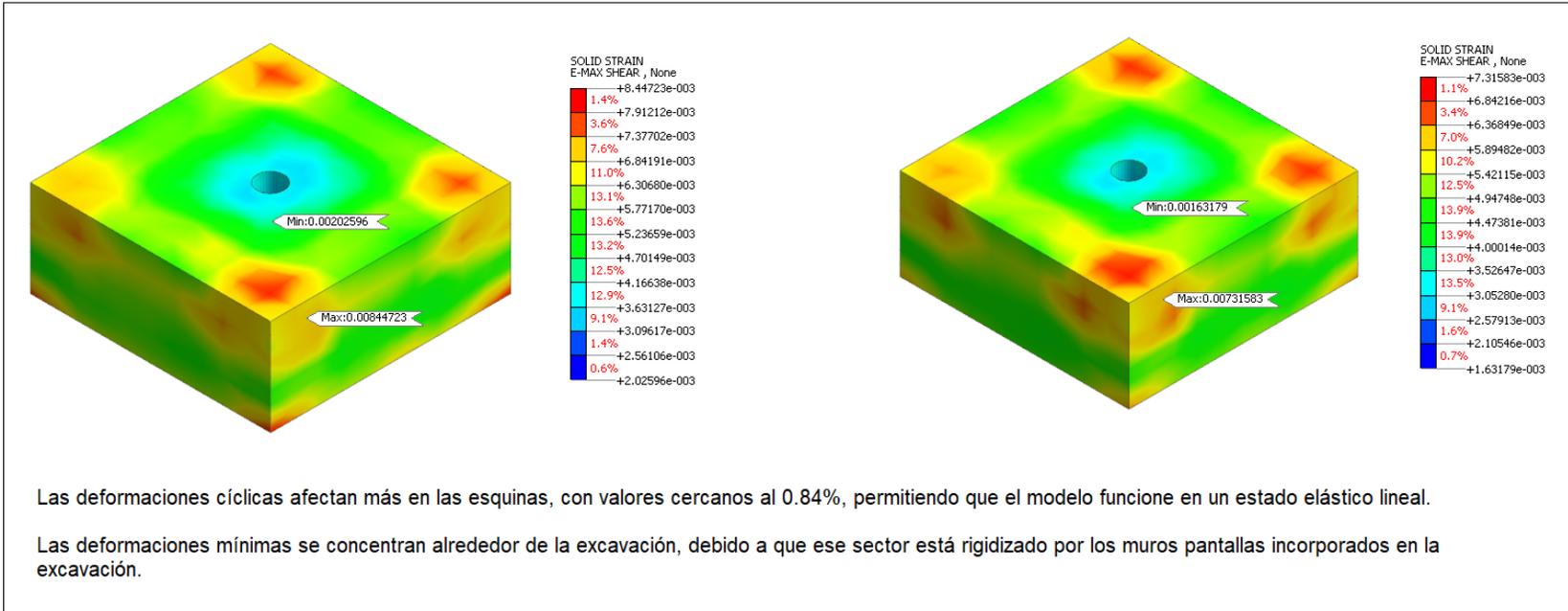


Figura 9.14 – Deformaciones cíclicas durante sismo en piques cilíndricos.

9.2.4. Estabilidad de la excavación

El análisis de estabilidad de las excavaciones se ha realizado aplicando el método SSR. Se ha realizado una comparación de la respuesta de los piques paralelepípedos con la de los piques cilíndricos. Además, se ha comparado el comportamiento del pique paralelepípedo con y sin anclajes.

En términos generales se observa:

- Los factores de seguridad mínimos de acuerdo a la norma NCh 3206 [21] ($FS = 1,5$ en condición estática y $FS = 1,0$ en condición sísmica) se cumplen.
- Las deformaciones angulares del suelo cercanas a los muros (para piques paralelepípedos sin uso de anclajes) presentan una superficie potencial de falla helicoidal, lo que concuerda con la teoría de Piaskowski-Kowaleski.
- Lo anterior es más notorio en los casos sísmicos, donde las deformaciones angulares son mayores en un lado de la estructura.
- En todos los piques se presentan mayores deformaciones angulares en las bases, pudiéndose explicar este proceso por la expansión del fondo de la excavación (heave), donde se podría desarrollar un proceso de plastificación de los suelos.
- Sin embargo, los análisis de estabilidad global muestran que la plastificación del fondo de las excavaciones no es crítica.
- El uso de anclajes mejora la estabilidad de los piques paralelepípedos y reduce las deformaciones laterales que podrían generar empujes activos sobre los muros.
- Los piques cilíndricos presentan mejor eficiencia en la distribución de los esfuerzos que los piques paralelepípedos, dado que por su geometría el efecto de arco se desarrolla mejor haciendo que los muros cilíndricos trabajen a compresión.
- La geometría transversal de los piques paralelepípedos inducen concentraciones de esfuerzos más marcadas en las esquinas de los muros, lo que no se produce en los piques cilíndricos.
- Los piques cilíndricos y paralelepípedos presentan una mejor estabilidad en el suelo Tipo 2 que en el suelo Tipo 1, debido a las propiedades de los materiales, como la cohesión y el módulo de deformación que son mayores en el caso del suelo Tipo 2.

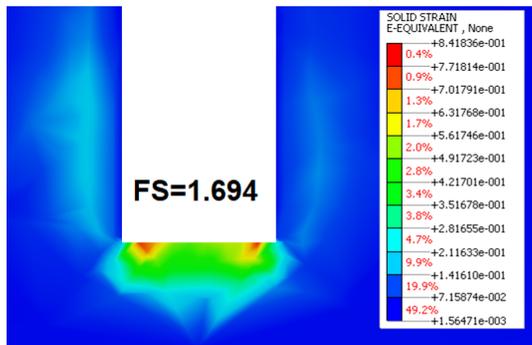
La Tabla 9.10 muestra los factores de seguridad hallados por el análisis SSR. Desde la Figura 9.15 a la Figura 9.17 muestran las superficies de falla presentes en los análisis SSR.

Tabla 9.10 – Factores de seguridad hallados por el análisis SSR.

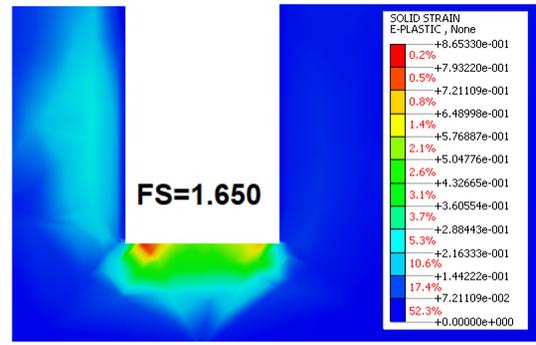
Tipo de pique	Tipo de suelo	Factor de seguridad	
		Estático	Sísmico
Paralelepípedo sin anclajes	Tipo 1	1.694	1.650
	Tipo 2	1.788	1.761
Paralelepípedo con anclajes	Tipo 1	1.956	1.856
	Tipo 2	2.153	2.131
Cilíndrico	Tipo 1	2.089	1.963
	Tipo 2	2.427	2.278

Paralelepípedo en suelo Tipo 1 sin anclajes

Condición estática



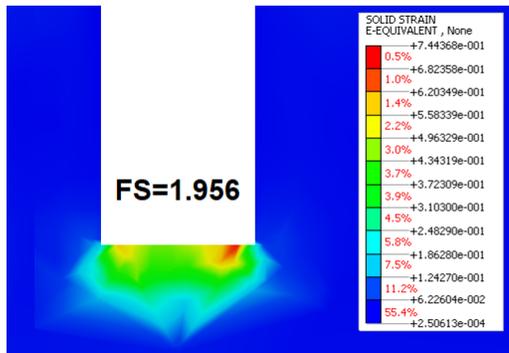
Condición sísmica



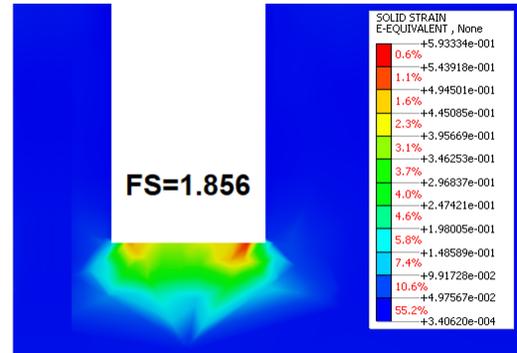
Las deformaciones angulares determinan las superficies potenciales de falla presentes en un análisis SSR. Se identifican superficies en la base, pero también superficies cercanas a los muros, similares a las explicadas en la teoría de Piaskowski-Kowaleski.

Paralelepípedo en suelo Tipo 1 con anclajes

Condición estática



Condición sísmica



Al incorporar anclajes a los muros, las deformaciones se reducen en los muros, provocando que la superficie potencial de falla se ubique en la base del pique. Esto permite mejorar la estabilidad de la excavación, incluso en condiciones sísmicas.

Figura 9.15 – Superficies potenciales de falla para pique paralelepípedo en suelo Tipo 1.

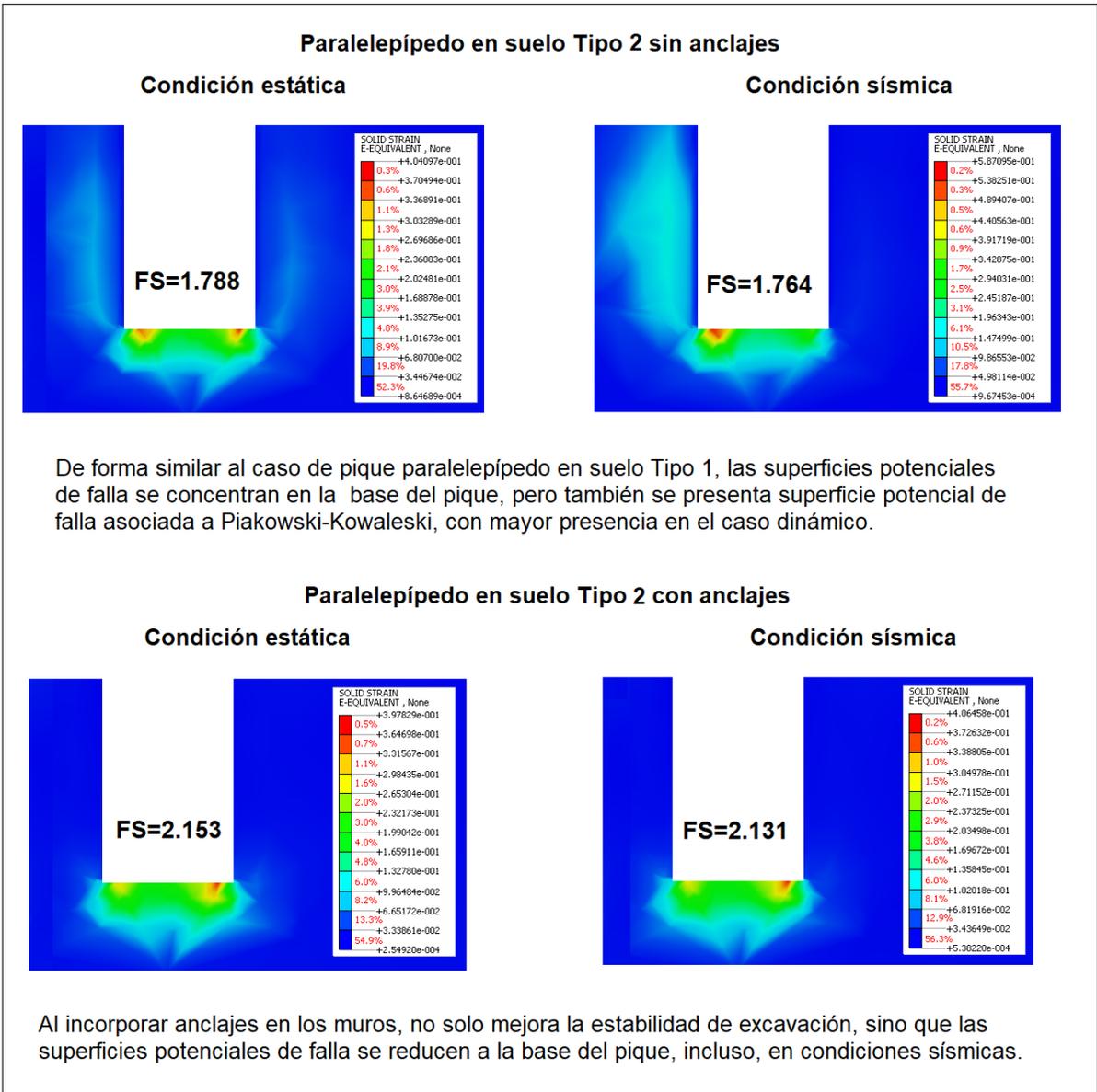
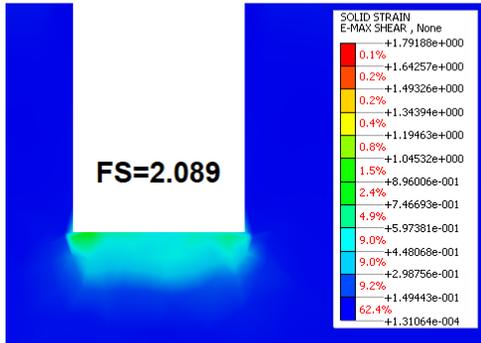


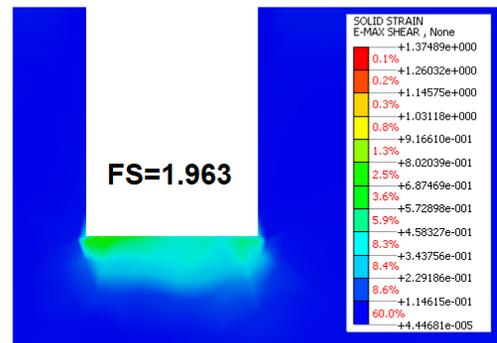
Figura 9.16 – Superficies potenciales de falla para pique paralelepípedo en suelo Tipo 2

Cilíndrico en suelo Tipo 1

Condición estática



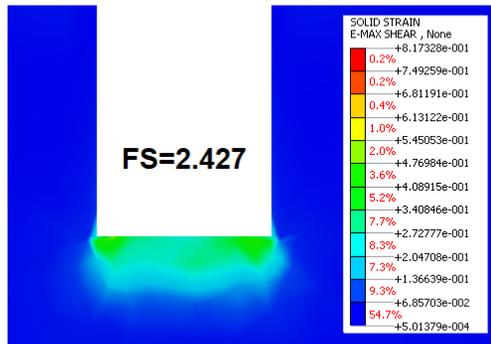
Condición sísmica



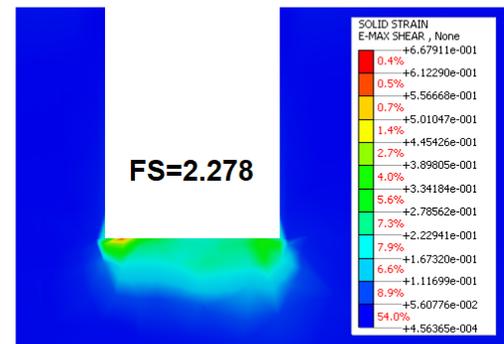
Las deformaciones alrededor de los muros son bajas, por lo que no se generan superficies potenciales de falla en las zonas cercanas a los muros. La alta rigidez de la estructura permite que la base del pique concentre las deformaciones, mejorando la estabilidad con respecto al pique paralelepípedo.

Cilíndrico en suelo Tipo 2

Condición estática



Condición sísmica



El caso es similar al pique cilíndrico en suelo Tipo 1. Las concentraciones de deformaciones angulares se presentan en la base del pique, identificando un estado en reposo del suelo, incluso, en condiciones sísmicas.

Figura 9.17 – Superficies potenciales de falla para piques cilíndricos

9.2.5. Presiones del suelo en los muros

La comparación de empujes se realiza de forma gráfica. La Figura 9.18 corresponde a la comparación de los empujes teóricos con los obtenidos por el modelo geotécnico medidos en los piques paralelepípedos, en tanto que la Figura 9.19 corresponde a la comparativa de empujes teóricos y modelados para piques cilíndricos.

De ellas, se observa:

- Respecto a los piques paralelepípedos:
 - En condiciones estáticas, los empujes medidos en muros centrales presentan valores que se acercan a los empujes activos teóricos. Esto se debe a que la presencia de anclajes genera empujes pasivos, reduciendo los empujes en reposo.
 - En los muros esquinas, los empujes de suelo se acercan a una condición en reposo, aunque superándolos, dado que se presentan concentraciones de esfuerzos en las esquinas.
 - Los empujes sísmicos en piques paralelepípedos son menores en comparación a los empujes triangulares invertidos proporcionados por la teoría de Shukla. Esto es debido a las deformaciones bajas en los muros, impidiendo superficies potenciales de falla asociadas a empujes activos.
 - Del mismo modo que en el caso estático, en condiciones sísmicas presentan mayores empujes en las esquinas que en los muros esquina.
 - Existe una discontinuidad a partir de los 24[m] de profundidad, donde se concentran mayores empujes de suelos en condiciones sísmicas. Esto puede explicarse por dos razones: la redistribución de esfuerzos (dado que se genera rotación de planos principales en la base del muro) y por las limitaciones en la modelación de la base del muro.
- Respecto a los empujes cilíndricos:
 - En condiciones estáticas, se presentan empujes cercanos a un estado en reposo, debiéndose principalmente a la rigidez alcanzada por la geometría del pique, que permiten actuar a compresión, rigidizando la estructura y reduciendo las deformaciones en los suelos.
 - En condiciones sísmicas, existe un caso intermedio entre empujes obtenidos por normativa y los propuestos por el criterio de Theophilou. En ese sentido, el criterio de Theophilou subestima las cargas sísmicas, mientras que la normativa NCh3206 las sobrestima.
 - El quiebre en la geometría de la excavación (como ocurre en el fondo del pique) genera un aumento considerable en los empujes sísmicos del suelo, esto sumado a las limitaciones en la modelación, que provoca un aumento considerable de los empujes sísmicos.

