



PERÚ

Ministerio  
de Transportes  
y Comunicaciones

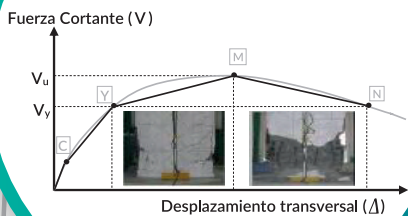
Dirección General de Políticas y  
Regulación en Transporte Multimodal

# MANUAL DE DISEÑO Sismorresistente de Estructuras Subterráneas para la Infraestructura Vial



Créditos: Cosapi

Diseño Basado en el  
Desempeño (PBD)



2023

## **SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS SUBTERRÁNEAS PARA LA INFRAESTRUCTURA VIAL**

© Ministerio de Transportes y Comunicaciones  
www.gob.pe/mtc

Se agradece cordialmente la cooperación técnica del equipo de expertos japoneses que acompañaron el seguimiento del proyecto por medio de la Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA).

Ministerio de Transportes y Comunicaciones  
Ministra

**Econ. Paola Pierina Lazarte Castillo**

Viceministerio de Transportes  
Viceministro

**Econ. Alberto Paolo Ñecco Tello**

Dirección General de Políticas y Regulación en Transporte Multimodal  
Director General

**Econ. José Aguilar Reátegui**

Dirección de Políticas y Normas en Transporte Ferroviario  
Director

**Ing. Ángel Elías Bottino Mayorga**

Dirección de Políticas y Normas en Transporte Vial  
Directora

**Abg. Ofelia Doris Soriano Ramos**

Grupo de trabajo técnico (MTC)

**Ing. Jhonny Martín Figueres Castillo**

**Ing. Criss Talita Zanelli Flores**

**Ing. Alfredo Carmona Uchuya**

Grupo de trabajo administrativo (MTC)

**Ing. Ángel Elías Bottino Mayorga**

**Ing. Martin Joel Cossío Melgar**

Consultoría especializada (Contrato N° 030-2019-MTC/10)

**Diseño de Proyectos en Ingeniería E.I.R.L.**



# ÍNDICE

<b>ÍNDICE DE FIGURAS .....</b>	<b>10</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS .....</b>	<b>15</b>
<b>PRESENTACIÓN .....</b>	<b>17</b>
<b>GENERALIDADES .....</b>	<b>18</b>
ÁMBITO DE APLICACIÓN DEL MANUAL .....	18
NORMATIVA Y DOCUMENTOS DE REFERENCIA .....	19
FILOSOFÍA DEL MANUAL .....	19
<i>Contenido Actualizable .....</i>	<i>19</i>
<i>Auto-Contenido .....</i>	<i>20</i>
<i>Contenido Simple .....</i>	<i>20</i>
<i>Control del Uso de Formulaciones Complejas.....</i>	<i>20</i>
<i>Encaje en el Perú.....</i>	<i>20</i>
<i>Armonización con la Normativa Peruana.....</i>	<i>20</i>
<i>Evitar las Discontinuidades Numéricas Artificiales .....</i>	<i>21</i>
<i>Lenguaje Simple .....</i>	<i>21</i>
<i>Orientación Predominante Legislativa.....</i>	<i>21</i>
<i>Presentación Agradable .....</i>	<i>21</i>
ORGANIZACIÓN DEL MANUAL .....	21
ACRÓNIMOS (SIGLAS) .....	22
UNIDADES DE MEDIDA .....	25
SÍMBOLOS.....	25
<i>Letras Latinas Mayúsculas .....</i>	<i>25</i>
<i>Letras Latinas Minúsculas .....</i>	<i>31</i>
<i>Letras Griegas Mayúsculas .....</i>	<i>34</i>
<i>Letras Griegas Minúsculas .....</i>	<i>35</i>
<i>Símbolos especiales.....</i>	<i>37</i>
GLOSARIO DE TÉRMINOS .....	37
<b>CAPÍTULOS .....</b>	<b>45</b>
<b>1 BASES DEL DISEÑO .....</b>	<b>45</b>
1.1 ESTRATEGIA GENERAL DE DISEÑO .....	45
1.2 VIDA ÚTIL .....	46
1.3 IMPORTANCIA OPERATIVA.....	46
1.3.1 <i>Infraestructuras Críticas (Importancia Operativa I3).....</i>	<i>47</i>
1.3.2 <i>Infraestructuras Esenciales (Importancia Operativa I2)</i>	<i>47</i>
1.3.3 <i>Otras Infraestructuras (Importancia Operativa I1) .....</i>	<i>48</i>
1.4 REQUISITOS DE DESEMPEÑO, NIVELES DE DAÑO Y ESTADOS LÍMITES .....	48



1.4.1	Concepto de Diseño Basado en el Desempeño .....	48
1.4.2	Requisitos de Desempeño .....	49
1.4.3	Niveles de Daño.....	51
1.4.4	Comportamiento a Flexión de Elementos Estructurales de Concreto Reforzado (Hormigón Armado).....	52
1.4.5	Mecanismos de Fallo de Secciones de Túneles y Estaciones.....	58
1.4.6	Estados Límites.....	59
1.5	NIVELES DE DISEÑO .....	63
1.6	NIVELES DE ACCIÓN SÍSMICA A CONSIDERAR.....	64
1.6.1	Períodos de Retorno Considerados .....	64
1.6.2	Períodos de Retorno vs. Requisitos de Desempeño.....	64
1.6.3	Distinción entre Elementos Estructurales y No Estructurales.....	68
1.7	COEFICIENTE DE REDUCCIÓN .....	69
1.8	COMBINACIÓN DE ACCIONES .....	69
1.9	ETAPA DE CONSTRUCCIÓN.....	72
<b>2</b>	<b>AMENAZA (PELIGRO) SÍSMICO.....</b>	<b>73</b>
2.1	EFFECTOS DE LOS TERREMOTOS EN LAS CONSTRUCCIONES SUBTERRÁNEAS .....	73
2.2	CLASIFICACIÓN DEL SUELO .....	74
2.2.1	Consideraciones Generales.....	74
2.2.2	Clasificación del Suelo en la Normativa Peruana e Internacional.....	74
2.2.3	Clasificación del Suelo para este Manual .....	76
2.2.4	Definición del Sustrato Rocoso Ingenieril.....	84
2.3	EXPRESIÓN GENERAL DE LA ACCIÓN SÍSMICA.....	84
2.3.1	Consideraciones Preliminares.....	84
2.3.2	Espectro de Diseño Propuesto.....	85
2.3.3	Aplicación informática del SENCICO.....	87
2.3.4	Estudios Adicionales Requeridos .....	88
2.4	EXPRESIÓN PARTICULAR DE LA ACCIÓN SÍSMICA PARA ANÁLISIS DINÁMICOS .....	88
2.4.1	Consideraciones Preliminares.....	88
2.4.2	Generación de Acelerogramas de Excitación.....	88
2.4.3	Selección del Número de Acelerogramas.....	90
2.5	DESPROPAGACIÓN DE ACELEROGRAMAS SUPERFICIALES .....	92
2.6	VARIACIÓN SIMPLIFICADA DE LA PGA CON EL PERÍODO DE RETORNO .....	94
<b>3</b>	<b>CONSIDERACIONES GEOLÓGICAS ACERCA DEL TERRENO .....</b>	<b>95</b>
3.1	Condiciones Generales .....	95
3.2	Fallas Potencialmente Activas.....	95



3.3	ESTABILIDAD DE LADERAS O TALUDES.....	96
3.3.1	<i>Formulaciones para el Análisis.....</i>	97
3.3.2	<i>Formulaciones Basadas en Fuerzas.....</i>	97
3.3.3	<i>Formulaciones Basadas en Desplazamientos.....</i>	98
3.4	SUELOS POTENCIALMENTE LICUABLES.....	99
3.5	ASIENTOS SÍSMICOS DE SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS.....	100
3.6	ANÁLISIS DE RESPUESTA ESPECÍFICA DEL LUGAR.....	102

## **4 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL TERRENO ..... 103**

4.1	NIVEL FREÁTICO.....	103
4.2	PARÁMETROS DE RESISTENCIA.....	104
4.3	PARÁMETROS DE RIGIDEZ.....	104
4.4	PARÁMETROS DE AMORTIGUAMIENTO.....	105
4.5	ESTUDIOS DE CAMPO.....	107
4.5.1	<i>Estudio Geotécnico de Campo para la Definición Geométrica del Perfil del Terreno.....</i>	107
4.5.2	<i>Ensayos de Campo a Deformaciones muy Pequeñas (muy lejos de Rotura).....</i>	108
4.5.3	<i>Ensayos de Campo a Deformaciones Intermedias.....</i>	108
4.5.4	<i>Asientos bajo Carga Cíclica.....</i>	110
4.5.5	<i>Resumen de los Ensayos de Campo Propuestos.....</i>	110
4.6	ENSAYOS DE LABORATORIO.....	111
4.6.1	<i>Ensayos a Pequeñas Deformaciones de Corte y con Suelo Confinado.....</i>	111
4.6.2	<i>Ensayos a Deformaciones Intermedias y con Posibilidad de Rotura del Suelo.....</i>	112
4.6.3	<i>Resumen de los Ensayos de Laboratorio Propuestos.....</i>	112

## **5 ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICOS DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN ..... 114**

5.1	TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN.....	114
5.2	DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN BASADO EN EL DESEMPEÑO.....	116
5.3	ACCIONES SÍSMICAS SOBRE MUROS DE CONTENCIÓN.....	118
5.3.1	<i>Requisitos Generales.....</i>	118
5.3.2	<i>Parámetros del Movimiento del Suelo.....</i>	118
5.4	CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO SÍSMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN.....	118
5.5	CONCEPTO DE EMPUJE ACTIVO, PASIVO Y AL REPOSO.....	119
5.6	EMPUJE ACTIVO ESTÁTICO Y DINÁMICO.....	120
5.7	EMPUJE PASIVO ESTÁTICO Y DINÁMICO.....	122
5.8	EMPUJE AL REPOSO.....	124
5.9	MÉTODOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICOS DE MUROS DE CONTENCIÓN.....	125
5.9.1	<i>Aspectos Generales.....</i>	125



5.9.2	<i>Estructuras con Desplazamiento</i> .....	126
5.9.3	<i>Estructuras sin Desplazamiento</i> .....	127
5.10	DISEÑO Y ANÁLISIS SÍSMICOS DE DIFERENTES TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN .....	127
5.10.1	<i>Muros de Gravedad</i> .....	127
5.10.2	<i>Muros en Voladizo</i> .....	128
5.10.3	<i>Muros Arriostrados</i> .....	128
5.10.4	<i>Muros de Suelo Armado</i> .....	129
5.10.5	<i>Muros de Tablestacas</i> .....	129

## **6 ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICOS DE ESTRUCTURAS ENTERRADAS ..... 130**

6.1	CONSIDERACIONES GENERALES .....	131
6.2	ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS SUBTERRÁNEAS FRENTE A ACCIONES GRAVITATORIAS .....	136
6.3	ACCIONES SÍSMICAS SOBRE CONSTRUCCIONES SUBTERRÁNEAS ...	138
6.3.1	<i>Requisitos Generales</i> .....	138
6.3.2	<i>Parámetros del Movimiento del Terreno</i> .....	138
6.3.3	<i>Parámetros de Desplazamientos Permanentes</i> .....	138
6.4	CLASIFICACIÓN GENERAL DE LOS TIPOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICOS PARA ESTRUCTURAS ENTERRADAS .....	139
6.5	ANÁLISIS SÍSMICO EN DIRECCIÓN TRANSVERSAL DE ESTRUCTURAS ENTERRADAS .....	141
6.5.1	<i>Método Básico (de Control)</i> .....	142
6.5.2	<i>Método Pseudo-Estático</i> .....	148
6.5.3	<i>Método Dinámico Simplificado</i> .....	152
6.5.4	<i>Método Dinámico General</i> .....	155
6.5.5	<i>Resumen de los Métodos de Análisis</i> .....	158
6.5.6	<i>Selección del Método de Análisis</i> .....	158
6.6	ANÁLISIS SÍSMICO EN DIRECCIÓN LONGITUDINAL DE ESTRUCTURAS ENTERRADAS .....	159
6.7	ANÁLISIS SÍSMICO DE ESTRUCTURAS ENTERRADAS PARA DEFORMACIONES PERMANENTES DEL SUELO .....	160
6.8	ANÁLISIS SÍSMICO DE ESPACIOS SUBTERRÁNEOS GRANDES O IRREGULARES .....	161

## **7 ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICOS DE COMPONENTES NO ESTRUCTURALES ..... 162**

7.1	CONSIDERACIONES GENERALES .....	162
7.1.1	DEFINICIÓN DE COMPONENTE NO ESTRUCTURAL.....	162
7.1.2	OBLIGATORIEDAD Y NECESIDAD DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE COMPONENTES NO ESTRUCTURALES.....	162
7.1.3	ASPECTOS PARTICULARES.....	163
7.2	COMPONENTES SENSIBLES A LA DERIVA O A LA ACCELERACIÓN.....	163
7.3	ACCIONES A CONSIDERAR .....	166



7.3.1 NIVELES DE ACCIÓN SÍSMICA .....	166
7.3.2 COMBINACIONES DE ACCIONES.....	167
7.4 MÉTODOS DE DISEÑO SÍSMICO DE COMPONENTES NO ESTRUCTURALES.....	168
7.4.1 DISEÑO SÍSMICO DE COMPONENTES SENSIBLES A LA DERIVA .....	168
7.4.2 DISEÑO SÍSMICO DE COMPONENTES SENSIBLES A LA ACELERACIÓN .....	169
7.4.3 GENERACIÓN DE ESPECTROS DE PISO PARA ESTRUCTURAS ENTERRADAS.....	170
7.4.4 ESTIMACIÓN DE DUCTILIDAD Y PERÍODO FUNDAMENTAL DE COMPONENTES SENSIBLES A LA ACELERACIÓN .....	171
7.5 ESTRATEGIAS DE SUJECCIÓN DE COMPONENTES NO ESTRUCTURALES .....	175
7.5.1 PROPUESTAS GENERALES .....	175
7.5.2 SUJECCIÓN DE COMPONENTES SENSIBLES A LA DERIVA .....	175
7.5.3 SUJECCIÓN DE COMPONENTES SENSIBLES A LA ACELERACIÓN .....	176
7.6 RECOMENDACIONES PARTICULARES DE DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES HABITUALES EN ESTRUCTURAS ENTERRADAS .....	178
7.7 EJEMPLOS DE DISEÑO SÍSMICO DE COMPONENTES NO ESTRUCTURALES.....	179
7.7.1 EJEMPLO DE DISEÑO SÍSMICO DE UN COMPONENTE SENSIBLE A LA DERIVA .....	179
7.7.2 EJEMPLO DE DISEÑO SÍSMICO DE UN COMPONENTE SENSIBLE A LA ACELERACIÓN .....	180
<b>ANEXOS .....</b>	<b>184</b>
<b>A. GUÍA DE CONTENIDO MÍNIMO DE LOS ESTUDIOS DEFINITIVOS DE ESTRUCTURAS SUBTERRÁNEAS DE INFRAESTRUCTURA VIAL (OBLIGATORIO).....</b>	<b>184</b>
A.1 PROCESO DE DESARROLLO DEL PROYECTO .....	184
A.2 ESTUDIO DE FACTIBILIDAD.....	184
A.3 DISEÑO CONCEPTUAL .....	184
A.4 DISEÑO DETALLADO .....	185
<b>B. DISEÑO CONCEPTUAL SISMORRESISTENTE DE CONSTRUCCIONES SUBTERRÁNEAS EXCAVADAS A CIELO ABIERTO (RECOMENDADO).....</b>	<b>189</b>
B.1 CONSIDERACIONES GENERALES .....	189
B.2 DAÑO OBSERVADO. ESTACIÓN DAIKAI (KOBE, JAPÓN).....	191
B.3 SOLUCIONES DE DISEÑO INNOVADORAS .....	193
B.4 CONSIDERACIONES FINALES.....	195



<b>C. DISEÑO SÍSMICO DE ESTACIONES DE FERROCARRIL CON PARTES BAJO Y SOBRE EL SUELO (OBLIGATORIO) .....</b>	<b>196</b>
C.1 CONSIDERACIONES GENERALES.....	196
C.2 MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO PROPUESTO .....	197
<b>D. INSTRUMENTACIÓN DE ESTRUCTURAS ENTERRADAS (OBLIGATORIO) .....</b>	<b>199</b>
D.1 CONSIDERACIONES GENERALES.....	199
D.2 PLAN DE AUSCULTACIÓN .....	199
D.3 INSTRUMENTACIÓN MÍNIMA .....	200
D.4 DESCRIPCIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN.....	200
D.5 CONTROL DE LA FISURACIÓN DE CONSTRUCCIONES AFECTADAS .....	202
<b>E. ESTUDIOS DE PELIGRO SÍSMICO (OBLIGATORIO) .....</b>	<b>203</b>
<b>F. PROCEDIMIENTO PARA ANÁLISIS DE LA LICUACIÓN (OBLIGATORIO) .....</b>	<b>205</b>
F.1 SUSCEPTIBILIDAD DEL SUELO A LICUACIÓN .....	205
F.2 EVALUACIÓN DE LA RELACIÓN DE ESFUERZO CÍCLICO .....	206
F.3 EVALUACIÓN DE LA RELACIÓN DE RESISTENCIA CÍCLICA (CRR) BASADA EN SPT .....	208
F.4 EVALUACIÓN DE LA RELACIÓN DE RESISTENCIA CÍCLICA BASADA EN CPT .....	211
F.5 EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN .....	214
<b>G. EVALUACIÓN DE LAS CONSECUENCIAS EN CASO DE LICUACIÓN Y REPARACIONES (OBLIGATORIO) .....</b>	<b>217</b>
G.1 EVALUACIÓN DE CONSECUENCIAS EN CASO DE LICUACIÓN .....	217
G.2 ACCIONES CORRECTIVAS EN CASO DE LICUACIÓN .....	223
<b>H. EVALUACIÓN DE EMPUJES SÍSMICOS DEL TERRENO Y DEL AGUA SOBRE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN (OBLIGATORIO) .....</b>	<b>225</b>
H.1 PRESIONES DE TIERRA DINÁMICA ACTIVA Y PASIVA MODIFICADAS	225
H.2 ESTUDIOS MÁS RECIENTES SOBRE LA DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES SÍSMICAS ACTIVAS .....	230
H.3 PRESIÓN DE TIERRA DINÁMICA ADICIONAL DEBIDA AL AGUA EN EL RELLENO.....	231
H.4 PRESIÓN DE AGUA DINÁMICA DE UN EMBALSE.....	232





<b>I. REDUCCIÓN DEL EMPUJE SÍSMICO PARA MUROS Y LADERAS ALTOS (RECOMENDADO)</b>	<b>234</b>
<b>J. EVALUACIÓN SIMPLIFICADA DE PARÁMETROS MÁXIMOS DEL MOVIMIENTO SUBTERRÁNEO DEL SUELO PARA DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS ENTERRADAS (OBLIGATORIO/RECOMENDADO)</b>	<b>236</b>
J.1 APLICABILIDAD DE ESTE ANEXO	236
J.2 REDUCCIÓN DE LA ACELERACIÓN MÁXIMA DEL SUELO CON LA PROFUNDIDAD	236
J.3 DISTORSIÓN ANGULAR SUBTERRÁNEA DE CAMPO LIBRE	238
<b>K. ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO (RECOMENDADO)</b>	<b>241</b>
K.1 INTRODUCCIÓN	241
K.2 MODELIZACIÓN DE UNA COLUMNA DE SUELO SOMETIDA A EXCITACIÓN SÍSMICA	241
K.3 MODELOS CONSTITUTIVOS PARA SUELOS	243
K.4 TIPOS DE SRA	249
K.5 DETERMINACIÓN DE LA EXCITACIÓN SÍSMICA EN LA BASE DE UNA COLUMNA DE SUELO	251
K.6 PROCEDIMIENTO DE SRA	252
<b>L. EXPRESIONES ANALÍTICAS SIMPLIFICADAS PARA DISEÑO SÍSMICO DE TÚNELES (OBLIGATORIO)</b>	<b>254</b>
L.1 HIPÓTESIS CONSIDERADAS	254
L.2 PROPAGACIÓN VERTICAL UNIDIRECCIONAL DE ONDAS ARMÓNICAS TRANSVERSALES	254
L.3 ANÁLISIS TRANSVERSAL DE TÚNELES CIRCULARES	256
L.4 ANÁLISIS TRANSVERSAL DE TÚNELES RECTANGULARES	260
L.5 ANÁLISIS LONGITUDINAL DE TÚNELES	266
<b>M. EXPRESIONES SIMPLIFICADAS PARA RESORTES QUE REPRESENTAN LA RIGIDEZ DEL SUELO (OBLIGATORIO)</b>	<b>271</b>
M.1 INTERACCIÓN TRANSVERSAL	271
M.2 INTERACCIÓN LONGITUDINAL	272
M.3 APLICABILIDAD DE LA FORMULACIÓN DINÁMICA (SUBSECCIÓN 6.5.3)	272
M.4 DETERMINACIÓN DE LAS CONSTANTES DE RESORTES LATERALES PARA CÁLCULOS SEGÚN LA FORMULACIÓN DINÁMICA SIMPLIFICADA	273



M.5	DETERMINACIÓN DE LAS CONSTANTES DE RESORTES VERTICALES PARA CÁLCULOS SEGÚN LA FORMULACIÓN DINÁMICA SIMPLIFICADA .....	284
-----	---	-----

## **N. PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO PARA DISEÑO SÍSMICO DE TÚNELES SOMETIDOS A ROTURA DE FALLAS (OBLIGATORIO)..... 287**

N.1	CONDICIONES DE PROXIMIDAD DE FALLA.....	287
N.2	COBERTURA MÍNIMA DE SUELO POR ENCIMA DE LA FALLA .....	287
N.3	ESTIMACIÓN DE LA DISLOCACIÓN DE FALLA.....	288
N.4	SOLUCIONES BASADAS EN RIGIDIZACIÓN ESTRUCTURAL .....	289
N.5	SOLUCIONES BASADAS EN FLEXIBILIZACIÓN ESTRUCTURAL.....	289

## **O. ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICOS DE ESTRUCTURAS ENTERRADAS GRANDES, IRREGULARES O PROFUNDAS (OBLIGATORIO) ..... 291**

## **P. APOYOS ELASTOMÉRICOS (OBLIGATORIO) 293**

## **Q. CASO DE ESTUDIO (RECOMENDADO)..... 295**

Q.1	INTRODUCCIÓN .....	295
Q.2	LA ESTACIÓN MERCADO SANTA ANITA.....	296
Q.3	SELECCIÓN DE LA IMPORTANCIA OPERATIVA .....	299
Q.4	SELECCIÓN DE LOS NIVELES DE ACCIÓN SÍSMICA A CONSIDERAR..	299
Q.5	SELECCIÓN DE LOS NIVELES DE DAÑO Y DE LOS ESTADOS LÍMITE..	300
Q.6	SELECCIÓN DE LAS COMBINACIONES DE LAS ACCIONES .....	302
Q.7	EVALUACIÓN DEL PELIGRO SÍSMICO .....	303
Q.8	SELECCIÓN DEL MÉTODO DE ANÁLISIS .....	303
Q.9	DETERMINACIÓN DE EXPRESIONES PARTICULARES DE LA ACCIÓN SÍSMICA PARA ANÁLISIS DINÁMICOS.....	304
Q.10	INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA DE CAMPO.....	306
Q.11	INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA DE LABORATORIO .....	307
Q.12	RESUMEN DE LOS DATOS DE LA INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA.....	308
Q.13	DESPROPAGACIÓN DE LAS SERIES TEMPORALES DE ACELERACIÓN AJUSTADAS ESPECTRALMENTE.....	312
Q.14	ELABORACIÓN DEL MODELO DE CÁLCULO .....	313
Q.15	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO .....	316
Q.16	RESUMEN Y CONCLUSIONES .....	322

## **REFERENCIAS..... 323**

ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO (SITE RESPONSE ANALYSIS, SRA).....	323
ANÁLISIS DINÁMICO NOLINEAL.....	323
ANÁLISIS PROBABILISTA DE PELIGRO SÍSMICO .....	323
ANÁLISIS Y TRATAMIENTO DE SEÑALES .....	324



APOYOS ELASTOMÉRICOS.....	324
CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS, GEOLÓGICAS, GEOTECTÓNICAS Y SÍSMICAS DEL PERÚ.....	324
CLASIFICACIÓN DEL SUELO.....	327
COEFICIENTES DE MODIFICACIÓN POR EL AMORTIGUAMIENTO.....	327
COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO (CONCRETO REFORZADO) .....	328
COMPORTAMIENTO LATERAL Y LONGITUDINAL DE PILOTES.....	328
COMPORTAMIENTO NO LINEAL DEL SUELO .....	329
DESPLAZAMIENTO SÍSMICO DE LADERAS .....	330
DISEÑO BASADO EN EL DESEMPEÑO .....	331
DISEÑO BASADO EN EL DESEMPEÑO PARA ESTRUCTURAS ENTERRADAS.....	331
DISEÑO Y ANÁLISIS SISMORRESISTENTES DE COMPONENTES NO ESTRUCTURALES.....	332
EFFECTOS SÍSMICOS PARA GRANDES CAVIDADES .....	332
EMPUJES EN ESTRUCTURAS SUBTERRÁNEAS.....	333
ENSAYOS DE CAMPO.....	333
ENSAYOS DE LABORATORIO .....	334
ESTIMACIÓN DE DISLOCACIÓN DE FALLA .....	335
ESTRUCTURAS SUBTERRÁNEAS DAÑADAS POR TERREMOTOS. ESTACIÓN DAIKAI (Kobe, JAPÓN).....	336
ESTRUCTURAS SUBTERRÁNEAS DAÑADAS POR TERREMOTOS. TÚNELES DE MONTAÑA .....	338
ESTRUCTURAS SUBTERRÁNEAS PREFABRICADAS.....	338
INTERACCIÓN ENTRE SUELO Y ESTRUCTURA.....	339
JUNTAS SÍSMICAS .....	339
LICUACIÓN DEL SUELO.....	339
MÉTODO DE NAKAMURA .....	340
MUROS DE CONTENCIÓN .....	341
NORMAS Y OTROS DOCUMENTOS SIMILARES DE OTROS PAÍSES.....	342
NORMATIVA PERUANA GENERAL Y SÍSMICA .....	343
NORMATIVA PERUANA VIAL.....	344
PGA-PGV-PGD .....	344
PROPAGACIÓN Y DESPROPAGACIÓN DE ONDAS EN EL TERRENO.....	345
SELECCIÓN DE ACELEROGRAMAS DE EXCITACIÓN.....	347
TABLESTACAS .....	347
TÚNELES Y ESTRUCTURAS ENTERRADAS .....	347

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1. <b>COMENTARIO.</b> Comportamiento estructural transversal de secciones de túneles o estaciones .....	53
Figura 1-2. Diagramas de momentos en los elementos estructurales de la sección de la estación.....	56
Figura 1-3. Comportamiento estructural en segundo orden de elementos estructurales de secciones de túneles o estaciones .....	56
Figura 1-4. <b>COMENTARIO.</b> Aproximación tetra-lineal del diagrama fuerza-desplazamiento en la Figura 1-1.e .....	57
Figura 1-5. Ejemplo genérico de estación formada por varias plantas.....	59
Figura 2-1. <b>COMENTARIO.</b> Correlación entre el número corregido de golpes $N_{60}$ y la velocidad de ondas de corte $v_s$ .....	79
Figura 2-2. <b>COMENTARIO.</b> Correlación entre los parámetros geotécnicos alternativos en la Tabla 2-2: resistencia al corte sin drenaje $c_u$ y número corregido de golpes $N_{60}$ .....	82
Figura 2-3. Zonificación sísmica del Perú [E.030 2019].....	86
Figura 2-4. Factor de amplificación sísmica (forma del espectro de diseño en [E.031 2018]) .....	86
Figura 2-5. <b>COMENTARIO.</b> Propagación de ondas sísmicas cuando la estructura subterránea está por encima del basamento (sustrato) rocoso ingenieril.....	93
Figura 2-6. <b>COMENTARIO.</b> Despropagación de ondas sísmicas cuando la estructura subterránea está por debajo del basamento (sustrato) rocoso ingenieril .....	93
Figura 3-1. Deformación cíclica por corte (cizallamiento) para la determinación de la deformación volumétrica en arena seca .....	102
Figura 5-1. <b>COMENTARIO.</b> Muros sin arriostrar.....	115
Figura 5-2. <b>COMENTARIO.</b> Muros arriostrados .....	115
Figura 5-3. <b>COMENTARIO.</b> Modos de fallo de muros de contención .....	116
Figura 5-4. Muro de contención sometido a presión activa de tierra estática ( $P_A$ ) o dinámica ( $P_{AE}$ ) .....	121
Figura 5-5. Muro de contención empujando (empuje pasivo), estática ( $P_P$ ) o dinámicamente ( $P_{PE}$ ), el relleno de tierra.....	123
Figura 5-6. Muro de contención sometido a presión de tierra activa y pasiva .....	124
Figura 5-7. <b>COMENTARIO.</b> Curvas del coeficiente de flexibilidad $f$ (ecuación 5-8) en función del coeficiente $d$ (ecuación 5-9). (A): curva para muros en voladizo. (B): curva para muros apuntalados.....	125
Figura 6-1. Diagrama de flujo de la verificación de los Requisitos de Desempeño OR, SA, SC y OI (sección 1.4) .....	131
Figura 6-2. Etapas primera, tercera y cuarta del análisis y diseño sísmicos de construcciones enterradas .....	134
Figura 6-3. Diagrama de flujo general (común a todos los métodos de análisis y diseño sísmicos de construcciones enterradas) para el primer Requisito de Desempeño verificado (OR) .....	135
Figura 6-4. Diagrama de flujo general (común a todos los métodos de análisis y diseño sísmicos de construcciones enterradas) para los siguientes Requisitos de Desempeño verificados (SA, SC y OI) .....	136
Figura 6-5. <b>COMENTARIO.</b> Acciones gravitatorias sobre una estación genérica de dos niveles y dos vanos.....	137
Figura 6-6. <b>COMENTARIO.</b> Deformación transversal y longitudinal de un túnel o estación .....	139
Figura 6-7. <b>COMENTARIO.</b> Secciones transversales de un túnel o estación distintas de la rectangular y circular .....	140
Figura 6-8. Comparación entre los resultados del Método Básico y del principal para OR.....	143
Figura 6-9. Relación empírica entre el factor de reducción ( $R_d$ ) de la deformación por cortante en campo libre ( $\gamma_{FF}$ ) y la profundidad ( $z$ ).....	144



Figura 6-10. Formulación básica (de control) para estructuras subterráneas (tercera y cuarta etapas, sección 6.1) .....146

Figura 6-11. **COMENTARIO.** Deformación de una sección de un túnel involucrando distorsión ("racking") ( $\gamma$ ) y balanceo ("rocking") ( $\theta$ ).....147

Figura 6-12. **COMENTARIO.** Balanceo de una sección de un túnel según la relación de flexibilidad ( $F_R$ ) y la proporción geométrica ( $\lambda$ ) [Gordo-Monsó et al. 2019] (grupo "Túneles y Estructuras Subterráneas") .....148

Figura 6-13. Formulación pseudo-estática para estructuras subterráneas (tercera y cuarta etapas, sección 6.1) .....152

Figura 6-14. Formulación dinámica simplificada para estructuras subterráneas (cuarta etapa, sección 6.1) .....154

Figura 6-15. Formulación dinámica general para estructuras subterráneas (tercera, cuarta y quinta etapas, sección 6.1).....157

Figura 7-1. Fisuración de un tabique de albañilería for deformaciones sísmicas impuestas (en su plano) .....164

Figura 7-2. Esquemas de fallos de elementos no estructurales sensibles a la aceleración .....164

Figura 7-3. **COMENTARIO.** Ejemplos de elementos no estructurales sensibles a la deriva y a la aceleración .....165

Figura 7-4. Deriva para el análisis estático de un tabique de albañilería en su plano .....168

Figura 7-5. **COMENTARIO.** Ejemplos de soluciones sismorresistentes de elementos no estructurales sensibles a la deriva y a la aceleración .....170

Figura 7-6. Estructura enterrada superficial con componente no estructural próximo a la superficie del suelo .....171

Figura 7-7. Masas, rigideces equivalentes y coeficientes  $\alpha$  (ecuación 7-4) de barras rectas de sección constante.....173

Figura 7-8. **COMENTARIO.** Barra continua de dos tramos .....174

Figura 7-9. Placa rectangular de espesor constante .....174

Figura 7-10. Esquema de solución para un tabique de albañilería (sensible a la deriva) .....176

Figura 7-11. Sistema de aislamiento sísmico para máquinas expendedoras.....177

Figura 7-12. Sistema de aislamiento sísmico para máquinas expendedoras.....178

Figura 7-13. Ejemplo de diseño sísmico de tabique sensible a la deriva .....179

Figura 7-14. **COMENTARIO.** Ejemplo de diseño sísmico de panel sensible a la aceleración .....181

Figura 7-15. Posible ubicación de los paneles del ejemplo de diseño sísmico .....182

Esta subsección presenta conceptos generales acerca del comportamiento a flexión (momento flector y fuerza cortante) de elementos estructurales (individuales) de concreto reforzado. Este contenido se considera como Comentario (en vez de Texto Técnico Normativo) dado su carácter general (introdutorio) y debido a que está concebido para ser aplicado principalmente a secciones rígidas como la descrita en la Figura 1-1 y la Figura L-9..... 52

Figura B-1. Fuerzas ejercidas por el terreno adyacente sobre estructuras rígidas y flexibles.....190

Figura B-2. Daño sísmico de la estación Daikai [Iida et al. 1996; Uenishi, Sakurai 2000] (grupo "Estructuras Subterráneas Dañadas por Terremotos. Estación Daikai (Kobe, Japón)") .....192

Figura B-3. Posibles soluciones alternativas para estaciones y túneles .....194

Figura C-1. Ejemplo de estación de ferrocarril con partes enterradas y aéreas ....196

Figura C-2. Estrategia de diseño propuesta para estaciones de ferrocarril con partes enterradas y aéreas .....198

Figura F-1. Diagrama de flujo del análisis de licuación (SPT). .....206

Figura F-2. Diagrama de flujo del análisis de licuación (CPT). .....206

Figura F-3. Gráfico para estimar el coeficiente de reducción de esfuerzos  $r_d$  en función de la profundidad y de la magnitud de momento .....207



Figura F-4. $CRR_{7,5,Patm}$ en función del número corregido de golpes en la prueba SPT para un sismo de magnitud 7,5 y presión atmosférica .....	209
Figura F-5. Evaluación de la relación de resistencia cíclica $CRR_{7,5,Patm}$ a partir de la resistencia de punta CPT corregida para arenas limpias .....	213
Figura F-6. Número sinusoidal equivalente estimado de ciclos en un ensayo triaxial cíclico o ensayo de corte en función de la magnitud del terremoto .....	216
Figura G-1. Deformación volumétrica posterior a la licuación para arenas limpias saturadas basada en el factor de resistencia a la licuación local y la densidad relativa de la arena [EN 1998-5 versión pendiente de publicación] .....	218
Figura G-2. Deformación volumétrica posterior a la licuación en arenas limpias usando Relación de Tensión Cíclica (CSR) y datos de SPT corregidos. Cada curva corresponde a una deformación volumétrica constante (%). Magnitud de momento $M_w = 7,5$ .....	219
Figura G-3. Deformación volumétrica posterior a la licuación utilizando datos de CPT (resistencia de punta para arena limpia normalizada) .....	220
Figura G-4. Fuerzas a considerar en la verificación de la estabilidad de un túnel somero (excavado a cielo abierto) ante levantamiento (flotabilidad) .....	222
Figura H-1. Coeficiente de presión sísmica activa (componente horizontal), comparando las soluciones de Mononobe-Okabe y Mylonakis et al., para ángulo de fricción de $20^\circ$ .....	227
Figura H-2. Coeficiente de presión sísmica activa (componente horizontal), comparando las soluciones de Mononobe-Okabe y Mylonakis et al., para ángulo de fricción de $30^\circ$ .....	228
Figura H-3. Coeficiente de presión sísmica pasiva (componente horizontal), comparando las soluciones de Mononobe-Okabe y Mylonakis et al., para ángulo de fricción de $20^\circ$ .....	229
Figura H-4. Coeficiente de presión sísmica pasiva (componente horizontal), comparando las soluciones de Mononobe-Okabe y Mylonakis et al., para ángulo de fricción de $30^\circ$ .....	229
Figura H-5. Coeficiente de presión sísmica pasiva (componente horizontal), comparando las soluciones de Mononobe-Okabe y Mylonakis et al., para ángulo de fricción de $\phi' = 35^\circ$ y ángulo de rozamiento (fricción) entre el muro y el suelo de $2\phi' / 3$ .....	230
Figura H-6. Formulación en [Seed, Whitman 1970] (grupo "Muros de Contención") para el incremento sísmico de la presión del suelo de relleno (fuerza resultante $P_{AE}$ ) sobre un muro de contención .....	231
Figura H-7. Presión de agua hidrodinámica sísmica adicional en un muro de contención .....	232
Figura I-1. Parámetro $H$ como altura de una ladera o un muro .....	234
Figura I-2. Relación empírica entre el factor de reducción ( $\beta_h$ ) del empuje de tierras y el parámetro $H / (T_m V_{s,H})$ .....	235
Figura J-1. Relación empírica entre el factor de reducción de la $PGA$ ( $\lambda$ ) y la profundidad del techo ( $z_r$ ) .....	237
Figura J-2. Significado de las magnitudes de profundidad consideradas en la evaluación simplificada de los parámetros máximos del suelo .....	238
Figura J-3. Relación empírica entre el factor de reducción ( $r_{dt}$ ) de la deformación transversal del suelo en campo libre ( $\gamma_{FF}$ ) y la profundidad ( $z_r + 1/2 H$ ) .....	239
Figura K-1. Perfil estratigráfico del suelo y discretización para análisis de propagación de ondas unidimensionales .....	243
Figura K-2. Reglas de Masing Extendidas (adaptado de [Kramer 1996]) .....	245
Figura K-3. Amortiguamiento eficaz para formulación de Rayleigh extendida a uno, dos y cuatro modos [Phillips, Hashash 2009] .....	248
Figura L-1. Propagación vertical unidireccional de ondas armónicas transversales .....	255
Figura L-2. Configuración del primer modo de oscilación del suelo .....	256
Figura L-3. Deformación transversal de un túnel circular .....	256
Figura L-4. Fuerzas internas en el revestimiento de un túnel circular .....	258
Figura L-5. Túnel circular con revestimiento de dovelas .....	260



Figura L-6. Deformación transversal (distorsión) de un túnel rectangular .....	261
Figura L-7. Relación entre el índice de flexibilidad $F_R$ y la proporción $\Delta / \Delta_{FF}$ para deformación de distorsión (Tabla L-2) .....	263
Figura L-8. Relación entre el índice de flexibilidad $F_R$ y la proporción $\Delta / \Delta_{FF}$ para deformación de distorsión y balanceo (Tabla L-3) .....	264
Figura L-9. Fuerzas de interacción entre suelo y estaciones o túneles .....	265
Figura L-10. Efectos longitudinales en un túnel o estación .....	267
Figura L-11. Longitudes de onda y amplitudes de la onda sísmica incidente y de las ondas resultantes en dirección del eje del túnel .....	268
Figura M-1. Modelos pórtico-resorte para el análisis sísmico transversal de estructuras empotradas (subterráneas) .....	271
Figura M-2. Fuerzas de interacción entre el suelo y estaciones o túneles .....	272
Figura M-3. Muelles (resortes) discretos .....	276
Figura M-4. Curva $p$ - $y$ para arcillas blandas (adaptado de [Matlock 1970]) .....	277
Figura M-5. Curva $p$ - $y$ para arcilla de resistencia media al corte (adaptado de [Welch, Reese 1972]) .....	278
Figura M-6. Curva $p$ - $y$ para arcillas de alta resistencia al corte (rígidas sobre-consolidadas) (adaptado de [Reese et al. 1975]) .....	279
Figura M-7. Coeficiente $A$ para arcillas rígidas sobre-consolidadas ( $A_s$ para carga estática, $A_c$ para carga cíclica) (adaptado de [Reese et al. 1975]) .....	280
Figura M-8. Curva $p$ - $y$ para arenas (adaptado de [Reese et al. 1974]) .....	280
Figura M-9. Coeficientes $A$ y $B$ para arenas ( $A_s$ y $B_s$ para carga estática, $A_c$ y $B_c$ para carga cíclica) .....	281
Figura M-10. Curva $p$ - $y$ para roca (adaptado de [Reese et al. 1974]) .....	283
Figura N-1. Espesor mínimo ( $H_{cov}$ ) de la capa de suelo versus la velocidad promedio de las ondas de corte ( $v_{s,H}$ ) .....	288
Figura N-2. Desplazamiento de falla en función de $M_w$ (adaptado de [Bhattacharya, Orense, Lombardi 2019]) .....	289
Figura P-1. Apoyos elastoméricos ordinarios .....	293
Figura Q-1. Folleto de la Línea 2 del Metro de Lima (tomado de ProInversión) .....	297
Figura Q-2. Dibujo en planta de la Estación Mercado Santa Anita .....	297
Figura Q-3. Sección Típica de la Estación Mercado Santa Anita .....	298
Figura Q-4. Movimiento del terreno ajustado espectralmente a partir del registro sísmico de Maule (sección Q.9). Período de retorno 950 años (OR, Tabla Q-2) .....	305
Figura Q-5. Movimiento de suelo recortado ajustado espectralmente a partir del registro sísmico de Maule (sección Q.9). Período de retorno 950 años (OR, Tabla Q-2) .....	306
Figura Q-6. Ajuste del perfil de la velocidad de onda de corte .....	310
Figura Q-7. Curvas de ajuste de amortiguación y reducción de rigidez de GP-Sm311 .....	310
Figura Q-8. Comparación de PSA ("Peak Spectral Acceleration") para el escenario OR (Tabla Q-2). Acelerograma de Maule (sección Q.9) .....	314
Figura Q-9. Modelo numérico de la sección S09 para análisis dinámico general en PLAXIS 2D .....	315
Figura Q-10. Diagrama de flujo sugerido para el Diseño Sísmico de estructuras enterradas .....	317
Figura Q-11. Comparación entre los diagramas de momentos flectores y la capacidad de los muros pantalla de la Estación Mercado Santa Anita sometidos al sismo del Maule bajo verificación de OR (sección Q.9) .....	318
Figura Q-12. Comparación entre momentos en un muro pantalla de la Estación Mercado Santa Anita. Terremoto del Maule (sección Q.9) para Niveles de Exigencia SA y OR (Tabla Q-2) .....	319
Figura Q-13. Comportamiento seccional (momento-curvatura y momento-deformación del acero) para un tramo de la Estación Mercado Santa Anita. Terremoto del Maule (sección Q.9) para Nivel de Exigencia SA (Tabla Q-2) .....	320
Figura Q-14. Historias temporales de deriva para un tramo de la Estación Mercado Santa Anita. Sismo del Maule (sección Q.9) para Nivel de Exigencia SC (Tabla Q-2) .....	321



Figura Q-15. Historias temporales de deriva para un tramo de la Estación Mercado Santa Anita. Sismo del Maule (sección Q.9) para Nivel de Exigencia OR (Tabla Q-2) .....322

PREPUBLICACIÓN





## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1-1. <b>COMENTARIO.</b> Correspondencia aproximada entre los Requisitos de Desempeño propuestos y los de [E.030 2019] (referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica") .....	50
Tabla 1-2. Correspondencia entre los Requisitos de Desempeño (rendimiento), los Niveles de Daño y los Estados Límite .....	61
Tabla 1-3. Correspondencia entre los Requisitos de Desempeño (Niveles de Daño o Estados Límites) y las deformaciones del acero y del concreto estructurales para secciones en cajón rígidas (Figura B-1) cuyo fallo lateral se produce mediante rótulas plásticas dúctiles .....	62
Tabla 1-4. Niveles de Acción Sísmica en términos de período de retorno, probabilidad de excedencia durante la Vida Útil de la construcción y severidad del terremoto .....	64
Tabla 1-5. Períodos mínimos de retorno (años) y probabilidad de excedencia en 100 años (%) para cada Requisito de Desempeño e Importancia Operativa .....	65
Tabla 1-6. <b>COMENTARIO.</b> Relación entre Requisito de Desempeño (mínimo), período de retorno (severidad del sismo) e Importancia Operativa (Tabla 1-5) .....	67
Tabla 1-7. <b>COMENTARIO.</b> Período de retorno mínimo (años) y probabilidad de excedencia de los Niveles de Acción Sísmica asociados en 100 años (%) para elementos estructurales.....	68
Tabla 1-8. <b>COMENTARIO.</b> Período de retorno mínimo (años) y probabilidad de excedencia de los Niveles de Acción Sísmica asociados en 100 años (%) para elementos no estructurales .....	69
Tabla 1-9. Coeficientes de seguridad para cada combinación de carga (de las Tablas 3.4-1 y 3.4-2 de [LRFD 2017]) .....	71
Tabla 2-1. <b>COMENTARIO.</b> Clasificación del suelo según la normativa peruana....	75
Tabla 2-2. Clasificación del suelo para este Manual .....	78
Tabla 2-3. Valores centrales (de referencia) de $v_{s,30}$ para obtener el factor de suelo $S$ y los períodos $T_P$ y $T_L$ .....	83
Tabla 2-4. <b>COMENTARIO.</b> Correspondencia entre tipo de suelo y parámetros geotécnicos complementarios .....	84
Tabla 3-1. Valores de $\chi_{lt}$ para análisis de estabilidad de laderas .....	98
Tabla 4-1. Amortiguamiento del material y módulo de corte normalizado $G/G_0$ (en los 20 m superiores) según la velocidad de la onda de corte y la severidad de la acción sísmica.....	106
Tabla 4-2. Coeficientes para la interpolación del amortiguamiento del material y el módulo de corte normalizado $G/G_0$ (en los 20 m superiores) según la velocidad de la onda de corte $v_s$ (valor medio del rango) y la severidad de la acción sísmica PGA (valor medio del rango) .....	107
Tabla 4-3. <b>COMENTARIO.</b> Ensayos de campo .....	111
Tabla 4-4. <b>COMENTARIO.</b> Ensayos de laboratorio.....	113
Tabla 6-1. <b>COMENTARIO.</b> Métodos de análisis y diseño sísmicos de estructuras enterradas (sección 6.1) .....	158
Tabla 6-2. Métodos de diseño mínimos exigidos para estructuras y terrenos con configuración regular* .....	159
Tabla 7-1. <b>COMENTARIO.</b> Propuesta de vinculación de componentes no estructurales comunes con tipo de fallo (sensibles a la deriva o a la aceleración) y con Nivel de Daño .....	167
Tabla 7-2. <b>COMENTARIO.</b> Clasificación propuesta del suelo para este Manual (Zona 4).....	183
Tabla F-1. Desempeño del depósito licuable para diferentes rangos de $LSN$ .....	215
Tabla G-1. Relación aproximada entre los índices $LPI$ y $LSN$ de depósitos con riesgo de licuación. También se incluye el factor de seguridad local $F_L$ .....	221
Tabla J-1. Aplicabilidad de las formulaciones simplificadas en el Anexo J.....	236
Tabla J-2. Cocientes empíricos entre $PGA$ ( $m/s^2$ ), $PGV$ ( $cm/s$ ) y $PGD$ ( $cm$ ) .....	239



Tabla L-1. Tensión (esfuerzo) axial máxima en el revestimiento de un túnel de sección circular en función de su espesor (ejemplo considerado) .....	259
Tabla L-2. $\Delta / \Delta_{FF}$ relaciones de respuesta de distorsión ("racking") de túneles o estaciones rectangulares para condiciones de deslizamiento completo y ausencia de deslizamiento (ecuación L-15) .....	263
Tabla L-3. $\Delta / \Delta_{FF}$ relaciones para la respuesta de distorsión ("racking") combinada con balanceo ("rocking") de túneles o estaciones rectangulares para diferentes profundidades (z, m) (Figura L-8) .....	264
Tabla L-4. Tensión (esfuerzo) axial máxima en el revestimiento de un túnel de sección rectangular en función de sus espesores (ejemplo considerado) .....	266
Tabla M-1. Valores de $\varepsilon_y$ en función de $c_u$ .....	277
Tabla M-2. Valores de $K_{SI}$ (MPa/m) y $\varepsilon_y$ en función de $c_u$ .....	279
Tabla M-3. Valores de $K_{SI}$ en función de $c_u$ .....	282
Tabla Q-1. <i>Períodos mínimos de retorno (años) y probabilidad de excedencia en 100 años (%) para cada Requisito de Desempeño e Importancia Operativa (Tabla 1-5)</i> .....	299
Tabla Q-2. <i>Períodos mínimos de retorno (años) y probabilidad de excedencia de los Niveles de Acción Sísmica asociados en 100 años (%) para la Estación Mercado Santa Anita</i> .....	300
Tabla Q-3. <i>Definición numérica de los Estados Límite para la Estación Mercado Santa Anita</i> .....	301
Tabla Q-4. <i>Coefficientes de seguridad para cada combinación de carga (de las Tablas 3.4-1 y 3.4-2 de [LRFD 2017]) (Tabla 1-9)</i> .....	302
Tabla Q-5. <i>Métodos de diseño mínimos exigidos para estructuras y terrenos con configuración regular (Tabla 6-2)</i> .....	304
Tabla Q-6. <i>Métodos de diseño mínimos exigidos para estructuras y terrenos con configuración regular (Tabla 6-2)</i> .....	304
Tabla Q-7. <i>Ensayos de campo (Tabla 4-3)</i> .....	307
Tabla Q-8. <i>Ensayos de campo llevados a cabo en la Estación Mercado Santa Anita</i> .....	307
Tabla Q-9. <i>Ensayos de Laboratorio (Tabla 4-4)</i> .....	308
Tabla Q-10. <i>Ensayos de Laboratorio llevados a cabo en la Estación Mercado Santa Anita</i> .....	308
Tabla Q-11. <i>Parámetros de estado, resistencia y amortiguamiento a pequeñas deformaciones de suelos utilizados para el análisis en PLAXIS</i> .....	312
Tabla Q-12. <i>Parámetros de rigidez del suelo utilizados para el análisis en PLAXIS</i> .....	312



## PRESENTACIÓN

El Ministerio de Transportes y Comunicaciones en su calidad de órgano rector a nivel nacional en materia de transporte y tránsito terrestre, es la autoridad competente para dictar las normas correspondientes a la gestión de la infraestructura vial y fiscalizar su cumplimiento.

La Dirección General de Políticas y Regulación en Transporte Multimodal es el órgano de línea con autoridad técnico normativo a nivel nacional responsable del diseño, formulación, supervisión y evaluación de las políticas nacionales y regulaciones en materia de infraestructura y servicios de transporte terrestre, acuático, ferroviario, multimodal, entre otros; así como plataformas logísticas, puertos, vías navegables, circulación, seguridad vial y tránsito terrestre, en el ámbito de competencia del ministerio. Depende del Despacho Viceministerial de Transportes. Esto según lo establecido en el "Texto integrado del reglamento de organización y funciones del Ministerio de Transportes y Comunicaciones" aprobado mediante Resolución Ministerial N° 658-2021-MTC/01.

El **"Manual de Diseño Sismorresistente de Estructuras Subterráneas para la Infraestructura Vial"** formará parte de los **Instrumentos de Gestión de la Infraestructura Vial** establecidos por el Reglamento Nacional de Gestión de Infraestructura Vial aprobado por D.S. N° 034-2008-MTC y sus modificaciones, el cual constituye uno de los documentos técnicos de carácter normativo que rige a nivel nacional y es de cumplimiento obligatorio por los órganos responsables de la gestión de la infraestructura vial y ferroviaria de los tres niveles de gobierno: nacional, regional y local.

El **"Manual de Diseño Sismorresistente de Estructuras Subterráneas para la Infraestructura Vial"** es un documento normativo que organiza y recopila las técnicas y procedimientos del diseño sismorresistente para la infraestructura vial y ferroviaria subterránea, con base en su concepción y desarrollo, y acorde con determinados parámetros. Contiene la información necesaria para diferentes procedimientos, en la elaboración del diseño geométrico de los proyectos, de acuerdo a su categoría y nivel de servicio, en concordancia con las demás normativas vigentes sobre la gestión de la infraestructura vial y ferroviaria.

El presente Manual comprende el diseño sismorresistente de estructuras subterráneas o enterradas para infraestructura vial y ferroviaria, entre éstas: túneles de carreteras interurbanas, túneles urbanos, túneles y estaciones de ferrocarril (internacional, interurbano, nacional, regional o urbano), pasos inferiores para vehículos ("by-passes"). A su vez, este Manual también cubre elementos auxiliares u obras complementarias de estas construcciones, como galerías laterales, chimeneas de trabajo, ventilación y evacuación, instalaciones, componentes no estructurales, entre otros.

Teniendo en consideración que, como toda ciencia y técnica, la ingeniería se encuentra en permanente cambio e innovación, es necesario que el presente documento sea revisado y actualizado periódicamente por el órgano normativo competente del Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

Lima, marzo de 2023

## GENERALIDADES

### ÁMBITO DE APLICACIÓN DEL MANUAL

El **“Manual de Diseño Sismorresistente de Estructuras Subterráneas para la Infraestructura Vial”**, tiene por objeto brindar los criterios técnicos de diseño sismorresistente que deben ser aplicados en las fases de pre-inversión, inversión y operación de proyectos viales y ferroviarios de estructuras subterráneas o enterradas para la infraestructura vial y ferroviaria, así como obras complementarias o auxiliares para la gestión de la infraestructura vial y ferroviaria; interurbana y urbana. Este Manual no trata únicamente de los elementos puramente estructurales, sino que también es aplicable a la totalidad de la construcción, incluyendo los componentes no estructurales albergadas por ésta.

Este Manual se refiere preferentemente a proyectos de construcciones nuevas; para construcciones existentes puede ser empleado para determinar el grado de cumplimiento de sus prescripciones, pero las estrategias de acondicionamiento sísmico no están específicamente consideradas.

Este Manual considera el diseño sismorresistente de estructuras enterradas o subterráneas, es decir, aquéllas situadas, total o parcialmente, bajo el nivel del terreno (sea este natural o modificado).

Los criterios técnicos de diseño sismorresistente que desarrolla este Manual son de aplicación a proyectos de las siguientes construcciones nuevas enterradas o subterráneas: túneles de carreteras interurbanas (“túneles de montaña”), túneles urbanos, túneles y estaciones de ferrocarril (internacional, interurbano, nacional, regional o urbano), pasos inferiores para vehículos (“by-passes”), entre otros. A su vez, este Manual también cubre elementos auxiliares u obras complementarias de estas construcciones, como galerías laterales, chimeneas (pozos) de trabajo, ventilación y evacuación, instalaciones, componentes no estructurales, entre otros.

Otras construcciones enterradas que no son propias de la infraestructura vial y ferroviaria, en los modos carretero y ferroviario, no están cubiertas por este Manual; entre éstas: las estructuras de cimentación (fundación) de construcciones no enterradas (por ejemplo, edificios ordinarios), cualquier tipo de infraestructura minera, instalaciones industriales, sótanos de edificios, conducciones (túneles para transporte de agua u otros líquidos como gas natural licuado, petróleo, etc.), instalaciones sanitarias (alcantarillas, depósitos de almacenamiento de aguas pluviales, estaciones de tratamiento de aguas residuales), estaciones de autobús, etc. Este Manual podrá ser utilizado como referencia para estas construcciones en la medida en que presenten unas características similares a las de las construcciones enterradas para infraestructura vial y ferroviaria. Otros aspectos relacionados con el comportamiento del suelo bajo acciones sísmicas (deslizamiento de taludes o laderas, licuación, etc.) sólo están cubiertos por este Manual en la medida en que afecten a estructuras enterradas (túneles, sobre todo). Los túneles sumergidos (típicamente, bajo el nivel del mar y en contacto directo con el agua), dadas sus peculiares características, quedan excluidos del ámbito de este Manual. Finalmente, los pasos inferiores para peatones también tienen características propias y no están cubiertos por este Manual; no obstante, sí que están incluidos en él los pasos que accedan a estaciones u otras instalaciones propias de este Manual. También es necesario señalar que este Manual sólo abarca estructuras subterráneas de concreto reforzado (hormigón armado), excluyéndose las de acero y mixtas (acero y concreto armado); una excepción la constituyen las tablestacas. Si se desea utilizar elementos estructurales de acero o mixtos (por ejemplo tubos de acero rellenos de concreto



“CFST, Concrete Filled Steel Tubes”) debe buscarse información en [Design Standard 2012] (Norma Japonesa) o en la literatura técnica.

Este Manual no es un texto de estudio, ni tampoco puede sustituir la experiencia y el buen criterio que debe ser parte integral del arte de la ingeniería. Las fórmulas, ábacos y tablas que se incluyen tienen por objeto facilitar la búsqueda de soluciones razonables en el diseño de la infraestructura vial y ferroviaria subterránea y sus obras complementarias o auxiliares.

Este Manual podrá ser complementado con normas y documentos internacionales, experiencias obtenidas de nuevos terremotos y avances técnicos y científicos recientes.

## **NORMATIVA Y DOCUMENTOS DE REFERENCIA**

En las Referencias se presenta una lista de códigos y otros textos que guardan relación con este Manual. Se cita la normativa peruana que tiene una correspondencia más directa con este Manual (en especial, las Normas [E.020 2006; E.030 2019; E.031 2018; E.050 2018; E.060 2009; E.070 2006], y el “Manual de Diseño de Puentes” [Manual 2016]), así como el artículo técnico “Re-Evaluación del Peligro Sísmico Probabilístico para el Perú”; estas referencias se encuentran en las secciones “Normativa Peruana General y Sísmica” y “Reglamentos Peruanos Viales y Ferroviarios”. También se incluyen entre las referencias las Normas y otros documentos internacionales (artículos científicos e informes de investigación, sobre todo) que han servido de base para su elaboración, o tienen una fuerte correlación con ésta.

Debe tenerse en cuenta que la inclusión de normativa (y otros documentos similares) de otros países no significa en absoluto que estos textos tengan algún tipo de vigencia legal en el Perú; ésta corresponde en exclusiva a este Manual. La finalidad de las referencias es proporcionar a los usuarios del Manual la posibilidad de ampliar sus conocimientos acerca de los temas abordados por este.

A medida que se actualizan las Normas y los documentos de referencia (reemplazados por nuevas versiones), se deben utilizar estas últimas en lugar de las anteriores. Las posibles contradicciones con el contenido de este Manual que pudieran surgir deberán ser resueltas por el MTC; en principio, a favor de este Manual.

## **FILOSOFÍA DEL MANUAL**

### **Contenido Actualizable**

El diseño sismorresistente de estructuras subterráneas (enterradas) constituye un campo muy dinámico en el que se está desarrollando una importante actividad investigadora a nivel mundial; esta produce numerosos resultados que son incorporados a los códigos de diseño nacionales e internacionales con bastante celeridad y regularidad. Con la finalidad de que los ingenieros peruanos puedan aplicar los últimos avances de la investigación, se redacta este Manual de forma que este sea fácilmente actualizable, particularmente en aquellos aspectos en que se prevean más novedades. Se recomienda a la entidad responsable (MTC) publicar periódicamente versiones actualizadas del Manual. Ciertamente, se cumplirán los requisitos legales para la aprobación de las modificaciones. Esta recomendación es particularmente encarecida si ocurre un terremoto severo en el Perú (o en otros países); se debe llevar a cabo una revisión exhaustiva de este Manual, especialmente si afecta a estructuras subterráneas.



## Auto-Contenido

Este Manual debe contener, en la medida de lo posible, toda la información necesaria para que un ingeniero civil diseñe estructuras subterráneas que sufren excitación sísmica. Sin embargo, en el contexto actual de conectividad habitual a Internet, este objetivo tiene que interpretarse en el sentido de que todos los documentos accesorios deben ser fácilmente accesibles. Por otro lado, dado que el objetivo principal es legislativo y no docente, es necesario establecer claramente que este Manual no puede proporcionar todo el conocimiento necesario, y que los usuarios del Manual deben conocerlo o buscarlo por sus propios medios.

Las formulaciones en este Manual están tomadas de investigaciones científicas y técnicas publicadas; dichas obras se listan al final de este Manual, estando dispuestas en varios grupos, para facilitar la búsqueda. Cada vez que se cita una determinada referencia en el texto del Manual, se especifica el grupo al que corresponde.

## Contenido Simple

Se busca la mayor simplicidad en las formulaciones descritas o recomendadas, evitando enfoques matemáticos innecesariamente complejos. Sin embargo, se evita la simplificación excesiva; se consideran todos los aspectos relevantes. Se pretende que este Manual debe ser interpretado y aplicado por un profesional competente (ingeniero civil con especialización en Ingeniería Estructural y Sísmica).

## Control del Uso de Formulaciones Complejas

El uso de estrategias de diseño sofisticadas (por ejemplo, análisis dinámico no lineal) sólo se permite si se lleva a cabo correctamente. En cualquier caso, se requiere efectuar análisis simplificados (formulaciones estáticas equivalentes basadas en fuerzas o desplazamientos), y no se permiten grandes reducciones con respecto a los resultados de éstos.

## Encaje en el Perú

Este Manual no puede ser, ni siquiera parecer, un cuerpo extraño en el contexto peruano; tiene que armonizarse con la legislación y las prácticas de construcción del país. Además, también debe ajustarse al nivel habitual de conocimiento, expectativas y mentalidad de sus usuarios potenciales. Por supuesto, este Manual propuesto no puede contradecir ningún texto legal peruano; cuando esto sea inevitable, se indica claramente y se especifica la forma de resolver la contradicción. Es obvio que las regulaciones peruanas están fuertemente influenciadas por los documentos estadounidenses, por lo que este Manual no puede romper abruptamente esta tendencia. Por otro lado, los usuarios internacionales esperan encontrar documentos cercanos al contexto latinoamericano. En resumen, este Manual debe incluir lo mejor de los documentos internacionales (ISO [ISO 23469 2005], referencia que se encuentra en la sección "Normas y otros Documentos Similares de otros Países") y de los países avanzados (China [GB 50909 2014], Japón [Design Standard 2012], Nueva Zelanda [EGEP 2017], la Unión Europea [EN 1998-1 2004 y versión pendiente de publicación; EN 1998-5 2003 y versión pendiente de publicación], USA [Caltrans 2018; LRFD 2017; NCHRP 2008; AASHTO 2009, 2019; ASCE/SEI 41-17 2017], referencias que se encuentran en la sección "Normas y otros Documentos Similares de otros Países"), pero tiene que tener una clara vocación peruana.

## Armonización con la Normativa Peruana

Este Manual debe armonizarse con las otras disposiciones técnicas reglamentarias (y de otro rango) nacionales con las que guarde relación. Entre éstas se encuentran principalmente el Manual de Ensayo de Materiales, el Manual de Diseño de Puentes y el Manual de Túneles, Muros y Obras Complementarias del MTC, y las Normas E.020 (Cargas), E.030 (Diseño Sismorresistente), E.050 (Suelos y cimentaciones) E.060



(Concreto Armado) y E.070 (Albañilería) del MVCS (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento).

## Evitar las Discontinuidades Numéricas Artificiales

Muchas normas proponen clasificaciones discretas según parámetros de ingeniería cuantificados; consecuentemente, pequeños cambios de los coeficientes que las rigen generan saltos bruscos en los parámetros de diseño. En nuestro contexto, esto sucede, entre otros casos, en la clasificación del suelo en categorías ( $S_0$ ,  $S_1$ ,  $S_2$ ,  $S_3$  y  $S_4$ , según la nomenclatura empleada en la Norma Técnica E.030) y del territorio nacional en zonas sísmicas (1, 2, 3 y 4, también según la nomenclatura de la E.030). Para evitar este problema, se proponen clasificaciones continuas: el suelo se puede clasificar de acuerdo con la velocidad de la onda de corte (y otros parámetros similares como período fundamental del suelo) y la sismicidad del lugar a través de la aceleración del basamento (sustrato, más precisamente, afloramiento) rocoso ingenieril (*PGA*, equivalente aproximadamente al factor  $Z$  de [E.030 2019]).

## Lenguaje Simple

Este Manual debe estar escrito en lenguaje sencillo, usando las palabras y expresiones más fáciles; todo ello, sin sacrificar el rigor, la precisión, la corrección y la formalidad. El texto también tiene que ser claro, inequívoco y sin prestarse a varias interpretaciones posibles. La versión en español se redacta de acuerdo con el "Glosario de términos de uso frecuente en proyectos de infraestructura vial" y preferiblemente utilizando las construcciones gramaticales y los términos a los que están acostumbrados los ingenieros peruanos. La versión en inglés se escribe usando el idioma americano (en lugar del británico).

## Orientación Predominante Legislativa

Obviamente, este Manual es un documento legal, no un texto de aprendizaje. Sin embargo, se proporcionan descripciones breves de las formulaciones más relevantes; en cualquier caso, debe quedar claro que la enseñanza no es el objetivo principal del Manual y que no es posible describir en profundidad todos los problemas involucrados.

## Presentación Agradable

Se garantiza que el texto no sea excesivamente aburrido, haciendo que este objetivo sea compatible con su propósito predominantemente legislativo. En este sentido, se utilizarán ampliamente diagramas, diagramas de flujo y representaciones aclaratorias; esto se aplica especialmente a los Comentarios y, principalmente, a los Anexos.

## ORGANIZACIÓN DEL MANUAL

Este Manual está compuesto de **Capítulos** y de **Anexos**; éstos últimos contienen observaciones más particulares y pueden ser o no normativos (en este último caso no son obligatorios, sino meras recomendaciones). Ambas categorías se identifican como "Obligatorios" y "Recomendados" en este Manual. A su vez, los **Capítulos** están compuestos de **Texto Técnico Normativo** y de **Comentarios**; la diferencia entre ambos es que el Texto Técnico Normativo "es ley" y los Comentarios son aclaraciones sin valor legal; en este informe, el **Texto Técnico Normativo** se presenta en color negro sobre fondo blanco y los **Comentarios** están escritos también en color negro, pero están etiquetados como Comentario y se enmarcan en una caja rectangular sombreada; esto rige para bloques de texto, listas (tanto numeradas como con viñetas), Figuras, Tablas, ecuaciones y cualquier otro elemento del Manual. El Texto Técnico Normativo debe estar redactado de una forma muy cuidada, formal, escueta, comprensible y precisa, adecuada para su valor legislativo; los Comentarios son en

general más extensos y están formulados en un lenguaje más técnico, didáctico y descriptivo. La finalidad del Texto Técnico Normativo es proporcionar criterios de diseño y análisis que garanticen que las construcciones tengan un margen adecuado de seguridad frente a las acciones sísmicas. Como se anunció anteriormente, los Anexos contienen o bien prescripciones o recomendaciones no obligatorias; en todo caso se refieren a temas más particulares que los Capítulos; por lo tanto, su redacción es similar a la de los Comentarios. Por otra parte, los Anexos podrán contener ejemplos resueltos para facilitar el aprendizaje de los usuarios del Manual. Es destacable que la parte "legal" (Texto Técnico Normativo) no tiene que tener finalidad didáctica ni formativa; en todo caso, esos objetivos deben quedar circunscritos a los Comentarios y los Anexos. De hecho, los profesionales (es decir, los usuarios del Manual) deben ser conscientes de que este Manual no tiene finalidad formativa, sino regulativa; así se hace constar en la Introducción. A efectos de facilitar el aprendizaje de los profesionales en los temas propios del Manual, se citan explícitamente los elementos de la Bibliografía (artículos científicos, informes, libros, normativa internacional, u otros documentos) en que estén basados los desarrollos expuestos o propugnados. Por otra parte, para resolver las dudas de los usuarios del Manual, se recomienda habilitar una dirección permanente de correo electrónico a la que éstos puedan dirigir sus inquietudes.

El Texto Técnico Normativo y los Comentarios se dividen en **Capítulos** (1, 2, 3 etc.) y éstos a su vez se subdividen en **Secciones y Subsecciones** (1.1 y 1.1.1.). Las subdivisiones menores serán tópicos, acápites y letras. Los **Anexos** están numerados por letras (A, B, C, etc.); a su vez se subdividen en **Secciones** (A.1, A.2, etc.). Las **Referencias** se clasifican en **Grupos**, sin numeración.

La siguiente Figura muestra un esquema global de la organización del Manual, tal como se describe aquí.



## ACRÓNIMOS (SIGLAS)

Se describen todos los Acrónimos o Siglas utilizados en el "Manual de Diseño Sismorresistente de Estructuras Subterráneas para la Infraestructura Vial". Éstos se refieren a instituciones (AASHTO, CISMID, SENCICO), conceptos técnicos y científicos (SI, SSI, NATM, TBM), y aspectos propios del Manual (I1, I2, I3, OI, OR, SA, SC, DI, DL, DS, DG, ELSS1, ELSS2, ELUS1, ELUS2). Para mayor claridad, sólo se utilizan acrónimos bien establecidos y en la medida en que éstos sean claramente más representativos que el nombre completo. Por ejemplo, SSI se conoce como "Interacción entre el Suelo y la Estructura", NATM como "Nuevo Método Austríaco de Construcción de Túneles", y TBM como "Tuneladora". No obstante, a efectos de familiarizar a los usuarios del Manual con los acrónimos empleados internacionalmente, éstos se usan también (junto con el nombre completo). Los acrónimos de uso exclusivo en este Manual se acompañan frecuentemente de su nombre completo. Finalmente, se evita al máximo el uso de abreviaciones, reemplazándolas con la expresión completa a la que representan; es decir, "rpta. din. de estr." es "respuesta dinámica de estructuras".





## Instituciones Peruanas

- CISMID:** Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres
- CNDG:** Centro Nacional de Datos Geofísicos
- CONCYTEC:** Consejo Nacional de Ciencia, Tecnología e Innovación Tecnológica
- IGP:** Instituto Geofísico del Perú
- INGEMMET:** Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico
- MEM:** Ministerio de Energía y Minas
- MTC:** Ministerio de Transportes y Comunicaciones
- MVCS:** Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento
- OSINERGMIN:** Organismo Supervisor de la Inversión en Energía y Minería
- SENCICO:** Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción
- SLUMP:** Sistema Legal de Unidades de Medida del Perú

## Otras Instituciones

- AASHTO:** American Association of State Highway and Transportation Officials (Asociación Estadounidense de Autoridades Estatales de Carreteras y Transporte)
- ACI:** American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto)
- AISC:** American Institute on Steel Construction (Instituto Americano de Construcción en Acero)
- ANSI:** American National Standards Institute (Instituto Americano de Normativa Nacional)
- ASCE:** American Society of Civil Engineers (Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles)
- ASTM:** American Society for Testing and Materials (Sociedad Americana para Ensayos y Materiales)
- ATC:** Applied Technology Council (Consejo de Tecnología Aplicada)
- Caltrans:** California Department of Transportation (Departamento de Transporte de California)
- CERESIS:** Centro Regional de Sismología para América del Sur
- CPCMS AL&EC:** Comisión Permanente del Código Modelo Sísmico de América Latina y el Caribe
- ECS:** European Committee for Standardization (Comité Europeo de Normalización)
- FEMA:** Federal Emergency Management Agency (Agencia Federal para el Manejo de Emergencias)
- FHWA:** Federal Highway Administration (Administración Federal de Carreteras)
- ISC:** International Seismological Centre (Centro Sismológico Internacional)
- JGS:** Japanese Geotechnical Society (Sociedad Geotécnica Japonesa)
- JIS:** Japanese Standards Association (Asociación Japonesa de Normativa)
- JR:** Railway Technical Research Institute (Instituto Técnico de Investigación en Ferrocarriles)
- NEHRP:** National Earthquake Hazards Reduction Program (Programa Nacional de Reducción de Amenaza Sísmica)
- NIED:** National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience (Instituto Nacional de Investigaciones para las Ciencias de la Tierra y la Resistencia a los Desastres)
- PEER:** Pacific Earthquake Engineering Research Center (Centro de Investigación del Pacífico en Ingeniería Sísmica)
- PIARC:** Permanent International Association of Road Congresses (Asociación Internacional Permanente de Congresos de Carreteras)
- SEAOC:** Structural Engineers Association of California (Asociación de Ingenieros Estructurales de California)
- TRB:** Transportation Research Board (Junta de Investigación de Transporte)
- USGS:** United States Geological Survey (Servicio geológico de los Estados Unidos)

## Conceptos Técnicos y Científicos y Magnitudes



- CRR:** Cyclic Resistance Ratio (Cociente de Resistencia Cíclica)
- CRR<sub>7,5</sub>:** Cyclic Resistance Ratio (Cociente de Resistencia Cíclica) para terremotos de magnitud 7,5
- CSR:** Cyclic Stress Ratio (Cociente de Tensión Cíclica)
- DBE/MCE:** Design Basis Earthquake/Maximum Considered Earthquake (Terremoto Básico de Diseño/Terremoto Máximo Considerado) (período de retorno 475/2475 años)
- DSHA:** Deterministic Seismic Hazard Analysis (Análisis Determinista de Amenaza Sísmica)
- FE:** Finite Elements (Elementos Finitos)
- GMPE:** Ground Motion Prediction Equation (Ecuación de Predicción del Movimiento del Terreno)
- GSI:** Geological Strength Index (Índice de Resistencia Geológico)
- HVSR:** Horizontal/Vertical Spectral Ratio (Relación Espectral Horizontal/Vertical)
- IDA:** Incremental Dynamic Analysis (Análisis Dinámico Incremental)
- LRFD:** Load and Resistance Factor Design (Diseño Basado en Coeficientes de Seguridad de Carga y de Resistencia)
- MSF:** Magnitude Scaling Factor (Factor de Escalado de Magnitud)
- MSRW:** Mechanically Stabilized Retaining Walls (Muros de contención estabilizados mecánicamente)
- M-O:** Mononobe-Okabe
- OCR:** Over-Consolidation Ratio (Relación de sobre-consolidación)
- PBD:** Performance-Based Design (Diseño Basado en Desempeño, Objetivo, Prestaciones o Rendimiento)
- PGA/PGD/PGV:** Peak Ground Acceleration/Displacement/Velocity (Aceleración/Desplazamiento/Velocidad Máximos del Suelo)
- PSA:** Peak Spectral Acceleration (Aceleración Espectral Máxima)
- PSHA:** Probabilistic Seismic Hazard Analysis (Análisis Probabilista de Amenaza Sísmica)
- RC:** Reinforced Concrete (Hormigón Armado, Concreto Reforzado)
- SEE/FEE:** Safety Evaluation Earthquake/Functional Evaluation Earthquake (Sismo de Evaluación de Seguridad/Sismo de Evaluación de Funcionalidad o Servicio)
- SI:** Sistema Internacional de Unidades
- SLUMP:** Sistema Legal de Unidades de Medida del Perú (el SI en el Perú)
- SSI:** Soil-Structure Interaction (Interacción entre el Suelo y la Estructura)
- SRA:** Site Response Analysis (Análisis de Respuesta de Sitio)
- SSR:** Seismic Stress Ratio (Cociente de Tensión Sísmica)
- TBM:** Tunnel Boring Machine (Máquina Tuneladora)
- UHRS:** Uniform Hazard Response Spectrum (Espectro de Amenaza Sísmica Uniforme)

## Ensayos

- CPT:** Cone Penetration Test (Ensayo de Penetración de Cono)
- CPTu:** Cone Penetration Test with Pore Water Pressure Measurement (Prueba de Penetración de Cono que Mide la Presión de Agua de Poro)
- CPTuS:** Cone Penetration Test Measuring Pore Water Pressure and Shear Wave Velocity (Prueba de Penetración de Cono que Mide la Presión de Agua de Poro y la Velocidad de las Ondas de Corte)
- FVT:** Field Vane Test (Prueba de Campo de Paleta, o Ensayo de Molinete)
- MAM:** Microtremor Array Measurements (Mediciones de Matriz de Micro-Temblor)
- MASW:** Multichannel Analysis Surface Waves (Análisis de Ondas de Superficie de Matriz Múltiple)
- PMT:** Pressuremeter Test (Ensayo de Presímetro)
- SCPT:** Seismic Cone Penetration Test (Prueba de Penetración de Cono Sísmico)
- SPT:** Standard Penetration Test (Ensayo de Penetración Estándar -Normalizado-)



## UNIDADES DE MEDIDA

Las unidades de medida utilizadas en este Manual y sus símbolos, corresponden al Sistema Legal de Unidades de Medida del Perú (SLUMP aprobada con la Ley 23560), que adopta a su vez las unidades del Sistema Internacional de Unidades (SI). Aquéllas que no se encuentren incluidas en la lista siguiente, se definen como lo establece el SLUMP o la norma ASTM E 380 "Standard Practice for Use of International System of Units (SI) (The Modernized Metric System)" o, en su defecto, en las especificaciones y normas a las que se refiere el presente documento.

### Unidades Básicas

Símbolo	Unidad	Magnitud Física
m	metro	longitud
N	Newton	fuerza
kg	kilogramo	masa
s	segundo	tiempo
km	kilómetro	longitud
h	hora	tiempo

### Unidades Derivadas

Símbolo	Unidad de Medida	Magnitud Física
m <sup>2</sup>	metro cuadrado	área
m <sup>3</sup>	metro cúbico	volumen
kg/m <sup>3</sup>	kilogramo por metro cúbico	densidad
m/s	metro por segundo	velocidad
km/h	Kilómetros por hora	velocidad
N/mm <sup>2</sup> (MPa)	Mega Pascal	presión (esfuerzo)
m/s <sup>2</sup>	metro por segundo al cuadrado	aceleración
gal (cm/s <sup>2</sup> )	centímetro por segundo al cuadrado	aceleración
g (9,80665 m/s <sup>2</sup> )	aceleración de la gravedad	aceleración

### Otras Unidades

Símbolo	Unidad de Medida	Magnitud Física
min	minuto	tiempo
d	día	tiempo
l	litro	volumen
t	tonelada métrica (1000 kg)	masa
ha	hectárea (10000 m <sup>2</sup> )	área

## SÍMBOLOS

Se incluye una lista exhaustiva de todos los símbolos utilizados en expresiones matemáticas ( $a_{max}$ ,  $v_{s,30}$ ,  $PGA$ ,  $c_u$ ,  $\phi'$ , etc.). La notación empleada es totalmente coherente a lo largo del Manual, es decir, una misma magnitud no se representa de dos formas distintas en dos partes de ésta. Salvando esta condición, se busca la máxima concordancia con la normativa peruana e internacional más próxima.

### Letras Latinas Mayúsculas

A: Constante empírica en la ecuación M-7 que varía con la profundidad (estática  $A_s$  o cíclica  $A_c$ ).



- A/B:** Valores empíricos en la ecuación M-8 que dependen de la naturaleza de la carga en la estructura subterránea (estática  $A_s/B_s$  o cíclica  $A_c/B_c$ ).
- $A_a/A_v$ :** Coeficientes adimensionales de aceleración y velocidad efectivas (sección 5.10, ecuación 5-10).
- $A_L$ :** Área transversal del revestimiento del túnel (Anexo L, ecuación L-22).
- $A_s$ :** Amplitud de vibración transversal de una onda de corte (Anexo L, ecuaciones L-17 y L-19).
- $A_T$ :** Área transversal de la sección del túnel (Anexo L, ecuaciones L-19, L-20 y L-21).
- $A_{1/2}$ :** Matriz diagonal que contiene el doble de los valores de amortiguamiento objetivo para cada capa de suelo (Anexo K, ecuación K-6).
- AD/MD:** Desplazamiento de rotura máximo y medio (Anexo N, ecuación N-2).
- B:** Anchura de un túnel o de la sección de una estación medido según la línea media del revestimiento lateral (muros) (Anexos L y M, Figura L-6, ecuaciones L-13, L-14 y M-2). Distancia vertical entre apoyos horizontales del muro de contención (ecuación M-3).
- C:** Matriz de amortiguamiento (Anexo K, ecuaciones K-4 y K-6).
- C:** Factor de amplificación sísmica para estructuras aéreas (Norma [E.030 2019] - referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica"- y Anexo C). Factor de amplificación sísmica (ecuación 2-12). Coeficiente (Anexo M, ecuaciones M-9 y M-10).
- $C_E/C_N/C_{N1}$ :** Coeficiente adimensional de corrección por energía/profundidad/sobrecarga para SPT (Prueba de penetración estándar) y CPT (Prueba de penetración de cono) (Anexo F, ecuaciones F-7, F-8, F-9, F-10 y F-23).
- $C_R$ :** Relación de compresibilidad entre las rigideces del suelo y del revestimiento del túnel (Anexo L, ecuación L-6).
- $C_{SPT}$ :** Coeficiente en ecuaciones F-16, F-17, F-31 y F-32.
- CRR:** Relación de resistencia cíclica (secciones 3.4, F.3, F.4, F.5 y G.1, Figura F-4 y Figura F-5, ecuación 3-3).
- $CRR_{Mw}$ :** Relación de resistencia cíclica para terremotos con magnitud de momento  $M_w$  (ecuaciones F-18 y F-34).
- $CRR_{7,5}$ :** Relación de resistencia cíclica para terremotos con magnitud de momento 7,5 (ecuaciones F-15 y F-18).
- $CRR_{7,5,Patm}$ :** Relación de resistencia cíclica para terremotos con magnitud de momento 7,5 y sobrecarga nula (presión atmosférica) (ecuaciones F-14, F-15 y F-30, Figura F-4 y Figura F-5).
- CS:** Carga de construcción (sección 1.8, ecuación 1-4, Tabla 1-9 y Tabla Q-4).
- CSR:** Tensión cíclica a cortante o Cociente de Tensión Cíclica (ecuaciones 3-3 y 3-9).
- D:** Diámetro exterior del túnel (Anexos L y M, Figura L-3, ecuaciones L-5 y M-14). Diámetro de una columna o un pilote (Anexo Q, Figura Q-3). Coeficiente de rigidez de una placa de sección constante (ecuación 7-5).
- $D_H$ :** Desplazamiento lateral permanente del terreno superficial (Anexo G, ecuaciones G-6 y G-7).
- $D_r$ :** Densidad relativa de la arena (sección 3.5, ecuación 3-6).
- $D_{50}$ :** Tamaño mediano de grano (tamaño para el cual la masa de las partículas que son mayores es el mismo que la masa de las partículas que son menores (sección F.4).
- DC/DW:** Carga muerta para elementos estructurales y no estructurales/instalaciones (sección 1.8, Anexo Q, ecuaciones 1-4 y Q-1, Tabla 1-9, Tabla Q-4).
- $D_{50_{15}}$ :** Granulometría media (mm) media de las capas incluidas en  $T_{15}$  (Anexo G, ecuaciones G-6 y G-7).
- E:** Módulo de deformación de suelo (Anexos L y M, ecuaciones L-6, L-7, L-9 y M-3). Módulo de deformación del material de una placa de sección constante (ecuación 7-5).



- $E_c$ : Módulo de deformación de la estructura (concreto) (Anexo L, ecuaciones L-13 y L-14).
- $E_L$ : Módulo de elasticidad del revestimiento del túnel (Anexo L, ecuaciones L-6 y L-19).
- $E_m$ : Módulo de deformación (presiométrico) del suelo correspondiente a las pruebas de presiómetro PMT (subsecciones 2.2.3 y 4.5.3, Tabla 2-4). Módulo de deformación de la masa rocosa (Anexo M, ecuaciones M-14 y M-15).
- $E_p$ : Módulo de deformación de un elemento estructural (Anexo M, ecuación M-14).
- $E_{oed}^{ref}$ : Valor de referencia del módulo de deformación en condición edométrica del suelo (a una referencia de esfuerzo vertical efectivo  $\sigma'_1 = 100$  kPa) (Tabla Q-12).
- $E_{ur}^{ref}$ : Valor de referencia del módulo de deformación esférico (edométrico) del suelo a la mitad de la resistencia del suelo (presión de confinamiento confinement pressure  $\sigma'_3 = 100$  kPa) para las ramas de carga-recarga (Tabla Q-12).
- $E_{50}^{ref}$ : Valor de referencia del módulo de deformación esférico (edométrico) del suelo a la mitad de la resistencia del suelo (presión de confinamiento  $\sigma'_3 = 100$  kPa) (Tabla Q-12).
- $E_s$ : Módulo de deformación del acero (módulo de elasticidad, módulo de Young) (subsección 1.4.4).
- $E_{si}$ : Coeficiente en la ecuación M-7 y la Tabla M-2.
- EH/ES/EV: Empuje horizontal/sobrecarga/presión vertical del suelo (sección 1.8, Anexo Q, ecuaciones 1-4 y Q-1, Tabla 1-9, Tabla Q-4).
- $E I$ : Rigidez a flexión por unidad de longitud del muro de contención (sección 5.8, ecuación 5-9).
- EQ: Acción sísmica (sección 1.8, ecuaciones 1-4 y Q-1, Tabla 1-9, Tabla Q-4).
- $F$ : Fuerza de interacción entre la cuña de deslizamiento y el suelo subyacente (Capítulo 5, Figura 5-4 y Figura 5-5).
- $F(\gamma_m)$ : Reduction factor (Anexo K, ecuación K-3).
- $F_a$ : Fuerza estática equivalente que representa la resultante de la fuerza ejercida por la acción sísmica sobre un determinado componente no estructural (subsección 7.4.4, Figura 7-5.a, ecuación 7-3).
- $F_{f,sup}/F_{f,lat}/F_{u,str}/F_{u,exc}$ : Fuerza resistente por fricción del suelo de cubierta/fuerza de fricción lateral en la interacción suelo-pantalla/fuerza de levantamiento por presión hidrostática/fuerza de levantamiento por exceso de presión de agua acumulada (Anexo G, Figura G-4).
- $F_L$ : Factor de resistencia a la licuación local (Anexos F y G, ecuación F-34).
- $F_{PGA}/F_a/F_v$ : Coeficientes en el espectro del "Manual para el Diseño de Puentes" (sección 2.3).
- $F_R$ : Relación de flexibilidad (para túneles y estaciones rectangulares, relación entre la rigidez transversal del suelo y la estructura) (subsecciones 6.5.1 y 6.5.2, ecuación L-6, sección L.4, Figura 6-12, ecuación L-15, Figura L-8, Tabla L-3). Relación de flexibilidad (para túneles circulares, relación entre las rigideces del suelo y del revestimiento del túnel) (sección L.4, ecuaciones L-6, L-7 y L-9).
- $F_{bb}$ : Función de la deformación transversal ( $\gamma$ ) que define la curva "backbone" (Anexo K, ecuación K-2).
- $F_c$ : Contenido de finos (%) (de un suelo dado) asociado con partículas menores de 0,075 mm (Anexo F, ecuaciones F-13, F-26 y F-29).
- $F_{15}$ : Contenido medio de finos (%) de capas granulares saturadas dentro de  $T_{15}$  (Anexo G, ecuaciones G-6 y G-7).
- $FR$ : Proporción normalizada de fricción (ensayo CPT, resistencia de manguito dividida por resistencia de punta, ecuación F-21).
- $G$ : Módulo de corte (de elasticidad transversal) secante del suelo (secciones 2.5, 4.3 y 5.8, subsección 4.6.1, Anexos L y M, ecuaciones 3-9, 5-9, L-12, L-13, M-1 y M-2, Tabla 4-1).

- $G_m$ : Módulo de corte del suelo que corresponde a la deformación  $\gamma_{max}$  (subsección 6.5.1).
- $G_0$ : Rigidez al corte del suelo a pequeñas deformaciones ( $G_0 = \rho v_s^2$ ), (secciones 4.3 y Q.12, Anexo K, ecuaciones K-1 y Q-2, Tabla 4-1).
- $G_0^{ref}$ : Valor de referencia del módulo de deformación a corte del suelo a  $\sigma'_3 = 100$  kPa (sección Q.2, ecuación Q-2, Tabla Q-12).
- $GSI$ : Índice de resistencia geológica ("Geological Strength Index") (Anexo M, ecuación M-15).
- $H$ : Altura de un túnel o de la sección de una estación medida según la línea media del revestimiento horizontal (losas) (Anexos L y M, Figura L-6, ecuaciones L-12, L-13, L-14 y M-2). Profundidad, altura (sección 2.2, Capítulo 5, Anexos G, H, I, J, K, L y M, ecuaciones L-12, L-13, M-1 y N-1, Figura N-1). Altura de un edificio que alberga un componente no estructural (subsección 7.4.4, Figura 7-5.b, ecuación 7-3).
- $H_{cov}$ : Cobertura del suelo (profundidad, distancia vertical) entre el nivel superior (final) de una falla y el nivel inferior de la estructura bajo consideración (Anexo N, Figura N-1).
- $H_i$ : Altura de cada capa (estrato) de los 30 m superiores (ecuación 2-1) o en la profundidad  $H$  (ecuación N-1).
- $H_w$ : Altura del agua bajo el nivel freático (Anexo H, Figura H-7, ecuaciones H-6, H-8 y H-9).
- $H_{900}$ : Profundidad del basamento (sustrato) rocoso ingenieril cuando este se define por una velocidad de las ondas S de 900 m/s (secciones 2.2 y Q.12, Figura Q-6).
- $I_c$ : Momento de inercia por unidad de longitud de la sección transversal monolítica y continua del revestimiento del túnel por un plano meridional/momento de inercia equivalente por unidad de longitud de un anillo de revestimiento compuesto por  $n_s$  segmentos ( $n_s > 4$ )/momento de inercia por unidad de longitud de un segmento (Anexo L, ecuaciones L-6, L-19 y L-22). Índice de tipo de comportamiento del suelo (ecuación F-27).
- $I_i/I_e/I_j$ : Momento de inercia (por unidad de longitud) de la sección de un revestimiento (continuo y monolítico) del túnel por un meridiano (plano transversal)/momento de inercia equivalente de un revestimiento de túnel formado por  $n_s$  segmentos ( $n_s > 4$ )/momento de inercia de un segmento (Anexo L, ecuaciones L-6, L-19 y L-22).
- $I_r$ : Momento de inercia de la sección del túnel (Anexo L, ecuaciones L-6, L-19, L-20 y L-21). En secciones rectangulares puede referirse tanto al momento de inercia respecto del eje horizontal como del vertical (de la sección).
- $I_a/I_p$ : Factores de irregularidad en [E.030 2019] (sección 1.7).
- $I_p$ : Momento de inercia de un elemento estructural (Anexo M, ecuación M-14).
- $I_w/I_{rs}/I_{bs}$ : Momento de inercia por unidad de longitud de los muros laterales/de la losa superior (techo)/de la losa inferior (suelo, invertida) en un túnel rectangular con sección en cajón (Anexo L, ecuaciones L-13 y L-14).
- K**: Matriz de rigidez (Anexo K, ecuación K-4).
- $K_A/K_P/K_{AE}/K_{PE}/K_0$ : Coeficiente estático de empuje activo/estático de empuje pasivo/dinámico de empuje activo/dinámico de empuje pasivo/de empuje al reposo (Capítulo 5, ecuaciones 5-1, 5-3, 5-4, 5-6 y 5-7, Figura 5-6, Anexo H, ecuaciones H-1 y H-2, Anexo F.5, ecuación F-36).
- $K_{ah}/K_{av}$ : Rigidez horizontal/vertical de los resortes discretos (Anexos L y M, ecuaciones L-22 y M-2).
- $K_a$ : Coeficiente de presión activa del macizo rocoso (ecuación M-13).
- $K_a/K_0$ : Coeficientes en la ecuación M-8.
- $K_i$ : Rigidez inicial del macizo rocoso para desplazamientos laterales (Anexo M, ecuaciones M-11 y M-14).



- $K_{sp}$ : Rigidez horizontal/vertical de los resortes transversales distribuidos (Anexo M, ecuación M-1).
- $K_{si}$ : Coeficiente (MPa/m) (Anexo M, ecuaciones M-7, M-9 y M-10, Figura M-8, Tabla M-2 y Tabla M-3).
- $K_e$ : Factor eficaz de tensión de sobrecarga (ecuación F-16).
- $K_1/K_2$ : Coeficientes adimensionales (Anexo L, ecuaciones L-7 y L-9).
- $L$ : Longitud de un elemento estructural (Figura 1-1.c y Figura 1-1.d, ecuación 1-1).  
Longitud de un barra recta de sección constante (ecuación 7-4, Figura 7-7).
- $LSN$ : Número de gravedad de la licuación ("Liquefaction Severity Number") (ecuación F-35).
- $LL/LS$ : Cargas vivas de vehículos/sobrecarga (sección 1.8, Anexo Q, ecuaciones 1-4 y Q-1, Tabla 1-9 y Tabla Q-4).
- $LPI$ : Índice de potencial de licuación ("Liquefaction Potential Index") (Anexo G, ecuación G-5).
- $L_1/L_2$ : Luces de una barra continua asimétrica (Figura 7-8.b).
- $M, M'$ : Momento de flexión (interno) de una estructura (subsección 1.4.4, Figura 1-1, ecuación 1-1, Anexo L).
- $\mathbf{M}$ : Matriz de masa (Anexo K, ecuaciones K-4 y K-6).
- $M_{FF}$ : Momento flector en campo libre del revestimiento del túnel (Anexo L, ecuación L-19).
- $M_{SSI}$ : Momento flector del revestimiento del túnel teniendo en cuenta la Interacción Suelo-Estructura (Anexo L, ecuación L-22).
- $M_u/M'_u$ : Momento flector último en la sección final de un elemento estructural (subsección 1.4.4, ecuación 1-1).
- $M_w$ : Magnitud de momento de un terremoto (subsección 2.4.2, secciones 3.2, 3.5, F.2, F.3, G.1, N.1, N.3, Q.7 y Q.9, ecuaciones F-19 y N-2, Figura N-2).
- $MSF$ : Factor de escalado por magnitud ("Magnitude Scaling Factor") (ecuaciones F-18 y F-19).
- $MSF_{max}$ : Factor de escalado por magnitud (ecuación F-20).
- $N$ : Fuerza axial (interna) de una estructura, componente normal de la fuerza de interacción entre la cuña de deslizamiento y el suelo subyacente (subsección 1.4.4, Figura 1-1, Capítulo 5, Figura 5-4, Figura 5-5, Anexo H). El número original (sin corregir) de golpes en el SPT para impulsar 30 cm el muestreador (Standard Penetration Test, subsecciones 2.2.2 y 2.2.3, sección 3.4 y Anexos F y G, ecuación F-7). Número de modos que se consideran para el cálculo del amortiguamiento de Rayleigh (ecuaciones K-4 y K-5).
- $N_{FF}$ : Fuerza axial de campo libre del revestimiento del túnel (Anexo L, ecuación L-19).
- $N_L/M_L$ : Fuerza/momento de interacción (suelo-túnel) sísmica por unidad de longitud (Anexo L, ecuación L-6, Figura L-4).
- $N_{SSI}$ : Fuerza cortante del revestimiento del túnel teniendo en cuenta la Interacción Suelo-Estructura (Anexo L, ecuación L-22).
- $N_{60}$ : Número corregido de golpes (considerando una energía aprovechada del 60% de la teórica) necesarios para penetrar 30 cm en el SPT (Prueba de penetración normalizada) (subsecciones 2.2.2 y 2.2.3, sección 3.4, Anexo F, ecuaciones 2-2, 2-3, 2-4, 2-5, 2-6, 2-7, 2-8 y 2-9, Tabla 2-2). La corrección por energía debe considerar la eficiencia para el tipo de martillo de impacto, el diámetro del sondeo, el tipo de muestreador y la longitud de la varilla (Anexo F, ecuaciones F-7 y F-8). A efectos de clasificación de los suelos (Tabla 2-2) se considerará un esfuerzo vertical efectivo de referencia de  $P_{atm} = 100$  kPa (presión atmosférica), por lo que el factor de corrección por profundidad será de  $C_N = 1$  (Anexo F, ecuaciones F-9 y F-10).
- $\bar{N}_{60}$ : Promedio armónico ponderado para los 30 m superiores del número de golpes necesarios para penetrar 30 cm con el SPT ("Standard Penetration Test") (de acuerdo con [E.030 2019] y [Manual 2016], que se basa en [LRFD 2014]). Referencias en los grupos "Normativa Peruana General y Sísmica" y "Normas

- y otros Documentos Similares de otros Países". Tabla 2-1. Considera la corrección por energía  $C_E$  (Anexo F, ecuaciones F-7 y F-8) y una corrección por profundidad  $C_N = 1$  (Anexo F, ecuaciones F-9 y F-10) para un esfuerzo efectivo de referencia de  $P_{atm} = 100$  kPa (presión atmosférica).
- $(N_1)_{60}$ : Número corregido (considerando la energía aprovechada con respecto a la teórica según el factor  $C_E$ , así como la corrección por profundidad según  $C_N$ ) de golpes para penetrar 30 cm en el SPT (Standard Penetration Test) (sección 3.4 y Anexo F, ecuaciones F-12 y F-13).
- $(N_1)_{60cs}$ : Valor equivalente de arena limpia de  $(N_1)_{60}$  (Anexo F, ecuación F-12) [Idriss, Boulanger 2008] (grupo "Licuación del Suelo").
- OCR**: Relación de sobre-consolidación (esfuerzo vertical efectivo más alto jamás experimentado por el suelo dividido por su esfuerzo real vertical efectivo) (secciones 4.2, 4.3, 5.8 y F.5).  $OCR = 1$  corresponde a un suelo fino normalmente consolidado, mientras que  $OCR > 1$  a un suelo fino sobre-consolidado.
- P**: Peso sísmico (Norma Técnica [E.030 2019] -referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica"- y Anexo C).
- $P_A/P_P/P_{AE}/P_{PE}$ : Fuerza estática de empuje activo/estática de empuje pasivo/dinámica de empuje activo/dinámica de empuje pasivo (Capítulo 5, Figura 5-4, Figura 5-5, Anexo H, Figura H-6).
- $P_{atm}$ : Presión atmosférica (sección 3.5, ecuación 3-8, secciones F.3 y F.4).
- $P_{WE}$ : Incremento de fuerza de agua (empuje) por efecto sísmico en un muro de contención (Anexo H, ecuación H-8, Figura H-7).
- PL**: Resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso (Anexo M, ecuaciones M-12 y M-13).
- $P_1/P_2/P_3$ : Coeficientes de ajuste (Anexo K, ecuación K-3).
- PGA**: Peak Ground Acceleration (Z factor de [E.030 2019]) (Capítulo 6, Anexo J, ecuación J-1, Tabla 4-1, Tabla 6-2, Tabla J-2, Tabla Q-5, Tabla Q-7).
- PGD**: Peak Ground Displacement (Anexo J, Tabla J-2).
- PGV**: Peak Ground Velocity (Anexo J, ecuación J-2, Tabla J-2).
- PL**: Carga viva de peatones (sección 1.8, Anexo Q, ecuaciones 1-4 y Q-1, Tabla 1-9 y Tabla Q-4).
- Q**: Efecto combinado de todas las acciones (sección 1.8, Anexo Q, ecuaciones 1-3 y Q-1). Valor adimensional de la resistencia de punta de cono normalizada a una presión de referencia  $P_{atm} = 100$  kPa (ecuaciones F-27 y F-28).
- Qi**: Efecto de una acción (sección 1.8, ecuación 1-3).
- R**: Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (Norma [E.030 2019] referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica") (sección 1.7 y Anexo C). Distancia horizontal desde el sitio hasta el límite más cercano de la fuente de energía sísmica (Anexos G y Q, ecuación G-6, sección Q.7). Longitud de los cables de suspensión de un componente no estructural rígido (Figura 7-11).
- $R_d$ : Coeficiente reductor empírico (subsección 6.5.1, Figura 6-9).
- $R_{inter}$ : Parámetro que representa la reducción de rigidez y resistencia en la interfaz entre el suelo y la estructura (Anexo Q, sección Q.14).
- $R_n/R_r$ : Resistencia nominal/reducida (sección 1.8, ecuación 1-3).
- $R_0$ : Coeficiente básico de reducción en [E.030 2019] (sección 1.7). Factor de distancia que es función de  $M_w$  (sección G.1).
- $R^*$ : Distancia modificada a la fuente sísmica (Anexo G, ecuación G-6).
- S**: Factor de suelo (Norma [E.030 2019], referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica") (subsecciones 2.2.3 y 2.3.2, Anexo C). Componente tangencial de la fuerza de interacción entre la cuña de deslizamiento y el suelo subyacente (Capítulo 5, Figura 5-4, Figura 5-5, Anexo H). Pendiente del terreno en % (Anexo G, ecuación G-6).





- S<sub>a</sub>: Ordenada espectral que representa la acción sísmica sobre un determinado componente no estructural (subsección 7.4.4, Figura 7-5.b, ecuación 7-3).
- S<sub>s</sub>: Ordenada espectral para período corto (0,2 s) en los documentos americanos.
- S<sub>1</sub>: Ordenada espectral para período largo (1 s) en los documentos americanos.
- T: Período de retorno (sección 2.6). Período natural de vibración (subsecciones 2.3.2, 7.4.2 y 7.4.4, sección 2.6, ecuaciones 2-12 y 2-13). Período fundamental de un determinado componente no estructural (sección 7.4). Período fundamental de un componente no estructural suspendido (Figura 7-11).
- T<sub>a</sub>: Período fundamental de un determinado componente no estructural (subsección 7.4.4, Figura 7-5.b, ecuación 7-3).
- T<sub>F</sub>: Período fundamental del puente en el "Manual para el Diseño de Puentes" ([Manual 2016], referencia en el grupo "Normativa Peruana Vial") (sección 2.6).
- T<sub>m</sub>: Período representativo que incluye la respuesta frecuencial de la acción sísmica y la respuesta del suelo en contacto con el muro (Anexo I).
- T<sub>r</sub>: Período de retorno de referencia (450 años) (sección 2.6, ecuación 2-13).
- T<sub>s</sub>: Período del suelo (subsecciones 2.2.2, 2.2.3 y 2.4.2, sección 6.6, Tabla 2-1, Tabla 2-2, ecuación 6-4, secciones Q.12 y Q.14, Anexo L, ecuación L-4).
- T<sub>0</sub>/T<sub>P</sub>/T<sub>L</sub>: Períodos de esquina del espectro entre las ramas creciente/horizontal/decreciente (Norma [E.030 2019], referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica") (sección 2.3, ecuación 2-12, Figura 2-4).
- T<sub>1</sub>: Período fundamental de un determinado edificio (subsección 7.4.4, Figura 7-5.b, ecuación 7-3).
- T<sub>15</sub>: Espesor acumulado de capas arenosas saturadas con un valor SPT  $N$  estandarizado ( $M_1$ )<sub>60</sub> < 15 (Anexo G, ecuaciones G-6 y G-7).
- U: Factor de uso (Norma [E.030 2019], referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica") (sección 1.3 y Anexo C).
- U<sub>c</sub>: Coeficiente medio de uniformidad (sección Q.12).
- V: Fuerza cortante (interna) de un elemento estructural (subsección 1.4.4, Figura 1-1, ecuación 1-1, Anexo J). Fuerza de corte en la base para estructuras aéreas (Norma [E.030 2019] referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica") (Anexo C).
- V<sub>d</sub>: Fuerza cortante de diseño (subsección 1.4.4, ecuación 1-1).
- V<sub>FF</sub>: Fuerza cortante en campo libre del revestimiento del túnel (Anexo L, ecuación L-19).
- V<sub>SSI</sub>: Fuerza axial del revestimiento del túnel teniendo en cuenta la Interacción Suelo-Estructura (Anexo L, ecuación L-22).
- V<sub>u</sub>/V<sub>y</sub>: Fuerza cortante última/límite de un elemento estructural (Figura 1-1).
- W: Peso (Capítulo 5, Figura 5-4, Figura 5-5, Anexo H). Relación de cara libre para el desplazamiento lateral del suelo en la superficie (Anexo G, ecuación G-7).
- W<sub>est</sub>/W<sub>sup</sub>: Peso muerto de la estructura subterránea/fuerza vertical superior que incluye el efecto del agua (Anexo G, Figura G-4).
- WA: Fuerza debida al agua (sección 1.8, Anexo Q, ecuaciones 1-4 y Q-1, Tabla 1-9, Tabla Q-4).
- Z: Factor de zona (Norma [E.030 2019], referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica") (sección 2.3 y Anexo C).

## Letras Latinas Minúsculas

- $a, b$ : Dimensiones de una placa de espesor constante (ecuación 7-5, Figura 7-9).
- $a/b/c$ : Coeficientes de interpolación para estimar la relación  $G/G_0$  en función de la velocidad de la onda de corte  $v_s$  y la severidad de la acción sísmica PGA (secciones 4.3 y 4.4, Tabla 4-2, ecuación 4-2)
- $a_1/b_1/c_1$ : Coeficientes de interpolación para estimar el coeficiente de amortiguamiento en función de la velocidad de la onda de corte  $v_s$  y la severidad de la acción sísmica PGA (secciones 4.3 y 4.4, Tabla 4-2, ecuación 4-3)
- $a_h/a_v$ : Componentes horizontal/vertical de la aceleración sísmica (sección 3.3, ecuación 3-1, Capítulo 5, Anexos H e I).
- $a$ : Coeficientes de ajuste (ecuaciones K-4 y K-5).
- $a_{max}$ : Aceleración horizontal máxima del suelo (PGA) esperada en la superficie de este.
- $c_u$ : Cohesión (resistencia del suelo) a cortante sin drenaje (sección 4.2 y subsecciones 2.2.2, 2.2.3, 3.3.1 y 4.6.2, ecuaciones 2-6, 2-7, 2-8, 2-9 y M-5, Tabla 2-2, Tabla M-1, Tabla M-2, Tabla M-3).
- $\bar{c}_u$ : Media armónica ponderada para los 30 m superiores de la resistencia a cortante del suelo sin drenaje (de acuerdo con [E.030 2019] y [Manual 2016], que están basadas en AASHTO [LRFD 2014]). Estas referencias se encuentran en los grupos "Normas Peruanas Generales y Sísmicas" y "Normas y otros Documentos Similares de otros Países". Subsección 2.2.2.
- $c'$ : Cohesión (del suelo) drenada (sección 4.2). Cohesión efectiva del macizo rocoso. (sección 4.2, ecuaciones 5-1 y M-13).
- $d_{adm}$ : Desplazamiento admisible de un muro (sección 5.10, ecuación 5-10).
- $e/e_{max}/e_{min}$ : Relación de vacíos *in situ* del suelo granular/relación de vacíos del suelo granular en el estado más suelto/valor correspondiente en el estado más denso (sección 3.5, ecuación 3-6, Tabla Q-11 y Tabla Q-12).
- $f$ : Frecuencia en Hz (1/s) (sección L.5, ecuación L-18).
- $f_h/f_v$ : Fuerza de volumen (fuerza por unidad de volumen) horizontal/vertical equivalente estática (subsección 3.3.2, ecuación 3-1/3-2).
- $f_n$ : Frecuencia específica (Hz) a la que se impone (establece) la relación de amortiguación objetivo para cada modo  $n$  (Anexo K, ecuación K-5).
- $f_s$ : Resistencia de manguito (CPT, sección F.4).
- $f_y$ : Límite elástico del acero (subsección 1.4.4, sección Q.14).
- $f'_c$ : Valor característico de la resistencia a compresión del hormigón (concreto) (subsección 1.4.4, sección Q.14, Tabla 1-3).
- $g$ : Aceleración de la gravedad (sección 5.6, subsección 6.5.1, Tabla 4-1, Tabla 6-2).
- $h$ : Altura del empuje total (sobre un muro) en condiciones sísmicas (ecuación H-5, Figura H-6). Espesor de una placa (Figura 7-9).
- $i$ : Pendiente del relleno (Capítulo 5, Anexo H, ecuaciones 5-3, 5-4, 5-6 y 5-7, Figura 5-4 y Figura 5-5, ecuaciones H-1, H-2, H-3 y H-4).
- $i, j$ : Número de semiondas (de un modo propio de oscilación de una placa de sección constante) a lo largo de los ejes  $x$  e  $y$ , respectivamente (ecuación 7-5).
- $k$ : Exponente en la expresión  $(T / T_r)^k$  (sección 2.6, ecuación 2-13). Rigidez de un sistema de un grado de libertad (subsección 7.4.4).
- $k_h/k_v$ : Componentes horizontal/vertical de la aceleración sísmica (en unidades de  $g$ ) (Capítulo 5, Figura 5-4, Figura 5-5, Anexo H, ecuaciones 5-5, 5-8 y H-9).



- $m$ : Coeficiente (Anexo M, ecuaciones M-9 y M-10). Exponente en la ecuación Q-2 (Anexo Q, Tabla Q-12). Masa de un sistema de un grado de libertad (subsección 7.4.4).
- $m/n$ : Exponentes para la corrección de los efectos de sobrecarga para SPT ("Standard Penetration Test") y CPT ("Cone Penetration Test"), respectivamente (Anexo F, ecuaciones F-10, F-11, F-23, F-24 y F-28).
- $m_a$ : Masa añadida por unidad de área de un muro (debido a la presencia de agua) (Anexo H, ecuación H-9).
- $m_b/a/s$ : Coeficientes de ajuste de Hoek-Brown generalizados (Anexo M, ecuación M-13).
- $m_0$ : Masa por unidad de longitud de un barra recta de sección constante (ecuación 7-4, Figura 7-7). Masa por unidad de superficie de una placa de espesor constante (ecuación 7-5, Figura 7-9).
- $n$ : Número de elementos (ecuación 3-4). Índice (Anexo K, ecuación K-5). Coeficiente (Anexo M, ecuaciones M-9 y M-10).
- $n_s$ : Número de segmentos ( $n_s > 4$ ) de un revestimiento de túnel formado por dovelas (Anexo L, ecuación L-9).
- $p/y$ : Reacción lateral del suelo/desplazamiento transversal de un pilote o desplazamiento axial (acortamiento o alargamiento) de un resorte discreto (subsección 6.5.3, Anexo M, Figura M-3, ecuaciones M-4, M-6, M-7, M-9 y M-11).
- $p_a$ : Presión activa del macizo rocoso (Anexo M, ecuaciones M-12 y M-13).
- $p_c$ : Coeficiente en la ecuación M-7.
- $p_{lim}$ : Presión límite correspondiente a las pruebas de presiómetro PMT (subsección 2.2.3, ecuación 2-11, Tabla 2-4).
- $p_{we}(z)$ : Incremento de la presión del agua por efecto sísmico en un muro de contención a profundidad  $z$  por debajo del nivel freático (Anexo H, ecuación H-6).
- $p_u$ : Resistencia lateral máxima del macizo rocoso (Anexo M, ecuaciones M-11 y M-12).
- $p_k/p_m/p_u$ : Coeficientes en la ecuación M-8 y la Figura M-8 ( $p_u/p_m$  en las ecuaciones M-9 y M-10).
- $p_{ult}$ : Resistencia lateral no drenada (Anexo M, ecuaciones M-4, M-5 y M-6, Figura M-4, Figura M-5).
- $q_a$ : Factor de comportamiento [EN 1998-1 2004] (grupo "Normas y otros Documentos Similares de otros Países"). Subsecciones 7.4.2 y 7.4.4, ecuación 7-3).
- $q_c$ : Resistencia de cono correspondiente a CPT (Prueba de penetración de cono) (subsección 2.2.3). Resistencia de punta (CPT sección F.4, Tabla 2-4, ecuaciones 2-10, 2-11, F-21 y F-28).
- $q_{cIN}$ : Resistencia adimensional normalizada y corregida de punta de cono de la prueba de cono CPT (sección 3.4). Resistencia de punta normalizada y corregida por el recubrimiento ("overburden") (CPT, sección F.4, ecuación F-22).
- $q_{cINcs}$ : Valor de arena limpia equivalente de la resistencia de la punta corregida  $q_{cIN}$  (sección F.4, ecuación F-25).
- $q_u$ : Resistencia a la compresión simple (para roca) (sección 4.2).
- $r_d$ : Coeficiente de reducción de tensión (ecuaciones F-1, F-2, F-3 y F-4, Figura F-3).
- $r_{dt}$ : Factor de reducción de la amplitud sísmica con la profundidad (Anexo J, ecuación J-3, Figura J-3).
- $r_L$ : Radio del revestimiento del túnel (Anexo L, ecuaciones L-6 y L-7, Figura L-4).
- $s$ : Asentamiento del suelo (sección 3.5, ecuación 3-4).
- $t$ : Tiempo (secciones 2.4 y Q.14, subsección 6.5.4).
- $t_L$ : Espesor del revestimiento del túnel (Anexo L, ecuación L-6, Figura L-4).



$t_w/t_{rs}/t_{bs}/t_s$ : Espesor (profundidad estructural) de los muros/las losas de cubierta/las losas inferiores/las losas de secciones transversales rectangulares de túneles o estaciones (sección L.4, Anexo Q, Figura Q-3, Figura L-6).

$u, v, w$ : Desplazamientos en dirección de las coordenadas  $x, y, z$  (Anexo L, Figura L-10, Figura L-11, ecuación L-17).

$u_w$ : Presión de agua intersticial (sección 5.5, ecuación 5-1).

$v_{rsFF}, v_{bsFF}$ : Desplazamientos transversales de campo libre correspondientes a los niveles de las losas superior e inferior, respectivamente ("roof slab" y "bottom slab") (ecuación 6-2).

$v_s$ : Velocidad de las ondas S, velocidad media armónica ponderada de las ondas S (subsecciones 2.2.2 y 2.2.3, secciones 4.3 y 4.4, Anexo I, secciones K.6, Q.12 y Q.14, Figura 2-1, ecuaciones 2-2, 2-3, 2-4 y 2-5, Tabla 4-1). Para suelos uniformes,  $v_s = (G / \rho)^{1/2}$  (sección 4.3 y ecuación L-3).

$v_{sc}$ : Velocidad de onda de corte compatible con la amplitud de deformación promedio (Anexo J, ecuación J-2).

$v_{s,i}$ : Velocidad de onda de corte de cada capa (estrato) de los 30 m superiores (ecuación 2-1) o en la profundidad  $H$  (ecuación N-1).

$v_{s,H}$ : Promedio armónico ponderado de la velocidad de la onda de corte en la profundidad del suelo  $H$  (Anexo N, ecuación N-1).

$v_{s,30}$ : Media armónica ponderada de la velocidad de las ondas S en los estratos de suelo comprendidos en los 30 m superiores (subsecciones 2.2.2 y 2.2.3, ecuación 2-1).

$w(z)$ : Función de peso variable con la profundidad (Anexo G, ecuación G-5).

$x, y, z$ : Coordenadas (Figura 6-6, Figura L-10, Figura L-11, Anexo J).

$y$ : Desplazamiento axial (acortamiento o elongación) de un resorte discreto (Anexo M, Figura M-2, ecuaciones M-4, M-6, M-7, M-9 y M-11).

$y_k/y_m/y_u$ : Coeficientes (intervalos de desplazamiento  $y$ ) (Anexo M, ecuaciones M-9 y M-10).

$y_{50}$ : Parámetro que depende de la consistencia de una arcilla determinada (Anexo M, ecuaciones M-4, M-6 y M-7).

$z$ : Profundidad (Tabla L-3, Tabla Q-11 y Tabla Q-12). Profundidad (en metros) debajo de la superficie del suelo (Anexos F y G). Profundidad a la que se sitúa el muelle (resorte, Anexo M, ecuaciones M-5 y M-8). Altura de la planta en que se ubica un componente no estructural en un edificio (subsección 7.4.4, Figura 7-5.a, ecuación 7-3).

$z_r$ : Profundidad del techo de una construcción subterránea (Anexo J, ecuaciones J-1 y J-3, Figura J-1, Figura J-2 y Figura J-3).

## Letras Griegas Mayúsculas

$\Delta$ : Incremento, variación (secciones H.2 y L.3, Figura L-3, ecuaciones 3-4 y L-5). Desplazamiento lateral relativo (deriva) entre las losas superior e inferior de una sección transversal de un túnel o estación (subsección 1.4.4, Figura 1-1.b, Figura 6-10, Figura 6-13, Figura B-1, Figura L-6, Figura L-9, Anexo L, ecuaciones L-12 y L-15, Tabla L-3).

$\Delta_{FF}$ : Desplazamiento lateral (desplazamiento) de campo libre a la profundidad de enterramiento de la estructura (losa superior) (Anexo L, ecuación L-15, Tabla L-3, Figura L-8).

$\Delta t$ : Intervalo de discretización temporal (período de muestreo) de un análisis dinámico (subsecciones 2.4.1 y 6.5.4, secciones Q.12 y Q.14).



Φ: Vectores propios (formas modales, matriz modal) de la columna de suelo (sección K.3, ecuación K-6).

## Letras Griegas Minúsculas

$\alpha$ : Pendiente del plano de deslizamiento (Capítulo 5, Figura 5-4 y Figura 5-5, Anexo H). Constante reológica (Anexo M, ecuación M-3). Coeficiente adimensional que depende de las condiciones de vinculación de una barra de sección constante e interviene en la expresión de su frecuencia natural (ecuación 7-4, Figura 7-7).

$\alpha/\beta$ : Coeficientes en las ecuaciones F-5, F-6 y F-7. Coeficientes en la ecuación M-8. Coeficientes en la Tabla Q-11 (amortiguamiento de Rayleigh).

$\beta$ : Pendiente del trasdós del muro (Capítulo 5, Figura 5-4 y Figura 5-5, ecuaciones 5-6 y 5-7, Anexo H).

$\beta/\gamma$ : Coeficientes para el método Newmark- $\beta$  de integración (subsección 6.5.2, sección K.6).

$\beta/s/\gamma_r$ : Coeficientes de forma para la ecuación K-1.

$\beta_h$ : Coeficiente de reducción de la aceleración horizontal de diseño del terreno en superficie para disminuir el empuje sísmico sobre muros o taludes de gran altura (subsección 3.3.2, Anexo I, ecuación 3-1).

$\chi_h$ : Coeficiente de reducción adimensional relacionado con los desplazamientos residuales del terreno e (indirectamente), con el Requisito de Desempeño (subsección 3.3.2, ecuación 3-1, Anexo I).

$\delta$ : Ángulo de rozamiento (fricción) entre el muro de contención y el relleno (Capítulo 5, Figura 5-4 y Figura 5-5, ecuaciones 5-3 y 5-4, Anexo H, ecuaciones H-1, H-2, H-3 y H-4). Parámetro para el ángulo de dilatancia (sección Q.12).

$\epsilon_c$ : Deformación del hormigón (concreto) (subsección 1.4.4, Tabla 1-3).

$\epsilon_{cu}$ : Deformación última del hormigón (concreto) (subsección 1.4.4, Tabla 1-3, ecuación 1-2).

$\epsilon_s$ : Deformación del acero (subsección 1.4.4, Tabla 1-3).

$\epsilon_v/\epsilon_{vi}$ : Deformación volumétrica/deformación sísmica volumétrica de una capa de grano grueso  $\gamma'$  (sección 3.5, ecuación 3-4, Anexo G).

$\epsilon_{\gamma}$ : Deformación límite (de plastificación) del acero (subsección 1.4.4, Tabla 1-3). Coeficiente empírico (Anexo M, Tabla M-1, Tabla M-2).

$\phi$ : Coeficiente de resistencia (sección 1.8, ecuación 1-3).

$\phi'$ : Ángulo de rozamiento (fricción) drenado (Capítulo 5, sección 4.2, subsección 4.6.2, Figura 5-4 y Figura 5-5, ecuaciones 5-3, 5-4, 5-6 y 5-7, Anexos H y M, sección Q.12, ecuaciones H-1, H-2, H-3, H-4, M-8 y Q-2, Tabla Q-11).

$\gamma$ : Deformación (distorsión) angular (subsección 6.5.1). Peso específico del suelo (secciones 5.6, 5.7 y 5.8, Anexos H, J, M y Q, ecuaciones M-8 y 5-8, Tabla Q-11).

$\gamma_a$ : Factor de importancia de un determinado componente no estructural (subsección 7.4.4, ecuación 7-3).

$\gamma_{cyc}$ : Deformación cíclica transversal (de corte) (sección 3.5, ecuación 3-5).

$\gamma_{FF}$ : Deformación angular de campo libre del suelo (subsección 6.5.1, Figura 6-10, Anexos J y L, ecuaciones J-2, J-3 y L-5, Figura L-6).

$\gamma_i$ : Coeficiente de seguridad de la acción (ecuación 1-3, sección 1.8).

$\gamma_{max}$ : Deformación máxima de corte del suelo (subsección 6.5.1).

$\gamma_m$ : Máxima deformación de corte histórica durante la carga sísmica (sección K.3, ecuación K-3).

$\gamma_p$ : Coeficiente de seguridad para acciones permanentes (ecuación 1-3, sección 1.8).

- $\gamma_r$ : Deformación cortante de referencia (Anexo K, ecuaciones K-1 y K-7).
- $\gamma_{ref}$ : Deformación transversal (de corte) de referencia (sección 3.5, ecuación 3-8).
- $\gamma_{rev}/\tau_{rev}$ : Tensión/deformación de inversión (Anexo K, ecuación K-2).
- $\gamma_{sat}$ : Peso unitario saturado del relleno de un muro de contención dado (Anexo H, sección H.3).
- $\gamma_w$ : Peso específico del agua (Anexo H, ecuación H-6).
- $\gamma_\theta$ : Deformación de corte de referencia (Anexo K, ecuaciones K-8 y K-9).
- $\gamma'$ : Peso unitario sumergido del suelo (Anexo M, ecuación M-5).
- $\eta_i$ : Coeficiente que depende de la ductilidad, la redundancia y la Importancia Operativa (sección 1.3) de la construcción (ecuación 1-3, sección 1.8).
- $\eta_D/\eta_R/\eta_i$ : Coeficientes relacionados con la ductilidad, la redundancia y la Importancia Operativa (sección 1.3) de la construcción, respectivamente (sección 1.8).
- $\eta_H/\eta_B/\eta_S/\eta_R$ : Índices de eficiencia para la corrección del conteo de golpes SPT ("Standard Penetration Test") para el tipo de martillo, el diámetro del pozo, el muestreador y la longitud de la varilla, respectivamente (Anexo F, ecuación F-8).
- $\lambda$ : Proporción geométrica (subsección 6.5.1, Figura 6-12). Coeficiente para describir la reducción de la acción sísmica en las capas subterráneas del suelo (Anexo J, ecuación J-1, Figura J-1, Figura J-3). Coeficiente adimensional en la verificación del Nivel de Exigencia OI-SD-ELSS1 (Tabla 1-3).
- $\lambda/\lambda_s$ : Longitud de onda en dirección del túnel/longitud de onda en dirección de propagación de la onda sísmica (Anexos L y M, Figura L-10, Figura L-11, ecuaciones L-17, L-19, L-22 y M-2).
- $\mu$ : Factor de escala de la PGA en función del periodo de retorno (ecuación 2-13).
- $\nu$ : Coeficiente de Poisson del suelo (Anexos L y M, ecuaciones L-5, L-6, L-7, L-9, L-15 y M-2, Tabla L-3, Figura L-8, sección Q.14). Coeficiente de Poisson del material de una placa de sección constante (ecuación 7-5).
- $\nu_L$ : Coeficiente de Poisson del revestimiento del túnel (Anexo L, ecuación L-6).
- $\omega$ : Frecuencia (en rad/s) (sección L.2, Figura L-1, ecuaciones L-1, L-2 and L-3). Frecuencia natural (subsección 7.4.4, ecuación 7-4).
- $\omega$ : Vectores propios (formas modales) de la columna de suelo (Anexo K, ecuación K-6).
- $\theta$ : Giro de balanceo (subsección 6.5.1, Figura 6-11). Coeficiente adimensional dado por  $\tan(\theta) = k_h / (1 - k_v)$  (Capítulo 5, ecuaciones 5-4, 5-5 y 5-6, Anexo H, ecuaciones H-1, H-2, H-3, H-4 y H-7).
- $\theta_c$ : Función de la deformación de corte (Anexo K, ecuaciones K-8 y K-9).
- $\theta_1/\theta_2/\theta_3/\theta_4/\theta_5$ : Coeficientes (Anexo K, ecuación K-9).
- $\rho$ : Densidad aparente del suelo (secciones 3.3 y 4.3, ecuación 3-1).
- $\sigma$ : Tensión (esfuerzo) normal.
- $\sigma_A/\sigma_P$ : Esfuerzo efectivo activo/pasivo normal aplicado por el suelo sobre la estructura de contención (sección 5.5, ecuación 5-1).
- $\sigma_H$ : Tensión (esfuerzo) normal horizontal (ecuación 5-8).
- $\sigma_c$ : Deformación del hormigón (concreto) (subsección 1.4.4, Tabla 1-3).
- $\sigma_d$ : Tensión desviadora (Anexo F, ecuación F-36).
- $\sigma_s$ : Deformación del acero (subsección 1.4.4).
- $\sigma_t$ : Resistencia a la tracción del suelo (sección Q.12).
- $\sigma_v$ : Esfuerzo vertical normal del suelo (Capítulo 5, subsección 6.5.1, Anexo J, ecuaciones 5-1 y J-3).
- $\sigma_{vo}/\sigma'_{vo}$ : Tensión vertical total/tensión vertical efectiva en el punto considerado para el riesgo de licuación (Anexo F, ecuaciones F-1 y F-21).



$\sigma_{ci}$ : Resistencia a la compresión no confinada de la roca intacta (ecuación M-13).  
 $\sigma_v$ : Esfuerzo vertical efectivo (ecuación M-13).  
 $\sigma_3$ : Esfuerzo lateral efectivo inicial (Anexo F, ecuaciones F-1, sección Q.2, ecuación Q-2).

$\tau$ : Tensión (esfuerzo) tangencial (de corte) (Anexo L, Figura L-6, ecuación L-12).  
 $\tau_{cy,u}$ : Resistencia cíclica al corte sin drenaje (sección 4.2 y subsecciones 3.3.1, 4.6.2 y 4.6.3).  
 $\tau_{max}$ : Esfuerzo cortante máximo del suelo (subsección 6.5.1, Anexos J, K y M, ecuaciones J-3, K-8, M-12 y M-13, Anexo F.5).  
 $\tau_{medio}$ : Esfuerzo cortante promedio (Anexo F, ecuación F-36).

$\psi$ : Ángulo entre la dirección de propagación de la onda sísmica y el eje del túnel (Anexo L, Figura L-10, Figura L-11, ecuaciones L-17 y L-19). Ángulo de dilatación del suelo (sección Q.12, Tabla Q-11).  
 $\psi_A/\psi_P$ : Coeficientes adimensionales para empuje de tierra activo/pasivo modificado (sección H.1, ecuaciones H-3/H-4).

$\xi$ : Factor de amortiguamiento (sección 4.4).  
 $\xi_{eff}$ : Factor de amortiguamiento efectivo (Anexo K, Figura K-3).  
 $\xi_n$ : Relación (factor) de amortiguamiento para cada modo  $n$  (ecuación K-5).  
 $\xi_{target}$ : Target (set) damping ratio (Anexo K, Figura K-3).

## Símbolos especiales

⇔: Cualquier valor constante (es decir, independiente de  $t_1$ ). Sección L.3.

## GLOSARIO DE TÉRMINOS

La definición de los términos usados en el presente documento corresponde al vigente "Glosario de Términos de Uso Frecuente en Proyectos de Infraestructura Vial" [Glosario 2018] (referencia en el grupo "Normativa Peruana Vial"). También se aclara el significado de algunos términos que tienen diferente significado en el español de Perú (y en la mayor parte de países de América Latina) que en el de España.

Así mismo, se incluyen términos de uso preferente en el presente Manual. Para cada término, se indican las partes correspondientes de este Manual; se destacan aquellas que están más relacionadas con el término (siendo este particularmente relevante para este Manual).

**Acelerograma:** Representación 2-D (curva) de aceleración vs. tiempo. Puede corresponder a aceleración de entrada (excitación) o salida (respuesta). Secciones 2.4, M.3, M.4, Q.9 y Q.13, subsecciones 6.5.3 y 6.5.4, Anexo K.

**Amortiguamiento:** Conjunto de mecanismos que permiten absorber (disipar) energía en un determinado medio (estructura, suelo o roca). El amortiguamiento se representa con frecuencia mediante un modelo viscoso lineal, en el que la fuerza es proporcional a la velocidad (sección 4.4). Comúnmente se distinguen varios tipos de amortiguamiento (o modelos de amortiguamiento): material (en este Manual, nombre genérico que se refiere a cualquier tiempo de amortiguamiento), viscoso (adecuado para el comportamiento estructural lineal), histerético (que surge del comportamiento estructural no lineal) y radiación (disminución en la amplitud de onda con distancia desde la fuente a medida que la onda se propaga en todas las direcciones sobre un mayor volumen de suelo o roca). Sección 4.4, Anexo K, Figura K-3, ecuación K-5.

**Amortiguamiento de Rayleigh:** Modelo de amortiguamiento en el que el amortiguamiento se escribe como una combinación lineal de matrices relacionadas con las matrices de masa y rigidez. Sección K.3.

**Análisis de empuje incremental ("Pushover analysis"):** Cálculo estructural estático no lineal de una construcción en que ésta se encuentra sometida a acciones verticales constantes (gravitatorias) y acciones horizontales (laterales) crecientes (siguiendo un determinado patrón de variación a lo largo de la altura del edificio). Estas acciones laterales pretenden representar el efecto de la acción sísmica.

**Análisis de respuesta de sitio ("Site Response Analysis", SRA):** Este análisis consiste en obtener la respuesta en las capas superiores del suelo a partir de la excitación sísmica en las inferiores. Este concepto es similar a la propagación de ondas (sísmicas) y al fenómeno inverso (despropagación). Anexo K.

**Análisis en el dominio del tiempo/de la frecuencia ("Time/frequency-domain analysis"):** Cálculo de la respuesta dinámica (de una construcción o del terreno) que se efectúa, o bien integrando las ecuaciones del movimiento, o bien operando con las expresiones de éstas en función de la frecuencia (transformadas de Fourier o funciones de transferencia) y efectuando posteriormente una transformación inversa. Ya que estas transformaciones equivalen a sumar las respuestas para cada frecuencia, los análisis en el dominio de la frecuencia sólo pueden ser lineales. Sección 2.5, Capítulo 6, Anexo K.

**Análisis en primer/segundo orden ("First/second-order analysis"):** Cálculo estructural de una construcción en que no se tienen en cuenta/sí se tienen en cuenta las deformaciones de la estructura al plantear sus condiciones de equilibrio (cálculo estático) o del movimiento (cálculo dinámico). El análisis en segundo orden es siempre no lineal (nolinealidad geométrica) y, para estructuras asimilables a pórticos (marcos), suele conocerse como  $P-\Delta$  (o  $P-\delta$ ). Sección Q.5, subsecciones 1.4.4 y 1.4.6, Figura 1-3.

**Análisis estático/dinámico ("Static/dynamic time-history analysis"):** Cálculo estructural de una construcción o del terreno en que éstos se encuentran sometidos a acciones constantes/variables a lo largo del tiempo. La respuesta de la construcción o del terreno es acordecamente estática/dinámica. En la Norma [E.030 2019] el análisis dinámico se conoce como "tiempo-historia"; esta denominación no se utiliza en este Manual por ser una traducción incorrecta del inglés. Secciones 2.4, 2.5, M.3, M.4, Q.8, Q.9, Q.13 y Q.14, subsecciones 3.3.3, 6.5.3 y 6.5.4, Anexo K.

**Análisis lineal/no lineal ("Linear/nonlinear analysis"):** Cálculo estructural de una construcción o del terreno en que los resultados son/no son proporcionales a las acciones. Hay dos fuentes de nolinealidad: los efectos de segundo orden (nolinealidad geométrica, sección Q.5, subsección 1.4.6) y el comportamiento (ecuaciones constitutivas tensión-deformación) en que no existe proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones (nolinealidad mecánica, subsecciones 1.4.4 y 2.2.3, secciones 2.4, 2.5, 4.3, 4.4, 6.5, K.3, K.4, K.5, K.6, M.4 y Q.8). La nolinealidad mecánica de estructuras suele corresponder a existencia de daño en éstas. El concepto o lineal/no lineal también se puede aplicar a la distribución de presión de tierra en una estructura de contención (Capítulo 5, Anexos H e I).

**Análisis lineal-equivalente ("Linear-equivalent analysis"):** Cálculo dinámico lineal de la respuesta del terreno en que sus parámetros de rigidez y amortiguamiento se seleccionan en base a la deformación angular esperada; la deformación obtenida se compara con este valor y se repite el proceso hasta alcanzar un nivel suficiente de convergencia. Sección 2.5, Capítulo 6, Anexo K.

**Análisis modal ("Modal analysis"):** Cálculo estructural de una construcción (o suelo) en que, en ausencia de acciones (sean estáticas o dinámicas), se obtienen (resolviendo un problema de autovalores) sus frecuencias naturales y modos propios de la estructura.

**Asentamiento:** Descenso vertical de un determinado punto del terreno causado por las acciones sobre este (gravitatoria y sísmica, preferentemente).





**Asiento:** Asentamiento.

**Balaceo ("Rocking"):** Rotación de cuerpo rígido ("rigid-body") de una sección en caja (rectangular) debido al movimiento sísmico del suelo (Figura 6-11 y Figura 6-12).

**Boca del túnel ("Tunnel mouth, entrance, exit, portal, end"):** Embocadura del túnel. Sección 6.1.

**Bottom-up:** Proceso de construcción por excavación a cielo abierto yendo de abajo a arriba. Se excava una zanja, dentro de la cual se va a ubicar la estación o el túnel, y luego se rellena ésta; la estructura se construye como un edificio ordinario (de abajo hacia arriba). Finalmente, se restablece la sobrecarga. La principal ventaja de este método constructivo es su mayor rapidez, ya que no es necesario esperar al endurecimiento del hormigón; como consecuencia, el costo es comúnmente moderado. Sección 1.9.

**Canto ("depth"):** Dimensión de un determinado elemento estructural (columna, viga, muro, losa, etc.) sometido a flexión; esta dimensión es perpendicular al eje del momento flector. La importancia del canto proviene del hecho que esta magnitud caracteriza la resistencia a momento del elemento. Habitualmente, este concepto se conoce como "peralte" en Perú.

**Coefficiente de Reducción:** Coeficiente de Reducción  $R$  (sección 1.7) que aparece en la Norma Peruana [E.030 2019] (referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica"); es comúnmente conocido como "Factor de Modificación de Respuesta" en los documentos americanos. Este coeficiente no se considera en este Manual, excepto para edificios con partes aéreas y subterráneas (Anexo C). Sección 1.7.

**Componentes no estructurales (elementos no estructurales):** Partes de una construcción cuyo objetivo principal no es garantizar su integridad estructural. Dichos elementos generalmente se pueden dividir en arquitectónicos, mecánicos y eléctricos. Los componentes arquitectónicos incluyen plataformas, escaleras, portones, puertas, particiones que no soportan carga, sistemas de techo y adornos (como estatuas, letreros y vallas publicitarias). Los componentes y sistemas mecánicos incluyen ventiladores, equipos de aire acondicionado, ascensores y escaleras mecánicas, depósitos y bombas, así como sistemas distribuidos como sistemas de conductos y tuberías HVAC (calefacción, ventilación y aire acondicionado). Los componentes eléctricos incluyen fuente de alimentación, transformadores, paneles, interruptores, conductos, iluminación y sistemas de bandejas de cables. Los contenidos de una construcción subterránea pueden considerarse en términos generales como elementos no estructurales; incluye computadoras, accesorios, electrodomésticos, etc. Capítulo 7.

**Construcción enterrada o subterránea ("Buried or underground construction"):** Construcción (estructura) situada, total o parcialmente, bajo el nivel del terreno (natural o modificado por intervención humana).

**Construcción aérea ("Aerial construction"):** Construcción (estructura) situada sobre el nivel del terreno.

**Convolución:** Algoritmo matemático que describe la propagación lineal de ondas sísmicas. La despropagación lineal de dichas ondas se describe mediante el proceso inverso, conocido como **deconvolución**. Sección 2.5 y Anexo K.

**Curva columna vertebral ("backbone"):** En una curva fuerza-desplazamiento (u otras magnitudes equivalentes, como momento-curvatura o esfuerzo-deformación) cíclica (propia de un comportamiento histerético), la curva columna vertebral es una curva incremental ("monotonic") que se obtiene uniendo los segmentos de carga y recarga del diagrama cíclico y omitiendo los segmentos de descarga. Figura K-2.

**Curva de capacidad ("Capacity curve"):** Resultado del análisis de empuje incremental (de un edificio, un puente u otras construcciones) en forma de gráfico fuerza horizontal vs. desplazamiento lateral de la parte superior.

- Desagregación sísmica:** Extracción de las contribuciones (a un valor de peligro sísmico dado) de cuestiones causales fundamentales (magnitud, distancia, residual normalizado, entre otros). Subsección 2.4.2, Anexo E, Capítulo 6.
- Despropagación:** Determinación de la señal de aceleración (acelerograma) en un punto del suelo correspondiente a una determinada onda sísmica a partir de otra señal de esta misma onda medida en un punto posterior (propagada, pues). Habitualmente, la segunda señal se mide en la superficie del suelo, y a partir de ésta se obtiene la señal original en profundidad (frecuentemente, en el sustrato rocoso ingenieril).
- Diseño Basado en el Desempeño:** Enfoque de diseño que consiste básicamente en analizar el desempeño (de la construcción que está siendo considerada) para una serie de Niveles de Acción Sísmica. El objetivo del diseño es múltiple: para cada Nivel de Acción Sísmica (sección 1.6), debe cumplirse un Requisito de Desempeño (subsección 1.4.2) prescrito. Obviamente, cuanto mayor sea la severidad del Nivel de Acción Sísmica, menor (más flexible o laxo) será el Requisito de Desempeño. Subsección 1.4.1.
- Distorsión ("Racking"):** Deformación transversal de una sección en cajón (rectangular) a causa del movimiento sísmico del terreno. Figura 6-6.a, Figura 6-10 y Figura L-6.
- Empuje de Tierras Activo/Pasivo/Al Reposo:** Presión sobre una estructura de contención cuando experimenta un desplazamiento en la dirección del empuje/ausencia de desplazamiento/desplazamiento en dirección opuesta al empuje. Secciones 5.5, 5.6, 5.7, 5.8, H.1 y H.2, subsecciones 5.9.2 y 5.9.3.
- Entrada/salida:** Excitación/respuesta.
- Esfuerzo:** En un punto y una dirección de un elemento estructural, fuerza interna por unidad de superficie ("stress"). En España, frecuentemente las fuerzas internas se conocen como esfuerzo; esta acepción no se utiliza en este Manual.
- Espectro:** Representación bidimensional (curva) en la que el eje horizontal (abscisa) se refiere a la frecuencia o, más comúnmente, al período. En el contexto de este Manual, la mayoría de los espectros contienen aceleración en el eje vertical (ordenadas). Figura 2-4.
- Espectro de Diseño:** Espectro que se utiliza para diseñar; normalmente está disponible en los códigos. En el contexto de este Manual, los espectros de diseño son espectros de pseudo-aceleración de respuesta. Figura 2-4.
- Estación:** Segmento de una línea ferroviaria o de metro en que se produce intercambio de mercancías o pasajeros.
- Estado Límite:** Límite cuantificado en términos de parámetros de ingeniería (generalmente, esfuerzos o deformaciones del acero o del concreto, subsección 1.4.4). Cada Requisito de Desempeño (subsección 1.4.2) está asociado con un Nivel de Daño (subsección 1.4.3); a su vez, cada Nivel de Daño está vinculado a un Estado Límite. Esto significa que la no superación del límite garantiza que no se supere el Nivel de Daño y se cumpla el Requisito de Desempeño. Se consideran dos tipos de Estados Límite: Estados Límite Últimos y Estados Límite de Servicio. Subsección 1.4.6.
- Estado Límite de Servicio:** Si se excede un Estado Límite de este tipo, la seguridad de la construcción no se ve amenazada, sino sólo su operatividad. En otras palabras, estos Estados Límite no están relacionados con la seguridad estructural, sólo con su funcionamiento. Subsección 1.4.6.
- Estado Límite Último:** Si se excede un Estado Límite de este tipo, la seguridad de la construcción se ve amenazada. En otras palabras, estos Estados Límite están relacionados con la seguridad estructural.
- Excavación a cielo abierto ("Cut-and-cover"):** Procedimiento de construcción bajo el suelo en que se excava en primer lugar, se construye el túnel y finalmente este se cubre de nuevo. La sección resultante suele ser en cajón (rectangular). Secciones 1.9, 6.2 y 6.4, Anexos B, D, y Q.
- Excitación/respuesta:** Cuando una estructura determinada es excitada por una acción dinámica (en el contexto de este Manual, ésta es sísmica), presenta

una respuesta dinámica (en términos de esfuerzo, deformación, fuerza interna, desplazamiento, velocidad, aceleración o cualquier otra cantidad). Secciones 2.5 y Q.9, subsecciones 6.5.3 y 6.5.4, Anexo K.

**Factor de Amortiguamiento:** Cociente ( $\xi$ ) entre el amortiguamiento real y el amortiguamiento crítico (viscoso); este valor de referencia representa la amortiguación más pequeña para la cual el movimiento libre amortiguado decae sin oscilar. Según  $\xi$ , el amortiguamiento se puede clasificar en subcrítico ( $\xi < 1$ ), crítico ( $\xi = 1$ ) o sobrecrítico ( $\xi > 1$ ). En situaciones reales (cubiertas por este Manual), el amortiguamiento es siempre subcrítico, raramente excediendo el 20% (0,2). Aunque el concepto de relación (factor) amortiguamiento se formuló originalmente para modelos viscosos, con frecuencia se extiende al amortiguamiento histerético; en ese caso, se conoce comúnmente como relación de amortiguamiento equivalente. Sección 4.4, Anexo K, Figura K-3, ecuación K-5.

**Fuerza interna:** Fuerza (fuerza axial, fuerza cortante, momento flector, momento torsor) que aparece en una sección de un determinado elemento estructural.

**Hastial ("Side wall"):** Muro lateral de un túnel, especialmente de una sección en cajón.

**Hormigón:** Así se conoce al concreto en España y en algunos países de América Latina.

**Importancia Operativa ("Operational Importance"):** Gravedad de las consecuencias del colapso o la falta de funcionalidad de una construcción. Sección 1.3.

**Índice de plasticidad de un suelo fino:** Rango de humedad del suelo (masa de agua / masa de sólidos) entre el límite líquido y el límite plástico. Este último límite se refiere la transición entre una consistencia plástica y semi-sólida. Se utiliza en una de las condiciones a considerar en el riesgo de licuación (Anexo F).

**Ladera ("Slope"):** Superficie inclinada de terreno natural. Sección 3.3.

**Licuación ("Liquefaction"):** Proceso en que suelos (generalmente granulares sueltos y saturados) pierden su capacidad sustentante, al anularse la presión entre granos. Este fenómeno puede verse desencadenado por acciones sísmicas. Secciones 3.3, 3.4 y 6.7, Anexos F y G.

**Límite líquido de un suelo fino:** Humedad del suelo (masa de agua / masa de sólidos) en la transición entre una consistencia líquida y plástica. Se utiliza en una de las condiciones a considerar en el riesgo de licuación (Anexo F).

**Máquina tuneladora (TBM, "Tunnel Boring Machine"):** Instrumento mecánico que consiste en una máquina rotatoria respecto del eje longitudinal (x) de túnel a excavar. La excavación se produce a causa de dicha rotación. Capítulo 6.

**Minado ("Mining"):** Procedimiento de excavación de túneles a base de medios mecánicos, con posible uso de explosivos. Capítulo 6.

**Movimiento de campo libre ("Free-field motion"):** Movimiento sísmico del terreno a suficiente distancia de una construcción enterrada como para que el efecto de la interacción con ésta pueda considerarse despreciable. Figura L-3 y Figura L-6.

**Muro pantalla ("Diaphragm wall"):** Muro excavado y construido en el terreno previamente a la construcción de la estructura. Sección Q.2.

**Muy bajo, Bajo, Moderado, Alto, Muy alto, Máximo:** Niveles de Acción Sísmica considerados en este Manual. Sección 1.6, Tabla 1-4.

**Nivel de Acción Sísmica:** Este concepto es de alguna manera similar a "Sismicidad del sitio" ya que también representa la "cantidad" o "gravedad" de la acción sísmica que puede afectar una determinada construcción; la diferencia es que no depende sólo de su ubicación y las características del suelo, sino también del período de retorno considerado (puede diferir de 475 años, sección 1.6). En otras palabras, una estructura determinada tiene una cierta amenaza sísmica (para un período de retorno de 475 años), pero su comportamiento sísmico debe verificarse también para los niveles de acción sísmica

- correspondientes a otros períodos de retorno (ya sean más bajos o más altos). En este Manual se consideran seis niveles de acción sísmica: Muy bajo, Bajo, Moderado, Alto, Muy alto y Máximo. Sección 1.6.
- Nivel de Daño:** Nivel de daño (tanto estructural como no estructural) asociado con cada Requisito de Desempeño (subsección 1.4.3). Este concepto está formulado sólo de manera conceptual (es decir, no cuantificado), pero es posible que las personas que no sean ingenieros no lo entiendan por completo. Sección 1.3.
- Nivel de Diseño:** Niveles de ductilidad (detallado estructural, sección 1.5) en los documentos americanos y en la Norma Peruana [E.030 2019] (referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica"); hay tres niveles: Ordinario, Intermedio y Especial. Las estructuras de este Manual serán diseñadas como Intermedias, excepto las Estructuras de Importancia Operativa I1 (Otros, sección 1.3) que serán Ordinarias. Sección 1.5.
- Nivel de Exigencia:** Denominación común a los tres conceptos de Requisito de Desempeño, Nivel de Daño, y Estado Límite. Hay cuatro Niveles de Exigencia: OI-DI-ELSS1, OR-DL-ELSS2, SA-DS-ELUS1 y SC-DG-ELUS2 (Tabla 1-3).
- Nivel de Sismicidad (de Amenaza o Peligro Sísmicos):** Este concepto es análogo a "Sismicidad del sitio" ya que representa la "cantidad" o "gravedad" de la acción sísmica que puede afectar una determinada construcción según su ubicación y las características del suelo.
- Nuevo método austriaco de perforación (NATM, "New Austrian Tunneling Method"):** Procedimiento de construcción de túneles, utilizado especialmente en terreno consistente, en que, tras el avance en el frente de la excavación, no se coloca el revestimiento hasta que las deformaciones del terreno no hayan alcanzado un determinado valor, reduciendo así las fuerzas sobre el sostenimiento (revestimiento). Sección 3.2, Capítulo 6.
- Onda de Love ("Love wave"):** Onda superficial horizontal transversal de origen sísmico. Secciones 2.1 y 4.5.2.
- Onda de Rayleigh ("Rayleigh wave"):** Onda vertical de origen sísmico que se transmite a través de la superficie del terreno de forma semejante a las olas del mar. Secciones 2.1 y L.5, subsecciones 4.5.2 y 4.5.5.
- Onda P ó de presión ("P wave or Pressure wave"):** Onda de volumen, longitudinal y de origen sísmico. Sección 2.1.
- Onda S o de corte ("S wave or Shear wave"):** Onda de volumen, transversal y de origen sísmico. Puede ser vertical u horizontal; en el contexto de este Manual esta onda se propaga verticalmente, por lo tanto, el movimiento transversal es horizontal. Sin embargo, cerca de la fuente (hipocentro), pueden existir otras direcciones. Secciones 2.1, 2.2, 2.5, 3.3, 4.2, 4.5, 4.6, 6.5, 6.6, L.5 y N.2, Anexos I, J, K y Q.
- Ovalación ("Ovalation"):** Deformación transversal de una sección circular a causa del movimiento sísmico del terreno. Figura 6-6.a y Figura L-3.
- Paso inferior ("By-pass"):** Vial o ramal que atraviesa otro vial u otro elemento bajo la superficie del terreno. Capítulo 5, subsección 1.4.2.
- Peligro (o amenaza) sísmico ("Seismic hazard"):** Este concepto es equivalente a "Sismicidad del Sitio" y se refiere a la "gravedad" o "severidad" de la acción sísmica que puede afectar una determinada construcción, dada su ubicación (Capítulo 2) y las características del suelo (sección 2.2); corresponde a un período de retorno de 475 años. Este concepto es independiente de las propiedades de la construcción, éstas están representadas en su vulnerabilidad. Capítulo 2, Anexo E.
- Peralte ("depth"):** Canto.
- Presión de poro el agua:** En un suelo, presión del agua en los vacíos entre las partículas. Secciones 3.4, 4.2, 4.5, 4.6, 5.8 y 6.2.
- Recubrimiento ("Overburden"):** Parte del terreno que se encuentra por encima de la parte superior de un túnel.