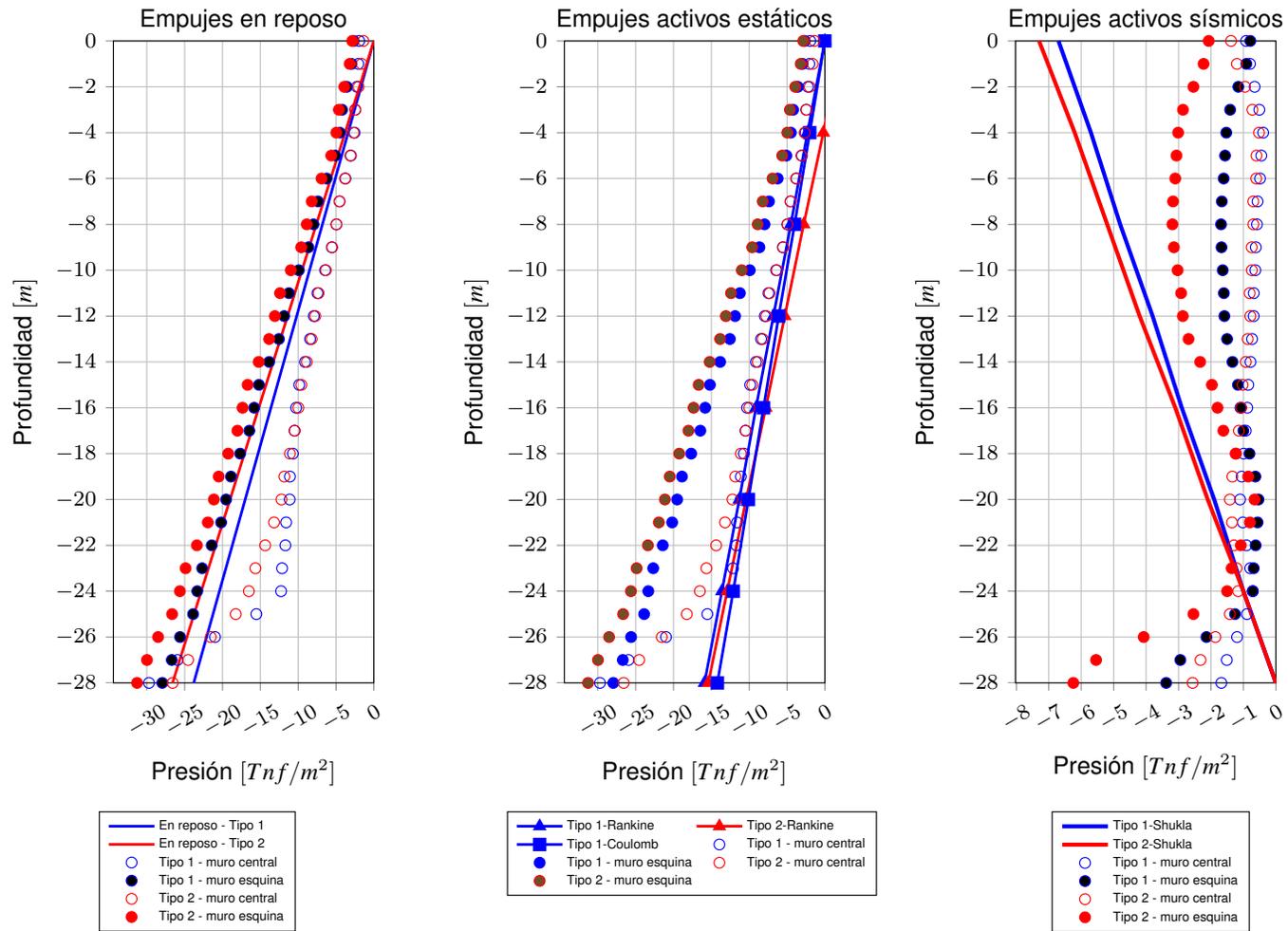


Figura 9.18 – Comparación gráfica de presiones laterales del muro, por tipo de suelo, de piques paralelepípedos.

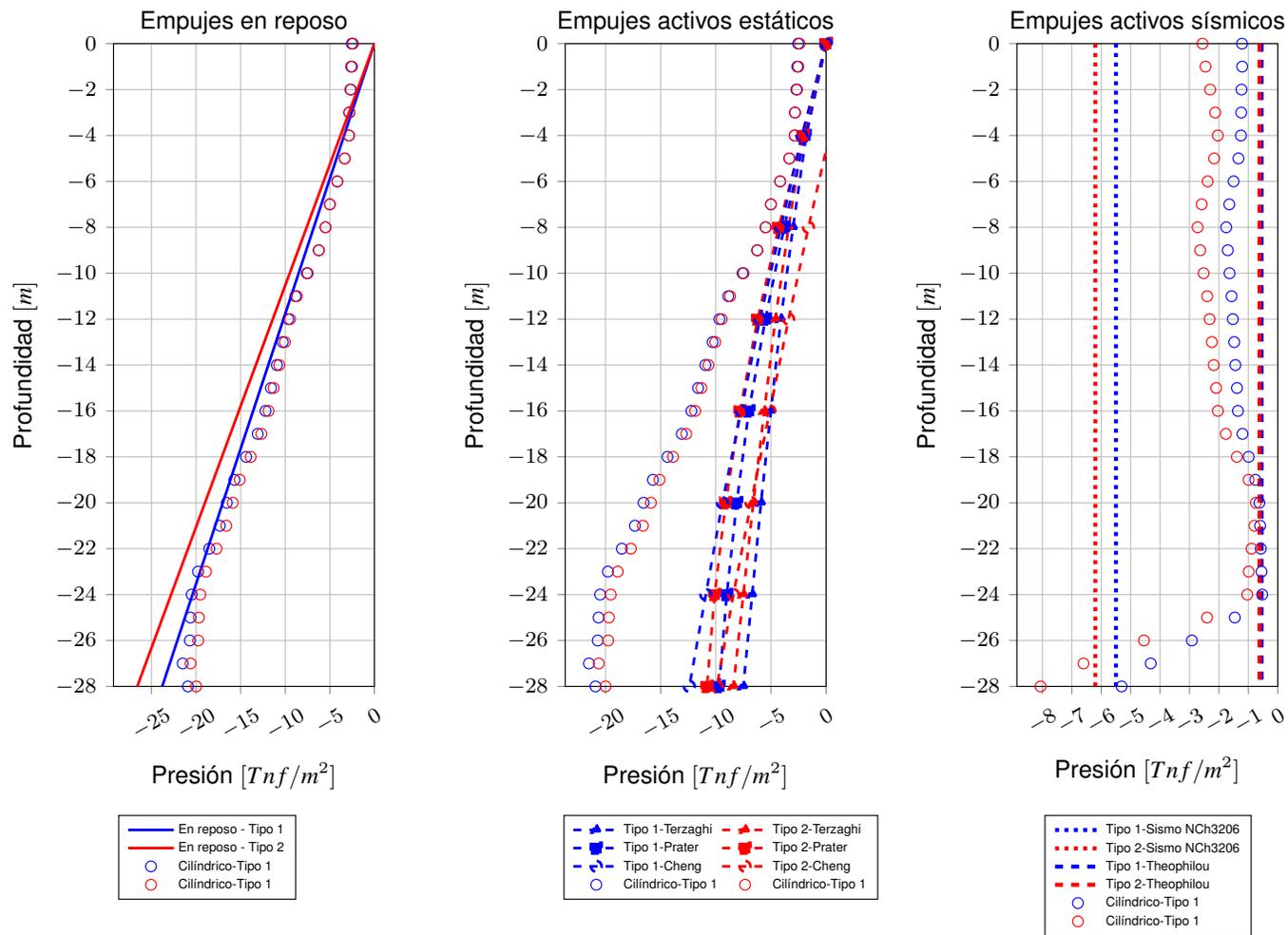


Figura 9.19 – Comparación gráfica de presiones laterales del muro, por tipo de suelo, de piques cilíndricos.

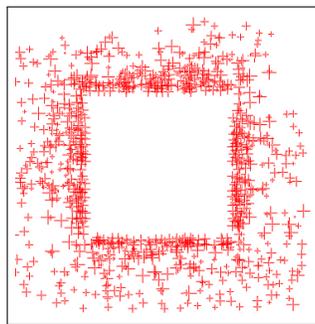
9.2.6. Direcciones principales de los esfuerzos del suelo

El análisis de las direcciones principales de esfuerzos determina el comportamiento del suelo en una excavación. En este caso, el efecto principal tiene relación con el efecto arco, que es alcanzado por ambas geometrías de excavación estudiadas.

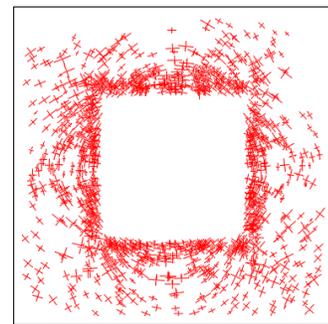
En general, todo cambio en la geometría dentro del suelo cambia el flujo de esfuerzos principales, en especial, cuando existen quiebres geométricos, como ocurren con las excavaciones. Por lo que se analizan los cambios en la geometría de las excavaciones y si éstas influyen en el comportamiento estructural.

Las Figuras 9.20 y 9.21 presentan las direcciones en esfuerzos principales en planta y perfil, antes y después de la excavación de los piques paralelepípedos. Se observa que:

- Los planos principales rotan con respecto a los cambios de geometría, concentrando la mayor cantidad de esfuerzos en todo lugar que haya un quiebre de geometría. Esto ocurre en las esquinas y en el fondo del pique, lo que explica el aumento de deformaciones en el fondo del pique, así como las concentraciones de empujes estáticos y sísmicos en las esquinas del fondo de los piques paralelepípedos.
- Lo anterior condiciona a que la concentración de esfuerzos permita la presencia de puntos plásticos en las zonas cercanas a las esquinas del fondo de los piques paralelepípedos.

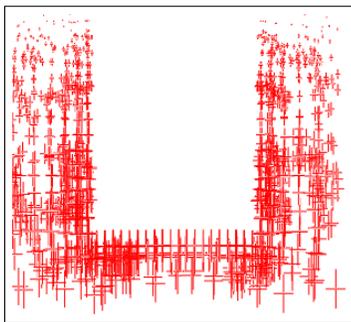


(a) Antes de la excavación

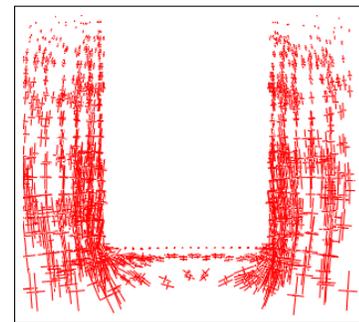


(b) Después de la excavación

Figura 9.20 – Esfuerzos principales vistos en planta para piques paralelepípedos



(a) Antes de la excavación

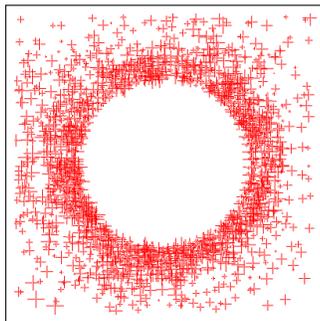


(b) Después de la excavación

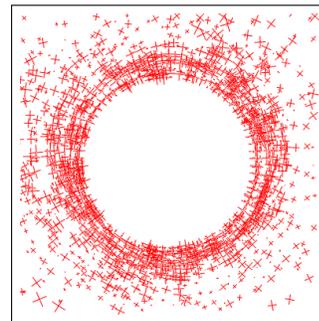
Figura 9.21 – Esfuerzos principales vistos de perfil para piques paralelepípedos

Las Figuras 9.22 y 9.23 presentan las direcciones en esfuerzos principales en planta y perfil, antes y después de la excavación de los piques cilíndricos. Se observa que:

- La geometría transversal de la excavación provoca que los esfuerzos principales roten en torno a ésta, provocando que los esfuerzos tangenciales se anulen, actuando solo los esfuerzos normales a las paredes del pique. Esto optimiza la estructura, dado que el hormigón trabaja a compresión, por lo que un buen criterio de diseño solo requiere del espesor de los muros para resistir los empujes de los suelos a compresión.
- En las esquinas del fondo de la excavación se concentran mayores empujes, pudiendo plastificar el suelo en esas zonas. Esto se debe a la rotación de planos principales presente, que genera mayores concentraciones de esfuerzos.

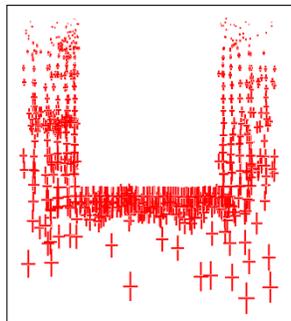


(a) Antes de la excavación

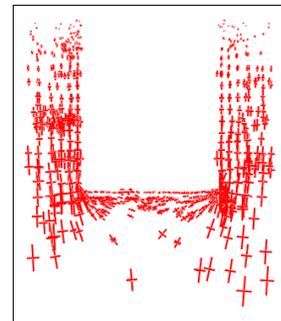


(b) Después de la excavación

Figura 9.22 – Esfuerzos principales vistos en planta para piques cilíndricos



(a) Antes de la excavación



(b) Después de la excavación

Figura 9.23 – Esfuerzos principales vistos de perfil para piques cilíndricos

9.2.7. Puntos plásticos durante la excavación

La Figura 9.24 presenta la concentración de puntos plásticos en las excavaciones de piques paralelepípedos, dependiendo del tipo del suelo. De esta figura, se observa que:

- En el suelo Tipo 1, existen puntos de carga-descarga a nivel de la superficie, debido a que no se presenta confinamiento en ese sector. Esto no ocurre en el pique ubicado en el suelo Tipo 2, donde el módulo de deformaciones mejora la condición.

- En las zonas más bajas de las paredes de los piques y en las esquinas del fondo existe concentración de puntos plásticos, lo que está en concordancia con la rotación de planos principales, ocurrido en los quiebres geométricos. Ahora, el caso es más pronunciado en el caso del suelo Tipo 1, debido al módulo de deformaciones presente, que es menor en comparación al suelo Tipo 2.
- Para el suelo Tipo 1, se verifica en el fondo del pique una capa concentrada por falla de tensión. Esto es debido al efecto cut-off, indicando que ese sector ocurre un desgranamiento en la superficie del fondo del pique, sin comprometer la estabilidad de la excavación (dados los resultados en el análisis de estabilidad por el método SSR). Destacar que el suelo Tipo 2 no presenta este problema por la cohesión presente en este suelo, por lo que solo se presenta una plastificación en las paredes de los muros y en las esquinas de los piques.

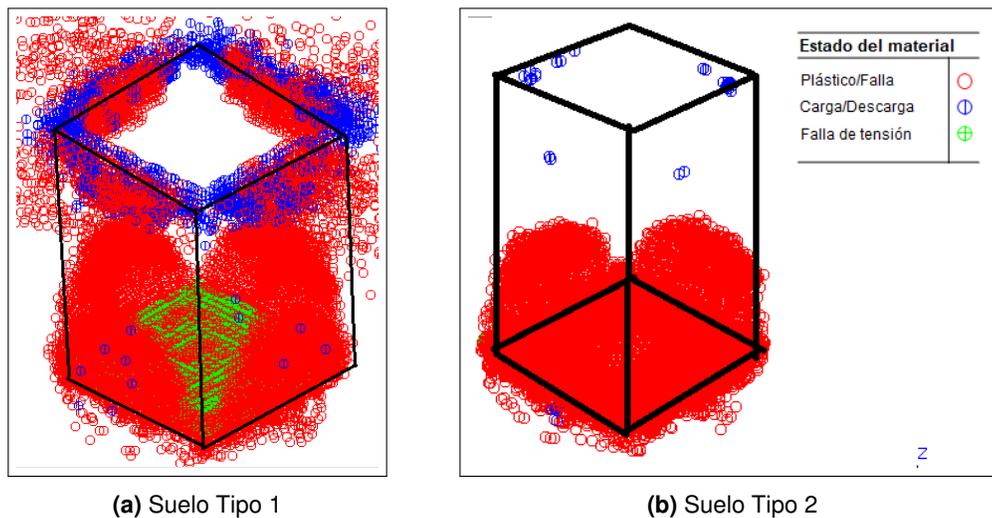


Figura 9.24 – Puntos plásticos presentes en la excavación de piques paralelepípedos

La Figura 9.25 presenta la concentración de puntos plásticos presentes en las excavaciones de piques cilíndricos, dependiendo del tipo del suelo. Se observa lo siguiente:

- Existe una zona de carga-descarga a nivel de la superficie, debido a que no se presenta confinamiento.
- Similar al caso paralelepípedo, para el suelo Tipo 1 se verifica en el fondo del pique una capa concentrada por puntos en tracción. Esto es debido al efecto cut-off en la modelación.
- La diferencia principal con el caso del pique paralelepípedo es el lugar donde se presenta la concentración de puntos plásticos. Mientras que en el pique paralelepípedo se presenta en las esquinas del fondo y zonas bajas de los muros, en el pique cilíndrico se concentra en la esquina del fondo del pique, por lo que su estabilidad es mayor.