- Relación de vacíos de un suelo:** Relación entre el volumen de poros (vacíos) y el volumen de sólidos, que está relacionada con la porosidad del suelo (sección 3.5, ecuación 3-6, Tabla Q-11 y Tabla Q-12).
- Requisito de Desempeño:** Comportamiento satisfactorio deseado (eficiencia, tanto estructural como no estructural) de la construcción bajo consideración (subsección 1.4.2). Este concepto se expresa conceptualmente para que lo entiendan los no ingenieros.
- Revestimiento ("Lining"):** Capa, generalmente de hormigón (concreto), que cubre la superficie interior de un túnel. Puede ser continua (Figura L-3) o segmentada (Figura L-5).
- Riesgo sísmico ("Seismic risk"):** Conjunción (superposición o yuxtaposición) de la vulnerabilidad sísmica de una determinada construcción y de la amenaza sísmica a la que está expuesta. Sección 2.1, Capítulos 2 y 6, Anexos B y E.
- Señal:** Representación bidimensional (curva) en la que el eje horizontal (abscisa) se refiere al tiempo. En el contexto de este Manual, la mayoría de las señales son acelerogramas (señales de aceleración). Este concepto es equivalente a series de tiempo. Secciones 2.4, M.3, M.4, Q.9 y Q.13, subsecciones 6.5.3 y 6.5.4, Anexo K.
- Serie temporal:** Signal.
- Servicios ("Utility"):** Elemento no estructural de un túnel que se utiliza regularmente (por ejemplo, sistema de ventilación, iluminación, etc.). Capítulo 7.
- Sismicidad del sitio:** Este concepto es equivalente a "Amenaza Sísmica" o "Peligro Sísmico". Capítulo 2, Anexo E.
- Sistema de impermeabilización ("Watertight system"):** Conjunto de elementos destinados a impedir la entrada de agua en una construcción.
- Suelo fino (de grano fino o cohesivo):** Suelo cuyas fracciones dominantes son limo y arcilla. Suelo con 50% o más que pasa el tamiz #200 (0,075 mm) ASTM. Secciones 2.2, 4.2, 4.6, K.3 y M.4, subsección 3.3.1.
- Suelo fino normalmente consolidado:** Suelo de grano fino que actualmente está experimentando su esfuerzo de confinamiento efectivo más alto, con relación de sobre consolidación  $OCR = 1$ . Secciones 5.8 y M.4.
- Suelo fino sobre-consolidado:** Suelo de grano fino que experimentó su esfuerzo de confinamiento efectivo más elevado en el pasado, con relación de sobre-consolidación  $OCR > 1$ . Secciones 5.8 y M.4.
- Suelo granular (grueso o de grano grueso):** Suelo cuyas fracciones dominantes son arena y grava. Suelo con más del 50% retenido en tamiz #200 ASTM (0,075 mm). Arena:  $\geq 50\%$  de la fracción gruesa pasa el tamiz #4 ASTM (4,75 mm). Gravas:  $> 50\%$  retenido en el tamiz #4 ASTM (4,75 mm). Arenas/gravas limpias: Arenas/gravas con  $< 5\%$  más fino que el tamiz #200 ASTM. Arenas/gravas finas: Arenas/gravas con  $> 12\%$  más fino que el tamiz #200 ASTM. Secciones 2.2, 4.2, 4.6, K.3 y M.4, subsección 3.3.1.
- Sustrato (basamento) rocoso ingenieril ("Engineering bedrock"):** Nivel del terreno en que se considera situado el basamento (lecho o sustrato) rocoso geológico a efectos de clasificarlo y de situar en este la acción sísmica (iniciar la propagación de ondas). Subsecciones 2.2.3 y 2.2.4, secciones 2.5, K.5, Q.8 y Q.12, Anexo E, Figura Q-6.
- Talud ("Slope"):** Superficie inclinada del terreno fruto de la actividad humana. Sección 3.3.
- Tensión:** En Perú, es un esfuerzo de tracción. En España este concepto se aplica a esfuerzo ("stress"). Ambas acepciones se utilizan en este Manual.
- Tensión efectiva:** En un suelo, la tensión total menos la presión intersticial del agua. Secciones 3.4, 4.2, 4.5, 4.6, 5.8 y 6.2.
- Tracción:** Esfuerzo normal de tensión (opuesto a compresión).
- Top-down:** Proceso de construcción por excavación a cielo abierto yendo de arriba a abajo. Primero se construyen los muros de excavación (muros pantalla) y los pilotes-columnas internos; luego se construye el techo (losa superior) y se conecta a los muros y las columnas de soporte. La excavación continúa bajo

la losa superior hasta completar la construcción de arriba a abajo. La principal ventaja de este método de construcción es su mayor seguridad, ya que se garantiza un excelente efecto de arriostramiento (entre los muros enfrentados) antes de la excavación de la parte interior a través de la losa (superior) del techo; en consecuencia, la afectación sobre el entorno construido cercano es menos intensa. Secciones 1.9 y Q.2.

**Túnel:** Obra subterránea lineal que comunica dos puntos para el transporte de personas o materiales. En el Manual de Túneles, Muros y Obras Complementarias se define como "Tramo de carretera largo y cubierto".

**Túnel de montaña ("Mountain tunnel"):** Túnel ubicado en zonas montañosas, generalmente rurales; el terreno suele ser predominantemente rocoso.

**Túnel urbano ("Urban tunnel"):** Túnel ubicado en zonas urbanas. En el contexto de este Manual, puede ser para transporte ferroviario (habitualmente, ferrocarril urbano) o por carretera.

**Vida Útil ("Design Life"):** Duración para la que se diseña una determinada construcción; durante este período de tiempo, ésta debe satisfacer los Requisitos de Desempeño exigidos. También se conoce como vida de diseño o vida de servicio. Subsección 1.4.3.

**Vulnerabilidad sísmica ("Seismic vulnerability"):** Susceptibilidad de una determinada construcción a sufrir daños bajo acciones sísmicas. Sección 2.1, Capítulo 6, Anexo B.



# CAPÍTULOS

## 1 BASES DEL DISEÑO

**COMENTARIO.** Se describen los principios que rigen el análisis y el diseño sismorresistentes de estructuras enterradas. Este Capítulo se divide en 9 secciones, cada uno de éstos se presenta y resume brevemente a continuación. La sección 1.1 (Estrategia General) contiene una descripción global del planteamiento propuesto en este Manual. La sección 1.2 (Vida Útil) se refiere al intervalo de tiempo para el que, con carácter general, se diseñan las construcciones objeto de este Manual. La sección 1.3 (Importancia Operativa, relacionada con la función de la estructura) describe los niveles de este tipo de importancia que se consideran. La sección 1.4 (Requisitos de Desempeño, Niveles de Daño y Estados Límites, se enmarca en el contexto del PBD) y tiene como objetivo principal describir los Requisitos de Rendimiento (Desempeño, Objetivo o Prestaciones) exigidos a las construcciones objeto de este Manual. La sección 1.5 (Niveles de Diseño) discute acerca de las estructuras ordinarias, intermedias y especiales (clasificación según los documentos americanos). La sección 1.6 (Niveles de Acción Sísmica a Considerar) lista los niveles de sismicidad (cuantificados por su período de retorno) que tienen que ser considerados para cada Requisito de Desempeño e Importancia Operativa. La sección 1.7 (Coeficiente de Reducción) señala que este concepto (que figura en la Norma peruana [E.030 2019], referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica") no se utiliza en este Manual, ya que no es adecuado para estructuras subterráneas. La sección 1.8 (Combinación de Acciones) especifica, en el contexto de la normativa peruana y los documentos Americanos, qué combinaciones de acciones deben considerarse en el diseño de las estructuras enterradas. La sección 1.9 (Etapa de Construcción) tiene un contenido análogo al de la 1.6, aunque aplicado a dicha etapa.

### 1.1 Estrategia General de Diseño

El objetivo del diseño de una determinada construcción subterránea es que, durante un cierto período de tiempo (Vida Útil, sección 1.2), la construcción considerada satisfaga ciertos Requisitos de Desempeño (sección 1.4) para los Niveles de Acción Sísmica (sección 1.6) que se establecen de acuerdo con su Importancia Operativa (sección 1.3).

**COMENTARIO.** Se describen más adelante (secciones 5.5 para muros de contención y 6.5 para construcciones enterradas) los tres tipos de formulaciones que se utilizan para analizar el comportamiento sísmico de la estructura: métodos pseudo-estáticos equivalentes basados en fuerzas o desplazamientos (preferentemente), o dos tipos de análisis dinámicos lineales o no lineales que tienen en cuenta la interacción entre el suelo y la estructura (SSI). Se discuten las condiciones bajo las cuales se pueden usar, o no, estas formulaciones. Los resultados de los métodos avanzados generales (por ejemplo, análisis dinámico no lineal de construcciones enterradas, subsección 6.5.4) deberán compararse con procedimientos más simplificados (por ejemplo, métodos pseudo-estáticos equivalentes basados en fuerzas o desplazamientos, subsección 6.5.1); se aceptan grandes diferencias entre sus resultados sólo si se proporciona una justificación específica, y se tiene especial cuidado en estos cálculos (estas consideraciones corresponden a la Filosofía del Manual, Control del Uso de Formulaciones Complejas).

## 1.2 Vida Útil

En términos generales, la Vida Útil (vida de diseño o vida de servicio) de una determinada construcción enterrada se establece en **100 años**. Este valor se utiliza como referencia para todos los aspectos del diseño, en particular la selección de los Niveles de Acción Sísmica a considerar (sección 1.6). La Vida Útil puede ser modificada por el propietario o gestor de la infraestructura, respetando el mínimo de 100 años propuesto. En algunos casos se pueden considerar plazos inferiores, especialmente en construcciones provisionales, y siempre de forma justificada. En el caso de que otras estructuras se conecten a las estructuras subterráneas en estudio, aquéllas deben tener la misma Vida Útil que éstas.

**COMENTARIO.** El valor elegido de 100 años responde a la dificultad (de construcción y, principalmente, de reparación), coste e importancia que tienen habitualmente las construcciones enterradas. Por otra parte, este valor es de uso común en estructuras de obras públicas (en contraposición a los 50 años que se toman habitualmente en edificios); en este sentido el documento americano [AASHTO 2017] (referencia en el grupo "Normas y otros Documentos Similares de otros Países") propone este mismo valor.

## 1.3 Importancia Operativa

La Importancia Operativa clasifica a las infraestructuras viales y ferroviarias objeto de este Manual en base al número de usuarios afectados y a la gravedad (en sentido holístico, es decir, amplio) de las consecuencias del colapso o la falta de funcionalidad de las construcciones que las componen; esta gravedad depende de las condiciones de evacuación y rescate, la prevención de desastres, las posibles afectaciones a construcciones externas y las actividades económicas. Dado que las estructuras enterradas forman parte de líneas de transporte, en general, a todos los elementos de una misma línea les debe ser asignado el mismo nivel de Importancia Operativa. Esta asignación tiene que ser efectuada por el MTC como propietario (o gestor) de la construcción de acuerdo con la normativa vial y general peruana. En este contexto, se proponen tres niveles de Importancia Operativa; en orden decreciente: **Infraestructuras Críticas** (Importancia Operativa I3), **Infraestructuras Esenciales** (Importancia Operativa I2) y **Otras Infraestructuras** (Importancia Operativa I1).

**COMENTARIO.** Es destacable que debe evitarse confundir las Infraestructuras Esenciales con las edificaciones esenciales (categoría A) de la Norma E.030 [E.030 2019] (esta referencia se encuentra en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica").

**COMENTARIO.** Estos niveles de Importancia Operativa han sido seleccionados consultando la normativa internacional más relevante [Design Standard 2012; GB 50909 2014; LRFD AASHTO 2014; ISO 23469 2005; Model Code 2019; EN 1998-5 versión pendiente de publicación] y buscando compatibilidad con la normativa peruana pertinente [E.030 2019; Manual 2016]; estas referencias se encuentran en los grupos "Normas y otros Documentos Similares de otros Países", "Normativa Peruana General y Sísmica" y "Normativa Peruana Vial".

**COMENTARIO.** En relación a la normativa peruana, en el Manual de diseño de Túneles no se ha encontrado ninguna mención a la Importancia Operativa; en los dos párrafos siguientes se discute la problemática del Manual de Diseño de Puentes y de la Norma E.030, respectivamente.

**Manual de Diseño de Puentes.** El Manual de diseño de Puentes considera tres niveles de importancia: "Otros Puentes", "Puentes Esenciales", y "Puentes Críticos"; evidentemente, las categorías de este Manual se inspiran directamente en éstas. El Manual de diseño de Puentes no define estas categorías, simplemente





especifica el rendimiento exigido para un determinado nivel de sismicidad: los Puentes Esenciales deberían, como mínimo, estar abiertos para vehículos de emergencia o para fines de seguridad y/o defensa inmediatamente después de un sismo con un periodo de retorno de 1000 años, y los Puentes Críticos tienen que permanecer abiertos para el tránsito de todo tipo de vehículos inmediatamente después de un sismo con un periodo de retorno de 2500 años (estos objetivos parecen factibles para túneles de carretera, pero no para estaciones de metro o ferrocarril). Finalmente, los Otros Puentes no son ni Críticos ni Esenciales.

**[E.030 2019].** En la Norma E.030 (Tabla 5) las edificaciones se clasifican en A (Esenciales, subdividido en A1 y A2), B (Importantes), C (Comunes) y D (Temporales). A pesar de que la Norma E.030 se refiere a edificios, existen coincidencias con este Manual que tienen que ser respetadas: puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros y sistemas masivos de transporte son de categoría A, y edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas son de categoría B. Por otra parte, tal como se ha mencionado previamente, no deben confundirse las Infraestructuras Esenciales (clasificación de este Manual) con las edificaciones esenciales (clasificación de [E.030 2019]). Por último, el Factor de Uso  $U$  que aparece en la Norma peruana [E.030 2019] (referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica") no se considera en este Manual, ya que queda representado por la Importancia Operativa. La única excepción la constituyen los edificios con partes aéreas y enterradas (Anexo C), ya que en éstos es necesario garantizar el mismo nivel de protección para ambas partes.

**COMENTARIO.** Debe enfatizarse que la Importancia Operativa, tal como su nombre indica, está relacionada únicamente con la función de la estructura, siendo independiente de la sismicidad del lugar, el Nivel de Acción Sísmica considerado (periodo de retorno) y los aspectos técnicos (como el tipo de estructura y el procedimiento de construcción, por ejemplo); la influencia de las cuestiones técnicas se tiene en cuenta de otra manera (al efectuar el análisis estructural, Capítulos 5 y 6).

**COMENTARIO.** Se describe a continuación la definición precisa de los niveles de importancia I1, I2 e I3 y los criterios para asignarlos a una determinada estructura (subsecciones 1.3.1, 1.3.2 y 1.3.3, respectivamente).

### 1.3.1 Infraestructuras Críticas (Importancia Operativa I3)

Se trata del nivel de Importancia Operativa más alto. Esta categoría incluye estructuras que forman parte de una línea de transporte extremadamente importante, especialmente requerida en caso de acciones sísmicas intensas; los temas principales para valorar la importancia son: evacuación, rescate, prevención de desastres, e influencia para la prevención de la vida, y las actividades económicas. Se trata de infraestructuras relevantes urbanas para áreas densamente pobladas, o que constituyan líneas de vida de difícil sustitución tras una sacudida sísmica, como accesos a centros sanitarios o líneas principales de carreteras o ferrocarril.

**COMENTARIO.** Tal como se ha indicado, la competencia en la asignación de esta Importancia Operativa corresponde al MTC, de acuerdo con la normativa vial, ferroviaria y general peruana. En este sentido, las Infraestructuras Críticas son las líneas de transporte más importantes del país, siendo competencia directa del MTC.

### 1.3.2 Infraestructuras Esenciales (Importancia Operativa I2)

Se trata del nivel de Importancia Operativa intermedio. Esta categoría incluye estructuras que forman parte de una línea de transporte importante, especialmente requerida en caso de acciones sísmicas intensas. Infraestructuras urbanas generales

y rurales que no son clave para prestación de servicios esenciales, o que no conectan áreas altamente pobladas con infraestructuras esenciales.

**COMENTARIO.** Tal como se ha indicado, la competencia en la asignación de esta Importancia Operativa corresponde al MTC, de acuerdo con la normativa vial y general peruana. En este sentido, las Infraestructuras Esenciales son las líneas de transporte con menor importancia que las Críticas, siendo generalmente competencia de los gobiernos regionales.

### 1.3.3 Otras Infraestructuras (Importancia Operativa I1)

Se trata del nivel de Importancia Operativa más bajo. Esta categoría incluye infraestructuras que no pueden ser asignadas a las categorías esencial o crítica. Se trata de estructuras que no forman parte de ninguna línea de transporte importante, especialmente en caso de acciones sísmicas intensas. Infraestructuras rurales que no conectan áreas pobladas con infraestructuras requeridas en caso de desastre (como hospitales o centros de defensa civil) ni proporcionan acceso a áreas aisladas de interés notable.

**COMENTARIO.** Tal como se ha indicado, la competencia en la asignación de esta Importancia Operativa corresponde al MTC, de acuerdo con la normativa vial, ferroviaria y general peruana. En este sentido, Otras Infraestructuras son las líneas de transporte con menor importancia que las Esenciales (y que las Críticas, pues). En todo caso, este nivel de Importancia Operativa rara vez se asignará y, de hacerse, se requerirá una justificación muy clara.

**COMENTARIO.** En resumen, dado que, lógicamente, en el Perú se tiende a priorizar la construcción de las infraestructuras más importantes y necesarias, la mayoría de las que se construyan a corto o medio plazo casi con toda seguridad serán asignadas a las importancias I3 e I2. En otras palabras, se considera altamente improbable que se promuevan, en un futuro cercano o no muy lejano, infraestructuras de importancia I1 (Otras Infraestructuras).

**COMENTARIO.** Dado que la asignación de la Importancia Operativa a una determinada infraestructura es competencia de la entidad gestora o propietaria, es muy difícil presentar en este Manual ejemplos de dicha asignación. Como mucho, se puede mencionar que, evidentemente, el Metro de Lima debe ser de Importancia Operativa Crítica I3, y que esta asignación puede extenderse a otras líneas equivalentes.

## 1.4 Requisitos de Desempeño, Niveles de Daño y Estados Límites

### 1.4.1 Concepto de Diseño Basado en el Desempeño

**COMENTARIO.** Este Manual se enmarca en el contexto del "Diseño basado en el Desempeño"; esta estrategia se puede traducir como Proyecto (Diseño) Basado en Rendimientos (Prestaciones, Desempeños u Objetivos) [FEMA 356 2000; Vision 2000 1995; ASCE/SEI 41-17 2017] estas referencias se encuentran en los grupos "Diseño basado en el Desempeño" y "Normas y otros documentos similares de otros países". Esta filosofía de diseño consiste básicamente en establecer una serie de rendimientos deseados (requeridos, exigidos) de la construcción en función de su Importancia Operativa (sección 1.3) y de la severidad del Nivel de Acción Sísmica (sección 1.6) considerada; estos rendimientos se conocen como **Requisitos de Desempeño**, y deben ser establecidos por el propietario (o administrador) de la construcción subterránea. Estos rendimientos se expresan en términos conceptuales, comprensibles para el público no especializado. Cada rendimiento se asocia con un **Nivel de Daño**; éstos pueden ser o bien estructurales o funcionales. Finalmente, cada Nivel de Daño está asociado a un **Estado Límite**, que se expresa en términos de parámetros de ingeniería



cuantificables. El término común que se refiere a estos tres conceptos juntos (Requisito de Desempeño, Nivel de Daño, Estado Límite) es **Nivel de Exigencia**.

**COMENTARIO.** Debe tenerse en cuenta que la distinción entre Requisitos de Desempeño, Niveles de Daño y Estados Límite es ciertamente sutil, y frecuentemente no figura en los manuales de diseño, en los que estos tres conceptos suelen confundirse (en el sentido de mezclarse, identificarse). No obstante, para ser conscientes de las características del diseño que estén efectuando, los diseñadores deben comprender la lógica que hay detrás de utilizar los conceptos de Requisito de Desempeño, Nivel de Daño y Estado Límite, e incorporarla a la actividad práctica de diseño estructural.

Las definiciones de los tres conceptos citados en el título de esta sección se presentan a continuación.

- **Requisito de Desempeño.** Expresa un cierto rango deseado de desempeño de la estructura; se aplica también al contenido o a componentes no estructurales. Este concepto debe formularse conceptualmente para ser comprendido por personas que no sean ingenieros.
- **Nivel de Daño.** Grado de afectación (estructural y no estructural) asociado a cada Requisito de Desempeño. Este concepto debe formularse conceptualmente (sin cuantificar), aunque es posible que los lectores que no sean ingenieros no lo alcancen a comprender en su totalidad.
- **Estado Límite.** Frontera (umbral) que garantiza que no se supera un Nivel de Daño determinado. Este concepto debe formularse de manera cuantificada, generalmente no siendo comprensible por personas que no sean ingenieros.

**COMENTARIO.** A cada Requisito de Desempeño le corresponden directamente un Nivel de Daño y un Estado Límite asociados. Para este Manual se consideran cuatro Requisitos de Desempeño y por tanto cuatro Niveles de Daño y cuatro Estados Límites; dos de ellos están relacionados con los daños en la estructura (y en los elementos no estructurales) y los otros dos se refieren específicamente a los daños (también estructurales y no estructurales) que afectan únicamente a su funcionalidad.

#### 1.4.2 Requisitos de Desempeño

Los cuatro Requisitos de Desempeño (rendimientos o prestaciones) deseados (requeridos) se definen, de forma conceptual a continuación:

- **Operatividad Inmediata (OI).** La operatividad de la instalación no se interrumpe en absoluto.
- **Operatividad Recuperable (OR).** El funcionamiento se puede restablecer en un tiempo razonable (pocas horas).
- **Seguridad Absoluta (SA).** La construcción sufre afectaciones importantes, pero sigue siendo segura. El daño es relativamente fácil de reparar (en pocas semanas). Pocas afectaciones humanas (bajo riesgo de heridas importantes, sin amenazas serias a la vida). Los túneles de carretera pueden ser transitados por vehículos de emergencia.
- **Sin Colapso (SC).** La construcción sufre afectaciones muy importantes, pero aún puede ser desalojada de forma segura; es destacable que esto afecta a las escaleras, escaleras mecánicas y ascensores. Afectación humana moderada (riesgo importante de lesiones significativas, sin una amenaza alta para la vida). Los túneles de carretera pueden ser transitados por vehículos de emergencia.

**COMENTARIO.** Estas descripciones están inspiradas en las clásicas definiciones de **FO** (Completamente Ocupacional), **IO** (Ocupación Inmediata), **LS** (Seguridad para la Vida) y **CP** (Prevención del Colapso) que figuran en los documentos y en la normativa internacional más relevante (VISION 2000, FEMA 356, Eurocódigo 8,



ASCE/SEI 41-17), pero están adaptadas específicamente a las características de las estructuras subterráneas objeto de este Manual.

**COMENTARIO.** Estos Requisitos de Desempeño están presentados por orden decreciente de exigencia, es decir, OI es más estricto que OR, OR más que SA, y SA más que SC (es decir, son inclusivos). Esto significa que, para un mismo Nivel de Acción Sísmica (sección 1.6), la satisfacción de un determinado requisito implica el de los que vienen después de este; por ejemplo, si una cierta estructura satisface el requisito OR, también se cumplirán el SA y el SC. No obstante, debe tenerse presente que esta circunstancia sólo se da si todas estas comprobaciones corresponden al mismo Nivel de Acción Sísmica.

**COMENTARIO.** Es destacable que estos rendimientos (Requisitos de Desempeño) se expresan en este Manual sólo de forma positiva (o afirmativa, en contraposición a negativa), dado que corresponden a objetivos que se desea alcanzar.

**COMENTARIO.** Los Requisitos de Desempeño (rendimiento) OI y OR son los menos cruciales para la seguridad de la estructura y, por dicha razón, el administrador o propietario de la infraestructura podría estar tentado a renunciar a su verificación. Sin embargo, las patologías recientes observadas en el Perú corresponden a estas categorías; por lo tanto, se exige hacer cumplir estos requisitos.

**COMENTARIO.** SC corresponde en términos generales a los requisitos de la cláusula 2.4.3.11.4 del Manual para el diseño de puentes [Manual 2016] (referencia en el grupo "Normativa Peruana Vial"). En relación a la Norma [E.030 2019] (referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica"), la comparación con los tres requisitos en la cláusula 3.2, indica que (a), (b) y (c) son aproximadamente equivalentes a SC, SA y OI (y OR), respectivamente. La siguiente tabla (Tabla 1-1) aclara esta correspondencia. Esta relación se entiende mejor al revisar los Niveles de Daño asociados (subsección 1.4.3).

Tabla 1-1. **COMENTARIO.** Correspondencia aproximada entre los Requisitos de Desempeño propuestos y los de [E.030 2019] (referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica")

Requisito de Desempeño	[E.030 2019] (3.2)
SA	(b) La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables
SC	(a) La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto
OI, OR	(c) Mantener la funcionalidad

**COMENTARIO.** Este Manual se basa completamente en la filosofía PBD, y el uso de los cuatro Requisitos de Desempeño se aclara ampliamente; más precisamente, se establece unívocamente en la Tabla 1-5 la correspondencia entre los Requisitos de Desempeño (subsección 1.4.2) y la Importancia Operativa (sección 1.3) y el Nivel de Acción Sísmica (sección 1.6).



**COMENTARIO.** En relación también a la Norma [E.030 2019] (referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica"), el artículo 3 indica que la filosofía del Diseño Sismorresistente consiste en: (a) evitar pérdida de vidas humanas, (b) asegurar la continuidad de los servicios básicos y (c) minimizar los daños a la propiedad. Estos requisitos están claramente contemplados en los Requisitos de Desempeño que se proponen para este Manual (OI, OR, SA, SC).

### 1.4.3 Niveles de Daño

Los correspondientes Niveles de Daño asociados a los Requisitos de Desempeño descritos en la subsección anterior se definen, de forma no cuantificada, a continuación:

- **Daño Insignificante (DI).** La estructura y los componentes no estructurales sólo tienen daños muy ligeros, que no dan ninguna sensación de peligro y no interrumpen en absoluto su funcionamiento.
- **Daño Limitado (DL).** La estructura y los componentes no estructurales sólo tienen daños ligeros, que no dan una gran sensación de peligro. Aunque el funcionamiento de la instalación se vea interrumpido, este puede ser reanudado en pocas horas. En relación al tránsito de convoyes, su descarrilamiento debe ser evitado.
- **Daño Significativo (DS).** La estructura tiene daños significativos, pero es razonablemente fácil de reparar; básicamente, no se requiere ninguna demolición relevante. Los elementos no estructurales tienen daños, pero mantienen su integridad y no representan ninguna amenaza para la vida de las personas. En general, el funcionamiento se verá interrumpido sólo durante un período de tiempo moderado (algunas semanas).
- **Daño Generalizado (DG).** La estructura tiene daños graves, pero mantiene aún cierta capacidad resistente, sin un grave peligro inmediato de colapso; la reparabilidad puede ser difícil (requiriendo demoliciones relevantes) pero nunca imposible. La mayor parte de elementos no estructurales tienen fuertes daños, pero no representan ninguna amenaza grave para la vida de las personas.

**COMENTARIO.** En relación al descarrilamiento, no parece posible proporcionar criterios sencillos y generales para su verificación, ya que este accidente depende de muchos factores que están relacionados con las características de la infraestructura (propiedades del suelo, tipo de vía, regularidad y rigidez de los rieles, radio de curvatura del trazado, peralte, entre otros) y del material rodante (velocidad de circulación, masa de los convoyes, altura del centro de gravedad de los trenes, rigidez y amortiguamiento de la suspensión, entre muchos otros). Estos aspectos son fuertemente variables y evolucionan rápidamente con el desarrollo de la tecnología de las vías y del material rodante.

**COMENTARIO.** Tal como se discute en la subsección 1.4.4, los Niveles de Daño insignificantes y limitados (DI, DL) pueden interpretarse como asociados a Estados Límites de Servicio (no tienen ninguna relación con la seguridad estructural), y los Niveles de Daño significativos y generalizados (DS, DG) como asociados a Estados Límite Últimos (están relacionados con la seguridad estructural).

**COMENTARIO.** Como se discutió anteriormente, los Niveles de Daño se definen de forma no cuantificada, pero incluyen conceptos (en particular, el daño) que pueden resultar de difícil comprensión para profanos en el tema (ajenos a la profesión de ingeniería). Por esta razón, las definiciones se han redactado incluyendo específicamente la palabra "daño".

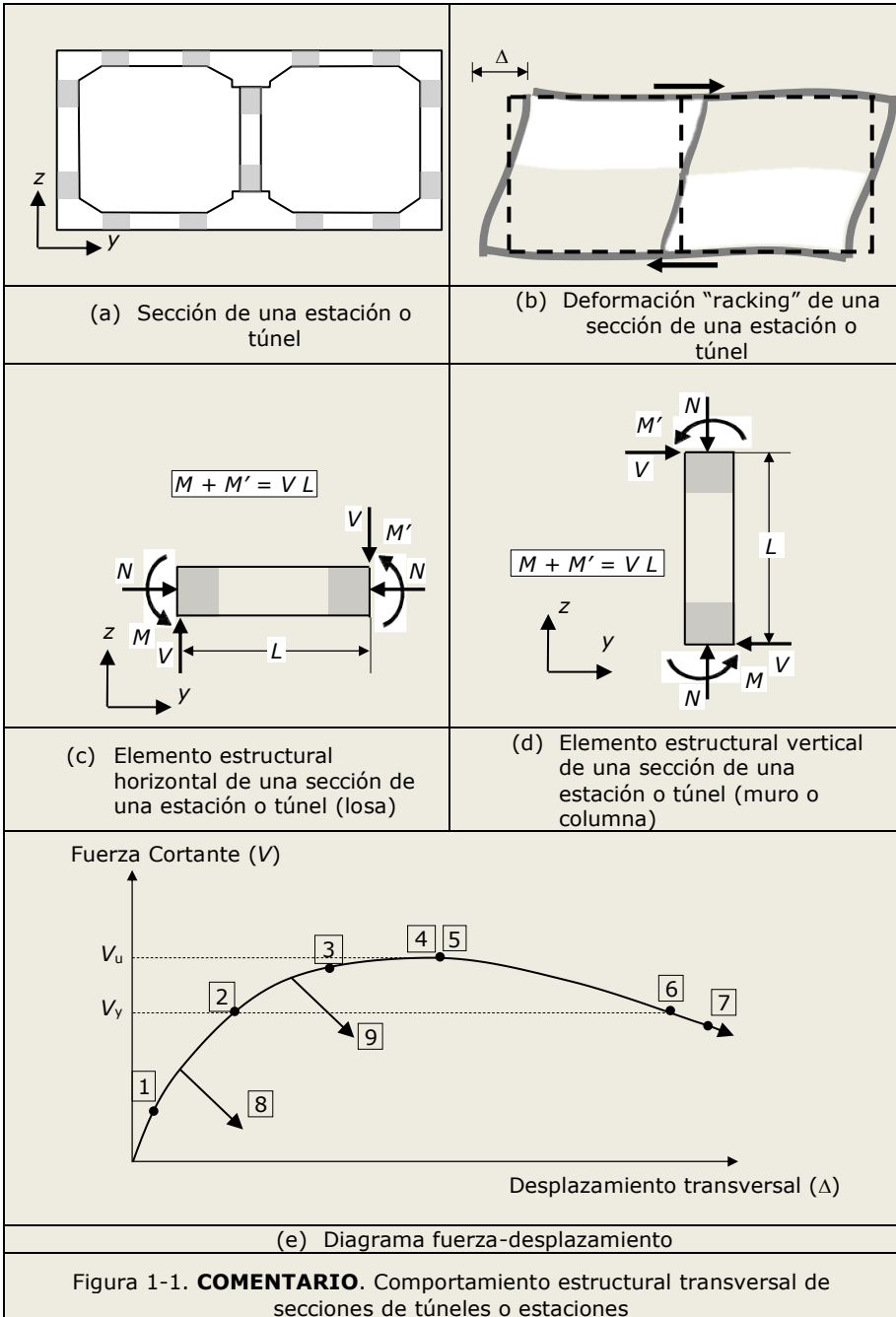
**COMENTARIO.** Por último, es importante tener en cuenta que no se esperan situaciones en las que los daños no sean técnicamente reparables. De hecho, la estación de metro o ferrocarril más dañada hasta la fecha (la estación Daikai) fue reparada en aproximadamente un año (sección B.2).

#### 1.4.4 Comportamiento a Flexión de Elementos Estructurales de Concreto Reforzado (Hormigón Armado)

Esta subsección presenta conceptos generales acerca del comportamiento a flexión (momento flector y fuerza cortante) de elementos estructurales (individuales) de concreto reforzado. Este contenido se considera como Comentario (en vez de Texto Técnico Normativo) dado su carácter general (introdutorio) y debido a que está concebido para ser aplicado principalmente a secciones rígidas como la descrita en la Figura 1-1 y la Figura L-9.

**COMENTARIO.** Como se discutió anteriormente, los Estados Límite deben definirse en términos de parámetros de ingeniería cuantificados. Por ello, en esta subsección se presenta un estudio conceptual sobre el comportamiento estructural no lineal de los elementos estructurales de Concreto Reforzado (Hormigón Armado) de tramos de túneles o estaciones (muros, losas o pilares). Para cubrir todos los niveles de degradación, se estudia el comportamiento hasta el colapso del elemento.

**COMENTARIO.** Como se indica en el párrafo (Comentario) anterior, para los elementos estructurales principales (muros laterales o interiores, losas superiores, intermedias o superiores, columnas centrales, entre otros), la relación entre el Nivel de Daño y los valores de los parámetros ingenieriles cuantificados se establece en general, **para cada elemento estructural individual**, a partir de curvas fuerza-desplazamiento lateral (u otras magnitudes mecánicas y geométricas equivalentes) que expresan el comportamiento resistente de dicho elemento durante el movimiento sísmico. En este sentido, la Figura 1-1 presenta esquemas descriptivos. La Figura 1-1.a muestra un ejemplo de la sección transversal de una estación o túnel excavado a cielo abierto y sometido a una deformación transversal (impuesta) del terreno, y la Figura 1-1.b describe la distorsión ("racking")  $\Delta$  que se genera en la sección de la estación o túnel (Figura 6-10, Figura 6-13, Figura B-1, Figura L-6 y Figura L-9). Por otra parte, la Figura 1-1.c y la Figura 1-1.d contienen, respectivamente, representaciones de las fuerzas internas (fuerza cortante  $V$ , fuerza axial  $N$  y momentos flectores  $M$  y  $M'$ ) que actúan sobre elementos estructurales horizontales y verticales; las fuerzas axiales se han representado explícitamente para subrayar que su influencia en la resistencia transversal de los elementos debe ser tenida en cuenta. Finalmente, la Figura 1-1.e ilustra una curva fuerza-desplazamiento transversal ( $V$  vs.  $\Delta$ ) que caracteriza el comportamiento resistente de un elemento estructural genérico. Es destacable que el efecto transversal horizontal de la acción sísmica sobre la estación (o túnel) no siempre se puede representar mediante la fuerza concentrada horizontal indicada en la Figura 1-1.a; en este sentido la Figura L-9 señala distintas posibilidades, y en los párrafos adyacentes se discuten los pros y las contras de cada una de ellas.



**COMENTARIO.** En la Figura 1-1.a, la Figura 1-1.c y la Figura 1-1.d, las zonas sombreadas se refieren a segmentos de los elementos estructurales en que se espera que se concentre el daño en forma de rótulas plásticas (o niveles superiores de degradación). En cuanto al fallo frágil por corte en las rótulas plásticas, para asegurar un modo de fallo dúctil, aquél se impide por condiciones de capacidad de

equilibrio local, este modo de fallo no deseado se previene por condiciones de capacidad de equilibrio locales para asegurar un modo de fallo dúctil; es decir, se verificará que el fallo por flexión (ya sea simple o compuesta, normalmente esta última) precede (con un margen suficiente de seguridad) al fallo por corte. Esto se garantiza diseñando el elemento para que no resista la fuerza cortante de solicitación proporcionada por el análisis estructural, sino que resista la fuerza  $V_d$  dada por:

$$V_d = 1,15 (M_u + M'_u) / L$$

1-1

**COMENTARIO.** En la ecuación 1-1,  $M_u$  y  $M'_u$  representan los momentos flectores últimos en ambos extremos de la barra que corresponden a la fuerza cortante última  $V_u$  (Figura 1-1.e). Si se eliminara el factor 1,15 de la ecuación 1-1, ésta representaría la condición de equilibrio de momentos del elemento estructural que se muestra en la Figura 1-1.c o la Figura 1-1.d; por lo tanto, la ecuación 1-1 muestra que  $V_d$  supera en un 15% la fuerza cortante que experimentaría el elemento en caso de que sus dos extremos alcanzasen simultáneamente sus capacidades máximas a momento ( $M_u$  y  $M'_u$ ). Por tanto, si el elemento se diseña para resistir  $V_d$ , la ausencia de rotura por cortante frágil está totalmente garantizada. Cabe destacar que este tipo de protección (el fallo dúctil por flexión protege contra el fallo frágil por cortante) no es posible cuando el elemento considerado está articulado en sus dos extremos (sección Q.2).

**COMENTARIO.** La Figura 1-1.e muestra un diagrama de desplazamiento de fuerza lateral que hace referencia a la Figura 1-1.c o a la Figura 1-1.d; en un elemento horizontal (losa, Figura 1-1.c), éstos (fuerza y desplazamiento) son verticales, mientras que en un elemento vertical (muro o columna, Figura 1-1.d), ambos son horizontales. La curva de la Figura 1-1.e contiene nueve puntos y ramas (etiquetados del 1 al 9) que representan niveles crecientes de degradación; sus descripciones se incluyen a continuación.

- **Punto 1.** Fisuración del hormigón armado (concreto reforzado). En elementos estructurales sin ninguna compresión axial relevante (por ejemplo, vigas de edificios ordinarios o columnas de pisos superiores de edificios) este efecto ocurre antes de cualquier otra degradación. Por el contrario, la mayoría de los elementos estructurales de las estaciones subterráneas de metro o ferrocarril (Figura 4) están muy comprimidos; por lo tanto, en las situaciones cubiertas por este Manual, el agrietamiento (fisuración) del concreto puede aparecer en etapas posteriores (o incluso estar totalmente ausente). En cualquier caso, esta circunstancia carece de relevancia práctica, ya que este agrietamiento no está considerado en este Manual como una degradación significativa (Figura 3); es decir, sólo se contemplan como daños relevantes las fisuras extensas y amplias (ver Punto 2).
- **Punto 2.** Cedencia (plastificación) del acero de refuerzo principal (longitudinal) en tracción (tensión). Esta degradación genera varios resultados no deseados: deformaciones permanentes en las barras de refuerzo, fuerte reducción de la rigidez a la flexión del elemento y fisuras generalizadas y amplias en el hormigón (concreto) circundante. Por tanto, se considera en este Manual como una degradación significativa. En la Figura 1-1.e, la fuerza que genera este daño se representa como  $V_y$  ("y" representa la cedencia).
- **Punto 3.** La **tensión** (esfuerzo) axial de compresión del hormigón (concreto) alcanza su valor máximo (justo antes del aplastamiento). Esta degradación genera dos resultados indeseados: una deformación (acortamiento) permanente en el hormigón (concreto) comprimido y una reducción de la rigidez a flexión del elemento. Dado que estos resultados no son muy severos, este efecto no se considera en este Manual como un hito de degradación significativo.

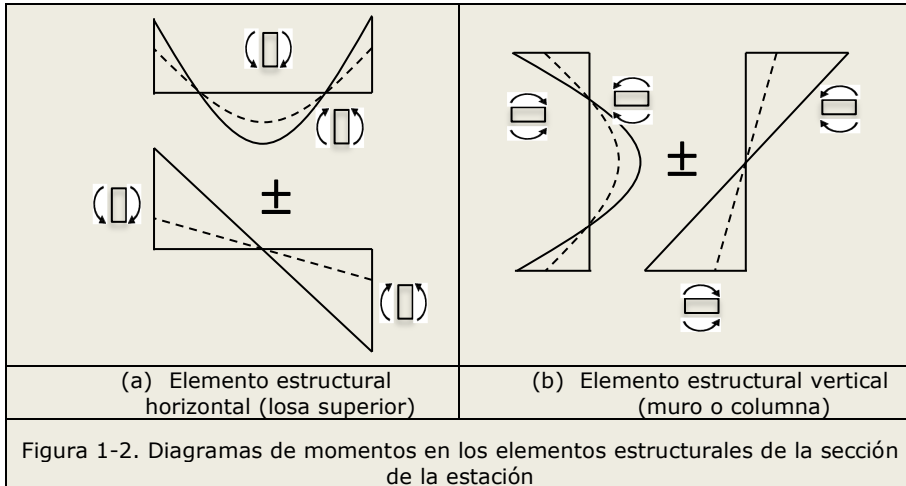


- **Punto 4.** Pandeo del acero de refuerzo longitudinal comprimido. La inestabilidad axial de los segmentos (muy demandados) de las barras longitudinales que se encuentran comprendidas **entre** dos estribos (cercos) consecutivos puede desencadenar desplazamientos laterales bruscos (flexión) que generan roturas del hormigón (concreto) de recubrimiento (este efecto consiste en una especie de estallido y se conoce comúnmente en lengua inglesa como "spalling").
- **Punto 5.** Tal como se anunció en la discusión del punto 4, descascarillado de la capa exterior (cubierta) de hormigón (concreto). Como se comenta en el punto 4, este efecto es casi simultáneo al anterior. Estas degradaciones generan varios resultados no deseados: altas deformaciones permanentes en las barras afectadas, reducción muy **fuerte** e irreversible de la rigidez a la flexión del elemento (después de alcanzar su capacidad máxima), y falta de protección contra la corrosión en las barras de acero pandeadas. Por lo tanto, los puntos conjuntos 4 y 5 se consideran en este Manual como un hito de degradación altamente significativo. En la Figura 1-1.e, la fuerza que genera este daño se representa como  $V_u$  ("u" representa último).
- **Punto 6.** Desplazamiento máximo que permite mantener la capacidad portante (axial) del elemento. Se **considera** que este punto corresponde a la misma fuerza ( $V$ ) que el punto 2. Dado que traspasar este punto conduce a la falta de suficiente capacidad portante, se considera en este Manual como el hito final de degradación.
- **Punto 7.** Colapso del núcleo de **hormigón** (concreto) (parte interior confinada por la armadura de acero). Después de la degradación severa en los puntos 4 y 5, este punto representa el final de cualquier capacidad estructural, en el sentido de que después de él la resistencia (en términos de la fuerza cortante  $V$ ) cae a cero.
- **Rama 8.** Rotura por cortante antes de la cedencia por flexión. El hecho de que esta rama decrezca claramente desde su **inicio** corrobora que la rotura por cortante es siempre frágil; de hecho, esta fragilidad es muy superior a la del fallo frágil por flexión (momento flector), en que este sobreviene por acortamiento excesivo del concreto comprimido en vez de por alargamiento excesivo del acero traccionado. Este tipo de fallo frágil temprano surge cuando no se imponen las condiciones de capacidad de equilibrio locales antes mencionadas (ecuación 1-1), es decir no se diseña la sección en estudio para que resista el cortante  $V_d$  proporcionado por dicha ecuación.
- **Rama 9.** La misma rotura por **cortante** que en la rama 8, pero después de la cedencia por flexión (punto 2). Esta rama es alternativa a la anterior, y corresponde a un fallo menos frágil. Sin embargo, es necesario enfatizar que el cumplimiento de las condiciones de capacidad de equilibrio locales antes mencionadas conduciría a un fallo por cortante que ocurriría incluso después del punto 7 (ecuación 1-1)

**COMENTARIO.** En la generación del diagrama fuerza-desplazamiento representado en la Figura 1-1.e debe considerarse también el efecto de las acciones gravitatorias, incluyendo entre éstas el empuje del terreno (Capítulo 5, sección 6.2, Figura 6-5). Más precisamente, debe tomarse la combinación "sísmica" expresada en la ecuación 1-4, aunque el término "EQ" debe tomarse con valor creciente (es decir, no constante) para ir generando todos los puntos de la curva mencionada; en sus ejes, la fuerza cortante  $V$  y el desplazamiento  $\Delta$  corresponden exclusivamente a la acción sísmica (EQ).

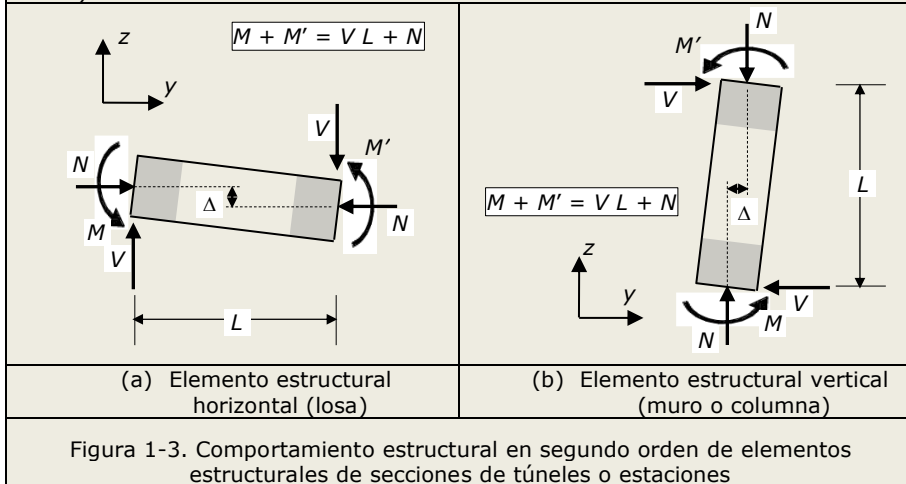
**COMENTARIO.** A efectos de clarificar la discusión anterior a partir de la curva en la Figura 1-1.e, la Figura 1-2 presenta esquemas de los diagramas de momentos en los elementos estructurales (horizontales y verticales) de la sección de la estación (Figura 1-1.b); estos diagramas se presentan descompuestos en los generados por la fuerza concentrada (Figura 1-1.a, origen sísmico) y en los causados por fuerzas distribuidas (sísmicas, Figura L-9, y gravitatorias, Figura

6-5). Obviamente, los diagramas de momentos producidos por la fuerza puntual (concentrada) son lineales (aproximadamente antisimétricos), mientras que los debidos a las fuerzas distribuidas son curvos (parabólicos si la distribución es uniforme, Figura L-9 y Figura 6-5). Para acciones sísmicas crecientes (es decir, al desplazarse a la derecha en la curva de la Figura 1-1.e), ambas componentes aumentan, ya que ambas contienen influencia sísmica; en la Figura 1-2 los diagramas iniciales se representan con trazo discontinuo, y los aumentados con trazo continuo.



**COMENTARIO.** Figura 1-2 muestra que, a medida que avanza la severidad de la acción sísmica, los momentos tienden a ser claramente mayores en los extremos de las barras; esto corrobora que el daño se concentra en dichos segmentos.

**COMENTARIO.** Los análisis descritos en la Figura 1-1 corresponden a una formulación en primer orden (es decir, formulando las condiciones de equilibrio en la configuración inicial de los elementos analizados); si se desea efectuar análisis en segundo orden (planteando las ecuaciones de equilibrio en la configuración deformada), la Figura 1-3 muestra (de forma análoga a la Figura 1-1.c y la Figura 1-1.d) las modificaciones a realizar.



**COMENTARIO.** La Figura 1-3 muestra que las ecuaciones de equilibrio de momentos de los elementos analizados incluyen el efecto del desplazamiento transversal relativo ( $\Delta$ ) entre ambos extremos. La curva de la Figura 1-1.e puede ser igualmente generada a partir de estos análisis en segundo orden, obteniéndose una curva de aspecto similar, aunque ligeramente más desfavorable, en el sentido de menos capacidad y ductilidad.

**COMENTARIO.** Para facilitar el análisis, la curva de la Figura 1-1.e se idealiza con frecuencia, representándose mediante versiones linealizadas. La Figura 1-4 muestra una ley multi-lineal de fuerza-desplazamiento que conserva la mayoría de los aspectos relevantes del diagrama curvo de la Figura 1-1.e.

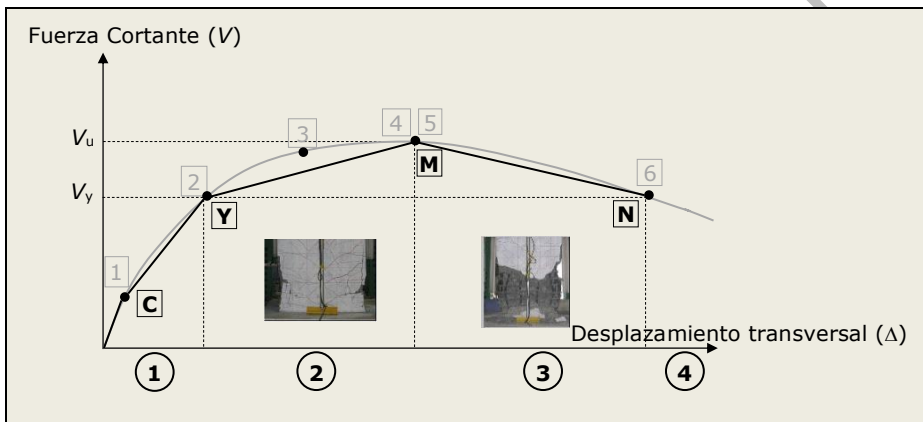


Figura 1-4. **COMENTARIO.** Aproximación tetra-lineal del diagrama fuerza-desplazamiento en la Figura 1-1.e

**COMENTARIO.** La Figura 1-4 presenta una versión tetra-lineal idealizada del diagrama de desplazamiento de fuerza lateral que se muestra en la Figura 1-1.e. La curva de la Figura 1-4 contiene cuatro segmentos lineales separados por el origen y los vértices C, Y, M y N. El punto C ("cracking", corresponde al punto 1 de la Figura 1-1.e) indica la primera reducción de rigidez (pendiente de la curva) a causa de la fisuración del hormigón (concreto) traccionado (tensionado). El punto Y ("yielding", corresponde al punto 2 de la Figura 1-1.e) señala la segunda reducción de rigidez debida a la plastificación (cedencia) del acero tensionado. El punto M ("máximo", puntos 4 y 5 de la Figura 1-1.e) corresponde a la máxima ordenada de la curva y al momento en que se produce el desprendimiento de la capa exterior de hormigón (concreto) que recubre a las armaduras (refuerzos) longitudinales comprimidas (generándose su pandeo, pues). Finalmente, el punto N (corresponde al punto 6 de la Figura 1-1.e) señala el máximo desplazamiento que puede ser resistido por el elemento de una forma sostenida durante una acción sísmica severa; tal como sucede con los puntos 2 y 6 en la Figura 1-1.e, los momentos para los puntos Y y N son iguales.

**COMENTARIO.** Como se comenta a partir de la Figura 1-1.d, el punto M también corresponde al instante en el que se produce el desprendimiento de la capa exterior de hormigón (concreto) ("spalling") que recubre las armaduras longitudinales comprimidas (simultáneamente a su pandeo, obviamente). En general (es decir, para materiales ordinarios), el punto M suele corresponder a una deformación del hormigón (concreto) comprimido  $\epsilon_{cu} = 0,0035$ . Más concretamente, este valor es válido para hormigón cuya resistencia característica

a compresión no exceda 50 MPa. Aunque no es presumible el uso de hormigones de resistencias superiores en las estructuras cubiertas por este Manual, la siguiente expresión empírica proporciona valores de  $\varepsilon_{cu}$  para concreto de hasta 90 MPa [EN 1992-1-1 2004]:

$$\varepsilon_{cu} = 0,0026 + 0,035 \left( \frac{90 - f'_c}{100} \right)^4 \quad 1-2$$

**COMENTARIO.** En la ecuación 1-2, la resistencia del concreto debe ser introducida en MPa. La expresión 1-2 muestra que la deformación última del hormigón decrece para valores de su resistencia característica superiores a 50 MPa, alcanzando 0,0026 para concreto de 90 MPa. Para resistencias superiores, es necesario buscar información bibliográfica reciente o efectuar estudios experimentales específicos.

La identificación entre el punto M y la deformación del concreto antes mencionada está avalada por las normas peruanas e internacionales más importantes ([E.060 2009; ACI 318-19 2019; EN 1992-1-1 2004; Standard 2007], estas referencias se encuentran en grupos "Reglamento General y Sísmico del Perú" y "Normas y otros Documentos Similares de otros Países").

**COMENTARIO.** En la Figura 1-4 el daño del elemento estructural considerado se clasifica en cuatro rangos (presentados en orden de severidad creciente): 1 (entre el origen y el punto Y), 2 (entre los puntos Y y M), 3 (entre los puntos M y N) y 4 (más allá del punto N); es destacable que, tal como se ha discutido previamente, la fisuración del concreto tensionado (punto C) no se considera un hecho suficientemente relevante como para asignarle un mayor nivel de daño. Para mayor claridad, se añaden dos imágenes la Figura 1-4; éstas describen la situación de un elemento estructural genérico en los rangos de daño 2 (fuerte fisuración, debida al alargamiento plástico de las armaduras traccionadas) y 3 y 4 (armaduras longitudinales descubiertas, debido al desprendimiento del hormigón de recubrimiento).

**COMENTARIO.** Por último, se desea subrayar que debe evitarse confundir los rangos de daño en la Figura 1-4 con los Niveles de Daño en la subsección 1.4.3; éstos constituyen una definición general, mientras que aquéllos son exclusivos de la curva presentada.

**COMENTARIO.** En la Figura 1-4 conviene destacar que la posición del punto Y puede relacionarse directamente (mediante la ley de Hooke, ya que el acero aun se comporta linealmente) con la deformación del acero:  $\varepsilon_y = f_y / E_s$ . Conociendo el tipo de acero, se obtiene inmediatamente la correspondiente deformación; por ejemplo, para el acero común de grado 60 (ASTM A615 Grade 60, límite elástico  $4200 \text{ kg/cm}^2$ ), se tiene que  $\varepsilon_y = 4200 / 2000000 = 0,0021$ .

#### 1.4.5 Mecanismos de Fallo de Secciones de Túneles y Estaciones

**COMENTARIO.** La subsección 1.4.4 (Figura 1-1 y Figura 1-4) se refiere al comportamiento de elementos estructurales individuales; a efectos de caracterizar el comportamiento global de la sección de una estación o túnel hasta su fallo, la Figura 1-5 representa una situación más genérica de una estación formada por varias plantas.

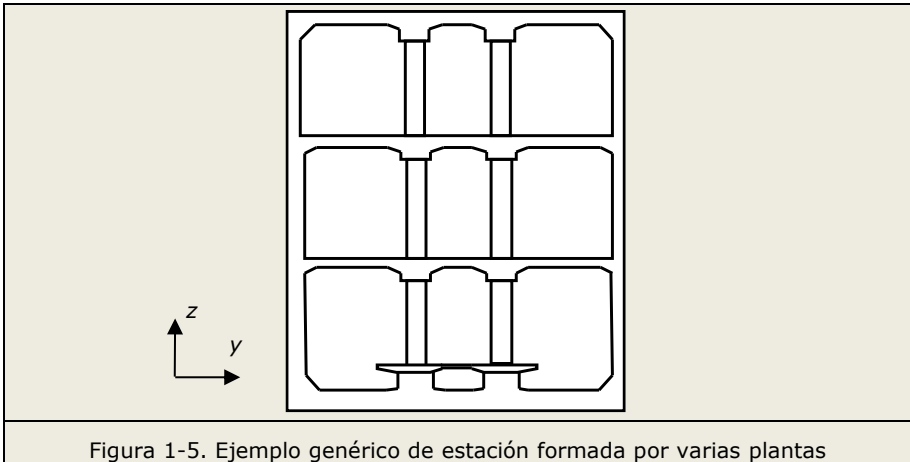


Figura 1-5. Ejemplo genérico de estación formada por varias plantas

**COMENTARIO.** Este último se establece a partir de los de cada elemento, teniendo en cuenta su responsabilidad en el mecanismo global esperado. Se considera que **todos los elementos estructurales de la estación tienen la misma responsabilidad en su seguridad.**

**COMENTARIO.** En relación a esta última afirmación, podría interpretarse que las losas intermedias que no soportan trenes tienen una menor responsabilidad, pero éstas también pueden servir como puntales horizontales que arriostan ambos muros laterales el uno contra el otro. En relación a la reparabilidad, los elementos en contacto con el terreno circundante (muros y losas extremas) presentan mayor dificultad que los interiores (muros y columnas interiores, y losas intermedias).

#### 1.4.6 Estados Límites

**COMENTARIO.** Tal como se ha indicado previamente, cada Requisito de Desempeño está asociado a un Nivel de Daño; a su vez, cada Nivel de Daño se vincula a un Estado Límite. Los Estados Límite se definen en base a parámetros ingenieriles que, en general, están cuantificados (según el daño al que correspondan). Esta estrategia está orientada a facilitar la verificación de los Estados Límite mediante cálculos matemáticos.

En este Manual se proponen cuatro Estados Límite, dos de éstos son Estados Límite de Servicio y dos son Estados Límite Últimos. La diferencia entre estas categorías es que éstos están fuertemente relacionados con la seguridad de la estructura (representan umbrales situados a mayor o menor "distancia" de su colapso), mientras que aquéllos se refieren preferentemente al funcionamiento de la infraestructura (es decir, están muy "lejos" de que haya daños estructurales serios, y más aún del colapso). En otras palabras, los Estados Límite Últimos corresponden a Niveles de Daño más severos que los Estados Límite de Servicio; más exactamente aquéllos se definen básicamente según el daño estructural, mientras que éstos dependen sobre todo del daño no estructural. No obstante, en la definición de ambos tipos de Estados Límite se consideran tanto los daños estructurales como no estructurales (aunque con distinto nivel de relevancia). Tal como se describe más adelante, los dos Estados Límite de Servicio se conocen como ELSS1 (menos daño) y ELSS2 (más daño); en cuanto a los Estados Límite Últimos, son ELUS1 (menos daño) y ELUS2 (más daño). Los Estados Límite etiquetados como "1" corresponden a un daño menos severo que los etiquetados como "2".

**COMENTARIO.** La determinación de los Estados Límite para estructuras enterradas no puede basarse en los criterios empleados habitualmente para

edificios ordinarios (situados por encima del nivel del terreno), ya que existen numerosas diferencias entre el comportamiento sismorresistente de edificios ordinarios y construcciones subterráneas:

- La acción sísmica es claramente indirecta (es decir, se trata de un desplazamiento impuesto); en consecuencia, dado que la estructura está embebida en el terreno, la deriva y las aceleraciones absolutas no pueden evitarse. En este sentido, si se aumentase la rigidez lateral (transversal) de la estructura, la deriva sería difícil de reducir y probablemente una mayor rigidez redundaría en un daño estructural más severo; en última instancia, si se diseña una estructura como casi infinitamente rígida en sentido lateral, su deriva ("drift") ciertamente se reduciría drásticamente, pero sus aceleraciones absolutas serían iguales a las del terreno circundante.
- La dificultad y el coste de las reparaciones estructurales son significativamente mayores.
- El coste de reparación no es un tema crucial, dado que no existe la opción de demoler completamente y construir de nuevo.
- La imposibilidad técnica de reparar no es una opción aceptable, ya que el esfuerzo económico efectuado y la utilidad de la infraestructura son muy importantes.
- La operatividad (que permite la circulación de los trenes) y la evacuación (que permite la evacuación de los usuarios) son cuestiones cruciales.
- Las derivas permanentes no deben jugar ningún papel relevante de diseño, ya que, a la inversa de en edificaciones ordinarias, no están claramente relacionadas con el daño estructural (sino más bien con el desplazamiento permanente del terreno circundante, estando este totalmente fuera de nuestro control y siendo altamente factible en terremotos fuertes). En todo caso, la altura de las "plantas" (de una determinada estación) es muy variable, por lo que el ángulo de deriva sería más significativo que la deriva.

**COMENTARIO.** La definición de los Estados Límite para estructuras subterráneas no es en absoluto una tarea rutinaria, dado que existen pocos precedentes de este enfoque (PBD) aplicado al diseño sísmico de estructuras subterráneas [Huh et al. 2017; Liu et al. 2014] (referencias en el grupo "Diseño basado en el Desempeño"); sin embargo, las condiciones impuestas para líneas de metro o ferrocarril particulares frecuentemente contienen tales requisitos.

Los cuatro Estados Límite propuestos se describen a continuación:

- **Primer Estado Límite de Servicio Sísmico (ELSS1).** Este Estado Límite corresponde al Daño Insignificante (DI).
- **Segundo Estado Límite de Servicio Sísmico (ELSS2).** Este Estado Límite corresponde al Daño Limitado (DL).
- **Primer Estado Límite Último Sísmico (ELUS1).** Este Estado Límite corresponde al Daño Significativo (DS).
- **Segundo Estado Límite Último Sísmico (ELUS2).** Este Estado Límite corresponde al Daño Generalizado (DG).

La Tabla 1-2 muestra la correspondencia entre los Requisitos de Desempeño (rendimiento), los Niveles de Daño y los Estados Límite propuestos, junto con los límites conceptuales que caracterizan dichos Estados Límite. En la primera columna de la Tabla 1-2 se indican, de forma conjunta, el Requisito de Desempeño, el Nivel de Daño y el Estado Límite asociados (la etiqueta conjunta es "Nivel").



Tabla 1-2. Correspondencia entre los Requisitos de Desempeño (rendimiento), los Niveles de Daño y los Estados Límite

Nivel	Estructura	Componentes no Estructurales
OI-DI-ELSS1	Rango lineal	Daños muy ligeros
OR-DL-ELSS2	Rango lineal	Daños ligeros
SA-DS-ELUS1	Dominio 2	Integridad
SC-DG-ELUS2	Dominio 3	Sin peligro

En la Tabla 1-2, los dominios de deformación 2 y 3 para la estructura se refieren a la Figura 1-4. La curva multilínea representada en dicha Figura se refiere a elementos estructurales individuales; ya que la Tabla 1-2 trata de estructuras completas, es necesario aclarar que las condiciones estipuladas en dicha Tabla deben satisfacerse para todos los elementos que constituyen la sección de la estructura (subsección 1.4.5).

**COMENTARIO.** En la Tabla 1-2, no es posible establecer criterios globales para las Componentes no Estructurales (es decir, que sean válidos para todos ellos), dada la enorme disparidad que pueden presentar éstas. Por esta razón se indican sólo límites generales; éstos están relacionados con su afectación al funcionamiento de la estructura. El Capítulo 7 se refiere al diseño sismorresistente de componentes no estructurales.

Dada la importante variedad de configuraciones estructurales que pueden presentar las secciones transversales de túneles y estaciones (Figura 1-5, Figura B-1, Figura B-3, Figura Q-3), no resulta posible proporcionar criterios sencillos y generales para verificar los Estados Límite en función de parámetros ingenieriles cuantificados (deformaciones del hormigón y del acero, rotaciones de rótulas plásticas, entre otros); no obstante, para mayor claridad y facilidad de utilización, la Tabla 1-3 presenta una correspondencia entre las exigencias de rendimiento estructural (Requisitos de Desempeño) en la Tabla 1-2 (Rango lineal, Dominio 2 y Dominio 3) y los valores de los parámetros ingenieriles discutidos a partir de la Figura 1-1. Debe tenerse presente que la Tabla 1-3 se refiere exclusivamente a los elementos estructurales principales (losas, muros y columnas interiores), y esto sólo en el caso de que estén construidos con materiales (acero y concreto) de características ordinarias. Por último, es importante destacar que la Tabla 1-3 se puede aplicar únicamente a secciones en cajón con conexiones rígidas entre sus elementos (Figura B-1) y cuyo fallo lateral se produzca mediante formación de rótulas plásticas dúctiles en los tramos adyacentes a dichas conexiones.

Tabla 1-3. Correspondencia entre los Requisitos de Desempeño (Niveles de Daño o Estados Límites) y las deformaciones del acero y del concreto estructurales para secciones en cajón rígidas (Figura B-1) cuyo fallo lateral se produce mediante rótulas plásticas dúctiles

Nivel de Exigencia	Comportamiento estructural	Deformación del acero ( $\epsilon_s$ )	Esfuerzo o deformación del concreto ( $\sigma_c$ o $\epsilon_c$ )
OI-DI-ELSS1	Rango lineal (Dominio 1)	$\leq \lambda \epsilon_y$	$\leq \lambda 0,4 f'_c$
OR-DL-ELSS2	Rango lineal (Dominio 1)	$\leq \epsilon_y$	$\leq 0,4 f'_c$
SA-DS-ELUS1	Dominio 2	$\leq 0,02$	$\leq \epsilon_{cu} (0,0035)$
SC-DG-ELUS2	Dominio 3	-	-

Como en la Tabla 1-2, en la primera columna de la Tabla 1-3 se indican, de forma conjunta, el Requisito de Desempeño, el Nivel de Daño y el Estado Límite asociados (la etiqueta conjunta es "Nivel de Exigencia"). La segunda columna contiene la misma información que en la Tabla 1-2; finalmente, en las columnas tercera y cuarta se presentan los valores límite de la deformación del acero y del esfuerzo (fuerza por unidad de superficie) o la deformación del hormigón (concreto).

Con respecto al cuarto Nivel de Exigencia (Inferior) en la Tabla 1-3, el límite del dominio 3 no puede caracterizarse en términos de tales parámetros de ingeniería; en su lugar, los mecanismos de colapso tienen que ser identificados y, si se considera apropiado, se debe construir la curva de la Figura 1-1.e (o su versión tetra-lineal en la Figura 1-4), ya sea de forma numérica o experimental para cada elemento estructural involucrado en el mecanismo de colapso considerado.

En la Tabla 1-3, para que la situación de un elemento estructural dado corresponda a un determinado dominio, es necesario que las dos condiciones que lo limitan (por la derecha) se satisfagan ambas.

**COMENTARIO.** El párrafo del Texto Técnico Normativo indica una interpretación aparentemente conservadora de la Tabla 1-3, no obstante debe tenerse en cuenta que en una sección de un determinado elemento estructural (Figura 1-1) el fallo puede llegar por excesivo acortamiento del concreto comprimido (puntos 4 y 5, Figura 1-1) o por excesivo alargamiento del acero tensionado; ambos modos de fallo corresponden a los dos criterios expuestos en la Tabla 1-3, respectivamente.

**COMENTARIO.** Tal como se ha indicado previamente, la Tabla 1-3 se aplica únicamente a materiales (acero y concreto) ordinarios, como los que se emplean habitualmente en el Perú; si se utilizan concreto de alta resistencia o acero de alto límite elástico, los límites indicados pueden variar (ecuación 1-2).

En la Tabla 1-3, en los Niveles de Exigencia OI-DI-ELSS1 y OR-DL-ELSS2 la exigencia (para los elementos estructurales) es que los materiales (concreto y acero) permanezcan en su rango lineal (y elástico, pues). Sin embargo, para el Nivel de Exigencia inferior (OI-DI-ELSS1) se introduce un coeficiente adimensional  $\lambda$  ( $\leq 1$ ) que permite aumentar la exigencia para dicho Nivel de Exigencia. En este Manual, esta operación no se considera estrictamente necesaria, por lo que se propone considerar  $\lambda = 1$ ; los propietarios (o gestores) de la infraestructura en consideración pueden tomar valores menores, aunque sin exceder (por debajo) 0,75 (es decir,  $\lambda \geq 0,75$ ).

**COMENTARIO.** El límite inferior para  $\lambda$  surge de aplicar la expresión 2-13 para los períodos de retorno correspondientes a los Niveles de Exigencia OI-DI-ELSS1



y OR-DL-ELSS2 para Importancia Operativa I3 (Tabla 1-5). Como resultado de proponer en este Manual que  $\lambda = 1$ , la Tabla 1-2 y la Tabla 1-3 muestran que, para elementos estructurales, no existe ninguna diferencia apreciable entre los Niveles de Exigencia OI-DI-ELSS1 y OR-DL-ELSS2; esta decisión se ha tomado para no complicar innecesariamente los cálculos, ya que a nivel conceptual, sí que existen claras distinciones entre dichos Niveles de Exigencia (subsecciones 1.4.2, 1.4.3 y 1.4.6). En el rango lineal se limita en la Tabla 1-3 tanto la deformación del acero (se entiende que está tensionado) como la tensión (esfuerzo) del hormigón (concreto) comprimido; en este último caso, el valor considerado (40% de la resistencia característica a compresión) es suficientemente prudente. En algunos casos, el límite del esfuerzo del hormigón (concreto) puede resultar excesivamente conservador; el proyectista puede proponer alternativas, siempre que éstas estén suficientemente justificadas. La deformación del acero (2%) que se indica para SA-DS-ELUS1 es el límite para garantizar una reparabilidad sencilla, rápida y económica (por ejemplo, la estructura puede ser reparada mediante inyección de las fisuras) [FEMA 356 2000] (referencia en el grupo "Diseño Basado en el Desempeño").

Para modos de fallo distintos de los contemplados en la Tabla 1-3, es necesario buscar información en la literatura técnica o realizar ensayos.

**COMENTARIO.** Sobre la verificación del Nivel de Exigencia SC-DG-ELUS2, se debe enfatizar que los mecanismos de colapso (fallo) tienen que estar claramente identificados; esta operación se realizará de forma conceptual, a partir del conocimiento del comportamiento estructural de la estación o túnel. En este sentido, un mecanismo de colapso (o fallo) se definirá como una situación incompatible con los requisitos de SC-DG-ELUS2. Los mecanismos típicos son el fallo por cortante de las conexiones articuladas entre las losas y las columnas (o muros), el fallo de las columnas debido al desplazamiento excesivo de las estanterías (que conduce a efectos relevantes de segundo orden); notablemente, el fallo a cortante de las conexiones articuladas es frágil, siendo esta una condición no deseada (subsección 1.4.4). Por el contrario, en secciones de estación (o túnel) cuyos principales elementos estructurales (muros, columnas y losas) están rígidamente conectados (es decir, impidiendo el giro relativo entre ellos - resistentes a momentos-), la formación de rótulas plásticas en todas estas uniones no puede, en general, ser considerada como un mecanismo de colapso, incluso si la rigidez lateral de la estación cae a casi cero; la razón es que el suelo circundante proporciona suficiente efecto de arriostramiento para evitar el colapso lateral de la estación. En este sentido, el Anexo B propone soluciones estructurales que no tienen, deliberadamente, ninguna rigidez lateral relevante (Figura B-3). La sección Q.15 describe la identificación del colapso de un tramo de la Estación Mercado Santa Anita de la Línea 2 del Metro de Lima. En resumen, este fallo global no puede relacionarse en absoluto con las deformaciones del hormigón y del acero (Tabla 1-3).

## 1.5 Niveles de Diseño

**COMENTARIO.** En los documentos americanos [ASCE/SEI 7-22 2022] se considera tres niveles de diseño (de detallado estructural) para estructuras de concreto: Ordinario, Intermedio y Especial; éstos proporcionan niveles crecientes de ductilidad. Por otra parte, la Norma peruana [E.060 2009] contiene condiciones especiales a cumplir en zonas sísmicas (capítulo 21). Estas referencias se encuentran en los grupos "Normas y otros Documentos Similares de otros Países" y "Normativa Peruana General y Sísmica").

Las estructuras enterradas objeto de este Manual se diseñarán con el nivel **Intermedio**. Las estructuras de Importancia Operativa I1 (Otras, subsección 1.3.3) constituyen una excepción, y en éstas se requiere sólo un nivel Ordinario. A pesar de que [E.060 2009] no es aplicable a las estructuras cubiertas por este Manual (ya que

se refiere exclusivamente a estructuras de edificación), se respetarán sus prescripciones en la medida en que los elementos estructurales de aquélla sean homologables a los de este Manual; a su vez, este Manual se aplicará a las partes aéreas de los edificios con partes situadas por encima y por debajo del terreno (Anexo C).

## 1.6 Niveles de Acción Sísmica a Considerar

### 1.6.1 Períodos de Retorno Considerados

En este Manual, el nivel de sismicidad a considerar (en el diseño sísmico de construcciones subterráneas) se cuantifica en términos del período de retorno al que corresponde, definiéndose este como el tiempo promedio transcurrido entre eventos sísmicos de la misma severidad. Aceptando que el comportamiento estadístico de tales eventos se puede describir con una ley de distribución de Poisson, el período de retorno se puede asociar con la probabilidad de ser excedido durante la Vida de Diseño (Útil) de la construcción (sección 1.2). En este Manual se consideran seis periodos de retorno: 60, 110, 195, 450, 950 y 2450 años; los terremotos correspondientes se denotan como Muy bajo, Bajo, Moderado, Alto, Muy alto y Máximo, respectivamente. La Tabla 1-4 describe los seis mencionados Niveles de Acción Sísmica considerados en este Manual.

Tabla 1-4. Niveles de Acción Sísmica en términos de período de retorno, probabilidad de excedencia durante la Vida Útil de la construcción y severidad del terremoto

Período de retorno (años)	60	110	195	450	950	2450
Probabilidad de excedencia en 100 años (%)	80	60	40	20	10	4
Terremoto	Muy bajo	Bajo	Moderado	Alto	Muy alto	Máximo

**COMENTARIO.** Para evitar posibles confusiones, es necesario aclarar que los Niveles de Acción Sísmica de la Tabla 1-4 son válidos para cualquier sismicidad del sitio (es decir, la sismicidad del lugar en consideración). En otras palabras, por ejemplo, la severidad de un terremoto con un período de retorno dado será mayor en un lugar perteneciente a la zona sísmica 4 que en lugares dentro de las zonas 1, 2 o 3 (Figura 2-3).

**COMENTARIO.** Los períodos de retorno considerados no son “números redondos” (500, 1000, 2500) porque se ha primado que dicha cualidad la adquieran las probabilidades de excedencia; esta decisión se fundamenta en que estos parámetros son más significativos (es decir, ilustrativos) que aquellos.

### 1.6.2 Períodos de Retorno vs. Requisitos de Desempeño

**COMENTARIO.** A cada Requisito de Desempeño (rendimiento) e Importancia Operativa se les asocia un determinado Nivel de Acción Sísmica, cuantificado este por su período de retorno (o, lo que es equivalente, la probabilidad de ser excedido durante la Vida Útil de la construcción).

La Tabla 1-5 presenta los valores mínimos exigidos de los períodos de retorno para cada Requisito de Desempeño (subsección 1.4.2) e Importancia Operativa (sección 1.3); entre paréntesis se indica, en tanto por ciento, la probabilidad de excedencia en 100 años (Vida Útil seleccionada, sección 1.2) asociada a cada período de retorno. La Tabla 1-5 es aplicable tanto a elementos estructurales (Tabla 1-7) como no estructurales (Tabla 1-8).



**COMENTARIO.** Las líneas inclinadas ("contra-diagonales") unen casos de igual período; la misma información se proporciona mediante el sombreado de las celdas de la tabla.

Tabla 1-5. Períodos mínimos de retorno (años) y probabilidad de excedencia en 100 años (%) para cada Requisito de Desempeño e Importancia Operativa

Requisito de Desempeño	Importancia Operativa		
	I1 (Otras Infraestructuras)	I2 (Infraestructuras Esenciales)	I3 (Infraestructuras Críticas)
OI	60 (80%)	110 (60%)	195 (40%)
OR	110 (60%)	195 (40%)	450 (20%)
SA	195 (40%)	450 (20%)	950 (10%)
SC	450 (20%)	<b>950 (10%)</b>	2450 (4%)

**COMENTARIO.** En la Tabla 1-5, los Requisitos de Desempeño (rendimiento) OI, OR, SA, y SC corresponden a Operatividad Inmediata, Operatividad Recuperable, Seguridad Absoluta, y Sin Colapso, respectivamente (Tabla 1-2); las Importancias Operativas están descritas en la sección 1.3.

Tal como se ha señalado previamente, los valores de la Tabla 1-5 son sólo mínimos; ello significa que la entidad promotora (propietaria o gestora) de la infraestructura puede requerir, si lo desea, un nivel de protección más estricto (es decir, períodos de retorno más altos). No obstante, no se puede invertir la relación (jerarquía) entre los períodos de retorno mínimos propuestos. Esto significa que, por ejemplo, el período de SA no puede superar el de SC en ningún caso. Por otra parte, cualquier aumento deberá estar bien justificado por un estudio técnico, y no se permite más que un "desplazamiento" de período; esto último significa que, por ejemplo, de 450 años sólo se podrá pasar a 950, nunca alcanzar 2450.

**COMENTARIO.** En relación al aumento de los períodos de retorno por parte de la propiedad, debe tenerse en cuenta que la acción sísmica correspondiente a un período de retorno de 2450 años es realmente muy severa, por lo que exigir su cumplimiento para estructuras de Importancia Operativa I2 (sección 1.3) puede representar un incremento de coste importe y resultar prácticamente imposible (desde el punto de vista técnico).

Para estructuras de Importancia Operativa I1, exigir cuatro verificaciones puede ser excesivo, por ello la comprobación de Operatividad Inmediata puede ser omitida, si así se establece en los Términos de Referencia (Especificaciones Técnicas, Anexo A).

**COMENTARIO.** En relación al párrafo anterior (del Texto Técnico Normativo), debe recordarse que las verificaciones para los elementos estructurales en los niveles OI y OR son iguales ( $\lambda = 1$ , Tabla 1-3).

**COMENTARIO.** La Tabla 1-5 puede ser considerada de alguna manera como el núcleo fundamental de la propuesta de este Manual y por dicha razón es comentada a continuación en profundidad.

**COMENTARIO.** En este párrafo se describe el funcionamiento de la Tabla 1-5. Se debe seleccionar en primer lugar la Importancia Operativa de la estructura (sección 1.3); entonces ésta precisa ser diseñada para que satisfaga cada uno de los Requisitos de Desempeño OI, OR, SA y SC (subsección 1.4.2) para los Niveles de Acción Sísmica (sección 1.6) que corresponden a la misma fila. Por ejemplo, una estructura de Importancia Operativa I3 (perteneciente a una Infraestructura Críticas) debe presentar rendimientos (Desempeño) OI (Operatividad Inmediata), OR (Operatividad Recuperable), SA (Seguridad Absoluta) y SC (Sin Colapso) para los Niveles de Acción Sísmica correspondientes a períodos de retorno de 195, 450,

950 y 2450 años, respectivamente. Obviamente, para Importancia Operativa I2 estos períodos son 110, 195, 450, y 950 años; finalmente, para Importancia Operativa I1 los períodos son 60, 110, 195, y 450 años. Dado que desde OI hasta SC el nivel de exigencia se reduce considerablemente, y al aumentar el período de retorno la severidad del Nivel de Acción Sísmica (sección 1.6) asociado aumenta también considerablemente, en principio, cada una de estas verificaciones es independiente de las otras. Esto significa que el cumplimiento de una de ellas (o lo contrario) no garantiza ni impide el de las otras. En consecuencia, en general, para cada estructura es necesario efectuar las cuatro comprobaciones señaladas en la Tabla 1-5. No obstante esto último, pueden darse ciertas indicaciones del orden en que resulta aconsejable efectuar las cuatro verificaciones de los Requisitos de Desempeño OI, OR, SA (Seguridad Absoluta) y SC para la estructura principal (en cuanto a los elementos no estructurales, no es posible proporcionar indicaciones, dada su gran heterogeneidad). En los elementos estructurales resulta recomendable diseñar la estructura para **OR**, y posteriormente se verifica el cumplimiento para **SA** y **SC** (básicamente, proporcionándole ductilidad); finalmente, la verificación para **OI** resulta superflua (ya que la exigencia para la estructura es la misma que para OR, Tabla 1-2 y Tabla 1-3). En la sección 6.1 se discute de nuevo esta secuencia. Una aplicación práctica de esta estrategia se describe en la sección Q.15 (Figura Q-10).

**COMENTARIO.** Dadas las consideraciones expuestas en los párrafos anteriores, se aprecia que la filosofía que inspira a la Tabla 1-5 es que es necesario proporcionar una mayor protección sismorresistente a las estructuras más necesarias (es decir, con mayor Importancia Operativa). Esta consideración se basa en que, desafortunadamente, los medios económicos disponibles son siempre limitados, por lo que las administraciones involucradas se ven obligadas a priorizar las inversiones más necesarias (para maximizar su beneficio social); si la Tabla 1-5 exigiese un nivel de protección excesivo, ello podría impedir la promoción de la infraestructura o, al menos, exigir reducir su extensión (u otras de sus características). En otras palabras, unos períodos de retorno demasiado altos, obligarían a que la entidad promotora tuviera las manos atadas para promover infraestructuras nuevas por falta de medios económicos suficientes; por otra parte, debe recordarse que los períodos de retorno indicados en la Tabla 1-5 representan sólo valores mínimos, y la institución propietaria (o gestora) puede requerir un mayor nivel de protección (períodos de retorno más altos). Esta mayor protección de las estructuras más necesarias se articula en el sentido de que para un mismo Nivel de Acción Sísmica (sección 1.6) se exige un rendimiento superior, y un mismo rendimiento exigido corresponde a un Nivel de Acción Sísmica de mayor severidad. En la Tabla 1-5, los períodos de retorno no cambian al aumentar un nivel la Importancia Operativa y disminuir también un nivel la exigencia (Requisito de Desempeño); esto se concreta en que las "contra-diagonales" de la Tabla contienen un único período. En otras palabras, la Tabla 1-5 sólo contiene seis períodos distintos (60, 110, 195, 450, 950 y 2450 años). Conviene tener presente que la Tabla 1-5 es la esencia del Diseño Basado en el Desempeño. Tal como se discute en la subsección 1.4.1, esta estrategia de diseño consiste en buscar conocer el rendimiento (desempeño) de la estructura para diferentes Niveles de Sismicidad; de ahí la necesidad de considerar cuatro períodos de retorno para cada situación a verificar. Tampoco debe perderse de vista que los períodos de retorno más bajos (60 y 110 años) corresponden, en prácticamente todas las situaciones, a los Niveles de Acción Sísmica muy débiles, con poca a nula capacidad de afectar severamente a la infraestructura.

**COMENTARIO.** Los períodos de retorno han sido seleccionados a partir del valor indicado para Requisito de Desempeño SC e Importancia Operativa I2 (950 años, destacado en negrita) en la Tabla 1-5, ya que este período coincide aproximadamente con el indicado en el "Manual de Diseño de Puentes" [Manual 2016] (1000 años o 7% de probabilidad de ser excedido en 75 años); esta



referencia se encuentra en el grupo "Normativa Peruana Vial". Como se indicó en la sección 1.4, SC corresponde en términos generales a los requisitos de la cláusula 2.4.3.11.4 del Manual para el diseño de puentes para un período de retorno de 1000 y 2500 años (para puentes esenciales y críticos, respectivamente). El resto de períodos en la Tabla 1-5 se seleccionan buscando una gradación adecuada; esto significa que al aumentar la Importancia Operativa, el período de retorno tiene que aumentar también (para garantizar una mayor protección sismorresistente a las estructuras más importantes), y que al reducirse el Nivel de Exigencia (desde OI hasta SC) el período de retorno debe incrementarse también. El hecho de que los períodos seleccionados no sean números "redondos" (como 100, 500, 1000, etc.) es debido a que se ha buscado la "redondez" de las probabilidades de excedencia asociadas a cada período (Tabla 1-5).

**COMENTARIO.** Es destacable que, en la Tabla 1-5, la relación entre el período de retorno y la probabilidad de excedencia durante la Vida Útil se establece admitiendo que los fenómenos sísmicos siguen una distribución estadística de Poisson. Esta hipótesis es de consideración habitual en sismología, pero representa únicamente una aproximación simplificada a la realidad (de hecho, la distribución de Poisson es bastante simple, estando caracterizada por un único parámetro); esta simplicidad no parece adecuada para reproducir la fuerte disparidad entre las situaciones de diferentes regiones sísmicas del mundo. Más concretamente, la distribución de Poisson puede describir con razonable exactitud el comportamiento estadístico en condiciones "normales", es decir, suficientemente alejadas de las situaciones extremas (sismicidad muy alta y muy baja), pero cerca de éstas la aproximación es bastante peor; en particular, para grandes períodos de retorno, la probabilidad de excedencia tiende a disminuir con excesiva lentitud. En el contexto de Sudamérica (especialmente, del Perú), movimientos sísmicos con períodos de retorno de 2450 años o superiores son prácticamente imposibles, ya que requerirían una longitud de ruptura de la falla y un desplazamiento (deslizamiento) en dicha zona que son muy difíciles de alcanzar. Estas circunstancias señalan que, aunque la Tabla 1-5 indique que la probabilidad residual es aun significativa (es decir, 4% para 2450 años), los valores reales deben ser significativamente inferiores.

**COMENTARIO.** Para mayor claridad, la misma información contenida en la Tabla 1-5 se presenta en la Tabla 1-6 en un formato alternativo.

Tabla 1-6. **COMENTARIO.** Relación entre Requisito de Desempeño (mínimo), período de retorno (severidad del sismo) e Importancia Operativa (Tabla 1-5)

Periodo de retorno (años)	Probabilidad de excedencia en 100 años (%)	Sismo	Requisito de Desempeño			
			OI	OR	SA	SC
60	80	Muy bajo	<del>I1</del>			
110	60	Bajo	<del>I2</del>	<del>I1</del>		
195	40	Moderado	<del>I3</del>	<del>I2</del>	<del>I1</del>	
450	20	Alto		<del>I3</del>	<del>I2</del>	<del>I1</del>
950	10	Muy alto			<del>I3</del>	<del>I2</del>
2450	4	Máximo				<del>I3</del>

**COMENTARIO.** Cabe destacar que la Tabla 1-6 coincide con el formato de presentación habitual en los documentos estadounidenses [FEMA 356 2000] y en los borradores del [Código Modelo versión pendiente de publicación]; estas referencias se encuentran en los grupos "Diseño basado en desempeño" y "Normas y otros Documentos Similares de otros Países".

**COMENTARIO.** Debe destacarse por último que la Tabla 1-5 y la Tabla 1-6 se ajustan a las últimas tendencias de la normativa y de la práctica profesional en el contexto del diseño sismorresistente de estructuras subterráneas. El número de Requisitos de Desempeño (cuatro) es el considerado habitualmente en los códigos más avanzados y recientes (americanos y europeos, habiendo sido revisados muy recientemente); en particular, los borradores del [Código Modelo versión pendiente de publicación]. La consideración de cuatro requisitos permite tener información del comportamiento de la construcción para terremotos de diferentes magnitudes. Es destacable que, aunque la obtención de esta amplia información no puede resultar totalmente “gratuita” para el proyectista, el consiguiente aumento de complejidad del diseño y de coste de la construcción son bastante moderados. Ambos aspectos se discuten a continuación en el siguiente párrafo.

**COMENTARIO. Diseño y construcción vs. número de estados límites.** En relación al diseño, el número de verificaciones a efectuar (cuatro) no representa un incremento significativo de la dificultad y extensión del proceso de diseño; por otra parte, es bastante sencillo diseñar estructuras que satisfagan todas estas exigencias, ya que, tal como se ha indicado previamente, éstas se “escalán” o “compensan” de una forma natural (es decir, a medida que aumenta la severidad de la acción sísmica disminuye el Nivel de Exigencia). También debe señalarse que el hecho de disponer de información acerca del comportamiento de la estructura para cuatro niveles de excitación sísmica permite efectuar un diseño más ajustado; al contrario, si se considerase sólo un menor número de casos, la información disponible sería menor, lo que obligaría a actuar de forma más conservadora. En otras palabras, en dicho caso las estructuras serían más caras; ésta una razón de peso para optar por la estrategia propuesta en la Tabla 1-5 y la Tabla 1-6. En todo caso, cualquier posible incremento del coste inicial se compensaría con creces al reducirse las necesidades de reparación tras un terremoto fuerte. Sobre el coste y la dificultad de construcción, no se espera un efecto significativo.

### 1.6.3 Distinción entre Elementos Estructurales y No Estructurales

**COMENTARIO.** La Tabla 1-5 rige para la estructura principal (Capítulos 5 y 6) y los componentes no estructurales (Capítulo 7). Para mayor claridad, se puede partir entre ambos tipos de elementos; de hecho, la única diferencia es que, para verificaciones estructurales, los requisitos para OI y OR son los mismos (tomando  $\lambda = 1$ , Tabla 1-3). La Tabla 1-7 y la Tabla 1-8 muestran los periodos de retorno y las probabilidades de excedencia para la estructura principal y los componentes no estructurales, respectivamente.

Tabla 1-7. **COMENTARIO.** Período de retorno mínimo (años) y probabilidad de excedencia de los Niveles de Acción Sísmica asociados en 100 años (%) para elementos estructurales

Requisito de Desempeño	Importancia Operativa		
	I1 (Otras Infraestructuras)	I2 (Infraestructuras Esenciales)	I3 (Infraestructuras Críticas)
OI-OR	110 (60%)	195 (40%)	450 (20%)
SA	195 (40%)	450 (20%)	950 (10%)
SC	450 (20%)	950 (10%)	2450 (4%)

**COMENTARIO.** La Tabla 1-7 es equivalente a la Tabla 1-5, aunque la primera fila ha sido eliminada, ya que los periodos de retorno para OR son mayores que para OI. Por otra parte, el contenido de la Tabla 1-8 es idéntico al de la Tabla 1-5.



Tabla 1-8. **COMENTARIO.** Período de retorno mínimo (años) y probabilidad de excedencia de los Niveles de Acción Sísmica asociados en 100 años (%) para elementos no estructurales

Requisito de Desempeño	Importancia Operativa		
	I1 (Otras Infraestructuras)	I2 (Infraestructuras Esenciales)	I3 (Infraestructuras Críticas)
<b>OI</b>	60 (80%)	110 (60%)	195 (40%)
<b>OR</b>	110 (60%)	195 (40%)	450 (20%)
<b>SA</b>	195 (40%)	450 (20%)	950 (10%)
<b>SC</b>	450 (20%)	950 (10%)	2450 (4%)

**COMENTARIO.** El diseño sismorresistente de los elementos no estructurales (en relación con la Tabla 1-8) se discute en el Capítulo 7.

### 1.7 Coeficiente de Reducción

**COMENTARIO.** El Coeficiente de Reducción  $R$  que aparece en la Norma peruana [E.030 2019] (referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica") no se considera en este Manual. La única excepción la constituyen las porciones emergidas (sobre el nivel del terreno) de edificios con partes aéreas y enterradas (Anexo C), ya que en éstos es necesario garantizar el mismo nivel de protección para ambas partes.

**COMENTARIO.** La Norma peruana [E.030 2019] (referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica") considera un "Coeficiente de Reducción" ( $R$ , artículo 22) que acaba afectando (reduciendo, de hecho) a las acciones sobre las estructuras; dicho coeficiente es el producto de tres factores: el Coeficiente Básico de Reducción ( $R_0$ ) y los Factores de Irregularidad ( $I_a$  e  $I_p$ ). Cuanto mayor es  $R_0$ , más daño se está aceptando y, en consecuencia, más ductilidad debe tener la estructura para que dicho daño no genere colapso. En las estructuras enterradas objeto de este Manual no se utiliza ningún coeficiente de ese tipo, ya que el Nivel de Daño aceptado es el especificado en la sección 1.6. Los Factores de Irregularidad  $I_a$  e  $I_p$  reducen el valor de  $R$  y representan las irregularidades del edificio en altura y en planta, respectivamente. Tampoco se consideran coeficientes de irregularidad en este Manual.

### 1.8 Combinación de Acciones

El diseño de las estructuras objeto de este Manual se llevará a cabo en el contexto de la versión americana de la LRFD ("Load and Resistance Factor Design") [LRFD 2017] (esta referencia se encuentra en el grupo "Normas y otros Documentos Similares de otros Países"). En esta estrategia, las acciones se afectan por coeficientes de seguridad (sus valores son mayores que la unidad, a menos que su efecto sea favorable) que dependen de su grado de variabilidad; la resistencia local (seccional) se reduce por un coeficiente  $\phi$  (factor de resistencia) que depende de la fuerza interna considerada (fuerza axial, momento flector, fuerza cortante).

**COMENTARIO.** Notablemente, a diferencia de las formulaciones europeas, las resistencias de los materiales no se ven reducidas por ningún factor de seguridad del material. El mencionado coeficiente  $\phi$  desempeña este mismo papel.

El documento [LRFD 2017] (ecuación 1.3.2.1-1) presenta la expresión general de las combinaciones de acciones para comprobar la satisfacción de los Estados Límites (sección 1.4):

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad 1-3$$

En la ecuación 1-3,  $Q$  es el efecto combinado de todas las acciones,  $Q_i$  es el efecto de la acción  $i$ ,  $\eta_i$  es un coeficiente que depende de la ductilidad, la redundancia y la Importancia Operativa (sección 1.3) de la construcción,  $\gamma_i$  es el coeficiente de seguridad de la acción,  $\phi$  es el mencionado coeficiente de resistencia ( $\leq 1$ ),  $R_n$  es la resistencia nominal a la acción y  $R_r$  es el valor reducido de dicha resistencia. Cuando el efecto de la carga  $Q_i$  sea desfavorable para el efecto comprobado, entonces  $\eta_i = \eta_D$ ,  $\eta_R \eta_I \geq 1$ ; en caso contrario,  $\eta_i = 1 / (\eta_D \eta_R \eta_I) \leq 1$ . En estas expresiones,  $\eta_D$ ,  $\eta_R$  y  $\eta_I$  están relacionados con la ductilidad, la redundancia y la Importancia Operativa, respectivamente. En relación a  $\eta_D$ , ya que en este Manual se exige un nivel de detallado estructural especial (sección 1.5), tiene que considerarse en todos los casos  $\eta_D = 1$ . Con respecto a  $\eta_R$ , debe tomarse  $\eta_R = 1,05$  para elementos no redundantes y  $\eta_R = 1$  para elementos redundantes. En este sentido, el artículo 1.3.4 de [LRFD 2017] (esta referencia se encuentra en el grupo "Normas y otros Documentos Similares de otros Países") indica que los elementos estructurales de túneles excavados a cielo abierto deben ser diseñados para que sean suficientemente redundantes. Por otra parte, los comentarios al artículo 1.3.4 de [LRFD 2017] aclaran que los revestimientos de túneles perforados y minados pueden ser considerados como redundantes debido a la interacción entre el suelo y la estructura y a la redistribución de carga a lo largo del túnel. En resumen,  $\eta_R = 1$ . Finalmente, en este Manual debe considerarse  $\eta_I = 1$ , ya que la influencia de la Importancia Operativa (sección 1.3) se toma en consideración a través del Nivel de Acción Sísmica asociado (sección 1.6). Finalmente, el resumen global es que  $\eta_i = 1$  en cualquier caso.

Los coeficientes de seguridad de las acciones ( $\gamma_i$ ) están descritos en las Tablas 3.4-1 y 3.4-2 de [LRFD 2017] (esta referencia se encuentra en el grupo "Normas y otros Documentos Similares de otros Países"). Para las acciones permanentes se indican en la Tabla 3.4-2 valores máximos y mínimos del coeficiente (modificador de carga) para acciones permanentes ( $\gamma_P$ ); éstos corresponden a efecto desfavorable y favorable, respectivamente.

**COMENTARIO.** En relación a la acción sísmica, el coeficiente es igual a la unidad ( $\gamma_i = 1$ ). En relación a la Tabla 3.4-1 deben considerarse, al menos, las siguientes combinaciones: (i) Resistencia I ("Strength T-I"), correspondiente a la operación del túnel, (ii) Resistencia II ("Strength T-II"), correspondiente a la excavación del túnel, y (iii) Situación Sísmica ("Extreme Event T-I"), correspondiente a la acción sísmica (10.6.1 de [LRFD 2017]). En las Tablas 3.4-1 y 3.4-2, las acciones más relevantes son: **DC** y **DW** (cargas muertas, DC para elementos estructurales y no estructurales y DW para instalaciones y pavimento, artículo 3.5.1 de [LRFD 2017]), **EH** (empuje horizontal del suelo, artículo 3.5.2 de [LRFD 2017]), **ES** (sobrecarga del suelo situado por encima de la estructura en estudio, artículo 3.5.3 de [LRFD 2017]), **EV** (presión vertical del suelo, artículo 3.5.2 de [LRFD 2017]), **LL**, **LS** y **PL** (cargas vivas, LL para vehículos, LS para sobrecarga sobre el suelo situado por encima de la estructura en estudio, y PL para peatones, artículo 3.6 de [LRFD 2017]), **WA** (fuerza debida al agua, artículo 3.7 de [LRFD 2017]), **CS** (carga de construcción, artículo 3.15 de [LRFD 2017]) y **EQ** (acción sísmica, debe determinarse según las prescripciones y recomendaciones de este Manual).

Se presenta en la Tabla 1-9 una versión simplificada y adaptada de las Tablas 3.4-1 y 3.4-2 de [LRFD 2017]. En la Tabla 1-9 se incluyen únicamente las acciones más comunes.





Tabla 1-9. Coeficientes de seguridad para cada combinación de carga (de las Tablas 3.4-1 y 3.4-2 de [LRFD 2017])

Acciones	Combinación de carga			
	Resistencia I	Resistencia II	Sísmica	
Permanente	DC	1,25 – 0,90	1,25 – 0,90	1,25 – 0,90
	DW	1,50 – 0,65	1,50 – 0,65	1,50 – 0,65
	EH	1,35 – 0,75	1,35 – 0,75	1,35 – 0,75
	ES	1,35 – 0,75	1,35 – 0,75	1,35 – 0,75
	EV	1,35 – 0,75	1,35 – 0,75	1,35 – 0,75
Variable	LL	1,75	–	0,5
	LS	1,75	–	0,5
	PL	1,75	–	0,5
Agua	WA	1	1	1
Construcción	CS	–	1,3	–
Sísmica	EQ	–	–	1

**COMENTARIO.** En la Tabla 1-9, los coeficientes de seguridad pareados (para cargas permanentes) corresponden a los valores máximos y mínimos (efecto desfavorable y favorable, respectivamente). Para acciones variables, se indica un único valor, ya que se sobreentiende que cuando la acción es favorable, ésta no debe ser considerada (es decir, el coeficiente es nulo).

**COMENTARIO.** Tal como se ha indicado previamente, la combinación "Resistencia I" se refiere a la situación permanente de la estructura (durante su Vida Útil), la "Resistencia II" corresponde a la fase de construcción, y la Sísmica a la actuación de un terremoto (tanto durante el funcionamiento de la estructura como en la etapa de construcción).

**COMENTARIO.** Como ejemplo, la ecuación 1-4 presenta las combinaciones a tener en cuenta para una estructura ordinaria ubicada en una zona sísmica; en este contexto, "ordinaria" no se refiere a su Importancia Operativa, sino meramente a que posee características estructurales habituales. Por sencillez, se ha supuesto que todas las acciones consideradas presentan un efecto desfavorable en relación a la verificación efectuada (ésta es, de largo, la situación más común). Los valores de  $\gamma_p$  se obtienen de la Tabla 3.4-2 de [LRFD 2017] (esta referencia se encuentra en el grupo "Normas y otros Documentos Similares de otros Países"):  $\gamma_p = 1,25$  (DC),  $\gamma_p = 1,50$  (DW) y  $\gamma_p = 1,35$  (EH, ES y EV).

Resistencia I	$Q = 1,25 \text{ DC} + 1,50 \text{ DW} + 1,35 (\text{EH} + \text{ES} + \text{EV}) + 1,75 (\text{LL} + \text{LS} + \text{PL}) + \text{WA}$	1-4
Resistencia II	$Q = 1,25 \text{ DC} + 1,50 \text{ DW} + 1,35 (\text{EH} + \text{ES} + \text{EV}) + \text{WA} + 1,3 \text{ CS}$	
Sísmica	$Q = 1,25 \text{ DC} + 1,50 \text{ DW} + 1,35 (\text{EH} + \text{ES} + \text{EV}) + 0,5 (\text{LL} + \text{LS} + \text{PL}) + \text{WA} + \text{EQ}$	

Para definir los conceptos de carga muerta (permanente) y viva (variable, transitoria) se sigue lo estipulado en la Norma peruana de cargas [E.020 2006] y en [LRFD 2017]; en caso de conflicto, predomina esta última. Los valores del coeficiente  $\phi$  seguirán las indicaciones de los documentos del ACI [ACI 318-19 2019] y la Norma Peruana [E.060 2009] (estas referencias se encuentran en los grupos "Normativa Peruana General y Sísmica" y "Normas y otros Documentos Similares de otros Países").

Si el diseño sísmico (EQ) se efectúa mediante métodos estáticos equivalentes y la estructura analizada puede recibir efectos sísmicos en cualquier dirección horizontal, cada efecto en una determinada dirección principal de la estructura (en caso de ser

una estación o un túnel, longitudinal y transversal) debe ser combinado con el 30% del efecto en la dirección perpendicular.

**COMENTARIO.** En estaciones, se propone que la carga debida a los usuarios se multiplique por 0,5; esto equivale a considerar que, cuando llegue el terremoto la estación tiene la mitad del máximo número posible de usuarios. Este criterio es consistente con la Tabla 3.4-1 de [LRFD 2017]; esta referencia se encuentra en el grupo "Normas y otros Documentos Similares de otros Países". En otras condiciones de menor intensidad de uso, no se debe tener en cuenta la carga viva. Los coeficientes de las combinaciones descritas en esta sección no coinciden con los propugnados por la Norma Peruana de concreto [E.060 2009]; debe tenerse en cuenta que ésta no es aplicable a las estructuras cubiertas por este Manual.

## 1.9 Etapa de Construcción

Durante la construcción pueden darse condiciones distintas que en la situación final; además, frecuentemente éstas pueden ser más exigentes en algunos aspectos. Dada esta realidad, se definirán las condiciones exigibles en esta etapa.

Mientras las estructuras están siendo construidas, éstas también tienen que ser diseñadas para que sean suficientemente sismorresistentes; ello se aplica a todas las etapas que éstas atraviesen. Sin embargo, debido a la brevedad de la etapa de construcción, se debe considerar una sismicidad menor que en la situación final (a lo largo de su Vida Útil, sección 1.2). Para procesos de construcción que no excedan de 2 años, se toma un Nivel de Acción Sísmica (sección 1.6) de período de retorno **195 años**; este corresponde a una probabilidad del 10% de ser superado en 2 años (Tabla 1-5). Para procesos de construcción más prolongados, se requiere un estudio estadístico especial. Por sencillez (teniendo en cuenta la brevedad del proceso de construcción) tampoco se considerarán distintos Niveles de Daño (equivalentes a Requisitos de Desempeño, sección 1.4); la verificación consiste en comprobar que para el citado Nivel de Acción Sísmica se satisface el Requisito de Desempeño SA (Seguridad Absoluta).

Estas prescripciones también son aplicables a estructuras temporales, que sólo duran mientras se desarrolla el proceso de construcción.

Ya que las consecuencias de los posibles daños afectarán más directamente al proceso de construcción que a la utilidad final de la estructura, no se distingue la Importancia Operativa (sección 1.3) de la construcción (es decir, ésta no será tomada en consideración, y todas las estructuras serán consideradas de la misma manera, independientemente de su importancia).

**COMENTARIO.** Las combinaciones de acciones a considerar son las indicadas como "Resistencia II" y "Sísmica" en la ecuación 1.4 (sección 1.8), involucrando a las acciones que se encuentren presentes durante la etapa de construcción; obviamente, la acción sísmica EQ) toma el valor indicado en esta sección.

**COMENTARIO.** La comparación con la Tabla 1-5 y la Tabla 1-6 muestra que, para estructuras de Importancia Operativa I3, las condiciones exigidas en esta sección son igualmente severas que para la situación final (durante la Vida Útil, sección 1.2).

**COMENTARIO.** Con respecto a la excavación a cielo abierto para estaciones y túneles poco profundos, se puede emplear cualquier metodología de construcción bien sancionada; esto incluye las conocidas estrategias "bottom-up" (convencional) y "top-down". En cada caso, se debe garantizar la resistencia de los elementos estructurales involucrados (principalmente, los muros de contención) a lo largo de todo el proceso.

## 2 AMENAZA (PELIGRO) SÍSMICO

**COMENTARIO.** Este Capítulo describe cómo cuantificar la sismicidad del lugar donde se construirá la estructura subterránea bajo consideración. La sección 1.6 establece que la severidad de la sismicidad de la acción sísmica se expresa comúnmente en términos de su período de retorno; este Capítulo se refiere a la acción sísmica correspondiente a 450 años.

Este Capítulo se armoniza, en la medida de lo posible, con la normativa peruana aplicable, en particular la Norma [E.030 2019] y el Manual de Diseño de Puentes [Manual 2016].

Este Capítulo se divide en 6 secciones, cada una de éstas se resume brevemente a continuación. La sección 2.1 explica los efectos causados por movimientos sísmicos del suelo en construcciones subterráneas. La sección 2.2 describe los criterios de clasificación del suelo para ser utilizados en este Manual. Las secciones 2.3 y 2.4 presentan la expresión básica (general) de la acción sísmica y su expresión particular para análisis dinámicos, respectivamente. La sección 2.5 discute la determinación de acelerogramas subterráneos a partir de registros de superficie. Finalmente, la sección 2.6 propone criterios simplificados para estimar la variación de la PGA con el período de retorno; es decir, obtener sus valores para periodos de retorno distintos de 450 años.

### 2.1 Efectos de los Terremotos en las Construcciones Subterráneas

Esta sección presenta conceptos generales acerca de los efectos que causan los movimientos sísmicos en las construcciones subterráneas objeto de este Manual. Este contenido se considera como Comentario (en vez de Texto Técnico Normativo) dado su carácter básicamente general (conceptual).

**COMENTARIO.** Esta sección se refiere a las afectaciones de los sismos sobre las estructuras enterradas. Otras consideraciones similares se incluyen en la sección B.1 y el Anexo C. Lo primero que se debe señalar es que tales efectos son marcadamente diferentes de los que experimentan las construcciones de ingeniería civil "ordinarias" (es decir, ubicadas principalmente por encima del nivel del suelo): éstas son sacudidas en su base por el movimiento superficial del suelo mientras que las construcciones subterráneas quedan incrustadas en el suelo y, por lo tanto, se ven obligadas a experimentar sus deformaciones. En resumen, las estrategias habituales para el diseño sísmico ya no son válidas para las construcciones subterráneas. Por otro lado, en términos generales, las construcciones subterráneas se ven significativamente menos afectadas por los movimientos sísmicos del suelo que las aéreas (sobre el suelo); sin embargo, las estructuras enterradas no están totalmente libres de riesgo, de ahí la necesidad de este Manual. Además, estas construcciones son particularmente necesarias en caso de terremotos severos (sección 1.3), y sus reparaciones son claramente más costosas y dificultosas. Estas circunstancias fundamentan que el diseño sísmico de estructuras enterradas es fuertemente necesario.

**COMENTARIO.** El movimiento sísmico del suelo se propaga desde la fuente por ondas de superficie (Rayleigh y Love) y de volumen (P y S). En cuanto a las ondas superficiales, dado que su influencia se limita a los últimos metros del terreno, su influencia en las construcciones subterráneas es limitada y está restringida a sus partes más superficiales; el trabajo [Kouretzis et al. 2011] discute la influencia de las ondas de Rayleigh en el comportamiento longitudinal de túneles (esta referencia se encuentra en el grupo "Propagación y Despropagación de Ondas en el Terreno"). En cuanto a las ondas de volumen, obviamente ambas afectan a las estructuras enterradas; sin embargo, en la mayoría de los casos, la influencia de las ondas P puede despreciarse, ya que la deformación del suelo es claramente

menor que en las ondas S. En cuanto a las ondas S, generalmente se propagan verticalmente; las deformaciones del suelo generadas pueden afectar las estructuras tanto en dirección transversal como longitudinal (Figura 6-3, Figura L-3, Figura L-6, Figura L-9, Figura L-10 y Figura L-11). Las deformaciones de túneles o estaciones son el resultado de la interacción entre el suelo y la estructura [Wang 1993] (grupo "Túneles y Estructuras Subterráneas").

**COMENTARIO.** Otra consideración global importante es que, en general, los efectos sísmicos sobre las estructuras subterráneas son más exigentes si el suelo es blando (en lugar de rígido, Tabla 2-2). La razón es que, evidentemente, en suelo blando la deformación por cortante es significativamente mayor que en suelo rígido; aunque la interacción suelo-estructura antes mencionada va en sentido contrario, no es suficiente para invertir esa tendencia.

## 2.2 Clasificación del Suelo

### 2.2.1 Consideraciones Generales

**COMENTARIO.** La clasificación del sitio consiste en la categorización del suelo en distintos tipos dependiendo de su respuesta dinámica a la excitación (acción sísmica) que llega a su base (basamento o sustrato rocoso ingenieril); ésta llega en forma de ondas sísmicas, (especialmente ondas S) y después se propaga hacia arriba. Este tema es de gran interés para diseño sismorresistente de estructuras subterráneas (y de cualquier tipo sobre estructura, de hecho), por lo tanto, debe ser discutido cuidadosamente en este Manual.

### 2.2.2 Clasificación del Suelo en la Normativa Peruana e Internacional

Esta subsección describe la clasificación del suelo en la normativa peruana e internacional que se encuentra vigente en el momento de la elaboración de este Manual. Este contenido se considera como Comentario (en vez de Texto Técnico Normativo) ya que no es aplicable a las estructuras objeto de este Manual; se presenta básicamente como introducción a la subsección 2.2.3 que contiene la clasificación del suelo que se propone en este Manual.

**COMENTARIO.** La clasificación del suelo para este Manual tiene que ser consistente con los códigos de diseño peruanos actuales; entre ellos, sólo el "Manual de diseño de puentes" [Manual 2016], la Norma [E.030 2019] y, más recientemente, la Norma [E.031 2018] (referencias en los grupos "Normativa Peruana General y Sísmica" y "Normativa Peruana Vial") contienen indicaciones sobre la clasificación del suelo en el Perú. Notablemente, a pesar de que este Manual trata con estructuras subterráneas, la categorización del sitio se refiere a la superficie del suelo; este enfoque se emplea en la mayoría de los códigos de diseño de estructuras subterráneas, en particular los AASHTO [LRFD 2017], ISO [ISO 23469 2005] y los japoneses [Design Standard 2012] (y los peruanos, por supuesto); (estas referencias se encuentran en el grupo "Normas y otros Documentos Similares de otros Países"). Esta clasificación del suelo permite conocer la sismicidad de la superficie; entonces la acción sísmica que realmente afecta la construcción subterránea se determina mediante técnicas de despropagación adecuadas (sección 2.5). La comparación entre los códigos peruanos mencionados anteriormente muestra algunas discrepancias entre ellos; en este sentido, la Tabla 2-1 resume la categorización del sitio de acuerdo con cada uno de dichos códigos.

**Tabla 2-1. COMENTARIO.** Clasificación del suelo según la normativa peruana

<b>Manual para Diseño de Puentes (Tabla 2.4.3.11.2.1.1-1)</b>			<b>[E.030 2019] (Tabla 2)</b>			<b>[E.031 2018] (Tabla 4)</b>	
<b>Tipo</b>	<b><math>v_{s,30}</math> (m/s)</b>	<b><math>\bar{N}_{60}</math></b>	<b>Tipo</b>	<b><math>v_{s,30}</math> (m/s)</b>	<b><math>\bar{N}_{60}</math></b>	<b>Tipo</b>	<b><math>T_s</math> (s)</b>
A	> 1524	-	S <sub>0</sub>	> 1500	-	S <sub>0</sub>	< 0,15
B	762-1524	-	S <sub>1</sub>	500-1500	> 50	S <sub>1</sub>	< 0,30
C	366-762	> 50	S <sub>2</sub>	180-500	15-50	S <sub>2</sub>	< 0,40
D	183-366	15-50	S <sub>3</sub>	< 180	< 15	S <sub>3</sub>	< 0,60
E	< 183	< 15	S <sub>4</sub>	-	-		
F	-	-					

**COMENTARIO.** En la Tabla 2-1,  $v_{s,30}$  se refiere al promedio ponderado armónico de la velocidad de la onda de corte en las capas comprendidas en los 30 m superiores,  $\bar{N}_{60}$  es el promedio ponderado armónico para los 30 m superiores del número de golpes necesarios para penetrar 30 cm en el ensayo SPT (Prueba de Penetración Normalizada, subsección 4.5.3 y Anexo F), y  $T_s$  es el período del suelo, según lo determinado a partir de las pruebas de micro-trepidación de la superficie del suelo.  $\bar{N}_{60}$  incorpora la corrección por energía  $C_E$  que considera la eficiencia para el tipo de martillo de impacto, el diámetro del sondeo, el tipo de muestreador y la longitud de la varilla (Anexo F, ecuaciones F-7 y F-8). A efectos de clasificación de los suelos se considera un esfuerzo vertical efectivo de referencia de  $p_{atm} = 100$  kPa (presión atmosférica), por lo que el factor de corrección por profundidad será de  $C_N = 1$  (Anexo F, ecuaciones F-9 y F-10). La Tabla 2-1 muestra discrepancias relevantes entre las clasificaciones de [Manual 2016] y [E.030 2019]; con respecto a [E.031 2018], los tipos de suelo son los mismos, pero se requieren verificaciones adicionales en [E.031 2018] (en términos del período del suelo). Estas diferencias resaltan la imposibilidad de una adaptación directa de las Normas Peruanas existentes a este Manual.

**COMENTARIO.** La última columna en la Tabla 2-1 contiene el período fundamental del suelo; la cláusula 14.2 de la Norma [E.031 2018] (esta referencia se encuentra en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica") establece que la categoría del suelo debe coincidir con la condición correspondiente (desigualdad) que involucra el período del suelo. Notablemente, la Norma [E.031 2018] no contiene ninguna recomendación para cuando este ajuste (entre la categoría de suelo y el período) no se cumple; entendemos que, en tal caso, el grupo de suelo se debe "degradar" un nivel (es decir, por ejemplo, de S<sub>1</sub> a S<sub>2</sub>). Por lo tanto, en resumen, es evidente que la Norma [E.031 2018] va en la dirección de que el suelo no sólo se clasifica a través de la velocidad de onda de corte, sino también a través de su período. Notablemente, de acuerdo con la expresión bien conocida para suelos uniformes de una sola capa ( $T_s = 4H / v_s$ , ecuación L-4), los períodos del suelo en la última columna de la Tabla 2-1 corresponden a velocidades de onda de corte superiores a 800, 400, 300 y 200 m/s, respectivamente (para  $H = 30$  m). Dichos rangos de velocidad no coinciden con los de los suelos S<sub>0</sub>, S<sub>1</sub>, S<sub>2</sub> y S<sub>3</sub>, respectivamente; esta circunstancia precisa ser tenida en cuenta en la clasificación propuesta (subsección 2.2.3).

**COMENTARIO.** Las clasificaciones del sitio (del suelo) clásicas relacionan aproximadamente  $v_{s,30}$  con el promedio ponderado del número equivalente de golpes  $\bar{N}_{60}$  de SPT (principalmente para suelos granulares) o con la media armónica ponderada en los 30 m superiores de la resistencia al corte sin drenaje  $\bar{c}_u$  (principalmente para suelos finos). Sin embargo, la velocidad de la onda de corte se refiere a la rigidez del suelo más que a su resistencia; por lo tanto, se

debe hacer un esfuerzo para medir directamente  $v_{s,30}$  a través de pruebas de campo. Se ha considerado la resistencia al corte no drenado para suelos de grano fino ya que, bajo acciones sísmicas, estos suelos saturados se comportan en condiciones no drenadas (sólo los materiales permeables con alta permeabilidad al agua  $> 5 \times 10^{-3}$  m/s puede considerarse que se comportan en condiciones cíclicas drenadas).  $N_{60}$  y  $c_u$  se indican sólo como referencia.

### 2.2.3 Clasificación del Suelo para este Manual

**COMENTARIO.** Con respecto a la categorización del sitio, existe evidencia científica suficiente [Anastasiadis, Riga 2015; Pinzón et al. 2019; Verdugo 2019] (estas referencias se encuentran en el grupo "Clasificación del Suelo") de que la velocidad de onda cortante promedio antes mencionada ( $v_{s,30}$ ) por sí sola no lleva suficiente información para permitir una buena caracterización de la respuesta sísmica del suelo; en otras palabras, varios suelos con el mismo valor de  $v_{s,30}$  pueden proporcionar diferentes propiedades de amplificación de ondas sísmicas. Una limitación importante del uso exclusivo de  $v_{s,30}$  es que este parámetro se obtiene como un promedio de las capas de suelo incluidas en los 30 m superiores, por lo que es independiente del orden en que éstas aparezcan; en otras palabras, el valor de  $v_{s,30}$  para una capa blanda situada encima de una rígida es el mismo que para la situación opuesta (una capa rígida por encima de una blanda). En la mayoría de las situaciones, este no es un inconveniente importante, dado que generalmente las capas superiores son las más blandas; por el contrario, cuando esta condición no se cumple, la respuesta del suelo es significativamente diferente [Verdugo 2019]. Por lo tanto, muchos otros parámetros han sido sugeridos para complementarlo: período del suelo, estratigrafía, profundidad hasta la roca madre (basamento o sustrato rocoso ingenieril), rigidez del suelo, etc. La referencia [Verdugo 2019] contiene una lista bastante completa (muy extensa, de hecho). Además, se ha propuesto que la velocidad de onda cortante promedio ordinaria sea reemplazada por la "velocidad de onda cortante equivalente", siendo ésta más específica [Verdugo 2019]. Entre estos parámetros, el período fundamental del suelo ( $T_s$ ) es uno de los más significativos y es relativamente fácil de estimar [Anastasiadis, Riga 2015; Pinzón et al. 2019; Verdugo 2019], principalmente utilizando la formulación de Nakamura [Nakamura 2000, 2008] (esta referencia se encuentra en el grupo "Método de Nakamura"). Además, aparentemente, la Norma peruana [E.031 2018] también va en la misma dirección, como se desprende de la Tabla 2-1. Otra razón importante para usar el período del suelo para fines de clasificación, es que este planteamiento también es recomendado aparentemente por la regulación japonesa [Norma de diseño 2012] (Tabla 7.3.2, esta referencia se encuentra en el grupo "Normas y otros Documentos Similares de otros Países"), aunque no se recomienda el uso del método de Nakamura.

**COMENTARIO.** Como se menciona en el párrafo (Comentario) anterior, un método generalizado para estimar  $T_s$  es la formulación de Nakamura o HVSR que representa la relación espectral horizontal / vertical; esta estrategia se basa en mediciones de micro-temblor de la relación entre las componentes horizontal y vertical. El método de Nakamura [Nakamura 2000, 2008] es apropiado para estimar el período natural del suelo; siendo particularmente confiable cuando hay suficiente contraste entre la rigidez del basamento (sustrato) rocoso ingenieril y la de las capas superiores del suelo (es decir, cuando están involucrados suelos blandos) [Lachet, Bard 1994, 1995; Mucciarelli et al. 2001; Nakamura 2000, 2008]. Es notable que varios estudios afirman que la estrategia de Nakamura es de alguna manera confiable para estimar el período del suelo; sin embargo, no hay consenso sobre su confiabilidad para aproximar el factor de amplificación del suelo con respecto al sustrato (basamento) rocoso ingenieril [Lachet, Bard 1994, 1995; Kawase et al. 2019]. Estas referencias se encuentran en el grupo "Método de Nakamura".

**COMENTARIO.** Dadas las circunstancias puestas de manifiesto en los Comentarios anteriores, como es comúnmente aceptado en todo el mundo (también en el Perú), el suelo se clasifica preferiblemente por el promedio armónico ponderado de la velocidad de la onda de corte en las capas del suelo en los 30 m superiores del sitio de construcción (subterráneo) ( $v_{s,30}$ ); sin embargo, siguiendo las tendencias de investigación recientes (también en el Perú), se propone una estrategia más refinada que incluye también el período del suelo ( $T_s$ ). El objetivo de esta estrategia es complementar la información transportada por  $v_{s,30}$  (rigidez promedio de las capas superiores del suelo) con otro parámetro que transmite una información que está más directamente relacionada con el comportamiento real de la superficie del suelo. Notablemente, este parámetro está influenciado de alguna manera por todas las capas de suelo subyacentes; así, la profundidad del basamento (sustrato) rocoso ingenieril ( $H_{900}$ , subsección 2.2.4) se toma indirectamente en consideración. La selección constituye un compromiso entre las necesidades de proporcionar un criterio de categorización de sitio que sea adecuado y completamente actualizado, por una parte, y de hacerlo coincidir, en la medida de lo posible, con los códigos de diseño actuales, por otra parte; también debe procurarse que no se generen cambios abruptos con respecto a la mentalidad peruana en la práctica habitual de la ingeniería.

A pesar de la voluntad de armonizar este Manual con el resto de la normativa peruana, se indica específicamente que la cláusula 12.3.2 de [E.030 2019] (referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica") no se aplica a este Manual por considerarla excesivamente conservadora y poco adecuada para estructuras enterradas.

**COMENTARIO.** Los códigos peruanos [E.030 2019] y [Manual 2016] consideran el promedio ponderado armónico para los 30 m superiores, el cual se basa en [LRFD 2014]. La media ponderada armónica ayuda a promediar las magnitudes en que el tiempo es esencial, como la permeabilidad al agua en el flujo y los problemas de disipación del agua ortogonales a las capas y las velocidades de las ondas de corte  $v_{s,30}$ . Sin embargo, el uso de  $\bar{N}_{60}$  da mayor peso a los valores más pequeños de  $N_{60}$  de la serie de capas que podrían subestimar el valor del número de golpes para la determinación de  $v_{s,30}$  en caso de fuertes irregularidades en el perfil del suelo que consisten en capas rígidas de varios metros en contacto con depósitos de suelo más blandos. Por esta razón, este Manual recomienda el registro *in situ* de la velocidad de las ondas S para estimar la velocidad de las ondas de corte en cada capa de suelo y, de esta manera, evaluar mejor  $v_{s,30}$ , como se describe a continuación (ecuación 2-1). Si no se dispone de mediciones de  $v_s$  *in situ* directas, el perfil de  $v_s$  puede estimarse a partir de correlaciones empíricas bien conocidas con parámetros de laboratorio alternativos (pruebas de laboratorio estáticas y/o cíclicas) o resultados de pruebas de campo de penetración (prueba de penetración estándar SPT y/o pruebas de cono estático CPT, subsección 4.5.3 y Anexo F). Por esta razón, tanto el  $N_{60}$  corregido del SPT (principalmente para suelos granulares) como la resistencia al corte sin drenaje  $c_u$  (principalmente para suelos finos) han sido considerados como parámetros alternativos para caracterizar cada capa (en lugar de utilizar el promedio ponderado armónico de los 30 m superiores de la normativa peruana [Manual 2016] y [E.030 2019]). La resistencia al corte sin drenaje  $c_u$  se puede obtener fácilmente a partir de pruebas de laboratorio de compresión simple y de paletas portátiles (Tabla 6-1) o en condiciones de campo con la Prueba de Paletas (Molinete) de Campo FVT (Tabla 4-4).

De acuerdo con los tipos de suelo indicados en la Norma [E.030 2019], el suelo se clasifica en este Manual en los siguientes cinco grupos: **S<sub>0</sub> (Roca Dura)**, **S<sub>1</sub> (Roca o Suelo Muy Rígido o Denso)**, **S<sub>2</sub> (Suelo Intermedio)**, **S<sub>3</sub> (Suelo Blando o Suelto)** y **S<sub>4</sub> (Condiciones Excepcionales)**. La Tabla 2-2 muestra el criterio de categorización del sitio.

Tabla 2-2. Clasificación del suelo para este Manual

Tipo	Parámetros principales		Parámetros alternativos	
	$v_{s,30}$ (m/s)	$T_s$ (s)	$N_{60}$ (golpes SPT; suelo granular)	$c_u$ (kPa; suelo de grano fino)
S <sub>0</sub>	> 1500	< 0,15	-	-
S <sub>1</sub>	500-1500	< 0,30	> 60	> 200
S <sub>2</sub>	180-500	< 0,40	15-60	50-200
S <sub>3</sub>	< 180	< 0,60	< 15	< 50
S <sub>4</sub>	-	-	-	-

En la Tabla 2-2, el parámetro principal para clasificar un sitio dado es la velocidad de onda de corte media ponderada armónica en los 30 m superiores,  $v_{s,30}$ ; viene dada por la siguiente expresión:

$$\frac{1}{v_{s,30}} = \frac{1}{30} \sum_i \frac{H_i}{v_{s,i}} \quad 2-1$$

En la ecuación 2-1,  $H_i$  y  $v_{s,i}$  son la altura y la velocidad de la onda de corte de cada capa (estrato) de los 30 m superiores, respectivamente.

El número de golpes corregidos necesarios para penetrar 30 cm con el SPT,  $N_{60}$ , se utilizará principalmente en suelos granulares e incorporará la corrección por energía  $C_E$  (Anexo F, ecuaciones F-7 y F-8). A efectos de clasificación de los suelos se considera un esfuerzo vertical efectivo de referencia  $P_{atm} = 100$  kPa con un factor de corrección por profundidad  $C_N = 1$  (Anexo F, ecuaciones F-9 y F-10).

El período predominante del suelo,  $T_s$ , es un parámetro adicional que debe utilizarse de la siguiente manera: si no se cumple la condición establecida para los principales parámetros en la Tabla 2-2, se llevarán a cabo estudios más profundos sobre las características de respuesta del suelo.

**COMENTARIO.** En cuanto a la consideración del período del suelo, como regla general, en caso de que el período del suelo no satisfaga las desigualdades expuestas en la Tabla 2-2, la clase resultante se degrada a la siguiente; por ejemplo, si  $v_{s,30} = 1000$  m/s y  $T_s = 0,35$  s (es decir, la condición  $T_s < 0,30$  s no se cumple), el suelo se clasifica inicialmente como categoría S<sub>2</sub>. Este criterio coincide con el expuesto en la Norma peruana [E.031 2018]; referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica".

**COMENTARIO.** Tal como se ha indicado previamente, cuando se desconocen las velocidades de onda de corte de cada capa,  $v_i$ , necesarias para calcular  $v_{s,30}$ , dichas velocidades se pueden estimar por correspondencia con otros parámetros geotécnicos alternativos obtenidos comúnmente a partir de pruebas de campo y de laboratorio del suelo indicadas en la Tabla 2-2. Estos parámetros alternativos son  $N_{60}$ , número de golpes necesarios para penetrar 30 cm en el SPT (Prueba de penetración normalizada) y  $c_u$  (resistencia al corte sin drenaje, principalmente para suelos finos y obtenida de ensayos de laboratorio o de campo). En ese caso, se pueden aplicar las condiciones de clasificación del suelo especificadas por el [E.030 2019] (cláusula 12.1, referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica"), excepto el promedio ponderado armónico para los 30 m superiores de los parámetros alternativos. Es decir, en los parámetros alternativos de la Tabla 2-2 no se aplican los promedios ponderados armónicos. La media ponderada armónica ayuda a promediar magnitudes en que el tiempo es esencial, como es el caso de las velocidades de las ondas de corte. Sin embargo, el uso de  $N_{60}$  da mayor peso a los valores más pequeños de  $N_{60}$  de la serie de capas, que podrían subestimar el valor del número de golpes para la determinación de  $v_{s,30}$  (fuerzas no homogéneas en el perfil del suelo que consisten en capas rígidas de varios metros en contacto con depósitos de suelo más blandos).



**COMENTARIO.** Los datos en el "Manual de diseño de puentes" [Manual 2016] (esta referencia se encuentra en el grupo "Normativa Peruana Vial"), el cual se basa en el código de diseño AASHTO [LRFD 2014], están asociados con la siguiente expresión que vincula el número de golpes SPT (con corrección de energía)  $N_{60}$  con la velocidad de la onda de corte  $v_s$  (en m/s) en los límites superior e inferior (Tabla 2-1):

$$v_s = 38,5 N_{60}^{0,576}$$

2-2

**COMENTARIO.** Los límites superior e inferior presentados en la Tabla 2-1 para la categoría de tipo de suelo D y la expresión ajustada para estos datos se representan en la Figura 2-1.

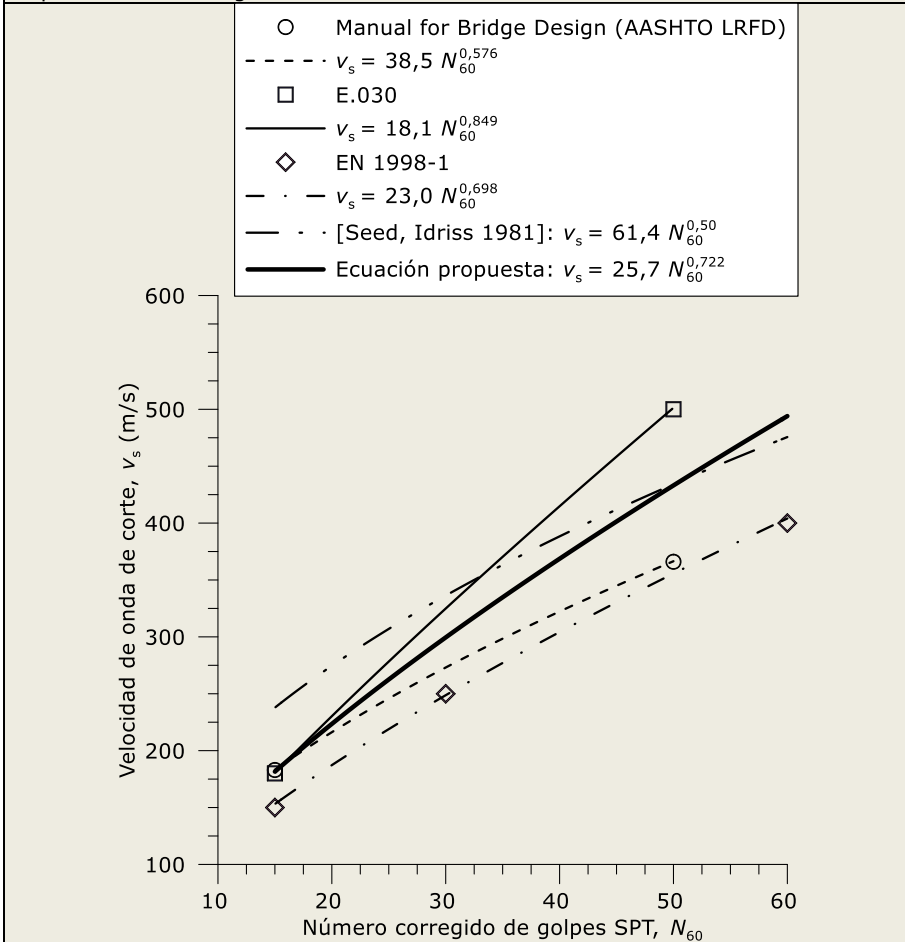


Figura 2-1. **COMENTARIO.** Correlación entre el número corregido de golpes  $N_{60}$  y la velocidad de ondas de corte  $v_s$

**COMENTARIO.** En [Bhattacharya, Orense, Lombardi 2019] (grupo "Estimación de Dislocación de Falla") se proponen diferentes expresiones de ajuste de potencia entre la velocidad de la onda de corte  $v_s$  y el recuento de golpes SPT corregido  $N_{60}$ . Por otra parte, los datos en la Norma peruana [E.030 2019] (referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica") sugieren la siguiente expresión que se



ajusta aproximadamente a los límites superior e inferior presentados en la Tabla 2-1 para suelo tipo  $S_2$ , representada en la Figura 2-1:

$$v_s = 18,1 N_{60}^{0,849}$$

2-3

**COMENTARIO.** Los datos recopilados en la sección "Identificación simplificada de categorías de sitios" de [EN 1998-1 versión pendiente de publicación] para diferentes clases de suelo (rigidez media y suelos blandos) también han sido trazados y ajustados en la Figura 2-1. La expresión obtenida es:

$$v_s = 23,0 N_{60}^{0,698}$$

2-4

**COMENTARIO.** La expresión de [Seed, Idriss 1981] (referencia que se encuentra en el grupo "Licuación del suelo") también se ha incluido en la Figura 2-1. Como se observa en dicha Figura, los datos informados en [E.030 2019] tienden a sobrepredecir una mayor velocidad de onda de corte para  $N_{60}$  para conteos de golpes superiores a 30. Por lo tanto, se ha propuesto una nueva expresión para este Manual (y trazada en la figura), que se ajusta a los datos informados en la Tabla 2-1 y la Figura 2-1 y minimiza el error medio cuadrático:

$$v_s = 25,7 N_{60}^{0,722}$$

2-5

**COMENTARIO.** Si los valores de  $v_{s,30}$  en la Tabla 2-2 se ajustan a [E.030 2019] (referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica"), entonces  $N_{60}$  tiene que ser corregido con la ecuación 2-5, y se debe incluir un nuevo valor en la Tabla 2-2. Entonces, de acuerdo con esta expresión, para obtener una velocidad de onda de corte  $v_s = 500$  m/s (límite superior para la categoría de suelo tipo  $S_2$ ), el número de golpes debe ser aproximadamente 60 (en lugar de los 50 golpes indicados en [E.030 2019]). Este valor se ha considerado finalmente en la Tabla 2-2, el cual coincide con el límite superior  $N_{60}$  indicado en la tabla de correspondencia entre clase de suelo y parámetros geotécnicos para una clase de suelo de rigidez media según [EN 1998-1 versión pendiente de publicación].

**COMENTARIO.** En relación a la resistencia a corte no drenada  $c_u$ , también tiene que ser corregida tal como se indica en la Tabla 2-2 para mantener los valores de  $v_{s,30}$  en la Tabla 2-2 ajustados a [E.030 2019] (referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica") y para adaptarse al nuevo límite superior de  $N_{60} = 60$  indicado para la categoría de suelo  $S_2$ .

**COMENTARIO.** La literatura (por ejemplo [Salgado 2008], referencia encontrada en el grupo "Comportamiento No lineal del Suelo") ha propuesto correlaciones entre los parámetros geotécnicos alternativos en la Tabla 2-2 (la resistencia al corte sin drenaje  $c_u$  y el número corregido de golpes  $N_{60}$ ). La Figura 2-2 traza las correlaciones y la curva adaptada con un ajuste lineal a través del origen entre  $c_u$  (expresado en kPa) y  $N_{60}$  para [E.030 2019] y [Manual 2016], que se basan en AASHTO [LRFD 2014]:

$$c_u = 2,11 N_{60}$$

2-6

La Figura 2-2 también incluye las correlaciones y curva ajustada lineal basada en la correspondencia entre la clase de suelo y los parámetros geotécnicos para rigidez media y suelos blandos de [EN 1998-1 versión pendiente de publicación] ( $c_u$  expresado en kPa):

$$c_u = 4,92 N_{60}$$

2-7

La Figura 2-2 también incluye la expresión propuesta por [Salgado 2008] (grupo "Comportamiento No lineal del Suelo") para suelos de grano fino con un índice de plasticidad  $> 30\%$ , el cual se encuentra en el medio del rango entre los dos extremos (ecuaciones 2-6 y 2-7) del nuevo límite superior de  $N_{60} = 60$  indicado para la categoría de suelo tipo  $S_2$  (Tabla 2-2):



$$c_u = 3,7 N_{60}$$

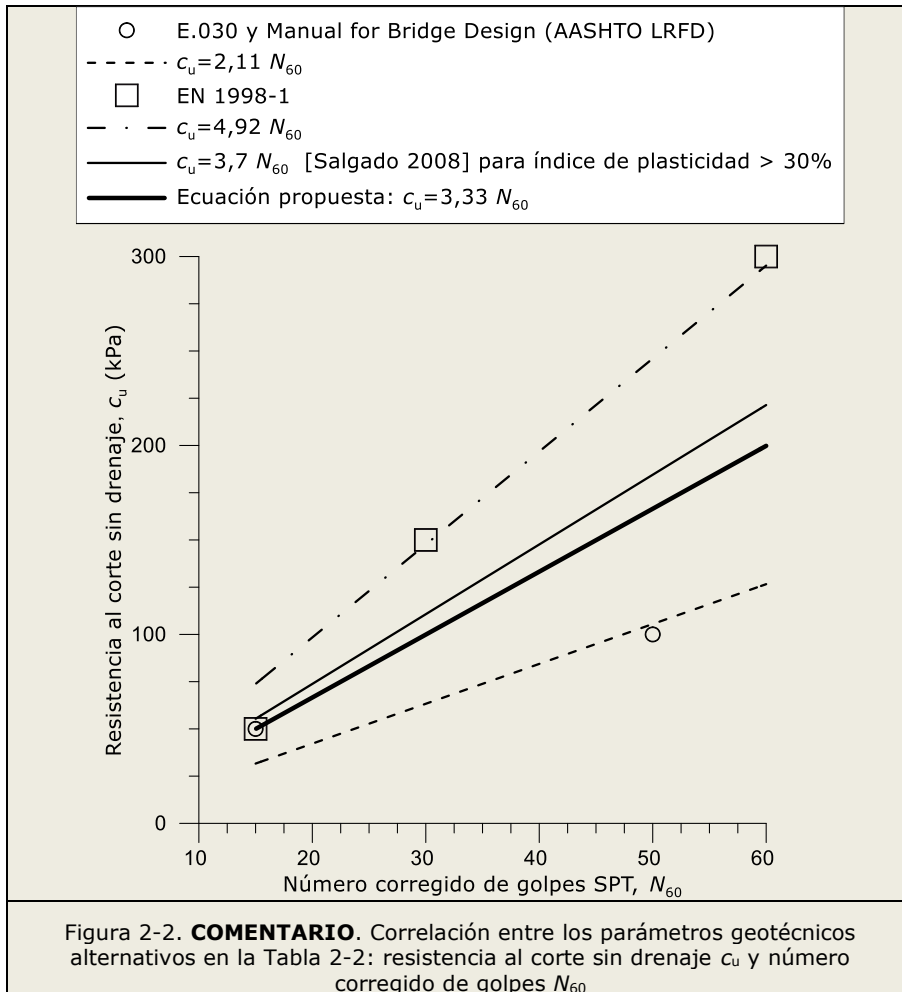
2-8

**COMENTARIO.** En este límite superior de  $N_{60} = 60$ , para una categoría de suelo tipo S2, un nuevo valor de  $c_u = 200$  kPa ha sido considerado en la Tabla 2-2, que se encuentra en el punto medio entre el límite inferior de  $c_u = 100$  kPa propuesto para  $v_s = 500$  m/s (categoría de suelo S2) en [E.030 2019], y límite superior  $c_u = 300$  kPa indicado en la tabla de correspondencia entre clase de suelo y parámetros geotécnicos para un suelo de rigidez media con  $v_s = 400$  m/s de [EN 1998-1 versión pendiente de publicación]. Por lo tanto, la ecuación 2-8 debe modificarse ligeramente para que coincida con este nuevo  $c_u = 200$  kPa a  $N_{60} = 60$  y  $c_u = 50$  kPa a  $N_{60} = 15$  (límites superior e inferior para una categoría de tipo de suelo S2). A tal fin, se propone en este Manual la siguiente expresión ( $c_u$  expresado en kPa):

$$c_u = 3,33 N_{60}$$

2-9

**COMENTARIO.** La ecuación propuesta 2-9 se representa en la Figura 2-2.



Por último, con respecto al suelo  $S_4$ , este debe identificarse a partir del "Estudio de Mecánica del Suelo" específico que se describe en la Norma [E.030 2019], referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica").

Aunque el suelo se clasifica inicialmente en grupos discretos ( $S_0$ ,  $S_1$ ,  $S_2$ ,  $S_3$ ,  $S_4$ , Tabla 2-2), se proporcionan criterios de interpolación (o extrapolación) en términos de los valores centrales de  $v_{s,30}$  para cada categoría de suelo (y eventualmente, de  $T_s$ ) para no generar discontinuidades artificiales en los parámetros a considerar, principalmente el factor de suelo  $S$  (a partir de la Tabla 3 de [E.030 2019], referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica") y los períodos  $T_P$  y  $T_L$  (Tabla 4 de [E.030 2019]). La Tabla 2-3 presenta los citados valores centrales de  $v_{s,30}$ .

Tabla 2-3. Valores centrales (de referencia) de  $v_{s,30}$  para obtener el factor de suelo  $S$  y los períodos  $T_P$  y  $T_L$ 

Tipo	$v_{s,30}$ (m/s)	
	Rango	Valor central
$S_0$	> 1500	2000
$S_1$	500-1500	1000
$S_2$	180-500	340
$S_3$	< 180	120
$S_4$	-	-

La Tabla 2-3 es de aplicación obligada en este Manual.

**COMENTARIO.** En la Tabla 2-3 si, por ejemplo,  $v_{s,30} = 500$  m/s, la Norma [E.030 2019] permite clasificar el suelo tanto como  $S_1$  como  $S_2$ ; en el primer caso,  $S = 1$ , mientras que, en el segundo,  $S = 1,15$  (para la zona 3 [E.030 2019]). En la formulación propuesta, al tomar una interpolación lineal, el factor del suelo se obtendrá inicialmente por interpolación lineal entre  $S = 1$  para  $v_{s,30} = 1000$  m/s y  $S = 1,15$  para  $v_{s,30} = 340$  m/s (valores centrales para suelos  $S_1$  y  $S_2$ , respectivamente); el valor resultante es

$$S = 1,15 - (1,15 - 1) (500 - 340) / (1000 - 340) = 1,114$$

En relación a los períodos  $T_P$  y  $T_L$ , los resultados interpolados son

$$T_P = 0,6 - (0,6 - 0,4) (500 - 340) / (1000 - 340) = 0,552 \text{ s}$$

$$T_L = 2 - (2 - 2,5) (500 - 340) / (1000 - 340) = 2,121 \text{ s}$$

**COMENTARIO.** Además de los parámetros alternativos del suelo en la Tabla 2-2, otros parámetros geotécnicos complementarios pueden ser útiles en la identificación simplificada de categorías de suelo. Estos parámetros del suelo están relacionados con algunas de las pruebas propuestas en deformaciones intermedias en la sección 4.5 (estudios de campo) y se basan en la identificación simplificada de las categorías de sitios propuestas en [EN 1998-1 versión pendiente de publicación]. Por ejemplo, con respecto a la prueba de penetración de cono CPT (Tabla 4-3), el rango de resistencia de punta  $q_c$  se ha incluido en la Tabla 2-4 para suelos granulares y finos y diferentes categorías de suelo. Estos valores de resistencia de punta,  $q_c$ , se consideran a un esfuerzo vertical efectivo de referencia  $P_{atm} = 100$  kPa con un factor de corrección por profundidad igual a uno (Anexo F). Dichos valores de  $q_c$  se pueden correlacionar aproximadamente con el número de golpes SPT corregido por energía  $N_{60}$ , de acuerdo con las siguientes expresiones (ecuación 2-10):

$$\frac{q_c \text{ (kPa)}}{N_{60}} = 100 \text{ a } 200 \text{ (suelos finos); } \frac{q_c \text{ (kPa)}}{N_{60}} = 500 \text{ a } 1000 \text{ (suelos granulares)}$$

2-10

Además, el módulo de deformación  $E_m$  y la presión límite  $p_{lim}$  correspondientes al ensayo de Presiómetro PMT se incluyen en la tabla para suelos finos y granulares. Incluso, la presión límite del PMT puede ser correlacionada con la resistencia de punta  $q_c$  (ecuación 2-11):

$$\frac{q_c \text{ (kPa)}}{p_{lim}} = 3 \text{ a } 6 \text{ (suelos finos); } \frac{q_c \text{ (kPa)}}{p_{lim}} = 9 \text{ a } 12 \text{ (suelos granulares)}$$

2-11

Tabla 2-4. **COMENTARIO.** Correspondencia entre tipo de suelo y parámetros geotécnicos complementarios

Categoría	CPT		PMT		
	$q_c$ granular (MPa)	$q_c$ fino (MPa)	$E_m$ (MPa)	$p_{lim}$ (MPa)	
				granular	fino
S <sub>0</sub>	-	-	-	-	-
S <sub>1</sub>	> 30	> 6	25-100	2,0-5,0	> 1,2
S <sub>2</sub>	15-30	3-6	8-25	1,2-2,0	0,7-1,2
S <sub>3</sub>	5-15	1,5-3	4-8	0,4-1,2	0,3-0,7
S <sub>4</sub>	-	-	-	-	-

## 2.2.4 Definición del Sustrato Rocoso Ingenieril

En general, dicho basamento (sustrato) se identifica con una velocidad de onda de 900 m/s correspondiente al suelo B de acuerdo con los documentos estadounidenses [AASHTO 2014; LRFD 2017]; en consecuencia, dicha profundidad se denomina  $H_{900}$ .

**COMENTARIO.** Dado que este Manual se ocupa de estructuras subterráneas, la definición del basamento (sustrato o lecho) rocoso ingenieril es de suma importancia. Es destacable que la velocidad seleccionada corresponde aproximadamente al centro del rango para el suelo S<sub>1</sub> en el código [E.030 2019] (Tabla 2-1, referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica"); este tipo de suelo tiene asignado un factor de suelo  $S = 1$ , lo que confirma su consideración como suelo base (es decir, sustrato o basamento rocoso ingenieril). Con respecto a esta elección para la velocidad de onda de corte para el basamento rocoso ingenieril, se acepta en prácticamente todo el mundo que se deben usar velocidades en el rango entre 800 y 1000 m/s [EN 1998-1 versión pendiente de publicación]; además, el suelo en Lima es bastante rígido (Figura Q-6), por lo tanto, la selección de cualquier velocidad más baja conduciría a la imposibilidad práctica de distinguir entre la mayoría de las zonas en Lima. Por otra parte, esta velocidad se está adoptando actualmente en Chile ([NCh433 2012] y el borrador de la nueva versión), cuyas principales características geológicas son bastante similares a las del Perú.