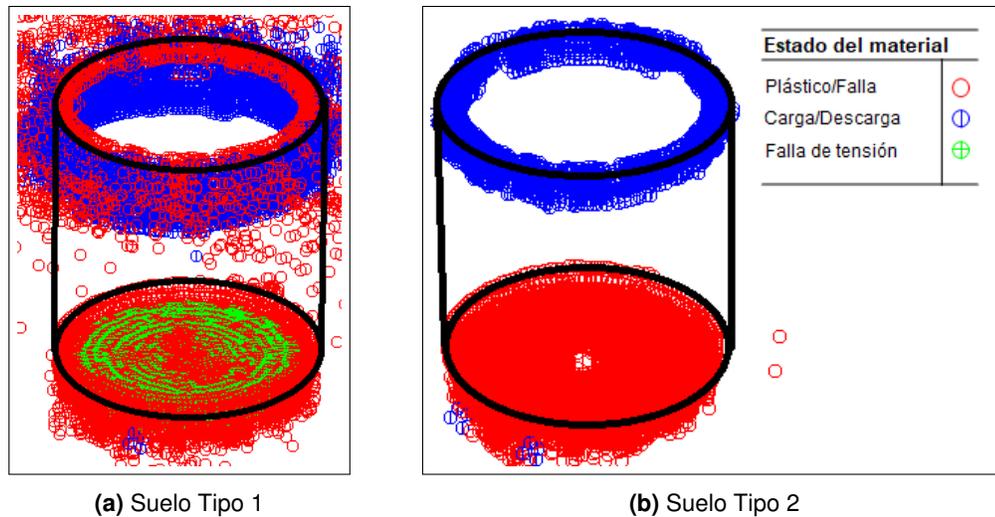


Figura 9.25 – Puntos plásticos presentes en la excavación de piques cilíndricos

En términos generales, los puntos plásticos se concentran en la interacción de muro con suelo y en una capa delgada del fondo de los piques, identificando que en términos generales, esas zonas se plastifican, pero no comprometen la estabilidad de los piques, permitiendo que los diseños cumplan con la normativa NCh 3206 [21].

9.2.8. Comentarios sobre el análisis geotécnico

Dado el análisis geotécnico realizado en los piques para cada tipo de suelo, tanto en condición estática como sísmica, se comenta que:

- La geometría escogida de una excavación permite una reducción considerable en las solicitaciones de los muros. Considerando una geometría cilíndrica, las deformaciones son bajas en comparación a la altura de excavación, no así en el caso del pique paralelepípedo, donde fue necesario el uso de anclajes para reducir las solicitaciones. Además, el efecto arco es más pronunciado en los piques cilíndricos, donde solo recibe esfuerzos normales en los muros, no así en los piques paralelepípedos, concentrando los esfuerzos en las esquinas y en la zona más baja de los piques paralelepípedos.
- El uso de anclajes en los piques paralelepípedos reduce considerablemente los empujes en reposo. Además, en una estructura rígida, un diseño de anclajes depende solamente de la condición estática a la que se carga, debido a que en condiciones sísmicas se observa que el aumento de cargas en los anclajes no es considerable.
- Las bases de los piques pueden condicionar el diseño de las estructuras por la expansión del suelo (*heave*). Sin embargo, las deformaciones verticales unitarias son bajas como para plastificar el fondo completo del suelo. Esto se justifica además con el análisis por el método SSR, donde las superficies potenciales de falla permiten factores de seguridad que cumplen con la normativa NCh 3206 [21].
- En condición sísmica, el uso de estructuras rígidas permite que el suelo no active su condición, logrando deformaciones horizontales relativas de muros bajas, incluso, sin llegar a los 2[*cm*]. Esto indica que un diseño de muro basado en un análisis elástico o tratado como un muro ordinario (de acuerdo a la ACI318-08 [1]) es justificado.

- El tipo de suelo influye de forma considerable en las deformaciones y esfuerzos. Mientras que en condiciones estáticas, el suelo Tipo 2 presenta menores deformaciones y solicitaciones a la estructura que el suelo Tipo 1, durante la condición sísmica ocurren mayores empujes en el suelo Tipo 2, aunque las deformaciones siguen siendo bajas en comparación al suelo Tipo 1. Esto se debe a que las aceleraciones sísmicas afectan a un suelo más rígido.

Por lo tanto, el uso de empujes en reposo para el diseño de los piques es adecuado en estructuras rígidas. Esto permite que las deformaciones sean bajas, la estabilidad de las excavaciones sean seguras y mantiene un comportamiento de los suelos en el rango lineal-elástico, aún en condiciones sísmicas.

9.3. Análisis comparativo de los modelos geotécnico y estructural en la estructura

9.3.1. Consideraciones en la comparación

Las comparaciones para los análisis serán en condiciones estáticas y sísmicas.

La comparación entre modelos será mediante dos criterios: la variación porcentual entre los valores máximos de las solicitaciones en la estructura y la comparación gráfica de distribución de solicitaciones. La variación porcentual será realizada mediante:

$$\text{Variación porcentual} = \left(\frac{\text{Valor SAP2000} - \text{Valor Midas}}{\text{Valor Midas}} \right) \times 100 \% \quad (9.1)$$

Si el resultado es un porcentaje positivo, indica sobrestimación de solicitaciones de los modelos en SAP2000, mientras que un porcentaje negativo indica subestimación de solicitaciones en estos modelos.

9.3.2. Análisis en condición estática

La Tabla 9.11 muestra los valores máximos hallados en SAP2000, la Tabla 9.12 muestra los valores máximos hallados en *Midas GTS NX* y la Tabla 9.13 muestra la variación porcentual de valores máximos entre los modelos en *Midas GTS NX* y en SAP2000.

Tabla 9.11 – Solicitaciones máximas halladas en los modelos en SAP2000. Las unidades de las solicitaciones son: para fuerzas de corte y carga axial, en $[Tnf/m]$; para momentos, en $[Tnf - m/m]$

Tipo pique	Tipo de suelo	Tipo de muro	$F_{XX} (+)$	$F_{XX} (-)$	$F_{YY} (+)$	$F_{YY} (-)$	F_{XY}	M_{XX}	M_{YY}	M_{XY}	S_{XZ}	S_{YZ}
Paralelepípedo	Tipo 1	Frontal	0.0	-166.7	0.0	-91.5	1.0	92.6	70.9	0.6	27.5	58.8
		Esquina	14.4	-216.7	0.7	-117.6	19.7	92.4	13.7	59.4	132.7	17.6
		Lateral	0.0	-166.7	0.0	-91.5	1.0	92.6	70.9	0.6	27.5	58.8
	Tipo 2	Frontal	0.0	-181.8	0.0	-90.3	1.1	95.7	77.3	0.6	30.0	63.3
		Esquina	15.3	-235.2	0.9	-118.6	21.1	96.3	14.3	63.5	143.2	18.7
		Lateral	0.0	-181.8	0.0	-90.3	1.1	95.7	77.3	0.6	30.0	63.3
Cilíndrico	Tipo 1	Frontal	0.0	-411.3	0.5	-111.4	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
		Lateral	0.0	-411.3	0.5	-111.4	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1
	Tipo 2	Frontal	0.0	-457.2	0.3	-111.6	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	0.1
		Lateral	0.0	-457.2	0.3	-111.6	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	0.1

Tabla 9.12 – Solicitaciones máximas halladas en los modelos de *Midas GTS NX* . Las unidades de las solicitaciones son: para fuerzas de corte y carga axial, en $[Tnf/m]$; para momentos, en $[Tnf - m/m]$

Tipo pique	Tipo de suelo	Tipo de muro	$F_{XX} (+)$	$F_{XX} (-)$	$F_{YY} (+)$	$F_{YY} (-)$	F_{XY}	M_{XX}	M_{YY}	M_{XY}	S_{XZ}	S_{YZ}
Paralelepípedo	Tipo 1	Frontal	0.0	-170.8	0.0	-70.2	7.0	186.5	27.6	2.6	1.8	28.3
		Esquina	0.0	-203.2	0.0	-78.9	20.9	197.0	57.6	51.8	171.6	15.8
		Lateral	0.0	-169.9	0.0	-65.7	1.8	180.1	28.4	0.7	0.8	27.4
	Tipo 2	Frontal	0.0	-129.0	0.0	-99.4	6.0	76.8	16.3	2.8	2.7	19.6
		Esquina	0.0	-173.3	0.0	-101.8	13.6	82.2	16.4	8.9	82.2	4.1
		Lateral	0.0	-130.5	0.0	-93.4	2.1	71.2	16.1	0.6	1.0	18.9
Cilíndrico	Tipo 1	Frontal	0.0	-384.8	0.0	-90.4	11.0	15.6	1.9	2.1	4.6	1.7
		Lateral	0.0	-403.1	0.0	-83.7	4.6	2.1	1.9	2.7	7.9	1.5
	Tipo 2	Frontal	0.0	-337.2	0.0	-89.4	10.1	7.5	2.6	1.4	1.1	0.8
		Lateral	0.0	-343.9	0.0	-82.0	4.4	1.8	0.9	1.9	2.2	0.5

Tabla 9.13 – Variaciones porcentuales de las máximas solicitaciones entre modelo geotécnico (*Midas GTS NX*) y modelo estructural (SAP2000)

Tipo pique	Tipo de suelo	Tipo de muro	$F_{XX} (+)$	$F_{XX} (-)$	$F_{YY} (+)$	$F_{YY} (-)$	F_{XY}	M_{XX}	M_{YY}	M_{XY}	S_{XZ}	S_{YZ}
Paralelepípedo	Tipo 1	Frontal	-	-2.4	-	30.4	-85.9	-50.4	157.0	-77.3	1470.7	107.7
		Esquina	-	6.6	-	49.0	-5.6	-53.1	-76.2	14.7	-22.6	11.6
		Lateral	-	-1.9	-	39.4	-45.6	-48.6	149.9	-14.2	3306.5	114.6
	Tipo 2	Frontal	-	40.9	-	-9.1	-82.5	24.6	374.0	-77.3	991.9	222.3
		Esquina	-	35.7	-	16.6	55.6	17.1	-12.8	615.9	74.3	353.5
		Lateral	-	39.3	-	-3.3	-51.1	34.5	379.4	10.1	3013.1	234.7
Cilíndrico	Tipo 1	Frontal	-	6.9	-	23.3	-100.0	-99.8	-93.5	-100.0	-100.0	-93.8
		Lateral	-	2.0	-	33.1	-99.9	-98.8	-93.4	-100.0	-100.0	-92.9
	Tipo 2	Frontal	-	35.6	-	24.9	-100.0	-99.6	-94.0	-100.0	-100.0	-82.9
		Lateral	-	33.0	-	36.1	-99.9	-98.3	-82.7	-100.0	-100.0	-71.0

Desde la Figura 9.26 hasta la Figura 9.29 muestran la distribución de solicitaciones en función de la profundidad para los distintos piques y suelos, con los distintos modelos analizados, en condiciones estáticas.

Considerado las tablas y figuras dispuestas, se observa lo siguiente:

- Las filosofías de modelación entre un modelo geotécnico y estructural difieren en las distribuciones de solicitaciones. Mientras en los modelos de SAP2000 existen discontinuidades producto de que la modelación involucra elementos discretos para representar los suelos, los modelos en *Midas GTS NX* se establecen por medios continuos, a través de los elementos sólidos.
- Lo anterior es mejor visto en los modelos de piques paralelepípedos, donde el uso de anclajes cambia la distribución de solicitaciones dependiendo del modelo. Mientras en SAP2000, el muro se comporta como una viga con cargas puntuales en la modelación de momentos flectores y corte transversal, en *Midas GTS NX* se presentan las distribuciones de momentos flectores y corte con curvas continuas con pequeñas variaciones en las posiciones donde se encuentran las líneas de anclajes.
- Realizando un análisis más detallado de la comparación de los modelos paralelepípedos, si bien, las distribuciones son diferentes en aspecto, existen comportamientos en los puntos de cambio de dirección en las solicitaciones.

- Además, las cargas de momento flector axial M_{XX} tiende a ser subestimada, siendo ésta identificada en el diseño de piques paralelepípedos, el más importante en el diseño, por lo que el uso de un modelo en SAP2000 puede generar problemas de falla estructural.
- En los piques cilíndricos, las distribuciones difieren en cuanto a las solicitaciones que adopta SAP2000, donde las subestima en comparación a los modelos en *Midas GTS NX* .
- Lo anterior tiene una excepción: esto corresponde a las cargas en compresión angular F_{XX} y las cargas en compresión axial F_{YY} , cuyo comportamiento es similar en ambos modelos. Notar que la solicitación F_{XX} fue identificada en el diseño de piques cilíndricos como la más importante, por lo que el uso de un modelo estructural con estas condiciones permite un buen diseño.
- De acuerdo a la Tabla 9.13, la modelación analizada en SAP2000 subestima las solicitaciones en términos generales. Esto indica que un diseño basado en un modelo estructural puede llevar a no cumplir con las solicitaciones ejercidas en una situación realista, como por ejemplo, lo que puede realizar en el análisis en *Midas GTS NX* , donde se ha ejercido un control de etapas constructivas, debido a la eliminación del efecto de rotación de planos principales ocurridos en las esquinas y bordes de las excavaciones en el modelo estructural.

En términos generales y en condiciones estáticas de los suelos, el comportamiento de ambas filosofías de modelación indica que las condiciones idealizadas simplificadas en SAP2000 permite un diseño que se acerca a la realidad, aún si existen ciertas discrepancias con respecto a las solicitaciones.

Ahora, en el caso del diseño de piques paralelepípedos, hay que tener en consideración un análisis geotécnico previo para permitir un diseño adecuado, pues, existen discrepancias con respecto a las solicitaciones realizadas, en tanto que un diseño para el pique cilíndrico puede ser realizado mediante simplificaciones y considerando idealizaciones más conservadoras, pues, posee una geometría que reduce los esfuerzos y los traduce en compresión angular entre muros, lo que facilita su cálculo.

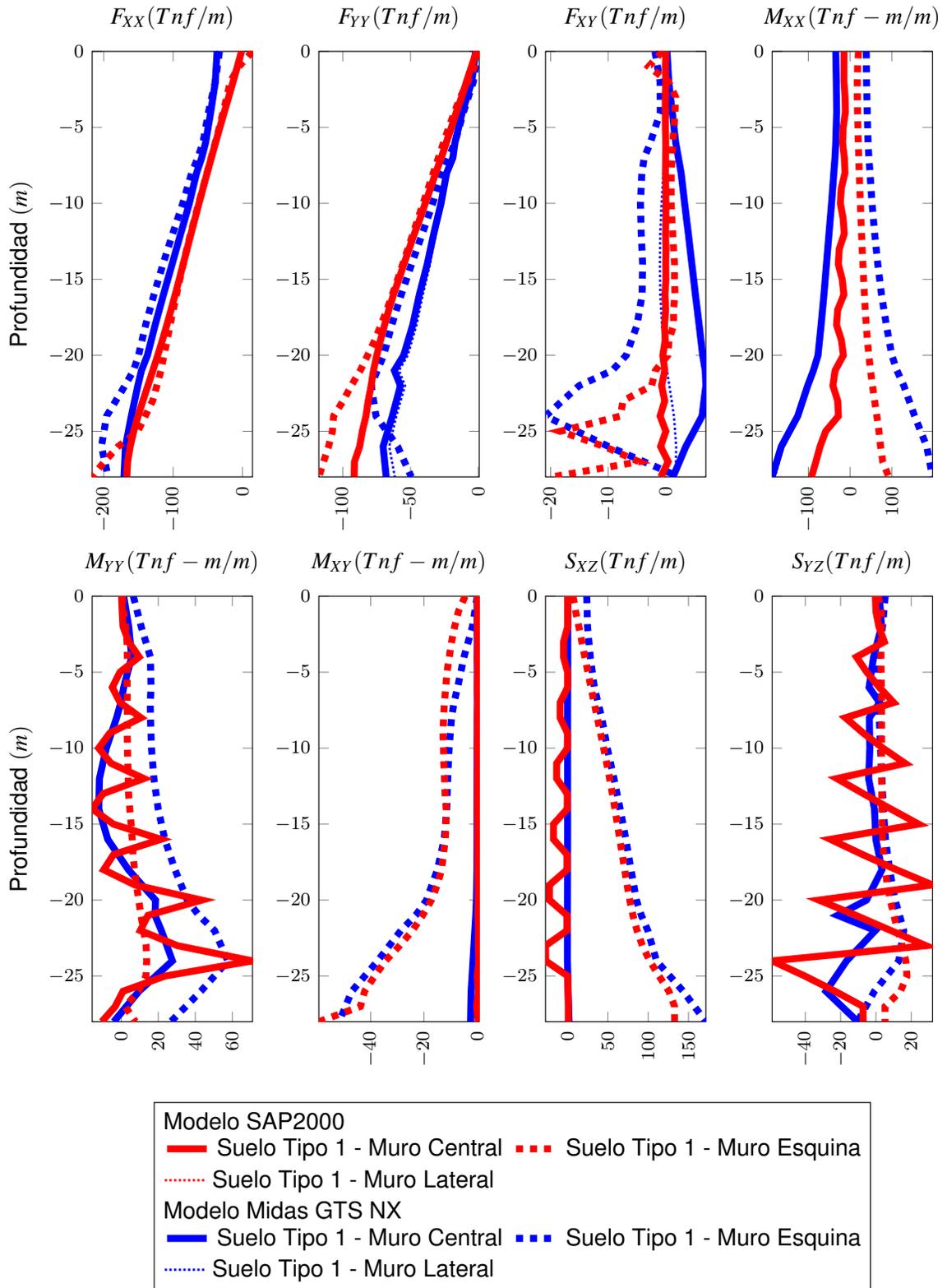


Figura 9.26 – Solicitaciones de muros en pique paralelepípedo para suelo Tipo 1, en condiciones estáticas

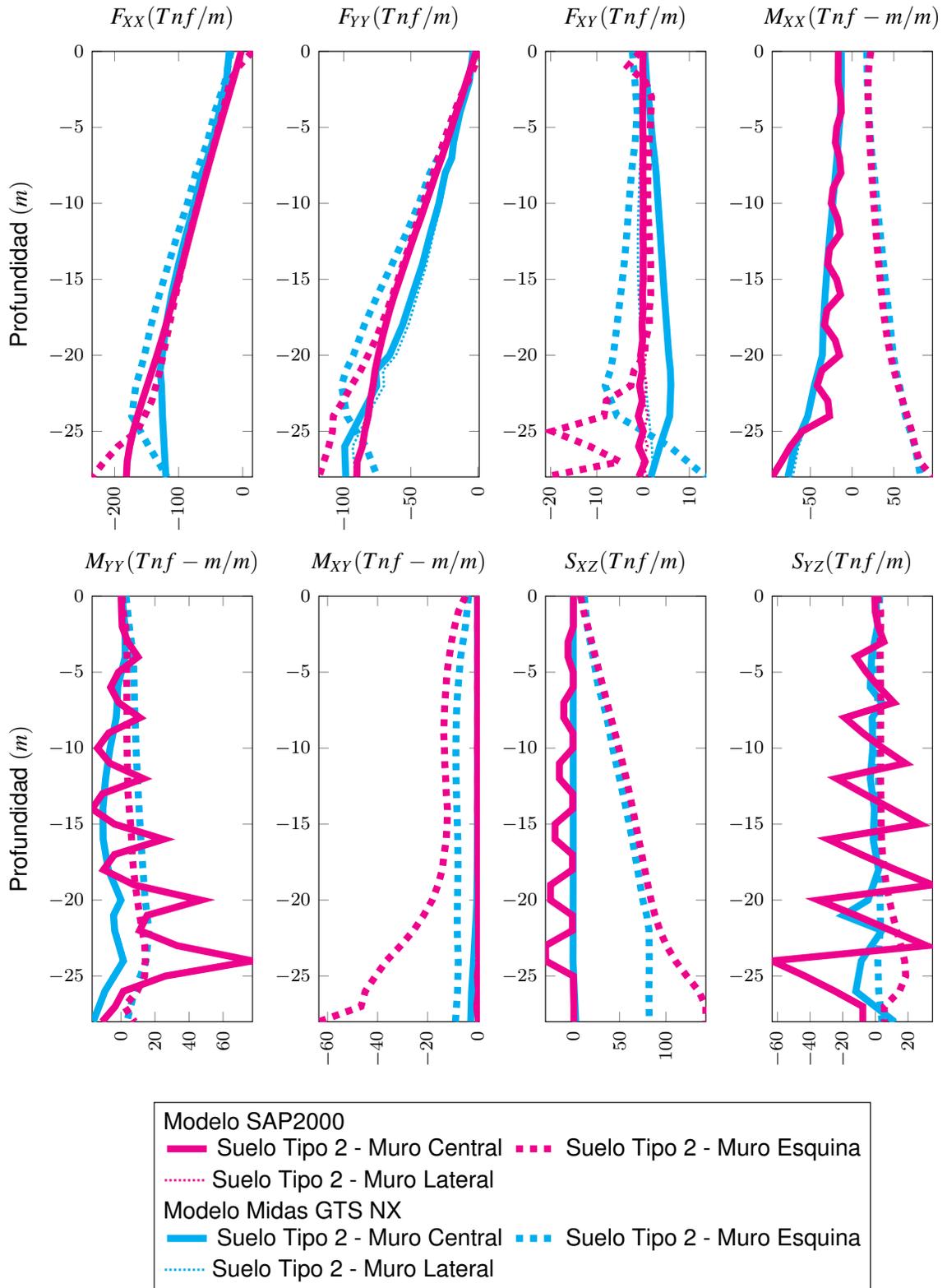


Figura 9.27 – Solicitaciones de muros en pique paralelepípedo para suelo Tipo 2, en condiciones estáticas

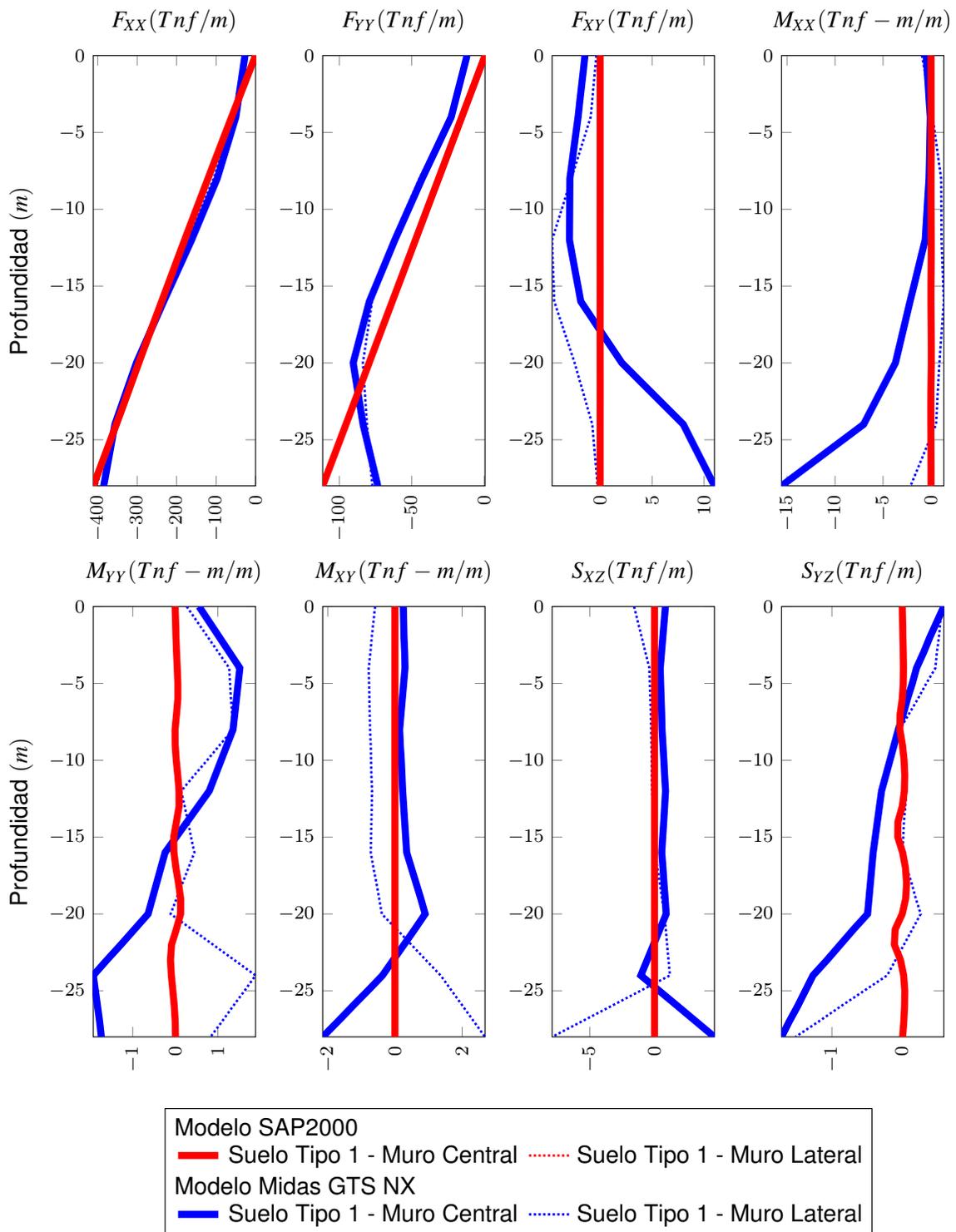


Figura 9.28 – Solicitaciones de muros en pique cilíndrico para suelo Tipo 1, en condiciones estáticas

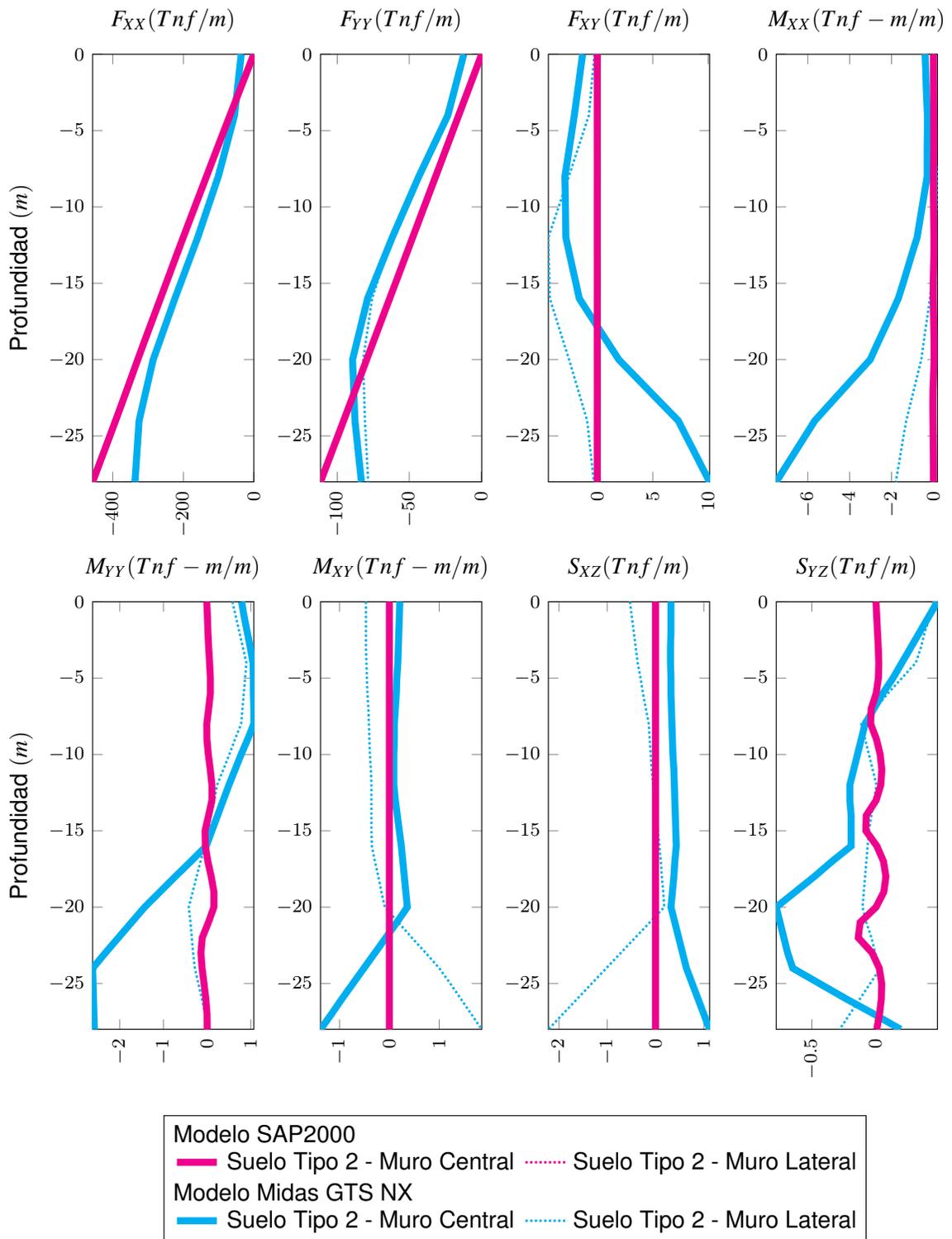


Figura 9.29 – Solicitaciones de muros en pique cilíndrico para suelo Tipo 2, en condiciones estáticas

9.3.3. Análisis en condición sísmica

La Tabla 9.14 muestra los valores máximos hallados en SAP2000, la Tabla 9.15 muestra los valores máximos hallados en *Midas GTS NX* y la Tabla 9.16 muestra la variación porcentual de valores máximos entre los modelos en *Midas GTS NX* y en SAP2000.

Tabla 9.14 – Solicitaciones máximas halladas en los modelos en SAP2000. Las unidades de las solicitaciones son: para fuerzas de corte y carga axial, en $[Tnf/m]$; para momentos, en $[Tnf - m/m]$

Tipo pique	Tipo de suelo	Tipo de muro	$F_{XX} (+)$	$F_{XX} (-)$	$F_{YY} (+)$	$F_{YY} (-)$	F_{XY}	M_{XX}	M_{YY}	M_{XY}	S_{XZ}	S_{YZ}
Paralelepípedo	Tipo 1	Frontal	4.5	-168.5	0.0	-95.4	1.0	95.9	72.5	0.6	27.7	58.9
		Esquina	15.3	-166.8	1.0	-92.2	20.2	92.7	14.1	61.1	135.7	18.1
		Lateral	6.1	-166.8	0.0	-92.2	4.0	92.7	71.1	0.8	27.5	58.9
	Tipo 2	Frontal	8.0	-184.8	0.0	-96.9	1.1	101.0	79.7	0.6	30.3	63.5
		Esquina	16.8	-236.5	1.6	-128.6	21.8	96.6	15.0	66.3	148.1	19.5
		Lateral	10.6	-181.9	0.0	-91.4	6.8	96.1	77.5	1.1	30.1	63.4
Cilíndrico	Tipo 1	Frontal	10.5	-441.6	0.5	-148.6	2.0	5.8	2.0	0.1	0.1	0.7
		Lateral	12.7	-427.8	0.8	-127.8	12.7	9.1	1.9	0.3	0.4	0.8
	Tipo 2	Frontal	15.7	-503.6	0.3	-167.7	3.1	8.1	2.9	0.2	0.1	1.1
		Lateral	19.5	-482.7	0.8	-136.3	19.3	13.1	2.8	0.4	0.6	1.2

Tabla 9.15 – Solicitaciones máximas halladas en los modelos de *Midas GTS NX* . Las unidades de las solicitaciones son: para fuerzas de corte y carga axial, en $[Tnf/m]$; para momentos, en $[Tnf - m/m]$

Tipo pique	Suelo	Tipo muro	$F_{XX}(tracc.)$	$F_{XX}(comp.)$	$F_{YY}(tracc.)$	$F_{YY}(comp.)$	F_{XY}	M_{XX}	M_{YY}	M_{XY}	S_{XZ}	S_{YZ}
Paralelepípedo	Tipo 1	Central	0.0	-94.2	0.0	-97.3	2.0	36.4	65.3	0.5	23.2	47.8
		Esquina	10.4	-141.2	2.4	-117.3	46.3	115.1	15.6	28.6	110.5	26.3
		Lateral	19.4	-6.6	0.0	-104.8	2.1	73.3	58.1	0.4	17.8	34.2
	Tipo 2	Esquina	21.8	-60.1	-6.2	-108.9	56.6	73.8	14.6	16.1	20.6	18.7
Cilíndrico	Tipo 1	Central	0.0	-418.4	0.0	-118.4	4.0	3.4	0.8	0.1	0.3	0.3
	Tipo 2	Central	0.0	-465.5	0.0	-119.2	4.9	3.6	0.8	0.0	0.1	0.3

Tabla 9.16 – Variaciones porcentuales (%) entre modelo geotécnico (*Midas GTS NX*) y modelo estructural (SAP2000)

Tipo pique	Tipo de suelo	Tipo de muro	$F_{XX} (+)$	$F_{XX} (-)$	$F_{YY} (+)$	$F_{YY} (-)$	F_{XY}	M_{XX}	M_{YY}	M_{XY}	S_{XZ}	S_{YZ}
Paralelepípedo	Tipo 1	Frontal	-	-27.3	-	7.2	-89.4	-59.4	134.2	-85.9	858.7	92.8
		Esquina	-	-4.6	49.3	38.7	-58.7	-55.9	-79.8	-22.8	-36.5	-9.2
		Lateral	-	-4.6	-	38.7	-94.2	-49.0	146.9	-82.6	495.9	113.6
	Tipo 2	Frontal	22.1	-15.9	-	-27.1	-89.6	-13.8	187.9	-84.0	868.6	188.9
		Esquina	-	22.1	-	11.8	-69.1	-1.0	-49.4	57.7	11.9	4.0
		Lateral	-	37.2	-	-3.5	-94.3	33.2	375.2	-69.8	659.3	233.1
Cilíndrico	Tipo 1	Frontal	-	-27.2	-	45.3	-87.0	-69.9	-84.9	-97.4	-99.1	-87.7
		Lateral	-	0.5	-	49.8	-82.9	132.1	-20.1	-96.0	-96.4	-65.0
	Tipo 2	Frontal	-	-2.2	-	44.9	-82.7	-19.0	-79.5	-91.9	-95.7	-82.3
		Lateral	-	33.3	-	59.4	-83.8	281.3	94.2	-94.0	-77.5	42.6

Desde la Figura 9.30 hasta la Figura 9.33 muestran la distribución de solicitaciones en función de la profundidad para los distintos piques y suelos, con los distintos modelos analizados.