**COMENTARIO.** La Figura Q-6 muestra que, en la ubicación de la Estación Mercado Santa Anita (Línea 2 del Metro de Lima) la selección de 900 m/s como la velocidad de la onda de corte para definir la roca madre de ingeniería es totalmente adecuada; ese nivel es bastante poco profundo y corresponde a un suelo suficientemente constante (sin variaciones sustanciales debajo de él).

**COMENTARIO.** Con respecto a los suelos más blandos existentes en el Perú, si el estrato para S<sub>1</sub> no es fácilmente accesible, se podría considerar S<sub>2</sub> en su lugar; la propagación de las ondas de S<sub>1</sub> a S<sub>2</sub> puede representarse, de manera simplificada, por el valor correspondiente del factor del suelo indicado en la Tabla 3 de [E.030 2019] ( $S = 1,6, 1,2, 1,15$  y  $1,05$  para las zonas sísmicas 1, 2, 3 y 4, respectivamente). Alternativamente, se podrán proponer otras soluciones razonables.

## 2.3 Expresión General de la Acción Sísmica

### 2.3.1 Consideraciones Preliminares

**COMENTARIO.** Obviamente, el movimiento del suelo de diseño debe ser consistente con los principales códigos de diseño peruanos vigentes; entre éstos, sólo [E.030 2019; E.031 2018; Manual 2016] (referencias encontradas en los grupos "Normativa Peruana General y Sísmica" y "Normativa Peruana Vial")

contienen indicaciones sobre la sismicidad del sitio (peligro sísmico) en el Perú. La comparación entre estas Normas arroja las siguientes consideraciones: (i) se observan algunas discrepancias, particularmente entre [E.030 2019] y [E.031 2018], por un lado, y [Manual 2016], por otro lado (subsección 2.2.3), (ii) [E.030 2019] y [E.031 2018] se basan en estudios efectivamente realizados para el Perú, mientras que el [Manual 2016] se fundamenta principalmente en documentos estadounidenses, y (iii) [E.030 2019] y [E.031 2018] han sido consideradas en este Manual para la clasificación de suelos (subsección 2.2.3). Profundizando en [Manual 2016], no se puede cuantificar la propagación de la acción sísmica desde el sustrato rocoso ingenieril a la superficie del terreno mediante los coeficientes  $F_{PGA}$ ,  $F_a$  y  $F_v$ . La razón de este rechazo es que estos coeficientes correlacionan la respuesta superficial medida en perfiles de suelo de un tipo dado con la del tipo B (800 m/s); este enfoque no se basa en ningún estudio para el Perú. Además, los parámetros  $F_{PGA}$ ,  $F_a$  y  $F_v$  se refieren a los valores del antiguo documento americano [ASCE 7-10 2010], y no han sido actualizados a los valores del nuevo documento [ASCE 7-22 2022] (referencias en grupo "Normas y otros Documentos similares de otros Países").

**COMENTARIO.** A partir de las consideraciones del párrafo anterior (Comentario), se propone en este Manual caracterizar principalmente la sismicidad de un sitio determinado en términos de los espectros de diseño contenidos en [E.030 2019] y [E.031 2018]. Una descripción más profunda se presenta en la subsección 2.3.2.

### 2.3.2 Espectro de Diseño Propuesto

Siguiendo las tendencias habituales internacionalmente (también en el Perú), la acción sísmica se cuantifica en términos de espectros de diseño de respuesta de pseudo-aceleración absoluta amortiguada al 5% (comúnmente conocidos como espectros de respuesta). Como se discute en la subsección 2.3.1, se propone inicialmente el espectro de [E.030 2019]; este se describe en el numeral 14 de dicha norma, y dos de sus coeficientes (factor de suelo  $S$  y períodos de esquina  $T_F$  y  $T_L$ ) se describen en el numeral 13. No obstante, dado que la Norma de aislamiento sísmico [E.031 2018] es más reciente (a pesar de que su fecha de aprobación parece indicar lo contrario), se incorporan las alteraciones al espectro incluidas en ésta; estas variaciones consisten básicamente en la incorporación de una rama creciente al inicio del espectro (es decir, para períodos muy cortos). Por último, las modificaciones de la subsección 2.2.3 de este Manual son de aplicación.

En [E.030 2019], suponiendo un factor de uso  $U = 1$  y un coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas  $R = 1$ , el espectro de diseño horizontal se construye como el producto  $ZCS$  (artículo 29.2.1), donde  $Z$  es el factor de zona (que representa la  $PGA$  del sitio, en  $g$ ),  $C$  es el factor de amplificación sísmica (ecuación 2-12 y Figura 2-4 de este Manual) y  $S$  es el factor de suelo (subsección 2.2.3 de este Manual). La consideración de  $S$  se discute en la subsección 2.2.3,  $Z$  y  $C$  se describen a continuación.

**Factor de zona.** Respecto a  $Z$ , representa la  $PGA$  del sitio; sus valores se tomarán de la Tabla 1 de [E.030 2019]. La zonificación sísmica del Perú se muestra a continuación en la Figura 2-3.

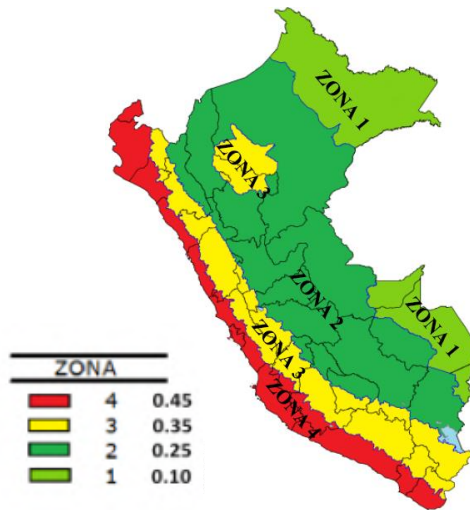


Figura 2-3. Zonificación sísmica del Perú [E.030 2019]

La Figura 2-3 muestra que el Perú está dividido en cuatro zonas; la de mayor sismicidad (Zona 4,  $Z = 0,45$ ) se ubica en la zona costera y concentra a la mayor parte de la población (particularmente Lima Metropolitana). El Anexo II de [E.030 2019] presenta una información más detallada, indicando la zona sísmica para cada provincia y distrito.

**Factor de amplificación sísmica.** La forma del espectro propuesto [E.030 2019; E.031 2018] se caracteriza por el factor de amplificación sísmica  $C$ ; tiene cuatro ramas: (i) una recta creciente (con exponente 1 para el período, pues), (ii) una meseta (horizontal, con exponente 0 para el período), (iii) una rama descendente (exponente  $-1$ ), y (iv) una rama descendente más rápida (exponente  $-2$ ). Estas ramas se describen mediante las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned} C &= 1 + 7,5 \frac{T}{T_P} & (T < 0,2 T_P) & & C = 2,5 & (0,2 T_P < T < T_P) \\ C &= 2,5 \frac{T_P}{T} & (T_P < T < T_L) & & C &= 2,5 \frac{T_P T_L}{T^2} & (T_L < T) \end{aligned} \quad 2-12$$

En la ecuación 2-12,  $C$  es el factor de amplificación sísmica (adimensional).

La Figura 2-4 muestra la forma del factor de amplificación sísmica descrito por la ecuación 2-12.

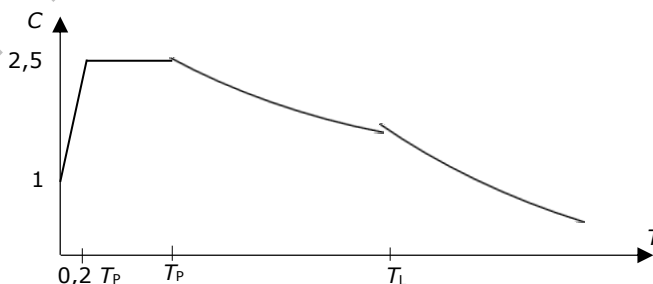


Figura 2-4. Factor de amplificación sísmica (forma del espectro de diseño en [E.031 2018])





**COMENTARIO.** La configuración particular de la forma espectral en la Figura 2-4 (ecuación 2-12) hace que la *PGA* coincida con la ordenada espectral de período cero. De hecho, la *PGA* (factor *Z* en [E.030 2019]) es igual a la ordenada espectral de período cero (altura de la meseta) dividida por 2,5 (para  $U = R = S = 1$ ).

**COMENTARIO.** El espectro horizontal de diseño cuya configuración está dada por la ecuación 2-12 se emplea en la subsección 6.3.2 para diseño sísmico de construcciones subterráneas y en el Anexo C para diseño sísmico de la parte aérea de un determinado edificio.

El espectro descrito en los párrafos anteriores corresponde a la dirección horizontal; en cuanto a la dirección vertical, a falta de datos más específicos, la componente vertical de la acción sísmica se puede estimar como 2/3 de la componente horizontal. Esta opción coincide con lo indicado en la Norma [E.030 2019] (referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica"), por lo que se considera razonable y adaptada al contexto peruano. Por otra parte, adoptar este criterio garantiza la armonización de este Manual con el resto de la normativa del país.

### 2.3.3 Aplicación informática del SENCICO

**COMENTARIO.** Con respecto a los parámetros sísmicos relevantes, en el sitio web de la institución SENCICO se encuentra disponible una aplicación informática que proporciona la aceleración en roca (suelo tipo  $S_1$  acuerdo con [E.0303 2019]) para cualquier punto del territorio nacional (<https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/2869566-servicio-web-de-consultas-para-la-determinacion-del-peligro-sismico-en-el-territorio-nacional>, último acceso Diciembre de 2022). La información sobre la amenaza sísmica suministrada por esta aplicación incluye: (i) curvas de probabilidad de excedencia anual versus aceleración espectral, para períodos que oscilan entre 0 y 3 s, con incrementos de 0,1 s, y para factor de amortiguamiento entre 2% y 10%, en una malla con una resolución de 0,10° (grados geográficos); (ii) espectros de aceleración de peligro uniforme para 475 años, 2475 años y cualquier otro período de retorno entre 50 y 10000 años; y (iii) espectros de diseño sísmico determinados teniendo en cuenta la Norma [E.030 2019] (referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica") (considerando valores de *Z* genéricos y específicos) y espectros de diseño sísmico determinados de acuerdo con [ASCE 7-10 2010] (grupo "Normas y otros Documentos Similares de otros Países") referidos a edificios.

**COMENTARIO.** Como este Manual no puede depender de una aplicación informática de Internet que está gestionada por una institución externa al Ministerio de Transportes y Comunicaciones, la información proporcionada por dicha institución, una vez haya sido convenientemente actualizada (Anexo E), podría ser incorporada al propio Manual. Por otra parte, los resultados sobre la influencia de la amortiguación en las ordenadas espectrales no son totalmente confiables, dada la escasez de estudios en el Perú sobre este tema [Mendo, Fernández-Dávila 2017]; en su lugar, se podrían considerar los resultados de estudios para países cercanos (Colombia, pero principalmente, Chile) [Piscal, López-Almansa 2018; Sáez, Moroni, Sarrazin 2012]. Estas referencias se encuentran en el grupo "Coeficientes de Modificación por el Amortiguamiento".

**COMENTARIO.** Esta cuantificación de la acción sísmica mediante espectros de respuesta es aplicable preferentemente a procedimientos que no involucren cálculos dinámicos (sean lineales o no lineales, subsecciones 6.5.3 y 6.5.4); esto incluye análisis basados en fuerzas aplicadas y en desplazamientos impuestos (subsección 6.5.2).

### 2.3.4 Estudios Adicionales Requeridos

La cuantificación de la sismicidad del sitio se describe en la subsección 2.3.2. Dado que la información normativa peruana vigente Sin embargo, como se comenta en la subsección 2.2.3, la información disponible en [E.030 2019] no está totalmente actualizada, ya que no se incluyen los últimos sismos. Por tanto, se realizarán estudios de sismicidad específicos para estructuras de Importancia Operativa I3 (subsección 1.3.1) situadas en las zonas sísmicas 3 y 4 (subsección 2.3.2). Dichos estudios pueden pertenecer a una de estas dos categorías: análisis probabilista (extendido a grandes áreas, incluso a todo el territorio peruano), o estudio determinista válido solo para las áreas más densamente pobladas y con mayor sismicidad de sitio (Lima y otras zonas costeras). Las características tentativas de estos estudios se describen en el Anexo E.

## 2.4 Expresión Particular de la Acción Sísmica para Análisis Dinámicos

### 2.4.1 Consideraciones Preliminares

**COMENTARIO.** El diseño de construcciones subterráneas basado en análisis dinámicos (“time-history”) (subsecciones 6.5.3 y 6.5.4), requiere seleccionar un número suficiente de acelerogramas. Tales señales de aceleración deben corresponder al nivel de la estructura subterránea bajo consideración; comúnmente, se obtienen despropagando numéricamente las historias del movimiento del suelo correspondientes al nivel del suelo (superficie). Esta despropagación se describe en la sección 2.5; esta sección trata sobre la generación y selección de los acelerogramas de superficie que se van a despropagar. La subsección 2.4.2 trata sobre el enfoque para generar las señales de superficie de entrada (excitación), y la subsección 2.4.3 especifica el número de acelerogramas a seleccionar. El siguiente párrafo analiza el uso de enfoques de diseño sofisticados (análisis de “time-history” no lineal, subsección 6.5.4) en comparación con estrategias más simples (subsección 6.5.1).

**COMENTARIO.** Es necesario dejar muy claro que la finalidad de utilizar métodos de mayor complejidad (básicamente, análisis dinámico no lineal, subsección 6.5.4) es obtener resultados más exactos que con métodos más simplificados; en consecuencia, para ello se requiere que todas las operaciones involucradas (selección de los acelerogramas a utilizar, modelización del comportamiento no lineal del suelo y de la estructura, cálculo numérico de la respuesta dinámica) se hagan de forma muy cuidadosa, precisa y fiable. Además, debe desincentivarse el uso de métodos más complejos con la única finalidad de obtener diseños más económicos; este objetivo (es decir, la disuasión) se persigue principalmente mediante dos tipos de medidas: (i) advertencias de que el coste de estas operaciones es importante (tanto en términos económicos como de esfuerzo), (ii) prohibición de aplicar grandes reducciones de los resultados de los análisis (dimensiones de los elementos estructurales, por ejemplo) con respecto a los obtenidos de los métodos simplificados. En particular, se desaconseja en absoluto efectuar análisis dinámicos incrementales (IDA); eso se debe, entre otras razones, a que éstos requieren efectuar un gran número de operaciones para obtener resultados fiables (IDAs basados en un sólo acelerograma son prácticamente inútiles). Finalmente, debe tenerse presente que, en el caso de los cálculos numéricos no lineales de la respuesta dinámica, se exige efectuar un estudio de la sensibilidad al período de discretización temporal ( $\Delta t$ ) (subsección 6.5.4).

### 2.4.2 Generación de Acelerogramas de Excitación

La generación de acelerogramas de diseño se debe basar preferentemente en acelerogramas semilla, que son registros de aceleración de sismos severos (es decir, no pequeños) registrados ya sea en el área bajo consideración o en otras áreas (ya

sea en el Perú o en otros lugares) con características sismotectónicas similares (magnitud de momento, mecanismo de falla, distancia de ruptura, profundidad hipocentral, longitud de ruptura, y rigidez del suelo); dichas áreas alternativas se identificarán mediante técnicas adecuadas de desagregación sísmica (Anexo E, Capítulo 6). Si se van a escalar dichos acelerogramas, los factores de escala máximos y mínimos permitidos son 2 y 0,5, respectivamente.

**COMENTARIO.** Los límites establecidos para los factores de escala se deben al hecho de que factores mayores de 2 o menores de 0,5 alterarían significativamente las características de los acelerogramas originales (registrados).

Sin embargo, siempre que estos acelerogramas no estén disponibles, se permite el uso de acelerogramas artificiales que sean generados para ajustarse al espectro de diseño (subsección 2.3.2) en el rango de períodos de interés para las estructuras subterráneas, dado que la despropagación a lo largo del perfil del suelo generará diferencias relevantes (debido a perturbaciones) entre ellos. El rango de períodos antes mencionado se generará de acuerdo con el conocido ábaco de Alpan [Alpan 1970; Wichtmann et al. 2017] (estas referencias se encuentran en el grupo "Comportamiento No lineal del Suelo"); abarcará el rango entre el período inicial (elástico) del suelo ( $T_s$ ) y el período mínimo que puede alcanzar razonablemente el suelo durante su comportamiento no lineal (generando una degradación de rigidez relevante).

**COMENTARIO.** Las series temporales de aceleración discutidas en el párrafo anterior se pueden obtener de bases de datos de sólido prestigio; tres de éstas se enumeran a continuación:

- Centro de Observación para la Ingeniería Sísmica, CEOIS, CISMID.  
<http://www.cismid.uni.edu.pe/ceois/red/#>. Contiene registros Peruanos únicamente.
- PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) Ground Motion Database.  
[https://ngawest2.berkeley.edu/users/sign\\_in?unauthenticated=true](https://ngawest2.berkeley.edu/users/sign_in?unauthenticated=true). Contiene registros de todo el mundo.
- Strong-motion Seismograph Networks (K-NET, KiK-net) NIED (National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience).  
<https://www.kyoshin.bosai.go.jp/>. Contiene registros de Japón únicamente.

**COMENTARIO.** La generación de acelerogramas artificiales ajustados se puede realizar con freeware (programas gratuitos) científico específico, como, entre otros programas se sugiere considerar utilizar RspMatch (<http://www.geomotions.com/Download/RspMatchEDTManual.pdf>) (software libre en MSDOS de difícil uso, se puede programar en Python o Matlab), o SeismoMatch (<https://seismosoft.com/products/seismomatch/>) (software científico/comercial de fácil manejo, implementa el algoritmo de RSPMatch).

**COMENTARIO.** Este párrafo analiza las principales prevenciones (advertencias) contra el uso de señales de aceleración de diseño generadas inadecuadamente. Estos acelerogramas de excitación no pueden obtenerse como señales generadas artificialmente para ajustarse al espectro de diseño; esta prohibición se basa en tres consideraciones: (i) los espectros de diseño de las Normas se generan supuestamente a partir de espectros individuales obtenidos de acelerogramas particulares, en consecuencia, en todo caso se deberían tomar dichos acelerogramas; (ii) los distintos acelerogramas artificiales que son compatibles con un mismo espectro presentan características análogas, no siendo útiles para proporcionar resultados que representen la fuerte variabilidad de los acelerogramas reales; y (iii) en estructuras enterradas los espectros (en el sentido de representación del efecto de la acción sísmica sobre la construcción en función

del período de ésta) no constituyen una cuantificación particularmente significativa de la acción sísmica. Por otra parte, estos acelerogramas tampoco podrán obtenerse escalando registros reales débiles, ya que las características de los acelerogramas correspondientes a terremotos de fuerte y baja magnitud son bastante distintas; en esta misma subsección se especifica el mayor coeficiente de amplificación permitido.

**COMENTARIO.** Si bien el párrafo (Comentario) anterior justifica que el uso de acelerogramas artificiales puede generar imprecisiones relevantes, su uso está permitido en este Manual, ya que la formulación antes mencionada descrita en [Alpan 1970; Wichtman et al. 2017] es altamente confiable (la confiabilidad de [Alpan 1970] se basa principalmente en la notable experiencia acumulada, y la de [Wichtman et al. 2017] en el gran prestigio de la revista en que este artículo fue publicado) y se ha utilizado ampliamente en todo el mundo. Tal como se discute en el párrafo anterior, una de las objeciones más comunes al uso de varios movimientos de suelo artificiales que se han generado para ajustarse al mismo espectro de diseño es que, a pesar de ser aparentemente diferentes, contienen esencialmente las mismas frecuencias; por lo tanto, generan un efecto muy similar en la estructura. Si bien esto es básicamente cierto, existen dos circunstancias que avalan el uso de estos acelerogramas artificiales: (i) en estructuras subterráneas, el contenido de frecuencias no juega un papel muy relevante en la respuesta de la estructura, y (ii) la despropagación a lo largo del perfil del suelo generará diferencias relevantes (debido a perturbaciones) entre éstos.

Una vez que se dispone de registros de aceleración ajustados al espectro objetivo, se pueden emplear técnicas de recorte de series temporales de aceleraciones para reducir el tiempo de cómputo necesario. A tal fin, se suelen realizar recortes del sismo hasta su duración de Trifunac ([Trifunac 1975] desde el momento en el que se alcanza el 5% de la intensidad de Arias [Arias 1970] hasta el tiempo en el que se llega al 95% de ésta), y aplicar una ventana Hanning a los extremos junto con un filtro paso-alta para conseguir que la aceleración y velocidades inicial y final sean nulas. Estas referencias corresponden al grupo "Análisis y Tratamiento de Señales".

### 2.4.3 Selección del Número de Acelerogramas

Para efectuar análisis dinámicos (lineales o no lineales, subsecciones 6.5.3 y 6.5.4), la acción sísmica se debe cuantificar o bien como **tres** o como **siete** acelerogramas superficiales (correspondientes al nivel natural del terreno). Si se consideran 3 acelerogramas se tiene que tomar la respuesta estructural máxima a éstos, y si se consideran 7 acelerogramas se podrá adoptar la respuesta media a éstos. En túneles con sección en cajón excavados a cielo abierto (Figura L-6), las magnitudes de respuesta a promediar (o seleccionar su valor máximo) son los desplazamientos de "racking" impuestos; en túneles de sección circular realizados con TBM u otros medios de construcción (Figura L-3), las magnitudes son el alargamiento (o acortamiento) del diámetro.

**COMENTARIO.** Si se proporciona una justificación adecuada, se pueden emplear otras magnitudes de respuesta significativas para promediar (o seleccionar el valor máximo). Entre éstas, los esfuerzos internos (principalmente, momento flector y esfuerzo cortante) o parámetros seccionales (deformación del acero y del hormigón, subsecciones 1.4.4 y 1.4.6, Tabla 1-3).

**COMENTARIO.** Respecto del número mínimo de acelerogramas a considerar, tres parece un valor un poco escaso, teniendo en cuenta la fuerte variedad entre las respuestas (especialmente, las no lineales) a señales distintas; en consecuencia, utilizar siete acelerogramas parece una opción más razonable.

**COMENTARIO.** La elección adoptada en este Manual sigue tendencias comunes en las principales reglamentaciones internacionales modernas. Se ha hecho un

estudio del número de acelerogramas requeridos por cada norma; los resultados de este estudio se describen a continuación:

**ASCE 7-10 2010.** Se propone (16.1.3 y 16.1.4) contemplar dos posibilidades: (i) tomar 3 acelerogramas y seleccionar los valores de respuesta máximos, o (ii) tomar 7 acelerogramas y seleccionar los valores de respuesta medios. Esta propuesta tiene como objetivo alcanzar un nivel suficiente de seguridad al moderar la influencia excesiva de respuestas dinámicas “disparatadas” a una excitación particular.

**ASCE 7-22 2022.** Se indica (16.2.2) que la propuesta de la versión de 2010 se considera insuficiente para recoger la variabilidad de las respuestas a distintas señales; en consecuencia, el número previo (7) se amplía hasta 11. Aunque no se indica explícitamente, se entiende que se pueden tomar los valores de respuesta medios. Se señala que, cuando no existan suficientes registros, se puede completar el conjunto con acelerogramas artificiales, pero éstos deberán corresponder a las características propias del lugar (tipo de suelo, magnitudes, distancias focales y mecanismos de fuente).

**ASCE/SEI 41-17 2017.** Sus prescripciones son similares a las de [ASCE 7-22 2022]. El número mínimo de historias temporales de aceleración requeridas para el análisis es 11; 10 de los 11 registros no deberán tener una respuesta inaceptable para “Life Safety” (artículo 7.5.3.2).

**E.030 2019** (referencia en el grupo “Normativa Peruana General y Sísmica”). Se indica (30.1.1) que se deben tomar 3 acelerogramas.

**E.031 2018** (referencia en el grupo “Normativa Peruana General y Sísmica”). Se indica (14) que se deben tomar 7 acelerogramas.

**EN 1998 2004.** Se indica (3.2.3.1) que se deben tomar 3 acelerogramas.

**EN 1998 2022.** Se indica (6.6) que, excepto en zonas de sismicidad baja o muy baja, se deben tomar 7 acelerogramas y considerar los valores de respuesta medios.

**GB-50909 2014.** El artículo 5.4 de este documento establece que se pueden tomar 3 o 7 acelerogramas; en el primer caso se debe elegir la respuesta máxima y en el segundo se puede adoptar la media.

**ISO-23469 2005.** Esta información no está especificada.

**LRFD AASHTO 2017.** El artículo 10.5.2.5 de este documento (Método de “Historia de Tiempo”) indica que, de forma similar a [ASCE 7-10 2010], se pueden tomar 3 o 7 acelerogramas compatibles con el espectro; en el primer caso se debe elegir la respuesta máxima y en el segundo se puede adoptar la media. Esta referencia se encuentra en el grupo “Normas y otros Documentos Similares de otros Países”.

**MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES 2016** (referencia en el grupo “Normativa Peruana General y Sísmica”). El artículo 2.6.5.4.3.4 de este documento (Método de “Historia de Tiempo”) especifica que, si no es posible contar con historias de tiempo específicas del sitio de emplazamiento, se deben tomar 5 acelerogramas compatibles con el espectro.

**SEISMIC DESIGN 2012.** Esta Norma (Japonesa) considera (en su Capítulo 6) dos acelerogramas, conocidos como L1 y L2, correspondientes a distintos Niveles de Peligro Sísmico; aunque esta Norma no utiliza formulación estadística, el acelerograma L2 corresponde a un período de retorno superior (mayor peligro) al de L1. La señal L1 corresponde a un espectro determinado y la L2 debe ser determinada preferentemente en relación a dos espectros (I y II) en función de la posición respecto de la falla; también depende del tipo de suelo. En resumen, esta Norma utiliza una formulación difícilmente homologable a la que se propone, pero podría decirse que se toma 1 sólo acelerograma.

Estos resultados han aconsejado tomar inicialmente la propuesta de [ASCE 7-10 2010] y [LRFD AASHTO 2017] (3 acelerogramas tomando la respuesta máxima o 7 adoptando la media); estas referencias se encuentran en el grupo “Normas y otros Documentos Similares de otros Países”. No obstante, para cada situación particular, se deberá examinar en mayor profundidad la variabilidad de la respuesta dinámica de estructuras enterradas a diferentes acelerogramas.

En casos muy particulares, y siempre que el propietario de la infraestructura así lo permita, se puede reducir el número de acelerogramas mediante la discusión de su espectro de respuesta en tiempo corto [Perri, Pestana 2007, 2017] (grupo "Análisis y Tratamiento de Señales"). En este contexto, el sismo más perjudicial para la estructura es aquél que presenta una sucesión de picos de espectro de respuesta (en el dominio del tiempo) que se alinean según una diagonal ascendente, ya que inicialmente excitarán el terreno en su período de vibración natural, y sucesivamente en sus períodos degradados. Así, a efectos prácticos de cálculo, se podría omitir el análisis con los acelerogramas que presenten espectros de respuesta en tiempo corto en forma de diagonal descendente.

## 2.5 Despropagación de Acelerogramas Superficiales

Esta sección trata sobre la despropagación de acelerogramas superficiales para obtener las señales correspondientes en las capas subterráneas. En el Anexo K se encuentran descripciones más detalladas.

La acción sísmica en las capas inferiores del terreno deberá ser obtenida, a partir de la acción en la superficie, mediante técnicas de despropagación numérica. Si se considera comportamiento lineal del suelo (en general, Nivel de Acción Sísmica Muy Bajo a Moderado, sección 1.6), el análisis puede efectuarse en el dominio de la frecuencia (o del período) mediante una deconvolución lineal; esta operación no entraña mayor dificultad y puede ser ejecutada con programas informáticos comerciales [Hashash et al. 2016]; esta referencia se encuentra en el grupo "Propagación y Despropagación de Ondas". En los casos en que Nivel de Acción Sísmica sea más intenso (en general, Alto a Máximo, sección 1.6), ya no puede suponerse que el comportamiento del suelo sea lineal y, en consecuencia, la deconvolución reúne mayor dificultad; en este caso, se pueden usar análisis lineales equivalentes. Se propone inicialmente que el comportamiento del suelo debe ser modelado como no lineal cuando su deformación transversal alcanza un valor suficiente para que la rigidez a corte ( $G$ ) se reduzca en más de  $\frac{1}{3}$ ; se puede encontrar información adicional (reglas de Masing) en las secciones 4.2, 4.3 y 4.4 (Tabla 4-1), y en [Kramer 1996] (grupo "Muros de Contención").

**COMENTARIO.** Estas operaciones de despropagación pueden limitarse a las ondas transversales (S), no siendo necesario extenderlas a las ondas longitudinales (P) (sección 2.1). Alternativamente, se podría considerar la acción sísmica en profundidad si hubiera medidas *in situ* disponibles (esta es una situación muy poco probable).

**COMENTARIO.** La Figura 2-5 y la Figura 2-6 muestran esquemas de transmisión de los acelerogramas en el basamento (sustrato) rocoso ingenieril cuando la base de la estructura se encuentra por debajo y por encima de este, respectivamente.

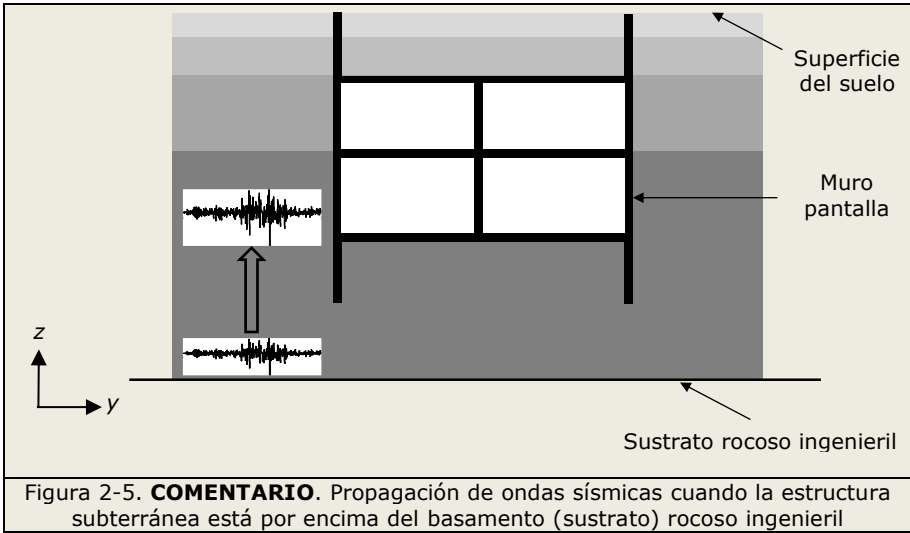


Figura 2-5. **COMENTARIO.** Propagación de ondas sísmicas cuando la estructura subterránea está por encima del basamento (sustrato) rocoso ingenieril

**COMENTARIO.** La Figura 2-5 muestra que la señal de aceleración en el basamento (sustrato o lecho) rocoso ingenieril se propaga (hacia arriba) hasta alcanzar el nivel inferior de la construcción enterrada (excepto los muros pantalla y la cimentación, de haberla). Análogamente, la Figura 2-6 (a continuación) muestra que la señal de aceleración en el basamento (sustrato) rocoso ingenieril se despropaga (hacia abajo) hasta alcanzar el nivel inferior de la construcción enterrada. Es destacable que, en túneles excavados a cielo abierto, los muros pantalla pueden no existir.

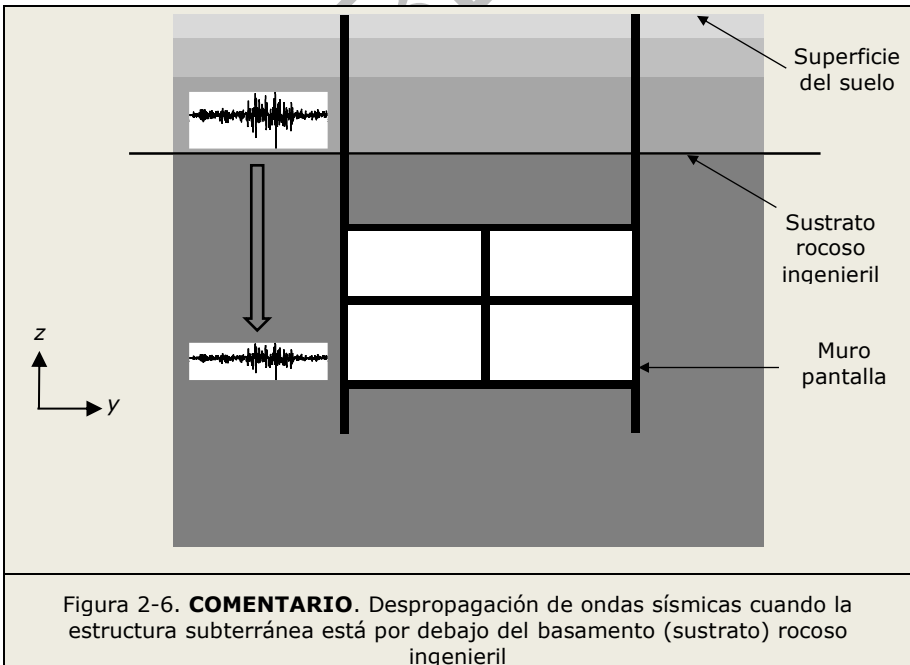


Figura 2-6. **COMENTARIO.** Despropagación de ondas sísmicas cuando la estructura subterránea está por debajo del basamento (sustrato) rocoso ingenieril

**COMENTARIO.** La base de datos KiK-net (NIED) contiene registros de pares de sismógrafos de movimiento fuerte instalados en un pozo y en la superficie del suelo. Esta información podría resultar útil.

**COMENTARIO.** Cabe destacar que, aparte del estudio bastante preliminar [Rodríguez-Sánchez et al. 2019a] (grupo "Túneles y Estructuras Subterráneas"), en la actualidad aún no existe un método confiable y preciso para describir la despropagación completamente no lineal de series de tiempo de aceleración sísmica.

## 2.6 Variación Simplificada de la PGA con el Período de Retorno

Esta sección presenta una formulación simplificada para representar la variación de la aceleración máxima del terreno (PGA) con el Período de Retorno del Nivel de Acción Sísmica considerado. Este contenido se considera como Comentario (en vez de Texto Técnico Normativo) dado su carácter simplificado, no habiendo sido calibrado específicamente para los terremotos de Perú.

**COMENTARIO.** Como se discute en las secciones 1.6 y 2.3, la sismicidad se deberá cuantificar básicamente en términos de los valores correspondientes al período de retorno de 450 años, por lo tanto, es necesario proponer criterios para escalar las aceleraciones correspondientes a otros períodos de retorno (en principio, entre 60 y 2450 años, sección 1.6, Tabla 1-4 y Tabla 1-5). Como se indicó en la sección 2.3, este escalado se realizará preferiblemente a partir del estudio a realizar. Alternativamente, también se puede proponer utilizar la expresión simplificada  $(T / T_r)^k$  del factor de escala [EN 1998-1 2004; Tsompanakis 2014] (estas referencias se encuentran en los grupos "Normas y otros Documentos Similares de otros Países" y "Análisis Probabilista de Peligro Sísmico"):

$$\mu = (T / T_r)^k$$

2-13

**COMENTARIO.** En la ecuación 2-13,  $\mu$  es el factor de escala,  $T$  es el período (nuevo) seleccionado,  $T_r$  es el período (inicial) de referencia (450 años) y  $k$  es un exponente. Inicialmente se propone considerar  $k = 0,33$ , aunque se recomienda realizar un estudio más profundo (específico para el Perú).

**COMENTARIO.** Por ejemplo, para  $T = 2450$  años, el factor de escala sería  $(2450 / 450)^{0,33} = 1,75$ ; esto significa que la PGA obtenida de [E.030 2019] (factor Z, correspondiente a 475 años de período de retorno, grupo "Normativa Peruana General y Sísmica") se multiplicará por 1,75 para obtener la PGA de 2450 años. Notablemente, este resultado es razonablemente cercano al valor usual (1,50) propuesto por los documentos americanos para cambiar de DBE a MCE (período de retorno de 475 y 2475 años, respectivamente).

**COMENTARIO.** Cuando se vayan a realizar análisis dinámicos (Capítulo 6) el factor de escala  $\mu$  (ecuación 2-13) también se puede utilizar para multiplicar acelerogramas.



### 3 CONSIDERACIONES GEOLÓGICAS ACERCA DEL TERRENO

**COMENTARIO.** En este Capítulo se describe la categorización del suelo (en cuanto a su estructura geológica) en todo lo que atañe al efecto de las acciones sísmicas sobre la construcción enterrada en estudio.

**COMENTARIO.** El Capítulo se divide en seis secciones, cada una de éstas se resume brevemente a continuación. La sección 3.1 describe el contexto global. La sección 3.2 discute la problemática de atravesar fallas activas. La sección 3.3 trata de la estabilidad sísmica de terrenos en pendiente. La sección 3.4 describe el fenómeno de licuación, y la sección 3.5 se ocupa de asentamientos sísmicos inducidos en suelos parcialmente saturados. Finalmente, la sección 3.6 aborda condiciones geológicas del suelo especiales.

#### 3.1 Condiciones Generales

Esta sección se refiere a las características de la localización que pueden ser relevantes a efectos del objetivo de este Manual. Dado su carácter general y meramente descriptivo se considera como Comentario (en vez de Texto Técnico Normativo).

**COMENTARIO.** El objetivo de este estudio geotécnico es definir la estratigrafía del lugar y la caracterización geológica y geotécnica (Capítulo 4) de los suelos y rocas que se encuentran en el sitio. Se trata de identificar en primer lugar la posible sensibilidad de los materiales frente a sismo (por ejemplo, arenas potencialmente licuables o arcillas degradables por carga cíclica, o fallas activas), y, en segundo lugar, encontrar los parámetros básicos de resistencia y rigidez de dichos materiales. Posteriormente se podrán aplicar las metodologías de análisis que correspondan (secciones 5.9 y 5.10 para muros de contención, sección 6.4 para estructuras subterráneas, y Capítulo 7 para componentes no estructurales).

#### 3.2 Fallas Potencialmente Activas

**COMENTARIO.** Las fallas activas son aquellas propensas a experimentar un deslizamiento significativo durante la Vida Útil de la estructura (sección 1.2). Este tema se analiza en la subsección 6.3.3 y la sección 6.7 y más profundamente en el Anexo N. Aquí se incluye un breve resumen.

En construcciones con Importancia Operativa I1 (subsección 1.3.3), no se permite cruzar fallas potencialmente activas, ya que el riesgo es demasiado alto en relación con la utilidad de la infraestructura (Anexo N). En construcciones con Importancia Operativa I2 o I3 (sección 1.3) sólo se permite atravesar fallas potencialmente activas si se prevé una junta sísmica (u otras medidas de flexibilización, sección N.5), se construye una cimentación rígida continua (sección N.4, esta medida sólo sirve para facilitar la construcción), o la distancia vertical a la roca madre (basamento o sustrato rocoso ingenieril) supera un valor mínimo (sección N.2). Dicho valor depende del Nivel de Acción Sísmica (sección 1.6) y de la rigidez del suelo (en términos de la velocidad de la onda de corte), ver la Figura N-1.

**COMENTARIO.** En cualquier caso, el cruce de una falla activa es peligroso y se debe evitar, siempre que sea posible. Conviene tener en cuenta que cruzar una falla activa implica dos riesgos principales: el colapso del túnel durante el proceso de construcción, y el deslizamiento de la falla durante la Vida Útil del túnel (sección 1.2) o la etapa de construcción (sección 1.9). Respecto al primer tema, la vecindad de cualquier falla activa es un área débil, con rocas fracturadas; además, si hay agua, su presión puede ser muy alta. Además, las rocas profundas están sometidas a tensiones muy fuertes y, si son demasiado débiles, pueden comportarse plásticamente; este fenómeno se conoce comúnmente como "squeezing" y puede ser extremadamente peligroso. Por ejemplo, esto podría impedir el uso del NATM (Nuevo Método Austríaco de Construcción de Túneles).

**COMENTARIO.** Si la falla necesita ser cruzada de todos modos, se recomienda hacerlo perpendicularmente. Tal como se discute en el párrafo (Comentario) previo, hay dos estrategias posibles (principales): (i) la falta de rigidez de la falla se compensa rigidizándola con pilotaje transversal intenso (sección N.4), y (ii) el desplazamiento de la falla se acomoda rodeando el túnel con material flexible (blando) y colocando una junta sísmica en el revestimiento del túnel (sección N.5). Con respecto al tamaño de esta junta, se menciona sección N.3 que es difícil estimar el desplazamiento sísmico de una falla; entonces, el diseño de una junta sísmica sólo puede basarse en el juicio del ingeniero de diseño y no en consideraciones teóricas confiables. Por lo tanto, estos análisis no se pueden enmarcar fácilmente en el contexto del PBD (diseño basado en el rendimiento o desempeño) dado que las verificaciones no se pueden cuantificar con suficiente precisión.

**COMENTARIO.** Otra consideración relevante sobre el cruce de una falla activa es que una opción para evitarla es diseñar un tramo aéreo (es decir, situado sobre el nivel del suelo) de la carretera o vía férrea en estudio. Si esto no es factible, el cruce puede hacerse lo menos profundo posible; esto disminuye el efecto de la falla y facilita la reparación en caso de daños mayores [Owen, Scholl 1981] (referencia en el grupo "Efectos Sísmicos para Grandes Cavidades").

Tal como se discute en la sección N.1, se deberán llevar a cabo estudios para detectar la presencia de fallas activas si se dan las tres siguientes condiciones: (i) el período de retorno de la acción sísmica considerada es superior a 950 años, (ii) la máxima magnitud de momento ( $M_w$ ) del movimiento sísmico que puede generar la falla es mayor que 6,5, y (iii) la falla se encuentra a menos de 5 km del tramo en estudio.

### 3.3 Estabilidad de Laderas o Taludes

La estabilidad sísmica de laderas o taludes (deslizamientos de tierra provocados por terremotos) sólo deberá ser tenida en cuenta en la medida en que pueda afectar a estructuras enterradas, especialmente túneles, sobre todo cerca de sus extremos (embocaduras).

Cuando la inestabilidad de un talud o una ladera puede afectar a una estructura adyacente, la Importancia Operativa (sección 1.3) y los Estados Límite (subsección 1.4.6) a considerar para el talud se deben tomar como los de la estructura. El comportamiento de un talud tiene que evaluarse en base a desplazamientos residuales aceptables para los Estados Límite considerados (subsección 1.4.6); por desplazamientos residuales (permanentes) se entiende los que van en dirección paralela al plano de fallo del talud y permanecen después de la actuación de un terremoto.

**COMENTARIO.** Los desplazamientos residuales aceptables deben definirse en función del entorno del talud, como la presencia de estructuras adyacentes. Se podrán definir desplazamientos permanentes residuales aceptados para cada Requisito de Desempeño, tal como se indica en la sección 1.4. Como regla general, se pueden considerar los siguientes rangos:

- **OI** (Operatividad Inmediata): Menos de 30 mm.
- **OR** (Operatividad Recuperable): 30 – 50 mm.
- **SA** (Seguridad Absoluta): 60 – 100 mm.
- **SC** (Sin Colapso): 120 – 200 mm.

Los rangos anteriores se pueden modificar dependiendo de la geometría particular de la pendiente (altura, suelo involucrado, distancia a la estructura adyacente, etc.). Es destacable que los desplazamientos residuales corresponden a cálculos simplificados suponiendo que el terreno se comporta idealmente como un bloque



rígido sometido a una acción sísmica, y no admiten representación gráfica obvia [Kramer 1996] (grupo "Muros de Contención").

**COMENTARIO.** El refuerzo de la pendiente (es decir, las medidas adoptadas para evitar el deslizamiento provocado por un terremoto) se considera generalmente como una tarea bastante difícil; por lo tanto, no se recomienda realizarlo. Por el contrario, las aberturas del túnel deben estar diseñadas para resistir este deslizamiento que se toma como "inevitable".

### 3.3.1 Formulaciones para el Análisis

La verificación de la estabilidad sísmica de un talud natural o artificial se puede realizar básicamente con dos tipos de formulaciones: las que se basan en fuerzas (estáticas) y las que se basan en desplazamientos (dinámicas). Obviamente, los enfoques basados en fuerzas son menos precisos y requieren que la acción sísmica se caracterice con fuerzas estáticas equivalentes; por el contrario, los enfoques basados en el desplazamiento pueden ser más precisos y caracterizar la acción sísmica con acelerogramas (sección 2.4).

Si se requiere una evaluación de los desplazamientos residuales de taludes, se utilizará un enfoque basado en el desplazamiento. Además, los análisis basados en fuerzas no están permitidos cuando existe una reducción significativa en la resistencia del suelo (es decir, se espera que el suelo se comporte de forma no lineal) o existe riesgo de licuación (secciones 3.4 y 6.7, Anexos F y G).

Para cualquier enfoque (ya sea basado en la fuerza o el desplazamiento), la modelación del suelo debe realizarse de acuerdo con las secciones 4.1, 4.2, 4.3 y 4.4 (Tabla 4-1).

La resistencia del suelo se caracteriza por la resistencia al corte sin drenaje ( $c_u$ ) para un suelo fino, o por la resistencia al corte cíclico sin drenaje para un suelo granular ( $\tau_{cy,u}$ ). A efectos de diseño, dicha resistencia tiene que dividirse por 1,25 como coeficiente de seguridad del material, siguiendo un criterio común en algunas normativas [EN 1998-1 versión pendiente de publicación] (grupo "Normas y otros Documentos Similares de otros Países").

### 3.3.2 Formulaciones Basadas en Fuerzas

En este tipo de aproximaciones (comúnmente conocidas como pseudo-estáticas), la demanda sísmica del talud se expresará en términos de una fuerza horizontal de volumen (que actúa en la dirección más exigente) dada por la siguiente expresión:

$$f_h = \rho a_h = \rho \beta_h PGA / \chi_h \quad 3-1$$

En la ecuación 3-1,  $f_h$  es la fuerza horizontal equivalente estática de volumen (fuerza por unidad de volumen),  $\rho$  es la densidad del suelo,  $a_h$  es la aceleración horizontal del suelo seleccionado,  $\beta_h$  es un coeficiente de reducción adimensional debido a la altura del talud (Anexo I),  $PGA$  es la aceleración máxima del suelo (proporcional a la ordenada espectral para período nulo -Figura 2-4 y ecuación 2-12- que corresponde al período de retorno del Nivel de Acción Sísmica considerado, Tabla 1-5) y  $\chi_h$  es un coeficiente de reducción adimensional relacionado con los desplazamientos residuales del suelo e (indirectamente, a través de la relación entre los desplazamientos permanentes residuales y los Requisitos de Desempeño, sección 3.3) con el Requisito de Desempeño (subsección 1.4.2). La Tabla 3-1 muestra los valores recomendados de  $\chi_h$ .

Tabla 3-1. Valores de  $\chi_h$  para análisis de estabilidad de laderas

$\chi_h$	1,5	2	2,5
<b>Rango de desplazamientos residuales (mm)</b>	30-50	60-100	120-200

Los valores de  $\chi_h$  en la Tabla 3-1 están calibrados para los valores recomendados de los coeficientes de seguridad de los materiales y de resistencia global (que afectan a las acciones). En este Manual no se proporcionan valores de  $\chi_h$  para otros valores de los coeficientes de los materiales (secciones 4.1, 4.2, 4.3 y 4.4) o de resistencia global (sección 1.8). Tentativamente, los tres rangos de desplazamientos residuales en la Tabla 3-1 corresponden a los Requisitos de Desempeño OR, SA y SC (subsección 1.4.2), respectivamente.

**COMENTARIO.** En la ecuación 3-1, las unidades deben ser elegidas de forma consistente; por ejemplo, fuerza en N, densidad en  $\text{kg/m}^3$ , y aceleración en  $\text{m/s}^2$ .

Con excepción de los Niveles de Acción Sísmica "Muy altos" y "Máximos" (Tabla 1-4, sección 1.6), la componente vertical de la acción sísmica puede despreciarse. Para los Niveles de Acción Sísmica Muy Alto y Máximo, se deben utilizar las fuerzas sísmicas estáticas verticales equivalentes utilizando un coeficiente sísmico vertical igual a la mitad del horizontal (ecuación 3-1) [EN 1998-1 versión pendiente de publicación]:

$$f_v = \rho a_v = \rho \beta_h PGA / (2 \chi_h) \quad 3-2$$

La ecuación 3-2 se aplicará a menos que se disponga de información adicional sobre la componente vertical.

**COMENTARIO.** La verificación de seguridad de la pendiente del terreno debe realizarse con los parámetros de suelo descritos en el Capítulo 4 (con la reducción mencionada en la subsección 3.3.1), y tiene que considerar la superficie de deslizamiento potencial menos segura. Se utiliza un enfoque de equilibrio límite, ya sea considerando las condiciones globales de la pendiente o dividiéndola en diferentes rebanadas (método de rebanadas).

### 3.3.3 Formulaciones Basadas en Desplazamientos

El desplazamiento residual de un talud debido a la acción sísmica puede calcularse ya sea por medio de modelos de bloques rígidos bien establecidos (por ejemplo, el método clásico de Newmark, [Newmark 1965], grupo "Análisis de estabilidad de taludes") o por análisis dinámico no lineal con modelado del comportamiento del suelo y discretización del dominio del terreno. No se puede usar un modelo de bloque rígido donde haya una reducción significativa en la resistencia del suelo a menos que se use la resistencia residual al corte del suelo y el bloque sea estable bajo cargas de gravedad. En los análisis de bloques rígidos, los efectos de la deformabilidad del terreno y el amortiguamiento pueden considerarse con análisis desacoplados simplificados.

**COMENTARIO.** El análisis deberá basarse principalmente en la obtención del desplazamiento residual; se propone utilizar enfoques simplificados, en particular versiones mejoradas (acopladas) del método Newmark [Jibson 1993 2011; Rathje, Bray 2000; Kramer 1996; Newmark 1965] (grupo "Análisis de Estabilidad de Taludes"). Para los análisis no lineales de historial de respuesta (dinámico), es esencial una evaluación representativa del estado inicial de las tensiones.

Una vez obtenido el desplazamiento, se debe comparar con los valores señalados en la Tabla 3-1 y la sección 3.3 en función del Requisito de Desempeño considerado.

Las historias de tiempo de aceleración (acelerogramas) utilizadas en un enfoque dado basado en el desplazamiento tienen que seleccionarse de acuerdo con la sección 2.4.



Al igual que en los métodos basados en fuerzas, a excepción de los Niveles de Acción Sísmica "Muy altos" y "Máximos" (Tabla 1-4, sección 1.6), la componente vertical de la acción sísmica puede despreciarse. Para Niveles de Acción Sísmica Muy Alto y Máximo (Tabla 1-4), se debe considerar una componente sísmica vertical igual a la mitad de la horizontal [EN 1998 versión pendiente de publicación], a menos que se disponga de información adicional sobre la componente vertical.

### 3.4 Suelos Potencialmente Licuables

**COMENTARIO.** La licuación es una disminución sustancial de la resistencia al corte del suelo causada por un aumento súbito de la presión del agua de los poros, reduciendo la tensión efectiva. Si la tensión efectiva se anula, un suelo sin cohesión se convierte en un líquido y, en consecuencia, su resistencia al corte es nula. Esto sucede típicamente durante la propagación de las ondas de corte en suelos granulares sueltos y saturados. Por lo tanto, los peligros de la licuación tienen que evaluarse bajo las condiciones del nivel freático y la elevación de la superficie del suelo que prevalecen durante la Vida Útil (sección 1.2) de la estructura.

**COMENTARIO.** Los datos relevantes para la evaluación de la licuación son la resistencia al corte cíclico sin drenaje, la clasificación del suelo determinada por la distribución del tamaño de grano (u otros índices equivalentes) y otros parámetros de caracterización como los golpes corregidos en el ensayo SPT  $(N_i)_{60}$  o la resistencia corregida adimensional de punta de cono  $q_{c1N}$  de la prueba de cono CPT. Los métodos *in situ* deben preferirse a las pruebas de laboratorio debido a la dificultad de recuperar muestras de alta calidad en suelos sin cohesión y representar correctamente las condiciones *in situ*. El Anexo F describe la estimación de la relación de resistencia cíclica CRR a partir de los datos de campo de SPT y CPT corregidos para incluir la energía del impacto del martillo (para el método basado en SPT), la presión de sobrecarga efectiva, el contenido de finos y la corrección de la magnitud del terremoto.

**COMENTARIO.** Desde el punto de vista de la caracterización geotécnica, el riesgo de licuación se asocia a que se cumplan simultáneamente las tres condiciones siguientes: (i) las partículas inferiores a 5 micras ( $\mu\text{m}$ ) deben representar menos del 15% del suelo, (ii) el límite líquido de la fracción fina tiene que ser inferior al 35% (o con índice de plasticidad no mayor a 10), y (iii) la humedad natural del suelo debe ser mayor de 0,9 veces su límite líquido. En caso de que no se cumpla alguna de ellas, entonces no habrá riesgo de licuación, pero la resistencia al corte del suelo puede verse disminuida por efecto de la acción sísmica, lo que se comprobará mediante ensayos de laboratorio o a partir de la experiencia previa en el sitio.

**COMENTARIO.** El Anexo F también describe la evaluación de la relación de tensión cíclica CSR de depósitos de suelo relativamente homogéneos considerando las tensiones *in situ* verticales totales y efectivas, un factor de reducción de tensión que depende de la profundidad, y la aceleración horizontal máxima del suelo PGA esperada en la superficie del suelo. Los depósitos de suelo relativamente homogéneos se refieren a un perfil estratificado con una relación de rigidez inferior a 3.

Los depósitos de suelo deben considerarse no licuables siempre que la relación CRR / CSR sea superior a 1,35:

$$\text{Si } \frac{CRR}{CSR} > 1,35 \text{ no hay riesgo de licuación} \quad 3-3$$

Se requiere un análisis más detallado si no se cumple el criterio anterior (ecuación 3-3), pero la relación sigue siendo superior a 1. Este criterio se discute con más detalle en la sección F.5.

**COMENTARIO.** En el caso de que se determine que un estrato del suelo puede llegar a licuarse por la acción de un sismo, entonces se estudiará el diseño de la estructura subterránea suponiendo que dicho estrato no tiene resistencia al corte, con las implicaciones que ello conlleva. Se deben considerar los siguientes aspectos potenciales posteriores a la licuación asociados con el exceso de presión de agua acumulada y la pérdida de la capacidad resistente del suelo: (i) un aumento de los empujes laterales en las estructuras de contención; (ii) falta de capacidad portante e inestabilidad de los cimientos; (iii) asentamientos y asentamientos diferenciales causados por la disipación de presiones de agua acumulados; (iv) desplazamientos laterales ("spreading"); y (v) flotabilidad de construcciones subterráneas poco profundas. La evaluación de estos aspectos potenciales debe considerarse cuidadosamente teniendo en cuenta las incertidumbres en la determinación del espesor y la extensión de las capas licuadas. La pérdida de resistencia al corte del suelo licuado se puede estimar mediante ensayos de laboratorio. El Anexo G detalla las principales consecuencias en caso de licuación.

**COMENTARIO.** En algunos casos, otra opción involucra la mitigación de los peligros de licuación al mejorar la densidad del suelo, la resistencia al corte y las condiciones de drenaje. Varias acciones pueden ser consideradas, como: (i) remoción parcial del suelo indeseable, incluyendo la re-compactación con o sin aditivos; (ii) densificación *in situ* del material utilizando varias técnicas (vibro-flotación, compactación dinámica profunda, pilotes de compactación, lechada de compactación); (iii) mejora del suelo mediante el relleno de vacíos mediante lechada de penetración/inyección química; (iv) columnas y muros de suelo cementado (mezcla profunda de cemento con suelo) o pilares de grava, (v) construcción de drenajes verticales de grava para la disipación rápida de la presión intersticial generada por cargas cíclicas, o (vi) uso de pilotes para transferir las cargas a capas que no son susceptibles a la licuación. La reducción de la susceptibilidad a la licuación cuando se utilizan técnicas de mejora del terreno, asociada al aumento de la resistencia cíclica, debe verificarse mediante ensayos *in situ*. La mitigación del potencial de licuación de las arenas limosas se ha descrito en [Mitchell 2008] (referencia en el grupo "Licuación del suelo"). El Anexo G también resume algunas de estas acciones.

En túneles y construcciones similares, puede omitirse el análisis de la licuación en las zonas sísmicas 1 y 2 del Perú [E.030 2019] (referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica") si el suelo licuable se encuentra a una profundidad mayor a un diámetro del túnel (por debajo del mismo); para túneles rectangulares, se puede considerar la dimensión transversal máxima (horizontal o vertical).

### 3.5 Asientos Sísmicos de Suelos Parcialmente Saturados

Esta subsección presenta una formulación simplificada para determinar los asientos (asentamientos) sísmicos de suelos que se encuentran sólo parcialmente saturados. Este contenido se considera como Comentario (en vez de Texto Técnico Normativo) dado su carácter predominantemente puntual.

**COMENTARIO.** En el caso de acciones sísmicas moderadas o altas, también se deben considerar asientos (asentamientos) de depósitos parcialmente saturados bajo carga cíclica. Los depósitos sensibles son capas gruesas de materiales sueltos de grano grueso dentro de una profundidad que puede afectar las estructuras subterráneas. Los asentamientos son inducidos por la densificación de estos depósitos no saturados de grano grueso y pueden estimarse mediante relaciones empíricas que involucran deformaciones volumétricas, deformaciones cíclicas y propiedades del suelo, como se describe a continuación. Alternativamente, la susceptibilidad a la densificación del material granular no saturado puede evaluarse con pruebas cíclicas de laboratorio en materiales de depósito

representativos. Los asentamientos aceptables a considerar dependerán de las características específicas del proyecto (diseño).

**COMENTARIO.** La evaluación de los asentamientos en campo libre,  $s$ , se puede estimar como:

$$s = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{vi} \Delta z_i \quad 3-4$$

En la ecuación 3-4,  $\varepsilon_{vi}$  es la deformación volumétrica inducida por el sismo en la capa sensible de grano grueso 'i', con un espesor  $\Delta z_i$ ; obviamente,  $n$  es el número de capas.

La deformación volumétrica,  $\varepsilon_v$ , en capas granulares parcialmente saturadas se puede estimar a partir de la siguiente ecuación (3-5), la cual considera la densidad relativa de la arena (expresada en porcentaje),  $D_r$ , una escala de magnitud basada en la magnitud del momento del terremoto,  $M_w$ , y la deformación cortante cíclica,  $\gamma_{cyc}$  [EN 1998-5 versión pendiente de publicación] (grupo "Normas y otros Documentos Similares de otros Países"):

$$\varepsilon_v = (0,26M_w - 0,96) (26 e^{-0,038 D_r}) \gamma_{cyc} \quad 3-5$$

La densidad relativa de la arena,  $D_r$ , la cual se utiliza para indicar la densidad (o compacidad) *in situ* del depósito granular, se calcula en base a pruebas de laboratorio como (Tabla 4-4):

$$D_r(\%) = 100 \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad 3-6$$

En la ecuación 3-6,  $e$  es la relación de vacíos *in situ* del suelo granular,  $e_{max}$  es la relación de vacíos del suelo en el estado más suelto, y  $e_{min}$  es el valor correspondiente en el estado más denso.

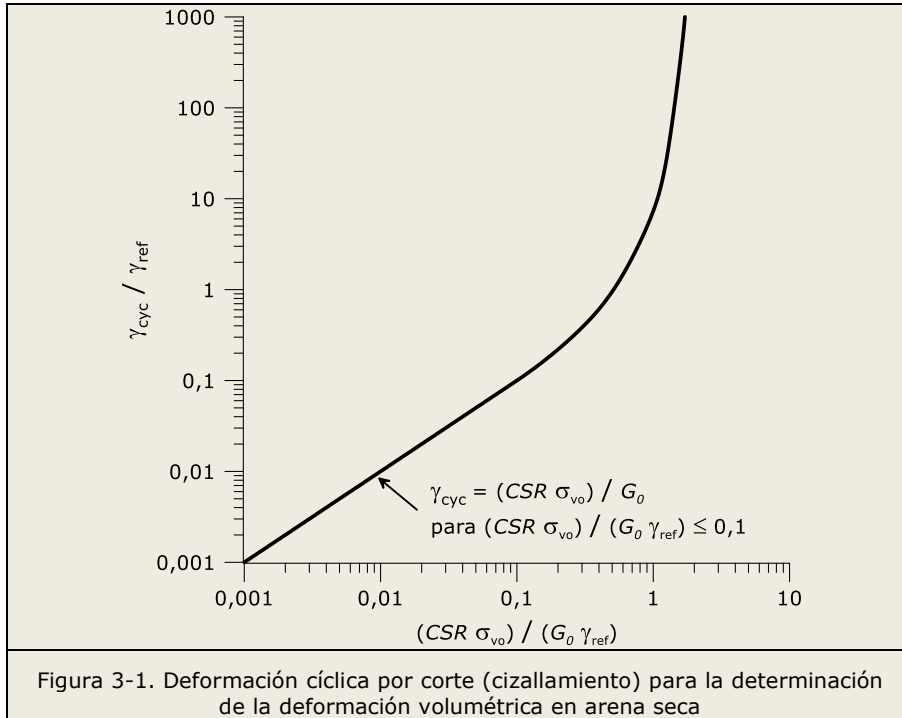
**COMENTARIO.** El número corregido de golpes  $N_{60}$  en el SPT (Standard Penetration Test) informado en la Tabla 2-2 y descrito en el Anexo F también se puede utilizar para estimar  $D_r$  (%) para arenas gruesas limpias [Idriss, Boulanger 2008] (grupo "Licuación del Suelo"):

$$D_r(\%) = 100 \left( \frac{N_{60}}{65} \right)^{0,5} \quad 3-7$$

Para capas sueltas de grano grueso (categoría  $S_3$  en la Tabla 2-2) y  $N_{60} = 10$ ,  $D_r \approx 40\%$ . Por lo tanto, se puede usar un valor de  $D_r = 40\%$  para capas sueltas de grano grueso si no hay más información disponible.

**COMENTARIO.** La deformación transversal cíclica,  $\gamma_{cyc}$ , se puede calcular a partir de un Análisis de Respuesta del Sitio (Anexo K). Sin embargo, si la información no está disponible, se puede estimar en función de  $(CSR \sigma_{vo}) / (G_0 \gamma_{ref})$  usando la Figura 3-1, que incorpora la relación de tensión cíclica,  $CSR$ , definida en el Anexo F, la tensión vertical total en el punto medio de la capa sensible de grano grueso parcialmente saturada,  $\sigma_{vo}$ , el módulo elástico (para pequeñas deformaciones) de corte del suelo,  $G_0$ , y una deformación transversal de referencia (no en %),  $\gamma_{ref}$ , estimada como ( $P_{atm} = 100$  kPa es la presión atmosférica) [EN 1998-5 versión pendiente de publicación]:

$$\gamma_{ref} = 3 \times 10^{-4} \left( \frac{\sigma_{vo}}{P_{atm}} \right)^{0,348} \quad 3-8$$



**COMENTARIO.** Para  $(CSR \sigma_{vo}) / (G_0 \gamma_{ref}) \leq 0,1$ , la deformación por cizallamiento,  $\gamma_{cyc}$ , se puede determinar mediante la siguiente expresión consistente con la curva en la Figura 3-1.

$$\gamma_{cyc} = \frac{CSR \sigma_{vo}}{G_0}$$

3-9

### 3.6 Análisis de Respuesta Específica del Lugar

Esta sección se refiere a condiciones de suelo especiales que no encajan en la clasificación general; entre éstas se encuentran: rocas duras, cuencas muy profundas, sitios muy poco profundos y blandos, perfiles de suelo en capas irregulares, entre otras. En estas situaciones la acción sísmica deberá consistir en acelerogramas históricos o generados tal como se indica en la sección 2.4. También se considerará la propagación de las ondas a través de las distintas capas del suelo (sección 2.5 y Anexo K).





## 4 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL TERRENO

**COMENTARIO.** En este Capítulo se describe la categorización del suelo (en cuando al material en sí) en todo lo que atañe al efecto de las acciones sísmicas sobre la construcción enterrada en estudio.

**COMENTARIO.** El Capítulo se divide en 6 secciones, cada uno de éstos se resume brevemente a continuación. La sección 4.1 discute la problemática del nivel freático. Las secciones 4.2, 4.3 y 4.4 describen la caracterización de la resistencia, la rigidez y el amortiguamiento del suelo, respectivamente. Finalmente, las secciones 4.5 y 4.6 tratan de los ensayos de campo y en laboratorio, respectivamente.

### 4.1 Nivel Freático

**COMENTARIO.** La ubicación de la capa freática que corresponde a cada unidad geotécnica principal debe ser caracterizada durante la etapa de investigación del sitio (Anexo A).

En la fase de diseño (sección A.1), se adoptará una posición característica ("casi permanente", es decir, que se superará sólo durante el 5% de la Vida Útil de la construcción, sección 1.2) del nivel freático. Se deben considerar variaciones de esa posición para analizar condiciones no permanentes (es decir, acciones ambientales extremas), particularmente cuando dichas variaciones pueden definir un escenario peor que el actual (con respecto a efectos en la estructura subterránea). En este sentido, se tendrán en cuenta las causas que pueden modificar el nivel, entre éstas: construcción y llenado de embalses, modificación (construcción, eliminación o desplazamiento) de canales naturales o artificiales, incorporación de instalaciones capaces de alterar los flujos de agua subterránea, etc.; a ese respecto, se prestará especial atención a las zonas urbanas densamente pobladas, dado que en ellas estos tipos de cambios suelen ser muy frecuentes e intensos. Se requiere un cuidado especial cuando una unidad geotécnica se comporta como un acuífero confinado, y se debe medir su altura piezométrica (en lugar de una capa freática local).

**COMENTARIO.** La estimación de la posición de la capa freática puede llevarse a cabo mediante varios procedimientos directos e indirectos. Ambos métodos se discuten en los dos siguientes párrafos, respectivamente.

**Directo.** Los procedimientos directos implican perforaciones. Durante la etapa de investigación de campo, como se describe en la sección 4.5, se perforará al menos un pozo (sondeo) en cada unidad geotécnica principal, y las muestras se recuperarán (sin ser alteradas, si es posible) para su posterior análisis. Al menos el 30% de los sondeos se utilizarán para instalar piezómetros (abiertos o cerrados). Los piezómetros cerrados se recomiendan en suelos de baja permeabilidad; cuando se utilizan piezómetros abiertos, se prestará especial atención al retraso requerido para medir un valor correcto de la capa freática. Después de la instalación de los piezómetros, la observación de la capa freática se registrará durante algún tiempo para definir las fluctuaciones durante los períodos secos y húmedos. Además, si la presión de agua de poro varía rápidamente en una determinada unidad geotécnica, se adoptará una lectura continua para los piezómetros.

**Indirecto.** Los procedimientos indirectos para medir la posición de la capa freática se basan en métodos geofísicos, como mediciones de resistividad eléctrica o radar de penetración en el suelo. Además, se pueden usar técnicas de refracción sísmica u otras técnicas geofísicas (particularmente para capas horizontales que, tal como es habitual, aumentan la rigidez con la profundidad). En todo caso, siempre se requiere una correlación de los resultados de cualquier técnica geofísica con perforaciones y mediciones piezométricas directas. Esa correlación debe establecerse para cada unidad identificada de suelo o roca.

## 4.2 Parámetros de Resistencia

**COMENTARIO.** Se supone habitualmente que, durante la excitación sísmica, por ser de alta velocidad, el suelo se comporta en condiciones (hidráulicas) sin drenaje. Por lo tanto, generalmente pueden considerarse los parámetros de resistencia al corte en condiciones no drenadas.

Para **suelos finos** (cohesivos, como limos y arcillas), la resistencia (al corte) estática sin drenaje se cuantifica en términos de cohesión sin drenaje  $c_u$ . Para **rocas**, se puede usar la resistencia a la compresión no confinada  $q_u = 2 c_u$ . Este parámetro estático depende del esfuerzo efectivo (aumenta con la profundidad) y de la relación de sobre-consolidación  $OCR$  (ese parámetro aumenta con dicha relación). Esta variación debe evaluarse mediante pruebas de laboratorio (sección 4.6) o de campo (sección 4.5) apropiadas, aunque también se aceptarán criterios empíricos conservadores. La resistencia (no drenada) al corte también tiene que ajustarse mediante pruebas experimentales adecuadas para la velocidad rápida de carga de la acción sísmica (esa resistencia disminuye con la duración de la excitación), así como por los efectos de degradación cíclica bajo la acción del terremoto.

El parámetro apropiado de resistencia al corte para **suelos granulares** (sin cohesión, arenas y gravas con un coeficiente de permeabilidad mayor que  $5 \times 10^{-3}$  m/s) es la resistencia cíclica al corte sin drenaje  $\tau_{cy,ur}$ , que debe evaluarse mediante pruebas de laboratorio apropiadas que consideren la presión de poro acumulada durante el proceso cíclico (subsección 4.6.2, Tabla 4-4).

**COMENTARIO.** Si la disipación de la presión de poro prevalece en suelos de alta permeabilidad sin cohesión (limos no plásticos, arenas y gravas), las condiciones de drenaje también tienen que considerarse en los análisis de terremotos. En este caso, los parámetros de resistencia al corte son el ángulo de rozamiento (fricción) drenado del suelo  $\phi'$  y la cohesión drenada  $c'$  (generalmente se desprecian en el caso de arenas y gravas). El ángulo de fricción drenado debe obtenerse de pruebas de laboratorio drenadas o correlaciones empíricas utilizando datos de campo.

**COMENTARIO.** El Anexo K (sección K.3) presenta un estudio más profundo sobre la resistencia del suelo.

## 4.3 Parámetros de Rigidez

Dada la preeminencia de las ondas de corte (S) sobre las de presión (P) en los efectos de la excitación sísmica sobre construcciones subterráneas (sección 2.1), la rigidez al corte del suelo se deberá caracterizar preferiblemente por el módulo de corte seacante ( $G$ ). Este parámetro muestra una dependencia importante en el nivel de deformación (es decir, el comportamiento tensión-deformación es no lineal), y también depende de la relación de vacíos, el esfuerzo efectivo, la relación de sobre-consolidación ( $OCR$ , secciones 4.2, 5.8 y F.5), el número de ciclos y el índice de plasticidad. También  $G$  está afectada por la calidad del muestreo o los ensayos de campo (mínima alteración en ensayos geofísicos a deformaciones pequeñas y en muestras inalteradas o muestras bloques, y mayor alteración en muestras de sondeo). Para pequeñas deformaciones por corte (comportamiento lineal, lo cual puede suponerse para deformaciones angulares  $\gamma$  no superiores a  $10^{-5}$ ), el módulo de corte se representa como  $G_0$  y se obtiene con  $G_0 = \rho v_s^2$ , donde  $\rho$  es la densidad aparente del suelo y  $v_s$  es la velocidad de la onda de corte para pequeñas deformaciones (ecuación L-3). La rigidez al corte inicial (para pequeñas deformaciones) también depende del estado de esfuerzo efectivo (ambos aumentan con la profundidad), la relación de sobre-consolidación ( $G_0$  aumenta con dicha relación) y la relación de vacíos ( $G_0$  disminuye con el aumento de dicha cantidad). Por tanto, se deben considerar valores del módulo de corte que sean compatibles con los niveles de deformación inducidos por el terremoto de proyecto (diseño). Para deformaciones por corte mayores (comportamiento no lineal del suelo), se pueden

considerar ajustes hiperbólicos de la reducción del módulo con la deformación normalizada.

La variación de  $G_0$  con el nivel de deformación y con el esfuerzo efectivo (es decir, la profundidad) debe evaluarse mediante pruebas de laboratorio (sección 4.6) y de campo (sección 4.5) apropiadas, en las que se tiene que tener especial cuidado para inducir sólo pequeñas perturbaciones en el suelo. A falta de más información (datos de ensayos de campo, laboratorio o específicos), también se aceptan criterios empíricos conservadores para evaluar la rigidez al corte a diferentes niveles de deformación (o aceleraciones del terreno). En este sentido, la Tabla 4-1 presenta valores indicativos del módulo de cortante normalizado  $G / G_0$  (dentro de 20 m de profundidad); la Tabla 4-1 puede ser considerada para materiales con índice de plasticidad  $< 50$ . Fuera de estos rangos, será necesario efectuar ensayos (de campo o de laboratorio) para estimar la rigidez del terreno. Los valores de referencia  $G / G_0$  se podrán estimar por interpolación lineal entre los valores medios de  $v_s$  y  $PGA$  contenidos en dicha Tabla (sección 4.4, ecuación 4-2).

**COMENTARIO.** El módulo de elasticidad transversal  $G$  es el parámetro más relevante en relación a la rigidez del suelo; no obstante, en general, es difícil de medir, por lo que frecuentemente se mide la velocidad de las ondas de corte ( $v_s$ ) y se determina el valor de  $G$  a través de la expresión L-3.

**COMENTARIO.** El Anexo K (sección K.3) presenta un estudio más profundo sobre la rigidez del suelo.

#### 4.4 Parámetros de Amortiguamiento

**COMENTARIO.** La amortiguación de un determinado suelo o roca se refiere a la disipación de energía cuando una onda atraviesa dicho medio. Los mecanismos que disipan la energía incluyen fricción entre partículas, deformaciones plásticas y generación de calor. Por lo general, todos estos efectos están representados por un modelo global de amortiguamiento viscoso [Chopra 2017] (grupo "Comportamiento Dinámico no Lineal"). Es conveniente referir el nivel de amortiguamiento a un valor crítico; se utiliza habitualmente el cociente (adimensional) entre el amortiguamiento real y el crítico. Este cociente se conoce como factor de amortiguamiento; normalmente está muy por debajo del 100% (este valor correspondería a un sistema con amortiguamiento crítico). El factor de amortiguamiento oscilará entre 2% (bajo nivel de deformación por corte (tangencial), generalmente relacionado con suelo rígido y/o Nivel de Acción Sísmica Bajo, sección 1.6) y 20% (alto nivel de deformación por corte, generalmente relacionado con suelo blando y/o Nivel de Acción Sísmica Alto, sección 1.6).

**COMENTARIO.** Para deformaciones de corte muy bajas, se espera que el suelo se comporte como elástico lineal, y la relación de amortiguación se reduce a un valor mínimo del 2%, a veces llamado "amortiguamiento viscoso" (lineal). Para deformaciones de corte mayores, el comportamiento del suelo es no lineal y no reversible (es decir, plástico), lo que resulta en bucles de histéresis en las curvas tensión (esfuerzo) de corte vs. deformación transversal (de corte). En tal caso, el factor de amortiguamiento equivalente aumenta con el nivel de deformación por corte hasta un valor de aproximadamente el 20%. Este tipo de amortiguamiento a veces se denomina "amortiguamiento histerético". En este texto, el nombre "amortiguamiento del material" se utiliza para denominar el amortiguamiento del suelo o roca, ya sea debido a los efectos viscosos o histeréticos.

**COMENTARIO.** Además del amortiguamiento del material, hay una disminución de la amplitud de onda con la distancia desde la fuente debido a factores geométricos; es decir, al propagarse la onda en todas direcciones, ésta se distribuye sobre un mayor volumen de suelo o roca, disminuyendo así la energía

elástica por unidad de volumen. Este fenómeno se conoce como "amortiguamiento de radiación". En los análisis de interacción suelo-estructura, el factor de amortiguamiento debe incluir ambos componentes, es decir, amortiguamiento del material y de radiación.

Las propiedades de amortiguación del suelo o roca se obtendrán de pruebas de laboratorio o de campo, como se describe en las secciones 4.5 y 4.5.4. Si es posible, la variación del amortiguamiento con el nivel de deformación se tendrá en cuenta en los cálculos. Como alternativa a las pruebas de laboratorio y de campo, se podría llevar a cabo un análisis de sensibilidad simplificado, considerando al menos dos valores del amortiguamiento. Si no hay información específica disponible, la siguiente Tabla 4-1) sugiere valores de referencia para el factor de amortiguamiento  $\xi$ . Dichos valores de referencia se pueden obtener por interpolación lineal entre los valores medios de  $PGA$  y  $v_s$  contenidos en dicha Tabla (ecuación 4-3). Los valores dependen de la acción sísmica y de la rigidez del suelo o la roca, ya que esta combinación conduce a una amplitud de deformación por cizallamiento típica consistente con el valor de la relación de amortiguación propuesta.

Tabla 4-1. Amortiguamiento del material y módulo de corte normalizado  $G/G_0$  (en los 20 m superiores) según la velocidad de la onda de corte y la severidad de la acción sísmica

<b>PGA (g)</b>	<b>150 m/s <math>\leq v_s &lt;</math> 250 m/s</b>		<b>250 m/s <math>\leq v_s &lt;</math> 400 m/s</b>		<b>400 m/s <math>\leq v_s &lt;</math> 800 m/s</b>		<b>800 m/s <math>\leq v_s &lt;</math> 900 m/s</b>	
	<b><math>G/G_0</math></b>	<b>Factor de amort. <math>\xi</math></b>	<b><math>G/G_0</math></b>	<b>Factor de amort. <math>\xi</math></b>	<b><math>G/G_0</math></b>	<b>Factor de amort. <math>\xi</math></b>	<b><math>G/G_0</math></b>	<b>Factor de amort. <math>\xi</math></b>
<b>0,05 – 0,10</b>	0,69	3%	0,80	3%	1,00	2%	1,00	2%
<b>0,10 – 0,25</b>	0,50	8%	0,65	6%	0,80	4%	1,00	2%
<b>0,25 – 0,35</b>	0,30	15%	0,50	10%	0,69	7%	1,00	2%
<b>0,35 – 0,45</b>	0,20	20%	0,40	15%	0,60	9%	0,90	2%

Fuera de los rangos de  $v_s$  de la Tabla 4-1, será necesario efectuar ensayos (de campo o de laboratorio) para estimar el amortiguamiento del terreno.

La Tabla se ha obtenido considerando como base la siguiente expresión, que combina la amplitud de la deformación por cizallamiento (que afecta a  $G / G_0$ ) y el factor de amortiguamiento  $\xi$  (relacionado con el máximo de 20%):

$$0,84 \leq \frac{G}{G_0} + \frac{\xi}{20\%} \leq 1,20 \quad 4-1$$

A efectos de interpolación lineal se pueden utilizar las siguientes expresiones basadas en los valores medios de los rangos  $v_s$  y  $PGA$  contenidos en la Tabla 4-1:

$$\frac{G}{G_0} = (a + b v_s + c PGA) \pm 0,04 \quad 4-2$$

$$\xi = 20\% (a_1 + b_1 v_s + c_1 PGA) \pm 1\% \quad 4-3$$

Los coeficientes de interpolación de las expresiones anteriores se resumen en la Tabla 4-2.



Tabla 4-2. Coeficientes para la interpolación del amortiguamiento del material y el módulo de corte normalizado  $G/G_0$  (en los 20 m superiores) según la velocidad de la onda de corte  $v_s$  (valor medio del rango) y la severidad de la acción sísmica PGA (valor medio del rango)

Coeficientes	$v_s = 200 \text{ m/s}$	$325 \text{ m/s}$	$600 \text{ m/s}$	$850 \text{ m/s}$
<b>a</b>	0,613	0,604	0,570	0,482
<b>b (m/s)<sup>-1</sup></b>	$8,51 \times 10^{-4}$	$8,45 \times 10^{-4}$	$8,06 \times 10^{-4}$	$6,55 \times 10^{-4}$
<b>c</b>	- 1,520	- 1,227	- 1,186	- 0,268
<b>a<sub>1</sub></b>	- 0,054	- 0,010	0,002	-
<b>b<sub>1</sub> (m/s)<sup>-1</sup></b>	$1,07 \times 10^{-5}$	$1,20 \times 10^{-5}$	$2,22 \times 10^{-5}$	-
<b>c<sub>1</sub></b>	2,639	1,814	1,093	-

**COMENTARIO.** Es preciso tener en cuenta que, en general, el amortiguamiento es un parámetro que varía con el tipo de suelo (como suelos granulares o suelos finos con diferentes índices de plasticidad), que no se ha investigado suficientemente. Por otro lado, la influencia del agua y el estado parcialmente saturado pueden resultar más importantes que la del tipo de suelo. También debe señalarse que la estimación del amortiguamiento del suelo a partir de resultados experimentales es una tarea altamente delicada, que depende de circunstancias particulares difíciles de controlar. Por otra parte, no debe perderse de vista que el amortiguamiento viscoso es una formulación inherentemente poco precisa, ya que ésta no fue introducida a causa de su exactitud en reproducir el comportamiento real disipativo, sino para lograr que una ecuación diferencia lineal (la ecuación del movimiento) pudiera simular la disipación de energía. En este sentido, la mayor discrepancia entre dicho modelo y la realidad es que en esta última se ha comprobado repetidamente que la energía disipada por ciclo no está afectada significativamente por la frecuencia del movimiento, mientras que en el modelo es proporcional a la frecuencia de excitación (sección K.3).

**COMENTARIO.** El Anexo K (sección K.3) presenta un estudio más profundo sobre el amortiguamiento del suelo.

## 4.5 Estudios de Campo

**COMENTARIO.** Se describen las técnicas generales de inspección de las características geométricas, geológicas y geotécnicas del terreno. Se especifica el número mínimo de pruebas (en particular, perforaciones) que se realizarán; este número depende de la información previa disponible, las características del suelo (su homogeneidad, principalmente) y las propiedades de la estructura subterránea. También se deberán indicar las decisiones a tomar de los resultados de las pruebas; en particular, la necesidad de realizar experimentos adicionales.

### 4.5.1 Estudio Geotécnico de Campo para la Definición Geométrica del Perfil del Terreno

Los estudios de campo deben dedicarse a la comprensión de los perfiles geológicos y geotécnicos involucrados en la construcción, incluidos los parámetros principales que definen las propiedades geotécnicas de las unidades de suelo y roca. En infraestructuras lineales (como túneles), en general, se tiene que llevar a cabo al menos un sondeo con recolección continua de muestras **cada 200 m**; este requisito puede ser relajado (hasta 400 m, por ejemplo) dependiendo de las condiciones locales, particularmente la uniformidad del suelo y la accesibilidad del lugar. Dependiendo de las características del suelo, también se requerirán perforaciones en lugares separados del eje de construcción. El número de perforaciones tiene que ser suficiente para definir la geometría de las unidades geotécnicas y sus contactos. Los

sondeos deben ser capaces de determinar la profundidad del nivel freático; en perfiles complejos, puede ser necesario instalar piezómetros en diferentes niveles. También se pueden usar perforaciones para pruebas de campo o para la extracción de muestras de suelo (sin alteraciones, si es posible) para análisis de laboratorio. El número de pruebas de penetración dinámica tiene que ser limitado y siempre correlacionado con los sondeos con recolección continua de muestras. Las técnicas geofísicas (es decir, mediciones de resistividad eléctrica, radar de penetración en el suelo, etc.) también se pueden utilizar para definir perfiles estratigráficos, pero siempre deben estar correlacionadas con los sondeos en que se recogen muestras continuas. Esa correlación tiene que establecerse para cada unidad de suelo o roca identificada.

#### 4.5.2 Ensayos de Campo a Deformaciones muy Pequeñas (muy lejos de Rotura)

Las técnicas geofísicas utilizadas en la investigación del sitio permiten estimar la velocidad (y la atenuación) de las ondas de compresión (P), ondas de corte (S) y/o ondas de Love o Rayleigh en el suelo (sección 2.1), que es un parámetro fundamental en el diseño sísmico como se indica en la sección 4.3. Esas técnicas incluyen reflexión, refracción, MASW (Análisis de ondas de superficie de matriz múltiple), SASW (Análisis espectral de ondas de superficie), MAM (Mediciones de matriz de micro-temblor), etc. Es posible combinar estas técnicas con la perforación de pozos como en pruebas de pozo cruzado ("cross-hole"), pozo arriba ("up-hole") o pozo abajo ("down-hole"), donde se miden las velocidades de onda P y de onda S. En este tipo de pruebas, el nivel de deformación es muy bajo (hay vibraciones involucradas), por lo tanto, la rigidez estimada corresponde a la rigidez inicial (máxima) del suelo o roca (es decir,  $G_0$ , como se describe en la sección 4.3). Las siguientes Normas de ASTM pueden usarse como referencia en este grupo de técnicas geofísicas: D6820-18, D6429-99, D6727M-16, D6639-18, D5777-18, D5753-18, D6726-15, D7128-18, D6430-18, D6432-11, D6274-18, D6431-18, D6167-19.

**COMENTARIO.** Los ensayos geofísicos (reflexión, refracción, MASW, SASW y MAM) suelen ser usados en geometrías grandes para obtener la velocidad de propagación de ondas P y el espesor de los estratos. No se requiere efectuar sondeos, pero el análisis de las señales recibidas es más complicado. Si la rigidez del suelo varía con la profundidad, aparece dispersión.

**COMENTARIO.** Para los ensayos **cross-hole** se precisan al menos 2 sondeos: se coloca una fuente en uno de éstos y un receptor en el otro. Se mide el tiempo que tarda en llegar la onda S, ya que se conoce la distancia se calcula su velocidad. Una variante es colocar una fuente y varios receptores, para tener más medidas y redundancia. Las principales dificultades son la propia realización de los sondeos, la existencia de agua (u otros fluidos), la influencia de los revestimientos, y la inherente complejidad de la distinción entre la llegada de las ondas P y S (estas últimas son más lentas y no se propagan en el agua). La fuente del impulso puede ser una pequeña carga explosiva o un golpe mecánico (este último suele dar mejores resultados).

**COMENTARIO.** Los ensayos **up-hole** y **down-hole** tienen la ventaja de su mayor sencillez, ya que se precisa un único sondeo. El ensayo down-hole es más usado, porque tener la fuente en superficie la hace más manejable.

#### 4.5.3 Ensayos de Campo a Deformaciones Intermedias

En esta sección se consideran varias pruebas que involucran deformaciones mayores que en la subsección 4.5.2. Los parámetros de resistencia, rigidez y amortiguación indicados, respectivamente, en las secciones 4.2, 4.3 y 4.4 se pueden obtener directamente o mediante correlaciones. Se mencionan a continuación las pruebas de



campo típicas en este grupo, incluidos los correspondientes documentos ASTM o MTC que se puede utilizar como referencia.

- Prueba de Penetración Estándar (SPT) y toma de muestras de suelos tipo "split-barril", midiendo el número corregido de golpes  $N_{60}$  para penetrar 30 cm en el suelo. ASTM D1586M-18.
- Ensayo presiométrico (PMT) (subsección 2.2.3), obteniendo curvas de deformación presión-radial a través de la teoría de dilatación de cavidades para pequeñas deformaciones y derivando el módulo de deformación  $E_m$  (y consecuentemente el módulo de cortante).
- Prueba de penetración estática (SPT), que mide la resistencia al avance dentro del suelo (número de golpes para descender una determinada profundidad). ASTM D1586M-18.
- Prueba de medidor de presión, obteniendo la curva de presión-deformación radial y obteniendo el módulo de corte del suelo.
- Prueba de penetración de cono sísmico (CPT o SCPT) que mide la penetración del cono y la fricción lateral; prueba de penetración de cono que mide la presión de agua de poro (CPTu) y la velocidad de la onda de corte (CPTuS). ASTM D5778-12.
- Prueba de placa de carga. Estática, midiendo la relación fuerza-asentamiento, o dinámica (midiendo también la frecuencia natural del suelo). ASTM D1196M-12.

**COMENTARIO.** Los ensayos SPT se discuten en más profundidad en la subsección 2.2.2 y en el Anexo F. Deben realizarse correcciones adicionales por distintos factores como la profundidad, el tipo de martillo, el diámetro del pozo, el muestreador, la longitud de la varilla, e incluso la modernidad de la máquina.

**COMENTARIO.** Los ensayos SPT tienen algunas variantes como los penetrómetros dinámicos (Borros, DPH, DPSH); en éstos no es necesario efectuar sondeos a rotación. También se utiliza el "Becker hammer penetration test" (BPT); aunque no está estandarizado, ha sido usado en gravas en muchos países como Canadá y USA.

**COMENTARIO.** Los ensayos CPT son similares a los SPT, difieren básicamente en que se usa una sonda que penetra en el terreno a velocidad constante (2 cm/s) y se registra la fuerza en la punta y la fricción lateral. No se requiere ningún sondeo previo, pero estos ensayos no son aptos para suelo duro, ya que se puede romper la sonda. En los ensayos CPTu se dispone de uno o más sensores de presión de poros; en arenas se mide la presión de agua hidrostática, y en arcillas se mide el incremento de presión de agua por carga no drenada. Finalmente, en los ensayos CPTuS la sonda incluye geófonos. Se da un golpe en superficie con una maza y se registra la llegada de las ondas S; conociendo la distancia y midiendo el tiempo se obtiene una estimación directa de la velocidad de transmisión de las ondas de corte.

**COMENTARIO.** Los ensayos con presiómetro requieren un sondeo previo y extraer el testigo; entonces se instala una membrana flexible y se inyecta un fluido, midiéndose el volumen (relacionado con la deformación) y la presión. Son muy útiles en suelos granulares donde es difícil extraer muestras. Se obtiene información de la rigidez (módulo presiométrico  $E_m$ ) y la resistencia (presión límite  $p_{lim}$ ) del suelo.

**COMENTARIO.** A modo de conclusión, puede decirse que hay muchas variantes en todos estos ensayos de campo. Los sondeos mecánicos a rotación con extracción de testigo y de muestras inalteradas son siempre necesarios; son más costosos, pero si se hacen bien, dan mucha calidad. Se pueden combinar con SPT y con presiómetros. Si se puede, se deben extraer muestras para llevarlas a laboratorio. También debe tenerse en cuenta que sondeos hechos con poco cuidado pueden proporcionar testigos muy alterados y dar la idea de tratar con un

material muy alterado. El ensayo CPTu y sus variantes son los más precisos para caracterizar el suelo, porque miden muchos parámetros cada cm; no obstante, sólo se pueden utilizar en suelos blandos. En relación a suelos duros, el ensayo SPT es sencillo y económico, pero da poca calidad de información (correlaciones con incertidumbre). El ensayo presiométrico proporciona medidas de calidad (rigidez y resistencia), pero requiere un sondeo y es más costoso. Por otra parte, los ensayos Geofísicos son útiles, pero conviene tener siempre un sondeo de referencia al menos, para comprobar los espesores de los estratos. Los ensayos basados en el análisis de ondas superficiales son muy prometedores, porque no requieren sondeos y pueden hacerse usando como fuente el ruido ambiental (por ejemplo, en zonas urbanas). Se recomienda buscar en Internet (YouTube) para ver videos de los ensayos.

**COMENTARIO.** Existen otros ensayos "in situ" (usados en reconocimiento general de suelos, no necesariamente para estudios sísmicos): Ensayo de Molinete (FVT, "Field Vane Shear Test") y Ensayo Dilatómetro (DMT).

#### 4.5.4 Asientos bajo Carga Cíclica

Cargas repetidas pueden acumular desplazamientos en los suelos o pueden reducir los parámetros de resistencia obtenidos de pruebas estáticas. Este peligro debe considerarse particularmente en las zonas sísmicas 3 y 4 del Perú [E.030 2019] (esta referencia se encuentra en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica"), especialmente en suelos granulares sueltos insaturados; su densificación (y el asentamiento correspondiente) bajo excitación cíclica (sísmica) puede ser excesiva. Este fenómeno también puede ser significativo en arcillas blandas y arenas saturadas, lo que conduce en este último caso a la licuación (licuación). Las pruebas de campo que aplican carga repetida incluyen la prueba de placa de carga dinámica, como se indica en la subsección 4.5.3.

#### 4.5.5 Resumen de los Ensayos de Campo Propuestos

**COMENTARIO.** La Tabla 4-3 resume los ensayos de campo propuestos, describiendo sus objetivos, las magnitudes medidas (obtenidas) y las Normas de referencia.



**Tabla 4-3. COMENTARIO. Ensayos de campo**

Clasificación general	Descripción del ensayo	Objetivos	Parámetros determinados	Normas
Caracterización de estratos y de agua en el terreno	Sondeos. Instalación de piezómetros. Medidas de resistividad eléctrica. Geo-radar	Clasificación del suelo	Clasificación del suelo y estratificación. Extracción de muestras inalteradas. Nivel freático (fluctuaciones, estimación de tensiones eficaces)	JGS 1311 JGS 1312 JGS 1221 JGS1224 JGS 1231 MTC E 101, 102, 104, 120, 130
Ensayos dinámicos a deformaciones muy pequeñas	Técnicas geofísicas (velocidad de onda elástica): "cross-hole", "down-hole", "up-hole", refracción, MASW	Perfiles de velocidad de onda en el suelo	Velocidad de ondas de corte. Velocidad de ondas de compresión. Módulo de corte a pequeñas deformaciones. Ondas de Rayleigh	JGS 1122 ASTM D6820, D6429, D6727M D6639, D5777, D5753, D6726, D7128, D6430
Ensayos estáticos y dinámicos a deformaciones intermedias	Ensayo de penetración standard. Ensayo de presurómetro. Ensayo de penetración de cono sísmico. Ensayo de penetración de cono estáticos con presión de poros de agua. Field vane test. Ensayo de placa de carga (estáticos y dinámicos)	Estimación indirecta de propiedades mecánicas, velocidad de ondas de corte y resistencia a licuación	Parámetros cíclicos de resistencia al cizallamiento y rigidez sin drenaje. Evaluación indirecta de la susceptibilidad a la licuación. Relación fuerza- asentamiento. Acumulación de desplazamientos y degradación de los parámetros de resistencia con carga repetida	JIS A 1219 ASTM D1586M ASTM D5778 ASTM D1196M MTC E 119

## 4.6 Ensayos de Laboratorio

**COMENTARIO.** Se describen las pruebas de laboratorio para medir la resistencia al corte, la rigidez al corte y los parámetros de amortiguación. Estas pruebas se clasifican en tres categorías con respecto al nivel de deformación aplicada al suelo, las condiciones hidráulicas (sin drenaje o drenadas) que prevalecen durante la prueba y la naturaleza dinámica o estática del experimento. Las capas de suelo tienen que describirse de acuerdo con un sistema de clasificación geotécnico reconocido, que incluya los parámetros mecánicos e hidráulicos relevantes. Se deberá especificar el número y tipo de pruebas requeridas; en particular, las condiciones bajo las cuales las pruebas se llevarán a cabo de acuerdo con la clasificación anterior; así como las especificaciones para recuperar muestras para minimizar los efectos de alteración de la muestra. Las alteraciones de las muestras pueden dar como resultado un cambio en la estructura del suelo que tiene consecuencias importantes en las propiedades mecánicas para pequeñas deformaciones.

### 4.6.1 Ensayos a Pequeñas Deformaciones de Corte y con Suelo Confinado

El principal parámetro de rigidez a pequeñas deformaciones relacionado con el diseño bajo acciones sísmicas es el módulo de corte ( $G$ ). También se debe considerar la amortiguación interna asociada con el comportamiento inelástico del suelo bajo carga cíclica. Estos parámetros de rigidez y amortiguamiento dependen principalmente del estado de tensión (esfuerzo) efectivo, la amplitud de deformación del suelo y el volumen de huecos (vacíos). La rigidez y la amortiguación para diferentes esfuerzos de confinamiento efectivos y deformaciones de corte se pueden obtener mediante pruebas de columna resonante (excitadas con un par dinámico y con una base fija)

(ASTM D4015-15). Las velocidades de las ondas de corte también se pueden medir con elementos dobladores ("bender") a niveles de deformación de corte muy pequeños (ASTM WK60969). Los elementos del transmisor y receptor se pueden instalar en placas finales de una célula triaxial para medir su dependencia del estado de tensión (esfuerzo) efectivo.

#### 4.6.2 Ensayos a Deformaciones Intermedias y con Posibilidad de Rotura del Suelo

Estas pruebas se pueden usar para determinar los parámetros de resistencia del suelo en condiciones estáticas, tanto drenadas como no drenadas.

La resistencia al corte sin drenar ( $c_u$ ) es la referencia estática habitual para suelos finos (cohesivos) (ASTM D2166/D2166M-16, ASTM D2850 - 15; ASTM D4767-11), la cual debe evaluarse para la velocidad rápida de carga y los efectos de degradación cíclica bajo cargas sísmicas. El parámetro de resistencia estática al corte para suelos sin cohesión es el ángulo de fricción drenado ( $\phi'$ ) (ASTM D7181-11). Para las pruebas de carga cíclica en estos suelos sin cohesión, la resistencia al corte cíclico ( $\tau_{cy,u}$ ) debe evaluarse considerando la acumulación de presión de agua en los poros. Un caso particular es el fenómeno de licuación en arenas sueltas, en el cual se acumula un exceso de presión de poros durante el proceso de agitación. El proceso de disipación de agua de poros también debe considerarse (condiciones de drenaje a largo plazo) para evaluar el cambio en el volumen del suelo (asentamiento del suelo y deformaciones que afectan las estructuras subterráneas). La velocidad de este proceso depende de la permeabilidad del suelo. Las pruebas cíclicas para evaluar la capacidad de un suelo para resistir los esfuerzos de corte inducidos por la carga cíclica y el aumento de la presión de poro se pueden realizar utilizando los siguientes aparatos: (i) célula de corte simple con desplazamiento lateral cíclico controlado o esfuerzo (tensión) de corte cíclico controlado (ASTM D6528 -17 para la prueba estática); (ii) célula triaxial con desplazamiento axial cíclico controlado o tensión axial cíclica (ASTM D5311/D5311M-13 para pruebas de carga controlada); y (iii) célula cilíndrica hueca torsional con par cíclico controlado o ángulo de rotación controlados. Las pruebas se pueden realizar en diferentes estados de esfuerzo (tensión) efectivo para proporcionar los datos necesarios para estimar la estabilidad cíclica del suelo. La resistencia cíclica depende de muchos factores, incluida la densidad del suelo, el estado de esfuerzo efectivo, el esfuerzo de corte cíclico aplicado, el historial de esfuerzos, la forma de la onda cíclica, etc. Por lo tanto, se debe prestar mucha atención a los detalles de las pruebas y del equipo. También se pueden considerar modelos de escala física más grandes, como las mesas vibrantes ("shaking tables" o "shake tables") y las pruebas geotécnicas centrífugas, para estudiar la respuesta dinámica del suelo o la interacción suelo-estructura.

#### 4.6.3 Resumen de los Ensayos de Laboratorio Propuestos

**COMENTARIO.** La Tabla 4-4 resume los ensayos de laboratorio propuestos, describiendo sus objetivos, las magnitudes medidas (obtenidas) y las Normas de referencia.

**Tabla 4-4. COMENTARIO. Ensayos de laboratorio**

Clasificación general	Descripción del ensayo	Objetivos	Parámetros determinados	Normas
Clasificación del suelo		Clasificación del suelo	Distribución de tamaño de partículas. Límites de consistencia. Contenido de agua. Gravedad específica de sólidos. Densidad aparente. Densidad relativa (suelo granular). Permeabilidad	JIS A 1204 JGS 0191 ASTM D6913M, D7928, D4318, D854, D2216, D7263, D2434, D5084 MTC E 106, 107, 108, 109, 110, 111, 113
Ensayos a deformaciones muy pequeñas	Columna resonante (torsor dinámico y base fija). Ensayos de propagación de ondas ("bender elements")	Parámetros para análisis dinámico	Cambios del módulo de corte con la amplitud de deformación y el estado de tensión. Relación del factor de amortiguamiento con la amplitud de deformación y el estado de tensión	ASTM D4015 ASTM WK60969
Ensayos estáticos a deformaciones intermedias y en rotura	Compresión triaxial drenada. Compresión sin confinar	Parámetros para análisis dinámico	Cambio de volumen y propiedades de cedencia. Resistencia al corte drenada (ángulo de fricción, cohesión) Resistencia al corte no drenada (resistencia a la compresión no confinada). Efectos de velocidad rápida de carga	JGS 0520 JGS 0524 JIS A 1216 ASTM D2166 ASTM D2850 ASTM D4767 ASTM D7181 MTC E 121, 122, 123, 131, 135
Ensayos dinámicos a deformaciones intermedias y en rotura	Ensayo cíclico triaxial sin drenar. Ensayo cíclico a corte simple sin drenar. Ensayo cíclico torsional sin drenar	Análisis de la licuación del suelo. Parámetros para análisis dinámico	Acumulación de presión de poro Resistencia al corte cíclica sin drenaje. Evaluación de licuación (suelos granulares sueltos)	JGS 0541 ASTM D5311 ASTM D6528
	Ensayo cíclico triaxial con drenaje Ensayo cíclico a corte simple con drenaje Ensayo cíclico torsional con drenaje	Parámetros para análisis dinámico	Propiedades de deformación durante la disipación de agua en los poros	JGS 0542 JGS 0543

## 5 ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICOS DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

**COMENTARIO.** Este Capítulo trata de elementos estructurales que no se encuentran completamente enterrados, es decir, aunque están en contacto con el suelo pero no están cubiertos por ninguna capa superior de terreno (sea este natural o relleno). Probablemente, el elemento de este tipo más común sea un muro de contención; en el contexto de este Manual, este puede emplearse, entre otros casos, como muros de construcción temporales (por ejemplo, muros pantalla), en pasos inferiores ("by-passes"), en embocaduras de túneles, y en otras situaciones parecidas.

**COMENTARIO.** Este Capítulo se divide en 10 secciones, cada una de éstas se resume brevemente a continuación. La Sección 5.1 describe los tipos de muros de contención; éstos se clasifican con respecto a su comportamiento estructural. La Sección 5.2 discute, en el marco del Diseño Basado en el Desempeño propuesto, los requisitos generales a tener en cuenta. La Sección 5.3 trata de las acciones sísmicas que deben ser consideradas para el diseño. La Sección 5.4 presenta las consideraciones que rigen el diseño sismorresistente de muros de contención. La sección 5.5 resume los conceptos de presión activa, pasiva y en reposo. Luego, este Capítulo describe brevemente (sección 5.6) la conocida teoría estática de Mohr-Coulomb para la presión de tierra activa, y su generalización para el caso dinámico (formulación de Mononobe-Okabe). Ambos enfoques parten de los siguientes supuestos: relleno seco sin cohesión, relleno que se comporta como plástico rígido, y una superficie plana de fallo por deslizamiento que corresponde a la fuerza de sollicitación (demanda) máxima (empuje) sobre el muro de contención. Del mismo modo, también se discute el empuje pasivo de tierra (resistencia, de hecho) y el empuje al reposo (secciones 5.7 y 5.8, respectivamente). Finalmente, la sección 5.9 describe los Métodos de Análisis y la sección 5.10 discute su aplicabilidad a los diferentes tipos de muros.

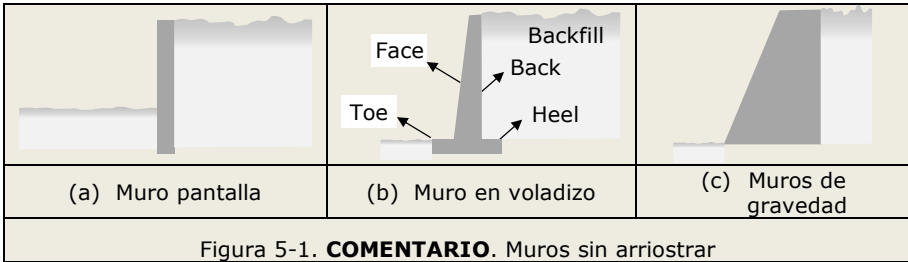
**COMENTARIO.** La mayor parte de las referencias citadas en este Capítulo (a menos que se indique lo contrario) se encuentran en el grupo "Muros de Contención".

**COMENTARIO.** Los estudios más profundos o más recientes se tratan en el Anexo H; el Anexo I se refiere a la disminución del empuje sísmico en muros altos o taludes, dada la reducción con la profundidad de la aceleración sísmica horizontal subterránea.

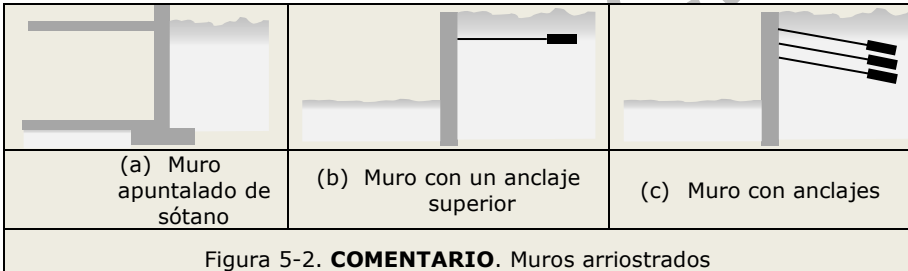
### 5.1 Tipos de Muros de Contención

Esta sección presenta una clasificación general de los muros de contención. Este contenido se considera como Comentario (en vez de Texto Técnico Normativo) dado su carácter básico e introductorio.

**COMENTARIO.** Desde el punto de vista de su comportamiento estructural, los muros de contención se pueden clasificar en términos generales en dos categorías principales: **sin arriostrar** (en voladizo, de alguna manera están sujetos al suelo por su parte inferior, y su cuerpo principal y sus extremos superiores no están arriostrados), y **arriostrados** (además de su sujeción inferior, pueden existir diferentes coacciones horizontales o inclinadas a lo largo de su altura). La Figura 5-1 y la Figura 5-2 muestran esquemas representativos de dichas categorías, respectivamente.



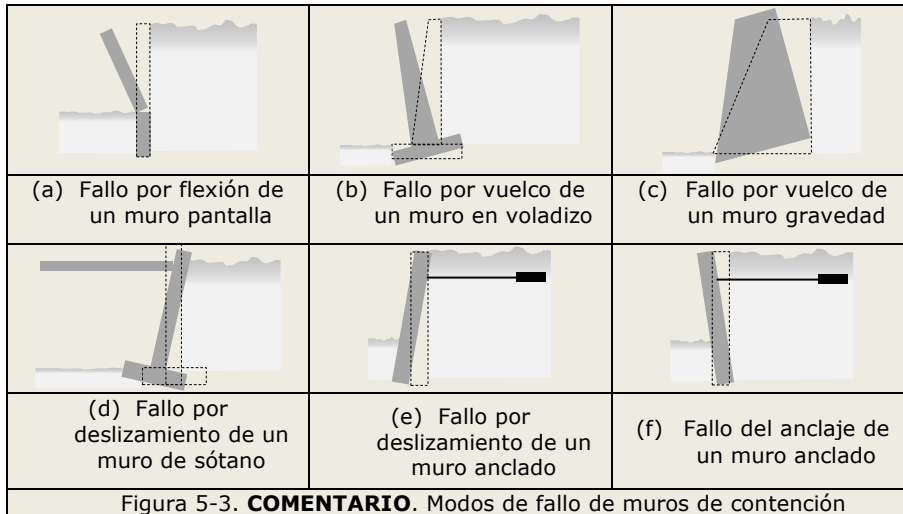
**COMENTARIO.** La Figura 5-1.a presenta un muro pantalla (es decir, un muro de sección constante construido hormigonando una zanja previamente excavada), la Figura 5-1.b muestra un muro en voladizo (describiendo sus componentes principales), y la Figura 5-1.c ilustra un muro de gravedad típico. Notablemente, los muros de gravedad en realidad no son flexibles y, por lo general, sólo requieren poco refuerzo de acero (si lo hay), ya que las altas fuerzas de gravedad (peso del muro) generan tensiones de compresión verticales que se compensan con la tensión de tracción más bien baja debida a la flexión (generada por el empuje de las tierras contenidas).



**COMENTARIO.** La Figura 5-2.a contiene un muro similar a un muro ordinario del sótano de un edificio (apuntalado por la losa de la planta baja contra el muro frontal), la Figura 5-2.b incluye un muro con un anclaje superior y, finalmente, la Figura 5-2.c ilustra un muro con anclajes múltiples.

**COMENTARIO.** Otra clasificación común de los muros de contención es los de gravedad (Figura 5-1.c) frente a los muros empotrados (Figura 5-1.a, Figura 5-1.b, Figura 5-2.a, Figura 5-2.b y Figura 5-2.c). En los muros de contención por gravedad, las fuerzas verticales (debidas al peso del muro) juegan un papel relevante en el sostenimiento del material retenido siendo este así considerablemente grueso; por el contrario, los muros de contención empotrados son más bien delgados, ya que la capacidad de flexión de dichos muros juega un papel significativo en el soporte del material retenido mientras que el papel del peso del muro es insignificante. En los muros empotrados este papel lo juegan los empujes pasivos de tierra (Figura 5-1.a y Figura 5-6), las bielas (Figura 5-2.a) o los anclajes (Figura 5-2.b y Figura 5-2.c). Una tercera categoría intermedia son los muros de contención mixtos, estando compuestos por elementos de gravedad y muros empotrados. Existe una gran variedad de este tipo de muros: tablestacas, ataguías de muros de tablestacas dobles, estructuras de tierra armadas con tendones, geotextiles o lechadas, estructuras con múltiples filas de anclajes al suelo o clavos al suelo, entre otros. Las siguientes referencias pueden proporcionar información adicional sobre los muros de contención compuestos: [Allen et al. 2015; Choi et al. 2022; Christopher et al. 1990; Ehrlich et al. 1994; Ferdous et al. 2018a,b; Gazetas et al. 2016; Ho et al. 1996; Sabermahani et al. 2009].

**COMENTARIO.** Los muros representados en la Figura 5-1 y la Figura 5-2 se seleccionan como representativas de diferentes comportamientos estructurales; en este sentido, la Figura 5-3 muestra los modos de fallo que corresponden a los tipos de muros de la Figura 5-1 y la Figura 5-2.



**COMENTARIO.** La Figura 5-3.a representa el fallo estructural (por flexión) de un muro flexible de sección constante (muro pantalla, Figura 5-1.a) por excesivo desplazamiento horizontal de su extremo superior; obviamente, en este caso se puede considerar el empuje activo del suelo (secciones 5.5 y 5.6) siempre que el desplazamiento de la parte superior del muro alcance el 0,5% de su altura para suelo arenoso y el 1% para suelo arcilloso. La Figura 5-3.b y la Figura 5-3.c ilustran el fallo por rotación de un voladizo y un muro de gravedad, respectivamente (dichos muros corresponden a la Figura 5-1.b y la Figura 5-1.c, respectivamente). La Figura 5-3.d muestra el fallo de un muro arriostrado por rotación excesiva del muro debido a una insuficiente resistencia pasiva de tierra en el pie del muro (Figura 5-2.a). La Figura 5-3.e señala un fallo similar de un muro anclado por resistencia pasiva de tierra insuficiente en el segmento enterrado del muro (Figura 5-2.b). Finalmente, la Figura 5-3.f describe otro modo de fallo del mismo muro por alargamiento (o deslizamiento) excesivo del sistema de anclaje.

**COMENTARIO.** También existen los muros estabilizados mecánicamente (MSRW) y los muros de suelo reforzado. Se trata de muros compuestos, formados por elementos estructurales (que actúan como una "piel") y por elementos de anclaje que permiten incorporar una masa de suelo. Suelen ser rígidos y pueden fallar de forma similar a como lo hace un muro de gravedad o por rotura de los anclajes."

**COMENTARIO.** El diseño de muros de contención para condiciones sísmicas es similar a su diseño bajo condiciones estáticas: se identifican modos potenciales de fallo y el análisis trata de evitarlos. La mayoría de los procedimientos clásicos de diseño sísmico se basan en la generalización de las formulaciones estáticas de manera simplificada para hacer que el problema sea manejable.

## 5.2 Diseño de Muros de Contención Basado en el Desempeño

Esta sección presenta una aplicación del Diseño Sismorresistente Basado en el Desempeño a los muros de contención. Este contenido se considera como Comentario (en vez de Texto Técnico Normativo) dado su carácter generalista y conceptual.

**COMENTARIO.** Esta sección analiza la aplicación particular de la versión propuesta del diseño basado en el rendimiento (sección 1.4) a los muros de contención. Los Requisitos de Desempeño (subsección 1.4.2) se definen globalmente para toda la construcción bajo consideración y, por lo tanto, se pueden aplicar a los muros de contención. Los Niveles de Daño (subsección 1.4.3) se refieren por separado a los componentes estructurales y no estructurales; manifiestamente, los muros de contención, al ser elementos estructurales, sólo se ven afectados por las definiciones correspondientes. Sin embargo, los Estados Límite de los muros de contención no son obvios, y se discuten en el siguiente párrafo.

**COMENTARIO.** El diseño sísmico de los muros depende de su tipo y geometría. El modo de fallo por deslizamiento (Figura 5-3.d y Figura 5-3.e) se considera en la mayoría de los diseños, siendo el modo básico de fallo de los muros de gravedad. También se debe analizar el fallo por vuelco (Figura 5-3.b y Figura 5-3.c) debido a la rotación del muro. Los muros en voladizo tienen que incluir adicionalmente una verificación de su posible fallo por flexión (Figura 5-3.a). Los muros arriostrados (Figura 5-2 y Figura 5-3.d, Figura 5-3.e y Figura 5-3.f) se comportan en función de sus restricciones (anclajes o puntales), y el empuje del terreno debe calcularse teniendo en cuenta su flexibilidad. Para muros de suelo reforzado [Allen et al. 2015; Christopher et al. 1990; Ehrlich et al. 1994; Ho et al. 1996; Sabermahani et al. 2009], el análisis de los modos de fallo tiene que incluir tanto la inestabilidad externa (fallo por deslizamiento o vuelco de la masa reforzada) como la inestabilidad interna (fallo por tracción o extracción del refuerzo).

**COMENTARIO.** El diseño sísmico tradicional de muros se basa en el llamado "enfoque pseudo-estático". Este Método de Análisis es una extensión de la teoría estática de Rankine o Coulomb a condiciones pseudo-estáticas. La fuerza de inercia debida a la aceleración sísmica de diseño se incluye en el equilibrio, y se aplican condiciones de equilibrio límite que dan como resultado un coeficiente de seguridad del muro contra deslizamiento o vuelco. De esta manera, el procedimiento de cálculo es una simple extensión del análisis estático de presiones de tierra activas y pasivas. Este es el principio de la formulación de Mononobe-Okabe, que básicamente analiza el Estado Límite Último. Debe tenerse en cuenta que las teorías de Rankine o Coulomb de presión de tierra se utilizan normalmente cuando se permiten algunos pequeños movimientos para que el muro desarrolle esas presiones de tierra. Si no hay movimiento, se debe considerar el empuje de la tierra en reposo (sección 5.8). En un fallo por deslizamiento (Figura 5-3.d y Figura 5-3.e) o un fallo por rotación (Figura 5-3.b y Figura 5-3.c), un muro de gravedad puede estar estructuralmente intacto, pero su movimiento es mucho mayor, crea fallas en el suelo y tiene consecuencias prácticas en la integridad del área. Este caso se considera como un "Estado Límite Último", aunque el muro en sí puede estar estructuralmente intacto, pero el Nivel de Daño (subsección 1.4.3) puede ser Significativo (DS) o Generalizado (DG). Cuando se analiza un muro flexible en voladizo, este estado límite también puede implicar un fallo estructural (Figura 5-3.a).

**COMENTARIO.** En un "Estado Límite de Servicio" (ELSS1 o ELSS1, subsección 1.4.6) se permite un pequeño desplazamiento o rotación permanente del muro. Después del terremoto, el muro se pudo haber movido unos centímetros de su posición original, pero todavía hay integridad en toda el área. El daño en este caso puede ser o bien Insignificante (DI) o Limitado (DL).

**COMENTARIO.** Cuando se aplica el Diseño Basado en Desempeño (sección 1.4) a muros, se acepta un desplazamiento permanente después de un sismo, sin alcanzar ningún Estado Límite (subsección 1.4.6). Esta condición reduce el empuje

de tierra que actúa sobre el muro y por tanto su peso (en el caso de un muro de gravedad, Figura 5-1.c) o su refuerzo (en el caso de un muro pantalla o un muro flexible en voladizo, Figura 5-1.a o Figura 5-1b, respectivamente). Existen algunos procedimientos de cálculo basados en la idea original de Newmark para el análisis de taludes sísmicos, aplicados al diseño de muros sísmicos (es decir, método en [Richards, Elms 1979]). El desplazamiento permanente que puede aceptarse después de un sismo correspondiente a los "Estados Límites de Servicio" (ELSS1 o ELSS1, subsección 1.4.6) debe ser definido y justificado para cada caso particular. Esta decisión se basará en el daño potencial a las estructuras o instalaciones cercanas, y en las consecuencias de dicho desplazamiento permanente.

**COMENTARIO.** Finalmente, la relación entre los Niveles de Acción Sísmica (valores mínimos requeridos de los períodos de retorno), los Requisitos de Desempeño y la Importancia Operativa (sección 1.3) dada en la Tabla 1-5 es aplicable para muros de contención.

## 5.3 Acciones Sísmicas sobre Muros de Contención

### 5.3.1 Requisitos Generales

**COMENTARIO.** Esta sección se refiere a las acciones sísmicas a considerar en el diseño sismorresistente de muros de contención; este contenido está relacionado principalmente con el Capítulo 2, y también las secciones 1.6, 3.3, 3.4 y 3.5, subsección 3.2, y Anexos E, H e I.

### 5.3.2 Parámetros del Movimiento del Suelo

Para los análisis estáticos equivalentes, el principal parámetro de diseño de entrada (excitación) del terreno es la aceleración máxima del suelo (*PGA*); sus valores se seleccionarán como se describe en la sección 2.3. El Anexo H contiene prescripciones para la evaluación de presiones sísmicas de tierra y agua sobre estructuras de contención, y el Anexo I presenta criterios para la reducción de la presión de tierra para muros y taludes altos.

Para análisis dinámicos, los principales parámetros de diseño del suelo son claramente acelerogramas (son necesarios para cuantificar la excitación sobre el suelo y la estructura); éstos deberán ser seleccionados tal como se describe en la sección 2.4.

## 5.4 Consideraciones Generales de Diseño Sísmico de Muros de Contención

Esta sección presenta una serie de consideraciones generales cerca del diseño sísmico de muros de contención. Este contenido se considera como Comentario (en vez de Texto Técnico Normativo) dado su carácter básicamente conceptual.

**COMENTARIO.** La respuesta dinámica de los muros de contención es muy compleja, debido a que sus movimientos y las presiones de la tierra contenida dependen de muchos factores, entre ellos el suelo subyacente, el comportamiento estructural del muro, el comportamiento sísmico del relleno y la propia acción sísmica. En cuanto al diseño sísmico de muros, es importante señalar los siguientes aspectos. Primero, aparte del fallo estructural (Figura 5-3.a), los muros pueden fallar debido a un deslizamiento (Figura 5-3.d y Figura 5-3.e) o una rotación (Figura 5-3.b y Figura 5-3.c) excesivos. El mecanismo de fallo correcto puede depender de cada caso particular. Este modo de fallo tiene influencia en las presiones de tierra que se desarrollan durante la acción sísmica. En segundo lugar, los empujes de tierra que actúan sobre el muro son máximos cuando el muro se mueve hacia el relleno (caso pasivo, secciones 5.5 y 5.6), o son mínimos cuando el movimiento se aleja del relleno (caso activo, secciones 5.5 y 5.7). Se supone



habitualmente que la forma de la distribución de la presión del suelo (a lo largo de la altura del muro) es lineal por simplicidad, pero en la práctica ésta cambia a medida que el muro se mueve y, por lo tanto, el punto de aplicación del empuje del suelo se desplaza hacia arriba y hacia abajo. Eso debe tenerse en cuenta en el diseño del muro. Finalmente, los empujes dinámicos del terreno dependen del contenido en frecuencias de la acción sísmica, efecto que no se considera en los cálculos pseudo-estáticos. Esto es particularmente importante cerca de la frecuencia natural del sistema relleno-muro, generándose una cierta resonancia que produce desplazamientos permanentes más grandes.

**COMENTARIO.** Dadas todas estas dificultades, los procedimientos de diseño se basan en modelos simplificados. Cualquier método establecido basado en los procedimientos de la dinámica estructural y del suelo y respaldado por la experiencia, es en principio aceptable para estimar la seguridad de una estructura de contención de tierra.

**COMENTARIO.** Cualquier análisis de la respuesta del suelo o del empuje del suelo que involucre fuerzas de equilibrio o de inercia debe basarse en las tensiones totales (tensión efectiva más presión intersticial). Los esfuerzos efectivos pueden usarse para evaluar la resistencia del suelo o las presiones de la tierra.

**COMENTARIO.** En cuanto al diseño del relleno, las recomendaciones prácticas habituales definidas para el diseño estático de estructuras de contención de tierra también deben aplicarse para el diseño sísmico. El relleno tiene que ser de un material clasificado y seleccionado, y ser debidamente compactado. El muro debe diseñarse con un sistema de drenaje para mantener el relleno sin saturar en general. Se tiene que evitar la licuación del relleno seleccionando los materiales apropiados y eliminando el agua a través del drenaje.

**COMENTARIO.** Si una parte del muro de contención está en contacto directo con un estanque de agua, la presión del agua del estanque que actúa sobre el muro a considerar en el diseño debe tener en cuenta el componente hidrodinámico (ver Anexo H).

**COMENTARIO.** En general, es importante verificar si es factible un fallo global del suelo, es decir, si se puede desarrollar una superficie de fallo debajo de la base del muro, deslizando así la masa del suelo y el muro juntos en un mecanismo global. Para este propósito, se puede aplicar un análisis simplificado basado en el método de equilibrio límite (es decir, el método de las rebanadas).

**COMENTARIO.** Finalmente, el diseño de la estructura de contención debe considerar el efecto de inercia asociado a la masa del muro mismo, excepto para las estructuras de contención empotradas (es decir, un muro pantalla), donde este efecto puede despreciarse.

## 5.5 Concepto de Empuje Activo, Pasivo y al Reposo

**COMENTARIO.** Como es bien sabido, el empuje de la tierra sobre el reverso de un muro depende, además de los parámetros del suelo, del desplazamiento transversal horizontal de su parte superior. Más precisamente, si ese desplazamiento es cero, la presión del suelo es igual a la del suelo natural (la que se produciría en el suelo si no hubiera muro); este valor de presión se conoce comúnmente como "**al reposo**". Si el desplazamiento del muro es positivo (en el mismo sentido que el empuje de tierra), ese empuje es menor que el de "**al reposo**", y se conoce como "**activo**". Por el contrario, si el desplazamiento del muro es negativo (opuesto al empuje de la tierra), ese empuje se conoce como "**pasivo**"; claramente, esta presión es mayor que la de "**al reposo**".

**COMENTARIO.** Los empujes activo y pasivo se dan cuando se produce cierto movimiento del terreno y se puede suponer que el suelo se “rompe”; particularmente, los empujes pasivos necesitan bastante movimiento para desarrollarse completamente. Por otra parte la solución para el caso pasivo (sección 5.7) es poco realista, porque las cuñas de rotura reales no son triangulares (tal como suele suponerse); la solución clásica Coulomb puede quedar del lado de la inseguridad. Por último, si no hay movimiento alguno, los empujes son mayores y se deben calcular con el coeficiente de empuje al reposo; este es un parámetro propio del suelo.

La distribución de presiones de tierra en el contacto suelo-dorso del muro se puede estimar utilizando la teoría de Rankine para condiciones estáticas, dando como resultado una distribución lineal a lo largo de ese contacto. La versión más simple de la teoría asume que no hay fricción en el contacto suelo-muro. Entonces, la presión total de la tierra que actúa perpendicular a un muro de contención vertical (o casi vertical) se puede obtener como:

$$\sigma_A = -2 c' \sqrt{K_A} + K_A (\sigma_v - u_w) + u_w \quad \sigma_P = 2 c' \sqrt{K_P} + K_P (\sigma_v - u_w) + u_w \quad 5-1$$

En las ecuaciones 5-1,  $c'$  es la cohesión del suelo drenado (efectiva),  $\sigma_v$  es la tensión vertical del suelo a la profundidad considerada (en la superficie del suelo  $\sigma_v$  es igual a la carga externa sobre este, y es máxima en la parte inferior del muro), y  $u_w$  es la presión intersticial del agua (también a la profundidad considerada).  $K_A$  y  $K_P$  son los coeficientes (para condiciones estáticas) de empuje activo y pasivo, respectivamente.

**COMENTARIO.** Las ecuaciones 5-1 muestran que la cohesión reduce la presión activa mientras aumenta la pasiva.

**COMENTARIO.** En la ecuación de la izquierda de 5-1, valores negativos de  $\sigma_A$  (para pequeños valores de  $\sigma_v$ , es decir, en la parte superior del suelo detrás del muro) no son posibles, y deben entenderse como presión cero (el suelo no está empujando el muro); en la ecuación de la derecha de 5-1, todos los valores de  $\sigma_P$  son positivos. Por lo tanto, la ecuación de la izquierda muestra que, para rellenos sin carga, la distribución de presión activa es lineal (triangular), aunque el vértice está debajo de la parte superior del muro. La distribución de la presión pasiva también es lineal, teniendo forma de trapecoide.

**COMENTARIO.** La cohesión del suelo drenado (cohesión efectiva) debe medirse en muestras de suelo saturado en condiciones drenadas (es decir, mediante una prueba estática de corte directo). Es preciso tener en cuenta que cuando el suelo no está saturado, que suele ser el caso en suelos compactados o en rellenos detrás de muros, existe una aparente cohesión del suelo que no se debe tener en cuenta. Esto es debido a que, en caso de fuertes lluvias, el relleno puede aumentar su grado de saturación, y entonces esa cohesión aparente puede reducirse significativamente. Si no se considera la cohesión en el análisis, los empujes de tierra aumentan en el lado activo y disminuyen en el lado pasivo (ecuaciones 5-1), lo que en general es un criterio de diseño conservador.

## 5.6 Empuje Activo Estático y Dinámico

Una alternativa a la teoría de Rankine es la teoría de Coulomb, que se basa en el análisis de equilibrio de una cuña de suelo con una superficie de fallo (deslizamiento) plana. El equilibrio de fuerzas se considera en condiciones límite, y de esta manera se puede estimar directamente el empuje de la tierra. Para un suelo sin cohesión y en condiciones estáticas, los empujes activos y pasivos en un muro se calculan como:

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 \quad P_P = \frac{1}{2} K_P \gamma H^2 \quad 5-2$$

En las ecuaciones 5-2,  $\gamma$  es el peso unitario (específico) del suelo y  $H$  la altura del muro. La teoría de Coulomb no trabaja directamente con la distribución de presiones de tierra, pero es posible demostrar que ésta es triangular para superficies de relleno lineales sin cargas superficiales. Por tanto, las fuerzas resultantes,  $P_A$  y  $P_P$ , según la teoría de Coulomb, actúan en un punto situado  $H/3$  por encima de la base del muro. La teoría de Coulomb fue generalizada por Mononobe y Okabe (M-O) para considerar condiciones dinámicas, utilizando un enfoque "pseudo-estático", incorporando las fuerzas de inercia de la cuña del suelo al equilibrio. El empuje activo y pasivo calculado en esta condición dinámica se denomina  $P_{AE}$  y  $P_{PE}$ , respectivamente.

**COMENTARIO.** La Figura 5-4 muestra un muro de contención que está siendo empujado por la cuña de suelo ABC correspondiente a un relleno seco sin cohesión. Los siguientes símbolos se emplean en la Figura 5-4:  $\alpha$  es la pendiente de la superficie de fallo plana (deslizante) (lado inferior de la cuña),  $i$  es la pendiente de la superficie del suelo (lado superior de la cuña, pendiente de relleno),  $\beta$  es la pendiente trasera del muro,  $\phi'$  es coeficiente de rozamiento en condiciones de drenaje,  $\delta$  es el ángulo entre la normal al muro posterior y la fuerza de interacción ( $P_A$  y  $P_{AE}$  en los casos estático y dinámico, respectivamente) entre el muro y el suelo (típicamente  $0 \leq \delta \leq \phi' / 2$ ),  $F$  es la fuerza de interacción entre la cuña (deslizante de suelo) y el suelo subyacente (sus componentes normal y tangencial son  $N$  y  $S$ , respectivamente) y  $W$  es el peso de la cuña. Notablemente,  $\delta$  es también el ángulo de fricción entre el muro de contención y el relleno. Debe destacarse que la fuerza  $P_{AE}$  que actúa sobre el contacto (interfaz) suelo-muro está orientada de acuerdo al ángulo de fricción entre el suelo y el muro,  $\delta$ . Todas las fuerzas corresponden a longitud unitaria (ortogonalmente a la sección analizada). Finalmente, específicamente para el caso dinámico,  $k_h$  ( $a_h / g$ ) y  $k_v$  ( $a_v / g$ ) son los componentes horizontal y vertical de la aceleración de diseño del sismo, respectivamente; ya que  $a_h$  y  $a_v$  están destinados a corresponder a la situación más exigente,  $a_h$  está empujando (apuntando hacia la izquierda, de acuerdo con la orientación del croquis del muro en la Figura 5-4) y  $a_v$  apunta hacia arriba.

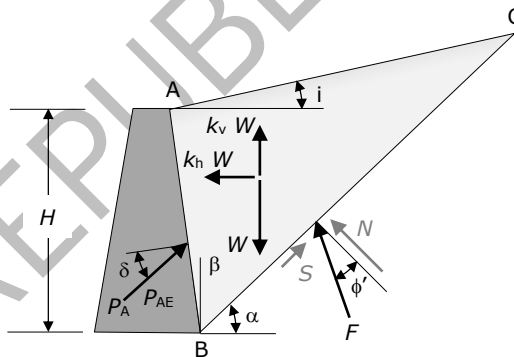


Figura 5-4. Muro de contención sometido a presión activa de tierra estática ( $P_A$ ) o dinámica ( $P_{AE}$ )

**COMENTARIO.** La Figura 5-4 muestra que, en el caso estático, el equilibrio de la cuña requiere que  $i \leq \phi'$  (en caso contrario el talud sería inestable); esta condición se generaliza al caso dinámico después de proporcionar los valores de  $P_A$  y  $P_{AE}$  (ecuaciones 5-3 y 5-4, respectivamente).

El coeficiente de presión activa adimensional  $K_A$  está dado por:

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi' - \beta)}{\cos^2\beta \cos(\delta + \beta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \sin(\phi' - i)}{\cos(\delta + \beta) \cos(\beta - i)}} \right]^2} \quad 5-3$$

**COMENTARIO.** La ecuación 5-3 corrobora que, cuando  $i > \phi'$ , el equilibrio es imposible.

Los signos positivos de los ángulos en la ecuación 5-3 se indican en la Figura 5-4.

En el caso dinámico, también se deben considerar los efectos inerciales. Entonces, el empuje dinámico de la tierra se obtiene como  $P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{AE}$ , en donde  $\gamma$  es el peso unitario del suelo y el coeficiente de presión activa adimensional durante el terremoto,  $K_{AE}$ , está dado por la ecuación 5-4:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi' - \theta - \beta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \sin(\phi' - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(\beta - i)}} \right]^2} \quad 5-4$$

En la ecuación 5-4,  $\theta$  está dado por:

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 - k_v} \quad 5-5$$

**COMENTARIO.** Es destacable que, cuando  $\theta = 0$ , la ecuación dinámica 5-4 se convierte en la estática 5-3. Más precisamente, la comparación entre las ecuaciones 5-3 y 5-4 muestra que el efecto sísmico (es decir,  $\theta$ ) aumenta la presión activa del suelo. La ecuación 5-4 muestra que la condición de equilibrio  $i \leq \phi'$  (para el caso estático) se convierte en  $i \leq \phi' - \theta$  por la situación dinámica; evidentemente, como era de esperar, esta última condición es más restrictiva. Los signos positivos de los ángulos en la ecuación 5-4 se indican en la Figura 5-4. En este comentario se resume la influencia de cada parámetro en el coeficiente sísmico de empuje activo: (i) el efecto de la inclinación  $i$  es muy importante (tal como es de esperar, el empuje aumenta con  $i$ ), (ii) el efecto del ángulo de rozamiento tierras-muro ( $\delta$ ) es pequeño, (iii) el efecto del ángulo de rozamiento interno del suelo ( $\phi'$ ) es importante (tal como es de esperar, el empuje disminuye con  $\phi'$ ).

**COMENTARIO.** La distribución activa de la presión de la tierra en la parte posterior del muro predicha por la teoría de Mononobe-Okabe es triangular ya que se basa en la teoría de Coulomb, desarrollada para un relleno seco sin cohesión. En un caso general, incluyendo cohesión y agua, se puede adoptar la expresión 5-1 para la distribución del empuje de tierras, aunque utilizando el coeficiente  $K_{AE}$  en lugar de  $K_A$ . Es preciso tener en cuenta que el valor de la presión del agua intersticial,  $u_w$ , en la ecuación 5-1 al considerar el caso dinámico, debe incluir el efecto de la variación de la presión del agua debida a la carga cíclica, si la hay. El Anexo H presenta información adicional sobre la distribución real de las presiones sísmicas de la tierra en la parte posterior del muro, y sobre la presión intersticial del agua en condiciones dinámicas.

## 5.7 Empuje Pasivo Estático y Dinámico

**COMENTARIO.** La misma formulación que conduce a las ecuaciones 5-3 y 5-4 puede ser considerada para deducir expresiones similares para el empuje pasivo. En este sentido, la Figura 5-5 presenta la misma situación que la Figura 5-4, para un relleno seco y sin cohesión, aunque aquí el muro está empujando contra el suelo.

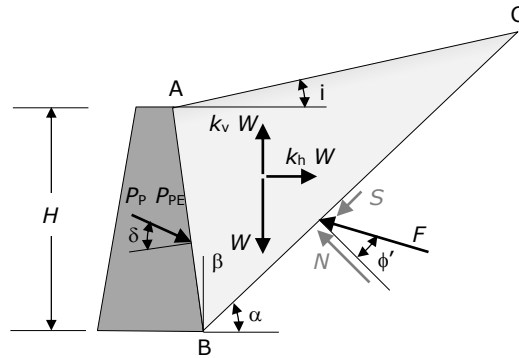


Figura 5-5. Muro de contención empujando (empuje pasivo), estática ( $P_p$ ) o dinámicamente ( $P_{PE}$ ), el relleno de tierra

**COMENTARIO.** La comparación entre la Figura 5-4 y la Figura 5-5 muestra que la única diferencia es el signo de los ángulos  $\delta$  y  $\phi$ ; esto es lo esperado, ya que esos ángulos dependen de la dirección del deslizamiento en los lados de la cuña.

La fuerza pasiva dinámica de la tierra se obtiene como  $P_{PE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{PE}$  (suelo sin cohesión), en donde  $\gamma$  es el peso específico del suelo, y el coeficiente de presión pasiva dinámica adimensional durante un terremoto,  $K_{PE}$ , obedece a la ecuación 5-6:

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi' - \theta + \beta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta - \beta + \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad 5-6$$

Obviamente, cuando  $\theta = 0$ , la ecuación dinámica 5-6 se convierte en la estática:

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \beta)}{\cos^2\beta \cos(\delta - \beta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' + i)}{\cos(\delta - \beta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad 5-7$$

A la inversa del caso activo, la comparación entre las ecuaciones 5-6 y 5-7 muestra que el efecto sísmico (es decir,  $\theta$ ) disminuye el empuje pasivo de la tierra. Esto es de esperar, ya que esa presión debe entenderse más bien como una resistencia del suelo.

Los signos positivos de los ángulos en las ecuaciones 5-6 y 5-7 se indican en la Figura 5-5. Deben repetirse aquí las consideraciones expuestas en el último párrafo de la sección 5.6.

La Figura 5-5 se ha utilizado para introducir el concepto de presión pasiva del suelo debido a su similitud con la Figura 5-4; sin embargo, la situación representada por la Figura 5-5 no es común. Por lo tanto, la Figura 5-6 representa una situación más realista, en la que un muro de contención vertical de sección constante experimenta presión de tierra tanto activa como pasiva.

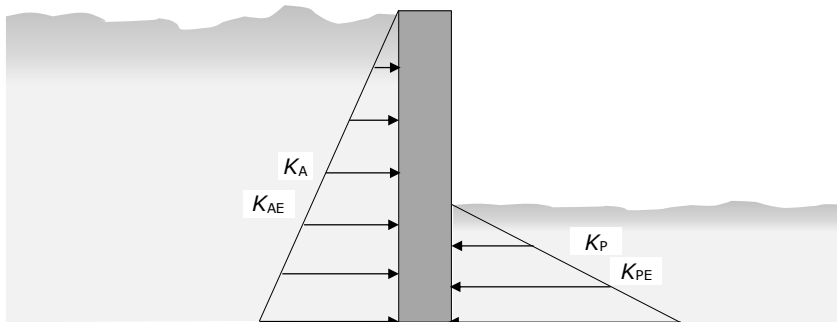


Figura 5-6. Muro de contención sometido a presión de tierra activa y pasiva

**COMENTARIO.** La Figura 5-6 muestra que el lado izquierdo del muro está siendo empujado por el suelo, mientras que su lado inferior derecho está empujando contra él.

El enfoque de Mononobe-Okabe proporciona un procedimiento simple para estimar la presión de la tierra que actúa sobre los muros de contención en condiciones sísmicas. Como es un enfoque "pseudo-estático" que utiliza la teoría del equilibrio límite de Coulomb, incluye todas las limitaciones de ambas metodologías. En algunos casos, las cuñas de falla del suelo se apartan de la forma triangular. La limitación más importante es que la presión pasiva se sobreestima, particularmente cuando  $\delta > \phi' / 2$ . Para mantener el análisis en el lado seguro al calcular  $K_{PE}$ , se recomienda usar un valor cero para la fricción suelo-muro, es decir,  $\delta = 0$  en la expresión 5-6. Eso da como resultado una predicción conservadora. Sin embargo, existen nuevas expresiones para los empujes de tierra activos y pasivos bajo condiciones sísmicas que mejoran el trabajo seminal de Mononobe y Okabe, particularmente para el empuje de tierra pasivo. Se describen en el Anexo H.

## 5.8 Empuje al Reposo

Esta sección presenta una serie de consideraciones generales cerca del empuje al reposo sobre muros de contención. Este contenido se considera como Comentario (en vez de Texto Técnico Normativo) dado su carácter puntual y su limitada utilidad para las estructuras objeto de este Manual.

**COMENTARIO.** En condiciones en las que no hay deformación lateral (de corte) dentro de la masa del suelo, el valor de la presión lateral del suelo se denomina comúnmente presión (del suelo) en reposo. En estos casos no se moviliza la resistencia del suelo y los esfuerzos horizontales se calculan a partir del coeficiente de "presión de tierra en reposo",  $K_0$ . El esfuerzo horizontal efectivo se calcula como el producto del esfuerzo efectivo de sobrecarga por el coeficiente de presión de la tierra en reposo  $K_0$ . Para arenas depositadas sueltamente en reposo, o para arcillas blandas o arcillas normalmente consolidadas,  $K_0$  se calcula comúnmente utilizando la conocida fórmula de Jaky [Jaky 1948]:  $K_0 = 1 - \sin \phi'$ , en donde  $\phi'$  es el ángulo de fricción drenado (tensión efectiva). Para suelos sobre-consolidados, [Mayne, Kulhawy 1982] sugiere la siguiente corrección:  $K_0 = (1 - \sin \phi') OCR$ , en donde OCR es la relación de sobre-consolidación, definida como la mayor tensión efectiva experimentada por el suelo dividida por su tensión efectiva real. Para estimar  $K_0$  debido a las presiones de compactación, consulte [Ingold 1979]; además, [Pantelidis 2019] ofrece una expresión analítica para el coeficiente de presión de tierra "al reposo", aplicable a suelos cohesivos-friccionales y en condiciones pseudo-estáticas tanto horizontales como verticales. Estas referencias se encuentran en el grupo "Muros de Contención" (como las otras en este Capítulo).

**COMENTARIO.** Como se mencionó anteriormente, en problemas estáticos se considera el empuje de la tierra “en reposo” cuando no existe un desplazamiento suficiente para movilizar la resistencia a cortante del suelo de relleno (es decir, en muros de sótano arriostrados en la base y en la parte superior). En problemas dinámicos, el enfoque descrito en las secciones 5.6 y 5.7 ya no es válido si el muro está restringido lateralmente y el suelo no moviliza la resistencia al corte. En tales casos, los procedimientos propuestos en [Wood 1973; Younan, Veletsos 2000; Psarropoulos et al. 2005] podrían usarse para calcular el esfuerzo horizontal adicional debido a la acción sísmica. Se basan en soluciones de elasticidad que son apropiadas para movimientos de entrada (excitación) de baja frecuencia (menos de la mitad de la frecuencia fundamental del relleno aproximada como  $v_s / 4 H$ , ecuación L-4) y son adecuadas para la mayor parte de los análisis prácticos de terremotos. Además de las tensiones horizontales estáticas iniciales (sobre “tensiones en reposo” para un muro que no se desplaza), se genera un incremento de tensión horizontal dinámica,  $\Delta\sigma_H$ , en cualquier punto debido al movimiento sísmico (solo se considera el movimiento horizontal) y se puede estimar como [Younan, Veletsos 2000]:

$$\Delta\sigma_H = k_h \gamma H f \quad 5-8$$

En la ecuación 5-8,  $k_h$  es la componente vertical de la aceleración sísmica,  $\gamma$  es el peso específico del suelo,  $H$  es la altura del muro,  $f$  es un coeficiente adimensional de flexibilidad cuyo valor se describe en la Figura 5-7 en función del coeficiente también adimensional  $d$  dado por:

$$d = \frac{G H^3}{E I} \quad 5-9$$

En la ecuación 5-9,  $G$  es el módulo de elasticidad transversal del suelo correspondiente a la tensión tangencial esperada, y  $E I$  es la rigidez a flexión por unidad de longitud del muro de contención. Cuando la rigidez del muro es muy grande en comparación del suelo,  $d$  tiende a anularse, y el coeficiente de flexibilidad tiende a 1.

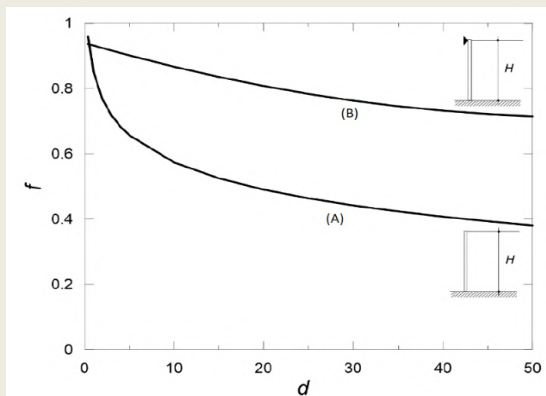


Figura 5-7. **COMENTARIO.** Curvas del coeficiente de flexibilidad  $f$  (ecuación 5-8) en función del coeficiente  $d$  (ecuación 5-9). (A): curva para muros en voladizo. (B): curva para muros apuntalados.

## 5.9 Métodos de Análisis y Diseño Sísmicos de Muros de Contención

### 5.9.1 Aspectos Generales

**COMENTARIO.** Después de las descripciones teóricas en las secciones anteriores de este Capítulo, esta sección discute globalmente los procedimientos de análisis

sísmico y diseño de estructuras de contención. En primer lugar, se enfatiza la necesidad de tener en cuenta las fuerzas de inercia correspondientes a la masa del elemento de contención en estudio. Sin embargo, en muros de contención empotrados (Figura 5-1.a, Figura 5-1.b, Figura 5-2) pueden ser despreciados.

**COMENTARIO.** Hay que considerar la situación más desfavorable: (i) cambian las presiones de las tierras aumentando el empuje activo y disminuyendo el pasivo, (ii) cambian las presiones de agua que actúan sobre el muro aumentando en el trasdós y disminuyendo en el intradós, (ii) si hay licuación de los suelos cercanos al muro disminuye el empuje pasivo que ayuda a la estabilidad y aumenta el empuje activo en el trasdós (la base pierde su capacidad portante), y (iii) en caso de que los suelos cercanos al muro sean sensibles, las arcillas o los suelos con reblandecimiento pierden resistencia de forma que aumenta el empuje activo, disminuye el pasivo y la base pierde capacidad portante.

**COMENTARIO.** A modo de conclusión sobre el diseño sísmico de muros de contención, puede decirse que este está muy basado en la experiencia de muros de gravedad y hay pocas herramientas analíticas para otras tipologías de muros. Si se pueden permitir movimientos permanentes, se recomienda recurrir a los métodos semiempíricos disponibles, y realizar un diseño basado en el desempeño. La aceleración de diseño habitual es la PGA, y suele ser muy desfavorable considerar que ésta actúa en toda la masa deslizante (cuña detrás del muro y parte del talud que desliza); en función de la altura del talud y del desplazamiento final permitido, se puede reducir la aceleración de diseño para este cálculo. Para geometrías complicadas (muros flexibles, con coacciones, etc.), se puede a simulaciones numéricas representando la rigidez del terreno mediante muelles (resortes), o mejor, mediante modelos de elementos finitos. Las soluciones analíticas o tabuladas son escasas [Wang 1993]. Por ejemplo, para estaciones complejas de varios niveles, la forma de rotura se aleja de las cuñas deslizantes de Coulomb y por tanto las leyes de presiones de tierras son muy diferentes.

**COMENTARIO.** Con respecto al Método de Análisis y diseño, los muros se pueden clasificar en muros cedentes (deformables) o muros que se pueden mover para desarrollar presiones de tierra activas o pasivas (es decir, estructuras con desplazamiento) o estructuras de contención que no se pueden mover y, por tanto, no movilizan la resistencia al corte del relleno del suelo (es decir, muros masivos de gravedad cimentados sobre roca -Figura 5-1.c-, o muros arriostrosados de sótanos -Figura 5-2.a-). Ambas categorías se analizan en las siguientes dos subsecciones, respectivamente.

### 5.9.2 Estructuras con Desplazamiento

Estos elementos, debido a su flexibilidad, experimentan un desplazamiento lateral de magnitud suficiente para que el empuje del terreno descienda hasta el nivel mínimo activo (sección 5.6) y la resistencia de este ascienda hasta un determinado porcentaje del nivel máximo pasivo (sección 5.7); la Figura 5-6 describe esta situación. El rendimiento se deberá expresar en términos del desplazamiento residual (final) de la estructura de contención, y del margen entre la sollicitación (demanda) y la capacidad para los elementos que la componen. El análisis se puede llevar a cabo con métodos basados en fuerzas (obtenidas de una formulación pseudo-estática, sección 6.5) o en desplazamientos impuestos (desplazamiento residual). En general, en este tipo de análisis se puede ignorar el efecto de la componente vertical de la acción sísmica.