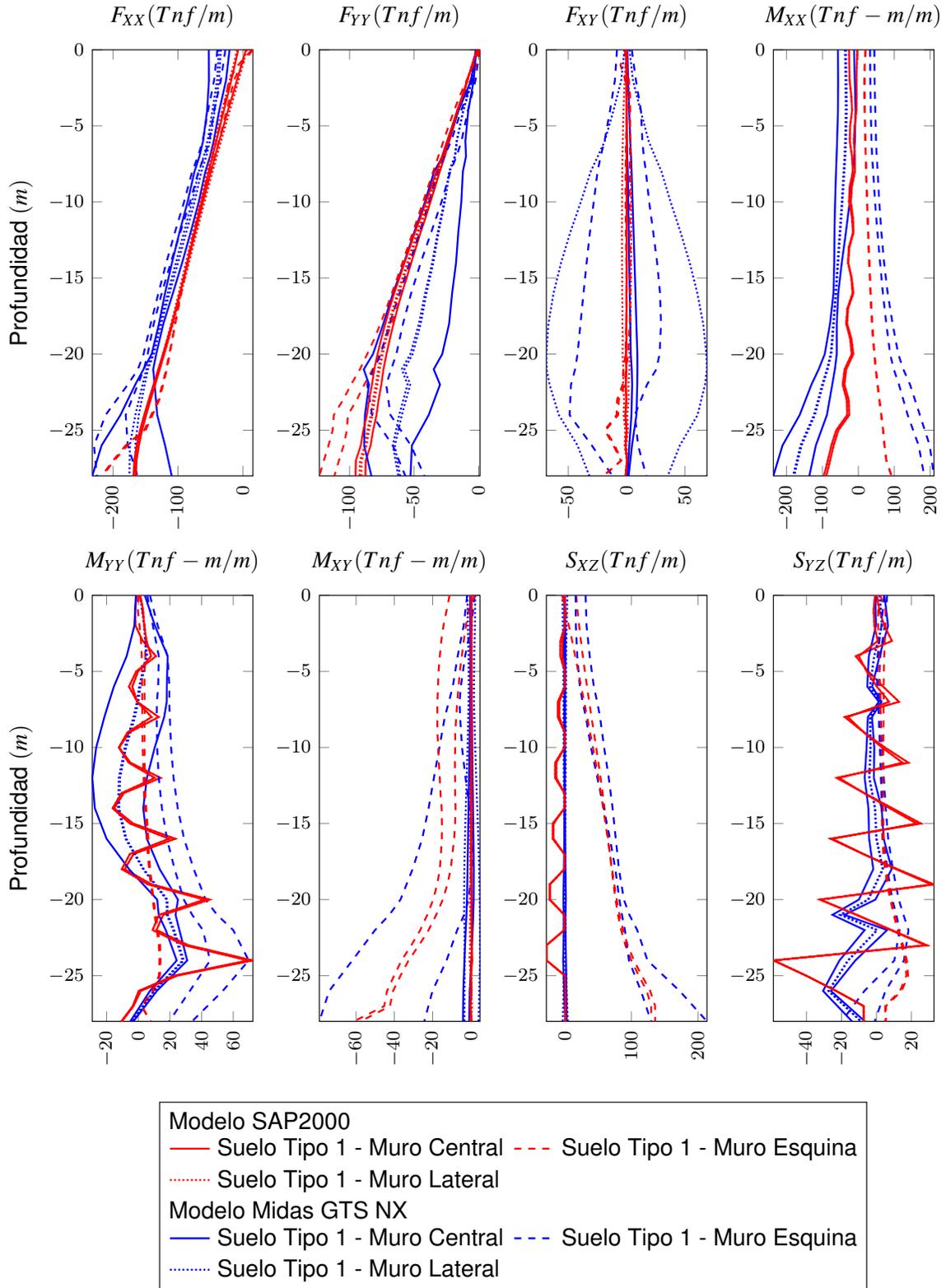


Figura 9.30 – Solicitaciones de muros en pique paralelepípedo para suelo Tipo 1, en condiciones sísmicas

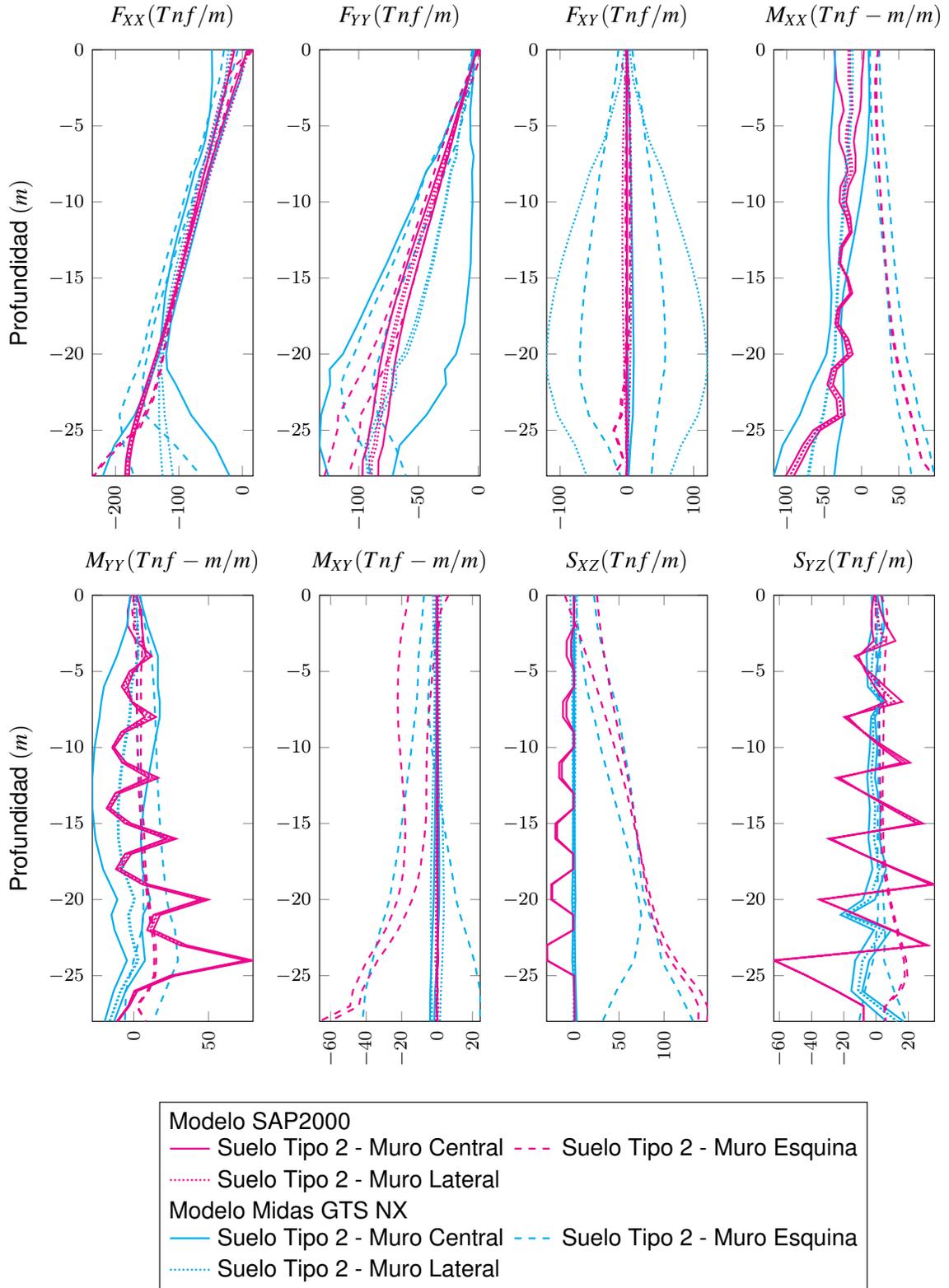


Figura 9.31 – Solicitaciones de muros en pique paralelepípedo para suelo Tipo 2, en condiciones sísmicas

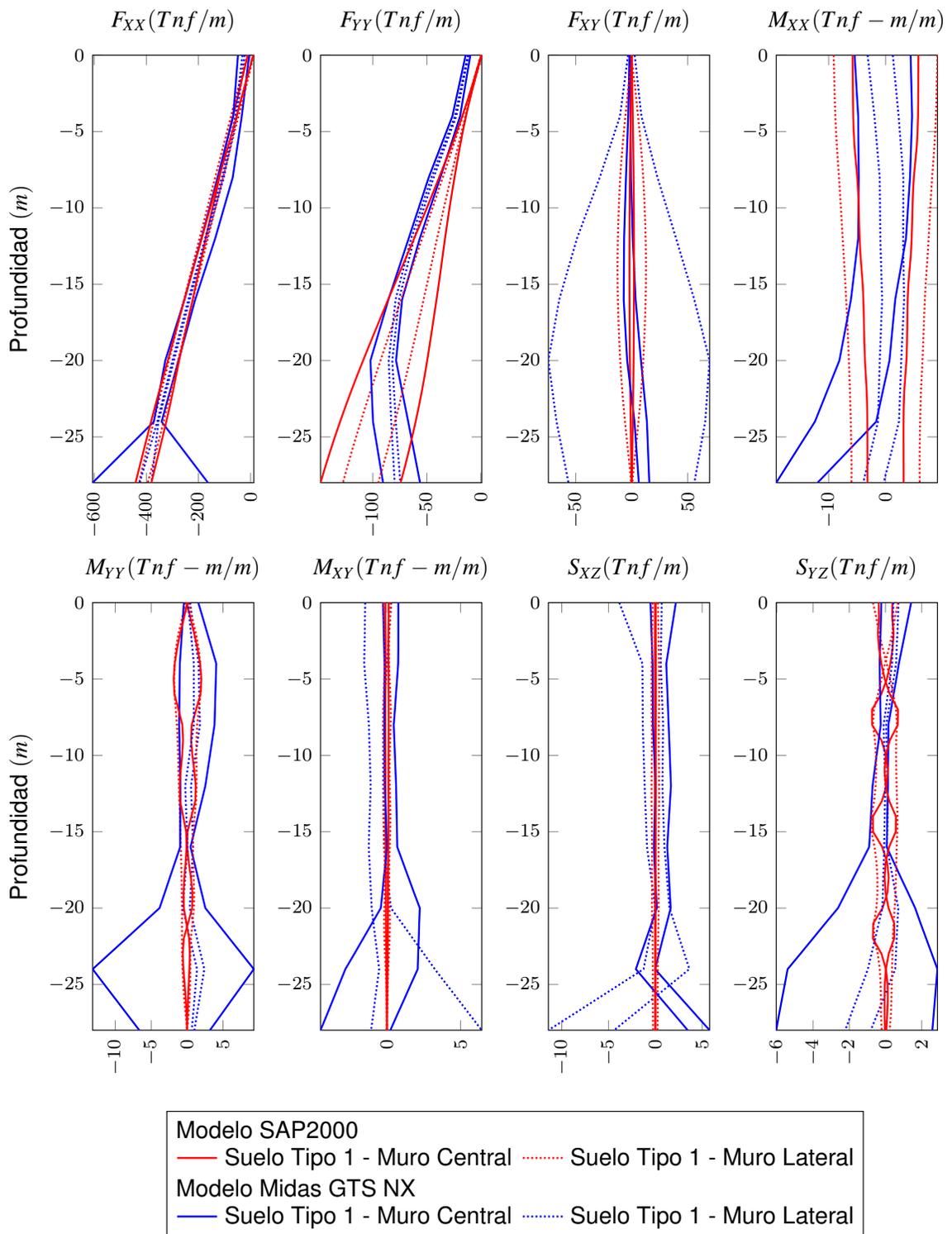


Figura 9.32 – Solicitaciones de muros en pique cilíndrico para suelo Tipo 1, en condiciones sísmicas

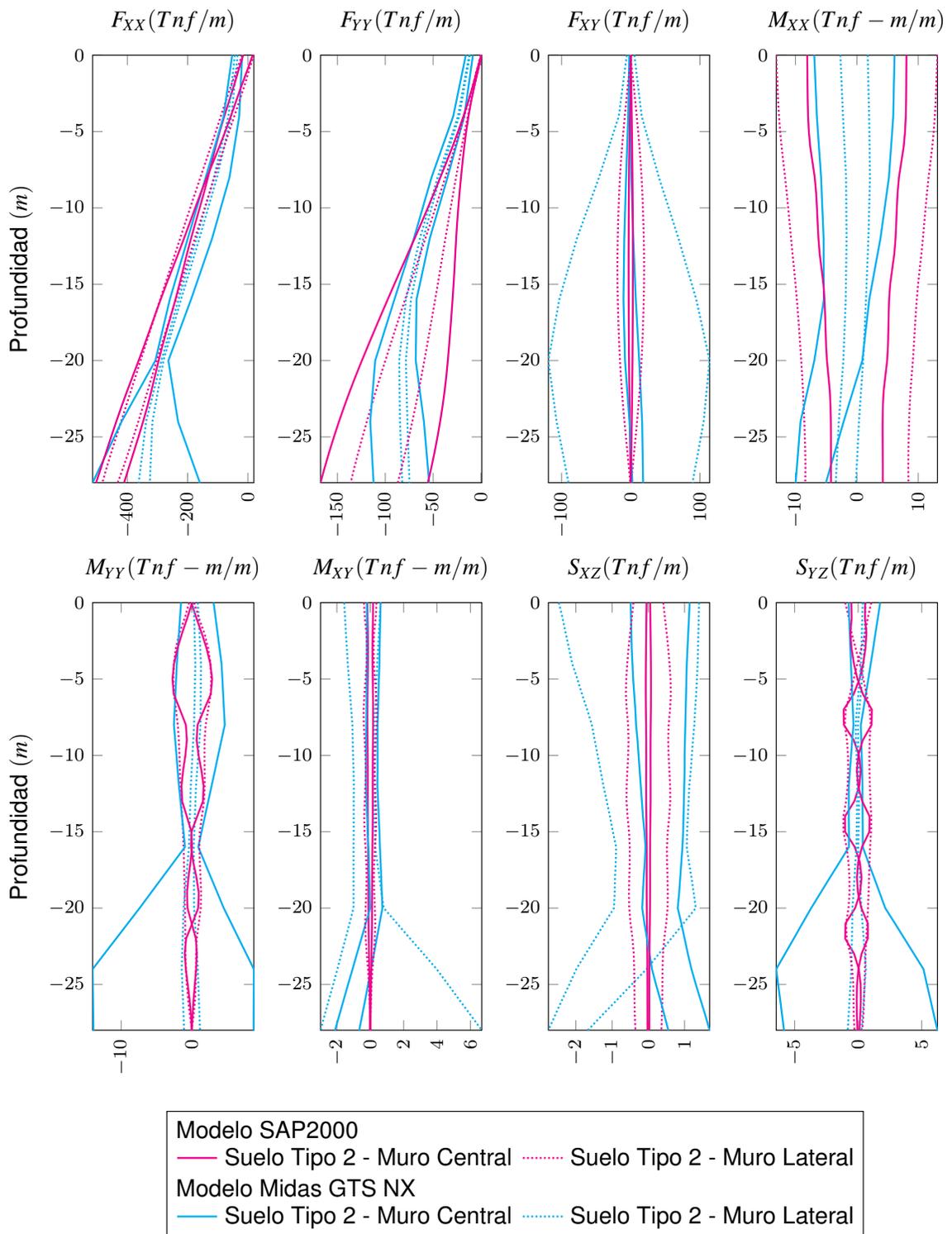


Figura 9.33 – Solicitaciones de muros en pique cilíndrico para suelo Tipo 2, en condiciones sísmicas

Considerado las tablas y figuras anteriores, se observa lo siguiente:

- Las filosofías de modelación, en el caso sísmico, marcan diferencias importantes, pues, existen comportamientos en las distribuciones distintas a las esperadas.
- Agregando al hecho de que las filosofías de diseño difieren, el análisis sísmico en el modelo geotécnico es más detallado en la modelación geotécnica, pues considera características dinámicas de materiales, condiciones de bordes especiales, entre otros aspectos.
- Las cargas axiales F_{XX} modeladas en SAP2000 son menores en comparación a la modelación en *Midas GTS NX*. El modelo geotécnico contiene elementos sólidos, que poseen masa y rigidez, confinando la estructura. Esto no se presenta en el modelo estructural, dado que el suelo es representado solo por rigideces.
- De acuerdo a la Tabla 9.16, existen solicitaciones que son subestimadas y son de importancia en el diseño de los piques. Para los piques paralelepípedos, el momento flector axial (M_{XX}), el momento torsor (M_{XY}) y el corte dentro del plano (F_{XY}) son subestimadas por SAP2000. Esto puede ser explicado por las condiciones de borde escogidas en el modelo estructural, que no se conciben con los desplazamientos relativos de la estructura (obtenidos del análisis geotécnico).
- Esto aplica también en el diseño de piques cilíndricos, donde se subestiman las cargas a compresión angulares (F_{XX}) y el corte dentro del plano (F_{XY} , siendo ambos los que determinan el diseño estructural de los piques cilíndricos).
- La subestimación de cargas sísmicas puede deberse también a la simplificación de las distribuciones sísmicas. En este sentido, los empujes sísmicos pueden no corresponder a una distribución uniforme, sino a un empuje trapezoidal con máximos en la base de la estructura. Esto se refleja en la siguiente figura. También puede explicarse por las condiciones de borde empleadas en SAP2000, donde en condiciones sísmicas, las deformaciones relativas sísmicas no se establecen en la base del muro por apoyos deslizantes, sino por una idealización como muro empotrado. Esta condición no puede ser establecida a priori si no se cuenta con un análisis geotécnico de deformaciones de la estructura.

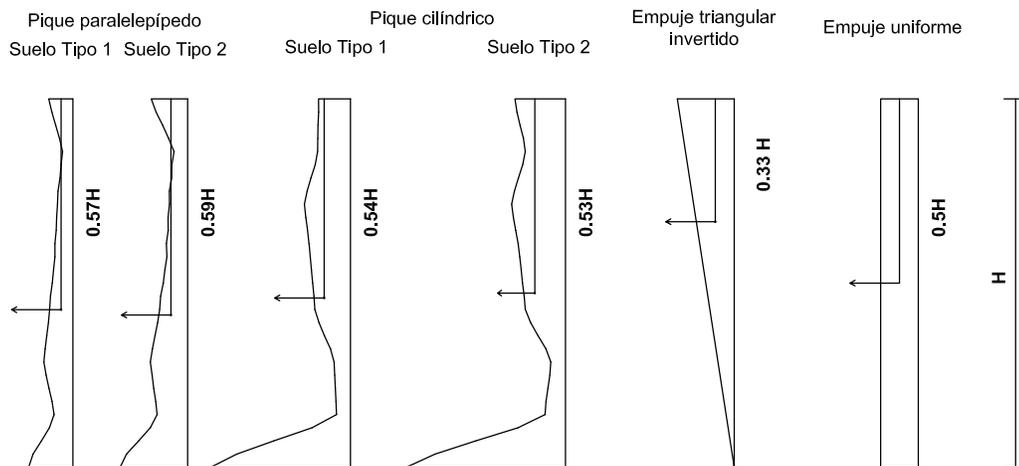


Figura 9.34 – Centroides de fuerzas equivalentes en las distribuciones de empujes analizadas

- Complementando lo anterior, el efecto arco de una excavación no puede ser medido por relaciones teóricas o empíricas, por lo que al no considerar este efecto en el modelo estructural, resulta en subestimaciones de las solicitaciones en los muros.

9.3.4. Comentarios sobre el análisis comparativo de modelos

El análisis comparativo entre un modelo geotécnico y un modelo estructural permite comentar:

- En condiciones estáticas, un diseño basado en empujes en reposo para estructuras rígidas es una alternativa a considerar. Esto, dado que las simplificaciones realizadas para el diseño estructural permiten un comportamiento cercano con respecto a un modelo geotécnico, que involucra distintas variables y consideraciones cercanas a la realidad.
- Sin embargo, en condiciones sísmicas, el comportamiento de la estructura no es similar en ambos modelos, lo que conlleva a subestimaciones en las solicitaciones más importantes de diseño. Por lo que es necesario en casos sísmicos una modelación geotécnica que abarque distintos factores de medición e identificación para sostener un diseño adecuado de estructuras.
- Agregando los factores provenientes de un análisis geotécnico, el uso de los piques cilíndricos supone una ventaja comparativa en términos de diseño estructural. Esto es debido a dos razones: la simplificación del diseño solo en dos tipos de solicitaciones y la reducción de las solicitaciones, siendo alcanzadas por cuantías bajas de armadura. Esto no ocurre en piques paralelepípedos, donde es necesario el uso de anclajes para la reducción de solicitaciones y cuantías que no corresponden a las mínimas establecidas por normativa.

Las condiciones anteriores permiten establecer que un diseño basado en simplificaciones y en un modelo estructural (como el analizado en SAP2000) no es suficiente, por lo que es necesario complementar con un análisis geotécnico que permita un adecuado diseño estructural de los piques subterráneos.

10. Conclusiones

Este estudio tiene por objetivo presentar una alternativa de diseño de piques cilíndricos y paralelepípedos, considerando los aspectos geotécnicos y estructurales presentes en una excavación profunda. Para ello, se ha realizado el diseño de las estructuras de los piques mediante asistencia del software *Midas GTS NX*. Luego, se ha establecido un análisis geotécnico de estas estructuras enterradas en el suelo, en términos de deformaciones, empujes de suelo en muros, estabilidad de excavación, comportamiento en estado estático y sísmico, para finalmente realizar una comparación del modelo mediante el uso de un modelo estructural con asistencia del software *SAP2000*, comparando las distribuciones de solicitaciones de muros y variaciones porcentuales de los máximos valores de las solicitaciones.

Analizados todos los aspectos posibles de este estudio, se concluye lo siguiente:

1. En presencia de una excavación profunda, el tipo de suelo determina una respuesta estática y sísmica diferente, en comparación a una excavación superficial. Por lo que una simplificación basada en empujes pseudoestáticos puede generar subestimaciones, como ocurre en este estudio.
2. El análisis sísmico varía dependiendo del suelo, en particular, por el módulo de deformaciones de los suelos, que permite reducir o amplificar la respuesta dinámica del suelo.
3. La geometría de las excavaciones afecta considerablemente en el diseño estructural de los piques. En este sentido, el pique cilíndrico posee mejor desempeño, ya que el efecto arco comprime los muros de forma angular, además que el pique cilíndrico distribuye mejor los flujos de esfuerzos principales en el suelo. Esto no ocurre en los piques paralelepípedos, pues concentra los esfuerzos del suelo en las esquinas, justificando el uso de anclajes para reducir las solicitaciones en los muros.
4. Las estructuras rígidas permiten que los suelos permanezcan en un estado de reposo, lo que es corroborado por el análisis de estabilidad y el análisis de deformaciones, lo que un diseño en condiciones estáticas puede ser establecido por empujes en reposo.
5. El uso de anclajes permite una reducción considerable de empujes en reposo, lo que mejora el desempeño de los piques paralelepípedos. Sin embargo, no reducen las presiones de suelo en condiciones sísmicas, dado que el suelo y estructura se mueven como un cuerpo rígido.
6. El análisis de la expansión del suelo en el fondo de los piques puede dificultar la estabilidad global de la expansión si no existe una estructura que la controle. Sin embargo, para este estudio, las deformaciones verticales obtenidas a 28[m] de profundidad establecen que el uso de losa es injustificado, pues, no todo el fondo de la excavación se plastifica, permaneciendo los suelos en un estado lineal elástico.
7. Los diseños propuestos también cambian su comportamiento dependiendo de las condiciones en las que se establecen los suelos. En este sentido, las simplificaciones de un diseño estructural pueden subestimar la respuesta sísmica, por lo que es requerido un modelo geotécnico para ver el comportamiento de la estructura ante un sismo.

El análisis geotécnico y estructural de los diseños permiten establecer los siguientes criterios para una alternativa de diseño de piques subterráneos:

- Es recomendable el uso de elementos rígidos, como muros de hormigón armado, para reducir las deformaciones relativas en los piques, además de reducir empujes sísmicos.
- El análisis de estabilidad en condiciones estáticas y sísmicas es recomendable para verificar los supuestos de diseño.
- Las condiciones de borde de la estructura requieren de un análisis detallado para establecer fuerzas acordes a la realidad.
- El prediseño de una estructura enterrada a gran profundidad puede ser realizada considerando empujes en reposo. Sin embargo, no es claro el uso adecuado de presiones sísmicas uniformes, dado que depende de las propiedades del suelo y la profundidad de la excavación, por lo que se recomienda un modelo geotécnico para las condiciones sísmicas.
- La geometría de un pique subterráneo permite ventajas comparativas si es bien escogida. El uso de un pique cilíndrico es recomendable, dado que es posible armar la estructura a cuantías mínimas, aprovechando que el hormigón actúa a compresión. Además, distribuye mejor el flujo de esfuerzos principales, mejorando la estabilidad de la excavación.

Ciertos aspectos geotécnicos podrían ser subestimados o simplificados si solo se aplicaran diseños basados en un modelo estructural, como es el caso del uso de SAP2000. El uso de *Midas GTS NX* es más adecuado para un diseño óptimo de piques subterráneos, pues, considera el comportamiento de una excavación como un problema de interacción suelo-estructura en condiciones estáticas y sísmicas.

10.1. Recomendaciones

Dada la importancia de este tipo de estructuras, para estudios a futuro, se recomienda la investigación de los siguientes temas:

- Estudio de excavaciones profundas considerando múltiples capas de suelo y/o presencia de roca en la excavación, además de presencia de nivel freático.
- La consolidación de suelos en excavaciones de grandes dimensiones.
- Comparación de análisis sísmico en grandes excavaciones mediante métodos tiempo-historia, versus los modelos basados en análisis modal espectral.
- Metodología para la obtención de espectros de diseño adecuados para estructuras enterradas.

Bibliografía

- [1] ACI-318: *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*, 2008.
- [2] ARCADIS, "Informe geológico-geotécnico sector superficie," ARCADIS, Rep. Téc. C110-INF-1520-GE-001-B, 2001, no publicado.
- [3] D. H. Ardiaca, "Mohr-coulomb parameters for modelling of concrete structures," *Plaxis Bulletin*, pp. 12–15, 2009.
- [4] Bruce *et al.*, "Design, construction and performance of a deep circular diaphragm wall," *1*, vol. 1, 1991.
- [5] Cheng y Hu, "Active earth pressure on circular shaft lining obtained by simplified slip line solution with general tangential stress coefficient," *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 27, 2005.
- [6] A. Chopra, *Dynamics of Structures*. Prentice Hall, 1995.
- [7] Computers and Structures Inc. Sap2000. No publicado. [Online]. Disponible: <https://www.csiamerica.com/products/sap2000>
- [8] B. Das, *Principles of Foundation Engineering*. Cengage Learning, 2012.
- [9] —, *Principles of Geotechnical Engineering*. Cengage Learning, 2012.
- [10] Designing Building Wiki. (2016) Ground heave. [Online]. Disponible: http://www.designingbuildings.co.uk/wiki/Ground_heave
- [11] DYWIDAG Systems International, "Sistemas de pretensado con barras dywidag sistemas de pretensado con barras dywidag - aplicaciones estructurales," no publicado.
- [12] M. El-Sawwaf y A. Nazir, "The effect of deep excavation-induced lateral soil movements on the behavior of strip footing supported on reinforced sand," *Journal of Advanced Research*, pp. 337–344, 2012.
- [13] T.-Y. Fang, *Foundation Engineering Handbook*. Springer Science+Business Media, 1990.
- [14] R. Gomes *et al.*, "Seismic response assesment of underground structure cross-sections using response spectra," *International Conferences of Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, pp. 1–24, 2001.
- [15] T.-L. Gouw, "Common mistakes on the application of plaxis 2d in analyzing excavation problems," *International Journal of Applied Engineering Research*, vol. 9, no. 21, pp. 8291–8311, 2014.
- [16] E. Hernández, "Criterios para el modelado con elementos finitos utilizando sap2000," 2015, seminario web.
- [17] Hynes-Griffin y Franklin, "Rationalizing the seismic coefficient method," US Army Corps of Engineers, Rep. Téc. Miscellaneous Paper GL-84-13, 1984.
- [18] R. E. Iglesias, "Análisis sísmico de túneles a baja profundidad en los suelos de santiago," Tesis de Máster, Universidad de Chile, 2014.

- [19] NCh 2369: *Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales*, INN, 2003.
- [20] NCh 3171: *Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas*, INN, 2010.
- [21] NCh 3206: *Geotecnia - Excavaciones, entibaciones y socalzados - Requisitos*, INN, 2010.
- [22] NCh 433: *Diseño sísmico de edificios*, INN, 2009.
- [23] J. Jia, *Soil Dynamics and Foundation Modeling*. SpringerLink, 2017.
- [24] A. Leoni, "Apuntes de coeficiente de balasto," Sin año, no publicado.
- [25] MIDAS Inc. (2018) Why GTS NX? No publicado. [Online]. Disponible: http://midasgtsnx.com/data/GTS_NX_FABE.pdf
- [26] —, *Manual de Midas GTS NX*, 2014.
- [27] D. Mozó *et al.*, "Proyecto de muros pantalla para el edificio centro plaza," 2010, no publicado.
- [28] Navarro, "Evaluación numérica del empuje de suelo sobre revestimientos en piques circulares considerando el efecto del método constructivo," 2015, no publicado.
- [29] C.-Y. Ou, *Principles of Foundation Engineering*. Taylor and Francis, 2006.
- [30] Park y Lee, "The 3-dimensional active earth pressure depending on the size of rectangular wall," *Journal of the Korean Geotechnical Society*, vol. 31, no. 9, pp. 69–78, 2015.
- [31] E. Prater, "An examination of some theories of earth pressure on shaft linings," *ETH - Honggerberg*, vol. 1, no. October, 1976.
- [32] G. Rojo, "Estudio de sistemas de sostenimiento de suelo en excavaciones en edificios," 2015, no publicado.
- [33] Sangeom *et al.*, "Analysis of lateral earth pressure on a vertical circular shaft considering the 3D arching effect," *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 48, pp. 11–19, 2015.
- [34] H. B. Seed y I. M. Idriss, "Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses," College of Engineering - University of California, Rep. Téc. EERC 70-10, 1970.
- [35] Shukla, Gupta, y Sivakugan, "Active earth pressure on retaining wall for $c - \phi$ soil backfill under seismic loading condition," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*, vol. 135, no. 5, pp. 690–696, 2009.
- [36] R. Sutherland, "London's deepest circular shafts," 2015.
- [37] Terratest. Estructuras de contención. [Online]. Disponible: <http://www.terratest.cl/soluciones-de-estructuras-de-contencion-de-suelos.html>
- [38] K. Terzaghi, *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley and Sons, Inc., 1943.
- [39] The Constructor. Causes of failure in deep excavations. No publicado. [Online]. Disponible: <https://theconstructor.org/practical-guide/causes-of-failure-in-deep-excavations/21143/>
- [40] A. I. Theophilou, "Structural design of an underground cylindrical shell," 2001, no publicado.
- [41] Tobar y Meguid, "Comparative evaluation of methods to determine the earth pressure distribution on cylindrical shafts: A review," *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 25, no. 2, pp. 188–197, 2010.

- [42] Twitter @JoseFotonauta. Día mundial de la fotografía - antes y después del pique cal y canto. No publicado. [Online]. Disponible: <https://twitter.com/josefotonauta/status/766676263792676865>
- [43] Universidad de Chile. (2015) Terremotos de Chile / earthquakes of Chile. [Online]. Disponible: <http://terremotos.ing.uchile.cl/registros/164>
- [44] Villalobos y Oróstegui, "Design and construction of an anchored soldier pile wall for a large underground car park," *Revista de la Construcción (Chile)*, vol. 9, no. 2, pp. 4–17, 2010.
- [45] W. Wittke, *Rock Mechanics Based on an Anisotropic Jointed Rock Model (AJRM)*. Ernst and Sohn, 2014.
- [46] P. Xhantakos, *Ground Anchors and Anchored Structures*. John Wiley and Sons, Inc., 1991.
- [47] J. Yamamuro *et al.*, "Effect of strain rate on the stress-strain behavior of sand," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, pp. 1169–1178, 2011.
- [48] M. Zhang *et al.*, "Axisymmetric arc sliding method of basal heave stability analysis for braced circular excavations," *MPDI - Symmetry*, pp. 1–18, 2018.

Anexos

A. Proceso de deconvolución de sismo y espectro de respuesta para análisis sísmico

A.1. Principios sobre la deconvolución de sismo

Los registros y espectros sísmicos, en general, se obtienen de estudios de riesgo sísmico o de peligro sísmico, realizados para el sitio donde se emplaza un proyecto de ingeniería. Los registros sísmicos se determinan en superficie y, por lo general, en roca o suelo duro. Por lo tanto, para su utilización, estos registros se deberán modificar, de manera que puedan incorporar el efecto topográfico (profundidad a la que se emplaza la estructura) y el efecto amplificador o atenuador del suelo de fundación de la estructura. Para ello, se aplica el proceso de deconvolución del registro sísmico, que consiste principalmente en dos pasos:

1. Identificar la profundidad a la que se requiere aplicar el registro sísmico en el modelo numérico. Considerando las propiedades geotécnicas de la roca en la cual se obtuvo el registro en superficie (por lo general roca sana), obtener el registro a la profundidad deseada, a partir del registro sísmico de superficie.
2. A partir del registro obtenido en roca en profundidad, mediante método lineal equivalente o con un programa de elementos o diferencias finitas, obtener el registro a la profundidad de la estructura o excavación, considerando las propiedades dinámicas del suelo de fundación, específicas del sector.

El esquema siguiente muestra lo explicado anteriormente.

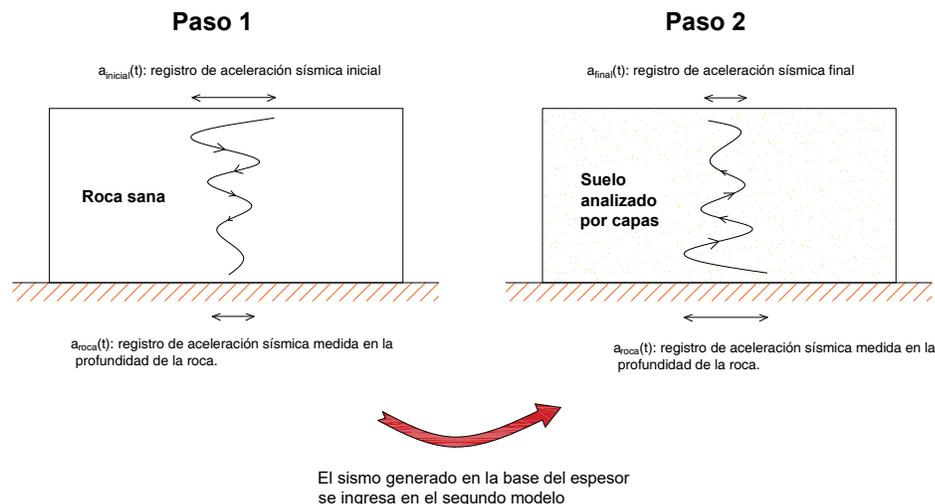


Figura A.1 – Proceso de deconvolución de sismo.

A.2. Parámetros de modelación para la deconvolución

Según Iglesias [18], los parámetros a ocupar son los siguientes:

- Registro de aceleraciones de un sismo: en este caso, podrán ser usado el registro del sismo del Maule, ocurrido el 27 de Febrero del 2010, cuya estación está ubicada en la zona El Salto, Viña del Mar. El sismo puede verse en la siguiente figura. La aceleración máxima corresponde a $0,353[g]$.

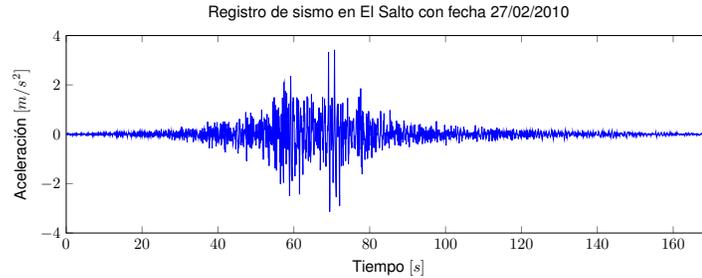


Figura A.2 – Registro sísmico del 27 de Febrero del 2010, en estación El Salto. Fuente: Universidad de Chile [43]

- Parámetros geotécnicos del suelo: los cuales, están definidos en secciones anteriores. El caso de la roca se establecerá una roca sana, con parámetros definidos en el Cuadro A.1.
- Velocidades de onda de corte: La velocidad de onda de corte, que de acuerdo a Jia [23]

$$V_{onda} = \sqrt{\frac{G_{max}}{\rho_{soil}}} \quad (A.1)$$

$$G_{max} = \frac{625}{0,3 + 0,7e^2} \times \sqrt{\sigma_{avg} \times 100[KPa]} \quad (A.2)$$

$$e = \frac{(G_s = 26,5[KPa])}{\gamma_s} - 1 \quad (A.3)$$

$$\rho_{soil} = \frac{\gamma_s}{9,81[m/s^2]} \quad (A.4)$$

Donde σ_{avg} corresponde al esfuerzo promedio de un ensayo triaxial bajo una presión de $100[KPa]$. Al no contar con un ensayo de esas características, se realiza una modelación teórica con el programa *Midas GTS NX*. En ella, es posible obtener $\sigma_{avg} = 167[KPa]$ para el suelo Tipo 1 y $\sigma_{avg} = 190[KPa]$ para el suelo Tipo 2.