#### **Presiones del terreno actuando sobre el muro**

Generalmente se utiliza el método de Mononobe-Okabe, siguiendo los conceptos descritos en las secciones 5.5, 5.6 y 5.7, usando una formulación pseudo-estática. Las expresiones descritas en el Anexo H para  $K_{AE}$  y  $K_{PE}$  mejoran los resultados



obtenidos con las formulaciones clásicas en ecuaciones 5-4 y 5-6. Basándose en la distribución teóricamente lineal de las tensiones que actúan sobre el muro, el empuje actúa sobre un punto que está a  $H/3$  por encima de la base del muro. Sin embargo, los resultados experimentales sugieren que la distribución real no es lineal. En el Anexo H se describe una recomendación empírica para estimar el punto de aplicación del empuje del suelo. Una vez definidos los empujes de tierra (activos, pasivos o ambos), se puede realizar un análisis del equilibrio del muro.

Debe tenerse en cuenta que cuando la presión del agua intersticial del suelo aumenta significativamente durante un terremoto, la formulación de Mononobe-Okabe no es válida. En la condición límite de licuación del relleno, ya no son válidas las expresiones de empuje de tierra activo o pasivo. Para incrementos pequeños a medianos de presión intersticial, han sido propuestas algunas modificaciones para las fórmulas de presión de tierras. Si el relleno está saturado y su permeabilidad es inferior a  $10^{-5}$  m/s, que suele ser el caso, entonces el agua intersticial se mueve con las partículas del suelo durante un terremoto y el relleno responde dinámicamente como un medio no drenado, y las fuerzas de inercia son proporcionales al peso unitario total del suelo. Si el relleno está saturado y su permeabilidad es superior a  $5 \times 10^{-3}$  m/s, entonces los efectos de la sacudida en las partículas del suelo y en el agua intersticial pueden ser diferentes; las fuerzas de inercia son proporcionales al peso unitario de flotación del suelo y, además, pueden desarrollarse presiones intersticiales hidrodinámicas, además de la presión hidrostática del agua. En este último caso, la formulación propuesta en [Matsuzawa et al. 1985] se puede utilizar para estimar el componente hidrodinámico de la presión intersticial del agua.

### **Predicción de desplazamientos sísmicos**

Varios métodos han sido propuestos para estimar de manera única los desplazamientos permanentes esperados de un muro de contención debido a un sismo. El procedimiento propuesto en [Richards, Elms 1979] se puede utilizar para este propósito. Cualquier otro método sancionado por la práctica podrá aplicarse igualmente.

#### **5.9.3 Estructuras sin Desplazamiento**

Estos elementos, debido a su fuerte rigidez, no experimentan desplazamientos laterales de magnitud suficiente para que el valor del empuje inicial del terreno (en reposo) se altere sustancialmente. La sección 5.8 describe un procedimiento simplificado para evaluar la acción sísmica adicional sobre el muro.

## **5.10 Diseño y Análisis Sísmicos de Diferentes Tipos de Muros de Contención**

### **5.10.1 Muros de Gravedad**

Este tipo de muros (Figura 5-1.c) generalmente se diseñan utilizando un enfoque de presión de tierra sísmica o un enfoque de desplazamiento permanente sísmico.

En un enfoque de presión sísmica de tierra se puede utilizar el método de Mononobe-Okabe, teniendo en cuenta la información de las secciones anteriores (sección 5.6 y 5.7). Se aplica un procedimiento pseudo-estático, planteando las condiciones de equilibrio contra fallo por deslizamiento y fallo por vuelco. También se requiere verificar la base del muro para evitar fallos a cortante.

En un enfoque sísmico de desplazamiento permanente (subsección 5.9.2), el desplazamiento permanente permitido debe definirse de antemano, dependiendo de la geometría del problema y de las consecuencias de ese desplazamiento. De hecho, se trata de un enfoque de diseño basado en el rendimiento (desempeño, subsección 1.4.1), que en general es el preferido. El procedimiento propuesto en [Richards, Elms 1979] puede usarse para este propósito. Cualquier otro método sancionado por la práctica podrá aplicarse igualmente.

**COMENTARIO.** El método descrito en [Richards, Elms 1979] propone disminuir la aceleración sísmica de diseño a cambio de permitir que el muro presente cierto desplazamiento permanente tras el sismo, pero sin que llegue a fallar. Se trata de un intento de aplicar el Diseño Basado en el Desempeño al cálculo de muros de contención. Hay que destacar que en el caso de aceleraciones sísmicas importantes, el peso del muro de gravedad requerido puede llegar a ser muy grande, y este resulta económicamente inviable; por ejemplo, para una aceleración horizontal del orden de 0,1 g, el peso necesario del muro de gravedad es aproximadamente un 50% mayor que en el caso estático. Además, el propio efecto inercial del muro aumenta también con su peso y hace que la fuerza desestabilizadora aumente considerablemente. Tradicionalmente la fuerza inercial debida a la propia masa del muro no se tenía en cuenta en el cálculo, lo que podía ser aceptable si la masa de la cuña de suelo potencialmente deslizante era mucho mayor que la del muro; sin embargo, si la masa del muro es relevante, el no considerar su efecto inercial queda el lado de la inseguridad, y por tanto debería tenerse en cuenta en la ecuación del movimiento.

El método propone definir en primer lugar el desplazamiento admisible del muro,  $d_{adm}$ . Si este se expresa en pulgadas (tal y como lo propusieron los autores), la aceleración de diseño disminuida,  $k_h$ , viene dada por

$$k_h = \left( \frac{0,2 A_v^2 A_a^3}{d_{adm}} \right)^{\frac{1}{4}} \quad 5-10$$

En la ecuación 5-10,  $A_a$  y  $A_v$  son coeficientes adimensionales de aceleración y velocidad efectivas, respectivamente. Se diseña entonces el muro de gravedad para ese valor de  $k_h$  obtenido y tomando un valor nulo en dirección vertical ( $k_v = 0$ ). Finalmente, se aplica un factor de seguridad. Por ejemplo, para  $A_a = A_v = 0,2$  (inicialmente,  $k_h$  sería 0,2), si se permite un movimiento permanente de 2 pulgadas en el muro (50,8 mm), resulta un valor reducido de  $k_h = 0,075$ , que proporciona un peso de muro de contención mucho más asequible.

### 5.10.2 Muros en Voladizo

Los procedimientos de diseño para muros de gravedad descritos en la subsección 5.10.1 también se utilizan para muros en voladizo (Figura 5-1.b). Además, en este caso es obligatorio comprobar el fallo por flexión. Para este tipo de muros se suele utilizar un enfoque de presión sísmica del suelo. Además de las comprobaciones estándar de equilibrio, es importante analizar la respuesta a la flexión y la capacidad portante de la zapata del muro.

### 5.10.3 Muros Arriostrados

Este tipo de muros (Figura 5-2) probablemente no podrían experimentar desplazamientos significativos en caso de sismo como para desarrollar empujes de tierra activos o pasivos; sin embargo, esto depende de su flexibilidad. En este caso, normalmente se usa un enfoque de presión sísmica de la tierra, considerando el efecto de su flexibilidad al evaluar las presiones de la tierra.

Si el muro arriostrado está restringido y es posible que prácticamente no se mueva en absoluto, se puede utilizar la formulación descrita en la sección 5.8.

Si el muro arriostrado puede desarrollar algunos movimientos en caso de terremoto, la presión de tierra correspondiente se puede reducir significativamente. Eso puede suceder en el caso de muros anclados. El análisis de tales muros es complejo y la mayoría de los métodos de diseño se basan en expresiones empíricas o procedimientos simplificados, como el propuesto en [Ebeling, Morrison 1993]. Alternativamente, un análisis dinámico de elementos finitos es apropiado para geometrías complejas.



#### 5.10.4 Muros de Suelo Armado

Este tipo de muros (sección 5.1) también se conoce como “muros de contención de tierra mecánicamente estabilizada”. La geometría y diseño de estas “estructuras de tierra” depende mucho de cada caso. Se deben comprobar dos criterios: el muro tiene que ser estable frente al deslizamiento y el vuelco de la zona armada (estabilidad externa), y el muro debe ser también seguro en cuanto a la estabilidad interna, en cuanto al fallo por arrancamiento de los elementos de refuerzo. Los procedimientos descritos en Christopher et al. (1990) se puede utilizar en este tipo de muros. Sin embargo, como la geometría puede ser muy variable, también se puede utilizar un procedimiento de diseño aceptado por la experiencia.

La estabilidad exterior se puede analizar considerando la zona armada como un muro de gravedad de tierra. Por lo general, se considera un enfoque de presión de tierra sísmica para este caso y se utiliza la fórmula de Mononobe-Okabe.

La estabilidad interna tiene que estudiarse teniendo en cuenta si la armadura puede ser alargada o no. La fuerza de inercia pseudo-estática debe distribuirse entre todos los elementos de refuerzo en función, y la zona resistente del refuerzo tiene que ser capaz de resistir esa fuerza de tracción por medio de un mecanismo de fricción.

#### 5.10.5 Muros de Tablestacas

Los muros de tablestacas (sección 5.1) son estructuras flexibles, y los procedimientos de diseño basados en un enfoque de presión de tierra (es decir, la teoría de Mononobe-Okabe) generalmente conducen a soluciones muy conservadoras; por lo tanto, el diseño que considera los desplazamientos sísmicos (subsección 5.9.2) es generalmente más apropiado. Para este propósito, se puede llevar a cabo un análisis dinámico de elementos finitos si es posible. También se puede considerar un modelo estructural simple basado en resortes y el coeficiente de reacción de la subrasante. Este es un enfoque basado en el desplazamiento, que es particularmente apropiado para un diseño basado en el rendimiento (subsección 1.4.1). Como guía para el diseño, puede considerarse el trabajo [Gazetas et al. 2016] (grupo “Tablestacas”).

## 6 ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICOS DE ESTRUCTURAS ENTERRADAS

**COMENTARIO.** Este Capítulo trata de análisis y diseño sísmicos de construcciones enterradas, es decir, cubiertas total o parcialmente por una capa de terreno (sea este natural o relleno). Se consideran túneles (o estaciones) excavados a cielo abierto (con sección rectangular), con máquina tuneladora (con sección circular) o con explosivos o medios mecánicos (nuevo método austríaco, NATM, obteniéndose sección circular, en herradura o compuesta). Debe enfatizarse que, aparte de situaciones particulares (conductos verticales, intersecciones, embocaduras, segmentos de alta curvatura, cruce de fallas, licuación, entre otros), suele aceptarse que los tipos de túneles más vulnerables son los de sección rectangular (excavados a cielo abierto), particularmente estaciones de metro y ferrocarril interurbano [An et al. 1997; Du X-et al. 2018; Iida et al. 1996; Ma et al. 2019; Nakamura et al. 1996; Nguyen et al. 2020; Parra-Montesinos et al. 2016; Xu et al. 2019b; Yamato et al. 1996; Yu et al. 2017]. Por último, las secciones de algunos túneles abiertos no son tan diferentes de las de las estaciones que unen; por lo que también debe cuidarse su diseño sismorresistente. En resumen, todos los túneles excavados a cielo abierto requieren un diseño sísmico, ya que la acción sísmica puede ser dominante en prácticamente todas las condiciones.

**COMENTARIO.** A pesar de la alta vulnerabilidad de las estructuras poco profundas excavadas a cielo abierto, los otros tipos de túneles no están totalmente exentos de riesgo [Li 2012; Lu, Hwang 2018; Shen et al. 2014; Wang et al. 2001; Yu et al. 2016; Zhang et al. 2020] (referencias en el grupo "Estructuras Subterráneas dañadas por Terremotos. Túneles de Montaña"); por eso no se considera conveniente liberar por completo la necesidad de su verificación sísmica. En estructuras excavadas con máquina tuneladora (TBM) o según el nuevo método austríaco (NATM), habitualmente el diseño para las cargas constantes (gravitatorias) es dominante, en lugar del diseño para las acciones sísmicas; sin embargo, el diseño sísmico puede ser relevante cuando se den condiciones especiales, como suelo deficiente. Al contrario, todos los túneles excavados a cielo abierto requieren un diseño sísmico, ya que la acción sísmica puede ser dominante incluso en condiciones generales. Cabe señalar que el análisis del comportamiento sísmico de estructuras ejecutadas con TBM o NATM es bastante complicado y es difícil dar un Método de Análisis general en este Manual; es preferible que sea tratado individualmente como casos especiales tal como se hace habitualmente en Japón. Otra consideración relevante es que las estructuras realizadas con tuneladora o NATM suelen ser más profundas que las excavadas a cielo abierto; por lo tanto, la excitación sísmica es mayor para éstas últimas (secciones 2.5, J.2 y K.5).

**COMENTARIO.** El diseño sísmico de estaciones de metro o ferrocarril con partes situadas bajo y sobre el suelo se analiza en el Anexo C. Por otro lado, el Anexo L presenta expresiones analíticas simplificadas para el diseño sísmico de túneles.

**COMENTARIO.** Cabe destacar que las estrategias de análisis y diseño sísmico descritas en este Capítulo deben ser aplicadas a cualquiera de los Niveles de Acción Sísmica discutidos en la sección 1.6 (Tabla 1-5).

**COMENTARIO.** Este Capítulo se divide en 8 secciones, cada una de éstas se resume brevemente a continuación. La sección 6.1 presenta consideraciones generales sobre análisis y diseño sismorresistentes de estructuras enterradas; en particular, se describe una propuesta de organización común de todos los métodos de análisis y diseño sísmicos de construcciones subterráneas. La sección 6.2 trata del comportamiento de estructuras enterradas en ausencia de acción sísmica, es decir, para acciones de rígen gravitatorio exclusivamente. La sección 6.3 describe

las acciones sísmicas que deben ser consideradas para análisis y diseño sísmicos de estructuras enterradas. La sección 6.4 discute la clasificación general de los tipos de análisis y diseño sísmicos para estructuras enterradas; éstos se clasifican en transitorios y permanentes, por una parte, y en transversales y longitudinales, por otra parte; los efectos transitorios se discuten en las secciones 6.5 (transversales) y 6.6 (longitudinales), y los permanentes en la 6.7. Finalmente, la sección 6.8 se refiere a análisis y diseño sísmicos de grandes cavidades subterráneas.

## 6.1 Consideraciones Generales

El diseño sismorresistente de estructuras subterráneas precisa el cumplimiento de los cuatro Requisitos de Desempeño propuestos: OI, OR, SA y SC; aunque, en principio, estas verificaciones pueden efectuarse en cualquier orden, en las subsecciones 1.6.2 y Q.15 se sugiere seguir la siguiente secuencia: OR, SA, SC y OI. Esta sección se redacta considerando que las comprobaciones se van a efectuar en este orden.

**COMENTARIO.** La secuencia OR, SA, SC y OI es una mera sugerencia que tiene como finalidad facilitar el trabajo de los diseñadores. En caso de que éstos deseen seguir otro orden, las explicaciones dadas en esta sección se pueden modificar de manera obvia.

La Figura 6-1 presenta un diagrama de flujo de la verificación de los Requisitos de Desempeño OR, SA, SC y OI.

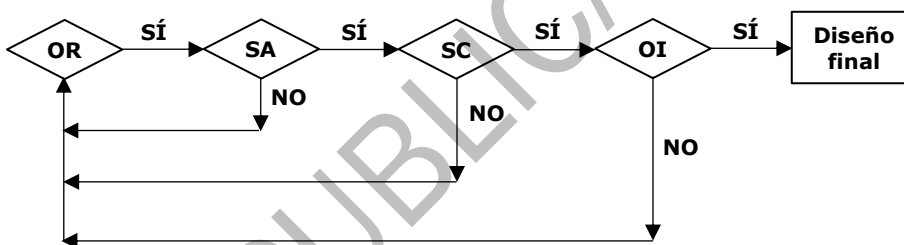


Figura 6-1. Diagrama de flujo de la verificación de los Requisitos de Desempeño OR, SA, SC y OI (sección 1.4)

**COMENTARIO.** La Figura 6-1 muestra que la verificación de los cuatro Requisitos de Desempeño consiste en tres bucles de iteración anidados. En la práctica, estas operaciones se pueden simplificar notablemente, pero conceptualmente este es el esquema que garantiza la verificación de todos los Requisitos de Desempeño.

Para cada Nivel de Acción Sísmica a considerar (sección 1.6) asociado con los Requisitos de Desempeño OR, SA, SC y OI, se proponen (sección 6.5) cuatro tipos de análisis y diseño sismorresistentes de construcciones (estructuras) enterradas: Método Básico (de control), Método Pseudo-Estático, Método Dinámico Simplificado y Método Dinámico General. El Método Básico (de control) se denomina así ya que su principal finalidad es servir de referencia (comparación) a los demás métodos, denominados como principales; más precisamente, esta comparación debe realizarse sólo para RO, y para SA, SC y OI, sólo son necesarias las verificaciones con el método principal elegido.

Cada uno de estos cuatro métodos se articula, en general, en las siguientes cinco etapas:

- **Primera etapa. Acción sísmica en la superficie.** La acción sísmica a considerar en la superficie se cuantifica, según se indica en la sección 2.3, habitualmente

mediante espectros de respuesta ajustados al formato de las normas [E.030 2019; E.031 2018] (referencias en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica"); estos espectros dependen del lugar, tipo de terreno (sección 2.2) y período de retorno (sección 1.6). En algunas situaciones (zonas de fuerte sismicidad del lugar y densamente pobladas) se dispondrá también de un determinado número de acelerogramas obtenidos de registros sísmicos históricos o calculados a partir de técnicas de desagregación sísmica (sección 2.4 y Anexo E) [McGuire 1995; Chapman 1995; Bazzurro et al. 1999; Pagani et al. 2007] (referencias en el grupo "Análisis Probabilista de Peligro Sísmico"). Si el número de acelerogramas disponible es inferior a 7 (o a 3, si se prefiere obtener la respuesta máxima en vez de la media, subsección 2.4.3), se deberá completar este conjunto con acelerogramas generados artificialmente para ajustarse al citado espectro de respuesta en el rango de períodos de interés en relación a la respuesta del suelo (sea ésta lineal o no lineal, sección 2.4). Esta operación deberá ser llevada a cabo en relación a los movimientos sísmicos tanto en dirección horizontal como vertical. Debe recordarse que para cada requisito de Desempeño (OI, OR, SA, SC) la acción sísmica es diferente, por serlo el período de retorno asociado (sección 1.6).

- **Segunda etapa. Prediseño de la estructura.** Esta etapa incluye la definición de la configuración estructural (es decir, por ejemplo, decidir si es una sección en cajón rígida, Figura 1-5, o alguna organización más flexible en sentido lateral, Figura B-3), la selección de las características de los materiales (concreto y acero, especialmente), las dimensiones transversales de los elementos estructurales, y los datos generales de los refuerzos; esto último es necesario para permitir efectuar análisis estructurales no lineales (quinta etapa). El prediseño de la estructura se basará en criterios empíricos y conceptuales (la experiencia previa de los diseñadores, por ejemplo) y en análisis estructurales simplificados (generalmente manuales); éstos deben corresponder a las combinaciones "Resistencia I" y "Sísmica" (sección 1.8, ecuación 1-4). En estas operaciones debe tenerse en cuenta, como mínimo, el diseño conceptual de la estructura (configuración estructural), la profundidad a la que ésta se encuentra, la sismicidad del lugar, y el tipo de suelo. Tal como se explica más adelante en esta misma sección y en la 6.5, esta etapa sólo se desarrolla de esta manera en el Método Básico (cuando este se refiere o bien a la verificación del Requisito de Desempeño OR o a la de otro Requisito cuando este no ha sido satisfecho en la verificación anterior); en las demás verificaciones esta etapa consiste meramente en tomar el diseño de la iteración anterior. Finalmente, se debe enfatizar que este prediseño debe basarse en el conocimiento completo de los parámetros involucrados, a saber, la sismicidad del sitio y la rigidez y amortiguamiento del suelo.
- **Tercera etapa. Acción sísmica de campo libre en profundidad.** El movimiento sísmico de diseño de campo libre ("free field" se representa con el subíndice FF) se define como la respuesta sísmica del terreno (a la excitación en el basamento o sustrato rocoso ingenieril) en ausencia de la perturbación generada por la estructura en estudio; ésta se considera igual a la respuesta del terreno en presencia de la estructura, aunque a una distancia de ésta suficientemente elevada como para que su influencia pueda considerarse despreciable (Figura L-3 y Figura L-6.b). Si se dispone de acelerogramas en superficie, ya que el movimiento en el citado sustrato rocoso ingenieril es desconocido, el movimiento sísmico de campo libre para las capas de terreno en contacto con la construcción enterrada se obtiene despropagando (sección 2.5) dichos acelerogramas (obtenidos en la primera etapa). Si el comportamiento del terreno es lineal (presumiblemente, esto ocurrirá cuando la severidad de la acción sísmica sea sólo moderada), la despropagación puede efectuarse efectuando deconvoluciones (en el dominio del tiempo o de la frecuencia); en caso contrario, deben efectuarse cálculos no lineales (en el dominio del tiempo únicamente) para determinar el movimiento del suelo (a la altura requerida). Dado que hoy en día no existen algoritmos para efectuar esta operación de forma fiable y precisa, se propone realizar análisis de despropagación lineal-equivalentes y continuar el proceso hasta que se alcance un nivel suficiente de convergencia. Debe destacarse que estas operaciones tienen que efectuarse en el terreno natural, es decir, sin la presencia de la estructura, ya que la influencia de ésta se tiene en cuenta

en la cuarta etapa. Si se dispone únicamente de espectros en la superficie, pueden utilizarse procedimientos simplificados para despropagar la PGA; la sección 6.5.1 (Figura 6-9) y el Anexo J (Figura J-1, Figura J-3) presentan formulaciones simplificadas para efectuar esta operación. Los espectros también pueden despropagarse en el dominio de la frecuencia (método lineal o lineal equivalente).

- **Cuarta etapa. Acción sísmica sobre la estructura.** Cálculo del efecto (respuesta) producido por el citado movimiento sísmico de campo libre en la construcción (analizando la interacción entre el suelo y la estructura, SSI); obviamente, es necesario disponer de un modelo integrado de la estructura y del terreno circundante (aunque la estructura o el suelo se representen de forma simplificada). Evidentemente, en esta operación la rigidez de la estructura desempeña un papel relevante, por lo que es necesario efectuar un prediseño de ésta (segunda etapa); tal como se ha indicado previamente, en esta actuación preliminar se tendrán en cuenta los requisitos funcionales, y así se elegirán la configuración general (funcional y estructural, sección 1.4) de la sección del túnel o estación, los parámetros mecánicos básicos de los materiales, el espesor de muros, losas y columnas, y las cuantías aproximadas de los refuerzos. Esta información debe ser suficiente para poder realizar un análisis de interacción lineal o incluso no lineal.
- **Quinta etapa. Análisis estructural.** Se trata de efectuar un análisis estructural (en general no lineal) para comprobar que el dimensionamiento (diseño) de los elementos estructurales de la construcción (muros, losas, columnas, cimentación, etc.) tienen capacidad de absorber (soportar) los efectos determinados en la etapa anterior (cuarta) con el Nivel de Daño correspondiente (sección 1.4); típicamente, esto incluye determinar (de nuevo) el espesor y diseñar (con más detalle) las armaduras (refuerzos). Si esta operación genera algún cambio significativo de la rigidez de la estructura (u otras propiedades relevantes de ésta), será necesario repetir las etapas anteriores e iniciar el proceso iterativo descrito en la Figura 6-3 y la Figura 6-4; obviamente, este proceso debe ser extendido hasta que converja con un determinado grado de exactitud. En ocasiones (Método Dinámico General, subsección 6.5.4), las etapas tercera, cuarta y quinta se desarrollan de una forma integrada.

La Figura 6-2 presenta esquemas que clarifican la parte de este proceso (compuesto por las etapas anteriores) que atañe al terreno y a su interacción con la estructura.

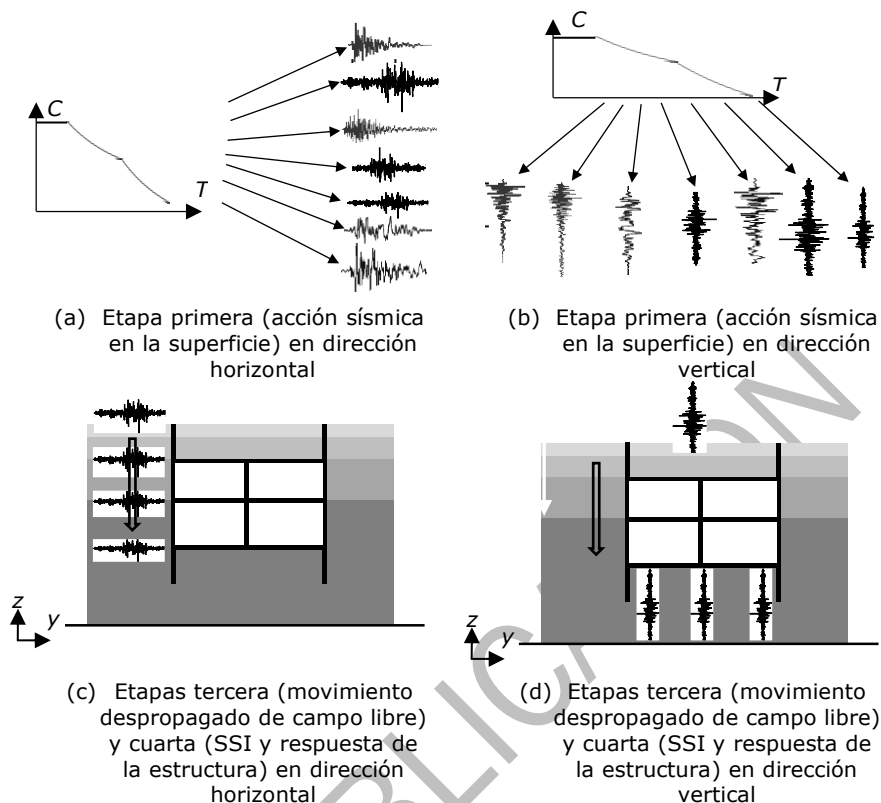


Figura 6-2. Etapas primera, tercera y cuarta del análisis y diseño sísmicos de construcciones enterradas

**COMENTARIO.** La Figura 6-2.c y la Figura 6-2.d indican que el análisis de la estación (o túnel) y el suelo circundante es sólo 2-D; por el contrario, la realidad es inherentemente tridimensional. En cuanto a este comportamiento tridimensional, se deben considerar dos cuestiones importantes: (i) la deformación longitudinal de los tramos de túneles y estaciones que no son uniformes en esa dirección, y (ii) efectos tridimensionales complejos debido a cambios repentinos en la sección transversal. Respecto al primer tema, se trata en este Manual en la sección 6.4 (Figura 6-6.c), las secciones 6.7 y 6.8, las secciones L.5 y M.2, y los Anexos N y O. El segundo tema se analiza en la sección 6.8.

Las etapas primera y tercera en la Figura 6-2 son independientes de las otras tres y, por tanto, pueden ser llevadas a cabo previamente a éstas (de forma consecutiva); al contrario, las dos últimas etapas están fuertemente relacionadas, y, dependiendo del grado de sofisticación del Método de Análisis y diseño empleado, pueden resolverse o bien por separado o de manera conjunta (si se utiliza el Método Dinámico General, subsección 6.5.4). Para mayor claridad, la Figura 6-3 muestra el diagrama de flujo de las cinco etapas, cuando se verifica el cumplimiento del primer Requisito de Desempeño (OR según la propuesta de la Figura 6-1).



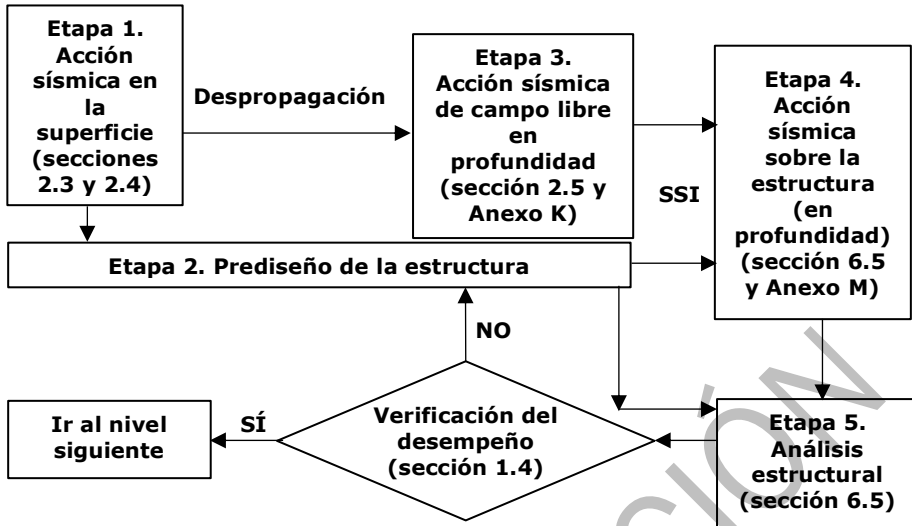


Figura 6-3. Diagrama de flujo general (común a todos los métodos de análisis y diseño sísmicos de construcciones enterradas) para el primer Requisito de Desempeño verificado (OR)

La Figura 6-4 presenta (análogamente a la Figura 6-3) el diagrama de flujo de las cinco etapas, cuando se verifica el cumplimiento de los siguientes Requisitos de Desempeño (SA, SC y OI según la propuesta de la Figura 6-1).

**COMENTARIO.** La comparación entre la Figura 6-3 y la Figura 6-4 muestra que las únicas diferencias consisten en que en la Figura 6-4 no es necesario considerar la primera etapa en la ejecución de la segunda, y que si la verificación del desempeño no es satisfactoria es necesario volver al primer nivel (OR) en vez de volver meramente a la segunda etapa como en la Figura 6-3.

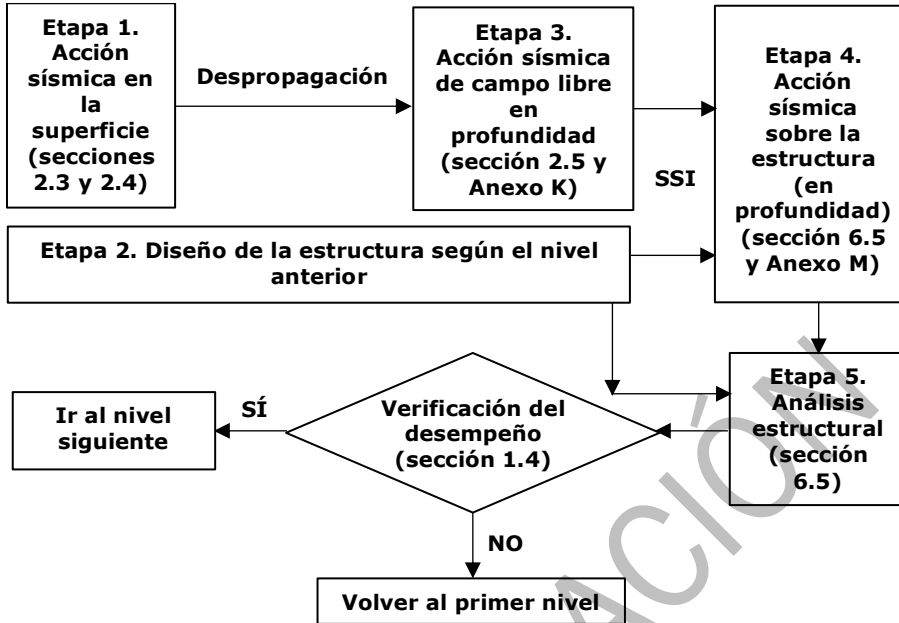


Figura 6-4. Diagrama de flujo general (común a todos los métodos de análisis y diseño sísmicos de construcciones enterradas) para los siguientes Requisitos de Desempeño verificados (SA, SC y OI)

**COMENTARIO.** En el contexto general de la descripción anterior (descomposición de cualquier método de análisis y diseño sísmicos de construcciones enterradas en cinco etapas), se proponen en este Capítulo (sección 6.5) diferentes métodos; en cada caso debe elegirse entre éstos, basándose en las características de la estructura, su Importancia Operativa (sección 1.3) y la severidad del citado movimiento de campo libre del terreno correspondiente a las acciones sísmicas de diseño (Capítulo 2 y sección 1.6). En la sección 6.5, los métodos de análisis se describen explicando las etapas (1<sup>a</sup>, 2<sup>a</sup>, 3<sup>a</sup>, 4<sup>a</sup> y 5<sup>a</sup>) que los componen.

## 6.2 Análisis de Estructuras Subterráneas Frente a Acciones Gravitatorias

**COMENTARIO.** Aunque este Manual se refiere a estructuras subterráneas sometidas a acciones sísmicas, es obvio que su diseño tiene que abordarse bajo una perspectiva integral; en otras palabras, las estructuras que son objeto de este Manual no sólo deben comportarse adecuadamente para los Niveles de Acción Sísmica considerados (sección 1.6), sino que también deben presentar un rendimiento satisfactorio en reposo (bajo condiciones estáticas), es decir, en ausencia de movimiento sísmico del terreno (sección 1.8, ecuación 1-4, combinaciones "Resistencia I" y "Resistencia II"). En esta situación, las únicas acciones que afectan a la estructura son las de origen gravitatorio, incluyendo entre éstas el empuje del terreno y la presión ejercida por el agua. En este contexto, esta sección discute brevemente la problemática del comportamiento resistente estático de estructuras subterráneas. La Figura 6-5 describe, en términos generales, las mencionadas acciones gravitatorias sobre una estación genérica de dos niveles.

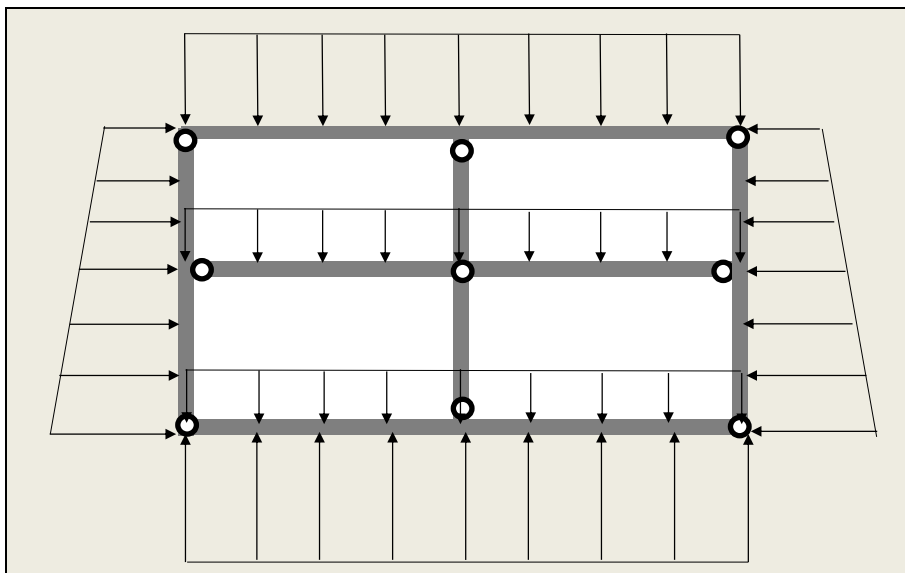


Figura 6-5. **COMENTARIO.** Acciones gravitatorias sobre una estación genérica de dos niveles y dos vanos

**COMENTARIO.** La Figura 6-5 representa dos tipos de acciones: (i) el peso de la estructura (carga muerta) y de los elementos albergados por ésta (cargas muerta y viva), y (ii) el empuje (horizontal) y la carga del terreno (vertical).

**COMENTARIO.** Dado que el tema abordado en esta sección es, en sentido estricto, ajeno a este Manual, no se presenta una descripción completa y profunda de este; el proyectista deberá buscar en otras fuentes la información que requiera. Lo que sí se indican aquí son los criterios a aplicar.

**COMENTARIO.** Podría parecer que la situación no sísmica es menos desfavorable (en cuanto a las fuerzas internas generadas en la estructura) que la sísmica, pero esto no es una regla general, entre otras razones, porque los coeficientes de seguridad y de combinación (sección 1.8, ecuación 1-4) son diferentes que para las combinaciones sísmicas. En estructuras excavadas a cielo abierto la situación sísmica suele ser más exigente que la no sísmica a casi todos los efectos (aunque no para todos); no obstante, en estructuras excavadas con otras técnicas (TBM y NATM) la situación es básicamente la contraria (Capítulo 6).

El análisis y el diseño de estructuras subterráneas sometidas a acciones de origen no sísmico se rige por lo indicado en esta sección, por la normativa peruana correspondiente (especialmente E.050, E.060 y Manual de Túneles, Muros y Obras Complementarias), y, cuando ésta última resulte insuficiente, se complementará con documentos americanos [LRFD 2017] (grupo "Normas y otros Documentos Similares de otros Países"). Las situaciones a verificar se rigen por la sección 1.8 (ecuación 1-4); para estas combinaciones de acciones se exige un Requisito de Desempeño OI (Operatividad Inmediata, sección 1.4) independientemente de la Importancia Operativa (sección 1.3).

**COMENTARIO.** En relación al párrafo anterior del Texto Técnico Normativo, es destacable que no existe mayor inconveniente en que se exija un determinado Requisito de Desempeño para una acción no sísmica; de hecho, a efectos prácticos, esto consiste en estipular que no se produzcan daños significativos en elementos estructurales (subsección 1.4.3).

**COMENTARIO.** En sentido amplio, los efectos debidos a la licuación pueden interpretarse como gravitatorios, por lo que deben ser discutidos en esta sección. Incluso, deberá tenerse presente que, aún en ausencia de licuación del terreno, pueden producirse situaciones de levantamiento, por lo que estas situaciones tienen que ser comprobadas (sección 3.5). Esto se debe a que la presión del agua intersticial puede aumentar debido a la acción sísmica y, aunque tal incremento no produzca licuación, reduce los esfuerzos efectivos y aumenta el empuje del agua intersticial en los muros y las losas de las estructuras subterráneas. En particular, una capa base debajo de una estructura subterránea que experimenta licuación puede aumentar la fuerza de levantamiento que actúa sobre la estructura. En la Figura G-4 (Anexo G), el aumento de la presión intersticial del agua en el suelo debajo de la estructura aumenta  $F_{u, str}$  y  $F_{u, exc}$  (actuando hacia arriba). Esas fuerzas no deben calcularse a partir de un nivel freático en ese sitio solamente, sino considerando el incremento de la presión del agua (sobre la hidrostática) sobre la hidrostática debido al terremoto. Este aspecto tiene que tenerse en cuenta al diseñar la estructura.

## 6.3 Acciones Sísmicas sobre Construcciones Subterráneas

### 6.3.1 Requisitos Generales

**COMENTARIO.** Esta sección se refiere a las acciones sísmicas a considerar en el diseño sismorresistente de estructuras subterráneas; este contenido está relacionado principalmente con el Capítulo 2, y también con las secciones 1.6, 3.3, y 3.5, la subsección 3.2, y los Anexos E y L.

### 6.3.2 Parámetros del Movimiento del Terreno

Esta subsección presenta una descripción general de los parámetros que cuantifican el movimiento sísmico del terreno y de las partes del Manual en que éstos se discuten. Este contenido se considera como Comentario (en vez de Texto Técnico Normativo) dado su carácter meramente enumerativo.

**COMENTARIO.** En un sentido amplio, esta subsección se refiere a los Capítulos 2, 3 y 4 y al Anexo J.

**COMENTARIO.** Para los análisis estáticos equivalentes, el principal parámetro de diseño de entrada (excitación) del terreno es la aceleración máxima del suelo ( $PGA$ ); sus valores se seleccionarán como se describe en la sección 2.3 y al Anexo K. Entonces, los parámetros de movimiento subterráneo se pueden determinar de acuerdo con la sección 2.5; asimismo, el Anexo J contiene prescripciones para la evaluación simplificada de los parámetros de movimiento del suelo.

**COMENTARIO.** En cuanto a las fallas activas, la estimación de la dislocación (desplazamiento) de la falla se analiza en la sección N.3.

### 6.3.3 Parámetros de Desplazamientos Permanentes

Esta subsección trata de las acciones sísmicas que provocan desplazamientos permanentes del suelo. Esta categoría incluye fallas activas, licuación y deslizamientos. Este contenido se considera como Comentario (en vez de Texto Técnico Normativo) dado su carácter meramente identificativo.

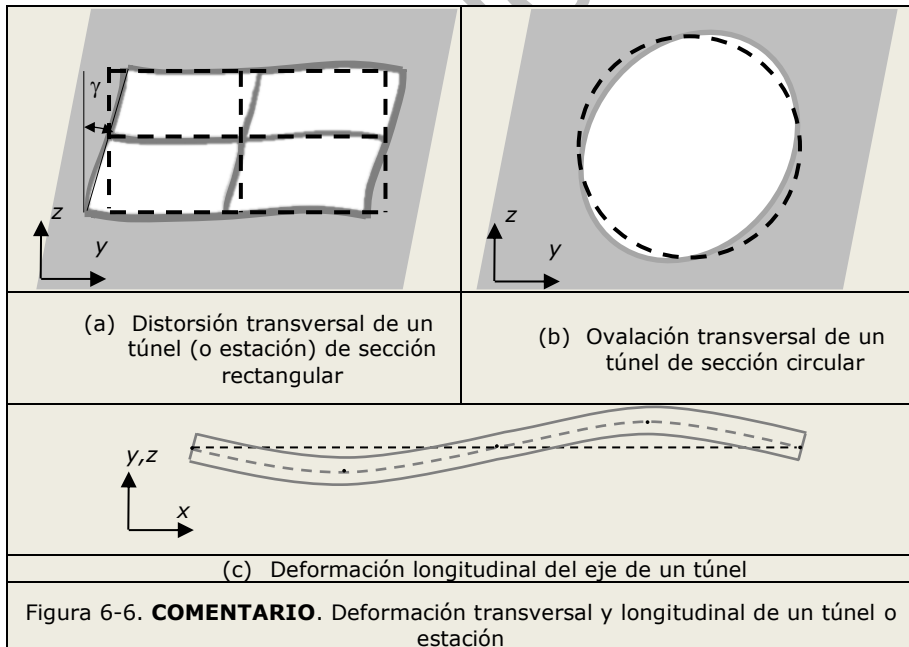
**COMENTARIO.** Estas cuestiones hacen referencia a la subsección 3.2 (para fallas activas), y las secciones 3.3 (para deslizamientos de tierra provocados por terremotos) y 3.3.1 (suelos licuables); así mismo, los Anexos F y G (también para licuación). Con respecto a las fallas activas, la estimación de la dislocación (desplazamiento) de la falla se analiza en la sección N.3.

## 6.4 Clasificación General de los Tipos de Análisis y Diseño Sísmicos para Estructuras Enterradas

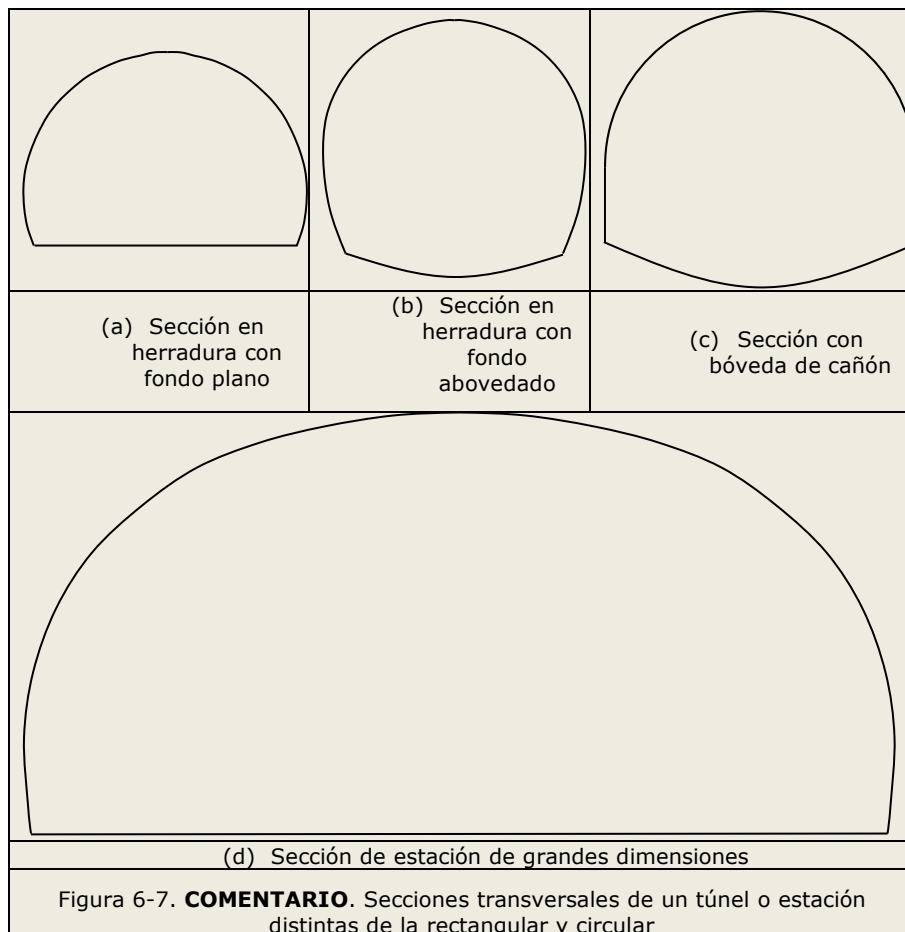
Esta sección presenta una descripción de la clasificación general de los tipos de análisis (y diseño) sismorresistente de las estructuras enterradas cubiertas por este Manual. Este contenido se considera como Comentario (en vez de Texto Técnico Normativo) dado su carácter básicamente descriptivo.

**COMENTARIO.** Los análisis se clasifican en dos grupos según los dos tipos generales de acciones sísmicas: **efectos transitorios** (es decir, “normales” o “habituales”, en el sentido de que se producen desplazamientos del terreno sólo mientras que dure el terremoto, y sin que aparezcan deformaciones permanentes relevantes del suelo) y **efectos permanentes** (sismos muy severos, desplazamientos de fallas activas, licuación del terreno y deslizamiento de laderas). Los efectos transitorios se discuten en las secciones 6.5 y 6.6, y los permanentes en el 6.7.

**COMENTARIO.** Los efectos transitorios se clasifican a su vez, según su dirección respecto del eje del túnel, en **transversales** (sección 6.5) y **longitudinales** (sección 6.6). Las influencias transversales consisten en la deformación de la sección del túnel como **distorsión** (“racking”, para túneles excavados a cielo abierto con sección en cajón) u **ovalación** (para túneles circulares o de herradura, minados o perforados). Por otra parte, las afectaciones longitudinales son causadas por la variación espacial (en dirección longitudinal) de la acción sísmica, la cual genera deformaciones a lo largo del eje del túnel. La Figura 6-6 muestra esquemas de estos tres tipos de deformaciones.



**COMENTARIO.** Este Manual cubre túneles y estaciones con cualquier sección, no sólo la rectangular o circular representadas en la Figura 6-6.a y la Figura 6-6.b, respectivamente. Estas dos configuraciones se han elegido por su regularidad y por ser las más extendidas, pero no son las únicas. La Figura 6-7 exhibe ejemplos de secciones comunes, aunque distintas de la rectangular y circular.



**COMENTARIO.** La Figura 6-7.a presenta una sección en herradura con fondo plano; esta configuración es apropiada para excavaciones con medios mecánicos o explosivos y tiene como ventajas el buen aprovechamiento del espacio y una adecuada configuración del perímetro de la sección para resistir los empujes de la sección. En estructuras antiguas, la base podría no existir, pero las estructuras modernas suelen poseer una solera estructural. La Figura 6-7.b exhibe una sección en herradura con fondo abovedado; esta solución se adopta para resistir mejor los empujes hacia arriba del suelo, particularmente la subpresión del agua situada bajo el nivel freático. La Figura 6-7.c muestra una sección con dos hastiales laterales verticales (rectos) y una bóveda superior de cañón; en la Figura esta sección se dibuja con un fondo abovedado, pero puede combinarse igualmente con un fondo plano. La sección de la Figura 6-7.c presenta características similares a las de las otras dos; quizás la principal diferencia sea la facilidad de construcción que representan los muros laterales planos. Las secciones de la Figura 6-7.a, la Figura 6-7.b y la Figura 6-7.c son más apropiadas para túneles que para estaciones; para estas últimas, la Figura 6-7.d presenta una solución especialmente adecuada para sus necesidades. El arco superior suele estar formado por la combinación de segmentos de distintas curvaturas, produciéndose una adecuada configuración resistente (próxima a la curva antifunicular de las cargas) compatible con un buen aprovechamiento del espacio.

**COMENTARIO.** La Figura 6-6 y la Figura 6-7 representan las secciones de túneles o estaciones más comúnmente utilizadas hasta la fecha; tal como se indica en el Comentario previo a la Figura 6-7, este Manual incluye túneles y estaciones con cualquier sección, pero se presta más atención a las secciones más empleadas, particularmente las rectangulares y circulares. Las consideraciones particulares relativas a las secciones circulares expuestas en este Manual (secciones L.3 y L.5) pueden ser aplicadas, especialmente en sentido cualitativo, a túneles y estaciones con las secciones descritas en la Figura 6-7. El artículo [Mohammadi et al. 2020] (grupo "Diseño Basado en el Desempeño para Estructuras Enterradas") discute específicamente el caso de túneles con secciones similares a la de la Figura 6-7.b.

**COMENTARIO.** Los dos tipos de efectos descritos en la Figura 6-6 (transversales y longitudinales) son claramente acciones indirectas, por lo tanto, están mejor representados por desplazamientos impuestos (deformaciones, de hecho) que por fuerzas (sección 2.1). En relación a los efectos permanentes, éstos deben representarse también por los desplazamientos impuestos correspondientes. En consecuencia, este enfoque (desplazamientos impuestos) se considerará de forma preferente en este Manual (en vez de procedimientos basados en fuerzas). Las siguientes tres subsecciones (6.5, 6.6 y 6.7) tratan de los efectos transitorios transversales, los efectos transitorios longitudinales y los efectos permanentes, respectivamente.

## 6.5 Análisis Sísmico en Dirección Transversal de Estructuras Enterradas

**COMENTARIO.** Las estrategias de análisis y diseño propuestas corresponden básicamente a las expresadas en las partes relevantes de los capítulos 8 y 14 de la regulación japonesa [Diseño 2012] y en la cláusula 7.1 de [ISO 23469 2005]; estas referencias están en el grupo "Normas y otros Documentos Similares de otros Países". Por otra parte, el Anexo M presenta expresiones analíticas simplificadas para resortes que representan la rigidez del suelo.

Se proponen básicamente cuatro estrategias de análisis y diseño sísmicos de túneles y estaciones: (i) **formulación básica (o de control)** (subsección 6.5.1), (ii) **formulación pseudo-estática** (subsección 6.5.2), (iii) **formulación dinámica simplificada** (subsección 6.5.3), y (iv) **formulación dinámica general** (subsección 6.5.4). Estas cuatro formulaciones se representan esquemáticamente en la Figura 6-10 (análoga a la Figura 6-6.a), la Figura 6-13, la Figura 6-14 y la Figura 6-15, respectivamente. Es destacable que estos cuatro métodos se pueden aplicar tanto a túneles y estaciones excavados a cielo abierto ("cut-and-cover", sección rectangular, Figura 6-6.a) como a perforados o minados (sección circular o en herradura, Figura 6-6.b). En relación con las etapas descritas en la sección 6.1, estos cuatro procedimientos constan de éstas (es decir, pueden ser descompuestos en estas cinco etapas), y se describen a continuación utilizando estas etapas con guión.

El primer método (formulación básica, de referencia o de control, subsección 6.5.1) no tiene como finalidad principal ser utilizado para diseñar estructuras subterráneas (ello sólo se permite en situaciones de escasa relevancia, subsección 6.5.6) sino, siendo una estrategia de implementación bastante sencilla, está más bien orientado a proporcionar una idea aproximada del orden de magnitud de los resultados del análisis a llevar a cabo y así poder contrastarlos los de los otros tres métodos (subsecciones 6.5.2, 6.5.3 y 6.5.4); en consecuencia, se exige que este análisis sea siempre llevado a cabo (en todas las situaciones). Obviamente, por eso se le llama método de control o de referencia. Una vez expuestas estas consideraciones, queda claro que los otros tres métodos constituyen las principales estrategias a considerar en diseño y análisis sismorresistentes de estructuras enterradas.

### 6.5.1 Método Básico (de Control)

**COMENTARIO.** Este procedimiento (estático) es el más simplificado de los cuatro y, en consecuencia, el que puede ser llevado a cabo de una manera más simple y requiriendo un menor número de operaciones; de hecho, la primera, segunda, tercera y cuarta etapas pueden ser realizadas prácticamente con sólo cálculos manuales (sección A.4). Esta sencillez permite un mayor control conceptual del proceso lógico, por lo que la ejecución de este método se requiere en todas las situaciones en que resulte de aplicación este Manual (sección 6.1); esta obligatoriedad tiene como finalidad principal que, en caso de que se desee o sea requerido realizar análisis de mayor complejidad (subsecciones 6.5.2, 6.5.3 y 6.5.4), los resultados de esta formulación sirvan de referencia (comparación).

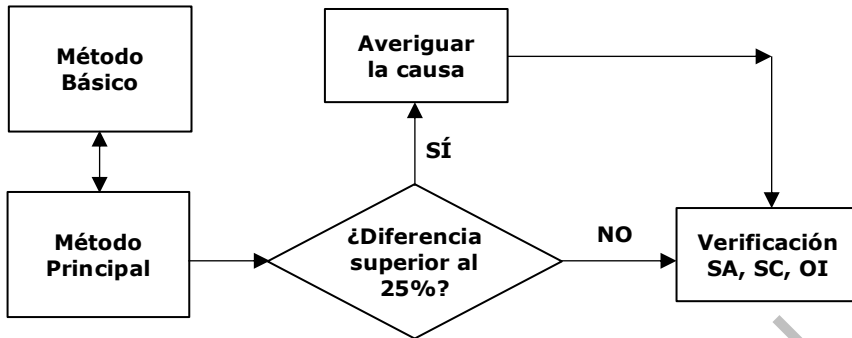
De acuerdo con la discusión en los Comentarios, si los resultados de esta estrategia difieren significativamente de los de los otros tres métodos (principales), esta discrepancia tiene que ser debidamente justificada; en principio, se considera que ello será necesario cuando estos últimos resultados diverjan  $\pm 25\%$  de los del Método Básico (de control) (el porcentaje corresponde al mayor valor, sea del Método Básico o principal). Esta diferencia debe cuantificarse o bien en términos de la deformación de la estructura (distorsión de secciones rectangulares u ovalación de secciones circulares) o de las fuerzas internas en ésta; se seleccionarán las magnitudes más significativas, como la deriva en secciones rectangulares, la ovalación de secciones circulares o los momentos flectores máximos. La citada justificación debe ser sólida y estar basada preferentemente en consideraciones conceptuales que revelen una adecuada comprensión de los fenómenos involucrados, y de la relevancia de las simplificaciones incluidas en el método de control. Ejemplos de estas explicaciones pueden ser: comportamiento no lineal del suelo de características muy diferentes a las del comportamiento lineal de este (que haga que su rigidez y amortiguamiento hayan disminuido y aumentado significativamente, respectivamente), papel muy relevante del período del suelo, configuraciones irregulares del perfil del suelo y de la estructura, entre otros; se insiste en que se deberá exigir justificaciones bien fundamentadas. También es necesario tener presente que esta estrategia, como prácticamente todos los métodos simplificados, tiende a ser frecuentemente conservadora.

Si los resultados del Método General (más complejo) fueran inferiores a los del Método Básico, no se aceptarían reducciones superiores al **15%**. En casos excepcionales podrán aceptarse mayores reducciones siempre que éstas estén muy bien justificadas (mediante interpretaciones conceptuales claras que muestren una comprensión profunda de los fenómenos analizados) y resulten refrendadas por los tres métodos principales (Pseudo-Estático, Dinámico Simplificado y Dinámico General). En cualquier caso debe tenerse en cuenta la limitación principal del 25% expuesta previamente.

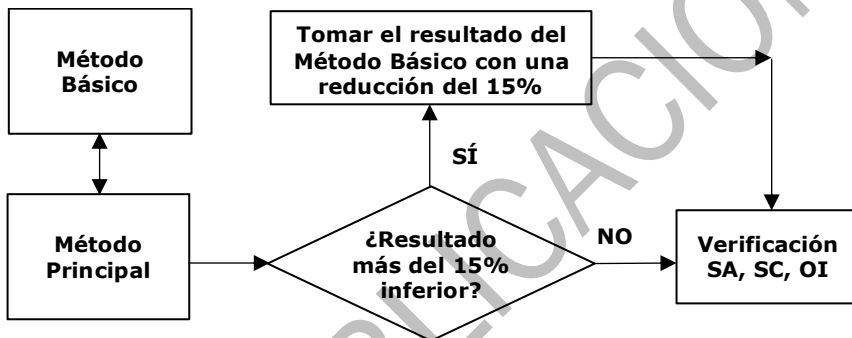
**COMENTARIO.** Según se indica en la sección 6.1, estas comparaciones entre el Método Básico y los principales deben hacerse sólo para OR.

**COMENTARIO.** La Figura 6-8 presenta dos diagramas de flujo que describen la comparación, para OR, entre los resultados del Método Básico y del principal (Figura 6-8.a) y la verificación de que los resultados del método principal no son excesivamente inferiores a los del Básico (Figura 6-8.b).





(a) Verificación de que la diferencia entre los métodos Básico y principal no difieren más del 25%



(b) Verificación de que el método principal no proporciona un resultado más del 15% inferior al del Básico

Figura 6-8. Comparación entre los resultados del Método Básico y del principal para OR

**COMENTARIO.** A efectos de garantizar que la comparación entre la formulación básica y las más exactas pueda llevarse a cabo en todos los casos en que se aplique este Manual, se procura que esta estrategia sea capaz de abordar todas las situaciones que puedan presentarse (geometría irregular, acciones sísmicas fuertes, comportamiento no lineal del suelo, terrenos irregulares, entre otras); para estas circunstancias, se deben desarrollar (en cada situación particular) criterios adecuados de simplificación. A pesar de esta vocación de universalidad de esta formulación, tal como se ha explicado previamente, en la mayor parte de situaciones (subsección 6.5.6) se impone la obligación de llevar a cabo análisis más sofisticados (subsecciones 6.5.2, 6.5.3 y 6.5.4).

Se describe a continuación el método básico, utilizando como guion la ordenación en etapas presentada en la sección 1.6:

- **Primera etapa.** La acción sísmica a considerar se cuantifica mediante el espectro de respuesta descrito en la subsección 2.3.2; en particular, se toma exclusivamente la ordenada para período nulo de dicho espectro (*PGA*, con las particularidades expuestas en dicha sección). Ya que este método es estático, los acelerogramas disponibles (de haberlos) no serán tenidos en cuenta. La citada *PGA* incorpora la influencia del lugar, tipo de terreno (sección 2.2) y período de retorno (sección 1.6); en principio, la omisión del resto de las ordenadas espectrales no implica una gran pérdida de información (las formas espectrales son bastante parecidas y, en

estructuras enterradas, el período no desempeña un papel excesivamente relevante); por otro lado, en este Manual se recomienda la forma espectral de [E.030 2019] (Figura 2-4). Esta operación deberá ser llevada a cabo en relación a los movimientos sísmicos en dirección horizontal y vertical.

- **Segunda etapa.** La explicación expuesta en la sección 6.1 resulta apropiada para el contexto de esta subsección.
- **Tercera etapa.** En este método, la despropagación (sección 2.5) efectuando deconvoluciones (o cálculos no lineales) para obtener el movimiento de campo libre se substituye por un planteamiento notablemente más simplificado. El movimiento sísmico de campo libre se determinará a partir de la formulación altamente simplificada descrita en [Seed, Idriss 1971; Wang 1993; Kramer 1996]; estas referencias están en los grupos "Licuación del Suelo", "Túneles y Estructuras Subterráneas" y "Muros de Contención". Esta estrategia consiste en obtener la tensión (esfuerzo) máxima tangencial (de corte) en cada profundidad del suelo con la expresión:

$$\tau_{\max} = PGA \sigma_v R_d \quad 6-1$$

- En la ecuación 6-1,  $PGA$  debe introducirse con su valor adimensional (en  $g$ ),  $\sigma_v$  es la tensión (esfuerzo) normal vertical del suelo a la profundidad considerada, y  $R_d$  es un coeficiente reductor empírico que depende de la profundidad: vale 1 para menos de 10 m, 0,5 a partir de 30 m, e interpolación lineal entre 10 y 30 m. La Figura 6-9 muestra esta relación entre el factor de reducción y la profundidad.

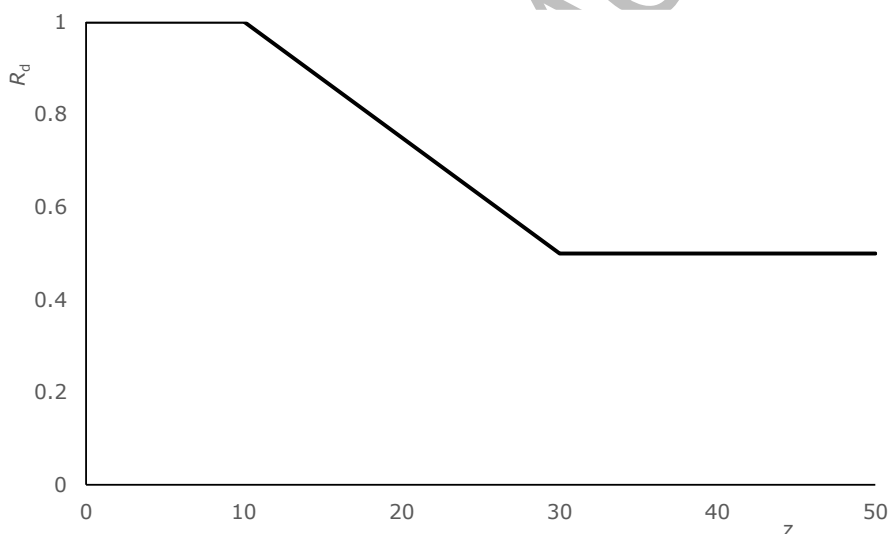


Figura 6-9. Relación empírica entre el factor de reducción ( $R_d$ ) de la deformación por cortante en campo libre ( $\gamma_{FF}$ ) y la profundidad ( $z$ )

- Es destacable que la relación anterior (ecuación 6-1), eliminando en ésta el coeficiente empírico  $R_d$ , expresa la ecuación del movimiento del volumen de suelo por encima de la capa en estudio, representándolo mediante un bloque de rigidez infinita (sólido rígido). La deformación angular máxima se determina, a partir de la ecuación constitutiva del suelo, según:  $\gamma_{\max} = \tau_{\max} / G_m$ . En esta relación,  $G_m$  es el valor del módulo de corte del suelo que corresponde a la deformación  $\gamma_{\max}$ ; en consecuencia, este cálculo debe ser realizado de forma iterativa (no obstante, esta operación resulta ser particularmente sencilla). Finalmente, el desplazamiento de campo libre se obtiene suponiendo que la deformación  $\gamma_{\max}$  se mantiene constante a lo largo de toda la profundidad:  $v = z \gamma_{\max}$  ( $z$  es la profundidad, y  $v$  es el desplazamiento horizontal transversal -a lo largo del eje  $y$ -); el desplazamiento de

distorción de campo libre  $\Delta_{FF}$  (análogo al desplazamiento de la estructura representado en la Figura 6-10) se obtiene como la diferencia entre los desplazamientos transversales  $v$  correspondientes a los niveles superior e inferior de la estación o túnel, o, lo que es lo mismo, el producto de  $\gamma_{FF}$  por la altura ( $H$ ) de la estructura:

$$\Delta_{FF} = v_{rsFF} - v_{bsFF} = \gamma_{FF} H \quad 6-2$$

- En la ecuación 6-2,  $v_{rsFF}$  y  $v_{bsFF}$  son los desplazamientos transversales de campo libre correspondientes a los niveles de las losas superior e inferior, respectivamente ("roof slab" y "bottom slab"). Esta formulación puede resultar demasiado conservadora, por lo que puede sustituirse por la integración de  $\gamma_{FF}$  a lo largo de la profundidad. Finalmente, cabe señalar que también se pueden considerar las formulaciones simplificadas de las secciones J.2 y J.3; la comparación entre la Figura 6-9, la Figura J-2 y la Figura J-3 muestra una gran similitud entre éstas.
- **Cuarta etapa.** La interacción entre el suelo y la estructura que permite obtener el efecto (respuesta) en la construcción producido por el citado movimiento sísmico de campo libre se efectúa mediante la formulación simplificada descrita en [Wang 1993] (Anexo L, secciones L.1, L.3, L.4); esta referencia está en el grupo "Túneles y Estructuras Subterráneas". Este trabajo propone criterios para modificar la respuesta de campo libre (en desplazamiento) del suelo (a la excitación en el basamento o sustrato rocoso ingenieril); éstos dependen del cociente entre las rigideces laterales del terreno y de la estructura (ésta deberá haber sido predimensionada, pues). Evidentemente, la aplicación de los criterios en [Wang 1993] se limita a los casos en que se cumplan las hipótesis consideradas en dicho estudio: el sismo es leve o moderado (induciendo sólo deformaciones pequeñas en el terreno), y la estructura está situada a una profundidad suficiente. En particular, cuando la profundidad del recubrimiento del túnel ("overburden") sea escasa, se puede utilizar la formulación de Mononobe-Okabe (secciones 5.6 y 5.7, expresiones 5-4 y 5-6, Anexo H).
- **Quinta etapa.** El análisis estructural de la construcción puede llevarse a cabo con cualquier método estático suficientemente contrastado, a elección del proyectista. Si esta operación genera cambios significativos de la rigidez de la estructura, será necesario repetir las etapas anteriores e iniciar un proceso iterativo (Figura 6-3 y Figura 6-4).

**COMENTARIO.** La Figura 6-10 presenta una descripción gráfica del método básico aplicado a una construcción excavada a cielo abierto.

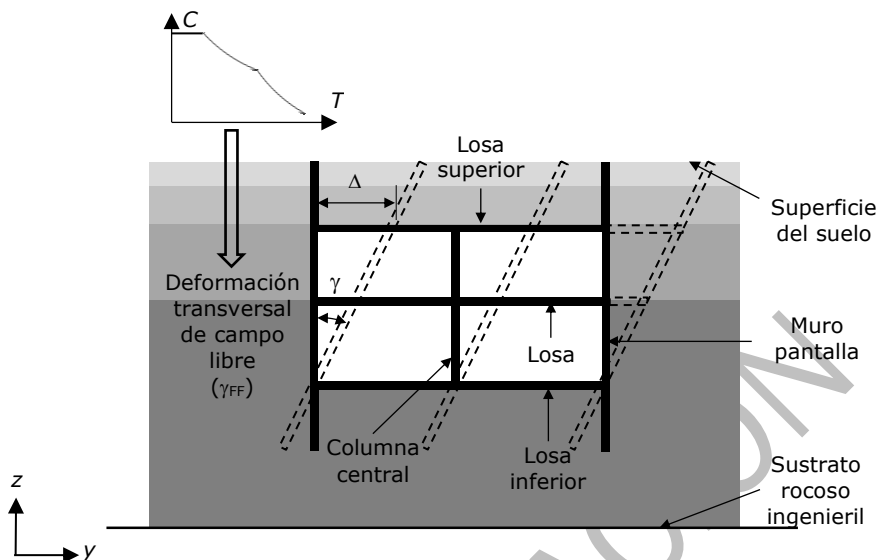


Figura 6-10. Formulación básica (de control) para estructuras subterráneas (tercera y cuarta etapas, sección 6.1)

**COMENTARIO.** Para mayor claridad, en la Figura 6-10 se señalan los elementos estructurales principales, así como otros aspectos. La Figura 6-10 muestra como la sismicidad se caracteriza mediante la  $PGA$  y ésta se despropaga (flecha de color blanco) hasta la profundidad de la estructura, generando en ésta una distorsión angular  $\gamma$  (obtenida a partir del correspondiente valor de campo libre  $\gamma_{FF}$ ); este movimiento (tanto si es estático como dinámico) se conoce habitualmente como "racking" en lengua inglesa, y equivale a la deriva ("drift") de edificios (o a la distorsión de estanterías industriales).

**COMENTARIO.** Por sencillez, la Figura 6-10 representa la posición deformada de los muros y las columnas como una recta inclinada, es decir, la deformación cortante (tangencial) es constante a lo largo de su altura; si bien esta simplificación puede considerarse razonable (dado que esta Figura tiene un carácter meramente ilustrativo), debe tenerse en cuenta que las situaciones reales son mucho más complejas. Más precisamente, la tensión de corte del suelo no es uniforme, ya que es básicamente el resultado de la propagación vertical de las ondas de corte sísmicas transversales, como se discute en la sección 2.5 y en los Anexos K y L. Estas ondas tienen comúnmente un amplio contenido de frecuencia; por lo tanto, la longitud de onda es muy variable (Anexo L, ecuación L-18), lo que lleva a una configuración deformada muy sinuosa de los elementos estructurales afectados (Figura 6-6.a). También es necesario señalar que la posición horizontal inicial de los muros es bastante irrelevante, y sólo importa su inclinación (deformación cortante o transversal). En otras palabras, en la Figura 6-10 el desplazamiento horizontal de los muros es nulo al nivel de la losa inferior; cualquier otra elección para este nivel de referencia (por ejemplo, la superficie del suelo) habría sido igualmente válida. Por otro lado, las losas también deben experimentar alguna curvatura (Figura 6-6.a). En resumen, el hecho de que en la Figura 6-10 los elementos estructurales permanezcan rectos (es decir, sin ninguna curvatura) es solo una simplificación. Estas consideraciones se aplican también a la Figura 6-11 y la Figura 6-13.a.

**COMENTARIO.** La Figura 6-10 define aparentemente la distorsión ( $\gamma$ ) como el ángulo promedio entre los muros laterales girados y la dirección vertical. Sin embargo, tiene que tenerse en cuenta que la distorsión representa las deformaciones en la estructura: en caso de que las losas superior e inferior permanezcan horizontales (en promedio, como en la Figura 6-6.a y en la Figura 6-10), esta correspondencia se mantiene; por el contrario, si dichos muros giran (respecto al eje longitudinal del túnel  $x$ ), la distorsión debe definirse teniendo en cuenta este movimiento de cuerpo rígido ("rigid-body"). La Figura 6-11 describe dicha situación.

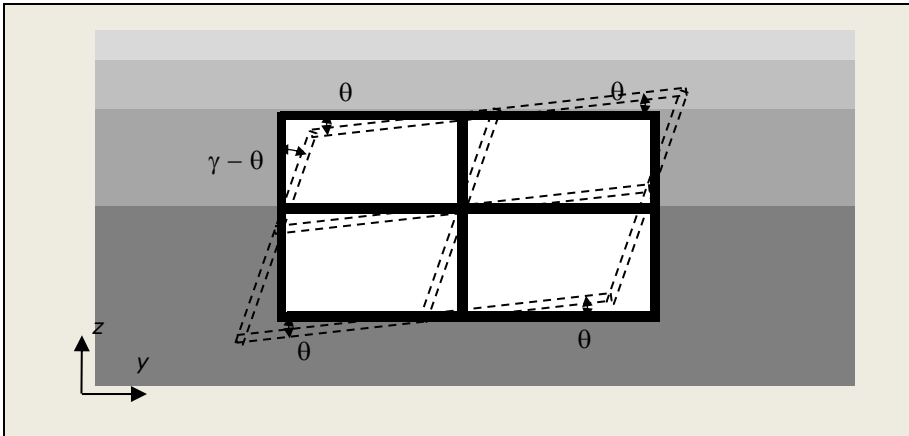
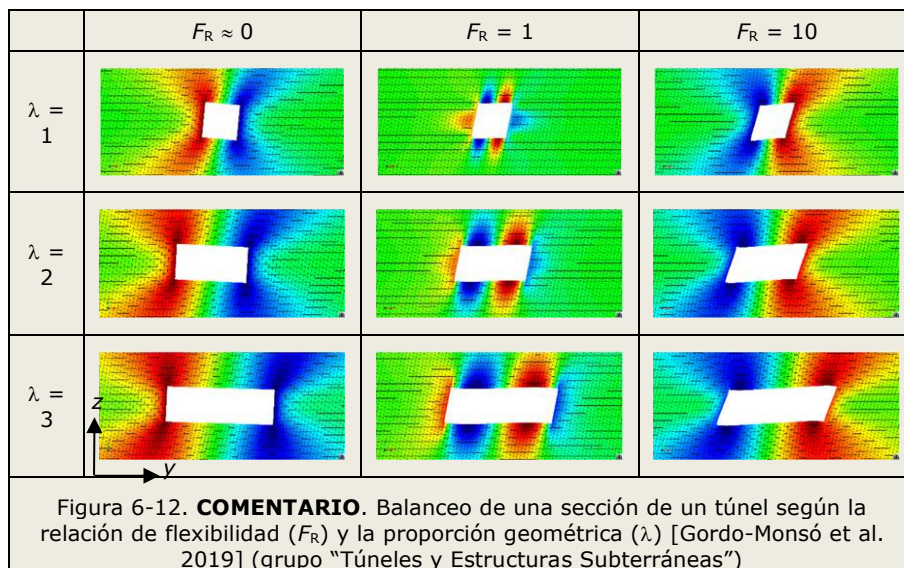


Figura 6-11. **COMENTARIO.** Deformación de una sección de un túnel involucrando distorsión ("racking") ( $\gamma$ ) y balanceo ("rocking") ( $\theta$ )

**COMENTARIO.** La Figura 6-11 muestra que el ángulo (promedio) de distorsión ( $\gamma$ ) se define como la rotación relativa entre los lados horizontal y vertical de la sección rectangular.

**COMENTARIO.** El artículo [Gordo-Monsó et al. 2019] (grupo "Túneles y Estructuras Subterráneas") muestra que la rotación de balanceo ("rocking",  $\theta$ ) está estrechamente relacionada con la rigidez lateral relativa entre el suelo y la estructura: (i) si ambas rigideces son similares (la relación de flexibilidad  $F_R$  es cercana a 1, Anexo L)  $\theta$  tiende a ser cercano a cero (sin balanceo), (ii) si la estructura es significativamente más rígida ( $F_R$  es cercano a cero) la sección tiende a rotar en la misma dirección que la distorsión de cortante, y (iii) si la estructura es altamente flexible ( $F_R$  toma valores altos), se produce la situación contraria. Estas circunstancias se destacan en la Figura 6-12.



**COMENTARIO.** En la Figura 6-12,  $\lambda$  se define como la proporción geométrica del rectángulo ( $\lambda = B / H$ , Figura L-6). La rotación de balanceo para  $F_R$  cercano a cero puede explicarse por la resistencia de la estructura a deformarse: (i) cuando  $F_R$  es aproximadamente igual a 1, la estructura tiende a comportarse como el suelo sustituido (con la misma rigidez que la de la estructura), (ii) cuando  $F_R$  aumenta, el "vacío" extremadamente flexible se deforma más que el suelo sustituido, y (iii) si  $F_R$  disminuye, ocurre lo contrario.

**COMENTARIO.** La referencia [Tsinidis et al. 2016a] proporciona más información acerca de la relevancia del "rocking".

### 6.5.2 Método Pseudo-Estático

**COMENTARIO.** Este procedimiento de análisis y diseño es el más simplificado de los tres "normales" ("habituales", es decir, excluyendo el método básico descrito en la subsección 6.5.1). En la subsección 6.5.6 se discuten las condiciones de aplicación.

Se presenta a continuación la formulación pseudo-estática; la explicación se enmarca en el contexto del esquema (descomposición en etapas) descrito en la sección 6.1. Debe señalarse en primer lugar que el método recibe el nombre de pseudo-estático debido a que el efecto dinámico de la acción sísmica sobre la estructura se representa por la imposición de un único desplazamiento (es decir, un valor estático) relativo entre sus losas superior e inferior, tal como se representa en la Figura 6-10 (correspondiente a la formulación básica).

- **Primera etapa.** La acción sísmica a considerar se puede cuantificar o bien como en el Método Básico (aunque tomando la totalidad del rango de los espectros, subsección 6.5.1) o bien mediante 3 ó 7 acelerogramas. En este último caso se proponen dos criterios de selección: (i) acelerogramas obtenidos de registros sísmicos históricos o calculados a partir de técnicas de desagregación sísmica (sección 6.1 y Anexo E, [McGuire 1995; Chapman 1995; Bazzurro et al. 1999; Pagani et al. 2007] (referencias en el grupo "Probabilistic Seismic Hazard Analysis"), o (ii) acelerogramas generados artificialmente para ajustarse al espectro de respuesta en el rango de períodos de interés en relación a la respuesta del suelo (sección 2.4). Esta operación

deberá ser llevada a cabo en relación a los movimientos sísmicos en dirección horizontal (Figura 6-2.a) y vertical (Figura 6-2.b).

- **Segunda etapa.** Esta operación, en caso de ser necesaria, se debe llevar a cabo como en el Método Básico (subsección 6.5.1).
- **Tercera etapa.** El movimiento sísmico de campo libre para las capas de terreno en contacto con la construcción enterrada se obtiene despropagando (sección 2.5) o bien los espectros o bien los acelerogramas obtenidos en la primera etapa; si se utilizan los espectros, la despropagación no se puede llevar a cabo como en el Método Básico (subsección 6.5.1) por tratarse de un procedimiento excesivamente simplificado, es necesario emplear las despropagaciones en el dominio de la frecuencia descritas más adelante. La despropagación de acelerogramas (o, más raramente, de espectros) se conoce como **Análisis de la Respuesta del Sitio** (en rigor, esta denominación es incorrecta, debiendo reservarse a casos de propagación, en vez de despropagación, de ondas). Este estudio consiste en determinar los acelerogramas (o espectros) "originales" que, al propagarse, resulten en los acelerogramas o espectros superficiales (sección 2.4); el Anexo K contiene una descripción más profunda. Estos cálculos se llevan a cabo de forma explícita mediante técnicas de despropagación unidimensional (subsección 2.5); los cálculos pueden efectuarse o bien en el dominio de la frecuencia (en dicho caso el análisis debe ser lineal o lineal-equivalente, pudiendo ser aplicado a espectros o acelerogramas) o en el dominio del tiempo (esto es particularmente apropiado para comportamiento no lineal del suelo, y puede ser aplicado exclusivamente a acelerogramas). Si la acción sísmica genera deformaciones del terreno de pequeña magnitud, los análisis lineales o lineales equivalentes (en el dominio de la frecuencia) se consideran adecuados; de lo contrario, se requieren análisis no lineales (en el dominio del tiempo).

**COMENTARIO.** Estos cálculos de propagación y despropagación de acelerogramas o espectros podrán ser satisfactoriamente llevados a cabo usando programas gratuitos de ordenador (software) de amplia difusión, tales como lo son (entre otros) Shake2000 (<http://www.geomotions.com/modules.php?name=Content&pa=showpage&pid=8>) o, preferiblemente, DeepSoil (<http://deepsoil.cce.illinois.edu/>). Los citados análisis en el dominio de la frecuencia y del tiempo se discuten a continuación.

- ✓ **Análisis de la respuesta en el dominio de la frecuencia.** Se calcula la respuesta sísmica del suelo mediante la resolución de la ecuación de movimiento en el dominio de la frecuencia. Ya que esta operación implica aplicar implícitamente el principio de superposición, es necesario suponer que la rigidez y el amortiguamiento de los materiales (el terreno) son constantes durante toda la duración de la acción sísmica. Dado el alto grado de no linealidad que exhiben los suelos blandos sometidos a terremotos fuertes, esta aproximación es adecuada sólo si la severidad de la acción sísmica es moderada y el terreno es rígido. Las características de rigidez y resistencia del terreno se pueden considerar o bien como independientes de la deformación (comportamiento lineal) o como dependientes de ésta (comportamiento lineal equivalente). La primera de estas dos hipótesis no debería utilizarse inicialmente (es decir, antes de verificar que el comportamiento del suelo es realmente lineal) en ningún caso, dada su enorme discrepancia con el comportamiento real de suelos. Es destacable que la hipótesis lineal equivalente, a pesar de ser lineal, implica la iteración del cálculo de despropagación, dado que se deben compatibilizar los resultados de deformación obtenidos con las características mecánicas introducidas inicialmente para los diferentes estratos del terreno. Para el caso de despropagación de espectros, se debe trabajar con los espectros de desplazamientos (en vez de aceleraciones). Se puede obtener el desplazamiento máximo del terreno a cada profundidad mediante el espectro de desplazamiento obtenido del espectro de aceleraciones despropagado, y a partir de éstos determinar la deriva. En general, para que se puedan despropagar espectros el terreno debe ser bastante rígido; en este caso, la columna de terreno tendrá un

desplazamiento con el sismo bastante homogéneo, y los desplazamientos máximos de todos los puntos se darán más o menos simultáneamente. Así, la deriva se puede determinar aproximadamente como la diferencia entre los desplazamientos máximos de la parte superior e inferior de la estructura.

- ✓ **Análisis de la respuesta en el dominio del tiempo.** En este caso se considera al terreno como un material con comportamiento intrínsecamente no lineal, al que se le asignan unas leyes que relacionan su rigidez y amortiguamiento con la deformación a corte (secciones 4.2, 4.3 y 4.4, Tabla 4-1) [Groholski et al. 2016; Phillips et al. 2009] (grupo "Comportamiento No lineal del Suelo"). A partir de estas leyes (constitutivas) del comportamiento del terreno y de una determinada acción sísmica (acelerograma), se resuelve la ecuación del movimiento paso a paso mediante un algoritmo de integración adecuado, generalmente el método de Newmark- $\beta$  (sección K.6) [Chopra 2017; Newmark 1959] (grupo "Análisis Dinámico No lineal").
- Si el comportamiento del terreno es lineal (presumiblemente, esto ocurrirá cuando la severidad de la acción sísmica sea sólo moderada y el suelo sea más bien rígido), la despropagación puede efectuarse efectuando deconvoluciones (en el dominio del tiempo o de la frecuencia); en caso contrario, deben efectuarse cálculos no lineales para determinar el movimiento del suelo (a la altura requerida) (sección 2.5, Anexo K). Dado que hoy en día no existen algoritmos para efectuar esta operación de forma fiable, se propone realizar análisis de despropagación lineal-equivalentes y continuar el proceso hasta que se alcance un nivel suficiente de convergencia. Una vez obtenidos los acelerogramas despropagados a cada profundidad de interés, a partir de éstos se pueden generar espectros (envolventes suavizadas) de aceleración y de desplazamiento a efectos de conocer los desplazamientos estáticos equivalentes del suelo a dichos niveles (profundidades). Otra opción más sencilla es determinar el desplazamiento máximo del suelo (relativo, es decir, distorsión) mediante integración numérica de los acelerogramas considerados.
- **Cuarta etapa.** Se proponen dos estrategias para la interacción entre el suelo y la estructura que permite obtener el efecto (respuesta) en la construcción producido por el movimiento sísmico de campo libre. La primera estrategia se basa en la formulación simplificada descrita en [Wang 1993] (Anexo L, secciones L.1, L.3, L.4) y la segunda modelando adecuadamente el comportamiento estático integrado del terreno y de la estructura. Ambas estrategias se describen a continuación.
- ✓ **[Wang 1993]** (referencia en el grupo "Túneles y Estructuras Subterráneas"). Este trabajo propone criterios para modificar la respuesta de campo libre (en desplazamiento) del suelo (a la excitación en el basamento o sustrato rocoso ingenieril); éstos dependen del cociente entre las rigideces laterales del terreno y de la estructura (ésta deberá haber sido prediseñada, pues); dicho cociente se conoce como relación de flexibilidad ("flexibility ratio",  $F_R$ ):

$$F_R = \frac{\text{Rigidez del suelo}}{\text{Rigidez de la estructura}} \quad 6-3$$

**COMENTARIO.** Evidentemente, la aplicación de los criterios en [Wang 1993] se limita a los casos en que se cumplan las hipótesis consideradas en dicho estudio: el sismo es leve o moderado (es decir, induciendo sólo deformaciones pequeñas en el terreno), y la estructura está situada a una profundidad suficiente; no obstante, el comportamiento no lineal del suelo o de la estructura puede ser tenido en cuenta de una forma aproximada mediante modificaciones de los criterios de Wang basados en una adecuada comprensión de los fenómenos analizados. La clasificación de sismicidad en la Tabla 1-4 se puede utilizar para evaluar la aplicabilidad de las formulaciones de Wang. En particular, cuando la profundidad del recubrimiento del túnel ("overburden") sea escasa, se podrá utilizar la formulación de Mononobe-Okabe (Anexo H).



- ✓ **Modelización numérica bidimensional del terreno y la estructura.** El desplazamiento impuesto a la estructura (Figura 6-10) se obtiene a partir de un modelo de elementos finitos (u otras técnicas numéricas, como diferencias finitas, modelos sin malla, modelos de partículas, elementos de contorno, etc.) bidimensional que comprende la estructura y el terreno adyacente a ésta (Figura 6-13.b, Figura 6-15). La acción sobre este modelo es el desplazamiento de campo libre en la frontera (contorno) del dominio discretizado (del suelo) y la respuesta (resultado) es el desplazamiento transversal de la estructura (resultado de la interacción, pues). Evidentemente, se deben cumplir determinadas condiciones en cuanto a la extensión lateral del modelo y a las propiedades mecánicas de los materiales para poder alcanzar resultados precisos.
- **Quinta etapa.** Al igual que en el método básico (subsección 6.5.1), el análisis estructural de la construcción puede llevarse a cabo con cualquier método estático suficientemente contrastado, a elección del proyectista. Si esta operación genera cambios significativos de la rigidez de la estructura, será necesario iniciar un proceso iterativo (Figura 6-3 y Figura 6-4).

**COMENTARIO.** En resumen, la formulación pseudo-estática se basa en la determinación de los desplazamientos del terreno durante sismo en ausencia de la estructura (de campo libre, tercera etapa), y la posterior obtención de los desplazamientos de la estructura dados los citados movimientos de campo libre (cuarta etapa). Ambos cálculos se pueden realizar mediante los procedimientos indicados previamente. Tal como se discute más adelante con más amplitud en la subsección 6.5.6, la elección de un determinado enfoque (procedimiento) de cálculo (básico, pseudo-estático, dinámico simplificado o dinámico general) viene determinada por la importancia de la estructura y la severidad de la acción sísmica.

**COMENTARIO.** La Figura 6-13 muestra dos esquemas que describen la implementación del método pseudo-estático. Ambos esquemas difieren en la cuarta etapa, en la Figura 6-13.a se considera la formulación simplificada [Wang 1993] (esta referencia está en el grupo "Túneles y Estructuras Subterráneas"), y en la Figura 6-13.b se adopta el modelo general pseudo-estático del terreno y de la estructura.

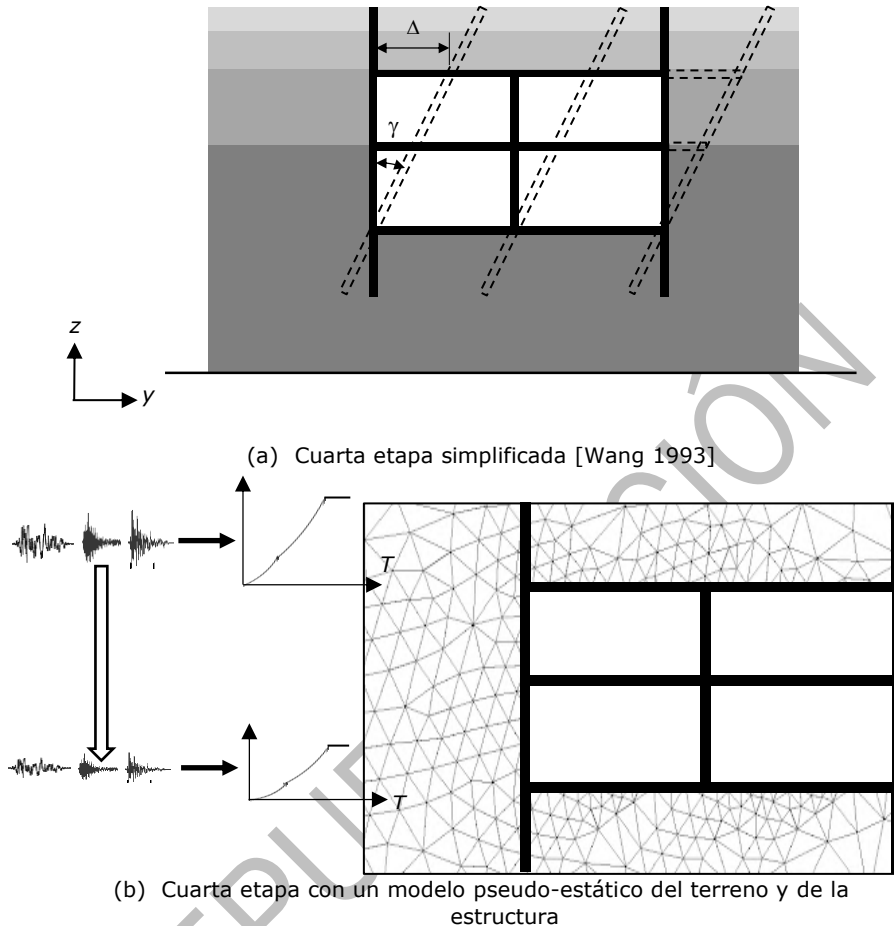


Figura 6-13. Formulación pseudo-estática para estructuras subterráneas (tercera y cuarta etapas, sección 6.1)

**COMENTARIO.** La Figura 6-13 muestra como en ambos casos la tercera etapa empieza y acaba en espectros (de aceleración y desplazamiento, respectivamente); la necesidad de utilizar acelerogramas, se debe a la imposibilidad de despropagar directamente los espectros en el dominio del tiempo. Después de la despropagación, se conocen los espectros a las profundidades de interés, y éstos permiten establecer los correspondientes desplazamientos laterales. En la Figura 6-13.b se dibuja un modelo estructural (de elementos finitos) integrado del terreno y de la estructura; se utiliza para simular la interacción (estática) entre ambos. Debe destacarse que el dominio discretizado en la Figura 6-13.b representa solo un área ampliada (que abarca la estación) del dominio mallado completo (Figura 6-15).

### 6.5.3 Método Dinámico Simplificado

**COMENTARIO.** Este procedimiento de análisis y diseño sísmicos de estructuras enterradas se sitúa en una posición intermedia, en cuanto a su nivel de simplificación, entre los otros dos (pseudo-estático y dinámico general, dejando de lado la formulación básica, subsección 6.5.1); acordeamente, su complejidad y

número requerido de operaciones son, en general, superiores a los de la formulación pseudo-estática (subsección 6.5.2) e inferiores a los de la dinámica general (subsección 6.5.4). Difiere de aquélla en que el análisis de interacción suelo-estructura (cuarta etapa, sección 6.1) se lleva a cabo de forma dinámica (dependiente del tiempo), y de ésta en que este proceso se realiza de forma separada de la despropagación (tercera etapa, sección 6.1) y además se ejecuta en un modelo de muelles (resortes) que representan la rigidez del terreno.

Se describe a continuación este método (dinámico simplificado), utilizando como guion la ordenación en etapas presentada en la sección 1.6:

- **Primera etapa.** Se lleva a cabo análogamente que en la formulación pseudo-estática (subsección 6.5.2), aunque se consideran únicamente acelerogramas.
- **Segunda etapa.** Esta operación, en caso de ser necesaria, se debe llevar a cabo como en el Método Básico (subsección 6.5.1).
- **Tercera etapa.** Se realiza como en la formulación pseudo-estática (subsección 6.5.2), aunque se consideran únicamente acelerogramas.
- **Cuarta etapa.** La acción sísmica sobre la estructura se representa por un desplazamiento dinámico horizontal del terreno entre las capas situadas entre ambas losas extremas (superior e inferior) de la estructura (distorsión, "racking"); este movimiento se determina a partir del correspondiente valor de campo libre ("free field"), simulando la interacción suelo-estructura con un modelo de resortes distribuidos. Este movimiento de campo libre (tercera etapa, sección 6.1) se establece mediante un Análisis de Respuesta del Sitio, generalmente resuelto a través de modelos de cálculo de despropagación unidimensional de ondas de corte (S) (Anexo K); en sitios con estratificación de geometría compleja se deben emplear modelos de despropagación bidimensionales. Estos análisis tienen que efectuarse para los acelerogramas seleccionados (tres o siete, secciones 2.4 y 6.1) escalados tal como se indica en la Tabla 1-5. Como en el método pseudo-estático simplificado, estos análisis serán o bien lineales o no lineales, según se supere o no la resistencia a corte del terreno. La interacción suelo-estructura (cuarta etapa, sección 6.1, Figura 6-3) se representa mediante un modelo que integra a ambos. La estructura se modela como en los otros métodos, y la rigidez del suelo se describe con resortes (muelles) que simulan el área colindante a la construcción; éstos se ubican a lo largo de toda sus superficies lateral e inferior (Figura 6-14). Estos resortes pueden agruparse en las dos categorías siguientes:
  - ✓ **Resortes con comportamiento lineal.** Debe suponerse que la rigidez y el amortiguamiento del terreno se mantienen constantes durante toda la duración del sismo. Esta hipótesis es válida cuando este provoque en el terreno deformaciones pequeñas. La rigidez de los muelles (resortes) debe entonces elegirse de forma que sea compatible con el rango de deformaciones del terreno durante el terremoto.
  - ✓ **Resortes con comportamiento no lineal.** Los resortes no lineales representan una reacción del terreno que depende de su deformación. Así, describen de una manera más precisa el comportamiento no lineal del terreno frente a acciones de corte cíclicas, y por tanto permiten una aproximación más acertada de la interacción suelo-estructura. Se debe elegir una relación adecuada de estos resortes para cada caso particular, en función del tipo de terreno, la resistencia de este y la naturaleza de la estructura cuya interacción con el terreno se desea analizar. El ejemplo más conocido son las curvas  $p$ - $y$  en pilotes de cimentación, que relacionan la reacción lateral del terreno ( $p$ ) con el nivel de desplazamiento transversal ( $y$ ) de un pilote; la sección M.4 contiene una descripción más extensa.
- Para las formulaciones no-lineales es necesario establecer un límite de desplazamiento de los resortes, a partir del cual éstos no ofrecen ningún tipo de reacción; es decir, se genera un comportamiento plástico perfecto (sin endurecimiento). Este desplazamiento límite es tal que consigue movilizar toda la resistencia lateral del terreno frente al desplazamiento de la estructura.

Comúnmente, las curvas rigidez vs. deformación del suelo incorporan, ya sea de manera implícita o explícita, este desplazamiento límite. Alternativamente, se pueden usar las leyes de fuerza-desplazamiento de la sección M.4.

- Una vez se hayan determinados los desplazamientos en campo libre y establecido las características de los resortes, se procede al análisis dinámico del modelo integrado suelo-estructura. La excitación son los desplazamientos (a lo largo del tiempo) de campo libre de cada extremo exterior de los resortes, y la respuesta está constituida por los desplazamientos (también a lo largo del tiempo) de sus extremos interiores; obviamente, las historias de tiempo de velocidad y aceleración también son parte de la respuesta.
- **Quinta etapa.** Al igual que en los métodos anteriores (subsecciones 6.5.1 y 6.5.2), el análisis estructural de la construcción puede llevarse a cabo con cualquier método suficientemente contrastado, a elección del proyectista. Si esta operación genera cambios significativos de la rigidez de la estructura, será necesario iniciar un proceso iterativo (Figura 6-3 y Figura 6-4). En principio, el modelo estructural debe ser dinámico.

Esta formulación se representa esquemáticamente en la Figura 6-14.

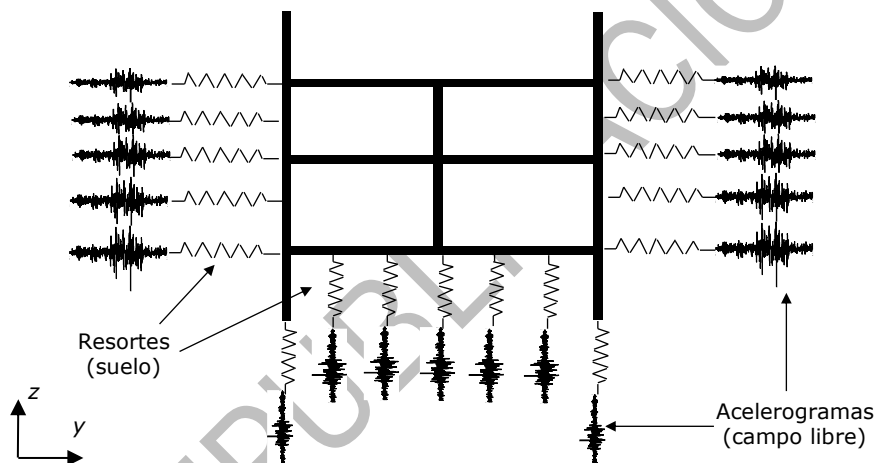


Figura 6-14. Formulación dinámica simplificada para estructuras subterráneas (cuarta etapa, sección 6.1)

La Figura 6-14 muestra como la interacción entre el suelo y la estructura se considera tanto en dirección horizontal (sobre las caras laterales) como vertical (sobre la cara inferior).

**COMENTARIO.** La representación de la rigidez del suelo mediante muelles (resortes) discretos independientes (Figura 6-14) implica considerar que este se comporta como un modelo de Winkler. Dado que este sólo reproduce el comportamiento del suelo en ausencia de deformación transversal (todos los muelles contiguos se deforman de la misma manera), es necesario introducir la influencia de la rigidez transversal del suelo (caracterizada mediante el módulo de deformación transversal  $G$ ) en las ecuaciones constitutivas de los resortes. Este aspecto se discute con mayor profundidad en el Anexo M.

**COMENTARIO.** La influencia de los efectos de masa, peso y rigidez de los edificios y otras construcciones ubicadas en las cercanías de la estructura bajo consideración debe ser tenida en cuenta, aunque puede serlo de manera simplificada (sección M.3).

#### 6.5.4 Método Dinámico General

**COMENTARIO.** Este es, potencialmente, el método más exacto de los propuestos en este Manual. En esta formulación se determinan de manera conjunta la repuesta dinámica del terreno y la de la estructura (incluyendo la interacción entre ambos, SSI) a través de un análisis numérico integrado; esta operación abarca las etapas tercera, cuarta y quinta descritas en la sección 6.1. Si la acción sísmica considerada representa adecuadamente la amenaza sísmica real, y los comportamientos dinámicos no lineales del terreno y de la estructura se describen correctamente, esta estrategia puede proporcionar un alto nivel de precisión (mayor que el de las dos anteriores, subsecciones 6.5.2 y 6.5.3); más adelante (en este misma subsección) se profundiza en esta consideración.

Se describe a continuación el método dinámico general, utilizando como guion la ordenación en etapas presentada en la sección 1.6:

- **Primera etapa.** Se lleva a cabo análogamente que en la formulación pseudo-estática (subsección 6.5.2) y en la dinámica simplificada (subsección 6.5.3).
- **Segunda etapa.** Esta operación, en caso de ser necesaria, se debe llevar a cabo como en el Método Básico (subsección 6.5.1).
- **Tercera, cuarta y quinta etapas.** Los análisis pueden ser lineales o no-lineales, según la severidad del efecto del sismo de diseño sobre el perfil de terreno. Los análisis lineales se consideran adecuados si la deformación a corte que sufre el terreno por efecto del sismo es pequeña, mientras que para grandes deformaciones se debe recurrir a modelos no-lineales que capturen de manera más precisa el comportamiento del terreno sometido a fuertes acciones cíclicas.

**COMENTARIO.** En general, se presume que esta formulación será usada preferentemente en situaciones en que se requieran análisis no lineales. En todo caso, la formulación dinámica general se desarrollará mediante modelos numéricos; estos modelos serán habitualmente de elementos finitos, pero también se podrán emplear otras estrategias (diferencias finitas, modelos sin malla, modelos de partículas, elementos de contorno, entre otros) que permitan integrar la ecuación del movimiento. Esta integración se puede efectuar en el dominio de la frecuencia (sólo para análisis lineales) o del tiempo (tanto para análisis lineales como no lineales).

- **Quinta etapa.** No hay diferencia con el método dinámico simplificado (subsección 6.5.3).

**COMENTARIO.** Tal como se ha discutido previamente en esta misma subsección, esta estrategia presenta una gran capacidad potencial de proporcionar resultados de bastante exactitud; en todo caso su precisión puede ser superior a la de los otros métodos (subsecciones 6.5.2 y 6.5.3). No obstante, esta mayor aproximación al comportamiento real sólo puede alcanzarse si el análisis se lleva a cabo correctamente; esto afecta a todos los aspectos involucrados: (i) conocimiento preciso de las acciones sísmicas de excitación (sección 2.4), (ii) determinación correcta de los parámetros del terreno (Capítulo 4, particularmente secciones 4.5 y 4.6) y modelización adecuada de su comportamiento dinámico (especialmente si este es no lineal), (iii) modelización conveniente de la estructura (incluyendo el comportamiento no lineal de los materiales y la influencia de las armaduras y de la fisuración del concreto traccionado), y (iv) un análisis numérico suficientemente cuidadoso. En relación al punto 2 (modelo del comportamiento del suelo), será necesario disponer de una información muy sólida y bien basada en un número importante y suficientemente representativo de ensayos (de campo y de laboratorio, secciones 4.5 y 4.6, respectivamente); se destaca en particular que deben considerarse modelos constitutivos que incorporen amortiguamiento histerético (sección K.3), dado que son los que simulan de manera más precisa el comportamiento de suelos sometidos a acciones sísmicas. Respecto al último punto (4), tienen que tenerse en cuenta principalmente tres aspectos: la densidad

de la malla (incluso el tipo de elemento finito), el intervalo de discretización temporal (período de muestreo,  $\Delta t$ ), y el algoritmo de integración numérica. Respecto de los dos primeros aspectos, debe tenerse presente que, para análisis dinámicos no lineales, no es posible proporcionar criterios matemáticos rigurosos para seleccionar el paso de tiempo ( $\Delta t$ ) y el tamaño de la malla (nivel de refinado); en consecuencia, para garantizar que la respuesta (resultado del análisis) es suficientemente precisa tienen que llevarse a cabo análisis para valores progresivamente decrecientes de  $\Delta t$  (por ejemplo, 0,01 s, 0,001 s, 0,0001 s, etc.) y de la finura de la malla de elementos finitos (principalmente en las zonas donde se esperan mayores gradientes de tensión o deformación) hasta que los resultados se estabilicen suficientemente. Los usuarios de este Manual deben ser conscientes de que estas operaciones entrañan una notable dificultad y suelen exigir un número importante de operaciones (ello requiere ordenadores de gran capacidad y bastante tiempo de cálculo). Si cada uno de los cuatro puntos anteriores no se trata con el debido cuidado, no se puede garantizar en absoluto que los resultados de esta estrategia sean más exactos que los de las otras (subsecciones 6.5.2 y 6.5.3). Debe tenerse bien presente que en los métodos complejos las posibilidades de error o de falta de exactitud crecen exponencialmente, por lo que las verificaciones también deben aumentar proporcionalmente. Estas consideraciones se ajustan a lo expuesto en el punto "Control del Uso de Formulaciones Complejas" de la Filosofía del Manual (Generalidades).

**COMENTARIO.** Complementariamente a lo expuesto en el párrafo (Comentario) anterior, se recomienda que, a partir de la excitación del modelo numérico, se realice una propagación 2-D de ondas en campo libre, y se contraste con los resultados de cálculos de propagación unidimensionales. Si existe suficiente coherencia entre ambos cálculos se puede establecer que el modelo numérico puede resultar adecuado para la propagación de ondas sísmicas.

**COMENTARIO.** Esta formulación se representa esquemáticamente en la Figura 6-15. A pesar de ser el método más general que se propone en este Manual, los análisis a llevar a cabo serán preferentemente bidimensionales (2-D, en el plano  $yz$ ); si existen irregularidades importantes en dirección longitudinal (ya sea por cambios en la configuración de la estructura o por propiedades desiguales del terreno), se deberán efectuar análisis espaciales (3-D) (sección Q.2, Figura Q-2). En la Figura 6-15 se aprecia que se discretiza un volumen de terreno que incluye a la estructura; las condiciones de contorno en sus caras inferior, superior y laterales se establecerán según criterios adecuados. En los correspondientes apoyos se tendrán que incorporar condiciones elásticas para evitar rebotes de ondas. Tal como muestra la Figura 6-15, la excitación consistirá en parejas de acelerogramas actuando simultáneamente sobre la cara inferior del dominio; estas señales se propagarán a lo largo del volumen modelado. En consecuencia, tal como se comenta previamente en esta misma subsección, la respuesta de campo libre no figura explícitamente en el análisis; de hecho, ésta sería igual a la respuesta dinámica en las caras laterales del modelo. En relación a estos acelerogramas, si el terreno tiene unas características razonablemente uniformes a lo largo de toda la longitud de la cara inferior del volumen, se pueden considerar constantes a lo largo de dicha longitud; al contrario, si el terreno no es uniforme, deben realizarse análisis de despropagación de las ondas superficiales para cada tipo de perfil estratigráfico del volumen discretizado.

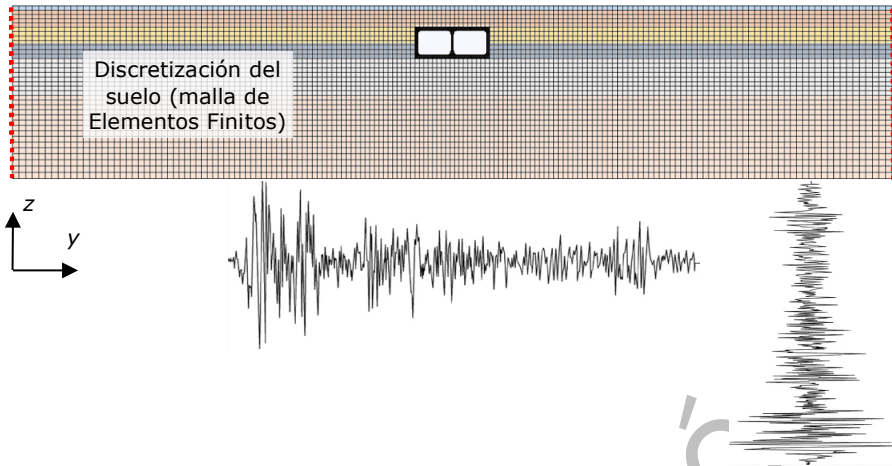


Figura 6-15. Formulación dinámica general para estructuras subterráneas (tercera, cuarta y quinta etapas, sección 6.1)

**COMENTARIO.** En relación a la situación representada en la Figura 6-15, se discuten a continuación las dimensiones requeridas del dominio (volumen de terreno) discretizado, así como las características del modelo de elementos finitos (especialmente, la malla).

La **dimensión horizontal** debe ser lo suficientemente grande como para permitir que se atenúe casi completamente la influencia de la rigidez transversal de la estructura, es decir, pueda considerarse que el movimiento en las caras laterales del dominio discretizado es prácticamente igual al de campo libre; en caso contrario, la propagación de la onda sísmica no sería representativa de la situación real. En la mayor parte de situaciones, este objetivo se alcanza cuando la anchura del volumen de suelo representado es igual o superior a **cinco veces el ancho de la estructura**; este criterio se encuentra indicado en el código chino [GB 50909-2014] (grupo “Normas y otros Documentos Similares de otros Países”).

En relación a la **dimensión vertical**, la situación es diferente, ya que, en general, una mayor profundidad no redundará en una mayor exactitud. En este sentido, debe recordarse que la excitación en la cara inferior del modelo se obtiene a partir de la de la superficie, por lo que tener una mayor profundidad sería como “bajar para volver a subir”. En consecuencia, se propone descender hasta un nivel en que los efectos concentrados de los muros pantalla y de la cimentación profunda (en caso de existir estos elementos), se hayan suavizado suficientemente. Frecuentemente, a menos de que el sustrato rocoso ingenieril se encuentre muy profundo, se procura que el dominio discretizado llegue hasta este.

Respecto del **tamaño de la malla** de discretización del suelo, se recomienda que sea inferior que **entre 1 / 10 y 1 / 8 de la mínima longitud de onda** que se desea reproducir [Kuhlemeyer, Lysmer 1973] (grupo “Propagación y Despropagación de Ondas en el Terreno”). Otros investigadores proponen tomar 1 / 6 de dicho valor [Abate et al. 2015], y otros entre 1 / 6 y 1 / 8 [Di, Liu 2022] (ambas referencias el grupo “Túneles y Estructuras Enterradas”). Por otra parte, es frecuente que la malla del suelo sea más densa en las proximidades de la estructura.

En cuanto al **tamaño de la malla** de discretización de la estructura, se recomienda generalmente tomar 20 cm [Chen et al. 2022] (grupo “Túneles y Estructuras Enterradas”).

**COMENTARIO.** Los edificios y otras construcciones (situadas bajo tierra, sobre ella o en posiciones intermedias, Anexo C) ubicadas en las cercanías de la estructura en consideración (en el dominio mallado, Figura 6-15) deben incluirse en el modelo (segundo paso, Figura 6-3). El modelo tiene que capturar las características más relevantes del edificio: masa (crucial para los efectos sísmicos), carga (relevante para el comportamiento del suelo) y rigidez (en la dirección lateral, afecta tanto a la parte emergida como a la subterránea).

### 6.5.5 Resumen de los Métodos de Análisis

Esta subsección no forma parte del Texto Técnico Normativo, ya que contiene únicamente un resumen de las subsecciones anteriores.

**COMENTARIO.** La Tabla 6-1 muestra un resumen de las características de los cuatro métodos de análisis y diseño sísmicos para estructuras enterradas establecidos en las subsecciones anteriores (6.5.1, 6.5.2, 6.5.3 y 6.5.4, respectivamente); este resumen se relaciona con las etapas comunes descritas en la sección 6.1. La segunda etapa se omite en esta descripción, dadas sus características particulares (sólo es necesaria en la etapa previa).

Tabla 6-1. **COMENTARIO.** Métodos de análisis y diseño sísmicos de estructuras enterradas (sección 6.1)

Tipo de análisis	Primera etapa (Acción sísmica)	Tercera etapa (Desplazamiento de campo libre)	Cuarta etapa (Interacción Suelo-estructura)	Quinta etapa (Análisis de la estructura)
Básico (de control)	Espectro a nivel de la superficie (PGA)	Simplificada [Seed, Idriss 1971; Wang 1993]	Simplificada [Wang 1993]	Modelo estático lineal / no lineal
Pseudo-estático	Espectro a nivel de la superficie	Despropagación (lineal o lineal equivalente) del espectro de desplazamiento	Simplificada [Wang 1993]	Modelo estático lineal / no lineal
	Acelerogramas (3 ó 7) a nivel de la superficie	Despropagación (lineal o lineal equivalente) de los acelerogramas y doble integración numérica de los mismos	Modelo pseudo-estático del terreno y de la estructura	Modelo estático lineal / no lineal
Dinámico simplificado	Acelerogramas (3 ó 7) a nivel de la superficie	Análisis lineal / no lineal de Respuesta del Sitio (despropagación)	Modelo dinámico de resortes lineales / no lineales	Modelo dinámico lineal / no lineal
Dinámico general	Acelerogramas (3 ó 7) a nivel de la superficie	Modelo dinámico lineal / no lineal (de elementos finitos u otras técnicas numéricas) de la estructura y del terreno circundante		

### 6.5.6 Selección del Método de Análisis

**COMENTARIO.** El diseño sísmico de estructuras enterradas es un proceso complejo que depende principalmente de la naturaleza del terreno y de la acción sísmica, y de las particularidades del sistema estructural y su interacción con los geomateriales que lo confinan (ya sea total o parcialmente). Por tanto, existen diferentes procedimientos de diseño sísmico de este tipo de construcciones, que abarcan desde análisis simplificados a cálculos extremadamente sofisticados (en orden de creciente de complejidad, subsecciones 6.5.2, 6.5.3 y 6.5.4, dejando aparte el método básico descrito en la subsección 6.5.1). Según las características particulares del elemento a diseñar se debe optar por el método más conveniente.

Como regla general, se emplearán métodos de diseño potencialmente más precisos para estructuras que presenten Importancia Operativa de mayor grado (sección 1.3) y sufran acciones sísmicas de mayor severidad. Los métodos de análisis simplificados se utilizarán principalmente con dos finalidades: (i) servir como comparación con cálculos realizados con enfoques más complejos, y (ii) realizar análisis sísmicos y diseño de estructuras con Importancia Operativa bastante baja y sometidas a



acciones sísmicas moderadas o bajas. En resumen, cuanto más importante sea la estructura y mayor la excitación sísmica, tanto más sofisticado será el Método de Análisis requerido.

**COMENTARIO.** El método de diseño de las estructuras enterradas se elige en función de su Importancia Operativa (sección 1.3) y de la severidad del sismo considerado; ésta se cuantifica en términos de la *PGA*, ya que esta magnitud recoge, de alguna manera, la influencia del período de retorno (sección 1.6) y del tipo de suelo (sección 2.2).

La Tabla 6-2 recoge los métodos de análisis mínimos exigidos para cada una de las Importancias Operativas consideradas para estructuras enterradas. Debe aclararse que cada una de las distintas verificaciones que tienen que hacerse (en función del Nivel de Daño, sección 1.4) puede corresponder a distintas situaciones en esta Tabla; en otras palabras, una misma estructura probablemente tendrá que ser analizada siguiendo distintas estrategias para cada una de las situaciones en la Tabla 1-5 y la Tabla 1-6. También es necesario recordar que el Método Básico debe ser considerado en todos los casos, para que sirva de herramienta de control (subsección 6.5.1).

Tabla 6-2. Métodos de diseño mínimos exigidos para estructuras y terrenos con configuración regular\*

Importancia Operativa (sección 1.3)	PGA (g)				
	< 0,05	0,05-0,20	0,20-0,30	0,30-0,40	> 0,40
I1	Básico	Básico	Básico	Pseudo-estático	Dinámico simplificado
I2	Básico	Básico	Pseudo-estático	Dinámico simplificado	Dinámico general
I3	Básico	Pseudo-estático	Dinámico simplificado	Dinámico general	Dinámico general

\*El Método Básico debe ser utilizado en cualquier caso (es decir, cualquier Importancia Operativa y *PGA*) para servir de referencia (subsección 6.5.1)

**COMENTARIO.** Tal como indica el título de la Tabla 6-2, estas exigencias atañen exclusivamente a estructuras y terrenos regulares; en términos generales, esto significa que la estructura pertenece a una de las categorías dibujadas en la Figura 6-6 hasta la Figura 6-15 y que el perfil estratigráfico del suelo es razonablemente uniforme a lo largo de la zona en estudio. Así mismo se especificarán los ensayos (secciones 4.5 y 4.6) exigidos en función de la severidad de la acción sísmica y de la Importancia Operativa de la estructura (sección 1.3).

**COMENTARIO.** Complementariamente a lo que indica la Tabla 6-2, se puede considerar que la severidad de una determinada acción sísmica sobre el perfil de terreno es baja si la máxima deformación a corte alcanzada por cualquier capa de dicho perfil sometido dicha acción sísmica provoca una reducción de su módulo de corte menor del 50% (secciones 4.3, 4.5 y 4.6, Anexo K). En caso contrario, la severidad del sismo puede considerarse como alta.

## 6.6 Análisis Sísmico en Dirección Longitudinal de Estructuras Enterradas

**COMENTARIO.** Las ondas longitudinales (es decir, aquellas que progresan bastante paralelas al eje del túnel) generan una flexión lateral de su eje (Figura 6-6.c). Este problema se puede analizar principalmente mediante desplazamientos impuestos determinados a partir de un análisis adecuado de SSI (interacción suelo-estructura). Se considerarán la cláusula 6.4 y el Anexo F de [ISO 23469 2005] (grupo "Normas y otros Documentos Similares de otros Países").

El principal parámetro que gobierna este fenómeno es la longitud de onda de las ondas longitudinales; a menos que se disponga de más información, la longitud de onda mencionada anteriormente se puede obtener a partir de la siguiente relación empírica [Luo et al. 2001] (esta referencia se encuentra en el grupo "Propagación y Despropagación de Ondas"):

$$\lambda = 460 T_s \quad 6-4$$

En la ecuación 6-4,  $\lambda$  es la longitud de onda longitudinal (en m), y  $T_s$  es el periodo natural del suelo (s).

**COMENTARIO.** La ecuación 6-4 proviene de la fórmula de la teoría clásica de propagación de ondas (la longitud de onda es igual a la velocidad de la onda armónica dividida por su frecuencia, ecuación L-18), suponiendo que la velocidad de la onda de corte es igual a 460 m/s (tipo de suelo S2, Tabla 2-2) y que el suelo vibra predominantemente con su propio período.

**COMENTARIO.** Bajo condiciones regulares (perfil de roca y suelo más bien uniforme y horizontal, y suficiente distancia hipocentral), la flexión del túnel en dirección longitudinal no suele ser un problema, ya que las ondas de corte se propagan verticalmente (generándose un movimiento horizontal transversal del suelo, entonces), con poca diferencia entre los movimientos transversales de puntos muy próximos en la dirección longitudinal; por lo tanto, la flexión longitudinal es prácticamente inexistente. Las peores situaciones de flexión en dirección longitudinal son aquellas que involucran condiciones irregulares, principalmente la proximidad a la fuente (hipocentro) y cambios repentinos en la rigidez del suelo o roca madre. Ambos temas se discuten en los siguientes dos párrafos, respectivamente.

**Distancia hipocentral corta.** Si la ubicación es bastante cercana al hipocentro o a la superficie de ruptura, la onda de corte podría no propagarse verticalmente, sino en dirección oblicua. En ese caso, la tensión de corte generada del suelo puede afectar el túnel en dirección longitudinal (vertical). Este tema se discute más profundamente en la sección L.5 (Figura L-11).

**Cambios longitudinales bruscos.** Estas situaciones pueden corresponder a la proximidad de fallas activas (sección L.5), o a cambios en las propiedades del suelo o del sustrato rocoso ingenieril; además, los cambios de rigidez también pueden ocurrir en el interior del túnel, como en los extremos de las estaciones (sección 6.1). Básicamente, existen dos grupos de estrategias: realizar análisis complejos en 3D (incluidos estudios de propagación de ondas en 2D, sección 2.5, Anexo K), o introducir juntas sísmicas en el túnel [Yu et al. 2013] (grupo "Juntas Sísmicas"). La primera opción generalmente se recomienda en discontinuidades bastante moderadas, mientras que la segunda es preferible en presencia de cambios bruscos.

**COMENTARIO.** Este tema se analiza más profundamente en las secciones L.5 y M.2; notablemente, ambas secciones solo tratan sobre condiciones regulares.

## 6.7 Análisis Sísmico de Estructuras Enterradas para Deformaciones Permanentes del Suelo

**COMENTARIO.** Uno de los mayores riesgos sísmicos para túneles y estructuras subterráneas proviene de efectos bastante permanentes (subsección 6.3.3): grandes movimientos de tierra en cruces de fallas activas (subsección 3.2 y Anexo N), deslizamientos de laderas (en las embocaduras del túnel, sección 3.3 y Anexo I) y licuación del suelo de cimentación (sección 3.3 y Anexos F y G). En general, no es fácil diseñar estructuras subterráneas para soportar estos efectos; en consecuencia, se recomienda evitarlos. Estos temas se resumen brevemente en los dos párrafos (Comentarios) siguientes.



**COMENTARIO. Cruces de fallas activas.** El análisis de los túneles contra la ruptura de la falla perpendicularmente al eje del túnel puede basarse en procedimientos para tuberías. Sin embargo, una de las principales recomendaciones es que se debe evitar este cruce, siempre que sea posible.

**COMENTARIO. Deslizamientos y licuación.** Cuando hay amenaza de deslizamientos o licuación, se pueden utilizar distintas medidas como estabilización del terreno, reemplazo de suelos problemáticos, compactación, instalación de drenaje, o estabilización de laderas o taludes. Si no, el diseño debe acomodar la deformación longitudinal dentro de límites aceptables. Con respecto a la licuación, la estrategia básica consistirá en verificar si el suelo es propenso a tal fallo; si es así, se verificarán la flotabilidad y la resistencia de la estructura subterránea.

## 6.8 Análisis Sísmico de Espacios Subterráneos Grandes o Irregulares

Esta subsección no forma parte del Texto Técnico Normativo, ya que tiene únicamente un carácter indicativo, redireccionado a las partes de este manual en que se discute con más profundidad.

**COMENTARIO.** Se refiere a estaciones de metro (u otro tipo de ferrocarril) que, por estar situadas a gran profundidad, no pueden ser excavadas a cielo abierto, sino perforadas o minadas; también efectos tridimensionales complejos debido a cambios repentinos en la sección transversal. Dadas sus características poco homogéneas, la formulación pseudo-estática no puede, en general, ser utilizada, debiéndose emplear la formulación dinámica simplificada, o la formulación dinámica general (sección 6.5).

**COMENTARIO.** Comúnmente, las variaciones bruscas de la sección transversal pueden corresponder a portales (bocas) de túneles, bifurcaciones, pozos de trabajo, ventilación y evacuación, o transiciones de túneles a estaciones. Los portales de los túneles pueden implicar riesgo de derrumbes (sección 3.3); otros temas requieren estudios particulares. Los pozos de trabajo, ventilación (o evacuación) (y las demás situaciones mencionadas) necesitan investigaciones individuales, y no se dan recomendaciones específicas en este Manual. Las transiciones entre túneles y estaciones se pueden clasificar, en líneas generales, en abruptas (repentinas) y graduales (suavizadas); los cambios abruptos pueden transmitir efectos tridimensionales complejos que deben analizarse caso por caso, y las evoluciones suavizadas pueden analizarse ampliamente en dos dimensiones. Sin embargo, en general, las transiciones graduales (Figura Q-2) son menos comunes, ya que involucran más volumen de excavación y construcción; ordinariamente, los extremos de las estaciones (conexiones con el túnel) están formados por muros transversales "perforados" para permitir la circulación de los trenes. En ese caso, las juntas se colocan comúnmente entre el túnel y la estación para evitar los efectos tridimensionales complejos antes mencionados. En la referencia [Yu et al. 2013] (grupo "Juntas Sísmicas") se encuentra información sobre este tema.

**COMENTARIO. Este tema se discute más profundamente en el Anexo O.**

## 7 ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICOS DE COMPONENTES NO ESTRUCTURALES

**COMENTARIO.** Este Capítulo trata del diseño sismorresistente de los elementos no estructurales (componentes no estructurales) de las construcciones consideradas en este Manual. El Capítulo tiene siete secciones: la sección 7.1 contiene consideraciones generales sobre la definición, el diseño sísmico y el comportamiento de los componentes no estructurales, la sección 7.2 presenta los conceptos de componentes sensibles a la deriva y a la aceleración, la sección 7.3 describe las acciones que deben ser consideradas para el diseño de estos dos tipos de componentes (niveles de acción sísmica y combinaciones de acciones), la sección 7.4 proporciona una visión de los enfoques para el diseño sismorresistente de dichos elementos (para componentes sensibles a la deriva y a la aceleración), la sección 7.5 propone estrategias de fijación (sujeción o conexión) de componentes no estructurales, la sección 7.6 recomienda estrategias conceptuales de diseño sismorresistente de elementos no estructurales habituales, y la sección 7.7 presenta ejemplos de diseño sísmico de componentes no estructurales (uno sensible a la deriva y otro a la aceleración).

### 7.1 Consideraciones Generales

#### 7.1.1 Definición de componente no estructural

Este Capítulo trata del comportamiento sísmico de elementos (componentes) no estructurales, es decir que no forman parte de la estructura: en otras palabras, partes de una construcción cuyo objetivo principal no es garantizar su integridad estructural sino cumplir con una determinada misión. Esta definición ilustra que no se trata de si estos elementos participan o no en el comportamiento resistente (no sólo frente a acciones sísmicas), sino si ésta es su finalidad principal. Esta consideración ilustra que la frontera entre elementos estructurales y no estructurales es difusa, ya que, por ejemplo, la primera utilidad de una escalera "monumental" hecha de concreto reforzado no es estructural, pero ésta puede jugar un papel relevante en ese sentido y debe ser considerada como parte de la estructura. Este ejemplo muestra que los elementos no estructurales que sean lo suficientemente rígidos o masivos como para interactuar significativamente con la estructura (es decir, los comportamientos de ésta con y sin estos elementos son distintos), deben ser considerados como parte de ésta e incluidos en su modelación (con efecto de rigidez o de masa, respectivamente). En resumen, en este Manual se considera que un **componente no estructural** es un elemento **cuya finalidad principal no es resistir, y cuya rigidez o masa no es lo suficientemente importante como para interactuar** significativamente con la estructura enterrada (subterránea) que lo alberga.

#### 7.1.2 Obligatoriedad y necesidad del diseño sismorresistente de componentes no estructurales

El papel de algunos componentes no estructurales (incluidos en éstos el contenido y las instalaciones) en los estados límite de servicio (ELSS1 y ELSS2, subsección 1.4.4) y hasta de seguridad (ELUS1 y ELUS2, subsección 1.4.4) es crucial. En consecuencia, en este Manual, **el diseño sísmico de CUALQUIER elemento no estructural es requerido claramente**. Más concretamente, cualquier componente no estructural que se instale en una estructura enterrada cubierta por este Manual debe tener cualificación sísmica [ICC-ES AC 156 2019] (grupo "Diseño y Análisis Sismorresistentes de Componentes No Estructurales"), preferiblemente incluyendo ensayos.

**COMENTARIO.** Las consideraciones expuestas en el párrafo anterior se aplican, en principio, incluso a elementos aparentemente superfluos, como vallas publicitarias u otros elementos similares. No obstante, a continuación se señalan algunas excepciones particulares. El capítulo 13 de [ASCE/SEI 7-22 2022] (Tabla 13.1-1) exime a algunos componentes no estructurales de la necesidad de

comprobar su resistencia sísmica: mobiliario (excepto armarios de almacenamiento), elementos temporales que no permanezcan más de seis meses, elementos móviles, elementos mecánicos y eléctricos (si se cumplen determinadas condiciones), sistemas de distribución (conductos, bandejas porta-cables, canalizaciones, sistemas de conductos y sistemas de tuberías y tubos). Estas exenciones pueden extenderse a las estructuras cubiertas por este Manual, con excepción de los elementos temporales cuyo daño se asocie con Daño Generalizado (global); la asignación del coeficiente de importancia igual a 1, puede equipararse a que el colapso del elemento se asocie a Daño Limitado (global). Los documentos de AASHTO no contienen ninguna prescripción para los componentes no estructurales y remiten a [IBC 2021] (grupo "Diseño y Análisis Sismorresistentes de Componentes No Estructurales").

### 7.1.3 Aspectos particulares

**COMENTARIO.** Los componentes no estructurales pueden tener una naturaleza muy variable: permanentes o temporales, cerramientos, particiones, instalaciones, contenido, etc. En consecuencia, legislar sobre el diseño sísmico de los componentes no estructurales es notablemente difícil, ya que éstos no son uniformes en absoluto, y, en consecuencia, no se pueden proporcionar fácilmente pautas globales (es decir, válidas para todos los elementos no estructurales o, al menos, para un grupo amplio de éstos); por otra parte, el mundo de la ingeniería sísmica se ha centrado, en general, en los elementos estructurales principales, y sólo últimamente se está despertando un cierto interés por el diseño y análisis sismorresistentes de elementos no estructurales. En este sentido, se ha creado la asociación SPONSE ("Seismic Protection of Non-Structural Elements") cuyo sitio de Internet es <http://www.sponse.eu/>. Por otra parte, en las referencias se ha incluido un grupo denominado "Diseño y Análisis Sismorresistentes de Componentes No Estructurales" en que se pueden encontrar documentos útiles.

## 7.2 Componentes Sensibles a la Deriva o a la Aceleración

En términos generales, los componentes no estructurales se pueden clasificar en aquellos que son sensibles a las deformaciones de la estructura a la que están unidos (componentes sensibles a la deriva) y los que lo son a la aceleración absoluta de ésta (componentes sensibles a la aceleración). El primer grupo lo forman los elementos que están rígidamente sujetos a la estructura principal por varios de sus puntos, de tal forma que los desplazamientos relativos entre éstos generan en estos elementos deformaciones que pueden llegar a dañarlos; el ejemplo más claro son tabiques de albañilería (frágiles) conectados a las losas inferior y superior (de una misma "planta" de una estación) de manera que la deriva entre estas losas les produce deformaciones que generan agrietamientos y aun otros daños más severos. La Figura 7-1 presenta un esquema de estas fisuras; en la Figura 7-1.a se muestran las grietas provocadas por un desplazamiento (inicial) relativo de la planta superior hacia la derecha y en la Figura 7-1.b se dibujan las nuevas grietas generadas por otro desplazamiento (posterior) hacia la izquierda.

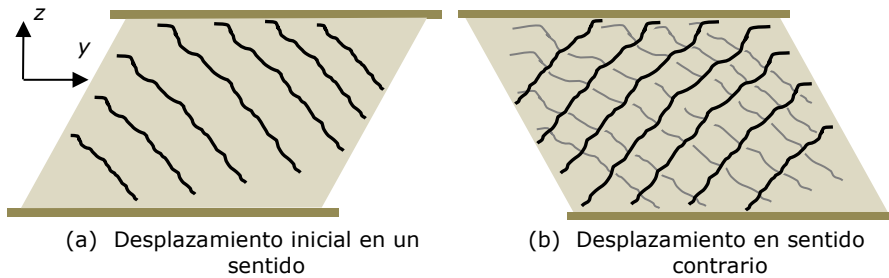


Figura 7-1. Fisuración de un tabique de albañilería for deformaciones sísmicas impuestas (en su plano)

El efecto de la deriva es estático; sin embargo, el segundo grupo (elementos sensibles a la aceleración) comprende componentes que pueden experimentar fenómenos inerciales debidos a la aceleración absoluta de la estructura principal (es un efecto dinámico, pues). Esta situación se da en elementos que son más bien masivos y están unidos rígidamente a la estructura de forma que están obligados a experimentar la aceleración de ésta y así romperse, caerse (o ambos) o deslizarse. En este sentido, la Figura 7-2 presenta esquemas de estas tres situaciones.

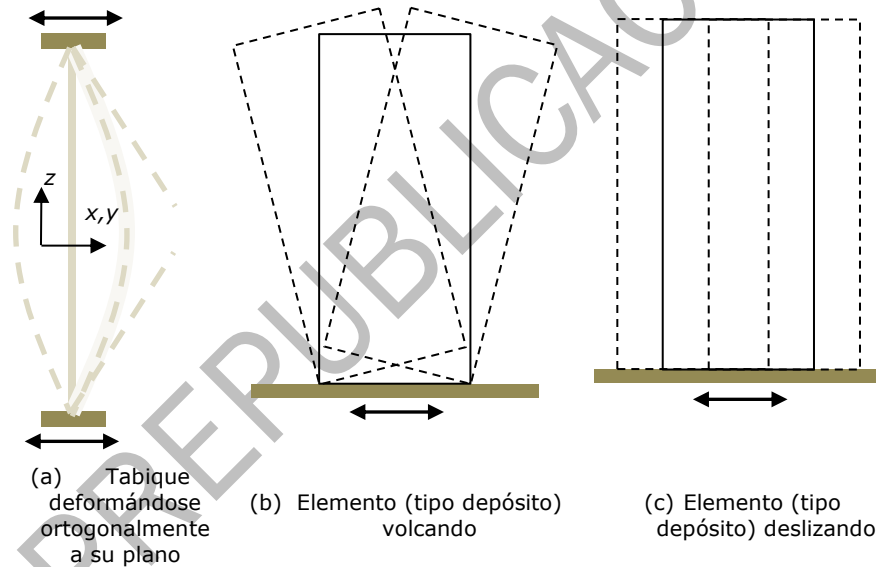


Figura 7-2. Esquemas de fallos de elementos no estructurales sensibles a la aceleración

La Figura 7-2.a exhibe un tabique (similar al dibujado en la Figura 7-1) deformado transversalmente por la aceleración (símica transmitida por ambas losas (superior e inferior); si estas oscilaciones son excesivas, el tabique puede fallar, por ejemplo, por la sección central (a mitad de la altura). La Figura 7-2.b y la Figura 7-2.c se refieren a un elemento (depósito, armario o dispositivo similar) que está sujeto únicamente por su parte inferior; en este caso, según el tipo de conexión, las oscilaciones pueden producir el vuelco del elemento (Figura 7-2.b) o su deslizamiento (Figura 7-2.c).

Algunos elementos también pueden verse afectados tanto por la deriva como por la aceleración; un ejemplo lo constituyen los tabiques frágiles: son sensibles a la deriva

en su plano (fisuración, Figura 7-1) y a la aceleración en el perpendicular (vuelco o rotura, Figura 7-2.b y la Figura 7-2.c, respectivamente).

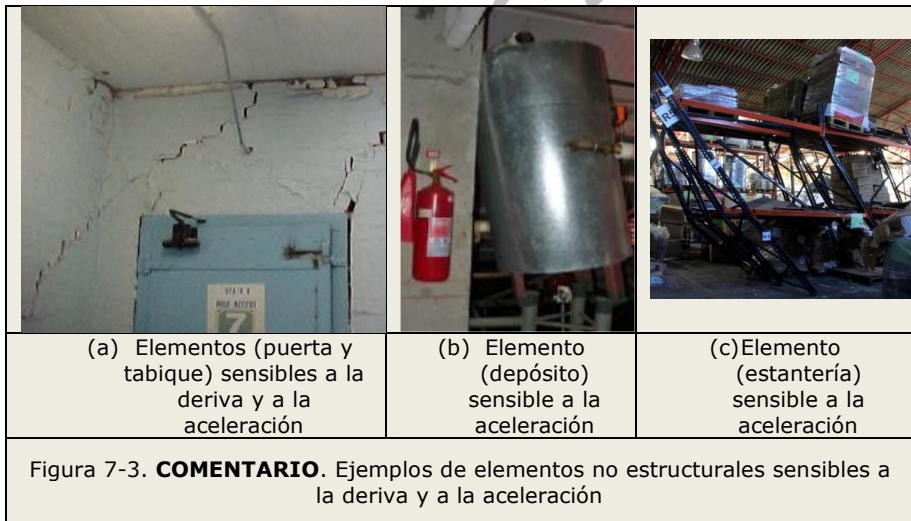
Por último, también hay componentes no estructurales que no son ni sensibles a la deriva ni a la aceleración; suele tratarse de elementos dúctiles, ligeros y unidos a la estructura por un solo punto (es decir, en forma de péndulos suspendidos) o por varios puntos cuyas distancias se mantienen inalteradas (péndulos con varios apoyos).

**COMENTARIO.** Se incluye a continuación una lista (no exhaustiva) de elementos no estructurales propios de infraestructura vial y ferroviaria subterránea que son sensibles a efectos estáticos y dinámicos:

**Elementos sensibles a las deformaciones de la estructura principal.** Andenes, escaleras, escaleras mecánicas, ascensores, tabiques y vidrios (para fallo en su propio plano), climatización, cancelas, puertas, suministro eléctrico (tanto de emergencia como ordinario), etc.

**Elementos sensibles a las aceleraciones de la estructura principal.** Ventiladores, tabiques y vidrios (fallo fuera del plano), iluminación, protección contra incendios, falsos techos, adornos, equipos informáticos, equipos de comunicación, máquinas expendedoras, barreras de seguridad, conducciones, catenaria (alimentación aérea), etc.

Para mayor claridad, la Figura 7-3 contiene ejemplos de componentes no estructurales sensibles a la deriva y a la aceleración.



**COMENTARIO.** La Figura 7-3.a muestra un tabique con una puerta (aparentemente, de seguridad). El tabique se encuentra fisurado en su plano, probablemente debido a la deriva en dicho plano; es destacable que esta deformación parece haber afectado a la puerta, la cual es muy posible que no pueda abrirse, afectando gravemente a la evacuación de la estación y al acceso de equipos de rescate. En este caso se pueden proponer soluciones que se basen en independizar los movimientos de la estructura principal, del tabique y de la puerta, como los que se muestran en la Figura 7-12.a. La Figura 7-3.b ilustra un depósito que ha volcado a causa de la aceleración horizontal absoluta transmitida por la losa sobre la que descansa; la solución podría pasar o bien por reforzar la estructura de soporte y su conexión a la losa, o por flexibilizar esta última (Figura 7-12.b). Por último, la Figura 7-3.c presenta una estantería colapsada; en este

caso, las medidas correctoras podrían consistir en reforzar la estructura de la estantería, quizás acompañando esta opción con aislamiento de base (Figura 7-12.b). Se puede encontrar más información sobre aislamiento sísmico (de base) en el Anexo P (de este Manual) y en la Norma Peruana [E.031 2019].

## 7.3 Acciones a considerar

### 7.3.1 Niveles de Acción Sísmica

Ya que este Manual considera la filosofía del Diseño Basado en el Desempeño, el diseño sismorresistente de componentes no estructurales debe considerarla también. En este sentido, los Niveles de Acción Sísmica a considerar para los componentes no estructurales son los mismos que para el resto de la construcción y se describen en la sección 1.6 (Tabla 1-5 y, particularmente, la Tabla 1-8).

**COMENTARIO.** Es necesario asociar (vincular) cada tipo de fallo de un determinado elemento no estructural con un Requisito de Desempeño (Nivel de Daño o Estado Límite). La definición de los Niveles de Daño (en relación a los componentes no estructurales, subsección 1.4.3) debe ser la guía:

- **Daño Insignificante (DI).** Los componentes no estructurales sólo tienen daños muy ligeros que no dan ninguna sensación de peligro y no interrumpen en absoluto el funcionamiento.
- **Daño Limitado (DL).** Los componentes no estructurales sólo tienen daños ligeros que no dan una gran sensación de peligro. Aunque el funcionamiento de la instalación se vea interrumpido, este puede ser reanudado en pocas horas.
- **Daño Significativo (DS).** Los elementos no estructurales tienen daños, pero mantienen su integridad y no representan ninguna amenaza para la vida de las personas. En general, el funcionamiento se verá interrumpido sólo durante un período de tiempo moderado (algunas semanas).
- **Daño Generalizado (DG).** La mayor parte de elementos no estructurales tienen fuertes daños, pero no representan ninguna amenaza grave para la vida de las personas.

El sentido común debe ser suficiente para asignar el fallo de un elemento no estructural a un determinado Nivel de Daño (y un período de retorno, Tabla 1-8); evidentemente, esta circunstancia depende de su papel en la funcionalidad de la estación. En la Tabla 7-1 se presenta una propuesta (no exhaustiva) de vinculación de componentes no estructurales comunes con su tipo de fallo (sensibles a la deriva o a la aceleración) y con un Nivel de Daño. Debe tenerse en cuenta que se trata de una propuesta general (debe ser particularizada, pues) y puede resultar más bien conservadora.



Tabla 7-1. **COMENTARIO.** Propuesta de vinculación de componentes no estructurales comunes con tipo de fallo (sensibles a la deriva o a la aceleración) y con Nivel de Daño

Componente	Sensibilidad	Nivel de Daño	Comentario
Ascensor	Deriva	DS	Es necesario para acceder y evacuar a personas incapacitadas o heridas
Ornamento masivo	Aceleración	DG	Puede aplastar a personas
Escalera mecánica	Deriva	DS	Es necesaria para acceder y evacuar a personas incapacitadas o heridas
Puertas de seguridad	Deriva y aceleración	DG	Puede impedir el acceso y la evacuación
Falso techo	Aceleración	DL	El falso techo dañado puede ser retirado en pocas horas (debe tenerse en cuenta la importancia de la iluminación y otros elementos del falso techo)
Escalera	Deriva	DG	Accesibilidad principal de la estación
Tabique	Deriva y aceleración	DL-DG	Si vuelcan, pueden aplastar a personas. Depende de cada caso
Catenaria	Aceleración	DS-DG	Depende de la reparabilidad
Cancela	Aceleración	DS	Fácil eliminación o reparabilidad
Suministro eléctrico	Aceleración	DS-DG	Depende de la reparabilidad

**COMENTARIO.** Los Niveles de Daño de la Tabla 7-1 tienen carácter general (son conservadores, pues) y pueden ser modificados (habitualmente, reducidos) en función de las características particulares de cada estación. La responsabilidad de asignar un Nivel de Daño a un determinado elemento no estructural recae en (compete a) el diseñador o los gestores o propietarios de la infraestructura; evidentemente, éstos pueden ser aun más conservadores, es decir modificar los Niveles de Daño de la Tabla 7-1 "hacia arriba" (es decir, un Nivel de Daño superior). En la Tabla 7-1 se ha considerado un único fallo por componente; si se desea efectuar un estudio de mayor profundidad, pueden tomarse distintos "niveles de fallo" para cada componente; debe tenerse en cuenta que esto probablemente podría ser considerado como excesivamente conservador.

### 7.3.2 Combinaciones de Acciones

Las combinaciones de carga se analizan en la sección 1.8. Con respecto a las combinaciones de carga, para la mayoría de los componentes no estructurales, las únicas acciones a tener en cuenta son DC (carga muerta, peso propio), PL (carga viva de peatones, quizás solo para los andenes) y EQ (terremoto). De acuerdo a la Tabla 1-9, la combinación de carga para la situación sísmica está dada por:

$$\text{Sísmica} \quad Q = 1,25 \text{ DC} + 0,5 \text{ PL} + \text{EQ} \quad 7-1$$

Si el diseño sísmico (EQ) se efectúa mediante métodos estáticos equivalentes y el componente no estructural puede recibir efectos sísmicos en cualquier dirección horizontal, cada efecto en una determinada dirección principal del elemento (o de la estación, es decir longitudinal y transversal) debe ser combinado con el 30% del efecto en la dirección perpendicular.

Por otra parte, obviamente, cada componente deberá resistir su propio peso; esta verificación corresponde a la combinación Resistencia I:

Resistencia I

 $Q = 1,25 \text{ DC} + 1,75 \text{ PL}$ 

7-2

## 7.4 Métodos de Diseño Sísmico de Componentes no Estructurales

Este Manual propone cuatro métodos de diseño sísmico de estructuras enterradas (básico, pseudo-estático, dinámico simplificado, y dinámico general, Capítulo 6); por sencillez, para diseño sísmico de componentes no estructurales se propone, con carácter general, utilizar el mismo método que para la estructura principal.

En general, la acción sobre el componente no estructural en estudio es la respuesta de la estructura a la acción sísmica: si ésta ha sido diseñada con un método estático se tendrá un espectro o una deriva (máxima), y si se ha empleado un método dinámico se tendrán señales (series temporales) de desplazamiento y de aceleración. Ya que el método básico (subsección 6.5.1) es obligatorio (a efectos de servir de comparación), en cualquier caso se dispondrá de la respuesta estática.

En las dos subsecciones siguientes se discuten las formulaciones para componentes sensibles a la deriva y a la aceleración, respectivamente.

### 7.4.1 Diseño Sísmico de Componentes Sensibles a la Deriva

Si la estructura ha sido diseñada mediante el método básico o el pseudo-estático, el efecto **estático** (simplificado, pues) sobre los componentes no estructurales se representa mediante un desplazamiento horizontal relativo (máximo) entre las plantas (o niveles) a las que este se encuentra unido (deriva). Esta deriva sólo puede darse en dirección transversal (distorsión, "racking").

Si la estructura ha sido diseñada mediante el método dinámico simplificado o el dinámico general, el efecto **dinámico** (menos simplificado que el estático) sobre el componente se representa mediante una señal de desplazamiento (transversal) que constituye la respuesta de la estructura a la acción sísmica transmitida por el terreno; el valor máximo (absoluto) de la respuesta relativa entre las plantas involucradas es la deriva ( $\Delta$ ) a considerar. La Figura 7-4 representa un tabique de altura libre  $H$  deformado en su plano con una deriva  $\Delta$ .



Figura 7-4. Deriva para el análisis estático de un tabique de albañilería en su plano

En relación a la Figura 7-4, para tabiques de albañilería, no puede considerarse el límite de deriva indicado en el artículo 32 de la [E.030 2018] ( $0,5\%$ ,  $\Delta / H$ ), ya que este resulta demasiado conservador (exigente) por haber sido determinado modificando implícitamente el período de la acción sísmica (de 475 años a un valor



significativamente inferior). De hecho, obviamente, cada tipo de elemento tiene un límite de deriva distinto. Por otra parte, el límite no debe depender del período de retorno del Nivel de Acción Sísmica considerado. En resumen, en general puede tomarse 1%.

El método de análisis propugnado es extraordinariamente simplificado, ya que consiste en comprobar que la deriva máxima no supera el valor límite considerado (en general, 1%). En todo caso, ya que este fenómeno es inherentemente estático, no parecería muy adecuado analizarlo dinámicamente.

Por último, debe tenerse en cuenta que en una estación (o túnel) sólo hay derivas en dirección transversal, es decir, la estación puede considerarse como infinitamente rígida en dirección longitudinal, y los muros en dicha dirección no están sujetos a ninguna deriva impuesta.

#### 7.4.2 Diseño Sísmico de Componentes Sensibles a la Aceleración

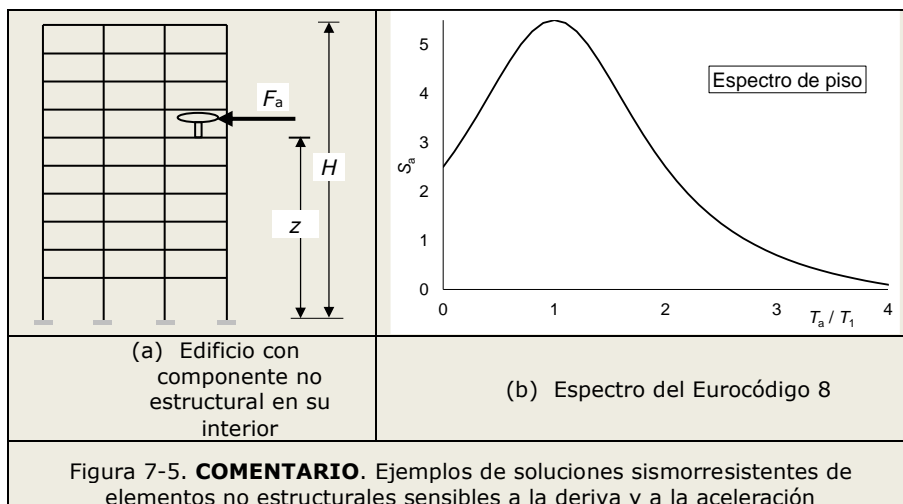
**Cálculo estático.** El diseño y análisis sísmicos estáticos de componentes no estructurales sensibles a la aceleración y ubicados en edificios (o construcciones similares) suele efectuarse mediante métodos estáticos equivalentes en los que la acción sísmica se caracteriza mediante espectros de piso ("floor spectra"); éstos reciben este nombre por representar la sismicidad de cada piso (planta o nivel del edificio) en ambas direcciones horizontales. Los espectros de piso dependen de la sismicidad del lugar (representada por espectros de respuesta ordinarios, es decir, del suelo), de la planta en que se ubique el elemento a analizar, y de las características modales de la estructura. El efecto estático (simplificado) sobre el citado componente no estructural se representa mediante una fuerza horizontal (de volumen) cuya resultante pasa por el centro de gravedad del elemento y su valor es igual a su masa multiplicada por la aceleración máxima transmitida por la estructura que lo alberga (cuantificada a través del citado espectro de piso). Esta fuerza tanto puede actuar en dirección transversal como en dirección longitudinal de la estación; en general, sus valores en estas direcciones pueden ser diferentes, pero parecidos. Cada efecto en una determinada dirección debe ser combinado con el 30% del efecto en la dirección perpendicular (subsección 7.3.2). Los componentes no estructurales sensibles a la aceleración, a diferencia de las estructuras soterradas que los acogen, son sensibles a la frecuencia de la excitación sísmica que reciben, y además presentan períodos naturales; por esta razón se utilizan períodos.

El párrafo anterior describe el diseño sísmico estático de componentes no estructurales sensibles a la aceleración y ubicados en edificios; en estructuras subterráneas, se sigue la misma estrategia, aunque los espectros de piso deben tener características peciales; este tema se discute en la subsección 7.4.3.

Debe tenerse en cuenta que en algunos casos puede ser necesario realizar análisis en dirección vertical.

**Cálculo dinámico.** El efecto dinámico (menos simplificado) sobre los componentes no estructurales se representa mediante tres acelerogramas (dos componentes horizontales y una vertical) que constituyen la respuesta de la estructura a la acción sísmica transmitida por el terreno.

**COMENTARIO.** Con finalidad aclaratoria, se presenta a continuación un ejemplo de estrategia de cálculo estático equivalente de un componente no estructural de un edificio según la versión actual del Eurocódigo 8 [EN 1998-1 2004] (grupo "Normas y otros Documentos Similares de otros Países"); se utiliza el espectro de piso propuesto en dicha reglamentación. La Figura 7-5.a presenta un esquema de un edificio con un elemento no estructural albergado en su interior y la Figura 7-5.b muestra el citado espectro de piso propugnado por el Eurocódigo 8.



**COMENTARIO.** La fuerza sísmica estática equivalente  $F_a$  y el espectro  $S_a$  representados en la Figura 7-5 obedecen a las siguientes expresiones:

$$F_a = \frac{S_a W_a \gamma_a}{q_a}$$

$$S_a = a_g S \left[ \frac{3 \left(1 + \frac{z}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0,5 \right]$$

7-3

**COMENTARIO.** En la ecuación 7-3 para  $F_a$ ,  $q_a$  es el factor de comportamiento y  $\gamma_a$  es el factor de importancia. El primero se discute en la subsección 7.4.4, y el segundo es igual a 1,5 en elementos importantes en caso de terremoto y en aquellos cuyo colapso pueda tener consecuencias graves; en caso contrario  $\gamma_a$  debe ser tomado igual a 1. En la ecuación 7-3 para  $S_a$ ,  $z$  y  $H$  son la altura de la planta en que se ubica el componente y la altura del edificio (Figura 7-5.a), respectivamente;  $T_a$  y  $T_1$  son los períodos naturales del primer modo (períodos fundamentales, pues) del componente y del edificio en la dirección en estudio, respectivamente.

**COMENTARIO.** Debe notarse que el espectro de piso del EC-8 no incluye ningún coeficiente que dependa del amortiguamiento del componente no estructural.

**COMENTARIO.** Es destacable que la formulación descrita en este ejemplo puede ser aplicada en su totalidad al diseño sismorresistente de componentes no estructurales de edificios ordinarios, como los considerados en el Anexo C.

**COMENTARIO.** El capítulo 13 de [ASCE/SEI 7-22 2022] propone una formulación análoga a la del EC-8; también se utiliza una expresión dependiente del período fundamental del componente, es decir, se trata de un espectro de piso (aunque no reciba explícitamente este nombre).

### 7.4.3 Generación de espectros de piso para estructuras enterradas

Hay mucho conocimiento y experiencia acumulados en generación de espectros de piso para edificios; básicamente, hay dos métodos: (i) a partir de análisis dinámicos para acelerogramas que representen la sismicidad del lugar (método numérico), y (ii) mediante el método directo, es decir, pasar directamente del espectro de respuesta del suelo al espectro de piso (método analítico o semi-analítico) [Jiang et al. 2015] (grupo "Diseño y Análisis Sismorresistentes de Componentes No Estructurales"). Sin embargo, desafortunadamente, no se encuentra en la literatura

técnica criterios para generar espectros de piso para estructuras enterradas; esto puede deberse a falta de interés por los componentes no estructurales, a que hay muchas menos estructuras enterradas que edificios ordinarios, o a que los espectros de piso para estructuras enterradas no son tan diferentes de los espectros de respuesta del terreno como sucede en edificios (de hecho, como elemento diferenciador, sólo es necesario tener en cuenta la SSI, Interacción entre Suelo y Estructura). En este sentido, el capítulo 6 puede ser de utilidad.

Para estructuras bastante superficiales cuya rigidez lateral es similar a la del terreno que reemplazan ( $F_R \approx 1$ ), puede utilizarse el espectro de respuesta del terreno en la superficie como espectro de piso. La Figura 7-6 describe esta situación.

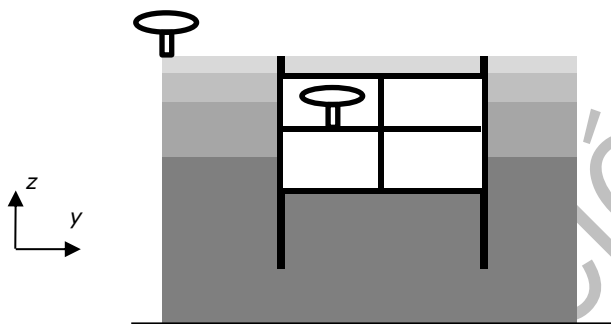


Figura 7-6. Estructura enterrada superficial con componente no estructural próximo a la superficie del suelo

La Figura 7-6 muestra un componente no estructural ubicado en el interior de la estación (o túnel) y otro análogo aunque situado en el exterior; se pretende subrayar la similitud entre las condiciones de ambos.

**COMENTARIO.** Tal como se ha indicado previamente, la generación de espectros de piso para estructuras enterradas no plantea ninguna dificultad conceptual (pero puede resultar una operación larga y tediosa), se trata de seguir la misma estrategia que en edificios, pero teniendo en cuenta la interacción entre el suelo y la estructura. Se necesita un número suficiente (en principio, siete) de acelerogramas de excitación (no de campo libre, sino "filtrados" por la interacción entre el suelo y la estructura). Entonces se generan espectros de respuesta individuales (pseudo-aceleración absoluta) para cada uno de estos acelerogramas y el espectro de piso es la envolvente suavizada de los espectros individuales. Esta operación debe ser efectuada para el amortiguamiento del elemento a analizar. Debe tenerse en cuenta que el período del valor máximo del espectro de piso debería coincidir con el período del sistema suelo-estructura. Por último, es importante señalar que si se debe diseñar un solo elemento no estructural, resulta más "barato" (y preciso) hacer análisis dinámicos sobre este.

#### 7.4.4 Estimación de Ductilidad y Período Fundamental de Componentes Sensibles a la Aceleración

Según se discute en la subsección 7.4.2, para analizar el comportamiento sísmico de un determinado componente no estructural sensible a la aceleración es necesario conocer algunas de sus características, principalmente el peso, la posición del centro de gravedad, el período fundamental de oscilación, el amortiguamiento y la ductilidad. Los dos primeros parámetros suelen ser conocidos con facilidad, mientras que los tres últimos plantean más dificultades; los dos últimos se discuten brevemente a continuación, y el período fundamental se analiza después de éstos.

**Amortiguamiento.** El amortiguamiento es difícilmente obtenible por medios teóricos, pero se puede determinar aproximadamente por sentido común y ensayos

no destructivos; su valor es muy variable (en general, entre 2% y 15%). El amortiguamiento es necesario para cálculos dinámicos y para seleccionar o generar espectros de piso.

**Ductilidad.** La ductilidad también es difícilmente obtenible por medios teóricos, requiriendo habitualmente efectuar ensayos destructivos; no obstante, el sentido común puede proporcionar estimas conservadoras.

**COMENTARIO.** En relación a la ductilidad, la versión actual del EC-8 [EN 1998-1 2004] (grupo "Normas y otros Documentos Similares de otros Países") propone tomar un factor de comportamiento  $q_a = 1$  para balastradas, ornamentos, señalización, carteles publicitarios, depósitos en voladizo y con "patas" sin arriostrar; y  $q_a = 2$  para muros de albañilería, elementos de acabado (paneles de fachada), depósitos que o bien tengan patas arriostradas o bien estén fijados a la estructura, "guyed", y anclajes (mecánicos o químicos). Los valores de  $q_a$  propuestos por el EC-8 deben ser tratados con bastante prudencia, ya que son excesivamente generales. El significado de  $q_a$  se aclara en la subsección 7.4.2.

Tal como se ha anunciado, se trata seguidamente la estimación del período fundamental. Este parámetro de un componente no estructural (en una determinada dirección) puede obtenerse, con suficiente aproximación, de las siguientes maneras: (i) mediante información del fabricante del componente, (ii) efectuando ensayos sencillos, muy baratos y no destructivos, (iii) extrapolando valores conocidos de componentes de características mecánicas similares, (iv) realizando cálculos manuales simplificados, y (v) utilizando modelos de elementos finitos (u otras técnicas numéricas). En principio, cualquiera de estos métodos, si se desarrolla adecuadamente, puede proporcionar resultados igualmente confiables y precisos. No obstante, en este Manual, se **EXIGE** obtener, al menos valores procedentes de dos procedimientos distintos; obviamente, se requiere que estos resultados coincidan aproximadamente.

**COMENTARIO.** Para estimar el período fundamental de un componente no estructural **NO** se puede utilizar expresiones empíricas concebidas para otro tipo de estructuras (como, por ejemplo, edificios); por ejemplo, la expresión  $T = h_n / C_T$  que figura en el artículo 28.4 de [E.030 2018] no se debe emplear ni siquiera para componentes que "parezcan" edificios en miniatura. Por otra parte, **NO** se puede pretender obtener el período fundamental de un componente no estructural sin comprender claramente el significado conceptual de este parámetro; en este contexto, antes de utilizar cualquier estrategia, debe tenerse una idea relativamente aproximada del orden de magnitud del período a estimar.

**Período fundamental.** Se describen a continuación dos estrategias sencillas de estimación del período fundamental correspondientes al grupo de procedimientos iv mencionado previamente en esta misma subsección: (i) asimilar el componente a un sistema de un grado de libertad y aplicar la conocida expresión  $T = 2 \pi (m / k)^{1/2}$  [Chopra 2017] ( $T$  es el período natural del sistema, y  $m$  y  $k$  son su masa y la rigidez, respectivamente), y (ii) asimilar dicho componente a una estructura sencilla geoméricamente cuyos períodos puedan obtenerse a partir de expresiones analíticas ("closed-form") conocidas.

En relación al primer método (asimilar el componente a un sistema de un grado de libertad), la Figura 7-7 presenta estimaciones aproximadas de la masa y de la rigidez de sistemas de un grado de libertad que representan las vibraciones transversales de barras rectas de sección constante con distintas condiciones de vinculación en sus extremos: articulación, empotramiento y empotramiento en un extremo y libre el otro (voladizo).

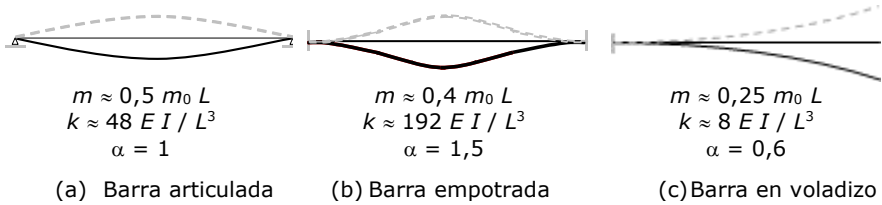


Figura 7-7. Masas, rigideces equivalentes y coeficientes  $\alpha$  (ecuación 7-4) de barras rectas de sección constante

En la Figura 7-7 se dibujan las configuraciones del primer modo de vibración.  $E$ ,  $I$  y  $L$  son el módulo de elasticidad del material, el momento de inercia de la sección, y la longitud de la barra, respectivamente;  $m_0$  es la masa de la barra por unidad de longitud.

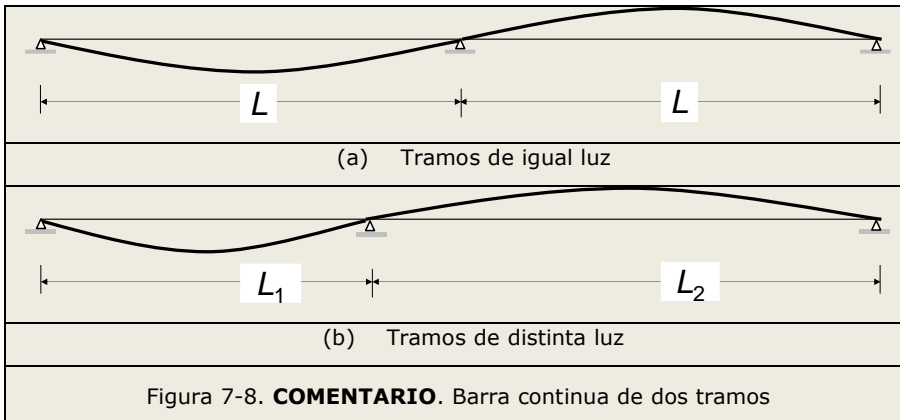
**COMENTARIO.** La Figura 7-7 muestra que la masa del modelo ( $m$ ) no es la masa de la estructura ( $m_0 L$ ) sino menor que ésta; más concretamente, la contribución de cada punto a la masa del modelo es aproximadamente proporcional al cuadrado de su desplazamiento (normalizado respecto del desplazamiento del punto que lo tiene mayor).

En relación al segundo método (asimilar el componente a una estructura sencilla geoméricamente) la frecuencia natural predominante (es decir, del primer modo) de una barra recta de sección constante viene dada por:

$$\omega = (\alpha \pi)^2 (EI / m_0 L^4)^{1/2} \quad 7-4$$

En la ecuación 7-4,  $\omega$  es la frecuencia natural de la barra (el período es  $T = 2 \pi / \omega$ , pues),  $\alpha$  es un coeficiente adimensional que depende de sus condiciones de vinculación, y el resto de magnitudes tienen el mismo significado que en la Figura 7-7. La Figura 7-7 presenta los valores de  $\alpha$ .

**COMENTARIO.** En sentido estricto, la Figura 7-7 es de escasa utilidad, ya que prácticamente ningún componente no estructural tiene una configuración equivalente a alguna de las representadas. No obstante, los datos proporcionados, conjuntamente con una adecuada comprensión de su significado conceptual, permite obtener estimaciones razonablemente aproximadas en un conjunto muy amplio de situaciones. Por ejemplo un componente cuya configuración se asemeje a una barra recta de sección aproximadamente constante articulada en un extremo y unida rígidamente en el contrario, debe tener una frecuencia natural intermedia entre  $\pi^2 (EI / m_0 L^4)^{1/2}$  y  $(1,5 \pi)^2 (EI / m_0 L^4)^{1/2}$  (Figura 7-7). Otro ejemplo interesante lo constituyen las tuberías; estos elementos pueden ser claramente asimilados a barras de sección constante, pero, a diferencia de las barras de la Figura 7-7, suelen tener más de dos apoyos, por lo que son más bien asimilables a vigas continuas. En este sentido, la Figura 7-8.a y la Figura 7-8.b representan vigas continuas de dos tramos de igual y distinta luz, respectivamente.



**COMENTARIO.** La Figura 7-8.a muestra que el primer modo natural de vibración consiste en dos semiondas opuestas (es decir, desfasadas  $180^\circ$ ); en consecuencia, el punto central (apoyo intermedio) es un punto de inflexión, en el que el momento es nulo, pues. Por tanto, la situación de esta barra es equivalente al de la dibujada en la Figura 7-7.a (ambos tramos no interfieren entre sí) y la frecuencia natural de oscilación viene dada por  $\omega = \pi^2 (EI / m_0 L^4)^{1/2}$ . Evidentemente, esta conclusión puede extenderse a barras continuas con cualquier número de tramos de igual luz. En la barra dibujada en la Figura 7-7.b, la situación es más compleja, y lo único que se puede afirmar es que la frecuencia de oscilación se encuentra comprendida entre las de cada uno de los tramos si éstos fuesen independientes:  $\pi^2 (EI / m_0 L_1^4)^{1/2} \leq \omega \leq \pi^2 (EI / m_0 L_2^4)^{1/2}$  (al estar juntos, el tramo más corto tiende a "frenar" la vibración del más rápido). Para barras de cualquier número de tramos con longitudes (luces) diferentes pueden obtenerse criterios semejantes.

La Figura 7-7 y la Figura 7-8 representan elementos estructurales (que forman parte de componentes no estructurales) unidimensionales, para componentes no estructurales cuya estructura pueda asimilarse a elementos bidimensionales, la Figura 7-9 muestra una placa de espesor constante y forma exterior rectangular.

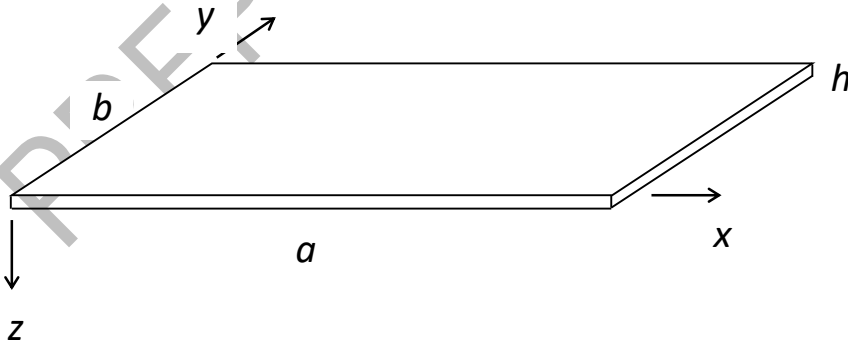


Figura 7-9. Placa rectangular de espesor constante

En la Figura 7-9,  $h$  es el espesor de la placa, y  $a$  y  $b$  son sus dimensiones. Las frecuencias naturales de esta placa obedecen a la expresión:



$$\omega_{ij} = \pi^2 \sqrt{\frac{D}{m_0} \left[ \left( \frac{i}{a} \right)^2 + \left( \frac{j}{b} \right)^2 \right]}$$

7-5

En la ecuación 7-5,  $m_0$  es la masa por unidad de superficie, y los subíndices  $i$  y  $j$  representan el número de semiondas a lo largo de los ejes  $x$  e  $y$ , respectivamente; el coeficiente de rigidez a flexión  $D$  viene dado por  $D = \frac{E h^3}{12 (1-\nu^2)}$ , en donde  $E$  y  $\nu$  son el módulo de elasticidad longitudinal y el coeficiente de Poisson del material, respectivamente. El parámetro  $D$  es equiparable a  $E I$  en barras). Para otras configuraciones de la placa y otras condiciones de apoyo, puede consultarse la referencia [Leissa 1969] (grupo "Diseño y Análisis Sismorresistentes de Componentes No Estructurales").

## 7.5 Estrategias de Sujeción de Componentes no Estructurales

### 7.5.1 Propuestas Generales

En esta sección se discuten, de una manera básicamente conceptual, las opciones de conexión de los elementos no estructurales a la estructura principal para obtener un desempeño sísmico satisfactorio de éstos. La estrategia a seguir depende de si estos elementos son sensibles a la deriva o a la aceleración (o a ambas). Se incluyen a continuación criterios generales (análogamente a los Comentarios después de la Figura 7-3).

- El daño de los componentes no estructurales sensibles a la deriva se puede prevenir, prácticamente de forma única, independizándolos de la estructura principal.
- El daño a los componentes no estructurales sensibles a la aceleración se puede prevenir o bien conectándolos rígidamente a la estructura principal o, mejor aun, haciendo lo contrario (aislamiento sísmico, aunque este sea simple). Debe tenerse en cuenta que la conexión rígida protege contra vuelcos, pero no contra daños internos (debido al efecto inercial).

**COMENTARIO.** Para comprender las recomendaciones anteriores, en primer lugar, debe tenerse en cuenta que en construcciones subterráneas es muy difícil reducir la deriva (Capítulo 6 y Anexo L) y es totalmente imposible reducir la aceleración absoluta (de hecho, si la deriva fuera nula, la aceleración sería igual a la de la excitación). En consecuencia, sujetar con mayor firmeza un tabique a las losas inferior y superior sólo agravaría el problema, y conectar bien rígidamente al pavimento un elemento no estructural apoyado en este reduce el riesgo de vuelco total, pero no el de rotura y desprendimiento o vuelco de una parte. Por otra parte, debe tenerse en cuenta que los componentes no estructurales están sometidos a acciones claramente indirectas (derivas o aceleraciones impuestas), ya que cuando la interacción con la estructura sea significativa estos elementos deberán ser considerados como estructurales (como una escalera amplia, por ejemplo); este aspecto ha sido discutido en mayor profundidad en la subsección 7.1.1.

En las dos siguientes subsecciones se discute en mayor profundidad la problemática del diseño sismorresistente de componentes no estructurales que son sensibles a la deriva o a la aceleración, respectivamente.

### 7.5.2 Sujeción de Componentes Sensibles a la Deriva

La solución propuesta consiste en independizar las deformaciones del elemento de las de la estructura principal, de tal manera que los desplazamientos relativos entre los puntos de conexión entre ambos no influyan negativamente en el elemento. En otras palabras, se trata de flexibilizar dichas conexiones hasta lograr que permitan deslizamientos en las direcciones en que el elemento sea demasiado rígido (y, por tanto, susceptible de ser dañado). Por ejemplo, si un tabique está sujeto a dos losas por sus lados horizontales y a dos columnas por sus lados verticales, se trata de separar unos centímetros la conexión a la losa superior y a ambas columnas, y

rellenar este espacio con material aislante (térmico o acústico, según se requiera) flexible; de esta manera, este espacio (brecha) puede absorber la deriva que se genere en el plano del tabique sin afectarle. Posteriormente, el riesgo de vuelco del tabique en el plano perpendicular puede conjurarse colocando fijaciones que lo impidan, aunque sin coartar el movimiento del tabique en su plano. La Figura 7-10 presenta esquemas generales de esta situación.

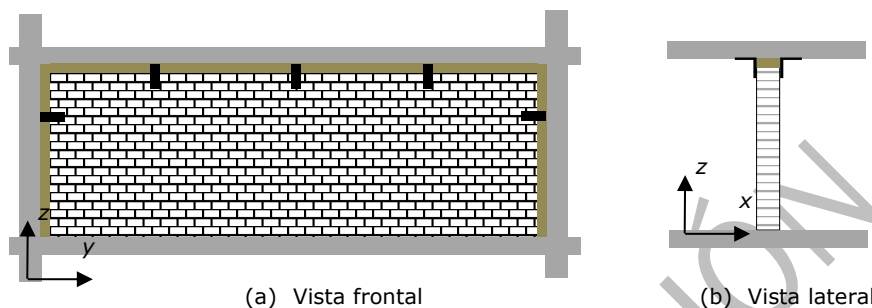


Figura 7-10. Esquema de solución para un tabique de albañilería (sensible a la deriva)

La Figura 7-10 muestra un muro de albañilería confinado entre dos columnas (o muros) y dos losas (es decir, se trata de un muro de relleno). Para evitar que la deriva entre ambas losas afecte al muro (Figura 7-1 y Figura 7-4), se interpone entre este y la estructura colindante (por los bordes laterales y el superior, Figura 7-10.a) una capa de un material flexible (blando) que tenga las propiedades aislantes requeridas. El espesor y demás características de esta capa debe determinarse para que absorba las deformaciones relativas entre el muro y la estructura. Ya que esta capa blanda es más débil que la conexión rígida que existiría si el muro se ejecutase contra los elementos estructurales adyacentes, es preciso proporcionar algún tipo de apoyo que evite el fallo del muro fuera de su plano, es decir, su vuelco. Con esta finalidad, la Figura 7-10 propone colocar elementos rígidos (probablemente metálicos) fijados a las columnas y a la losa superior (y al muro) de tal modo que se impide el desplazamiento del muro perpendicularmente a su plano, pero se permite libremente su deslizamiento con respecto al estructura principal.

En relación a la solución propuesta en la Figura 7-10, se sugiere colocar además refuerzos con barras de acero en los bordes superior y laterales del muro. Esta medida contribuye a reducir el riesgo de vuelco de partes sueltas del muro. Por otra parte, también resulta conveniente que estos refuerzos (horizontales y verticales) se extiendan a toda la superficie del muro; de ser posible, los refuerzos verticales deben anclarse en la losa de soporte del muro.

### 7.5.3 Sujeción de Componentes Sensibles a la Aceleración

Tal como se ha discutido previamente, se pueden proponer dos soluciones aparentemente opuestas: (i) conectar rigidamente el elemento a la estructura principal a efectos de impedir su vuelco o desprendimiento o, (ii) diseñar una conexión muy flexible en dirección horizontal (es decir, aislamiento sísmico, aunque no necesariamente de base) para que permita el deslizamiento entre la estructura de soporte y el elemento y reduzca así el riesgo de daño y de vuelco de este (Figura 7-12.b). En términos generales, la segunda solución se considera preferible, ya que la conexión rígida protege únicamente contra vuelcos, pero no contra daños internos (debidos al efecto inercial sobre el elemento).

**COMENTARIO.** En todo caso, si se opta por conexiones rígidas, pueden utilizarse anclajes (químicos o mecánicos). Deben verificarse todos los posibles modos de

fallo: rotura del vástago del anclaje, rotura del concreto, arrancamiento del vástago, y corte del vástago.

Respecto del aislamiento sísmico, ya se ha apuntado previamente (en esta misma subsección) que el citado aislamiento no tiene que producirse únicamente en la base del componente no estructural, sino que la conexión se puede efectuar a cualquier altura del componente. En este sentido, la Figura 7-11 presenta un esquema de la suspensión de un determinado componente no estructural.

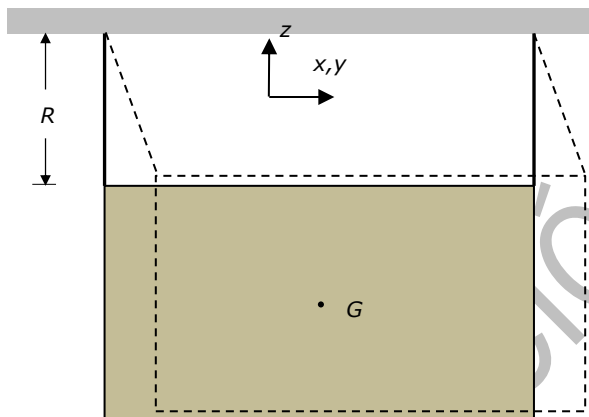


Figura 7-11. Sistema de aislamiento sísmico para máquinas expendedoras

La Figura 7-11 muestra un elemento rígido suspendido de dos cables (o elementos similares) de longitud  $R$ . Este sistema se comporta básicamente como un péndulo de radio  $R$ , por lo que el período natural de oscilación es igual a  $2\pi(R/g)^{1/2}$ . A partir de esta información, es factible desarrollar un análisis estático equivalente como el presentado en la subsección 7.4.2.

**COMENTARIO.** En relación a la estrategia descrita en la Figura 7-11, debe señalarse que es conveniente añadir algo de amortiguamiento. Por otra parte, debe tenerse en cuenta la componente vertical de la acción sísmica, ya que ésta puede incrementar sensiblemente la sollicitación sobre los cables y sobre los elementos de conexión.

Para mayor claridad, la Figura 7-12 muestra un ejemplo de aislamiento sísmico de un componente no estructural sensible a la aceleración.



(a) Visión global



(b) Detalle de la conexión flexible

Figura 7-12. Sistema de aislamiento sísmico para máquinas expendedoras

La Figura 7-12 contiene imágenes de una máquina expendedora en la que los riesgos de vuelco y daño han sido conjurados instalando una conexión flexible (en ambas direcciones horizontales) entre la máquina y la base en la que se apoya. El deslizamiento en dirección frontal-dorsal se efectúa a través de las ranuras dispuestas en la base (de concreto), y el deslizamiento en dirección lateral se produce mediante giros (respecto de un eje vertical) de las uniones atornilladas (empernadas) existentes.

## 7.6 Recomendaciones Particulares de Diseño Sismorresistente de Elementos no Estructurales Habituales en Estructuras Enterradas

Las recomendaciones incluidas en esta sección no forman parte del Texto Técnico Normativo ya que no son exhaustivas sino más bien se refieren a aspectos puntuales de algunos componentes no estructurales concretos.

**COMENTARIO.** Se discute en esta sección la problemática sismorresistente de algunos componentes no estructurales que son habituales en estructuras subterráneas para infraestructura vial y que pueden ser afectados por acciones sísmicas. En la sección 7.2 se ha presentado una lista de los elementos que pueden resultar sensibles a la deriva y a la aceleración; algunos de éstos se mencionan aquí.

En túneles de carretera, los elementos no estructurales que probablemente pueden representar un mayor peligro son las **turbinas de ventilación** (ventiladores horizontales) que suelen disponerse en la parte superior de la sección del túnel; se trata de componentes sensibles a la aceleración, debido a su importante masa. El riesgo es que estos elementos se desprendan e impacten con vehículos y aun más, impidan la circulación; en consecuencia, debe recomendarse que la sujeción a la parte superior del túnel sea bastante resistente para evitar desprendimientos.

En estaciones de metro y ferrocarril, los elementos no estructurales que pueden representar un mayor peligro para los usuarios son las **máquinas expendedoras** (tanto de billetes, comida o bebida como de otros productos); por otra parte, las **puertas** (Figura 7-3.a), las **escaleras mecánicas** y los **ascensores** son elementos no estructurales cuyo diseño sismorresistente debe cuidarse mucho, dada su relevancia para evacuación (especialmente de heridos) en caso de acciones sísmicas severas. El peligro de las máquinas expendedoras es que vuelquen, pudiendo atrapar personas bajo su gran masa. Tal como se discute en la subsección 7.5.3, se proponen dos soluciones opuestas: conexión rígida al suelo, y aislamiento de base (sísmico, Figura 7-12). En caso de optar por la primera solución, la máquina también puede conectarse rígidamente al muro

(posterior, obviamente). La mejor protección para las puertas, las escaleras mecánicas y los ascensores es independizarlos de los movimientos de la estructura principal durante la acción sísmica de tal forma que éstos no les afecten ni interrumpen su funcionamiento. Finalmente, los **tabiques de albañilería** (presuntamente frágiles) también deben ser cuidados (sección 7.2).

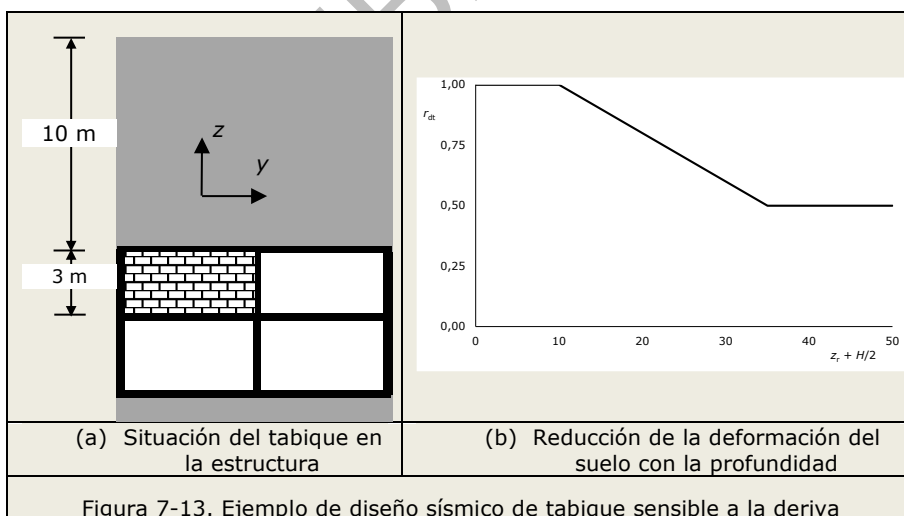
## 7.7 Ejemplos de Diseño Sísmico de Componentes no Estructurales

El contenido de esta sección no forma parte del Texto Técnico Normativo, ya que se refiere a ejemplos particulares de las formulaciones expuestas en la sección 7.4.

**COMENTARIO.** En esta sección se presentan dos ejemplos de diseño sismorresistente de componentes no estructurales. Uno de ellos es sensible a la deriva y se trata de un tabique sometido a distorsiones en su plano; el otro es sensible a la aceleración, consistiendo en un panel para revestimiento de fachadas. Ambos diseños se discuten en las dos subsecciones siguientes, respectivamente.

### 7.7.1 Ejemplo de Diseño Sísmico de un Componente Sensible a la Deriva

**COMENTARIO.** Se considera un tabique de obra de fábrica (albañilería) de 3 m de altura ( $H$ , Figura 7-4) y perteneciente a una instalación situada a 10 m de profundidad (recubrimiento) en Lima (Importancia Operativa I3, sección 1.3). El suelo es de tipo  $S_2$  [E.030 2019] y tiene un peso específico  $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ , un módulo de elasticidad transversal  $G = 100 \text{ MPa}$  y un coeficiente de Poisson  $\nu = 0,3$ . La Figura 7-13.a describe la ubicación del tabique en la estructura enterrada. Se considera que el colapso del tabique no puede causar daño a las personas (se encuentra en una zona no abierta al público y escasamente utilizada por el personal), y tampoco puede interferir con la operación de la línea ni con la evacuación de los heridos. En consecuencia, el fallo del tabique se asocia a un Nivel de Daño Limitado (DL, Tabla 7-1); a este le corresponde un Nivel de Acción Sísmica de 450 años de período de retorno (Tabla 1-8).



**COMENTARIO.** Según [E.030 2019], la  $PGA$  (ordenada espectral para período nulo) a nivel de superficie es igual a  $Z C S = 0,45 \times 1 \times 1,05 = 0,4725 \text{ g}$ . Se propone utilizar la curva de reducción de la distorsión en función de la profundidad expresada mediante el coeficiente adimensional  $r_{dt}$  (Figura J-3 y Figura 7-13.b);

la ecuación J-3 proporciona el siguiente valor de la deformación transversal de campo libre:

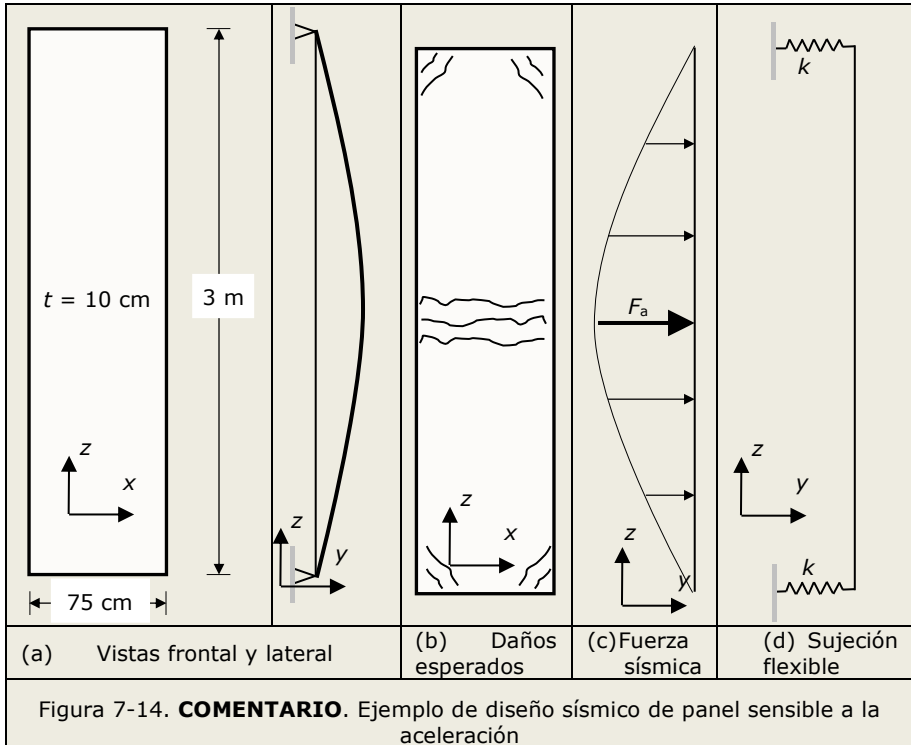
$$\gamma_{FF} = \frac{PGA}{g} \frac{\gamma \left( z_r + \frac{H}{2} \right)}{G} r_{dt} = 0,4725 \frac{16000 \left( 10 + \frac{3}{2} \right)}{10^8} 1 = 0,000869 = 0,087\%$$

7-6

**COMENTARIO.** Una vez considerada la interacción entre el suelo y la estructura (por ejemplo, mediante la formulación de Wang, sección L.4), es muy improbable que este valor aumente a más del doble (si la relación de flexibilidad  $F_R$  tiende a infinito, ecuación 6-3), con lo que resulta obvio que el tabique no va a sufrir ningún daño ya que el límite está en torno al 1% (subsección 7.4.1).

### 7.7.2 Ejemplo de Diseño Sísmico de un Componente Sensible a la Aceleración

**COMENTARIO.** Se describe el diseño sísmico según las prescripciones del Eurocódigo 8 [EN 1998-1 2004] de un elemento de acabado (panel de fachada) apropiado para el revestimiento de una estación (o como revestimiento interior de estaciones). El panel tiene forma rectangular de 3 m de altura, 0,75 m de anchura y espesor constante de 10 cm, tal como muestra la Figura 7-14.a. El componente se utiliza en una estación del Metro de Lima (Importancia Operativa I3, sección 1.3) situada a 1 m de profundidad (recubrimiento), en un suelo entre los tipos  $S_1$  y  $S_2$  ( $v_{s,30} = 500$  m/s). Por sencillez, el análisis se efectúa únicamente en dirección perpendicular al plano del elemento. Evidentemente, el peso propio del elemento no genera ningún efecto apreciable en este, por lo que en la combinación de acciones debe intervenir sólo la acción sísmica. Este panel se fija al soporte mediante uniones articuladas en sus cuatro esquinas, por lo que el modo de oscilación considerado es perpendicular al plano del panel (Figura 7-14.a); aunque este elemento es, de hecho, una placa, puesto que la longitud corta es mucho menor que la larga, se puede asimilar a una barra de 3 m de luz y articulada en sus extremos; la sección tiene 75 cm de ancho y 10 cm de canto (peralte).



**COMENTARIO.** Existen dos modos de fallo: (i) rotura del panel (puede suceder por cortante cerca de las esquinas o por flexión de la sección central) y (ii) rotura de los anclajes a la estructura; las patologías asociadas a las dos formas de rotura del panel se representan en la Figura 7-14.b. Ambos modos de fallo se asocian al Daño Generalizado (Tabla 7-1), por el riesgo de que los paneles caigan afectando a los usuarios de la estación (su peso es de 540 kg). En consecuencia, el período de retorno del Nivel de Acción Sísmica a considerar es de 2450 años (Tabla 1-8).

**COMENTARIO.** Para mayor claridad, la Figura 7-15 describe posibles ubicaciones del panel en la sección de la estación.

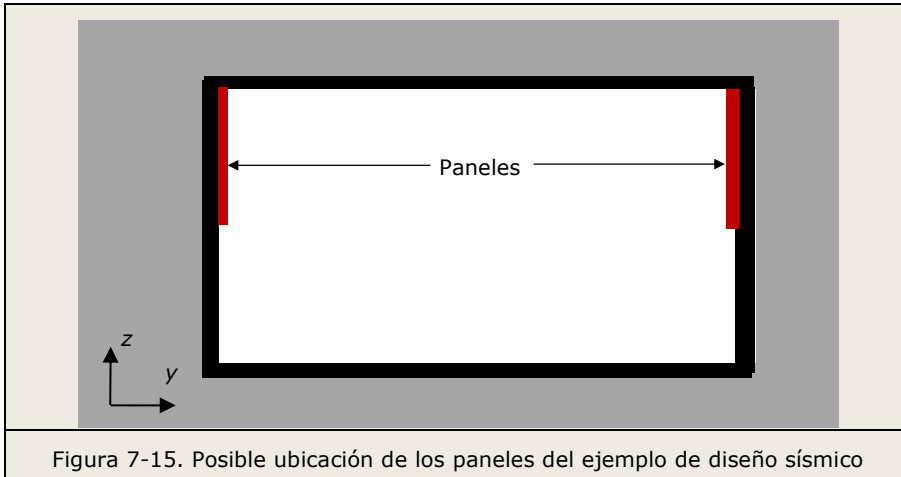


Figura 7-15. Posible ubicación de los paneles del ejemplo de diseño sísmico

**COMENTARIO.** La resistencia característica del hormigón a compresión es  $f_c' = 25$  MPa, el módulo de deformación del hormigón es  $E_c = 31$  GPa, la masa por unidad de longitud es  $m_0 = 0,75 \times 0,10 \times 2400 = 180$  kg/m, y el momento de inercia de la sección bruta (sin fisurar) es  $I = 0,75 \times 0,10^3 / 12 = 6,25 \times 10^{-5}$  m<sup>4</sup>. Se determina aproximadamente a continuación el período de oscilación de la pieza mediante las dos formulaciones descritas en la subsección 7.4.4. Según el segundo método (asimilar el componente a una estructura sencilla geométrica), el panel se analiza según la expresión analítica para barras articuladas en sus extremos:  $\omega = \pi^2 (\beta EI / m_0 L^4)^{1/2} = \pi^2 (0,5 \times 31 \times 10^9 \times 6,25 \times 10^{-5} / 180 \times 3^4)^{1/2} = 80,45$  rad/s; el coeficiente  $\beta$  tiene en cuenta la influencia de la fisuración del hormigón traccionado. El período es  $T = 2\pi / 80,45 = 0,0781$  s. Según el primer método (asimilar el componente a un sistema de un grado de libertad), el panel se analiza como un sistema discreto de un grado de libertad. La masa del modelo se puede estimar como la mitad de la total:  $m = 0,5 \times 180 \times 3 = 270$  kg, y la rigidez es aproximadamente  $k = 0,5 \times 48 EI / L^3 = 0,5 \times 48 \times 31 \times 10^9 \times 6,25 \times 10^{-5} / 3^3 = 1722222$  N/m (obviamente, se considera la misma reducción de rigidez que en el otro método). Entonces, el período es  $T = 2\pi / (m/k)^{1/2} = 2\pi / (270 / 1722222)^{1/2} = 0,0787$  s. El ajuste entre ambos resultados es bastante satisfactorio; se adopta  $T = 0,0784$  s. En relación a la ductilidad, ésta depende del diseño de los refuerzos (armadura) del panel; si éstos se diseñan adecuadamente, claramente se puede tomar  $q_a = 2$  según las indicaciones del Eurocódigo 8 [EN 1998-1 2004].

**COMENTARIO.** La fuerza estática que equivale a la acción sísmica se obtiene mediante la expresión  $F_a = S_a W_a \gamma_a / q_a$  (ecuación 7-3).  $S_a$  representa la ordenada espectral adimensional (en g) incluyendo el coeficiente de suelo y la PGA; equivale, pues, al producto  $Z \mu C S$  (modificado de [E.030 2018]), con  $C$  modificado para contener en el eje de las abscisas el cociente  $T_a / T_1$ .  $\mu$  es el factor de escala para tener en cuenta la variación del período de retorno (ecuación 2-13); su uso escusa considerar el coeficiente de importancia  $\gamma_a$ . La clasificación propuesta del suelo para este Manual (Zona 4) mostrada en la Tabla 2-2 y en la Tabla 2-3 se puede resumir en la Tabla 7-2 mostrada a continuación.



**Tabla 7-2. COMENTARIO.** Clasificación propuesta del suelo para este Manual (Zona 4)

Tipo	$v_{s,30}$ (m/s)	Valor central	S	$T_P$ (s)	$T_L$ (s)
<b>S<sub>0</sub></b>	> 1500	2000	0,8	0,3	3
<b>S<sub>1</sub></b>	500-1500	1000	1	0,4	2,5
<b>S<sub>2</sub></b>	180-500	340	1,05	0,6	2
<b>S<sub>3</sub></b>	< 180	120	1,1	1	1,6
<b>S<sub>4</sub></b>	-	-	-	-	-

**COMENTARIO.** El coeficiente de suelo  $S$  y los períodos  $T_P$  y  $T_L$  se obtienen mediante las siguientes interpolaciones lineales:

$$S = 1,05 - (1,05 - 1) (500 - 340) / (1000 - 340) = 1,038$$

$$T_P = 0,6 - (0,6 - 0,4) (500 - 340) / (1000 - 340) = 0,552 \text{ s}$$

$$T_L = 2 - (2 - 2,5) (500 - 340) / (1000 - 340) = 2,121 \text{ s}$$

El período natural del elemento ( $T$ ) corresponde a la rama inicial creciente del espectro de diseño (por ser inferior a  $0,2 T_P$ , Figura 2-4); a partir de estos datos, para  $T = 0,0784 \text{ s}$ , resulta  $C = 1 + 0,0784 \times 1,5 / 0,11 = 2,07$ . No obstante, dada la importante incertidumbre en el cálculo de  $C$  (especialmente al considerar el efecto de la fisuración del hormigón traccionado), se adopta por seguridad el valor para la meseta (tramo de aceleración constante), es decir  $C = 2,5$ . El factor de escala  $\mu$  se obtiene de la ecuación 2-13:

$$\mu = (T / T_r)^k = (2450 / 450)^{0,33} = 1,75$$

Finalmente, la fuerza estática equivalente (Figura 7-14.c) se obtiene mediante

$$F_a = S_a W_a / q_a = Z \mu C S W_a / q_a = 0,45 \times 1,75 \times 2,5 \times 1,038 \times 540 / 2 = 552 \text{ kg}$$

Esta fuerza puede utilizarse directamente para el diseño del panel, ya que no está afectada en la combinación sísmica por ningún coeficiente de seguridad. Debe tenerse en cuenta que  $F_a$  no es exactamente el efecto de la acción sísmica, sino únicamente su resultante; de hecho,  $F_a$  debe ser distribuida sobre el panel, proporcionalmente al desplazamiento del primer modo, tal como muestra la Figura 7-14.c. Si el efecto de la acción sísmica se representase mediante la fuerza concentrada  $F_a$ , esto resultaría indiferente para el fallo en las esquinas (sea por cortante en la loseta o por arrancamiento de los anclajes) pero sería excesivamente conservador para el fallo por momento en la sección central.

**COMENTARIO.** Otra alternativa de diseño (en el sentido de la forma de conectarse a la estructura) es reemplazar los anclajes rígidos (en las esquinas) por muelles (resortes) longitudinales de rigidez  $k$ , tal como describe la Figura 7-14.d. Los resortes pueden ser metálicos (sin amortiguamiento, pues) o de goma (con o sin amortiguamiento). Esta solución es un aislamiento sísmico, aunque no sea "de base". Básicamente, hay dos "candidatos" para el primer modo de vibración: traslación (simétrico) y rotación (antisimétrico). La **masa** del panel es  $\rho V$ , en donde  $\rho$  es la densidad y  $V$  el volumen; el **momento de inercia** (de masa) respecto del eje de giro (horizontal y contenido en el plano del panel es  $\rho V L^2 / 12 = m L^2 / 12$  ( $L$  es la altura del panel). La **rigidez** a traslación es  $4 k$  y a giro es  $C = k L^2$ . El período natural del modo traslacional es  $2 \pi / (m / 4 k)^{1/2} = \pi / (m / k)^{1/2}$ ; el del modo rotacional es  $2 \pi / (I / C)^{1/2} = 2 \pi / (m L^2 / 12 k L^2)^{1/2} = \pi / (m / 3 k)^{1/2}$ . En consecuencia, el primer modo es traslacional, pero no puede descartarse la participación del segundo (rotacional). Seleccionando adecuadamente el valor de  $k$ , pueden lograrse períodos tan lagos como se desee y así reducir la ordenada espectral. Deberá verificarse que los desplazamientos en los muelles puedan ser absorbidos por éstos.

## ANEXOS

### A. GUÍA DE CONTENIDO MÍNIMO DE LOS ESTUDIOS DEFINITIVOS DE ESTRUCTURAS SUBTERRÁNEAS DE INFRAESTRUCTURA VIAL (OBLIGATORIO)

Este Anexo discute el contenido mínimo de los proyectos relacionados con las construcciones de infraestructura cubiertas por este Manual.

Este Anexo contiene cuatro secciones. La primera sección (A.1) enumera los tres pasos del proceso general de desarrollo del proyecto: estudio de factibilidad, diseño conceptual y diseño detallado. Las secciones segunda (A.2), tercera (A.3) y cuarta (A.4) describen estas tres etapas, respectivamente.

#### A.1 Proceso de Desarrollo del Proyecto

Para que un proyecto de infraestructura vial o ferroviaria tenga éxito, una vez que se ha completado la etapa previa de concepción a nivel de idea, se debe seguir estrictamente un proceso de desarrollo específico. Dicho proceso está compuesto por una serie de tres estudios de ingeniería que aumentan gradualmente el nivel de detalle del diseño de la infraestructura:

- **Estudio de Factibilidad** (Etapa de Preinversión). Se analizan la nueva construcción y sus problemas asociados desde una perspectiva muy amplia.
- **Diseño Conceptual**. Se realiza un estudio más refinado para definir la solución de manera aún aproximada.
- **Diseño Detallado**. Este último estudio es reevaluado de manera más detallada para definir el proyecto de tal manera que sea posible construirlo.

Estas tres fases se describen a continuación.

#### A.2 Estudio de Factibilidad

Un proyecto de infraestructura (de carretera o ferroviaria) siempre se concibe para mejorar la calidad de vida de una determinada parte de la población, pero este objetivo tiene un coste (en un sentido amplio); este coste debe establecerse para determinar si la inversión en el proyecto vale los beneficios que brindará a sus usuarios. Esto se dilucida a través de un Estudio de Factibilidad.

En el Estudio de Factibilidad, se analizan varias alternativas diferentes para un Proyecto de Infraestructura. Para cada uno de éstos se identifican los materiales necesarios, los procedimientos constructivos y los posibles problemas y riesgos que plantean. Así, se destaca para su consideración cualquier tipo de perturbación que el proyecto pueda causar al medio ambiente, a las comunidades locales y su economía, a otras infraestructuras existentes, o a cualquier parte interesada.

Por lo general, se calculan en esta etapa del proyecto los costes y beneficios aproximados para cada alternativa. Estas cifras se basan en estimaciones brutas de proyectos anteriores o en criterios de ingeniería.

La alternativa con la mejor relación coste-beneficio normalmente se selecciona para ser analizada con mayor profundidad.

#### A.3 Diseño Conceptual

Una vez que se selecciona una alternativa específica, se requiere mayor investigación en ésta para brindar una descripción más precisa del diseño de la infraestructura, las actividades de construcción requeridas para su construcción y las medidas de

mitigación para todos los riesgos identificados en el Estudio de Factibilidad (sección A.2). En esta etapa del desarrollo del proyecto, el objetivo es elegir las diferentes estrategias que conducirían a la realización del proyecto de tal manera que pueda beneficiar a la sociedad y minimizar todos sus inconvenientes (identificados previamente). Por lo tanto, el diseño de la infraestructura y las diferentes medidas de mitigación deben ser considerados de manera aproximada en esta etapa (Diseño Conceptual). Por ejemplo, el dimensionamiento de los elementos estructurales se puede aproximar mediante cálculos manuales, o se pueden adoptar suposiciones simplificadas para los escenarios de carga sísmica bajo los cuales se tiene que analizar la estructura. Adicionalmente, se deberá brindar la definición de los mejores procedimientos técnicos para la mitigación del impacto ambiental, social y económico. Esto generalmente se realiza mediante los llamados estudios de Evaluación de Impacto Ambiental, Evaluación de Impacto Social y Evaluación de Impacto Económico, que se elaboran en esta etapa. En dichos documentos se evalúan las estrategias actuales para minimizar los resultados negativos de la construcción y operación de la infraestructura y se seleccionan las soluciones más convenientes.

Una vez que se completa una definición conceptual de los elementos de la infraestructura y las medidas para reducir sus efectos negativos, se puede elaborar un presupuesto bastante ajustado. De hecho, el objetivo final del Diseño Conceptual es proporcionar una estimación relativamente precisa del costo del proyecto. Esta cifra servirá de base para el Proyecto de Infraestructura.

#### **A.4 Diseño Detallado**

Una vez que se tiene el Diseño Conceptual (sección A.3), la infraestructura se define en un sentido general. Luego, se lleva a cabo un análisis específico y detallado de cada aspecto del proyecto para llegar a una definición construible del proyecto. Por lo tanto, el objetivo de la fase de Diseño Detallado es desarrollar el diseño básico desde el Diseño Conceptual hasta una etapa en la que el proyecto esté completamente definido para su construcción. En esta fase, los cálculos y diseños simplificados en el Diseño Conceptual se refinan con suposiciones más realistas, detalladas y sofisticadas.

El proyecto de estructuras subterráneas de infraestructura vial y ferroviaria redactado de acuerdo a este Manual tiene que contener, como mínimo, los siguientes documentos:

1. Memoria Técnica
2. Planos Técnicos
3. Especificaciones Técnicas
4. Catálogo de Conceptos

Estos documentos deben ser firmados por el ingeniero civil colegiado responsable del diseño, quien es el único autorizado para aprobar cualquier modificación a los mismos.

Las siguientes subsecciones describen las características requeridas de los documentos antes mencionados.

##### **a. Memoria Técnica**

El Informe Técnico tiene como objetivo brindar una información completa sobre el diseño de tal manera que pueda ser entendido por un tercero con conocimiento comprobado en la materia. Por lo tanto, el Informe Técnico debe describir el análisis y diseño sismorresistente, tanto de manera cualitativa como cuantitativa. Este documento debe contener, como mínimo, los siguientes datos:

- Lista de Normas y otros documentos considerados; esta selección tiene que estar justificada. En caso de conflicto, este Manual debe prevalecer entre las demás Normas y documentos considerados.

- Sistema estructural sismorresistente. La solución elegida debe ser adecuadamente justificada de acuerdo a los criterios conceptuales presentados en este Manual (Anexo B).
- Parámetros estructurales de los materiales empleados.
- Acciones (cargas) y combinaciones entre éstas.
- Hipótesis consideradas en los cálculos.
- Descripción del proceso de construcción que se debe emplear, con indicación de las implicaciones de su posible modificación.
- Método de cálculo aplicado para el diseño, destacando las razones de su elección y sus principales inconvenientes, junto con algunas medidas de mitigación de estos últimos. El software se puede tomar como un método de cálculo.
- Descripción exhaustiva de los cálculos efectuados.
- Tablas y gráficos con los principales resultados de los cálculos realizados. Las fuerzas, los desplazamientos y las aceleraciones siempre deben tenerse en cuenta al proporcionar esta información.
- Comparaciones razonadas entre los principales resultados de los cálculos y cálculos simplificados manuales.
- Ensayos a efectuar. Descripción detallada de su objetivo, número, ubicación y características. Criterios para modificar, de acuerdo con los resultados obtenidos el número y las características de los ensayos a llevar a cabo.
- Anexo en que se justifique detalladamente el cumplimiento de las prescripciones y recomendaciones de este Manual y de las Especificaciones Técnicas.

La memoria descriptiva también deberá incluir un informe geotécnico. Este tiene que aportar, como mínimo, lo siguiente:

- Códigos, normas y demás documentos aplicados, razonando su selección para el diseño. En caso de conflicto, este Manual debe prevalecer entre las demás Normas y documentos.
- Descripción del lugar, sus alrededores y las condiciones del terreno desde una perspectiva geológica.
- Descripción y justificación de los planes de investigación geotécnica en el sitio y en el laboratorio. Se proporcionarán criterios para modificar el número requerido de pruebas de acuerdo con los resultados obtenidos.
- Perfiles estratigráficos, indicando los principales tipos de suelos encontrados en las prospecciones (geotécnicas o geofísicas) realizadas.
- Posición del nivel freático y fluctuaciones esperadas.
- Valores de diseño de las propiedades del suelo y las rocas, incluida la justificación, según corresponda.
- Códigos, normas y otros documentos aplicados.
- Cálculos y dibujos detallados del diseño geotécnico.
- Elementos que deben comprobarse durante la construcción o que requieren mantenimiento o vigilancia.

En relación al último punto de la lista anterior, se deben indicar los siguientes aspectos: el propósito de cada conjunto de observaciones o mediciones, las partes de la estructura que se van a supervisar y los lugares en los que se tienen que hacer observaciones, la frecuencia con la que se deben tomar las lecturas, las formas en que se evaluarán los resultados, el rango de valores dentro del cual se deben considerar los resultados, el período de tiempo durante el cual continuará el monitoreo después de que se complete la construcción, las partes responsables de realizar mediciones y observaciones y de interpretar los resultados obtenidos y para el seguimiento y mantenimiento de los instrumentos. El Anexo D contiene información adicional sobre la instrumentación de estructuras cubiertas por este Manual.

## **b. Planos Técnicos**

El objetivo del proyecto estructural es proporcionar una representación gráfica exacta de la construcción a realizar. Debe tener suficientes detalles como para permitir que



una parte ajena realice la construcción sin requerir ninguna información adicional. Los planos técnicos deben incluir, como mínimo, la siguiente información:

- Sistema estructural sismorresistente. El nivel de detallado tiene que ser suficiente para permitir una construcción precisa, sin que existan ambigüedades. En caso de duda, cualquier información adicional deberá ser proporcionada por el ingeniero civil autor del proyecto.
- Descripción completa de las características de los materiales empleados.
- Indicaciones acerca del proceso de construcción a emplear.
- Advertencias acerca de las principales precauciones que deben seguirse.
- En los planos estructurales, cargas y principales hipótesis consideradas (sobre el comportamiento estructural).
- Instalaciones de todo tipo.
- Ubicación y características de la instrumentación, Anexo D.

### **c. Especificaciones Técnicas**

Las Especificaciones Técnicas deben proporcionar una descripción completa de todas las características relevantes de los materiales que se utilizarán en la construcción. También tiene que contener una forma específica de verificar que las propiedades requeridas de los materiales fundidos en el lugar estén de acuerdo con las hipótesis consideradas para el diseño.

El objetivo de las Especificaciones Técnicas es la definición de la calidad de los materiales de construcción y la forma en que ésta se puede asegurar en la obra. Por lo tanto, el contenido mínimo tiene que ser:

- Relación de Normas y otros documentos considerados en relación a las características de los materiales. La elección debe estar justificada.
- Pruebas a realizar. Descripción detallada de su número, ubicación y características.
- Criterios estadísticos para la aprobación de materiales.

### **d. Catálogo de Conceptos (BoQ)**

El objetivo del Catálogo de Conceptos (conocido en lengua inglesa como "Bill of Quantities", BoQ) es resumir las cantidades requeridas de los diferentes materiales para completar la construcción. Tiene que proporcionar una herramienta precisa para llegar al precio final de los materiales de construcción una vez que se conoce su precio; no obstante, el precio no debe estar incluido en el Catálogo de Conceptos.

El Catálogo de Conceptos tiene que definir el número de unidades relevantes (unidades de medida) de los diferentes materiales que se utilizarán en la construcción, como el volumen ( $m^3$ ) para el hormigón (concreto) o (kg) el peso para el acero de refuerzo. Las unidades relevantes son las medidas de compra comunes para cada material.

Los materiales que deben incluirse en el BoQ son los propios de la estructura y los diferentes elementos de los componentes no estructurales en el ámbito del diseño de la obra civil: tabiques, andenes, pasos transversales entre túneles, pozos de trabajo, ventilación y evacuación, etc. Por otro lado, el BoQ no debe incluir elementos que no estén relacionados con la construcción civil tales como equipos MEP ("Mechanical Electrical and Plumbing", conductos, electricidad y mecánica), cables y tuberías, sistemas de ventilación, acabados arquitectónicos, mobiliario, etc.

Cada concepto en el BoQ debe ir acompañado de las características principales del material, como la resistencia del acero, el diámetro de la barra o la mezcla de agregados de concreto. Estas características deben estar alineadas con las presentes en las Especificaciones Técnicas.



El Catálogo de Conceptos debe establecerse en forma tabular para facilitar las actividades posteriores, como la elaboración de presupuestos o la supervisión de la construcción.

El Catálogo de Conceptos es de suma importancia, ya que es el resultado de todas las actividades de diseño y constituye el principal documento contractual en términos de costos de construcción.

PREPUBLICACIÓN



## **B. DISEÑO CONCEPTUAL SISMORRESISTENTE DE CONSTRUCCIONES SUBTERRÁNEAS EXCAVADAS A CIELO ABIERTO (RECOMENDADO)**

Este Anexo presenta criterios conceptuales (no cuantificados) para el diseño sismorresistente de algunas de las construcciones de infraestructura cubiertas por este Manual (estaciones y túneles superficiales excavados a cielo abierto). El contenido de este Anexo se relaciona principalmente con la sección A.3 (que trata de la etapa de Diseño Conceptual).

Este Anexo contiene cuatro secciones. La primera sección (B.1) describe consideraciones generales sobre el diseño sísmico de estructuras subterráneas, la segunda sección (B.2) ilustra el daño observado en construcciones subterráneas reales dañadas por terremotos, la tercera sección (B.3) propone algunas soluciones innovadoras de diseño conceptual y, finalmente, la cuarta sección (B.4) presenta algunas observaciones adicionales.

Dada la mayor vulnerabilidad sísmica de las estructuras subterráneas excavadas a cielo abierto (Capítulo 6), este Anexo trata exclusivamente de éstas.

### **B.1 Consideraciones Generales**

El diseño sismorresistente de construcciones subterráneas tiene características marcadamente diferentes del de edificaciones ordinarias (aéreas, es decir, situadas por encima del terreno, sección 2.1 y Anexo C). Las principales distinciones son que éstas carecen de soporte lateral continuo a lo largo de su altura y reciben la excitación sísmica sólo a través de su base, mientras que aquéllas están sujetas por el terreno y son sacudidas sísmicamente por este a lo largo de toda su altura. Estas disimilitudes tienen repercusiones relevantes en su diseño sísmico: en edificios, su comportamiento dinámico se caracteriza básicamente por sus períodos naturales (por lo que las acciones sísmicas son frecuentemente caracterizadas mediante espectros) y el edificio puede derrumbarse si llega a experimentar derivas excesivas. Al contrario, en construcciones subterráneas no cabe considerar el concepto de período natural (la construcción oscila junto con el terreno, con lo que es difícil definir la masa vibrante, esto indica que la acción sísmica no puede ser representada por espectros), y el derrumbe lateral (colapso) es imposible, dado el apoyo prestado por el terreno. Debe tenerse en cuenta que la acción sísmica es claramente indirecta (es decir, se trata de un desplazamiento impuesto); aunque esta circunstancia se da tanto en edificios como en estructuras enterradas, en éstos tiene una influencia notablemente más intensa, ya que, tal como se ha discutido previamente, la construcción está en contacto con el terreno por todo su perímetro (en particular, por sus caras verticales).

Como consecuencia de las consideraciones expuestas en el párrafo anterior, la estrategia general de diseño sismorresistente no puede estar basada en proyectar estructuras fuertemente rígidas en dirección transversal (tal como se hace frecuentemente en edificios aéreos), ya que éstas pueden acabar aún más dañadas que si fuesen más flexibles [Wang 1993]; esta referencia está en el grupo "Túneles y Estructuras Subterráneas". La fuerza ejercida por el terreno sobre la estructura es el resultado de la interacción entre ambos, por tanto, la tendencia descrita en la frase anterior se cumple de una manera más clara cuando se tiene una estructura más bien flexible rodeada de un terreno rígido. Expresado de otra manera, dado que la estructura está embebida en el terreno, la deriva y las aceleraciones absolutas no pueden evitarse. En este sentido, si se aumentase la rigidez lateral (transversal) de la estructura, la deriva sería difícil de reducir y probablemente una mayor rigidez redundaría en un daño estructural más severo; en última instancia, si se diseñase una estructura infinitamente rígida en sentido lateral, sus aceleraciones absolutas serían iguales a las del terreno. Dicho en otras palabras, no se trata de oponerse a la deriva impuesta por el movimiento sísmico del terreno, sino de diseñar estructuras que sean capaces de acomodarla sin un daño excesivo; esto último puede lograrse

combinando una cierta flexibilidad transversal con una buena ductilidad. La Figura B-1 ilustra estos conceptos de forma gráfica representando una sección transversal de una estación (o de un túnel) formada por un perímetro externo en cajón (constituido por dos muros y dos losas) y una losa intermedia y columnas o muros centrales (interiores). La Figura B-1.a y la Figura B-1.b se refieren a una sección altamente flexible (en dirección lateral) y se encuentra en situación de reposo y durante un movimiento sísmico fuerte, respectivamente; se representan esquemáticamente las fuerzas de interacción entre el terreno y la estructura. La Figura B-1.c y la Figura B-1.d presentan una sección de mayor rigidez transversal y también se encuentra en reposo y sufriendo una excitación sísmica, respectivamente; se dibujan igualmente las fuerzas de interacción.

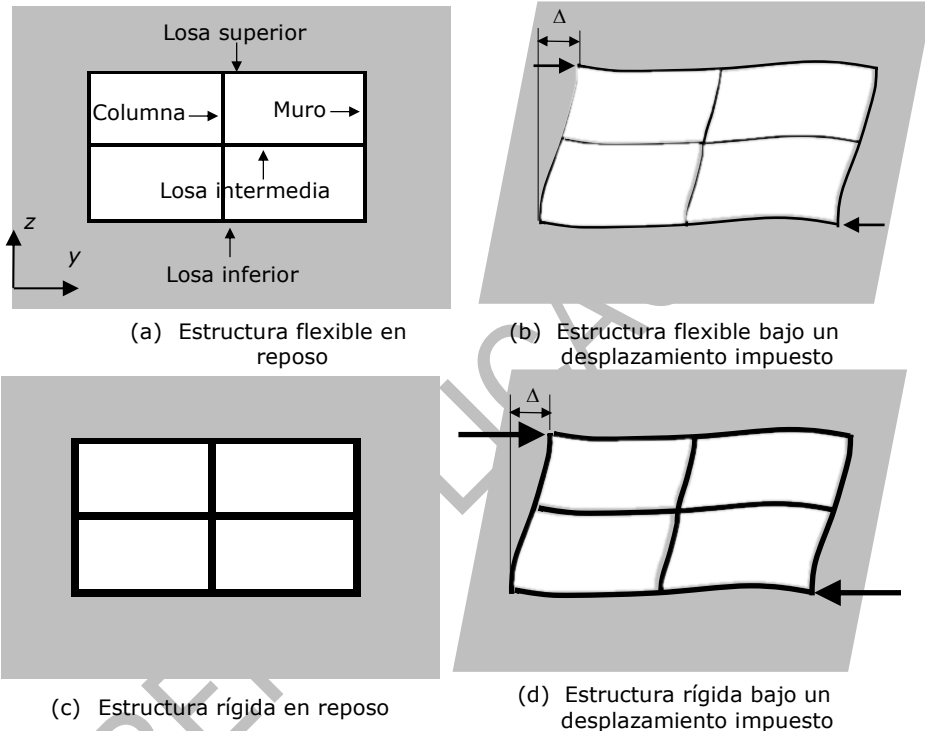


Figura B-1. Fuerzas ejercidas por el terreno adyacente sobre estructuras rígidas y flexibles

La Figura B-1 muestra como el incremento de rigidez causa un fuerte aumento de la fuerza ejercida por la estructura; la cuantía de este aumento depende de la relación entre las rigideces y resistencias del suelo y la estructura: es muy fuerte cuando el terreno es significativamente más rígido y resistente que la estructura, y mucho más débil en caso contrario [Wang 1993] (grupo "Túneles y Estructuras Subterráneas"). En todo caso, este aumento puede anular completamente la ganancia de resistencia producida por el incremento de rigidez.

Es destacable que las secciones dibujadas en la Figura B-1.b y Figura B-1.d no se encuentran en equilibrio de momentos; esto se debe a que no se han representado las fuerzas verticales de interacción entre la estructura y el terreno, por no ser de interés para el tema abordado en esta sección.

En resumen, no se puede abordar el diseño sismorresistente de construcciones subterráneas y de edificaciones ordinarias con la misma mentalidad ni siguiendo la





misma estrategia. Probablemente, esta circunstancia sea la principal razón de la existencia de este Manual.

## **B.2 Daño Observado. Estación Daikai (Kobe, Japón)**

En estos momentos no existe suficiente experiencia a nivel mundial sobre el comportamiento sismorresistente de estructuras enterradas, ya que el único colapso documentado es el de la estación Daikai (Kobe, Japón) durante el terremoto de Gran Hanshin 1995; en el grupo de referencias "Estructuras subterráneas dañadas por terremotos. Estación Daikai (Kobe, Japón)" hay numerosos estudios al respecto (se trata de un caso bien documentado).

La ausencia de más catástrofes no debe ser interpretada como una buena señal de una baja vulnerabilidad sísmica de las estructuras enterradas, ya que la mayor parte de las que están situadas en zonas fuertemente sísmicas son relativamente recientes, y quizás no hayan experimentado terremotos suficientemente severos. Esta relativa falta de información es preocupante, y aconseja extremar las precauciones en el diseño sísmico de construcciones subterráneas; no obstante, es necesario aprovechar el conocimiento de la desgracia acontecida en Kobe; en este sentido, la Figura B-2 describe los daños de dicha estación. La Figura B-2.a muestra una sección longitudinal de la estructura, la Figura B-2.b presenta una vista en planta, la Figura B-2.c ilustra el colapso de las columnas centrales, y la Figura B-2.d contiene una imagen del asiento sufrido por el suelo situado por encima de la estación.

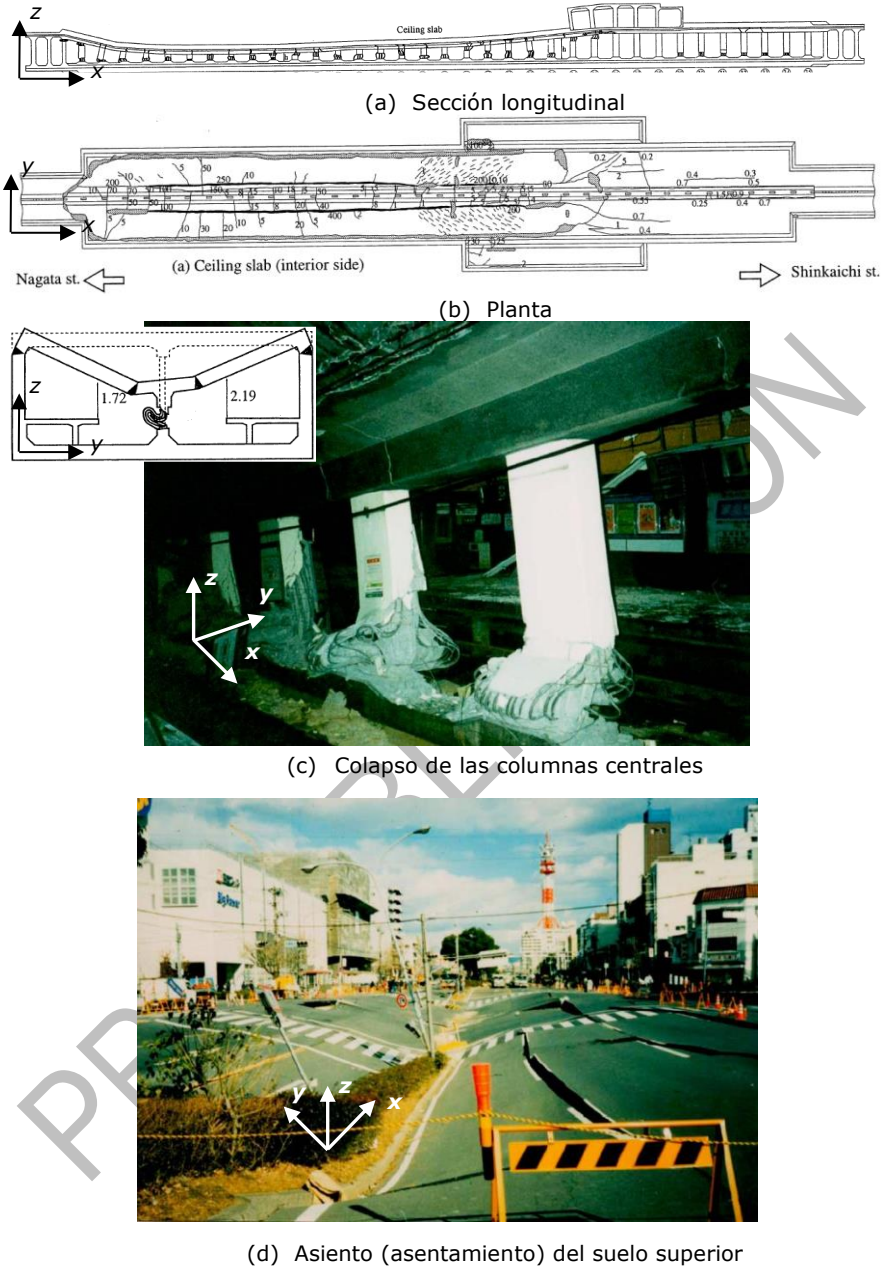


Figura B-2. Daño sísmico de la estación Daikai [Iida et al. 1996; Uenishi, Sakurai 2000] (grupo "Estructuras Subterráneas Dañadas por Terremotos. Estación Daikai (Kobe, Japón)")

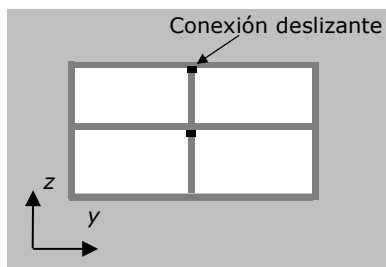
En resumen, las principales conclusiones que se obtienen de este colapso son: (i) las estaciones de metro o ferrocarril excavadas a cielo abierto son, aparentemente, una de las estructuras subterráneas más vulnerables, (ii) la redundancia estática lateral (hiperestática) de la estación Daikai (conexiones rígidas entre sus elementos estructurales) jugaron un papel altamente negativo, (iii) el efecto de la componente

vertical de la acción sísmica fue altamente significativo, aumentando la relación de compresión axial de las columnas centrales y por lo tanto deteriorando su ductilidad, (iv) el refuerzo transversal en las secciones críticas de las columnas (extremos superior e inferior) es muy necesario para proporcionar resistencia al corte y ductilidad y para evitar el pandeo del refuerzo longitudinal comprimido, y (v) la interacción suelo-estructura es de suma importancia. Notablemente, la formulación de modernización de la estación y la gran mayoría de las investigaciones publicadas consideraron los problemas i, iii y iv, pero no ii. Hablando de consideraciones más particulares, la Figura B-2.c muestra la gravedad del colapso de las columnas centrales, el cual aparentemente tuvo una cierta componente de fallo frágil por cortante; esto señala la fuerte necesidad de cuidar el diseño de estos elementos, y, sobre todo, evitar a toda costa dicho modo de rotura (protegiendo a la columna con condiciones de equilibrio por capacidad). En línea con lo expuesto al inicio de este Anexo, diversos estudios aconsejan diseñar columnas aisladas sísmicamente (normalmente a través de sus secciones superiores) de la estructura principal [Mikami et al. 2001; Chao et al. 2018; Lu et al. 2019]; en algunos casos se proponen otras soluciones semejantes [Ma et al. 2021] (grupos “Estructuras Subterráneas Dañadas por Terremotos. Estación Daikai (Kobe, Japón)” y “Apoyos de Goma”).

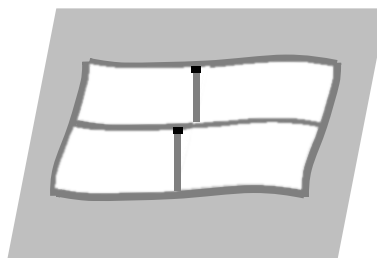
### B.3 Soluciones de Diseño Innovadoras

Apuntando en la dirección de las soluciones de diseño bastante avanzado propuesto a partir del colapso de la estación Daikai, la Figura B-3.a presenta una sección de una estación o túnel (semejante a la mostrada en la Figura B-1) en la que se ha independizado la deformación lateral de la estructura externa (muros laterales y losas superior e inferior) de la de las columnas centrales; esto se ha efectuado a base de instalar aisladores sísmicos entre la columna y la losa soportada (superior). Yendo más allá en la línea de flexibilizar la estructura para poder acomodar mejor las deformaciones impuestas por el suelo, la Figura B-3.c contiene una solución más radical en la que (además de las conexiones deslizantes de la columna mencionadas anteriormente) las conexiones entre los elementos de la estructura principal (muros y losas) se representan como articuladas (rótulas, pues) [Bu, Ledesma, López-Almansa 2022] (grupo “Túneles y Estructuras Subterráneas”). Finalmente, la Figura B-3.e propone otra solución en la que todas las conexiones son articuladas; notablemente, esto se puede lograr incluso en relación a elementos continuos en dirección longitudinal (muros, columnas y losas).

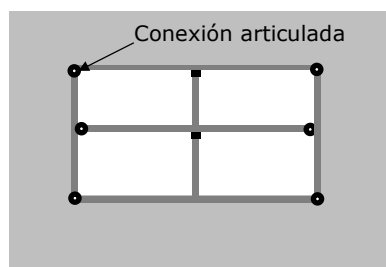
La solución en la Figura B-3.a tiene como objetivo proteger los elementos internos (principalmente, la columna central) del fallo inducido por flexión durante la sacudida sísmica (es decir, la deformación de corte impuesta); las soluciones de la Figura B-3.c y la Figura B-3.e representan un paso adelante al extender esta protección a todos los elementos estructurales (muros, losas y columnas). Este objetivo se alcanza reduciendo al máximo la rigidez lateral de la estación (o túnel), hasta obtener valores cercanos a cero. Entonces, como la excitación sísmica consiste básicamente en una deformación cortante impuesta al suelo (Figura 6-10, Figura 6-11 y Figura 6-13, Anexos J, L y M), la estación se limitará a acomodar de una manera bastante mansa dicha deformación, sin flexión apreciable en el elementos estructurales.



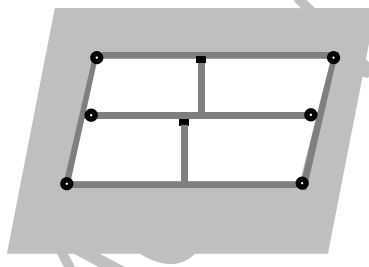
(a) Solución con columnas aisladas sísmicamente



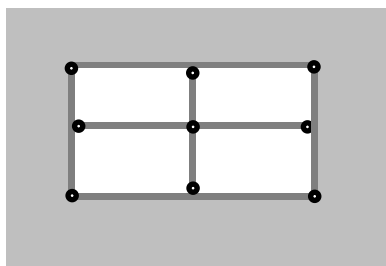
(b) Deformación durante la acción sísmica. Columnas aisladas



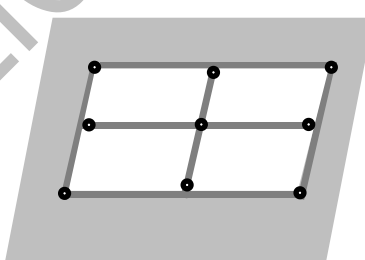
(c) Solución con columnas aisladas sísmicamente y uniones articuladas



(d) Deformación durante la acción sísmica. Columnas aisladas y uniones articuladas



(e) Solución totalmente articulada



(f) Deformación durante la acción sísmica. Solución totalmente articulada

Figura B-3. Posibles soluciones alternativas para estaciones y túneles

Bajo el movimiento impuesto del suelo, la Figura B-3.b, la Figura B-3.d y la Figura B-3.f exhiben los patrones de deformación de la sección de la Figura B-3.a, la Figura B-3.c y la Figura B-3.e, respectivamente. La Figura B-3.b muestra que las columnas (o los muros) interiores quedan prácticamente libres de sufrir flexión (momento flector y fuerza cortante); este tipo de comportamiento elimina completamente el riesgo de este tipo de colapso, como el dibujado en la Figura B-2. La Figura B-3.d muestra que, cuando se anula completamente la rigidez transversal de la estructura, el comportamiento estructural de ésta es aun mejor, desapareciendo completamente las flexiones provocadas (en los elementos estructurales) por la deformación sísmica del suelo. La Figura B-3.f muestra un comportamiento estructural totalmente equivalente.

Cabe destacar que el diseño de la Estación Mercado Santa Anita de la Línea 2 del Metro de Lima (Anexo Q) sigue parcialmente estas recomendaciones, ya que las



conexiones entre las columnas interiores y las losas son bastante articuladas, correspondiendo a la Figura B-3.e.

Por último, debe señalarse que recientemente se ha planteado construir estaciones mediante elementos prefabricados (de concreto reforzado). El Grupo "Estructuras Subterráneas Prefabricadas" contiene referencias útiles sobre este tema.

#### **B.4 Consideraciones Finales**

Por último, debe tenerse presente que para evitar las consecuencias de acciones sísmicas severas sobre las estructuras objeto de este Manual, no basta que el diseño sísmico sea correcto, sino que además las estructuras tienen que ser adecuadamente construidas y después mantenidas durante su Vida Útil (sección 1.2). Si durante la construcción se produjera alguna circunstancia que impidiera que la estructura alcanzase las características exigidas en el proyecto, deberá verificarse su capacidad sismorresistente efectuando nuevos cálculos; si éstos no arrojasen un resultado favorable, la seguridad deberá comprobarse mediante ensayos.

PREPUBLICACIÓN

## C. DISEÑO SÍSMICO DE ESTACIONES DE FERROCARRIL CON PARTES BAJO Y SOBRE EL SUELO (OBLIGATORIO)

Este Anexo analiza el diseño sismorresistente de construcciones (típicamente similares a edificios) que están sólo parcialmente enterradas, es decir, tienen partes por debajo y por encima de la superficie del suelo. Hay dos secciones, la primera sección (C.1) describe el contexto general y la segunda sección (C.2) explica el enfoque de diseño propuesto.

Este Anexo está vinculado a las secciones 6.5 y 6.6.

### C.1 Consideraciones Generales

Algunas estaciones de metro o ferrocarril (u otras instalaciones involucradas) pueden tener partes ubicadas sobre la superficie del suelo (parte aérea o superestructura) mientras que otras son subterráneas (subestructura); obviamente, tales partes se diseñarán de acuerdo con la Norma [E.030 2019] y este Manual (referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica") (utilizando cualquiera de las estrategias descritas en la sección 6.5), respectivamente. Por lo tanto, es necesario establecer un protocolo que garantice la compatibilidad entre dichas regulaciones, y brinde el mismo nivel de protección a ambas partes. Notablemente, esta no es una tarea rutinaria, principalmente debido a dos razones: (i) la vulnerabilidad sísmica intrínsecamente diferente de las estructuras subterráneas y aéreas, y (ii) el diseño sísmico totalmente diferente y las estrategias de análisis para ambas partes (sección 2.1).

El siguiente esquema (Figura C-1) muestra un ejemplo representativo de un edificio con partes situadas bajo y sobre el terreno.

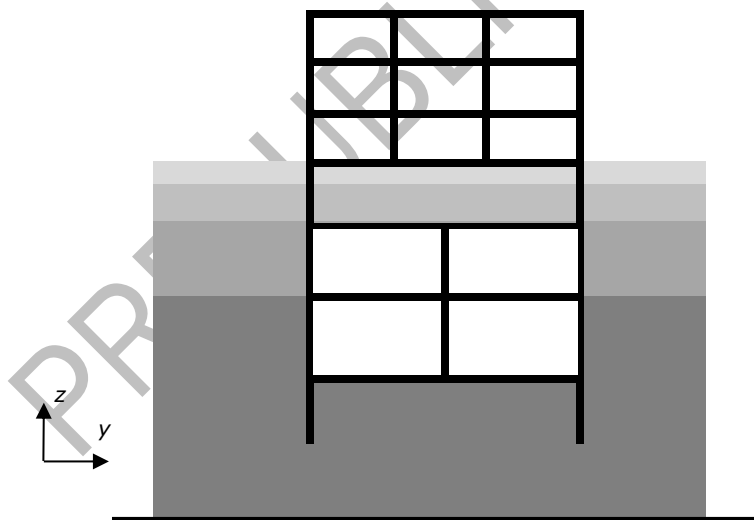


Figura C-1. Ejemplo de estación de ferrocarril con partes enterradas y aéreas

La parte emergida (aérea) puede diseñarse sísmicamente utilizando cualquiera de los métodos de la Norma [E.030 2019] (referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica"): Fuerzas estáticas equivalentes (cláusula 28), Análisis modal espectral (cláusula 29) y Análisis dinámico no lineal (cláusula 30). En este Informe, sólo se describe (en la sección C.2) el protocolo para la primera formulación (la más simplificada); los protocolos para las otras formulaciones son bastante similares.

## C.2 Método de Diseño Sísmico Propuesto

En la formulación de Fuerzas estáticas equivalentes, la estructura se diseña de acuerdo con la siguiente expresión de la fuerza de corte en la base:  $V = Z U C S P / R$ . En esta ecuación,  $Z$  es el factor de zona (Tabla 1 y Figura 7 de la Norma [E.030 2019] y Figura 2-3 de este Manual, que representa la  $PGA$  del sitio),  $U$  es el factor de uso (Tabla 5 de la Norma [E.030 2019]),  $C$  es el factor de amplificación sísmica (ordenada espectral normalizada, cláusula 14),  $S$  es el factor del suelo (Tabla 3 de la Norma [E.030 2019]),  $P$  es el peso sísmico (cláusula 26 de [E.030 2019]) y  $R$  es el Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (cláusula 22). Se indica que la relación  $R / C$  no puede ser inferior a 0,11 (cláusula 25.2.2. de [E.030 2019]). Las consideraciones particulares para cada uno de estos coeficientes se discuten a continuación.

- **Z.** Dado que la demanda sísmica en este Manual ha sido diseñada para ser compatible con la de la Norma [E.030 2019] (referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica"), la  $PGA$  será la misma para ambas partes (se obtendrá de acuerdo con este Manual); a partir de este dato, el espectro de demanda (solicitud) se puede generar de acuerdo con la Norma [E.030 2019] (cláusula 14).
- **U.** El factor de uso está relacionado con la Importancia Operativa de la construcción, y sus valores deben tomarse de la Tabla 5 de la Norma [E.030 2019]. Como evidentemente se tiene que asignar la misma importancia a las partes aéreas y subterráneas del edificio, se debe establecer alguna correspondencia entre la importancia en [E.030 2019] y la Importancia Operativa en este Manual (sección 1.3). Se recomienda que A, B y C (E.030 [E.030 2019]) correspondan a I1, I2 e I3, respectivamente. Debe tenerse en cuenta que no debe buscarse una equivalencia directa entre las importancias según [E.030 2019] y este Manual (ya que ambos tratan de construcciones con finalidades distintas), sino una mera equiparación a efectos de este Anexo.
- **C.** Como se discutió al definir  $Z$ , el espectro de demanda (solicitud) se puede generar de acuerdo con la cláusula 14 de la Norma [E.030 2019] (factor de amplificación sísmica, ecuación 2-12 de este Manual). Entonces, el valor de  $C$  se obtendrá de acuerdo con el período fundamental de la parte emergente (sobre el suelo) del edificio. Se recomienda que este período se determine considerando la interacción suelo-estructura en la parte subterránea del edificio; sin embargo, para situaciones ordinarias se podrá seguir lo prescrito en la cláusula 25.4 de [E.030 2019].
- **S.** El factor del suelo se puede obtener a partir de la Tabla 3 de la Norma [E.030 2019]. Sin embargo, la cláusula 12.3.2 de la Norma [E.030 2019], no rige; en cualquier caso, la clasificación del suelo se basará en los 30 m superiores. Esta sugerencia surge del hecho de que dicho criterio se considera bastante poco conservador.
- **P.** No hay ninguna consideración particular; obviamente, el peso sísmico debe corresponder sólo a la parte situada por encima del terreno. Se considerará el valor recomendado por la Norma [E.030 2019].
- **R.** No hay ninguna consideración particular; se considerará el valor recomendado por la Norma [E.030 2019].

Notablemente, para edificios cuyo factor de amortiguamiento es claramente diferente al 5% (por ejemplo, estructuras de acero con divisiones y revestimientos de vidrio; su factor de amortiguamiento es próximo al 2%), se sugieren los factores de modificación de amortiguamiento en [Mendo et al. 2017] (grupo "Coeficientes de Modificación por el Amortiguamiento"); alternativamente, los factores recomendados por las regulaciones estadounidenses [ASCE 7-22 2022] (grupo "Normas y otros Documentos Similares de otros Países") pueden usarse en su lugar.

La Figura C-2 muestra un ejemplo de la estrategia propuesta; el edificio externo está diseñado con la formulación de Fuerzas estáticas equivalentes (cortante en la base  $V$ ) y la estructura subterránea está diseñada utilizando cualquiera de las estrategias

describas en la sección 6.5 (en la Figura C-2 se muestra un acelerograma de excitación).

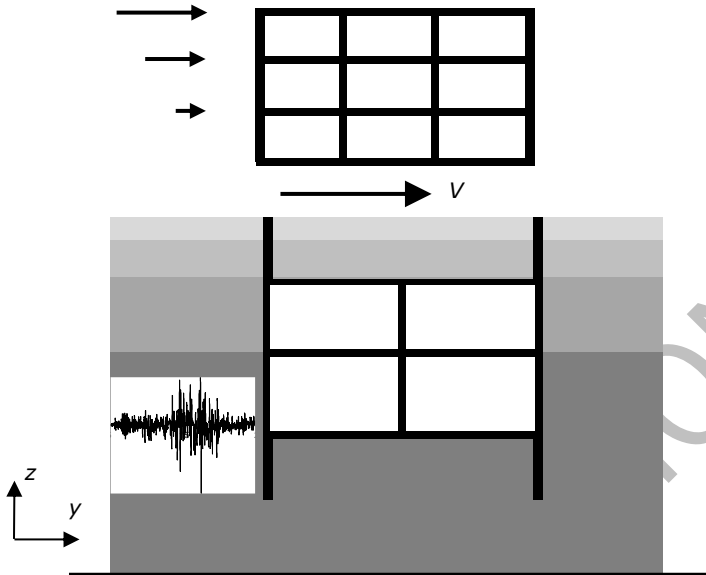


Figura C-2. Estrategia de diseño propuesta para estaciones de ferrocarril con partes enterradas y aéreas

La parte situada bajo el nivel del suelo puede analizarse y diseñarse con las estrategias propuestas en el Capítulo 6.

Como se indica en el punto 7.1.3 de [ISO 23469 2005] (grupo "Normas y otros Documentos Similares de otros Países"), se incorporará al análisis de la estructura enterrada la interacción entre la superestructura y la subestructura (sección 6.5).

Por otra parte, la solución consistente en el aislamiento sísmico (de base) de la parte superior (aérea) es contemplada y alentada. Para tal efecto se debe considerar la Norma [E.031 2018]; esta referencia se encuentra en el grupo "Reglamento General y Sísmico del Perú"; El anexo P trata de los apoyos de caucho.



## D. INSTRUMENTACIÓN DE ESTRUCTURAS ENTERRADAS (OBLIGATORIO)

Este Anexo describe la instrumentación de las estructuras objeto de este Manual, tanto durante su construcción como en su Vida Útil (de Diseño) (sección 1.2).

Este Anexo contiene cinco secciones, la primera (D.1) describe el contexto general de la instrumentación de estructuras enterradas, la segunda (D.2) trata sobre las características que debe reunir el plan de auscultación de la estructura, la tercera (D.3) discute la instrumentación mínima a instalar, la (D.4) explica las características de los instrumentos (dispositivos) más comunes, y la quinta (D.5) resume la problemática del control de la fisuración de edificios y otras construcciones que puedan verse afectadas por la estructura enterrada.

### D.1 Consideraciones Generales

Las estructuras enterradas relevantes deberán ser instrumentadas (auscultadas) a efectos de: (i) facilitar un proceso de construcción correcto, (ii) controlar la evolución temporal del estado de la estructura (para garantizar la seguridad de la obra y su ajuste a las hipótesis y modelos de cálculo adoptados en su diseño), y (iii) poder conocer su respuesta a acciones sísmicas significativas que puedan acontecer durante su Vida Útil (sección 1.2) (esta última finalidad tiene una componente científica y otra de obtener información del estado de la estructura). Además, también se tienen que monitorear el suelo y las estructuras cercanas a la estructura enterrada, dependiendo de las características del proyecto (es decir, si es necesario controlar los asentamientos del suelo o la fisuración de las estructuras).

El coste de la instrumentación será incluido en el presupuesto general de la construcción (Catálogo de Conceptos, Anexo A). La entidad promotora, gestora o propietaria de la infraestructura será responsable del mantenimiento de los sensores, incluyendo la recogida y el almacenamiento de datos por parte de éstos. También serán responsables de la interpretación de las mediciones, con el fin de detectar y anticipar problemas de construcción, impactos en las instalaciones o estructuras cercanas y cualquier otro efecto relevante.

### D.2 Plan de auscultación

Deberá elaborarse un plan de auscultación que especifique, al menos, los siguientes aspectos: (i) magnitudes a controlar, (ii) dispositivos de control y su ubicación, (iii) sistemas y frecuencias de lectura, y (iv) sistemas de almacenamiento y tratamiento de la información.

Las magnitudes a medir suelen ser geométricas (desplazamientos, aceleraciones, deformaciones, inclinaciones) o mecánicas (esfuerzos, presión); también se puede detectar la presencia de agua. Estas magnitudes pueden corresponder a la estructura, al terreno o a edificios anejos o próximos. Para controlar debidamente estas mediciones se establecen previamente umbrales de referencia (valores esperables); sus límites permiten determinar cuáles son los dispositivos de instrumentación más adecuados en cada caso. La ubicación de estos dispositivos se fija buscando optimizar la información obtenida de las mediciones. Una vez almacenadas las lecturas, se procederá a su tratamiento y a la comparación con los valores previstos; si aparecen diferencias excesivas, éstas deberán ser interpretadas. En su caso, se pondrán en marcha los procedimientos previstos en el Plan de Auscultación; este deberá tener establecida una cadena de transmisión de la información, a efectos de que se puedan tomar medidas correctoras.

### D.3 Instrumentación mínima

Esta sección discute la instrumentación mínima a disponer en la estructura para cumplir con los objetivos del plan de auscultación descrito en la sección D.2. En los dos párrafos siguientes se discuten los casos de estaciones (o túneles) superficiales y profundos, respectivamente.

**Estaciones superficiales.** La instrumentación mínima a disponer en cada estación o túnel excavados a cielo abierto consistirá en lo siguiente: (i) **acelerómetros** triaxiales que sean capaces de medir las señales de aceleración en dirección transversal, longitudinal y vertical, (ii) **dianas topográficas** (de puntería) y **clavos de nivelación** de precisión que puedan ser referenciados desde el exterior, (iii) **inclinómetros** verticales vinculados a los muros laterales (o insertados en éstos), y (iv) **células de presión total y piezómetros** (transductores de presión) en los muros y en sus conexiones con las losas. Adicionalmente, podrán instalarse también **extensómetros de cuerda vibrante** en los muros laterales, su obligatoriedad será establecida por las Especificaciones Técnicas (Anexo A) de cada Proyecto. Además del seguimiento de la propia estructura subterránea, se podrá realizar un seguimiento del suelo afectado por las obras para controlar los desplazamientos de este (**extensómetros, inclinómetros, micrómetros deslizantes**, etc.) y para controlar la presión intersticial del suelo (**piezómetros**). Finalmente, las estructuras cercanas que son sensibles a las obras de construcción también deben instrumentarse, al menos durante la fase de construcción.

**Estaciones profundas.** Para estaciones edificados con otros métodos de construcción que no sea excavación a cielo abierto, deberá analizarse cada caso particular de forma individual; en principio, la auscultación requerida tiene que ser similar a la de las estaciones excavadas a cielo abierto. Por otra parte, dependiendo del proceso de construcción y de las características de la estructura, la instrumentación de los tramos de túnel podrá ser reducida con respecto a la de las estaciones; como criterio general, deberán mantenerse como mínimo los acelerómetros.

Este párrafo discute la distribución longitudinal de los sensores en estaciones o túneles. Habitualmente los sensores se dispondrán conjuntamente en una misma sección de una estación o tramo de túnel. El número de estaciones o tramos de túnel que deban ser instrumentados será fijado por las Especificaciones Técnicas (Anexo A) correspondientes; como mínimo deberán instrumentarse una estación y un tramo de túnel por línea de transporte (línea de metro, si se trata de un ferrocarril metropolitano). Además, cuando en una misma línea coexistan estaciones o tramos de túnel en que se presuma una respuesta dinámica notablemente diferente (ya sea debido a las características del terreno o a las de la estructura), deberán instrumentarse al menos una de cada grupo representativo.

### D.4 Descripción de la Instrumentación

Se describen a continuación las características de los elementos citados en la sección D.3.

**Acelerómetros.** El número de acelerómetros a disponer en cada estación o tramo de túnel que deban ser instrumentados será fijado por las Especificaciones Técnicas (Anexo A) correspondientes; como mínimo deberán colocarse dos acelerómetros triaxiales en cada estación o tramo de túnel. En principio, éstos serán dispuestos en la misma sección y lo más próximo que se pueda a las losas superior e inferior. Los acelerómetros deberán ser instalados de tal manera que sean fácilmente accesibles para mantenimiento e inspección, queden protegidos de actos de vandalismo, no puedan ser afectados por la humedad, las altas temperaturas u otros efectos dañinos, y no perturben de ninguna manera el funcionamiento de la instalación. Las estaciones acelerométricas son provistas por el propietario y deben cumplir con las Especificaciones Técnicas establecidas por el Instituto Geofísico del Perú (IGP), según



el documento "Especificaciones Técnicas para Registradores Acelerométricos y requisitos mínimos para su instalación, operación y mantenimiento"; esta referencia se encuentra en el grupo "Reglamento General y Sísmico del Perú". Adicionalmente, los acelerómetros podrán ser utilizados para medir vibraciones de origen no sísmico, tales como circulación de trenes, tráfico en la superficie, procesos de construcción, etc.

**Dianas, miras y prismas topográficos.** El número de dianas topográficas a disponer en cada estación o túnel será establecido por las Especificaciones Técnicas (Anexo A); como mínimo deberán colocarse dos dianas en cada sección. En principio, éstas serán dispuestas en la misma sección, y lo más próximo que se pueda a las losas superior e inferior. La posición de las dianas tendrá que ser referida a puntos situados en el exterior y cuya posición se conozca. El objetivo de estos elementos es facilitar la construcción precisa de la estructura y conocer sus deformaciones (principalmente el desplazamiento transversal relativo entre las losas superior e inferior) durante la etapa de construcción, a lo largo de la Vida Útil (sección 1.2) y cuando acontezca un movimiento sísmico fuerte. Por otra parte, también se dispondrán las dianas de convergencia que establezcan las Especificaciones Técnicas (Anexo A). Las dianas deben instalarse también en la superficie del suelo o en estructuras cercanas, cuando el impacto de las obras de construcción fuera de la estructura y en la zona subterránea adyacente no sea despreciable. En esos casos, la medición de asentamientos y desplazamientos horizontales se vuelve crucial para evaluar ese impacto. Este aspecto será descrito en las Especificaciones Técnicas (Anexo A).

**Clavos o hitos de nivelación.** Los clavos y los hitos de nivelación tienen la misma utilidad, la diferencia es que los clavos están fijados superficialmente a puntos estables y fijos (muros pantallas, cabeza de pilotes, zapatas, soleras, etc.) y los hitos se conectan directamente al terreno. El número de clavos o hitos de nivelación (de precisión) a disponer en cada estación o túnel será establecido por las Especificaciones Técnicas (Anexo A); como mínimo deberán colocarse dos elementos en cada estación. En principio, éstos serán ubicados en la misma sección y lo más próximo que se pueda a los extremos (izquierdo y derecho) de la losa inferior; también se pueden disponer en la superficie exterior. La posición de los clavos o hitos será referida a puntos situados en el exterior, y cuya posición se conozca. El objetivo de estos elementos es facilitar la construcción precisa de la estructura y conocer sus deformaciones (principalmente la inclinación respecto del eje longitudinal -x- de la estación) durante la etapa de construcción, a lo largo de la Vida Útil (sección 1.2), y cuando acontezca un movimiento sísmico fuerte. Las estructuras sensibles en las proximidades de las obras de construcción también pueden requerir la instalación de clavos o hitos de nivelación de precisión para evaluar el impacto de las obras durante la fase de construcción. Este aspecto será descrito en las Especificaciones Técnicas (Anexo A).

**Inclinómetros o clinómetros.** Los inclinómetros son instrumentos de alta precisión con los que se pueden medir ángulos de desviación respecto a la vertical. Constan de una tubería inclinométrica flexible, que es el componente fijo que se instala en el terreno o en una estructura, y de un equipo de medida, que a su vez consta de un sensor (situado en un torpedo que se introduce en la tubería inclinométrica) y de una unidad de lectura. Los clinómetros tienen características similares a los inclinómetros, teniendo, en general, menor tamaño y careciendo de los tubos y torpedos descritos previamente. El número de inclinómetros a disponer en cada estación o túnel será establecido por las Especificaciones Técnicas (Anexo A); como mínimo deberán colocarse dos inclinómetros en cada estación. En principio, éstos serán dispuestos en la misma sección. La dirección inicial de los inclinómetros (próxima a la vertical) tendrá que ser conocida y almacenada. El objetivo de estos elementos es similar al de las dianas de puntería: facilitar la construcción precisa de la estructura y conocer sus deformaciones (inclinación de los muros laterales) durante la etapa de construcción, a lo largo de la Vida Útil (sección 1.2) y cuando acontezca un

movimiento sísmico fuerte. Además de la propia estructura subterránea, se pueden requerir inclinómetros en el suelo afectado por las obras de construcción, particularmente cuando se tienen que controlar los desplazamientos inducidos por el túnel. Este aspecto será descrito en las Especificaciones Técnicas (Anexo A).

**Células de presión total y piezómetros.** El número de células de presión totales (de carga) y de piezómetros a colocar en cada estación o túnel será establecido por las Especificaciones Técnicas (Anexo A); como mínimo deberá colocarse una célula en cada conexión entre las losas (superior, inferior o intermedia) y los muros. Obviamente, el objetivo de estas células es medir las presiones (total y de agua) y así calcular las fuerzas ejercidas por los muros sobre las losas; la suma de las fuerzas sobre todas las losas conectadas a un mismo muro es igual a la resultante (empuje) de la presión ejercida por el terreno.

**Extensómetros de suelo.** El número de extensómetros de suelo (o micrómetros deslizantes o cualquier dispositivo para medir desplazamientos verticales de suelo) se definirá en las Especificaciones Técnicas (Anexo A). Cuando se hace referencia a las estaciones excavadas a cielo abierto, se utilizan para controlar el impacto de la excavación en el suelo cercano y, eventualmente, en el suelo cercano a los cimientos de las estructuras cercanas. Deben ubicarse cerca de las estructuras afectadas o al menos en las secciones generales instrumentadas de la estación. Cuando se hace referencia a la excavación de túneles, los extensómetros de suelo se utilizan para verificar el desempeño de los trabajos (es decir, medir los asentamientos de la corona dentro del suelo indica el desempeño de una máquina perforadora de túneles).

**Piezómetros.** Estos dispositivos (de cuerda vibrante) miden la presión intersticial (de poro) del suelo a la profundidad en que éstos se sitúen; de esta forma se puede detectar también el nivel freático. El número de piezómetros instalados en las inmediaciones de las obras será definido en las Especificaciones Técnicas (Anexo A). Se instalarán al menos en los tramos instrumentados (sección D.1) si se esperan cambios de presión de agua intersticial durante las obras de construcción, o si durante la obra se debe controlar algún impacto ambiental en las aguas subterráneas.

**Regletas de nivelación.** Se deberán disponer regletas de nivelación debidamente protegidas en edificios (situados en la zona de influencia de las excavaciones) para el control de su nivelación.

## D.5 Control de la fisuración de construcciones afectadas

Se deberá documentar la evolución de cada fisura (inicio, progreso, abertura) detectada en los edificios e instalaciones desde el comienzo de la obra hasta la recepción final de la misma; de hecho, para poder deslindar la influencia de las deformaciones del terreno debidas a las excavaciones de la de las producidas previamente, se recomienda que el control de las grietas se inicie antes del comienzo de las obras. A efectos de recoger esta información deben hacerse inspecciones periódicas cuya periodicidad depende del riesgo detectado y de la proximidad a las obras; en algunos casos especialmente críticos, esta periodicidad puede tener que ser diaria.

El progreso de las fisuras se puede analizar colocando testigos de yeso o instrumentándolas mediante comparadores o sensores potenciométricos.

## E. ESTUDIOS DE PELIGRO SÍSMICO (OBLIGATORIO)

Este Anexo está vinculado a las secciones 2.3 y 2.4, particularmente a la subsección 2.3.4.

Tal como se discute en la subsección 2.3.4, en las situaciones en que la información disponible sobre la sismicidad del lugar se considere insuficiente, deberán elaborarse estudios de peligro sísmico específicos; esto puede suceder, por ejemplo, cuando el suelo sea de tipo  $S_4$  [E.030 2019] (referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica") dado que este requiere estudios específicos. Como regla general se estipula que estos estudios deben realizarse para infraestructuras críticas (Importancia Operacional I3) en zona 4 siempre que no se disponga de información adicional a la proporcionada por [E.030 2019]. No obstante, es necesario tener en cuenta que no es fácil proporcionar criterios generales, ya que la variedad de situaciones en que se pueden requerir este tipo de estudios es bastante amplia.

Los estudios de peligro sísmico deberán tener unas características similares a las del estudio general de peligro sísmico para el Perú; estas características se describen con más detalle en este Anexo.

Tal como se menciona en la subsección 2.3.4, se deben realizar dos tipos principales de estudios de peligro sísmico: probabilístico y determinista. Ambos se discuten a continuación.

**Análisis probabilista.** El análisis probabilista tiene que tener las siguientes características:

- Curvas de iso-aceleración para los 24 departamentos en los que se divide el Perú (o el área abarcada por el estudio). Dichas curvas deberán proporcionar los valores de la aceleración espectral para período nulo (comúnmente conocida como *PGA*, "Peak Ground Acceleration", con las correcciones indicadas en la subsección 2.3.2) para cada uno de los períodos de retorno en la Tabla 1-5 (y la Tabla 1-6) y para todos los tipos de suelo en la Tabla 2-2 (excepto  $S_4$ , dado que requiere estudios más específicos). Dichos valores deben referirse tanto a las componentes horizontales como verticales, dada la relevancia de las aceleraciones verticales para la losa del techo y las columnas centrales de las secciones en cajón excavadas a cielo abierto [An et al. 1997; Hasshash et al. 2001; Huo, Bobet et al. 2005; Lu, Hwang 2019; Ma et al. 2019; Nakamura et al. 1996; Nguyen et al. 2020; NIST 1996; Parra, Bobet et al. 2016; Sayed et al. 2019; Uenishi, Sakurai 2000; Yu, Li 2017]; estas referencias se encuentran en el grupo "Estructuras Subterráneas Dañadas por Terremotos. Estación Daikai (Kobe, Japón)". Incluso si, en algunos lugares específicos, se esperan efectos relevantes de directividad directa, se deben proporcionar dos componentes horizontales (generalmente, paralelos y ortogonales a la dirección de la falla). Notablemente, todos estos valores de aceleración tienen que corresponder a la superficie del suelo (afloramiento del basamento o sustrato rocoso ingenieril), no a la capa de suelo  $S_1$  subterránea; se deberán discutir las diferencias entre ambos casos (respuesta del basamento rocoso ingenieril superficial y enterrado).
- Con respecto a la variación de la aceleración con el período de retorno, alternativamente, se puede proporcionar la *PGA* para 450 años, y estar acompañada de criterios simplificados para cambiar estos valores para los otros períodos de retorno de interés (sección 2.6).
- En relación a la variación de la aceleración con el tipo de suelo, alternativamente, se puede proporcionar la *PGA* para el suelo  $S_1$ , y acompañarla de criterios simplificados para cambiar estos valores para los otros tipos de suelo de interés ( $S_0$ ,  $S_2$  y  $S_3$ ). Estos criterios podrían basarse (si se considera apropiado) en los factores del suelo (*S*) establecidos en la Tabla 3 de la Norma [E.030 2019] (referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica").
- La sismicidad en este Manual debe ser compatible con la de la Norma [E.030 2019] (referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica"). Esto significa, entre otros problemas menores, que las curvas de iso-aceleración proporcionadas no deben



estar en clara contradicción con las cuatro zonas sísmicas en la cláusula 10.1 de [E.030 2019].

**Estudio determinista.** El estudio determinista se debe extender, como mínimo, al área metropolitana de Lima (si procede) y proporcionará una serie de acelerogramas representativos que caractericen la sismicidad de cada una de las principales zonas sísmicas de dicha área (caracterizada por las propiedades del suelo y por la *PGA* obtenida a partir del estudio probabilista). Este estudio es posible dado que las fallas activas están claramente identificadas. El estudio determinista se describe en profundidad en la sección 2.4.

La cláusula 3.10.2.2 (Procedimiento específico del sitio) de [AASHTO 2014] (que trata con puentes, esta referencia se encuentra en el grupo "Normas y otros Documentos Similares de otros Países") establece que las ordenadas del espectro determinista no deben ser menores de dos tercios del espectro probabilista en el rango de períodos entre  $0,5 T_F$  y  $2 T_F$ , donde  $T_F$  es el período fundamental del puente. Esta declaración se considera adecuada y coincide con la filosofía de este Manual, particularmente "Control del uso de formulaciones complejas"; por lo tanto, se introduce en este Manual. Sin embargo, hay dos diferencias principales: (i) el concepto de período fundamental (o natural) no es directamente aplicable a las estructuras subterráneas (dada la dificultad de establecer su masa y rigidez) y (ii) los resultados del estudio determinista no se deberán expresar en términos de espectros sino de acelerogramas. Con respecto al primer tema, la formulación en [Alpan 1970; Wichtmann et al. 2017] puede considerarse (sección 2.4); estas referencias se encuentran en el grupo "Comportamiento No lineal del Suelo". Con respecto a la segunda cuestión, se puede emplear la envolvente suavizada de los espectros individuales de los acelerogramas considerados.



## F. PROCEDIMIENTO PARA ANÁLISIS DE LA LICUACIÓN (OBLIGATORIO)

Este Anexo describe la evaluación del riesgo de licuación; el Anexo G describe las principales consecuencias de la licuación y las acciones correctivas. Este Anexo está vinculado a la subsección 6.3.3, a las secciones 3.4 y 6.7 y al Anexo G.

En el caso de que existan estratos de arena suelta por debajo del nivel freático en las inmediaciones de la obra subterránea, se deberá evaluar el riesgo de licuación, tal como se indica en la sección 3.3.1. Para esta operación se puede utilizar la metodología simplificada de cálculo del potencial de licuación propuesta inicialmente en [Seed, Idriss 1971] y posteriormente actualizada en [Youd, Idriss et al. 2001; Boulanger 2003; Idriss, Boulanger 2006; Idriss, Boulanger 2008; EN 1998-5 versión pendiente de publicación] (estas referencias se encuentran en los grupos "Licuación del Suelo" y "Normas y otros Documentos Similares de otros Países"). Este procedimiento involucra varios pasos: (i) estudio de la susceptibilidad del suelo a la licuación (sección F.1), (ii) evaluación de la Relación de Esfuerzo Cíclico CSR a la profundidad de interés (sección F.2), (iii) evaluación de la Relación de Resistencia Cíclica CRR a la profundidad con ensayos de campo SPT y CPT (secciones F.3 y F.4) y (iv) determinación del Potencial de Licuación (factor de seguridad local) a la profundidad de interés (sección F.5). El interés de obtener CSR y CRR surge de su relación con el riesgo de desencadenamiento sísmico de licuación (ecuación 3-3).

### F.1 Susceptibilidad del Suelo a Licuación

Se requieren tres condiciones para tener que considerar el riesgo de licuación:

- Las partículas más finas de 0,005 mm deben ser inferiores al 15%.
- El límite líquido del suelo tiene que ser inferior al 35% con un índice de plasticidad no superior a 10.
- El contenido de agua natural del suelo debe ser superior a 0,85 veces su límite líquido.

Si el suelo no cumple con los tres criterios simultáneamente, generalmente se considera que no es susceptible a la licuación (o sólo lo es de forma moderada), pero aún podría tener una reducción significativa en la resistencia al corte sin drenaje debido a la sacudida sísmica. Si el suelo es susceptible a la licuación, entonces se requiere continuar con los siguientes pasos para evaluar el factor de seguridad local a una profundidad determinada, que se resumen en la siguiente Figura F-1 cuando se utilizan ensayos de penetración estándar (SPT, subsección 4.5.3) o en la Figura F-2 en el caso de utilizar el ensayo de penetración de cono (CPT, subsección 4.5.3). Las diferentes expresiones indicadas en las figuras se describen con más detalle en las secciones F.2, F.3, F.4 y F.5.

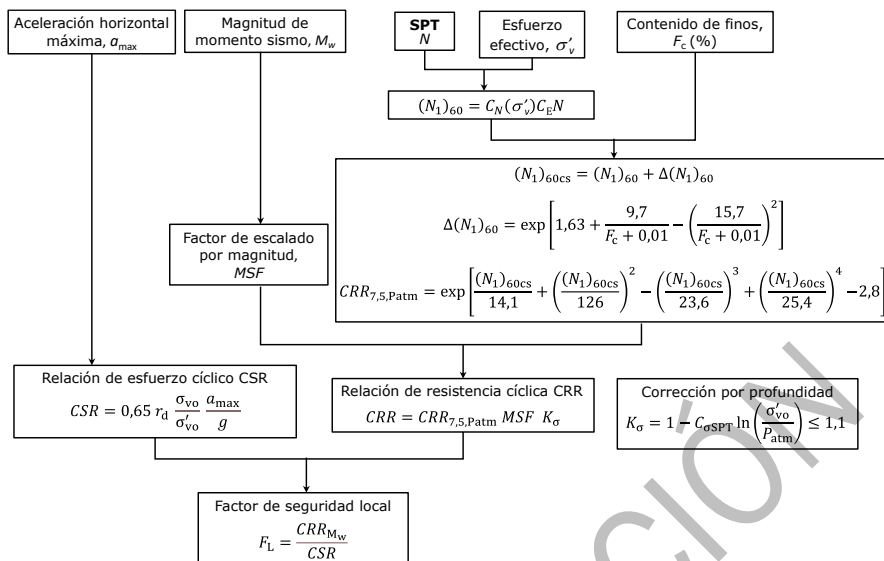


Figura F-1. Diagrama de flujo del análisis de licuación (SPT).

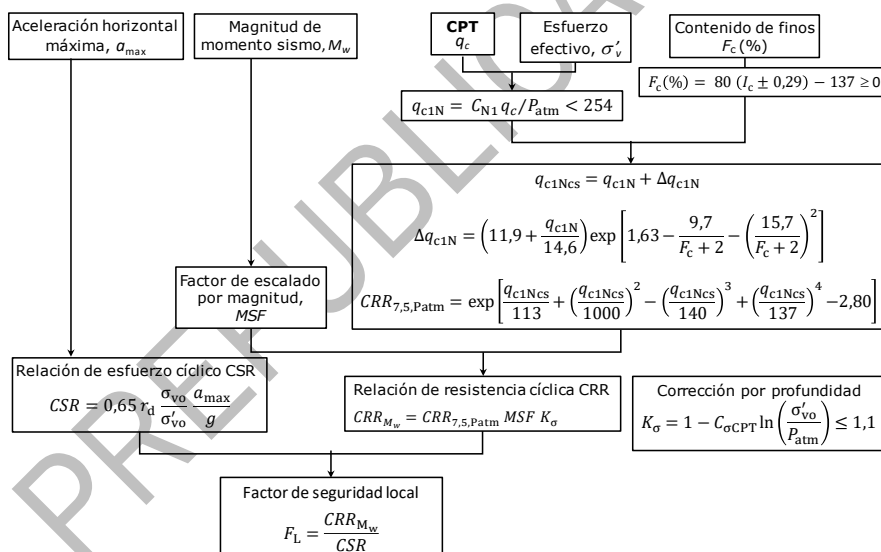


Figura F-2. Diagrama de flujo del análisis de licuación (CPT).

## F.2 Evaluación de la Relación de Esfuerzo Cíclico

La relación de tensión cíclica (esfuerzo cíclico),  $CSR$ , (también conocida como relación de tensión sísmica,  $SSR$ ), es una estimación del efecto del terremoto en términos de tensión en el suelo para unos determinados sitio, profundidad y magnitud de momento. Se puede calcular usando la siguiente expresión:

$$CSR = 0,65 r_d \frac{\sigma'_{vo}}{\sigma'_{vo}} \frac{a_{max}}{g} \quad F-1$$



En la ecuación F-1,  $\sigma_{vo}$  es el esfuerzo vertical total y  $\sigma'_{vo}$  es la tensión vertical efectiva en el punto considerado para el riesgo de licuación;  $a_{max}$  es la aceleración máxima esperada en el punto considerado ( $PGA(0)$  en la sección J.2) esperada en la superficie del suelo y  $g$  es la aceleración de la gravedad.  $a_{max}$  también se puede evaluar a través de la sismicidad del sitio (aceleración del afloramiento rocoso ingenieril) en la Figura 2-3 ( $PGA$  del sitio, equivalente al factor  $Z$  de [E.030 2019]).

También en la fórmula F-1,  $r_d$  es un coeficiente de reducción de esfuerzos que depende de la profundidad del punto que se analiza para el riesgo de licuación. Este coeficiente tiene en cuenta la naturaleza deformable del suelo, y se puede estimar a través del gráfico de la Figura F-3 que incorpora los rangos sugeridos para diferentes rangos de profundidad y de magnitud de momento, y destaca los cambios e incertidumbres significativos en el coeficiente con la profundidad (adaptado de [Youd, Idriss et al. 2001], grupo "Licuación del Suelo").

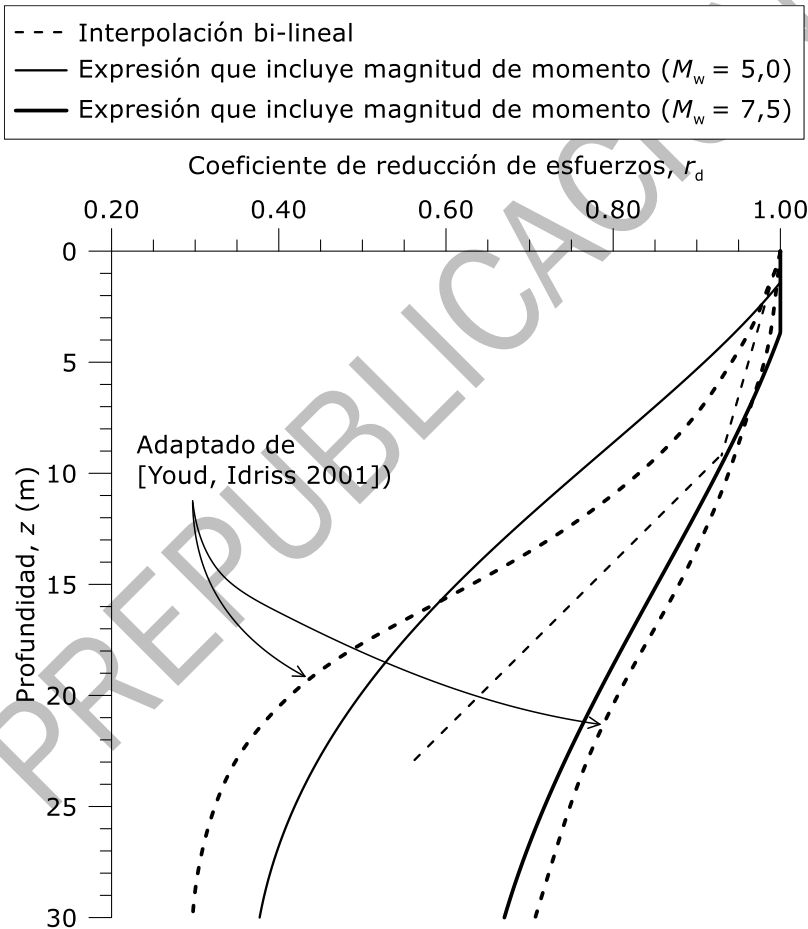


Figura F-3. Gráfico para estimar el coeficiente de reducción de esfuerzos  $r_d$  en función de la profundidad y de la magnitud de momento

También se puede usar una expresión bilineal promedio (supuestamente válida para cualquier magnitud de momento) para evaluar este coeficiente hasta  $z \leq 23$  m ( $z$  es la profundidad debajo de la superficie del suelo en metros), que se representa en la Figura F-3 (línea delgada discontinua):

$$r_d = 1 - 0,00765 z \text{ para } z \leq 9,2 \text{ m} \quad \text{F-2}$$

$$r_d = 1,174 - 0,0267 z \text{ para } 9,2 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m} \quad \text{F-3}$$

Aunque los efectos de la licuación son más bien superficiales, se proponen también las siguientes expresiones F-4, F-5 y F-6, que pueden usarse hasta una profundidad de 30 m [Idriss, Boulanger 2006] (grupo "Licuación del Suelo"). Estas expresiones incluyen el efecto de la magnitud de momento ( $M_w \geq 5$ , se debe considerar una magnitud mínima de 5 para el análisis de la licuación). El factor de reducción de esfuerzo se representa en la Figura F-3 para dos valores de  $M_w$  que cubren el rango sugerido para este coeficiente:

$$r_d = \exp[\alpha(z) + M_w \beta(z)] \leq 1,0 \quad \text{F-4}$$

$$\alpha(z) = -1,012 - 1,126 \sin\left(\frac{z}{11,73} + 5,133\right) \quad \text{F-5}$$

$$\beta(z) = 0,106 + 0,118 \sin\left(\frac{z}{11,28} + 5,142\right) \quad \text{F-6}$$

En las ecuaciones F-5 y F-6, los argumentos de  $\sin(\cdot)$  están en radianes.

### F.3 Evaluación de la Relación de Resistencia Cíclica (CRR) basada en SPT

La resistencia a la licuación del suelo *in situ*, o "relación de resistencia cíclica" (CRR) con la profundidad, se puede estimar a partir de las propiedades del suelo obtenidas típicamente de los datos de campo. La prueba de penetración estándar (SPT, subsección 4.5.3) o la prueba de penetración de cono (CPT, subsección 4.5.3) se pueden utilizar para este propósito para suelos de grano grueso y suelos de grano fino con índice de plasticidad inferior a 7.

Si los datos de SPT están disponibles, entonces se puede usar el gráfico presentado en la Figura F-4 para evaluar CRR para un sismo de referencia de magnitud  $M_w = 7,5$  y un esfuerzo vertical efectivo  $P_{atm}$  ( $P_{atm} = 100$  kPa es la presión atmosférica); se representa como  $CRR_{7,5,Patm}$ . Los datos de entrada en el eje horizontal son el número corregido de golpes para impulsar 30 cm el muestreador SPT ( $(N_1)_{60cs}$ ). Los factores de corrección incluyen la energía de impacto del martillo SPT, la tensión de sobrecarga y el contenido de finos; se discuten después de la Figura F-4.

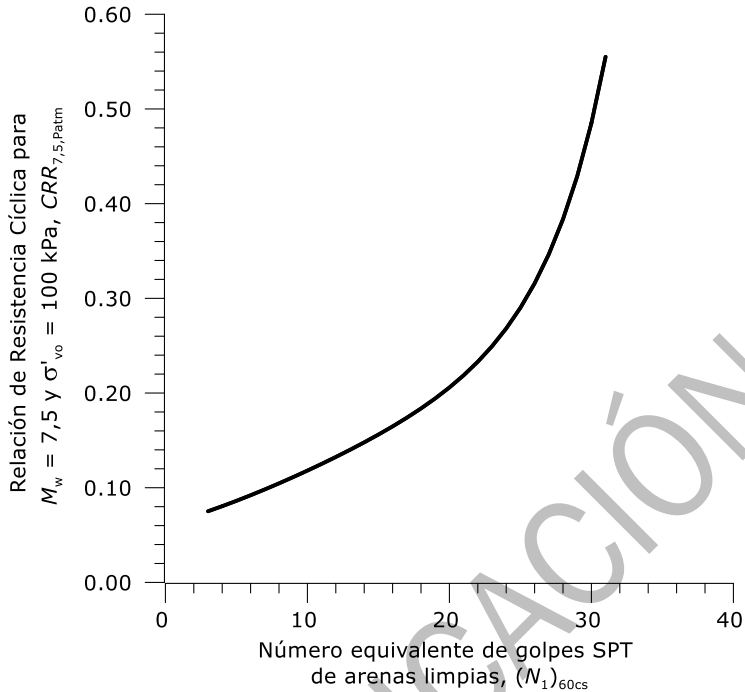


Figura F-4.  $CRR_{7,5,Patm}$  en función del número corregido de golpes en la prueba SPT para un sismo de magnitud 7,5 y presión atmosférica

Los datos originales de SPT (número de golpes  $N$ ) para depósitos de arena limpia deben corregirse para la energía de impacto usando la siguiente expresión para obtener el número corregido de golpes  $N_{60}$  representado en la Tabla 2-2 para la clasificación de suelos propuesta para este Manual (ecuación F-7):

$$N_{60} = C_E N \quad \text{F-7}$$

Varios factores de energía de impacto contribuyen a la variación de los datos originales  $N$  a una profundidad determinada para perfiles de suelo similares; entre éstos la eficiencia del tipo de martillo, el diámetro del pozo, el tipo de muestreador y la longitud de la varilla. La práctica estándar es corregir el conteo de golpes  $N$  medido con su relación de energía entregada (como un porcentaje de la energía máxima teórica) a una relación de energía promedio del 60% a través de la siguiente expresión:

$$C_E = \frac{\eta_H \eta_B \eta_S \eta_R}{60} \quad \text{F-8}$$

En la ecuación F-8,  $C_E$  es el factor de corrección de la relación de energía.  $\eta_H$ ,  $\eta_B$ ,  $\eta_S$  y  $\eta_R$  son relaciones de eficiencia para el tipo de martillo, el diámetro del pozo, el muestreador y la longitud de la varilla, respectivamente. La eficiencia del tipo de martillo en forma de rosquilla  $\eta_H$  (en %) normalmente varía entre el 50 % (cuerda y polea) y el 60 % (caída libre).  $\eta_B = 1,0$  para diámetros de pozo de 60 a 120 mm.  $\eta_S = 1,0$  para muestreador estándar de cuchara partida y  $\eta_S = 0,9$  para muestreador con revestimiento para arena suelta.  $\eta_R = 0,85$  para longitudes de varilla de 4 a 6 m,  $\eta_R = 0,95$  para longitudes entre 6 y 10 m y  $\eta_R = 1,00$  para longitudes de varilla mayores de 10 m. En resumen,  $C_E$  suele oscilar entre 0,8 y 1,0 para el martillo en forma de rosquilla.

Las resistencias a la penetración del ensayo SPT en arena aumentan con el esfuerzo de sobrecarga y, por lo tanto, deben corregirse a  $(N_1)_{60}$  para un esfuerzo efectivo vertical de referencia ( $P_{atm} = 100$  kPa). La corrección de profundidad está dada por [Boulanger 2003; Idriss, Boulanger 2006] (grupo "Licuación del Suelo") a través de un factor de corrección de la profundidad  $C_N$ :

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60} \quad F-9$$

$$C_N = \left( \frac{P_{atm}}{\sigma'_{vo}} \right)^m \quad F-10$$

$$m = 0,784 - 0,0768\sqrt{(N_1)_{60}} \quad F-11$$

En la ecuación F-10,  $\sigma'_{vo}$  es el esfuerzo vertical efectivo a la profundidad donde se realizó la medición y en el momento de su ejecución. El exponente  $m$  normalmente varía entre 0,4 y 0,6 (se puede utilizar un valor medio de 0,5). Resolver para  $C_N$  requiere iteraciones debido a su dependencia de  $(N_1)_{60}$ . La corrección de profundidad debe mantenerse en el rango  $0,5 \leq C_N \leq 1,7$ .

Las ecuaciones anteriores se basan en depósitos de arena limpia. Por lo tanto, las correlaciones para obtener  $CRR$  en la Figura F-4 diferirían dependiendo del contenido de finos, que se refiere a partículas menores a 0,075 mm (tamiz ASTM #200). Las siguientes expresiones pueden usarse para el conteo de golpes equivalente para los efectos del contenido de finos [Idriss, Boulanger 2006; Idriss, Boulanger 2008] (grupo "Licuación del Suelo"):

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad F-12$$

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp \left[ 1,63 + \frac{9,7}{F_c + 0,01} - \left( \frac{15,7}{F_c + 0,01} \right)^2 \right] \quad F-13$$

En las ecuaciones F-12 y F-13,  $(N_1)_{60cs}$  es el conteo equivalente de golpes para arena limpia (es decir, sin finos), y  $F_c$  es el contenido de finos (en %).  $(N_1)_{60} = (N_1)_{60cs}$  para bajo contenido de finos  $F_c \leq 5\%$  (arena limpia se refiere a  $< 5\%$  menor que el tamiz ASTM #200).

En concreto, la Figura F-4 presenta, en función de  $(N_1)_{60cs}$ , la relación de resistencia cíclica  $CRR_{7,5,Patm}$  para un sismo de referencia de magnitud  $M_w = 7,5$  y un esfuerzo vertical efectivo  $P_{atm} = 100$  kPa. Esta curva se puede calcular utilizando la siguiente expresión [Idriss, Boulanger 2006; Idriss, Boulanger 2008] (grupo "Licuación del Suelo"):

$$CRR_{7,5,Patm} = \exp \left[ \frac{(N_1)_{60cs}}{14,1} + \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{23,6} \right)^3 + \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{25,4} \right)^4 - 2,8 \right] \quad F-14$$

Valores de  $(N_1)_{60cs}$  superiores a 32 no tienen importancia práctica, ya que en dicho caso  $CRR_{7,5,Patm}$  es superior a 0,6, y el fenómeno de licuación no sería considerable.

Este valor de referencia de  $CRR_{7,5,Patm}$  debe corregirse para tener en cuenta los efectos de la tensión de sobrecarga para obtener  $CRR_{7,5}$ :

$$CRR_{7,5} = CRR_{7,5,Patm} K_\sigma \quad F-15$$

Este factor de tensión de sobrecarga efectivo  $K_\sigma$  se puede calcular utilizando las siguientes expresiones [Boulanger 2003] (grupo "Licuación del Suelo"), que se recomiendan para  $(N_1)_{60cs} < 37$ :

$$K_\sigma = 1 - C_{\sigma SPT} \ln \left( \frac{\sigma'_{vo}}{P_{atm}} \right) \leq 1,1 \quad F-16$$

$$C_{\sigma SPT} = \frac{1}{18,9 - 2,55\sqrt{(N_1)_{60cs}}} \leq 0,3 \quad F-17$$

La Figura F-4 se basa en experiencias con terremotos de magnitud 7,5. Un factor de escala de magnitud,  $MSF$ , se usa tradicionalmente para evaluar la relación de resistencia cíclica  $CRR_{M_w}$  para terremotos con diferentes números de ciclos de carga y, por lo tanto, magnitudes de momento  $M_w$ . Por lo tanto,  $CRR_{7,5}$  debe multiplicarse aún más por  $MSF$  para tener en cuenta las diferentes magnitudes [Idriss, Boulanger 2008] (grupo "Licuación del Suelo"):

$$CRR_{M_w} = CRR_{7,5} MSF \quad \text{F-18}$$

Los valores de  $MSF$  se pueden calcular con las siguientes expresiones, donde  $M_w$  es la magnitud del momento sísmico [Idriss, Boulanger 2008; EN 1998-5 versión pendiente de publicación] (grupos "Licuación del Suelo" y "Normas y otros documentos similares de otros países"):

$$MSF = 1 + (MSF_{\max} - 1) \left[ 8,63 \exp\left(-\frac{M_w}{4}\right) - 1,32 \right] \leq MSF_{\max} \quad \text{F-19}$$

$$MSF_{\max} = 1,09 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{31,5}\right)^2 \leq 2,2 \quad \text{F-20}$$

El conjunto consistente de expresiones de esta sección no debe mezclarse con fórmulas de otros enfoques. No obstante, se pueden considerar correcciones adicionales de  $CRR$ , consistentes con el enfoque seguido en esta sección, para tener en cuenta efectos específicos, como los que surgen debido a esfuerzos cortantes estáticos dentro de taludes [Idriss, Boulanger 2008] (grupo "Licuación del Suelo").

#### F.4 Evaluación de la Relación de Resistencia Cíclica basada en CPT

La prueba de penetración de cono (subsección 4.5.3) se usa cada vez más para caracterizar (en el campo) suelos granulares blandos de grano fino y sueltos. Además, existe una cantidad significativa de experiencia en el uso de CPT para evaluar la relación de resistencia cíclica ( $CRR$ ), que puede usarse en lugar del procedimiento descrito en la sección F.3, que se basa en SPT. Sin embargo, es común utilizar los dos enfoques SPT y CPT, especialmente cuando el proyecto es grande y crítico; en tal caso, obviamente, sus resultados deben compararse y discutirse.

Las medidas principales de CPT son la resistencia de la punta del cono,  $q_c$  (unidades de esfuerzo), y la resistencia del manguito,  $f_s$  (también unidades de esfuerzo). Se han desarrollado correlaciones empíricas entre el tipo de suelo y los datos de CPT, que ayudan a inferir el perfil del suelo sin muestreo directo de este. Dentro de este contexto, la relación de fricción normalizada,  $FR$  (en %), se puede utilizar para clasificar el suelo [Robertson 1990; Idriss, Boulanger 2008] (grupo "Licuación del Suelo"):

$$FR = 100 \frac{f_s}{q_c - \sigma_{vo}} \quad \text{F-21}$$

En la ecuación F-21,  $\sigma_{vo}$  es el esfuerzo de sobrecarga total vertical que actúa en la profundidad de medición y en el momento de su ejecución.

La resistencia de punta medida,  $q_c$ , debe corregirse por los efectos de la sobrecarga. El valor  $q_{c1N}$  corregido normalizado (adimensional) se puede calcular a partir de la resistencia de la punta del cono,  $q_c$ , usando las siguientes expresiones [Boulanger 2003; Idriss, Boulanger 2006] (grupo "Licuación del Suelo"):

$$q_{c1N} = C_{N1} \frac{q_c}{P_{\text{atm}}} < 254 \quad \text{F-22}$$

$$C_{N1} = \left(\frac{P_{\text{atm}}}{\sigma_{vo}}\right)^n \leq 1,7 \quad \text{F-23}$$

$$n = 1,338 - 0,249 (q_{c1N})^{0,264} \quad \text{F-24}$$

En la ecuación F-23,  $\sigma'_{vo}$  es la tensión vertical efectiva a la profundidad donde se realizó la medición y en el momento de su ejecución (presión de referencia  $P_{atm} = 100$  kPa). Resolver para  $C_{N1}$  requiere iteraciones debido a su dependencia del exponente de la tensión para la corrección debida a la sobrecarga,  $n$ , en  $q_{c1N}$  (ecuación F-24).

El valor de  $q_{c1N}$  debe corregirse aún más por los efectos del contenido de finos  $F_c$  (en %) asociado con partículas menores de 0,075 mm (tamiz ASTM #200), sobre la resistencia a la licuación utilizando un enfoque similar al utilizado para el SPT. En consecuencia, un valor de arena limpia equivalente de la resistencia de punta corregida adimensional,  $q_{c1Ncs}$ , se puede calcular como [EN 1998-5 versión pendiente de publicación] (grupo "Normas y otros Documentos Similares de otros Países"):

$$q_{c1Ncs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N} \quad F-25$$

$$\Delta q_{c1N} = \left( 11,9 + \frac{q_{c1N}}{14,6} \right) \exp \left[ 1,63 - \frac{9,7}{F_c + 2} - \left( \frac{15,7}{F_c + 2} \right)^2 \right] \quad F-26$$

Los valores de  $q_{c1Ncs}$  son equivalentes a  $q_{c1N}$  para bajos contenidos de finos ( $F_c \leq 5\%$ ), y  $\Delta q_{c1N}$  se estabiliza para  $F_c$  mayor que el 35%. Los valores de  $q_{c1Ncs}$  están restringidos a ser menores o iguales que 211 ya que los valores más altos no tienen importancia práctica.

Si  $F_c$  no está disponible a partir de mediciones directas en el sitio, se pueden usar las siguientes expresiones basadas en la relación de fricción normalizada,  $FR$  (en %) (ecuación F-21), y en el índice de tipo de comportamiento del suelo,  $I_c$  [Robertson, Wride 1998; Idriss, Boulanger 2008; EN 1998-5 versión pendiente de publicación] (grupos "Licuación de suelos" y "Normas y otros Documentos Similares de otros Países"):

$$I_c = [(3,47 - \log Q)^2 + (\log FR + 1,22)^2]^{0,5} \quad F-27$$

El valor adimensional de la resistencia de punta de cono normalizada,  $Q$ , a una presión de referencia  $P_{atm} = 100$  kPa se calcula como ( $q_c$  es la resistencia de punta medida):

$$Q = C_{N1} \frac{q_c - \sigma_{vo}}{P_{atm}} \quad F-28$$

En la ecuación F-28, el factor de corrección de sobrecarga  $C_{N1}$  está dado por las ecuaciones F-23 y F-24.  $\sigma_{vo}$  es el esfuerzo vertical total a la profundidad donde se realizó la medición y en el momento de su ejecución.

$I_c = 1,3$  es el límite aproximado entre arena limpia y arena con grava, mientras que  $I_c = 2,6$  es el límite aproximado entre limo y arena limosa. Por tanto, el índice  $I_c$  se puede correlacionar aproximadamente con el contenido de finos,  $F_c$ , mediante la siguiente expresión [EN 1998-5 versión pendiente de publicación] (grupo "Normas y otros Documentos Similares de otros Países"):

$$F_c = 80 (I_c \pm 0,29) - 137 \geq 0 \quad F-29$$

En la ecuación F-29,  $F_c$  está expresado en %. La Figura F-5 muestra la relación de resistencia cíclica  $CRR_{7,5, P_{atm}}$  para un terremoto de referencia de magnitud  $M_w = 7,5$  y un esfuerzo vertical efectivo  $P_{atm} = 100$  kPa en función del valor equivalente en arena limpia de la resistencia de punta corregida,  $q_{c1Ncs}$ .

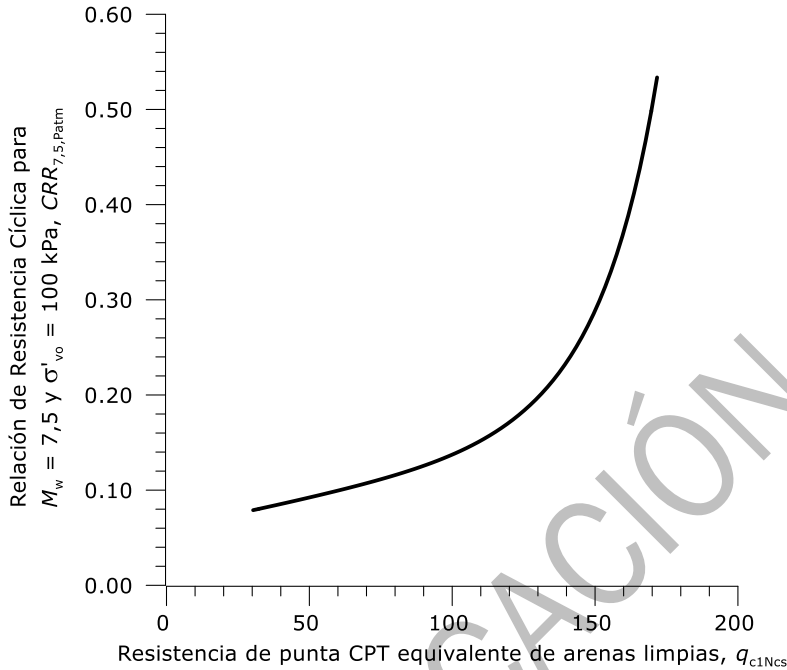


Figura F-5. Evaluación de la relación de resistencia cíclica  $CRR_{7,5,Patm}$  a partir de la resistencia de punta CPT corregida para arenas limpias

La curva dibujada en la Figura F-5 puede obtenerse utilizando la siguiente expresión [EN 1998-5 versión pendiente de publicación] (grupo "Normas y otros Documentos Similares de otros Países"):

$$CRR_{7,5,Patm} = \exp \left[ \frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left( \frac{q_{c1Ncs}}{1000} \right)^2 - \left( \frac{q_{c1Ncs}}{140} \right)^3 + \left( \frac{q_{c1Ncs}}{137} \right)^4 - 2,80 \right] \quad F-30$$

Siguiendo un enfoque equivalente al método SPT (ecuación F-15), este valor de referencia de  $CRR_{7,5,Patm}$  debe corregirse para tener en cuenta los efectos de la tensión de sobrecarga y obtener  $CRR_{7,5}$  a través de un factor de tensión de sobrecarga,  $K_\sigma$ . Este factor se puede calcular utilizando las siguientes expresiones [Idriss, Boulanger 2008] (grupo "Licuación del Suelo"):

$$K_\sigma = 1 - C_{\sigma CPT} \ln \left( \frac{\sigma'_{vo}}{p_{atm}} \right) \leq 1,1 \quad F-31$$

$$C_{\sigma CPT} = \frac{1}{37,3 - 8,27 q_{c1Ncs}^{0,264}} \leq 0,3 \quad F-32$$

El coeficiente  $C_{\sigma CPT}$  puede restringirse a  $q_{c1Ncs} \leq 211$ , ya que los valores más altos no tienen importancia práctica.

Se puede usar un factor de escala de magnitud adimensional,  $MSF$ , de acuerdo con la ecuación F-18 para evaluar la relación de resistencia cíclica  $CRR_{Mw}$  para terremotos con diferentes números de ciclos de carga y, por lo tanto, magnitudes de momento  $M_w$  [Idriss, Boulanger 2008] (grupo "Licuación del Suelo").

Los valores de  $MSF$  se pueden calcular con la ecuación F-19 usando  $MSF_{max}$  dado por la siguiente expresión [EN 1998-5 versión pendiente de publicación] (grupo "Normas y otros Documentos Similares de otros Países"):

$$MSF_{\max} = 1,09 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{180}\right)^3 \leq 2,2$$

F-33

Se pueden considerar otras correcciones de  $CRR$ , consistentes con el enfoque seguido en esta sección, para tener en cuenta efectos específicos, como afectaciones de capa delgada en la corrección de  $q_c$  de CPT [Ahmadi, Robertson 2005] (grupo "Licuación del suelo").

## F.5 Evaluación del Potencial de Licuación

Esta sección presenta el enfoque del factor de resistencia a la licuación; estima el riesgo contra la activación de la licuación, que se puede determinar calculando el factor local de seguridad con la profundidad para la magnitud del terremoto de diseño dada y la tensión de sobrecarga efectiva *in situ*:

$$F_L = \frac{CRR_{Mw}}{CSR} \quad \text{F-34}$$

Tal como indica la ecuación 3-3, si el resultado de  $F_L$  es menor que 1, el riesgo de licuación se evalúa como muy alto para ese suelo, esa profundidad y la magnitud del sismo de diseño correspondiente. Si el resultado es superior a 1,35, el suelo no se considera licuable, aunque aún puede sufrir deformaciones volumétricas de consolidación posteriores a la licuación y una cierta reducción de su resistencia al corte por efecto del sismo. En los casos en que el resultado sea superior a 1, pero cercano a él, el resultado se considera no concluyente, debido a las incertidumbres asociadas a esta metodología, y entonces se requiere un análisis más detallado, con pruebas de laboratorio o de campo adicionales o utilizar programas de cálculo para evaluar los esfuerzos tangenciales con la profundidad.

Las consecuencias de la licuación también pueden evaluarse usando un Número de Severidad de Licuación simplificado (índice),  $LSN$ , basado en las deformaciones volumétricas de consolidación posteriores a la licuación definidas en la sección G.1 [EN 1998-5 versión pendiente de publicación] (grupo "Normas y otros documentos similares de otros países") y evaluada en los primeros 20 m superficiales:

$$LSN = 1000 \int_0^{20} \frac{\varepsilon_v}{z} dz \quad \text{F-35}$$

En la ecuación F-35,  $\varepsilon_v$  es la deformación volumétrica de consolidación posterior a la licuación (introducida con decimales, y de acuerdo con la sección G.1), y  $z$  es la profundidad (en metros).

Las consecuencias de la licuación pueden considerarse insignificantes para  $LSN < 10$ . La Tabla F-1 muestra el desempeño del depósito licuable y cómo afecta este a las estructuras (en los primeros 20 m) para diferentes rangos de  $LSN$ .



Tabla F-1. Desempeño del depósito licuable para diferentes rangos de *LSN*.

Rango de <i>LSN</i>	Desempeño del depósito
< 10	Efectos de licuación despreciables. Excesos de presión de poros insignificantes)
10 – 20	Efectos de licuación reducidos, algunas zonas de arena pueden licuar. Asientos limitados del terreno. Excesos de presión de poros limitados
20 – 30	Efectos moderados de licuación (ocurre en estratos con espesor limitado de aproximadamente el 10% y dispersión lateral limitada). Zonas de arenas licuadas con potencial afectación a las estructuras con movimientos del terreno en superficie del orden de 100 mm
30 – 40	Efectos moderados a severos de licuación (ocurre en 30% a 50% del espesor de los estratos con potencial de licuación). Dispersión lateral moderada. Los asientos de consolidación generan daños a las estructuras con movimientos del terreno en superficie del orden de 100 mm a 200 mm
40 – 50	Efectos severos de licuación (casi todo el espesor de los estratos con potencial de licuación). Daños en la superficie del terreno con movimientos de más de 200 mm. Los asientos de consolidación causan daños severos a las estructuras
> 50	Efectos muy severos de licuación. Daños extensos y significativos en la superficie del terreno (dispersión o flujos laterales significativos). Los asientos causan daños muy severos a las estructuras

El potencial de licuación también se puede evaluar con ensayos de laboratorio. Sin embargo, se deben considerar varios factores cuando se utilizan pruebas de laboratorio, como el número de ciclos, los efectos de la relación de vacíos inicial (densidad relativa inicial, como se define en la ecuación 3-6) y la tensión de confinamiento, la amplitud de la tensión de corte (tensión desviadora máxima), la relación de sobre-consolidación (*OCR*, secciones 4.2, 4.3 y 5.8), y el tipo de suelo. Los protocolos de prueba y preparación de muestras deben coincidir lo más posible con las condiciones *in situ* (estado de tensión, densidad relativa y grado de saturación).