Además, es necesario contar con módulo de corte inicial del suelo:

$$G_0 = \frac{E_{de}}{2(1 - \nu)} \quad (A.5)$$

E_{de} se puede estimar aproximadamente como $6 \times E_{soil}$.

- Curvas de degradación del módulo de corte y de amortiguamiento para cada tipo de suelo: los estudios analizados por ARCADIS [2] demuestran que las curvas Seed y Idriss [34] son las que mejor representan a los suelos arenosos estudiados. Se definen también curvas para la roca sana.

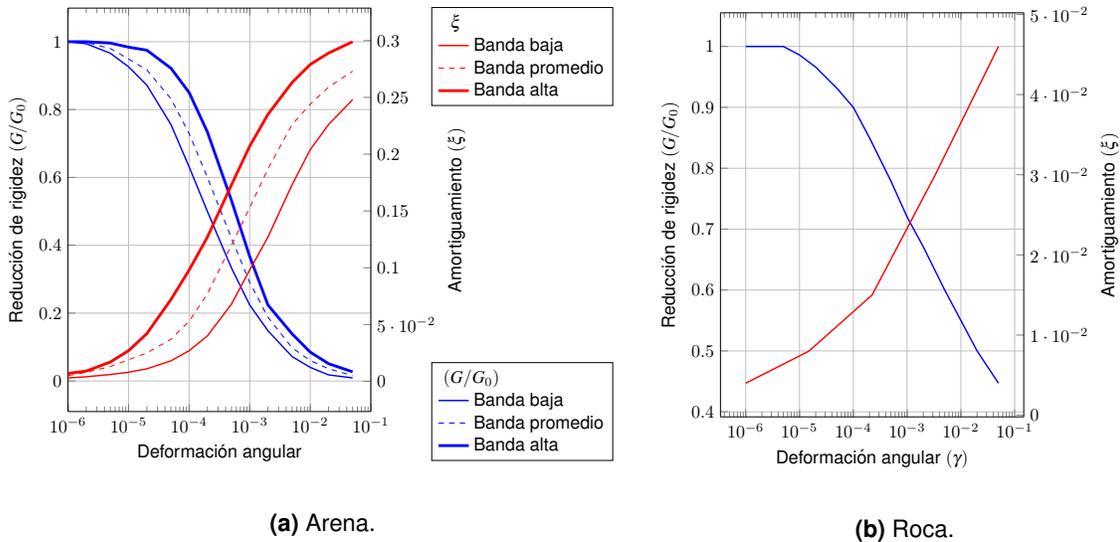


Figura A.3 – Curvas de amortiguamiento y degradación de rigidez de banda baja. Fuente: Seed y Idriss [34]

- Amortiguamiento de suelo inicial: corresponde a $\xi = 0,05$ para suelos y roca.

El análisis será realizado con los siguientes parámetros. Notar que los parámetros de la roca son referenciales (Das [8]) y no representan los parámetros de roca presentes en la estación sismográfica.

Parámetros	Unidades	Tipo de suelo		
		Tipo 1	Tipo 2	Roca
ρ_{soil}	$[T/m^3]$	0.173	0.194	0.270
ν	[1]	0.3	0.3	-
E_{de}	$[Tnf/m^2]$	18000	39000	-
G_0	$[Tnf/m^2]$	6923.1	15000	270000
e	[1]	0.559	0.395	-
σ_{avg}	$[Tnf/m^2]$	16.7	19.0	-
G_{max}	$[Tnf/m^2]$	15546.6	21194.8	-
V_{onda}	$[m/s]$	299.6	331.0	1000

Tabla A.1 – Parámetros para el proceso de deconvolución de sismo.

Adicionalmente, de acuerdo al modelo escogido para el análisis geotécnico, la profundidad del suelo será de $80[m]$ de profundidad. Esto es debido a que los informes de ARCADIS [2] solo mencionan que los suelos pueden considerarse de espesor infinito. Como $80[m]$ de profundidad es el modelo de análisis, es que se establece a $80[m]$ la profundidad de roca.

A.3. Programa computacional

El programa computacional *Midas GTS NX* contiene un paquete especial para realizar la deconvolución del sismo. Este programa cuenta con las curvas definidas para cada tipo de suelo según Seed y Idriss [34]. Además, es posible obtener los resultados de acuerdo a la profundidad del suelo.

A.4. Resultados

Deformaciones cíclicas del suelo El perfil de deformaciones cíclicas del suelo permite establecer si el movimiento del suelo puede generar distorsión y sobre-estimar resultados en términos de esfuerzos y deformaciones en la estructura.

Para ello, se considera el estudio de Gomes et al. [14], que explica que la deformación cíclica máxima adecuada para un análisis lineal de una estructura no puede sobrepasar el 1%, dado que para valores mayores a éste, se considera que existe distorsión en un análisis lineal, amplificando resultados.

Se muestra a continuación los resultados siguientes:

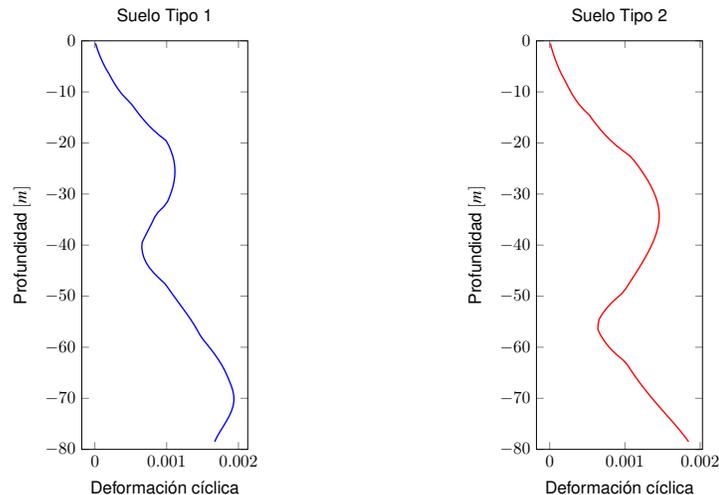


Figura A.4 – Deformaciones cíclicas de análisis de análisis unidimensional de campo libre.

Conforme se avanza en profundidad, las deformaciones cíclicas son mayores, debido a que presenta mayor liberación de energía, que está adjunta a una roca de fundación. Esto se corrobora en las curvas de deformaciones cíclicas.

Un criterio aceptable es que los registros sísmicos, una vez deconvolucionados, se registren a una profundidad como mínimo a 2 veces la profundidad de la estructura enterrada (MIDAS Inc. [26]). Como además, las deformaciones cíclicas son mayores en las zonas más profundas, se tomarán los registros sísmicos a la profundidad donde la deformación cíclica es máxima.

La siguiente tabla muestra los valores máximos de deformaciones cíclicas y a la profundidad donde se registran.

Tipo de suelo	Profundidad [m]	Deformación máxima [%]
1	70.0	0.19365
2	78.5	0.18469

Tabla A.2 – Deformaciones máximas cíclicas de los suelos por efecto de sismo.

Amortiguamiento y módulo de corte Una vez hecho esto, se obtienen las curvas de degradación de los suelos para el sismo.

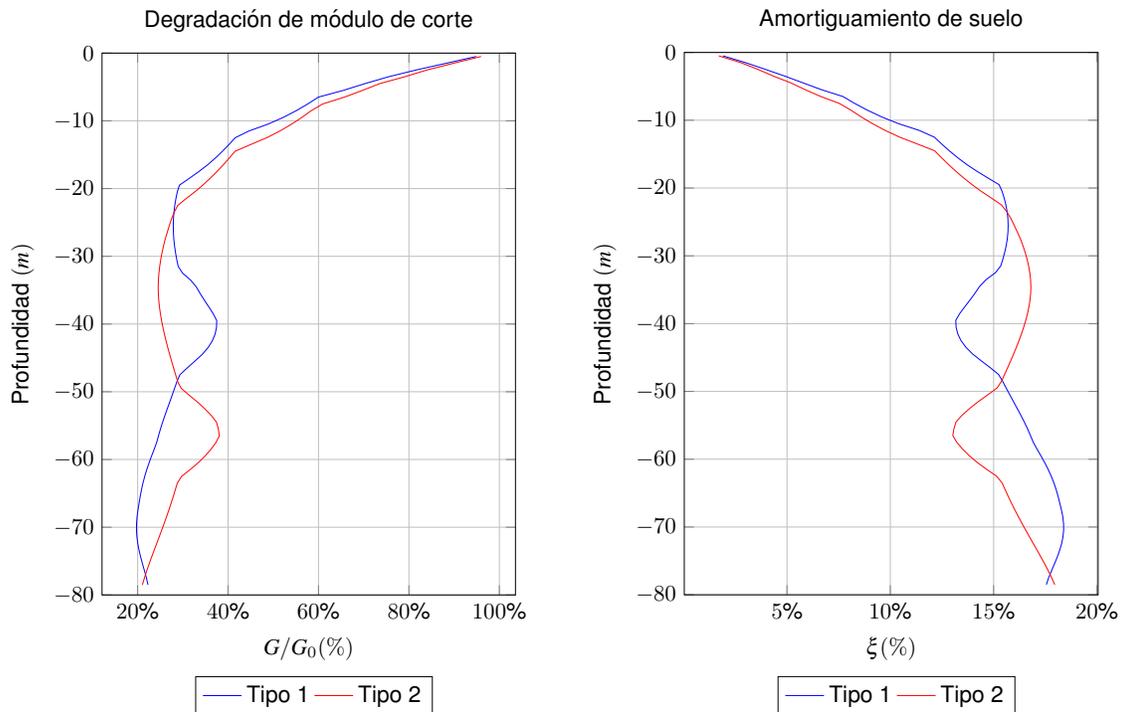


Figura A.5 – Curvas de módulo de corte y amortiguamiento por acción de sismo.

Se extrae de esta información los siguientes parámetros para cada suelo.

Tipo de suelo	Profundidad [m]	$G/G_0[1]$	$\xi[1]$
1	70.0	0.197	0.184
2	78.5	0.210	0.180

Tabla A.3 – Características del estrato de suelo en condiciones dinámicas.

Aceleraciones máximas en función de profundidad La deconvolución de sismo genera resultados más bajos en comparación a si se ingresara el sismo de forma directa. Aproximadamente se reduce a un 36 % de la aceleración para el suelo Tipo 1 y un 54 % de la aceleración para el suelo Tipo 2, si éstos se midieran en la superficie del terreno.

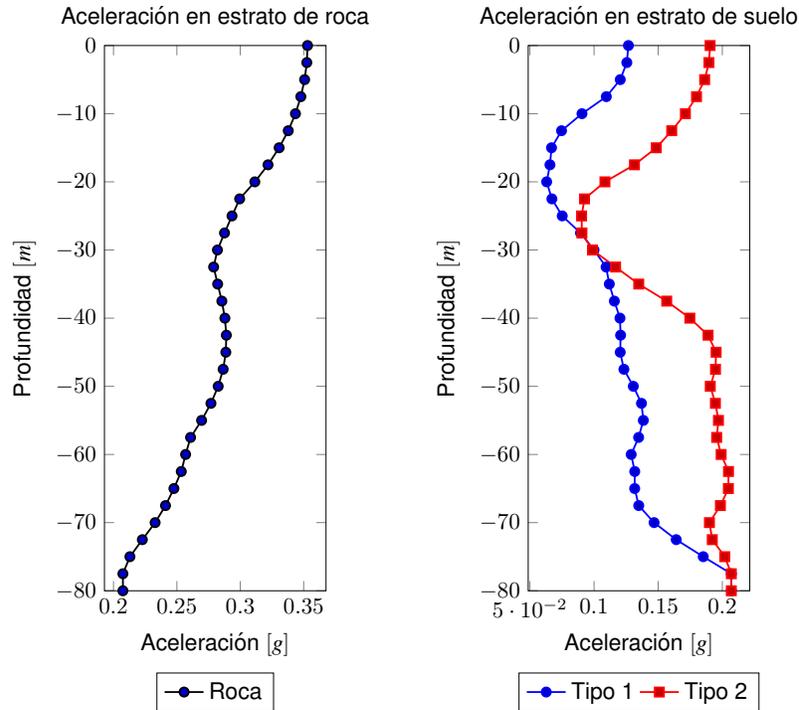


Figura A.6 – Resultado de deconvolución de sismo.

Espectro de sismos deconvolucionados y comparación con espectro de diseño definido en la normativa NCh2369

La teoría para obtener esos espectros es explicada en Chopra [6]. Pero en general, un sistema dinámico lineal elástico puede ser expresado como una ecuación diferencial lineal matricial, que a su vez, puede ser desacoplada en varias ecuaciones diferenciales lineales de un grado de libertad. Un sismo puede ser analizado en el dominio de las frecuencias mediante una variación de parámetros que dependen del amortiguamiento y las frecuencias naturales del sistema. Variando estos parámetros e ingresando el sismo permite hallar los espectros de desplazamiento, velocidad y aceleración del sistema para el sismo ingresado. *Midas GTS NX* permite el cálculo del espectro de respuesta mediante un paquete computacional que depende del amortiguamiento y el registro sísmico.

Para efectos de diseño, el sismo obtenido por deconvolución fue comparado en términos de corte basal en los muros usando el espectro de diseño de la normativa NCh 2369 [19]. Si bien, esta normativa no es aplicable a excavaciones o a muros de contención, permite el uso de amortiguamiento más allá del 5% que generalmente es visto en distintas normativas. El espectro de diseño según la NCh2369 se define con la siguiente relación, asumiendo un tipo de suelo III con aceleración reducida a 0,2[g] (considerando la deconvolución sísmica, donde el sismo se registra a 80[m] de profundidad) estructura tipo C1, amortiguamiento que depende del tipo de suelo:

$$S_a = \frac{0,08422}{T^{1,8} \times \xi^{0,4}} \tag{A.6}$$

Donde T corresponde al periodo del sistema, en [s] y ξ es un parámetro adimensional. Gráficamente, la comparación se ve en la siguiente figura.

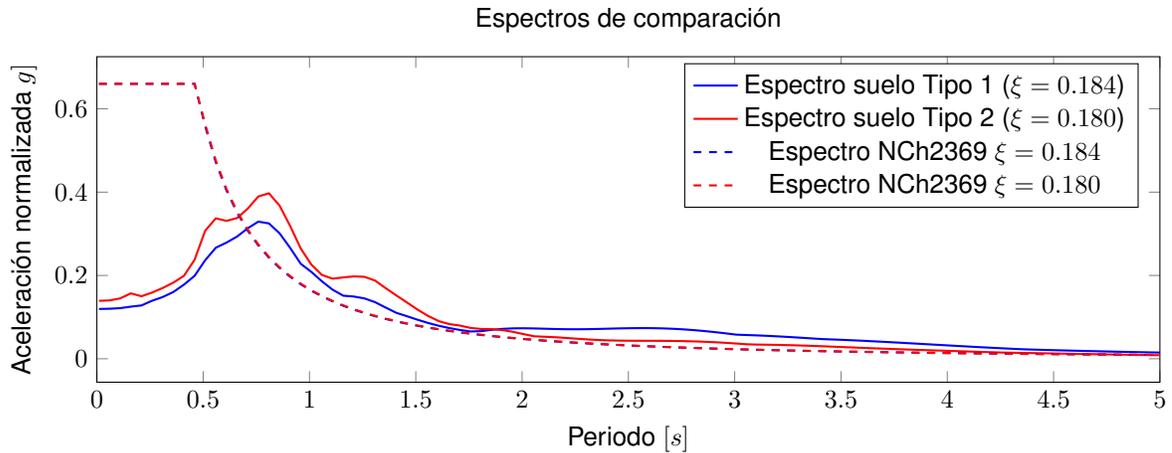


Figura A.7 – Espectros de aceleración deconvolucionados y de diseño por normativa NCh2369.

El cálculo de los cortes en la base de los muros se establece por medio de la combinación $U = 1,6H_e$ y realizando los análisis sísmicos en los modelos de *Midas GTS NX*, donde los parámetros sísmicos se establecen en los apartados de diseño de los piques paralelepípedos y cilíndricos.

Los resultados se obtienen en la siguiente tabla. En la base, es posible establecer que el espectro de respuesta deconvolucionado presenta mayores sollicitaciones en la base que el espectro de diseño NCh2369, por lo que el criterio de diseño será el uso de los espectros de respuesta del sismo deconvolucionado.

Tabla A.4 – Comparación de cortes basales de muros mediante el uso de espectros

Suelo	Pique	Corte basal del muro [Tnf/m]	
		Esp. Deconv.	NCh2369
Tipo 1	Paralelepípedo	33.0	17.4
	Cilíndrico	4.3	1.6
Tipo 2	Paralelepípedo	42.2	26.1
	Cilíndrico	6.2	2.9

B. Cálculo de factor de seguridad a volcamiento para piques cilíndricos

B.1. Fundamentos del método MADA

El análisis de volcamiento está basado en el Método de Arco Deslizante Axisimétrico (MADA, o *Axysymmetric Arc Sliding Method (AASM)*, por sus siglas en inglés), presentado por Zhang et al. [48], el cual consiste en analizar el volcamiento a través del levantamiento de fondo, basado en empujes de suelo, condiciones de deformaciones del muro y módulos de elasticidad de estructura y suelo. Este método asume condiciones estáticas del suelo.