A modo de ejemplo, se pueden realizar ensayos en corte simple cíclicos no drenados en muestras de suelo saturado y no alterado, aplicando *N* ciclos de un esfuerzo cortante medio  $\tau_{\text{medio}} = CSR \sigma'_{vo}$  y comprobando la evolución de la presión intersticial del agua después de *N* ciclos.  $\sigma'_{vo}$  es el esfuerzo vertical efectivo inicial en el punto considerado para el riesgo de licuación.

En el caso de ensayos triaxiales, se puede considerar la siguiente equivalencia de esfuerzos con el ensayo de corte simple:

$$\frac{\sigma_d / 2}{\sigma'_3} = \frac{1}{K_0} \frac{\tau_{\text{medio}}}{\sigma'_{vo}} \qquad \frac{\sigma_d / 2}{\sigma'_3} = \frac{CSR}{K_0} = 2 CSR \qquad F-36$$

En la ecuación F-36,  $\sigma_d$  es la tensión desviadora,  $\sigma'_3$  es la tensión lateral efectiva inicial, y  $K_0 = 0,5$  es un valor medio que depende del coeficiente de esfuerzo lateral “en reposo”.

La Figura F-6 indica el número de ciclos uniformes (sinusoidales) a aplicar en un ensayo triaxial cíclico (o en una prueba de corte) en función de la magnitud de momento del terremoto considerado. La curva ajustada en la representa el efecto equivalente de un terremoto dado de una magnitud particular.

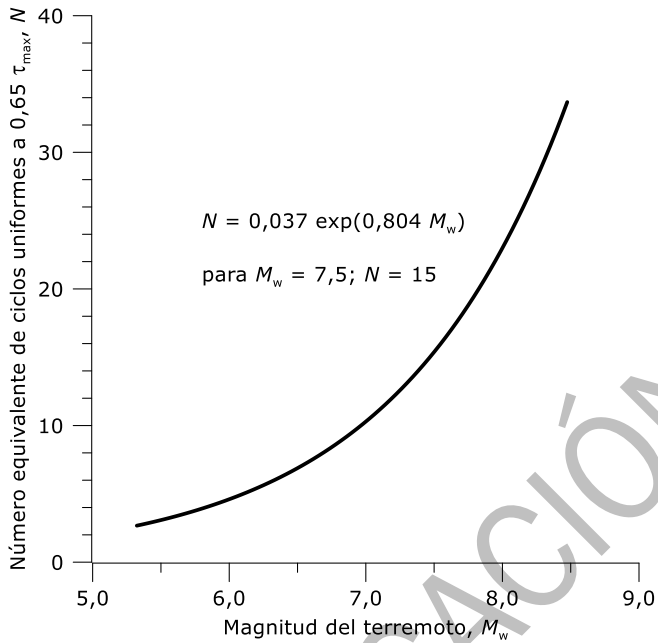


Figura F-6. Número sinusoidal equivalente estimado de ciclos en un ensayo triaxial cíclico o ensayo de corte en función de la magnitud del terremoto

Tal como se muestra en la Figura F-6, para magnitud 7,5, se considera típicamente [Seed 1975; Idriss, Boulanger 2008] (grupo "Licuación del Suelo") un número equivalente de ciclos sinusoidales  $N = 15$  a una amplitud de referencia de esfuerzo tangencial medio  $\tau_{\text{medio}} = 0,65 \tau_{\text{max}}$  con  $\tau_{\text{max}} = r_d \sigma_{\text{vo}} \left( \frac{a_{\text{max}}}{g} \right)$ , de acuerdo con la ecuación F-1.

## G. EVALUACIÓN DE LAS CONSECUENCIAS EN CASO DE LICUACIÓN Y REPARACIONES (OBLIGATORIO)

Este Anexo es continuación directa del anterior (Anexo F), estando también vinculado a la subsección 6.3.3 y a las secciones 3.4 y 6.7. Hay dos secciones, la primera (sección G.1) describe las principales consecuencias de la licuación proporcionando cálculos simplificados de asentamientos inducidos por terremotos, movimientos laterales de suelos de grano grueso y efectos de elevación (flotabilidad), y la segunda (sección G.2) explica las estrategias correctivas (soluciones propuestas en caso de licuación).

### G.1 Evaluación de Consecuencias en Caso de Licuación

Las principales consecuencias (entre otras) en caso de licuación del suelo circundante son las siguientes:

- Asentamientos verticales causados por disipación de presiones de agua acumuladas en suelos granulares saturados durante la sacudida del sismo en condiciones no drenadas. Estos desplazamientos generalmente se completan (estabilizan) entre segundos y un día después de la sacudida, lo que depende de las propiedades del suelo y la longitud de las vías de drenaje. Se han informado asentamientos posteriores a la licuación de alrededor del 2-3 % del espesor de la capa de arena licuable para arenas sueltas a medias y más del 5 % para depósitos de arena muy suelta.
- Grandes desplazamientos superficiales laterales permanentes ("dispersión o flujo lateral") en terrenos inclinados en áreas amplias, como resultado de la licuación de una capa del subsuelo y en respuesta a la combinación de fuerzas gravitatorias e inerciales que afectan la interacción suelo/estructura. La dispersión lateral también puede inducir desplazamientos verticales causados por deformaciones de corte del suelo.
- Desplazamientos horizontales cíclicos que afectan al desarrollo de empujes adicionales en estructuras de contención, efectos sobre pilotes e inestabilidades de taludes debido a la pérdida de resistencia al corte.
- Flotabilidad de construcciones subterráneas poco profundas debido al exceso de presión de agua acumulada y pérdida de capacidad resistente del suelo.

Se debe abordar un método aproximado para estimar las deformaciones volumétricas (o verticales) posteriores a la licuación asociadas con la disipación del exceso de presión de agua intersticial inducida en relación con los asentamientos inducidos por la licuación en suelos granulares saturados. Los valores de los asentamientos aceptables para un proyecto específico tienen que acordarse entre las partes implicadas. Estos asentamientos pueden evaluarse con pruebas de laboratorio cíclicas apropiadas en probetas representativas del depósito saturado. La evaluación de los asentamientos en campo libre se puede estimar con la ecuación 3-4 sumando las contribuciones de las capas licuables potenciales (deformación volumétrica representativa para cada espesor de las capas licuables).

Por otro lado, las deformaciones volumétricas post-licuación involucradas en la ecuación 3-4,  $\epsilon_v$ , en arenas limpias saturadas también se pueden estimar utilizando la información de la densidad relativa del suelo granular,  $D_r$  (definido en las ecuaciones 3-6 y 3-7), y el factor local de resistencia a licuación a mitad de profundidad de las capas licuables  $F_L = CRR / CSR$  (definido en el Anexo F, ecuación F-34).

El ábaco de la Figura G-1 se puede utilizar para estimar la deformación volumétrica de cada capa licuable de arena limpia saturada [EN 1998-5 versión pendiente de publicación].

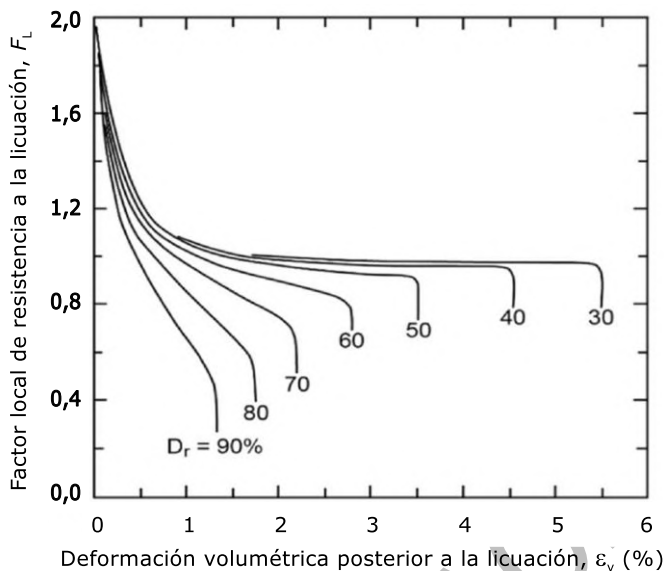


Figura G-1. Deformación volumétrica posterior a la licuación para arenas limpias saturadas basada en el factor de resistencia a la licuación local y la densidad relativa de la arena [EN 1998-5 versión pendiente de publicación]

Se puede observar la Figura G-1 que incluso si el factor  $F_L$  de resistencia a la licuación local (ecuación F-34) está ligeramente por encima de 1 (es decir, con un bajo riesgo de que ocurra la licuación), se puede generar algo de presión intersticial y aún se pueden desarrollar deformaciones volumétricas. Sin embargo, para  $F_L > 1,25$ , es probable que el efecto de los asentamientos inducidos por la licuación sea insignificante.

La deformación volumétrica máxima posterior a la licuación,  $\epsilon_v$  (en %), en función de la densidad relativa de la arena limpia,  $D_r$  (en %), y representada en la Figura G-1, se puede aproximar usando la siguiente expresión [Yoshimine et al. 2006] (grupo "Licuación del Suelo"):

$$\epsilon_v(\%) = 12 \exp(-0,025 D_r) \quad \text{G-1}$$

Basado en pruebas de laboratorio de pre-licuación y post-licuación y datos de campo, [Tokimatsu, Seed 1987] (grupo "Licuación del Suelo") propusieron un procedimiento para la evaluación de deformaciones volumétricas inducidas por licuación,  $\epsilon_v$ , de arenas limpias saturadas con no más de 5% en finos, como se muestra en la Figura G-2 para una magnitud de momento  $M_w = 7,5$ .

La gráfica estima las deformaciones volumétricas con base en la relación de esfuerzos cíclicos, CSR (definido en el Anexo F), y la Prueba de Penetración Estándar Test (SPT). Los datos SPT originales deben corregirse a  $(N_1)_{60}$  para la tensión vertical efectiva y la energía de impacto. Esta cifra puede usarse sólo para arenas limpias que no tengan más del 5% de finos. Para estimaciones preliminares, se puede suponer que el asentamiento en arenas limosas y limos es la mitad del estimado por el procedimiento anterior para arenas limpias.

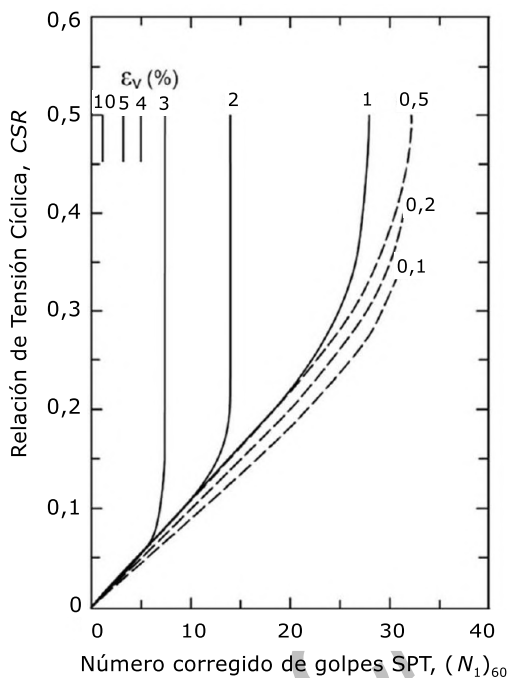


Figura G-2. Deformación volumétrica posterior a la licuación en arenas limpias usando Relación de Tensión Cíclica (*CSR*) y datos de SPT corregidos. Cada curva corresponde a una deformación volumétrica constante (%). Magnitud de momento  $M_w = 7,5$

Las gráficas de la Figura G-2 estiman las deformaciones volumétricas basadas en la Relación de Esfuerzo Cíclico, *CSR* (definido en el Anexo F, ecuación F-1) y la Prueba de Penetración Estándar (SPT). Los datos originales de SPT sobre arena limpia deben corregirse a  $(N_1)_{60}$  para la energía de impacto (ecuaciones F-7 y F-8) y el esfuerzo vertical efectivo (ecuaciones F-9 a F-11). Alternativamente, se puede utilizar una expresión equivalente a la presentada por la ecuación 3-7 para vincular la densidad relativa,  $D_r$ , en la ecuación G-1 con el número corregido de golpes  $(N_1)_{60}$ . Por lo tanto, la deformación volumétrica máxima posterior a la licuación,  $\varepsilon_v$  (en %), se puede obtener aproximadamente como [Idriss, Boulanger 2008] (grupo "Licuación del Suelo"):

$$D_r(\%) = 100 \left( \frac{(N_1)_{60}}{48} \right)^{0,5} \quad \text{G-2}$$

$$\varepsilon_v(\%) = 12 \exp(-0,369 \sqrt{(N_1)_{60}}) \quad \text{G-3}$$

Para estimaciones preliminares, la deformación volumétrica posterior a la licuación en arenas limosas y limos se puede suponer menor que el procedimiento anterior (ecuaciones G-2 y G-3) para arenas limpias. Una alternativa es utilizar la misma Figura G-2 con el número de golpes equivalente para los efectos del contenido de finos,  $(N_1)_{60cs}$ , dado por las ecuaciones F-12 y F-13.

Las deformaciones volumétricas posteriores a la licuación,  $\varepsilon_v$ , en arenas limpias saturadas también se puede calcular a partir de los datos de la prueba de penetración del cono, como se indica en el gráfico de la Figura G-3.

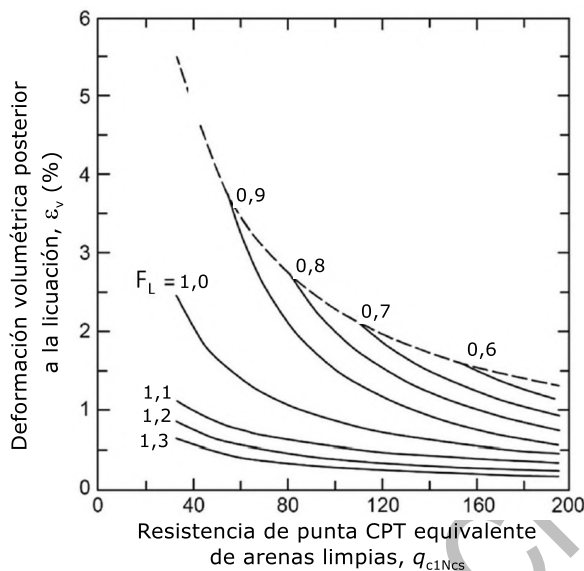


Figura G-3. Deformación volumétrica posterior a la licuación utilizando datos de CPT (resistencia de punta para arena limpia normalizada)

En la Figura G-3, la resistencia de punta,  $q_c$ , del cono tiene que normalizarse para considerar el esfuerzo de sobrecarga (definido en el Anexo F) y obtener la resistencia de punta de cono corregida adimensional  $q_{c1N}$  (ecuaciones F-22 a F-24). Además, esta resistencia de punta normalizada debe corregirse por los efectos del contenido de finos de acuerdo con las ecuaciones F-25 y F-26, y obtener la resistencia de punta de arena limpia normalizada,  $q_{c1Ncs}$ . Además, las gráficas incorporan información sobre el factor de resistencia a la licuación local  $F_L = CRR_{Mw} / CSR$  (definido en la ecuación F-34).

Se puede obtener aproximadamente la deformación volumétrica máxima posterior a la licuación,  $\varepsilon_v$  (en %) como [Idriss, Boulanger 2008] (grupo "Licuación del suelo"):

$$\varepsilon_v (\%) = 12 \exp(2,551 - 1,147(q_{c1Ncs})^{0,264}) \quad G-4$$

En esta expresión (ecuación G-4),  $q_{c1Ncs}$  se limita a valores iguales o superiores a 21.

Con respecto a los desplazamientos de dispersión lateral, el mayor impacto está influenciado por el desplazamiento relativo entre las zonas superiores e inferiores del estrato afectado por el flujo lateral. Este desplazamiento relativo debido a capas licuables debe ser considerado en el cálculo de la estructura. Este efecto no podrá ser considerado si la relación entre el desplazamiento relativo máximo del suelo y el espesor de la capa licuable es igual o inferior a  $1 / 100$ . Sin embargo, cuando el suelo presenta un Índice de Potencial de Licuación  $LPI > 15$  y se extiende sobre un área grande con una inclinación del 3 % o más, es necesario examinar el impacto de los flujos laterales ya que pueden generar un daño severo. El  $LPI$  dentro de una profundidad de interés  $H \leq 20$  m puede ser evaluado como (si  $LPI < 5$ , los efectos son limitados):

$$LPI = \int_0^H (1 - F_L) w(z) dz \quad G-5$$

En la ecuación G-5,  $z$  es la profundidad (en metros) bajo la superficie del suelo,  $w(z) = 10 - 0,5z$  es una función de peso que varía con la profundidad, y  $F_L = CRR/CSR$  (definido en la ecuación F-34) es el factor de resistencia a la licuación local ( $F_L$  debe



establecerse en 1 para suelos con  $F_L > 1$  y también para suelos que no sean "sospechosos" de licuación).

El índice  $LPI$  puede relacionarse con el índice de severidad de licuación simplificado  $LSN$  de la ecuación F-35 y con los niveles generales de desempeño de los depósitos con riesgo de licuación (Tabla F-1). La Tabla G-1 resume dicha relación.

Tabla G-1. Relación aproximada entre los índices  $LPI$  y  $LSN$  de depósitos con riesgo de licuación. También se incluye el factor de seguridad local  $F_L$

Valor / rango de $LPI$	Valor / rango de $LSN$	Valor / rango de $F_L$
0	< 10	> 1,4
0	5 - 15	> 1,2
< 5	10 - 15	≈ 1,0
5 - 15	15 - 35	< 1,0
> 15	> 30	<< 1,0

Sin embargo, a menudo se necesita predecir la dispersión lateral permanente inducida por la licuación, particularmente en obras temporales para la construcción, que ocurren en terrenos con poca pendiente, y se mueven hacia una cara abierta extendiéndose a distancias considerables. Los desplazamientos asociados con las dispersiones laterales pueden exhibir fuertes variaciones espaciales con la distancia desde la cara abierta.

A pesar de esta variabilidad espacial, se han propuesto varios enfoques para estimar los desplazamientos de dispersión lateral. Uno de éstos se basa en determinar el desplazamiento lateral permanente en la superficie del terreno integrando numéricamente las deformaciones de corte (máximas esperadas) a lo largo de la profundidad. Estas deformaciones de corte máximas pueden determinarse en función del factor de resistencia a la licuación local,  $F_L$  (ecuación F-34), o en datos basados en SPT y CPT (ver, por ejemplo, [Idriss, Boulanger 2008]).

Basándose en el cartografiado de la dispersión lateral inducida por licuación en diferentes sitios, se han propuesto expresiones simplificadas por [Youd et al. 2002] (grupo "Licuación del Suelo") para evaluar el desplazamiento lateral del suelo en casos de flujo hacia un frente abierto (condiciones de frente libre cerca de un banco de arroyo o canal) y flujo descendente a lo largo de una pendiente suave. A falta de un enfoque más completo, el desplazamiento lateral permanente del terreno en la superficie  $D_H$  (en metros) para un terreno con pendiente suave se puede evaluar como:

$$\log D_H = -16,213 + 1,523 M_w - 1,406 \log R^* - 0,012 R + 0,338 \log S + 0,540 \log T_{15} + 3,413 \log(100 - F_{15}) - 0,795 \log(D50_{15} + 0,1 \text{ mm}) \quad \text{G-6}$$

Para la condición de cara libre, el desplazamiento del suelo de la superficie lateral  $D_H$  (en metros) se puede estimar como:

$$\log D_H = -16,713 + 1,523 M_w - 1,406 \log R^* - 0,012 R + 0,592 \log W + 0,540 \log T_{15} + 3,413 \log(100 - F_{15}) - 0,795 \log(D50_{15} + 0,1 \text{ mm}) \quad \text{G-7}$$

En las ecuaciones G-6 y G-7,  $M_w$  es la magnitud de momento del terremoto,  $R$  es la distancia horizontal desde el sitio en cuestión hasta el límite más cercano de la fuente de energía sísmica (km),  $R_0 = 10^{(0,89 M_w - 5,64)}$  es un factor de distancia (km) que es función de  $M_w$ ,  $R^* = R + R_0$  es una distancia fuente modificada,  $S$  es la pendiente del terreno (en %),  $W$  es la relación de cara libre (en porcentaje) definida como la altura de la cara libre dividida por la distancia desde la base de la cara libre hasta el punto de interés,  $T_{15}$  es el espesor acumulado (m) de capas arenosas saturadas con un valor

normalizado  $SPT N (N_1)_{60} < 15$ ,  $F_{15}$  es el contenido medio de finos (%) de las capas granulares saturadas dentro de  $T_{15}$ , y  $D50_{15}$  es el promedio (para las diferentes capas incluidas analizadas hasta  $T_{15}$ , 15 m) del tamaño medio  $D50$  (correspondiente a la mitad de la masa) de grano (mm).

El empuje horizontal sobre estructuras de contención (Capítulo 5, Anexos H e I) aumenta debido a la licuación del suelo. Los valores de diseño deben calcularse aplicando la presión hidrostática (o la presión con efectos hidrodinámicos, sección H.3) del agua y la presión del suelo debida al peso sumergido con un coeficiente de presión lateral en reposo de 1. Cuando el impacto de los desplazamientos del suelo es mucho mayor, se puede omitir el efecto del empuje horizontal adicional por efecto de licuación.

En la última parte de esta sección se resume brevemente y en forma aproximada cómo verificar la estabilidad de un túnel excavado a cielo abierto desde el punto de vista del levantamiento (flotabilidad). Esta es una condición que también debe verificarse en condiciones hidrostáticas (sección 6.2), y que puede afectar a desplazamientos excesivos en las vías férreas. En forma aproximada la Figura G-4 presenta las principales fuerzas actuantes (por unidad de longitud) sobre la estructura enterrada:  $W_{sup}$  representa la fuerza vertical superior que incluye el efecto del agua,  $W_{str}$  es el peso muerto de la estructura subterránea,  $F_{f,sup}$  la fuerza resistente por fricción del suelo de cubierta,  $F_{f,lat}$  la fuerza de fricción lateral en la interacción suelo-pantalla,  $F_{u,est}$  la fuerza de levantamiento por presión hidrostática, y  $F_{u,exc}$  la fuerza de levantamiento por exceso de presión de agua.

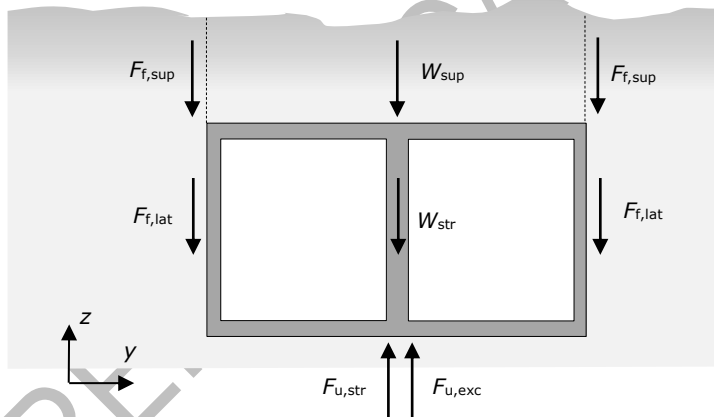


Figura G-4. Fuerzas a considerar en la verificación de la estabilidad de un túnel somero (excavado a cielo abierto) ante levantamiento (flotabilidad)

La construcción subterránea se considera estable cuando la suma de fuerzas verticales ascendentes ( $F_{u,est} + F_{u,exc}$ ) es menor o igual a las fuerzas verticales descendentes indicadas en la Figura G-4. Si hay susceptibilidad a la licuación se puede considerar  $F_{f,sup} = F_{f,lat} = 0$  (pérdida de la capacidad de resistencia a la fricción). En caso de existir un estrato no licuable entre capas licuables, se podrá tener en cuenta la resistencia al corte del estrato no licuable. Se admite un factor de seguridad igual a 1 (o incluso ligeramente superior a 1), cuando el riesgo de licuación del suelo se extienda en una zona limitada y no abarque toda la excavación subterránea. Se propone la utilización de un método simplificado para evaluar la respuesta ante levantamiento tomando en cuenta la susceptibilidad a la licuación del suelo del entorno y los 20 m superiores desde la superficie del terreno.



## G.2 Acciones Correctivas en Caso de Licuación

Diferentes acciones correctivas pueden mitigar los efectos de licuación (en una determinada estructura) en la medida necesaria para cumplir con los Requisitos de Desempeño (subsección 1.4.2) requeridos para cada Nivel de Acción Sísmica (sección 1.6, Tabla 1-5). La filosofía general es reducir los efectos de licuación asociados con los desplazamientos del suelo (dispersión lateral y asentamientos del suelo), lo que implica tratar el suelo licuable (por ejemplo, mejora del suelo) y fortalecer o flexibilizar las estructuras para aliviar los efectos de la licuación (por ejemplo, remodelación estructural). medidas para mejorar la resiliencia). Estas medidas (relacionadas con el suelo y la estructura) se discuten a continuación.

En cuanto a los métodos de mejora del suelo, generalmente se basan en la combinación de una o más acciones: (i) reducción de cantidad de agua, (ii) densificación, (iii) solidificación por inyección, (iv) refuerzo y contención, (v) drenaje (para reducir el tiempo necesario para reducir el exceso presiones intersticiales del agua), (vi) aumento del esfuerzo *in situ*, y (vii) reemplazo parcial del suelo. Estas estrategias para mitigar los peligros de licuación se describen en [Idriss, Boulanger 2008] (grupo "Licuación del suelo").

Las técnicas para la mejora del suelo para la reducción de la susceptibilidad a la licuación listadas en el párrafo previo se describen brevemente a continuación. A pesar de la experiencia en estas técnicas, una vez que se implementa la mejora de suelos se debe demostrar la reducción de la susceptibilidad a la licuación. Esto se puede lograr mediante el uso de pruebas *in situ* posteriores a la mejora para mostrar un aumento en la resistencia cíclica.

**Reducción de cantidad de agua.** La deshidratación (para aumentar la tensión efectiva y la resistencia al corte del suelo) puede requerir un bombeo continuo y la construcción de zanjas o muros. Por lo tanto, puede no ser rentable, e incluso puede no ser factible bajo ciertas condiciones.

**Densificación.** Un aumento en la densidad seca del suelo se puede lograr a través de varios medios. Éstos incluyen: (i) compactación por penetración (por ejemplo, columnas de piedra, pilas de compactación de arena -ya sea con lechadas o sin ellas-) en el depósito licuable, (ii) lechada de compactación para empujar y desplazar el suelo circundante, (iii) compactación por energía de vibración (vibrocompactación), y (iv) compactación por energía de impacto (compactación dinámica dejando caer repetitivamente una gran masa desde una altura significativa). El contenido de finos rige principalmente la viabilidad de la densificación.

**Solidificación por inyección.** El aumento de la resistencia a la licuación también se puede obtener mediante la inyección/solidificación química del esqueleto del suelo, lo que implica mezclar cemento u otros aditivos en el suelo, o llenar los vacíos con un reactivo, lo que hace que las partículas del suelo se unan entre sí. Los métodos típicos incluyen la mezcla profunda del suelo ("deep soil mixing" agitación y mezcla de un material estabilizador como el cemento en suelo arenoso), inyección de lechada (chorros de lechada a alta presión inyectados en el suelo) y técnicas de lechada de permeación ("permeation grouting"). Estas técnicas incluso se pueden usar en suelos con contenido de finos. Además, son ventajosos porque los métodos de instalación son relativamente silenciosos e inducen vibraciones relativamente pequeñas en comparación con los métodos de compactación.

**Refuerzo y contención.** Los métodos de refuerzo y contención también se pueden usar para evitar el desplazamiento excesivo de estructuras al restringir el flujo lateral del suelo. El refuerzo del suelo se puede lograr o bien mediante muros pantalla subterráneos o con tablestacas.

**Drenaje.** El exceso de presión intersticial se puede reducir y disipar instalando drenajes permeables. Los métodos empleados se pueden dividir en dos categorías, según el material utilizado para el drenaje: drenaje de grava y métodos de drenaje



artificial. Los drenajes de grava generalmente se instalan como drenajes en forma de columna (en un patrón de cuadrícula poco espaciado) o como drenajes perimetrales en forma de muro para aislar el exceso de presión de agua intersticial de las áreas licuadas. Los drenes artificiales pueden estar hechos de compuestos geosintéticos (drenajes de mecha, "wick drains") o pilotes con funciones de drenaje; obviamente, no sólo tienen un efecto de drenaje sino también proporcionan un cierto efecto de refuerzo.

**Aumento del esfuerzo *in situ*.** El aumento del esfuerzo *in situ* mediante la precarga también permite que el depósito sea menos susceptible a la licuación. La precarga generalmente se lleva a cabo construyendo un terraplén sobre el sitio y dejándolo en su lugar hasta que se consoliden los suelos. Una alternativa a la construcción de un terraplén es el método de consolidación al vacío con drenajes artificiales y bombas de vacío ("vacuum consolidation").

**Reemplazo parcial del suelo.** Si la capa de suelo potencialmente licuable está ubicada en la superficie del suelo y no tiene más de 3 m de espesor, una solución económica puede ser eliminarla y reemplazarla con suelos no licuables adecuadamente compactados (gravas densas en 3 m superficiales).

Los métodos de mejora estructural tienen como objetivo reducir el daño estructural una vez que ha ocurrido la licuación. Estos métodos incluyen (i) cimientos más profundos para mitigar el fallo por asentamiento y por falta de capacidad de carga, pérdida de soporte del suelo y levantamiento debido a la flotabilidad (es decir, fortalecimiento de los cimientos), (ii) cimientos dúctiles para mejorar el desempeño de las estructuras en sitios propensos a la dispersión lateral, (iii) estructuras flexibles para adaptarse a grandes asentamientos totales y diferenciales, y (iv) control de la deformación del suelo por medidas estructurales (rigidez de la estructura, sistemas de confinamiento de material licuable). El fortalecimiento estructural a veces es más económico que las medidas para prevenir la licuación. Sin embargo, la eficacia de algunas de estas medidas estructurales debe evaluarse adecuadamente porque hasta ahora ha habido poca experiencia.

## H. EVALUACIÓN DE EMPUJES SÍSMICOS DEL TERRENO Y DEL AGUA SOBRE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN (OBLIGATORIO)

Este Anexo presenta estrategias propuestas recientemente para evaluar las presiones del suelo y del agua sobre los muros de contención durante la excitación sísmica. Este Anexo está relacionado con el Capítulo 5 y el Anexo I (dedicado a describir la reducción del empuje sísmico para muros y laderas altos); comparado con el Capítulo 5, este Anexo presenta formulaciones más avanzadas y desarrolladas. Por otro lado, la Sección G.2 discute brevemente los efectos de la licuación de los depósitos de suelo en las estructuras de contención.

Este Anexo contiene cuatro secciones. La sección H.1 presenta nuevas expresiones para calcular las presiones de la tierra, basadas en desarrollos recientes que mejoran la formulación de Mononobe-Okabe. La sección H.2. contiene estudios recientes de la distribución de empuje activo sísmico. Finalmente, en relación a la presencia de agua, las secciones H.3 y H.4 describen la presión del agua (durante movimientos sísmicos del suelo) para rellenos y para depósitos, respectivamente.

Todas las referencias citadas en este Anexo están en el grupo "Muros de Contención".

### H.1 Presiones de Tierra Dinámica Activa y Pasiva Modificadas

Las formulaciones presentadas en las secciones 5.6 (presión activa) y 5.7 (presión pasiva) analizan la estabilidad de una cuña triangular de suelo, como se describe por la Figura 5-4 y la Figura 5-5. Esta formulación es correcta; sin embargo, en algunos casos, la superficie de fallo del suelo es curva o simplemente se sobre-predice el empuje calculado (es decir, en la condición pasiva).

Las teorías modernas están basadas en Análisis Límite (los conocidos teoremas de la cota superior y de la cota inferior); obviamente, se trata de procedimientos aproximados, pero permiten definir una horquilla para la solución real. El teorema de la cota inferior queda siempre del lado de la seguridad; una distribución de esfuerzos en equilibrio y que no supere la rotura en ningún punto, proporciona una solución conservadora. Se debe utilizar la relación constitutiva del material (criterio de rotura de Mohr Coulomb) y aplicar las condiciones de contorno; obviamente, no se consideran las condiciones de compatibilidad.

En este conetxto, en los últimos años se han publicado varios trabajos para mejorar la predicción de los coeficientes sísmicos de presión del suelo. Los resultados de [Mylonakis et al 2007; Lancellotta 2007], basados en el análisis del límite de tensión utilizando el teorema del límite inferior, se describen aquí. Sólo se considera un caso particular, correspondiente a un muro de contención de contrafrente (trasdós) vertical y sometido a una aceleración horizontal. Entonces, los anteriores coeficientes de presión activa y pasiva ( $K_{AE}$  y  $K_{PE}$  de las ecuaciones 5-4 y 5-6, respectivamente) necesitan ser modificados, y están dados por las siguientes expresiones para determinar la componente horizontal del empuje:

$$K_{AE} = \frac{\cos i \cos \delta \left( \cos \delta - \sqrt{\sin^2 \phi' - \sin^2 \delta} \right) e^{-2 \psi_A \tan \phi'}}{\cos \theta \left( \cos(i + \theta) + \sqrt{\sin^2 \phi' - \sin^2(i + \theta)} \right)} \quad H-1$$

$$K_{PE} = \frac{\cos i \cos \delta \left( \cos \delta + \sqrt{\sin^2 \phi' - \sin^2 \delta} \right) e^{+2 \psi_P \tan \phi'}}{\cos \theta \left( \cos(i - \theta) - \sqrt{\sin^2 \phi' - \sin^2(i - \theta)} \right)} \quad H-2$$

En las ecuaciones H-1 y H-2, los coeficientes adimensionales  $\psi_A$  y  $\psi_P$  vienen dados por:

$$\psi_A = \frac{1}{2} \left[ \sin^{-1} \left( \frac{\sin \delta}{\sin \phi'} \right) - \sin^{-1} \left( \frac{\sin(i + \theta)}{\sin \phi'} \right) - \delta + i - \theta \right] \quad H-3$$

$$\psi_p = \frac{1}{2} \left[ \sin^{-1} \left( \frac{\sin \delta}{\sin \phi'} \right) + \sin^{-1} \left( \frac{\sin(i - \theta)}{\sin \phi'} \right) + \delta + i + \theta \right] \quad \text{H-4}$$

Los signos positivos de los ángulos en las ecuaciones H-1, H-2, H-3 y H-4 se indican en la Figura 5-4 y la Figura 5-5. Los ángulos en las ecuaciones H-3 y H-4 deben expresarse en radianes.

Si la parte posterior del muro de contención no es vertical, o se considera la aceleración vertical, las expresiones H-1 y H-2 pueden generalizarse, y se describen en [Mylonakis et al. 2007; Lancellotta 2007]. Al comparar el empuje estimado mediante la teoría de Mononobe-Okabe y las expresiones de [Mylonakis et al. 2007], se hace evidente que el caso pasivo es particularmente diferente en ambos enfoques. Los resultados de Mylonakis et al. se basan en un enfoque de límite inferior y, por lo tanto, siempre son conservadores; sin embargo, los resultados de la teoría de Mononobe-Okabe para el caso pasivo están particularmente sobreestimados.

La Figura H-1 y la Figura H-2 presentan una comparación entre el coeficiente sísmico de presión de suelo activo ( $K_{AE}$ ) calculado utilizando la fórmula de Mononobe-Okabe y [Mylonakis et al. 2007]. En la Figura H-1 y la Figura H-2, los ángulos de fricción del suelo ( $\phi'$ ) son  $20^\circ$  y  $30^\circ$ , respectivamente; los ángulos de fricción suelo-muro ( $\delta$ ) son  $0$  y  $\phi' / 2$  en ambas figuras. Debe tenerse en cuenta que se presenta la componente horizontal, ya que ésta es la componente calculado directamente cuando se usan las expresiones H-1 y H-2 de Mylonakis et al., mientras que las expresiones de Mononobe-Okabe 5-4 y 5-6 proporcionan los coeficientes para el empuje, que está inclinado un ángulo  $\delta$  con respecto a la perpendicular a la parte posterior del muro (es decir, el valor representado en las figuras es  $K_{AE} \cos(\delta)$  para las curvas de Mononobe-Okabe y  $K_{AE}$  para las curvas de Mylonakis et al.). Se puede observar que las tendencias de ambos enfoques son bastante similares que y las diferencias entre éstos se vuelven más significativas para altas aceleraciones sísmicas.

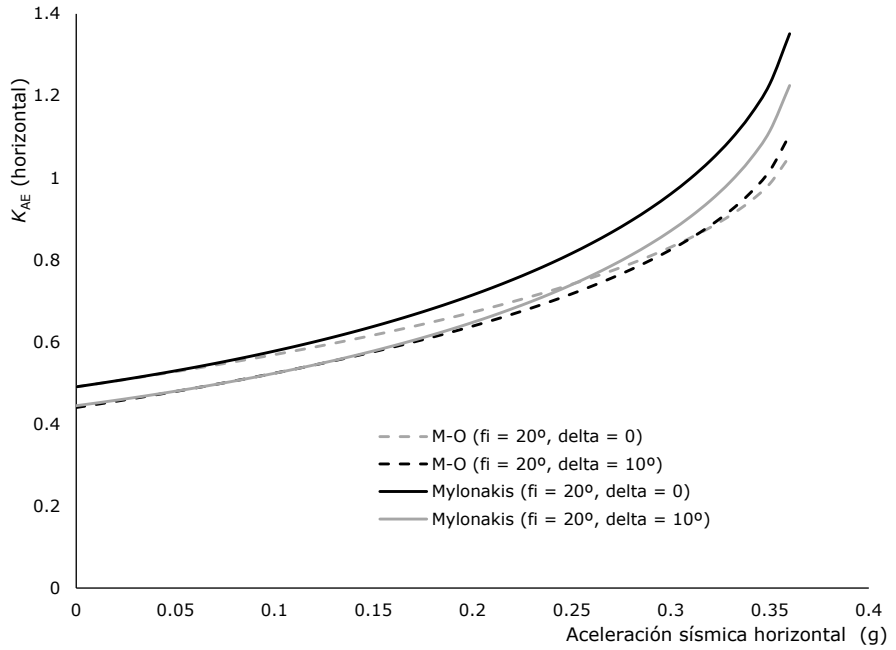


Figura H-1. Coeficiente de presión sísmica activa (componente horizontal), comparando las soluciones de Mononobe-Okabe y Mylonakis et al., para ángulo de fricción de  $20^\circ$

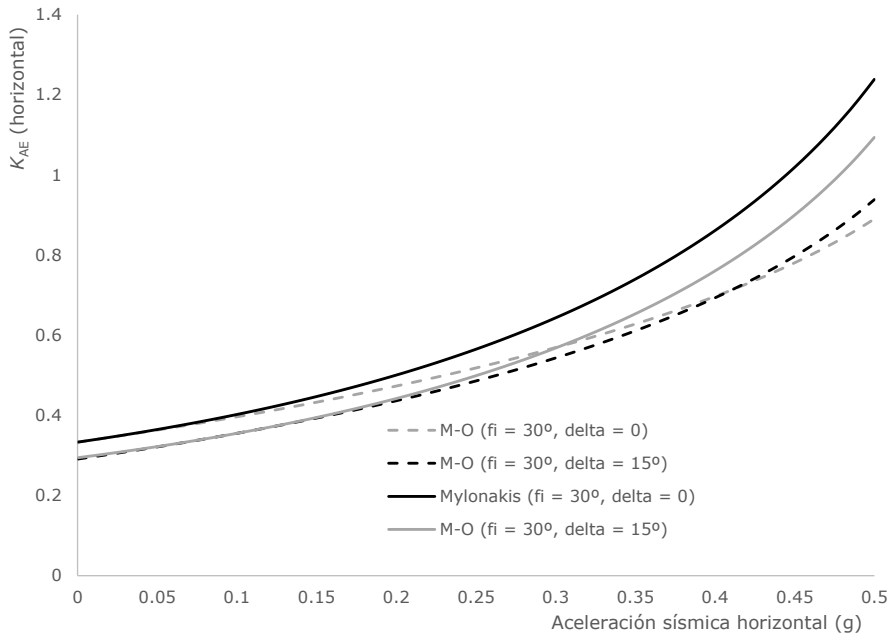


Figura H-2. Coeficiente de presión sísmica activa (componente horizontal), comparando las soluciones de Mononobe-Okabe y Mylonakis et al., para ángulo de fricción de  $30^\circ$

La Figura H-3 y la Figura H-4 presentan resultados similares a los de la Figura H-1 y la Figura H-2, aunque referidas al coeficiente de empuje pasivo ( $K_{PE}$ ). Es destacable que en este caso las diferencias entre ambos enfoques son evidentes para aceleraciones sísmicas bajas cuando aumenta el ángulo de fricción suelo-muro ( $\delta$ ). Para visualizar este aspecto, la Figura H-5 presenta el mismo análisis para un suelo con un ángulo de fricción de  $\phi' = 35^\circ$  y un ángulo de fricción suelo-muro asumido como  $\delta = 2\phi' / 3$ . En este caso particular la formulación Mononobe-Okabe claramente sobre-predice el coeficiente sísmico terrestre pasivo  $K_{PE}$ , por lo que el uso de Mylonakis et al. (2007) se recomiendan expresiones para este caso particular. En general, el uso de ángulos de fricción suelo-muro elevados,  $\delta$ , debe estar justificado, ya que este valor aumenta significativamente el coeficiente de presión pasiva del suelo.

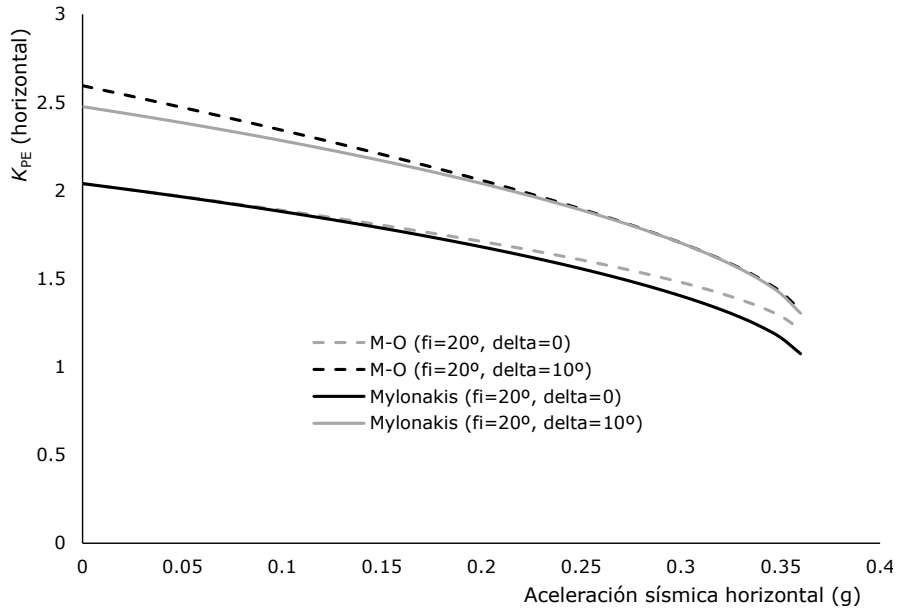


Figura H-3. Coeficiente de presión sísmica pasiva (componente horizontal), comparando las soluciones de Mononobe-Okabe y Mylonakis et al., para ángulo de fricción de  $20^\circ$

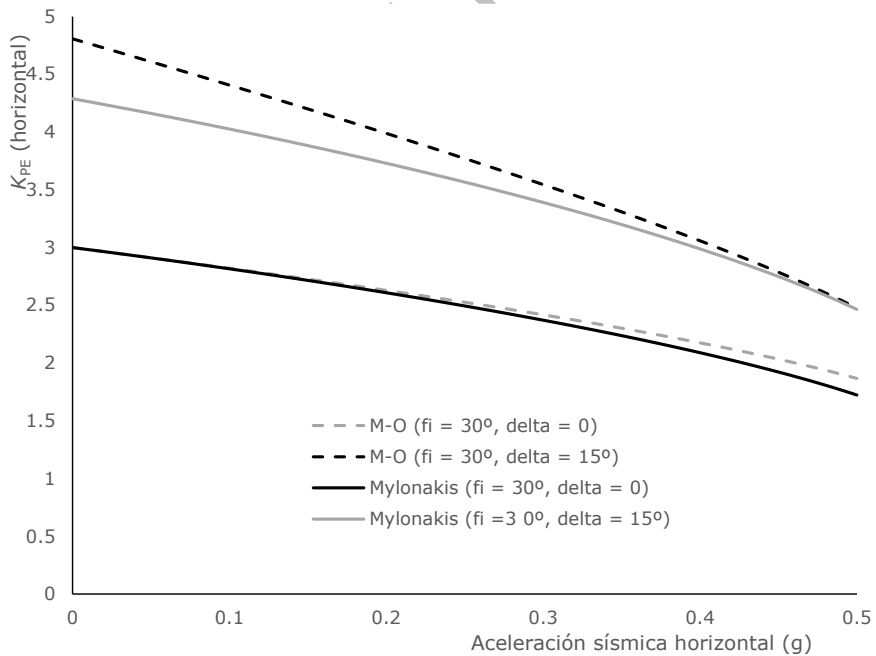


Figura H-4. Coeficiente de presión sísmica pasiva (componente horizontal), comparando las soluciones de Mononobe-Okabe y Mylonakis et al., para ángulo de fricción de  $30^\circ$

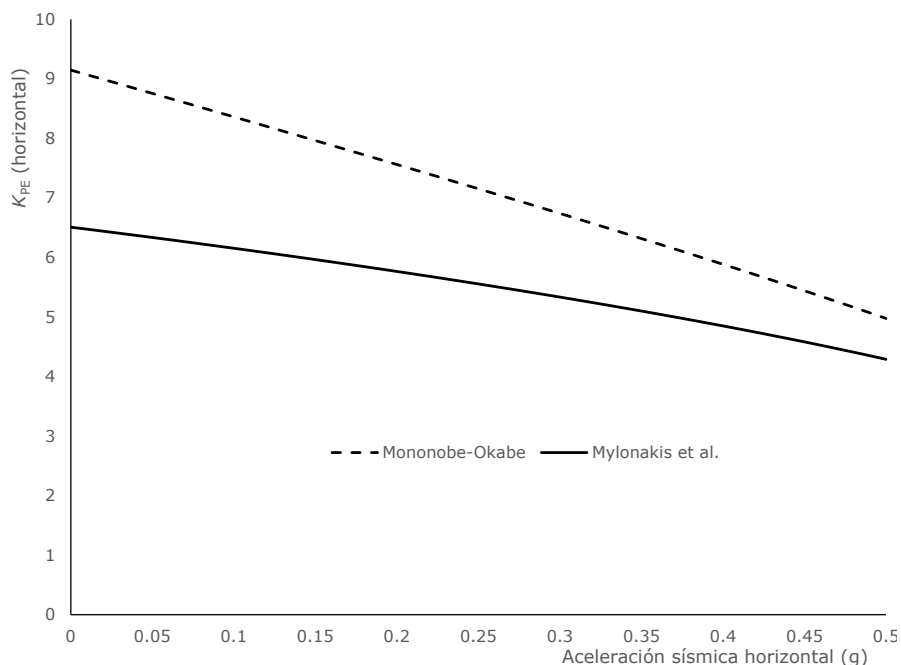


Figura H-5. Coeficiente de presión sísmica pasiva (componente horizontal), comparando las soluciones de Mononobe-Okabe y Mylonakis et al., para ángulo de fricción de  $\phi' = 35^\circ$  y ángulo de rozamiento (fricción) entre el muro y el suelo de  $2\phi' / 3$

## H.2 Estudios más Recientes sobre la Distribución de Presiones Sísmicas Activas

Tal como se muestra en la Figura 5-4, la Figura 5-5 y la Figura 5-6, las formulaciones de Mohr-Coulomb y de Mononobe-Okabe predicen distribuciones de presión triangulares activas y pasivas; por lo tanto, la fuerza resultante se aplica a una altura de  $H / 3$  sobre la base del muro. Sin embargo, las pruebas de laboratorio indican que la altura real de esa fuerza es significativamente mayor [Candia et al. 2016; Matsuo 1941; Matsuo, Ohara 1960; Seed, Whitman 1970]; esta tendencia también ha sido confirmada por estudios teóricos [Conte et al. 2017; Conti et al. 2015; Mikola et al. 2013; Mylonakis et al. 2007; Pain et al. 2015; Wagner et al. 2016] y se debe a la distribución de las fuerzas de inercia en la masa del suelo y a las condiciones de contorno cinemáticas. La Figura H-6 describe la distribución de presiones y la metodología para tener en cuenta su efecto:  $P_A$  es el empuje estático activo calculado para el muro, y  $\Delta P_{AE}$  es el incremento de empuje debido a la acción sísmica, que actúa a  $0,6 H$  sobre la base del muro. Ese incremento se calcula como  $\Delta P_{AE} = P_{AE} - P_A$ , donde  $P_{AE}$  es el empuje correspondiente calculado considerando la acción sísmica, y  $P_A$  es el empuje evaluado para condiciones estáticas. Seed y Whitman (1970) proponen considerar que el empuje total en condiciones sísmicas está actuando a una altura  $h$  sobre la base, calculada como:

$$h = \frac{P_A \frac{H}{3} + \Delta P_{AE} (0,6 H)}{P_{AE}} \quad \text{H-5}$$

El valor de  $h$  suele llegar a cerca de la mitad de la altura del muro.



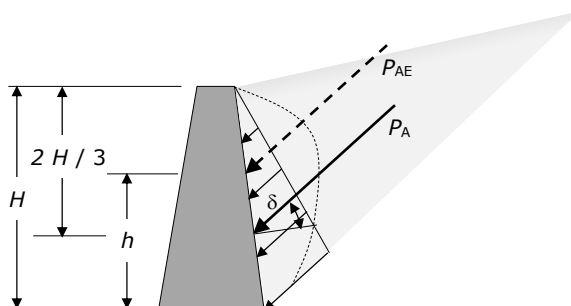


Figura H-6. Formulación en [Seed, Whitman 1970] (grupo "Muros de Contención") para el incremento sísmico de la presión del suelo de relleno (fuerza resultante  $P_{AE}$ ) sobre un muro de contención

### H.3 Presión de Tierra Dinámica Adicional debida al Agua en el Relleno

En el contexto de los muros de contención, el relleno suele estar seco o claramente no saturado, porque la presión intersticial del agua aumenta el empuje total que actúa sobre el muro; de hecho, los sistemas de drenaje están diseñados para asegurar esa condición. Sin embargo, en algunos casos, el relleno puede exhibir un nivel freático en cierto nivel y, por lo tanto, se deben aplicar condiciones de saturación. En ese caso, se tiene que evaluar el riesgo de licuación del relleno saturado. Si el evento de licuación del relleno es factible, el diseño del muro debe usar  $K_{AE} = 1$  (que corresponde a un ángulo de fricción del suelo  $\phi' = 0$ ) y  $\gamma = \gamma_{sat}$  para el peso unitario del relleno, a fin de calcular el nuevo empuje.

Cuando no se espera licuación pero el relleno está saturado, el comportamiento del suelo depende de la interacción relativa entre el agua y las partículas del suelo. La presión estática del agua detrás de un muro de contención cuando la permeabilidad del suelo es muy alta (coeficiente de permeabilidad superior a  $5 \times 10^{-3}$  m/s) puede incrementarse significativamente durante movimientos sísmicos severos [Matsuo, Ohara 1960] (grupo "Muros de Contención") ya que el agua puede moverse casi en "condiciones libres". La Figura H-7 muestra una estimación de esa presión de agua hidrodinámica adicional en la parte posterior de un muro.

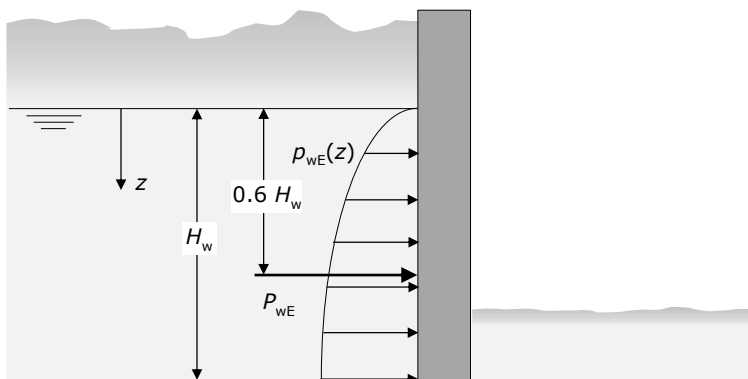


Figura H-7. Presión de agua hidrodinámica sísmica adicional en un muro de contención

En la Figura H-7, el incremento sísmico de la presión del agua sobre un muro vertical viene dado por la siguiente distribución no lineal:

$$p_{WE}(z) = 0,7 \left( \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{H_w z} \right) \quad \text{H-6}$$

En la ecuación H-6,  $p_{WE}(z)$  es el incremento de la presión del agua debido al efecto sísmico,  $\gamma_w$  es el peso unitario del agua, y  $H_w$  es la altura del agua (bajo el nivel freático); la coordenada vertical  $z$  se mide desde el nivel freático. La fuerza total del agua (por unidad de longitud del muro) viene dada por la integral de la expresión H-6 desde 0 a  $H_w$ :  $P_{WE} = 0,4083 k_h \gamma_w H_w^2$ ; tal como se muestra en la Figura H-7, la fuerza de empuje resultante se encuentra a  $0,6 H_w$  bajo el nivel freático.

Es remarcable que bajo la condición de casi "libre movimiento" del agua, y cuando las presiones hidrostáticas e hidrodinámicas del agua actúan sobre la parte posterior del muro, el empuje debido a las partículas del suelo debe calcularse utilizando los coeficientes de presión activa y pasiva de la tierra y el peso unitario sumergido:  $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ , donde  $\gamma_{sat}$  es el peso unitario del suelo saturado y  $\gamma_w$  es el peso unitario del agua. Se debe considerar el empuje de las 3 acciones (hidrostática, hidrodinámica y partículas del suelo).

Si la permeabilidad del suelo es pequeña (es decir, por debajo de  $10^{-5}$  m/s), como es el caso de la mayoría de los suelos, entonces el agua tiene "condiciones restringidas", y el efecto sísmico se puede estimar con el Mononobe-Okabe o las soluciones de [Mylonakis et al 2007], utilizando el peso unitario saturado del relleno,  $\gamma_{sat}$ , y modificando ligeramente el valor del ángulo  $\theta$  en las expresiones 5-4, 5-5, H-1 a H-4 [Matsuzawa et al. 1985] como:

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{k_h}{1 - k_v} \frac{\gamma}{\gamma'} \right) \quad \text{H-7}$$

En este caso, si la permeabilidad es muy pequeña (es decir, suelos arcillosos), la presión del agua intersticial puede generarse debido a la acción sísmica cíclica y la resistencia del suelo correspondiente podría reducirse significativamente. Es posible que se requieran experimentos de laboratorio para evaluar este riesgo.

#### H.4 Presión de Agua Dinámica de un Embalse

En muros que contienen agua (depósito, balsa, río o embalse), la variación de presión del agua debida al efecto sísmico (empuje hidrodinámico adicional) actuando sobre un muro vertical genera una presión total dada por una expresión similar a la

ecuación H-6, aunque sin el factor 0,7:  $p_{wE}(z) = \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{H_w z}$ . La integración de esta expresión en la superficie del muro en contacto con el agua proporciona el empuje hidrodinámico total:

$$P_{wE} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H_w^2 \quad \text{H-8}$$

El punto de acción está  $0,6 H_w$  por debajo de la parte superior del muro (Figura H-7).

Normalmente el empuje del agua es favorable para el muro, es decir, este se reduce por efecto del sismo.

En los análisis dinámicos de historial de respuesta, la presión hidrodinámica del agua se puede modelar con masas añadidas. La masa añadida se puede calcular como:

$$m_a = \frac{7}{8} k_h \frac{\gamma_w}{g} \sqrt{H_w z} \quad \text{H-9}$$

En la ecuación H-9,  $m_a$  es la masa añadida por unidad de área del muro.

## I. REDUCCIÓN DEL EMPUJE SÍSMICO PARA MUROS Y LADERAS ALTOS (RECOMENDADO)

Este Anexo explica un enfoque simplificado para reducir la presión sísmica de la tierra (en muros altos o en taludes fuertemente inclinados) debido al hecho de que el movimiento del suelo es menor en sus capas profundas que en su superficie. Este Anexo está vinculado a la subsección 3.3.2, a la ecuación 3-1, al Capítulo 5 y al Anexo H.

Se presenta una formulación simplificada [EN 1998-5 versión pendiente de publicación] para disminuir el empuje sísmico en muros altos o laderas inclinadas, dada la reducción con la profundidad de la aceleración sísmica horizontal subterránea. Este efecto se representa por un coeficiente que afecta la aceleración de diseño horizontal de la superficie del suelo ( $a_h$ , sección 3.3, Capítulo 5 y Anexo H). Este coeficiente reductor se conoce como  $\beta_h$  ( $\leq 1$ ) y depende de los siguientes parámetros:

- La altura del talud o la altura del muro ( $H$ ) que está en contacto con el suelo.
- El periodo representativo ( $T_m$ ), que incluye la respuesta en frecuencia de la acción sísmica y la respuesta del depósito de suelo que está en contacto con el muro. En ausencia de estudios más específicos,  $T_m$  puede estimarse como la suma de los periodos de esquina inferior y esquina superior del rango de aceleración espectral constante del espectro de diseño [E.030 2019; E.031 2018] (referencias en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica"):  $T_m = 0,2 T_P + T_P = 1,2 T_P$  (Figura 2-4).
- La velocidad media armónica de las ondas transversales ( $v_{s,H}$ , ecuación N-1) en el depósito de suelo en contacto con el muro.

La definición de  $H$  como altura del muro depende de si el empuje de la tierra es activo o pasivo (sección 5.5); en este sentido, la Figura I-1 presenta la definición precisa de  $H$  (pendiente y altura del muro).

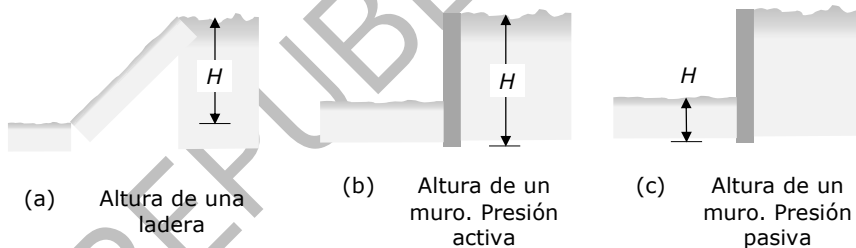


Figura I-1. Parámetro  $H$  como altura de una ladera o un muro

Los parámetros  $H$ ,  $T_m$  y  $v_s$  se combinan en un único parámetro adimensional  $H / (T_m v_{s,H})$ , en donde  $T_m v_{s,H}$  representa la longitud de onda predominante del suelo. Para laderas suaves o muros de baja altura ( $H / (T_m v_{s,H}) \leq 0,05$ ) este coeficiente de reducción es  $\beta_h = 1$ , mientras que para laderas o muros de mayor elevación ( $H / (T_m v_{s,H}) \geq 0,4$ ) puede alcanzar un valor mínimo  $\beta_h = 0,35$ . En el rango  $0,05 < H / (T_m v_{s,H}) < 0,4$ , puede ser determinado por interpolación lineal entre los valores extremos indicados. Estos resultados son esperables, ya que en laderas o muros bajos/altos, el efecto de la reducción de la aceleración sísmica en la profundidad del suelo no es/ sí es importante. La Figura I-2 describe gráficamente esta relación entre  $\beta_h$  y  $H / (T_m v_{s,H})$ .

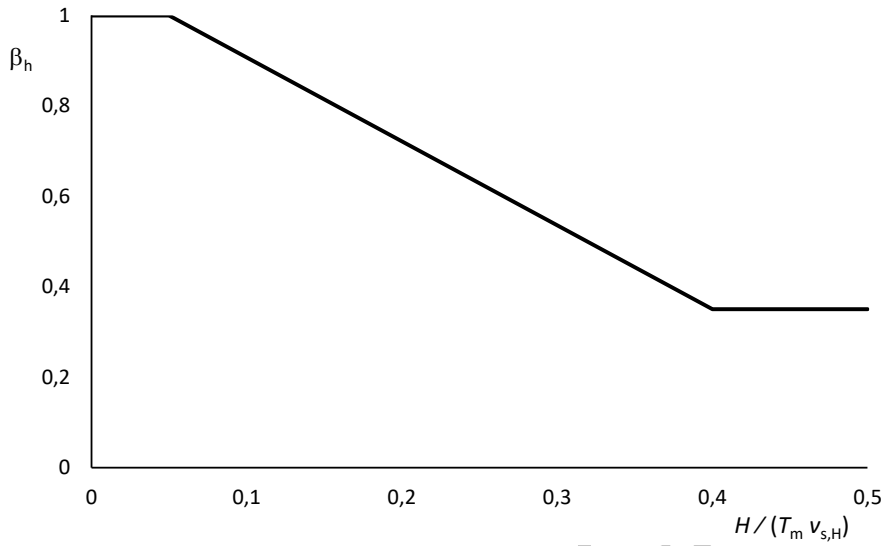


Figura I-2. Relación empírica entre el factor de reducción ( $\beta_h$ ) del empuje de tierras y el parámetro  $H / (T_m v_{s,H})$

## J. EVALUACIÓN SIMPLIFICADA DE PARÁMETROS MÁXIMOS DEL MOVIMIENTO SUBTERRÁNEO DEL SUELO PARA DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS ENTERRADAS (OBLIGATORIO/RECOMENDADO)

Este Anexo presenta criterios simplificados para estimar el Nivel de Acción Sísmica subterránea (a la profundidad de la estructura) a partir de la sismicidad superficial del suelo correspondiente. Las formulaciones simplificadas presentadas en este Anexo pueden ser utilizados como un complemento de los enfoques más exactos contenidos en la sección 2.5; éstas se basan ampliamente en (es decir, están adaptadas de) [EN 1998-1 versión pendiente de publicación; EN 1998-5 versión pendiente de publicación].

Este Anexo contiene tres secciones. La Sección J.1 discute la aplicabilidad de los criterios simplificados antes mencionados para diferentes Niveles de Importancia Operativa (sección 1.3) y Nivel de Acción Sísmica (secciones 1.6 y 2.3). La sección J.2 presenta formulaciones simplificadas para estimar la aceleración máxima subterránea (*PGA*). La sección J.3 contiene expresiones simplificadas de la deformación cortante subterránea en campo libre en términos de la aceleración máxima del suelo (*PGA*, para poca profundidad) o la velocidad máxima del suelo (*PGV*, para estructuras profundas).

### J.1 Aplicabilidad de este Anexo

La aplicabilidad de las formulaciones simplificadas descritas en este Anexo puede juzgarse, de manera integrada, en términos de la sismicidad del sitio (secciones 2.3 y 2.4) y la Importancia Operativa de la estructura (sección 1.3). La sismicidad del sitio se clasifica como las zonas sísmicas 1 a 4 del Perú [E.030 2019] (Figura 2-3, referencia en el grupo "Normativa Peruana General y Sísmica"). La Tabla J-1 muestra la aplicabilidad de este Anexo para cada combinación de sismicidad del sitio e Importancia Operativa; "SÍ" y "NO" significan que las recomendaciones de este Anexo pueden/no pueden ser utilizadas, respectivamente.

Tabla J-1. Aplicabilidad de las formulaciones simplificadas en el Anexo J

Importancia Operativa	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4
I1	SÍ	SÍ	SÍ	NO
I2	SÍ	SÍ	NO	NO
I3	SÍ	NO	NO	NO

En las situaciones en que no se puedan utilizar los enfoques simplificados ofrecidos en este Anexo, las construcciones deben analizarse de acuerdo con la sección 2.5. No obstante, en cualquier caso, este Anexo puede utilizarse como herramienta de comparación; significa que sus resultados tienen que contrastarse con los de las formulaciones supuestamente más precisas (sección 2.5), y cualquier discrepancia excesiva entre ambos necesita ser analizada profundamente y justificada.

### J.2 Reducción de la Aceleración Máxima del Suelo con la Profundidad

La reducción con la profundidad de la amplitud de la aceleración sísmica se puede describir aproximadamente como:

$$PGA(z_r) = PGA(0) \lambda \quad J-1$$

En la ecuación J-1,  $z_r$  es la coordenada  $z$  (profundidad) del techo de la estructura subterránea (espesor de la cubierta del suelo, Figura J-2),  $PGA(z_r)$  y  $PGA(0)$  se refieren a la Aceleración máxima del suelo en la profundidad  $z_r$  y en la superficie del suelo ( $z_r = 0$ ), respectivamente, y  $\lambda$  es un factor de reducción. Ese factor depende de  $z_r$ : si  $z_r = 0$  (estructura poco profunda), obviamente  $\lambda = 1$ , y si el techo de la

estructura está enterrado más de 30 m, entonces  $\lambda = 0,5$ ; para valores de profundidad intermedios, se puede considerar la interpolación lineal. La Figura J-1 describe gráficamente esta relación entre  $\lambda$  y  $z_r$ .

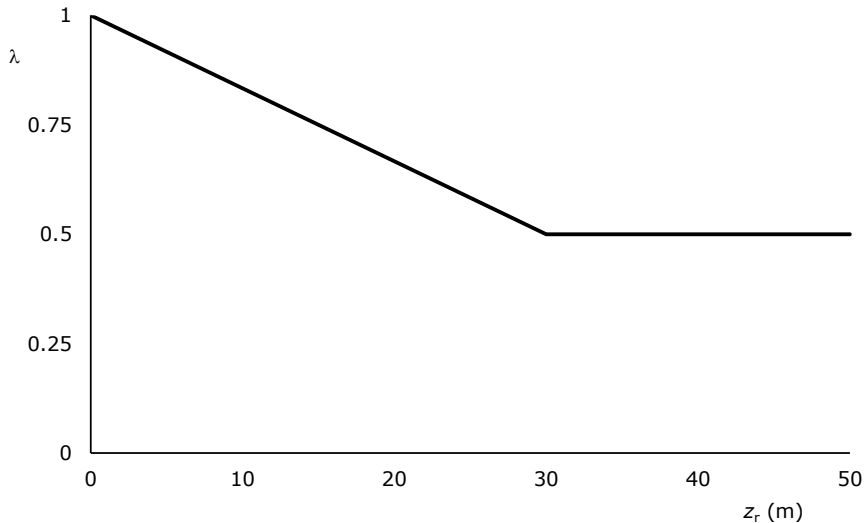


Figura J-1. Relación empírica entre el factor de reducción de la  $PGA$  ( $\lambda$ ) y la profundidad del techo ( $z_r$ )

La Figura J-2 describe el significado de  $z_r$  y otros parámetros de profundidad.

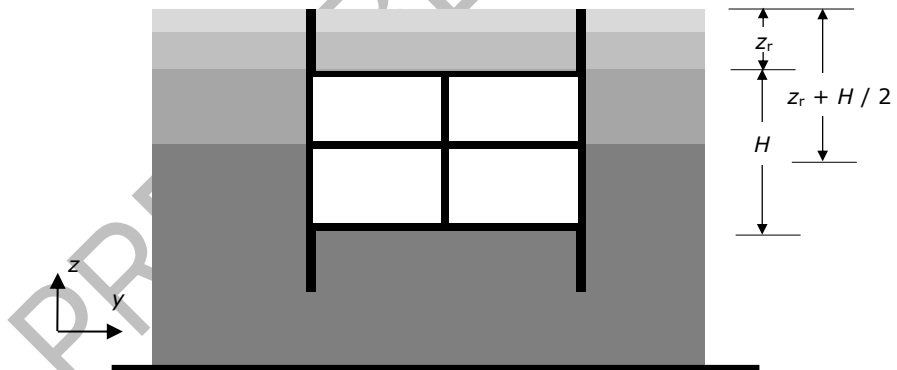


Figura J-2. Significado de las magnitudes de profundidad consideradas en la evaluación simplificada de los parámetros máximos del suelo

### J.3 Distorsión Angular Subterránea de Campo Libre

Para estructuras bastante profundas ( $z_r + \frac{1}{2} H$ , Figura J-2), la deformación impuesta por corte en campo libre ( $\gamma_{FF}$ ) se puede calcular como:

$$\gamma_{FF} = \frac{PGV}{v_{sc}}$$

J-2

En la ecuación J-2,  $PGV$  se refieren a la Velocidad Máxima del Terreno a la profundidad considerada y  $v_{sc}$  es la velocidad de onda de corte compatible con la amplitud de deformación promedio.

La siguiente fórmula muestra, para estructuras menos profundas, una expresión empírica de la deformación impuesta transversal (de corte) del suelo en campo libre:

$$\gamma_{FF} = \frac{\tau_{max}}{G} = \frac{PGA(0)}{g} \frac{\sigma_v}{G} r_{dt} = \frac{PGA(0)}{g} \frac{\gamma \left( z_r + \frac{H}{2} \right)}{G} r_{dt} \quad J-3$$

En la ecuación J-3, el producto  $\gamma \left( z_r + \frac{1}{2} H \right)$  representa la presión vertical del suelo ( $\sigma_v$ ) a la altura media de la estructura ( $\gamma$  es el peso específico del suelo), y  $r_{dt}$  es un factor de reducción que depende de la profundidad: si  $z_r + \frac{1}{2} H < 10$  m entonces  $r_{dt} = 1$  (no hay reducción), y si  $z_r + \frac{1}{2} H > 35$  m entonces  $r_{dt} = 0,5$  (máxima reducción). Para valores intermedios de  $z_r + \frac{1}{2} H$  (entre 10 y 35 m), se puede usar interpolación lineal. Este criterio es de alguna manera consistente con la sección J.2. La Figura J-3 representa gráficamente la relación entre  $r_{dt}$  y  $z_r + \frac{1}{2} H$ .

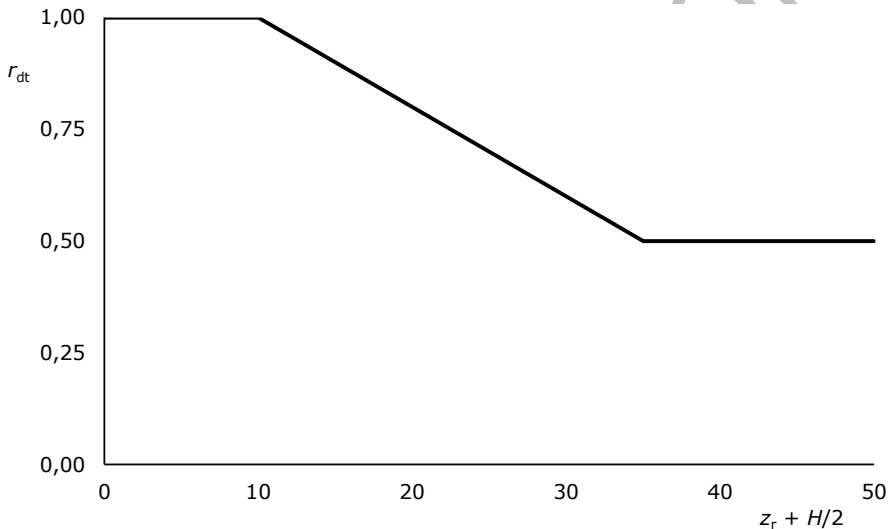


Figura J-3. Relación empírica entre el factor de reducción ( $r_{dt}$ ) de la deformación transversal del suelo en campo libre ( $\gamma_{FF}$ ) y la profundidad ( $z_r + \frac{1}{2} H$ )

La comparación entre la Figura J-1 y la Figura J-3 muestra que los criterios de interpolación para  $\lambda$  y  $r_{dt}$  son razonablemente consistentes.

El valor de  $PGV$  en la ecuación J-2 puede estimarse a partir de la  $PGA$  usando las proporciones dadas por la Tabla J-2; las zonas 2 y 3 se refieren a las zonas sísmicas del Perú ([E.030 2019] referencia encontrada en el grupo "Normas Generales y Sísmicas del Perú", Figura 2-3).





Tabla J-2. Cocientes empíricos entre  $PGA$  ( $m/s^2$ ),  $PGV$  ( $cm/s$ ) y  $PGD$  ( $cm$ )

Tipo de Suelo	$PGV / PGA$		$PGD / PGA$	
	Zona 2	Zona 3	Zona 2	Zona 3
Roca ( $v_s \geq 900$ m/s)	0,07	0,10	0,025	0,06
Suelo duro-medio ( $200 < v_s < 900$ m/s)	0,10	0,13	0,045	0,10
Suelo blando ( $v_s < 200$ m/s)	0,13	0,16	0,07	0,18

En la Tabla J-2, se sugiere interpolación lineal en términos de la velocidad de la onda de corte ( $v_s$ ).

Dada la ausencia de estudios para condiciones equiparables a las de las Zonas 1 y 4 de Perú, la Tabla J-2 no proporciona criterios para dichas zonas. Para la Zona 4, esto no es una limitación importante, ya que la Tabla J-1 muestra que las formulaciones simplificadas presentadas en este Anexo no pueden aplicarse para esa Zona. En cuanto a la Zona 1, su sismicidad es baja, por lo que no son de esperar problemáticas graves.

Los rangos de la velocidad de las ondas de corte la Tabla J-2 no corresponden a los de la Tabla 2-2 (que contiene la clasificación de suelo para este Manual); esta dificultad puede obviarse aplicando los criterios de interpolación propugnados para dicha Tabla.

Se puede obtener información adicional a la Tabla J-2 en [Akkar, Bommer 2010; Alavi et al. 2011; Atkinson, Sonley 2000; Bradley 2012; Campbell, Bozorgnia 2008; Constantino et al. 2021; Du et al. 2019; Gómez-Capera et al. 2020; Liu et al. 2016; Paolucci, Smerzini 2017; Wald et al. 1999; Yih-Min et al. 2003]. Estas referencias corresponden al grupo "PGA-PGV-PGD".

## K. ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO (RECOMENDADO)

Este Anexo describe el cálculo de la excitación sísmica a la profundidad del suelo donde se ubica la estructura a partir de la excitación sísmica conocida (normalmente, en la superficie del suelo). Este Anexo está vinculado a las secciones 2.5 y 6.6.

En este documento solo se describen análisis de propagación y despropagación 1-D (columna de suelo) (sección 6.6). Se requerirían estudios de propagación 2-D en presencia de cambios longitudinales significativos en la rigidez del suelo o del sustrato rocoso ingenieril (sección 6.6). Las siguientes referencias pueden ser de ayuda: [Barnes 1996; Hestholm et al. 1994; Itza et al. 2016; Kamalian et al. 2008; Luo et al. 2001; Ma et al. 2011; Oral et al. 2019; Paolucci et al. 2000; Rubiño et al. 2016; Yang et al. 2007] (grupo "Propagación y Despropagación de Ondas").

Este Anexo tiene seis secciones. La primera sección (K.1) describe el contexto general del SRA. Las secciones segunda (K.2) y tercera (K.3) describen el modelado de una columna de suelo sujeta a excitación sísmica y el modelado constitutivo de suelos, respectivamente. La cuarta sección (K.4) analiza los principales tipos de SRA (análisis lineal y no lineal equivalente). La quinta sección (K.5) revisa la determinación de la excitación sísmica en la base de la columna de suelo. Finalmente, la sexta sección (K.6) presenta un resumen y algunas recomendaciones para la implementación de la SRA.

### K.1 Introducción

El movimiento del suelo en la profundidad es el factor más importante para el diseño sísmico de estructuras subterráneas. Estas estructuras desarrollan fuerzas estructurales que son el resultado de su acomodación forzada a la deformación del suelo durante el sismo. Por lo tanto, es de suma importancia determinar el nivel de excitación en las profundidades que alcanza la estructura subterránea para una adecuada evaluación de las fuerzas sísmicamente inducidas y, en consecuencia, para un diseño sísmico preciso de sus elementos estructurales.

El método más común tanto para la práctica de la ingeniería sísmica como para el análisis académico para la determinación de la excitación sísmica a cualquier profundidad es el Análisis de Respuesta del Sitio ("Site Response Analysis", SRA). Mediante el uso de este método de cálculo, se puede determinar el valor del movimiento del suelo que es relevante para el diseño de estructuras subterráneas.

Este Anexo presenta en primer lugar una visión general del procedimiento SRA desde un punto de vista teórico. Luego, se discute el modelado constitutivo para el comportamiento del suelo, con un énfasis en la caracterización de la rigidez, el amortiguamiento y la resistencia al corte de las capas de suelo bajo análisis. Más adelante se destacan las diferentes hipótesis del comportamiento del suelo para este tipo de análisis, junto con sus principales implicaciones en la práctica de la ingeniería. Posteriormente, se explican las condiciones de contorno y los parámetros numéricos para los algoritmos SRA. Finalmente, se proporciona orientación sugerida para SRA.

### K.2 Modelización de una Columna de Suelo Sometida a Excitación Sísmica

Un SRA es un análisis unidimensional (1D) de la propagación vertical de ondas transversales a través de capas de suelo cercanas a la superficie. La fuente del terremoto (hipocentro) se considera lo suficientemente lejos del sitio de análisis (la distancia del foco del terremoto al sitio es comúnmente de decenas de kilómetros). Entonces, sólo se deben considerar las ondas que se propagan verticalmente al realizar SRA. Estas ondas verticales sólo generan deformaciones de corte en el suelo. Esta hipótesis ignora algunos tipos de ondas que están presentes en los terremotos, como las producidas por la refracción en la superficie del suelo de las ondas sísmicas incidentes. Sin embargo, la principal preocupación con las estructuras subterráneas

es la tensión de corte que proviene de las ondas de corte que se propagan verticalmente, mientras que el movimiento del suelo debido a otras ondas tiene un impacto insignificante en la gran mayoría de las construcciones enterradas. Por lo tanto, la hipótesis 1D para SRA se considera válida para muchos casos en la práctica de la ingeniería.

Para modelar el comportamiento de una columna de suelo bajo ondas de corte verticales de origen sísmico, esta columna se discretiza en varias capas. Cada capa se considera como un material homogéneo con sus propias características de masa, rigidez, amortiguamiento y resistencia. Se desarrolla un sistema de masa concentrada que implementa estas propiedades como modelo del comportamiento sísmico de la columna de suelo [Hashash, Park 2001a] (grupo "Estructuras Subterráneas Dañadas por Terremotos. Estación Daikai (Kobe, Japón)"). Por otra parte, se debe considerar un modelo constitutivo apropiado para el comportamiento del suelo para una adecuada determinación de la respuesta sísmica del sitio.

La columna de suelo descansa sobre una base que puede considerarse rígida o elástica. La base rígida no permite que pase ninguna onda que se propague hacia abajo (comúnmente, cuando la columna de suelo se superpone al lecho rocoso ingenieril -basamento o sustrato rocoso ingenieril-), mientras que la base elástica proporciona una impedancia para que las ondas hacia abajo se muevan por debajo del modelo de columna de suelo que se considera en los cálculos. La excitación sísmica que se ingresa al sistema para SRA corresponde a la del lecho (basamento o sustrato) rocoso ingenieril. La base rígida se utiliza si hay un contraste importante de rigidez ( $\sigma$ , lo que es lo mismo, de velocidad de transmisión de las ondas de corte) entre la columna de suelo del modelo numérico y el terreno subyacente. En este caso, las ondas descendentes no pasan hacia debajo de la base del modelo, sino que se refractan hacia arriba por la columna de suelo en estudio. Tal como se ha indicado previamente en este mismo párrafo, cuando el borde del modelo es el límite entre suelo y roca, se utiliza base rígida. Al contrario, la base elástica se utiliza si el terreno subyacente tiene una rigidez similar a la columna de terreno. En este caso, las ondas descendentes pasan hacia debajo de la columna de suelo. Por ejemplo, cuando el borde inferior del modelo está en medio del suelo, se utiliza base flexible.

Los modelos de cada capa de suelo descritos se ensamblan para formar un sistema de ecuaciones del movimiento que describen el comportamiento dinámico de la columna de suelo excitada por el sismo en su base.

La Figura K-1 presenta un ejemplo de perfil estratigráfico del suelo (Figura K-1.a) y su discretización en modelos de masas concentradas para análisis de propagación (o despropagación) de ondas unidimensionales (Figura K-1.b). La Figura K-1.a representa un suelo de  $n$  capas de espesores  $h_1, \dots, h_n$ . La Figura K-1.b describe un modelo de  $n$  grados de libertad (los desplazamientos horizontales de cada capa); cada nodo tiene una masa  $m_i$  asociada, y la conexión entre nodos se describe mediante un muelle de constante de rigidez  $k_i$  y un amortiguador viscoso de constante de amortiguamiento  $c_i$ . El subíndice  $b$  (equivalente a  $n + 1$ ) se refiere a la base del modelo (coincide con el sustrato rocoso ingenieril).

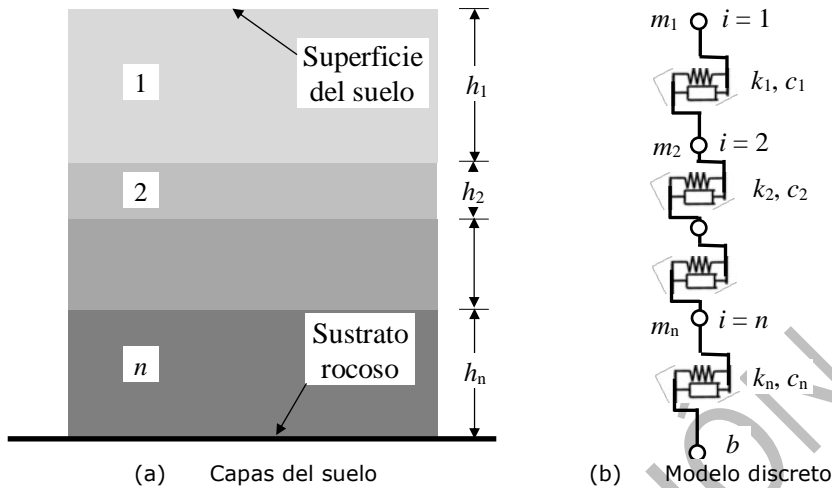


Figura K-1. Perfil estratigráfico del suelo y discretización para análisis de propagación de ondas unidimensionales

### K.3 Modelos Constitutivos para Suelos

La respuesta dinámica de un sitio de suelo muestra una fuerte dependencia de su comportamiento durante deformaciones irregulares transversales cíclicas. Por tanto, se deben seleccionar modelos numéricos adecuados para representar el comportamiento del suelo al desarrollar un SRA.

Hay cuatro características relevantes para el comportamiento sísmico de los suelos: degradación de la rigidez, reglas histeréticas, amortiguamiento y resistencia al corte. Estos cuatro aspectos se discuten a continuación.

#### a. Degradación de Rigidez

La degradación de la rigidez es una propiedad bien conocida de todo tipo de suelos. Se refiere a la reducción de la rigidez a la deformación transversal con el aumento de la magnitud de ésta. Esta reducción normalmente se mide como una fracción de la rigidez inicial a cortante (para pequeñas deformaciones).

La evidencia empírica muestra que, bajo deformación transversal cíclica, los suelos presentan una relación lineal entre los logaritmos de la degradación de la rigidez y de la deformación por corte. Esta relación, que está representada por una curva "columna vertebral" ("backbone") en una degradación logarítmica de la deformación en función de la rigidez, está influenciada por la naturaleza del suelo (es decir, fino - cohesivo- o granular -sin cohesión-) y las propiedades "índice" del suelo (por ejemplo, uniformidad, plasticidad, etc.).

Dado que el rango de tensión de corte puede variar en varios órdenes de magnitud durante un terremoto, especialmente si es severo, la degradación de la rigidez de las diferentes capas del suelo debe aproximarse con precisión para proporcionar una estimación cercana de la respuesta real del sitio a los terremotos.

La formulación más extendida para esta curva backbone en la práctica de la ingeniería sigue el modelo MKZ ("Modified Kondner-Zelasko") [Matasovic, Vucetic 1993] (grupo "Comportamiento No lineal del Suelo"). Este modelo supone una relación hiperbólica entre rigidez y deformación:

$$G = G_0 \frac{1}{1 + \beta \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^s}$$

K-1

En la ecuación K-1,  $G$  es el módulo de corte del suelo (rigidez al corte),  $G_0$  es la rigidez del suelo a cortante para pequeñas deformaciones ( $G_0 = \rho v_s^2$ ),  $\gamma$  es la deformación de corte del suelo,  $\beta$ ,  $s$  y  $\gamma_r$  (deformación de referencia) son tres coeficientes de forma. Los valores de estos coeficientes se seleccionan de tal manera que la formulación matemática coincida con el comportamiento medido de la degradación de la rigidez del suelo bajo carga cíclica. Si se dispone de datos de ensayos (relativos al suelo en consideración) esta selección puede efectuarse ajustando la curva experimental a la ecuación K-1; en caso contrario, las investigaciones [Oztoprak, Bolton 2013; Vardanega, Bolton 2014] proporcionan valores de estos parámetros.

La mejor manera de obtener curvas de degradación de la rigidez es a través de experimentos de laboratorio en muestras de suelo. Las pruebas de laboratorio más adecuadas para la identificación de la curva de reducción de la rigidez son las pruebas de columna resonante y triaxial cíclica. Si están disponibles, se prefieren sus resultados para la caracterización de la curva de degradación de la rigidez.

Sin embargo, no siempre es posible realizar pruebas para todos los tipos de suelo en un proyecto de ingeniería real. Por lo tanto, los coeficientes de forma deben encontrarse en la literatura. Se pueden usar correlaciones provenientes de diferentes estudios [Oztoprak, Bolton 2013; Vardanega, Bolton 2014] (grupo "Comportamiento No lineal del Suelo") para determinar estos parámetros de forma y elaborar la curva de degradación de la rigidez en ausencia de suficientes datos de pruebas de laboratorio. Por lo general, los parámetros de forma dependen de algunos parámetros de índice del suelo.

En resumen, la curva de degradación de la rigidez debe seleccionarse cuidadosamente para simular el comportamiento de corte cíclico real del suelo para obtener una respuesta precisa del sitio.

## b. Reglas Histeréticas

El problema anterior (degradación de la rigidez) se refiere a la curva columna vertebral (comportamiento incremental); este punto trata sobre el comportamiento cíclico (histórico). En la literatura se han analizado varias hipótesis diferentes de reglas histeréticas de deformación cortante para simular la naturaleza irregular y cambiante del comportamiento sísmico de los suelos. Estas reglas histeréticas incorporan las trayectorias de tensión-deformación de los suelos durante la carga sísmica y también consideran su amortiguamiento histerético. Las reglas histeréticas se agrupan en tres categorías: Reglas de Masing, Reglas de Masing Extendidas y Reglas de no-Masing; se discuten a continuación.

### Reglas de Masing

Las reglas clásicas para el comportamiento cíclico de los suelos fueron propuestas por Masing en 1926 y están descritas en [Kramer 1996] (grupo "Muros de Contención"). El autor establece dos identidades matemáticas que cuantifican el comportamiento de un material histerético bajo carga cíclica regular:

- El suelo sigue su curva columna vertebral ("backbone") para la carga inicial (función  $F_{bb}(\gamma)$ , siendo  $F_{bb} = G(\gamma) \gamma$ ).
- Cuando ocurre una inversión de tensión, el comportamiento tensión-deformación del suelo sigue la ecuación:

$$\frac{\tau - \tau_{rev}}{2} = F_{bb} \left( \frac{\gamma - \gamma_{rev}}{2} \right)$$

K-2

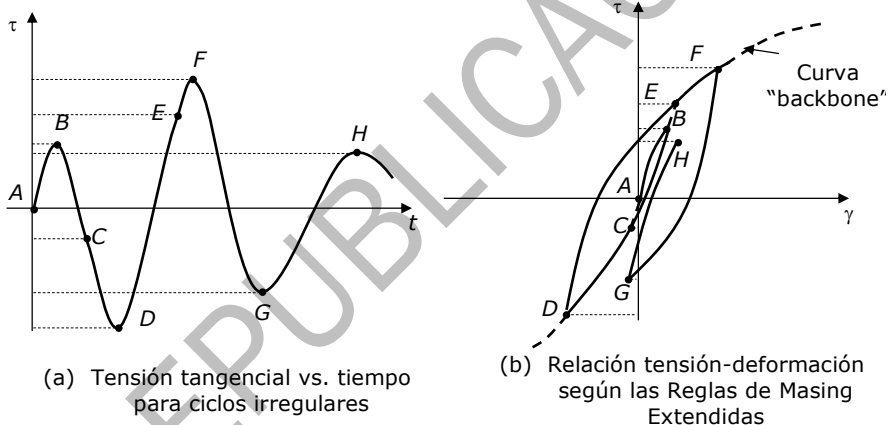
En la ecuación K-2,  $\gamma_{rev}$  y  $\tau_{rev}$  son la deformación y el esfuerzo para los cuales se produce la inversión, respectivamente. Esto significa que el comportamiento del suelo bajo descarga y recarga sigue la misma curva de columna ampliada por un factor de 2 y tomando los valores de tensión-esfuerzo en inversión como el punto inicial de la curva.

### Reglas de Masing Extendidas

Las reglas de Masing se desarrollaron para acciones cíclicas regulares; sin embargo, durante la excitación de un terremoto, los suelos estarán sujetos a acciones irregulares. Por lo tanto, las dos reglas Masing anteriores deben ampliarse con otras dos, que reflejen mejor el comportamiento observado de geomateriales (suelos y rocas) bajo acciones cíclicas irregulares:

- Si la curva de descarga o recarga excede la deformación máxima pasada e interseca la curva de columna, sigue la curva de columna hasta la próxima inversión de tensión.
- Si una curva de descarga o recarga cruza una curva de descarga o recarga del ciclo anterior, la curva de tensión-deformación sigue a la del ciclo anterior.

Estas reglas se describen en la Figura K-2. La Figura K-2.a presenta un historial temporal del esfuerzo cortante y la Figura K-2.b muestra el diagrama correspondiente esfuerzo-deformación cíclico (transversal). En la Figura K-2.b la curva "backbone" es la que se representa con trazo discontinuo uniendo los puntos DCABEF.



(a) Tensión tangencial vs. tiempo para ciclos irregulares

(b) Relación tensión-deformación según las Reglas de Masing Extendidas

Figura K-2. Reglas de Masing Extendidas (adaptado de [Kramer 1996])

### Reglas de "no-Masing"

Se ha corroborado a través de experimentos que la aplicación de las Reglas de Masing Extendidas, con una curva columna vertebral ("backbone") dada, tiende a sobrestimar el amortiguamiento histérico de los suelos [Darendeli 2001] (grupo "Comportamiento Lateral y Longitudinal de Pilotes"). Esto no es deseable para SRA, ya que los cálculos darán como resultado desplazamientos sísmicos menores que los sufridos por los suelos bajo carga sísmica. Por lo tanto, se han desarrollado reglas de no-Masing para resolver esta deficiencia. Para las reglas de no-Masing, se siguen las reglas de Reglas de Masing Extendidas, pero se aplica un factor de reducción a la curva principal para las condiciones de descarga y recarga. Este factor depende del nivel de tensión.

El factor de reducción No-Masing más extendido y utilizado en la práctica es el modelo MRDF-UIUC [Phillips, Hashash 2009] (grupo "Comportamiento No lineal del Suelo"). La fórmula del factor de reducción es:

$$F(\gamma_m) = P_1 - P_2 \left( 1 - \frac{G(\gamma_m)}{G_0} \right)^{P_3} \quad \text{K-3}$$

En la ecuación K-3,  $\gamma_m$  es la máxima tensión de corte histórica durante la carga sísmica para una capa de suelo, y  $P_1$ ,  $P_2$  y  $P_3$  son coeficientes de ajuste. Si se tienen resultados de ensayos del suelo, la selección de los valores de  $P_1$ ,  $P_2$  y  $P_3$  puede realizarse ajustando dichos resultados a la ecuación K-3; de no haberlos, los trabajos [Oztoprak, Bolton 2013; Vardanega, Bolton 2014] pueden ser de ayuda.

Con estas reglas de no-Masing, tanto la degradación de la rigidez como el amortiguamiento histerético se pueden igualar simultáneamente. Además, este método permite igualar la resistencia al corte de los materiales con una ligera modificación de los parámetros de forma de la curva columna vertebral (“backbone”).

### c. Amortiguamiento

El amortiguamiento es un fenómeno de disipación de energía que se ha identificado para todo tipo de suelos bajo excitación sísmica (sección 4.4). Las causas de la amortiguación aún no se comprenden por completo (ya que el comportamiento del suelo es muy complejo), pero sus efectos en el SRA se han estudiado a fondo.

Hay varias clases de amortiguamiento que los suelos desarrollan durante los terremotos. Los dos tipos que son más relevantes para SRA son: amortiguamiento histerético y amortiguamiento de pequeñas deformaciones.

**AMORTIGUAMIENTO HISTERÉTICO.** La amortiguación histerética es un mecanismo de disipación de energía que se activa durante los ciclos de deformación transversal; puede entenderse como amortiguamiento no lineal (aparece sólo cuando el suelo se comporta de forma no lineal). Como las trayectorias de tensión de descarga-recarga no siguen la misma trayectoria, existe una disipación de energía relacionada con los ciclos de deformación por corte (área abarcada). El amortiguamiento histerético aumenta a medida que lo hace la deformación del ciclo de corte; al contrario, es insignificante para ciclos de deformación muy pequeña. Este tipo de amortiguamiento histerético puede alcanzar valores de hasta el 20%-30% del amortiguamiento crítico. El amortiguamiento histerético normalmente se simula mediante las reglas histeréticas discutidas anteriormente (Reglas de Masing, Reglas de Masing Extendidas, y Reglas de no-Masing).

**AMORTIGUAMIENTO DE PEQUEÑAS DEFORMACIONES.** Este tipo de amortiguamiento está presente prácticamente en cualquier nivel de deformación por corte; puede entenderse como amortiguamiento lineal (aparece incluso cuando el suelo se comporta de forma lineal). Existe evidencia empírica de este tipo de amortiguamiento para todo tipo de suelos. Este amortiguamiento alcanza hasta el 2% del crítico independientemente de la frecuencia de excitación. Por lo tanto, se han desarrollado varias hipótesis para el amortiguamiento de pequeñas deformaciones; todas éstas consideran este tipo de amortiguamiento como un fenómeno viscoso. Se analizan a continuación los dos modelos más extendidos de amortiguamiento de pequeña deformación (amortiguamiento de Rayleigh y amortiguamiento independiente de la frecuencia).

#### **Amortiguamiento de Rayleigh (pequeñas deformaciones)**

Las formulaciones de amortiguamiento tipo Rayleigh proponen la obtención de la matriz de amortiguamiento del sistema a través de la suma de las matrices de masa y rigidez, multiplicando a cada una de ellas por un coeficiente.

Estos coeficientes se obtienen fijando un objetivo de amortiguamiento a una frecuencia específica para cada modo de vibración considerado. Por lo general, la frecuencia de vibración natural del perfil del suelo se selecciona como la frecuencia más pequeña (primer modo). Para la frecuencia más grande, se puede elegir o bien

cinco veces la frecuencia de vibración natural de la columna de suelo, o la frecuencia predominante del terremoto. Si se elige la primera opción (para el SRA), los coeficientes de amortiguamiento de Rayleigh serán independientes de la excitación sísmica. Si se consideran más de dos modos de vibración, las frecuencias adicionales generalmente se toman como múltiplos de la frecuencia de vibración natural del perfil del suelo.

Existe una solución analítica para el amortiguamiento de Rayleigh dependiendo del número de modos que se consideren para su obtención ( $N$ ) [Park, Hashash 2004; Chopra 2017] (referencias en los grupos "Comportamiento No lineal del Suelo" y "Análisis Dinámico No lineal"):

$$\mathbf{C} = \mathbf{M} \sum_{i=0}^{N-1} a_i (\mathbf{M}^{-1} \mathbf{K})^i = a_0 \mathbf{M} + a_1 \mathbf{K} + \mathbf{M} \sum_{i=2}^{N-1} a_i (\mathbf{M}^{-1} \mathbf{K})^i \quad \text{K-4}$$

En la ecuación K-4,  $\mathbf{M}$ ,  $\mathbf{C}$  y  $\mathbf{K}$  son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez, respectivamente.  $N$  es el número de modos que se consideran para el cálculo del amortiguamiento de Rayleigh, y  $a_i$  son los coeficientes de ajuste que se obtienen resolviendo el sistema de ecuaciones dado por:

$$\xi_n = \frac{1}{4 \pi f_n} \sum_{i=0}^{N-1} a_i (2 \pi f_n)^{2i} \quad \text{K-5}$$

En la ecuación K-5,  $\xi_n$  y  $f_n$  son, respectivamente, el valor de la amortiguación objetivo y la frecuencia específica a la que se impone la amortiguación objetivo para cada modo  $n$ . Comúnmente se utiliza la misma relación de amortiguamiento para todos los modos ( $\xi_1 = \dots = \xi_N$ ).

La ecuación K-4 muestra que si  $N = 2$ , evidentemente, como sólo se pueden seleccionar los coeficientes de masa y rigidez ( $a_0$  y  $a_1$ , respectivamente, aunque frecuentemente dichos coeficientes se representan por  $\alpha$  y  $\beta$ , respectivamente), sólo se pueden considerar dos modos. En general, sólo se puede elegir un número par de modos. Si se utilizan más de cuatro modos, es probable que los términos de la matriz de amortiguamiento sean negativos. Por lo tanto, se recomienda utilizar dos o cuatro modos para el amortiguamiento de Rayleigh.

Cabe señalar que la formulación de Rayleigh proporciona un amortiguamiento que es una función continua de la frecuencia. La amortiguación es igual a los valores de amortiguación objetivo para las frecuencias seleccionadas ( $f_n$ ), pero es diferente para todas las demás. Si se eligen dos modos, la función de amortiguamiento de Rayleigh es una parábola convexa con un valor grande más allá de las dos frecuencias seleccionadas ( $N = 2$ , Figura K-3). En caso de que se seleccionen  $N$  modos ( $N > 2$ ), la función de amortiguamiento de Rayleigh es un polinomio de orden  $N$ . Este hecho podría generar problemas al evaluar el SRA de un perfil de suelo, ya que se sabe que el amortiguamiento de pequeñas deformaciones es independiente de la frecuencia. Para mayor claridad, la Figura K-3 presenta gráficos de la relación de amortiguamiento efectivo con la frecuencia para uno, dos y cuatro modos ( $N = 1, 2, 4$ ). Notablemente, el caso de un modo sólo se incluye con fines de comparación, ya que la cantidad de modos debe ser par. El eje vertical de la Figura K-3 contiene la relación entre el coeficiente de amortiguamiento efectivo ( $\xi_{\text{eff}}$ ) y el establecido ( $\xi_{\text{target}}$ ).



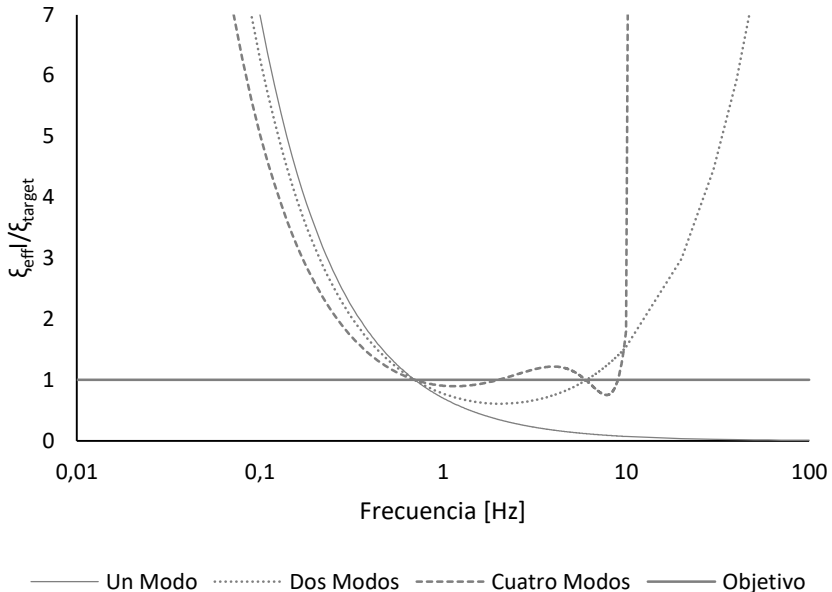


Figura K-3. Amortiguamiento eficaz para formulación de Rayleigh extendida a uno, dos y cuatro modos [Phillips, Hashash 2009]

La Figura K-3 muestra que, como se anunció, la relación de amortiguamiento efectivo difiere significativamente del objetivo en las frecuencias modales. Por lo tanto, se requiere una cuidadosa selección de los modos.

### **Amortiguamiento Independiente de la Frecuencia (pequeñas deformaciones)**

Los modelos de amortiguamiento viscoso [Chopra 2017] (grupo "Comportamiento dinámico no lineal") predicen que, para una excitación armónica, la energía disipada por ciclo (respuesta permanente) es proporcional a la frecuencia de excitación; por el contrario, existe una amplia evidencia experimental de que, para los materiales reales, dicha energía es bastante independiente de la frecuencia. Por tanto, [Phillips, Hashash 2009] (referencia en el grupo "Comportamiento No lineal del Suelo") propusieron una formulación para el amortiguamiento de pequeñas deformaciones que es independiente de la frecuencia. Generalizaron la formulación de amortiguamiento de Rayleigh a coeficientes racionales y seleccionaron un valor tal que la frecuencia se cancela en los cálculos.

En esta formulación, la matriz de amortiguamiento se calcula como:

$$C = M A_{1/2} \Phi \omega \Phi^{-1} \tag{K-6}$$

En la ecuación K-6, **M** y **C** son las matrices de masa y amortiguamiento,  $\omega$  y  $\Phi$  son los valores propios y los vectores propios del sistema dinámico de la columna de suelo, y **A**<sub>1/2</sub> es una matriz diagonal que contiene el doble de los valores de amortiguación objetivo para cada capa.

Esta formulación de Rayleigh independiente de la frecuencia simuló adecuadamente la falta de correlación por la amortiguación de pequeñas deformaciones y la frecuencia de excitación al proporcionar una función más bien plana.

### **d. Resistencia a cortante**

La resistencia al corte de los suelos se puede calcular como el producto de la curva de degradación de la rigidez (ecuación K-1) y la deformación por corte. Por lo tanto, la resistencia al corte de una capa de suelo depende de su curva de degradación de la rigidez. Para el modelo MKZ, el esfuerzo cortante se puede calcular como (ecuación K-7):

$$\tau = F_{bb}(\gamma) = \gamma G = \frac{\gamma G_0}{1 + \beta \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^n} \quad \text{K-7}$$

En general, las curvas de degradación de la rigidez disponibles en la literatura no se desarrollaron para predecir con precisión la resistencia al corte de los suelos, sino meramente el deterioro de la rigidez a la deformación por corte. Por lo tanto, cuando se utilizan modelos de degradación de la rigidez, se debe examinar la resistencia implícita al corte de los suelos.

[Phillips, Hashash 2009] y [Groholski et al. 2016] (referencias en el grupo "Comportamiento No lineal del Suelo") desarrollaron modelos de degradación de la rigidez que dan cuenta de la resistencia máxima al corte de los suelos, denominados MRDF y GQ/H, respectivamente. Estos modelos se describen a continuación.

**MRDF.** Los procedimientos MRDF modifican los coeficientes de forma de la curva columna vertebral ("backbone") para obtener un esfuerzo cortante que coincida con el esfuerzo cortante último  $\tau_{\max}$  para un valor grande de la deformación por corte (generalmente 10%). Este método modifica la curva de degradación de la rigidez, especialmente la parte correspondiente a deformaciones elevadas, para ajustarse al valor de la resistencia al corte.

**GQ/H.** Los modelos GQ/H introducen implícitamente la resistencia al corte de las capas del suelo al tiempo que conservan la curva columna vertebral ("backbone") mediante una formulación híbrida cuadrática e hiperbólica. La expresión del modelo GQ/H para el esfuerzo cortante considerando una curva principal objetivo es:

$$\tau = \tau_{\max} \frac{1}{\theta_t} \left[ 1 + \frac{\gamma}{\gamma_\theta} - \sqrt{\left(1 + \frac{\gamma}{\gamma_\theta}\right)^2 - 4 \theta_t \frac{\gamma}{\gamma_\theta}} \right] \quad \text{K-8}$$

En la ecuación K-8,  $\tau$  es la tensión tangencial (de corte),  $\tau_{\max}$  es la resistencia tangencial,  $\gamma_\theta = \tau_{\max}/G_0$ , y  $\theta_t$  es una función de la deformación tangencial definida como:

$$\theta_t = \theta_1 + \theta_2 \frac{\theta_4 \left(\frac{\gamma}{\gamma_\theta}\right)^{\theta_5}}{\theta_3^{\theta_5} + \theta_4 \left(\frac{\gamma}{\gamma_\theta}\right)^{\theta_5}} \quad \text{K-9}$$

En la ecuación K-9, los coeficientes  $\theta_1$  a  $\theta_5$  se calculan de tal manera que la expresión anterior para el esfuerzo cortante dividido por la deformación cortante es igual a la curva columna vertebral ("backbone").

Para SRA, es deseable incorporar esta resistencia al corte en los cálculos a través de estos u otros modelos análogos para una determinación precisa del comportamiento del suelo durante un sismo.

#### K.4 Tipos de SRA

El SRA se puede realizar bajo dos hipótesis de cálculo (suposiciones) diferentes: comportamiento lineal equivalente o comportamiento no lineal.

##### e. Cálculo Lineal Equivalente

El cálculo lineal equivalente supone que la rigidez y el amortiguamiento de todas las capas de suelo de un perfil de sitio determinado son constantes durante toda la duración de la excitación sísmica; en otras palabras, cada análisis es lineal. Esta hipótesis permite la solución de la SRA en el dominio de la frecuencia, lo cual es computacionalmente eficiente. Sin embargo, la consideración de valores constantes para las propiedades mecánicas de los suelos puede no ser precisa para columnas de suelo que están sujetas a grandes deformaciones de corte, como para aquellas con suelos débiles o bajo fuertes terremotos. En estos casos, la aproximación de las constantes de rigidez y amortiguamiento puede estar lejos de ser real debido a la gran variación que presentan ambas propiedades con la deformación.

Una vez que el sistema ensamblado de ecuaciones para la ecuación de movimiento del perfil del sitio se transforma al dominio de la frecuencia, se puede obtener la función de transferencia que pasa de la excitación a la respuesta en cada capa de suelo. No es necesario aplicar la excitación en la base de la columna de suelo, este procedimiento de cálculo es capaz de calcular la respuesta sísmica a cualquier profundidad, a partir de una excitación sísmica medida en una ubicación arbitraria en la columna de suelo.

Para mayor precisión del cálculo, se supone que la rigidez y el amortiguamiento de cada capa de suelo son los que corresponden a una deformación que es un porcentaje de la deformación máxima calculada para toda la duración del sismo, denominada deformación cortante equivalente. Este porcentaje se denomina relación de deformación por corte efectiva. Por tanto, en un principio, se suponen una rigidez y un amortiguamiento. Los cálculos en el dominio del tiempo se ejecutan con esos valores. Las deformaciones máximas de corte se obtienen para cada capa. Se calcula la deformación cortante equivalente y se determinan su rigidez y amortiguamiento correspondientes. Si son similares a los valores de rigidez y amortiguamiento elegidos, el cálculo finaliza. De lo contrario, se realiza una nueva iteración con los valores de rigidez y amortiguamiento compatibles con la deformación equivalente. Este proceso se repite hasta la convergencia de los resultados. El valor común para el porcentaje que relaciona la deformación máxima con la deformación equivalente es 0,65.

En resumen, en el análisis lineal-equivalente se realiza el siguiente proceso iterativo:

1. Se especifica un valor inicial de rigidez y amortiguamiento de cada capa de suelo.
2. Se realiza el análisis lineal de propagación en el dominio de la frecuencia.
3. Se elige una deformación representativa (normalmente el 65% de la deformación máxima) para cada capa de suelo.
4. Con esa deformación representativa y las leyes constitutivas del suelo, se calcula un nuevo valor de rigidez y amortiguamiento.
5. Si estos últimos valores son iguales a los previos (dentro de una tolerancia), se termina el análisis. Si no, se vuelve al punto 2 con estos valores nuevos.

## f. Cálculo Nolineal

El cálculo nolineal supone que el comportamiento del suelo es totalmente nolineal durante la duración del terremoto; en otras palabras, cada análisis es lineal. De esta manera, las propiedades de las capas del suelo varían con el tiempo. Esto deja la solución en el dominio del tiempo como la única forma posible para SRA. Este procedimiento es más exigente desde el punto de vista computacional, pero proporciona una estimación precisa de la respuesta sísmica de la columna de suelo, ya que el cambio en la rigidez y el amortiguamiento se consideran explícitamente durante los cálculos.

El sistema ensamblado de ecuaciones para la ecuación de movimiento está integrado en el dominio del tiempo. El método de integración más común es el método Newmark- $\beta$  con aceleración lineal [Chopra 2017; Newmark 1959] (grupo "Análisis Dinámico no Lineal"). El terremoto de excitación sólo se puede aplicar en la base de

la columna de suelo, que debe calcularse si no está disponible a partir de las mediciones de matriz sísmica (sección K.5).

La no linealidad del comportamiento del suelo se puede considerar explícitamente mediante el método iterativo de Newton-Raphson [Chopra 2017] (referencias en el grupo "Análisis Dinámico No lineal") o el método compatible [Hashash, Park 2001; Tropeano et al. 2016] (referencias en el grupo "Comportamiento No lineal del Suelo"). El primer método introduce fuerzas sísmicas remanentes cada vez menores que son consecuencia de la no linealidad del suelo, mientras que el segundo itera el cálculo no lineal hasta que la rigidez y el amortiguamiento supuestos de las capas del suelo sean compatibles con sus deformaciones de corte calculadas.

## **K.5 Determinación de la Excitación Sísmica en la Base de una Columna de Suelo**

Como se ha discutido, la determinación de la excitación sísmica a cualquier profundidad es de suma importancia para el diseño sísmico de estructuras subterráneas, ya que esto proporcionará las distorsiones (deformaciones transversales) que sufrirán las construcciones enterradas, lo que conducirá a su adecuado diseño.

En la mayoría de los casos, y también en este Manual, el espectro de diseño se refiere a la superficie del suelo. Por lo tanto, se desea un método para calcular el movimiento del suelo a cualquier profundidad para poder llevar a cabo un diseño adecuado de estructuras subterráneas.

[Schnabel et al. 1972] (referencia en el grupo "Comportamiento No lineal del Suelo") proporcionó un método basado en un proceso llamado deconvolución. Los autores transforman la ecuación de movimiento al dominio de la frecuencia y luego usan las funciones de transferencia para pasar la excitación sísmica medida en la superficie a cualquier otra capa del suelo. Se suponen condiciones lineales equivalentes para realizar estos cálculos.

Este procedimiento proporciona la excitación sísmica a cualquier profundidad, que puede ser la base de la columna de suelo, con todos los supuestos de la hipótesis lineal equivalente. Por lo tanto, estas excitaciones calculadas son más precisas para sitios rígidos o columnas de suelo sujetas a movimientos de suelo débiles.

Para todos los demás casos, la respuesta calculada a través de este procedimiento lineal equivalente diferirá del comportamiento sísmico no lineal real del suelo.

Si se utiliza el proceso de deconvolución para obtener la excitación en la base de la columna de suelo (sustrato rocoso ingenieril, sección 2.2.4) y ésta se usa como entrada para un modelo no lineal de propagación; entonces, si la deformación transversal ( $\gamma$ ) en las capas del suelo es alta, la señal sísmica utilizada para la deconvolución será muy diferente de la resultante de la propagación del registro deconvolucionado. Esta diferencia será especialmente evidente para sitios con capas de suelo débiles o sujetos a fuertes movimientos del suelo.

[Rodríguez-Sánchez et al. 2019a] han desarrollado un método para obtener la excitación sísmica en la base de la columna de suelo en el dominio no lineal; esta referencia se encuentra en el grupo "Túneles y Estructuras Subterráneas". Para ello se utilizó un software para SRA y un Filtro de Kalman Sin Olor ("Unscented"). La aplicación de este procedimiento elimina la discrepancia encontrada para el método de deconvolución. Preliminarmente, como se discutió en la sección 2.5, además de este estudio bastante preliminar, en estos días todavía no existe ningún procedimiento confiable y preciso para reproducir la despropagación completamente no lineal de los acelerogramas sísmicos.

## K.6 Procedimiento de SRA

El siguiente procedimiento para SRA se debe seguir para un diseño adecuado de estructuras subterráneas:

1. El perfil del suelo tiene que elaborarse a partir de datos de campo y de pruebas. Es especialmente relevante dividir el perfil en un número adecuado de capas, cada una de ellas con un comportamiento homogéneo. La velocidad de la onda de corte de cada capa tiene que determinarse con precisión, ya que es el parámetro más importante para SRA. Si se requieren análisis no lineales, el espesor de cada capa no puede ser mayor que  $H = v_s / 120$ , donde  $H$  es el espesor de la capa en m y  $v_s$  es la velocidad de onda de corte de cada capa en m/s. Para comportamiento lineal, esta condición equivale a exigir que el período de la capa de suelo sea  $T_s = 1 / 30$  s (subsección 2.2.2); comúnmente, se usa el mismo modelo para análisis lineales y no lineales. Las capas de materiales homogéneos deben dividirse tantas veces como sea necesario para cumplir con este criterio. Además, se puede agregar un límite de capa a la profundidad relevante para la estructura subterránea bajo análisis, como en la ubicación de sus losas, por ejemplo.
2. La curva de degradación de la rigidez (módulo de corte vs. deformación de corte del suelo) tiene que determinarse para cada capa. Se prefieren las pruebas de laboratorio a las correlaciones obtenidas de las referencias bibliográficas. No obstante, en caso de que no se disponga de datos de pruebas de laboratorio para esta propiedad en particular, se utilizará una correlación adecuada para establecer la curva principal para cada capa de suelo. La correlación elegida debe considerar el tipo de suelo y sus características índice.
3. El amortiguamiento para pequeñas deformaciones puede determinarse o bien por medio de pruebas de laboratorio o bien usando correlaciones apropiadas. Este amortiguamiento no debe exceder el 2%, ya que este es el amortiguamiento máximo de pequeñas deformaciones que se ha medido. Se recomienda el amortiguamiento independiente de la frecuencia cuando se implementa en las herramientas numéricas utilizadas para el análisis.
4. La resistencia al corte de cada capa de suelo debe incluirse en los análisis, especialmente si se consideran condiciones no lineales. Para hacer esto, se pueden ajustar modelos como MRDF o GQ/H a la curva de degradación de la rigidez de cada capa, o se puede ingresar explícitamente la resistencia máxima al corte del suelo si la herramienta computacional para SRA implementa esta opción.
5. El tipo de base para el análisis debe seleccionarse como rígido si la columna de suelo se encuentra sobre un macizo rocoso, o elástico en caso contrario. Si se utiliza una base elástica, se tiene que determinar la velocidad de la onda de corte y el peso unitario del suelo subyacente.
6. El Método de Análisis debe elegirse cuidadosamente (sección K.4). Si los suelos en el perfil son rígidos y el movimiento del suelo es de bajo a moderado, el análisis lineal equivalente podría ser una buena opción. Si el suelo es blando o el terremoto es fuerte, se recomienda un análisis no lineal.
7. Para cálculos lineales equivalentes, la relación de deformación por corte equivalente puede tomarse como 65% para cada capa. Esta es la práctica común en Ingeniería Sísmica.
8. Para cálculos no lineales, el método Newmark- $\beta$  con aceleración lineal ( $\beta = 0,25$ ,  $\gamma = 0,5$ ) se recomienda, ya que este es el algoritmo común utilizado en la práctica.
9. Para los análisis de propagación (hacia arriba), se tiene que ingresar la excitación sísmica en el lecho (basamento o sustrato) rocoso ingenieril. Si dicho sustrato es elástico, sólo se debe introducir la parte superior de la excitación. Esto generalmente se considera como la mitad de la serie de tiempo de aceleración.



10. Para los análisis de despropagación (hacia abajo), la excitación sísmica medida (registrada) en la superficie del suelo debe ingresarse en la parte superior del perfil del suelo.

Siempre se recomienda realizar un análisis de propagación lineal y también otro no lineal equivalente. Si hay una discrepancia significativa entre los espectros de respuesta de aceleración en la superficie del suelo para los dos métodos, la hipótesis lineal equivalente no es adecuada para el sitio y sólo se deben usar análisis no lineales.

PREPUBLICACIÓN

## L. EXPRESIONES ANALÍTICAS SIMPLIFICADAS PARA DISEÑO SÍSMICO DE TÚNELES (OBLIGATORIO)

Este Anexo contiene disposiciones adicionales al Capítulo 6 para cálculos simplificados de las acciones de diseño sísmico (en términos de deformaciones o fuerzas internas) en túneles y estaciones; los resultados obtenidos pueden ser utilizados para comparar con los valores similares (deformaciones y fuerzas internas) determinados según los métodos más exactos del Capítulo 6. La sección M.2 también está relacionada con este Anexo. Hay cinco secciones en este Anexo; la primera (sección L.1) describe las hipótesis en que descansan los resultados obtenidos, la segunda (sección L.2) presenta expresiones analíticas de la propagación vertical unidireccional de ondas armónicas transversales (contexto en que se desarrollan las tres siguientes secciones), y en las secciones L.3 y L.4, se considera la respuesta transversal (seccional) de túneles y estaciones de sección circular (ovalación, Figura 6-6.b) y rectangular (distorsión, Figura 6-6.a), respectivamente. Finalmente, la quinta sección (L.5) discute la respuesta longitudinal de túneles y estaciones (Figura 6-6.c).

Las formulaciones presentadas en este Anexo se basan principalmente en [Wang 1993; EN 1998-1 versión pendiente de publicación; EN 1998-5 versión pendiente de publicación] (grupos "Túneles y Estructuras Subterráneas" y "Normas y otros Documentos Similares de otros Países").

### L.1 Hipótesis Consideradas

Las formulaciones presentadas en este Anexo proporcionan resultados en forma de expresiones analíticas ("closed-form"), por lo que necesitan descansar en hipótesis fuertemente simplificativas: (i) la acción sísmica debe ser más bien débil (es decir, induciendo sólo deformaciones pequeñas en el terreno), (ii) el suelo tiene que ser homogéneo, isótropo y con comportamiento de deformación plana, elástico y lineal, y (iii) la estructura tiene que estar situada a una profundidad suficiente como para que la discontinuidad representada por la superficie del terreno esté suficientemente atenuada. En [Wang 1993] se discuten estas condiciones en mayor profundidad. Obviamente, más allá del rango de validez estricto de estas suposiciones los resultados se alejan de la realidad, pero en general puede suponerse que las tendencias observadas se mantienen en un conjunto muy amplio de situaciones.

### L.2 Propagación vertical unidireccional de ondas armónicas transversales

Esta sección discute la formulación analítica que constituye la base del contexto en que se desarrollan las tres siguientes secciones; esta formulación es simplificada, ya que para lograr resultados analíticos es necesario adoptar bastantes hipótesis simplificativas. La Figura L-1 describe, en dos dimensiones, la propagación vertical de una onda armónica (de amplitud  $A_s$ , frecuencia  $\omega$  y longitud de onda  $\lambda$ ) transversal (onda S horizontal) en un suelo ideal (con comportamiento elástico y lineal y características uniformes) en condiciones de campo libre (fuera de la perturbación introducida por cualquier estructura subterránea). En el eje vertical se representa la profundidad ( $z$ ) del terreno, y en el horizontal la coordenada  $y$ ; no obstante, en el eje horizontal también se muestra la evolución temporal, presentando esquemas "congelados" de la situación en una serie discreta de cinco instantes regularmente espaciados:  $t = 0$ ,  $t = \pi / 2 \omega$ ,  $t = \pi / \omega$ ,  $t = 3 \pi / 2 \omega$  y  $t = 2 \pi / \omega$ . Igual que en el resto de este Manual, los desplazamientos en dirección de los ejes  $y$  y  $z$  se representan como  $v$  y  $w$ , respectivamente. En la Figura L-1, el punto negro representa la evolución temporal de una partícula del suelo, y el punto hueco se refiere a la evolución de un punto virtual que describe la progresión vertical de la onda. El rectángulo-paralelograma corresponde a la configuración deformada (distorsionada, de hecho) de una estación o túnel por la propagación vertical de la onda transversal.

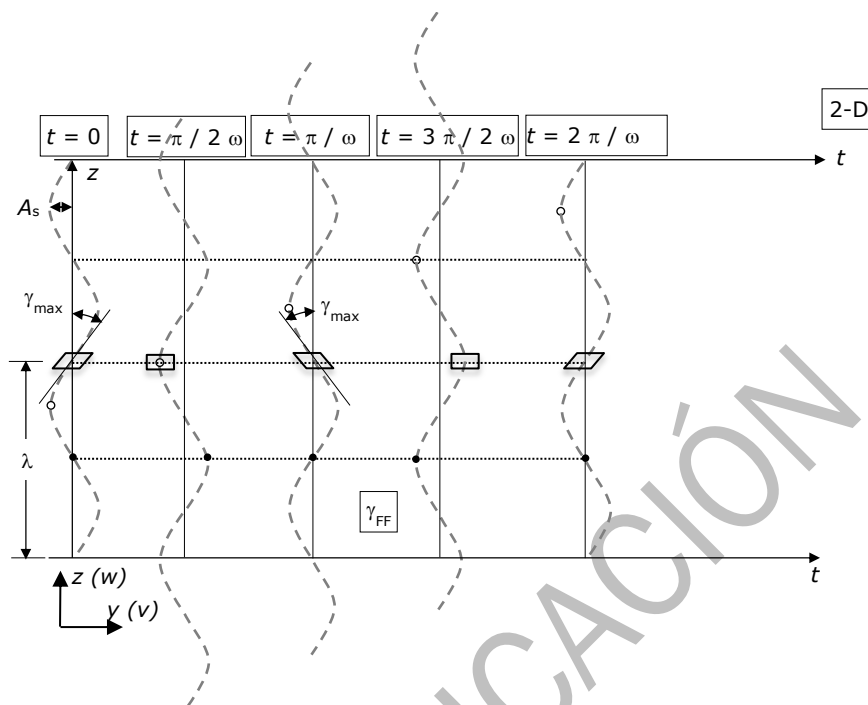


Figura L-1. Propagación vertical unidireccional de ondas armónicas transversales

En la Figura L-1, la ecuación diferencial en derivadas parciales que describe la propagación es  $G v'' = \rho \ddot{v}$  ( $G \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} = \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2}$ ), en donde  $G$  es el valor tangente del módulo de elasticidad transversal del suelo y  $\rho$  es su densidad (masa por unidad de volumen). El movimiento del suelo viene dado por:

$$v(z, t) = -A_s \sin\left(\frac{2\pi}{\lambda}z + \omega t\right) \quad w(z, t) = 0 \quad L-1$$

Reemplazando esta solución en la ecuación diferencial de la propagación se obtiene que  $\frac{G}{\rho} = \left(\frac{\lambda \omega}{2\pi}\right)^2$ . La distorsión angular (deformación transversal  $\gamma$ ) y la velocidad de desplazamiento horizontal obedecen a las siguientes expresiones:

$$\gamma = \frac{\partial v}{\partial z} = -A_s \frac{2\pi}{\lambda} \cos\left(\frac{2\pi}{\lambda}z + \omega t\right) \quad \dot{v} = \frac{\partial v}{\partial t} = -A_s \omega \cos\left(\frac{2\pi}{\lambda}z + \omega t\right) \quad L-2$$

La velocidad de propagación de las ondas  $v_s$  puede obtenerse mediante una relación cinemática como cociente entre el espacio recorrido y el tiempo invertido:

$$v_s = \frac{\lambda}{T} = \frac{\lambda}{\frac{2\pi}{\omega}} = \frac{\lambda \omega}{2\pi} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad L-3$$

En la ecuación L-3,  $T$  representa el período de oscilación de la propagación de las ondas  $S$ .

La Figura L-2 muestra que la configuración del primer modo de oscilación del suelo considerado como una capa única y uniforme de altura  $H$  (profundidad del sustrato rocoso ingenieril) puede ser asimilado a un cuarto de las ondas armónicas representadas en la Figura L-1.



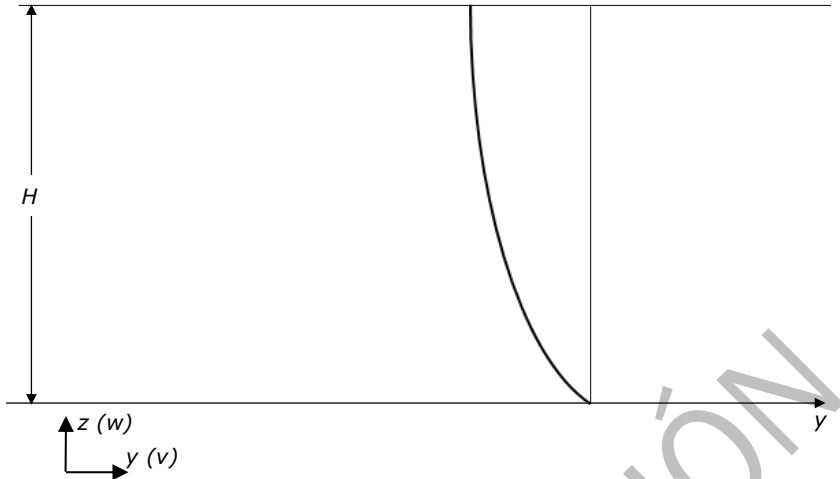


Figura L-2. Configuración del primer modo de oscilación del suelo

La Figura L-2 permite concluir inmediatamente que el período fundamental del suelo en las condiciones consideradas en esta sección viene dado por la conocida expresión:

$$T_s = \frac{4H}{v_s} \quad \text{L-4}$$

Si en la expresión L-3 se reemplaza el valor del período fundamental del suelo (ecuación L-4) se obtiene  $\lambda \approx 4H$ ; dado que el suelo tiende a oscilar preferentemente con su propio período, este resultado proporciona una idea aproximada del orden de magnitud de la longitud de las mayores ondas generadas. Este resultado es coherente con la ecuación 6-4.

### L.3 Análisis Transversal de Túneles Circulares

**Consideraciones generales.** Esta sección se refiere a la ovalación de un túnel de sección circular (diámetro  $D$ ) embebido en un suelo cuya deformación transversal de campo libre es  $\gamma_{FF}$ . La Figura L-3 describe esta situación.

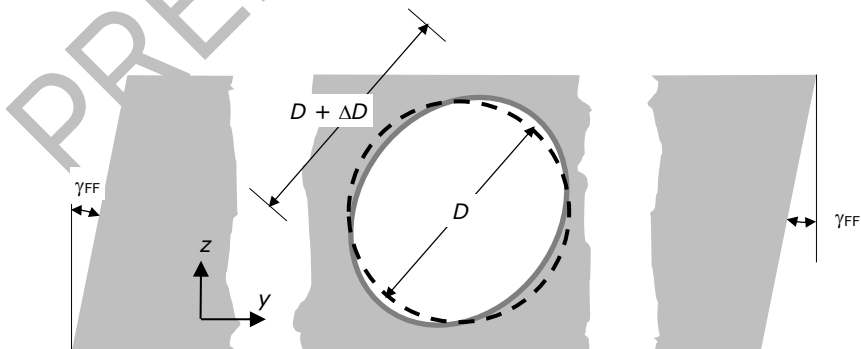


Figura L-3. Deformación transversal de un túnel circular

**Formulaciones simplificadas.** La variación del diámetro del túnel durante la ovalación descrita por la Figura L-3 puede ser aproximadamente estimada por las siguientes expresiones analíticas:

$$\frac{\Delta D}{D} = \pm \frac{\gamma_{FF}}{2}$$

$$\frac{\Delta D}{D} = \pm 2 \gamma_{FF} (1 - \nu) \quad L-5$$

En la ecuación L-5,  $\nu$  es el coeficiente de Poisson del suelo.

La comparación entre las expresiones izquierda y derecha en la ecuación L-5 muestra que la derecha proporciona una ovalación significativamente más intensa.

La primera expresión (izquierda) en la ecuación L-5 es simplemente una relación cinemática entre la deformación tangencial del suelo y la variación del diámetro del túnel; por lo tanto, esa ecuación describe lo que ocurriría si el túnel no fuera perforado (en otras palabras, el túnel experimentaría la deformación de campo libre). Obviamente, esto corresponde a que el revestimiento del suelo y del túnel tienen una rigidez (a corte) similar. Entonces, si el revestimiento del túnel es más rígido, experimentará menos ovalación; comprensiblemente, si el revestimiento del túnel fuera menos rígido, ocurriría lo contrario.

La segunda expresión (derecha) de la ecuación L-5 corresponde a una situación en la que la rigidez al cortante del suelo es mucho mayor que la del revestimiento del túnel. Esto se refiere a roca (o suelo muy rígido) y revestimiento delgado (o revestimiento compuesto de dovelas independientes).

Buscando una mayor precisión, se describe a continuación [Wang 1993; EN 1998-5 versión pendiente de publicación] una formulación más compleja considerando la interacción suelo-estructura; es válida sólo cuando el revestimiento es monolítico y continuo.

**Formulación menos simplificada. Interacción suelo-estructura.** Cuando los efectos de interacción entre suelo y estructura se tienen en cuenta, el cambio de diámetro y las fuerzas sísmicas en el revestimiento de un túnel circular pueden ser calculadas utilizando los coeficientes (relaciones) adimensionales de flexibilidad  $F_R$  y  $C_R$  dados por las fórmulas siguientes:

$$F_R = \frac{E (1 - \nu_L^2) r_L^3}{6 E_L I_L (1 + \nu)} \quad C_R = \frac{E (1 - \nu_L^2) r_L}{E_L t_L (1 + \nu) (1 - 2 \nu)} \quad L-6$$

En la ecuación L-6,  $E$  es el módulo de deformación del suelo,  $\nu$  es la relación de Poisson del suelo,  $E_L$ ,  $\nu_L$ ,  $r_L$ ,  $t_L$  e  $I_L$  son el módulo de elasticidad, coeficiente de Poisson, radio, espesor y momento de inercia del revestimiento del túnel, respectivamente (Figura L-4). Más precisamente,  $I_L$  es el momento de inercia por unidad de longitud de la sección del revestimiento del túnel por un plano meridiano (transversal) y  $r_L$  es el radio correspondiente a la línea central del revestimiento (Figura L-4). Se puede suponer que  $E_L$  es igual al módulo de elasticidad del hormigón ( $E_c$ ); esta asimilación también se aplica a  $\nu_L$ . Cabe destacar que  $D = 2 r_L + t_L \approx 2 r_L$ . Para la sección bruta del revestimiento (entera, no fisurada), el mencionado momento de inercia viene dado por  $I_L = t_L^3 / 12$ ; si el revestimiento está agrietado, es necesario reducir este momento de inercia. En situaciones reales (revestimiento agrietado durante una fuerte sacudida sísmica), el coeficiente de reducción puede llegar a la mitad [Wang 1993].

La ecuación L-6 muestra que  $F_R$  y  $C_R$  representan cocientes entre las rigideces del suelo y del revestimiento;  $F_R$  y  $C_R$  se refieren a flexión y a la flexibilidad axial, respectivamente.

La Figura L-4 muestra una porción infinitesimal (rebanada) del revestimiento de un túnel.

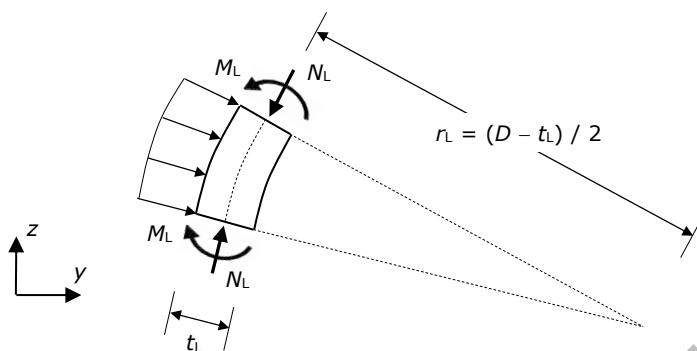


Figura L-4. Fuerzas internas en el revestimiento de un túnel circular

La Figura L-4 representa las fuerzas internas ( $M_L$  y  $N_L$ ) y externas (la presión de interacción con el suelo) que actúan sobre la rebanada.

En relación a la interacción entre el terreno y la estructura, se pueden considerar dos situaciones extremas: deslizamiento total y deslizamiento nulo (entre ambos elementos). Evidentemente, el deslizamiento total suele ocurrir en suelos blandos y sismicidad severa y el nulo en la condición opuesta; en la mayor parte de casos, se dará una situación intermedia. Una actitud suficientemente conservadora es considerar ambos casos, y seleccionar (para cada verificación particular) el más desfavorable; en general, este es el de deslizamiento total para el momento flector en el revestimiento, y el deslizamiento impedido para el máximo empuje (fuerza axial) en este.

**Deslizamiento completo.** En este caso sólo se utiliza el coeficiente  $F_R$ . Considerando que el deslizamiento entre el túnel y el terreno no está impedido, el coeficiente adimensional de flexibilidad  $F_R$  en la ecuación L-6 proporciona el cambio de diámetro y las fuerzas internas sísmicas máximas en el revestimiento (por unidad de longitud) como:

$$\frac{\Delta D}{D} = \pm \frac{K_1}{3} F_R \gamma_{FF} \quad N_L = \pm \frac{K_1}{6} \frac{E r_L \gamma_{FF}}{1 + \nu} \quad M_L = \pm \frac{K_1}{6} \frac{E r_L^2 \gamma_{FF}}{1 + \nu} \quad L-7$$

En la ecuación L-7,  $N_L$  y  $M_L$  son la fuerza axial y el momento flector por unidad de longitud del revestimiento (Figura L-4), respectivamente. El coeficiente adimensional  $K_1$  está dado por:

$$K_1 = \frac{12(1-\nu)}{2F_R + 5 - 6\nu} = \frac{12(1-\nu)}{2 + \frac{5-6\nu}{F_R}} \quad L-8$$

La ecuación L-8 muestra que para  $F_R = 0,5$  es  $K_1 = 2$ , para  $F_R < 0,5$  es  $K_1 > 2$ , y para  $F_R > 0,5$  es  $K_1 < 2$ . También, para  $F_R \rightarrow \infty$ ,  $K_1 \rightarrow 0$ , es decir, para suelos mucho más rígidos que la estructura, las fuerzas internas introducidas en ésta por la acción sísmica tienden a anularse. Por último, para  $F_R = 0$ ,  $K_1 \approx 2$ , es decir, para estructuras mucho más rígidas que el suelo, las fuerzas internas introducidas en ésta por la acción sísmica tienden a anularse.

Debe ser enfatizado que  $N_L$  y  $M_L$  en la ecuación L-7 no representan las fuerzas internas en el revestimiento del túnel sino sólo la variación de éstas debida a la acción sísmica. Por último, es destacable que  $M_L = N_L r_L$ ; en consecuencia, la excentricidad de la fuerza axial es igual al radio del revestimiento del túnel. Esta consideración ilustra que el efecto de la fuerza axial puede ser despreciado frente al del momento flector.

Se discuten a continuación las conclusiones cualitativas que pueden extraerse de la formulación de Wang para deslizamiento completo en secciones circulares [Wang 1993] (ecuaciones L-6, L-7 y L-8); en particular, se discute la influencia del espesor del revestimiento  $t_L$  (Figura L-4). El objetivo perseguido es corroborar que utilizar un revestimiento de mayor espesor no siempre conduce a una mayor resistencia sísmica. En primer lugar, se constata que la ecuación L-6 muestra que, a igualdad de los demás parámetros,  $F_R$  es inversamente proporcional al cubo de  $t_L$ :  $F_R = \propto / t_L^3$ . En esta expresión,  $\propto$  representa a cualquier valor constante (es decir, independiente de  $t_L$ ). En consecuencia, las ecuaciones L-7 y L-8 muestran que las fuerzas internas  $N_L$  y  $M_L$  obedecen a una expresión del tipo  $\frac{\propto t_L^3}{\propto + \propto t_L^3}$ . Para estimar la repercusión de  $t_L$  en la estructura, es necesario calcular su influencia en la tensión axial máxima en el revestimiento. En este sentido, de acuerdo con el párrafo anterior, se considera únicamente al momento flector  $M_L$ ; suponiendo de forma simplificada que la sección está formada por un único material y que este se comporta de forma elástica y lineal, dicha tensión máxima viene dada por  $\frac{6 M_L}{t_L^2} = \frac{\propto t_L^3}{\propto + \propto t_L^3} = \frac{\propto t_L}{\propto + \propto t_L^3}$ . El análisis de este resultado no permite deducir con carácter general si esta función es creciente o decreciente, ya que esto depende de los valores de los coeficientes constantes en el numerador y en el denominador; se presenta a continuación un estudio numérico simplificado para dilucidar esta cuestión en condiciones realistas. En este estudio se considera un suelo con un módulo de deformación  $E = 100$  MPa (suelo rígido) y un coeficiente de Poisson  $\nu = 0,333$ ; el concreto del revestimiento tiene un módulo de deformación  $E_L = 35000$  MPa (correspondiente a una resistencia característica a compresión de 35 MPa) y un coeficiente de Poisson  $\nu_L = 0,2$ . El radio del revestimiento es  $r_L = 5$  m (Figura L-4), y la deformación sísmica de campo libre es  $\gamma_{FF} = 0,0034$  (Figura L-3). La Tabla L-1 presenta los valores del momento y de la tensión axial máxima en el restimioento del túnel en función de su espesor; en dicha Tabla, también se exhiben los valores de los coeficientes  $F_R$  y  $K_1$ , del momento de inercia del revestimiento (por unidad de longitud), y de la variación porcentual del diámetro del túnel.

Tabla L-1. Tensión (esfuerzo) axial máxima en el revestimiento de un túnel de sección circular en función de su espesor (ejemplo considerado)

<b>Espesor del revestimiento <math>t_L</math> (cm)</b>	20	30	40	50	60	80
$F_R$	60,94	18,06	7,62	3,90	2,26	0,952
$K_1$	0,064	0,205	0,439	0,741	1,065	1,631
$I_L$ (m <sup>4</sup> )	0,000667	0,00225	0,00533	0,01042	0,018	0,04267
$\Delta D / D$ (%)	0,442	0,419	0,379	0,327	0,272	0,176
<b>Momento <math>M_L</math> (kNm)</b>	68,07	217,3	466,2	787	1131	1733
<b>Esfuerzo (MPa)</b>	10,21	14,48	17,48	<b>18,89</b>	18,85	16,25

La Tabla L-1 muestra que, al incrementarse el espesor desde el valor mínimo de 20 cm, no sólo aumenta el momento, sino que también lo hace la tensión (esfuerzo) máxima que este genera en el revestimiento. De hecho, para un espesor aproximado entre 50 y 60 cm se alcanza el valor máximo de dicho esfuerzo (destacado en negrita), y este comienza a reducirse para valores disparatados del citado espesor. Por otra parte, es destacable que los valores del esfuerzo máximo pueden ser calificados como importantes (dada la resistencia característica del concreto).

**Sin deslizamiento.** En este caso se utilizan los dos coeficientes  $F_R$  y  $C_R$ . Si se considera que no hay deslizamiento en la interfaz entre el suelo y el túnel, la expresión derecha en la ecuación L-7 (para  $M_L$ ) sigue siendo válida, pero  $M_L$  viene dado por (ecuación L-9):

$$N_L = \pm \frac{K_2}{2} \frac{E \gamma_L \gamma_{FF}}{1 + \nu} \quad K_2 = 1 + \frac{F_R (1 - 2\nu) (1 - C_R) - \frac{1}{2} (1 - 2\nu)^2 + 2}{F_R [(3 - 2\nu) + (1 - 2\nu) C_R] + C_R \left[ \frac{5}{2} - 8\nu + 6\nu^2 \right] + 6 - 8\nu} \quad L-9$$

Cuando  $\nu = 0,5$  (condición sin drenaje),  $C_R = \infty$  (ecuación L-6), y el coeficiente  $K_2$  se expresa como:

$$K_2 = 1 + \frac{1}{F_R + 1} \quad L-10$$

**Revestimiento segmentado.** Tal como se ha discutido previamente, las ecuaciones L-6 a L-9 corresponden a un revestimiento del túnel monolítico y continuo; para revestimiento segmentado (compuesto de dovelas), la rigidez efectiva de un anillo de revestimiento compuesto de  $n_s$  segmentos ( $n_s > 4$ ) puede ser obtenido a partir de su momento de inercia equivalente por unidad de longitud del túnel:

$$I_e = I_j + I_L \left( \frac{4}{n_s} \right)^2 \quad L-11$$

En la ecuación L-11,  $I_j$  es el momento de inercia por unidad de longitud de la junta segmentada de un túnel circular; obviamente, si se supone que los segmentos están totalmente articulados,  $I_j = 0$ . Dado que  $n_s > 4$  e  $I_j$  suele ser pequeño (en comparación con  $I_L$ ), se deduce que  $I_e < I_L$ . La Figura L-5 muestra un esquema de un revestimiento de túnel circular segmentado.

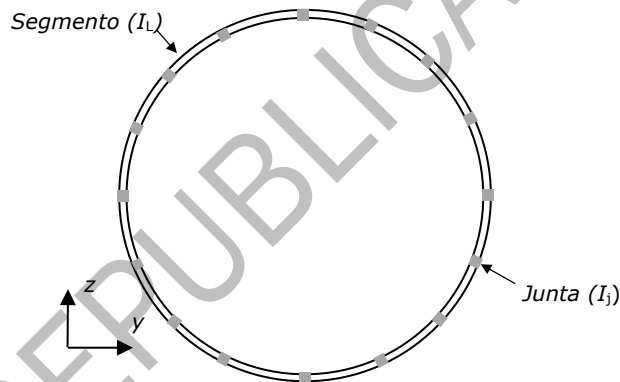
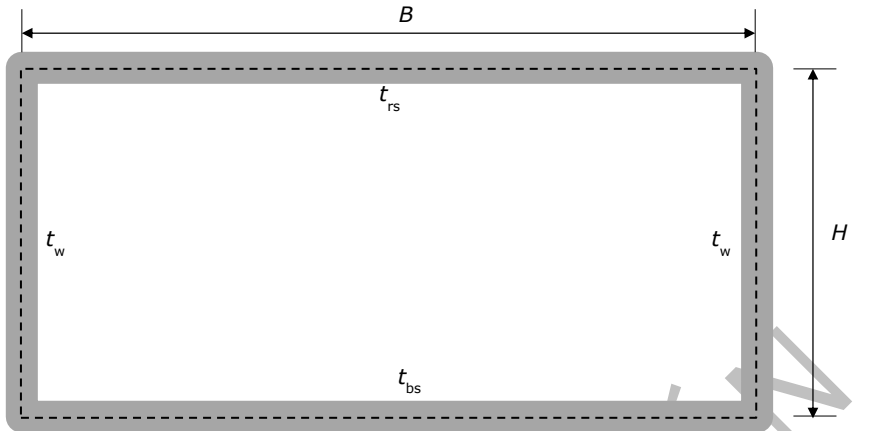


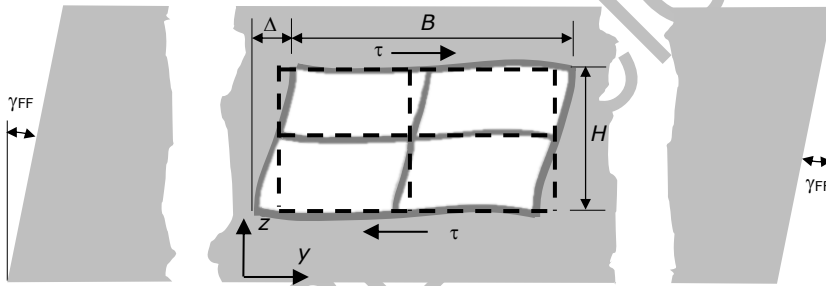
Figura L-5. Túnel circular con revestimiento de dovelas

#### L.4 Análisis Transversal de Túneles Rectangulares

**Consideraciones iniciales.** Esta sección trata de la distorsión de un túnel o estación de sección rectangular (anchura  $B$  y altura  $H$ ) embebido en un suelo cuya deformación tangencial de campo libre es  $\gamma_{FF}$ . La Figura L-6 describe un ejemplo de dicha situación; la Figura L-6.a presenta las características generales de la sección, y la Figura L-6.b muestra detalles de la deformación.



(a) Dimensiones de la sección



(b) Deformación transversal (distorsión) de campo libre y deriva

Figura L-6. Deformación transversal (distorsión) de un túnel rectangular

En la Figura L-6.a,  $t_w$  es el espesor de los muros, y  $t_{rs}$  y  $t_{bs}$  son los espesores de las losas superior e inferior, respectivamente. En la Figura L-6.b,  $\gamma_{FF}$  es la distorsión angular del suelo de campo libre,  $\Delta$  es la deriva entre las losas superior e inferior, y  $\tau$  es la tensión (esfuerzo) tangencial de interacción (horizontal) entre las losas superior e inferior (por una parte) y el suelo (por la otra parte).

**Formulación básica.** Para secciones transversales rectangulares, las fórmulas para  $N_L$  y  $M_L$  en la ecuación L-7 (para túneles circulares, sección L.3) puede ser usadas con el cociente adimensional de flexibilidad dado por:

$$F_R = \frac{G / H}{\tau / \Delta} = \frac{G \Delta}{\tau H} \quad \text{L-12}$$

En la ecuación L-12,  $G$  es el módulo de deformación transversal secante del suelo. Esta relación de flexibilidad adimensional  $F_R$  dada por la ecuación L-12 representa el cociente entre la rigidez lateral del suelo y la estructura.

La ecuación L-12 requiere un análisis estructural de la sección transversal del túnel; yendo a expresiones (específicas para túneles rectangulares) que no requieran esta operación previa, para una estructura con sección en cajón simple con el mismo momento de inercia para el techo y las losas invertidas, y el mismo momento de inercia para ambos muros laterales, la relación de flexibilidad se puede calcular usando la siguiente fórmula [Wang 1993] (grupo "Túneles y Estructuras Subterráneas"):

$$F_R = \frac{G_0 H B}{24 E_c} \left( \frac{H}{I_w} + \frac{B}{I_{rs}} \right) \quad \text{L-13}$$

En la ecuación L-13,  $G_0$  es el módulo de deformación transversal inicial del suelo,  $E_c$  es el módulo de deformación de la estructura (concreto), e  $I_w$  e  $I_{rs}$  son los momentos de inercia por unidad de longitud de los muros laterales y de la losa superior, respectivamente (análogamente a  $I_L$  para secciones circulares, sección L.3). Para la sección bruta de los muros y losas (entera, no fisurada), los momentos de inercia antes mencionados vienen dados por  $I_w = t_w^3 / 12$  y  $I_{rs} = t_{rs}^3 / 12$ ;  $t_w$  y  $t_{rs}$  son el espesor (profundidad) de los muros y las losas del techo, respectivamente (Figura L-6). Si estos elementos están agrietados, es necesario reducir sus momentos de inercia. En situaciones reales (agrietamiento durante sacudidas sísmicas severas), el coeficiente de reducción puede llegar a  $1/2$  [Wang 1993].

Aumentando la complejidad del análisis, para secciones generales de túneles (aunque simétricas con respecto al eje vertical central), se puede obtener la relación de flexibilidad a partir de esta expresión (más general) [Wang 1993] (grupo "Túneles y Estructuras Subterráneas"):

$$F_R = \frac{G_0 B H^2}{12 E_c I_{rs}} \frac{\left(1 + \frac{I_{rs} B}{I_w H}\right) \left(\frac{I_{rs}}{I_{bs}} + 3 \frac{I_{rs} B}{I_w H}\right)^2 + \left(\frac{I_{rs}}{I_{bs}} + \frac{I_{rs} B}{I_w H}\right) \left(1 + 3 \frac{I_{rs} B}{I_w H}\right)^2}{\left(1 + \frac{I_{rs}}{I_{bs}} + 6 \frac{I_{rs} B}{I_w H}\right)^2} \quad \text{L-14}$$

En la ecuación L-14,  $I_{bs}$  es el momento de inercia por unidad de longitud de la losa inferior (invertida). Como era de esperar, cuando  $I_{bs} = I_{rs}$ , la ecuación L-14 se convierte en la L-13.

Una vez que la relación de flexibilidad ( $F_R$ ) se conoce, el desplazamiento de distorsión ("racking") resultante ( $\Delta$ , Figura L-6) se puede determinar, en términos del desplazamiento en campo libre, como:

$$\Delta = \Delta_{FF} \frac{4(1-\nu) F_R}{3-4\nu+F_R} \quad \text{Deslizamiento impedido} \qquad \Delta = \Delta_{FF} \frac{4(1-\nu) F_R}{2,5-3\nu+F_R} \quad \text{Deslizamiento completo} \quad \text{L-15}$$

En la ecuación L-15,  $\Delta_{FF}$  es el desplazamiento lateral de campo libre a la profundidad de enterramiento de la estructura (losa superior); debe corresponder a la misma altura que el desplazamiento impuesto  $\Delta$ , es decir:  $\Delta_{FF} = \gamma_{FF} H$ .

L-16

En la ecuación L-15, las expresiones izquierda y derecha corresponden a condiciones de interfaz sin deslizamiento y de deslizamiento completo, respectivamente.

La ecuación L-15 muestra que, como era de esperar, cuando  $F_R = 0$  (túnel infinitamente rígido en comparación con el suelo),  $\Delta = 0$ . Por el contrario, cuando  $F_R = \infty$  (suelo infinitamente rígido en comparación con el túnel),  $\Delta = 4(1-\nu) \Delta_{FF}$ ; este caso corresponde a un vacío en el lugar del túnel, y como era de esperarse  $\Delta > \Delta_{FF}$  ( $\Delta = 2 \Delta_{FF}$ , si  $\nu = 0,5$ ). Finalmente, cuando  $F_R = 1$  (igual rigidez del túnel y del suelo), también como se esperaba,  $\Delta = \Delta_{FF}$  si no hay deslizamiento y  $\Delta \approx \Delta_{FF}$  de lo contrario. Para mayor información, la Tabla L-2 y la Figura L-7 presentan las relaciones  $\Delta / \Delta_{FF}$  para valores intermedios de  $F_R$ .

Tabla L-2.  $\Delta / \Delta_{FF}$  relaciones de respuesta de distorsión ("racking") de túneles o estaciones rectangulares para condiciones de deslizamiento completo y ausencia de deslizamiento (ecuación L-15)

Relación de flexibilidad $F_R$	Relación de Poisson del suelo $\nu = 0,3$		Relación de Poisson del suelo $\nu = 0,5$	
	Sin deslizamiento	Con deslizamiento	Sin deslizamiento	Con deslizamiento
0,1	0,15	0,16	0,18	0,18
0,2	0,28	0,31	0,33	0,33
0,5	0,61	0,67	0,67	0,67
1	1	1,08	1	1
2	1,47	1,56	1,33	1,33
5	2,06	2,12	1,67	1,67
10	2,37	2,41	1,81	1,81

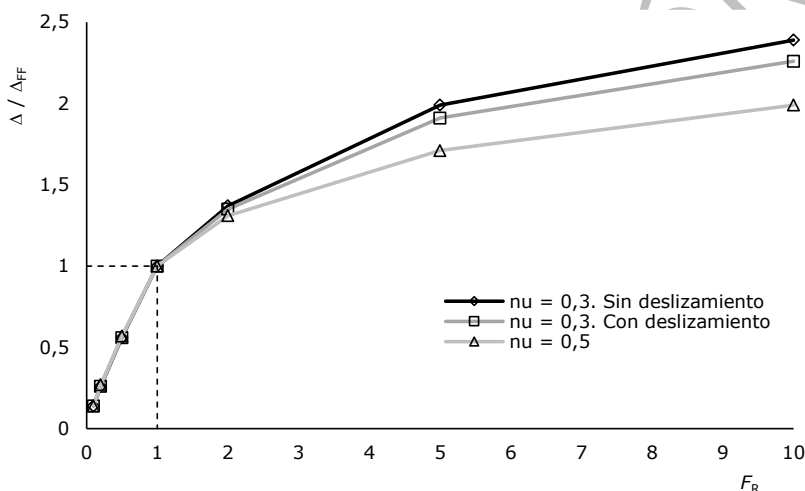


Figura L-7. Relación entre el índice de flexibilidad  $F_R$  y la proporción  $\Delta / \Delta_{FF}$  para deformación de distorsión (Tabla L-2)

La Tabla L-2 y la Figura L-7 muestran un comportamiento regular y esperado. Por ejemplo, para  $F_R = 1$  (estructura con la misma rigidez lateral que el terreno al que reemplaza) la deriva de la estructura es igual a la de campo libre. Para  $F_R > 1$  (estructura menos rígida que el suelo) la deriva estructural es mayor que la de campo libre (tendiendo a tomar valores próximos a 2 para suelos muy rígidos); para la situación opuesta ( $F_R < 1$ , estructura más rígida que el suelo) sucede lo contrario. En este último caso, si  $F_R = 0$  (estructura infinitamente rígida), la deriva de la estructura tiende a anularse. En cuanto a la influencia del deslizamiento entre la estructura y el terreno adyacente, para  $\nu = 0,3$  (condición drenada), como se esperaba, las relaciones para la condición de deslizamiento son menores que para la condición de deslizamiento total; para  $\nu = 0,5$  (condición sin drenaje) esta diferencia desaparece. Respecto a la influencia del coeficiente de Poisson del suelo, como es de esperar, su aumento genera un efecto similar al de la rigidez de la estructura.

**Influencia del balanceo.** En túneles poco profundos, la distorsión ("racking") puede ir acompañada de balanceo ("rocking", Figura 6-11 y Figura 6-12); con respecto a este, la Tabla L-3 y la Figura L-8 presentan relaciones  $\Delta / \Delta_{FF}$  para la respuesta de distorsión sola y distorsión combinada con balanceo de túneles rectangulares o estaciones con diferentes profundidades. La Tabla L-3 y la Figura L-8 contienen resultados para valores del coeficiente de Poisson del suelo  $\nu = 0,3$  y  $\nu = 0,5$ ; este



último caso se refiere a suelos saturados cuyo comportamiento dinámico es casi incompresible (situación no drenada). Las proporciones de sólo distorsión se han deducido a partir de la expresión de la izquierda en la ecuación L-15.

Tabla L-3.  $\Delta / \Delta_{FF}$  relaciones para la respuesta de distorsión ("racking") combinada con balanceo ("rocking") de túneles o estaciones rectangulares para diferentes profundidades ( $z$ , m) (Figura L-8)

Relación de flexibilidad $F_R$	Coeficiente de Poisson del suelo $\nu = 0,3$			Coeficiente de Poisson del suelo $\nu = 0,5$		
	$z = 0$	$z = 3$	$z = 12$	$z = 0$	$z = 3$	$z = 12$
0,1	0,12	0,12	0,13	0,14	0,14	0,14
0,2	0,23	0,23	0,24	0,26	0,26	0,27
0,5	0,53	0,53	0,55	0,56	0,56	0,57
1	1	1	1	1	1	1
2	1,48	1,45	1,39	1,37	1,35	1,31
5	2,31	2,24	2,00	1,99	1,91	1,71
10	2,92	2,74	2,36	2,39	2,26	1,99

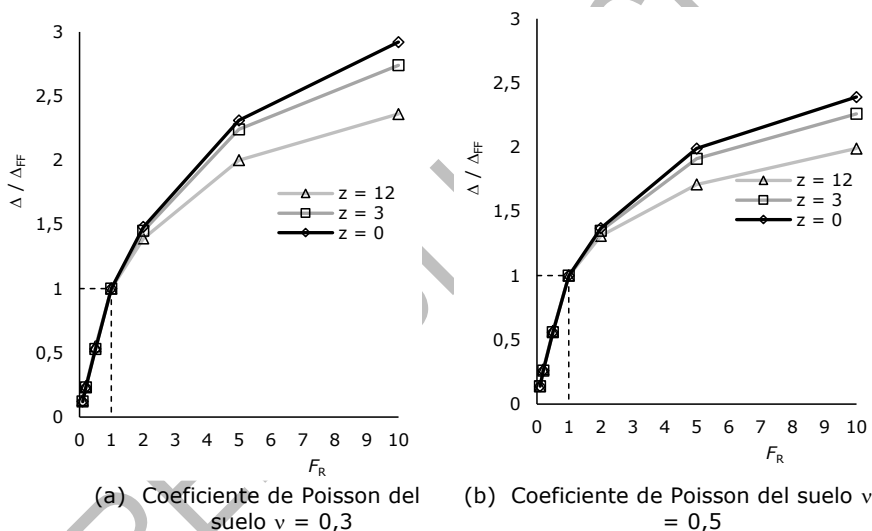


Figura L-8. Relación entre el índice de flexibilidad  $F_R$  y la proporción  $\Delta / \Delta_{FF}$  para deformación de distorsión y balanceo (Tabla L-3)

La Tabla L-3 y la Figura L-8 muestran un comportamiento regular y esperado, pudiéndose extraer consecuencias similares que a partir de la Tabla L-2 y la Figura L-7. Respecto de la influencia de la profundidad, tal como resulta esperable (Figura 6-9, Figura J-1, Figura J-3), a mayor profundidad menos deriva.

**Análisis estructural.** Finalmente, las fuerzas internas (fuerza axial, fuerza cortante y momento de flexión) en el revestimiento del túnel (sección en caja) se pueden obtener a partir de un análisis estructural elástico lineal. La Figura L-9 muestra las opciones preferibles para las fuerzas de interacción horizontal suelo-estructura: fuerzas concentradas para estructuras profundas (Figura L-9.a) o distribuciones de presión triangulares a lo largo de los muros laterales para estructuras enterradas poco profundas (Figura L-9.b).

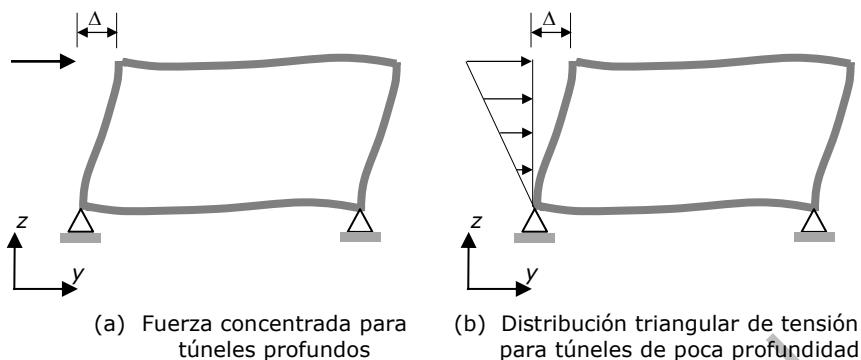


Figura L-9. Fuerzas de interacción entre suelo y estaciones o túneles

La justificación de las opciones presentadas en la Figura L-9 se basa en que en estructuras situadas a una profundidad importante la deformación de distorsión se debe sobre todo a la fuerza tangencial (horizontal) sobre la losa superior generada por el rozamiento del recubrimiento ("overburden"). En estructuras superficiales este rozamiento es escaso, y la distorsión debe ser atribuida básicamente a la presión (y depresión) sobre las caras laterales. Estas consideraciones ilustran que la distinción entre ambos casos no puede expresarse únicamente en términos de la profundidad de la estructura, sino más bien de la presión vertical sobre la cara superior. La comparación entre la Figura L-9.a y la Figura L-9.b muestra una cierta similitud aparente; en general, los momentos en los nudos superiores son mayores en la Figura L-9.a, y lo contrario sucede en los nudos inferiores. Debe tenerse en cuenta que en ambas Figuras las resultantes de las fuerzas horizontales de empuje son distintas, ya que los desplazamientos impuestos son iguales ( $\Delta$ ).

Los valores de las fuerzas de interacción en la Figura L-9 deben obtenerse a partir del desplazamiento impuesto ( $\Delta$ ) por un análisis conveniente de marco elástico o plástico.

Se presenta a continuación un estudio (similar al presentado previamente para túneles circulares) relativo a las conclusiones cualitativas que pueden extraerse de la formulación de Wang para deslizamiento impedido en secciones rectangulares [Wang 1993] (ecuaciones L-13, L-14 y L 15); en particular, se discute la influencia de los espesores del revestimiento  $t_w$ ,  $t_{rs}$  y  $t_{bs}$  (Figura L-6.a). El objetivo perseguido es corroborar que utilizar un revestimiento de mayor espesor no siempre conduce a una mayor resistencia sísmica. Para estimar la repercusión de estos espesores en la estructura, es necesario calcular su influencia en la tensión axial máxima en el revestimiento. Se presenta a continuación un estudio numérico simplificado para dilucidar esta cuestión en condiciones realistas. En este estudio se considera un suelo con un módulo de deformación  $E = 350$  MPa (suelo muy rígido) y un coeficiente de Poisson  $\nu = 0,333$ ; el concreto del revestimiento tiene un módulo de deformación  $E_L = 35000$  MPa (correspondiente a una resistencia característica a compresión de 35 MPa) y un coeficiente de Poisson  $\nu_L = 0,2$ . La anchura del túnel es  $B = 10$  m y su altura es  $H = 4$  m (Figura L-6), y la deformación sísmica de campo libre es  $\gamma_{FF} = 0,0034$  (Figura L-6). La Tabla L-4 presenta, para diferentes valores del espesor del túnel, los valores del desplazamiento impuesto, de la fuerza de empuje (Figura L-9.a) y de la tensión axial máxima en los nudos superiores del revestimiento del túnel; esta tensión se debe exclusivamente al momento flector. La citada Tabla también proporciona los valores del coeficiente  $F_R$  y del desplazamiento transversal impuesto al túnel.

Tabla L-4. Tensión (esfuerzo) axial máxima en el revestimiento de un túnel de sección rectangular en función de sus espesores (ejemplo considerado)

<b>Espesores del revto. <math>t_w = t_s</math> (cm)</b>	20	30	40	50	60	70	85	100
<b><math>F_R</math></b>	131	38,89	16,41	8,40	4,86	3,06	1,71	1,05
<b><math>\Delta</math> (mm)</b>	35,81	34,78	32,92	30,26	27,01	23,48	18,36	14,02
<b>Fuerza (kN) (Figura L-9.a)</b>	89,53	293	658	1182	1823	2517	3524	4380
<b>Esfuerzo (MPa)</b>	26,86	39,12	49,38	56,74	60,77	<b>61,64</b>	58,54	52,56

La Tabla L-4 muestra que, al aumentar los espesores desde el valor mínimo de 20 cm, disminuye el desplazamiento impuesto pero aumentan la fuerza de empuje (Figura L-9.a) e incluso la tensión (esfuerzo) máxima que este genera en el revestimiento. De hecho, para un espesor aproximado de 70 cm se alcanza el valor máximo de dicho esfuerzo (destacado en negrita), y este comienza a reducirse para valores disparatados del citado espesor. Por otra parte, es destacable que los valores del esfuerzo máximo pueden ser calificados como muy importantes (dada la inferior resistencia característica del concreto). Esta última tendencia puede ser interpretada como una muestra de la enorme dificultad de resistir esta acción sísmica con una sección en cajón rígida (aun contando con la cooperación del acero de refuerzo); sin embargo, una sección flexible como la representada en la Figura B-3.c (o la Figura B-3.e) podría absorber esta sollicitación con una notable facilidad. Debe aclararse por último que en un terreno más blando, la fuerza de interacción sería menor pero la deformación de campo libre sería mayor.

**Conclusiones generales.** La conclusión global del análisis de la formulación de [Wang 1993] es que a efectos de la sección transversal de un túnel o una estación, en general, para aumentar la resistencia sísmica resulta más beneficioso flexibilizarla que rigidizarla. En todo caso, si se precisa un aumento de resistencia estructural es preferible aumentar la cuantía de las armaduras que incrementar el espesor de la sección (este aumento puede reducir la ductilidad de la sección, pero en estructuras enterradas, ésta no es crítica); obviamente, esto debe ser compatible con la consideración de las otras acciones (gravitatoria, principalmente). Por otra parte, a igualdad de la deformación de campo libre ( $\gamma_{FF}$ ), las rigideces del suelo y de la estructura ( $E$  y  $E_L$ , respectivamente) presentan una escasa influencia en el efecto sobre la estructura; como, en general, los movimientos sísmicos son mayores en suelos blandos, se puede concluir que en éstos los efectos sobre la estructura son más marcados. Por último, debe señalarse que, aunque los resultados de Wang de hecho sólo son aplicables a las hipótesis consideradas en [Wang 1993], pueden ser extendidos más allá de éstas interpretando conceptualmente los cambios producidos.

## L.5 Análisis Longitudinal de Túneles

En esta sección se analizan los efectos en un túnel (o estación) que no corresponden a los efectos tratados en las secciones L.3 y L.4. Estas nuevas afectaciones son la deformación de dichas estructuras en dirección transversal (flexión respecto de los ejes principales  $y$  y  $z$  de la sección) y longitudinal (alargamiento o acortamiento en dirección del eje  $x$  de la estructura). La Figura L-10.a y la Figura L-10.b representan ambos modos de deformación, respectivamente.

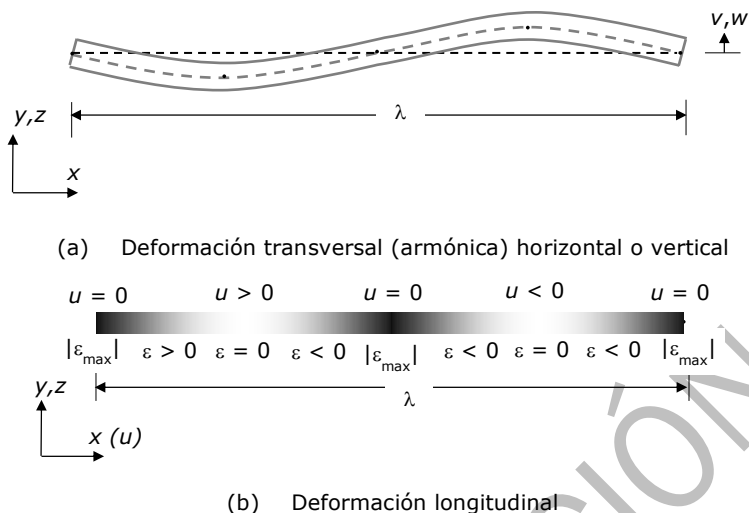
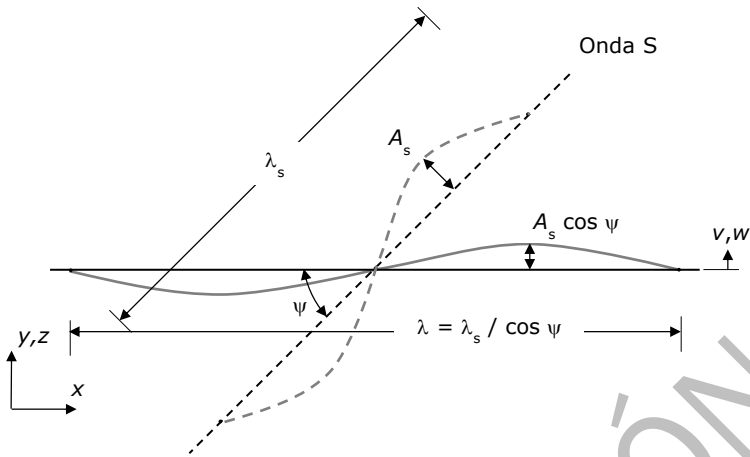


Figura L-10. Efectos longitudinales en un túnel o estación

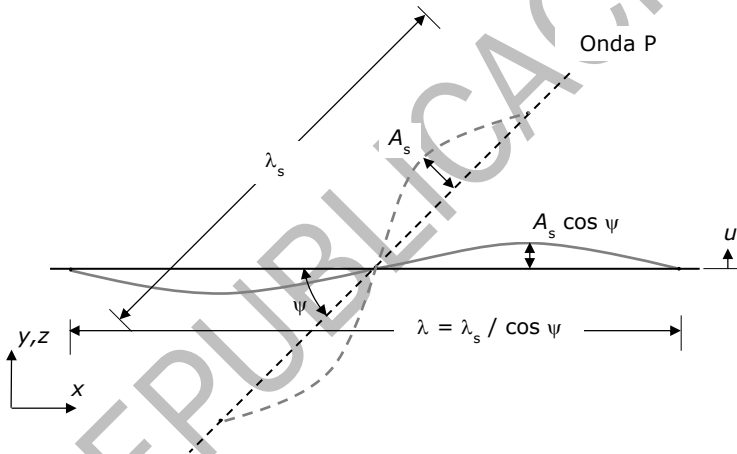
La Figura L-10.a muestra una onda armónica (curva sinusoidal) de desplazamientos transversales ( $v$  o  $w$ ) con longitud de onda  $\lambda$  en la dirección del eje de la estructura (sección 6.6, ecuación 6-4). La Figura L-10.b muestra otra onda armónica (curva sinusoidal) de desplazamientos longitudinales ( $u$ ) con longitud de onda  $\lambda$  en la dirección del eje del túnel; la escala de grises se refiere a la deformación axial ( $\epsilon = du / dx$ ), gris oscuro/claro corresponden a deformaciones grandes/pequeñas, respectivamente. En la Figura L-10.b, los signos positivo/negativo de la deformación corresponden a alargamiento/acortamiento, respectivamente. En la Figura L-10.a y la Figura L-10.b se han elegido estas configuraciones armónicas por sencillez, pero debe tenerse en cuenta que en situaciones reales las configuraciones serán más sinuosas (aproximadamente, combinación de curvas armónicas de diferentes longitudes de onda).

**Análisis cinemático.** Se discute a continuación la relación cinemática (geométrica) entre las ondas sísmicas incidentes a un túnel o estación y las deformaciones generadas en dicha estructura; se excluyen las deformaciones transversales (distorsión u ovalación) tratadas en las secciones L.3 y L.4. La propagación unidireccional (uniforme) vertical de ondas S horizontales no genera ningún efecto longitudinal en los túneles (o estaciones) (sección 6.6); los citados efectos longitudinales pueden generarse o bien por ondas P o S horizontales, o bien por las componentes horizontales de las ondas superficiales de Rayleigh. Aquí se discuten sólo efectos puramente cinemáticos, debiendo éstos ser modificados por la interacción entre el suelo y la estructura.

La Figura L-11 presenta dos ejemplos de los efectos de dos de los tipos de ondas descritos en el párrafo anterior: ondas transversales (horizontales o verticales) generadas en dirección longitudinal ( $x$ ) por propagación oblicua de ondas S (Figura L-11.a), y ondas longitudinales ( $u$ ) generadas por propagación oblicua de ondas P (Figura L-11.b); estas ondas P pueden provenir de la componente horizontal de una onda de Rayleigh.



(a) Ondas transversales (horizontales  $v$  o verticales  $w$ ) generadas en dirección longitudinal ( $x$ ) por propagación oblicua de ondas S



(b) Ondas longitudinales ( $u$ ) generadas por propagación oblicua de ondas P

Figura L-11. Longitudes de onda y amplitudes de la onda sísmica incidente y de las ondas resultantes en dirección del eje del túnel

La Figura L-11 muestra que la longitud de onda de las ondas longitudinales ( $u$ ) y transversales ( $v$  o  $w$ ) del túnel están dadas por  $\lambda = \lambda_s / \cos \psi$ . Las correspondientes ondas obedecen a las siguientes expresiones sinusoidales:

$$u(x) = A_s \cos \psi \sin \frac{2\pi x}{\lambda} \qquad v(x), w(x) = A_s \cos \psi \sin \frac{2\pi x}{\lambda} \qquad \text{L-17}$$

Las ecuaciones L-17 muestran que las amplitudes en las direcciones longitudinal ( $u$ ) y transversal ( $v$ ,  $w$ ) son ambas  $A_s \cos \psi$ . Esta consideración indica que el efecto de la onda (tanto transversal como longitudinal) sobre el túnel es máximo cuando la onda se propaga paralelamente a su dirección ( $\psi = 0$ ), y se desvanece cuando se hace ortogonal ( $\psi = \pi / 2$ ). Esta consideración sobre la relación entre la dirección de propagación de la onda sísmica y la curvatura o deformación axial longitudinal inducida en el túnel o estación confirma que las ondas uniformes de corte (S) de propagación vertical no generan ningún efecto longitudinal relevante en éstos (sección 6.6, Figura L-1). Si el túnel está situado cerca de la fuente sísmica, las ondas

pueden propagarse en direcciones oblicuas (no verticales) ( $\psi \neq \pi / 2$ ), provocando curvaturas o deformaciones longitudinales relevantes en el túnel (Figura L-11 y Ecuaciones L-17).

La teoría clásica de propagación de ondas armónicas (ecuación L-3) establece que la longitud de onda es igual a la velocidad de onda dividida por su frecuencia:

$$\lambda = \frac{v_s}{f} \quad \text{L-18}$$

La ecuación L-18 muestra que, puesto que la onda de corte sísmica no es armónica sino de banda ancha, la configuración instantánea de una columna de suelo no es sinusoidal, sino que es similar a la suma de varias componentes armónicas, cada una con diferente amplitud y longitud de onda.

Respecto de la influencia de las otras ondas sísmicas (aparte de onda de corte), el trabajo [Kouretzis et al. 2011] (grupo "Propagación y Despropagación de Ondas en el Terreno") discute el efecto de las ondas de Rayleigh en el comportamiento longitudinal de túneles; se concluye que este consiste en un aumento del esfuerzo axial longitudinal, y puede ser significativo a grandes distancias de la fuente y en lugares con irregularidades topográficas (de la superficie del suelo o del sustrato rocoso ingenieril). El artículo [Yang et al. 2020] señala que, tal como es de esperar, para suelo rígido el efecto es menor.

**Fuerzas internas.** Conocidas las deformaciones longitudinales y transversales del túnel (ecuaciones L-17), sus exigentes esfuerzos y esfuerzos internos pueden obtenerse fácilmente a partir de procedimientos ordinarios de análisis estructural lineal (resistencia de materiales) [Wang 1993] (grupo "Túneles y Estructuras Subterráneas"). Obviamente,  $u$  causa fuerzas axiales ( $N_{FF}$ ), y  $v$  y  $w$  generan fuerzas cortantes ( $V_{FF}$ ) y momentos flectores ( $M_{FF}$ ):

$$\begin{aligned} N_{FF} &= E_c A_T u'(x) = E_c A_T \frac{2\pi}{\lambda} A_s \cos \psi \cos \frac{2\pi x}{\lambda} \\ M_{FF} &= E_c I_T v''(x) = E_c I_T \left(\frac{2\pi}{\lambda}\right)^2 A_s \cos \psi \sin \frac{2\pi x}{\lambda} \\ V_{FF} &= E_c I_T v'''(x) = E_c I_T \left(\frac{2\pi}{\lambda}\right)^3 A_s \cos \psi \cos \frac{2\pi x}{\lambda} \end{aligned} \quad \text{L-19}$$

En las dos últimas ecuaciones,  $v''$  y  $v'''$  (flexión horizontal) pueden ser reemplazados por  $w''$  y  $w'''$  (flexión vertical), respectivamente. En las ecuaciones L-19,  $E_c$ ,  $A_T$  y  $I_T$ , son el módulo de deformación (del hormigón), el área transversal y el momento de inercia del revestimiento del túnel (respecto del eje correspondiente), respectivamente. El subíndice FF se refiere a campo libre. Para túneles circulares (Figura L-3 y Figura L-4),  $A_T$  e  $I_T$  están dados por:

$$A_T = \frac{\pi}{4} [D^2 - (D - t_L)^2] \quad I_T = \frac{\pi}{64} [D^4 - (D - t_L)^4] \quad \text{L-20}$$

Para túneles rectangulares se tienen expresiones similares (Figura L-6.a, suponiendo que  $t_{rs} = t_{bs}$ ):

$$\begin{aligned} A_T &= (B + t_w)(H + t_s) - (B - t_w)(H - t_s) = 2(B t_s + H t_w) \\ I_T &= \frac{(B + t_w)^3 (H + t_s) - (B - t_w)^3 (H - t_s)}{12} = \frac{(B + t_w)(H + t_s)^3 - (B - t_w)(H - t_s)^3}{12} \end{aligned} \quad \text{L-21}$$

En la segunda fila de las ecuaciones L-21, el momento de inercia de la izquierda corresponde a flexión respecto del eje vertical de la sección del túnel o estación ( $v''$ ) y el de la derecha a flexión respecto del eje horizontal de dicha sección ( $w''$ ).

Las expresiones en las ecuaciones L-20 y L-21 corresponden a valores de sección bruta; en situaciones reales, la influencia del agrietamiento del concreto debe ser considerada en consecuencia.

**Interacción suelo-estructura.** Como se discutió, la SSI (interacción suelo-estructura) ha sido ignorada en las ecuaciones L-19; por lo tanto, en la mayoría de las situaciones, se espera que los efectos reales en el túnel sean más suaves. Esto se aplica especialmente a suelos blandos y túneles bastante rígidos (con respecto a la flexión longitudinal). En este sentido, las ecuaciones L-22 proporcionan aproximaciones de las fuerzas axiales ( $N_{SSI}$ ), las fuerzas cortantes ( $V_{SSI}$ ) y los momentos flectores ( $M_{SSI}$ ) cuando la Interacción Suelo-Estructura está representada por resortes lineales que tienen en cuenta la rigidez del suelo (Anexo M):

$$N_{SSI} = \frac{N_{FF}}{1 + \frac{E_c A_T}{K_{ah}} \left(\frac{2\pi}{\lambda}\right)^2} \quad M_{SSI} = \frac{M_{FF}}{1 + \frac{E_c I_T}{K_{ah}} \left(\frac{2\pi}{\lambda}\right)^4} \quad V_{SSI} = \frac{V_{FF}}{1 + \frac{E_c I_T}{K_{ah}} \left(\frac{2\pi}{\lambda}\right)^4} \quad \text{L-22}$$

En las ecuaciones L-22,  $K_{ah}$  es la rigidez de los resortes horizontales longitudinales y transversales, respectivamente (Anexo M, Figura M-2 y ecuación M-2). Si el movimiento transversal analizado es vertical, entonces en las ecuaciones central y derecha L-22 ( $M_{SSI}$  y  $V_{SSI}$ )  $K_{ah}$  será reemplazado por  $K_{av}$  (ecuación M-2) e  $I_T$  debe ser interpretado como el momento de inercia respecto del eje horizontal (ecuación derecha L-21).

## M. EXPRESIONES SIMPLIFICADAS PARA RESORTES QUE REPRESENTAN LA RIGIDEZ DEL SUELO (OBLIGATORIO)

Este Anexo está vinculado a la sección 6.5 y al Anexo L.

Este Anexo presenta expresiones analíticas simplificadas para analizar el comportamiento transversal y longitudinal de túneles con base en resortes equivalentes que representan la rigidez del suelo. Se consideran secciones circulares (TBM) y rectangulares (cut-and-cover). Se consideran los conocidos enfoques SSI (interacción suelo-estructura) en el diseño de túneles.

Hay cuatro secciones. Las secciones primera (M.1) y segunda (M.2) se refieren a la interacción entre el suelo y el túnel (o estación) en las direcciones transversal y longitudinal, respectivamente. La tercera sección (M.3) discute la aplicabilidad del enfoque dinámico simplificado (subsección 6.5.3), complementando la subsección 6.5.6. Finalmente, la cuarta sección (M.4) describe la determinación de las constantes de los resortes para los cálculos bajo el Método Dinámico Simplificado; este análisis detallado tiene en cuenta las propiedades del suelo.

### M.1 Interacción Transversal

Esta sección se refiere a la interacción entre las secciones transversales del túnel (o estación) y el suelo circundante (secciones 6.5, L.3 y L.4); se basa principalmente en [EN 1998-5 versión pendiente de publicación]. La Figura M-1 (de forma bastante similar a la Figura 6-14) representa secciones de túneles rectangulares y circulares cuya interacción con el medio circundante se representa con resortes normales (axiales) y transversales (cortantes) distribuidos.

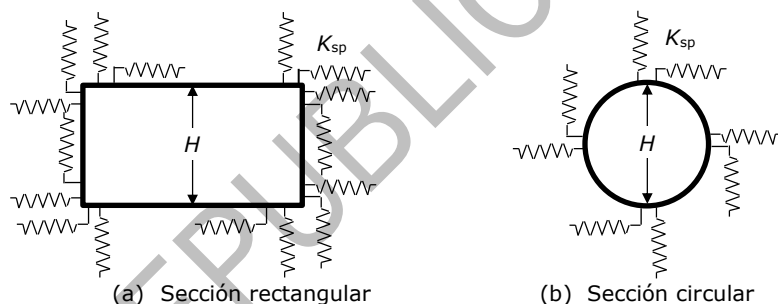


Figura M-1. Modelos pórtico-resorte para el análisis sísmico transversal de estructuras empotradas (subterráneas)

La Figura 6-14 y la Figura M-2 muestran que la rigidez del suelo se representa con resortes distribuidos; tanto para resortes horizontales como verticales, su parámetro de rigidez se puede estimar como:

$$K_{sp} = \frac{0,5 G}{H} \quad \text{M-1}$$

En la ecuación M-1,  $K_{sp}$  es la rigidez del resorte (unidades de fuerza por longitud cúbica, esto es coherente con la naturaleza distribuida de los resortes),  $G$  es el módulo de corte secante del suelo (compatible con la deformación de corte del suelo) y  $H$  es la altura de la estructura. Esta expresión se aplica tanto a resortes normales como transversales. Notablemente, los resortes se distribuyen tanto en dirección longitudinal como transversal (de manera similar a los modelos de balasto más simples).

La ecuación M-1 muestra que la rigidez del resorte es proporcional a la rigidez del suelo a cortante (ecuación L-12).



La expresión M-1 está muy simplificada; además, se obtuvo originalmente para resortes verticales que actúan axialmente sobre secciones circulares (Figura M-1.b). La consideración de la expresión M-1 para otros casos (secciones rectangulares, Figura 6-14 y Figura M-1.a, o resortes horizontales o cortantes) puede inducir a errores importantes. Dada esta situación, la sección M.4 presenta formulaciones más precisas.

La referencia [Behnen et al. 2015] (grupo “Interacción Suelo-Estructura”) presenta un resumen de las diferentes opciones que se han propuesto para el coeficiente de balasto de los túneles (es decir, alternativas a la ecuación M-1). Este artículo proporciona interesantes y útiles interpretaciones conceptuales.

## M.2 Interacción Longitudinal

Esta sección se refiere a la interacción longitudinal entre los túneles y el suelo circundante (secciones 6.6 y L.5); está más bien basada en [EN 1998-5 versión pendiente de publicación]. Este tipo de interacción Suelo-Estructura se puede analizar con modelos (de vigas) en los que la rigidez del suelo está representada por resortes, como se muestra en la Figura M-2.

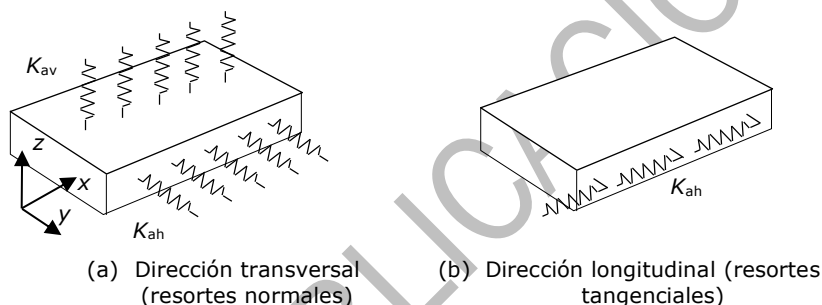


Figura M-2. Fuerzas de interacción entre el suelo y estaciones o túneles

La Figura M-2.a muestra resortes (normales) transversales verticales y horizontales (rigideces  $K_{av}$  y  $K_{ah}$ , respectivamente) y la Figura M-2.b representa resortes longitudinales (tangenciales) horizontales (rigidez  $K_{ah}$ ). Estos parámetros de rigidez (unidades de fuerza por longitud al cuadrado) están dados por:

$$K_{ah} = \frac{16 \pi G (1 - \nu) H}{3 - 4 \nu \lambda_s} \quad K_{av} = \frac{2 \pi G B}{1 - \nu \lambda_s} \quad M-2$$

Como se indica en la Figura M-2, la fórmula izquierda M-2 corresponde al movimiento en ambas direcciones horizontales (longitudinal y transversal), y la ecuación derecha se refiere al movimiento en dirección vertical (transversal). En las ecuaciones M-2,  $G$  y  $\nu$  son el coeficiente de Poisson del suelo y el módulo secante de corte, respectivamente. También en las ecuaciones M-2,  $\lambda_s$  es la longitud de onda en la dirección de propagación de la onda sísmica (variación espacial de la acción sísmica, Figura L-11), y  $H$  y  $B$  son la altura y el ancho de la sección del túnel, respectivamente (Figura L-6 y Figura M-1).

## M.3 Aplicabilidad de la Formulación Dinámica (subsección 6.5.3)

El método Dinámico Simplificado en la subsección 6.5.3 es un método de cálculo útil para describir el comportamiento de una estructura subterránea sometida a una acción sísmica aceptando que la interacción suelo-estructura puede ser simulada por medio de resortes horizontales y verticales (Figura 6-14). Estos resortes representan una presión normal del suelo que actúa sobre los elementos estructurales de la estructura subterránea. La presión que actúa sobre un resorte se calcula en función de su desplazamiento.

Se supone comúnmente que los resortes son independientes entre sí, siguiendo la hipótesis de Winkler. Entonces, este método de cálculo no considera las fuerzas cortantes que actúan sobre la superficie exterior de las estructuras, ni la dependencia del comportamiento de los resortes contiguos, los cuales están ligados a través de la rigidez y resistencia al corte del suelo. Así, la hipótesis de simular la interacción suelo-estructura mediante resortes siguiendo la hipótesis de Winkler es una simplificación del comportamiento real de esta interfaz. En general, esta simplificación es válida para situaciones en las que la resistencia al corte y la rigidez del suelo no juegan un papel determinante en la interacción suelo-estructura durante una excitación sísmica. Estas situaciones son las relacionadas con perfiles de suelo con suelos rígidos (o roca) y movimientos de suelo débiles. Para perfiles de suelos blandos o movimientos fuertes del suelo, la hipótesis de Winkler podría no ser válida, y debe seguirse el método Dinámico General en la subsección 6.5.4 para la determinación del comportamiento inducido sísmicamente de las estructuras.

En este contexto, el principal parámetro que se puede utilizar para dilucidar si se puede utilizar o no el método dinámico simplificado es la *PGA*. Una *PGA* grande generalmente involucra un perfil de suelo débil o un movimiento de suelo fuerte, o ambos. Por lo tanto, para una *PGA* grande, el método dinámico simplificado podría no ser preciso y se recomienda el método dinámico general.

Sin embargo, el método Dinámico Simplificado se considera un método suficientemente preciso para estructuras sin mucha importancia. Por lo tanto, incluso en situaciones que involucran suelos débiles y movimientos fuertes, se puede seguir el método Dinámico Simplificado si la importancia de la estructura no es Crítica. Las diferentes situaciones en las que se puede seguir el método Dinámico Simplificado se describen en la subsección 6.5.6 (Tabla 6-2).

Para un análisis sísmico de interacción suelo-estructura a través del método Dinámico Simplificado, se tiene que definir tres elementos:

- En primer lugar, se deben establecer las propiedades de la estructura que se analiza. Estas características son la geometría, la rigidez y la resistencia de los diferentes elementos estructurales que componen la estructura subterránea (y sus conexiones).
- A continuación, se debe modelar el comportamiento del suelo y su interacción con la estructura. Para este propósito, los resortes se usan comúnmente en la práctica de la ingeniería. Los resortes simulan la presión del suelo contra la estructura. El resorte debe poder simular presiones tanto activas como pasivas; y se puede definir para que dependa de los desplazamientos (es decir, no lineal) para una mejor precisión en los cálculos.
- Finalmente, se debe conocer la excitación sísmica (aceleraciones y desplazamientos sísmicos de campo libre) para toda la profundidad de la estructura.

El procedimiento para la determinación de la respuesta sísmica de la estructura subterránea involucra un análisis que incluye los tres elementos discutidos anteriormente.

Por lo general, las aceleraciones y desplazamientos sísmicos de campo libre se calculan en la ubicación de los diferentes resortes. La interacción suelo-estructura bajo forzamiento sísmico se simula configurando las excitaciones en los extremos de los resortes y realizando cálculos de equilibrio dinámico considerando sus características intrínsecas y las de la estructura.

Se detalla a continuación la metodología para la determinación de las características de los resortes.

#### **M.4 Determinación de las Constantes de Resortes Laterales para Cálculos según la Formulación Dinámica Simplificada**

Los resortes utilizados en el método Dinámico Simplificado (subsección 6.5.3) son aproximaciones del comportamiento real del suelo. El comportamiento del suelo es

un fenómeno muy complejo que normalmente requiere de modelos constitutivos muy sofisticados para una simulación precisa y fiable. Por tanto, la reducción de este comportamiento a resortes es una simplificación de la realidad. Dependiendo de las características del resorte, la simulación del comportamiento del suelo mediante resortes será más o menos precisa.

En la práctica común de la ingeniería, se encuentran tres tipos diferentes de resortes: **resortes lineales**, **resortes lineales elástico-plásticos** y **resortes no lineales**. La selección del tipo de resorte es crucial para la determinación de la respuesta sísmica de las estructuras subterráneas. A continuación, se analizan las implicaciones de la selección de cada tipo y algunas orientaciones sobre los procedimientos de cálculo necesarios para obtener la definición matemática de los resortes.

### A. Resortes Lineales

Los resortes lineales se formulan matemáticamente mediante una ecuación lineal. Por lo tanto, estos resortes son elementos numéricos de velocidad constante que proporcionan una reacción del suelo que es linealmente proporcional a su desplazamiento. Esto significa que los incrementos de desplazamiento iguales promoverán incrementos de presión iguales. Esta reacción también tiene un valor ilimitado.

Los suelos sólo exhiben incrementos de presión de variación constante cuando se comportan en el rango elástico. Entonces, para que un resorte lineal simule con precisión el comportamiento del suelo, las deformaciones inducidas por el terremoto deben ser pequeñas. En consecuencia, los resortes lineales pueden usarse sólo cuando los suelos son rígidos, tienen una gran resistencia al corte y el movimiento del suelo es débil. La causa de esto es que, para estas condiciones, las deformaciones del suelo son pequeñas y su comportamiento es casi lineal. Esto permite una descripción precisa de las presiones del suelo mediante la fórmula lineal característica de los resortes lineales.

La rigidez constante de un resorte lineal (Figura M-2) representa la rigidez de corte del suelo ya que esta constante relaciona el desplazamiento horizontal del suelo con la presión horizontal del suelo. Esta rigidez debe seleccionarse cuidadosamente para una simulación precisa de los efectos sísmicos en una estructura subterránea. Se recomienda considerar para este fin el procedimiento que se describe a continuación:

1. Se determina la respuesta de campo libre de la columna de suelo (Figura L-3 y Figura L-6) y se calcula la tensión de corte para cada capa durante toda la duración del terremoto.
2. Se calcula la deformación cortante equivalente para la excitación sísmica, como se explica en el Anexo K.
3. Esta deformación por corte equivalente se utiliza para calcular la rigidez por corte equivalente de cada capa.
4. Esta rigidez de corte equivalente se utiliza para calcular las constantes de los resortes.

Este procedimiento se puede refinar aún más si se considera un procedimiento iterativo en el que (i) se establecen inicialmente las constantes del resorte, (ii) se obtienen los desplazamientos sísmicos de la estructura (dadas estas constantes del resorte) mediante un análisis dinámico lineal, (iii) en cada instante, la diferencia de desplazamiento entre resortes próximos dividida por su separación se considera como la deformación tangencial, (iv) se calcula una deformación tangencial equivalente (se suele tomar como el 65% de la deformación máxima a lo largo del tiempo de cálculo), (v) se determina acordemente una rigidez a corte equivalente para cada resorte, y (vi) se calculan nuevos valores de las constantes de resorte utilizando las rigideces a corte equivalentes. Si las constantes de resorte calculadas en (vi) están dentro de una tolerancia de las establecidas en (i), el procedimiento

finaliza. Si no, los resortes calculados en (vi) se introducen en (i) y se realiza una nueva iteración.

El método desarrollado por [Simon 1995] (grupo "Comportamiento Lateral y Longitudinal de Pilotes") puede ser utilizado para la determinación de las constantes elásticas dada la rigidez a cortante del suelo. La expresión empírica es:

$$K_h = \frac{E}{0,13 (4,4 B)^\alpha + \alpha B/6} \quad \text{M-3}$$

En la ecuación M-3,  $E$  es el módulo de Young del suelo,  $B$  es la distancia vertical entre apoyos horizontales (Figura M-3) del muro de contención (o la profundidad de la excavación si no hay apoyos), y  $\alpha$  es una constante reológica que puede tomarse como  $1/3$  para suelos granulares y  $2/3$  para suelos finos (cohesivos). La ecuación M-3 es empírica y no es dimensionalmente homogénea; por lo tanto, es necesario especificar las unidades:  $E$  en kPa,  $B$  en m y  $K_h$  en kN/m<sup>3</sup>.

### B. Resortes Lineales Elásticos-Plásticos

La formulación de resorte lineal tiene la importante desventaja de producir una reacción ilimitada. Esto no es realista y puede dar lugar a imprecisiones en los cálculos sísmicos.

Para sortear este problema, se pueden utilizar resortes lineales elastoplásticos. Este tipo de resorte presenta la misma formulación matemática del resorte lineal, pero incluye límites superiores e inferiores para la reacción del suelo; una vez que se alcanzan estos límites, el comportamiento del resorte se vuelve perfectamente plástico (rama horizontal, es decir, la fuerza del resorte se mantiene constante). De esta manera, un resorte elástico-plástico lineal puede simular la deformación plástica de los suelos a medida que aumenta la deformación que no modifica las presiones del suelo (una vez que se alcanza cualquiera de los límites).

Este tipo de resorte se debe usar para suelos de alta rigidez, ya que pueden dar lugar a situaciones en las que se supere su resistencia al corte para deformaciones de corte bajas a moderadas. También tendrá que ser utilizado cuando se analicen estructuras en columnas de suelo débil o sometidas a fuertes movimientos del terreno, si su Importancia Operativa (sección 1.3) no es crítica (I3), y sólo en los casos previstos en la subsección 6.5.6 (Tabla 6-2).

Los límites inferior y superior que se utilizan en la práctica de la ingeniería son las presiones mínimas activas y máximas pasivas del suelo (secciones 5.5, 5.6 y 5.7), respectivamente.

El procedimiento de cálculo con este tipo de resorte es el mismo que para los resortes lineales. Los límites inferior y superior de las presiones se pueden introducir en los cálculos con modelos numéricos adecuados.

### C. Resortes Nolineales

Es bien sabido que la evolución de la rigidez al corte con la deformación por corte de los suelos no presenta una tasa (pendiente) constante. De hecho, una ley hiperbólica es más apropiada para la descripción de la evidencia empírica de la reducción de la rigidez al cortante al aumentar la deformación por cortante. Por lo tanto, para una simulación precisa del comportamiento del suelo con un resorte, se debe adoptar una formulación nolineal que coincida con la reducción de la rigidez.

Ha habido varios intentos de lograr esto. La más utilizada en la práctica de la ingeniería es la formulación del resorte  $p$ - $y$  [Matlock 1970; Reese, Van Impe 2010] (grupo "Comportamiento Lateral y Longitudinal de Pilotes"). Un resorte  $p$ - $y$  se caracteriza por una relación nolineal que proporciona la reacción del resorte a partir de su desplazamiento. Inicialmente se desarrolló para la simulación de la interacción

entre pilotes y suelos circundantes, pero se puede utilizar para cualquier otro elemento estructural con una parte subterránea.

En la fórmula del resorte  $p$ - $y$ ,  $p$  representa la reacción del resorte (por unidad de longitud en dirección longitudinal del túnel o estación) e  $y$  el desplazamiento horizontal del resorte. Dado que la deformación por corte se calcula como la diferencia en el desplazamiento horizontal entre resortes, esta formulación se puede adaptar a la reducción de la rigidez por corte observada empíricamente con la deformación por corte. La Figura M-3 describe el significado de la fuerza  $p$  (de compresión o de tracción) y (acortamiento o elongación)  $y$ .

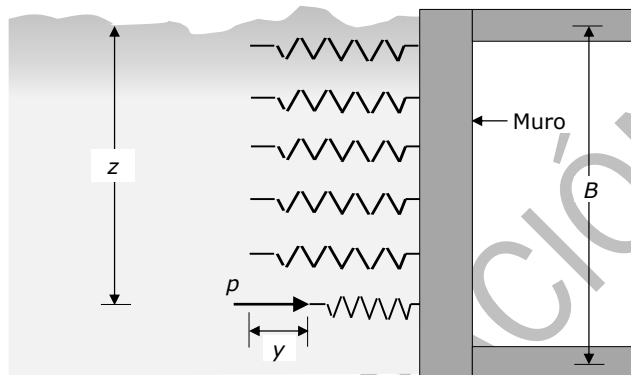


Figura M-3. Muelles (resortes) discretos

La Figura M-3 muestra un resorte que conecta la estructura subterránea bajo consideración y el suelo circundante;  $z$  es la profundidad del resorte.

En la literatura se pueden encontrar muchas expresiones diferentes para resortes  $p$ - $y$ . Por lo general, la naturaleza del suelo (es decir, sin cohesión - granular- o cohesivo -fine-) tiene un impacto en la ley matemática específica del resorte  $p$ - $y$ . Se debe seleccionar una formulación adecuada para cada tipo de suelo en el perfil estratigráfico para una simulación adecuada de la interacción suelo-estructura con resortes  $p$ - $y$ .

Algunas formulaciones que se utilizan en la práctica son (las referencias se encuentran en el grupo "Comportamiento Lateral y Longitudinal de Pilotes"):

#### **Arcilla blanda [Matlock 1970]**

Para arcilla blanda, la rigidez al corte sin drenaje  $c_u$  con la profundidad debe determinarse en base a las pruebas *in situ* y de laboratorio disponibles. Una vez que se conoce esto, la fórmula de la curva  $p$ - $y$  normalizada a la resistencia al corte sin drenaje viene dada por:

$$\frac{p}{p_{ult}} = \frac{1}{2} \left( \frac{y}{y_{50}} \right)^{\frac{1}{3}} \quad \text{M-4}$$

En la ecuación M-4,  $p$  e  $y$  representan la presión y el desplazamiento en el resorte (Figura M-3), y  $p_{ult}$  es la resistencia lateral no drenada por unidad de longitud (en dirección longitudinal), calculada como:

$$p_{ult} = \min\{3 c_u b + \gamma' b z + 0,5 c_u z, 9 c_u b\} \quad \text{M-5}$$

En la ecuación M-5,  $z$  es la profundidad del resorte (Figura M-3). En la ecuación M-4,  $y_{50} = \varepsilon_y b$  es un parámetro que depende de la consistencia de la arcilla, expresado mediante la deformación  $\varepsilon_y$  (deformación a la mitad de la máxima resistencia al corte sin drenaje), y la profundidad (canto o peralte)  $b$  del elemento estructural (diámetro

de un pilote o espesor de un muro); esta profundidad debe medirse en dirección normal a la interfaz entre la estructura y el suelo. El valor de  $\varepsilon_y$  se puede interpolar de la siguiente Tabla (Tabla M-1):

Tabla M-1. Valores de  $\varepsilon_y$  en función de  $c_u$

Resistencia al corte de la arcilla	$c_u$ (kPa)	$\varepsilon_y$
Baja	< 48	0,02
Media	48 - 96	0,01
Alta	> 96	0,005

La Figura M-4 muestra la curva  $p$ - $y$  normalizada a  $p_{ult}$  e  $y_{50}$ , respectivamente. Cabe señalar que la resistencia lateral se logra con un desplazamiento que es ocho veces el valor de  $y_{50}$ .

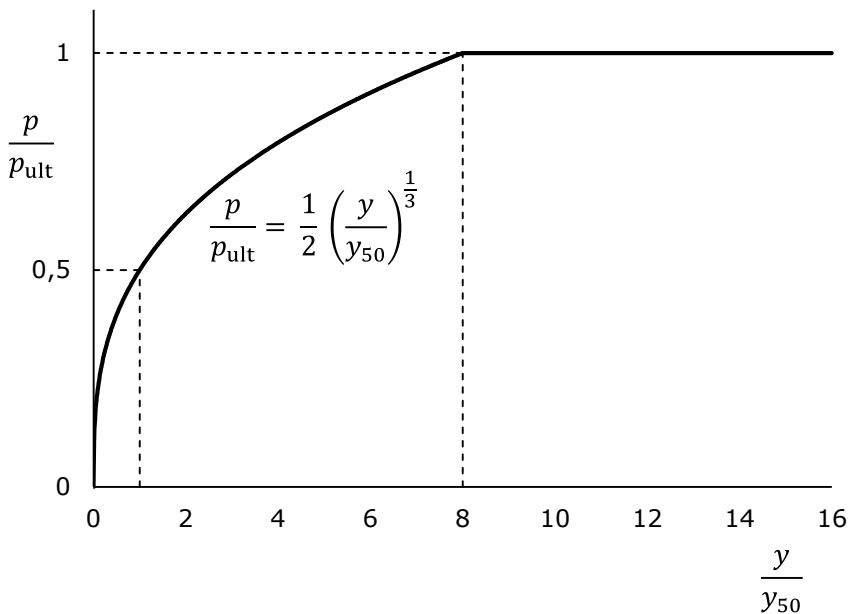


Figura M-4. Curva  $p$ - $y$  para arcillas blandas (adaptado de [Matlock 1970])

#### Arcilla de resistencia media al corte [Welch, Reese 1972]

Para arcillas de resistencia media al corte, la curva  $p$ - $y$  es idéntica a la de arcilla blanda, excepto por el exponente de la expresión:

$$\frac{p}{p_{ult}} = \frac{1}{2} \left( \frac{y}{y_{50}} \right)^{\frac{1}{4}} \quad \text{M-6}$$

En este caso (ecuación M-6), la resistencia lateral se logra con un desplazamiento que es dieciséis veces el valor de  $y_{50}$ ; la Figura M-5 muestra la curva  $p$ - $y$ . Los valores de  $p_{ult}$  e  $y_{50}$  se pueden calcular como para arcillas blandas (ecuación M-5 y Tabla M-1).

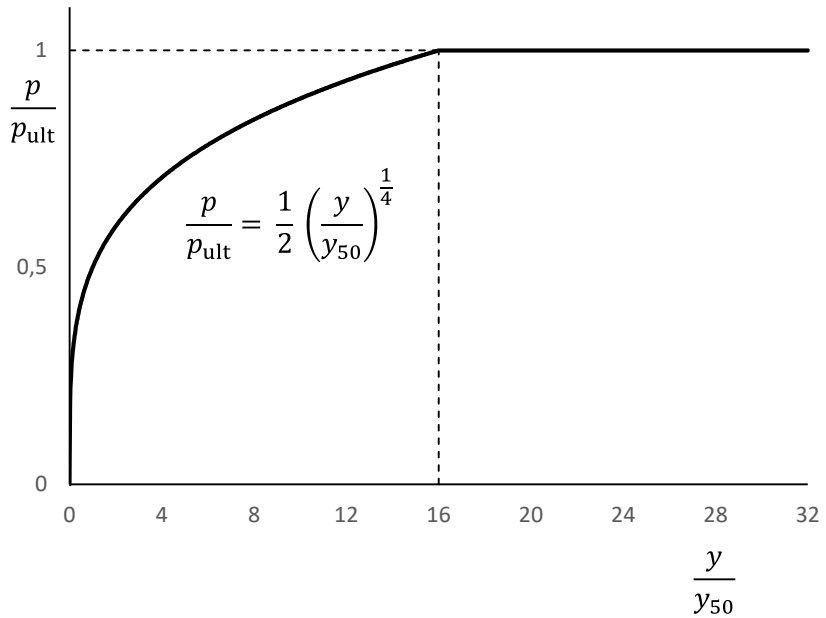


Figura M-5. Curva  $p$ - $y$  para arcilla de resistencia media al corte (adaptado de [Welch, Reese 1972])

#### **Arcilla de alta resistencia al corte [Reese et al. 1975]**

La curva  $p$ - $y$  para arcillas de alta resistencia al corte (rígidas sobre-consolidadas) se muestra a continuación en la Figura M-6.

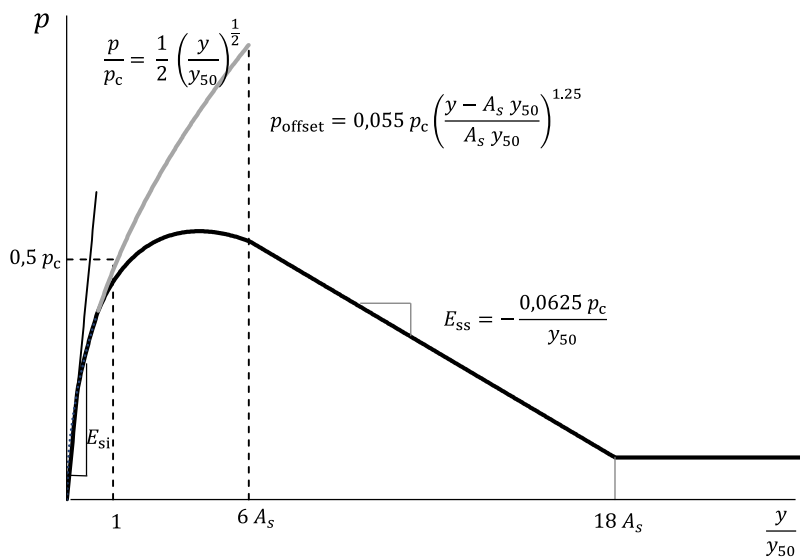


Figura M-6. Curva  $p$ - $y$  para arcillas de alta resistencia al corte (rígidas sobre-consolidadas) (adaptado de [Reese et al. 1975])

La curva  $p$ - $y$  en la Figura M-6 es una función definida por segmentos (cuatro segmentos) que depende de varios parámetros empíricos; las fórmulas son:

$$p = \begin{cases} \min \left\{ E_{si} y, \frac{p_c}{2} \left( \frac{y}{y_{50}} \right)^{\frac{1}{2}} \right\} & \text{si } y \leq A y_{50} \\ \frac{p_c}{2} \left( \frac{y}{y_{50}} \right)^{\frac{1}{2}} - 0,055 p_c \left( \frac{y - A y_{50}}{A y_{50}} \right)^{1,25} & \text{si } A y_{50} < y \leq 6 A y_{50} \\ 1,117 p_c - 0,0625 p_c \frac{y - 6 A y_{50}}{A y_{50}} & \text{si } 6 A y_{50} < y \leq 18 A y_{50} \\ 0,367 p_c & \text{si } 18 A y_{50} < y \end{cases} \quad \text{M-7}$$

En la ecuación M-7,  $p_c$  y  $E_{si}$  están dadas por  $p_c = \min\{2 c_u b + \gamma' b z + 2,83 c_u z, 11 c_u b\}$ ,  $y_{50} = \varepsilon_y b$  y  $E_{si} = K_{si} Z$ . Los valores para  $K_{si}$  y  $\varepsilon_y$  pueden ser interpolados según la siguiente Tabla (Tabla M-2).

Tabla M-2. Valores de  $K_{si}$  (MPa/m) y  $\varepsilon_y$  en función de  $c_u$

$c_u$ (kPa)	50-100	100-200	200-400
$K_{si}$ (estático)	135	270	540
$K_{si}$ (dinámico)	55	110	540
$\varepsilon_y$	0,007	0,005	0,004

En la ecuación M-7,  $A$  es una constante empírica que varía con la profundidad. Se debe elegir un valor adecuado de  $A$  dependiendo de la naturaleza de la excitación en la estructura subterránea -estática ( $A_s$ ) o cíclica ( $A_c$ )-. El siguiente gráfico (Figura M-7) muestra los valores de este coeficiente.



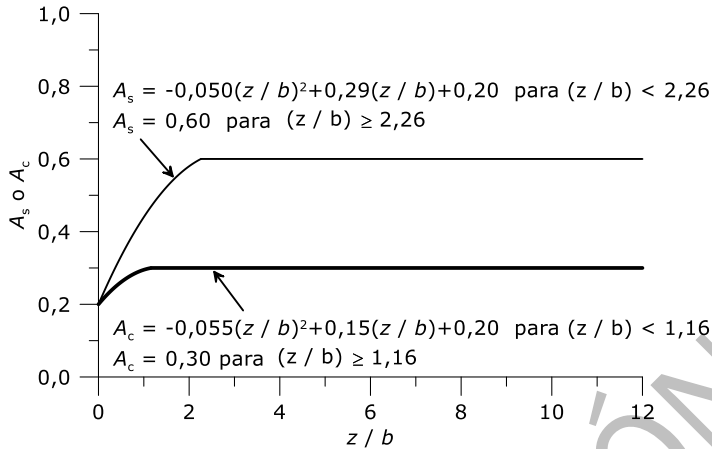


Figura M-7. Coeficiente A para arcillas rígidas sobre-consolidadas ( $A_s$  para carga estática,  $A_c$  para carga cíclica) (adaptado de [Reese et al. 1975])

### Arenas [Reese et al. 1974]

La Figura M-8 presenta la curva  $p$ - $y$  para suelos arenosos.

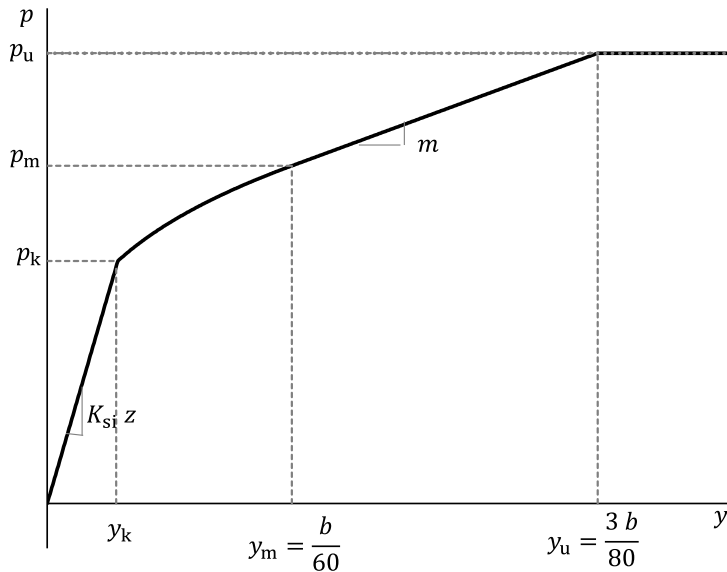


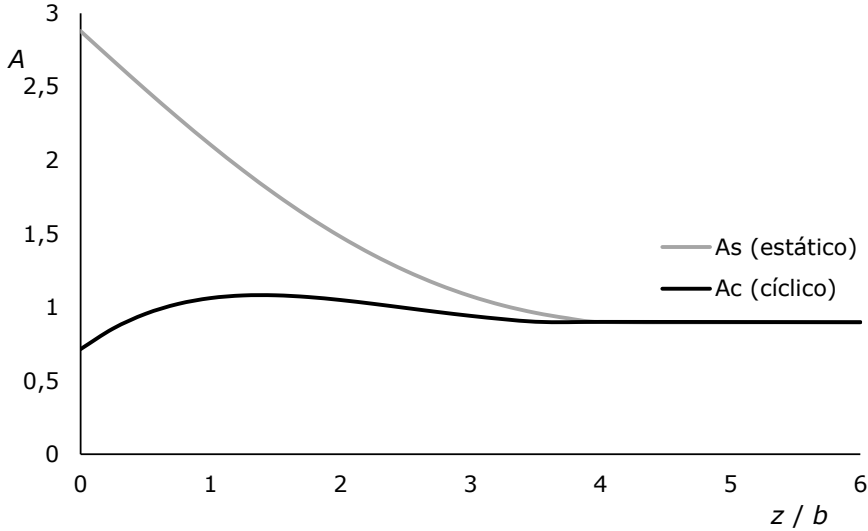
Figura M-8. Curva  $p$ - $y$  para arenas (adaptado de [Reese et al. 1974])

La Figura M-8 muestra que la curva  $p$ - $y$  es una función definida por tramos que depende del desplazamiento, y que está relacionada con el espesor del elemento estructural en contacto con el suelo (medido perpendicularmente al contacto).

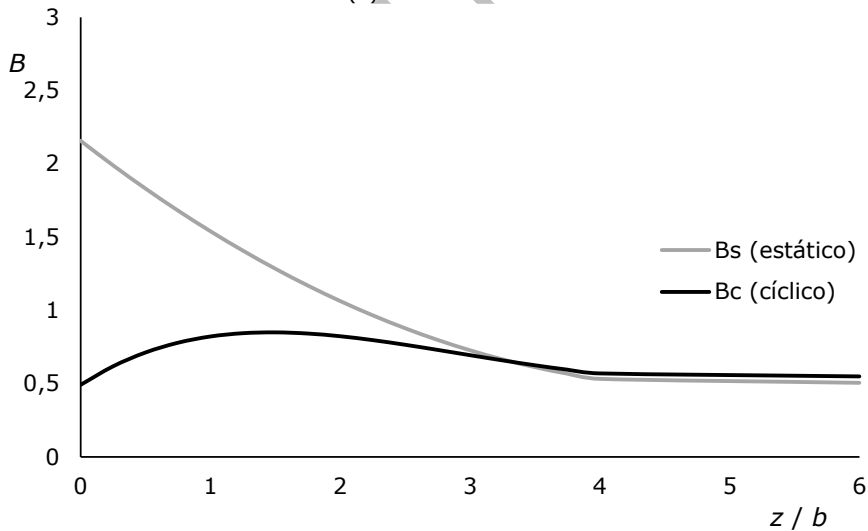
La resistencia al corte del suelo se puede calcular con las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}
 \alpha &= \frac{\phi'}{2}, \beta = 45 - \frac{\phi'}{2}, K_0 = 0,4, K_a &= K_a \gamma z (\tan \beta - 1) & p_u = A p_c & \text{M-8} \\
 &= \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} &+ K_0 \gamma z (\tan \beta)^4 & p_m = B p_c
 \end{aligned}$$

En la ecuación M-8,  $\phi'$  es el ángulo de rozamiento en condiciones de drenaje,  $\gamma$  es el peso específico del suelo, y  $z$  la profundidad a la que se establece el resorte  $p$ - $\gamma$ .  $A$  y  $B$  son valores empíricos extraídos de tablas, que dependen de la naturaleza de las cargas sobre la estructura subterránea -estáticas o cíclicas-; la Figura M-9 muestra los gráficos de  $A$  ( $A_s$  estático y  $A_c$  cíclico) y  $B$  ( $B_s$  estático y  $B_c$  cíclico) en función de la relación  $z/b$ .



(a) Coeficiente A



(b) Coeficiente B

Figura M-9. Coeficientes  $A$  y  $B$  para arenas ( $A_s$  y  $B_s$  para carga estática,  $A_c$  y  $B_c$  para carga cíclica)

Entonces, la formulación de la curva  $p$ - $\gamma$  se expresa de la siguiente manera:

$$p = \begin{cases} K_{si} z y, & \text{si } y \leq y_k \\ C y^{\frac{1}{n}}, & \text{si } y_k \leq y < y_m \\ p_m + m y, & \text{si } y_m \leq y < y_u \\ p_u, & \text{si } y_u \leq y \end{cases} \quad \text{M-9}$$

Los coeficientes de la ecuación M-9 se obtienen como (ecuación M-10):

$$y_m = \frac{D}{60}, y_u = \frac{3D}{60}, m = \frac{p_u - p_m}{y_u - y_m}, n = \frac{p_m}{m y_m}, C = \frac{p_m}{y_m^{\frac{1}{n}}}, y_k = \left(\frac{C}{K_{si}}\right)^{\frac{n}{n-1}} \quad \text{M-10}$$

Los valores de  $K_{si}$  recomendados por los autores [Reese et al. 1974] se dan en la siguiente tabla (Tabla M-3).

Tabla M-3. Valores de  $K_{si}$  en función de  $c_u$

Condición Hidráulica	Densidad Relativa		
	Baja	Media (MN/m <sup>3</sup> )	Alta
Sumergida	5,4	16,3	34
Sobre el nivel freático	6,8	24,4	64

### Roca [Liang et al. 2009]

La curva  $p$ - $y$  para roca recomendadas por AASHTO es la de [Liang et al. 2009] (grupo "Carga Lateral de Pilotes"). Esta curva tiene forma hiperbólica y sus parámetros geométricos se calculan a partir del  $GSI$  ("Geological Strength Index", Índice de Resistencia Geológica) del macizo rocoso (ecuación M-15). La curva  $p$ - $y$  está dada por la siguiente expresión hiperbólica:

$$p = \frac{y}{\frac{1}{K_i} + \frac{y}{p_u}} \quad \text{M-11}$$

La Figura M-10 muestra la curva  $p$ - $y$  (normalizada) para rocas según la ecuación M-11.

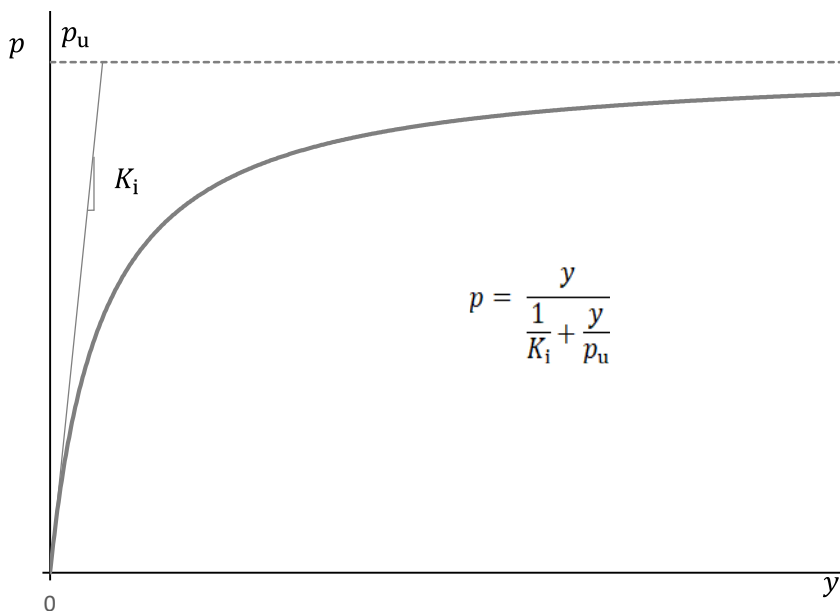


Figura M-10. Curva  $p$ - $y$  para roca (adaptado de [Reese et al. 1974])

En la ecuación M-11,  $p_u$  es la resistencia lateral máxima del macizo rocoso y  $K_i$  es la rigidez inicial del macizo rocoso para desplazamientos laterales. La máxima resistencia lateral del macizo rocoso está dada por:

$$p_u = \left( \frac{\pi}{4} p_L + \frac{2}{3} \tau_{\max} - p_a \right) b \quad \text{M-12}$$

En la ecuación M-12,  $b$  es la profundidad del elemento estructural subterráneo, medida perpendicularmente a la interfaz roca-estructura,  $p_L$  es la resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso,  $\tau_{\max}$  es la resistencia al corte de esta interfase, y  $p_a$  es la presión activa del macizo rocoso. Siguiendo el criterio de Hoek-Brown [Hoek et al. 2002], estas magnitudes se pueden calcular de la siguiente manera:

$$p_L = \sigma'_v + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma'_v}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad \tau_{\max} = 0,45 \sigma_{ci}^{0,5} \quad p_a = K_a \sigma'_v - 2 c' \sqrt{K_a} \geq 0 \quad \text{M-13}$$

En la ecuación M-13,  $\sigma'_v$  es el esfuerzo vertical efectivo,  $\sigma_{ci}$  representa la resistencia a la compresión no confinada de la roca intacta,  $m_b$ ,  $a$  y  $s$  son los coeficientes de ajuste de Hoek-Brown generalizados,  $K_a$  es el coeficiente de presión activa del macizo rocoso, y  $c'$  es la cohesión efectiva del macizo rocoso. El coeficiente de presión activa se puede calcular como el de un suelo con los mismos parámetros de Mohr-Coulomb que el macizo rocoso. La rigidez inicial del macizo rocoso ( $K_i$ , Figura M-10 y ecuación M-11) se determina como:

$$K_i = E_m \frac{D [m]}{0,305 m} e^{-2\nu} \left( \frac{E_p I_p}{E_m D^4} \right)^{0,284} \quad \text{M-14}$$

En la ecuación M-14,  $D$  debe ser introducido en  $m$ ,  $I_p$  es el momento de inercia (íntegro, bruto) del elemento estructural,  $E_p$  es el módulo de Young del elemento estructural, y  $E_m$  es el módulo de Young del macizo rocoso, el cual puede ser obtenido como [Hoek et al. 2002] (ecuación M-15):

$$E_m = \frac{E_i}{100} e^{\frac{GSI}{100}}$$

### Consideraciones finales

Se pueden usar otras formulaciones, siempre que correspondan al tipo de suelo en consideración.

El procedimiento de cálculo para resortes no lineales se basa en iteraciones numéricas (como en cualquier análisis no lineal). Primero, se establece inicialmente la presión de cada resorte. Adicionalmente, las presiones "en reposo" deben ser aplicadas a la estructura. Luego, se calcula la respuesta de la estructura del suelo al conjunto de excitación sísmica de campo libre (Figura L-3 y Figura L-6) al final de cada resorte. A continuación, se utilizan los desplazamientos de cada resorte para calcular la presión del suelo. Si esta presión es igual a la establecida para el primer intento dentro de una tolerancia, la iteración finaliza. De lo contrario, las presiones recién calculadas se establecen como las presiones del suelo y se vuelve a calcular la interacción suelo-estructura. Por lo general, se requiere un software complejo para realizar estos cálculos.

### M.5 Determinación de las Constantes de Resortes Verticales para Cálculos según la Formulación Dinámica Simplificada

Aunque el efecto de las acciones sísmicas sobre estructuras subterráneas sea fundamentalmente una deformación horizontal a corte, existen casos en que la interacción entre los movimientos verticales de la estructura y del terreno es relevante. Quizás uno de los ejemplos más usuales lo constituyan pilotes u otros elementos que soporten cargas verticales.

Estas situaciones se suelen representar, de una forma aproximada, mediante resortes verticales que se colocan a la cota de desplante de la estructura (Figura 6-14 y Figura M-1). Se suelen adoptar tres tipos de formulación para estos resortes: punto fijo (rigidez infinita), comportamiento lineal y comportamiento no-lineal (curva  $t-z$ ). Estos tres tipos de formulación se discuten a continuación.

#### A. Puntos fijos (resortes de rigidez infinita)

Es práctica común que se modelen como puntos fijos aquellos elementos estructurales que no presenten ningún movimiento vertical apreciable. Tal es el caso de pilotes o pozos de cimentación que están bien encastrados en la roca (con un empotramiento en ésta de al menos el doble de su diámetro). Esta restricción al desplazamiento vertical se debe conjugar con una limitación al giro, dado que, al estar firmemente incrustado el elemento en un terreno de gran competencia, no podrá tampoco girar.

Esta aproximación al comportamiento vertical de una estructura subterránea debe ser usado exclusivamente en el caso de que ésta descansa en una roca sana de gran resistencia.

#### B. Resortes lineales

Cuando una estructura subterránea se apoya sobre terreno que puede presentar deformaciones verticales apreciables (de orden milimétrico o centimétrico), como por ejemplo suelos de consistencia alta a media (tanto granulares como cohesivos), se debe simular la rigidez vertical del terreno de apoyo mediante una ley que liga las fuerzas verticales desarrolladas por el elemento subterráneo y su hundimiento en el terreno. En este contexto, a veces, como simplificación, se recurre a leyes lineales; su rigidez se conoce comúnmente como coeficiente de balasto vertical. Existen multitud de referencias en la literatura para la definición de este coeficiente, y cualquiera de ellas, elegida de forma adecuada para el tipo de terreno en que se

apoya la cimentación, sería válida para un caso de diseño, aunque sólo como primera aproximación, ya que el comportamiento del suelo suele ser no lineal.

Una correcta selección del coeficiente de balasto vertical requiere considerar no sólo la resistencia y la rigidez del terreno sino también el rozamiento lateral de la estructura con el terreno colindante. Esto también rige para los pilotes, es decir, es necesario tener en cuenta el rozamiento de su superficie (fuste) contra el terreno, y no sólo la resistencia por la punta.

### C. Resortes no-lineales (curvas $t-z$ )

Las formulaciones de los resortes no-lineales se basan en el cálculo de la resistencia generada por el terreno que soporta la estructura en su conjunto, tanto a cota de desplante como alrededor de ésta. La naturaleza de la resistencia generada en estos dos casos es muy distinta:

- En la resistencia a nivel de desplante, como por ejemplo en la punta de un pilote, se presenta un fenómeno de resistencia pasiva. En este caso, existe una parte del terreno que resiste verticalmente la carga, al estilo de una cimentación superficial. Así, de manera análoga a este tipo de fundaciones, el movimiento vertical necesario para el desarrollo de la resistencia es alto.
- En la resistencia por fricción, como por ejemplo el fuste de un pilote, se presenta un fenómeno de resistencia a corte directo puro del terreno. Así, y dada la naturaleza de este tipo de resistencia, se generarán resistencias del terreno altas con pequeños desplazamientos verticales de la estructura.

Como se ve, los dos mecanismos de generación de resistencia del terreno ante cargas verticales se desarrollan a ritmos muy diferentes. Por ejemplo, cuando un pilote recibe una carga vertical que va aumentando hasta su fallo (como en un ensayo de carga) primero se desarrolla la resistencia por fuste y luego la de punta. Por lo general, cuando un pilote ha desarrollado completamente su resistencia por fuste, solamente se ha generado un 20%-30% de su resistencia por punta.

Esta diferente generación de resistencia con el asentamiento de los dos mecanismos contribuyentes hace que la función que liga el asentamiento con la carga (la ley constitutiva del resorte) deba ser no-lineal.

La definición de estas leyes de resistencia verticales no-lineales, denominadas curvas  $t-z$ , se puede establecer mediante dos mecanismos diferentes:

- **Ensayos de campo.** En casos donde sea crítico el comportamiento vertical de estructuras subterráneas o pilotes, se recomienda realizar un ensayo de carga para obtener la curva de carga vertical frente a asentamientos (ley constitutiva del resorte). El ensayo más habitual de este tipo es el de célula Osterberg, que permite medir con gran precisión la resistencia de un pilote, tanto por punta como por fuste, y definir la ley del resorte que la representa.
- **Estudios bibliográficos.** Existen multitud de referencias en la literatura que especifican formulaciones para curvas  $t-z$  [Bateman et al. 2022; Kraft et al. 1981; O'Neill, Reese 1999]. Cualquiera de estas referencias, seleccionada de forma que el tipo de terreno para la que fueron concebidas coincida con el del proyecto de estudio, sería válida para un análisis dinámico simplificado. Entre estas referencias destacan las curvas de [O'Neill, Reese 1999], que se referencian también en la normativa ASSHTO como ejemplo de formulación de curvas  $t-z$ . Estas referencias se encuentran en el grupo "Comportamiento Lateral y Longitudinal de Pilotes".

La curva  $t-z$  (ya sea obtenida bien de un ensayo o de referencias bibliográficas) debe ser introducida en un programa de cálculo estructural como la ley constitutiva del resorte vertical.



Es común que las formulaciones de curvas  $t$ - $z$  aparezcan separadas en punta y fuste, dada su distinta naturaleza, y además que ambas se normalicen respecto a la resistencia total de cada una de ellas. En este caso, la curva  $t$ - $z$  consistiría en la suma de ambas leyes normalizadas multiplicadas cada una por la resistencia total del mecanismo generador.

PREPUBLICACIÓN

## N. PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO PARA DISEÑO SÍSMICO DE TÚNELES SOMETIDOS A ROTURA DE FALLAS (OBLIGATORIO)

Este Anexo está vinculado a las secciones 3.2 y 6.7 y a la subsección 6.3.3; se basa principalmente en [EN 1998-5 versión pendiente de publicación].

Los principales peligros para las construcciones subterráneas son los grandes desplazamientos permanentes del suelo debido al cruce de fallas (también deslizamientos de tierra -sección 3.3- y licuación -sección 3.4 y Anexos F y G-). Por lo tanto, se prefiere evitar dichos sitios; cuando esto no sea posible, las recomendaciones de este Anexo pueden ser de ayuda. En cualquier caso, sólo pueden diseñarse estructuras de Importancias Operativas I2 e I3 (sección 1.3) para atravesar una falla potencialmente activa; en cualquier caso, esta decisión debe ser acordada con la entidad contratante. La razón es que atravesar una falla activa con un nivel suficiente de seguridad requiere una inversión importante en términos de dinero, tiempo y esfuerzo; dicha inversión sólo se justifica para infraestructuras de una cierta importancia.

Este Anexo contiene cinco secciones. La primera sección (N.1) describe las condiciones en las que se requiere considerar el riesgo de la proximidad de una determinada falla activa. La segunda sección (N.2) discute la cobertura de suelo mínima requerida por encima de una falla para dispensar cualquier análisis particular. La tercera sección (N.3) presenta criterios para estimar los desplazamientos de una determinada falla en función de la magnitud del terremoto que los origina. Para estructuras extendidas, como estaciones subterráneas y túneles, se deben tomar disposiciones especiales para diseñar cimientos adecuadamente rígidos (esta medida no brinda ninguna protección contra dislocaciones por fallas y sólo pretende facilitar el proceso de construcción) y/o acomodar desplazamientos diferenciales; ambos enfoques se presentan en las secciones cuarta y quinta (N.4 y N.5), respectivamente.

### N.1 Condiciones de Proximidad de Falla

Una falla sísmicamente activa se determina a partir de un mapa oficial o de una investigación tectónica particular. Tal como se indica en la sección 3.2, se deben realizar análisis específicos para tener en cuenta la vecindad de fallas sísmicamente activas bien identificadas si se dan las siguientes tres condiciones: el período de retorno de la acción sísmica en consideración es mayor a 950 años (Tabla 1-4 y Tabla 1-5), el terremoto máximo que la falla puede generar tiene una magnitud de momento esperada  $M_w$  mayor a 6,5, y la distancia mínima del sitio desde el segmento obtenido al proyectar el borde superior de la falla a la superficie del suelo es menor a 5 km.

### N.2 Cobertura Mínima de Suelo por encima de la Falla

En esta subsección se discuten las condiciones para liberar la consideración del riesgo de efectos de desplazamiento de fallas. En este sentido, en la vecindad de fallas potencialmente activas (si se cumplen las condiciones dadas en sección N.1) las estructuras se pueden construir sin ninguna verificación (con respecto a la proximidad de la falla) sólo si se proporciona una base rígida continua y la cubierta del suelo excede un cierto espesor  $H_{cov}$  (Figura N-1.b); tal espesor está dado por la Figura N-1.a.



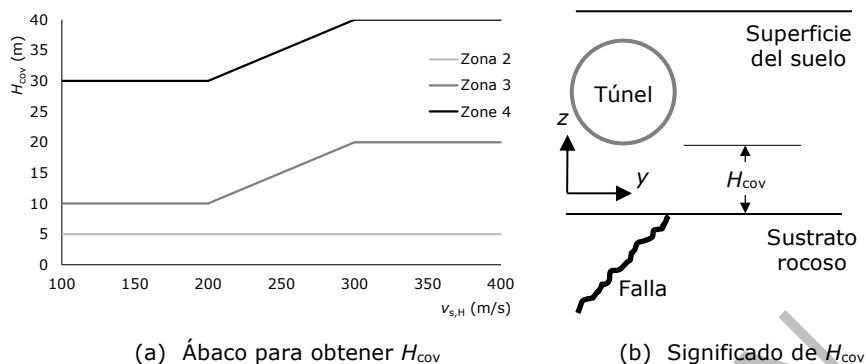


Figura N-1. Espesor mínimo ( $H_{cov}$ ) de la capa de suelo versus la velocidad promedio de las ondas de corte ( $v_{s,H}$ )

En la Figura N-1.a,  $v_{s,H}$  es el promedio armónico ponderado de la velocidad de la onda de corte en la profundidad del suelo  $H$  (profundidad de influencia de la cimentación de la estructura); viene dada por la siguiente expresión:

$$\frac{1}{v_{s,H}} = \frac{1}{H} \sum_i \frac{H_i}{v_{s,i}} \quad \text{N-1}$$

Las curvas en la Figura N-1.a corresponden a las zonas sísmicas 2, 3 y 4 del Perú, respectivamente (Figura 2-3). No se han encontrado estudios para condiciones equiparables a las de la zona 1; entendemos que esta ausencia puede deberse a una relativa falta de interés en estudiar el comportamiento de fallas activas en áreas de baja sismicidad.

### N.3 Estimación de la Dislocación de Falla

Los desplazamientos de falla pueden estimarse usando relaciones empíricas con la magnitud del terremoto y el tipo de falla [ANSI/ANS-2.30 2015; Baize et al. 2019; Bhattacharya, Orense, Lombardi 2019; Chen, Petersen 2019; Katona et al. 2021; Keylis-Borok 2010; Moss et al. 2011; Petersen et al. 2011; Sawada et al. 2018; Wells, Coppersmith 1994; Wells, Kulkarni 2011; Wesnousky 2008; Yan et al. 2018; Youngs 2003; Zhao et al. 2009; Zhao et al. 2013] (grupo "Estimación de Dislocación de Falla").

En caso de que no se disponga de información más precisa, se puede utilizar la formulación simplificada de [Wells, Coppersmith 1994] (grupo "Estimación de Dislocación de Falla"). Este estudio proporciona expresiones logarítmicas empíricas del desplazamiento de ruptura de falla (en m) en términos de la magnitud de momento del sismo ( $M_w$ ):

$$M_w = 6,69 + 0,74 \log(MD) \quad M_w = 6,93 + 0,82 \log(AD) \quad \text{N-2}$$

En la ecuación N-2,  $MD$  y  $AD$  se refieren al desplazamiento de ruptura máximo y promedio, respectivamente. Estas expresiones corresponden a fallas transversales, inversas y normales; no se observan grandes diferencias entre éstas.

La Figura N-2 muestra gráficos de las curvas correspondientes a las dos expresiones en la ecuación N-2.

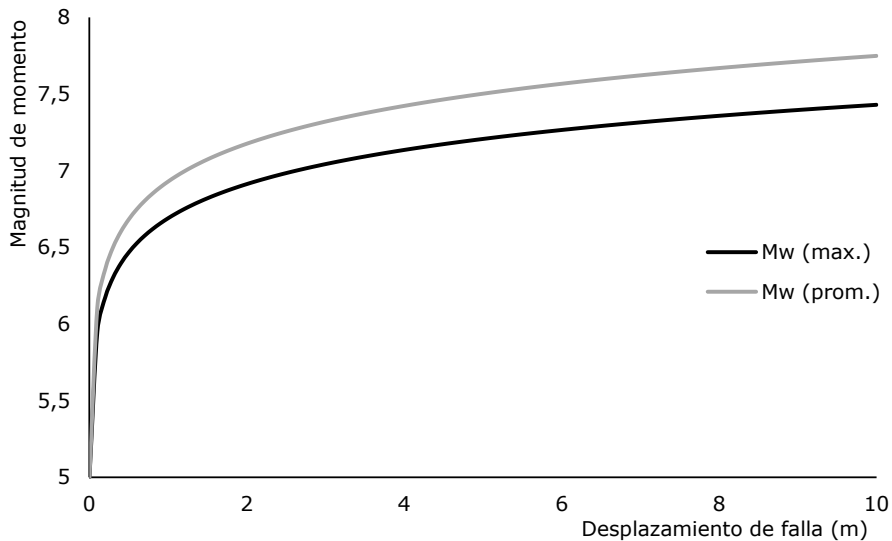


Figura N-2. Desplazamiento de falla en función de  $M_w$  (adaptado de [Bhattacharya, Orense, Lombardi 2019])

La Figura N-2 muestra que la dislocación de la falla alcanza valores enormes para magnitudes de momento superiores a 6,5, aproximadamente. Esta tendencia parece confirmar la idoneidad del tercer criterio expuesto en la sección N.1.

Se está creando una base de datos mundial de dislocación de fallas (SURE) [Nurminen, Baize et al. 2022]. No obstante, para fallas particulares puede haber estudios específicos que proporcionen resultados más fiables y precisos; en fallas del Perú se dispone de dos estudios [Aguirre et al. 2021; Bellier et al. 1991].

#### N.4 Soluciones Basadas en Rigidización Estructural

Como se ha indicado anteriormente, estas medidas no tienen ningún efecto sobre la seguridad permanente del túnel (por ejemplo, durante cualquier desplazamiento de falla), y sólo pueden ser útiles para proporcionar rigidez adicional que compense la falta de rigidez en el área de fractura de falla (milonita). Esta rigidez (soporte transversal) se obtiene envolviendo el túnel con una marquesina circular de micropilotes horizontales (longitudinales) o sub-horizontales; esta solución constructiva se conoce comúnmente como "paraguas de micropilotes" o "forepoling umbrella". De hecho, estas soluciones constructivas no sólo se utilizan para el cruce de fallas, sino también para cualquier área débil.

Obviamente, cuando existe un deslizamiento de fallas, la rigidez de los micropilotes es totalmente insuficiente para contener dicho desplazamiento; las únicas medidas eficaces son las descritas en la sección N.5.

#### N.5 Soluciones Basadas en Flexibilización Estructural

Como se ha discutido anteriormente, los desplazamientos de fallas no se pueden evitar; por lo tanto, un enfoque válido para mitigar el daño al túnel es dotar al área afectada de suficiente flexibilidad como para acomodar dichos desplazamientos sin ningún daño estructural significativo. En este sentido, se han propuesto diferentes técnicas, métodos y tecnologías: excavación sobredimensionada, material de relleno comprimible, diseño y fabricación de juntas para absorber gradualmente los desplazamientos longitudinales de las fallas, etc. Las referencias [Wang 1993; Wang



PERÚ

Ministerio  
de Transportes  
y Comunicaciones

et al. 2012; Yu et al. 2013; Wu-Sheng et al. 2015; Lange et al. 2018; Yoo et al. 2018; Ding et al. 2020; Zhang LF et al. 2020; Qiao et al. 2022] contienen información útil; se encuentran en los grupos "Juntas Sísmicas" y "Túneles y Estructuras Subterráneas".

PREPUBLICACIÓN

## O. ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICOS DE ESTRUCTURAS ENTERRADAS GRANDES, IRREGULARES O PROFUNDAS (OBLIGATORIO)

Este Anexo está estrechamente relacionado con la sección 6.8.

Este Anexo se refiere principalmente a grandes estaciones de ferrocarril (o metro) o a estaciones que no pueden ser excavadas a cielo abierto, dada su importante profundidad. Otras cavernas grandes o profundas comunes en la infraestructura vial y ferroviaria son las estaciones de intercambio (de transferencia, ya sea entre distintas líneas o entre distintos modos de transporte), los centros de ventilación subterráneos, o las cavernas de esclusas, entre otros servicios. Estos espacios están cubiertos por este Manual; por tanto, todas sus prescripciones y recomendaciones generales les son, en principio, aplicables. Sin embargo, la mayor parte del contenido de este Manual está más bien orientado a túneles o estaciones circulares o rectangulares regulares; por lo tanto, prácticamente todos sus enfoques simplificados y recomendaciones empíricas no son válidos para estos espacios. Por ejemplo, con respecto a los métodos de análisis y diseño descritos en el Capítulo 6, sólo se puede utilizar el Método Básico (de Control) (subsección 6.5.1) y el Método Dinámico General (subsección 6.5.4); obviamente, el Método Dinámico General es la principal herramienta de diseño, y el Método Básico solo debe emplearse con fines comparativos. Por otro lado, dado que las cavernas grandes y profundas son muy variables, cada caso es diferente y requiere un estudio particular; en otras palabras, no es posible proporcionar recomendaciones generales de análisis y diseño.

Las singularidades de las cavernas grandes o profundas surgen de su configuración geométrica irregular y de su proceso de construcción. Sobre este último tema, como la tuneladora se puede utilizar en raras ocasiones (sólo en estaciones pequeñas y profundas que pueden caber dentro del túnel), la superficie es bastante irregular; por lo tanto, la regularidad que se presume en las situaciones más comunes cubiertas por este Manual no está presente aquí.

Para situaciones muy particulares, las referencias [Owen, Scholl 1981; Simic, French 1998; Zhang, Fu, Sheng 2014; Li, Chen 2020a; Tang et al. 2020; Chen et al. 2021; Wu et al. 2022] (grupo "Efectos sísmicos para grandes cavidades") discuten temas relevantes. Algunos de estos estudios recomiendan específicamente realizar análisis tridimensionales; los trabajos [Pitilakis, Tsinidis 2013; Li, Chen 2020b] presentan análisis espaciales que integran túneles y estructuras adyacentes (principalmente, edificios de gran altura). Dadas estas circunstancias, en este Manual se impone el uso de análisis 3-D siguiendo el Enfoque Dinámico General; por el contrario, el enfoque básico sólo puede ser 2-D. El trabajo [Yang et al. 2021] propone aislar sísmicamente las columnas interiores.

En cuanto a los análisis tridimensionales dinámicos antes mencionados, se debe tener en cuenta que es necesario considerar la actuación simultánea de tres acelerogramas en las direcciones vertical y horizontal; según las dos series de tiempo de aceleración horizontal, se deben considerar dos señales diferentes [EN 1998-1 2004]. De hecho, considerar el mismo acelerograma en ambas direcciones horizontales sería más exigente, ya que las aceleraciones máximas serían simultáneas.

Debe enfatizarse que, a pesar de que los dos tipos de análisis realizados son intrínsecamente diferentes (principalmente porque el enfoque básico es 2-D y el enfoque dinámico general es 3-D), sus resultados deben compararse de todos modos para corroborar la precisión y confiabilidad del diseño sísmico. Para realizar la comparación, se sugiere realizar análisis estáticos 2-D en dos direcciones horizontales ortogonales, y luego combinar sus resultados (principalmente, la deriva máxima) de acuerdo con criterios sólidos (por ejemplo, combinación cuadrática, o mejor, sumando la máxima deriva en una dirección con el 30% en la ortogonal).



Finalmente y por suerte, cabe destacar que, en general, cuanto más profunda es la estructura, menor es la demanda sísmica (sección 2.5, subsección 6.5.1, Anexo J, Figura 6-9, Figura J-1, Figura J-3); por lo tanto, las estructuras profundas suelen ser sísmicamente más seguras que las poco profundas.

PREPUBLICACIÓN

## P. APOYOS ELASTOMÉRICOS (OBLIGATORIO)

Este Anexo se trata de apoyos de goma destinados a soportar tanto elementos estructurales (Anexo B, Figura B-3) como no estructurales (Capítulo 7, Figura 7-12).

Los apoyos de goma son dispositivos de soporte hechos de material elastomérico (goma, caucho cloropreno) y reforzados con láminas internas de acero. La Figura P-1 muestra un ejemplo típico de un apoyo de goma.

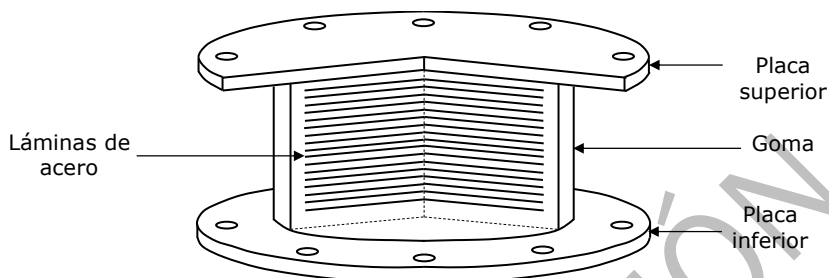


Figura P-1. Apoyos elastoméricos ordinarios

La Figura P-1 muestra que el apoyo que se representa consta de dos placas de acero superior e inferior destinadas a conectarse al elemento soportado (sea este estructural o no estructural) y al elemento de soporte (habitualmente, la fundación o una losa), respectivamente; la mayoría de estos dispositivos tienen forma circular, aunque también existen rodamientos cuadrados. El cuerpo principal de goma está reforzado internamente con placas delgadas de acero horizontales; su propósito es proporcionar una rigidez vertical bastante alta (a través del confinamiento interno del caucho, aprovechando su alto coeficiente de Poisson -muy cercano a 0,5-) manteniendo una flexibilidad lateral (horizontal) muy importante, y también una flexibilidad de flexión (rotación) razonablemente alta [Kelly 1986, 1993] (grupo "Apoyos Elastoméricos").

Este Anexo se refiere principalmente al Anexo B, ya que, en este Manual, este tipo de dispositivos están destinados principalmente al aislamiento sísmico de columnas centrales (interiores) de trenes subterráneos o estaciones de metro (o ferrocarril) o túneles (Figura B-3). Esta solución ha sido propuesta por varios investigadores [Mikami et al. 2001; Chen et al. 2016; Tao et al. 2016; Chao et al. 2018; Liu et al. 2022; Jin et al. 2021], quedando así suficientemente consolidada; estas referencias se encuentran en los grupos "Estructuras Subterráneas Dañadas por Terremotos. Estación Daikai (Kobe, Japón)" y "Apoyos Elastoméricos". Aunque estos estudios proponen utilizar una gran variedad de dispositivos, en este Manual se recomienda emplear apoyos de goma, porque son sencillos, robustos, baratos, fiables y además han sido utilizados desde hace bastante tiempo (existe, pues, bastante experiencia y una normativa amplia). Actualmente hay disponibles diferentes tipos de apoyos de caucho: Apoyos de caucho natural (NRB, también conocidos como Apoyos de caucho de baja amortiguación, LDRB), Apoyos de caucho de plomo (LRB), Apoyos de caucho de alto amortiguamiento (HDRB) y Apoyos de caucho deslizantes (SRB); los NRB son los más básicos, y la ventaja de los LRB, HDRB y SRB es su mayor capacidad de absorción de energía (amortiguación). Dado que la función principal de los apoyos de goma es desacoplar la deformación por desplazamiento y la flexión lateral de las columnas centrales, esa capacidad de disipación de energía no es crucial en las situaciones cubiertas por este Manual; en consecuencia, se sugiere el uso de NRB ordinarios.

En el contexto considerado en este Manual, los apoyos de goma pueden diseñarse utilizando documentos y reglamentos para el aislamiento de base (sísmico) de edificios y puentes [E.031 2018; ASCE 7-22 2022; BSL 2009; EN 1998-1 2004; GB 50011 2010; NCh 2745 2013; NTC 2008] (estas referencias se encuentran en los



grupos "Normativa Peruana General y Sísmica" y "Normas y otros Documentos Similares de otros países") y para uso general de apoyos de caucho [EN 1337-3 2005; EN 15129 2009] (estas referencias se encuentran en el grupo "Apoyos Elastoméricos"). En cuanto a la normativa internacional, se refrenda especialmente el Código chileno [NCh 2745 2013], ya que las condiciones y la mentalidad peruana y chilena son bastante cercanas; por otro lado, una norma colombiana está próxima a ser emitida en el momento en que se desarrolla este Manual.

En el diseño de los apoyos de caucho, la distorsión angular del caucho debe limitarse generalmente al 250%, como se recomienda en [Design Standard 2012]. Esta referencia se encuentra en el grupo "Normas y otros Documentos Similares de otros Países".

PREPUBLICACIÓN

## Q. CASO DE ESTUDIO (RECOMENDADO)

Se describe un ejemplo del proceso de diseño completo (desde la planificación general hasta el diseño final) de una estructura subterránea (estación) representativa de las situaciones más comunes en el Perú [Rodríguez-Sánchez et al. 2019b]; esta referencia se encuentra en el grupo "Túneles y Estructuras Subterráneas".

Este Anexo se relaciona con el contenido completo del Manual; sin embargo, se citan explícitamente las secciones 1.4, 1.8, 1.9, 2.4 y 2.5 y las subsecciones 1.6.2, 4.5.5, 4.6.3, 6.5.4 y 6.5.6.

Este Anexo contiene dieciséis secciones. Las dos primeras secciones (Q.1 y Q.2) describen el contexto general y las principales características de la estación, respectivamente. Las secciones tercera (Q.3), cuarta (Q.4), quinta (Q.5) y sexta (Q.6) discuten la selección de la Importancia Operativa, los Niveles de Acción Sísmica, los Requisitos de Desempeño (Niveles de Daño y Estados Límite) y las Combinaciones de Acciones, respectivamente. La séptima sección (Q.7) explica la evaluación del peligro sísmico, la octava sección (Q.8) analiza la selección del Método de Análisis estructural y la novena sección (Q.9) explica la selección de los acelerogramas de entrada para el análisis dinámico. Las secciones décima (Q.10) y undécima (Q.11) tratan de las investigaciones geotécnicas de campo y de laboratorio, respectivamente; la sección duodécima (Q.12) resume toda la investigación geotécnica. La sección decimotercera (Q.13) describe la despropagación de los acelerogramas de entrada seleccionados. Las secciones decimocuarta (Q.14) y decimoquinta (Q.15) analizan la obtención del modelo numérico empleado en el cálculo y el procedimiento de diseño, respectivamente. Finalmente, la sección decimosexta (Q.16) proporciona un resumen y algunas conclusiones de las otras secciones.

### Q.1 Introducción

La L2 (Línea 2) del Metro Lima es el mayor proyecto de tren subterráneo en construcción en América Latina. La ciudad de Lima está situada en uno de los ambientes tectónicos más hostiles del mundo, el Cinturón de Fuego del Pacífico, donde ocurren grandes terremotos regularmente. Las condiciones sísmicas son entonces de capital importancia para el proyecto durante el proceso de diseño y construcción.

Las estructuras subterráneas proporcionan la infraestructura necesaria para muchos servicios e instalaciones en las ciudades modernas. En la mayoría de los casos son caros y difíciles de construir. Además, su fallo a menudo puede comprometer otras estructuras sobre el suelo en sus cercanías. Por estas razones deben diseñarse para resistir eventos sísmicos severos si se ubican en ciudades como Lima. Los procesos estocásticos que rigen los eventos sísmicos y el comportamiento dinámico de las estructuras enterradas hacen que su proceso de diseño sea una tarea muy compleja y desafiante que aún no se ha resuelto completamente en la actualidad.

Varios enfoques simplificados se utilizan en la ingeniería práctica para el diseño de estructuras subterráneas. Éstos se pueden dividir en dos grupos principales: métodos basados en la fuerza y basados en la deformación.

Los métodos basados en fuerzas simplifican la acción sísmica como una presión estática en el muro que da como resultado las mismas fuerzas máximas que las alcanzadas durante la excitación sísmica. Se muestran ejemplos de este método en [Mikola et al. 2013] (grupo "Muros de Contención"). Este método supone que el empuje dinámico es una fuerza de inercia aplicada a la estructura. Esta condición se aplica principalmente a muros en voladizo, por lo que es posible que no sea completamente adecuado para el diseño de estructuras subterráneas.





Los métodos basados en desplazamiento simplifican la acción sísmica como la deriva máxima de la estructura enterrada que tendrá lugar durante el sismo. Ejemplos de estos métodos se pueden encontrar en [Wang 1993] (grupo "Túneles y Estructuras Subterráneas"). Este método supone que la acción sísmica solo tiene un efecto de oscilación horizontal (desplazamiento) y, por lo tanto, el diseño basado en el desplazamiento es útil para estructuras con forma de caja, como túneles de corte y cubierta. Sin embargo, el autor afirma que las estructuras subterráneas pueden comportarse de una manera más complicada que no se puede aproximar con suficiente exactitud por este método.

El sistema estructural de la estación Mercado Santa Anita está compuesto por pilotes-columna, que soportan las cargas gravitatorias del techo y las losas, y por muros de contención, que resisten las fuerzas laterales provenientes de los empujes de tierra y la excitación sísmica. Entonces, no cumplen la hipótesis de los métodos basados en desplazamiento.

Se demostró que tanto los métodos basados en fuerza como en desplazamiento predicen pobremente el comportamiento de estructuras enterradas de forma simple, como en [Tsinidis et al. 2015] (grupo "Túneles y Estructuras Subterráneas"). Los autores muestran que se necesita un enfoque más confiable para el diseño sísmico de estructuras subterráneas. También recomiendan el análisis dinámico histórico a tiempo completo como el método más preciso para el diseño sísmico, según los datos de las pruebas de laboratorio.

Este enfoque fue adoptado para el diseño sísmico de la L2 del Metro de Lima. Se aplicaron al proyecto las innovaciones más recientes y de última generación, como se indica en [Carlton et al. 2015] (grupo "Selección de Acelerogramas de Excitación"), y también en cooperación con la Universidad de California en Berkeley. Este enfoque se utilizó con éxito para desarrollar un diseño óptimo, confiable, robusto y seguro, con gran satisfacción tanto para el contratista como para la administración.

## **Q.2 La Estación Mercado Santa Anita**

En las siguientes secciones se describe el diseño sísmico de la Estación Mercado Santa Anita; dicho diseño se realiza de acuerdo con este Manual. Se detallan todas las consideraciones de diseño y se discuten todas las decisiones necesarias con respecto al procedimiento de diseño descrito en este Manual. En esta sección se describen las principales características de la estación.

La Figura Q-1 y la Figura Q-2 presentan vistas en planta de la Línea 2 del Metro de Lima (con indicación de la posición de la estación), y de la Estación Mercado Santa Anita, respectivamente.

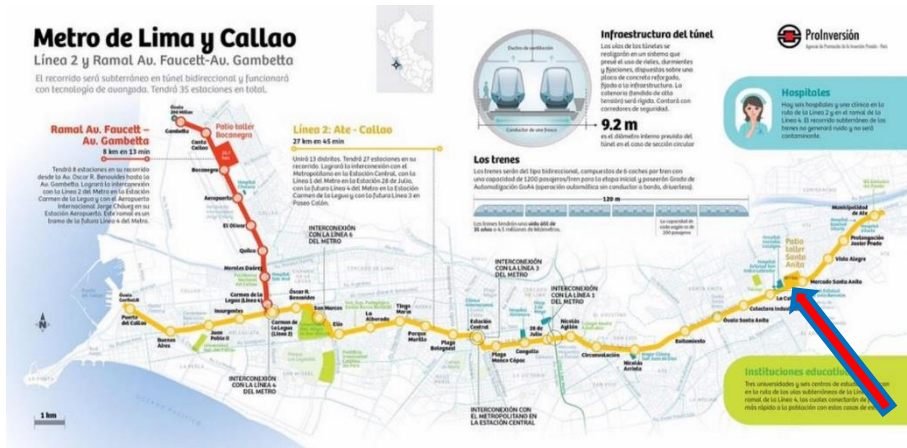


Figura Q-1. Folleto de la Línea 2 del Metro de Lima (tomado de ProlInversión)

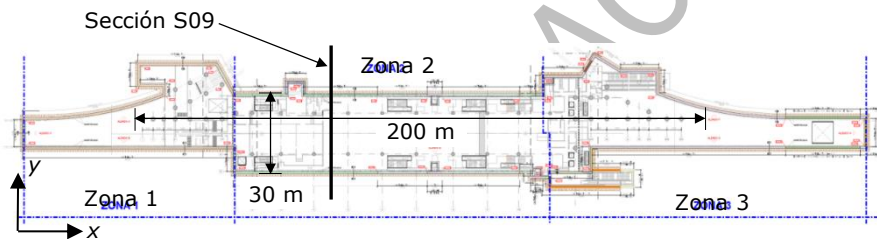


Figura Q-2. Dibujo en planta de la Estación Mercado Santa Anita

La Figura Q-2 muestra que la Estación Mercado Santa Anita está compuesta por tres zonas; las zonas 1 y 3 son segmentos de transición suavizados y la zona 2 es el cuerpo principal de la estación. La parte central (sección transversal bastante uniforme, pozo sostenido por muros de contención) de la Estación Mercado Santa Anita es (aproximadamente) un espacio de  $200\text{ m} \times 30\text{ m}$  (Figura Q-2). En esa parte de la estación, 12 filas transversales de dos pilotes-columnas soportan las losas; estos elementos están espaciados entre 12 y 13 m en sentido longitudinal y 15 m en sentido transversal.

La Figura Q-3 muestra una sección transversal típica de la Estación Mercado Santa Anita; la sección presentada se denomina S09 (Figura Q-2).

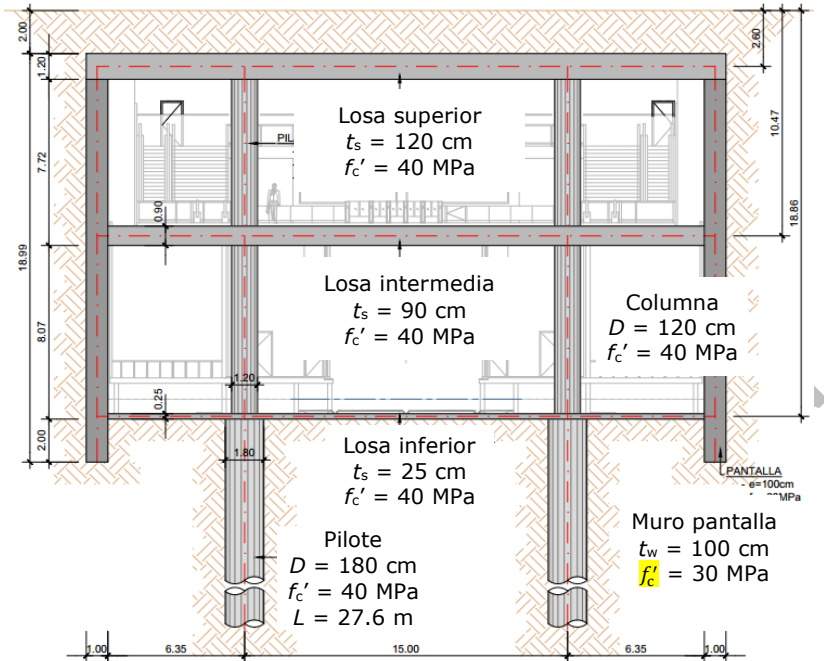


Figura Q-3. Sección Típica de la Estación Mercado Santa Anita

La Figura Q-3 muestra que esta estación tiene dos niveles, el superior es un pasillo y el inferior es la estación que contiene los trenes y las plataformas. Consecuentemente, se diseñaron tres losas, que corresponden al techo, al piso del hall (salón) y al fondo de la estación; tales losas proporcionan resistencia contra las fuerzas horizontales ejercidas por los muros de contención, principalmente provenientes de presiones de tierra y acciones sísmicas. Los espesores de las losas son de 120 cm para el techo, 90 cm para la sala y 25 cm para la losa de fondo. Las columnas y pilotes son de 120 cm y 180 cm de diámetro respectivamente. Los pilotes-columnas soportan la mayor parte de las cargas verticales. Además, los desplazamientos laterales debidos a terremotos impondrán algunas fuerzas adicionales sobre los pilotes-columnas que deben tenerse en cuenta para el diseño.

La estación del Mercado Santa Anita se ejecutó utilizando una estrategia de excavación a cielo abierto y construcción de arriba hacia abajo ("top-down" sección 1.9). Primero se hicieron los muros pantalla y luego se construyeron los pilotes-columnas; los pilotes (segmentos inferiores de los pilotes-columnas) estaban encamisados (revestidos de acero). En segundo lugar, se fundió (hormigonó) la losa del techo, dejando los huecos para escaleras y ascensores; dichos agujeros se utilizaron para continuar la excavación desde la parte superior a la inferior. En tercer lugar, se fundieron las losas intermedia y de fondo. Finalmente, se completó el resto del proceso de construcción. El túnel fue minado; su sección tenía forma de herradura.

Cabe destacar que en la Estación Mercado Santa Anita las conexiones entre los pilotes y las losas se articulan (dado que las losas se construyen más tarde que los pilotes) mediante una especie de llaves de cortante verticales (fabricadas con barras resinasadas de acero); estas articulaciones proporcionan una fuerte flexibilidad lateral a la estación. Esto se ajusta a las recomendaciones del Anexo B, más precisamente, la Figura B-3.e.

### Q.3 Selección de la Importancia Operativa

La Importancia Operativa de la Estación Mercado Santa Anita sería I3, según la subsección 1.3.1: “[...] Se trata del Nivel de Importancia Operativa más alto. Estructuras que forman parte una línea de transporte extremadamente importante, especialmente requerida en caso de acciones sísmicas intensas. Se trata de infraestructuras relevantes urbanas para áreas densamente pobladas, o que constituyan líneas de vida de difícil sustitución tras una sacudida sísmica, como accesos a centros sanitarios o líneas principales de carreteras o ferrocarril. [...]”. Este párrafo describe de manera muy precisa las características de la Estación Mercado Santa Anita. Así, el MTC estableció su Nivel de Importancia Operativa en I3. Esta elección condiciona el diseño de la estructura en cuanto a los Niveles de Acción Sísmica a considerar, los Requisitos de Desempeño y los cálculos a realizar durante el análisis.

### Q.4 Selección de los Niveles de Acción Sísmica a Considerar

Como la Importancia Operativa de la estructura fue establecida por el MTC como equivalente a I3, los siguientes Niveles de Acción Sísmica (sección 1.6) en la Tabla Q-1 deben ser considerados como exigencias mínimas para el diseño, según la subsección 1.6.2 (Tabla 1-5).

Tabla Q-1. Períodos mínimos de retorno (años) y probabilidad de excedencia en 100 años (%) para cada Requisito de Desempeño e Importancia Operativa (Tabla 1-5)

Requisito de Desempeño	Importancia Operativa		
	I1 (Otras Infraestructuras)	I2 (Infraestructuras Esenciales)	I3 (Infraestructuras Críticas)
OI	60 (80%)	110 (60%)	195 (40%)
OR	110 (60%)	195 (40%)	450 (20%)
SA	195 (40%)	450 (20%)	950 (10%)
SC	450 (20%)	950 (10%)	2450 (4%)

Se resalta la última columna de la Tabla Q-1, ya que corresponde a la Importancia Operativa de la Estación Mercado Santa Anita.

A pesar de los períodos de retorno establecidos en la Tabla 1-5, debido a la gran importancia de la Estación Mercado Santa Anita en la operación de la Línea 2 del Metro de Lima, el MTC decidió aumentar los Niveles de Sismicidad para Requisitos de Desempeño para **OI a 450 años** (20% de probabilidad de excedencia en 100 años), por **OR a 950 años** (10% de probabilidad de superación en 100 años) y para **SA a 2450 años** (4% de probabilidad de superación en 100 años). Esto se consideró tanto para los componentes estructurales como para los no estructurales. Este incremento es consistente con lo señalado en la subsección 1.6.2: “... los valores de la Tabla 1-5 son solo mínimos; esto significa que el promotor (propietario o gestor) de la infraestructura puede exigir, si lo desea, un nivel de protección más estricto (es decir, mayores plazos de retorno). No obstante, la relación (jerarquía) entre los plazos mínimos de retorno propuestos no podrá invertirse; por ejemplo, el período de SA no debe exceder el de SC en ningún caso). Por otra parte, cualquier aumento deberá estar bien justificado mediante un estudio técnico, y sólo se permitirá un “turno” (salto) de período; esto último significa que, por ejemplo, partiendo de 450 años sólo es posible pasar a 950, nunca llegar a 2450”.

En resumen, los niveles sísmicos a considerar en el diseño para cada Requisito de Desempeño se seleccionan como se describe en Tabla Q-2.



Tabla Q-2. Períodos mínimos de retorno (años) y probabilidad de excedencia de los Niveles de Acción Sísmica asociados en 100 años (%) para la Estación Mercado Santa Anita

Requisito de Desempeño	I3 (Infraestructuras Críticas)
OI	450 (20%)
OR	950 (10%)
SA	2450 (4%)
SC	2450 (4%)

La Tabla Q-2 muestra que se trabajó con un Período de Retorno de 2450 años para los Requisitos de Desempeño SA y SC; la utilidad e interés de esta verificación doble se discuten en la sección Q.15.

En relación a la **etapa de construcción**, según la sección 1.9, se selecciona un período de retorno de 195 años, ya que la construcción de la estructura se pretendía completar en dos años: “[...] Para procesos de construcción que no superen los 2 años, se debe considerar un Nivel de Acción Sísmica (sección 1.6) con un período de retorno de 195 años [...]”.

### Q.5 Selección de los Niveles de Daño y de los Estados Límite

Según la subsección 1.4.1, el Diseño Basado en el Desempeño se fundamenta en tres conceptos: “[...] Esta filosofía de diseño consiste básicamente en establecer una serie de rendimientos deseados (requeridos, exigidos) de la construcción en función de su Importancia Operativa y de la severidad del Nivel de Acción Sísmica considerada; estos rendimientos se conocen como Requisito de Desempeño. Estos rendimientos se expresan en términos conceptuales, comprensibles para el público no especializado. Cada rendimiento se asocia con un Nivel de Daño; éstos pueden ser o bien estructurales o funcionales. Finalmente, cada Nivel de Daño está asociado a un Estado Límite, que se expresa en términos de parámetros de ingeniería cuantificables [...]”. Luego, los Requisitos de Desempeño deben estar vinculados a un Nivel de Daño, con una descripción cualitativa, y aquéllos a un Estado Límite, con una descripción cuantitativa. El diseño debe realizarse de tal manera que se analicen los diferentes Requisitos de Desempeño, y se verifiquen los Niveles de Daño mediante la comparación de los resultados de los cálculos sísmicos y los Estados Límite. Cabe señalar que los Niveles de Daño y los Estados Límite deben definirse caso por caso. Por lo general, los establece el propietario de la infraestructura que se está diseñando. Para el diseño de la Estación Mercado Santa Anita, los Niveles de Daño y los Estados Límite que fueron fijados por el MTC se muestran a continuación en la Tabla Q-3.

Tabla Q-3. Definición numérica de los Estados Límite para la Estación Mercado Santa Anita

Nivel de Exigencia	Nivel de Daño	Estado Límite
OI-DI-ELSS1	Sin descarrilamiento	Desplazamiento relativo entre carriles inferior a 10 mm
	Sin daño en los elementos no estructurales	Deriva entre losas inferior a 10 mm
OR-DL-ELSS2	Sin daño en los elementos estructurales	Diseño de elementos estructurales con fuerzas sísmicas
SA-DS-ELUS1	Daño reparable en los elementos estructurales	Deformación axial máxima del ( $\epsilon_s$ ) acero inferior al 2%
SC-DG-ELUS2	Sin colapso de la estructura	Capacidad suficiente para pilotes-columnas (desplazamiento entre las losas superior e inferior - Figura Q-3- inferior a 60 mm)

En la Tabla Q-3, la deriva del pilote-columna se define como la diferencia entre el desplazamiento lateral en sus tramos superior e inferior que se encuentran en el interior de la estación (losas de techo y piso, Figura Q-3). Los estados límite últimos (ELUS1 y ELUS2) se establecieron a partir de la identificación de dos grandes mecanismos de colapso: rotura por punzonamiento de las conexiones entre las columnas y las losas (esto puede implicar el despegue total o la rotura por flexión de la losa, Figura Q-3) y fallo por flexión del pilote-columna. El primer mecanismo es frágil, siendo esta una condición poco deseada (subsección 1.4.4); el segundo mecanismo puede ser desencadenado por la deriva antes mencionada, ya que genera momentos flectores elevados y efectos relevantes de segundo orden.

Estas descripciones cualitativas y valores límite son particulares de esta estación. Están relacionados con el sistema estructural y los requisitos operativos de la estructura.

Debe tenerse en cuenta que estos requisitos (Tabla Q-3) fueron establecidos con anterioridad a la promulgación de este Manual; a continuación se presenta una discusión sobre su compatibilidad (con este Manual).

**OI-DI-ELSS1.** Los requisitos se refieren únicamente a daños en los componentes no estructurales, ya que las exigencias estructurales (Estados Límite) no permiten daño alguno. La subsección 1.4.2 establece que Operación Inmediata (OI) corresponde a "El funcionamiento de la instalación no se interrumpe en absoluto", la subsección 1.4.3 establece que Daño Insignificante (DI) corresponde a "los componentes no estructurales tienen daños muy leves, que no dan sensación de peligro y no interrumpen en absoluto su funcionamiento", y, finalmente, la subsección 1.4.4 establece que ELSS1 corresponde a "Daño muy leve" (Tabla 1-2). Obviamente, el primer requisito establecido (Sin descarrilamiento, Tabla Q-3) es de alguna manera coherente con los de este Manual; sin embargo, podría considerarse demasiado laxo (poco conservador), dado que la definición de Daño Limitado (DL) en la subsección 1.4.3 contiene la condición "... se evitará su descarrilamiento". En otras palabras, este Manual prescribe que se debe exigir "No descarrilamiento" para un Nivel de Acción Sísmica superior. En cuanto a los requisitos de la Tabla Q-3 para los demás

elementos no estructurales (sin daño y desplazamiento entre losas inferior a 10 mm), no se ajustan completamente a las prescripciones de este Manual. La condición "sin daño" puede considerarse ampliamente coincidente con la frase "*los componentes no estructurales tienen solo daño leve, lo que no da una gran sensación de peligro*" (corresponde a DL, subsección 1.4.3); sin embargo, el cumplimiento de la condición de deriva estructural no discrimina entre elementos dúctiles y frágiles, y se refiere únicamente a elementos sensibles a la deriva, no a los sensibles a la aceleración (Capítulo 7).

**OR-DL-ELSS2.** Este Nivel de Exigencia (como los dos siguientes) se refiere únicamente a elementos estructurales; La Tabla Q-3 requiere que no haya daños en éstos. Obviamente, esta condición es más bien equivalente al comportamiento estructural lineal; la comparación con la Tabla 1-2 muestra un ajuste total.

**SA-DS-ELUS1.** La Tabla Q-3 requiere daño reparable en los elementos estructurales y deformación axial máxima del acero ( $\epsilon_s$ ) menor al 2%; ambas exigencias coinciden con las de este Manual. En cuanto a la reparabilidad estructural, esta debe entenderse como fácilmente reparable; La subsección 1.4.2 establece que Seguridad Absoluta (SA) significa que "*La construcción sufre daños significativos, pero permanece segura*". El daño es relativamente fácil de reparar". Con respecto al requisito sobre la deformación del acero, se ajusta exactamente a la Tabla 1-3. Sin embargo, a diferencia de la Tabla 1-3, no se proporciona ninguna indicación sobre la deformación del hormigón.

**SC-DG-ELUS2.** El primer requisito de la Tabla Q-3 (Sin colapso de la estructura) es bastante coincidente con este Manual: la subsección 1.4.3 establece que Daño Generalizado (DG) significa que "*La estructura tiene daño grave pero aún mantiene cierta capacidad resistente, sin un serio peligro de derrumbe*". El segundo requisito de la Tabla Q-3 (Capacidad suficiente para pilotes, deriva de pilotes inferior a 60 mm) se ha discutido anteriormente.

## Q.6 Selección de las Combinaciones de las Acciones

Según la sección 1.8, deben considerarse las siguientes combinaciones de acciones para diseño sísmico (ecuación Q-1, tercera expresión en la ecuación 1-4):

$$Q = 1,25 DC + 1,50 DW + 1,35 (EH + ES + EV) + 0,5 (LL + LS + PL) + WA + EQ \quad Q-1$$

Estos coeficientes toman los valores destacados en la Tabla Q-4 (Tabla 1-9).

Tabla Q-4. Coeficientes de seguridad para cada combinación de carga (de las Tablas 3.4-1 y 3.4-2 de [LRFD 2017]) (Tabla 1-9)

Acciones		Combinación Sísmica
Permanente	DC	1,25 – 0,90
	DW	1,50 – 0,65
	EH	1,35 – 0,75
	ES	1,35 – 0,75
	EV	1,35 – 0,75
Variable	LL	0,5
	LS	0,5
	PL	0,5
Agua Construcción Sísmica	WA	1
	CS	–
	EQ	1

Esta combinación de acciones debe tomarse para la verificación local (seccional) de todos los elementos estructurales. Si una determinada sección estructural supera esta verificación, se considera que es suficientemente sismorresistente. Todas las acciones excepto el terremoto (EQ) se pueden calcular a partir de un análisis estático

de la estructura. Esto significa que, cuando se realiza el diseño sísmico, la estructura debe definirse a un nivel de detalle que permita el cálculo de su respuesta las acciones permanentes y variables.

## Q.7 Evaluación del Peligro Sísmico

El MTC proporcionó un análisis de peligro sísmico probabilístico completo (PSHA, subsección 2.3.4 y Anexo E) como base para el Diseño Sísmico de la Línea 2 del Metro de Lima. Este procedimiento es muy común en la práctica de la ingeniería para proyectos de infraestructura tan grandes y críticos. PSHA es el método más apropiado para determinar los diferentes escenarios para el diseño sísmico [Baker 2008] (grupo "Análisis Probabilístico de Peligro Sísmico"). El PSHA permite al diseñador cuantificar todas las incertidumbres inherentes al proceso de determinación de escenarios de diseño sísmico a través de la definición de las diferentes variables estocásticas involucradas. Las principales variables que se han utilizado para determinar el nivel de excitación sísmica son la magnitud del momento  $M_w$ , la distancia a la ruptura de la falla  $R$ , y la media armónica ponderada de la velocidad de la onda de corte de los 30 m superiores del suelo  $v_{s,30}$ . El mecanismo de falla no es propiamente una variable, pero está representado por un parámetro cuantificado. Se estudió la sismicidad del sitio histórico de Lima para determinar una ley de Gutenberg-Richter [Baker 2008]. Se calculó  $M_w$  para los cuatro Niveles de Acción Sísmica (Tabla Q-1) a través del PSHA antes mencionado. Se supuso que  $R$  era igual a la distancia a la falla activa más cercana para todos los casos (debido a la falta de más información); esta distancia se estimó como de unos 40 km. El tipo de ruptura de falla se eligió como intraplaca de subducción debido al entorno tectónico local. La velocidad  $v_{s,30}$  se determinó a partir de las pruebas de velocidad de ondas de corte *in situ* realizadas en el área de la estación. Se obtuvo un valor de 550 m/s.

Se obtuvieron espectros de respuesta objetivo para cada escenario a través de las ecuaciones habituales de predicción del movimiento del suelo (GMPE), como en [Carlton et al. 2015] (grupo "Selección de Acelerogramas de Excitación"), con factores de peso unitarios para las GMPE aplicables. Se utilizó la media más la mitad de la desviación estándar para el cálculo de los espectros de respuesta objetivo, por motivos de seguridad. Esos espectros de respuesta son la demanda sísmica esperada en superficie, en términos de aceleraciones, que el sismo asociado a cada Nivel de Acción Sísmica inducirá al sistema suelo-estructura. Estos espectros fueron las acciones sísmicas de diseño utilizadas para el diseño.

## Q.8 Selección del Método de Análisis

El Método de Análisis de la estructura depende de su Importancia Operativa y del Nivel de Sismicidad que se espera en el sitio, según la subsección 6.5.6 (Tabla 6-2). La Tabla Q-5 muestra la Tabla 6-2 en la que se ha destacado el Método de Análisis seleccionado para la Estación Mercado Santa Anita.



Tabla Q-5. Métodos de diseño mínimos exigidos para estructuras y terrenos con configuración regular (Tabla 6-2)

Importancia Operativa	PGA (g)				
	< 0,05	0,05-0,20	0,20-0,30	0,30-0,40	> 0,40
<b>I1</b>	Básico	Básico	Básico	Pseudo-estático	Dinámico simplificado
<b>I2</b>	Básico	Básico	Pseudo-estático	Dinámico simplificado	Dinámico general
<b>I3</b>	Básico	Pseudo-estático	Dinámico simplificado	Dinámico general	<b>Dinámico general</b>

Para la Estación del Mercado Santa Anita, la Importancia Operativa es I3, y la PGA es mayor que 0,4 g. En este caso, se debe usar el Método Dinámico General. Esto requiere llevar a cabo análisis no lineales para PGA altas son de esperar grandes deformaciones, según la subsección 6.5.4: “[...] Los análisis pueden ser lineales o no lineales, según la severidad del sismo de diseño sobre el perfil de terreno. Los análisis lineales se consideran adecuados si la deformación a corte que sufre el terreno por efecto del sismo es pequeña, mientras que para grandes deformaciones se debe recurrir a modelos no-lineales que capturen de manera más precisa el comportamiento del terreno sometido a fuertes acciones cíclicas. En general, se presume que esta formulación será usada preferentemente en situaciones en que se requieran análisis no lineales [...]”. Esta elección se resume en la Tabla Q-6.

Tabla Q-6. Métodos de diseño mínimos exigidos para estructuras y terrenos con configuración regular (Tabla 6-2)

Importancia Operativa (sección)	PGA (g)				
	< 0,05	0,05-0,20	0,20-0,30	0,30-0,40	> 0,40
<b>I3</b>	Básico	Pseudo-estático	Dinámico simplificado	Dinámico general	<b>Dinámico general</b>

Los cálculos generales dinámicos se implementaron en el software comercial de elementos finitos PLAXIS2D [Brinkgreve et al. 2000] (grupo “Comportamiento No lineal del Suelo”). Los cálculos generales dinámicos necesitan que la serie de tiempo de aceleración se ingrese en la base del modelo. Dado que los acelerogramas espectralmente emparejados se dan en la superficie, estos deben transferirse a la base del modelo numérico mediante un proceso de deconvolución, según la sección 2.5: “[...] La acción sísmica en las capas inferiores del terreno deberá ser obtenida, a partir de la acción en la superficie, mediante técnicas de despropagación numérica [...]”. El software DEEPSOIL [Hashash et al. 2016] (grupo “Propagación y Despropagación de Ondas”) se utilizó para este propósito. La selección de herramientas computacionales numéricas para realizar los análisis es relevante ya que los parámetros geotécnicos deben ser computados de tal forma que puedan ser ingresados en el software.

## Q.9 Determinación de Expresiones Particulares de la Acción Sísmica para Análisis Dinámicos

Como es preciso realizar cálculos dinámicos generales para el diseño sísmico de la Estación Mercado Santa Anita, se deben obtener algunos acelerogramas a partir de los resultados del análisis de peligro sísmico. Para análisis dinámicos generales, los registros de aceleración de terremotos severos en áreas sísmicamente similares deben usarse para obtener series de tiempo de aceleración espectralmente coincidentes para el diseño sísmico, según la sección 2.4: “[...] La generación de acelerogramas de diseño se debe basar preferentemente en acelerogramas severos

(no pequeños) registrados ya sea en el área bajo consideración o en otras áreas (ya sea en el Perú o en otros lugares) con características sismotectónicas similares (magnitud de momento, mecanismo de falla, distancia de ruptura, profundidad hipocentral, longitud de ruptura, rigidez del suelo); dichas áreas alternativas se identificarán mediante técnicas adecuadas de desagregación sísmica [...]”. Los registros de aceleración de eventos sísmicos severos que fueron seleccionados para el diseño de la Estación Mercado Santa Anita fueron:

- Terremoto de Maule (Chile, 2011) registrado en Puente Alto.
- Terremoto de Iquique (Chile, 2014) registrado en Puente Alto.
- Terremoto del Sur del Perú (Perú, 2001) registrado en Moquegua.

Estos registros se compararon (ajustaron) con el espectro de cada uno de los cuatro Niveles de Acción Sísmica (Tabla Q-1) a través del procedimiento de coincidencia espectral de [Alatik, Abrahamson 2010] (grupo “Selección de Acelerogramas de Excitación”). Los movimientos del suelo espectralmente coincidentes (acelerogramas) se utilizaron para el diseño sísmico de la Estación Mercado Santa Anita.

La Figura Q-4 presenta los espectros de movimiento del suelo (Figura Q-4.a) y los movimientos del suelo (series de tiempo de aceleración, Figura Q-4.b) inicial (semilla) y final (espectralmente coincidente) para el registro del terremoto del Maule (sección Q.9). El periodo de retorno es de 950 años, correspondiente a OR (Tabla Q-2).

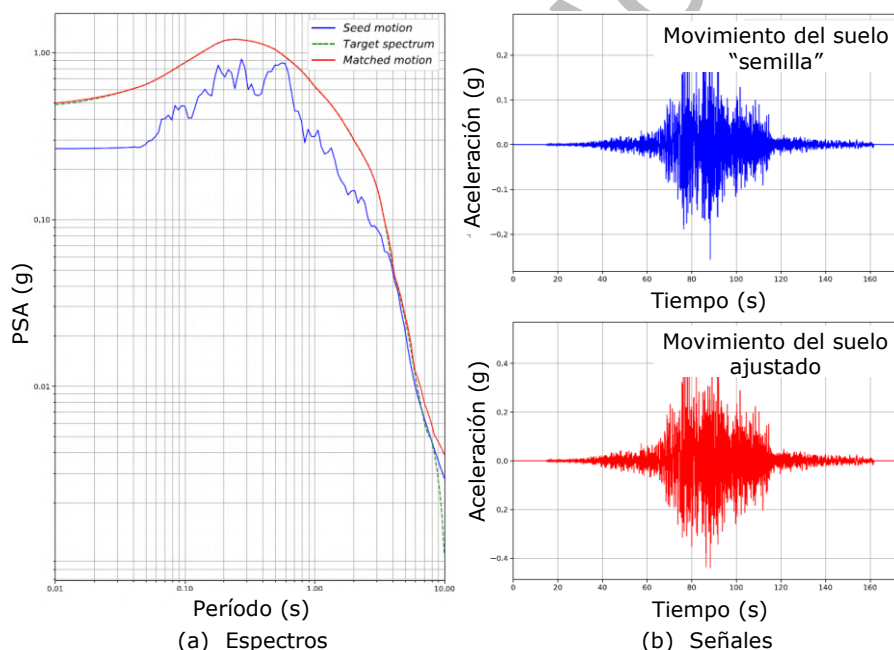


Figura Q-4. Movimiento del terreno ajustado espectralmente a partir del registro sísmico de Maule (sección Q.9). Período de retorno 950 años (OR, Tabla Q-2)

Para reducir el esfuerzo computacional, se desarrolló específicamente un procedimiento de recorte y filtrado para este proyecto. El movimiento se recortó a su duración eficaz [Trifunac 1975], que es el tiempo comprendido entre aquel en el que se alcanza el 5% y el 95% de la intensidad de Arias [Arias 1970]. Luego, se aplicó un filtro Butterworth recursivo de paso alto [Butterworth 1930; Boore 2005] con una frecuencia de esquina de 0,1 Hz para corregir la línea base del movimiento recortado

[Chiu 1997; Boore et al. 2005]. Estas referencias corresponden al grupo "Análisis y Tratamiento de Señales".

La Figura Q-5 presenta, para el registro del terremoto del Maule (sección Q.9), las señales recortadas de aceleración y desplazamiento; La Figura Q-5.a, la Figura Q-5.b, la Figura Q-5.c y la Figura Q-5.d muestran el historial temporal de la intensidad de Arias, la aceleración espectral máxima (espectro de aceleración individual), la historia temporal de la aceleración y la del desplazamiento, respectivamente. Al igual que la Figura Q-4, el período de retorno es de 950 años, correspondiente a OR (Tabla Q-2).

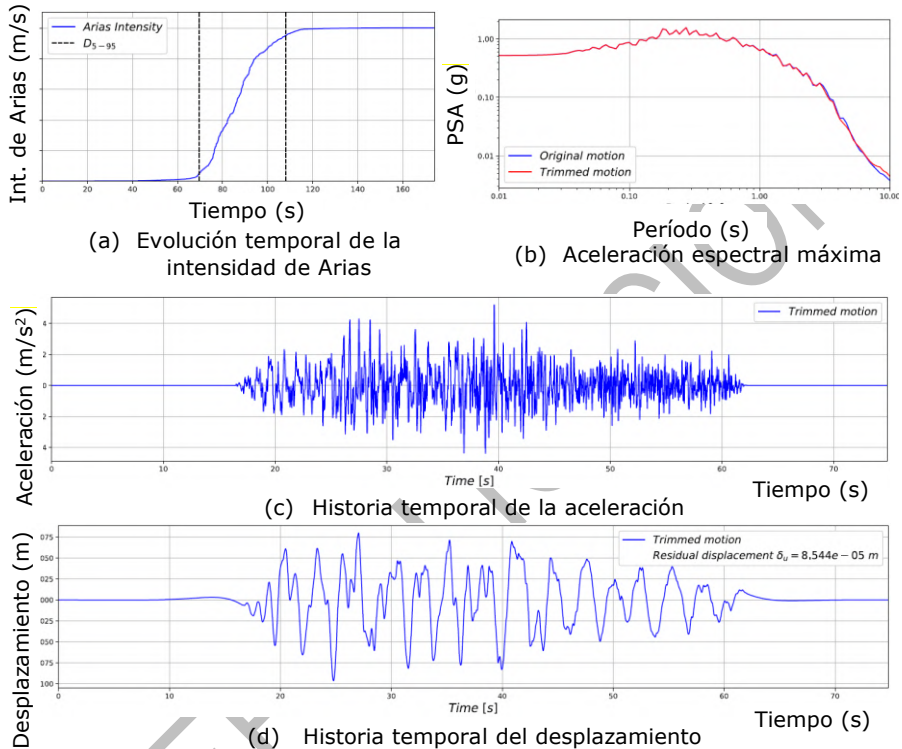


Figura Q-5. Movimiento de suelo recortado ajustado espectralmente a partir del registro sísmico de Maule (sección Q.9). Período de retorno 950 años (OR, Tabla Q-2)

## Q.10 Investigación Geotécnica de Campo

Según la subsección 4.5.5, los ensayos de campo recomendados para la obtención de la información geotécnica se muestran en la Tabla Q-7 (Tabla 4-3).

**Tabla Q-7. Ensayos de campo (Tabla 4-3)**

<b>Clasificación general</b>	<b>Descripción del ensayo</b>	<b>Objetivos</b>	<b>Parámetros determinados</b>	<b>Normas</b>
Caracterización de estratos y de agua en el terreno	Sondeos. Instalación de piezómetros. Medidas de resistividad eléctrica. Geo-radar	Clasificación del suelo	Clasificación del suelo y estratificación. Extracción de muestras inalteradas. Nivel freático (fluctuaciones, estimación de tensiones eficaces)	JGS 1311 JGS 1312 JGS 1221 JGS1224 JGS 1231 MTC E 101, 102, 104, 120, 130
Ensayos dinámicos a deformaciones muy pequeñas	Técnicas geofísicas (velocidad de onda elástica): "cross-hole", "down-hole", "up-hole", refracción, MASW	Perfiles de velocidad de onda en el suelo	Velocidad de ondas de corte. Velocidad de ondas de compresión. Módulo de corte a pequeñas deformaciones. Ondas de Rayleigh	JGS 1122 ASTM D6820, D6429, D6727M D6639, D5777, D5753, D6726, D7128, D6430
Ensayos estáticos y dinámicos a deformaciones intermedias	Ensayo de penetración standard. Ensayo de presurómetro. Ensayo de penetración de cono sísmico. Ensayo de penetración de cono estáticos con presión de poros de agua. Field vane test. Ensayo de placa de carga (estáticos y dinámicos)	Estimación indirecta de propiedades mecánicas, velocidad de ondas de corte y resistencia a licuación	Parámetros cíclicos de resistencia al cizallamiento y rigidez sin drenaje. Evaluación indirecta de la susceptibilidad a la licuación. Relación fuerza-asentamiento. Acumulación de desplazamientos y degradación de los parámetros de resistencia con carga repetida	JIS A 1219 ASTM D1586M ASTM D5778 ASTM D1196M MTC E 119

Se muestran en la Tabla Q-8 las pruebas de campo realizadas en el lugar de la Estación Mercado Santa Anita.

**Tabla Q-8. Ensayos de campo llevados a cabo en la Estación Mercado Santa Anita**

<b>Clasificación general</b>	<b>Descripción del ensayo</b>
Caracterización de los estratos y del agua del suelo	Exploración mediante sondeos (3) Instalación de piezómetro (3) Medidas de resistividad eléctrica (2)
Ensayos dinámicos a deformaciones muy pequeñas	Down-hole (1) MASW (2)
Ensayos a deformaciones intermedias (estáticos y dinámicos)	Ensayo de penetración normalizado (3) Ensayo de presiómetro (3)

Con estas pruebas, se pudo identificar el perfil estratigráfico, se determinó la profundidad del nivel freático, se midió la velocidad de la onda de corte, se pudo calcular la rigidez de corte en pequeñas deformaciones y la clase de suelo sísmico, y se obtuvo la rigidez (para grandes deformaciones) de las diferentes capas de suelo. Además, se encontró que el potencial de licuación era insignificante.

### **Q.11 Investigación Geotécnica de Laboratorio**

Según la subsección 4.6.3, en la Tabla Q-9 se destacan las pruebas de laboratorio de la Tabla 4-4 que son aplicables a la estación Mercado Santa Anita.

**Tabla Q-9. Ensayos de Laboratorio (Tabla 4-4)**

<b>Clasificación general</b>	<b>Descripción del ensayo</b>	<b>Objetivos</b>	<b>Parámetros determinados</b>	<b>Normas</b>
Clasificación del suelo		Clasificación del suelo	Distribución de tamaño de partículas. Límites de consistencia. Contenido de agua. Gravedad específica de sólidos. Densidad aparente. Densidad relativa (suelo granular). Permeabilidad	JIS A 1204 JGS 0191 ASTM D6913M, D7928, D4318, D854, D2216, D7263, D2434, D5084 MTC E 106, 107, 108, 109, 110, 111, 113
Ensayos a deformaciones muy pequeñas	Columna resonante (torsor dinámico y base fija). Ensayos de propagación de ondas ("bender elements")	Parámetros para análisis dinámico	Cambios del módulo de corte con la amplitud de deformación y el estado de tensión. Relación del factor de amortiguamiento con la amplitud de deformación y el estado de tensión	ASTM D4015 ASTM WK60969
Ensayos estáticos a deformaciones intermedias y en rotura	Compresión triaxial drenada. Compresión sin confinar	Parámetros para análisis dinámico	Cambio de volumen y propiedades de cedencia. Resistencia al corte drenada (ángulo de fricción, cohesión) Resistencia al corte no drenada (resistencia a la compresión no confinada). Efectos de velocidad rápida de carga	JGS Q520 JGS 0524 JIS A 1216 ASTM D2166 ASTM D2850 ASTM D4767 ASTM D7181 MTC E 121, 122, 123, 131, 135
Ensayos dinámicos a deformaciones intermedias y en rotura	Ensayo cíclico triaxial sin drenar. Ensayo cíclico a corte simple sin drenar. Ensayo cíclico torsional sin drenar. Ensayo cíclico triaxial con drenaje. Ensayo cíclico a corte simple con drenaje. Ensayo cíclico torsional con drenaje	Análisis de la licuación del suelo. Parámetros para análisis dinámico. Parámetros para análisis dinámico	Acumulación de presión de poro. Resistencia al corte cíclica sin drenaje. Evaluación de licuación (suelos granulares sueltos). Propiedades de deformación durante la disipación de agua en los poros	JGS 0541 ASTM D5311 ASTM D6528  JGS 0542 JGS 0543

Los ensayos de Laboratorio llevados a cabo se describen en la Tabla Q-10.

**Tabla Q-10. Ensayos de Laboratorio llevados a cabo en la Estación Mercado Santa Anita**

<b>Clasificación general</b>	<b>Objetivos</b>	<b>Parámetros determinados</b>
Clasificación del suelo	Establecimiento de la clasificación del suelo	Distribución del tamaño de partícula  Densidad global  Densidad relativa (suelo granular) Permeabilidad

Debido al gran tamaño de las partículas de los suelos de Lima, la mayoría de las pruebas de laboratorio no se pudieron realizar siguiendo sus procedimientos estándar. Se sustituyeron por un ensayo de corte directo *in situ*. Se utilizaron pruebas de laboratorio para la caracterización de las propiedades índice de los suelos: densidad, contenido de agua, permeabilidad, granulometría, etc.

## Q.12 Resumen de los Datos de la Investigación Geotécnica

Con las pruebas antes mencionadas se realizó la caracterización geotécnica del Mercado Santa Anita. La obtención de los parámetros geotécnicos se hizo de tal manera que los datos pudieran ser ingresados en modelos DEEPSOIL y PLAXIS2D,

(los programas que se utilizaron para la deconvolución y los cálculos dinámicos generales).

Lima está fundada sobre un depósito de grava muy grueso que se formó por las crecidas del río Rímac. Se desconocía la profundidad de la roca para el sitio del Mercado Santa Anita, ya que no se encontró lecho (sustrato) rocoso ingenieril en ninguno de los sondeos ni en las pruebas de velocidad de onda de corte. Tampoco se encontró capa freática en la zona para una profundidad superior a los 60 m. Este suelo es muy rígido y fuerte, y puede soportar pendientes de hasta 82°. El suelo se clasificó como **GP** (Figura Q-6) de grava mal graduada. El coeficiente de uniformidad medio ( $U_c$ ) se calculó como 166, con un tamaño medio de grano de 30 mm. Se encontraron grandes cantos rodados en las muestras. Se observó bajo contenido de finos con baja plasticidad. El peso unitario osciló entre 20 kN/m<sup>3</sup> y 22 kN/m<sup>3</sup>. Sobre el depósito de grava se encontró un relleno antrópico **R** de baja resistencia y rigidez. Se alcanzaron varias capas de arena limosa **SM** (Figura Q-6) con perforaciones (intercaladas entre capas de grava). Esas capas SM son más débiles que los depósitos de grava.