Los supuestos del método MADA son los siguientes:

- Los momentos resistores son obtenidos por los esfuerzos de corte de la cuña de falla ABCE presente en la Figura B.1.
- Las relaciones constitutivas del suelo pueden ser modeladas por el método Mohr-Coulomb.
- Los términos: $2c \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$ del empuje activo; y $2c \times \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$ del empuje pasivo, son despreciados de las ecuaciones de tensiones.
- Los efectos espaciales por debajo de la base son despreciados.
- Las deformaciones del muro soportante pueden ser representados por un polinomio cuadrado.

B.2. Formulación del método

Esto permite que los momentos resistentes al volcamiento sean determinados por la relación:

$$M_r = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 \quad (B.1)$$

Donde los términos (referidos por la Figura B.1):

- M_1 , M_2 y M_3 son los momentos resistentes por el esfuerzo de corte proporcionado por la cuña de falla ABCE.
- M_4 : Momento resistor del anillo de soporte, considerado como $80[Tnf - m]$ para un anillo de hormigón armado y $60[Tnf - m]$ para un anillo de perfiles de acero.

Los cálculos siguientes son referidos principalmente a la Figura B.2:

$$\begin{aligned}
 M_1 = & k_1(1 - \sin(\phi)) \left(\frac{\gamma_s H^2}{2} + qH \right) L \tan(\phi) \\
 & + k_2 \left[\frac{4u_4 + u_1 - u_2}{D + H} \frac{H^2}{2} - \frac{4u_4}{3(D + H)^2} H^3 + (u_2 + u_3)H \right] L k_d \tan(\phi) \\
 & + cLH
 \end{aligned} \quad (B.2)$$

$$k_1 = \frac{9}{8} + \frac{9R^2}{8(R+L)^2} \quad ; \quad k_2 = - \left[\frac{9R^2}{8(R+L)^2} + \frac{1}{8} \right] \quad ; \quad k_d = \frac{E_d t}{R_0^2}$$

Donde:

- u_i ($i = 1, 2, 3, 4$): las deformaciones características del muro del pique, referidas a la Figura B.2. Estos valores pueden ser obtenidos mediante un análisis previo por métodos finitos o por estimaciones.
- R : Radio externo del pique.
- R_0 : Radio interno del pique.
- t : Espesor del muro.
- L : Longitud de carga distribuida.
- $E_d \approx 0,5E_c$, donde E_c : módulo de elasticidad del muro.
- q : Carga distribuida en el relleno del pique.
- El resto de parámetros son referidos a las características del suelo.

Los cálculos siguientes son referidos a las figuras B.1:

$$M_2 = \left[\gamma_s R_s \left(\frac{\text{sen}2\beta}{4} + \frac{\beta}{2} \right) + \frac{1}{4} \gamma_s R_s k_a (1 - \text{cos}2\beta) + (\gamma_s (D - R_s) + q + \gamma_s H) (k_a - k_a \text{cos}\beta + \text{sen}\beta) \right] R_s^2 \tan(\phi) + c\beta R_s^2 \quad (\text{B.3})$$

$$M_3 = \left[\gamma_s R_s \left(\frac{\text{sen}2\beta}{4} + \frac{\beta}{2} \right) + \frac{1}{4} \gamma_s R_s k_p (1 - \text{cos}2\beta) + \gamma_s (D - R_s) (k_p - k_p \text{cos}\beta + \text{sen}\beta) \right] R_s^2 \tan(\phi) + c\beta R_s^2 \quad (\text{B.4})$$

Donde:

- β : Ángulo formado entre el anillo de soporte y un radio de falla R_s , definido en radianes.
- R_s : Radio de falla definido como la altura entre la zona más profunda del muro y la altura del último anillo de soporte.
- k_a : Coeficiente de empuje activo estático de Rankine.
- k_p : Coeficiente de empuje pasivo estático de Rankine.

El empuje volcante se define como:

$$M_v = \frac{(\gamma_s H + q)L^2}{2} \quad (\text{B.5})$$

Finalmente, el factor de seguridad es definido como:

$$FS = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4}{M_v} \quad (\text{B.6})$$

B.3. Supuestos para el actual estudio y cálculo de FS

Para este estudio, se asumen ciertas condiciones al cálculo de factor de seguridad:

- Las deformaciones se asumen bajas. Puede establecerse una deformación base de $u_3 = 1[cm]$.
- El diseño de los piques cilíndricos no posee anillos de soporte, despreciando el momento asociado a los elementos de soporte.
- La ficha del muro se considera $7[m]$ como una aproximación de un 25 % de la profundidad de excavación. El espesor del muro se considera $1[m]$. La franja de carga uniforme puede establecerse como $L = 13,7[m]$, dado el diseño visto en los parámetros geométricos de diseño.
- Las características de los suelos y hormigón armado pueden ser vistas en los Cuadros 6.1, 6.2 y 6.3.

El resultado de estos cálculos son puestos en la siguiente tabla:

Parámetros	Unidades	Tipo de suelo	
		Tipo 1	Tipo 2
t	$[m]$	1	1
R	$[m]$	11.3	11.3
R_0	$[m]$	10.3	10.3
L	$[m]$	13.7	13.7
H	$[m]$	28	28
D	$[m]$	7	7
R_s	$[m]$	7	7
E_c	$[kgf/cm^2]$	239000	239000
σ_s	$[Tnf/m^3]$	1.7	1.9
c	$[Tnf/m^2]$	0	2
q	$[Tnf/m^2]$	2	2
u_1	$[cm]$	0	0
u_2	$[cm]$	0	0
u_3	$[cm]$	1	1
u_4	$[cm]$	0	0
β	$[rad]$	1.571	1.571
ϕ	$[rad]$	0.524	0.524
M_1	$[Tnf - m]$	2985.8	4173.1
M_2	$[Tnf - m]$	2685.6	3148.8
M_3	$[Tnf - m]$	1403.1	1715.4
M_4	$[Tnf - m]$	0	0
M_v	$[Tnf - m]$	4654.7	5180.2
FS		1.52	1.74

Tabla B.1 – Cálculo de factor de seguridad a volcamiento de piques cilíndricos.

C. Cálculo de presiones horizontales de los muros

C.1. Presiones laterales del suelo en superficies planas

Los análisis a continuación se realizarán bajo presiones efectivas de suelo. De acuerdo a los alcances, no se considera presencia de napa freática.

C.1.1. Coeficiente del suelo en reposo

El coeficiente en reposo se considera para ambos suelos con $\phi = 30^\circ$. El resultado se muestra a continuación:

$$K_o = 1 - \text{sen}(30^\circ) = 0,5$$

C.1.2. Método de Rankine

Se muestra a continuación los valores auxiliares de cálculo para las distribuciones de presiones horizontales.

Tabla C.1 – Parámetros de Rankine usados en los análisis.

Parámetros	Unidad	Tipo de suelo	
		Tipo 1	Tipo 2
γ_s	[Tnf/m ³]	1.7	1.9
ϕ	[°]	30.0	30.0
c	[Tnf/m ²]	0.0	2.0
K_a	[1]	0.33	0.33

C.1.3. Método de Coulomb

Como este método no puede aplicarse en suelos con grado de cohesión, se usarán los parámetros del suelo Tipo 1 para el cálculo de la constante de presiones horizontales:

$$\beta = 90^\circ \quad ; \quad \alpha = 0^\circ \quad ; \quad \phi = 30^\circ \quad ; \quad \delta = 20^\circ$$

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi)}{\text{sen}^2\beta \text{sen}(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta)\text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} = 0,304$$

C.1.4. Método de Shukla

Mediante el método de Shukla, es posible calcular las presiones laterales sísmicas. El enfoque es similar a Mononobe-Okabe, solo que es extensible a casos de suelos con cohesión.

Usando los datos de cada suelo y aplicando las ecuaciones que se mencionan en la Sección 3.7.4 para la profundidad de $28[m]$:

Tabla C.2 – Resultados de parámetros de método de Shukla.

Parámetros	Unidades	Tipos de suelos	
		Tipo 1	Tipo 2
k_h	[g]	0.2	0.2
k_v	[g]	0	0
γ_s	[Tnf/m ³]	1.7	1.9
H	[m]	28	28
ϕ	[°]	30	30
c	[Tnf/m ²]	0	2
θ	[°]	11.3	11.3
A_1	[1]	0.160	0.192
A_2	[1]	0.157	0.161
A_3	[1]	0.320	0.352
A_4	[1]	0.474	0.529
α_c	[°]	60.9	59.8
K_{aec}	[1]	-	1.155
$K_{ae\gamma}$	[1]	0.444	0.450

C.2. Presiones laterales del suelo en superficies cilíndricas

C.2.1. Método de Terzaghi

Usando las ecuaciones de la Sección 3.8.1 y considerando el punto $z = 28[m]$ de profundidad, $a = 11,3[m]$ el radio del pique, y los parámetros de suelo Tipo 1, se tiene como ejemplo:

Tabla C.3 – Cálculo según teoría de Terzaghi.

Parámetros	Unidades	Suelo Tipo 1
ϕ^*	[rad]	0,436
N_{ϕ^*}	[1]	2.464
n_1	[1]	1.382
m_σ	[1]	0.362

C.2.2. Método de Prater

Los siguientes valores auxiliares de cálculo son obtenidos en base a la Sección 3.8.2.

Tabla C.4 – Parámetros de cálculo para el método de Prater.

Parámetros	Unidades	Suelo Tipo 1	Suelo Tipo 2
$n^* = z/a$	[1]	2,478	2,478
α	[rad]	-	1.013
N	[1]	-	0,038
K_r	[1]	0.249	0.701

C.2.3. Método de Cheng

Los siguientes valores auxiliares de cálculo son obtenidos en base a la Sección 3.8.3.

Tabla C.5 – Parámetros calculados según Cheng.

Parámetros	Unidades	Suelo Tipo 1	Suelo Tipo 2
r_b	[1]	2.431	2.431
λ	[1]	0.500	0.500
K_a	[1]	0,333	0,238
η	[1]	0.500	0.500
ε	[1]	1.102	1.102

C.2.4. Empujes laterales sísmicos

Estos empujes deben ser aplicadas de acuerdo a la clasificación del suelo. Recordando que los suelos analizados poseen $A_0 = 0,2g$ (debido a la explicación de Hynes-Griffin y Franklin [17]), además que se puede considerar el suelo como un caso intermedio ($C_r = 0,58$), es posible obtener para el suelo Tipo 1:

$$\sigma_{hs} = \frac{C_r A_0 \gamma_s H}{g} = \frac{0,58 \times 0,2g \times 1,7[Tn/m^3] \times 28[m]}{g} = 5,50[Tn/m^2]$$

Para el suelo Tipo 2:

$$\sigma_{hs} = \frac{C_r A_0 \gamma_s H}{g} = \frac{0,58 \times 0,2g \times 1,9[Tn/m^3] \times 28[m]}{g} = 6,17[Tn/m^2]$$

También se estiman los empujes según criterio de Theophilou [40], donde las cargas anteriores se reducen por un factor 0,1, obteniendo empujes aproximados de $0,6[Tnf/m^2]$ incorporados de forma uniforme a los piques.

C.2.5. Otras solicitaciones

Las presiones horizontales debidas a las cargas superficiales en el terreno se muestran en el siguiente cuadro. Estas cargas son sumadas a los otros empujes considerados en los análisis.

Tabla C.6 – Presión vertical debida a carga superficial, en $[Tnf/m^2]$.

z [m]	Carga Horizontal
0	0.000
4	0.079
8	0.239
12	0.348
16	0.417
20	0.463
24	0.494
28	0.518

C.3. Resultados de empujes teóricos del suelo en muro

Los cálculos obtenidos para las distintas teorías pueden ser vistas en las Tablas C.7 y C.8. Se presenta en la Figura C.1, mostrando la distribución de empujes horizontales en función de la profundidad del pique.

Tabla C.7 – Presiones efectivas horizontales para superficies planas.

z [m]	En reposo $[Tnf/m^2]$		Rankine $[Tnf/m^2]$		Coulomb $[Tnf/m^2]$		Shukla $[Tnf/m^2]$	
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2
0	0.0	0.0	0.0	-2.3	0.0	0.0	6.7	7.3
4	3.4	3.8	2.3	0.2	2.0	2.3	5.7	6.2
8	6.8	7.6	4.5	2.8	4.0	4.5	4.8	5.2
12	10.2	11.4	6.8	5.3	6.1	6.8	3.8	4.2
16	13.6	15.2	9.1	7.8	8.1	9.0	2.9	3.1
20	17.0	19.0	11.3	10.4	10.1	11.3	1.9	2.1
24	20.4	22.8	13.6	12.9	12.1	13.6	1.0	1.0
28	23.8	26.6	15.9	15.4	14.2	15.8	0.0	0.0

Tabla C.8 – Presiones efectivas horizontales para superficies cilíndricas.

z [m]	En reposo $[Tnf/m^2]$		Terzaghi $[Tnf/m^2]$		Prater $[Tnf/m^2]$		Cheng $[Tnf/m^2]$		Sismo NCh3206 $[Tnf/m^2]$		Theophilou $[Tnf/m^2]$	
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-2.3	5.5	6.2	0.55	0.62
4	3.4	3.8	1.8	2.1	1.9	2.1	2.2	-0.3	5.5	6.2	0.55	0.62
8	6.8	7.6	3.0	3.4	3.8	4.3	4.1	1.6	5.5	6.2	0.55	0.62
12	10.2	11.4	4.1	4.6	5.5	6.2	6.0	3.4	5.5	6.2	0.55	0.62
16	13.6	15.2	5.0	5.6	7.0	7.8	7.7	5.1	5.5	6.2	0.55	0.62
20	17.0	19.0	5.9	6.6	8.1	9.1	9.4	6.8	5.5	6.2	0.55	0.62
24	20.4	22.8	6.7	7.5	9.0	10.1	10.9	8.4	5.5	6.2	0.55	0.62
28	23.8	26.6	7.5	8.4	9.7	10.8	12.4	9.9	5.5	6.2	0.55	0.62

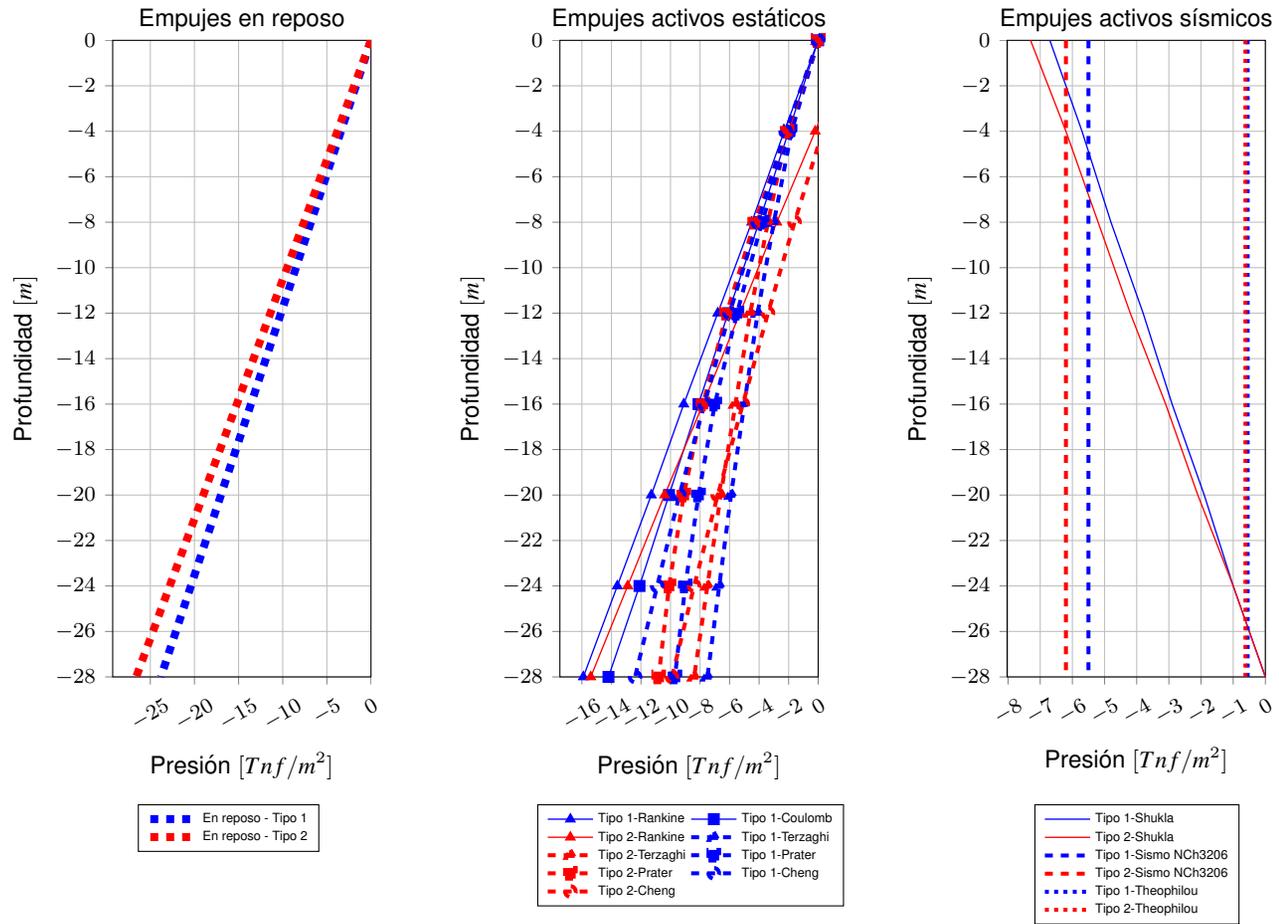


Figura C.1 – Presiones laterales del suelo según teorías.