Se decidió dividir el depósito de grava en tres capas. Corresponden al diferente grado de compacidad, que afecta la velocidad de la onda de corte. Luego, se diferenciaron **GP-Ss**, **GP-Sm** y **GP-Sf** (Figura Q-6) para gravas con  $v_s < 400$  m/s,  $v_s < 600$  m/s y  $v_s > 600$  m/s, respectivamente.

Los parámetros de resistencia al corte para la cohesión  $c$  y el ángulo de fricción  $\phi'$  de los diferentes suelos se obtuvieron a partir de ensayos de laboratorio y de ensayos de corte directo a gran escala *in situ*. Se dieron diferentes parámetros de resistencia al corte a R, GP-Ss, GP-Sm, GP-Sf y SM. La resistencia a la tracción se tomó como  $\sigma_t = c / \tan \phi'$ . El límite de dilatancia se tuvo en cuenta eligiendo un parámetro  $\delta = 0,09$  para suelos con ángulo de dilatancia positivo, según lo recomendado por [Brinkgreve et al. 2016] (grupo "Comportamiento No Lineal del Suelo").

Se seleccionó el modelo de endurecimiento del suelo con rigidez de pequeñas deformaciones (HSsmall, PLAXIS) como modelo constitutivo para simular el comportamiento del suelo. Esto se hizo porque HSsmall puede predecir con precisión tanto el comportamiento estático como dinámico de los suelos, y también la amortiguación histerética (sección K.3) que desencadenan los ciclos de deformación grande. HSsmall relaciona la rigidez al corte con la presión de confinamiento menor  $\sigma_3$  y los parámetros plásticos  $c$  y  $\phi'$  mediante la expresión (ecuación Q-2):

$$G_0 = G_0^{\text{ref}} \left( \frac{\sigma_3' \sin \phi' + c \cos \phi'}{100 \sin \phi' + c \cos \phi'} \right)^m \quad \text{Q-2}$$

Los parámetros de rigidez se basaron en los resultados de las pruebas de velocidad de onda de corte y en datos bibliográficos. El módulo de corte de pequeña deformación se calculó directamente a partir de la velocidad de la onda de corte  $v_s$ . Se codificó un procedimiento de optimización para determinar los parámetros  $G_0^{\text{ref}}$  y  $m$  para cada capa que proporcionaron el mejor ajuste a la media de las velocidades  $v_s$  medidas en campo para cada profundidad.

La Figura Q-6 presenta el ajuste del perfil de velocidad de la onda de corte en los primeros 60 m. El proceso de emparejamiento consistió en calcular el promedio geométrico de las medidas correspondientes a la misma profundidad y generar una curva de ajuste adecuada para PLAXIS. La media geométrica se ha seleccionado por ser poco sensible a los valores atípicos ("outliers").

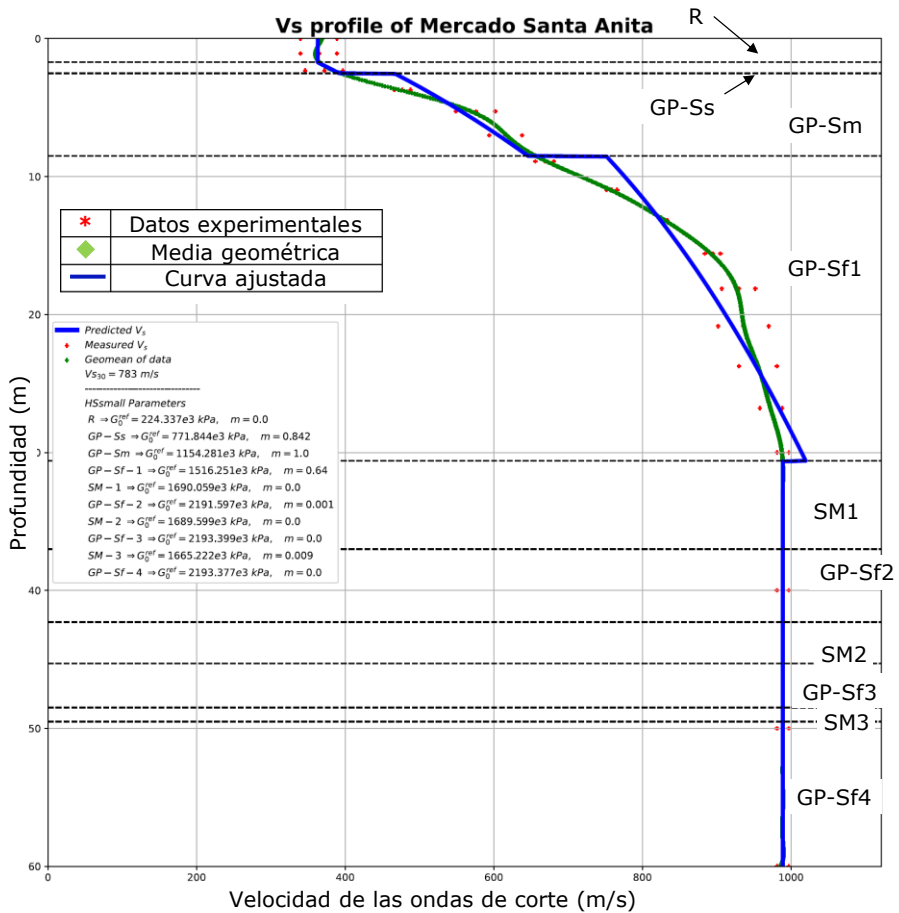
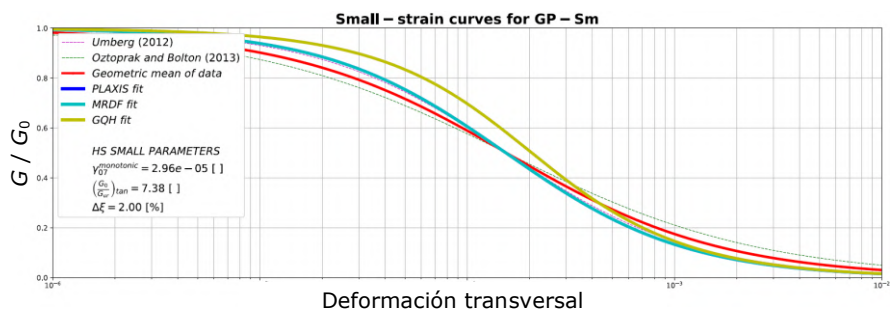


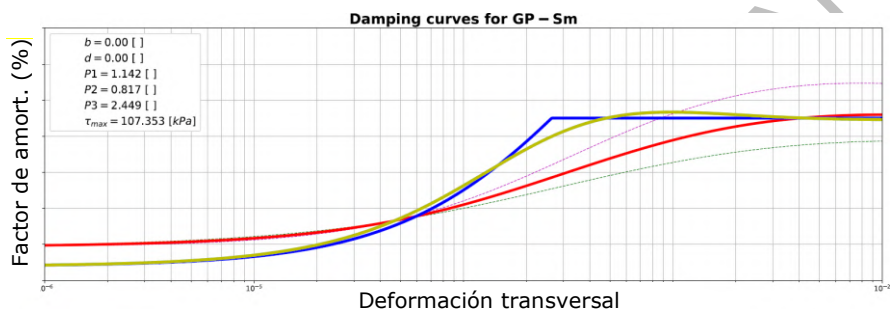
Figura Q-6. Ajuste del perfil de la velocidad de onda de corte

La Figura Q-6 muestra que la elección de 900 m/s como la velocidad de la onda de corte para definir el lecho rocoso ingenieril (sección 2.2) es completamente apropiada para el tipo de suelo en la Estación Mercado Santa Anita; ese nivel es razonablemente poco profundo (aproximadamente 25 m) y corresponde a una situación suficientemente estable (sin grandes cambios debajo de él).

La Figura Q-7 ilustra el ajuste de las curvas de reducción de rigidez y aumento de amortiguamiento de la capa GP-Sm (Figura Q-6).



(a) Curvas para pequeñas deformaciones para la capa GP-Sm (sección Q.12, Figura Q-6)



(b) Curvas de amortiguamiento para la capa GP-Sm (sección Q.12, Figura Q-6)

Figura Q-7. Curvas de ajuste de amortiguación y reducción de rigidez de GP-Sm

PLAXIS implementa las curvas de degradación de la rigidez siguiendo la formulación de [Brinkgreve et al. 2016] (grupo "Comportamiento No lineal del Suelo"). Las curvas de degradación de la rigidez para las diferentes capas se calcularon para ajustarse mejor a la media de [Oztoprak, Bolton 2013; Umberg 2012] (grupo "Comportamiento No lineal del Suelo") utilizando la formulación implementada en PLAXIS. Se codificó un procedimiento de optimización para obtener el parámetro  $\gamma_{0,7}$ , así como el valor del amortiguamiento a pequeñas deformaciones del suelo para cada capa de suelo.  $U_c$  se limitó a ser igual a 100, ya que los autores de las formulaciones utilizadas no recomiendan utilizar valores más altos debido a las limitaciones de la base de datos.

El amortiguamiento en pequeñas deformaciones se introdujo como un amortiguamiento de Rayleigh (sección K.3). El valor del amortiguamiento provino del proceso de ajuste, y el rango de períodos fue elegido como  $0,2 T_s - 2 T_s$ , donde  $T_s$  es el período natural del depósito del suelo, de acuerdo con [Carlton et al. 2015] (grupo "Selección de Acelerogramas de Excitación"). Para el Mercado Santa Anita se encontró que  $T_s = 0,4$  s.

La Tabla Q-11 y la Tabla Q-12 presentan parámetros de estado, resistencia, amortiguamiento y rigidez del suelo utilizados para el análisis en PLAXIS.



**Tabla Q-11. Parámetros de estado, resistencia y amortiguamiento a pequeñas deformaciones de suelos utilizados para el análisis en PLAXIS**

Capa	Sup. (m)	Inf. (m)	$\gamma$	$e$	$e_{min}$	$e_{max}$	$\alpha$	$\beta$	$c$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$\psi$ (°)
R	0	1,7	16,7	0,56	0,25	0,75	0,4571	3,92E-04	1	28	0
GP-Ss	1,7	2,5	20	0,19	0,15	0,25	1,1468	9,83E-04	15	34	2
GP-Sm	2,5	8,5	21	0,19	0,15	0,25	1,1468	9,83E-04	27,5	36,5	4,5
GP-Sf1	8,5	30,6	22	0,19	0,15	0,25	1,1075	9,49E-04	40	39	7
SM1	30,6	37	16,95	0,56	0,25	0,75	0,2041	1,75E-04	5	30	0
GP-Sf2	37	42,3	22	0,19	0,15	0,25	0,9745	8,35E-04	40	39	7
SM2	42,3	45,3	16,95	0,56	0,25	0,75	0,1946	1,67E-04	5	30	0
GP-Sf3	45,3	48,5	22	0,19	0,15	0,25	0,9446	8,10E-04	40	39	7
SM3	48,5	49,5	16,95	0,56	0,25	0,75	0,1906	1,63E-04	5	30	0
GP-Sf4	49,5	60	22	0,19	0,15	0,25	0,9168	7,86E-04	40	39	7

En la Tabla Q-11,  $z$  se refiere a los niveles superior e inferior de la estación,  $\gamma$  es el peso unitario del suelo,  $e$ ,  $e_{max}$  y  $e_{min}$  son la relación de vacíos *in situ* del suelo granular, la relación de vacíos del suelo en el estado más suelto, y el valor correspondiente en el estado más denso, respectivamente. Los coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$  se refieren a los dos primeros términos de la expresión de amortiguamiento de Rayleigh (ecuación K-4,  $\alpha = a_0$ ,  $\beta = a_1$ ). Finalmente,  $c'$  es la cohesión del suelo, y  $\phi'$  y  $\psi$  son los ángulos de fricción y dilatancia del suelo (drenado), respectivamente.

**Tabla Q-12. Parámetros de rigidez del suelo utilizados para el análisis en PLAXIS**

Capa	Sup. (m)	Inf. (m)	$E_{50}^{ref}$ (kPa)	$E_{oed}^{ref}$ (kPa)	$E_{ur}^{ref}$ (kPa)	$m$	$\gamma_{0,7}$	$G_0^{ref}$ (kPa)
R	0	1,7	30283	30283	90848	0,74	2,59E-05	227120
GP-Ss	1,7	2,5	134413	134413	403240	0,83	2,45E-05	1008100
GP-Sm	2,5	8,5	163840	163840	491520	1,00	2,96E-05	1228800
GP-Sf1	8,5	30,6	209920	209920	629760	0,74	4,00E-05	1574400
SM1	30,6	37	437427	437427	1312280	0,37	1,73E-04	3280700
GP-Sf2	37	42,3	288933	288933	866800	0,00	4,87E-05	2167000
SM2	42,3	45,3	436533	436533	1309600	0,78	2,00E-04	3274000
GP-Sf3	45,3	48,5	307933	307933	923800	0,08	5,19E-05	2309500
SM3	48,5	49,5	370707	370707	1112120	0,93	2,13E-04	2780300
GP-Sf4	49,5	60	177480	177480	532440	0,44	5,50E-05	1331100

En la Tabla Q-12,  $E_{50}^{ref}$  es el valor de referencia del módulo de deformación desviador del suelo a la mitad de la resistencia de este (presión de confinamiento  $\sigma'_3 = 100$  kPa),  $E_{oed}^{ref}$  es el módulo de deformación (edométrico) del suelo a la mitad de la resistencia del suelo ( $\sigma'_1 = 100$  kPa),  $E_{ur}^{ref}$  es el módulo de deformación desviador del suelo a la mitad de la resistencia del suelo para las ramas de carga-recarga (presión de confinamiento  $\sigma'_3 = 100$  kPa),  $m$  es el exponente en la ecuación Q-2, y  $\gamma_{0,7}$  es la deformación cortante de referencia correspondiente al 70% del módulo de cortante inicial  $G_0$ . Finalmente,  $G_0^{ref}$  es la rigidez a cortante de referencia para  $\sigma'_3 = 100$  kPa (ecuación Q-2).

### Q.13 Despropagación de las Series Temporales de Aceleración Ajustadas Espectralmente

Los movimientos de tierra de entrada (excitación) se obtuvieron mediante el proceso de despropagación. Se realizó un análisis de equivalente lineal a través del software de propagación de ondas DeepSoil [Hashash et al. 2016] (grupo "Propagación y Despropagación de Ondas"), dado el perfil del sitio y un movimiento de suelo superficial, para obtener la excitación sísmica en la base del modelo, llamados movimientos de suelo despropagados.

En el software se utilizaron parámetros MRDF [Phillips, Hashash 2009] (grupo "Comportamiento No lineal del Suelo") ajustados para las diferentes capas de suelo. Se asumió un movimiento interno ("within") [Kramer 1996; Kottke, Rathje 2008; Chiaradonna 2022] (referencias en los grupos "Muros de Contención" y "Análisis de Respuesta del Sitio") para la despropagación. Por lo tanto, los movimientos del suelo deconvolucionados son aquellos que se propagarán desde la parte inferior del modelo hasta la parte superior, lo que dará como resultado un movimiento del suelo espectralmente coincidente (para cada Nivel de Acción Sísmica).

## Q.14 Elaboración del Modelo de Cálculo

Para cálculos dinámicos generales, la respuesta sísmica tanto de la estructura como del suelo circundante se calcula simultáneamente, junto con su interacción, según 6.5.4: “[...] En esta formulación se determinan de manera conjunta la respuesta dinámica del terreno y la de la estructura (incluyendo la interacción entre ambos) a través de un análisis numérico integrado [...]”. Luego, se debe desarrollar un modelo numérico de interacción suelo-estructura. Para ello se utiliza el software de elementos finitos PLAXIS 2D. Además, en un modelo de interacción suelo-estructura, se tiene que simular tanto el comportamiento geotécnico como el estructural.

### a. Elaboración del Modelo Geotécnico

Para el comportamiento geotécnico, las propiedades geotécnicas obtenidas para cada capa de suelo se implementan en el modelo numérico, junto con algunas condiciones de contorno que permiten los cálculos dinámicos en PLAXIS 2D.

### b. Malla y Condiciones de Borde

Las condiciones de malla son importantes para el análisis dinámico, ya que el tamaño de los elementos debe cumplir diferentes criterios para simular con precisión la propagación de ondas sísmicas en el modelo.

En primer lugar, había que evitar el “aliasing”, según [Brinkgreve et al. 2016] (grupo “Comportamiento No lineal del Suelo”). El aliasing (alias, solape en el tiempo) es un fenómeno que consiste en la pérdida de información producida por la insuficiente tasa de muestreo con respecto a la frecuencia de la onda. Se eligió un número de nodos por elemento de 15 para aumentar el tamaño máximo del elemento, en aras de la velocidad en los cálculos. La frecuencia máxima de interés para el análisis se fijó en 10 Hz, ya que las frecuencias más altas no contribuyen de manera significativa a la respuesta sísmica del sistema suelo-estructura.

En segundo lugar, el paso de tiempo de cálculo tenía que determinarse correctamente. Las condiciones en [Brinkgreve et al. 2016] debe cumplirse para garantizar la estabilidad del análisis dinámico. Para cada elemento del suelo, con un cierto  $v_s$  y  $v$ , que se refiere a la relación de Poisson en su comportamiento cíclico, existe un paso de tiempo máximo permitido [Brinkgreve et al. 2016]. Dado que  $v_s$  variará durante la excitación sísmica, se tomó  $\Delta t = 0,002$  s, que corresponde a la media de ambos  $\Delta t$  calculados para condiciones de deformación pequeña y de deformación grande.

Las condiciones de contorno también son cruciales para el análisis dinámico. Primero, la estación está ubicada en el centro del modelo, cuya profundidad es aproximadamente tres veces la profundidad máxima de los muros (es decir, 60 m). El ancho del modelo se tomó como 2,5 veces su profundidad, según [Amorosi et al. 2010] (grupo “Comportamiento No lineal del Suelo”). Se seleccionó la condición “Ninguno” en PLAXIS 2D, también llamada “base rígida”, para la base del modelo, ya que se tomó la condición “dentro del movimiento” [Kramer 1996; Kottke, Rathje 2008; Chiaradonna 2022] (referencias en los grupos “Muros de Contención” y “Análisis de Respuesta del Sitio”) para la deconvolución. Se eligió “grados de libertad vinculados” para los límites laterales, ya que permite calcular el movimiento de campo libre sin efectos de reflexión de los límites. Se obligó a la malla a ser simétrica en los límites laterales para poder aplicar esta condición.

El movimiento deconvolucionado para cada escenario sísmico se aplicó en la parte inferior del modelo. Se creó un desplazamiento de línea en esa ubicación y se aplicó un multiplicador de aceleración, con valores de aceleración en todo momento. Se permitió la opción de “corrección de deriva” para forzar a PLAXIS 2D a evitar velocidades y desplazamientos residuales en el modelo.

### c. Validación del Modelo Geotécnico

La validación del modelo geotécnico se basa en la despropagación (hacia abajo) de una entrada (excitación) sísmica objetivo en la superficie del suelo hasta llegar al sustrato rocoso ingenieril, y luego propagarla de regreso (hacia arriba) hasta la superficie del suelo. La validación consiste en verificar que la señal (o espectro) despropagada y propagada coincida, con cierta tolerancia, con la entrada objetivo. La despropagación y propagación se puede realizar con DeepSoil o PLAXIS 2D; más precisamente, DeepSoil puede simular la propagación (sea lineal o no lineal) y la despropagación (sólo lineal), mientras que PLAXIS 2D sólo puede reproducir la propagación (sea ésta lineal o no lineal).

Para validar el modelo geotécnico, la Figura Q-8 presenta, en escala logarítmica, el PSA ("Peak Spectral Acceleration" para cada período) de excitación y despropagado-propagado para el sismo del Maule (sección Q.9) correspondiente al Nivel de Exigencia de OR (Tabla Q-2). La Figura Q-8 muestra cuatro gráficos: (i) la línea punteada roja representa el espectro objetivo (de excitación, obtenido de PSHA, sección Q.7), (ii) la línea punteada verde representa el espectro de salida (respuesta) que se ha propagado linealmente (usando DeepSoil) y propagado por un enfoque lineal equivalente (subsección 6.5.2 y sección K.4, también usando DeepSoil), (iii) la línea discontinua ocre es el espectro de salida que ha sido despropagado linealmente (usando DeepSoil) y propagado no linealmente (sección K.4, también usando DeepSoil), y (iv) la línea continua azul se refiere al espectro de respuesta que se ha propagado linealmente (usando DeepSoil) y no linealmente (sección K.4, usando PLAXIS 2D). Cabe destacar, como se mencionó anteriormente (secciones 2.5 y K.4), además del estudio preliminar [Rodríguez-Sánchez et al. 2019a], actualmente no existe ningún algoritmo confiable para la despropagación completamente no lineal de ondas sísmicas; esta referencia se encuentra en el grupo "Túneles y Estructuras Subterráneas".

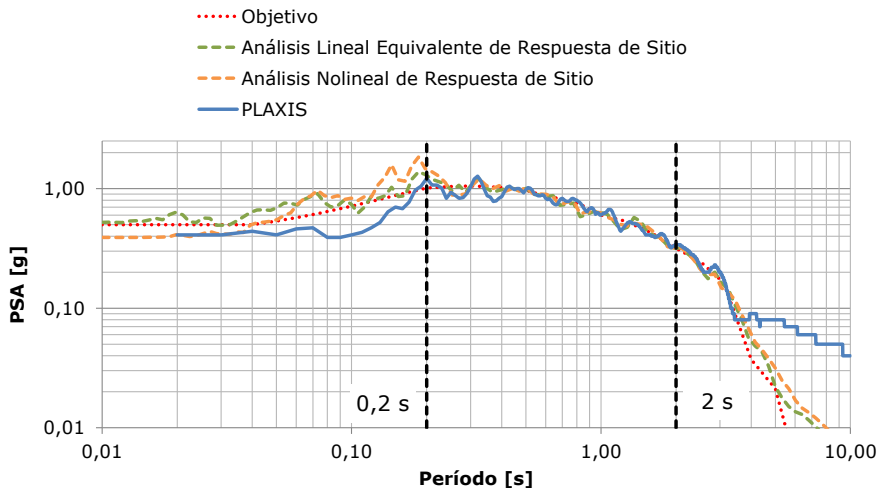


Figura Q-8. Comparación de PSA ("Peak Spectral Acceleration") para el escenario OR (Tabla Q-2). Acelerograma de Maule (sección Q.9)

La Figura Q-8 muestra que, para períodos que oscilan entre 0,2 y 2 s (este rango se destaca en la Figura Q-8), que incluyen el período natural del perfil del suelo (este se calculó como  $T_s = 0,40$  s), el espectro obtenido con PLAXIS 2D (en la superficie, línea continua azul) coincide con precisión con el espectro objetivo (de excitación, línea punteada roja), así como con los otros espectros de respuesta obtenidos (líneas discontinuas verde y ocre). Esto prueba que el modelo geotécnico se desarrolló correctamente y que las condiciones de contorno se consideraron adecuadamente. Esto lleva a la conclusión de que el modelo desarrollado propaga y despropaga ondas

sísmicas de corte de forma precisa. Por lo tanto, este modelo numérico puede calcular adecuadamente las fuerzas sísmicas de interacción entre las estructuras subterráneas y el suelo, dado que están correctamente incluidas en el modelo.

#### d. Modelo estructural

Los elementos estructurales (muros, columnas y losas) se incorporaron al modelo de PLAXIS 2D. La sección S09 (Figura Q-2 y Figura Q-3) se muestra en la Figura Q-9. Se desarrolló un modelo numérico diferente para cada sección que se consideró relevante para el análisis estructural a lo largo de la estación.

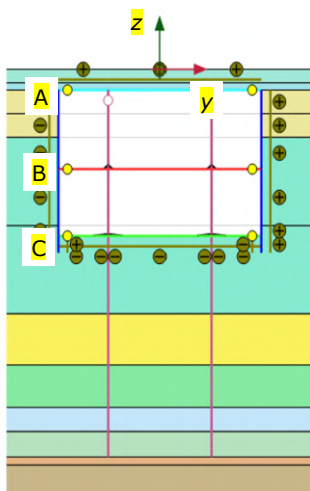


Figura Q-9. Modelo numérico de la sección S09 para análisis dinámico general en PLAXIS 2D

En la Figura Q-9, los tres niveles principales de la estación (losa de techo, losa intermedia y losa de fondo) se representan como A, B y C, respectivamente. Esta notación también se emplea en la Figura Q-14 y la Figura Q-15.

Como se muestra en la Figura Q-3, la resistencia a la compresión uniaxial del concreto se tomó como  $f'_c = 40$  MPa para todos los elementos excepto para los muros de contención de 100 cm de espesor, ahí se consideró  $f'_c = 30$  MPa. La resistencia del acero (límite elástico) se tomó como  $f_y = 420$  MPa.

Para los pilotes se utilizaron elementos de fila de vigas embebidas en PLAXIS 2D. Simulan el comportamiento de una fila de elementos estructurales con rozamiento superficial y resistencia de apoyo en los extremos ubicados a un cierto espaciamiento (entre pilotes consecutivos). Para los muros se utilizaron elementos de placa en PLAXIS 2D; éstos modelan el comportamiento de elementos estructurales continuos con una interfaz que simula la reducción de la rigidez y resistencia del suelo que está en estrecho contacto con él.

Las propiedades estructurales de estos elementos se calcularon en función de su geometría. El acero de refuerzo para muros se diseñó con las fuerzas estructurales calculadas para ese caso, y se calcularon diagramas de momento-curvatura (análogo a las leyes de fuerza-desplazamiento, Figura 1-1.e) para cada sección de refuerzo diferente de cada muro. Esos diagramas se implementaron en PLAXIS 2D para las comprobaciones SA y SC.

El refuerzo de los muros de contención (y el concreto comprimido) se configuró para que se comportara elásticamente en condiciones de OI y OR. Para SA y SC se

comprobó la capacidad estructural de los muros utilizando un comportamiento elastoplástico no lineal a través de diagramas momento-curvatura. Durante el diseño se proporcionó suficiente resistencia al corte.

Dado que aproximadamente el 90% de las cargas de gravedad son absorbidas por el sistema de columnas y pilotes, ambos se dimensionaron para que permanecieran elásticos para todos los Niveles de Acción Sísmica.

La fricción superficial y la resistencia portante de los pilotes se obtuvieron promediando las recomendaciones de [LRFD 2014] y [EN 1997-1 2004] (grupo "Normas y otros Documentos Similares de otros Países"). Se tomó la propiedad de interfaz  $R_{inter} = 0,8$ , ya que no se permite que el muro se desvíe significativamente porque las losas se moldean (hormigonan, funden) en el lugar antes de que se inicie una excavación más profunda. Un valor del parámetro  $R_{inter}$  igual a 0,8 representa una reducción del 20% de la rigidez y resistencia en la interfaz entre el suelo y la estructura; en particular, este valor se adopta regularmente para el proceso de construcción empleado ("top-down"). Sin embargo, obviamente, se debe tener en cuenta la deformación por corte del suelo, ya que  $R_{inter}$  disminuye a medida que aumenta la deformación del suelo impuesta.

Todas las conexiones entre elementos se simularon como uniones articuladas, es decir, que permiten que los elementos conectados giren de forma independiente. Se activó la opción "Considerar el cierre de brechas" para todos los elementos de placa; este modelo corresponde a una conexión de "sólo compresión", por lo que un espacio (brecha) entre la estructura y el suelo circundante puede abrirse (separación) y cerrarse (contacto) bajo tensión y compresión, respectivamente.

## Q.15 Procedimiento de Diseño

Se concibió un procedimiento de diseño particular para el diseño sísmico de la estación subterránea de la Línea 2 del Metro de Lima; esto se hizo a través de la experiencia. Todos los diferentes Requisitos de Desempeño (Tabla Q-2) deben cumplirse para la estructura. Esto puede hacer que el diseño sea engorroso y repetitivo, ya que una modificación estructural en una etapa conduce a un recálculo de las otras etapas. Para evitar este largo proceso, se recomienda (no se obliga) el siguiente procedimiento de diseño (orden de verificación de los Estados Límite):

1. **Comprobación de OR.** Dado que el comportamiento estructural bajo OR debe ser elástico, es muy probable que las mayores fuerzas inducidas sísmicamente sobre el elemento estructural provengan de este Requisito de Desempeño (ya que la estructura es más rígida que cuando está dañada). Por lo tanto, si OR se verifica en primer lugar, es muy común que no se requiera ninguna modificación adicional del sistema estructural para superar las otras verificaciones de requisitos de desempeño. En este sentido, se debe tener en cuenta que en SA y SC se aceptan mayores daños.
2. **Comprobación de SA.** En este escenario, el comportamiento estructural es no lineal. Por lo tanto, es muy probable que las fuerzas sísmicas de interacción sean mucho menores que las de OR. Además, el Nivel de Daño de reparabilidad que se asocia comúnmente con SA es más oneroso para la estructura que evitar el colapso en SC. Así, si una estructura supera SA después de OR, es común que también supere SC.
3. **Comprobación de SC.** El comportamiento estructural para SC es el mismo que para SA, pero las condiciones de reparabilidad normalmente condicionan el diseño de la estructura. Por lo tanto, SC generalmente se verifica después de que la estructura supera SA.
4. **Comprobación de OI.** OI está relacionado con el Nivel de Acción Sísmica más bajo. Además, la operación inmediata de la infraestructura de transporte no suele verse obstaculizada por ningún efecto sísmico. Por otra parte, OI se relaciona comúnmente con componentes no estructurales, que son fáciles de instalar, reparar o quitar. Por lo tanto, OI suele ser el escenario menos

condicionante para el diseño sísmico de estructuras subterráneas para sistemas de transporte y debe verificarse en último lugar. Aún más claramente, la sección 1.4 establece que no hay ninguna diferencia en la verificación estructural de los Niveles de Exigencia OI y OR.

Esta estrategia también se recomienda en este Manual, en la subsección 1.6.2.

La Figura Q-10 muestra el diagrama de flujo de trabajo de diseño seguido durante el diseño estructural de la estación Mercado Santa Anita.

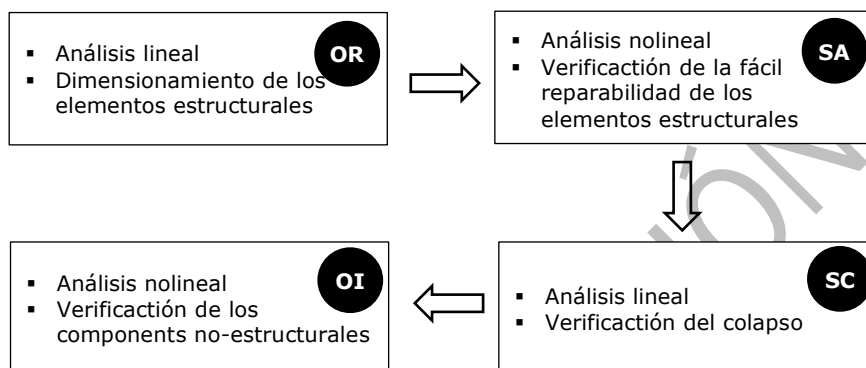


Figura Q-10. Diagrama de flujo sugerido para el Diseño Sísmico de estructuras enterradas

Se proporciona a continuación una descripción más detallada de cada etapa del diseño. Adicionalmente, se muestran algunas Figuras que ilustran la comprobación de los Estados Límite.

#### a. OR (Operatividad Recuperable)

Como se discutió anteriormente, no se permite que los elementos estructurales desarrollen ningún daño durante el evento sísmico; por lo tanto, su comportamiento se modela como elástico lineal. Se consideran los valores brutos de los parámetros geométricos seccionales (área y momento de inercia) ya que no se desarrollarán grietas extensivas, y, por lo tanto, la rigidez de la estructura permanecerá aproximadamente igual durante toda la duración del terremoto.

Las fuerzas sísmicas internas se utilizan para dimensionar (diseñar) los diferentes elementos estructurales. Por ejemplo, el acero de refuerzo se elige para resistir las fuerzas sísmicas calculadas para el Nivel de Exigencia OR.

Como el Requisito de Desempeño para la verificación de OI es que los elementos estructurales no sufran daños, las fuerzas sísmicas obtenidas para esta verificación suelen ser mayores que para las verificaciones de SA y SC, aunque la excitación sísmica es más fuerte para el último que para el primero. Esto se debe a la concesión de daños en la estructura para SA y SC. Este daño reduce la rigidez de la estructura y, por lo tanto, generalmente conduce a fuerzas sísmicas más bajas. De esta forma, si una estructura está diseñada para funcionar adecuadamente para el Estado Límite OI, las posibilidades de que los demás Estados Límite también sean controlados son altas (proporcionando un rendimiento adecuado para todos ellos).

La Figura Q-11 muestra las envolventes del momento de flexión de los muros pantalla, y su capacidad de momento. Los momentos exigentes corresponden al sismo del Maule (sección Q.9) y la verificación se refiere al Requerimiento de Desempeño OR.

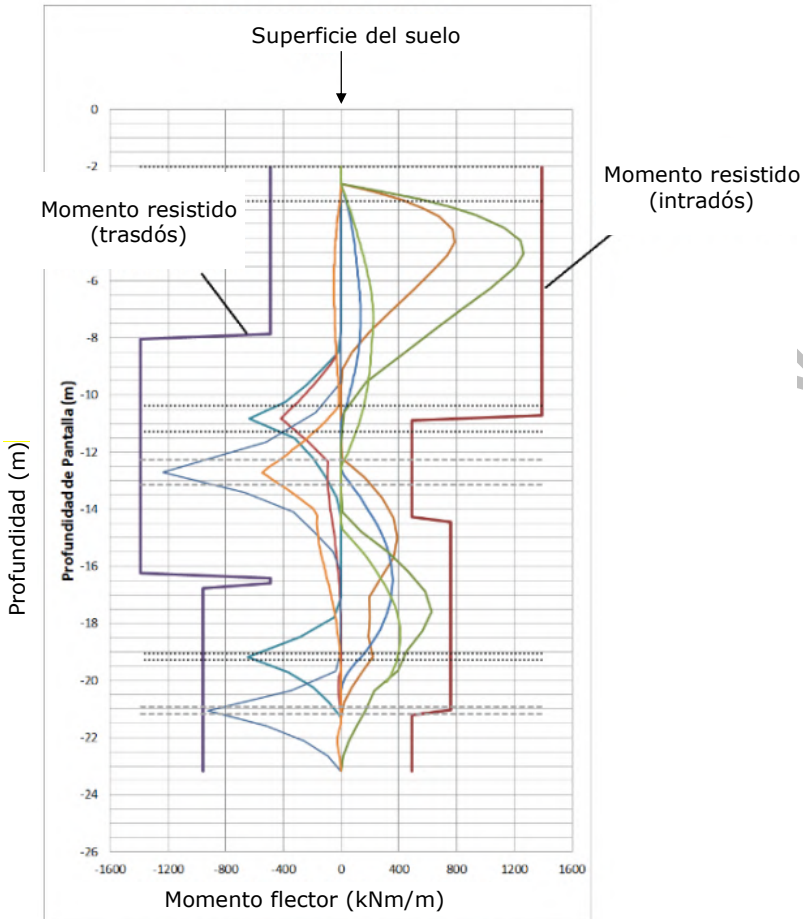


Figura Q-11. Comparación entre los diagramas de momentos flectores y la capacidad de los muros pantalla de la Estación Mercado Santa Anita sometidos al sismo del Maule bajo verificación de OR (sección Q.9)

La Figura Q-11 muestra que las envolventes de los momentos flectores (de los muros pantalla) durante la excitación sísmica están por debajo de su capacidad resistente. Por lo tanto, el diseño estructural satisface el Requisito de Desempeño OR.

### b. SA (Seguridad Absoluta)

En este Requisito de Desempeño se permite que los elementos estructurales sufran daños reparables. El daño de los materiales estructurales se puede simular mediante modelos elastoplásticos no lineales. Los momentos de inercia reducidos debido al agrietamiento del concreto deben implementarse en los cálculos, preferiblemente por medio de diagramas de momento-curvatura.

Se obtienen las fuerzas internas sísmicas para evaluar la reparabilidad del daño debido a la acción sísmica. Estas fuerzas se utilizan para determinar la deformación en los elementos estructurales, por ejemplo, la deformación axial del acero de refuerzo ( $\epsilon_s$ ); estas deformaciones se pueden utilizar para evaluar el grado de daño del elemento estructural y su reparabilidad con un costo razonable.

La introducción de un comportamiento local (seccional) no lineal para los elementos estructurales, que simulan daños por fisuración, y la consiguiente reducción de la rigidez del elemento estructural, conduce a una estructura menos rígida que para OR. De esta manera, a pesar del hecho de que el escenario SA está asociado con una sacudida sísmica más fuerte, las fuerzas para el OR suelen ser mayores que las del SA en la práctica de la ingeniería. La Figura Q-12 muestra este efecto para la Estación Mercado Santa Anita.

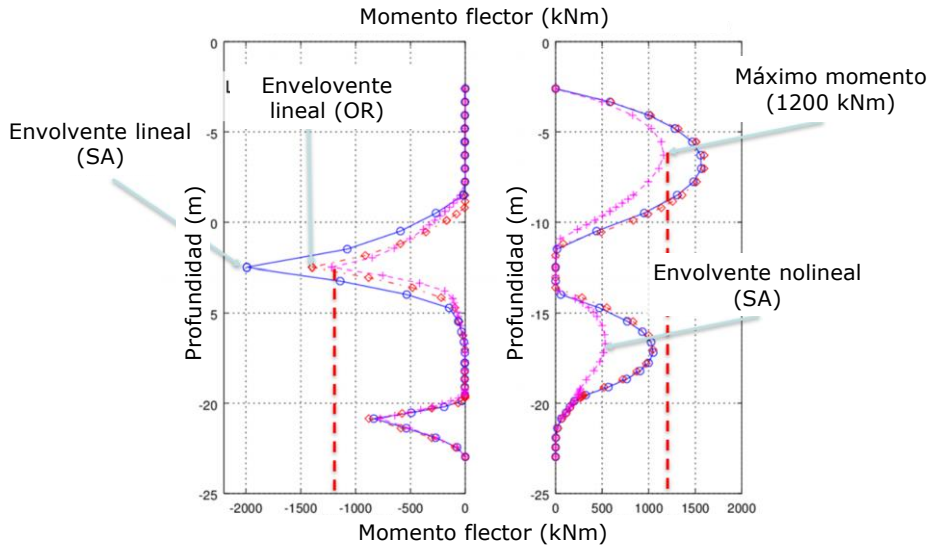
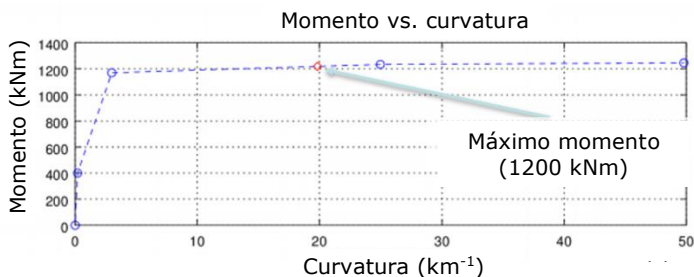


Figura Q-12. Comparación entre momentos en un muro pantalla de la Estación Mercado Santa Anita. Terremoto del Maule (sección Q.9) para Niveles de Exigencia SA y OR (Tabla Q-2)

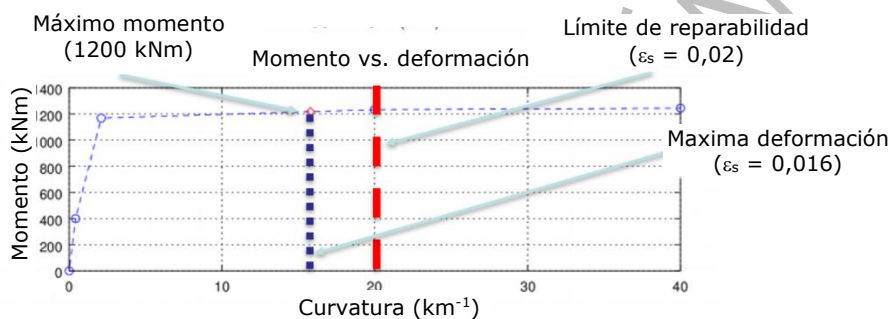
La Figura Q-12 muestra que los momentos de sollicitación (demanda) son más altos para OR que para SA, a pesar de que las deformaciones cortantes impuestas (de excitación) son más altas para SA. Por el contrario, si el comportamiento de SA fuera lineal, sus fuerzas internas serían mayores que las de OR.

La Figura Q-13 presenta las leyes momento-curvatura (arriba, Figura Q-13.a) y momento-deformación ( $\epsilon_s$ ) (abajo, Figura Q-13.b) de la sección S09 (Figura Q-2 y Figura Q-3) correspondiente al momento máximo en la Figura Q-12.





(a) Diagrama momento-curvatura



(b) Diagrama momento-deformación

Figura Q-13. Comportamiento seccional (momento-curvatura y momento-deformación del acero) para un tramo de la Estación Mercado Santa Anita. Terremoto del Maule (sección Q.9) para Nivel de Exigencia SA (Tabla Q-2)

Se puede ver en la Figura Q-13 que la deformación máxima del acero está por debajo de la deformación máxima permitida. Luego, el diseño estructural pasa (supera, satisface) el Requisito de Desempeño de SA.

Generalmente, las fuerzas estructurales para la verificación de SC son mayores que las obtenidas para la verificación de SA, porque la excitación sísmica para SC suele ser de mayor magnitud. No obstante, la reparabilidad del daño suele ser una condición de diseño mucho más onerosa que la prevención del colapso. De esta forma, es muy común que una estructura pase la verificación de SC si su desempeño es adecuado para SA. La siguiente subsección discute este tema más profundamente.

### c. SC (Sin Colapso)

Para esta verificación, se permite el daño en elementos estructurales si este no conduce al colapso de la estructura. Como en SA, el daño estructural debe simularse mediante modelos elástico-plásticos no lineales, ya que el agrietamiento del hormigón y la plastificación del acero reduce la rigidez de los elementos, utilizando preferentemente diagramas momento-curvatura. La diferencia con la verificación de SA es que para la comprobación de SC se tiene que considerar implícitamente la resistencia última del elemento estructural. Como en la verificación de SA, se analizan las fuerzas internas sísmicas para evaluar el colapso de la estructura (Tabla 1-3). Con respecto a esta verificación, como se discutió en la subsección 1.4.4, los mecanismos de fallo deben identificarse previamente, ya que varían mucho de un sistema estructural a otro. Por lo tanto, se tiene que realizar un análisis caso por caso. En la estación Mercado Santa Anita se identificaron dos mecanismos de colapso:

fallo por cortante de las conexiones columna-muro y fallo de los pilotes-columna (por efectos de segundo orden) debido a una excesiva deformación por cortante del suelo.

En la práctica, la verificación de SC generalmente se supera después de la de OR y SA, ya que este último promueve un escenario de diseño más oneroso para la estructura.

La Figura Q-14 muestra gráficas de deriva vs. tiempo de la respuesta dinámica no lineal ("time-history") de la Estación Mercado Santa Anita bajo el terremoto del Maule (sección Q.9) para el Nivel de Exigencia SC (sección Q.5).

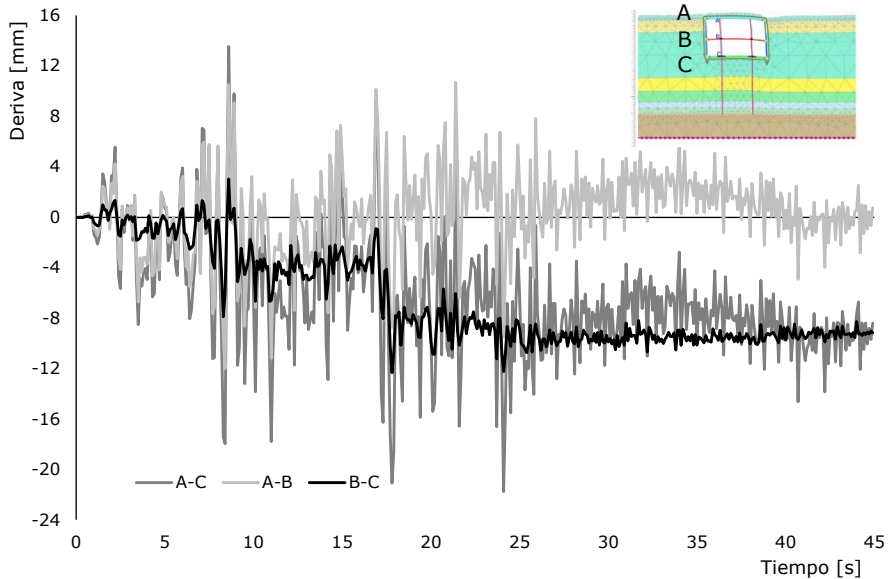


Figura Q-14. Historias temporales de deriva para un tramo de la Estación Mercado Santa Anita. Sismo del Maule (sección Q.9) para Nivel de Exigencia SC (Tabla Q-2)

En la Figura Q-14, las series temporales A-B, A-C y B-C se refieren a las derivas entre los niveles correspondientes. Como en la Figura Q-9, A, B y C representan las losas de techo, intermedia y de fondo (Figura Q-3), respectivamente.

Se verifica en la Figura Q-14 que la deriva máxima es inferior a la que podría conducir a la rotura de los pilotes-columnas. Por tanto, el diseño estructural supera (pasa) el Requisito de Desempeño SC.

#### d. OI (Operatividad Inmediata)

La comprobación de OI verifica que la estación permanezca en pleno funcionamiento en todo momento, tanto durante como después del terremoto. Se siguen las mismas hipótesis sobre el comportamiento de los materiales estructurales que para OR, utilizando modelos elásticos lineales. Esta comprobación no suele ser importante porque los demás Estados Límite son situaciones más onerosas para la estructura que la comprobación OI; de hecho, las verificaciones afectan únicamente a los componentes no estructurales (descarrilamiento, Tabla Q-3). En la práctica de la ingeniería, la comprobación de OI se suele dar por satisfecha a partir de la de OR. Además, también a veces se cumplen los Requisitos de Desempeño de OI para el escenario OR. En este caso, no es necesario realizar ningún cálculo adicional para la verificación de OI. No obstante, según la filosofía PBD, se debe determinar el comportamiento de la estructura para cada Estado Límite para asegurar un diseño óptimo tanto desde el punto de vista de la seguridad como económico.

De manera similar a la Figura Q-14, la Figura Q-15 muestra gráficas de deriva vs. tiempo de la respuesta dinámica lineal (“time-history”) de la estación Mercado Santa Anita bajo el terremoto del Maule (sección Q.9) para el Nivel de Exigencia OR (sección Q.5). Ese Nivel de Exigencia se usa en lugar de OI solo para mostrar que la condición de descarrilamiento (Tabla Q-3) se cumple para ambos.

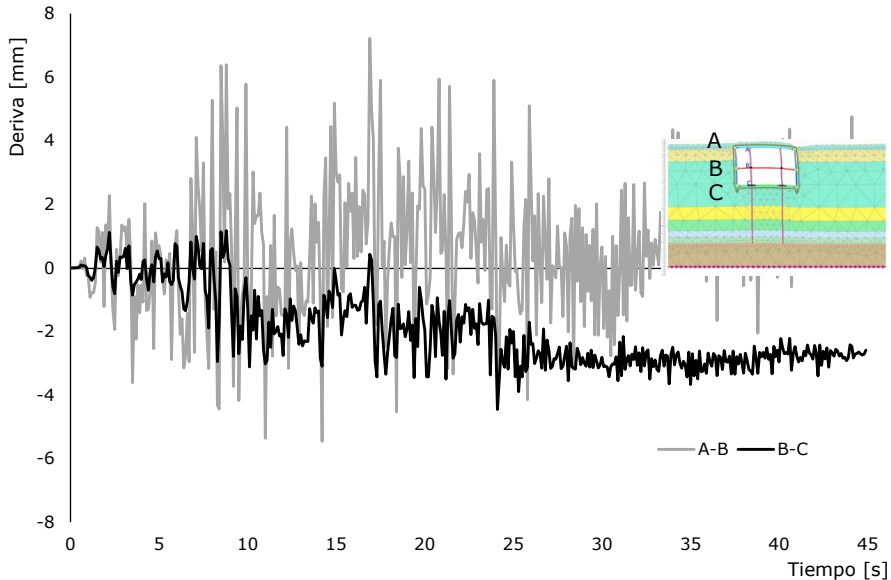


Figura Q-15. Historias temporales de deriva para un tramo de la Estación Mercado Santa Anita. Sismo del Maule (sección Q.9) para Nivel de Exigencia OR (Tabla Q-2)

En la Figura Q-15 (análogamente a la Figura Q-9 y la Figura Q-14), la serie temporal A-B corresponde a la deriva en la planta vestíbulo (desplazamiento lateral relativo entre el techo y losas intermedias, Figura Q-3); la serie temporal B-C se refiere a la deriva en el nivel de la Estación (desplazamiento lateral relativo entre las losas intermedia y de fondo, Figura Q-3).

La Figura Q-15 muestra que, incluso para el Nivel de Acción Sísmica asociado a OR (esto no es obligatorio, Tabla Q-3), la deriva máxima está por debajo del límite permitido (10 mm para evitar el descarrilamiento en la serie temporal B-C, Tabla Q-3). Por lo tanto, el diseño estructural supera el Requisito de Desempeño de OI, ya que el forzamiento sísmico será menor para OI que para OR, cuyos resultados se analizan. Notablemente, esto significa que el diseño estructural cumple incluso con las disposiciones de este Manual (Tabla 1-2).

## Q.16 Resumen y Conclusiones

El diseño de la Estación Mercado de Santa Anita en el Proyecto de la Línea 2 del Metro de Lima se ha presentado según el Manual (como un caso de estudio). Se ha mostrado cómo la metodología de diseño propuesta, basada en PBD, se ha aplicado a un caso real y exitoso de diseño.

Debe notarse que algunas de las consideraciones relacionadas con el diseño de la Estación Mercado Santa Anita no pueden aplicarse a otros proyectos debido a su probable sistema estructural diferente, naturaleza, Importancia Operativa (sección 1.3), etc. Sin embargo, los principios de diseño pueden ser reflejados en este estudio de caso. Generalmente se aplica para proporcionar un diseño sísmico robusto, seguro y óptimo de estructuras subterráneas.

## REFERENCIAS

Se presenta una recopilación de las referencias sobre el tema objeto del Manual. Éstas se ordenan en varios grupos, para facilitar la búsqueda. Cada vez que se cita una referencia en el texto, se indica el grupo al que pertenece.

### ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO (SITE RESPONSE ANALYSIS, SRA)

- Aguilar Z, Tarazona J, Vergaray L, Barrantes J. 2019. Site response analysis and its comparison with the peruvian seismic design spectrum. *Tecnia*. **29**(2).
- Chiaradonna A. 2022. Defining the Boundary Conditions for Seismic Response Analysis—A Practical Review of Some Widely-Used Codes. *Geosciences*. **12**(2):83.
- Flores FA, Ayes JC, Vargas CO, Vázquez A. 2015. Site Response Analysis (SRA): A Practical Comparison Among Different Dimensional Approaches. *Fundamentals to Applications in Geotechnics*. 1041-1048.
- Hayati H, Moss RES. 2017. Site response analysis considering strain compatible site period. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **92**:551-560.
- Kottke AR, Rathje E. 2008. Technical Manual for Strata. Pacific Earthquake Engineering Research Center. Report 2008/10.
- Li G, Motamed R, Dickenson S. 2018. Evaluation of One-Dimensional Multi-Directional Site Response Analyses Using Geotechnical Downhole Array Data in California and Japan. *Earthquake Spectra*. **34**(1):349-376.
- Tanganelli M. 2016. Effect of soil modeling on Site Response Analysis (SRA). *Sixth International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation*. Cape Town, South Africa.
- Volpini C, Douglas J. 2019. An accessible approach for the site response analysis of quasi-horizontal layered deposits. *Bulletin of Earthquake Engineering*. **17**:1163-1183.

### ANÁLISIS DINÁMICO NOLINEAL

- Chopra AK. 2017. Dynamics of Structures. *Prentice-Hall*.
- Newmark NM. 1959. A method of computation for structural dynamics. *Journal of the Engineering Mechanics Division*. **85**(EM3):67-94.
- Pinho R. 2007. Nonlinear Dynamic Analysis of Structures Subjected to Seismic Action. *Advanced Earthquake Engineering Analysis*. CISM International Centre for Mechanical Sciences.

### ANÁLISIS PROBABILISTA DE PELIGRO SÍSMICO

- Baker JW. 2008. An Introduction to Probabilistic Seismic Hazard Analysis (PSHA). *Stanford University Press*.
- Marzocchi W, Taroni M. 2014. Some Thoughts on Declustering in Probabilistic Seismic-Hazard Analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*. **104**(4): 1838-1845.
- McGuire RK. 1995. Probabilistic seismic hazard analysis and design earthquakes: Closing the loop. *Bulletin of the Seismological Society of America*. **85**(5):1275-1284.
- McGuire RK. 2008. Probabilistic seismic hazard analysis: Early history. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. **37**:329-338.
- Naeim F, Bhatia H, Lobo RM. 2001. Performance Based Seismic Engineering. *The Seismic Design Handbook*. Springer.
- Tsompanakis Y. 2014. Earthquake Return Period and Its Incorporation into Seismic Actions. In: Beer M., Kougioumtzoglou I., Patelli E., Au IK. (eds.) *Encyclopedia of Earthquake Engineering*. Springer.



## ANÁLISIS Y TRATAMIENTO DE SEÑALES

- Arias A. 1970. A measure of earthquake intensity. Seismic design for nuclear power plants. *MIT Press*.
- Boore DM. 2005. On Pads and Filters: Processing Strong-Motion Data. *Bulletin of the Seismological Society of America*. **95**(2):745-750.
- Boore DM, Bommer JJ. 2005. Processing of strong-motion accelerograms: needs, options and consequences. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **25**:93-115.
- Butterworth S. 1930. On the Theory of Filter Amplifiers. *Experimental Wireless and the Wireless Engineer*. **7**: 536-541.
- Chiu HC. 1997. Stable Baseline Correction of Digital Strong-Motion Data. *Bulletin of the Seismological Society of America*. **87**(4):932-944.
- Perri JF, Pestana JM. 2007. Use of the Short-Time-Response-Spectrum for Selection of Spectrally Matched Ground Motions. *4<sup>th</sup> International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Thessaloniki, Greece*.
- Perri JF, Pestana JM. 2017. Ground motion analysis with the use of the short-time-response-spectrum. *Journal of Earthquake Engineering*. **21**(3):384-410.
- Trifunac MD, Brady AG. 1975. A study on the duration of strong earthquake ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*. **65**(3):581-626.

## APOYOS ELASTOMÉRICOS

- Chao M, Dechun L, Xiulu D. 2018. Seismic performance upgrading for underground structures by introducing sliding isolation bearings. *Tunnelling & Underground Space Technology*. **74**:1-9.
- Chen ZY, Zhao H, Lou ML. 2016. Seismic performance and optimal design of framed underground structures with lead-rubber bearings. *Structural Engineering and Mechanics*. **58**(2):259-276.
- EN 1337-3. 2005. Structural bearings. Part 3: Elastomeric bearings. European committee for standardization.
- EN 15129. 2009. Anti-seismic devices. European committee for standardization.
- Jing Y, Haiyang Z, Wei W, Zhenghua Z, Guoxing C. 2021. Seismic performance and effective isolation of a large multilayered underground subway station. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **142**:106560.
- Kelly JM. 1986. Aseismic base isolation: review and bibliography. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **5**(4):202-217.
- Kelly JM. 1993. Earthquake-resistant design with rubber. *Springer*.
- Lu D, Wu C, Ma C, Du X, El Naggar MH. 2019. A novel segmental cored column for upgrading the seismic performance of underground frame structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **131**:106011.
- Tao L, Ge N, An J. 2016. Isolation effect analysis on bidirectional RFPS bearing applied in the metro stations engineering (in Chinese). *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*. **36**:52-58.

## CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS, GEOLÓGICAS, GEOTECTÓNICAS Y SÍSMICAS DEL PERÚ

- Aguilar Z, Roncal M, Piedra R. 2017. Probabilistic Seismic Hazard Assessment in the Peruvian Territory. *16WCEE*.
- Alva Hurtado JE, Meneses J, Guzmán V. 1984. Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas Observadas en el Perú. *V Congreso Nacional de Ingeniería Civil*.
- Alva Hurtado JE. 2004. Banco de Datos de Mapas de Isosistas en el Perú. *Página web del CISMID - FIC - UNI* ([http://www.cismid-uni.org/p\\_acerlograf/index.htm](http://www.cismid-uni.org/p_acerlograf/index.htm)).
- Arcila MM, Muñoz Martín A, De Vicente G. 2002. Análisis sismo-tectónico de la convergencia Caribe-Nazca-Sudamérica. *Primer Simposio Colombiano de Sismología*.



- Audin L et al. 2008. Upper plate deformation and seismic barrier in front of Nazca subduction zone: the Cholo Fault System and active tectonics along the Coastal Cordillera, southern Peru. *Tectonophysics*. **459**(1-4):174-185.
- Barazangi M, Isacks B. 1976. Spatial distribution of earthquakes and subduction of the Nazca plate beneath South America. *Geology*. **4**:686-692.
- Benavente C. 2008. Estado de esfuerzo compresivo en el Pleistoceno superior, zona pedemontana el sur del Perú-Tacna. *Congreso Peruano de Geología*.
- Benavente C. 2008. Estratigrafía y neotectónica de la zona de piedemonte en el antearco del sur peruano - Tacna. *Tesis Ing. Geólogo, Universidad Nacional San Antonio Abad del Cusco*.
- Bernal I, Tavera H, Antayhua Y. 2002. Zonas sismogénicas en el Perú: volúmenes de deformación, gráficos polares y zonificación preliminar. *Boletín de la Sociedad Geológica del Perú*. **93**:31-44.
- Bernal I, Tavera H. 2002. Geodinámica, sismicidad y energía sísmica en Perú. *Monografía IGP. CNDG*.
- Berrocal J. 1974. South American Seismotectonics from SAAS data. *PhD Thesis. University of Edinburg*.
- Berrocal J, Deza E, Shikiya J. 1975. Estudio de Sismicidad para el Proyecto de Derivación del Río Mantaro a Lima. *Informe del Instituto Geofísico del Perú a ELECTROPERU*.
- Bonnot D. 1984. Néotectonique et tectonique active de la Cordillère Blanche et du Callejón de Huaylas (Andes nord-péruviennes). *Thèse Docteur, Université Paris-Sud, Centre d'Orsay*.
- Cabrera J. 1988. Néotectonique et sismotectonique dans la Cordillère Andine au niveau du changement de géométrie de la subduction: la région de Cusco, Pérou. *Thèse Docteur, Université Paris-Sud, Centre d'Orsay*.
- Cahill T, Isacks B. 1992. Seismicity and shape of the subducted Nazca Plate. *Journal of Geophysical Research*. **97**:17503-17529.
- Camac D. 1993. Cálculo de la magnitud en función de la duración de la señal sísmica. Estación de Ñaña (NNA). *Instituto Geofísico del Perú*.
- Carlotto V, Cuenca J. 1987. Aspectos geológicos del sismo del 5 de abril de 1986 en el Cusco. *Congreso Peruano de Geología*.
- Carlotto et al. 2009. Dominios Geotectónicos y Metalogénesis del Perú. *Boletín de la Sociedad Geológica del Perú*. **103**:1-89.
- Deza E. 1971. The Pariahuanca earthquakes, Huancayo, Perú: July-October 1969, in recent crustal movements. *Royal Society of New Zealand Bulletin*. **9**:77-83.
- Dorbath L, Cisternas A, Dorbath C. 1990. Assessment of the Size of large and Great Historical Earthquakes in Peru. *Bulletin of the Seismological Society of America*. **80**:551-576.
- Doser DI. 1987. The Ancash, Peru earthquake of 1946 November 10: evidence for low-angle normal faulting in the high Andes of northern Peru. *Geophysical Journal of the Royal Astronomical Society*. **91**:57-71.
- Dumont JF, Lamotte S, Fournier M. 1988. Neotectónica del Arco de Iquitos. *Boletín de la Sociedad Geológica del Perú*. **77**:7-17.
- Dumont JF. 1988. Neotectónica y dinámica fluvial de la baja Amazonía Peruana. *Boletín de la Sociedad Geológica del Perú*. **80**:51-64.
- Egüez A, Alvarado A, Yepes H, Machette MN, Costa C, Dart RL. 2003. Database and Map of Quaternary faults and folds of Ecuador and its offshore regions. *A project of the International Lithosphere Program Task Group II-2, Major Active Faults of the World. Open-File Report 03-289. USGS*.
- Fenton CH, Wong IG, Bott JDJ. 1995. Seismic and volcanic hazard evaluation, Quebrada Honda Tailing Impoundment. *Woodward-Clyde Consultants*.
- Huamán D. 1985. Evolution tectonique cénozoïque et néotectonique du piemont pacifique dans la région d'Arequipa: Andes du Sud Pérou. *Thèse Docteur, Université de Paris-Sud, Centre d'Orsay*.
- Huamán D. 1987. El sismo del Cusco del 5 de abril 1986: aspectos sismotectónicos. *Congreso Peruano de Geología*.



- Macharé J. 1980. Geología del Cuaternario en la costa del Perú central. *Tesis Ing. Geólogo, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima*.
- Macharé J, Ortlieb L. 1994. Morfo-estratigrafía de los tablazos del noroeste Peruano: Neotectónica y fluctuaciones del nivel del mar. *Congreso Peruano de Geología*.
- Macharé J, Camac D, Leureyro J. 1997. Nuevos datos sobre las fallas activas de Shitari y Cayesh, en los Andes peruanos. *Congreso Peruano de Geología*.
- Macharé J, Fenton C, Machette M, Lavenue A, Costa C, Dart R. 2003. Database and Map of Quaternary Faults and Folds of Peru and its Offshore Regions. Open-File Report 03-451, *US Geological Survey*.
- Macharé J et al. 2004. Shonita, una nueva falla activa en la Cordillera Occidental del norte del Perú: primeras observaciones. *Congreso Peruano de Geología*.
- Macharé J, Benavente C, Audin L. 2008. Mapa Neotectónico del Perú. *INGEMMET*.
- Macharé J, Benavente C, Audin L. 2009. Síntesis Descriptiva del Mapa Neotectónico 2008. *INGEMMET*
- Microzonificación Sísmica del Distrito de Comas. 2011. Centro Peruano-Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres. *Universidad Nacional de Ingeniería. Facultad de Ingeniería Civil*.
- Montario MJ. 2001. Exhumation of the Cordillera Blanca, Northern Peru, based on apatite fission track analysis. *Thesis, Department of Geology, Union College, Schenectady, New York*.
- Noller JS. 1993. Late Cenozoic stratigraphy and soil geomorphology of the Peruvian desert 3°-18° S: a long-term record of hyperaridity and El Niño. *Ph.D. Thesis, University of Colorado, Boulder*.
- Ordaz M, Aguilar A, Arboleda J. 2007. Program for computing seismic hazard: CRISIS-2007 V1.1., *Institute of Engineering, UNAM, Mexico*.
- Pomachagua O. 2000. Características generales de la tectónica y sismicidad en el Perú. *Revista de Trabajos de Investigación, Instituto Geofísico del Perú*.
- Re-Evaluación del Peligro Sísmico Probabilístico para el Perú. 2014. *Instituto Geofísico del Perú*.
- Schwartz DP. 1988. Paleoseismicity and neotectonics of the Cordillera Blanca fault zone, northern Peruvian Andes. *Journal of Geophysical Research*. **93**(B5):4712-4730.
- Sébrier M, Huamán D, Blanc JL, Macharé J, Bonnot D, Cabrera J. 1982. Observaciones acerca de la neotectónica del Perú. Lima: Instituto Geofísico del Perú. *Proyecto SISRA - Grupo Peruano de Neotectónica*.
- Sébrier M et al. 1985. Quaternary normal and reverse faulting and state of stress in the Central Andes of South Perú. *Tectonics*. **4**(7):739-780.
- Sébrier M, Lavenue A, Fornari M, Soulas JP. 1988. Tectonics and uplift in central Andes (Peru, Bolivia and northern Chile) from Eocene to present. *Géodynamique*. **3**:85-106.
- Silgado E. 1951. The Ancash Earthquake of November 10, 1946. *Bulletin of the Seismological Society of America*. **41**(2):83-99.
- Silgado E. 1969. Sismicidad de la Región Occidental de la América del Sur entre los paralelos 2° y 18° Latitud Sur. *Primer Congreso Nacional de Sismología e Ingeniería Antisísmica*.
- Silgado E. 1973. Historia de los Sismos más notables ocurridos en el Perú 1955-1970. *Geofísica Panamericana*. **2**:179-243.
- Silgado E. 1978. Historia de los sismos más notables ocurridos en el Perú (1513-1974). *Instituto de Geología y Minería, Boletín, Serie C: Geodinámica e Ing. Geológica*, **3**.
- Silgado E. 1985. Terremotos Destructivos en América del Sur, 1530-1894. *Proyecto SISRA Vol. 10. CERESIS*.
- Silgado E. 1992. Investigación de Sismicidad Histórica en la América del Sur en los Siglos XVI, XVII, XVIII y XIX. *CONCYTEC*.
- Stauder W. 1975. Subduction of the Nazca under Peru as evidenced by focal mechanisms and by seismicity. *Journal of Geophysical Research*. **80**:1053-1064.
- Suárez J. 2009. Deslizamiento; Análisis geotécnico. *Universidad Industrial de Santander*.

- Tavera H. 1998. Mecanismo Focal de Terremotos en Perú y Sismotectónica. Tesis Doctoral. *Universidad Complutense de Madrid*.
- Tavera H, Buforn E. 1998. Sismicidad y Sismotectónica de Perú. *Física de la Tierra*. **10**:187-219.
- Tavera H, Buforn E. 2001. Source mechanism of earthquakes in Peru. *Journal of Seismology*. **5**(4):519-540.
- Tavera H, Vilca R, Marín G. 2006. Inferences on the Geometry of the Nazca Plate in Northwestern Peru Based on Data Collected by a Local Seismograph Network. *Earth Science Research Journal*. **10**:15-24.
- Tavera et al. 2009. Ground motions observed during the 15 August 2007 Pisco, Peru, earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering*. **7**:71-111.
- Tavera H, Bernal I, Condori C, Ordaz M, Zevallos A, Ishizawa O. 2014. Re-Evaluación del Peligro Sísmico Probabilístico para el Perú. *Instituto Geofísico del Perú. Banco Mundial*.
- Villegas Lanza JC, Chlieh M, Cavalié O, Tavera H, Baby P, Chire Chira J, Nocquet JM. 2016. Active tectonics of Peru: Heterogeneous interseismic coupling along the Nazca megathrust, rigid motion of the Peruvian Sliver, and Subandean shortening accommodation. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*. **121**(10):7371-7394.

## CLASIFICACIÓN DEL SUELO

- Anastasiadis A, Riga E. 2014. Site Classification and Spectral Amplification for Seismic Code Provisions. *Perspectives on Earthquake Geotechnical Engineering*. Springer.
- Bray J, Rodriguez-Marek A. 1997. Geotechnical site categories. *First PEER-PG&E Workshop on Seismic Reliability of Utility Lifelines*. USA.
- Gregor N, Abrahamson N, Atkinson G, Boore D, Bozorgnia Y, Campbell K, et al. 2014. Comparison of NGA-West2 GMPEs. *Earthquake Spectra*. **30**(3):1179-97.
- Hassani B, Atkinson G. 2016. Applicability of the site fundamental frequency as a  $v_{s,30}$  Proxy for Central and Eastern North America. *Bulletin of the Seismological Society of America*. **106**(2).
- Kwak D, Stewart J, Mandokhail S, Park D. 2017. Supplementing  $v_{s,30}$  with H/V spectral ratios for predicting site effects. *Bulletin of the Seismological Society of America*. **107**(5):2028-42.
- Panjamani A, Kumar Katukuri A, Reddy GR, Moustafa SSR, Al-Arifi NSN. 2018. Seismic site classification and amplification of shallow bedrock sites. *PLoS ONE*. **13**(12):e0208226.
- Pinzón LA, Pujades LG, Macau A, Carreño E, Alcalde JM. 2019. Seismic Site Classification from the Horizontal-to-Vertical Response Spectral Ratios: Use of the Spanish Strong-Motion Database. *Geosciences*. **9**:294.
- Rodríguez-Marek A, Bray J, Abrahamson N. 2001. An empirical geotechnical seismic site response procedure. *Earthquake Spectra*. **17**(1).
- Stewart J, Liu A, Choi Y. 2003. Amplification factors for spectral acceleration in tectonically active regions. *Bulletin of the Seismological Society of America*. **93**(1):332-52.
- Verdugo R. 2019. Seismic site classification. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **124**:317-329.
- Zhao J, Irikura K, Zhang J, Fukushima Y, Somerville P, Asano A, et al. 2006. An Empirical site classification method for strong-motion stations in Japan using H/V response spectral ratio. *Bulletin of the Seismological Society of America*. **96**(3):914-25.

## COEFICIENTES DE MODIFICACIÓN POR EL AMORTIGUAMIENTO

- Bommer JJ, Mendis R. (2005). Scaling of displacement spectral ordinates with damping ratios. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. **34**(2):145-165.
- Bradley BA. (2015). Period dependence of response spectrum damping modification factors due to source-and site-specific effects. *Earthquake Spectra*. **31**(2):745-759.



- Cardone D, Dolce M, Rivelli M. (2009). Evaluation of reduction factors for high-damping design response spectra. *Bulletin of Earthquake Engineering*. **7**:273–291.
- Hao AM, Zhou DY, Li YM. (2011). Effects of moment magnitude, site conditions and closest distance on damping modification factors. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **31**:1232–1247.
- Hatzigeorgiou GD. (2010). Damping modification factors for SDOF systems subjected to near-fault, far-fault and artificial earthquakes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. **39**(11):1239–1258.
- Lin YY, Miranda E, Chang KC. (2005). Evaluation of damping reduction factors for estimating elastic response of structures with high damping. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. **34**(11):1427–1443.
- Mendo A, Fernandez-Dávila VI. (2017). Bases for standard of analysis and design of base isolation system for buildings in Peru. *16<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Santiago de Chile*.
- Mollaioli F, Liberatore L, Lucchini A. (2014). Displacement damping modification factors for pulse-like and ordinary records. *Engineering Structures*. **78**:17–27.
- Piscal A. CM, Lopez-Almansa F. (2018). Generating damping modification factors after artificial inputs in scenarios of local records scarcity. *Bulletin of Earthquake Engineering*. **16**:5371–5396.
- Sáez A, Moroni MO, Sarrazin M (2012). Contributions to the Chilean code for seismic design of buildings with energy dissipation devices. *15<sup>th</sup> WCEE, Lisbon*.

### COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO (CONCRETO REFORZADO)

- D’Ambrisi A, Filippou C. 1999. Modeling of cyclic shear behavior in RC members. *Journal of Structural Engineering*. **125**(10):1143–1150.
- Galal KE, Ghobarah A. 2003. Flexural and shear hysteretic behaviour of reinforced concrete columns with variable axial load. *Engineering Structures*. **25**(11):1353–1367.
- Lee CS, Han SW. 2021. An Accurate Numerical Model Simulating Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Columns Irrespective of Types of Loading Protocols. *International Journal of Concrete Structures and Materials*. **15**:5.
- Mansour M, Hsu TTC. 2005. Behavior of Reinforced Concrete Elements under Cyclic Shear. II: Theoretical Model. *Journal of Structural Engineering*. **131**(1):54.
- Nogami Y, Murono Y, Sato T. 2008. Non linear Hysteresis Model Considering Strength Degradation by Cyclic Loading for RC Members. *QR of RTRI*. **49**(4):227–231.
- Wang B, Huo G, Sun Y, Zheng S. 2019. Hysteretic Behavior of Steel Reinforced Concrete Columns Based on Damage Analysis. *Applied Sciences*. **9**:687.

### COMPORTAMIENTO LATERAL Y LONGITUDINAL DE PILOTES

- Bateman AH, Crispin JJ, Vardanega PJ, Mylonakis GE. 2022. Theoretical  $t$ - $z$  Curves for Axially Loaded Piles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. **148**(7):04022052.
- Darendeli MB. 2001. Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves. *PhD. Thesis. University of Texas at Austin*.
- Hoek E, Carranza-Torres C, Corkum B. 2002. Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition. Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto. **1**:267–273.
- Kraft Jr LM, Ray RP, Kagawa T. 1981. Theoretical  $t$ - $z$  curves. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. **107**(11):1543–1561.
- Liang R, Yang K, Nusairat J. 2009.  $p$ - $y$  Criterion for Rock Mass. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. **135**(1).
- Matlock H. 1970. Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay. *2<sup>nd</sup> Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas*.

- O'Neill MW, Reese LC. 1999. Drilled shafts: Construction procedures and design methods. Publication No. FHWA-IF-99-025. *Federal Highway Administration, Washington*.
- Reese LC, Cox WR, Koop FD. 1974. Analysis of laterally loaded piles in sand. *Offshore Technology in Civil Engineering Hall of Fame Papers from the Early Years*. 95-105.
- Reese LC, Welch RC. 1975. Lateral loading of deep foundations in stiff clay. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*. 101(GT7):633-649.
- Reese LC, Nyman KJ. 1978. Field Load Tests of Instrumented Drilled Shafts at Islamorada, Florida. *The University of Texas, Austin, Texas*.
- Reese LC, Van Impe WF. 2010. Single piles and pile groups under lateral loading. *CRC Press*.
- Simon. 1995. Commentaires sur le choix des coefficients de reaction pour le calcul des écrans de soutènement. *Revue française de géotechnique*. **71**:11-19.
- Welch RC, Reese LC. 1972. Laterally loaded behavior of drilled shafts. Research Report 3-5-65-89. *Center for Highway Research, University of Texas, Austin*.

## COMPORTAMIENTO NO LINEAL DEL SUELO

- Alpan I. 1970. Earth science reviews. The geotechnical properties of soils, 6. *The Netherlands: Elsevier*. 5-49.
- Amorosi A, Boldini D, Elia G. 2010. Parametric study on seismic ground response by finite element modelling. *Computers and Geotechnics*. **37**(4):515-528.
- Brinkgreve R et al. 2016. PLAXIS2D, PLAXIS bv. *TU Delft*.
- Groholski DR, Hashash YMA, Kim B, Musgrove M, Harmon J, Stewart JP. 2016. Simplified Model for Small-Strain Nonlinearity and Strength in 1D Seismic Site Response Analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. **142**(9):1-14.
- Hashash YMA, Park D. 2001. Non-linear one-dimensional seismic ground motion propagation in the Mississippi embayment. *Engineering Geology*. **62**(1-3):185-206.
- Kim YS, Roesset JM. 2004. Effect of Nonlinear Soil Behavior on Inelastic Seismic Response of a Structure. *International Journal of Geomechanics*. **4**(2):104-114.
- Kishida T. 2017. Comparison and Correction of Modulus Reduction Models for Clays and Silts. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. **143**(4):04016110.
- Matasovic N, Vucetic M. 1993. Cyclic characterization of liquefiable sands. *Journal of Geotechnical Engineering*. **119**(11):1805-1822.
- Oztoprak S, Bolton MD. 2013. Stiffness of sands through a laboratory test database. *Géotechnique*. **63**(1):54-70.
- Park D, Hashash YMA. 2004. Soil damping formulation in nonlinear time domain site response analysis. **8**:249-274.
- Phillips C, Hashash YMA. 2009. Damping formulation for nonlinear 1D site response analyses. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **29**(7):1143-1158.
- Régnier J, Cadet H, Bard PY. 2016. Empirical Quantification of the Impact of Nonlinear Soil Behavior on Site Response. *Bulletin of the Seismological Society of America*. **106**(4).
- Salgado R. 2008. The engineering of foundations. *McGraw Hill*.
- Schnabel PB, Lysmer J, Seed BH. 1972. SHAKE, a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites. *Pacific Earthquake Engineering Research Center. Report EERC 72-12*.
- Tropeano G, Chiaradonna A, D'Onofrio A, Silvestri F. 2016. An innovative computer code for 1D seismic response analysis including shear strength of soils. *Géotechnique*. **66**(2):95-105.
- Umberg D. 2012. Dynamic properties of soils with non-plastic fines. PhD Thesis. *University of Texas at Austin*.
- Vardanega PJ, Bolton M. 2014. Stiffness of clays and silts: Modeling considerations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. **140**(6):06014004.



- Wichtmann T, Kimmig I, Triantafyllidis T. 2017. On correlations between “dynamic” (small-strain) and “static” (large-strain) stiffness moduli – An experimental investigation on 19 sands and gravels. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **98**:72-83.

## DESGLIZAMIENTO SÍSMICO DE LADERAS

- Baziar MH, Rezaeipour H, Jafarian Y. 2012. Decoupled Solution for Seismic Permanent Displacement of Earth Slopes Using Deformation-Dependent Yield Acceleration. *Journal of Earthquake Engineering*. **16**:917-936.
- Bray JD, Travasarou T. 2007. Simplified Procedure for Estimating Earthquake-Induced Deviatoric Slope Displacements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. **133**(4):381-392.
- Bray JD, Travasarou T. 2009. Pseudostatic Coefficient for Use in Simplified Seismic Slope Stability Evaluation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. **135**(9):1336-1340.
- Brun M, Gravouila A, Combescure A, Limam A. 2015. Two FETI-based heterogeneous time step coupling methods for Newmark and  $\alpha$ -schemes derived from the energy method. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. **283**:130-176.
- Cattoni E, Salciarini D, Tamagnini C. 2019. A Generalized Newmark Method for the assessment of permanent displacements of flexible retaining structures under seismic loading conditions. *Soil Dynamics & Earthquake Engineering*. **117**:221-233.
- Du W. 2018. Effects of directionality and vertical component of ground motions on seismic slope displacements in Newmark sliding-block analysis. *Engineering Geology*. **239**:13-21.
- Hazari S, Ghosh S, Sharma RP. 2020. Seismic analysis of slope considering log-spiral failure surface with numerical validation. *International Journal of Geo-Engineering*. **11**:12.
- Higaki D, Abe S. 2013. Classification of the Geomorphology, Geology and Movement Types of Earthquake Landslides. *Earthquake-Induced Landslides*. Springer.
- Jafarian Y, Lashgari A. 2016. Simplified Procedure for Coupled Seismic Sliding Movement of Slopes Using Displacement-Based Critical Acceleration. *International Journal of Geomechanics*. **16**(4):1-16.
- Jibson RW. 1993. Predicting earthquake-induced landslide displacements using Newmark's sliding block analysis. *Transportation Research Record*.
- Jibson RW. 2007. Regression models for estimating coseismic landslide displacement. *Engineering Geology*. **91**(2):209-218.
- Jibson RW. 2011. Methods for assessing the stability of slopes during earthquakes—A retrospective. *Engineering Geology*. **122**:43-50.
- Keefer DK. 1984. Landslides caused by earthquakes. *Geological Society of America Bulletin*. **95**:406-421.
- Kramer SL. 1996. *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall.
- Lashgari A, Jafarian Y, Haddad A. 2018. Predictive model for seismic sliding displacement of slopes based on a coupled stick-slip-rotation approach. *Engineering Geology*. **244**:25-40.
- Newmark NM. 1965. Effects of earthquakes on dams and embankments. *Geotechnique*. **15**(2):139-160.
- Rathje EM, Bray JD. 1999. An Examination of Simplified Earthquake-induced Displacement Procedures for Earth Structures. *Canadian Geotechnical Journal*. **36**:72-87.
- Rathje EM, Bray JD. 2000. Nonlinear Coupled Seismic Sliding Analysis of Earth Structures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. **126**(11):1002-1013.
- Rodríguez CE, Bommer JJ, Chandler RJ. 1999. Earthquake-induced landslides: 1980-1997. *Soil Dynamics & Earthquake Engineering*. **18**(5):325-346.
- Romeo R. 2000. Seismically induced landslide displacements: a predictive model. *Engineering Geology*. **58**(3):337-351.

- Seed HB. 1979. Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams. *Geotechnique*. **29**(3):215-263.
- Terzaghi K. 1950. Mechanisms of landslides. *Engineering Geology. Geological Society of America*.

## DISEÑO BASADO EN EL DESEMPEÑO

- FEMA 356. 2000. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. *Federal Emergency Management Agency*.
- Ghobarah A. 2001. Performance-based in earthquake engineering: state of development. *Engineering Structures*. **23**(8):878-884.
- Huh J, Tran QH, Haldar A, Park I, Ahn JH. 2017. Seismic Vulnerability Assessment of a Shallow Two-Story Underground RC Box Structure. *Applied Sciences*. **7**:735.
- Liu J, Wang W, Dasgupta G. 2014. Pushover analysis of underground structures: Method and application. *Science China Technological Sciences*. **57**:423-437.
- Priestley MJN. 2000. Performance-Based Seismic Design. *12WCEE Auckland, NZ.Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings*. 1995. *Structural Engineers Association of California*.

## DISEÑO BASADO EN EL DESEMPEÑO PARA ESTRUCTURAS ENTERRADAS

- Chen J, Xu C, El Naggar HM, Du X. 2022. Study on seismic performance and index limits quantification for prefabricated subway station structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **162**:107460.
- Du XL, Jiang JW, Xu ZG, Xu C, Liu S. 2019. Study on quantification of seismic performance index for rectangular frame subway station structure. *China Civil Engineering Journal*. **52**(10):111-119.
- Du XL, Jiang JW, El Naggar MH, Xu C, Xu ZG. 2021. Interstory drift ratio associated with performance objectives for shallow-buried multistory and span subway stations in inhomogeneous soil profiles. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. **50**(2):655-672.
- Liu T, Chen Z, Yuan Y, Shao X. 2017. Fragility analysis of a subway station structure by incremental dynamic analysis. *Advances in Structural Engineering*. **20**(7):1111-1124.
- Mohammadi-Haji B, Ardakani A. 2020. Performance-based analysis of tunnels under seismic events with nonlinear features of soil mass and lining. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **134**(April):106158.
- Qiu D, Chen J, Fu H. 2022. Research on the comprehensive evaluating index of seismic performance of underground large-scale frame structures. *Structures*. **37**:645-660.
- Wenhui W. 2013. Research on Practical Seismic Analysis Methods and Performance Index of Underground Structures. *Tsinghua University*.
- Yang J, Zhuang H, Zhang G, Xu Z. 2022. Research on quantitative system of seismic performance levels for subway station structure with two-story and three-span. *Journal of Building Structures*.
- Zhong Z, Shen Y, Zhao M, Li L, Du X. 2022. Seismic Performance Evaluation of Two-story and Three-span Subway Station in Different Engineering Sites. *Journal of Earthquake Engineering*. **26**(14):7505-7535.
- Zhuang H, Zhao C, Chen S, Fu J, Zhao K, Chen G. 2020. Seismic performance of underground subway station with sliding between column and longitudinal beam. *Tunnelling and Underground Space Technology*. **102**:103439.
- Zhuang H, Ren J, Miao Y, Jing L, Yao E, Xu C. 2021. Seismic Performance Levels of a Large Underground Subway Station in Different Soil Foundations. *Journal of Earthquake Engineering*. **25**(14):2808-2833.



## DISEÑO Y ANÁLISIS SISMORRESISTENTES DE COMPONENTES NO ESTRUCTURALES

- Charney FA, Heausler TF, Marshall JD. 2020. Seismic Loads: Guide to the Seismic Load Provisions of ASCE 7-16. American Society of Civil Engineers.
- FEMA E-74. 2012. Reducing the Risks of Non-Structural Earthquake Damage – A Practical Guide. *Federal Emergency Management Agency*.
- FEMA P-58. 2018. Seismic performance assessment of buildings. *Federal Emergency Management Agency*.
- Filiatrault A, Sullivan T. 2014. Performance-based seismic design of nonstructural building components: The next frontier of earthquake engineering. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*. **13**:17–46.
- Filiatrault A, Perrone D, Merino RJ, Calvi GM. 2018. Performance-Based Seismic Design of Nonstructural Building Elements. *Journal of Earthquake Engineering*.
- Guyer JP. 2016. An Introduction to Seismic Design of Nonstructural Building Components. *CreateSpace*.
- IBC. 2021. International Building Code. *International Code Council*.
- ICC-ES AC 156. 2019. Acceptance Criteria for Seismic Certification by Shake-Table Testing of Nonstructural Components and Systems. *International Code Council Evaluation Service*.
- ISO 13033. 2013. Bases for design of structures. Loads, forces and other actions. Seismic actions on nonstructural components for building applications. *International Organization for Standardization*.
- Jiang W, Li B, Xie WC, Pandey MD. 2015. Generate floor response spectra: Part 1. Direct spectra-to-spectra method. Part 2: Response spectra for equipment-structure resonance. *Nuclear Engineering and Design*. **293**:525–560.
- Leissa AW. 1969. Vibration of plates. *NASA SP-160*.
- NIST GCR 17-917-44. 2017. Seismic Analysis, Design and Installation of Nonstructural Components and Systems – Background and Recommendations for Future Work. *National Institute of Standards and Technology*.
- Singhi MP, Suarez LE, Matheu EE, Maldonado GO. 1993. Simplified Procedures for Seismic Design of Nonstructural Components and Assessment of Current Code Provisions. *Technical Report NCEER-93-0013. State University of New York at Buffalo*.

## EFFECTOS SÍSMICOS PARA GRANDES CAVIDADES

- Chen Z, Fan Y, Jia P. 2021. Influence of buried depth on seismic capacity of underground subway stations through performance-based evaluation. *Structures*. **32**:194-203.
- Li W, Chen Q. 2020a. Effect of vertical ground motions and overburden depth on the seismic responses of large underground structures. *Engineering Structures*. **205**:110073.
- Li W, Chen Q. 2020b. Seismic damage evaluation of an entire underground subway system in dense urban areas by 3D FE simulation. *Tunnelling and Underground Space Technology*. **99**:103351.
- Owen GN, Scholl RE. 1981. Earthquake Engineering of Large Underground Structures. *Federal Highway Administration*. FHWA/RD-80/195.
- Simic M, French DJ. 1998. Three-dimensional analysis of deep underground stations. *The Value of Geotechnics In Construction. Institution of Civil Engineers*. London.
- Tang B, Li X, Chen S, Zhuang H, Chen HP. 2020. Investigations of seismic response to an irregular-section subway station structure located in a soft clay site. *Engineering Structures*. **217**:110799.
- Wu W, Ge S, Yuan Y. 2022. Seismic response characteristics of cross interchange metro stations: Transversal response of the three-storey section. *Engineering Structures*. **252**:113525.

- Yang J, Zhuang H, Wang W, Zhou Z, Chen G. 2021. Seismic performance and effective isolation of a large multilayered underground subway station. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **142**:106560.
- Zhang Y, Fu X, Sheng Q. 2014. Modification of the discontinuous deformation analysis method and its application to seismic response analysis of large underground caverns. *Tunnelling and Underground Space Technology*. **40**:241–250.

## EMPUJES EN ESTRUCTURAS SUBTERRÁNEAS

- Chen ZY, Chen W, Fan H. 2015. Seismic earth pressure on a multi-story underground structure. *ICCM2015, Auckland, NZ*.
- Dave TN, Dasaka SM, Khan N, Krishna A M. 2013. Evaluation of Seismic Earth Pressure Reduction using EPS Geofoam *18<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris*.
- Hushmand A, Dashti S, Zhang M, McCartney JS, Ghayoomi M, Hushmand B, Mokarram N, Davis C, Lee Y, Hu J. 2014. Seismic Soil-Structure-Interaction and Lateral Earth Pressures on Buried Reservoir Structures. *Geo-Congress ASCE*.
- Hushmand A, Dashti S, Davis C, Hushmand B, Zhang M, Ghayoomi M, McCartney JS, Lee Y, Hu J. 2016. Seismic Performance of Underground Reservoir Structures: Insight from Centrifuge Modeling on the Influence of Structure Stiffness. *Journal of Geotechnical Geoenvironment Engineering*. **142**(7):04016020.
- Jung C, Bobet A, Fernández G. 2010. Analytical solution for the response of a flexible retaining structure with an elastic backfill. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. **34**:1387–1408.
- Keykhosropour L, Lemnitzer A. 2019. Experimental studies of seismic soil pressures on vertical flexible, underground structures and analytical comparisons. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **118**:166–178.
- Madabhushi SPG, Zeng X. 2017. Simulating Seismic Response of Cantilever Retaining Walls. *Journal of Geotechnical Geoenvironment Engineering*. **133**(5):539-549.
- Moayyedian M, Moslem K, Shooshtari A. 2008. Proposed Dynamic Soil Pressure Diagram on Rigid Walls. *IJE Transactions A: Basics*. **21**(3):213-224.
- Ostadan F. 2005. Seismic soil pressure for building walls: An updated approach. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **25**:785–793.
- Psarropoulos PN, Klonaris G, Gazetas G. 2005. Seismic earth pressures on rigid and flexible retaining walls. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **25**:795–809.
- Qiu D, Chen J, Xu Q. 2019a. Comparative numerical analysis on dynamic effects of underground large scale frame structures under seismic waves. *Tunnelling and Underground Space Technology*. **83**:35-50.
- Qiu D, Chen J, Xu Q. 2019b. Dynamic responses and damage forms analysis of underground large scale frame structures under oblique SV seismic waves. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **117**:216–220.
- Seylabia EE, Jeong C, Dashtic S, Hushmand A, Tacioglu E. 2018. Seismic response of buried reservoir structures: a comparison of numerical simulations with centrifuge experiments. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **109**:89–101.
- Ulgen D, Saglam S, Ozkan MY. 2015. Dynamic response of a flexible rectangular underground structure in sand: centrifuge modeling. *Bulletin of Earthquake Engineering*. **13**:2547-2566.

## ENSAYOS DE CAMPO

- ASTM D1196M. Standard Test Method for Non-Repetitive Static Plate Load Tests of Soils and Flexible Pavement Components, for Use in Evaluation and Design of Airport and Highway Pavement. *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM D1586M. Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils. *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM D5753. Standard Guide for Planning and Conducting Geotechnical Borehole Geophysical Logging. *American Society for Testing and Materials*.



- ASTM D5777. Standard Guide for Using the Seismic Refraction Method for Subsurface Investigation. *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM D5778. Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils. *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM D6429. Standard Guide for Selecting Surface Geophysical Methods (Withdrawn 2020). *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM D6430. Standard Guide for Using the Gravity Method for Subsurface Site Characterization. *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM D6639. Standard Guide for Using the Frequency Domain Electromagnetic Method for Subsurface Site Characterizations. *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM D6726. Standard Guide for Conducting Borehole Geophysical Logging-Electromagnetic Induction. *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM D6727M. Standard Guide for Conducting Borehole Geophysical Logging-Neutron. *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM D6820. Standard Guide for Use of the Time Domain Electromagnetic Method for Geophysical Subsurface Site Investigation. *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM D7128. Standard Guide for Using the Seismic-Reflection Method for Shallow Subsurface Investigation. *American Society for Testing and Materials*.
- JGS 1122-2012. Method for Seismic Velocity Logging. *Japanese Geotechnical Society*.
- JGS 1311-2012. Method for Measuring Ground Water Level in Borehole. *Japanese Geotechnical Society*.
- JGS 1312-2012. Method for Measuring Ground Water Level in Well. *Japanese Geotechnical Society*.
- JGS 1221-2011. Method for Obtaining Soil Samples using Thin-walled Tube Sampler with Fixed Piston. *Japanese Geotechnical Society*.
- JGS 1224-2011. Method for Obtaining Samples using Rotary Double-Tube Sampler with Sleeve. *Japanese Geotechnical Society*.
- JGS 1231-2011. Method for Obtaining Soil Block Samples. *Japanese Geotechnical Society*.
- JIS A 1219-2013. Method for Standard Penetration Test. *Japanese Standards Association*.

## ENSAYOS DE LABORATORIO

- ASTM D2166. Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil. *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM D2216. Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass. *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM D2434. Standard Test Method for Permeability of Granular Soils (Constant Head). *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM D2850. Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soil. *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM D4015. Standard Test Methods for Modulus and Damping of Soils by Fixed-Base Resonant Column Devices. *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM D4318. Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils. *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM D4767. Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils. *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM D5084. Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter. *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM D5311. Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil. *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM D6528. Standard Test Method for Consolidated Undrained Direct Simple Shear Testing of Fine Grain Soils. *American Society for Testing and Materials*.



- ASTM D6913M. Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis. *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM D7181. Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils. *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM D7263. Standard Test Methods for Laboratory Determination of Density (Unit Weight) of Soil Specimens. *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM D7928. Standard Test Method for Particle-Size Distribution (Gradation) of Fine-Grained Soils Using the Sedimentation (Hydrometer) Analysis. *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM D854. Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM WK60969. New Test Method for Determination of Shear Wave Velocity and Initial Shear Modulus in Soil Specimens Using Bender Elements. *American Society for Testing and Materials*.
- JGS 0191-2000. Test method for bulk density of soils (JIS A1225). Preparation of Soil Specimens for Triaxial Tests. *Japanese Geotechnical Society*.
- JGS 0520-2009. Preparation of Soil Specimens for Triaxial Tests. *Japanese Geotechnical Society*.
- JGS 0524-2009. Method for Consolidated-Drained Triaxial Compression Test on Soils. *Japanese Geotechnical Society*.
- JGS 0541-2009. Method for Cyclic Undrained Triaxial Test on Soils. *Japanese Geotechnical Society*.
- JGS 0542-2009. Method for Cyclic Triaxial Test to Determine Deformation Properties of Geomaterials. *Japanese Geotechnical Society*.
- JGS 0543-2009. Method for Cyclic Torsional Shear Test on Hollow Cylindrical Specimens to Determine Deformation Properties of Soils. *Japanese Geotechnical Society*.
- JIS A 1204-2014. The method for particle size distribution of soils. *Japanese Standards Association*.
- JIS A 1216-2016. Method for unconfined compression test of soils. *Japanese Standards Association*.

## ESTIMACIÓN DE DISLOCACIÓN DE FALLA

- Aguirre E, Benavente C, Audin L, Wimpenny S, Baize S, Rosell L, Delgado F, García B, Palomino A. 2021. Earthquake surface ruptures on the altiplano and geomorphological evidence of normal faulting in the December 2016 ( $M_w$  6.1) Parina earthquake, Peru. *Journal of South American Earth Sciences*. **106**:103098.
- ANSI/ANS-2.30. 2015. Criteria for Assessing Tectonic Surface Fault Rupture and Deformation at Nuclear Facilities. *American Nuclear Society*. La Grange Park, IL.
- Baize S, Nurminen F, Sarmiento A, Dawson T, Takao M, Scotti O, et al. 2019. A worldwide and unified database of surface ruptures (SURE) for fault displacement hazard analyses. *Seismological Research Letters*. **91**:499–520.
- Bellier O, Dumont JF, Sébrier M, Merchier JL. 1991. Geological constraints on the kinematics and fault-plane solution of the Quiches fault zone reactivated during the 10 november 1946 Ancash earthquake, Northern Peru. *Bulletin of the Seismological Society of America*. **81**(2):468–490.
- Bhattacharya S, Orense R, Lombardi D. 2019. Seismic design of foundations. Concepts and applications. *ICE Publishing, Thomas Telford, London*.
- Chen R, Petersen MD. 2019. Improved Implementation of Rupture Location Uncertainty in Fault Displacement Hazard Assessment. *Bulletin of the Seismological Society of America*. **109**:2132–2137.
- Hamada Y, Sakaguchi A, Tanikawa W, et al. 2015. Estimation of slip rate and fault displacement during shallow earthquake rupture in the Nankai subduction zone. *Earth Planets Space*. **67**:39.
- Katona TJ, Tóth L, Gyori E. 2021. Fault Displacement Hazard Analysis Based on Probabilistic Seismic Hazard Analysis for Specific Nuclear Sites. *Applied Sciences*. **11**:7162.





- Keylis-Borok V. 2010. On estimation of the displacement in an earthquake source and of source dimensions. *Annals of Geophysics*. **53**(1):17-20.
- Long F, Wen XZ, Xu XW. 2006. Empirical relationships between magnitude and rupture length, and rupture area, for seismogenic active faults in north China. *Seismological Geology*. **28**:511-535.
- Moss RES, Ross ZE. 2011. Probabilistic fault displacement analysis for reverse faults. *Bulletin of the Seismological Society of America*. **101**(4):1542-1553.
- Nurminen F, Baize S, Boncio P, Blumetti AM, Cinti FR, Civico R, Guerrieri L. 2022. SURE 2.0 – New release of the worldwide database of surface ruptures for fault displacement hazard analyses. *Scientific Data*. **9**:729.
- Petersen MD, Dawson, TE, Chen R, Cao T, Wills CJ, Schwartz DP, Frankel AD. 2011. Fault displacement hazard for strike-slip faults. *Bulletin of the Seismological Society of America*. **101**:805-825.
- Sawada M, Habu K, Hori M. 2018. Estimation of Surface Fault Displacement by High Performance Computing. *Journal of Earthquake and Tsunami*. **12**(04):1841003
- Sekiguchi H, Irikura K, Iwata T. 2006. Source inversion for estimating the continuous slip distribution on a fault-introduction of Green's functions convolved with a correction function to give moving dislocation effects in subfaults. *Geophysical Journal International*. **150**(2):377-391.
- Wells DL, Coppersmith KJ. 1994. New empirical relationships among magnitude, rupture length, rupture width, rupture area, and surface displacement. *Bulletin of the Seismological Society of America*. **84**:974-1002.
- Wells DL, Kulkarni VS. 2011. Probabilistic fault displacement hazard analysis. Sensitivity analyses and recommended practices for developing design fault displacements. *10<sup>th</sup> National Conference in Earthquake Engineering*. Anchorage, Alaska.
- Wesnousky SG. 2008. Displacement and Geometrical Characteristics of Earthquake Surface Ruptures: Issues and Implications for Seismic-Hazard Analysis and the Process of Earthquake Rupture. *Bulletin of the Seismological Society of America*. **98**(4):1609-1632.
- Yan TY, Cui Z, Zhang YH, Zhang CJ, Sheng Q, Li JH. 2018. Study of distribution characteristics of in-situ stress field in occurrence area of crossing active fault tunnel engineering. *Rock and Soil Mechanics*. **39**:387-395.
- Youngs RR. 2003. A methodology for probabilistic fault displacement hazard analysis (PFDHA). *Earthquake Spectra*. **19**:191-219.
- Zhao JS, Zhou ZH. 2009. A Probabilistic approach to evaluate permanent displacement of causative faults. *China Journal of Rock Mechanical Engineering*. **28**:3349-3356.
- Zhao Y, Guo ED, Wang Q, Liu Z. 2013. Estimate method of dislocation to seismic surface rupture under strike-slip fault. *Rock and Soil Mechanics*. **34**(5):1403-1408.

## **ESTRUCTURAS SUBTERRÁNEAS DAÑADAS POR TERREMOTOS. ESTACIÓN DAIKAI (KOBE, JAPÓN)**

- An X, Shawky AA, Maekawa K. 1997. The Collapse Mechanism of a Subway Station during the Great Hanshin Earthquake. *Cement and Concrete Composites*. **19**:241-257.
- Dong R, Jing L, Li Y, Yin Z, Wang G, Xu K. 2020. Seismic deformation mode transformation of rectangular underground structure caused by component failure. *Tunnelling & Underground Space Technology*. **98**:102398.
- Du X-L, Li Y, Xu CS, Lu D-C, X Z, Jin L. 2018. Review on damage causes and disaster mechanism of Daikai subway station during 1995 Osaka-Kobe Earthquake. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*. **40**(2):223-236.
- Hashash YMA, Hook JJ, Schmidt B, Yao JIC. 2001. Seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling & Underground Space Technology Incorporating Trenchless Technology Research*. **16**(4):247-293.

- Hashash YMA, Park D. 2001a. Nonlinear one-dimensional seismic ground motion propagation in the Mississippi embayment. *Engineering Geology*. **62**(1-3):185-206.
- Huo H, Bobet A, Fernández G, Ramírez J. 2005. Load Transfer Mechanisms between Underground Structure and Surrounding Ground: Evaluation of the Failure of the Daikai Station. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. **131**(12):1522-1533.
- Iida H, Hiroto T, Yoshida N, Iwafuji M. 1996. Damage to Daikai subway station. *Soils and foundations*. **36**(Special):283-300.
- Li W, Chen Q. 2018. Seismic Performance and Failure Mechanism of a Subway Station Based on Nonlinear Finite Element Analysis. *KSCE Journal of Civil Engineering*. **22**(2):765-776.
- Lu CC, Hwang JH. 2019. Nonlinear collapse simulation of Daikai Subway in the 1995 Kobe earthquake: Necessity of dynamic analysis for a shallow tunnel. *Tunnelling and Underground Space Technology*. **87**:78-90.
- Lu D, Wu C, Ma C, Du X, El Nagggar MH. 2019. A novel segmental cored column for upgrading the seismic performance of underground frame structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **131**:106011.
- Ma C, Lu DC, Du XL, Qia CZ, Zhang XY. 2019. Structural components functionalities and failure mechanism of rectangular underground structures during earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **119**:265-280.
- Ma C, Lu DC, Gao H, Du CZ, Qi C. 2021. Seismic performance improvement of underground frame structures by hanging connection type between sidewalls and slab. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **149**:106851.
- Mikami A, Konagai K, Sawada T. 2001. Stiffness design of isolation rubber for center columns of tunnel (in Japanese). *JSCE Proceedings*. 682:415-420.
- Nakamura S, Yoshida N, Iwatate T. 1996. Damage to Daikai Subway Station During the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake and its Investigation. Downloadable from <https://www.researchgate.net/>.
- Nguyen VQ, Nizamani ZA, Parka D, Kwon OS. 2020. Numerical simulation of damage evolution of Daikai station during the 1995 Kobe earthquake. *Engineering Structures*. **206**.
- NIST Special Publication 901. 1996. The January 17, 1995 Hyogoken-Nanbu (Kobe) Earthquake. Performance of Structures, Lifelines, and Fire Protection Systems. *National Institute of Standards and Technology*.
- Parra-Montesinos GJ, Bobet A, Ramirez JA. 2016. Evaluation of Soil-Structure Interaction and Structural Collapse in Daikai Subway Station During Kobe Earthquake. *ACI Structural Journal*. **103**:113-122.
- Samata S, Ohuchi H, Matsuda T. 1997. A Study of the Damage of Subway Structures during the 1995 Hanshin-Awaji Earthquake. *Cement and Concrete Composites*. **19**:223-239.
- Sato Civil Engineering Department. 1997. Damage and restoration records to Daikai subway station of Kobe rapid transit railway east and west line (in Japanese). *Sato Industry*.
- Sayed MA, Kwon OS, Park D, Van Nguyen Q. 2019. Multi-platform soil-structure interaction simulation of Daikai subway tunnel during the 1995 Kobe earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **125**.
- Shabadi S, Parvizi M, Moghadam MR, Samani EM-A. 2021. Attenuation Potential of Geofoam as Cover Material in Cut and Cover Tunnels during Earthquakes. *Journal of Earthquake Engineering*.
- Uenishi K, Sakurai S. 2000. Characteristic of the vertical seismic waves associated with the 1995 Hyogo-ken Nanbu (Kobe), Japan earthquake estimated from the failure of the Daikai Underground Station. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. **29**:813-821.
- Xianfeng M, Mochizuki A. 1998. Damage and Restoration of the Collapsed Daikai Subway Satation during the 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake (in Chinese). *Journal of Railway Engineering Society*. 446-452.



- Xu Z, Du X, Xu C, et al. 2019a. Numerical research on seismic response characteristics of shallow buried rectangular underground structure. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **116**:242-252.
- Xu Z, Du X, Xu C, et al. 2019b. Simplified equivalent static methods for seismic analysis of shallow buried rectangular underground structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **121**:1-11.
- Yamato T, Umehara T, Aoki H, et al. 1996. Damage to Daikai subway station of Kobe rapid transit system and estimation of its reason during the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake (in Japanese). *Journal of JSCE*. **537**:303-320.
- Yoshida N, Nakamura S, Iwafuji M, Yoshimura H. 1996. Survey and restoration of the Daikai Subway Station damaged during the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake. *Tunnels et ouvrages souterrains*. **138**:363-371.
- Yu H, Li X. 2017. Investigation on Damage Mechanism of the Daikai Station Induced by the Strong Kobe Earthquake. *International Journal of Earth & Environmental Sciences*. **2**:1-10.

## ESTRUCTURAS SUBTERRÁNEAS DAÑADAS POR TERREMOTOS. TÚNELES DE MONTAÑA

- Lanzano G, Bilotta E, Russo G. 2008. Tunnels under seismic loading: a review of damage case histories and protection methods. *MEETING (Mitigation of the Earthquake Effects in Towns and Industrial Regional Districts)*.
- Li T. 2012. Damage to mountain tunnels related to the Wenchuan earthquake and some suggestions for aseismic tunnel construction. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*. **71**:297-308.
- Lu CC, Hwang JH. 2018. Damage analysis of the new Sanyi railway tunnel in the 1999 Chi-Chi earthquake: Necessity of second lining reinforcement. *Tunnelling and Underground Space Technology*. **73**:48-59.
- Shen Y, Gao B, Yang X, Tao S. 2014. Seismic damage mechanism and dynamic deformation characteristic analysis of mountain tunnel after Wenchuan earthquake. *Engineering Geology*. **180**:85-98.
- Wang WL, Wang TT, Su JJ, Lin CH, Seng CR, Huang TH. 2001. Assessment of damage in mountain tunnels due to the Taiwan Chi-Chi Earthquake. *Tunnelling and Underground Space Technology*. **16**:133-150.
- Yu H, Chen J, Bobet A, Yuan Y. 2016. Damage observation and assessment of the Longxi tunnel during the Wenchuan earthquake. *Tunnelling and Underground Space Technology*. **54**:102-116.
- Zhang X, Yujing J, Maegawa K. 2020. Mountain tunnel under earthquake force: A review of possible causes of damages and restoration methods. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. Published online.

## ESTRUCTURAS SUBTERRÁNEAS PREFABRICADAS

- Chen J, Xu C, El Naggar HM, Du X. 2023. Seismic response analysis of rectangular prefabricated subway station structure. *Tunnelling and Underground Space Technology*. **131**:104795.
- Tao L, Ding P, Shi C, Wu X, Wu S, Li S. 2019. Shaking table test on seismic response characteristics of prefabricated subway station structure. *Tunnelling and Underground Space Technology*. **91**:102994.
- Yang X, Shi Z, Lin F. 2019. Influence of Geometrical Parameters on Performance of Grouted Mortise and Tenon Joints for Application in Prefabricated Underground Structures. *Advances in Civil Engineering*. 1-14.
- Yang X, Lin F. 2019. Prefabrication technology for underground metro station structure. *Tunnelling and Underground Space Technology*. **108**:103717.
- Yang X, Huang M, Lin F. 2019. Research Strategies on New Prefabricated Technology for Underground Metro Stations. *Urban Rail Transit*. **5**:145-154.

## INTERACCIÓN ENTRE SUELO Y ESTRUCTURA

- Ambrosini RD. 2006. Material damping vs. radiation damping in soil-structure interaction analysis. *Computers and Geotechnics*. **33**(2):86-92.
- Anand V, Kumar SRS. 2018. Seismic Soil-structure Interaction: A State-of-the-Art Review. *Structures*. **16**:317-326.
- Behnen G, Nevrlly T, Fischer O. 2015. Soil-structure interaction in tunnel lining analyses. *Geotechnik*. **38**(2):296-106.
- Mylonakis G, Gazetas G. 2000. Seismic Soil-Structure Interaction: Beneficial or Detrimental? *Journal of Earthquake Engineering*. **4**:(3)277-301.
- Pecker A. 2007. Soil Structure Interaction. *Advanced Earthquake Engineering Analysis*. CISM International Centre for Mechanical Sciences. Springer.
- Stewart JP, Fennes GL, Seed RB. 1999. Seismic soil-structure interaction in buildings. I: Analytical aspects. II: Empirical findings. *Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering*. **125**(1).

## JUNTAS SÍSMICAS

- Ding X, Feng L, Wang C, Chen Z, Hang L. 2020. Shaking table tests of the seismic response of a utility tunnel with a joint connection. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **133**:106133.
- Lange S, Mason B, Scott MH, Ashford SA. 2018. Analysis of concrete-lined tunnels crossing active faults. *11<sup>th</sup> US National Conference on Earthquake Engineering*. Los Angeles.
- Oh J, Moon T. 2018. Seismic Design of a Single Bored Tunnel: Longitudinal Deformations and Seismic Joints. *Rock Mechanics and Rock Engineering*. **51**(2):893-910.
- Qiao Y, Tang J, Liu G, He M. 2022. Longitudinal mechanical response of tunnels under active normal faulting. *Underground Space*. **7**:662-679.
- Wang ZZ, Zhang Z, Gao B. 2012. The seismic behavior of the tunnel across active fault. *15WCEE*. Lisboa.
- Wu-Sheng Z, Wei-Zhong C, Dian-Sen Y. 2015. Effect of longitudinal joints on seismic response of the large shield tunnel in liquefiable soils. *Journal of Vibroengineering*. **17**(4):1945-1960.
- Yoo JK, Park JS, Park D. et al. 2018. Seismic Response of Circular Tunnels in Jointed Rock. *KSCE Journal of Civil Engineering*. **22**:1121-1129.
- Yu H, Yuan Y, Qiao Z, Gu Y, Yang Z, Li X. 2013. Seismic analysis of a long tunnel based on multi-scale method. *Engineering Structures*. **49**:572-587.
- Zhang LF et al. 2020. A Review on Seismic Response and Aseismic Measures of Fault-crossing Tunnels. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. **570**:052046.

## LICUACIÓN DEL SUELO

- Ahmadi MM, Robertson PK. 2005. Thin-layer effects on the CPT  $q_c$  measurement. *Canadian Geotechnical Journal*. **42**:1302-1317.
- Azadi M, Hosseini SMMM. 2010. The uplifting behavior of shallow tunnels within the liquefiable soils under cyclic loadings. *Tunnelling and Underground Space Technology*. **25**:158-167.
- Boulanger RW. 2003. State normalization of penetration resistance and the effect of overburden stress on liquefaction resistance. *11<sup>th</sup> International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering and 3<sup>rd</sup> International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*. University of California, Berkeley.
- Chou HS, Yang CY, Hsieh BJ, Chang SS. 2001. A study of liquefaction related damages on shield tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*. **16**(3):185-193.

- Dobry R. 2006. Some Basic Aspects of Soil Liquefaction during Earthquakes. *Annals of the New York Academy of Sciences*. **558**(1):172-182.
- Idriss IM, Boulanger RW. 2006. Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **26**:115-130.
- Idriss IM, Boulanger RW. 2008. Soil liquefaction during earthquakes. *Earthquake Engineering Research Institute*. MNO-12. Oakland, California.
- Iwasaki T, Arakawa T, Tokida KI. 1984. Simplified procedures for assessing soil liquefaction during earthquakes. *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **3**(1):49-58.
- Mitchell JK. 2008. Mitigation of liquefaction potential of silty sands. *From Research to Practice in Geotechnical Engineering*, Laier JE, Crapps DK, Hussein MH (eds.), Geotechnical Special Publication 180, ASCE.
- Padmanabhan G, Shanmugam GK. 2021. Liquefaction and reliquefaction resistance of saturated sand deposits treated with sand compaction piles. *Bulletin of Earthquake Engineering*. **19**:4235-4259.
- Robertson PK. 1990. Soil classification using CPT. *Canadian Geotechnical Journal*. **27**(1):151-158.
- Robertson PK, Wride CE. 1998. Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*. **35**(3):442-459.
- Seed HB, Idriss IM. 1971. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Division*. **97**(SM9):1249-1273.
- Seed HB. 1979. Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. **105**(GT2):201-255.
- Seed HB, Booker JR. 1979. Stabilization of Potentially Liquefiable Sand Deposits Using Gravel Drains. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. **103**:757-768.
- Seed HB, Idriss IM. 1981. Evaluation of liquefaction potential of sand deposits based on observations and performance in previous earthquakes. In situ testing to evaluate liquefaction susceptibility. *ASCE Annual Conference, St Louis, MI*.
- Shioi Y, Hashizume Y. 2020. Ground damage during large earthquakes: liquefaction and slope Collapse. *Geotechnics for Sustainable Infrastructure Development*.
- Stark TD, Olson SM. 1995. Liquefaction resistance using CPT and field case histories. *Journal of Geotechnical Engineering*. **121**(12):856-869.
- Tokimatsu K, Seed HB. 1987. Evaluation of settlement in sands due to earthquake shaking. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. **113**(8):861-878.
- Yoshimine M, Nishizaki H, Amano K et al. 2006. Flow deformation of liquefied sand under constant shear load and its application to analysis of flow slide in infinite slope. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **26**:253-264.
- Youd TL, Idriss IM, Andrus RD et al. 2001. Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. **127**(10):817-833.
- Youd TL, Hansen CM, Bartlett SF. 2002. Revised multi-linear regression equations for prediction of lateral spread displacement. *Journal of Geotechnical and Environmental Engineering, ASCE*. **128**(12):1007-1017.

## MÉTODO DE NAKAMURA

- Kawase H, Nagashima F, Nakano K, Mori Y. 2019. Direct evaluation of S-wave amplification factors from microtremor H/V ratios: Double empirical corrections to "Nakamura" method. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **126**.
- Lachet C, Bard PY. 1994. Numerical and Theoretical Investigations on the Possibilities and Limitations of Nakamura's Technique. *Journal of Physical Earth*. **42**:377-397.
- Lachet C, Bard PY. 1995. Theoretical Investigations on the Nakamura's Technique. *Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering & Soil Dynamics*.



- Mucciarelli M, Gallipoli MR. 2001. A critical review of 10 years of microtremor HVSR technique. *Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata*. **42**:255-266.
- Nakamura Y. 2000. Clear identification of fundamental idea of Nakamura's technique and its applications. *12WCEE, Auckland, New Zealand*.
- Nakamura Y. 2008. On the H/V Spectrum. *14WCEE, Beijing, China*.

## MUROS DE CONTENCIÓN

- Allen TM, Bathurst RJ. 2015. Improved simplified method for prediction of loads in reinforced soil walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. **141**(11):04015049.
- Anderson DG, Martin GR, Lam I, Wang JN. 2008. Seismic Analysis and Design of Retaining Walls, Buried Structures, Slopes and Embankments. *NCHRP REPORT 611*.
- Bhattacharya S, Orense R, Lombardi D. 2019. Seismic design of foundations. Concepts and applications. *ICE Publishing, Thomas Telford, London*.
- Candia G, Mikola RG, Sitar N. 2016. Seismic response of retaining walls with cohesive backfill. Centrifuge model studies. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **90**:411-419.
- Choi KY, Li V, Tam AY. 2022. An Innovative Design of Retaining Wall in Lung Shan Tunnel Construction. *AIJR Proceedings*. 39-49.
- Christopher BR, Gill SA, Giroud JP, Juran I, Mitchell JK, Schlosser, Dunncliff J. 1990. Reinforced Soil Structures. Vol 1, Design and construction guidelines. Vol. 2, Summary Research and Systems Information. *Federal Highway Administration, US Dept. of Transportation. Publication FHWA-RD-89-043*. Virginia.
- Conte E, Troncone A, Vena M. 2017. A method for the design of embedded cantilever retaining walls under static and seismic loading. *Géotechnique*. **67**(12):1081-1089.
- Conti R, Viggiani G, D'Arezzo FB. 2015. Some remarks on the seismic behaviour of embedded cantilevered retaining walls. *Géotechnique*. **64**(1):40-50.
- Das BM. 1983. Fundamentals of soil dynamics. *Elsevier*.
- Day RW. 2002. Geotechnical earthquake engineering handbook. *McGraw-Hill*.
- Ebeling RM, Morrison EE. 1993. The seismic design of waterfront retaining structures. *NCEL (Naval Civil Engineering Laboratory) Technical Report R-939*. California.
- Ehrlich M, Mitchell JK. 1994. Working stress design method for reinforced soil walls. *Journal of geotechnical engineering*. **120**(4):625-645.
- Fardis M, Carvalho E, Elnashai A, Faccioli E, Pinto P, Plumier A. 2005. Designers' Guide to Eurocode 8. *European Committee for Standardization*.
- Ferdous W, Bai Y, Almutairi AD, Satasivam S, Jeske J. 2018a. Modular assembly of water-retaining walls using GFRP hollow profiles: Components and connection performance. *Composite Structures*. **194**:1-11.
- Ferdous W, Almutairi AD, Huang Y, Bai Y. 2018b. Short-term flexural behaviour of concrete filled pultruded GFRP cellular and tubular sections with pin-eye connections for modular retaining wall construction. *Composite Structures*. **206**:1-10.
- Ho SK, Rowe RK. 1996. Effect of wall geometry on the behaviour of reinforced soil walls. *Geotextiles and Geomembranes*. **14**(10):521-541.
- Ingold TS. 1979. The effects of compaction on retaining walls. *Géotechnique*. **29**:265-283.
- Jaky J. 1948. Pressure in silos. *2<sup>nd</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering ICSMFE, London*. 103-107.
- Kramer SL. 1996. Geotechnical Earthquake Engineering. *Prentice-Hall*.
- Lancellotta R. 2007. Lower-bound approach for seismic passive earth resistance. *Géotechnique*. **57**(3):319-321.
- Matsuo H. 1941. Experimental Study on the Distribution of Earth Pressures Acting on a Vertical Wall during Earthquakes. *Journal of the Japanese Society of Civil Engineers*. (27)2.
- Matsuo H, Ohara S. 1960. Lateral Earth Pressure and Stability of Quay Walls During Earthquake. *2<sup>nd</sup> World Conference on Earthquake Engineering. Tokyo*. **1**:165-83.
- Matsuzawa H, Ishibashi I, Kawamura M. 1985. Dynamic Soil and Water Pressures of Submerged Soils. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*. **111**(10):1161-1176.



- Maugeri M, Soccodato C. 2014. Earthquake Geotechnical Engineering Design. *Springer International Publishing, Switzerland*.
- Mayne PW, Kulhawy FH. 1982. K0-OCR relationships in soil. *Journal of Geotechnical Engineering*. **108**(GT6):851-872.
- Mikola RG, Candia G, Sitar N. 2013. Seismic Earth Pressures on Retaining Structures and Basement Walls in Cohesionless Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. **142**(10):04016047.
- Mylonakis G, Kloukinas P, Papatonopoulos C. 2007. An Alternative to the Mononobe-Okabe Equation for Seismic Earth Pressures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **27**(10):957-969.
- Nadim F, Whitman RV. 1983. Seismically Induced Movement of Retaining Walls. *Journal of Geotechnical Engineering*. **109**(7):915-931.
- Pain A, Choudhury D, Bhattacharyya SK. 2015. Seismic stability of retaining wall-soil sliding interaction using modified pseudo-dynamic method. *Géotechnique*. **5**(1):56-61.
- Pantelidis L. 2019. The Generalized Coefficients of Earth Pressure: A Unified Approach. *Applied Sciences*. **9**(24):5291.
- Richards R, Elms DG. 1979. Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. **105**:449-464.
- Sabermahani M, Ghalandarzadeh A, Fakher A. 2009. Experimental study on seismic deformation modes of reinforced-soil walls. *Geotextiles and Geomembranes*. **27**(2):121-136.
- Seed HB, Whitman RV. 1970. Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads. *ASCE Specialty Conference, Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, Cornell Univ., Ithaca, New York*. 103-147.
- Sitar N, Mikola RG, Candia G. 2012. Seismically Induced Lateral Earth Pressures on Retaining Structures and Basement Walls. *GeoCongress 2012*.
- Steedman RS. 1998. Seismic design of retaining walls. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*. **131**(1):12-22.
- Wagner N, Sitar N. 2016. On seismic response of stiff and flexible retaining structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **91**:284-293.
- Wood JH. 1973. Earthquake-Induced Soil Pressures on Structures. *California Institute of Technology*.
- Younan AH, Veletsos AS. 2000. Dynamic response of flexible retaining walls. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. **29**:1815-1844.

## **NORMAS Y OTROS DOCUMENTOS SIMILARES DE OTROS PAÍSES**

- ACI 318-19. 2019. Building Code Requirements for Structural Concrete. *American Concrete Institute*.
- ASCE/SEI 41-17. 2017. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. *American Society of Civil Engineers / Structural Engineering Institute*.
- ASCE/SEI 7-10. 2010. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. *American Society of Civil Engineers*.
- ASCE/SEI 7-22. 2022. Minimum design loads and Associated Criteria for buildings and other structures. *American Society of Civil Engineers*.
- BSL. 2009. The Building Standard Law of Japan. *Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism*.
- Caltrans Seismic Design Criteria. 2018. *California Department of Transportation*.
- Código Modelo Sísmico para América Latina y El Caribe (CMS AL&EC). Versión pendiente de publicación. <https://codigomodelosismico.org/>. Último acceso Diciembre 2022.
- Design Standard for Railway Structure and Commentary (Seismic Design). 2012. *Japan*.
- EGEP. Earthquake Geotechnical Engineering Practice. 2017. *New Zealand Geotechnical Society - Ministry of Business, Innovation and Employment*.
- EN 1992-1-1. 2004. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. *European Committee for Standardization*.



- EN 1997-1. 2004. Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules. *European Committee for Standardization*.
- EN 1998-1. 2004. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. *European Committee for Standardization*.
- EN 1998-1. Versión pendiente de publicación. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. *European Committee for Standardization*. En el momento de elaborar este Manual, este documento aún no ha sido publicado oficialmente. <https://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/>. Último acceso Diciembre 2022.
- EN 1998-4. 2003. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 4: Silos, tanks and pipelines. *European Committee for Standardization*.
- EN 1998-5. 2003. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects. *European Committee for Standardization*.
- EN 1998-5. Versión pendiente de publicación. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 5: Geotechnical aspects, Foundations, Retaining and Underground Structures. *European Committee for Standardization*. En el momento de elaborar este Manual, este documento aún no ha sido publicado oficialmente. <https://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/>. Último acceso Diciembre 2022.
- GB 50011. 2010. National Standard of the People's Republic of China. *China Architecture & Building Press*.
- GB 50909. Code for Seismic Design of Urban Transit Rail Structures. 2014. *China*.
- ISO 23469. 2005. Seismic Action for Designing Geotechnical Works. *International Organization for Standardization*.
- LRFD Bridge Design Specifications. 2014. *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)*.
- LRFD Road Tunnel Design and Construction Guide Specifications. 2017. *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)*.
- LRFD Seismic Analysis and Design of Transportation Geotechnical Features and Structural Foundations. FHWA-NHI-11-032. 2011. *Transportation Research Board*.
- NCHRP Report 611. Seismic Analysis and Design of Retaining Walls, Buried Structures, Slopes, and Embankments. *Transportation Research Board* 2008.
- NCh 2745. 2013. Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica. *Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Sísmica. Instituto Nacional de Normalización*.
- NCh 433. Diseño sísmico de edificios. 2012. Ministerio de Vivienda y Urbanismo de Chile.
- NTC. 2008. Norme Tecnica per le Costruzioni. *Ministero delle Infrastrutture*.
- Seismic Earth Pressures on Retaining Structures with Cohesive Backfills. 2013. *California Department of Transportation*.
- Standard Specifications for Concrete Structures. 2007. *Japan Society of Civil Engineers*.
- Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnel-Civil Elements. 2009. *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)*.
- Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnel-Civil Elements. 2019. *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)*.

## NORMATIVA PERUANA GENERAL Y SÍSMICA

- Especificaciones Técnicas para Registradores Acelerométricos y requisitos mínimos para su instalación, operación y mantenimiento. 2016. *Instituto Geofísico del Perú*.
- Guía de criterios geomecánicos para diseño, construcción, supervisión y cierre de labores subterráneas. 2016. *Ministerio de energía y minas*.
- Norma Técnica E.020 Cargas. 2006. *Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento*.
- Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente. 2019. *Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento*.





- Norma Técnica E.031 Proyecto de norma técnica aislamiento sísmico. 2018. *Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento*.
- Norma Técnica E.050 Suelos y cimentaciones. 2018. *Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento*.
- Norma Técnica E.060 Concreto Armado. 2009. *Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento*. 2009.
- Norma Técnica E.070 Albañilería. 2006. *Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento*.

## NORMATIVA PERUANA VIAL

- Glosario de Términos de Uso Frecuente en Proyectos de Infraestructura Vial. 2018. *Ministerio de Transportes y Comunicaciones*.
- Ley General de Transporte y Tránsito Terrestre. 2019. *Ministerio de Transportes y Comunicaciones*.
- Manual de Carreteras: Diseño Geométrico. 2018. *Ministerio de Transportes y Comunicaciones*.
- Manual de Carreteras: Especificaciones Técnicas Generales para la Construcción. 2018. *Ministerio de Transportes y Comunicaciones*.
- Manual de Carreteras: Hidrología, Hidráulica y Drenaje Vigente. 2018. *Ministerio de Transportes y Comunicaciones*.
- Manual de Carreteras: Mantenimiento o Conservación Vial. 2018. *Ministerio de Transportes y Comunicaciones*.
- Manual de Carreteras: Suelos Geología Geotecnia y Pavimentos. 2018. *Ministerio de Transportes y Comunicaciones*.
- Manual de Diseño de Puentes. 2016. *Ministerio de Transportes y Comunicaciones*.
- Manual de Ensayo de Materiales. 2016. *Ministerio de Transportes y Comunicaciones*.
- Manual de Túneles, Muros y Obras Complementarias. 2016. *Ministerio de Transportes y Comunicaciones*.
- Reglamento Nacional de Ferrocarriles. 2010. *Ministerio de Transportes y Comunicaciones*.
- Reglamento Nacional de Gestión de Infraestructura Vial. 2006. *Ministerio de Transportes y Comunicaciones*.
- Reglamento Nacional de Tránsito. 2018. *Ministerio de Transportes y Comunicaciones*.
- Reglamento Nacional de Vehículos. 2019. *Ministerio de Transportes y Comunicaciones*.

## PGA-PGV-PGD

- Akkar S, Bommer JJ. 2010. Empirical Equations for the Prediction of PGA, PGV, and Spectral Accelerations in Europe, the Mediterranean Region, and the Middle East. *Seismological Research Letters*. **81**(2):195–206.
- Alavi AH, Gandomi AH, Modaresnezhad M, Mousavi M. 2011. New Ground-Motion Prediction Equations Using Multi Expression Programming. *Journal of Earthquake Engineering*. **15**(4): 511-536.
- Atkinson GM, Sonley E. 2000. Empirical Relationships between Modified Mercalli Intensity and Response Spectra. *Bulletin of the Seismological Society of America*. **90**(2):537–544.
- Bradley BA. 2012. Empirical Correlations between Peak Ground Velocity and Spectrum-Based Intensity Measures. *Earthquake Spectra*. **28**(1):17–35.
- Campbell KW, Bozorgnia Y. 2008. NGA Ground Motion Model for the Geometric Mean Horizontal Component of PGA, PGV, PGD and 5% Damped Linear Elastic Response Spectra for Periods Ranging from 0.01 to 10 s. *Earthquake Spectra*. **24**(1):139–171.
- Constantin AP, Moldovan IA, Partheniu R, Grecu B, Ionescu C. 2021. Relationships between macroseismic intensity and peak ground acceleration and velocity for the Vrancea (Romania) subcrustal earthquakes. *Annals of Geophysics*. **64**(4):SE432.



- Du K, Ding B, Luo H, Sun J. 2019. Relationship between peak ground acceleration, peak ground velocity, and macroseismic intensity in Western China. *Bulletin of the Seismological Society of America*. **109**(1):284–297.
- Gómez-Capera AA, D'Amico M, Lanzano G, Locati M, Santulin M. 2020. Relationships between ground motion parameters and macroseismic intensity for Italy. *Bulletin of Earthquake Engineering*. **18**:5143–5164.
- Liu JM, Wang T, Wu SR, Gao MT. 2016. New Empirical Relationships between Arias Intensity and Peak Ground Acceleration. *Bulletin of the Seismological Society of America*. **106**(5).
- Paolucci R, Smerzini C. 2017. Empirical evaluation of peak ground velocity and displacement as a function of elastic spectral ordinates for design. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. **47**:245–255.
- Wald DJ, Quitoriano V, Heaton TH, Kanamori H. 1999. Relations between Peak Ground Acceleration, Peak Ground Velocity, and modified Mercalli intensity in California. *Earthquake Spectra*. **15**(3):557–564.
- Yih-Min W, Ta-liang T, Tzay-Chyn S, Nai-Chi H. 2003. Relation between Peak Ground Acceleration, Peak Ground Velocity and intensity in Taiwan. *Bulletin of the Seismological Society of America*. **93**(1):386–396.

## PROPAGACIÓN Y DESPROPAGACIÓN DE ONDAS EN EL TERRENO

- Astroza R, Ebrahimian H, Li Y, Conte JP. 2017. Bayesian nonlinear structural FE model and seismic input identification for damage assessment of civil structures. *Mechanical Systems and Signal Processing*, **93**:661-687.
- Barnes AE. 1996. Theory of 2-D complex seismic trace analysis. *Geophysics*. **61**(1): 264-272.
- Cheng Y, Liu Z. 2011. Optimized selection of sigma points in the unscented Kalman filter. *ICECE (International Conference on Electrical and Control Engineering) Wuhan, China*.
- Das BM, Ramana GV. (2014). Principles of soil dynamics. *Cengage Learning*.
- Ding Y et al. 2015. A condition assessment method for time-variant structures with incomplete measurements. *Mechanical Systems and Signal Processing*. **58-59**:228–244.
- Ebrahimian H, Astroza R, Conte JP, Papadimitriou C. 2018. Bayesian optimal estimation for output-only nonlinear system and damage identification of civil structures. *Structural Control and Health Monitoring*, **25**(9):1-32.
- Fang H, Tian N, Wang Y, Zhou M, Haile MA. 2017. Nonlinear Bayesian Estimation: From Kalman Filtering to a Broader Horizon. *IEEE/CAA Journal of Automatica Sinica*. **5**(2):401–417.
- Gillijns S, Moor BD. 2007. System inversion with application to filtering and smoothing in the presence of unknown inputs. *Katholieke Universiteit Leuven. Internal Report*.
- Groholski DR, Hashash YMA, Kim B, Musgrove M, Harmon J, Stewart JP. 2016. Simplified Model for Small-Strain Nonlinearity and Strength in 1D Seismic Site Response Analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. **142**(9):1-14.
- Hashash YMA, Park D. 2001. Non-linear one-dimensional seismic ground motion propagation in the Mississippi embayment. *Engineering Geology*. **62**(1-3):185-206.
- Hashash YMA, Park D. 2002. Viscous damping formulation and high frequency motion propagation in non-linear site response analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **22**(7):611–624.
- Hashash YMA, Phillips C, Groholski DR. 2010. Recent advances in non-linear site response analysis. *Fifth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Professor I.M. Idriss, San Diego, California*.
- Hashash YMA et al. 2016. DeepSoil, 1-D wave propagation analysis program for geotechnical site response analysis of deep soil deposits. *Board of Trustees of University of Illinois at Urbana-Champaign*.



- Hestholm SO, Husebye ES, Ruud BO. 1994. Seismic wave propagation in complex crust-upper mantle media using 2-D finite-difference synthetics. *Geophysical Journal International*. **118**(3):643-670.
- Hsieh CS. 2009. Optimal time-delayed joint input and state estimation for systems with unknown inputs. *48<sup>th</sup> IEEE Conference on Decision and Control. Shanghai, China*.
- Itzá R, Iturrarán-Viveros U, Parra JO. 2016. Optimal implicit 2-D finite differences to model wave propagation in poroelastic media. *Geophysical Journal International*. **206**(2):1111-1125.
- Joyner WB, Chen ATF. 1975. Calculation of nonlinear ground response in earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*. **65**(5):1315-1336.
- Julier SJ, Uhlmann JK. 2004. Unscented filtering and nonlinear estimation. *Proceedings of the IEEE*. **92**(3):401-422.
- Kalman RE. 1960. A New Approach to Linear Filtering and Prediction Problems, *Journal of Basic Engineering*. **82**:35-45.
- Kamalian M, Jafari MK, Sohrabi-Bidar A, Razmkhah A. 2008. Seismic response of 2-D semi-sine shaped hills to vertically propagating incident waves: amplification patterns and engineering applications. *Earthquake Spectra*. **24**(2):405-430.
- Kouretzis GP, Bouckovalas GD, Karamitros DK. 2011. Seismic verification of long cylindrical underground structures considering Rayleigh wave effects. *Tunnelling and Underground Space Technology*. **26**(6):789-794.
- Kuhlemeyer RL, Lysmer J. 1973. Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE*. **99**(SM5):421-427.
- Li C. 2014. A simplified method for prediction of embankment settlement in clays. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. **6**(1):61-66.
- Liu L, Hua W, Lei Y. 2017. Real-time simultaneous identification of structural systems and unknown inputs without collocated acceleration measurements based on MEKF-UI. *Measurement*. **122**:545-553.
- Luo X, Sakai K, Sogabe M. 2001. Angular Rotation Assessment Method for Track Using Seismic Wavelength Originated from Surface Waves. *RTRI Report*. **25**(9):19-24.
- Ma X, Yang D, Liu F. 2011. A nearly analytic symplectically partitioned Runge-Kutta method for 2-D seismic wave equations. *Geophysical Journal International*. **187**(1):480-496.
- Maes et al. 2016. Joint input-state estimation in structural dynamics. *Mechanical Systems and Signal Processing*. **70-71**:445-466.
- Maes K, Gillijns S, Lombaert G. 2018. A smoothing algorithm for joint input-state estimation in structural dynamics. *Mechanical Systems and Signal Processing*. **98**:292-309.
- Newmark NM. 1968. Problems in wave propagation in soil and rock. *International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials, New Mexico*.
- Oral E, Gélis C, Bonilla LF. 2019. 2-D P-SV and SH spectral element modelling of seismic wave propagation in non-linear media with pore-pressure effects. *Geophysical Journal International*. **217**(2):1353-1365.
- Paolucci R, Colli P, Giacinto G. 2000. Assessment of seismic site effects in 2-D alluvial valleys using neural networks. *Earthquake spectra*. **16**(3):661-680.
- Phillips C, Hashash YMA. 2009. Damping formulation for nonlinear 1D site response analyses. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **29**(7):1143-1158.
- Song W. 2017. Generalized minimum variance unbiased joint input-state estimation and its unscented scheme for dynamic systems with direct feedthrough. *Mechanical Systems and Signal Processing*. **99**:886-920.
- Rubino JG, Caspari E, Müller TM, Milani M, Barbosa ND, Holliger K. 2016. Numerical upscaling in 2-D heterogeneous poroelastic rocks: Anisotropic attenuation and dispersion of seismic waves. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*. **121**(9):6698-6721.

- Stewart JP, Kwok AOL, Hashash YM, Matasovic N, Pyke R, Wang Z, Zhaouhi Y. 2008. Benchmarking of Nonlinear Geotechnical Ground Response Analysis Procedures. *Pacific Earthquake Engineering Research Center*. Report 2008/04.
- Yang D, Song G, Chen S, Hou B. 2007. An improved nearly analytical discrete method: an efficient tool to simulate the seismic response of 2-D porous structures. *Journal of Geophysics and Engineering*. **4**(1):40-52.
- Yang Y, Yu H, Yuan Y, Zhao M. 2020. Analytical solution for longitudinal seismic response of long tunnels subjected to Rayleigh waves. *International Journal on Numerical Analysis Methods in Geomechanics*. **44**:1371-1385.
- Yoshida N. 2015. Seismic Ground Response Analysis (Vol. 36). *Springer*.

## SELECCIÓN DE ACELEROGRAMAS DE EXCITACIÓN

- Alatik L, Abrahamson N. 2010. An improved method for nonstationary spectral matching. *Earthquake Spectra*. **26**(3):601-617.
- Bommer JJ, Acevedo AB. 2004. The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis. *Journal of Earthquake Engineering*. **8**:43-91.
- Buratti N, Stafford PJ, Bommer JJ. 2011. Earthquake accelerogram selection and scaling procedures for estimating the distribution of structural response. *ASCE Journal of Structural Engineering*. **137**(3):345-357.
- Carlton BD, Pestana JM, Bray JD. 2015. Selection of target ground motion parameters for nonlinear site response analysis. GeoEngineering Report UCB/GE/2015-01/02. *PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center)*.
- Hancock J, Bommer JJ, Stafford PJ. 2008. Numbers of scaled and matched accelerograms required for inelastic dynamic analyses. *Earthquake Engineering & Structural Engineering*. **37**(14):1585-1607.
- Stafford PJ, Bommer JJ. 2010. Theoretical consistency of common record selection strategies in performance-based earthquake engineering. *Advances in Performance-Based Earthquake Engineering*. 49-58.

## TABLESTACAS

- Gazetas G, Garini E, Zafeirakos A. 2016. Seismic analysis of tall anchored sheet-pile walls. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **91**:209-221.
- Habets CJW, Jonkman SN, Metrikine AV, De Gijt JG, Peters DJ. 2015. Performance-based seismic analysis of an anchored sheet pile quay wall. *Technical University Delft*.
- Qu H, Li R, Hu H, Jia H, Zhang J. 2016. An approach of seismic design for sheet pile retaining wall based on capacity spectrum method. *Geomechanics and Engineering*. **11**(2):309-323.

## TÚNELES Y ESTRUCTURAS ENTERRADAS

- Abate G, Massimino MR, Maugeri M. 2015. Numerical modelling of centrifuge tests on tunnel-soil systems. *Bulletin of Earthquake Engineering*. **13**:1927-1951.
- Anagnostou G, Kovári K. 1996. Face stability conditions with Earth Pressure Balanced shields. *Tunnelling and Underground Space Technology*. **11**(2):165-173.
- Bobet A, Yu H. 2017. Seismic distortions of a deep circular tunnel in elastic slightly anisotropic ground. *Underground Space*. **2**:134-147.
- Brown ET, Bray JW, Landanyi B, Hoek E. 1983. Ground response, curves for rock tunnels. *Journal of Geotechnical Engineering*. **109**:15-39.
- Bu X, Ledesma A, López-Almansa F. 2022. Novel seismic design solution for underground structures. Case study of a 2-story 3-bay subway station. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **153**:107087.
- Carranza-Torres C, Fairhurst C. 2000. Application of convergence-confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion. *Tunnelling Underground Space Technology*. **15**:187-213.

- Chen G, Chen S, Xiuli DU, et al. 2016. Review of Seismic Damage, Model Test, Available Design and Analysis Methods of Urban Underground Structures: Retrospect and Prospect. *Journal of Disaster Prevention & Mitigation Engineering*.
- Chen Q, Hong N, Zhang T, Zhao Z. 2022. Experiment-based performance evaluation framework for isolated structures in underground subway station–soil–aboveground structure interaction system under seismic excitations. *Journal of Building Engineering*. **56**:104790.
- Chen Z, Shi C, Li T, et al. 2012. Damage characteristics and influence factors of mountain tunnels under strong earthquakes. *Natural Hazards*. **61**(2):387-401.
- Dowding CH, Rozen A. 1978. Damage to rock tunnels from earthquake shaking. *Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE*. **104**(GT2):175–191.
- Duddeck H, Erdmann J. 1983. Structural design models for tunnels. Tunnelling, 3<sup>rd</sup> International Symposium. *Institution of Mining and Metallurgy*. 83-91.
- Fabozzi S, Licata V, Autuori S, Bilotta E, Russo G, Silvestri F. 2017. Prediction of the seismic behaviour of an underground railway station and a tunnel in Napoli (Italy). *Underground Space*. **2**:88-105.
- Geng P, He C, Yan Q. 2013. The Current Situation and Prospect of Seismic Analysis Methods for Tunnel Structure. *China Civil Engineering Journal*. **s1**:262-268.
- Gordo-Monsó C, González-Galindo J, Olalla-Marañón C. 2019. A closed-form solution for the seismic racking and rocking behavior of rectangular tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*. **88**:87–97.
- Guglielmetti V, Grasso P, Mahtab A, Xu S. 2007. Mechanized Tunnelling in, Urban Areas, Design methodology and construction control (GEODATA S.p.A.). *Taylor & Francis*.
- Hashash YMA, Hook JJ, Schmidt B, Yao JIC. 2001. Seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling & Underground Space Technology Incorporating Trenchless Technology Research*. **16**(4):247-293.
- Hashash YMA, Park D, Yao JIC. 2005. Ovaling deformations of circular tunnels under seismic loading, an update on seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling & Underground Space Technology Incorporating Trenchless Technology Research*. **20**:435–441.
- Huang H. 2006. State-of-the-Art of the Research on Risk Management in Construction of Tunnel and Underground Works. *Chinese Journal of Underground Space and Engineering*. **1**:13-20.
- Jaramillo CA. 2017. Impact of seismic design on tunnels in rock – Case histories. *Underground Space* **2**:106–114.
- John CMS, Zahrah TF. 1987. Aseismic design of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*. **2**(2):165-197.
- Kawashima K. (2000). Seismic design of underground structures in soft ground: A review. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*. 3-20.
- Kolymbas D. 2005. Tunelling and Tunnel Mechanics: A Rational Approach to Tunnelling. *Springer-Verlag*.
- Kuesel TR. 1969. Earthquake Design Criteria for Subways. *Journal of the Structure Division*. **95**(6): 1213-1231.
- Lee TH, Park D, Nguyen DD, Park JS. 2016. Damage analysis of cut-and-cover tunnel structures under seismic loading. *Bulletin of the Seismological Society of America*. **14**:413-431.
- Li Q., Jiang S., Lin Z., Chen Xiang, Lv Y. 2016. Research Status of Seismic Design of Tunnel Based on Performance. *Highway Tunnel*. **1**:1-5.
- Liu LY, Chen ZY, Yuan Y. 2012. Seismic Design and Analysis of Large-Size Shield Tunnels. Part I: Parametric Study. *Applied Mechanics and Materials*. 105-107.
- Liu D, Du X, El Nagggar HM, Xu C, Chen Q. 2022. Seismic mitigation performance analysis of underground subway station with arc grooved roller bearings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **153**:107082.
- Luo Y, Chen J, Gao S, et al. 2017. Stability analysis of super-large-section tunnel in loess ground considering water infiltration caused by irrigation. *Environmental Earth Sciences*. **76**(22):763.



- Peng Y et al. 1991. Seismic Design of Underground Structure. *International Journal of Seismology*. **12**:32-34.
- Ptilakis G, Tsinidis K. 2013. Performance and Seismic Design of Underground Structures. *Earthquake Geotechnical Engineering Design*. Springer International Publishing.
- Rodríguez Sánchez J, López Almansa F, Ledesma A. 2019a. Identificación no lineal de movimientos sísmicos en el lecho rocoso ingenieril a partir de registros tomados en la superficie. *Achisina 2019*. Valdivia, Chile.
- Rodríguez Sánchez J, Díaz-Moreno AJ, Martínez-Ruiz G, Hinojosa I. 2019b. Seismic Design of the Mercado Santa Anita Station in L2 Metro Lima Project. *VII Conference ACHE*. A Coruña, Spain 2017.
- Sakyi KS, Benjamin K, Godson K. 2018. Seismic Response Analysis of Underground Structures. *Journal of Environment and Earth Science*. **5**:48-71.
- Sandoval E, Bovet A. 2017. Effect of frequency and flexibility ratio on the seismic response of deep tunnels. *Underground Space*. **2**:125-133.
- Sharma S, Judd WR. 1991. Underground opening damage from earthquakes. *Engineering Geology*. **30**(3-4):263-276.
- Tsinidis G, Ptilakis K, Madabhushi G, Heron C. 2015. Dynamic response of flexible square tunnels: centrifuge testing and validation of existing design methodologies. *Géotechnique*. **65**(5):401-417.
- Tsinidis G, Ptilakis K, Madabhushi G. 2016a. On the dynamic response of square tunnels in sand. *Engineering Structures*. **125**:419-437.
- Tsinidis G, Rovithis E, Ptilakis K, Chazelas JL. 2016b. Seismic response of box-type tunnels in soft soil: Experimental and numerical investigation. *Tunnelling and Underground Space Technology*. **59**:199-214.
- Tsinidis G. 2017. Response characteristics of rectangular tunnels in soft soil subjected to transversal ground shaking. *Tunnelling and Underground Space Technology*. **62**:1-22.
- Tsinidis G, Ptilakis K. 2018. Improved R-F relations for the transversal seismic analysis of rectangular tunnels. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. **107**:48-65.
- Tsinidis G et al. 2020. Seismic behaviour of tunnels: From experiments to analysis. *Tunnelling and Underground Space Technology*. **99**:103334.
- Wang JN. 1993. Seismic Design of Tunnels. A Simple State-of-the-Art Design Approach. *Parsons Brinckerhoff Inc.*
- Wang J. 2018. The Updated Concept of Conventional Tunneling in Soft Surrounding Rocks. *Modern Tunnelling Technology*. **55**(06):1-10.
- Wang M, Guo J, Luo L, et al. 2009. Calculation Method for the Surrounding Rock Pressure of Deep Buried Large Sectional Loess Tunnel in High-Speed Railway. *China Railway Science*. **30**(5).
- Wang M, Tan Z. 2010. Construction Technology of Tunnels and Underground Engineering in China. *China Engineering Science*. **12**(12):4-10.
- Wang WL, Wang TT, Su JJ, et al. 2001. Assessment of damage in mountain tunnels due to the Taiwan Chi-Chi Earthquake. *Tunnelling & Underground Space Technology Incorporating Trenchless Technology Research*. **16**(3):133-150.
- Wang WL, Yuan M, Miao Y, et al. 2018. Experimental study on seismic response of underground tunnel-soil-surface structure interaction system. *Tunnelling & Underground Space Technology*. **76**:145-159.
- Wittke W. 2007. Stability analysis and design for mechanized tunneling. *WBI, Aachen, Germany*.
- Yu H, Chen J, Bobet A, et al. 2016. Damage observation and assessment of the Longxi tunnel during the Wenchuan earthquake. *Tunnelling and Underground Space Technology incorporating Trenchless Technology Research*. **54**:102-116.
- Yu HT, Chen JT, Yuan Y, et al. 2016. Seismic damage of mountain tunnels during the 5.12 Wenchuan earthquake. *Journal of Mountain Science*. **11**:79-95.
- Yu H, Yuan Y, Bobet A. 2017. Seismic analysis of long tunnels: A review of simplified and unified methods. *Underground Space*. **2**:73-87.



PERÚ

Ministerio  
de Transportes  
y Comunicaciones

- Yu HT, Yuan Y. 2018. Review on Seismic Response Analysis and Test Methods for Long and Large Tunnels. *China Journal of Highway and Transport*. **31**(10).

PREPUBLICACIÓN



**BICENTENARIO  
DEL PERÚ  
2021 - 2024**

## **MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES**

**Dirección General de Políticas y Regulación en Transporte Multimodal  
Jr. Zorritos 1203, Lima, Perú  
Central telefónica: 01 615 7800**

[www.gob.pe/mtc](http://www.gob.pe/mtc)